



II. ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS.

El Estudio de Mecánica de Suelos, es una herramienta que proporciona datos confiables de las condiciones del subsuelo, como capacidad de carga y asentamientos probables, y da sugerencias acerca del sistema de cimentación. Con el uso racional de la información obtenida se puede evitar que se sobrepasen los estados límite del suelo, que puedan producir esfuerzos secundarios en los miembros estructurales, productores a su vez de deformaciones importantes como fisuras, grietas, etcétera.

Se realizó el estudio del subsuelo teniendo en cuenta la importancia que representa la inversión y el buen funcionamiento de las construcciones dentro del proyecto de construcción de la Planta Alimenticia.

Con la información geológica y geotécnica obtenida de las muestras inalteradas y alteradas, se determinó la estratigrafía superficial y profunda del subsuelo, las propiedades físicas de los materiales y las propiedades mecánicas del terreno a lo largo de los sondeos, de esta manera, se determinó la profundidad de desplante de las cimentaciones.

II.1. Antecedentes geológicos.

II.1.1. Geología regional.

El predio donde se proyectó la obra se ubica dentro de una región que se caracteriza como una enorme masa de rocas, cenizas volcánicas, arcillas y limos de diversos tipos, acumulados en innumerables y sucesivos episodios volcánicos, iniciados a mediados de la era terciaria o cenozoica (hace unos 35 millones de años) y continuados hasta el presente.

II.1.2. Regionalización sísmica de la República Mexicana.

Atendiendo a su sismicidad y conforme al Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, Diseño por Sismo, el proyecto se ubica en la zona B de la Regionalización sísmica de la República Mexicana, segunda en orden de actividad creciente de las cuatro en que se divide el país, ver figura B.7 del Anexo B. En la sección II.5, se determinará la clasificación del suelo y su correspondiente coeficiente sísmico.

II.2. Métodos de exploración y muestreo en campo.

El RCDF04 establece que la exploración del subsuelo no será inferior a dos metros de profundidad, para el caso de cimentaciones someras, y en el caso de cimentaciones profundas, el sondeo deberá penetrar 3 m el estrato incompresible a partir del cual se desea apoyar la cimentación.

Para definir las condiciones estratigráficas, calidades de los materiales y capacidad de carga de las diferentes zonas de construcción se realizaron cinco sondeos, de los cuales dos fueron del tipo pozo a cielo abierto (PCA), a 3 m de profundidad en promedio, y tres del tipo penetración estándar (SPT), a 15.00 m, 25.00 m y

25.15 m de profundidad en promedio. De los PCA se obtuvieron muestras cúbicas inalteradas para determinar parámetros de deformación en pruebas de consolidación y capacidad de carga última en pruebas de compresión no confinada – no consolidada (UU). De los SPT se obtuvieron muestras alteradas, con las que se realizó un perfil estratigráfico continuo, se revisaron las propiedades índice y se obtuvo el contenido de agua.

Durante el proceso de crecimiento de la Planta Industrial y hasta la actualidad, se han desarrollado en el predio diversos estudios de suelos, permitiendo correlacionar la información entre ellos y así establecer el mejor criterio para el diseño de las cimentaciones.

II.2.1. Pozo a cielo abierto (PCA).

El pozo a cielo abierto, permite observar directamente las características estratigráficas del suelo y obtener muestras inalteradas de los estratos principales superficiales, para realizar en laboratorio los ensayos clasificatorios necesarios y determinar sus propiedades índice y mecánicas. Esta técnica es la más recomendable en suelos secos y duros, los resultados obtenidos son muy confiables.

Para la realización de un PCA se puede utilizar herramienta manual o equipo mecánico de excavación, en este caso se realizó con máquina retroexcavadora, la obtención de muestras inalteradas se realizó con espátulas, cincel, martillo, brochas, estufa, manta de cielo y brea (cera de Campeche).

Para el labrado de la muestra cúbica inalterada, en la excavación se marca la sección deseada, se labran los lados del cubo de suelo (25 cm x 25 cm x 25 cm), y se extrae. Posteriormente, la muestra se envuelve con manta de cielo, que se impregna de brea caliente mediante una brocha y en la parte superior de la muestra se coloca una etiqueta con su identificación.

Para asegurar la confiabilidad en los resultados, las muestras cúbicas deben obtenerse de una zona que no haya sufrido alteraciones durante el proceso de excavación, que se almacenen protegidas del sol y que se transporten con protecciones para evitar que se golpeen.

En las figuras 2.1 a 2.6 se muestra el proceso descrito para la obtención de muestras inalteradas del PCA-2.



Figura 2.1. Trabajos de excavación.



Figura 2.2. Recolección de muestra inalterada.



Figura 2.3. Obtención de la primera muestra inalterada.



Figura 2.4. Obtención de la segunda muestra inalterada.



Figura 2.5. Perfil estratigráfico.



Figura 2.6. Obtención de la tercera muestra inalterada.

II.2.2. Sondeo de penetración estándar (SPT).

La prueba de penetración estándar, (**SPT**, por sus siglas en inglés), permite estimar la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, mediante el número de golpes necesario para hincar el penetrómetro estándar a través de las capas del suelo, y a su vez, se obtienen muestras alteradas para identificar las características de los suelos del sitio a diferentes profundidades. Con estas pruebas se pueden conocer las condiciones estratigráficas del sitio, así como las propiedades índice y mecánicas.

Para llevar a cabo el muestreo, se deja caer libremente desde una altura de 0.75 m un martinete de 64 kgf de peso sobre un yunque acoplado a una sarta de tubería de perforación y en cuyo extremo se encuentra el muestreador o penetrómetro de doble caña. De esta manera se puede estimar la resistencia directa correlacionada al esfuerzo cortante en suelos cohesivos, la compacidad o densidad relativa y el ángulo de fricción interna, correlacionados en suelos friccionantes mediante el conteo del número de golpes necesarios para hincar los 30 cm el penetrómetro estándar y obtener las muestras para la identificación de los suelos en el sitio.

En la figura 2.9 se muestra un esquema del procedimiento descrito y en las figuras 2.7 y 2.8 se muestra el equipo y la obtención de muestras alteradas para el SPT-3. En la figura 2.10 se muestra la localización en

planta de los sondeos PCA-2 y SPT-3, correspondientes a la zona de construcción de los edificios TPR 1 y TPR 2.



Figura 2.7. Realización del sondeo.



Figura 2.8. Obtención de muestras alteradas.

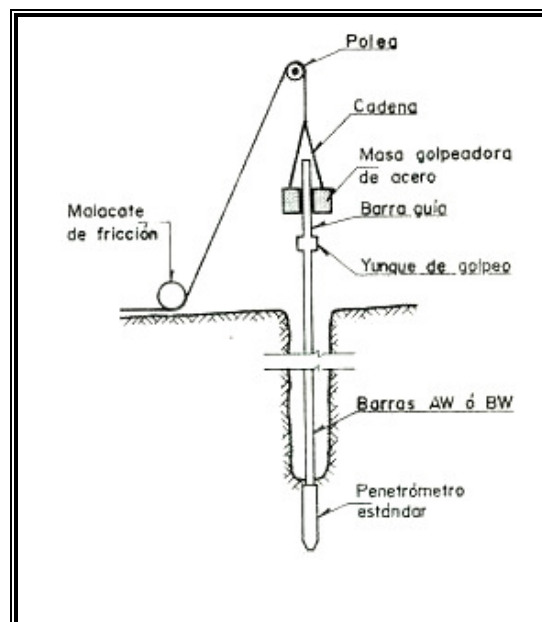


Figura 2.9. Esquema general de un SPT.

En las figuras 2.11 a 2.14 se muestran algunas de las herramientas más comúnmente empleadas para la obtención de muestras alteradas e inalteradas en las pruebas de penetración estándar.



Métodos de exploración y muestreo.

Fig. 2.10. Localización de sondeos PCA-2 y SPT-3.

A. Tubo de pared delgada (tubo Shelby).

Está constituido por un tubo bipartido de acero o latón, con el extremo inferior afilado y unido en la parte superior con la cabeza muestreadora, ésta a su vez, montada al final de la columna de barras de perforación, con las que se hince el muestreador por percusión desde la superficie.

El empleo de estos tubos permite obtener muestras del subsuelo relativamente inalteradas, para fines prácticos, esta técnica debe aplicarse selectivamente para suministrar al laboratorio especímenes en los cuales se determinen las características de resistencia y compresibilidad que se requieren para el diseño geotécnico.

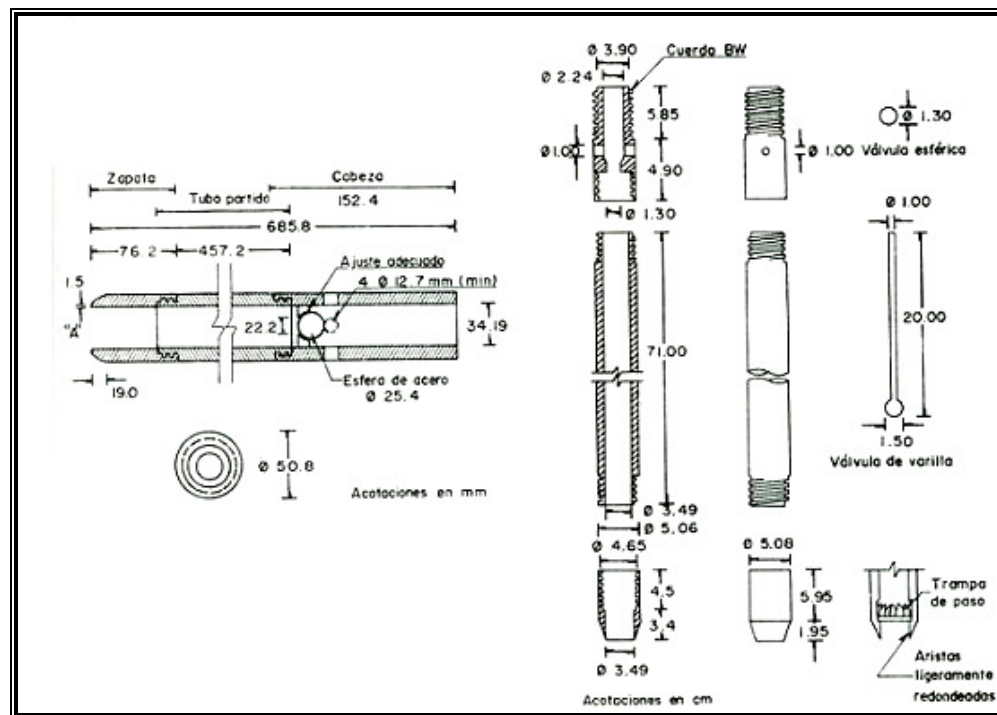


Figura 2.11. Tubo Shelby.

B. Tubo dentado.

Está constituido por un tubo de acero, unido en la parte superior con la cabeza muestreadora, a su vez, montada al final de la columna de barras de perforación, con las que se hinca por rotación al muestreador desde la superficie; la parte inferior del tubo tiene ocho dientes de corte dispuestos simétricamente, que miden de 0.8 a 1.0 cm de altura y 3 cm de base, la sierra se forma con alteraciones de un diente recto y uno doblado, de 0.2 cm hacia el exterior. Con objeto de reducir la fricción entre el muestreador y el suelo, el diámetro del tubo debe ser de 10 cm y su longitud de 100 cm.

El empleo de esta herramienta permite obtener especímenes de arcillas duras y limos compactos cementados, las muestras se obtienen con un mínimo de alteración.

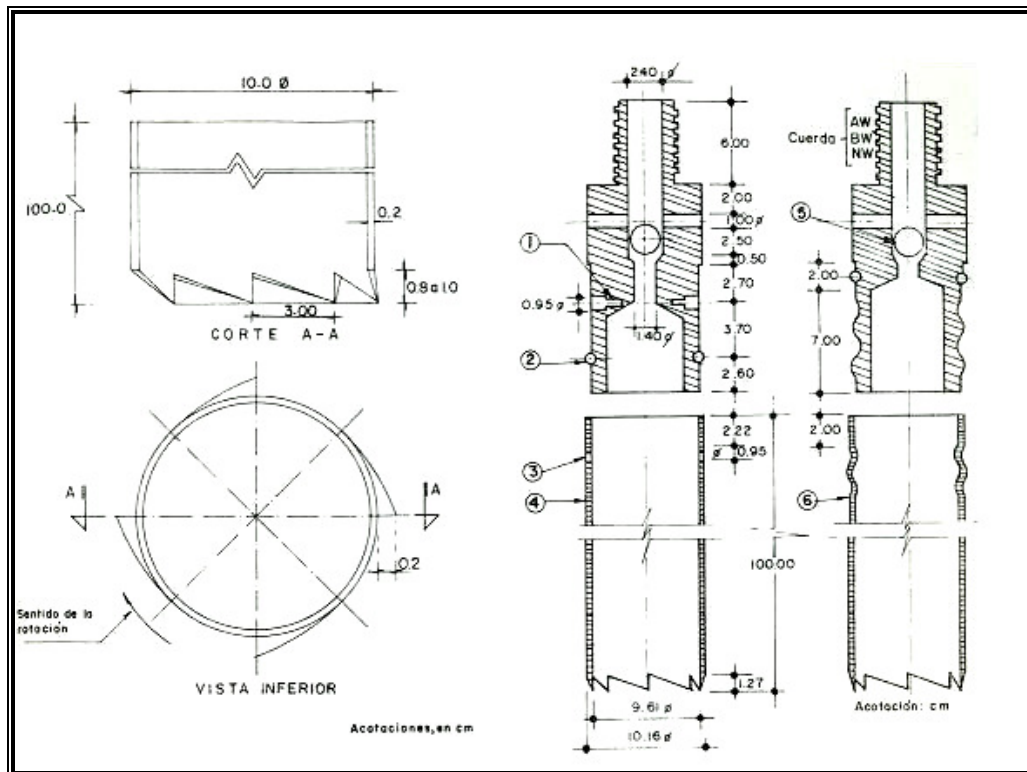


Figura 2.12. Tubo Dentado.

C. Broca tricónica.

Está constituido por tres conos giratorios embalados, que tienen dientes de abrasión, de forma esférica para rocas duras y de prismas agudos para rocas blandas, se fabrican en diversos diámetros; para enfriar la broca y arrastrar el material cortado a la superficie, se utiliza un fluido de perforación (agua, lodo o aire) que sale del centro de la broca.

Esta herramienta se puede emplear para perforar desde rocas duras a suelos duros, permite obtener especímenes de arcillas duras y limos compactos o cementados, las muestras se obtienen alteradas. Es inadecuada para perforar suelos blandos ya que la lubricación no limpia eficientemente los dientes de corte y por lo tanto se atascan con la masa de suelo.

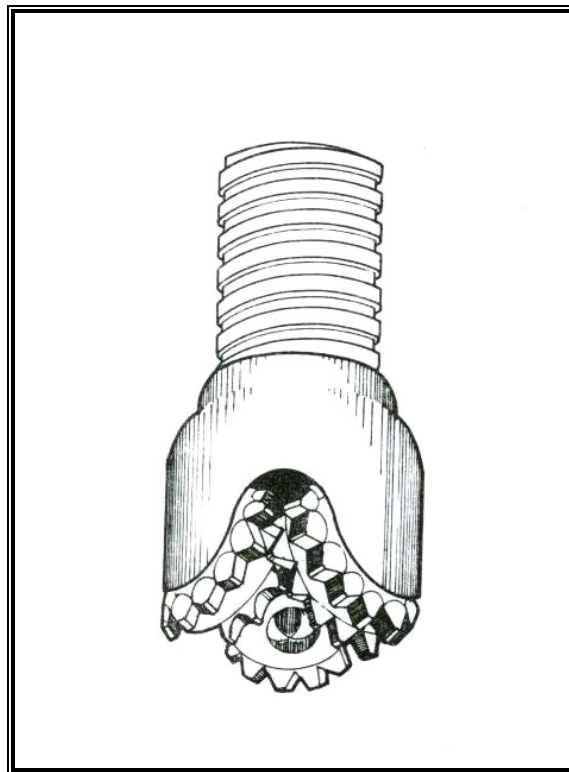


Figura 2.13. Broca tricónica.

D. Barril Denison.

Esta herramienta consiste en dos tubos concéntricos; el del interior penetra en el suelo a presión y rescata la muestra, mientras que el exterior, con la broca en su extremo gira y corta el suelo circundante. Para operar este muestreador se requiere fluido de perforación (agua, lodo o aire), que se hace circular entre ambos tubos.

El empleo de esta herramienta que opera a rotación y presión simultáneamente, permite obtener especímenes de arcillas duras y limos compactos o cementados con pocas gravas, las muestras se obtienen alteradas por contaminación, ya sea, por el nivel freático cuando se trabaja por debajo de éste, o bien, cuando se trabaja encima, por el agua o lodo de perforación.

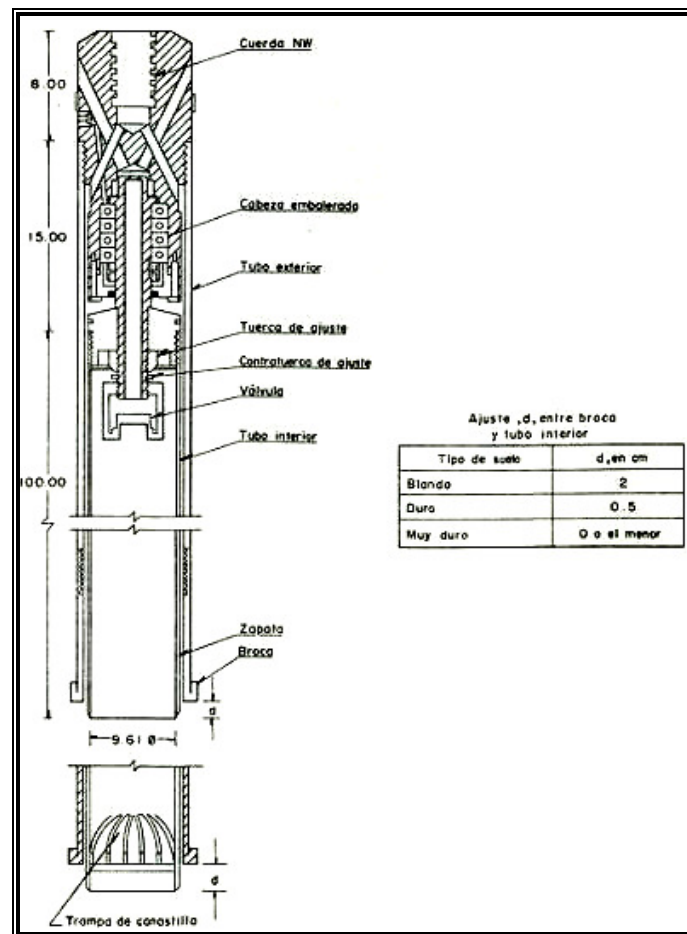


Figura 2.14. Barril Denison.



II.3. Pruebas de laboratorio.

II.3.1. Propiedades índice.

Con las muestras alteradas e inalteradas se realizaron las pruebas de clasificación macroscópica, visual y al tacto. Aplicando el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, **SUCS**, se obtuvieron los límites de consistencia o de Atterberg (Límite Líquido y Plástico), y se realizaron, el análisis granulométrico, el contenido natural de agua y la densidad de sólidos.

Un criterio a seguir para la identificación de suelos es el uso de la tabla A.1 del anexo A, donde se presenta una descripción simplificada del SUCS.

A. Clasificación macroscópica.

La primera y más importante decisión está dada por el contenido de finos, definido como el correspondiente a partículas de diámetro equivalente menor a 0.075 mm, que pasan por la malla # 200. Si menos del 50% en peso del suelo pasa por la malla # 200, entonces el suelo es “grueso” y se subclasifica en arena o grava, usando el tamiz # 4. De lo contrario, el suelo es “fino” y se subclasifica en limo o arcilla.

B. Plasticidad.

Es la propiedad de los suelos finos por lo cual pueden sufrir deformaciones rápidas sin recuperación elástica, sin cambio apreciable de volumen y sin deformarse ni agrietarse. De acuerdo a la variación del agua en su interior, éste irá pasando por diferentes estados de consistencia, las arcillas presentan esta propiedad en grado variable. Para conocer la plasticidad de un suelo se usan *los límites de Atterberg o límites de consistencia*. El nombre de estos es debido al científico sueco Albert Mauritz Atterberg (1846-1916).

Estos límites se basan en el concepto de que, en un suelo de grano fino solo pueden existir 4 estados de consistencia según su humedad. Así, un suelo cuando está seco se encuentra en estado sólido, es decir, ya no cambia de volumen aunque si puede cambiar su peso. Al agregársele agua poco a poco va pasando sucesivamente al estado semisólido, es decir, va cambiando de volumen y peso, en seguida pasará al estado plástico, el material se asemeja a la plastilina, y finalmente pasa a la fase líquida, cuando el material se asemeja a un fluido.

Los contenidos de humedad en los puntos de transición de un estado al otro son los denominados límites de Atterberg, estos se toman de manera arbitraria, por lo que deben concebirse como límites aproximados. Los ensayos se realizan en un laboratorio apropiado y se definen tres límites.

Mediante el Límite Líquido (*LL*), el Límite Plástico (*LP*) y el Límite de Contracción (*LC*), se puede conocer el comportamiento de los suelos finos. Todos los límites de consistencia se determinan empleando suelos que pasan por la malla # 40. La diferencia entre los valores de límite líquido y el límite plástico da como resultado el Índice Plástico (*IP*) del suelo.

1. Límite Líquido (LL%).

Se define como el porcentaje de humedad con respecto al peso seco de la muestra. De esta forma, según Atterberg, los suelos plásticos tienen en el límite líquido una resistencia muy pequeña al esfuerzo de corte de 0.025 kgf/cm^2 . Esta propiedad se mide en laboratorio mediante el procedimiento siguiente:

- Se toman 0.10 kgf de material que pasa por la malla # 40, se colocan en una cápsula de porcelana y con una espátula se hace una mezcla pastosa, homogénea y de consistencia suave, agregándole una pequeña cantidad de agua durante el mezclado.
- Se deposita un poco de esta mezcla en la copa de Casagrande, como la de la figura 2.15a.
- Se forma una masa alisada de un espesor de 1 cm en la parte más profunda de la copa. El suelo colocado dentro de la copa de Casagrande se divide en la parte media con un ranurador, ver figura 2.15b.
- Se acciona la copa a razón de dos golpes por segundo, golpeando consecutivamente contra la base de la máquina, haciendo girar la manivela, hasta que la zanja que previamente se ha recortado, se cierra en una longitud de 12 mm ($1/2"$). Si no se cierra entre los 6 y 35 golpes, se recoge el material y se le añade más agua volviendo a mezclar.
- Cuando se cierra en un número de golpes entre 6 y 35, se toman 0.01 kgf aproximadamente, del suelo en la proximidad de la ranura cerrada y se determina el contenido de humedad inmediatamente. Se repite el ensaye y si se obtiene el mismo número de golpes que el primero o no hay diferencia en más de un golpe, se repite el procedimiento hasta que tres ensayos consecutivos den una conveniente serie de números.
- Teniendo el suelo otros contenidos de humedad se repite el proceso en la copa accionándola a razón de dos golpes por segundo. De este modo se deben tener, por lo menos, dos grupos de dos a tres contenidos de humedad, uno entre los 25 y 35 golpes y otro entre los 6 y 10 golpes con el fin de que la curva de fluidez no se salga del intervalo en que puede considerarse recta.
- Se unen los tres puntos marcados por el intervalo de 6 a 20 golpes con una línea recta y se señala el punto medio, se repite para los dos o tres puntos dentro del intervalo de 25 a 35 golpes.
- Se conectan los puntos medios con una línea recta que se llama curva de fluidez. El contenido de humedad indicado por la intersección de esta línea a 25 golpes es el límite líquido del suelo.



Figura 2.15a. Copa de Casagrande.



Figura 2.15b. Muestra de suelo dentro de la copa de Casagrande.



2. Límite Plástico (LP%).

Esta propiedad se mide en laboratorio mediante un procedimiento normalizado sencillo; consiste en medir el contenido de humedad para el cual no es posible moldear un cilindro de suelo con un diámetro de 3 mm, para esto, se realiza una mezcla de agua y suelo, la cual se amasa entre los dedos o entre el dedo índice y una superficie inerte (vidrio), hasta conseguir un cilindro de 3 mm de diámetro. Al llegar a este diámetro, se desarma el cilindro, y vuelve a amasarse hasta lograr nuevamente un cilindro de 3 mm. Esto se realiza consecutivamente hasta que no es posible obtener el cilindro de la dimensión deseada. Con ese contenido de humedad el suelo se vuelve quebradizo (por pérdida de humedad) o se vuelve polvoriento. Se mide el contenido de humedad, el cual corresponde al Límite Plástico.

Se recomienda realizar este procedimiento al menos 3 veces para disminuir los errores de interpretación o medición.

3. Índice de plasticidad (Ip%).

Es el rango de contenido de agua en que el suelo se comporta plásticamente, se calcula con la siguiente fórmula:

$$Ip\% = LL\% - LP\%.$$

Con estos valores se consulta la carta de plasticidad de Arthur Casagrande (1902 -1981), figura B.6 del Anexo B, con ésta, se está en condiciones de clasificar el tipo de suelo. Una vez clasificado, se recurre a información cualitativa, disponible en el medio, para determinar el comportamiento del suelo o sus propiedades mecánicas de forma aproximada. En la tabla A.2 del Anexo A, se muestran correlaciones con valores orientativos para diferentes características de suelos.

4. Contenido natural de agua (W%).

El procedimiento para conocer el estado sólido es introducir una muestra de suelo inalterado en un horno a una temperatura entre 105 y 110° C durante 24 horas, con los datos del peso del suelo húmedo (Sh) y el peso del suelo seco (Ss); el contenido natural de agua (W %) se calcula con la siguiente expresión:

$$W\% = (Sh - Ss / Ss) \times 100.$$

5. Límite de Contracción o contracción lineal (LC%).

Es cuando el suelo pasa de un estado semisólido a un estado sólido y deja de contraerse al someterse a secado. Es decir, es el contenido de humedad por debajo del cual, una pérdida de agua por secado no produce una reducción aparente de volumen del suelo.

El método consiste en medir el peso y el volumen, de una muestra de suelo totalmente seca, y en ese momento podría decirse que el límite de contracción sería la humedad de la muestra seca si tuviese "sus vacíos llenos de agua".

Para determinar el límite de contracción, se coloca en una cápsula el suelo húmedo y se determina su peso (Sh) y volumen (Vh), siendo (Vh) también el volumen de la cápsula. Se seca el suelo en un horno y se obtiene su peso (Ss) y volumen (Vs). El problema está en obtener (Vs), el cual se logra conociendo el peso del mercurio desplazado por el suelo seco, operación que es delicada.

Así, el límite de contracción del suelo se calcula de acuerdo con la fórmula siguiente:

$$LC\% = \{[(Sh - Ss) - (Vh - Vs) \gamma_w] / Ss\} * 100$$

Donde:

LC	límite de contracción, %
$(Vh - Vs) \gamma_w$	peso del agua perdida
$(Sh - Ss) - (Vh - Vs) \gamma_w$	peso del agua en la muestra

Los valores característicos para límite de contracción (LC), del suelo en arcillas es de 4 a 14%, en limos es de 0 a 15%. En las arenas no se da cambio del volumen por el secado.

C. Análisis granulométrico.

El análisis granulométrico es un ensaye cualitativo, mediante el cual se hace la medición de los granos de una formación sedimentaria y el cálculo de la abundancia de los correspondientes a cada uno de los tamaños previstos por una escala granulométrica, el resultado es representado por una gráfica. La información obtenida es cualitativa y nos servirá para relacionar con otros suelos de características semejantes, a través de esta comparación podremos pre-estimar su comportamiento mecánico.

El método de determinación granulométrico más sencillo es cribar las partículas por una serie de mallas o tamices de distintos anchos de entramado, que actúan como filtros de los granos. A este mecanismo se le conoce con el nombre de tamizadora o cribadora, en la figura 2.16 se muestra una tamizadora típica y en la figura 2.17 se muestra la escala granulométrica que define cada tipo de suelo.



Figura 2.16. Tamizadora.

Escala granulométrica	
Partícula	Tamaño
Arcillas	< 0,002 mm
Limos	0,002-0,06 mm
Arenas	0,06-2 mm
Gravas	2 mm-6 cm
Cantos rodados	6-25 cm
Bloques	>25 cm

Figura 2.17. Escala granulométrica.

En la figura 2.18 se muestran las gráficas de distribución granulométrica para el perfil obtenido del sondeo SPT-3.

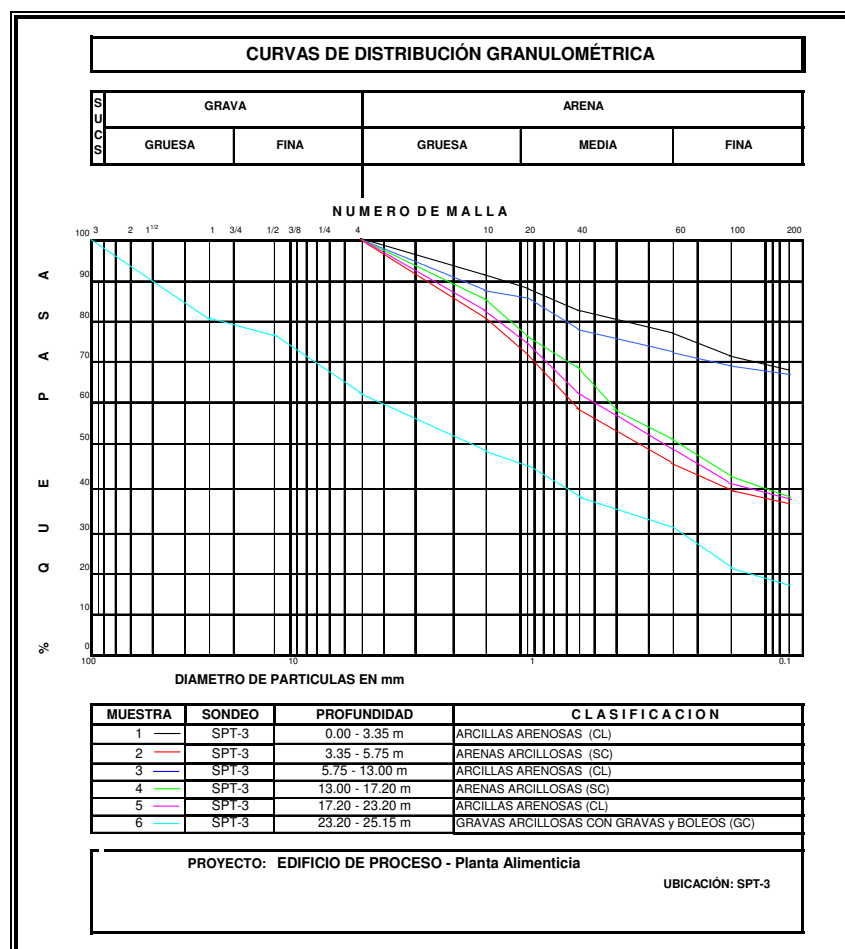


Figura 2.18. Curvas granulométricas SPT-3.

II.3.2. Descripción estratigráfica.

A. Pozo a Cielo Abierto 1 (PCA-1).

Primera unidad.- Arcillas arenosas (CL), color café claro, de consistencia media, en los ensayos de laboratorio se reportó un contenido natural de agua del 17.56 %, límite líquido de 33.45 %, límite plástico de 17.94 %, índice plástico de 14.23 %, contracción lineal 3.12 %, densidad de sólidos 2.3 %, peso volumétrico húmedo 1.325 tonf/m³, que va de 0.00 a 0.20 m de profundidad.

Segunda unidad.- Arcillas arenosas con gravas y boleos (CL), color café claro, con consistencia media, en los ensayos de laboratorio se reportó un contenido natural de agua del 16.28 %, límite líquido de 30.61 %, límite plástico de 16.08 %, índice plástico de 14.53 %, contracción lineal de 2.98 %, densidad de sólidos 2.3 %, peso volumétrico húmedo 1.389 tonf/m³, que va de 0.20 m a 1.00 m de profundidad.

Tercera unidad.- Arcillas arenosas (CL), color café claro, con consistencia media, en los ensayos de laboratorio se reportó un contenido natural de agua del 14.81 %, límite líquido de 31.92 %, límite plástico de 17.11 %, índice plástico de 14.81 %, contracción lineal de 3.24 %, densidad de sólidos 2.4 %, peso volumétrico húmedo 1.322 tonf/m³, que va de 1.00 m a 1.80 m de profundidad.

Cuarta unidad.- Arcillas arenosas (CL), color café claro, con consistencia media, en los ensayos de laboratorio se reportó un contenido natural de agua del 12.30 %, límite líquido de 34.56 %, límite plástico de 18.55 %, índice plástico de 16.01 %, contracción lineal de 2.87 %, densidad de sólidos 2.4 %, peso volumétrico húmedo 1.347 tonf/m³, que va de 1.80 m a 3.00 m de profundidad.

B. Pozo a Cielo Abierto 2 (PCA-2).

Primera unidad.- Arcillas arenosas con gravas (CL), color café a gris, de consistencia media, en los ensayos de laboratorio se reportó un contenido natural de agua del 16.59 %, límite líquido de 31.26 %, límite plástico de 16.58 %, índice plástico de 14.23 %, contracción lineal 3.42 %, densidad de sólidos 2.3 %, peso volumétrico húmedo 1.315 tonf/m³, que va de 0.00 a 0.30 m de profundidad.

Segunda unidad.- Arcillas arenosas con boleos (CL), color café claro, con consistencia media, en los ensayos de laboratorio se reportó un contenido natural de agua del 17.25 %, límite líquido de 32.57 %, límite plástico de 17.46 %, índice plástico de 15.11 %, contracción lineal de 3.27 %, densidad de sólidos 2.3 %, peso volumétrico húmedo 1.337 tonf/m³, que va de 0.30 m a 1.40 m de profundidad.

Tercera unidad.- Arcillas arenosas con boleos hasta 5" de espesor (CL), color café claro, con consistencia media, en los ensayos de laboratorio se reportó un contenido natural de agua del 12.91 %, límite líquido de 31.75 %, límite plástico de 16.59 %, índice plástico de 15.16 %, contracción lineal de 2.93 %, densidad de sólidos 2.4 %, peso volumétrico húmedo 1.353 tonf/m³, que va de 1.40 m a 3.00 m de profundidad.

C. Sondeo de Penetración Estándar 1 (SPT-1).

Primera unidad.- Arcillas arenosas (CL) color café oscuro, de consistencia media, en los ensayos de laboratorio se reportó un contenido natural de agua del 16.41 %, límite líquido de 32.14 %, límite



plástico de 17.59 %, índice plástico de 15.11 %, contracción lineal 3.09 %, densidad de sólidos 2.3 %, peso volumétrico húmedo 1.387 tonf/m³, que va de 0.00 a 1.80 m de profundidad.

En la ejecución de la prueba de penetración estándar se requirió de 5 golpes en promedio para que el penetrómetro avanzara 30 cm, indicando por correlación un ángulo de fricción interna del suelo del orden de 28° y una consistencia media, estrato que presenta de mala a buenas propiedades físicas y mecánicas para recibir las cargas de los edificios y su cimentación.

Segunda unidad.- Arcillas arenosas con boleos (CL), color café claro, de consistencia firme, en los ensayos de laboratorio se reportó un contenido natural de agua del 14.17%, límite líquido de 31.89 %, límite plástico de 16.63 %, índice plástico de 15.26 %, contracción lineal 2.96 %, densidad de sólidos 2.3 %, peso volumétrico húmedo 1.412 tonf/m³, que va de 1.80 m a 3.00 m de profundidad.

En la ejecución de la prueba de penetración estándar se requirió de 15 golpes en promedio para que el penetrómetro avanzara 30 cm, indicando por correlación un ángulo de fricción interna del suelo del orden de 30° y una consistencia firme, estrato que presenta buenas propiedades físicas y mecánicas para recibir las cargas de los edificios y su cimentación.

Tercera unidad.- Gravas arcillosas (GC), café oscuro, de compacidad suelta, en los ensayos de laboratorio se reportó un contenido natural de agua del 15.23 %, límite líquido de 29.92 %, límite plástico de 14.34 %, índice plástico de 15.58 %, contracción lineal de 1.44 %, densidad de sólidos 2.5 %, peso volumétrico húmedo 1.727 tonf/m³, que va de 3.15 m a 4.35 m de profundidad.

En la ejecución de la prueba de penetración estándar se requirió de 6 golpes en promedio para que el penetrómetro avanzara 30 cm, indicando por correlación un ángulo de fricción interna del suelo del orden de 28° y una compacidad suelta, estrato que presenta de malas a buenas propiedades físicas y mecánicas para recibir las cargas de los edificios y su cimentación.

Cuarta unidad.- Arcillas arenosas (CL), color café claro, de consistencia media, en los ensayos de laboratorio se reportó un contenido natural de agua del 14.42 %, límite líquido de 31.74 %, límite plástico de 16.21 %, índice plástico de 15.53 %, contracción lineal de 3.00 %, densidad de sólidos 2.4 %, peso volumétrico húmedo 1.468 tonf/m³, que va de 4.35 m a 6.05 m de profundidad.

En la ejecución de la prueba de penetración estándar se requirió de 6 golpes en promedio para que el penetrómetro avanzara 30 cm, indicando por correlación un ángulo de fricción interna del suelo del orden de 28° y una consistencia media, estrato que presenta de regular a buenas propiedades físicas y mecánicas para recibir las cargas de los edificios y su cimentación.

Quinta unidad.- Arcillas arenosas con grava (CL), color café claro, de consistencia dura, en los ensayos de laboratorio se reportó un contenido natural de agua del 13.09 %, límite líquido de 32.98 %, límite plástico de 16.92 %, índice plástico de 16.06 %, contracción lineal de 2.87 %, densidad de sólidos 2.4 %, peso volumétrico húmedo 1.476 tonf/m³, que va de 6.05 m a 10.50 m de profundidad.



En la ejecución de la prueba de penetración estándar se requirió de 39 golpes en promedio para que el penetrómetro avanzara 30 cm, indicando por correlación un ángulo de fricción interna del suelo del orden de 35° y una consistencia dura, estrato que presenta buenas propiedades físicas y mecánicas para recibir las cargas de los edificios y su cimentación.

Sexta unidad.- Gravas arcillosas con boleos (GC), color café claro a gris, de consistencia dura, en los ensayos de laboratorio se reportó un contenido natural de agua del 12.41 %, límite líquido de 28.65 %, límite plástico de 14.64 %, índice plástico de 14.02 %, contracción lineal de 4.07 %, densidad de sólidos 2.6 %, peso volumétrico húmedo 1.782 tonf/m³, que va de 10.50 m a 15.00 m de profundidad.

En la ejecución de la prueba de penetración estándar se requirió de avance con barril, recuperando muestras alteradas. Se encontró nivel de aguas freáticas (NAF) hasta la profundidad de 6.00 m.

D. Sondeo de Penetración Estándar 2 (SPT-2).

Primera unidad.- Arcillas arenosas (CL), color café claro, de consistencia media, en los ensayos de laboratorio se reportó un contenido natural de agua del 20.22 %, límite líquido de 31.81 %, límite plástico de 17.41 %, índice plástico de 14.39 %, contracción lineal 3.01 %, densidad de sólidos 2.3 %, peso volumétrico húmedo 1.357 tonf/m³, que va de 0.00 a 6.00 m de profundidad.

En la ejecución de la prueba de penetración estándar se requirió de 7 golpes en promedio para que el penetrómetro avanzara 30 cm, indicando por correlación un ángulo de fricción interna del suelo del orden de 28° y una consistencia media, estrato que presenta de regular a buenas propiedades físicas y mecánicas para recibir las cargas de los edificios y su cimentación.

Segunda unidad.- Arcillas arenosas con gravas (CL), color café claro, de consistencia dura, en los ensayos de laboratorio se reportó un contenido natural de agua del 21.70 %, límite líquido de 31.82 %, límite plástico de 17.38 %, índice plástico de 14.44 %, contracción lineal 3.02 %, densidad de sólidos 2.3 %, peso volumétrico húmedo 1.384 tonf/m³, que va de 6.00 m a 7.80 m de profundidad.

En la ejecución de la prueba de penetración estándar se requirió de 31 golpes en promedio para que el penetrómetro avanzara 30 cm, indicando por correlación un ángulo de fricción interna del suelo del orden de 33° y una consistencia dura, estrato que presenta buenas propiedades físicas y mecánicas para recibir las cargas de los edificios y su cimentación.

Tercera unidad.- Arcillas arenosas (CL), color café oscuro, de consistencia dura, en los ensayos de laboratorio se reportó un contenido natural de agua del 20.86 %, límite líquido de 32.81 %, límite plástico de 17.50 %, índice plástico de 15.32 %, contracción lineal 3.07 %, densidad de sólidos 2.4 %, peso volumétrico húmedo 1.410 tonf/m³, que va de 7.80 m a 11.40 m de profundidad.

En la ejecución de la prueba de penetración estándar se requirió de 37 golpes en promedio para que el penetrómetro avanzara 30 cm, indicando por correlación un ángulo de fricción interna del suelo del orden de 34° y una consistencia dura, estrato que presenta buenas propiedades físicas y mecánicas para recibir las cargas de los edificios y su cimentación.



Cuarta unidad.- Arenas arcillosas (SC), color café oscuro, de compacidad compacta, en los ensayos de laboratorio se reportó un contenido natural de agua del 18.41 %, límite líquido de 28.60 %, límite plástico de 19.43 %, índice plástico de 9.17 %, contracción lineal 2.91 %, densidad de sólidos 2.5 %, peso volumétrico húmedo 1.443 tonf/m³, que va de 11.40 m a 19.00 m de profundidad.

En la ejecución de la prueba de penetración estándar se requirió de 37 golpes en promedio para que el penetrómetro avanzara 30 cm, indicando por correlación un ángulo de fricción interna del suelo del orden de 34° y una compacidad compacta, estrato que presenta buenas propiedades físicas y mecánicas para recibir las cargas de los edificios y su cimentación.

Quinta unidad.- Arcillas arenosas (CL), color café claro, de consistencia dura, en los ensayos de laboratorio se reportó un contenido natural de agua del 20.78 %, límite líquido de 31.95 %, límite plástico de 17.33 %, índice plástico de 14.62 %, contracción lineal 3.23 %, densidad de sólidos 2.4 %, peso volumétrico húmedo 1.457 tonf/m³, que va de 19.00 m a 25.00 m de profundidad.

En la ejecución de la prueba de penetración estándar se requirió de 31 golpes en promedio para que el penetrómetro avanzara 30 cm, indicando por correlación un ángulo de fricción interna del suelo del orden de 33° y una consistencia dura, estrato que presenta buenas propiedades físicas y mecánicas para recibir las cargas de los edificios y su cimentación. Se encontró nivel de aguas freáticas (NAF) hasta la profundidad de 6.00 m.

E. Sondeo de Penetración Estándar 3 (SPT-3).

Primera unidad.- Arcillas arenosas con gravas y boleos (CL), de consistencia dura, color café a gris, en los ensayos de laboratorio se reportó un contenido natural de agua del 19.30 %, límite líquido de 31.71 %, límite plástico de 18.98 %, índice plástico de 12.73 %, contracción lineal 2.90 %, densidad de sólidos 2.4 %, peso volumétrico húmedo 1.398 tonf/m³, que va de 0.00 a 3.35 m de profundidad.

En la ejecución de la prueba de penetración estándar se requirió de 32 golpes en promedio para que el penetrómetro avanzara 30 cm, indicando por correlación un ángulo de fricción interna del suelo del orden de 34° y con consistencia dura, estrato que presenta malas propiedades físicas y mecánicas para recibir las cargas de los edificios y su cimentación.

Segunda unidad.- Arenas arcillosas con boleos (SC), color café claro, con compacidad relativa media, en los ensayos de laboratorio se reportó un contenido natural de agua del 18.25 %, límite líquido de 28.48 %, límite plástico de 18.37 %, índice plástico de 10.11 %, contracción lineal 2.82 %, densidad de sólidos 2.4 %, peso volumétrico húmedo 1.417 tonf/m³, que va de 3.35 m a 5.75 m de profundidad.

En la ejecución de la prueba de penetración estándar se requirió de 22 golpes en promedio para que el penetrómetro avanzara 30 cm, indicando por correlación un ángulo de fricción interna del suelo del orden de 32° y con compacidad relativa media, estrato que presenta de regular a buenas propiedades físicas y mecánicas para recibir las cargas de los edificios y su cimentación.



Tercera unidad.- Arcillas arenosas (CL), color café claro, de consistencia muy firme, en los ensayos de laboratorio se reportó un contenido natural de agua del 19.35 %, límite líquido de 31.70 %, límite plástico de 18.09 %, índice plástico de 13.61 %, contracción lineal de 2.39 %, densidad de sólidos 2.4 %, peso volumétrico húmedo 1.425 tonf/m³, que va de 5.75 m a 12.60 m de profundidad.

En la ejecución de la prueba de penetración estándar se requirió de 28 golpes en promedio para que el penetrómetro avanzara 30 cm, indicando por correlación un ángulo de fricción interna del suelo del orden de 33° y una consistencia muy firme, estrato que presenta buenas propiedades físicas y mecánicas para recibir las cargas de los edificios y su cimentación. Se requirió de avance con barril, recuperando muestras alteradas y se encontró nivel de aguas freáticas (NAF) hasta la profundidad de 6.00 m.

Cuarta unidad.- Arenas arcillosas con boleos (SC), color café claro, de compacidad media, en los ensayos de laboratorio se reportó un contenido natural de agua del 18.85 %, límite líquido de 28.78 %, límite plástico de 18.43 %, índice plástico de 10.35, contracción lineal de 2.85 %, densidad de sólidos 2.5 %, peso volumétrico húmedo 1.448 tonf/m³, que va de 12.60 m a 17.00 m de profundidad.

En la ejecución de la prueba de penetración estándar se requirió de avance con barril, recuperando muestras alteradas.

Quinta unidad.- Arcillas arenosas (CL), color café claro, de consistencia dura, en los ensayos de laboratorio se reportó un contenido natural de agua del 19.13 %, límite líquido de 31.65 %, límite plástico de 18.81 %, índice plástico de 12.84 %, contracción lineal de 2.87 %, densidad de sólidos 2.4 %, peso volumétrico húmedo 1.468 tonf/m³, que va de 17.00 m a 23.20 m de profundidad.

En la ejecución de la prueba de penetración estándar se requirió de 40 golpes en promedio para que el penetrómetro avanzara 30 cm, indicando por correlación un ángulo de fricción interna del suelo del orden de 35° y una consistencia dura, estrato que presenta buenas propiedades físicas y mecánicas para recibir las cargas de los edificios y su cimentación.

Sexta unidad.- Gravas arcillosas (GC), color gris claro, de consistencia dura, en los ensayos de laboratorio se reportó un contenido natural de agua del 12.91 %, límite líquido de 28.96 %, límite plástico de 14.89 %, índice plástico de 14.08 %, contracción lineal de 1.84 %, densidad de sólidos 2.5 %, peso volumétrico húmedo 1.733 tonf/m³, que va de 23.20 m a 25.15 m de profundidad.

En la ejecución de la prueba de penetración estándar se requirió de avance con barril, recuperando muestras alteradas.

En la Tabla 2.1 se muestran, en forma resumida, los resultados obtenidos de los ensayos de las muestras tomadas en los diferentes sondeos, en color azul, se muestran los sondeos realizados en la zona donde se desplantó el edificio para el "Taller de Proceso 1", **TPR 1**, y en la figura 2.19 se muestra el perfil estratigráfico del SPT-3.



Tabla 2.1. Resumen de resultados de laboratorio.

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)	W (%)	LL (%)	IP (%)	CLASIF. SUCS	LC (%)	PVSM (kgf/m ³)	LP (%)
PCA-1	M1	0.00 - 0.20	17.56	33.45	14.23	CL	3.12	1325	17.94
	M2	0.20 - 1.00	16.28	30.61	14.53	CL	2.98	1389	16.08
	M3	1.00 - 1.80	14.81	31.92	14.81	CL	3.24	1322	17.11
	M4	1.80 - 3.00	12.30	34.56	16.01	CL	2.87	1347	18.55
SPT-1	M1	0.00-1.80	16.41	32.14	15.11	CL	3.09	1387	17.59
	M2	1.80-3.00	14.17	31.89	15.26	CL	2.96	1412	16.63
	M3	3.15-4.35	15.23	29.92	15.58	GC	1.44	1727	14.34
	M4	4.35-6.05	14.42	31.74	15.53	CL	3.00	1468	16.21
	M5	6.05-10.50	13.09	32.98	16.06	CL	2.87	1476	16.92
	M6	10.50-15.0	12.41	28.65	14.02	GC	4.07	1782	14.63
SPT-2	M1	0.00-6.00	20.22	31.81	14.39	CL	3.01	1357	17.41
	M2	6.00-7.80	21.70	31.82	14.44	CL	3.02	1384	17.38
	M3	7.80-11.40	20.86	32.81	15.32	CL	3.07	1410	17.5
	M4	11.40-19.0	18.41	28.60	9.17	SC	2.91	1443	19.43
	M5	19.0-25.00	20.78	31.95	14.62	CL	3.23	1457	17.33
SPT-3	M1	0.00-3.35	19.30	31.71	12.73	CL	2.90	1398	18.98
	M2	3.35-5.75	18.25	28.48	10.11	SC	2.82	1417	18.37
	M3	5.75-12.60	19.35	31.70	13.61	CL	2.89	1425	18.09
	M4	12.60-17.0	18.85	28.78	10.35	SC	2.85	1448	18.43
	M5	17.0-23.20	19.13	31.65	12.84	CL	2.87	1468	18.81
	M6	23.2-25.15	12.91	28.96	14.08	GC	1.84	1737	14.89
PCA-2	M1	0.00-0.30	16.59	31.26	14.23	CL	3.42	1315	16.58
	M2	0.30-1.40	17.25	32.57	15.11	CL	3.27	1337	17.46
	M3	1.40-3.00	12.91	31.75	15.16	CL	2.93	1353	16.59

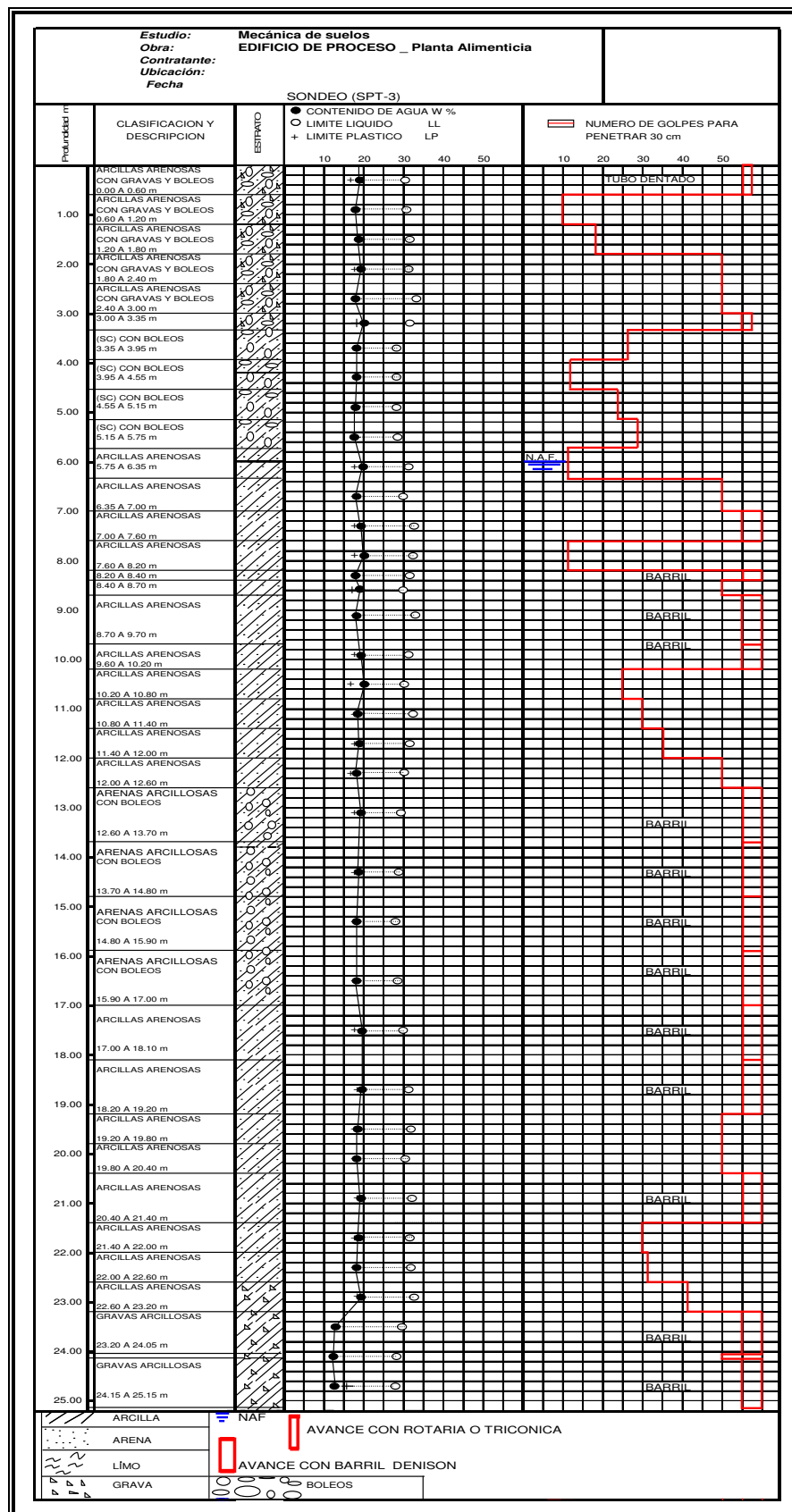


Figura 2.19. Perfil estratigráfico SPT-3.



II.3.3. Propiedades mecánicas.

A. Resistencia al corte.

La capacidad de carga depende del tipo de suelo que se tenga en sitio, un suelo generalmente falla por una combinación de tensiones, tangenciales y normales que actúan sobre la superficie de falla. Cuando estas tensiones rebasan la resistencia al corte del suelo se presenta la falla. La capacidad al corte de un suelo está influenciada por diversos factores como, la velocidad de aplicación de las cargas, carga y descarga, pero fundamentalmente la resistencia se ve influenciada por su contenido de agua.

La cohesión de un suelo y su ángulo de fricción interna, componentes del esfuerzo de corte del mismo, se pueden obtener mediante pruebas de corte directo “in situ” como, prueba de la veleta, y en el caso de las arcillas, por medio de una prueba de compresión triaxial en un laboratorio de mecánica de suelos.

Las pruebas triaxiales más comunes son:

1. Triaxial lenta UU, no consolidada - no drenada.

Es para determinar la capacidad al esfuerzo cortante en suelos a los que les serán aplicadas las cargas a largo plazo.

2. Triaxial rápida CU, consolidada - no drenada.

Es para determinar la capacidad al esfuerzo cortante en suelos preconsolidados.

3. Triaxial rápida UU, no consolidada - no drenada.

Es para determinar la capacidad al esfuerzo cortante en suelos a los que les serán aplicadas las cargas a corto plazo.

En este caso, para los estratos a menos de 3 m de profundidad, se realizó la prueba de compresión triaxial rápida, no consolidada - no drenada, (UU, por sus siglas en inglés). Para los sondeos profundos se establecieron valores con correlaciones para definir las propiedades mecánicas.

B. Prueba de compresión triaxial rápida (UU).

La prueba de compresión triaxial sirve para determinar el estado de esfuerzo – deformación y resistencia de una masa de suelo. La prueba de compresión triaxial rápida, no consolidada - no drenada, es la de mayor aplicación para suelos cohesivos o cohesivos friccionantes, por su rapidez y confiabilidad de sus resultados.

El procedimiento consiste en aplicar un esfuerzo axial de compresión σ_1 a una probeta de suelo, obtenida de una muestra inalterada del sitio de obra. La probeta se coloca dentro de una cámara triaxial como la de la figura 2.21, dentro de la cámara triaxial la probeta es sometida previamente a un esfuerzo de confinamiento σ_3 . Desde el exterior se le aplica un esfuerzo axial σ_1 creciente, en intervalos de tiempo constantes y hasta alcanzar la falla.

El esfuerzo producto de la carga axial aplicada sobre la probeta confinada será entonces $\sigma_1 - \sigma_3$, a éste se le llama esfuerzo desviador.

Durante el proceso de aplicación de cargas se miden las deformaciones y con el esfuerzo desviador se traza la curva esfuerzo - deformación unitaria. En el esquema de la figura 2.20 se muestra el estado general de esfuerzos y resultados en una probeta de suelo durante la prueba.

Se recomienda realizar este procedimiento al menos tres veces con tres valores de confinamiento diferentes. En este caso, se aplicaron esfuerzos de confinamiento $\sigma_3^1 = 0.125 \text{ kgf/cm}^2$, $\sigma_3^2 = 0.25 \text{ kgf/cm}^2$ y $\sigma_3^3 = 0.50 \text{ kgf/cm}^2$. Con los resultados obtenidos se trazan los círculos de Mohr, donde se determina el valor de la cohesión y el ángulo de fricción interna.

Bajo este criterio, se consigna en la figura 2.22 el resultado de la prueba de una muestra obtenida del PCA - 2 a 1.20 m de profundidad.

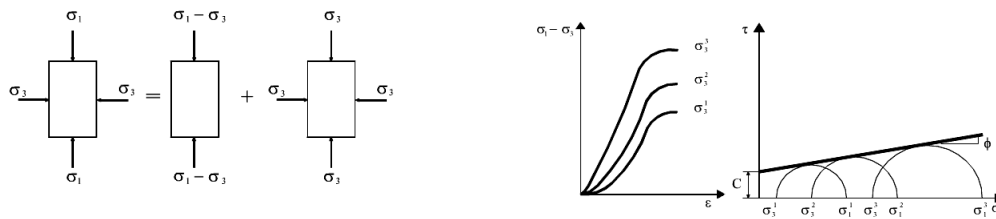


Figura 2.20. Esquema de esfuerzos y resultados en una probeta de suelo en ensaye triaxial.

La resistencia al corte de un suelo mixto, es decir, cohesivo - friccionante, puede determinarse con los resultados gráficos y analíticamente mediante la ecuación de Coulomb:

$$S = c + \sigma_i \tan \phi$$

Donde:

- S: resistencia al corte del suelo, kgf/cm^2
- c: cohesión del suelo, kgf/cm^2
- σ_i : presión intergranular, kgf/cm^2
- ϕ : ángulo de fricción interna del suelo.

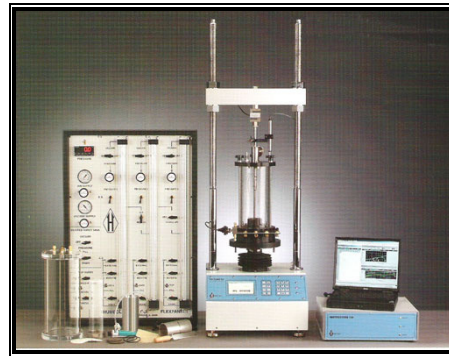


Figura 2.21. Cámara triaxial.

PRUEBA DE COMPRESIÓN TRIAXIAL RÁPIDA - UU

Proyecto: **EDIFICIO DE PROCESO _ Planta Alimenticia**
 Sondeo: **PCA - 2**
 Prof. de la muestra, de: **1.20 a 1.40 m**
 Descripción: **ARCILLAS ARENOSAS, COLOR CAFÉ CLARO**

σ_3	σ_1	e_i	Gw	w_i	Ss	γ_m	γ_d
kgf/cm ²	kgf/cm ²		%	%		tonf/m ³	tonf/m ³
0.125	0.940	0.89	78	28	2.49	1.69	1.32
0.250	1.297	0.81	82	27		1.74	1.38
0.500	1.769	0.86	80	28		1.71	1.34

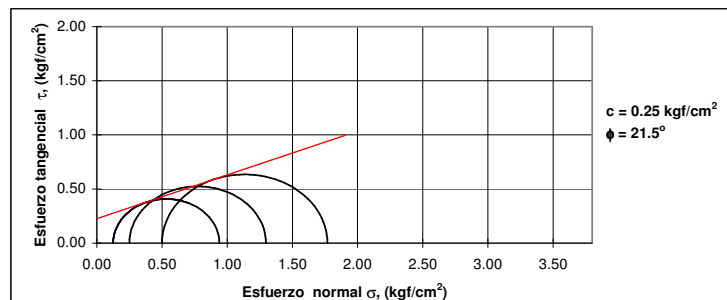
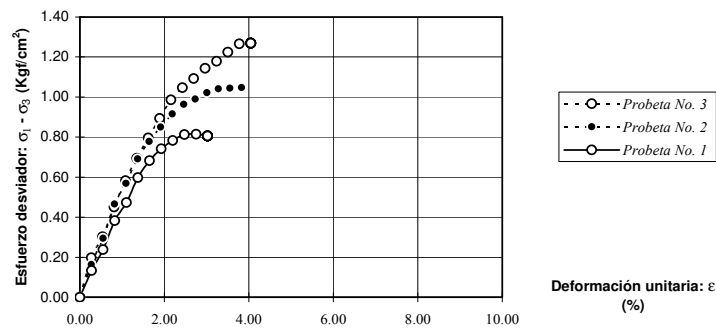


Figura 2.22. Resultado de la prueba Triaxial Rápida - UU, PCA-2.

II.3.4. Consolidación de suelos.

Se denomina consolidación de un suelo a un proceso de reducción de volumen de los suelos finos cohesivos con presencia de agua, provocado por la aplicación de cargas sobre su masa y que ocurre en el transcurso de un tiempo generalmente largo. Al aplicar la carga sobre la masa de suelo, se presenta un incremento de la presión de poro del suelo, ocasionando el desplazamiento del agua de su interior a una velocidad controlada en función de la permeabilidad del propio suelo. Esto se refleja en la reducción de vacíos y por consecuencia en la deformación del suelo por asentamiento.

La consolidación de un suelo es un proceso lento, puede durar meses y hasta años. Al comienzo es más veloz, y se va haciendo cada vez más lento, hasta que el suelo llega a una nueva situación de equilibrio en la que ya no se mueve.

No se deben confundir los términos consolidación y compactación. La consolidación es el proceso natural, que ocurre en función de la carga aplicada en un suelo y el tiempo que transcurra soportando dicha carga. Por el contrario, la compactación es un proceso mecánico llevado a cabo por el hombre, generalmente con equipo mecánico, para la obtención de un estado mayor de consistencia del suelo. En IV.1.3 se describe el proceso de compactación de un suelo.

A. Consolidación unidimensional.

Siendo la compresibilidad una de las propiedades más significativas de las arcillas, que dependen de la estructura sólida propia del suelo y de la historia de cargas a que han estado sometidos (secado, hundimientos por explotación de acuíferos, construcciones y rellenos), es necesario realizar en laboratorio, pruebas sobre especímenes inalterados de las muestras que se han recabado en los diversos sondeos. La prueba más aceptada es la de consolidación unidimensional.

La prueba consiste en someter a compresión confinada una probeta cilíndrica de suelo inalterado, dentro de un aparato llamado Consolidómetro o Edómetro, ver figuras 2.23a y 2.23b, en el que al aplicar la carga, el agua se evacua a través de dos piedras porosas, superior e inferior. La aplicación de la carga axial se hace de forma incremental, duplicándose en lapsos de 24 horas durante un periodo aproximado de 12 a 14 días, para carga y descarga de la probeta. Con un extensómetro se toman los registros de deformación vs. tiempo, también se toman los registros de carga vs. relación de vacíos. Finalmente, la descarga se hace gradual y la probeta experimenta una expansión, una vez descargada totalmente, la muestra se extrae y se determina su contenido de humedad.

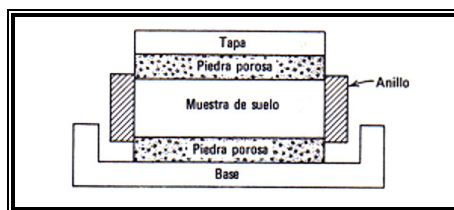


Figura 2.23a. Edómetro de anillo flotante.

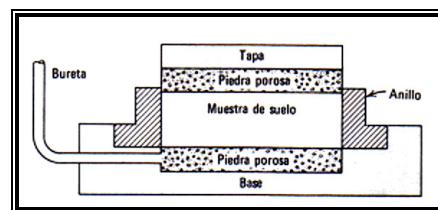


Figura 2.23b. Edómetro de anillo rígido.

Con la información obtenida de la prueba, se construye en una curva semilogarítmica la gráfica de relación de vacíos vs. presión vertical.

Los resultados obtenidos de una probeta del PCA-2 a una profundidad de 1.20 m son representados en la gráfica de la figura 2.24, con ella es posible predecir los asentamientos por consolidación primaria de las cimentaciones de edificaciones en la Planta de Proceso de la Industria Alimenticia.

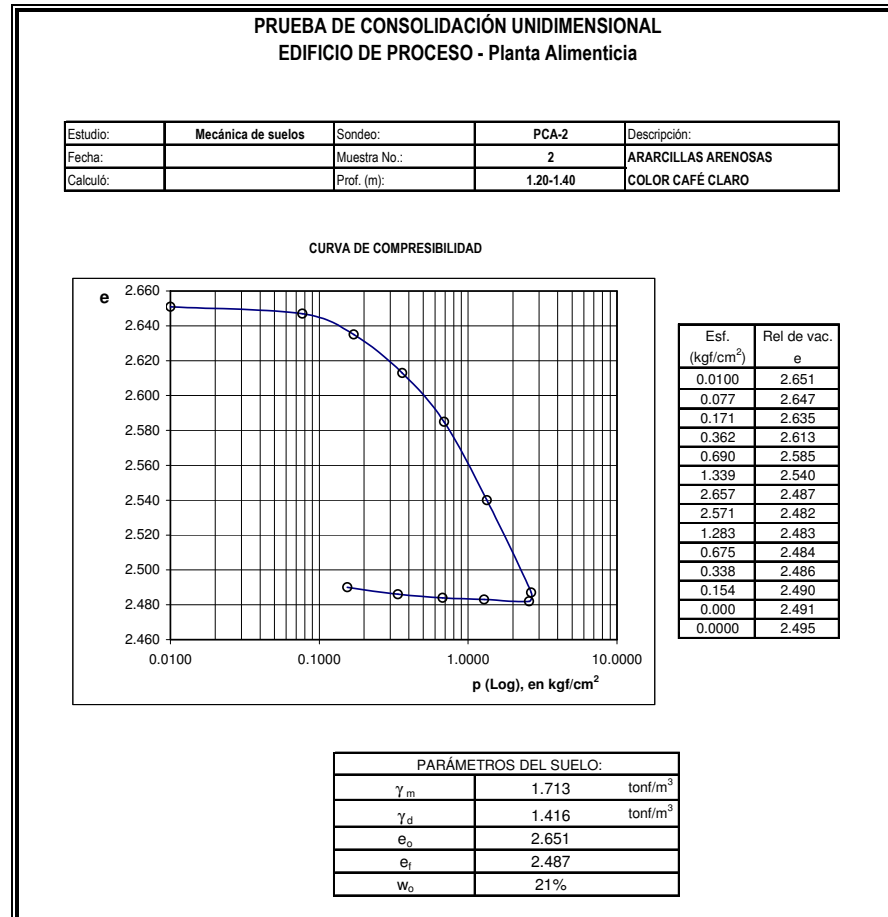


Figura 2.24. Resultado de la prueba de Consolidación Unidimensional, PCA-2.

La estimación de asentamientos diferidos o por consolidación primaria para cimentaciones someras y llevando la capacidad del suelo hasta su capacidad máxima de $P = 7 \text{ tonf/m}^2$, se calculan con la siguiente expresión:

$$\Delta H = \sum_0^H [\Delta e / (1 + e_o)] \Delta z$$



Donde:

- ΔH : asentamiento de un estrato H
- Δz : espesores de estratos elementales en los cuales los esfuerzos pueden considerarse uniformes, se considera un estrato compresible abajo de las cimentaciones superficiales de 2.20 m de espesor.
- e_0 : relación de vacíos inicial. Se considera normalmente el que tiene la muestra, corresponde a la presión al instante anterior a la aplicación de la carga Δp en la curva de compresibilidad.
- Δp : incremento de presión efectiva inducido por la carga superficial.
 $\Delta p = P + \gamma_d \Delta z$; si $P = 0.7 \text{ kgf/cm}^2 \Rightarrow \Delta p = 0.7 + ((1.416 \times 2.2) / 10) = 1.012 \text{ kgf/cm}^2$
- Δe : es la variación de la relación de vacíos, $(e_0 - e_f)$, considerada desde el punto de la curva de compresibilidad, correspondiente a las condiciones iniciales en campo, hasta el valor de presión Δp , inducida por la sobrecarga añadida al terreno debida a la construcción; de la figura 2.24 se obtiene la relación de vacíos inicial y final, $e_0 = 2.585$ y $e_f = 2.555$.

Resulta:

$$\Delta H = [(2.585 - 2.555) / (1 + 2.585)] \times 2.2 = 0.0184 \text{ m} \Rightarrow \Delta H = 1.84 \text{ cm.}$$

Por otro lado, los asentamientos instantáneos de las cimentaciones bajo solicitaciones estáticas se calcularon en primera aproximación usando los valores de la teoría elástica, con los parámetros elásticos correlacionados del suelo investigado. La estimación de estos se hizo utilizando la expresión definida para una placa rígida, apoyada en un medio elástico semi-infinito, propuesta por J. Boussinesq:

$$\delta = PB \frac{(1 - \nu^2)}{E_s} I$$

Donde:

- P : presión de contacto aplicada al suelo de cimentación, 0.7 kgf/cm^2
- B : ancho de la cimentación, considerando una losa de $10.0 \text{ m} \times 20.0 \text{ m} \Rightarrow B = 1000 \text{ cm}$.
- ν : relación de Poisson, 0.3
- E_s : módulo de elasticidad del suelo, estimado en 280 kgf/cm^2 a la profundidad de 1.20 m
- I : valor de influencia según el tipo de cimentación, $I = 1.53$ para una cimentación flexible con relación $L / B = 2$, ver tabla A.3 del Anexo A.

Entonces:

$$\delta = 0.7 \times 1000 \times (1 - 0.3^2) \times 1.53 / 280 \Rightarrow \delta = 3.5 \text{ cm.}$$

Por lo que los asentamientos por consolidación primaria, más los asentamientos elásticos instantáneos, para una cimentación que pudiera soportar una construcción cuyas cargas estáticas sean del orden de $P = 7 \text{ tonf/m}^2$, podrían alcanzar un máximo de **5.5 cm**.

Procediendo de la misma manera para la cimentación profunda del edificio en su conjunto, de la figura 2.25 podemos determinar los valores teóricos de presión e incremento de presión con el razonamiento siguiente:

SUPER-ESTRUCTURA	NTN	SUB-ESTRUCTURA	CL	Z_{estrato} (m)	Z_{acum} (m)	w %	γ_m (tonf/m ³)	P_{suelo} (tonf/m ²)	μ (tonf/m ²)	$P_v \text{ efectiva}$ (tonf/m ²)
				3.00		19.30	1.67	5.00	0.00	5.00
EJE NEUTRO 2/3 Z	NAF	SUB-ESTRUCTURA	SC	2.75		18.25	1.68	4.61	2.75	1.86
				1.75	7.50	19.35	1.70	2.98	1.75	1.23 8.09
NIVEL DE DESPLANTE		SUB-ESTRUCTURA	CL	3.50	11.00	19.35	1.70	5.95	3.5	2.45 10.54

Figura 2.25. Esquema suelo – estructura.

Considerando la hipótesis, que la incidencia de esfuerzos de la cimentación a los estratos profundos es en el eje neutro del grupo de pilas, considerado éste a partir de la profundidad $2/3 Z = 7.5 \text{ m}$. Entonces tendremos ubicado a ese nivel el incremento teórico de presión inicial de las descargas propias de la estructura. Tomando una descarga unitaria del edificio equivalente a 3.6 tonf/m^2 , más 1.0 tonf/m^2 por peso propio de la cimentación, más el peso de la masa de suelo correspondiente a 7.5 m de espesor, la presión efectiva inicial a la profundidad del eje neutro vale, $P_v = (4.6 + 8.09) = 12.69 \text{ tonf/m}^2$, y el incremento de presión en el apoyo de las pilas a 11 m de profundidad será, $\Delta p = (4.6 + 10.54) = 15.14 \text{ tonf/m}^2$.

De la curva de consolidación unidimensional figura 2.24 se obtienen los parámetros, $e_0 = 2.545$ y $e_f = 2.520$, por lo que:

$$\Delta H = [(2.545 - 2.520) / (1 + 2.545)] \times 3.5 = 0.0246 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \Delta H = 2.46 \text{ cm.}$$



Para la estimación de asentamientos elásticos se consideró lo siguiente:

P	presión de contacto aplicada al suelo de cimentación a una profundidad de 7.5 m, en $P = 0.46 \text{ kgf/cm}^2$
B	ancho de la cimentación, considerando la base del edificio completo 19.0 m x 26.6 m => $B = 1900 \text{ cm}$
ν	relación de Poisson, 0.3
E_s	módulo de elasticidad del suelo a una profundidad de 7.5 m, estimado en 600 kgf/cm ²
I	valor de influencia según el tipo de cimentación, $I = 1.36$ para una cimentación flexible con relación $L / B = 1.5$, ver tabla A.3 del Anexo A.

Entonces:

$$\delta = 0.46 \times 1900 \times (1 - 0.3^2) \times 1.36 / 600 \quad \Rightarrow \quad \delta = 1.8 \text{ cm.}$$

Por lo tanto, los asentamiento por consolidación primaria, más los asentamientos elásticos instantáneos para el edificio completo, podrían alcanzar un máximo de **4.3 cm**.

II.4. Análisis de capacidad de carga en cimentaciones.

II.4.1. Cimentaciones superficiales.

Con los especímenes realizados de los tres sondeos de penetración estándar, se determinó que superficialmente se tiene una capa de arcillas arenosas compresibles, de 1.20 m de espesor, que en promedio presentan 3 golpes para penetrar 30 cm el estrato.

Subyaciendo al estrato anterior se tienen una arcilla arenosa, limos arenosos con gravilla medianamente compresibles, que van de 1.20 m a 6.60 m de profundidad y en promedio presentan de 5 a 7 golpes para ser penetrados 30 cm.

Por último, de 6.60 m hasta la máxima profundidad explorada, se tienen en promedio 28 golpes para ser penetrado el terreno 30 cm, correspondiente a materiales de arcilla con limos e incluso fragmentos de roca empacados en limos arenosos de baja compresibilidad.

Si se considera que el terreno que subyace al primer estrato tiene en promedio de 5 a 7 golpes en la prueba de penetración estándar, y tomando la información de estudios aledaños, podemos asignar al terreno una consistencia media correlacionada con valores de cohesión del orden de 0.3 kgf/cm².

Tomando como base el dato de cohesión anterior, de 3 tonf/m², y utilizando los criterios del RCDF04 y sus NTC's, válida para cimentaciones desplantadas sobre suelos cohesivos (arcillas), se tiene lo siguiente:

$$\frac{\sum QF_c}{A} < c_u N_c F_R + p_v$$

Donde:

$\frac{\sum QF_c}{A}$	es la suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada a nivel de desplante, afectada por su respectivo factor de carga
A	área de la cimentación,
c_u	cohesión aparente del suelo, 3.0 tonf/m ² ,
N_c	factor de capacidad de carga, 5.14 (1 + 0.25 D_f/B + 0.25 B/L) = 6.2 para el cálculo de N_c , se consideró una losa de 10.0 m x 20.0 m
F_R	factor de reducción, 0.35
p_v	peso volumétrico total del suelo, 1.65 tonf/m ³
D_f	profundidad de desplante, 0.80 m.

Sustituyendo los valores correspondientes, la suma de las acciones verticales no deberán rebasar la capacidad de carga del terreno de **7.5 tonf/m²**, a una profundidad de 0.80 m.

Para el análisis anterior se considera que el nivel de desplante de todas las cimentaciones someras serán al menos a 0.80 m de profundidad con respecto al nivel de terreno natural, debajo de éstas, se tendrá una capa de material mejorado de al menos 0.60 m de espesor. El material será de banco de buena calidad, compactado en capas de 20 cm de espesor al 95 % de su peso volumétrico seco máximo. Ver ficha de ensaye de material de base y sub-base en figura B.5 del anexo B.

II.4.2. Cimentaciones profundas.

Como se vio en el esquema de la figura 2.25 se tienen atravesados tres principales estratos en el perfil litológico, de los que se obtendrán los parámetros de diseño para las pilas de cimentación. Aplicando el criterio del RCDF04 y sus NTC's para Diseño y Construcción de Cimentaciones, la resistencia de pilas de cimentación individual o por grupo deberá cumplir la siguiente desigualdad:

$$\sum QF_c < R$$

Donde:

$\sum QF_c$	es la suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada a nivel de desplante, afectada por su respectivo factor de carga, las acciones considerarán el peso propio de la subestructura.
-------------	---

R es la capacidad de carga por punta más la capacidad de carga por adherencia, de un pilote o de un grupo de pilotes, $R = C_p + C_f$,

Por lo que:

$$C_p = A_p (c_u N_c^* F_R + p_v) \quad \text{capacidad por punta}$$

$$C_f = (A_L f F_R) \quad \text{capacidad por fricción}$$

Donde:

- A_p área transversal en la base de la pila
- c_u cohesión aparente del suelo de apoyo a la profundidad de 11 m, 15 tonf/m²
- N_c^* coeficiente de capacidad de carga en función del ángulo de fricción aparente, 13
- p_v presión vertical total debida a la presión del suelo a la profundidad de desplante
- A_L área lateral de la pila
- f adherencia lateral c_u promedio a lo largo del fuste, equivalente al valor de 5 tonf/m²
- F_R factor de reducción, 0.7
- $R_{efectiva}$ capacidad de carga de las pilas incluyendo su peso propio
- F_{re} factor de reducción de escala, se aplica para pilas coladas en sitio.

En la tabla 2.2 se consignan los resultados de las capacidades de cargas usando el método propuesto por el RCDF04 considerando la resistencia por fricción y por punta. En la tabla 2.3 se pueden ver los resultados de las capacidades de cargas mediante el método aproximado propuesto por Meyerhof, considerando solo la resistencia por punta en función del número de golpes para penetrar 30 cm el estrato de suelo y utilizando un factor de seguridad de cuatro. Ambas tablas han sido obtenidas para tres diferentes diámetros de pilas y en base a las características del subsuelo; en la tabla 2.4 se muestra el resumen de propiedades del suelo del sondeo SPT-3.

Tabla 2.2. Resultados para capacidad de carga en pilas, método de las NTC's del RCDF04.

$$R = A_p(c_u N_c^* F_R + p_v) + (A_L f F_R)$$

Df (m)	D (m)	Fre	Ap (m ²)	Cf (tonf)	Cp (tonf)	R= Cf + Cp (tonf)	W _{prop} de pila (tonf)	R _{efectiva} (tonf)	Asentamiento (cm)
11	0.80	0.69	0.50	96.76	76.46	149.70	13.27	136.4	2.90
11	1.00	0.67	0.79	120.95	119.48	200.60	20.73	179.9	3.06
11	1.20	0.65	1.13	145.14	172.04	256.46	29.86	226.6	3.21

Tabla 2.3. Resultados para capacidad de carga en pilas, método aproximado.

$$R = (40NA_p) / FS$$

Df (m)	D (m)	N	A _p (m ²)	C _p (tonf)	FS	W _{prop.} de pila (tonf)	R = C _p /FS (tonf)	Asentamiento (cm)
11	0.80	28	0.50	563.0	4	13.27	127.5	2.71
11	1.00	28	0.79	879.6	4	20.73	199.2	3.38
11	1.20	28	1.13	1266.7	4	29.86	286.8	4.06

Tabla 2.4. Resumen de propiedades del suelo, sondeo SPT-3.

Datos del SPT 3

Estrato	Profundidad (m)	Espesor del estrato (m)	Número de golpes	Ángulo de fricción (°)	Peso V. Seco (ton/m ³)
1	0.00 => 3.50	3.50	32	34	1.40
2	3.50 => 5.75	2.25	22	32	1.42
3	5.75 => 12.60	6.85	28	33	1.43
	Total	12.60			
	Promedio		28	33	1.42
4	12.60 => 17.00	4.40	>50		1.45
5	17.00 => 23.20	6.20	40	35	1.47
6	23.00 => 25.15	1.95	>50		1.73

Para la resistencia de las pilas de cimentación se adoptarán los valores más conservadores, consignados en la tabla 2.2, obtenidos con el criterio de las Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de cimentaciones, del RCDF04.

II.5. Clasificación del tipo de suelo y coeficiente sísmico.

II.5.1. Clasificación del tipo de suelo.

La respuesta del suelo ante excitaciones sísmicas depende de varios factores que están relacionados con la estructura geométrica y heterogeneidad del depósito de suelo. Con el propósito de obtener el coeficiente sísmico para el diseño de la estructura, se tomó como base el criterio de la referencia 3.1., para clasificación de suelos, del Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE. Se determina el tipo de suelo en el sitio estimando las velocidades de propagación de ondas, el módulo de rigidez al corte y el periodo natural del suelo.

Con la información obtenida de un estudio geofísico para la perforación de un pozo profundo para extracción de agua potable a 250 m de profundidad, podemos establecer dos estratos generales entre el nivel de terreno de desplante y el nivel de terreno firme. Ver estratigrafía general en tabla A.4 del anexo A.

Se considera base rígida o nivel de terreno firme, aquel bajo el cual todos los estratos poseen velocidades de propagación $\beta_o \geq 700$ m/seg o módulos de rigidez $Go \geq 85\,000$ tonf/ m².

Para los estratos comprendidos entre el nivel de terreno firme y la superficie, se calculará el periodo fundamental de vibrar T_s y la velocidad efectiva de propagación β_s del sito con la siguiente expresión:

$$T_s = \frac{4H_s}{\beta_s}$$

Donde:

T_s : Periodo natural del suelo, (seg)

H_s : Espesor del estrato equivalente, (m)

β_s : Velocidad efectiva de propagación de onda del estrato equivalente, (m/seg).

$$\beta_s = \frac{\sum_{m=1}^M \beta_m h_m}{H_s}$$

Así también:

β_m : velocidad de propagación de onda del m-ésimo estrato de suelo, (m/seg)

h_m : espesor del m-ésimo estrato de suelo, (m).



$$\beta_m = \sqrt{\frac{G_m}{\gamma_m / g}}$$

Luego entonces:

G_m : módulo de rigidez al corte del m-ésimo estrato de suelo, (tonf/m²)

g : aceleración de la gravedad, 9.81 m/seg²

γ_m : peso volumétrico del m-ésimo estrato de suelo, (tonf/m³)

$$G_m = \frac{E_m}{2(1 + \nu)}$$

Finalmente:

E_m : Módulo de elasticidad del m-ésimo estrato de suelo, (tonf/m²)

ν : Módulo de Poisson = 0.4, (adimensional)

Con las características de los estratos obtenidos del estudio geofísico, se obtienen las siguientes propiedades:

A. Estrato de suelo 1.

Arcillas arenosas.

h_m 1:	Estrato de 0.0 m a 6.0 m
γ_m 1:	1.40 tonf/m ³
E_m 1:	2 480 tonf/m ²
G_m 1:	886 tonf/m ²
β_m 1:	79 m/seg

B. Estrato de suelo 2.

Conglomerados gruesos.

h_m 2:	Estrato de 6.0 m a 50.0 m
γ_m 2:	1.60 tonf/m ³
E_m 2:	84 400 tonf/m ²
G_m 2:	32 400 tonf/m ²
β_m 2:	429 m/seg

**C. Estrato de suelo 3.**

Brechas gruesas y roca fracturada (se considera como nivel de terreno firme).

h_o :	Estrato de 50.0 m a 69.0 m
γ_o :	1.70 tonf/m ³
G_o :	85 000 tonf/m ²
β_o :	700 m/seg

Sustituyendo:

$$\beta_s = \frac{44 \times 429 + 6 \times 79}{50} = 387 \text{ m/seg} \qquad T_s = \frac{4 \times 50}{387} = 0.5168 \text{ seg}$$

Siguiendo el procedimiento descrito y tomando los valores característicos de la tabla de microregionalización sísmica del Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE, $\beta_c = 400 \text{ m/seg}$ y $T_c = 5.3 \text{ seg}$, para la zona B, y con el período natural del suelo obtenido, $T_s = 0.5168 \text{ seg}$, se procede a la clasificación del tipo de suelo aplicando el criterio siguiente:

Suelo Tipo I cuando	$\beta_s \geq \beta_o$	$387 < 700$
Suelo Tipo II cuando	$\beta_c T_s + \beta_s T_c \geq \beta_c T_c$	$2\,257 > 2\,120$ se cumple
Suelo Tipo III cuando	$\beta_c T_s + \beta_s T_c < \beta_c T_c$	$2\,257 > 2\,120$

II.5.2. Determinación del coeficiente sísmico.

Atendiendo los valores recomendados por el manual de obras civiles de CFE, 1993, el suelo del sitio se clasifica como **Tipo II**, ubicado en la zona B, de acuerdo a la Regionalización sísmica de la República Mexicana, figura B.7 del Anexo B. Por lo que el coeficiente sísmico básico recomendado para el diseño del Edificio de Proceso TPR 1 será, **c = 0.30**.