



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**CIMENTACIONES SOBRE LOS BASALTOS
DEL SURPONIENTE DE LA
CIUDAD DE MÉXICO**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

ENRIQUE SANTOYO REYES

DIR. DR. EFRAIN OVANDO SHELLEY



MEXICO, D. F.

1993

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

INDICE

1. INTRODUCCIÓN

2. GEOLOGÍA REGIONAL

- 2.1 Localización de flujos basálticos
- 2.2 Cristalización de los basaltos
- 2.3 Tipos de basalto
- 2.4 Tipos de discontinuidad

3. PROBLEMAS DE CIMENTACIÓN

- 3.1 Cavernas inestables
- 3.2 Bloques inestables
- 3.3 Flujo de agua

4. TÉCNICAS DE EXPLORACIÓN

- 4.1 Geofísica
 - 4.1.1 Método de refracción sísmica
 - 4.1.2 Resistividad eléctrica
 - 4.1.3 Otros métodos geofísicos
- 4.2 Muestreo directo
- 4.3 Perforación neumática

5. CAPACIDAD DE CARGA

- 5.1 Evaluación de la capacidad
 - 5.1.1 Teoría de la elasticidad
 - 5.1.2 Teoría de Terzaghi
 - 5.1.3 Círculos de Mohr
 - 5.1.4 Método de Bishnoi
 - 5.1.5 Método del elemento finito
 - 5.1.6 Conclusiones
- 5.2 Valores usuales
- 5.3 Estructuras de cimentación
 - 5.3.1 Sistemas de cimentación

5.3.2 Factor de seguridad

5.3.3 Recomendaciones

6. PROBLEMAS CONSTRUCTIVOS

6.1 Excavaciones a cielo abierto

6.2 Derrumbes de cavernas

6.3 Inyección de cavidades

6.3.1 Mezclas cementantes

6.3.2 Proceso de inyección

7. CONCLUSIONES

8. REFERENCIAS

1. INTRODUCCIÓN

El crecimiento de la Ciudad de México ha llevado a la necesidad de construir en terrenos que eran considerados de difícil desarrollo, debido a las dificultades técnicas o que se tenían como reserva territorial.

En los últimos años el crecimiento del surponiente de la Ciudad ha sido importante, sobre todo en las áreas conocidas como los Pedregales. De este crecimiento nace la necesidad de desarrollar técnicas para la exploración de basaltos así como de criterios de análisis que permitan el diseño de cimentaciones adecuadas a las características de estos terrenos.

La problemática que presentan las áreas con basaltos radica principalmente en que por ser terrenos rocosos, usualmente se considera que el diseño de las estructuras de cimentación es sencillo. Este criterio es simplista, ya que estos basaltos presentan peculiaridades que dificultan este diseño, sobre todo debido a la combinación de las distintas discontinuidades que aparecen en estas rocas durante su formación.

En el presente trabajo se propone una metodología para la solución de los problemas de cimentación sobre basaltos. El primer paso consiste en comprender las características geológicas de las coladas basálticas, con el objeto de determinar la localización y tamaño de las discontinuidades que puedan afectar el funcionamiento de la cimentación; estas discontinuidades son la principal fuente de fallas en las cimentaciones construidas en los Pedregales, debido a que pueden originar desplazamientos diferenciales, fallas de techos en cavernas, etc. Los efectos de estos eventos en las construcciones van desde la aparición de grietas irrelevantes hasta la falla de la estructura.

Para realizar la caracterización geológica es necesario estudiar y comprender la geología regional, así como realizar una campaña de exploración adecuada a cada sitio.

Una vez conocida la problemática del terreno estudiado se procederá a estimar la capacidad de carga admisible. Es conveniente señalar que la capacidad aumentará en el grado en que se disminuyan los efectos potenciales de las discontinuidades si se opta por inyectar mezclas cementantes, o desplantando la cimentación en roca más sana.

Los criterios de diseño usualmente suponen que el material en que se desplante es un medio continuo, isotrópico y homogéneo; por ello se admiten supuestos como el que la resistencia del nivel de desplante sea la misma que la resistencia de la mezcla cementante inyectada.

Finalmente, hay que decir que en las cimentaciones sobre basaltos no hay procedimientos firmemente establecidos para su cálculo y diseño, es decir, cada proyecto deberá ser estudiado y resuelto por separado, debido a la erraticidad natural de las estructuras basálticas.

En el surponiente del Valle de México se encuentran dos formaciones geológicas constituidas por materiales de origen volcánico, la más antigua corresponde a la Sierra de las Cruces; la cual se formó a fines del Mioceno; esta sierra es producto de efusiones andesíticas y dacíticas a través de estrato-volcanes (ref 2). Las lavas de estos volcanes de textura preponderadamente porfírica crearon extensos abanicos al descender al valle.

La segunda es la Sierra del Chichinautzin que se formó a finales del Cuaternario Superior, los flujos basálticos del surponiente del valle de México son producto de la actividad de los conos volcánicos que se encuentran en ella: esta estructura geológica es la más reciente en el valle de México y debido a su formación, se cerró la salida que tenía la cuenca del valle hacia el estado de Morelos.

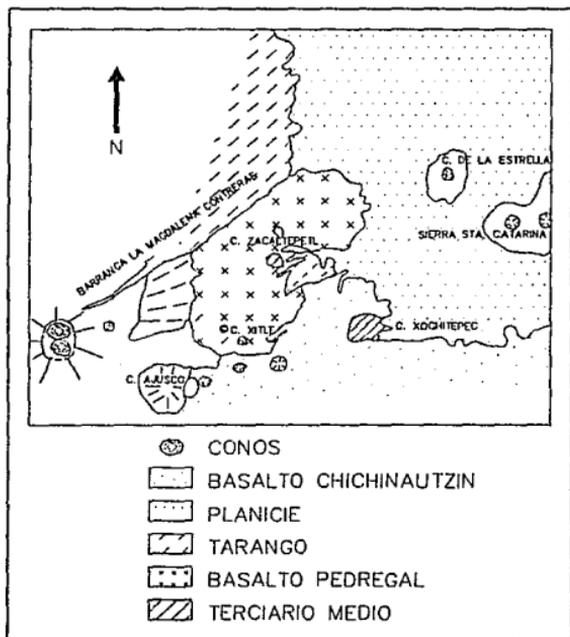


Fig 2.2 Geología del pedregal del Xitle

La Sierra del Chichinautzin está formada por numerosos conos cinerfíticos orientados de oeste a este; estos conos son pequeños volcanes constituidos principalmente por materiales piroclásticos, desde cenizas, bloques, pómez y abundante arena. De ellos, el Xitle es el que más recientemente ha hecho erupción, siendo la última hace unos 2,000 años. Los flujos de esta erupción cubrieron las faldas del Ajusco y las planicies que hoy forman los pedregales de San Ángel, San Francisco, Santa Ursula, Carrasco y Padierna. En la fig 2.2 se presentan los principales flujos de basalto producto de las erupciones del Xitle.

Las formaciones geológicas que se pueden apreciar en los basaltos del Xitle, son: conos, lacolitos, diques de lava, coladas, cavernas, domos, conos satélites, así como materiales piroclásticos diversos. Estas formaciones se presentan en todas las erupciones de los volcanes de la Sierra del Chichinautzin.

2.2 Cristalización de los basaltos

Los cristales que se forman al enfriarse la lava crecen dependiendo de la velocidad con que esta se enfría. Si el enfriamiento es rápido, debido al contacto con el medio ambiente los cristales crecerán poco, mientras que si es lento, por ejemplo en un batolito, los cristales pueden crecer hasta tamaños en que pueden ser vistos a simple vista.

Los cristales que se forman al enfriarse un magma están formados por silicatos minerales: olivino, piroxeno, hornblenda, biotita, feldespato cálcico (anortita), feldespato sódico (albita), feldespato potásico (ortoclasa), moscovita y cuarzo (ref 3). Los cristales o granos quedan entrelazados al enfriarse la roca y pueden ser de un sólo mineral, o de mezclas de los minerales mencionados.

En la fig 2.3 se puede ver la composición mineralógica de las distintas rocas ígneas.

La cristalización de los distintos silicatos minerales queda determinada por la composición química de la lava, la velocidad de enfriamiento, la presión y las reacciones químicas que se den durante el proceso. La serie de reacciones que se producen durante la cristalización se presentan en la fig 2.4 (ref 3).

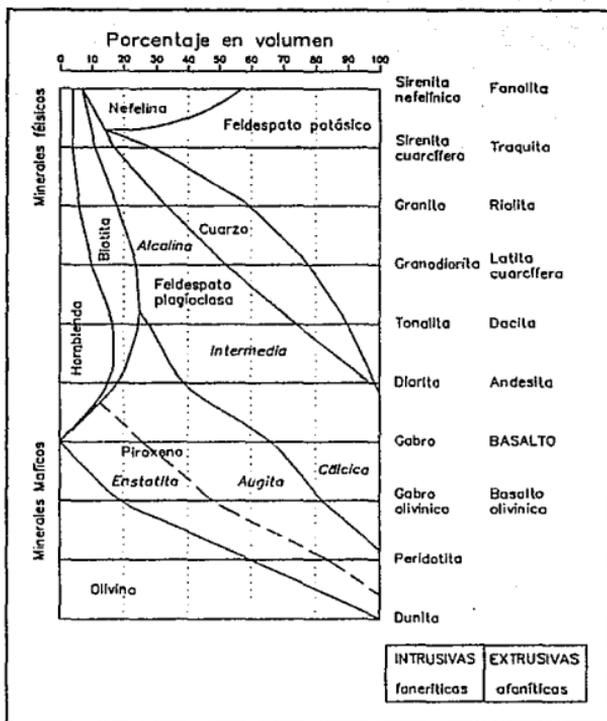


Fig 2.3 Composición mineral de rocas ígneas comunes (ref 3)

En los basaltos del Xitle hay flujos en los que se pueden ver a simple vista granos de cuarzo, pero en la mayoría de ellos se necesita de lentes de aumento para verlos.

2.3 Tipos de basalto

Los basaltos pueden ser clasificados dependiendo de las características de la colada, por su mineralogía o por su estructura macroscópica.

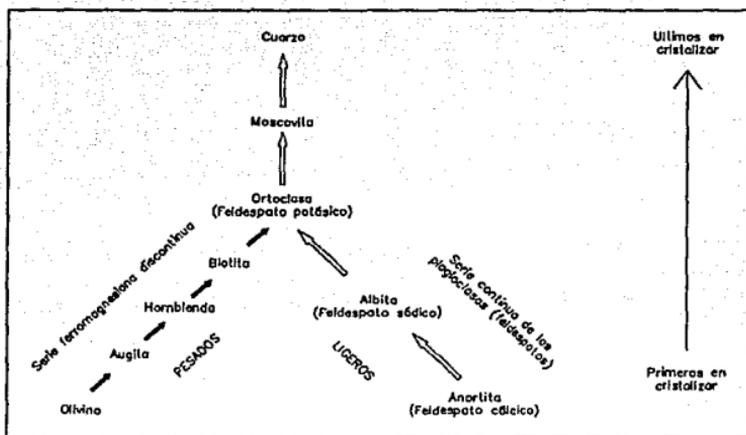


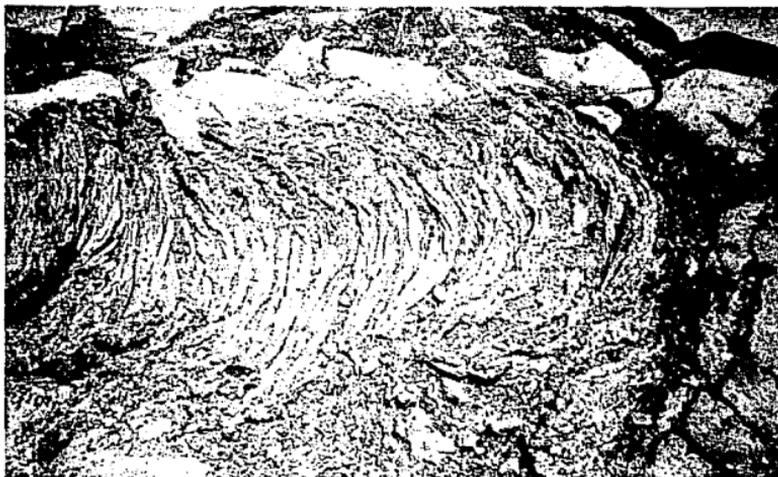
Fig 2.4 Serie de reacciones de Bowen (ref 3)

2.3.1 Características de la colada

Los basaltos son producto de lavas básicas de baja viscosidad debido al bajo contenido de sílice (menos del 50 %) y de baja explosividad, ya que tienen pocos gases al momento de la erupción.

Las coladas basálticas de superficies irregulares y toscas, de textura escoriácea, se deben a que la lava que las originó contenía gases disueltos. Este tipo de colada está formada por lavas que se denominan A-A' (ref 4).

Otras coladas basálticas tienen superficies más lisas, contorsionadas en configuraciones onduladas o cordadas, estas fueron formadas por lavas tipo pahoehoe (ref 4), que son de consistencia más líquida y con menos gases disueltos que las A-A'. En la fotografía 2.1 se muestra una lava del tipo pahoehoe.



FOTOGRAFÍA 2.1 Lava pahoehoe

2.3.2 Mineralogía

El basalto es una roca ígnea de grano fino de color oscuro, en tonos gris oscuro y verde oscuro a casi negro. Los minerales que contiene consisten en más del 50 % de feldespatos plagioclasa y el resto de silicatos ferromagnesianos.

Los feldespatos plagioclasa son la albita, $\text{Na}(\text{AlSi}_3\text{O}_8)$ o feldespato sódico, y la anortita, $\text{Ca}(\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_8)$ o feldespato cálcico. De los silicatos ferromagnesianos, el más común es la augita $\text{Ca}(\text{Mg,Fe,Al})(\text{Al,Si}_2\text{O}_6)$, mineral de la familia de los piroxenos, que está formado por grupos de silicatos con tetraedros en cadenas simples.

El gabro y la peridotita son otras rocas oscuras de origen ígneo, pero existen diferencias que permiten diferenciarlas. El gabro es una roca intrusiva equivalente mineralógicamente al basalto, pero su matriz tiene cristales más grandes, debido a que esta es una roca intrusiva. En cambio, la peridotita está constituida principalmente por olivino,

$(Mg,Fe)_2SiO_4$, mineral que le da un color más verdoso que el de los basaltos.

2.3.3 Estructura macroscópica

Una vez solidificado el basalto, se pueden presentar estructuras de solidificación diferentes, los cuales se pueden clasificar en:

Estructura normal. La mayoría de las coladas sobre la litosfera continental tienen una estructura parecida, consistente en lenguas solidificadas en diferentes espesores y con discontinuidades irregulares. Las coladas del Xitle tienen este tipo de estructura.

Estructura columnar. Muchas veces en el interior de las coladas se presenta un junteo columnar, que consiste en fracturas que delinean columnas de 6 lados.

Estructura almohadillada. Cuando las lavas son enfriadas por agua se solidifican semejando un montón de fideos, dando lugar a los basaltos almohadillados. El enfriamiento por agua se da cuando las lavas fluyen, por ejemplo hacia el mar, o cuando se trata de una erupción en la litosfera oceánica.

2.4 Tipos de discontinuidad

Las discontinuidades que se presentan en la zona son producto del mismo comportamiento de las coladas de lavas, de las características del suelo antes de la colada, del tipo de lava y de la topografía del terreno previa a la erupción. La lava puede emerger de la chimenea de un volcán, por lo que bajará por las laderas en forma de lenguas angostas repartidas en varias trayectorias radiales, o también puede emerger por una fisura y fluir en forma de capas delgadas cubriendo grandes extensiones.

Las discontinuidades que más frecuentemente se presentan en la zona son:

Contactos brechoides. El contacto entre dos coladas distintas no es continuo, ya que al estar frío el piso por donde fluye la lava, esta se enfría bruscamente, generándose la apariencia escoriácea en el contacto

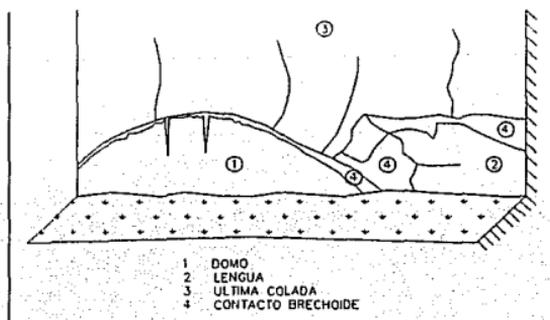
(fotografía 2.2). El enfriamiento también provoca la formación de cavidades, debido a que los gases no pueden emerger a la superficie.

En los contactos brechoideos aparecen bloques angulares de lava solidificada, estos bloques provienen del desprendimiento de fragmentos de basalto de coladas anteriores o de las mismas costras que se hayan formado durante la colada superior. Los bloques tienden a permanecer en el contacto.



FOTOGRAFÍA 2.2 Contacto brechoide

En la fotografía 2.3 se pueden apreciar los contactos entre diferentes formaciones geológicas típicas en los basaltos del surponiente de la Ciudad de México. El triple contacto que se ve en el esquema simplificado, es prueba de lo irregular que son los flujos de lava durante distintas coladas.



FOTOGRAFÍA 2.3 Contactos entre distintas formaciones

Cavidades. La formación de las cavidades se debe a que los gases constituidos principalmente por vapor de agua y CO_2 se desprenden al enfriarse la lava, quedando atrapados en la masa de roca; el tamaño de las cavidades queda determinado por la facilidad o dificultad con que los gases puedan salir de la lava.

La forma y densidad de las cavidades queda definida por las diferencias de presiones entre la lava y el interior de la burbuja en el momento de la solidificación, así como por la velocidad del mismo proceso (ver fotografía 2.4).



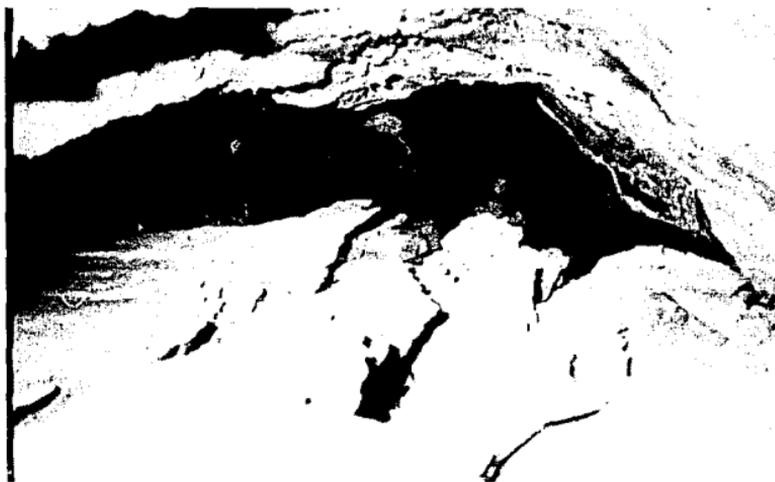
FOTOGRAFÍA 2.4 Distribución de cavidades en un macizo

Cavernas. En coladas basálticas se forma en la superficie y las márgenes una costra sólida debido a la rapidez de enfriamiento y solidificación de la lava. Cuando la costra forma un arco estructural resistente, se genera un túnel por el cual la lava continúa fluyendo hacia niveles inferiores. Al terminar la erupción, muchos de estos túneles quedarán vacíos de lava transformándose en largas cavernas. En la zona del Ajusco las hay de varios kilómetros de longitud desarrollándose pendiente abajo.

En la fotografía 2.5 se puede apreciar un pequeño ducto de unos 30 cm de altura por varios metros de longitud.

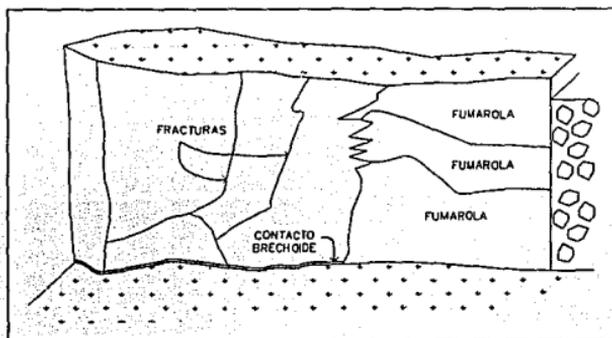
También puede ocurrir que se formen bolsas de gases de dimensiones nada despreciables debajo de la costra superficial.

En muchos casos, el techo de estas bolsas y túneles se colapsa, dejando una depresión en el terreno.



FOTOGRAFÍA 2.5 Caverna de pequeñas dimensiones

Fumarolas. Su formación se debe a la emanación por un sólo punto de grandes volúmenes de gases acumulados en la masa de lava (ref 6). El proceso de solidificación se transtorna en la fumarola, produciéndose éste en forma caótica. En la fotografía 2.6 se aprecia una fumarola así como su esquema simplificado.



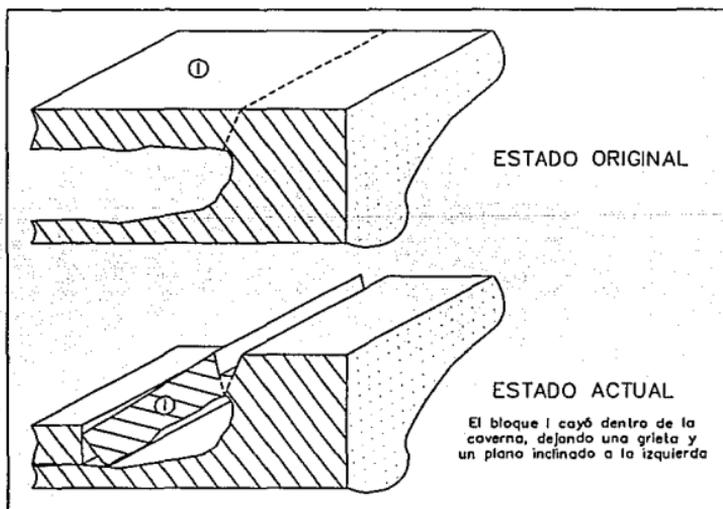
FOTOGRAFÍA 2.6 Fumarola

Fracturas. Varios son los mecanismos que originan a las fracturas:

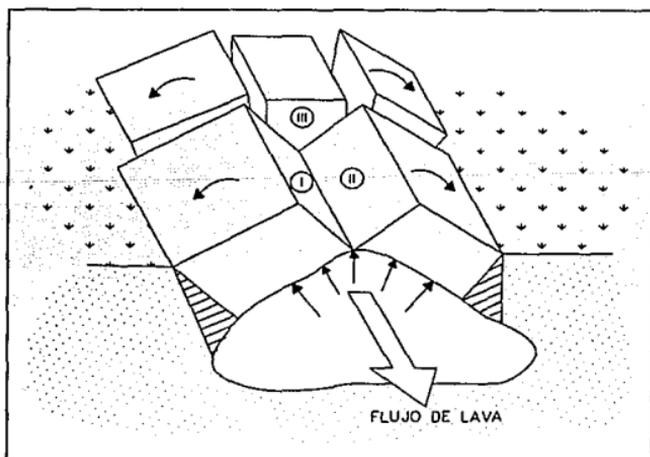
- Los esfuerzos que se generan cuando la lava cambia de volumen al solidificarse (ver fotografía 2.7).
- El proceso de cristalización cuando se presenta la estructura columnar.
- El colapso de túneles o cavernas por inestabilidad o por nuevos flujos de lava en su interior. En la fotografía 2.8 se presenta el caso de un techo de caverna colapsado y en la fotografía 2.9 el de un túnel que se fracturó al aumentar la presión de la lava de su interior.



FOTOGRAFÍA 2.7 Fractura por tensión



FOTOGRAFÍA 2.8 Techo de caverna colapsado



FOTOGRAFÍA 2.9 Fracturamiento por presión en la caverna

3. PROBLEMAS DE CIMENTACIÓN

3.1 Cavernas Inestables.

Las cavernas representan un riesgo para la cimentación de estructuras, ya que la discontinuidad generada, altera la distribución de cargas. Esto provoca la concentración de esfuerzos en los techos y pilares de las cavernas y puede llevarlas a condiciones de inestabilidad principalmente por la fragilidad del arco que definen, ya que la capacidad de carga de los techos o pilares es en ocasiones muy baja. El arco puede fallar con un pequeño incremento en la carga que soporta.

El riesgo que implica la falla de cavernas para las construcciones que sobre ellas se proyecta construir, justifica la necesidad de explorar meticulosamente el área de cimentación para determinar si hay cavernas.

El estudio de cada terreno deberá incluir la localización de las cavernas que puedan poner en peligro a la construcción definiendo su profundidad, su posible configuración y su volumen. No se debe confiar en las características de una colada superficial, ya que puede ocurrir que en coladas subyacentes existan cavernas cuyos arcos estén próximos a su capacidad última. Esta situación genera un riesgo que debe ser evitado.

La localización y tamaño de las cavernas es muy irregular, aunque, se puede inferir la localización de cavernas, al analizar la configuración de los bloques caídos o al encontrar la salidas de los túneles (ver fotografía 3.1). De la topografía del terreno y sus alrededores, se puede inferir la posible localización de cavernas, por ejemplo: un terreno en las faldas de un volcán, puede tener cavernas o túneles, si pendiente arriba se encuentra una caverna colapsada. La existencia de la cavidad colapsada se explica debido a que la lava salió de ésta por un túnel que desemboca pendiente abajo. En la figura 3.1 se muestra un esquema del sistema ejemplificado.



FOTOGRAFÍA 3.1 Salida de un túnel "pendiente abajo"

El origen y localización de las cavernas ayuda a pronosticar la configuración de las mismas; en terrenos con pendientes moderadas, es factible encontrar sistemas como el señalada en la fig 3.1, pues al terminar la erupción, los túneles y cavernas se pueden vaciar de lava, ya que ésta fluye a niveles más bajos, dejando por detrás túneles sinuosos y cavernas en forma de galerías; en terrenos sensiblemente más horizontales, las cavernas serán circulares, producto principalmente de la acumulación de gases, por lo que su configuración será más bien plana, cubriendo mayores extensiones.

La existencia de cavernas en basalto no puede ser menospreciada, antes bien, hay que evitar todos los efectos negativos que estas provocan sobre las construcciones desplantadas sobre ellas.

Una vez detectadas las cavernas y determinada su posible configuración, se debe proceder a estabilizarlas con una metodología adecuada a cada caso. A continuación se mencionan distintos procedimientos para resolver diferentes situaciones.

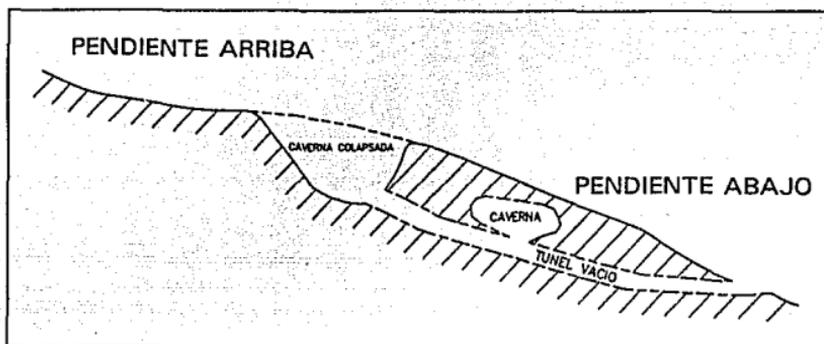


Fig 3.1 Esquema de formación de cavernas

Cambiar de sitio la construcción. Si el diseño arquitectónico y la disponibilidad de terreno lo permiten, la solución más económica y práctica es la de buscar una mejor localización, adecuando la planta de la construcción con la localización de las cavernas.

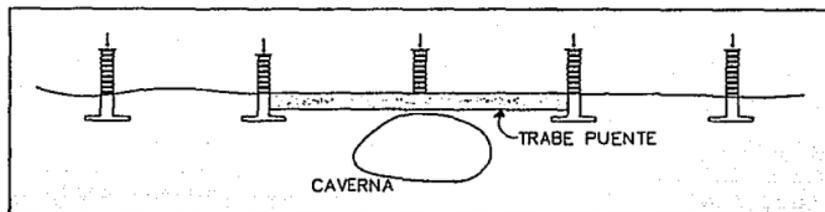
Inyección. Consiste en introducir un mezcla cementante a baja presión en las cavidades que se encuentran en la zona donde se pretende distribuir las cargas de la construcción (ref 7). En el capítulo 6 se explicará con más detalle esta técnica.

Excavación. Cuando las cavidades encontradas son someras, una posibilidad es la de extraer todo el material donde se encuentren las discontinuidades, para desplantar la estructura de cimentación sobre una roca más sana. En el capítulo 6 se incluye un apartado sobre excavación en basaltos.

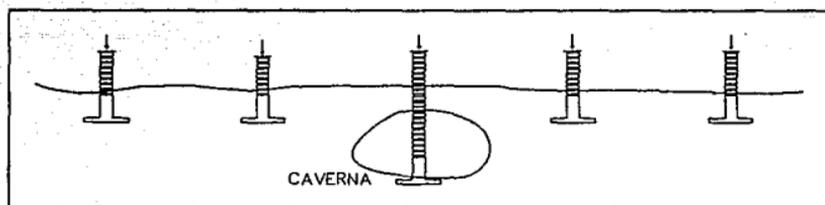
Dejarla en su estado original. Esta alternativa es aplicable cuando la caverna queda fuera del área donde los esfuerzos se distribuyen o cuando se garantiza la estabilidad de la caverna dadas sus características de resistencia naturales.

Solución estructural. Cuando la configuración de las cavernas lo permita, se pueden diseñar estructuras de cimentación que nulifiquen los efectos de las cavernas: traveses puente para librar el ancho de estas, o llevar las

zapatas de cimentación hasta el piso de la caverna. En la figura 3.2 se presentan estos dos casos.



a) Trabe Puento



b) Desplante de la zapata en el piso de la caverna

Fig 3.2 Soluciones estructurales

Reforzar los arcos. Si por su gran tamaño se dificulta el relleno de una caverna, convendrá analizar la posibilidad de reforzar los arcos naturales con estructuras de concreto.

Soluciones combinadas. Dependiendo de las características de cada caso, es posible utilizar más de una de las técnicas mencionadas para garantizar la estabilidad de los arcos de roca.

3.2 Bloques Inestables.

Los basaltos presentan cavernas, cavidades y planos de fracturamiento en distintas direcciones, que al combinarse entre sí, generan bloques de

roca bien delimitados. Algunos de estos bloques se encuentran en equilibrio inestable, es decir, que ante cualquier cambio en el estado de esfuerzos tendrían desplazamientos o asentamientos, o inclusive se podrían deslizar de su posición original. Los bloques inestables se presentan generalmente en dos casos:

En los taludes de las excavaciones. En la fotografía 3.2 se pueden apreciar varios bloques de basalto bien delimitados que pueden caer hacia la acera. La caída de estos bloques se deberá a un cambio en el estado de esfuerzos o al intemperismo que va a ir sufriendo la roca en el corte. En la misma fotografía se ve claramente un contacto brechoide en la parte izquierda. En la parte inferior derecha, se puede apreciar un bloque con echado de 40° , que se movió en el pasado. El ángulo que se mide a partir del contacto entre las dos coladas es el mismo que se aprecia en las cavidades de la colada inferior, ya que dichas cavidades eran horizontales cuando se formaron.

En los pisos producto de colapsos de techos de cavernas. En la fotografía 3.3 se ven bloques inestables producto del colapso del techo de una caverna y en el esquema adjunto se señalan esos bloques.

La existencia de estos bloques genera riesgos durante y después de la construcción de las estructuras debido, por ejemplo, a desplazamientos de roca o asentamientos diferenciales.

Las soluciones a los problemas de estabilidad de bloques dependen de las características particulares de cada situación:

En el primer caso, los bloques deben ser removidos para evitar caídas al interior de la excavación. Si los bloques fueran de tamaño considerable, cabe la posibilidad de utilizar anclas para estabilizarlos.

El concreto lanzado ofrece una buena alternativa para la estabilización de bloques, y para garantizar mejores resultados se debe de utilizar mallas de acero como refuerzo del concreto.

Finalmente, las cargas laterales que estos bloques pueden generar sobre los cajones de cimentación deben ser consideradas en su diseño, para evitar daños posteriores a los muros perimetrales.



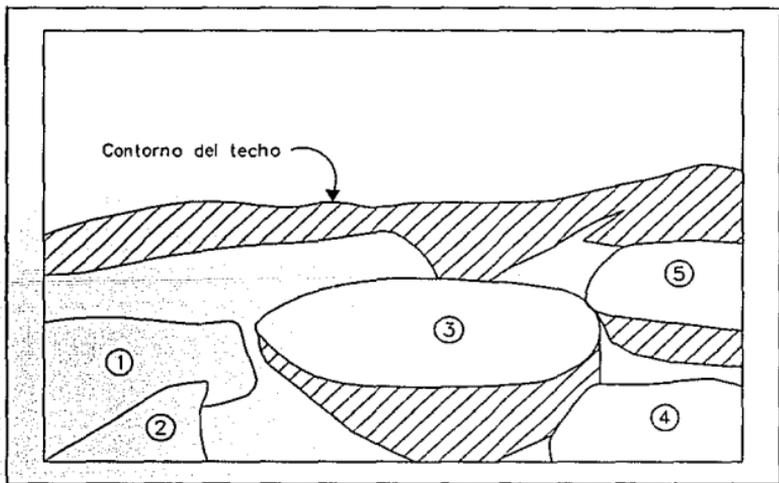
FOTOGRAFÍA 3.2 Bloques inestables.

En el segundo caso, si el nivel de desplante y las dimensiones de los bloques lo permiten, estos pueden ser extraídos. Otra solución consiste en estabilizar los bloques mediante inyecciones de cementantes en las grietas que los delimitan.

3.3 Flujo de Agua.

En la zona de los Pedregales no existe nivel superficial de aguas freáticas, por lo que los problemas con agua se dan sólo durante la época de lluvias. Los flujos de agua ocurren a través de las grietas y fracturas en el basalto, resultando difícil determinar a priori si en el terreno va a haber acumulación de agua.

Es importante destacar que en el Padregal de San Ángel, no hay red de drenaje, sólo existen fozas sépticas. Esta situación genera un problema ecológico importante, pues por las discontinuidades, penetrarán toda clase de sustancias tóxicas al subsuelo, y finalmente a los mantos profundos.



FOTOGRAFÍA 3.3 Bloques inestables

La permeabilidad del basalto si es medida en el laboratorio (ref 8) con agua a 20°C es de $k = 10^{-12}$ cm/seg, pero si esta es medida en el campo, la permeabilidad aumenta de $k = 10^{-2}$ a 10^{-7} cm/seg, debido a las fracturas a través de las masa de roca.

Para calcular el flujo de agua se puede utilizar la Ley de Darcy:

$$q_x = k \frac{dh}{dx} A \quad (2.1)$$

donde: q_x , es el gasto en la dirección x , lt/min.

k , es el coeficiente de permeabilidad de Darcy, cm/seg.

dh/dx , es el gradiente hidráulico en la distancia L .

A , es área de la sección transversal normal a x .

Los gastos que se obtengan de la fórmula anterior, aun utilizando los coeficientes de permeabilidad señalados, sólo dan una idea de la cantidad de agua que puede pasar por un terreno específico. Para calcular el gasto será conveniente realizar pruebas de permeabilidad en el lugar y hacer un estudio de geohidrología para determinar si el terreno se encuentra en la salida de alguna cuenca.

En la mayoría de los proyectos de cimentación sobre los Pedregales del surponiente de la Cd. de México, no es necesario hacer todo el estudio geohidrológico, ya que los niveles de desplante son poco profundos. Por esta razón, solo es necesario tomar ciertas precauciones contra el agua que llegará a fluir alrededor de las cimentaciones, por ejemplo, dejando drenes para evitar que el agua se acumule alrededor de las zapatas, o impermeabilizando los muros perimetrales del cajón de cimentación.

4. TÉCNICAS DE EXPLORACIÓN DE CAVERNAS

4.1 Geofísica

Los métodos de exploración geofísica proporcionan información sobre la configuración del subsuelo de manera indirecta, de ahí que se clasifiquen dentro de los Métodos Indirectos de Exploración. La información obtenida es relacionada con la distribución de las propiedades físicas del subsuelo investigado, y de su interpretación se deducen las formaciones geológicas en la zona estudiada.

Una exploración de cavernas usualmente se inicia con métodos geofísicos para la localización de cavernas muy grandes y para orientar la localización de los sondeos de exploración (ref 9).

La información proporcionada por estos métodos en la exploración de terrenos con cavernas pequeñas, no es muy confiable; algunos de ellos pueden ser utilizados con reservas para determinar la localización más probable de las cavernas. En estos lugares se justifica realizar perforaciones de exploración para verificar la existencia de la caverna.

4.1.1 Método de Refracción Sísmica

El método consiste en deducir las características geológicas de un sitio a partir de la interpretación de los tiempos en que las ondas sísmicas llegan del sitio de su generación al sitio donde se encuentra el equipo de medición.

Las ondas sísmicas se dividen en ondas precursoras y ondas largas. Las ondas precursoras (ondas P y S) viajan desde el foco de generación, a través del interior de la tierra, hasta la estación de registro. Las ondas largas o L (ondas de Raleigh y de Love) son ondas que viajan por la superficie. Las ondas L tienen una característica adicional, son ondas dispersivas, es decir, que al recorrer mayores distancias desde el foco, la

duración de sus efectos aumenta, a la vez que los desplazamientos generados van disminuyendo.



Fig 4.1 Clasificación de las ondas sísmicas

Bases teóricas.

Existen diferencias en las velocidades de propagación de las ondas sísmicas, dependiendo del tipo de onda, y de la rigidez y densidad de las rocas en que se desplazan. Las expresiones 4.1 y 4.2 indican la velocidad de las ondas P y S respectivamente, y la 4.3 relaciona a ambas velocidades (ref 10).

$$V_p^2 = \frac{B + \frac{4}{3}G}{d} \quad (4.1)$$

$$V_s^2 = \frac{G}{d} \quad (4.2)$$

$$V_s = \frac{3}{5} V_p \quad (4.3)$$

donde:

- V_p , Velocidad de las ondas P
- V_s , Velocidad de las ondas S
- B , Módulo de masa
- G , rigidez
- d , densidad

El método de refracción sísmica se basa en que las ondas precursoras viajan más rápido dentro del estrato en que son refractadas, que las ondas largas (ver fig 4.5). Al ser las ondas precursoras las primeras en ser registradas por los geófonos, se verifican los principios de Huyghens y de Fermat, que son los principios fundamentales de la propagación de ondas.

Principio de Huyghens: Todo punto de frente de onda se comporta como un nuevo generador de ondas.

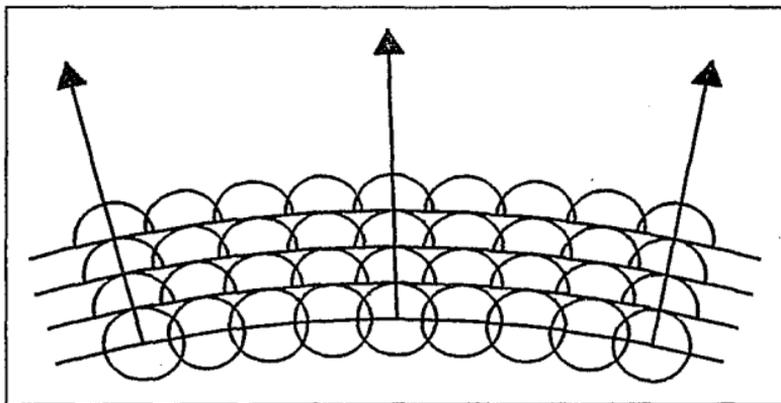


Fig 4.1 Comportamiento de ondas sísmicas a partir del principio de Huyghens

Dentro de un medio homogéneo, las ondas viajan en esferas a partir del foco, y considerando el principio de Huyghens, se admite que el frente de onda es una esfera de gran radio, inclusive, que el frente es plano, y que líneas perpendiculares a este frente marcan la trayectoria de la onda. En la fig 4.1 se puede apreciar esta conclusión.

Principio de Fermat: El movimiento ondulatorio entre dos puntos, sigue la trayectoria del tiempo mínimo, no necesariamente la de una línea recta.

La principal implicación del principio de Fermat consiste en que las ondas generadas en un punto, pueden viajar por distintas trayectorias, por lo que

en la estación de registro se medirán varias señales que no deben ser interpretadas como movimientos independientes, sino como ondas provenientes de la misma fuente, pero que han viajado por distintos medios (ref 10).

Finalmente, para que una onda sea refractada al contacto entre dos capas es necesario considerar en la Ley de Snell (ref 12):

$$\frac{\text{SEN } i}{\text{SEN } R_L} = \frac{V_{L1}}{V_{L2}} \quad (4.4)$$

donde:

i , ángulo de incidencia respecto a la vertical.

V_{L1} , velocidad longitudinal en la capa 1.

R_L , ángulo refractado longitudinal respecto a la vertical.

V_{L2} , velocidad longitudinal en la capa 2.

cuando $R_L = 90^\circ$, la totalidad de la onda refractada viajará por el contacto. Sustituyendo en la Ley de Snell, se obtiene el ángulo de incidencia crítico, quedando definido por:

$$i_c = \text{SEN}^{-1} \frac{V_{L1}}{V_{L2}} \quad (4.5)$$

donde:

i_c , ángulo de incidencia crítico.

En la fig 4.3 se esquematiza la Ley de Snell y el ángulo de incidencia crítico.

Para cualquier valor del ángulo de incidencia i mayor que el ángulo de incidencia crítico i_c , no hay refracción hacia el capa 2, toda la onda es reflejada a la superficie. El concepto de ángulo crítico es muy importante en trabajos de refracción, ya que la onda que se utiliza es la que llega al contacto entre las dos capas con un ángulo de incidencia crítico, que

viajará por él, y eventualmente es refractado hacia la superficie con el mismo ángulo.

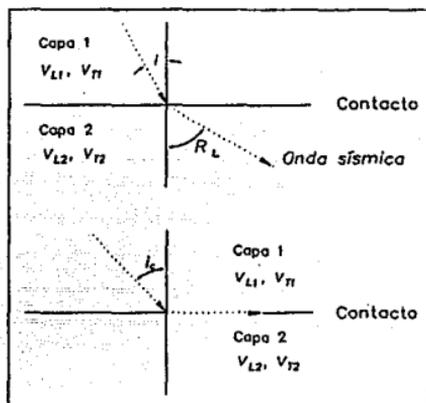


Fig 4.3 Ángulo de incidencia crítico i_c

Procedimiento de la prueba.

El procedimiento de la prueba, consiste en generar una onda sísmica con un martillo o una pequeña carga de explosivos en un punto determinado de impacto. La componente vertical del movimiento generado es medida por un conjunto de geófonos repartidos en el terreno a investigar, las mediciones quedan registradas en forma analógica o en forma digital, dependiendo del equipo registrador.

Para la detección de cavernas, se recomienda utilizar la técnica del perfil continuo, ya que con la información obtenida se puede trazar la gráfica de tiempos de llegada de las ondas. En el perfil dibujado, se pueden distinguir las posibles cavernas, ya que los tiempos de llegada varían debido a su existencia. Es recomendable localizar los geófonos de manera radial, y hacer un levantamiento topográfico preciso que ubique perfectamente la posición de estos con respecto al punto de impacto (P.I).

En la fig 4.4 se muestra la distribución radial de geófonos para los puntos A y B, y la variación de los tiempos de llegada debido a la existencia de una caverna, y en la fig 4.5 se muestra el caso de colocar los geófonos en línea.

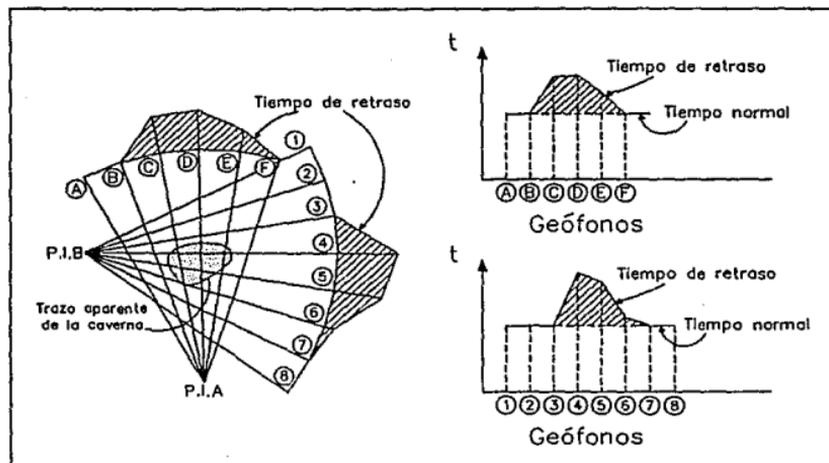


Fig 4.4 Técnica del perfil continuo

4.1.2 Resistividad eléctrica

Un método muy utilizado en la exploración geotécnica de cavernas es el de resistividad eléctrica (ref 11), que consiste en generar un campo eléctrico en la masa de suelo, y a partir de medir los cambios de potencial dibujar un perfil de resistividad en la masa.

Para obtener información sobre la resistividad es necesario utilizar dos tipos de electrodos diferentes, unos para introducir la corriente en el terreno, y otros para medir la diferencia de potencial existente entre ellos. La medición consiste en definir el gradiente del potencial en la superficie, asociado a una corriente conocida que circula por el suelo (ref 10).

En terrenos que no son isotrópicos o en donde las formaciones geológicas que se encuentran en el subsuelo tienen resistividades diferentes al medio que las circunda, no es posible determinar su resistividad directamente midiendo la intensidad y el voltaje eléctrico, debido a que la medición es afectada de acuerdo en la distribución de las propiedades eléctricas de los materiales del subsuelo.

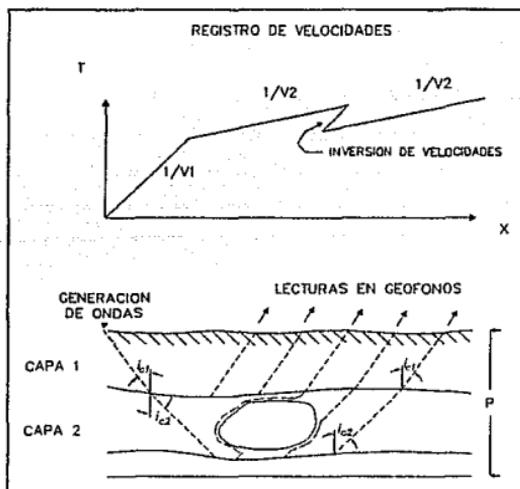
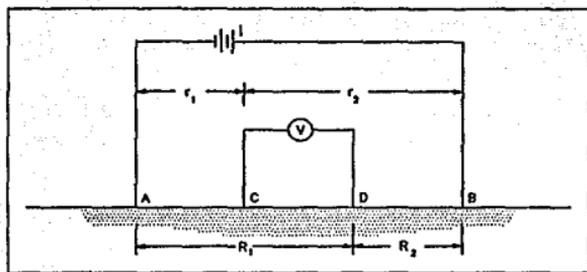


Fig 4.5 Colocación de geófonos en línea

La relación que existe entre la corriente circulante y la diferencia de potencial que se establece entre los electrodos esquematizados en la fig 4.6, se puede definir a partir de las relaciones señaladas en la misma figura. Reduciendo algebraicamente la relación que existe se expresa en la ecuación 4.6.

Los electrodos *A* y *B* que sirven para introducir la corriente al subsuelo, se conocen como "electrodos de corriente".

Los electrodos *C* y *D* son con los que se miden la diferencia de potencial y se conocen como "electrodos de potencia".



$$V_C = \frac{I\rho}{2\pi} \left(\frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} \right)$$

$$V_D = \frac{I\rho}{2\pi} \left(\frac{1}{R_1} - \frac{1}{R_2} \right)$$

$$\Delta V = V_C - V_D$$

Fig 4.6 Esquema de mediciones del método de resistividad

$$\Delta V = \frac{I\rho}{2\pi} \left[\left(\frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} \right) - \left(\frac{1}{R_1} - \frac{1}{R_2} \right) \right]$$

\therefore

$$\rho = \frac{2\pi \Delta V}{I} \cdot \frac{1}{\frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} - \frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2}} \quad (4.6)$$

en donde:

- I , corriente eléctrica
- V , diferencial eléctrico
- ρ , resistividad
- A, B, C, D , electrodos
- r_1, r_2, R_1, R_2 , distancias

El valor de la resistividad que se obtiene cuando varias capas de materiales de propiedades diferentes es sólo *aparente*, ya que se obtiene una medición ponderada de las resistividades de cada material en la sección explorada.

La *resistividad aparente* depende básicamente de:

- a) Las características eléctricas de cada una de las capas.
- b) De la disposición de los electrodos.

Se han diseñado diferentes tipos de arreglos para la colocación de los electrodos, siendo el más utilizado el Método de Wenner (ref 12), en que la colocación de los electrodos es equidistante y en línea, como se presenta en la fig 4.8.

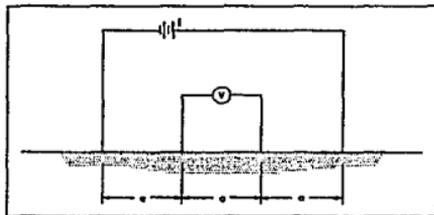


Fig 4.8 Método de Wenner

Considerando la ecuación de la resistividad (ec 4.7) y la distribución de electrodos equidistantes, esta se puede reexpresar como:

$$r_1 = R_2 = a \quad ; \quad r_2 = R_1 = 2a$$

$$\rho_a = 2\pi a \frac{\Delta V}{I} \quad (4.8)$$

donde:

a , separación entre electrodos

La resistividad obtenida con la ec 4.8 corresponde a la resistividad aparente para una distancia a dada.

Procedimiento para la determinación de la resistividad.

Existen dos tipos principales de técnicas para la medición de la resistividad; las diferencias de estas técnicas estriban en el tipo de equipo utilizado, en la distribución de los electrodos y en el objetivo del estudio.

- a) Medición de resistividad a profundidad constante, también conocidas como calicatas eléctricas.

Las calicatas eléctricas consisten en hacer mediciones a lo largo de una línea, con un dispositivo cuadropolo de longitud constante entre los electrodos. Esta separación depende de la profundidad seleccionada para el estudio y del tipo de distribución de electrodos que se haya elegido. La técnica permite determinar las variaciones de la resistividad aparente, en diferentes puntos, para una profundidad teórica de investigación.

Las aplicaciones de las calicatas eléctricas se restringen a la definición de contactos inclinados o verticales de rocas de distinta naturaleza, diques, fallas y fracturas no muy profundas.

- b) Medición de la resistividad a diferentes profundidades en un mismo punto (sondeos eléctricos verticales).

Los sondeos eléctricos verticales se realizan desde la superficie al ir separando progresivamente los electrodos de corriente y de potencia. La separación debe realizarse simétricamente, para obtener mediciones sobre el punto de interés.

De la realización de varios sondeos eléctricos verticales se pueden trazar "secciones geoelectricas" utilizando las curvas de isoresistividad (ver fig 4.8).

El flujo de la corriente se da por los electrólitos que existen en las rocas, en el caso de los basaltos, los electrólitos que se encuentran en las grietas y fracturas provocarán variaciones en las mediciones dependiendo de la cantidad de agua que exista dentro de ellas. Asimismo, las mediciones se verán seriamente afectadas por el fracturamiento local, ya que se pierde la continuidad en el medio.

Es importante correlacionar las mediciones de resistividad aparente con la topografía del terreno, para tener una sección más confiable.

Debe hacerse notar que una "sección geoelectrica" no necesariamente corresponde a un sección geológica, ya que los límites entre capas se establecen por las diferencias de resistividades que pueden ser diferentes a las características litológicas, estratigráficas o morfológicas.

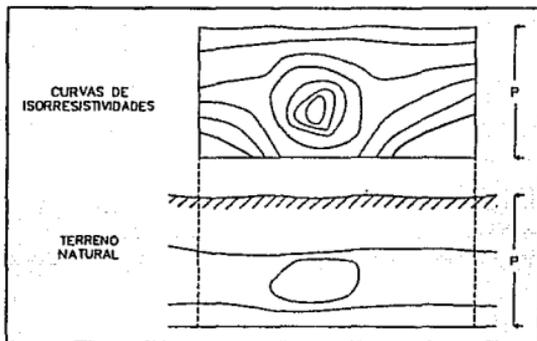


Fig 4.8 Resistividad eléctrica

4.1.3 Otros métodos geofísicos

Métodos gravimétricos. Consisten en la medición de variaciones en la gravedad de distintos puntos que indican la existencia de estructuras geológicas de distintas densidades. Estos métodos sirven para estudios en grandes áreas, por lo que su aplicabilidad a la localización de cavernas es muy limitada.

Microgravedad. Es un método de la familia de los gravimétricos, con la diferencia de que se realizan mediciones muy exactas de las variaciones de la gravedad por medio de equipo electrónico muy sensible.

Reflexión sísmica. Consiste en reflejar ondas sísmicas en los contactos entre dos capas y registrar en la superficie los tiempos de llegada de las ondas reflejadas. Se utiliza para la exploración de capas profundas por lo que no es aplicable para estudios someros.

Métodos magnéticos. Estos métodos miden las variaciones en el campo magnético entre distintos puntos, por lo que sirven básicamente para estudios en grandes áreas, y solamente son capaces de detectar formaciones delimitadas por rocas con distintas propiedades magnéticas.

Hay que recordar que los métodos geofísicos han sido desarrollados para la prospección, no para aplicaciones geotécnicas específicas. En general su precisión no es suficiente para las necesidades de los diseñadores de cimentaciones.

4.2 Muestreo Directo

La perforación con barriles de diamante proporciona información sobre el fracturamiento local y al estudiar los núcleos extraídos las propiedades índice de las rocas perforadas. La localización de cavernas se hace a partir de las caídas repentinas de la herramienta de perforación.

Las principales propiedades índice a determinar son: densidad, permeabilidad hidráulica, capacidad puntual de carga, resistencia al intemperismo y velocidad de ondas sónicas en el espécimen.

La capacidad puntual de carga (I_s) en el laboratorio se determina generalmente mediante el procedimiento descrito en la ref 8 y se calcula:

$$I_s = \frac{P}{D^2} \quad (4.9)$$

Donde:

- I_s , capacidad puntual de carga
- P , carga de ruptura
- D , distancia entre las cargas puntuales

Existe una correlación entre la capacidad de carga puntual (I_s) y la capacidad a la compresión (q_u) sin confinamiento:

$$q_u = 24 I_s \quad (4.10)$$

De la extracción de núcleos se puede calcular también el RQD. El RQD (*rock quality designation*) es el criterio más sencillo y práctico para evaluar la calidad de una roca, y se determina a partir del porcentaje de recuperación de núcleos que tengan una longitud de más de dos veces el

diámetro del barril de perforación. El RQD facilita conocer la continuidad de una masa rocosa y así prever los problemas que se pueden presentar. También permite el uso de otras experiencias y referencias como la que se muestra en la Tabla 5.1 obtenida del Manual Canadiense de Cimentaciones.

Los trabajos de campo suelen proporcionar poca información sobre el fracturamiento local en basaltos, pues es muy difícil identificar patrones de fracturamiento, debido a coladas caprichosas y a los orígenes diversos del mismo. En general no se puede inferir el echado y rumbo de las fracturas en el terreno a partir de la información obtenida de los sondeos realizados.

4.3 Perforación Neumática

La perforación neumática se realiza generalmente con máquinas de percusión tipo Stenuick con brocas de 7.5 cm de diámetro (fotografía 4.1), las muestras obtenidas consisten en los detritus que se recuperan en un ciclón en la superficie. La identificación de las rocas perforadas se realiza a partir de los detritus recuperados, y la localización de la cavernas se hace cuando la columna de barras cae bruscamente (ref 13). Las variaciones en el ruido que se escuchan indican el estado de la roca, sana o fracturada.

Existen en el mercado otros equipos que pueden ser utilizados en la exploración de terrenos basálticos, como el Enpasol Numérico. Este equipo cuenta con una computadora para el registro y tratamiento numérico de la información que obtiene del terreno perforado y de los sensores en la misma máquina.

La profundidad de las cavernas puede ser verificada bajando una lámpara por la perforación, en los lugares donde exista una caverna, desaparecerá el anillo de luz que se refleja en las paredes del barrenos.

De las cavernas detectadas en distintos barrenos perforados, se pueden interpretar secciones geológicas en donde se correlacionen las cavernas encontradas.

El volumen que ocupan las cavernas es muy difícil de determinar debido a la irregularidad con que las mismas fueron formadas. Se pueden hacer cálculos aproximados, considerando la topografía local y las alturas de las cavernas detectadas; aun así, el volumen real puede resultar muy diferente del estimado.



FOTOGRAFÍA 4.1 Equipo de perforación Stenuick

Ejemplo práctico.

Se trata de un edificio en la carretera al Ajusco, que contará con una torre de 7 niveles y dos cuerpos bajos para servicios (ref 14).

La campaña de exploración comprendió de 30 sondeos de 10 m de profundidad cada uno. Los sondeos fueron realizados con una máquina Stenuick.

El procedimiento para realizar cada sondeo comprendió las siguientes operaciones:

- Colocar marcas en la barra de perforación a cada 25 cm, asignándole un número progresivo a cada una.
- Colectar los detritus a cada 25 cm o antes en caso de detectar la presencia de una caverna o zona de alto fracturamiento; la muestra obtenida permite la descripción litológica de la roca
- Determinar la velocidad de penetración de la roca midiendo el tiempo necesario para avanzar cada tramo de 25 cm.
- Prestar atención al sonido que emite el golpeteo del martillo neumático en la roca, obteniendo datos sobre el estado de fracturamiento o la presencia de cavernas.
- Observar el comportamiento de la perforadora ante los distintos tipos de materiales encontrados en el subsuelo.
- Una vez terminada la perforación, verificar mediante una lámpara que emita su haz en forma radial la profundidad de las cavernas.

En la fig 4.9 se incluye una de las secciones geológicas deducida a partir de 6 sondeos perforados a lo largo de la torre.

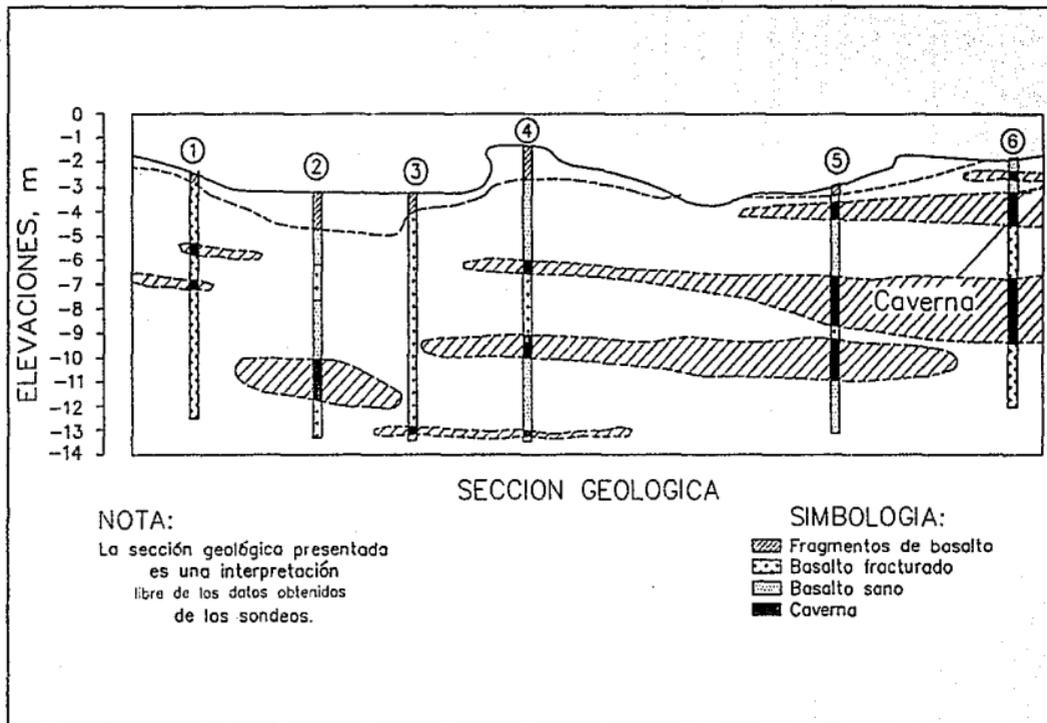


Fig 4.9 Sección geológica en el terreno Fondo de Cultura Económica

5. CAPACIDAD DE CARGA

5.1 Evaluación de la capacidad

En las cimentaciones sobre roca, los asentamientos no suelen ser una limitación para el diseño, dada la baja deformabilidad de las rocas. La resistencia al esfuerzo cortante del material intacto tampoco es condición crítica. Los problemas que se tienen que resolver en el diseño de una cimentación en roca, provienen de las discontinuidades, ya que estas determinan los modos de falla cinemáticamente admisibles y, además, influyen en detrimento de la capacidad de carga de la cimentación.

La falla de una cimentación sobre roca puede ocurrir en sus elementos estructurales. Esto sucede cuando los esfuerzos generados por las cargas aplicadas superan la resistencia de las estructuras de la cimentación.

Siempre hay un elemento de incertidumbre asociado con la variabilidad de las rocas, ya que su comportamiento cambia dependiendo de las dimensiones involucradas. Por ejemplo, se puede tener una muestra de una roca muy resistente, pero la misma puede provenir de un macizo sumamente fracturado, por lo que la capacidad de carga calculada a partir de la muestra sería un error. El concepto anterior se denomina como *efecto de escala*.

Las teorías que se presentan a continuación deberán ser tomadas como referencia cuando se este diseñando una cimentación sobre basaltos, pues en cada caso, las discontinuidades que existan en el terreno determinaran la capacidad de carga admisible y por ende, el tipo de cimentación a construir.

5.1.1 Teoría de la elasticidad

Suponiendo que el basalto se comporta como un material elástico, los esfuerzos y desplazamientos en la vecindad del cimientado pueden ser calculados a partir de la teoría de la elasticidad.

Considerando una carga lineal actuando sobre un medio semi-infinito, homogéneo, elástico e isotrópico (ver fig 5.1). El problema se vuelve plano al suponer que la carga P se extiende en la dirección perpendicular al papel.

Los esfuerzos principales producidos por P se encuentran en líneas que parten del punto de aplicación de P y son calculados por la siguiente expresión:

$$\sigma_r = \frac{2P \cos\theta}{\pi r} \quad (5.1)$$

donde:

σ_r , esfuerzo principal actuando en las coordenadas polares (r, θ)
 P , carga puntual aplicada

En las direcciones descritas por (r, θ) los esfuerzos normales y los esfuerzos cortantes valen cero.

El lugar geométrico de $\sigma_r = \text{constante}$, representa un círculo tangente al punto de aplicación de P con su centro localizado a una profundidad $P/(\pi\sigma_r)$. Las familias de círculos generados para diferentes valores de σ_r se denominan bulbos de presión, y representan la forma en que los esfuerzos se disipan dentro de la masa de roca.

En la realidad el bulbo de presión no es circular, debido a la existencia de contactos entre diferentes capas, fracturamiento, etc. Para analizar la influencia de las discontinuidades en la distribución de esfuerzos por debajo de las cimentaciones se puede utilizar un medio anisotrópico equivalente.

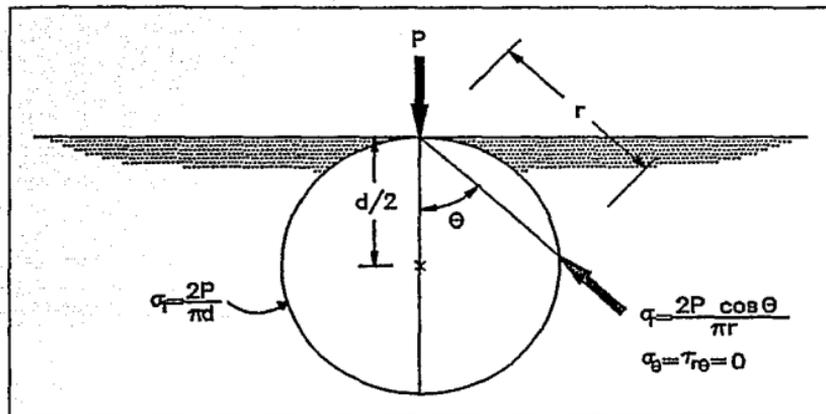


Fig 5.1 Círculo de carga puntual

Un medio anisótropo equivalente se define cuando se calculan el módulo de Young (E_n) y el módulo a la resistencia cortante (S) así como la relación de Poisson, al suponer que los efectos de las discontinuidades en las deformaciones son comprobables con las deformaciones de otro material continuo.

Existen modelos matemáticos para calcular la forma de los bulbos de presión considerando medios anisotrópicos equivalentes. Estos modelos proporcionan información de como es que los esfuerzos se disipan en la masa de roca. En la fig 5.2 se presentan los bulbos de presión bajo cargas verticales según Bray (ref 8).

Los modelos elásticos solo proporcionan información de la posible distribución de esfuerzos, ya que las discontinuidades que se presentan en los basaltos son mucho más complejas que los modelos propuestos.

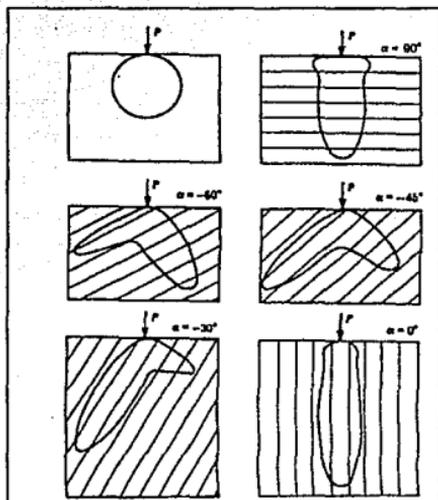


Fig 5.2 Bulbos de presión según Bray (ref 8)

5.1.2 Teoría de Terzaghi

Tomando las expresiones de la ref 15 para calcular la capacidad de carga, esta se obtiene a partir de la resistencia a la compresión simple, q_u . Suponiendo además¹:

$$\phi = 0$$

$$\text{y } c = q_u/2$$

la capacidad de la roca puede calcularse con una expresión del tipo

$$q_c = cN_c \quad (5.2)$$

¹Estos supuestos no son estrictamente ciertos, ya que ϕ se puede obtener a partir de pruebas triaxiales. El valor de $q_u/2$ puede interpretarse como una "resistencia" no drenada en cuyo caso la hipótesis $\phi = 0$ sería cierta. En vista de que en los basaltos de los Pedregales no hay, en general, nivel freático, esta hipótesis es conservadora.

donde:

q_c , carga de falla en el cimentado

N_c , factor de capacidad de carga de la Teoría de Terzaghi cuando $\phi = 0$, calculado con la expresión 5.3.

$$N_c = \frac{3}{2}\pi + 1 = 5.7$$

$$N_c = (\pi + 2)$$
(5.3)

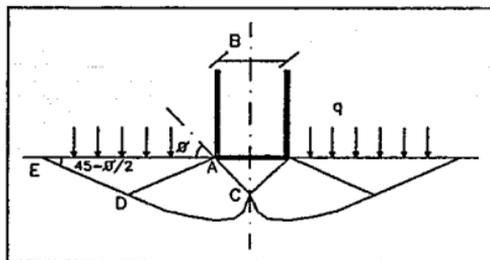


Fig 5.3 Mecanismo de falla según Terzaghi

Una vez calculada la capacidad de carga a la falla, puede usarse un factor de seguridad del orden de 3 para obtener la capacidad de trabajo. En el caso de roca agrietada, fisurada o junteada conviene elevar el factor de seguridad a valores de 5 o aún mayores.

5.1.3 Círculos de Mohr

El modelo de falla representado por los círculos de Mohr se obtiene a partir de la graficación de parejas de esfuerzos principales σ_1 y σ_2 medidos en varias pruebas del mismo material. Ambos puntos definen el diámetro de un círculo en que las condiciones de esfuerzo son iguales independientemente de la dirección de los esfuerzos aplicados. De la envolvente tangencial a una familia de círculos se obtienen todas las combinaciones de esfuerzos que generan la falla del material.

La envolvente se puede expresar matemáticamente de la siguiente forma (ref 16):

$$\tau_p = S_i + \sigma \tan\phi \quad (5.4)$$

donde:

- τ_p , esfuerzo cortante máximo
- S_i , cohesión
- σ , esfuerzo normal
- ϕ , ángulo de fricción interna

La ecuación (5.4) representa una línea recta, pero al realizar una serie de pruebas se puede observar que la envolvente de los círculos de falla adquiere una forma parabólica. Esto es debido a que el comportamiento de las rocas pasa de un comportamiento quebradizo a dúctil bajo altas presiones de confinamiento.

Es muy recomendable que se obtenga prácticamente la curva de falla con pruebas de laboratorio (fig 5.4), ya que el ángulo de fricción interna cambiará dependiendo del grado de confinamiento que se presente en la realidad.

Considerando los modos de falla de la fig 5.5, en que al aumentar la carga empieza por *a)* agrietarse, luego se *b)* fragmenta y finalmente *c)* falla. La capacidad de carga de la roca debajo de la zapata en el momento en que se fragmenta, estará determinada por el confinamiento que proporciona la roca sana de alrededor de ella. Sólo después de que los esfuerzos horizontales son mayores que el confinamiento ocurrirá la falla del cimiento.

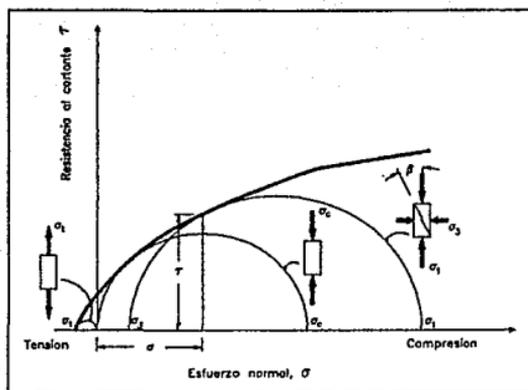


Fig 5.4 Envolvente típica de Mohr para rocas sanas

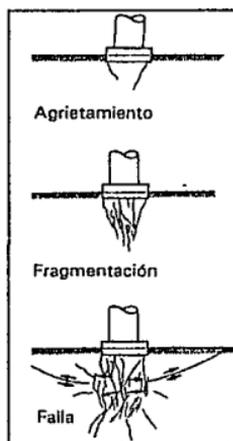


Fig 5.5 Modos de falla en rocas

En la fig 5.6 se presenta el análisis de la falla del caso anterior. La envolvente 1 representa la resistencia de la roca sana, mientras que la 2 es la resistencia una vez fragmentada.

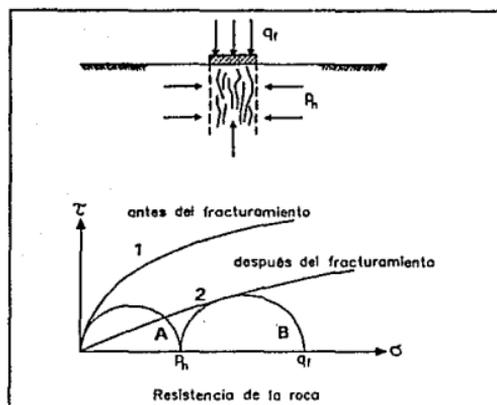


Fig 5.6 Estado de esfuerzos debajo del cimientado

En la envolvente 2 el límite inferior del círculo B queda determinado por el esfuerzo confinante (p_h) de la roca que se encuentra alrededor de la zona fracturada. Este esfuerzo es igual a la resistencia de la roca a la compresión simple (círculo A). El límite superior del círculo B se define mediante pruebas triaxiales sobre muestras de roca fragmentada.

De lo anterior se puede concluir que el límite inferior de la capacidad de carga de una roca es la resistencia a la compresión simple (q_u) y que si la masa de roca tiene un ángulo de fricción interna constante, se puede decir que la capacidad de carga (q_f) de la roca será:

$$q_f = q_u(N_\phi + 1) \quad (5.5)$$

donde

$$N_\phi = \tan^2(45 + \phi/2) \quad (5.6)$$

Considerar que ϕ es constante es una simplificación arriesgada, ya que dicho ángulo disminuye a medida que la falla de la roca sea dúctil.

5.1.4 Modelo de Bishnoi

Las condiciones reales pueden llevar a la necesidad de realizar análisis especiales. Por ejemplo, para el caso de basaltos columnares, se puede suponer que la geometría de la masa de roca será la de la fig 5.7. La separación entre columnas cuadradas es S . Si el ancho del cemento B es igual a S , la roca debajo del cemento puede ser comparada con una columna sometida a carga axial que tendrá una resistencia aproximadamente igual a q_u (ref 8).

Cuando B es menor que S Bishnoi, quien asumió que no hay transferencia lateral de esfuerzos en las paredes de la columna, propuso:

$$q_f = q_u \left\{ \left(\frac{1}{N_\phi - 1} \right) \left[N_\phi \left(\frac{S}{B} \right)^{(N_\phi - 1)/N_\phi} - 1 \right] \right\} \quad (5.7)$$

donde

q_f , capacidad de carga

q_u , capacidad a la compresión simple

N_ϕ , ver expresión 5.6

S , distancia entre fracturas

B , ancho del cemento

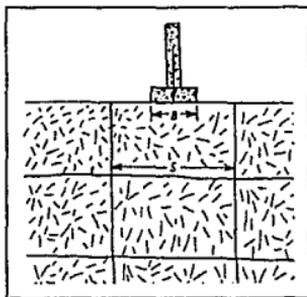


Fig 5.7 Modelo de cemento sobre roca fracturada

Si la columna tiene contactos con las columnas contiguas la capacidad de la roca aumentará hacia el máximo valor posible, es decir, el de una roca sana.

5.1.5 Método del Elemento Finito

El Método del Elemento Finito es un procedimiento general que discretiza problemas continuos representándolos mediante ecuaciones matemáticas (ref 17). Los pasos que se tienen que seguir para utilizar el procedimiento son:

a) El medio continuo es dividido en un número finito de partes (elementos) en las que su comportamiento quede determinado por un número finito de parámetros.

Siendo los basaltos un medio no continuo debido a la presencia de discontinuidades, se tienen que usar sistemas de modelado en que las mismas se simulen mediante elementos especiales de "contacto". Estos elementos resisten fuerzas de fricción.

b) Se asume que los elementos están interconectados en un número discreto de nodos situados en sus bordes. Los desplazamientos de los nodos serán los parámetros a calcular.

c) Se elige un grupo de funciones para determinar el estado de desplazamientos dentro de cada elemento en términos del desplazamiento nodal.

d) Las funciones anteriores definirán las fuerzas internas de cada elemento. Estas fuerzas junto con las fuerzas nodales y las características constitutivas del material definirán el estado de esfuerzos dentro de los elementos así como en sus bordes.

e) Para proceder con los cálculos, es necesario calcular la matriz de rigideces de los elementos definidos.

5.1.6 Conclusiones

La mayoría de los procedimientos de cálculo y diseño de cimentación consideran que el medio donde se distribuyen las cargas es continuo,

isotrópo, homogéneo, elástico y lineal. Estas condiciones obligan al ingeniero geotécnico a desarrollar un sentido práctico que le permita tomar la mejor decisión posible para cada caso ya que al utilizar las soluciones propuestas se puede incurrir en errores.

La solución práctica para determinar la capacidad de carga del basalto, consiste en realizar pruebas de carga en el campo, pero su alto costo las justifica únicamente cuando las cargas de trabajo sean elevadas o debido a la importancia del proyecto.

5.2 Valores usuales

La capacidad de carga admisible de los basaltos del surponiente de la Ciudad de México no ha sido determinada experimentalmente; ni se hace ninguna referencia a ella en las Normas Complementarias del Reglamento de Construcciones. Por ello usualmente se define con la información contenida en otros reglamentos; así en el Manual Canadiense de Cimentaciones (ref 18) se recomienda 1000 ton/m^2 , como capacidad de carga admisible para basaltos sanos con pequeñas grietas separadas a más de 1 m de distancia. En la Tabla 5.1 se muestra la sección de capacidad de carga admisible para rocas del mencionado manual.

La influencia de los huecos que existen en los basaltos debido a las discontinuidades, obliga a reducir significativamente la capacidad de carga admisible; sobre todo porque es factible que existan bloques potencialmente inestables, definidos por el fracturamiento vertical y los huecos horizontales. Esta última condición obliga a realizar un tratamiento de inyección que introduzca una mezcla cementante, tanto en los huecos horizontales como en las fisuras verticales. Admitiendo muy conservadoramente que la roca inyectada se asemeje a una toba, su capacidad de carga admisible será del orden de 200 ton/m^2 .

En el caso de que las discontinuidades o familias de ellas estén bien definidas, el análisis de capacidad de carga debe incluirlas, considerando los posibles deslizamientos detectados en proyecciones estereográficas. Los movimientos cinemáticamente admisibles deberán ser restringidos usando mezclas cementantes o sistemas de anclaje.

TABLA 5.1 Valores estimados de capacidad de carga permisible* (ref 18)

Grupo	Tipos y condiciones de rocas y suelos	Resistencia de la roca (q_u) o penetración estándar (N)	Capacidad de carga permisible teórica (ton/m ²)	Observaciones
ROCAS	Rocas masivas (gneas y metamórficas sanas (granito, diorita, basalto, gneis). Nota (2))	$q_u > 1,400$ (RQD = 90%)	> 1,000	Estos valores se basan en la hipótesis de que la cimentación se desplante en la roca no intemperizada
	Rocas foliadas metamórficas sanas (pizarra, esquistos). Notas (1) y (2)	$q_u = 550-1,400$ (RQD = 50%)	150 - 500	
	Rocas sedimentarias: lutita cementada, limolita, arenisca, caliza sin cavidades, conglomerado muy cementado, todas sanas. Notas (1) y (2)	$q_u = 550-1,400$	100 - 400	
	Lutitas blandas y otras rocas arcillosas (lodolitas). Notas (2) y (4)	$q_u = 550-1,400$	60 - 100	
	Rocas fracturadas de cualquier tipo con un espaciamiento moderado entre discontinuidades (30 cm o mayor), excepto rocas arcillosas (lutitas).	$q_u = 550-1,400$	50 - 120	
	Calizas finamente estratificada, arenisca, lutita.	--	ver nota (3)	
	Rocas muy fragmentadas o intemperizadas	--	ver nota (3)	

NOTAS:

- (1) Los valores dados para rocas sedimentarias o foliadas se aplican donde los estratos o la foliación están horizontales o casi a nivel, siempre y cuando el área esté confinada lateralmente. Los estratos inclinados y su relación con los taludes cercanos o excavaciones deberán ser estudiados por especialistas en este campo.
- (2) Las condiciones de roca sana permiten grietas mínimas espaciadas no menos de 1 m entre sí.
- (3) Deberá estimarse en el sitio, incluyendo pruebas de carga si es necesario, por un especialista en este campo.
- (4) Estas rocas tienden a expandirse al relajarse los esfuerzos y al contacto con el agua pueden reblandecerse y expanderse apreciablemente.

q_u Resistencia a la compresión sin confinar, kg/cm².

RQD Porcentaje de recuperación de núcleos de roca (Rock Quality Designation)

- * Estos valores aproximados de la capacidad de carga permisible pueden necesitar aumentarse o disminuirse. No se ha considerado el incremento debido a la profundidad de desplante de la cimentación.

Para determinar analíticamente la capacidad de carga de los basaltos del surponiente de la Ciudad de México, es conveniente definir un medio anisótropo equivalente que refleje la existencia de las discontinuidades y el efecto de la inyección de cementantes. Los modelos descritos anteriormente proporcionarán diferentes valores de diseño, por lo que la capacidad de carga teórica será la menor de las calculadas y deberá estar dentro de un rango razonable definido por experiencias previas y por los valores señalados en la tabla 5.1.

La capacidad de carga analítica de los basaltos sanos supera grandemente a las cargas aplicadas en la mayoría de las cimentaciones construídas en la zona. De lo anterior se concluye que la variable a controlar en los basaltos del surponiente de la ciudad son los efectos de las discontinuidades, y que una vez controladas, la capacidad de carga de los basaltos no presentará en la mayoría de los casos limitaciones al proyecto.

Cuando se determina la capacidad de carga admisible, tanto por métodos analíticos como de campo, es necesario considerar los efectos de escala, usando siempre un factor de seguridad, para disminuir los riesgos asociados a la variabilidad de la resistencia del basalto bajo compresión.

Finalmente, cuando el terreno se encuentre cerca de una pendiente es necesario estudiar no solo la capacidad de carga sino también la falla potencial por deslizamiento de la masa de roca.

5.3 Estructuras de cimentación

Los tipos de cimentaciones que resuelven los problemas de estabilidad al construir sobre basaltos son: zapatas aisladas, continuas o losas de cimentación.

Las zapatas aisladas son elementos estructurales, generalmente cuadrados, que se construyen bajo las columnas con el objeto de transmitir la carga de éstas al terreno. El área en planta de las zapatas permite distribuir las cargas sobre el terreno de desplante y ofrecer una mejor resistencia a los momentos que se generan en la cimentación.

Las zapatas corridas se emplean para soportar la carga que transmiten varias columnas o un muro; se utilizan generalmente cuando las cargas por distribuir son altas o cuando las propiedades mecánicas del terreno de desplante así lo justifiquen, sobre todo si se teme que existan oquedades debajo de la zapata.

Las losas de cimentación se utilizan cuando las cargas por distribuir son verdaderamente altas o cuando la resistencia de material de desplante sea muy baja o presente problemas serios de estabilidad.

Finalmente, los tipos de cimentación descritos se pueden utilizar en combinación dependiendo de las características de las cargas por distribuir.

5.3.1 Selección del sistema de cimentación

El sistema de cimentación deberá considerar los siguientes factores para que su selección sea óptima.

- Definir con precisión las cargas que transmitirá la estructura al terreno de desplante, así como su distribución.
- Conocer las características mecánicas del terreno. En los basaltos habrá que tener especial cuidado con las discontinuidades, ya que estas serán la principal fuente de problemas.
- Garantizar la seguridad de la construcción durante toda su vida útil, así como controlar las deformaciones que se presentarán durante la misma.
- El costo de la cimentación dependerá del volumen de la excavación, de las obras de tratamiento, el factor de seguridad utilizado, etc.

Es importante señalar que el comportamiento de la estructura depende de la correcta selección del sistema de cimentación.

5.3.2 Factores de seguridad

El factor de seguridad FS variará dependiendo de la importancia de la obra y del grado de incertidumbre que se tenga sobre cada caso particular. Juárez y Rico (ref 15) proponen que una vez calculada la capacidad de carga, puede usarse un factor de seguridad del orden de 3 para obtener la capacidad de trabajo.

En roca agrietada, fisurada o junteada como los basaltos de la zona, es recomendable considerar la capacidad de carga más baja para el diseño de la cimentación y utilizar un factor de seguridad del orden de 5.

5.3.3 Recomendaciones

a) Para cimentar estructuras en la zona de los Pedregales, en la mayoría de los casos las zapatas resolverán el problema.

b) En el diseño estructural de las zapatas se deberá considerar la posibilidad de movimientos diferenciales por el reacomodo de bloques inestables. El problema de los movimientos diferenciales se puede reducir con la inyección de un fluido cementante debajo de las zapatas.

c) Para aumentar la rigidez de la cimentación, se pueden utilizar zapatas corridas o zapatas aisladas rigidizadas con contratrabes en ambos sentidos.

d) La carga admisible en la cimentación para condiciones estáticas se encuentra alrededor de las 100 ton/m². Esta carga considera la presencia de discontinuidades moderadas, y podrá aumentar de realizarse un adecuado relleno de cavidades y fisuras por medio de inyecciones.

e) La capacidad de carga de un basalto inyectado (ver inciso 6.3) esta alrededor de la resistencia de la mezcla inyectada.

f) Las zapatas deberán desplantarse en basalto no fisurado o tratado, siempre buscando que estas queden unos 30 cm empotradas en la roca.

6. PROBLEMAS CONSTRUCTIVOS

6.1 Excavaciones a cielo abierto

La preparación del terreno antes de construir las estructuras de cimentación incluye, generalmente, la excavación en el basalto. Las dimensiones de la excavación varían de acuerdo al proyecto; en algunos con sólo nivelar el terreno es suficiente, mientras que otros requieren de la extracción de grandes volúmenes de roca.

La configuración de la excavación dependerá de las características del proyecto y de las discontinuidades que existan en el terreno. De las primeras dependerá el nivel de desplante así como la distribución y tamaño de las zapatas de cimentación. En cuanto a las discontinuidades, considerando su localización y tamaño, sobre todo en el caso de las cavernas, se hará necesario excavar para eliminar los problemas que pudieran generar.

Las excavaciones en los basaltos de la zona se hacen generalmente con procedimientos mecánicos o inclusive con explosivos. Los métodos de excavación que pueden ser empleados son:

Manuales. Consiste en utilizar martillos y cinceles para cortar manualmente la roca que se desea extraer. Este método es muy poco eficiente, pero se justifica si el volumen de la excavación es reducido o para el afine de las bases de las zapatas.

Martillos rompedores. Son cinceles neumáticos de percusión operados a mano. Los impactos que generan estos martillos fracturan al basalto, provocando el desprendimiento de fragmentos que son fácilmente extraídos de la excavación. Este método es conveniente utilizarlo para volúmenes de excavación pequeños (ref 20).

Martillos hidráulicos. Estos martillos se colocan generalmente en la pluma de una retroexcavadora, su funcionamiento es similar a la de los martillos rompedores, con la diferencia de que los impactos son más fuertes, y los bloques removidos son más grandes. El martillo hidráulico es versátil, confiable, seguro y eficiente en la fragmentación de basaltos.

El martillo se coloca en el extremo de la pluma, y la potencia hidráulica que necesita para ser operado es provista por la misma bomba hidráulica de la retroexcavadora.

Los martillos hidráulicos se clasifican de acuerdo a su peso de trabajo, que va de 68 kg a 11,591 kg. Para romper rocas duras como el basalto, se recomienda (ref 19) utilizar martillos de 855 kg o mayores, dependiendo de las características particulares de cada excavación. En la Tabla 6.1 se presentan algunas características de distintos tamaños de martillos.

Peso de trabajo (kg)	Energía desarrollada (J)	Golpes por minuto (gpm)	Diámetro de la herramienta (mm)	Producción típica (m ³ /turno)
855	2,034	550	106	35-105
1,273	2,712	550	116	70-175
1,500	4,068	500	126	105-260
2,000	5,424	500	136	175-350
2,568	6,780	450	146	280-455
3,000	8,136	450	156	350-560
4,818	13,560	350	175	490-770
11,591	27,120	200	240	980-1,500

Tabla 6.1 Algunas características de martillos hidráulicos

Los martillos hidráulicos se usan en sitios donde las voladuras no son posibles por ser peligrosas como en áreas urbanas, o cuando existen ventajas económicas en su uso.

La operación óptima del martillo hidráulico incluye dos maniobras sencillas de realizar. La primera consiste en aplicar carga sobre la herramienta al levantar ligeramente el frente de la máquina (ver fig 6.1), aumentando así la carga estática a la dinámica, para facilitar el fracturamiento de la roca.

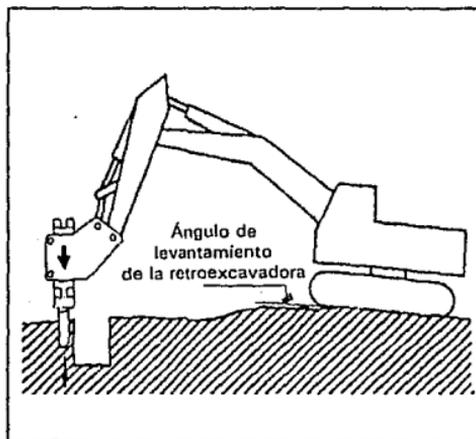


Fig 6.1 Aumento de la carga estática en el martillo

La segunda corresponde a la adecuada colocación de la herramienta de corte sobre el basalto buscando aprovechar la geometría de la roca. Es muy útil aprovechar las grietas y los contactos brechoides para incrementar la productividad (fig 6.2). En esta operación, la experiencia del operador es fundamental.

Explosivos. El uso de explosivos para excavación en los basaltos de la zona no es muy frecuente, debido a la dificultad que implica su manejo y a los riesgos en que se incurre al utilizarlos.

Las voladuras con explosivos son un método de fragmentación de una formación rocosa gracias a la generación de gases a presión dentro de la masa de roca, que al tratar de escapar, provocan la falla de la roca.

La cantidad y tipo de explosivos determinarán el grado de fragmentación de la roca. También influye significativamente la disposición de las cargas así como el orden en que se disparan.

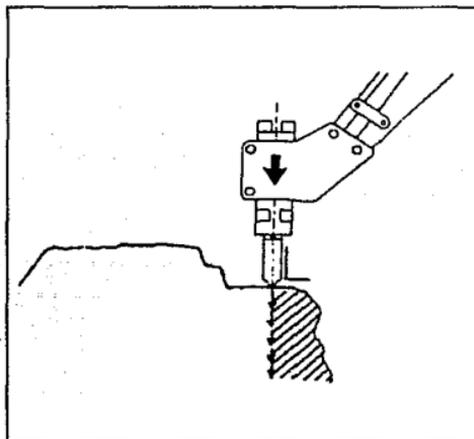


Fig 6.2 Colocación del cincel

En el uso de explosivos hay que recurrir a las recomendaciones del proveedor para seleccionar adecuadamente el tipo y grado de explosivo, los estopines y fulminantes, así como las mechas. Cada parte de la instalación debe ser seleccionada con cuidado, ya que del correcto funcionamiento de cada una, dependerá el éxito de los disparos.

En la figura 6.3 se presenta un arreglo típico para voladuras pequeñas, la función del fulminante es la de prender a la mecha de seguridad, ya que estas mechas solamente prenden cuando son sometidas a altas temperaturas. El estopín es una especie de fulminante que tiene como función elevar la temperatura de la mecha de seguridad para que los explosivos puedan reaccionar, ya que la mecha sola no los haría explotar. Finalmente, la función del taco es la de contener a los gases que se generan durante la reacción explosiva dentro del barreno.

Una de las variables importantes a controlar cuando se usen explosivos son las vibraciones que se generen por la explosión y que se propaguen

a las construcciones vecinas. Estas vibraciones pueden generar grietas en las paredes e intranquilidad entre los vecinos a la obra. Existen estudios (ref 21) en que se sugiere que para Velocidades de Onda de 4500 a 6000 m/seg (rocas ígneas), se puede llegar a generar vibraciones con velocidades de hasta 100 mm/seg, sin generar grietas significantes en las construcciones vecinas.

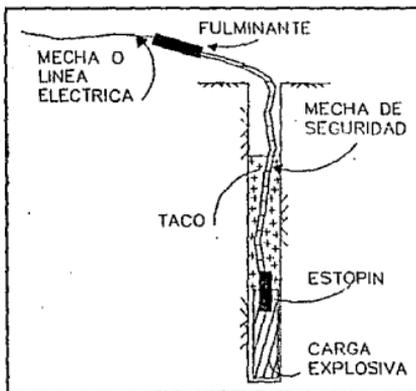


Fig 6.3 Arreglo típico de una carga explosiva

Para generar bajos niveles de vibración, se tienen que emplear cargas pequeñas disparadas con retrasos, es decir, tratando de que las líneas de voladura asemejen a voladuras individuales, los retrasos se consiguen con estopines especiales.

Es absolutamente necesario contar con la supervisión de un experto en el uso de explosivos durante su uso; además es necesario tomar todas las medidas de seguridad pertinentes para garantizar la seguridad del personal en la obra así como la de los vecinos a la misma.

En las excavaciones en basalto, es común encontrar que se utilice más de un método de excavación en una misma obra. Por ejemplo, después de una voladura que haya producido fragmentos grandes, será necesario utilizar un martillo hidráulico para romperlos a tamaños más pequeños.

6.2 Derrumbe de cavernas

En el inciso 3.1 se habló de que en algunos casos es recomendable hacer fallar el techo de la caverna con el fin de desplantar en el fondo de ella las estructuras de cimentación. Ahora bien, para hacer fallar el techo de la caverna se puede utilizar cualquiera de las técnicas de excavación señaladas en el inciso anterior.

El derrumbe de cavernas no debe ser accidental, al contrario, hay que generarlo para así evitar problemas posteriores. La mejor técnica de derrumbar el techo de una caverna inestable es utilizando un martillo hidráulico, ya que al estar montado en el extremo de la pluma, se puede operar a cierta distancia del lugar en donde fallará el techo.

Después de abrir paso a través del techo es conveniente hacer un reconocimiento visual de la caverna para poderla derrumbar sin ningún riesgo.

Una vez derrumbada la caverna se puede rellenar o aprovechar dentro del diseño arquitectónico haciendo los ajustes estructural necesarios.

6.3 Inyecciones de cavidades

Con objeto de mejorar la capacidad de carga en un terreno con cavernas, es necesario dar un tratamiento de inyección de mortero a baja presión, en los lugares donde se proyecte desplantar las estructuras. La cementación generada disminuirá significativamente los efectos negativos de las discontinuidades locales.

La metodología para realizar los trabajos de inyección, contempla dos etapas, la de "bloqueo" y la de "consolidación". La etapa de "bloqueo" consiste en inyectar una mezcla viscosa de agua, cemento y arena fina a través de barrenos localizados en el perímetro de las zapatas de cimentación. El objetivo de esta etapa es el de aislar y darle continuidad a la zona donde se distribuirán los esfuerzos hasta una profundidad significativa. La presión de inyección es esta primera etapa (ref 7) será de 0.5 kg/cm^2 , para evitar que la mezcla cementante se fuge por las discontinuidades, reduciéndose así el consumo de mortero.

La segunda etapa de inyección o de "consolidación" consiste en inyectar una mezcla de agua y cemento a través de barrenos localizados en el área de la zapata. El objetivo de esta etapa es el de rellenar todas las discontinuidades no rellenadas en la primera etapa.

El número de barrenos perimetrales y centrales dependerá de las dimensiones de las zapatas y de las condiciones del basalto local.

De manera general, es conveniente realizar cuatro perforaciones perimetrales en zapatas cuadradas de hasta 3 m de lado (L), localizando una en cada uno de los vértices. La profundidad de estas será de al menos $2.5 \times L$. En zapatas menores de 2×2 m es factible que sólo se requiera la primera etapa, todo depende de los resultados que se observen durante su ejecución.

Las presiones de inyección (ref 7) serán de 0.5 y 1.0 kg/cm² para la primera y segunda etapa respectivamente; es importante aclarar que la perforación de los barrenos centrales, se deberá hacer hasta que la inyección de la primera etapa este concluida.

6.3.1 Mezclas cementantes

Los mezclas cementantes deben ser, en general, fluidas para poder ser bombeadas con facilidad, y de grano lo suficientemente fino para que pase por fisuras muy pequeñas. Una vez solidificada, debe tener buena resistencia mecánica, y tener pocas variaciones volumétricas.

La dosificación inicial de la mezcla de inyección puede ser la señalada en la Tabla 6.1. En dicha tabla, las cantidades están en referencia al peso del agua empleada.

Tabla 6.1 Dosificación inicial

	Agua	Cemento	Arena fina ¹
1ª Etapa	1.0	1.5	3.5
2ª Etapa	1.0	1.5	0.0

¹ La cantidad de arena podrá variar de acuerdo con la capacidad del equipo de inyección

Durante el proceso de inyección se deberán tomar muestras de las mezclas, para comprobar el tiempo de endurecimiento y la resistencia a los 28 días.

Existe la posibilidad de agregar aditivos a la mezcla, como pueden ser retardantes o fluidizantes. También se puede agregar bentonita con el doble propósito de reducir el tiempo de fraguado y de darle viscosidad al fluido de inyección.

La capacidad de carga de un basalto inyectado podrá aumentar a un valor semejante a la capacidad de la mezcla inyectada.

6.3.2 Proceso de Inyección

1.- Perforación con martillo neumático de 80 mm de diámetro. Se recomienda que las perforaciones se hagan con perforadoras de martillo neumático tipo Stenuick, porque se abatirán los costos de perforación y porque cada una de las perforaciones, se podrá aprovechar como un sondeo de exploración, siguiendo la metodología descrita en el inciso 4.3.

2.- Lavado de la perforación con abundante agua para eliminar todo el detritus que pueda dificultar el proceso de inyección.

3.- Colocación de boquillas de inyección de 1 1/2". En la figura 6.4 se muestra en la sección vertical de una boquilla típica. Es necesario sellar el barreno como lo indica la figura, para evitar que la mezcla cementante fluya hacia el exterior, en vez de penetrar dentro de las discontinuidades.

4.- Inyección de la 1ª etapa a 0.5 kg/cm². Una vez terminada la colocación de la boquilla se procede a inyectar la mezcla cementante utilizando para ello una bomba para líquidos viscosos tipo Moyno. En la salida de la bomba se instalará un manómetro para verificar que se ha llegado a la presión señalada.

5.- Perforación y preparación de los barrenos centrales para la segunda etapa. La 2ª etapa se realizará cuando las dimensiones de las zapatas o las condiciones del basalto así lo requieran.

6.- Inyección de la 2ª etapa a 1.0 kg/cm^2 . La presión durante la segunda etapa aumenta al doble debido a que se debe garantizar que las cavidades justo debajo de las zapatas queden rellenas con cementante.

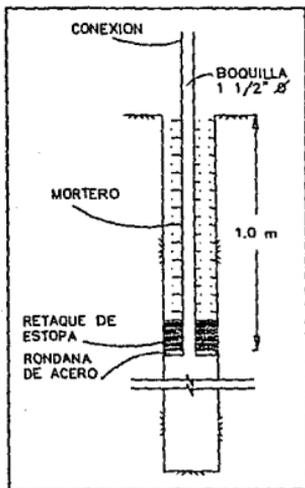


Fig 6.4 Diagrama de inyección típica

7. CONCLUSIONES

a) Las soluciones que se den a las cimentaciones sobre los basaltos de los Pedregales deben estar fundamentadas en un conocimiento serio de la morfología del terreno, ya que la seguridad y costo de las estructuras están directamente asociados a las características de los basaltos locales.

b) Los métodos geofísicos de refracción sísmica y resistividad sólo pueden dar una orientación de la posible localización de las cavernas.

c) El mejor método para realizar la exploración en basaltos es la perforación con perforadoras neumáticas, debido a su eficiencia y al bajo costo de su operación.

d) Las inyecciones de mezclas cementantes constituyen la alternativa óptima para el tratamiento de basaltos, ya que se disminuyen los efectos de las discontinuidades sobre el comportamiento de la cimentación.

e) El procedimiento de inyección de baja presión constará de dos etapas. La primera o de bloque se llevará a través de barrenos perimetrales a la zapata, mientras que la segunda o de consolidación será a través de barrenos dentro del área de la zapata. La segunda etapa será necesaria en zapatas de más de 2 m de lado, o cuando las condiciones locales lo requieran.

f) La presión de inyección de la primera etapa será de 0.5 kg/cm^2 , y la de la segunda será de 1 kg/cm^2 .

g) Es importante realizar pruebas de inyección para determinar las características óptimas de la mezcla. Hay que evaluar su trabajabilidad, el tiempo de fraguado y la resistencia a los 28 días.

- h) La dosificación de agua, cemento, arena y bentonita variará de acuerdo a las necesidades de cada proyecta.
- i) La capacidad de carga de un basalto inyectado se podrá suponer de 200 ton/m². Esta capacidad es conveniente verificarla con la resistencia del mortero inyectado.
- j) Los trabajos de campo, tanto durante la exploración como en el tratamiento, se deberán realizar bajo una cuidadosa supervisión técnica a fin de que se asegure la buena calidad de los mismos.
- k) La mayoría de los procedimientos de cálculo y diseño de cimentación consideran que el medio donde se distribuyen las cargas es continuo, isótropo, homogéneo, elástico y lineal. Estas condiciones teóricas obligan al ingeniero geotécnico a definir medios equivalentes que le permitan calcular lo mejor posible, ya que al utilizar sin corregir las soluciones analíticas propuestas se puede incurrir en errores.
- l) La capacidad de capacidad de carga debe estar dentro del rango de valores definido por las experiencias previas, por referencias de manuales y por los calculos realizados. Siempre hay que diseñar con la capacidad de carga que sea menor.
- ll) En los basaltos del surponiente de la Cd de México, el sistema de cimentación más adecuado es el de zapatas aisladas o de ser necesario, zapatas continuas.
- m) En la mayoría de los casos, la capacidad de carga de los basaltos superará la capacidad requerida, esto no significa que se pueda evitar el efectuar de un estudio geotécnico detallado, ya que las discontinuidades pueden provocar la falla de la cimentación.
- n) El mejor método para excavar en basaltos es utilizar martillos hidráulicos montados en retroexcavadoras, ya que se reducen los tiempos de excavación significativamente. La excavación con equipo neumático es recomendable solamente para volúmenes no muy grandes o sitios de difícil acceso para el equipo hidráulico.
- ñ) El uso de explosivos debe ser evitado, debido a que en la zona existen asentamientos humanos.

8. REFERENCIAS

1. DDF. "Memoria de las Obras del Sistema de Drenaje Profundo del Distrito Federal", México 1975
2. COVITUR. "Características Geológicas y Geotécnicas del Valle de México", México 1986
3. Leet, D. y Judson, S. "Fundamentos de Geología Física", Editorial LIMUSA S.A., México 1986
4. Strahler, A. U. "Geología Física", Ediciones OMEGA S.A., Barcelona 1987
5. COVITUR. "Manual de Diseño Geotécnico", México 1987
6. Mooser, F. Comunicación personal
7. TGC Geotecnia S.A. "Recomendaciones para el Tratamiento de la Cimentación del Centro de Computo BANAMEX", México 1988
8. Goodman, R. E. "Introduction to Rock Mechanics", John Wiley & Sons, New York 1989
9. SMMS. "Reunión técnica: Geofísica Aplicada a la Geotecnia", México 1985
10. Del Valle Toledo, E. "Apuntes de Introducción a los Métodos Geofísicos de Exploración", Facultad de Ingeniería, UNAM, México 1987
11. SMMS. "Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes", México 1989
12. Dobrin, M. B. "Introduction to Geophysical Prospecting", McGraw Hill Book Co., New York 1960

13. TGC Geotecnia S.A. "Estudio Geotécnico para la Escuela del ITAM, Unidad Sta. Teresa", México 1988
14. TGC Geotecnia S.A. "Estudio Geotécnico para el Nuevo Edificio del Fondo de Cultura Económica", México 1990
15. Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A. "Mecánica de Suelos, Tomo II. Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos", LIMUSA, México 1984
16. Hoek E. y Brown, E.T. "Excavaciones Subterráneas en Roca", McGraw Hill, México 1985
17. Zienkiewicz, O. C. y Taylor R. L. "The Finite Element Method", McGraw Hill Book Co, London 1989
18. National Research Council of Canada. "Canadian Manual and Foundation Geotechnical Engineering", Ottawa 1975
19. Anderson, J. T. y Papineau, W. N. "Rock Excavation with Boom Mounted Hydraulic Impact Hammers", "Foundation Engineering: Current Principles and Practice", ASCE, 1989
20. Galabru, P. "Maquinaria General en Obras y Movimientos de Tierra", Editorial Reverte, Barcelona 1973
21. Langefors, U. y Kihlström, B. "The Modern Technique of Rock Blasting", Halsted Press, Uppsala 1979
22. Crimmins, R., Samuels, R. y Monahan, B. P. "Trabajos de Construcción en Roca", LIMUSA, México 1978

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA