



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**

FACULTAD DE INGENIERÍA

TESIS

“Cimentaciones en roca”

PRESENTA:

Miguel Gallardo Contreras

Para obtener el título de Ingeniero Civil

DIRECTOR:

M.I. Hugo Sergio Haaz Mora



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA
COMITÉ DE TITULACIÓN
FING/DICyG/SEAC/UTIT/141/12

Señor
MIGUEL GALLARDO CONTRERAS
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M.I. HUGO SERGIO HAAZ MORA, que aprobó este Comité, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"CIMENTACIONES EN ROCA"

- INTRODUCCIÓN
- I. ANTECEDENTES
- II. FUNDAMENTOS DE MECÁNICA DE ROCAS
- III. TRATAMIENTO DE MACIZOS ROCOSOS
- IV. DISEÑO Y CONSIDERACIONES PARA LA CIMENTACIÓN EN ROCAS
- V. CASOS PARTICULARES DE CIMENTACIONES EN ROCA
- VI. COMPARATIVA DE MÉTODOS Y ESTUDIOS PARA LA CIMENTACIÓN EN ROCAS
- VII. CONCLUSIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 12 de septiembre del 2012.
EL PRESIDENTE

M.I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ

JLTS/MTH*gar.

Vo Bo
15/04/2013

[Signature]
A Deménghi C

Vo.Bo
15/09/2013

[Signature]
Enrique César

Vo.Bo. *[Signature]*
Hugo Sergio HaaZ Mora
8 abril 2013

Vo.Bo
[Signature]
MARU
15-04-13

Vo Bo
15/04/2013
[Signature]
Rafael Solís Walle

Agradecimientos

A mi madre

Que con mucho esfuerzo y empeño fungió como madre y padre durante toda mi carrera escolar y a la que agradezco siempre toda su confianza, apoyo y tolerancia sin importar la circunstancia o hecho. Cada idea o proyecto emprendido ha sido con el apoyo de ella y sin algún cuestionamiento o rechazo.

A mi padre (+)

Por su gran sacrificio y dedicación a que yo saliera adelante y por brindarme todos los recursos a pesar de todo.

Al Ing. Rodolfo Solís Ubaldo

Su apoyo y presencia fue lo mejor que tuve en la facultad, un gran mentor al que agradezco siempre su tiempo, consejos y dedicación. Más que un tutor, ha llegado a ser un gran amigo y al que debo muchos dotes de mi carácter, excelentes valores morales y un apoyo académico incomparable., Le agradezco por creer siempre en mí, a pesar de las adversidades y por abrirme el panorama cuando el camino era incierto y apoyarme en los momentos más difíciles durante mi carrera.

Al Dr. Claudio Olalla Marañón y a la Universidad Politécnica de Madrid

Por permitirme profundizar más en el campo de la Mecánica de Rocas y conocer sobre sus teorías y trabajos, un gran codirector y profesor pero sobretodo una excelente persona. El tiempo transcurrido en la UPM fue y será inolvidable, sobre todo gracias al apoyo de las personas del laboratorio de Geotecnia.

Al M.I. Jorge Castilla Camacho

Por su colaboración en la revisión de este trabajo y por abrirme las puertas de su casa siendo yo un desconocido.

Al M.I. Hugo Haaz Mora

Por su tiempo y tolerancia durante la realización de este trabajo y su interés por el mismo

A mis amigos

Por su apoyo para la realización de este trabajo, a Pamela y Oscar y por estar siempre cuando los necesito. También agradezco a mis demás amigos de la Facultad por su apoyo incondicional y grandes momentos

ÍNDICE

Introducción	7
1. Antecedentes	8
1.1 Reseña histórica de las cimentaciones en roca.....	8
1.2 Panorama de las Cimentaciones en Roca en México.....	11
1.3 Relación comparativa entre la cimentación en suelo y roca	13
1.4 Estudios e información actual sobre el tema	15
2. Fundamentos de Mecánica de Rocas.....	17
2.1 Exploración y muestreo de macizos rocosos	17
2.1.1 Exploración mediante métodos indirectos	19
2.1.2 Exploración mediante métodos directos	21
2.1.3 Muestreo en roca	24
2.2 Clasificación de macizos rocosos.....	26
2.3 Información Geológica y Geomecánica para cimentaciones.....	33
2.4 Propiedades físicas y mecánicas de las rocas.....	35
2.4.1 Propiedades físicas.....	35
2.4.2 Propiedades mecánicas de las rocas.....	40
2.5 Discontinuidades del Macizo.....	46
3. Tratamiento de macizos rocosos	52
3.1 Inyecciones.....	53
3.2 Anclaje.....	56
3.3 Drenaje	61
3.4 Instrumentación	65
4. Diseño y consideraciones para la cimentación en roca	71
4.1 Parámetros de diseño	71
4.2 Tipos de Cimentación.....	72
4.3 Capacidad de carga en rocas.....	74
4.3.1 Cimentaciones superficiales.....	74
4.3.2 Cimentaciones profundas	95
4.4 Valores y estimación de presiones admisibles.....	104

4.5 Consideraciones por discontinuidades en macizos rocosos	108
4.6 Asentamientos	110
4.7 Interacción con la estructura y análisis de deformaciones sobre la misma	116
4.8 Consideraciones en la construcción	118
5. Casos particulares de cimentaciones en roca	120
5.1 Cimentaciones en presas	120
5.2 Cimentaciones en roca en otras obras civiles	127
5.2.1 Caso de la cimentación de un edificio en Quintana Roo.....	128
5.2.2 Caso de la cimentación de un aerogenerador en la Costa del Sol, España.....	140
6. Comparativa de métodos de estudios para la cimentación en rocas	155
6.1 Diferencias y semejanzas de clasificación y diseño.....	155
6.2 Comparativa del diseño de cimentaciones en México.....	161
7. Conclusiones.....	164
Anexo 1.....	168
Clasificaciones Geomecánicas.....	168
1.1 Calificación de Barton. (Q).....	168
1.2 Clasificación de Bienawski. (RMR).....	172
1.3 Clasificación Hoek y Brown (GSI).....	176
Anexo 2.....	179
Gráficas para determinación de parámetros.	179
2.1 Gráficas para el cálculo de J_c y N_{cr}	179
2.2 Gráficas factores del método de Serrano y Olalla.....	180
2.2.1 Factor $N\beta$	180
2.2.2 Coeficiente F_p	183
2.2.3 Identificación de medios anisotrópicos y porcentaje de reducción	183
2.2.4 Obtención de $N\beta P$	184
2.3 Coeficiente empírico método francés.	185
2.4 Coeficiente de influencia método Canadiense asentamientos.....	186
2.5 Factores asentamientos Burland y Lord.....	187
Anexo 3.....	188
Cálculo de capacidad última del aerogenerador por método de Serrano y Olalla con hoja de cálculo	188

Bibliografía	189
ÍNDICE DE FIGURAS	195
ÍNCICE DE TABLAS	197

Introducción

El tema de las cimentaciones es uno de los más estudiados dentro de la ingeniería geotécnica y toma mucha importancia cuando se trata de suelos de poca resistencia, ya que se tienen que hacer consideraciones importantes para el diseño y la construcción de la propia cimentación. El principal parámetro para la resistencia de un terreno de cimentación es la capacidad de carga del mismo y las deformaciones que este tendrá durante la construcción y después de esta.

Sin embargo, cuando se habla de una cimentación sobre roca, muchas veces el tema llega a perder importancia al saber que la roca es un material sumamente competente y prácticamente indeformable, lo que en ocasiones provoca que los diseños omitan detalles y consideraciones importantes que influyen en las características constructivas de algún proyecto, o peor aún, se llegan a usar medios de diseño poco adecuados debido a la falta de información o el poco interés en conocer las características resistentes de un macizo rocoso. Además se carece de una metodología de diseño y construcción apropiada para estos casos.

A pesar de que el tema ha sido muy poco estudiado en comparación con el avance de la mecánica de suelos, existen métodos que evalúan la capacidad de carga de un macizo rocoso, pero muchos de ellos empíricos o carecen de un análisis propio para su formulación, tanto para cimentaciones superficiales como para profundas, por lo que es importante la investigación de estos y una comparación de los mismos para evaluar el más apropiado actualmente.

En este trabajo se hace esta comparación tomando también en cuenta los métodos de diseño utilizados actualmente en México por las diferentes instituciones públicas o privadas con el fin de observar qué tan adecuado están siendo las normas o reglamentos en estos casos. Se plantean dos ejemplos prácticos para la evaluación de las diferencias y disparidades en los métodos existentes para finalmente emitir recomendaciones generales para el diseño y construcción de una cimentación en roca.

Capítulo 1

1. Antecedentes

1.1 Reseña histórica de las cimentaciones en roca

A lo largo de la historia, los proyectos de ingeniería civil han estado sujetos al buen diseño y construcción de la cimentación en donde se desplantan, lo que ha conducido a estudiar un poco más acerca de las características del terreno donde se llevarán a cabo dichos proyectos para así poder tener un panorama general de cómo es que se comportará la cimentación y la estructura una vez construidos.

El estudio de los suelos es amplio y variado ya que desde la antigüedad, los pobladores buscaban lugares planos y de orografía estable para ahí desplantar las ciudades y que a su vez no significaran un reto o problema para el transporte y donde se encontraran los recursos para satisfacer las necesidades básicas del hombre.

La mecánica de suelos surge desde principios del siglo XX como una ciencia particular para el estudio y caracterización de los mismos y a lo largo del tiempo ha tenido grandes avances y peculiaridades que distinguen a esta ciencia como una de las más abstractas y peculiares de la física.

La mecánica de rocas, que es junto con la mecánica de suelos una disciplina más de la hoy llamada Geotecnia, tiene que ver en muchos de los problemas que se presentan en las obras civiles. Dichos problemas se han resuelto en el pasado aplicando el sentido común y las consideraciones de una buena ingeniería.

Pero, comparado con la mecánica de suelos, el desarrollo del conocimiento de la mecánica de rocas ha sido mucho más lento. Desde mediados y finales del siglo XX la necesidad de conocer más acerca del comportamiento y características de

la roca fue trascendental para el desarrollo de ciertas actividades vinculadas como la minería, la geología y la construcción. En esta última, existieron algunos estudios a principios del siglo, principalmente en Europa, en la construcción de túneles en los Alpes y también en la construcción de algunas obras importantes desplantadas sobre macizos rocosos, pero sin tomar en cuenta ciertos criterios y parámetros importantes hoy en día.

No fue sino hasta 1957 cuando la mecánica de rocas empieza a trascender de forma más clara como disciplina de estudio en conjunto con la mecánica de suelos, para el desarrollo del conocimiento orientado a los proyectos ingeniería civil, con la obra “Mecánica de Rocas” de Jhon Talobre, que fue la primera obra de síntesis referida a este tema particular.

Desafortunadamente, también hubo ciertos desastres que condujeron al avance de la Mecánica de Rocas y que han forzado a los ingenieros a entender de mejor manera el comportamiento de los macizos rocosos. Uno de esos desastres tuvo lugar en Francia, en Diciembre de 1959 cuando la presa de Malpasset colapsó debido a una inestabilidad en su margen izquierda, lo que provocó la muerte de más de 400 personas que se encontraban trabajando ahí.

Otro desastre ocurrió en 1963 en Italia cuando un derrumbe de roca provocó la muerte de 2600 personas. Después de estos desastres se creó la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas cuyo primer congreso fue realizado en Madrid en 1966.

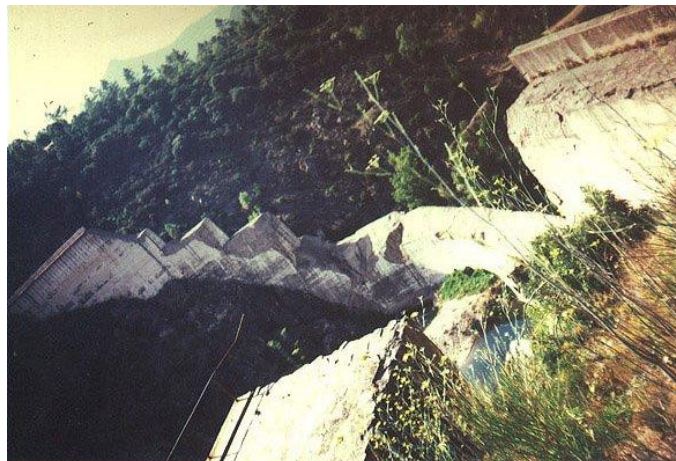


Figura 1.1 Imagen de rotura Presa Malpasset Francia
[im1.1]

En los últimos 30 años, el número de proyectos de ingeniería que implica una obra de cualquier tipo en roca ha ido creciendo de manera drástica. Principalmente en proyectos como túneles carreteros, obras subterráneas de minería y cimentaciones. Como resultado de esto, se tienen hoy en día una cantidad considerable de literatura acerca de la mecánica de rocas, aunque en muchos casos es obsoleta pues los criterios han sido modificados debido al avance tecnológico o de otras disciplinas de la construcción que pueden traer mayores ventajas y comodidades.

La cimentación en roca, se presenta principalmente en proyectos como presas, puentes, obras mineras y en general obras de infraestructura de gran tamaño. Las consecuencias drásticas de la rotura y las circunstancias de ubicaciones con condiciones rocosas relativamente pobres, se combinan para hacer de este campo uno de los que presentan más claros estímulos y ventajas para mejorar las prácticas corrientes por medio de la investigación y el análisis.

También hoy en día podemos ver ciudades desplantadas sobre grandes macizos rocosos principalmente en Europa y en algunas partes de Asia.



Figura 1.2 Estructura sobre macizo rocoso [im1.2]

1.2 Panorama de las Cimentaciones en Roca en México

Como es sabido, México es un país reconocido en cuanto al estudio de los suelos se refiere, ya que en el Valle de México se encuentran gran variedad de tipos de suelo principalmente lacustres, en los cuales los proyectos de ingeniería son complicados en comparación con otros lugares. Los problemas que se presentan, han hecho que se tenga una gran variedad de información respecto al tema, por lo que muchos de los proyectos de ingeniería tienen sus cimientos en suelos, más que en rocas.

Aún así, en ocasiones es indispensable que la cimentación se realice sobre una capa de roca, no importando la profundidad de la misma, y es por eso que encontramos algunos edificios, puentes y demás obras que son cimentados en roca mediante pilas o pilotes para así asegurar la estabilidad de la estructura, aunque esto también pueda involucrar otro tipo de problemas referido al hundimiento regional y demás problemas geotécnicos.

En México y en el mundo como se ha mencionado las grandes obras de ingeniería deben ser cimentadas sobre un material firme que asegure la estabilidad de la estructura, es por eso que en las grandes presas, termoeléctricas y puentes se busca por lo general un cimiento de estas características. Debido a la geología propia de México, se pueden encontrar diferentes tipos de roca aunque en su mayoría son rocas sedimentarias e ígneas a lo largo del territorio y también de diferentes eras geológicas principalmente del Cenozoico y Mesozoico.

En la parte de la Península de Yucatán principalmente es donde se ha tenido la necesidad de realizar cimentaciones directas de viviendas y obras pequeñas en roca debido a que es una zona calcárea emergente y en donde los suelos no tienen gran presencia como en la mayor parte del país. La principal problemática en esta zona, radica en el hecho de que existen gran cantidad de cavidades que dificultan la cimentación de las obras, por lo que se opta en gran medida por realizar antes que nada exploraciones geofísicas y directas en las que se pueda detectar la presencia de estas discontinuidades.

En el norte del país, en estados como Coahuila y Nuevo León, se ha recurrido también a hacer cimientos de edificios, viviendas y otras obras sobre roca, tal es el caso de la ciudad de Monterrey, donde debido a la gran cantidad de roca caliza que se encuentra en la zona metropolitana, principalmente cerca de las montañas, los procedimientos de cimentación son afectados directamente por la cualidad y calidad del macizo rocoso.



Figura 1.3 Construcciones sobre roca en Monterrey [im1.3]

Las grandes obras que actualmente se cimentan sobre roca en México se encuentran ubicadas principalmente en la Sierras Madre Occidental y Oriental y sobre el Eje Neovolcánico del centro del país, tal es el caso de la Central Hidroeléctrica La Yesca en Nayarit o los puentes y túneles de la autopista Durango-Mazatlán o México-Tuxpan.

1.3 Relación comparativa entre la cimentación en suelo y roca

Existe una gran relación de algunos parámetros cuando se cimenta sobre roca o suelo, pero existen ciertas diferencias propias de las características del terreno y del tipo de obra que se desee cimentar.

Los problemas mecánicos asociados a las cimentaciones surgen principalmente de la deformación de los estratos de cimentación bajo las cargas a las que están sometidas. En algunos casos, la deformación absoluta o los asentamientos suelen ser significativos, en otros es relativa. Además, hay casos donde la rotura real de la roca es una posibilidad, aunque en la mayor parte de las cimentaciones en roca los esfuerzos que se aplican son de orden de magnitud menor que la resistencia de la roca.

La mecánica de suelos y la mecánica de rocas son disciplinas que se relacionan entre sí, porque existe una gran variedad de condiciones estructurales dentro de la corteza terrestre, por lo que resulta algunas veces complicado fijar fronteras entre suelo y roca, o bien es posible encontrar estructuras geológicas donde se combinan suelos y rocas. Así en estos casos, se tienen que conocer las características tanto del suelo como de la roca, para elegir bien el tipo de cimentación y algunos procedimientos constructivos.

A diferencia de cuando se cimenta en suelos donde se tiene que conocer la estratigrafía del terreno y realizar pruebas como la de penetración estándar (STP) o cono eléctrico para saber las características y comportamiento de los mismos, en las rocas es necesario conocer la planta y los perfiles geológicos del sitio, en los que se defina la distribución horizontal y vertical de las formaciones, de las discontinuidades y la calidad del medio estudiado. Al igual que en los suelos, la profundidad de los sondeos depende de las características de la obra proyectada.

Los tipos de cimentación tampoco suelen variar, por lo general, en roca también se usan, para cimientos superficiales, zapatas y losas de cimentación, y para cimentaciones profundas pilas y pilotes. También se analizan algunos parámetros

al igual que se hace en suelos como la capacidad de carga, asentamientos, resistencia al corte, deformabilidad y los fenómenos debidos a la presencia de agua, como la subpresión. Una diferencia importante es que en suelos también se analiza mucho la influencia que tiene la estructura cimentada sobre otras estructuras al modificar las características y condiciones del medio, mientras que en la roca, esta influencia es mínima o muy insignificante por lo que no se toma mucho en cuenta a la hora de hacer el diseño.

En el caso del diseño de cimentaciones en roca, se da más importancia al estado del macizo rocoso donde se desplantará la obra y en su clasificación geomecánica, así como al estado de las discontinuidades que presenta, más que a los parámetros de resistencia y deformabilidad como en los suelos, aunque también se deben evaluar y conocer para hacer una valoración más fundamentada.

Los requisitos generales para la construcción de cualquier cimentación en suelos, son igualmente aplicables en roca. La cimentación en ningún caso deberá ser desplantada sobre tierra vegetal, materiales sueltos o roca superficial muy alterada. Se debe realizar una excavación mínima para el desplante, excepto cuando lo anterior implique el uso de explosivos u otros métodos que puedan empeorar las condiciones superficiales de la roca superficial. [CFE 1979]

En general, se puede decir, que la gran diferencia entre cimentar en suelo o cimentar en roca radica en que el suelo presenta mayores consideraciones y complicaciones de deformabilidad y resistencia que las que se presentan en la roca por lo que el análisis es mayor en suelo que en roca. Pero para el estudio y caracterización, la roca presenta más inconvenientes que el suelo. El procedimiento constructivo también es más complicado en la mayoría de las veces en un suelo, debido a que cuando se tiene que excavar, las profundidades son mayores en comparación que en una roca y el tratamiento es más costoso en comparación con un macizo en buenas condiciones.

1.4 Estudios e información actual sobre el tema

Aún en la actualidad, existen muchos ingenieros considerando que se tiene una superficie rocosa, no toman en cuenta muchos parámetros de diseño al saber que la roca es un material bastante competente y por lo tanto realizan cimentaciones sencillas que no parecen tener algún problema. Incluso el tratamiento que se da al terreno se suele ignorar o simplemente nivelar a base de rellenos.

Como ya se dijo, la información que se tiene sobre cimientos en roca, es poca en comparación con la de suelos. En países europeos, toma mucha importancia este tema debido a las características en su geología y se tiene un gran estudio principalmente en países como España, Portugal, Noruega y Suecia, por lo que existen laboratorios y centros de investigación dedicados exclusivamente a analizar las características y propiedades de las rocas para la realización de algún proyecto de Ingeniería Civil.

Existen una serie de métodos y consideraciones para el diseño de una cimentación sobre roca, pero con base en estudios realizados por ciertos investigadores y por lo cual suelen llevar su nombre, pero en general existe cierta convergencia en todos estos métodos y grandes similitudes en los parámetros que se usan para él análisis, más no en los resultados.

El estudio de la mecánica de rocas en México ha pasado a un segundo plano, debido a las necesidades del estudio de los suelos principalmente, pero también se han hecho estudios detallados de mecánica de rocas cuando se construye un gran proyecto como una presa, una mina, etc. Los estudios más significativos los realiza la Comisión Federal de Electricidad, que incluso cuenta con un laboratorio especializado en rocas.

Prueba de la falta de información e investigación en México, está en la desintegración en 2005 de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas al carecer de socios activos y el realce de la investigación en suelos.

Afortunadamente la Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica realiza diferentes eventos donde se ve involucrado también el aprendizaje y la retroalimentación del conocimiento de la mecánica de rocas al haber absorbido parte de la sociedad extinta de mecánica de rocas.

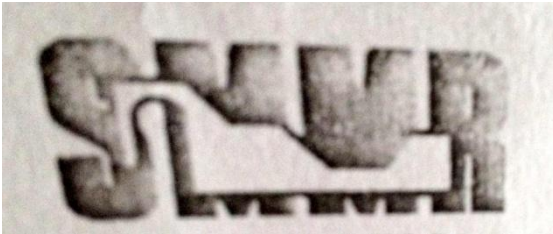


Figura 1.4 Logo extinta Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas[SMMR]



Figura 1.5 Logo Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica [im1.5]

Capítulo 2

2. Fundamentos de Mecánica de Rocas

2.1 Exploración y muestreo de macizos rocosos

Los estudios geológicos para el proyecto de cimentaciones en roca pueden ser desde los más simples que basten con el reconocimiento de campo, o bien pueden ser complejos y requerir de investigaciones costosas a través de geofísica, perforaciones o galerías. Para proyectar una cimentación o cualquier obra en roca se requiere en un principio, conocer en el sitio señalado: la clase de roca o suelo que aflora, sus características y sus condiciones; la columna estratigráfica hasta la profundidad donde las cargas puedan afectar y sus condiciones hidráulicas. Para esto se requiere tanto de ensayos en campo como en laboratorio.

En el laboratorio, para las rocas, se tienen muchas limitaciones y solamente en casos muy simples se pueden establecer correlaciones entre los valores numéricos de alguna propiedad, determinados en el laboratorio en comparación con los que se determinan en campo. Esto debido a que en el muestreo de roca, normalmente se obtienen núcleos de pequeñas dimensiones, cuyas características y comportamiento difieren considerablemente de aquellas de los macizos rocosos que normalmente contienen juntas, fracturas, fallas y zonas intemperizadas y se encuentran sujetas a esfuerzos residuales y otras condiciones muy diferentes como la erosión, alteración y presencia de cavernas a las que se encuentran los especímenes durante los ensayos de laboratorio. A esta peculiaridad se le llama efecto escala, y es muy importante tomar en cuenta en cualquier análisis de rocas.

Las muestras que se ensayan en el laboratorio provienen normalmente de núcleos extraídos mediante perforaciones y sondeos o bien bloques de roca labrados. Estos especímenes se encuentran también libres de esfuerzos residuales,

mientras que la roca en el sitio se encuentra normalmente sujeta a estados triaxiales de esfuerzos originados por la gravedad, movimientos tectónicos y plegamientos.

Los estudios de laboratorio entonces, proporcionan un buen primer índice cualitativo del efecto, en la resistencia y deformabilidad, del estado interno de esfuerzos de la roca. En ensayos triaxiales de laboratorio, se ve claramente el notable aumento en la resistencia de una roca al aplicársele una presión confinante.

Sin embargo, a pesar de sus limitaciones, los ensayos de laboratorio son muy importantes y se deben llevar a cabo con objeto de completar la información que se obtiene en el campo. Permiten también zonificar al macizo de roca a partir de las semejanzas o similitud de propiedades de la roca intacta y planear la ejecución de ensayos de campo.

Estos ensayos incluyen además de la determinación de la permeabilidad, deformabilidad y resistencia, otros como el análisis petrográfico, la determinación de las propiedades físicas, ensayos de durabilidad, etc.

Debido a lo anterior, puede decirse que si nos basamos únicamente en los resultados del laboratorio, las rocas poseen en muchos casos, mejores características incluso que las de un concreto de alta resistencia. Por lo tanto es necesario también conocer las propiedades mecánicas reales de la roca y prever su comportamiento efectuando ensayos y muestreos de campo en el mismo sitio donde se realizará la obra.

La investigación de un macizo no suele ser sencilla e implica costes que pueden ser elevados, por lo cual debe planearse con sumo cuidado a fin de realizar solo trabajos y ensayos necesarios, sacando el máximo provecho.

2.1.1 Exploración mediante métodos indirectos

Los métodos indirectos son aquellos en los cuales no es necesaria la extracción o perforación del macizo rocoso y que sirven para reconocer las fallas, cavidades y discontinuidades que puede presentar la roca mediante un equipo especializado. Los principales métodos indirectos que se tienen son:

- Observación directa
- Fotogeología
- Métodos geofísicos

La fotogeología, como su nombre lo indica se basa en la interpretación de fotografías tomadas en planta para realizar una planta geológica del terreno. Este método se utiliza en la primera etapa de la exploración, y en menor grado durante la investigación detallada del sitio en construcción. La escala de las fotografías oscila entre 1:25000 hasta 1:50000 para reconocimiento, y para trabajos de detalle de 1:2000 a 1:5000. La inspección fotogeológica, permite también seleccionar áreas donde el terreno reúne las características mínimas indispensables para proyectar una obra determinada. Las fotografías aéreas comunes pueden ser complementadas con fotografías tomadas por satélites artificiales.

Los métodos geofísicos son utilizados principalmente cuando se requiere un detalle preciso de la información estratigráfica y de la estructura geológica del macizo rocoso para así determinar sus características. También sirve para detectar algunos bancos de material en los grandes proyectos. Existen diferentes tipos de métodos geofísicos entre los que se encuentran los siguientes:

- Sísmico
- Eléctrico
- Magnetométrico
- Gravimétrico
- Radiométrico

En esencia, todos consisten en determinar las variaciones en el espacio o en el tiempo de una o varias propiedades físicas de la masa de roca. En general, estos métodos se utilizan para medir algunas propiedades como son; la elasticidad (método sísmico), conductividad eléctrica (método eléctrico), susceptibilidad magnética (método magnetométrico) densidad (método gravimétrico) y radioactividad (método radiométrico).



Figura 2.1 Imagen representativa métodos geofísicos [im2.1]

La principal ventaja de estos métodos es que permiten cubrir grandes áreas y profundidades en poco tiempo y a un menor costo en comparación con las técnicas exploratorias de métodos directos.

Los métodos eléctricos, consisten en aplicar con la ayuda de una fuente de poder, corriente eléctrica al terreno por medio de electrodos. Se basa en que las variaciones de la conductividad del subsuelo alteran el flujo de corriente en el interior de la tierra, lo que ocasiona una variación de la distribución del potencial eléctrico. Existen diferentes métodos eléctricos de exploración que son el de resistividad y el de relación de caídas de potencial.



Figura 2.2 Equipo Método Eléctrico [im2.2]

Finalmente los métodos geosísmicos, consisten en provocar perturbaciones dinámicas artificiales del terreno que originen ondas elásticas, longitudinales y transversales que se registran en pequeños detectores o geófonos. Se miden los intervalos de tiempo que transcurren desde que se genera el impulso hasta su recepción en los geófonos colocados a ciertas distancias y que a la vez lo envía a un aparato registrador donde se construye la gráfica tiempo-distancia que permite determinar la velocidad de propagación de las ondas en el terreno.

Con la velocidad se puede determinar que material se encuentra en cada estrato con la ayuda de tablas o manuales en donde se tenga ya el dato medido en un laboratorio o en un proyecto anterior.

2.1.2 Exploración mediante métodos directos

Estos métodos permiten conocer las condiciones geológicas y geotécnicas del sitio de estudio. Mediante la observación de las características *in situ*, lo que quiere decir que directamente en el lugar de la obra, complementadas con la obtención de muestras de las mismas. Los principales métodos son:

- Perforaciones

- Trincheras
- Socavones
- Pozos a cielo abierto
- Levantamientos geológicos superficiales

Las perforaciones proporcionan información acerca de la composición del espesor y extensión de cada formación, la profundidad, la localización del nivel freático, y permiten la realización de pruebas de permeabilidad etc.

Existen diferentes métodos de perforación entre los que se encuentra el de percusión, el de presión y el de rotación. El primero consiste en hincar en el terreno un penetrómetro de gran diámetro por medio del impacto de una masa. En el de presión, el penetrómetro se hince directamente ejerciendo presión sobre el terreno. Y por último el de rotación está conectado a una cabeza de rotación que hace girar la tubería de perforación con una corona en su extremo inferior que corta, desmenuza y muele el terreno.

Las trincheras, son excavaciones realizadas a partir del terreno natural con poca profundidad y alargadas. Su principal ventaja es que se puede elaborar un perfil geológico continuo del terreno en dimensiones, pues es posible también la observación directa y la toma de muestras.



Figura 2.3 Trinchera [im2.3]

Los socavones, son excavaciones de forma horizontal, que son lo suficientemente grandes como para que una persona pueda trabajar dentro de ellos. Son de costo elevado por lo que solo se realizan cuando la magnitud de la obra lo permite o lo requiere. Los socavones permiten hacer levantamientos de las unidades litológicas, fallas, rumbos y echados, se pueden obtener muestras para ensayos de laboratorio y realizar también algunas pruebas de campo como permeabilidad y deformabilidad.

Los pozos a cielo abierto también son excavaciones pero de menor profundidad que prácticamente en rocas no tiene mucha importancia realizar, a menos que la obra sea de dimensiones pequeñas y no se requiera un estudio tan detallado.

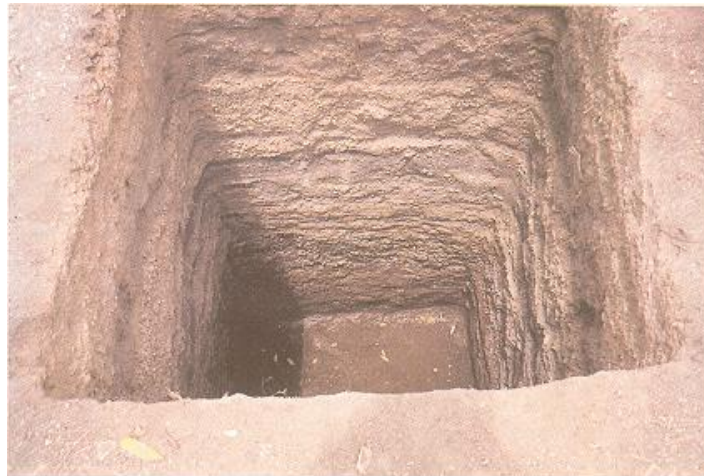


Figura 2.4 Pozo a cielo abierto [im2.4]

Por último, el de más relevancia y que se debe hacer antes que cualquiera de los anteriores, los levantamientos geológicos, tienen como objetivo el inspeccionar y obtener la información que permita definir con precisión las condiciones geológicas presentes en la zona de estudio. Estos levantamientos se pueden realizar de forma superficial o subterránea. Consiste básicamente en la visita a la zona y caracterización de la misma con algunas mediciones básicas y llevando control de todo lo observado.

Para el caso de las cimentaciones, es aplicable este tipo de muestreos, ya que no alteran el comportamiento del macizo, caso contrario a cuando se trabaja con túneles o galerías, en las cuales, las pruebas se deben realizar de manera minuciosa y tomando en cuenta que se debe tener una buena estructura de retención.

2.1.3 Muestreo en roca

Para la realización del muestreo en roca, es común que durante el proceso de perforación para exploración, esta actividad se realice simultáneamente por medio de barriles muestreadores que consisten en tubos que llevan en su extremo inferior una broca que puede ser de varios tipos: de diamante, de carburo de tungsteno, de acero duro o del tipo cálix.

La perforación va a depender principalmente de tres factores; la velocidad de rotación, presión del agua y presión sobre la broca. La velocidad de rotación va a variar de acuerdo con la dureza de la roca por excavar y el diámetro de la broca.

La presión que se ejerza sobre la broca depende de la dureza de la roca, el número de diamantes que tiene la broca y la fuerza que pueda aplicarse a cada diamante.

Existen dos tipos de muestreadores convencionales: el de barril sencillo y el de barril doble. El primero es el más rudimentario y más común, solo que tiene como desventaja que el fluido de perforación está en contacto con la muestra, lo que modifica algunas de sus propiedades. Con el segundo, se elimina la acción erosiva del fluido de perforación y se obtiene el mayor porcentaje de recuperación de muestra que con el sencillo. Consiste básicamente en un tubo exterior y uno interior que es dónde se recupera el núcleo.

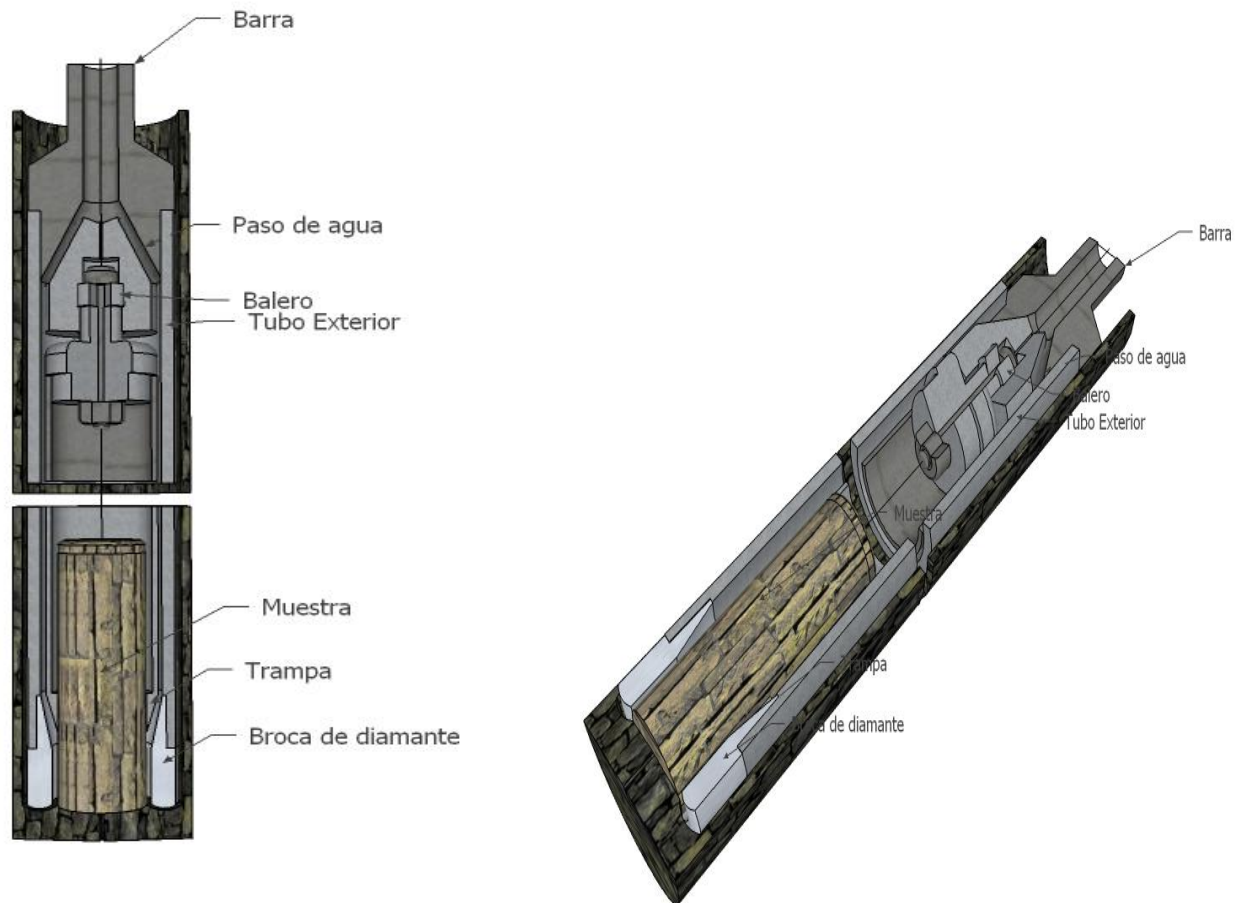


Figura 2.5 Representación esquemática de barril muestreador

Los núcleos extraídos, son colocados en cajas divididas en tramos con unas tablillas que indican la longitud de perforación del barril muestreador. En la tapa de la caja, se debe señalar el número de sondeo y el tramo que se guarda, además la caja debe tener un cierre que asegure que durante la manipulación de la muestra, esta no se salga.



Figura 2.7 Muestreo en rocas, colocación en cajas

Los muestreos en un macizo, deben realizarse en diversos sentidos y direcciones con el fin de obtener un mejor perfil estratigráfico y detectar la presencia de discontinuidades que no se hayan observado en una exploración previa.

Posteriormente se debe llevar la muestra al laboratorio para hacer las pruebas pertinentes en un lapso no tan prolongado, debido a la liberación de esfuerzos que se puedan presentar en el tiempo. Además se recomienda mantener las muestras en sitios seguros y para pruebas de confinamiento, se deberá colocar la prueba de forma que no se alteren las propiedades iniciales por lo que el confinante deberá ser el adecuado.

2.2 Clasificación de macizos rocosos

Para hablar de una clasificación de macizos rocosos es importante primero, el definir que es un macizo rocoso. Se define como macizo rocoso, al conjunto o medio constituido por una o varias matrices rocosas y las cuales tienen una determinada estructura, está afectada por un grado de alteraciones y discontinuidades que dan le dan una característica propia.

Existen una gran variedad de clasificaciones geomecánicas de los macizos, pero cada uno de ellos parte del conocimiento de la clasificación primera de las rocas, las cuales por su origen y formación sabemos que se dividen en ígneas, metamórficas y sedimentarias. Las ígneas se originan por el enfriamiento y cristalización del magma ya sea en el interior de la corteza terrestre o en la misma superficie. Se clasifican por su origen en intrusivas o extrusivas. Las sedimentarias son el resultado de la consolidación de los sedimentos en diferentes tipos de depósito y gracias a la acción de un cementante. Se dividen en clásticas o no clásticas.

Por último, las rocas metamórficas, son resultado de cambios estructurales, químicos y mineralógicos debido a acciones de presión, calor y fluidos ocurridos bajo la superficie. Se clasifican en foliadas o no foliadas debido a su textura.



Figura 2.8 Imagen representativa rocas ígnea (basalto), metamórfica (mármol) y sedimentaria (caliza) [im2.8]



En la ingeniería práctica se sabe que las rocas ígneas son en general las más resistentes aunque en ocasiones presentan un comportamiento frágil, y las rocas sedimentarias suelen ser las más blandas y de poca resistencia, por lo que presentan mayores complicaciones en el diseño y la construcción de cualquier obra civil.

A continuación se describen ciertos tipos de rocas ígneas, metamórficas y sedimentarias utilizadas en la ingeniería civil, así como algunas características importantes.

Tabla 1 Clasificación y propiedades de algunas rocas

Tipo de Roca	Clasificación	Ejemplos	Textura	Resistencia a la compresión [kg/cm ²]	Resistencia a la tensión [kg/cm ²]	Resistencia al corte [kg/cm ²]
ÍGNEAS	VOLCÁNICA O EXTRUSIVA	Riolita	Afanítica a Porfídica	1500-3000	150-300	200-600
		Dacita	Afanítica a Porfídica		100-300	
	PLUTÓNICA O INTRUSIVA	Traquita	Afanítica a Porfídica	1000-2500	70-250	140-500
		Andecita	Afanítica a Porfídica			
		Basalto	Afanítica	1000-3500	150-350	250-600
		Granito	Fanerítica			
METAMÓRFICA	FOLIADA	Grandiorita	Fanerítica	1000-2000	70-200	150-300
		Sienita	Fanerítica			
		Diorita	Fanerítica			
	NO FOLIADA	Diabasa	Afanítica o Diabásica	1500-3000	100-300	200-600
		Pizarra	Foliada	1000-2500	70-200	
		Filita	Foliada	500-2000	50-200	
		Esquistos	Foliada			
		Gneiss	Foliada			
SEDIMENTARIA	CLÁSTICA	Conglomerado	Variada	200-1700	40-250	80-400
		Arenisca	Variada	50-1000	20-100	30-300
	NO CLÁSTICA	Limonita	Variada	300-2500	50-250	100-500
		Lutita	Variada			
		Caliza	Densa, másica, de grano fijo		150-250	
		Marga	Cristalina de grano fino			
		Creza	Granular cristalino			
		Tufa	Cristalina porosa			
		Yeso	Cristalina			

La primera clasificación para macizos rocosos, fue propuesta por Terzaghi en 1946 llamada por algunos como la teoría de carga de la roca o (Rock Load Theory), el cual consiste un sistema sencillo aplicable principalmente a los túneles y el cual servía para calcular las cargas que deben soportar los marcos de acero en los túneles.

Tabla 2 Clasificación Terzaghi

Clasificación	Consideraciones
Roca Intacta	Sin diaclasas, rotura por roca intacta.
Estratificada	Estrato con baja resistencia en los límites
Moderadamente fisurada	Pequeños bloques entre diaclasas. No requiere sostenimiento lateral
Fragmentada y fisurada	Se requiere de sostenimiento en paredes aledañas
Triturada	Fragmentos pequeños
Descompuesta	Porcentaje alto de partículas arcillosas
Roca expansiva	Minerales arcillosos con capacidad de hinchamiento

A partir de lo propuesto por Terzaghi, se realizaron diversos estudios para la clasificación de los macizos rocosos, como fueron los trabajos de Stini y Lauffer (1958) que también son aplicables principalmente a túneles y se utilizan tablas y gráficas con las que se pueden determinar tanto la calidad como el tiempo de retención y estabilidad, es conocido por algunos autores como el Stand Up Time.

Pero no es sino hasta 1964 donde se propone un índice de clasificación universal el cual es de los más utilizados actualmente denominado Rock Quality Designation (RQD) o Índice de Calidad de roca. Este índice propuesto por Deere está basado en la recuperación de núcleos mediante la perforación y sometidos posteriormente a un estudio con el cual, mediante una expresión se pueda determinar el RQD.

El RQD es el cociente de dividir la suma de las longitudes de los tramos de núcleo con 10 a más cm de largo, entre la longitud del avance del muestreador al ir perforando, expresado en porcentaje. Los tramos de núcleo deben estar limitados por fracturas inherentes al macizo de roca y no por fracturas inducidas durante el muestreo o las maniobras a las que se vean sujetos estos, las cuales, en caso de ocurrir, se desprecian para el registro de la longitud de los tramos de núcleos.

$$RQD(\%) = 100 * \left(\frac{\text{longitud de los núcleos mayores de 100mm}}{\text{largo de la longitud muestreada}} \right)$$

Está normalmente aceptado que el RQD se establece en núcleos de cuando menos 50 mm de diámetro, recuperados con una perforadora de diamante de doble barril. Deere propuso la siguiente relación entre el valor numérico RQD y la calidad de la roca desde el punto de vista en la ingeniería.

Tabla 3 Calidad de la Roca de acuerdo al RQD, por Deere

RQD	Calidad de la roca
< 25%	Muy mala
25-50%	Mala
50-75%	Regular
75-90%	Buena
90-100%	Muy buena

El RQD tiene limitaciones en el caso de que haya fracturas con rellenos delgados de arcilla o de material meteorizado. Este caso se puede presentar cerca de la superficie donde la meteorización o las infiltraciones hayan producido arcilla, lo que reduce la resistencia a la fricción a lo largo de los planos de fractura.

Tomando en cuenta este parámetro y algunos otros más, se crearon otros parámetros de clasificación con el fin de determinar el tipo de estructura de

retención para túneles y demás obras en roca que se basaron principalmente en la valoración de las características y propiedades del macizo.

Cabe resaltar que estos métodos son en su mayoría empíricos y con ciertas limitantes que hoy en día no se han aclarado pero que son aplicables en obras actuales. Los más importantes métodos son el de Bartón (1974), el de Bienawski (70's y 80's) y el de Hoek y Brown (80's y actuales).

El primero, se basa en principalmente seis parámetros:

- R.Q.D.
- Número de familias de fracturas
- Rugosidad de las fracturas
- Alteración de las fracturas
- Agua en las fracturas
- Un factor relativo a la tensión

Con estos parámetros se designa un índice de calidad Q que se expresa de la siguiente manera:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} * \frac{J_r}{J_a} * \frac{J_w}{SRF}$$

Dónde: RQD = Rock Quality Design

J_n = índice de fractura

J_r = índice de rugosidad

J_a = índice de alteración

J_w = coeficiente debido a la presencia de agua

SRF = factor del estado tensional del macizo.

Para cada uno de estos factores existen diversas tablas de valoración las cuales se pueden consultar en el Anexo 1.1 de este trabajo, y mediante la información

obtenida en el muestreo y la exploración, se puede asignar un valor con el cual se procede a determinar el índice Q.

Con el valor de Q y la altura de desplante o de excavación, se entra a una gráfica propuesta por Barton en la cual uno puede encontrar en qué clasificación se encuentra el macizo y el tipo de estructura que se necesita para su estabilidad.

El método de Bieniawski se basa en trabajos de excavaciones subterráneas y túneles y toma en cuenta los siguientes parámetros:

Resistencia a la compresión simple

- RQD
- Espaciamiento de las discontinuidades
- Características de las discontinuidades
- Condiciones hidrogeológicas
- Orientación de las discontinuidades

Al igual que Barton este método se basa en un índice denominado RMR (Rock Mass Rating) el cual es una suma de seis parámetros similares a los de Barton y cuya valoración se traduce en tablas y que da como resultado una puntuación entre 0 y 100 y al igual se puede determinar el tipo de macizo y características así como su método de estabilidad con gráficas empíricas. Estas tablas se presentan en el Anexo 1.2

Hoek y Brown introdujeron un parámetro denominado GSI (Geological Strength Index) como herramienta también de su criterio de rotura que será abordado posteriormente. El GSI estima la reducción de la calidad del macizo rocoso para diferentes condiciones geológicas. Su objetivo es determinar las propiedades del macizo sin perturbaciones para poder evaluar su calidad y consideraciones necesarias. La fuerza de la masa de roca depende de los factores como la resistencia a la tensión de las superficies de los bloques definidos por las discontinuidades, su longitud continua y su alineación con respecto a la dirección de la carga.

Si el macizo contiene numerosas discontinuidades o están fuertemente articuladas puede analizarse como un medio isótropo y su fuerza se puede estimar apoyado en un enfoque de medio continuo. La resistencia a la falla se estima mediante el criterio de estos autores a partir de ciertas consideraciones y el GSI. Basta con caracterizar a ojo las propiedades e identificarlo en las tablas del Anexo 1.3 para obtener un valor de GSI.

Además de estos, existen una gran mayoría de clasificaciones las cuales incluso tienen un uso específico y características peculiares, pero los anteriormente abordados son los más generales y empleados en la actualidad.

2.3 Información Geológica y Geomecánica para cimentaciones.

Los datos geológicos son necesarios durante la etapa de anteproyecto mediante la exploración directa o indirecta como se mencionó anteriormente pero tomando en cuenta para el caso de cimentaciones, la información litológica, estratigráfica, la estructura del macizo y sus discontinuidades, la geomorfología, geodinámica externa e interna.

La geomorfología tiene por objeto el detalle del relieve terrestre que se considera en función de su génesis, morfología, edad y de la dinámica de los procesos actuales. La profundidad de esta información dependerá de: el tipo de obra en proyecto, su posición tectónica regional y las exploraciones indirectas realizadas anteriormente.

La geodinámica externa es la actividad de los agentes externos naturales que modifican el relieve que se desarrollan externamente en la corteza terrestre. Éstos pueden ser el agua, lluvia, viento, cambios climáticos, y la acción de la gravedad. La geodinámica interna toma aspectos que se originan bajo la corteza terrestre como el vulcanismo, los sismos, y rocas explosivas.

Los datos obtenidos durante la exploración geológica se presentaran con mapas y diagramas que contengan toda esta información detallada para evitar la presencia de imprevistos durante la construcción. En este aspecto es importante la información de las proyecciones estereográficas que son mapas donde se ubican las discontinuidades o familias de discontinuidades en un plano asociadas a un lugar conocido en el espacio y con esto caracterizar bien la dirección y magnitud de las mismas. Es necesario conocer para este tipo de proyecciones, el rumbo y echado de la discontinuidad o familia de discontinuidades para con esto representarla en un plano de acuerdo con una notación previamente definida. Las notaciones más comunes hacen referencia a una semiesfera en la que se ubica el polo de la discontinuidad así como la proyección de la misma. Con esta representación, se pueden inducir los posibles planos de falla del macizo rocoso. Los trazos de estas proyecciones no se analizarán a detalle pero se pueden consultar en la bibliografía de este trabajo.

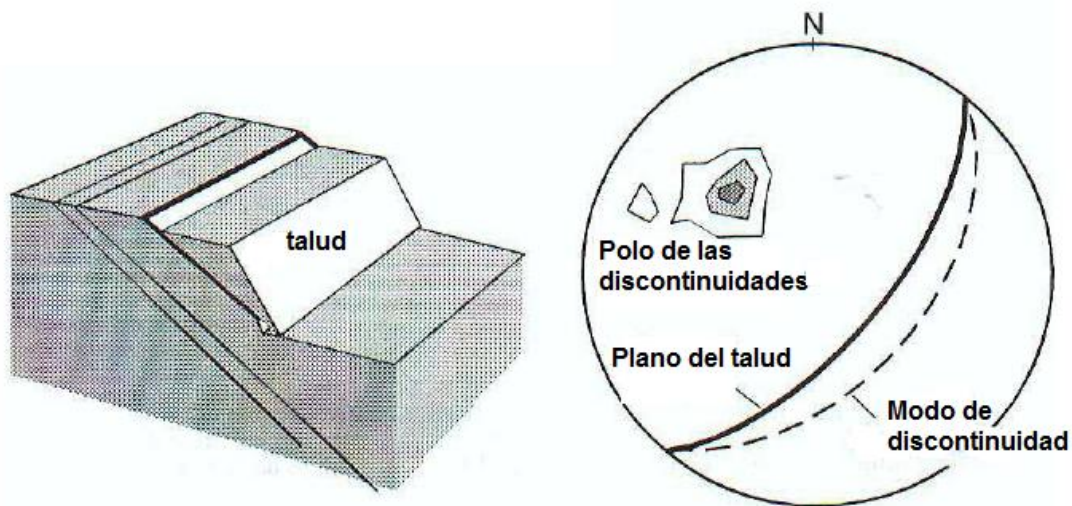


Figura 2.9 Ejemplo de proyección estereográfica

A partir de este y demás datos, también se puede llegar a la aplicación de las clasificaciones geomecánicas abordadas anteriormente que permitan estimar la calidad y los parámetros resistentes aproximados del macizo rocoso, en términos

de sus características. Para contemplar la caracterización del macizo es también necesario evaluar aspectos de su comportamiento mecánico como: la resistencia y deformabilidad, el comportamiento hidrogeológico y el estado de deformaciones.

En el caso de cimentaciones, básicamente es necesario conocer la planta y perfiles geológicos, en los que se especifique la distribución de las formaciones rocosas y la calidad de las mismas. Aunado a esto es necesario conocer también la cantidad de material de acarreo y de la zona erosionada o de mala calidad, así como la localización del nivel freático. También será necesario el conocimiento de las características de las discontinuidades como el número de familia de juntas, espaciamiento, orientación, apertura, rugosidad, ondulación y relleno de fisuras, fracturas y planos de estratificación que permitan una mejor interpretación de los resultados de las pruebas de deformabilidad de campo. Estas características se definen posteriormente en el capítulo 2.5.

Como parte del estudio hidrogeológico, deberá estudiarse la distribución y la localización de las corrientes de agua superficiales y la alterabilidad química y mecánica de la roca bajo la cimentación para localizar adecuadamente los sitios de desplante y diseñar el drenaje si fuera necesario.

2.4 Propiedades físicas y mecánicas de las rocas

Las propiedades índices de las rocas nos permiten caracterizar a una roca dentro de un grupo cuyas propiedades sean similares y compararlas con otras para evaluar su comportamiento y su valoración durante la clasificación y tratamiento que se le tendrá que dar en caso necesario. Este comportamiento, puede estudiarse tanto microscópicamente cuando se analizan las propiedades de los minerales que componen la roca, como macroscópicamente cuando se analiza ya en conjunto sin importar la cantidad o porción de minerales que se tengan.

2.4.1 Propiedades físicas

Las propiedades físicas son más que nada de carácter cualitativo y con ellas se busca caracterizar a una roca de manera superficial y detallada, entre éstas podemos encontrar:

Composición mineralógica, estructura y textura

Según se desprende de la definición de roca, ésta está constituida por minerales. A pesar de que existe una gran cantidad de ellos, se puede decir que en las rocas sólo se encuentran poco más de treinta de ellos entre los que destacan; los feldespatos, la mica, cuarzo, calcita, caolinita dolomita y augita entre otros.

Las rocas cuyo cementante es el cuarzo son las más resistentes, seguidas por aquellas cuyo cementante es la calcita y los minerales ferromagnesianos. Las rocas menos resistentes son las que tienen cementantes arcillosos.

Más del 90% de los minerales que forman las rocas son silicatos. Los feldespatos son los silicatos más abundantes que forman las rocas, son no ferromagnesianos, no metálicos. Los feldespatos constituyen cerca del 54% de los minerales de la corteza terrestre. El cuarzo se presenta de color humo a incoloro aunque a veces se presentan colores púrpura, amatista, rojizo o rosado. Otros minerales que forman las rocas son: óxidos minerales, sulfuros minerales, carbonatos y sulfatos minerales.

Para determinar la composición mineralógica de una roca, es necesaria la realización de estudios petrográficos mediante el análisis de una lámina delgada con un microscopio petrográfico, rayos X u otras técnicas. La muestra de roca para un ensayo petrográfico debe ser de alrededor de 10x10x10cm.

La estructura es un aspecto macroscópico de la roca o del macizo rocoso que aplica características especiales como posición, distribución de juntas, fracturas, estratificación, cavidades, rasgos geológicos, etc.

La textura es la apariencia física general o carácter de la matriz rocosa, incluyendo los aspectos geométricos y las mutuas relaciones entre partículas o cristales componentes. Agrupa todo aquello que no es visible a simple vista.

Peso volumétrico

Se define así a la relación entre el peso de la muestra entre el volumen de la misma

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m}$$

La determinación del peso y el volumen se hace con base en una muestra cilíndrica en estado natural pesándola en aire, suspendida de una balanza y luego pesándola en mercurio puesto que se supone que la roca es impermeable al mercurio.

Relación de vacíos

Se define como la relación entre los volúmenes que hay entre los vacíos y los sólidos de una roca.

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

Contenido de agua

Se expresa como el porcentaje de agua existente en una roca en comparación con su peso en estado seco.

$$W(\%) = \frac{W_{agua}}{W_{seco}} \times 100$$

Permeabilidad

La permeabilidad es la facilidad de paso de un fluido a través de un material. Se obtiene mediante ensayos de laboratorio en una aparato llamado permeámetro. Se puede calcular mediante la fórmula de Darcy

$$q = k * i * A$$

Dónde; k = constante de permeabilidad i = gradiente hidráulico A = área

En el caso de macizos rocosos existen dos tipos de permeabilidad, la primaria y la secundaria. La primera tiene que ver con la porosidad propia de la roca, y el grado de absorción, y la segunda es debida a las fracturas o discontinuidades que tiene el macizo rocoso. Existen diferentes métodos para determinar la permeabilidad secundaria y la mayoría de ellos requieren de trabajo de campo y análisis que pueden arrojar resultados pocos certeros pero significativos y cualitativos para el diseño de una estructura de cimentación o una posible excavación.

Ejemplos de estos son las pruebas de Lefranc y Lugeon que básicamente consisten en dejar pasar cierta cantidad de agua al macizo y medir el tiempo de infiltración para determinar la velocidad. La prueba Lefranc se ejecuta en materiales granulares o roca muy fracturada, la rige la ley de Darcy, en cuanto al flujo de agua a través de medios porosos, y puede ser de carga de presión o flujo variable o de carga de presión o flujo constante. Proporciona la permeabilidad en unidades de longitud contra tiempo (cm/seg), velocidad de flujo.

La prueba Lugeon se ejecuta en macizos de roca fracturada, bajo diferentes cargas o presiones constantes cada una, siguiendo escalones ascendentes y descendentes desde 0 hasta 10 kg/cm², o poco más. Proporciona un valor de la capacidad de absorción de agua por el medio, bajo presión, expresada en litros/minuto/metro de sondeo. A la unidad de gasto por unidad de longitud del barreno, que ocurre al aplicar una presión de 10 kg/cm², durante 10 minutos, se le denomina Unidad Lugeon, la cual corresponde, aproximadamente, a 1,3 x 10⁻⁵ cm/seg.

Porosidad

Es la relación entre el volumen de vacíos y el volumen de la muestra

$$n = \frac{V_v}{V_m}$$

La porosidad en la mayoría de las rocas queda comprendida entre 0.1 y 20 por ciento. Las rocas sedimentarias y las rocas ígneas extrusivas alcanzan valores altos de porosidad, mientras que las rocas ígneas intrusivas muy bajos.

Las rocas muy porosas tienen oquedades equidimensionales aproximadamente esféricas producto del desprendimiento de gases o disoluciones por agua meteórica, en cambio las de porosidad reducida están surcadas por discontinuidades alargadas producto de los esfuerzos inducidos por dilatación térmica diferencial de los minerales y también por efectos tectónicos.

Alterabilidad y grado de alteración

La primera es la capacidad de la roca para alterarse en el futuro, bajo las condiciones ambientales predominantes en el sitio, dicho de otra forma, es el potencial de la roca para intemperizarse con el tiempo.

Las rocas, al estar sometidas a la acción agresiva del ambiente, llegan a sufrir modificaciones en su estructura lo que quiere decir que se alteran. El grado de alteración, es un parámetro con el que se trata de definir el estado presente de la roca. Se puede medir el grado de alteración con el método usado por Krynine y Judd con la siguiente fórmula

$$i(\%) = \frac{P_2 - P_1}{P_1} * 100$$

Dónde: P_2 = peso de la muestra sumergida en un tiempo t

P_1 = peso de la muestra secada en horno a 105°C

Velocidad de onda

Es la velocidad a la que una onda puede disiparse en una roca. Es de gran importancia en los métodos geofísicos y sirve para cuantificar el grado de fisuración o meteorización de la roca.

Anisotropía

Un material es isótropo, cuando se comporta de la misma manera, sea cual sea la dirección analizada dentro del cuerpo. Es decir, los módulos o parámetros son iguales en cualquier dirección. Un material es anisótropo cuando su comportamiento depende de la dirección considerada en el interior del cuerpo. Los macizos rocosos al presentar discontinuidades y al haberse formado de forma peculiar y no homogéneamente, se consideran medios anisótropos.

2.4.2 Propiedades mecánicas de las rocas

Las propiedades mecánicas son de tipo cuantitativo, permiten predecir el comportamiento mecánico de los macizos rocosos y son los que alimentan a los modelos de predicción matemática para conocer el comportamiento de las estructuras que se construyen sobre macizos rocosos. Las principales propiedades mecánicas son:

Dureza

Es una característica que depende de los minerales que constituyen a la roca y de la fuerza de sus enlaces. Cuanto mayor sea la dureza de la roca, mayor será su calidad como cemento, como material para concretos o de soporte. También a mayor dureza, se tienen dificultades de extracción y excavación. Mohs propone una escala de dureza asociada al tipo de mineral que rige en la roca y que se muestra a continuación.

Tabla 4 Escala de dureza de minerales Mohs

Escala de dureza	Material
I	Talco
II	Yeso
III	Calcita
IV	Fluorita

V	Apatita
VI	Ortoclasa (feldespato)
VII	Cuarzo
VIII	Topacio
IX	Corindón
X	Diamante

Elasticidad y Deformabilidad

La elasticidad es la propiedad que posee un material de recobrar su forma y tamaño. Si el material recobra completamente su estado inicial después de cargarlo y descargarlo se dice que es perfectamente elástico. La deformabilidad se refiere al cambio de forma que llega a sufrir una roca al ser sometida a una carga así como su cambio de volumen. Puede medirse si hacemos referencia a la longitud de una línea situada dentro de la roca o a la variación del ángulo de fricción entre dos líneas. La deformación se produce cuando un material está sujeto a un esfuerzo provocado por fuerzas de superficies externas, de tipo gravitatorio u otras causas.

Las constantes de estos parámetros son: módulo de deformación o módulo de Young $[E]$ y la relación de Poisson $[\mu]$.

Para conocer las deformaciones de la roca bajo cargas, es necesario evaluar el módulo de deformación, $[E]$. Para una misma roca, se tienen diferentes módulos dependiendo de la formación geológica de la roca, del tipo de roca, de la porosidad, del tamaño de sus partículas, del contenido de agua; así como de su origen.

El efecto de anisotropía de las rocas provoca que el módulo $[E]$ sea mayor cuando se determina en sentido perpendicular a la estratificación o de la fisuración que en el sentido paralelo. El módulo de deformación puede aumentar considerablemente mediante la inyección de lechadas.

Es complicado saber a ciencia cierta cuál es el módulo de deformación de un macizo rocoso ya que en el laboratorio sólo se mide este parámetro pero para la roca intacta y éste varía mucho de ser aproximado por el efecto escala antes mencionado. Existen pruebas de campo mediante las cuales se puede tener una aproximación, pero estas son muy costosas y en ocasiones dejan igual la incertidumbre al medirse en diferentes direcciones y arrojar en muchos casos, resultados muy variados. Algunos de estos métodos son el de presiómetros o el del gato plano.

Existe un método empírico para determinar $[E]$, que relaciona los factores como el RQD, el RMR y la Q de Barton.

Cuando se utiliza el RQD se emplea la siguiente expresión: [Deere 1969]

$$E [GPa] = [0.0231(RQD) - 1.32]E_{t150}$$

Dónde E_{T150} = módulo tangencial al 50% obtenido en laboratorio

Cuando se utiliza el RMR. [Serafim y Pereira 1983]

$$E[GPa] = 10 \frac{RMR-10}{40}$$

Con Q de Barton, se pueden calcular tres diferentes tipos de módulos, el promedio, el mínimo y el máximo. [Barton 1983]

$$E(\text{med})[GPa] = 25 \log Q$$

$$E(\text{min})[GPa] = 10 \log Q$$

$$E(\text{máx})[GPa] = 40 \log Q$$

Plasticidad

La plasticidad de un material sólido es la propiedad de deformarse continua y permanentemente; es decir, la propiedad de cambiar de forma sin que se presente la rotura bajo la acción de un esfuerzo que excede del límite de fluencia del material. La plasticidad de un material está caracterizada por la existencia de un

punto de fluencia por encima del cual aparecen deformaciones permanentes. Un macizo rocoso puede considerarse plástico en ciertas condiciones cuando el estado de las continuidades no sea el que gobierne en sí al mismo macizo, ya que de lo contrario el comportamiento puede diferir mucho de ser plástico.

Resistencia

Se define a la resistencia como la capacidad que tiene la roca para soportar la presencia de cargas externas sobre su superficie, comúnmente ésta se representa mediante esfuerzos que básicamente son tres; de compresión, de tensión y cortante. La roca puede presentar resistencia a la compresión y resistencia al esfuerzo cortante, la resistencia a la tensión en cambio puede despreciarse, como consecuencia, las estructuras que han experimentado tensiones no se construyen en material rocoso, sino de otros materiales para ellos apropiados, como el concreto o el acero.

La resistencia de una roca está gobernada entre otras cosas por la composición mineralógica, dureza de los minerales y durabilidad de la roca.

El valor de la resistencia a la compresión se puede obtener mediante una prueba de laboratorio que consiste en aplicar a ciertos especímenes de roca cargas axiales sin confinamiento y suelen ser cilindros de 2.5 a 7.5 cm de diámetro y altura igual a dos diámetros.

Se procura que los especímenes provengan de una zona competente y sin fracturas ya que en esta etapa solo se evalúa para la roca en sí y no para el macizo rocoso. La resistencia del espécimen es el valor del esfuerzo bajo en el cual el material falla. Se suele calcular el valor de la resistencia a la compresión simple en Megapascales [MPa] o en $[\text{kg}/\text{cm}^2]$ y esta suele variar de 5 a 400 MPa. Algunos valores de resistencia que presentan algunas rocas se reflejan en la tabla 5 [CFE 1979].

Tabla 5 Resistencia a compresión de acuerdo a su condición

Resistencia (MPa)	Condición	Descripción
5 a 20	Muy débil	Sedimentarias alteradas y débilmente compactadas
20 a 40	Débil	Sedimentarias y esquistos débilmente cementados
40 a 80	Resistencia media	Sedimentarias competentes; rocas ígneas cuarzosas de densidad un poco baja
80 a 160	Resistencia alta	Ígneas competentes, metamórficas y algunas areniscas de grano fino
160 a 320	Resistencia muy alta	Cuarcitas; rocas ígneas densas de grado fino

Mediante pruebas triaxiales se pueden obtener la envolvente de falla que nos da la ley de resistencia de la roca y con las pruebas de tensión directa e indirecta se obtiene la resistencia a la tensión del espécimen de roca. Las pruebas antes mencionadas se realizan igual que un espécimen de suelo y en el caso de la tensión de un cilindro de concreto.

Para determinar la resistencia al corte se toman en cuenta las discontinuidades que presente en las cuales es más posible que la roca falle. La prueba de corte directo se realiza aislando un espécimen prismático de roca del macizo el cual debe estar limitado en su cara inferior por una discontinuidad. Sobre la cara de la muestra se ejerce una fuerza constante mientras se aplica un esfuerzo tangencial que induce la falla del bloque.

Para conocer la resistencia del macizo, es necesaria la realización de pruebas *in situ*, las cuales se llevan a cabo en socavones o galerías de prueba. Existen diferentes métodos y procedimientos los cuales básicamente dependen del equipo con el que se cuente para la realización de estas pruebas.

A diferencia de los suelos, la roca no suele analizarse por el criterio de resistencia a corte de Mohr-Coulomb ya que se ha descubierto mediante pruebas *in situ* y de laboratorio que no es precisamente una recta la que nos da el plano de rotura sino una especie de parábola, por lo que se recomienda un criterio como el de Hoek y Brown

Hoek y Brown introdujeron su criterio de rotura en un intento de proporcionar los datos de partida para el análisis necesario en el diseño de excavaciones subterráneas en roca competente. El criterio se deduce de pruebas de roturas frágiles de rocas intactas. El método también se basa en el ajuste de una relación lineal del criterio de Mohr-Coulomb por el método de mínimos cuadrados. [Hoek-Carranza]

La expresión que describe a este método es la siguiente:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left(m \left(\frac{\sigma_3}{\sigma_c} \right) + s \right)^a$$

Dónde: σ_1 y σ_3 son los esfuerzos efectivos mayor y menor de rotura

σ_c = resistencia a la compresión intacta

m y s son parámetros del material

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-\frac{GSI}{15}} - e^{-\frac{20}{3}} \right)$$

Para estimar el valor de los parámetros m se requiere de tablas generalizadas presentadas por Hoek y que se encuentran en el anexo 1.3.

La resistencia a la compresión simple de un macizo puede ser determinada semiempíricamente con este criterio haciendo el esfuerzo principal menor σ_3 igual

a cero por lo que lo que resulte σ_1 se puede considerar como la resistencia uniaxial del macizo.

2.5 Discontinuidades del Macizo

Las discontinuidades y deformaciones que se presentan en los distintos materiales de la corteza terrestre, son el resultado de los esfuerzos a los que están sometidos durante los largos periodos de actividad. Estas deformaciones muestran aspectos diferentes, en función del estado en que se encuentre la roca en el momento en que es sometida a esfuerzos. Una roca bien consolidada y de comportamiento frágil tenderá a romperse mientras que una de comportamiento dúctil se plegará.

Se dice que el comportamiento frágil se da cuando la capacidad de la roca para resistir a una carga, disminuye mientras que la deformación aumenta hasta que se presenta de manera súbita el rompimiento o desintegración y de manera catastrófica, sin haber presentado muestras de debilitamiento o fracturación.

Cuando es dúctil, se puede soportar una deformación permanente sin perder su capacidad de carga y con presencia de grietas antes de fallar. El comportamiento en rocas es la mayoría de las veces frágil cuando es muy competente debido a las presiones de confinamiento y a las temperaturas que se encuentran generalmente en las obras de ingeniería.

Existe una amplia gama de discontinuidades en los macizos rocosos, las cuales se describen a continuación.

Fracturas

Se entiende por estos términos a todas las deformaciones planas en las cuales no se ha producido movimiento alguno a favor de un plano de rotura. Entran en este conjunto tanto pliegues, diaclasas y juntas.

Los pliegues son ondulaciones del terreno formadas por el movimiento de rocas sometidas a una presiones laterales, que se produce a causa de fuerzas tectónicas las cuales causan esfuerzos de compresión. Se presentan generalmente en rocas sedimentarias o metamórficas, en el caso de las rocas ígneas, este fenómeno solo ocurre cuando el enfriamiento del magma ocurrió en un estado viscoso ondulatorio por lo que no es muy común.



Figura 2.10 Pliegue en macizo rocoso [im2.10]

Las juntas o diaclasas son discontinuidades que comúnmente aparecen en familias o grupos y que van asociados a la presencia de una falla pero no tienen movimiento singular o específico sino más bien dependen de los movimientos generales tectónicos de las fallas.

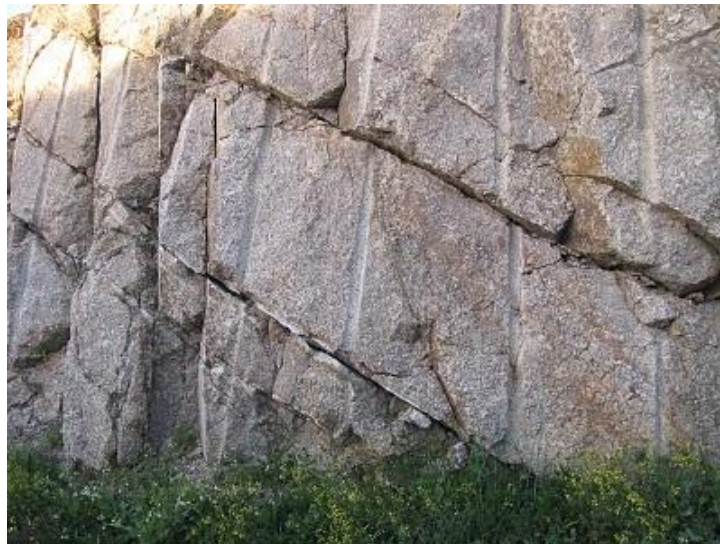


Figura 2.11 Imagen esquemática de un macizo con juntas claramente visibles [im2.11]

No todas las fracturas tienen carácter u origen tectónico, ejemplo de ello son las grietas de retracción debidas al enfriamiento de ciertas rocas volcánicas, que da lugar a la disyunción columnar que pueden presentar los basaltos, o las grietas de desecación que se producen en las arcillas y limos cuando pierden humedad y se contraen.

Un sistema de fracturas puede tener gran influencia en obras de ingeniería civil, ya que representa una zona de debilidad en el macizo, tanto en su resistencia como en su permeabilidad como se había comentó en este tema.

Las características principales que se toman en cuenta en una fractura son:

- Orientación
- Espaciamiento o espesor
- Persistencia
- Forma
- Relleno
- Rugosidad

La *orientación*, se expresa mediante la dirección o rumbo y el echado. El rumbo se define como la dirección del ángulo que se forma entre la recta de intersección del plano de fractura con un plano horizontal. La dirección y echado se mide con una brújula de geólogo.

El *espaciamiento*, es la distancia perpendicular existente entre dos fracturas contiguas pertenecientes a una misma familia. Generalmente, salvo que haya puntos de gran densidad que resalte, se suele dar un valor de espaciamiento promedio.

El conocimiento del espaciamiento sirve para determinar el tamaño de bloque que se formará a favor de ellas, lo cual permite definir el tratamiento a dar en la zona de obra.

Se puede considerar una posible clasificación a los espaciamientos de la siguiente manera y de acuerdo a la International Society of Rock Mechanics:

1. Extremadamente cerca < 20 mm
2. Muy cercanas de 20 a 60 mm
3. Cercanas de 60 a 200 mm
4. Moderadamente espaciadas de 200 a 600 mm
5. Espaciadas de 200 a 2000 mm
6. Muy espaciadas de 2000 a 6000 mm
7. Extremadamente espaciadas mayores a 6000mm

La *persistencia* se mide tanto en superficie como en profundidad y puede ser muy variable. En la mayoría de los casos la persistencia de la fractura en profundidad es imposible de detectar. En superficie suele ser más fácil, pero frecuentemente la presencia de vegetación limita la observación y medición.

La *forma* más general es la de una superficie próxima a un plano aunque tenga presencia de ondulaciones u otras anomalías.

Los *rellenos* pueden ser muy diversos y complejos ya que en ocasiones suelen aparecer dos o más tipos de materiales de distinto grado de consolidación. Los factores que influyen en el relleno son: la mineralogía, el tamaño, alteración, consolidación, cementación, contenido de agua y espesor.

La *rugosidad* es una característica de influencia en el esfuerzo cortante que es determinante en la caracterización mecánica de un macizo rocoso.



Figura 2.12 Macizo rocoso con gran variedad de fracturas[im2.12]

Fallas

Las fallas son roturas de la roca a lo largo de las cuales se producen movimientos relativos que generan un plano denominado plano de falla que se caracteriza por tener una dirección y echado al igual que las fracturas.

En muchas ocasiones las fallas de gran longitud suelen ir acompañadas de otras menores paralelas a ellas de menor magnitud que en conjunto pueden dar lugar a un desplazamiento notable y por su proximidad a efectos prácticos, pueden ser considerados como única.

El conjunto constituido por la falla principal, las asociadas, las fracturas relacionadas con el fallamiento y los posibles rellenos constituyen la zona de falla.

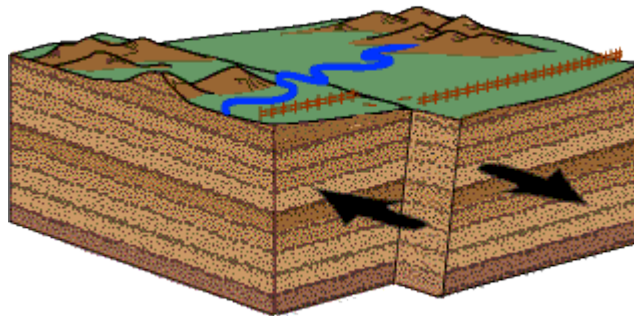


Figura 2.13 *Falla y comportamiento [im2.13]*

El movimiento de una falla puede ser significativamente complejo y haberse producido en etapas distintas. Debido a estos movimientos se caracteriza a una falla como activa, si es que presentó actividad diez mil años atrás, o no activa si los movimientos presentados datan de muchos años atrás.

La identificación de una falla puede ser fácil cuando se trata de rocas sedimentarias y se cuenta con un buen punto de observación, pero si no existen superficies claras de observación se puede recurrir a la fotografía aérea.

En términos generales, una falla representa una zona de debilidad en el macizo, lo cual implica una serie variada de problemas: un posible cambio del tipo litológico y un camino para filtraciones.

En una cimentación, una falla implica un área de peor calidad en el cimiento en caso de presentar un relleno competente o una zona amplia de falla. Se debe o bien apuntalar esta zona o sanear cubriendo con concreto o malla. En el caso de las presas, se debe cuidar que la falla no sea un camino de filtración.

Cavidades

Son accidentes geológicos producidos por la presencia de agua o por peculiaridades desde la formación. De forma simple se pueden definir como huecos presentes a cierta profundidad de un macizo rocoso. Se presentan por lo general en rocas sedimentarias al ser éstas las de mayor absorción y permeabilidad. También estas cavidades pueden ser debidas a las actividades humanas como la minería o la extracción de agua que genera procesos químicos que a la larga van desgastando el macizo rocoso y provoca que se presenten este tipo de discontinuidades. En cimentaciones, las cavidades son el problemas más grave que se puede presentar en un terreno, más si éstas son de gran tamaño o de profundidades grandes. Es por eso que el tratamiento debe ser el adecuado y de una manera que resulte económica para la obra.



Figura 2.14 Cavidad en macizo [im2.14]

Capítulo 3

3. Tratamiento de macizos rocosos

Las obras que se realizan en roca por lo general requieren del empleo de soportes artificiales o tratamiento para sostener las estructuras y contrarrestar el esfuerzo que se ejerce sobre el macizo. Para realizar un tratamiento adecuado, es necesario evaluar la magnitud de la obra y las necesidades específicas que se requerirán del terreno, además de saber seleccionar un tratamiento eficiente tanto estructural como económicamente viable.

Además, el tratamiento se debe hacer para garantizar que el macizo trabajará en conjunto y con las mejores condiciones que pueda presentar éste, para así evitar que fenómenos extraordinarios den paso a una falla o colapso de la obra.

Los métodos de tratamiento más utilizados en obras generales en roca son; la inyección de diferentes tipos de mortero o lechada, el uso de anclas, algunos elementos de protección para caídos como las mallas de acero o el uso de geosintéticos y en ocasiones también se juega con las propiedades hidráulicas con el fin de liberar esfuerzos y reducir cargas mediante el uso de drenes. En el caso de cimentaciones el tratamiento más utilizado son las inyecciones por consolidación e impermeabilización del nivel de desplante y el anclaje y drenaje de taludes naturales afectados por la cimentación.

Las fases que se realizan para poder dar un tratamiento adecuado al macizo rocoso son:

- Remoción de la vegetación, troncos, raíces y capa vegetal del suelo así como limpieza de fracturas y oquedades
- Excavación de roca de mala calidad donde se presenten características de deformabilidad alta y resistencia baja

- Inyección con mortero en oquedades visibles y detectadas en estudios previos
- Si lo requiere se deben tomar otros tratamientos para la estabilidad y con el fin de tener un terreno uniforme.

Estos últimos tratamientos se detallarán a lo largo de este capítulo de manera general y específica para el caso de cimentaciones.

3.1 Inyecciones

Las formaciones rocosas pueden reforzarse con algún cementante, el más conocido es el mortero o la lechada, cuando existen huecos o discontinuidades tales como cavernas, grietas o juntas. La idea con esto es aportar un material fino de alta resistencia para llenar estas discontinuidades y así tener un terreno firme y continuo y que, a la hora de aplicarle los esfuerzos, se eviten problemas de deformación y permeabilidad que provocan dichas discontinuidades.



Figura 3.1 Inyección en roca [im3.1]

En presas, a menudo se requiere de inyecciones para sellar los canales que existen entre los planos de fractura y a lo largo de planos de falla. Los túneles pueden requerir mallas con inyecciones para disminuir el paso del agua hacia el paso previamente de la perforación.

Se debe tomar en cuenta, que cuando se realiza una inyección en alguna discontinuidad por donde circula agua, no se debe usar un mortero convencional, ya que el paso de agua altera las condiciones del concreto y no se tienen los resultados esperados, por lo que el diseño debe ser adecuado y tomando en cuenta las características hidráulicas y geológicas.

Los requisitos del mortero varían de un trabajo a otro, pero en general, deben ser de grano lo suficientemente fino para pasar por las aberturas muy pequeñas y grietas muy cerradas; debe ser además suficientemente fluido para poder ser bombeado.

Cuando se trata de inyecciones a profundidades pequeñas y de presiones muy bajas, la inyección puede ser directa y en una sola etapa, pero debe tenerse cuidado de no levantar los estratos cuando se aumenta la presión. Cuando existen formaciones muy estratificadas y se tienen presiones altas que puedan abrir o levantar la formación superior, la inyección se deberá realizar por etapas. Cada etapa consiste en inyectar y consolidar las uniones de las capas superiores a baja presión y los estratos inferiores a presiones mayores.

Para el caso de cimentaciones, las perforaciones para inyecciones van de los 5 a 20 m dependiendo de la altura de la obra y las características del macizo, posteriormente se hace la inyección de arriba hacia abajo por el método descendente. Las perforaciones son normales a la familia principal de las discontinuidades y se debe tomar en cuenta la cantidad de concreto a inyectar para evitar presiones mayores que debiliten el macizo y reduzcan su capacidad de carga.

Existen dos criterios respecto a las inyecciones de consolidación, el primero utilizado en Estados Unidos señala que la presión no debe exceder un valor del orden del peso unitario de la cubierta al nivel que se inyecta ya que de lo contrario, podría provocar daño al macizo con gasto inútil de cemento al abrir con la presión las discontinuidades. El segundo criterio, usado en Europa, a diferencia del anterior, asegura que abriendo elásticamente las discontinuidades se facilita la

entrada de cemento, de modo que cuando la presión se retire y el macizo tienda a recuperar la deformación impuesta se producirá una mejor y más amplia compactación de los espacios abiertos. También este método puntualiza que es muy difícil y costoso lavar las diaclasas y otras discontinuidades de los materiales que las rellenan, sólo utilizando presiones altas se puede penetrar con el cemento para mejorar la calidad del macizo.

Las mezclas de inyecciones pueden ser de dos tipos; estables e inestables.

- Mezclas estables: son aquellas en que los granos de cemento se mantienen en suspensión por un periodo de tiempo largo. Se mide la estabilidad por la cantidad de agua libre que se acumula en la superficie de la mezcla para un determinado tiempo. Cuando el porcentaje de agua libre es igual o menor que el 3% de la altura original alcanzada por la mezcla en dos horas, se dice que la mezcla es estable.
- Mezclas inestables: son aquellas en que los granos de cemento no se mantienen en suspensión por un periodo largo. Su estabilidad se mide de la misma forma que para las estables y cuando el porcentaje es mayor que el 3% de la altura original alcanzada por la mezcla en dos horas, se dice que la mezcla es inestable.

En algunas ocasiones es necesario realizar pruebas de inyección *in situ* con el objeto de determinar las características de inyectabilidad del macizo rocoso que permitirán realizar un diseño del tratamiento más apegado a las condiciones geológicas del terreno.

A pesar de que sea evidente que existe una gran cantidad de mortero y que este puede ser el que gobierne el macizo, siempre se deberá realizar el diseño con los parámetros del material más desfavorable, que en el caso de rocas blandas sería la roca en sí y en rocas de gran resistencia, las propiedades del mortero serán las que tomen mayor relevancia.

3.2 Anclaje

El anclaje es un tratamiento que se usa a menudo para la estabilización de una excavación o un talud de roca. Anteriormente se usaban anclas convencionales de madera o acero que no tenían en sí un análisis fijo ni un fundamento lógico, pero los resultados para la estabilidad solían dar resultado, aunque se interfería en muchas ocasiones con el avance del proyecto ya que la excavación y los trabajos se tenían que adaptar a la instalación de ellos.

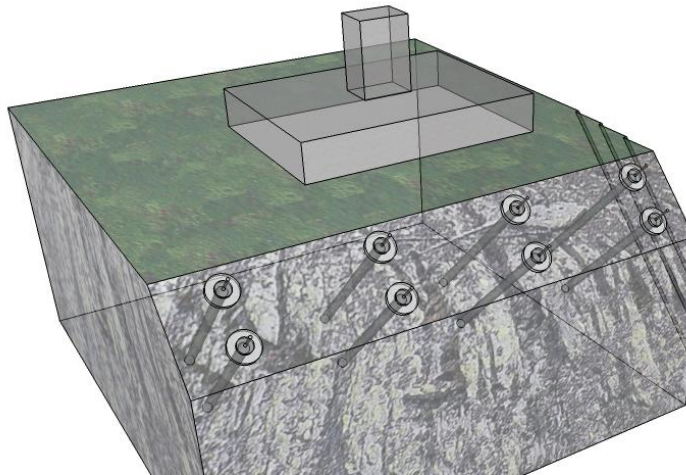


Figura 3.2 Representación de anclaje en roca

Actualmente existen sistemas de anclaje mecánicos que en general tienen por objeto el aplicar al macizo rocoso fuerzas de restricción a los taludes o excavaciones principalmente inestables.

Estos sistemas de anclaje pueden ser en general de dos tipos: tensado o de fricción. La elección de cualquiera de estos dos sistemas depende básicamente de la experiencia y preferencias del constructor o diseñador y las cualidades del macizo rocoso. Cuando se colocan anclas cerca de las limitaciones de los modos permisibles de deformación, se corre el riesgo de un desempeño insatisfactorio en el sistema o del fracaso total del mismo.

Tanto tensado o de fricción, los sistemas de anclaje son adecuados para la reducción de los deslizamientos de falla en los cimientos en roca.

La mayor parte del material y equipo necesario para el diseño y colocación de anclas, es típicamente el mismo que se utiliza para las investigaciones *in situ* o los de cualquier investigación para la cimentación.

El sistema de anclaje tensado es prácticamente el más usado universalmente debido a la gran capacidad a soportar fuerzas de tensión y al mejoramiento que produce en el medio donde se coloca. Al tensionar, se necesita alguna forma de fijación para sujetar la extremidad del perno en el terreno que en general puede ser lechada o mortero alrededor de la ancla para que la carga sea transferida desde el elemento de tensión hasta la lechada de cemento que rodeara el macizo rocoso.

A estos tipos de anclas se les suele inyectar algún tipo de resina o lechada de cemento para fijar el ancla y aumentar los esfuerzos sobre el macizo. La elección del material de inyección dependerá del tipo de roca. En rocas de mala calidad se suelen utilizar resinas y en las de buena calidad se utiliza mortero o concreto.

Estos sistemas son efectivos en distintos tipos de roca y relativamente económicos, además que proporcionan una alta resistencia aunque en situaciones complejas donde intervienen factores climáticos, los costos pueden ser elevados debido a la resina que suele inyectarse.

Las anclas pueden tensarse al aplicarse un calibrador de torsión a la tuerca o por tensión directa sobre el perno.

Los anclajes de fricción, consisten en una varilla de acero incrustada en un orificio lleno de mortero o lechada. Este tipo de anclas proporcionan resistencia positiva a la dilatación dentro de una masa de roca y a lo largo de las superficies de contacto potencialmente inestables. Debido a la sencillez de su estructura e incluso de su colocación, no es recomendable su uso en grandes obras por lo que su uso se

limita a ciertas excavaciones de poca profundidad o estabilización de taludes no prolongados.

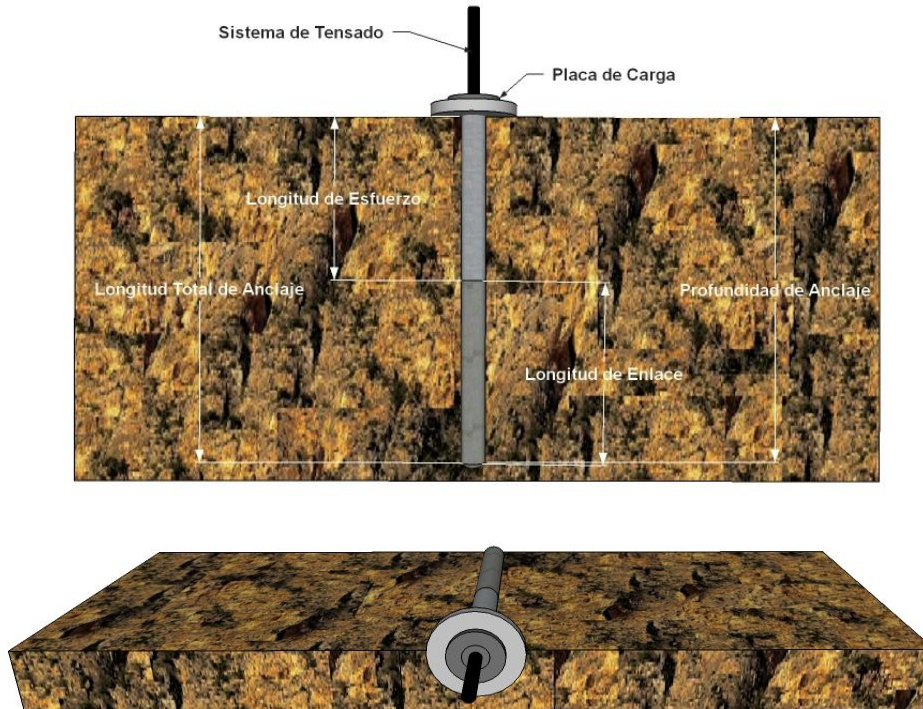


Figura 3.3 Representación de un ancla y sus partes

En el análisis se usa el estado límite de equilibrio, considerando las fuerzas que actúan sobre la masa de roca por estabilizar, o a la que se le requiere mejorar su estabilidad, suponiendo mecanismos potenciales de desprendimiento de la masa de roca ante la posibilidad de deslizamientos a través de las discontinuidades que la afectan. El cálculo se realiza considerando la masa de roca como un cuerpo libre sujeto a diferentes fuerzas, entre ellas la del anclaje, utilizando un factor de seguridad adecuado al caso.

Estos análisis incluyen la determinación de las cargas de anclaje, el espaciado, la profundidad y la vinculación entre anclas.

Es importante determinar un factor de seguridad adecuado para el sistema de anclaje que será el que regirá los parámetros del diseño y el cual se determina

tomando en cuenta las cargas de anclaje, la profundidad de anclaje, la cohesión de la roca entre otros parámetros.

Para el cálculo de la profundidad de anclaje, se toman en cuenta seis diferentes casos que se describen a continuación [Department of the Army 1994]

1. Ancla individual en roca competente
2. Fila de anclas individual en roca competente
3. Múltiples filas de anclas en roca competente
4. Ancla individual en roca fracturada
5. Fila de anclas individual en roca fracturada
6. Múltiples filas de anclas en roca fracturada

Las expresiones de cálculo se toman en cuenta de acuerdo a la siguiente tabla

Tabla 6 Cálculo de profundidad de anclaje [Basado en Department of the Army]

Caso	Expresión para profundidad de anclaje [D]	Parámetros
1	$D = \left[\frac{(FS)(F)}{c\pi} \right]^{\frac{1}{2}}$	D= profundidad FS=Factor de Seguridad F= Fuerza del ancla c= cohesión del macizo
2	$D = \left(\frac{(FS)(F)}{cs} \right)$	s= distancia vertical entre anclas

3	$D = \frac{(FS)(F)}{\gamma \partial s}$	γ = peso volumétrico de la roca ∂ = distancia horizontal entre filas s = distancia vertical entre anclas
4	$D = \left(\frac{3(FS)(F)}{\gamma \pi} \right)^{1/3}$	
5	$D = \left(\frac{(FS)(F)}{\gamma s} \right)^{1/2}$	
6	$D = \frac{(FS)(F)}{\gamma \partial s}$	

Para las primeras dos expresiones se recomienda utilizar un mínimo factor de seguridad de 1,5. Todos los otros cálculos de profundidad de anclaje deben utilizar un mínimo factor de seguridad de 4,0. [Department of the army]

Las expresiones anteriores, presentadas para el análisis del sistema de anclaje, asumen una unión suficiente del ancla a la roca de tal manera que no se produzcan fallas en el macizo rocoso. El uso de anclajes inyectados se ha convertido en el más convencional de los sistemas de refuerzo de roca. El diseño de los anclajes inyectados debe, por lo tanto, asegurarse contra fallo entre el anclaje y la lechada, así como, entre la lechada y la roca. La experiencia ha demostrado que el enlace desarrollado entre el anclaje y la lechada es típicamente dos veces el que se desarrolló entre el mortero y la roca. Por lo tanto, se debe dar un énfasis principal en el diseño y el análisis sobre la interfaz de lechada y la roca. Para perforar directamente anclajes de lechada, la fuerza de anclaje que puede ser desarrollada depende de la tensión de adherencia, que se describe como sigue:

$$F = \pi d L \tau$$

$$\tau = 0.5\tau_{ult}$$

Dónde:

d = diámetro efectivo de la perforación

L = longitud de la lechada o longitud de enlace (no más de 3m)

τ = fuerza de adherencia

τ_{ult} = fuerzza de adherencia última a la falla

Los valores de la fuerza de adherencia última son determinados por las pruebas de resistencia al corte de la roca o se toma la décima parte de la prueba de compresión uniaxial cuando este sea menor de 4.2 MPa según Littlejhon (1977).

3.3 Drenaje

Uno de los mayores problemas que se presentan en la ejecución de cualquier obra sobre roca, es la presencia de agua en el macizo rocoso, tanto en el interior como en el exterior. La presencia de agua afecta tanto en la ejecución y construcción de la obra como en los análisis y diseño de la misma. Los defectos de la superficie de una roca son de hecho producto de la alteración por reacción química entre los elementos que constituyen la roca y el agua o por erosión física. Muchos de los elementos constitutivos de la roca como el feldespato se descomponen en forma gradual debido a la presencia de agua, lo que produce un deterioro en las características y pueden presentarse ciertas discontinuidades a largo plazo.

El agua puede penetrar a la roca desde la superficie, o bien, desde grandes profundidades. Los canales principales por donde se conducen son las juntas o fallas que presentan los macizos rocosos, por lo que puede esperarse una intensa alteración en estas zonas. Cuando los estudios geohidrológicos detectan la presencia de agua subterránea debe implementarse un programa de pruebas e investigación detallada, con el fin de determinar su extensión y características.

Por lo general la roca en la que se encuentra mayor presencia de agua en el interior es la caliza, al ser altamente soluble. En casos de rocas ígneas como las diabasas, la reacción química que se presenta con la presencia de agua produce un mineral verdoso que se conoce como serpentina que provoca expansiones volumétricas de la roca que a la postre produce esfuerzos estáticos muy elevados que alteran su resistencia.

Además, como se dijo anteriormente, la presencia de agua subterránea dentro de un talud o excavación genera presión hidráulica en los espacios entre los bloques de roca delimitados por las discontinuidades, la fuerza de empuje que se genera por la acción de esta presión hidráulica sobre las caras de los bloques, que es la subpresión, puede ser determinante para la estabilidad, por lo que hay que abatirla o eliminarla con el uso de drenes en la masa de roca, adecuadamente distribuidos en ella, que crucen las fuentes de circulación del agua. La presión del agua que actúa no depende de la cantidad de agua, sino de la carga de presión que pueda desarrollarse.

Por todos estos problemas que se presentan debido a la presencia de agua, es necesario un sistema de drenaje y desagüe que abata tanto el nivel freático como la cantidad de agua que se pueda presentar durante la construcción.

Estos métodos suelen ser los menos costosos para el tratamiento de un macizo principalmente cuando se trata de la estabilidad de un talud. En general los tratamientos para drenaje son tanto internos como externos.

Los *drenajes internos* reducen eficazmente los niveles de agua subterránea. Su diseño depende principalmente de los datos geohidrológicos como; el tipo de espaciamientos, de fallas, su orientación y la fuente principal de agua subterránea, como manantiales o pozos naturales. Este debe ser capaz como mínimo de drenar el potencial más crítico que llegue a presentar el macizo. Entre los métodos más utilizados se encuentran; los bombeos a cielo abierto, los desagües horizontales, galerías de drenaje, pozos y puntos de corte.

Los *bombeos*, se utilizan cuando el agua subterránea empieza a penetrar en la excavación e imposibilita los trabajos de construcción. El agua se desvía hacia una zona de sumidero conveniente donde se coloca una o varias bombas para extraer el agua y levantarla a la superficie para posteriormente direccionarla a otro lugar. Este método no debe realizarse si la estabilidad de la excavación es dependiente en la reducción de la altura piezométrica en los alrededores que puedan interferir con otra construcción y con la estabilidad de la cimentación de estructuras vecinas.

En ciertas ocasiones puede ser necesaria una sobre-excavación para proporcionar espacio para estos sistemas de drenaje pero esto aumenta de manera significativa el costo de la construcción.



Figura 3.4 Bombeo
[im3.4]

Los *desagües horizontales* son simplemente agujeros perforados a un lado de la excavación para interceptar el agua dentro de las fracturas de alto ángulo dentro de la masa rocosa. Este es un medio muy eficaz y barato para aliviar el exceso de

presión de poro. Se debe garantizar que estas perforaciones no intervengan con las obras de excavación ni con las de anclaje.

Las *galerías de drenaje* son túneles excavados dentro de la masa de roca fuera de la excavación principal, orientadas en paralelo a la pendiente de excavación para drenar. Deben ser de tamaño considerable para permitir el acceso de equipo de perforación y su rehabilitación en el futuro. Pueden ser construidas antes de la excavación para la cimentación, sin embargo, son muy costosos y sólo se utilizan cuando se deben quitar grandes cantidades de agua en un área considerable y durante un tiempo prolongado.

Los *pozos* se utilizan a menudo para deshidratar las excavaciones y su funcionamiento es similar al de los desagües horizontales, sólo que en este caso se requiere de un equipo de bombeo.

Los *dentellones* son barreras de alta impermeabilidad con la intención de detener o impedir el movimiento de las aguas subterráneas a través de la masa de roca y pueden constituir pantallas a base de inyecciones de cemento, utilización de tablestacas e incluso el enfriamiento del medio para evitar el paso de agua únicamente durante la excavación y construcción.

Los *drenajes externos* son diseñados para recoger el agua de escurrimiento superficial que consiste principalmente en zanjas o bermas que aíslen el agua y la conduzcan a un lugar lejano a la construcción para evitar que se infiltre y aumente los niveles freáticos y evitar el empleo de drenaje interno. En ocasiones es necesaria la implementación de sistemas de conducción que alejen el agua a lugares en los que se asegure que no afectará en un futuro, esto principalmente cuando la topografía hace que el agua retorne a un punto donde influya para la cimentación o construcción de la obra.

3.4 Instrumentación

En diferentes etapas de la obra, es indispensable la colocación y uso de instrumentación, con el fin de controlar el comportamiento de los macizos rocosos, principalmente cuando sus características no son suficientemente conocidas. Esta forma de control, permite modificar e inspeccionar el diseño a medida que se construye.

Antes de la construcción se realiza con el objeto de recabar información que se necesite para el diseño de excavaciones, tal como el módulo de deformación de la roca, la resistencia *in situ* y el estado de esfuerzos *in situ*.

Durante la construcción se usa para confirmar la postura de diseño y si es necesario proporcionar las bases necesarias de un posible cambio. Además, el control de los desplazamientos tiene un papel importante en la información necesaria para aumentar la seguridad de las obras subterráneas.

Después de la construcción se utiliza para controlar el comportamiento general de las excavaciones durante la operación o para medir los cambios que se pueda sufrir debido a eventos extraordinarios.

Es pertinente mencionar que, cuando se tiene un buen sistema de instrumentación desde las etapas de estudio, rara vez los costos de construcción aumentan o los problemas de diseño se presentan, es por eso que es muy importante su utilización y su previsión.

La instrumentación puede comprender desde la observación a simple vista hasta los más complejos y avanzados instrumentos para la medición de desplazamientos, esfuerzos, presiones hidrostáticas, vibraciones, etc.

Los parámetros que se miden comúnmente son la deformación, las relaciones carga-tensión, presiones hidrostáticas y niveles de agua, vibraciones del suelo, deslizamientos etc. Los tipos de instrumentación utilizados se describen a continuación en la siguiente tabla

Tabla 7 Instrumentación [Basado en Department of the Army]

Parámetro a considerar	Tipo de instrumentación
Deformación	Inclinómetros Extensómetros Dispositivos de asentamientos
Carga-Esfuerzo	Células de carga Presiómetros , Manómetros elevados
Presión de poro y de agua	Piezómetros
Vibraciones	Sismógrafos

El número de instrumentos y diversos equipos que serán requeridos en un proyecto específico dependerán de la finalidad de la estructura y las condiciones geológicas de la misma. El programa y equipo de instrumentación deberán ser diseñados específicamente para dicho proyecto tomando en cuenta las condiciones y principios de la mecánica de rocas. Las mediciones deberán realizarse en áreas grandes del macizo ya que de lo contrario los datos proporcionados no tendrán la fiabilidad necesaria. También se debe tomar en cuenta que el programa de instrumentación debe ser lo más simple posible para tener un acceso fácil y rápido a las mediciones y una sencilla interpretación.

Comúnmente, en todas las obras geotécnicas la instrumentación es un proceso natural que siempre es tomado en cuenta y que es necesario para los diferentes cálculos. Para la estabilidad de un talud debido a una excavación, los instrumentos más utilizados dependen más que nada de la configuración del corte y de las condiciones geológicas del mismo. En estos casos, la instrumentación se divide en superficial y de subsuelo.

En la instrumentación superficial se miden principalmente las deformaciones que se presentan en un lapso y durante la excavación con el fin de detectar áreas de peligro o deslave. Se apoya principalmente en la topografía de detalle para

detectar los cambios de pendiente o depresiones del talud. También son necesarios extensómetros en los puntos de anclaje mediante una cinta para la medición y control de grietas en la pendiente o en el corte en general. Cuando los movimientos son más grandes, se necesitan potenciómetros lineales.

Tanto los extensómetros como los inclinómetros miden los movimientos naturales y debidos a las excavaciones u otras obras, así como las velocidades que adquieren estos movimientos.



Figura 3.5 Inclinómetro [im3.5]

La instrumentación del subsuelo se utiliza básicamente para medidas de deformación dentro del macizo en zonas de riesgo o donde se presentan discontinuidades detectadas anteriormente. Además se miden también las presiones debidas a la presencia de agua. Para medir esto último, se utilizan piezómetros que pueden llegar a ser desde simples mangueras o tubos de pvc con ranuras en los extremos, hasta modernos y sofisticados equipos los cuales indican los niveles de agua existentes en el macizo para llevar un control y saber cuándo son necesarias las obras de drenaje.

En cimentaciones, al igual que en taludes y otras obras geotécnicas se requiere de una gran variedad de instrumentos de control, los cuales se dividen en dos grupos principalmente; medición de deformaciones y medición de presiones y esfuerzos.

Las deformaciones más importantes que se deben tomar en cuenta para las cimentaciones son las debidas a traslación, rotación y las debidas a asentamientos y emersión.

La traslación se presenta en la interacción suelo-estructura y se mide mediante extensómetros e inclinómetros para detectar los planos de traslación en etapas tempranas de la construcción y evitar problemas secundarios.

Para la rotación se usan medidores de inclinación con los que se determina la magnitud de la deformación angular que se presenta en el macizo después de una excavación u obra secundaria. Estos dispositivos pueden estar permanentemente enterrados o instalados directamente sobre la roca y las lecturas se realizan a distancia. El medidor de inclinación consta de una placa de referencia que se une a la superficie y un dispositivo de detección resistente al agua que mide el grado de rotación del macizo.

Para los asentamientos, se hacen mediciones de comparación repetidas de la elevación con un calibrador de asentamiento hincado directamente en la cimentación. Los medidores de asentamiento son capaces de medir puntos únicos o múltiples y operan en un sitio fijo como un manómetro. La elevación del punto de medición se calcula utilizando la elevación del punto de lectura y la lectura de la presión en la lectura del punto de medición. La elevación inicial del punto de medición debe ser determinada por lecturas posteriores.

En macizos rocosos también se pueden presentar expansiones o emersiones, en este caso, las mediciones son importantes para conocer el rendimiento con la hipótesis de diseño, especialmente cuando la cimentación será de una estructura especial como hospitales o plantas químicas. Los puntos de medición de expansión o emersión generalmente consisten en un punto de anclaje que se coloca en un pozo de sondeo por debajo de la elevación esperada en el fondo de la excavación. También se pueden utilizar para estos casos potenciómetros lineales.

Los piezómetros en las cimentaciones se colocan desde la investigación del sitio y en todas las etapas de la construcción no se deben quitar o remover ya que suelen ser los de mayor fiabilidad a los que se colocan una vez ya empezada la obra.

Para mediciones de relación carga-esfuerzo, se colocan celdas de carga en tierra que se instalan en el interfaz de la estructura y la roca. Se recomienda instalar un piezómetro cerca para aislar el empuje del agua y así contar con relaciones auténticas de carga por las estructuras. La celda de carga no proporciona la presión total actuando en el punto de medición; el piezómetro, nos proporciona la presión de poro o neutral (en el agua); y la diferencia nos daría la presión efectiva que se relaciona con la resistencia y asentamientos de la masa de terreno.

Los movimientos de tierra o vibraciones son producidos por explosiones o terremotos y es necesario en casos de grandes estructuras o grandes proyectos, la colocación de sismógrafos para así monitorizar los niveles de vibración que se presentan y su influencia en la estructura y cimentación posteriormente.

Estos sismógrafos suelen ser de lo más sencillo a lo más complejo dependiendo del tipo de obra y los requerimientos que se quieran, pero en general se busca que puedan medir desplazamientos, velocidad y aceleración.

Para todos los casos anteriores de medidas de instrumentación, es necesario tomar en cuenta ciertas limitaciones básicas de cualquier equipo como son: los rangos de sensibilidad, la precisión en las lecturas, las fallas propias del equipo, las averías y la capacidad de supervivencia del material.

Los datos que se presentan son presentados en forma gráfica en la que se compare la propiedad medida respecto al tiempo y de fácil interpretación para la persona encargada del diseño y los encargados de la obra.

El programa de instrumentación debe ser bien planeado y debe asegurar que todos los datos necesarios se recogen y que no se incurra en gastos excesivos. Los principales gastos de un programa de instrumentación incluyen la compra de

instrumentos, instalación, el mantenimiento, la recolección de datos y la interpretación de datos.

Los costos excesivos en cada una de estas áreas son a causa de los tipos de instrumentos y la colocación imprudentemente que lleva a la necesidad de más instrumentación para el propósito pretendido o dificultad en la interpretación de datos debido a la falta de información. El programa de instrumentación debe ser lo suficientemente flexible para permitir cambios necesarios debido a las condiciones reales durante construcción.

Capítulo 4

4. Diseño y consideraciones para la cimentación en roca

4.1 Parámetros de diseño

Una cimentación en roca, como cualquier otra, tiene como propósito transmitir al terreno las cargas que recibe de la estructura que soporta. Para su buen funcionamiento, la transmisión se debe realizar sin alcanzar la capacidad de carga o rotura del macizo rocoso. También, las deformaciones que experimenta el macizo bajo la acción de la carga que recibe, debe resultar compatible con las características resistentes de la estructura que soporta y de las funciones que desempeña.

El diseño de cimentaciones en roca es diferente al de los suelos como ya se dijo, debido a que tanto las presiones de contacto admisibles como los asentamientos están regidos por su característica fundamental de ser un material discontinuo, es decir, que contiene desde fisuras apenas visibles hasta grietas y fracturas geológicas mayores.

El proyecto de una cimentación consiste primeramente en la elección de un sistema de transmisión de cargas al terreno que se ajuste a su naturaleza y resistencia. Se distinguen así dos tipos esenciales de cimentaciones; las superficiales o directas, y las indirectas o profundas. Estas serán abordadas en posteriormente.

La elección del tipo de cimentación depende de las características de la obra, de la estratigrafía y la resistencia de los estratos que constituyen el terreno.

Una vez elegido el tipo de cimentación, se procede a realizar el dimensionamiento tomando en cuenta los siguientes parámetros:

- Determinación de la capacidad de carga de la roca así como de sus propiedades mecánicas y caracterización de la misma
- Cálculo de asentamientos que experimentará la roca debida a las cargas de servicio y cargas extraordinarias si las hubiera
- Determinación de efectos debidos a la presencia de agua
- Modos y mecanismos de falla así como las condiciones de esfuerzo
- Las posibles consideraciones a tomar por la presencia de alguna falla o fractura que debiliten el comportamiento mecánico de la cimentación

Una vez analizados estos parámetros, finalmente durante la construcción se realizan observaciones y mediciones para corroborar el comportamiento de la cimentación y si es necesario realizar los ajustes pertinentes.

4.2 Tipos de Cimentación

Los tipos de cimentación sobre roca se dividen principalmente en superficiales y profundas. En la primera clasificación entran las zapatas, losas y en ocasiones y características especiales los cajones. En la segunda clasificación se encuentran las pilas y pilotes.

Una zapata es una obra de ampliación que se realiza en el apoyo de una columna o muro para reducir o atenuar la presión de contacto con el terreno. Cuando estas estructuras se realizan sobre un muro, generalmente se denominan zapatas corridas por el dimensionamiento de las mismas y las longitudes que abarcan. Las que se encuentran bajo columnas son denominadas zapatas aisladas y pueden tener diferente geometría.

Las zapatas aisladas son apropiadas en terrenos de baja compresibilidad y cuando los asentamientos diferenciales entre columnas son incluidos en el diseño estructural del edificio sin incrementar el costo de la estructura misma.

Las zapatas corridas son recomendables cuando los asentamientos diferenciales en zapatas aisladas son inaceptables, ya que aportan una continuidad estructural entre columnas que reduce este tipo de asentamientos.

Las losas de cimentación se emplean cuando se abarca todo el espacio del terreno disponible para transmitir las cargas, de tal manera que la presión es mínima. Con las losas, se disminuye el riesgo de fallas locales y de asentamientos debidos a la existencia de materiales deformables superficiales.

Por lo general en estos tipos de cimentaciones se usa concreto hidráulico para las estructuras, reforzado con acero o en el caso de zapatas corridas, se llega a utilizar mampostería a base de rocas más competentes que las propias del macizo rocoso.

Cuando el terreno cercano a la superficie es poco resistente, existen estratos de suelo, o cuando las cargas son altas, resulta conveniente cimentar sobre pilas o pilotes para transmitir las cargas hasta un horizonte más resistente y menos deformable. También, cuando existen cavidades en la roca debe revisarse la estabilidad a corto y largo plazo, bajo las cargas que le serán impuestas. Si la resistencia no es suficiente, el techo será demolido o se perforará para dar paso a pilas o pilotes.

Los pilotes son miembros estructurales de sección transversal pequeña en comparación con su longitud y por lo general son prefabricados para posteriormente ser hincados por medio de un martillo o un vibrador.

A diferencia de los pilotes, las pilas son de mayores dimensiones en la sección transversal y son coladas en el sitio de la cimentación, para su construcción se suele excavar un pozo hasta el nivel de desplante, para posteriormente introducir el armado y colar. También se pueden usar cajones herméticos que se van

introduciendo en el terreno hasta el nivel de desplante que servirán como acabado de la pila.

4.3 Capacidad de carga en rocas

Como se había mencionado, los macizos rocosos son medios discontinuos que estrictamente no pueden ser analizados como medios homogéneos y continuos en algunas ocasiones, por lo mismo su comportamiento bajo alguna carga depende esencialmente de las características del mismo, además de la resistencia y deformabilidad que se presente en las discontinuidades y en la roca intacta probada en el laboratorio.

A pesar de esto, debido al poco avance en la determinación de propiedades de medios propiamente anisótropos, resulta conveniente adoptar un comportamiento isótropo en determinados casos para el diseño, por lo que muchos de los métodos que se abordan consideran esta propiedad, al igual que en el estudio de suelos o materiales que no son completamente isótropos. Los resultados de estos métodos han sido aceptados por la ISMR (International Society of Rock Mechanics) y aplicados en diferentes obras de ingeniería

Comúnmente, la capacidad de carga de las rocas sometidas a ciertas cargas es muy grande comparada con la sollicitación a la que será impuesta, de modo que no constituye un factor limitante para el dimensionamiento, sin embargo, es necesario realizar un cálculo de este factor para así dar más seguridad al diseño de la obra.

4.3.1 Cimentaciones superficiales

Las expresiones y métodos utilizados para calcular la capacidad de carga en cimentaciones superficiales se puede dividir primeramente dependiendo de su calidad y estado de fisuración en tres tipos:

- 1) Roca homogénea sana y de alta resistencia: Se tiene un macizo prácticamente sin fisuras ni discontinuidades y presenta un RQD casi del 100%. Principalmente rocas ígneas y algunas metamórficas.



Figura 4.1 Macizo sano de basalto [im4.1]

- 2) Roca homogénea fisurada: Existen fisuras en el macizo de poca persistencia y la orientación de estas no está en contra de la dirección de la carga que le será aplicada. Generalmente la separación de las discontinuidades es mayor a 30 cm. En esta clasificación entran también aquellas rocas que estén muy fracturadas pero sin grandes depósitos de rellenos o discontinuidades de gran relevancia.



Figura 4.2 Roca fisurada



- 3) Roca muy alterada y con grandes depósitos de relleno: el medio está totalmente fisurado y predominan más rellenos que roca, presenta estratificación.



Figura 4.3 Roca muy alterada, predominan rellenos

Roca homogénea sana y de alta resistencia

Este tipo de medio es frecuentemente más resistente y menos deformable que el concreto y por tanto, el cálculo de su capacidad de carga es en muchas ocasiones innecesario. Sin embargo, se recomienda emplear un porcentaje de la resistencia a la compresión simple de la roca intacta conservador. Existen en la literatura muchos factores que se proponen para atribuir un valor a este porcentaje pero se recomienda que este no sea mayor al cuarenta por ciento. El empleo de solo el cuarenta por ciento se justifica por el efecto de escala, y por ser el promedio de todos los factores que se presentan. Por lo tanto la expresión utilizada es la siguiente:

$$q_a = 0.4q_0$$

Dónde; $q_a = \text{capacidad de carga admisible}$

$q_0 = \text{resistencia a la compresión de una muestra en laboratorio}$

Esta expresión limita el juicio del ingeniero y las observaciones que tenga del macizo así como la magnitud de la obra, intervengan para aumentar o disminuir el factor de proporcionalidad y así se pueda tener más certidumbre.

Se adoptan también otros criterios para la evaluación de macizos de estas características que se basan en el modelo de Hoek y Brown, que se abordaran en el siguiente apartado, o también semiempíricos basados en tablas y observaciones.

Roca homogénea fisurada

Al igual que en la roca sana, con un debido tratamiento y un conocimiento adecuado de las características del macizo, suele no tener importancia el valor de la capacidad de carga, si el ancho de la cimentación es más pequeño que la separación de las discontinuidades. Sin embargo, cuando no sucede esto y se tiene cierta incertidumbre de los datos con los que se cuentan y la obra a ejecutar es de gran relevancia, se puede utiliza una gran variedad de métodos y expresiones que toman en cuenta diferentes parámetros o problemáticas y su uso y veracidad se analizará posteriormente.

- *De acuerdo al Manual de la Sociedad Canadiense de Geotecnia*

Se consideran para el diseño por este método a los macizos que presenten una resistencia a la compresión mayor a 10 kg/cm^2 . Que es el límite entre la resistencia de un suelo y una roca, según ciertos autores y normas. El criterio es válido principalmente para cuando el espaciamiento de las discontinuidades es de más de 0.3m y el tamaño de la abertura es menor de 0.5cm. La superficie de la roca es perpendicular a la base de la estructura, las cargas soportantes no presentan componentes tangenciales y el ancho de la cimentación superior a 0.3 m.

$$q_a = k_{sp}q_0$$

Dónde; $q_a = \text{capacidad de carga admisible}$

$q_0 =$ resistencia a la compresión de una muestra

$k_{sp} =$ coeficiente que depende del espaciamiento de las discontinuidades

El valor de k_{sp} se calcula con la siguiente fórmula:

$$k_{sp} = \frac{3 + c/B}{10\sqrt{1 + 300\delta/c}}$$

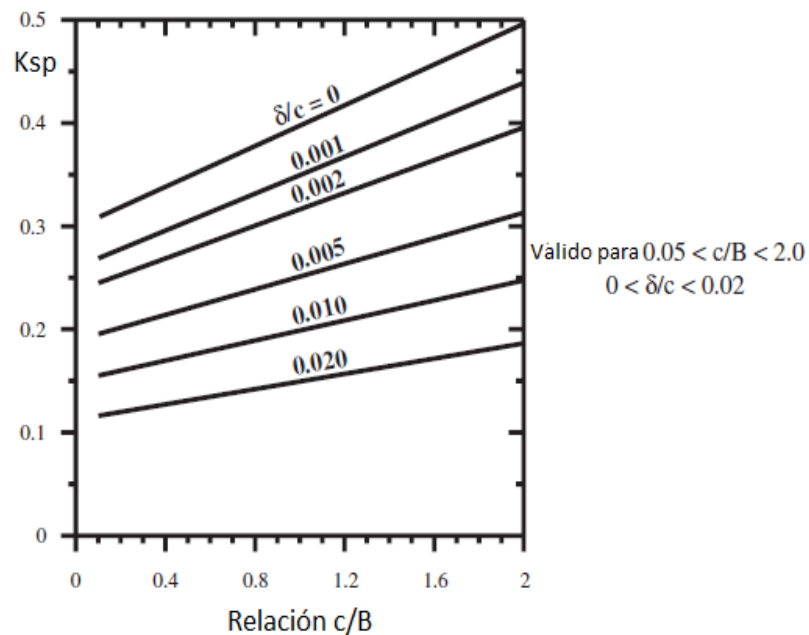
Dónde;

$c =$ Espaciamiento de las discontinuidades

$\delta =$ Espesor de las discontinuidades

$B =$ ancho de la cimentación

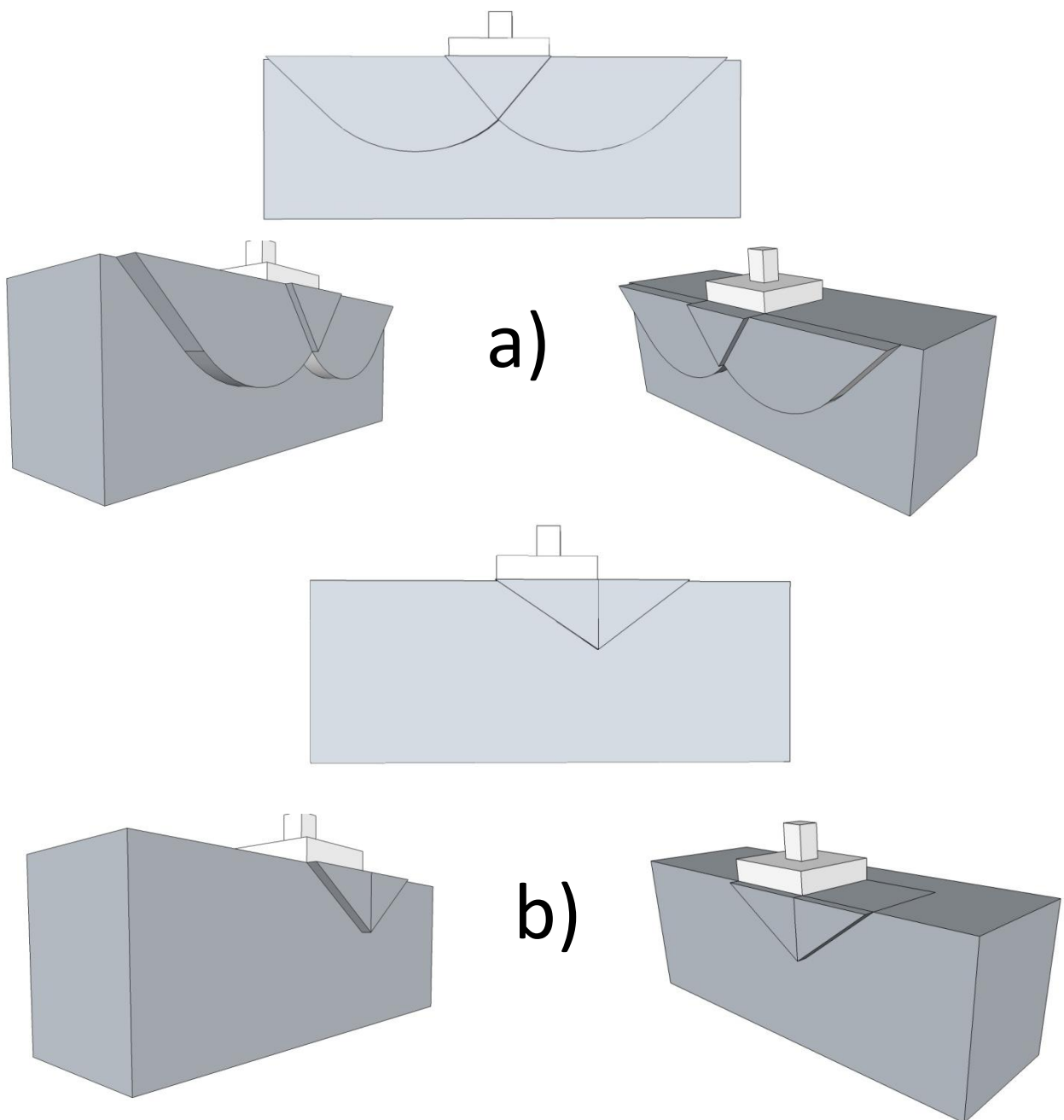
O también con la ayuda de la siguiente gráfica tomando en cuenta las consideraciones que se presentan.



Se puede decir que en este método no podría hacerse un cálculo para macizos con RMR o GSI inferiores a 20 y de 20 a 40 se tendría que verificar también debido al espaciamiento permitido entre discontinuidades.

- De acuerdo a manuales utilizados en E.U.A (NAVY, ARMY, ACI)

Estos criterios básicamente se apoyan en los modos de falla de la roca propuestos por Sowers (1979) cuando se le aplican cargas externas, la calidad de roca soportante y las discontinuidades que presenta el macizo. En las siguientes figuras (4.4) se muestran los tipos de falla y las consideraciones de cada caso.



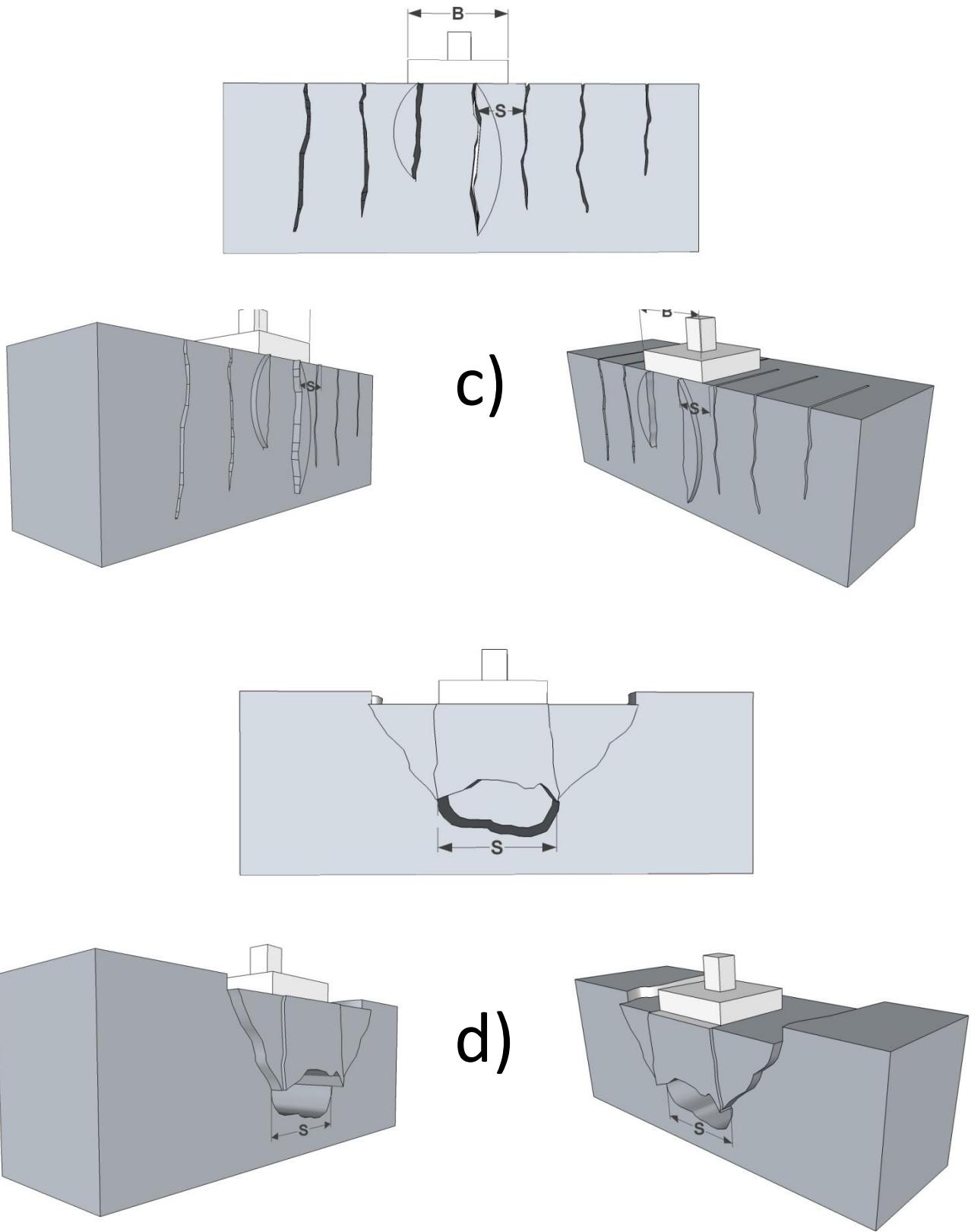


Figura 4.4 Modos de falla según Sowers y basado en Department of the Army

Para el caso a) donde se tiene roca blanda intacta como arenisca alterada, jabres, rocas calcáreas porosas, etc. Se presenta una falla de tipo general por lo que se recomienda el uso de la tradicional fórmula de Terzaghi para suelos pero tomando en cuenta las características de la roca.

$$q_{ult} = cN_c + 0.5B\gamma N_\gamma + \gamma DN_q$$

q_{ult} = capacidad de carga última

c = cohesión del macizo rocoso

$$N_q = N_\phi^2$$

$$N_\phi = \left(\tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \right)^2$$

$$N_c = 2N_\phi^{\frac{1}{2}}(N_\phi + 1)$$

$$N_\gamma = N_\phi^{\frac{1}{2}}(N_\phi - 1)$$

D = profundidad de desplante

γ = Peso volumétrico de la roca

ϕ = ángulo de fricción interna de l macizo rocoso

B = ancho de la cimentación

El caso b) se presenta cuando existe un macizo sedimentario, de comportamiento plástico o dúctil y el espaciamiento de las discontinuidades es mayor al ancho de cimentación, como argilitas, limonitas, lutitas, etc. Se presenta una falla de tipo local por lo que la profundidad de la excavación no representa algún cambio en la estimación de la capacidad de carga, se recomienda el uso de la siguiente expresión:

$$q_{ult} = cNc + 0.5\gamma BN_{\gamma}$$

Todos los términos previamente definidos

Para el caso c), de falla por compresión de las columnas de roca y comportamiento plástico, el espaciamiento de las discontinuidades hace que pueda tomar la capacidad última por cada bloque no confinado mediante la siguiente expresión:

$$q_{ult} = 2c * \tan\left(45 + \left(\frac{\varphi}{2}\right)\right)$$

Si el macizo tiene espaciamientos aún menores, se considera que está muy fracturado y la falla no toma en cuenta la cohesión, por lo que se usa la siguiente expresión:

$$q_{ult} = 0.5\gamma BN_{\gamma} + \gamma DN_q$$

Para el caso d) donde se presentan juntas verticales por debajo de la zona de contacto o incluso cavidades de poca profundidad, se utilizan dependiendo de la geometría de la zapata, las siguientes fórmulas.

Para secciones circulares:

$$q_{ult} = J_c N_{Cr}$$

Para secciones cuadradas:

$$q_{ult} = 0.85 J_c N_{Cr}$$

Para secciones corridas ($L/B < 32$):

$$q_{ult} = \frac{(J_c N_{Cr})}{2.2 + 0.18 \left(\frac{L}{B}\right)}$$

Para la estimación de los valores de J_c y N_{cr} se utilizan las gráficas que se muestran en el Anexo 2.1

- *Goodman (1989)*

Goodman se basa en modos de fallas similares a los anteriores y adopta también los expuestos por Ladanyi (1992). Su teoría fue también tomada para algunos reglamentos y parámetros americanos, pero involucra otros criterios de falla y consideraciones.

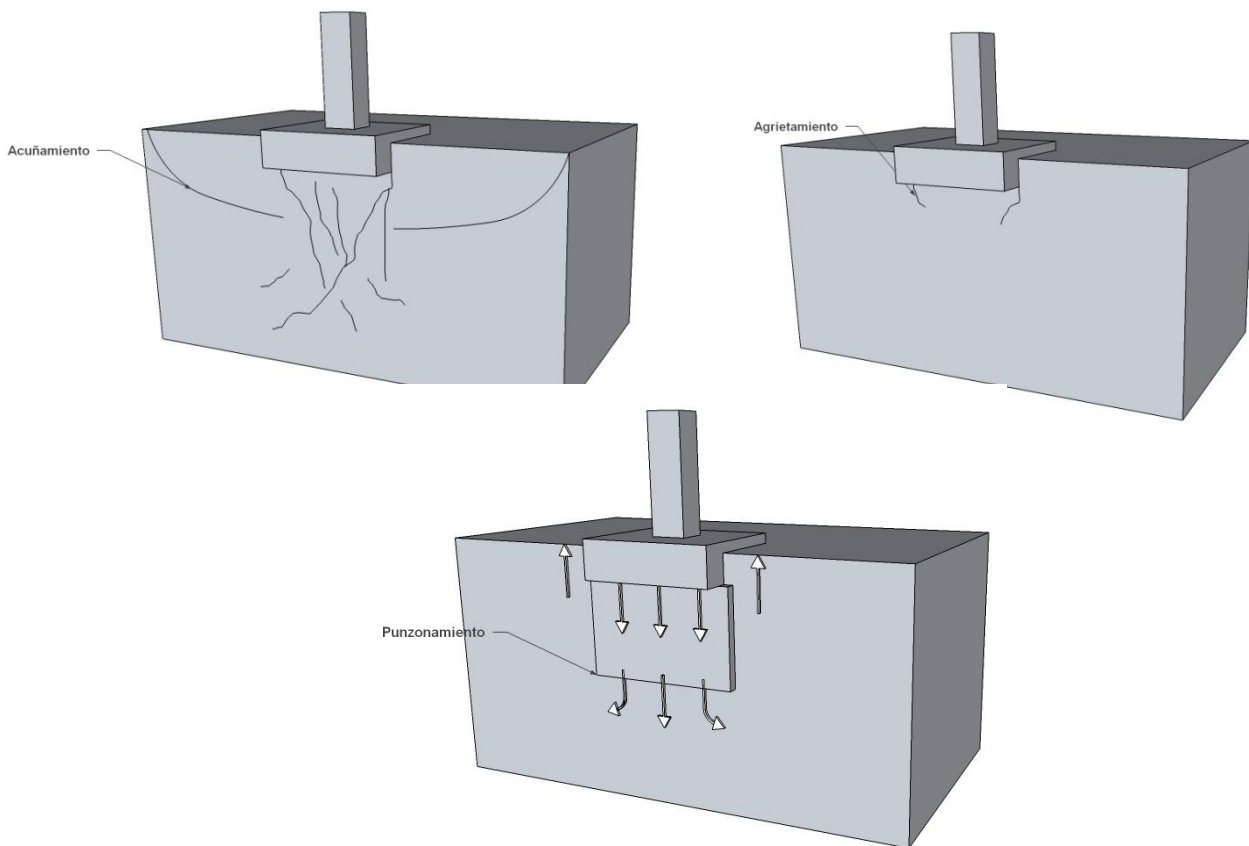


Figura 4.5 Modos de falla Ladany aplicados por Goodman

En esta se toman en cuenta fuerzas laterales debidas a zonas posibles de expansión alrededor y por debajo de algún estrato a cimentar que pueden producir agrietamientos radiales en la roca. La fuerza que provoca la falla se

puede obtener por la envolvente de rotura interior como se muestra en la figura 4.6 en la zona A. [Goodman 1989]

Mientras que la fuerza de la roca colindante es descrita por la envolvente B. La presión de confinamiento más grande de la roca que puede ser apoyada por debajo de la zapata es q_{ult} que en notaciones de este trabajo se considera como la capacidad última. Esta presión determina el límite inferior de la tangente al círculo de Mohr para la fuerza de la roca fallada bajo el cimiento o zapata. Todos estos estudios se pueden obtener directamente de pruebas triaxiales y así determinar la capacidad de carga de la roca.

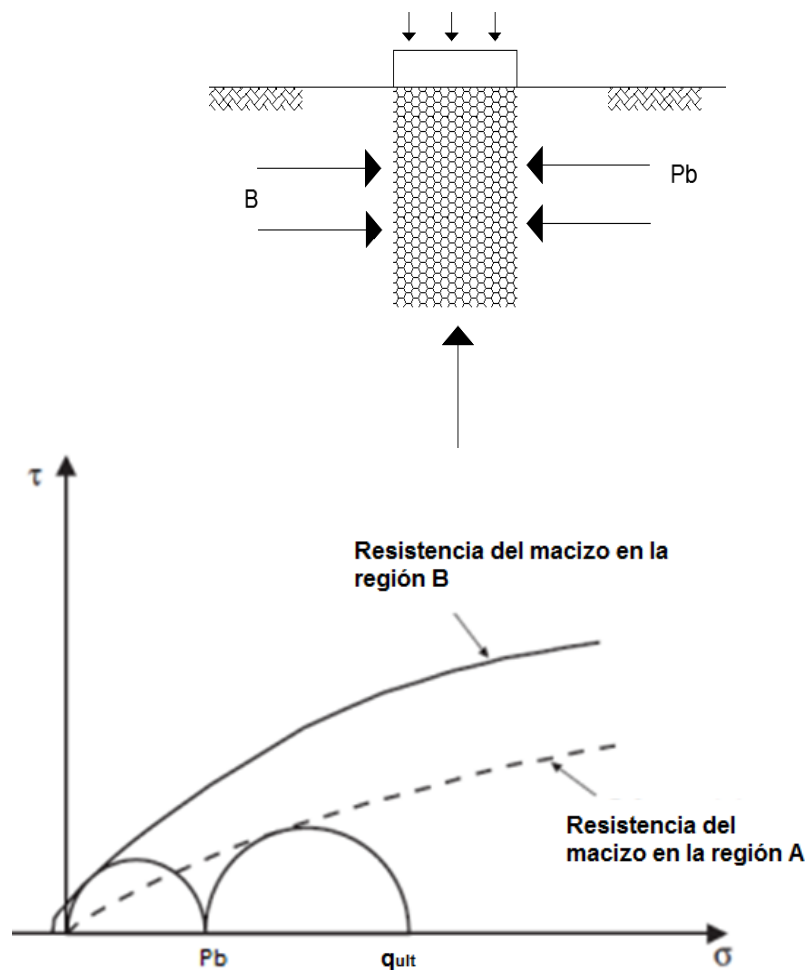


Figura 4.6 Justificación gráfica de Goodman [1989]

Observando los resultados de estas pruebas como lo muestra la figura 4.6, se concluye que la capacidad de carga de una masa homogénea no puede ser menor que la resistencia a la compresión simple de la masa de roca alrededor de la base [Goodman 1989] . Si el macizo presenta un ángulo de fricción constante al igual que su resistencia a la compresión, su capacidad de carga puede determinarse por la siguiente expresión.

$$q_{ult} = q_o'(N_\varphi + 1)$$

$$\text{Donde } q_o' = \frac{q_0}{5}$$

$$N_\varphi = \left(\tan \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \right)^2$$

Otro caso estudiado por Goodman es como el que se presenta en la figura 4.7, la cual representa una base que descansa sobre un solo bloque, que presenta juntas ortogonales y verticales separadas a una distancia S. Esta condición se puede presentar por ejemplo en el granito o en algunas otras rocas ígneas. Si el ancho de la zapata (B) es igual que al espaciamiento de las juntas (S), la base puede ser comparada con una columna cuya fuerza bajo carga axial debe ser aproximadamente igual a la resistencia a la compresión simple. Si los contactos de la zapata son más pequeños del bloque entre juntas, la capacidad aumenta tendiendo al valor máximo de la envolvente de Mohr Coulomb.

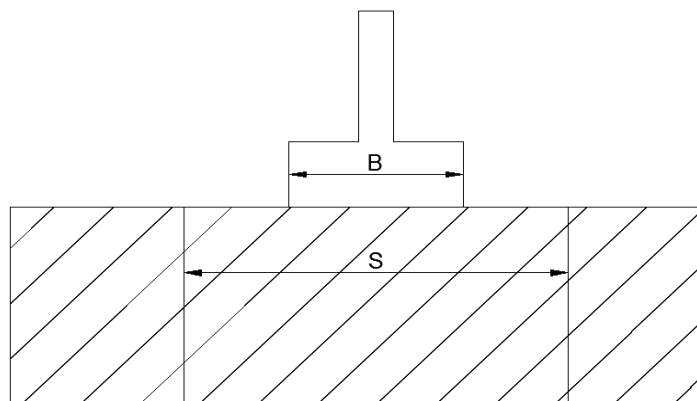


Figura 4.7 Representación de otro tipo de condiciones para el cálculo de acuerdo a Goodman [1989]

Este caso también supone que parte de la carga se transfiere lateralmente a través de las articulaciones. Dicho lo anterior, para esta condición, Goodman propone el uso de la siguiente expresión para determinar la capacidad de carga.

$$q_{ult} = q_0 \left\{ \frac{1}{N_\varphi} \left[N_\varphi \left(\frac{S}{B} \right)^{\frac{N_\varphi - 1}{N_\varphi}} - 1 \right] \right\}$$

Todos los términos han sido definidos anteriormente.

- *Método de Carter y Kulhawy*

El método de Carter y Kulhawy es un método semiempírico que se basa en criterio de rotura de Hoek y Brown para el cual establece que se puede obtener la capacidad de carga del macizo a partir de la curva envolvente del criterio expresado por la siguiente expresión.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + (mq_0\sigma_3 + sq_0^2)^{0.5}$$

Todos los términos descritos anteriormente

Se propone como límite inferior para la capacidad de carga un cálculo mediante la búsqueda de un campo de fuerzas que satisfaga tanto el equilibrio como el criterio de falla. Para una zapata, la masa de roca bajo la base se divide en dos zonas con condiciones homogéneas de esfuerzos a lo largo de la falla, como se muestra en la figura 4.8.

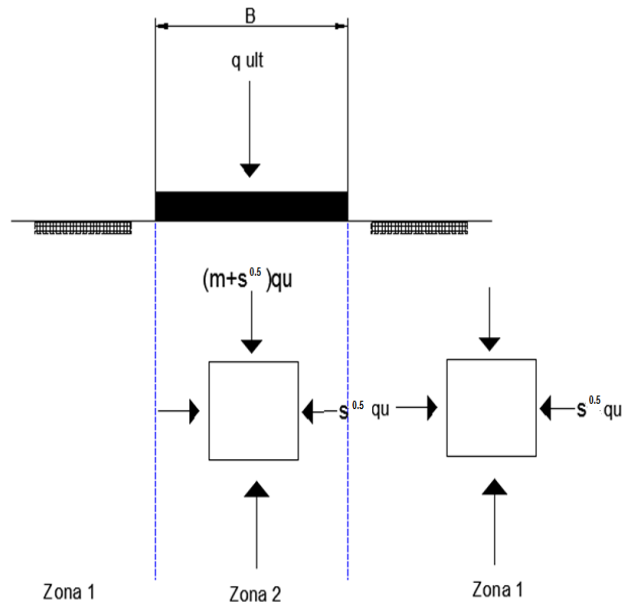


Figura 4.8 Representación gráfica Carter y Kulhawy [NCHRP2004]

Nota: El análisis modificado se presenta solo en Zona 2

El esfuerzo vertical en la zona 1 se supone cero, mientras que la horizontal es igual a la compresión uniaxial dada por la expresión de Hoek y Brown como $s^{0.5}q_0$.

Para el equilibrio, la continuidad de los esfuerzos a través de la interfaz puede ser evaluada con la expresión de Hoek haciendo $\sigma_3 = s^{0.5}q_0$ dando como resultado la siguiente expresión:

$$q_{ult} = (m + \sqrt{s})q_0$$

Posteriormente modificada a:

$$q_{ult} = (\sqrt{s} + (m\sqrt{s} + s)^{0.5})q_0$$

Cabe mencionar que este criterio está abierto a las modificaciones del proyectista, ya que como se observa, no toma en cuenta muchos parámetros

como la base de cimentación, la profundidad, etc. Por lo que el valor de la capacidad última puede aumentar considerablemente

- *Método de Serrano y Olalla*

Con este método se pueden obtener las deformaciones plásticas en un macizo rocoso en aquellos casos donde sea homogéneo e isótropo, como los casos I IV y V de la clasificación de Hoek y Brown mostrada en la figura 4.9 y cuyo comportamiento sigue el criterio de rotura de estos autores.

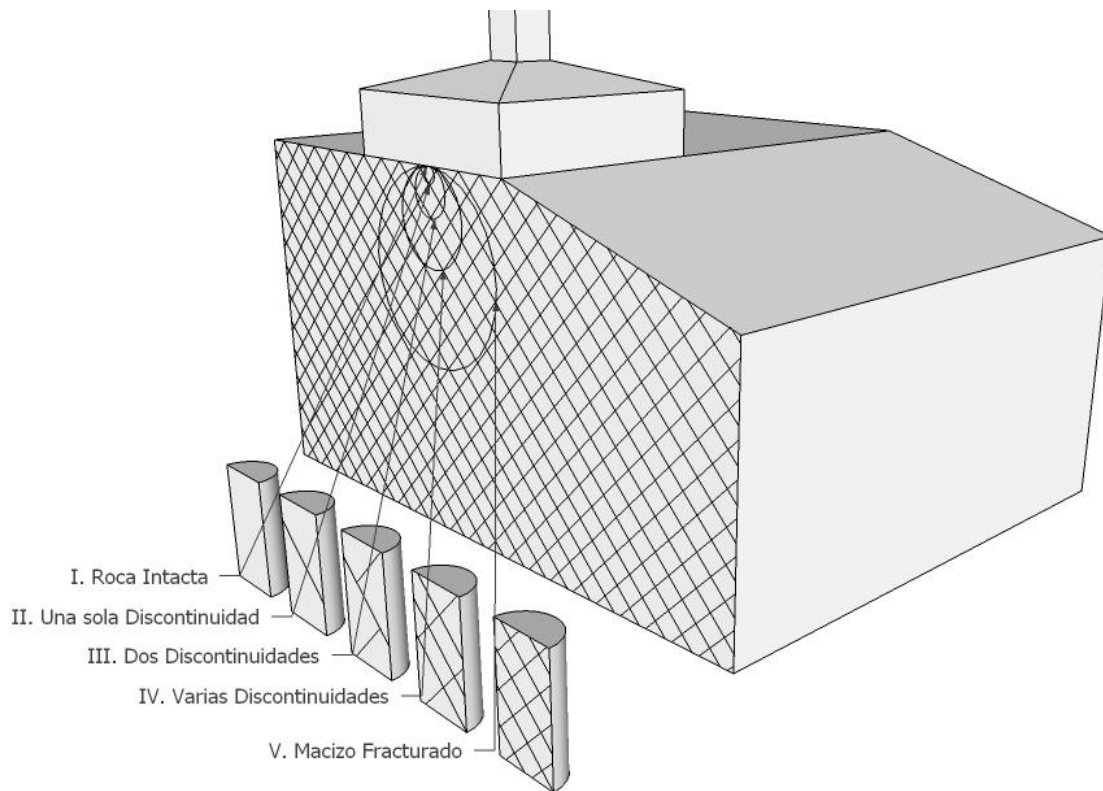


Figura 4.9 Clasificación roca Hoek y Brown

Este método también se basa en la teoría de las líneas características y es básicamente uno de los que tiene un fundamento matemático más amplio.

La expresión empleada para la capacidad de carga es:

$$q_{ult} = \beta(N_{\beta} - \zeta)$$

Dónde:

$$\beta = \frac{m\sigma_{ci}}{8} = \frac{m_i\sigma_{ci}}{8} e^{\frac{RMR-100}{28}}$$

$$\zeta = \frac{8s}{m^2} = \frac{8}{m_i^2} e^{\frac{RMR-100}{9}}$$

Siendo m , s y m_i parámetros de Hoek y Brown y σ_{ci} el valor de la resistencia a la compresión simple de la matriz rocosa.

El coeficiente N_{β} es una generalización de los valores de N_c y N_q utilizados anteriormente en diferentes métodos. Es función de la inclinación del terreno, de la inclinación de las cargas y de la sobrecarga externa normalizada actuando alrededor de la zapata, σ_{01}^*

$$\sigma_{01}^* = \frac{\sigma_1}{\beta} + \xi$$

$$\sigma_1 = \frac{\gamma_{roca} * H_{cimentación}}{\beta}$$

Dónde: γ_{roca} = peso específico de la roca

$H_{cimentación}$ = profundidad de cimentación

En las gráficas que se muestran en el Anexo 2.2.1 se pueden obtener los valores de N_{β} cuando el terreno es horizontal y con varios grados de inclinación del talud y siendo el eje de las abscisas la sobrecarga externa. Cuando existe una sobrecarga por encima del nivel de superficie, se debe aumentar a la anterior y así entrar a la gráfica.

Se definen dos zonas, denominadas contorno 1 y contorno 2. La primera se encuentra bajo la cimentación y la segunda alrededor de la misma.

Geoméricamente cada uno de estos valores y parámetros se pueden detallar en la siguiente figura 4.10

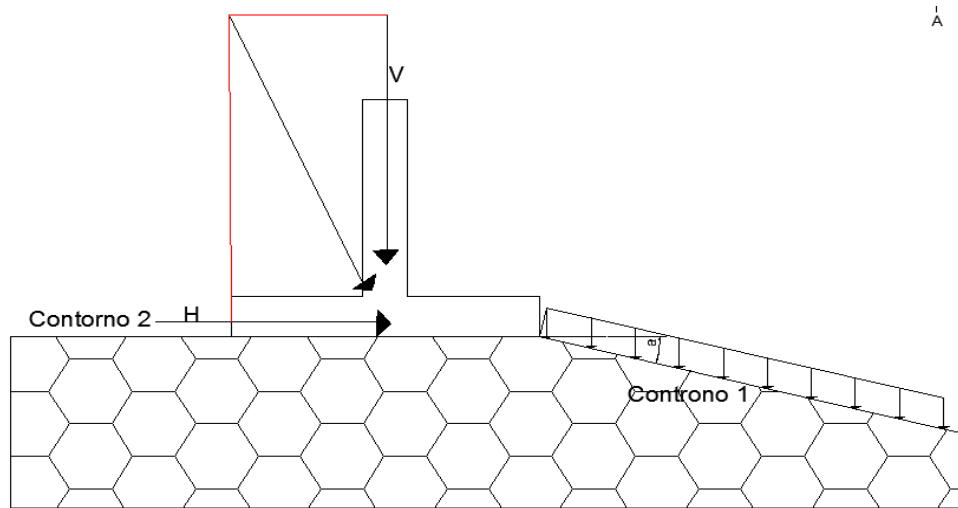


Figura 4.10 Representación zonas de estudio de Serrano y Olalla

En la anterior expresión, no se toma en cuenta el efecto del peso propio del terreno por encima del contorno 2 ni de la estructura, que en ocasiones pueden beneficiar cuando se trata de grandes dimensiones. Cuando el medio rocoso es anisótropo se puede tener en cuenta su influencia por medio de factores de reducción en función de la orientación de la familia de discontinuidades como se detallará posteriormente.

La carga admisible se obtiene dividiendo la carga de hundimiento entre un coeficiente de seguridad F que puede expresarse como el producto de dos factores:

$$F = F_p F_m$$

El factor F_p considera las variaciones estadísticas de los parámetros de la roca y la probabilidad de rotura de la roca, mientras que el valor de F_m cubre la posibilidad de la rotura por fragilidad por no ajustarse al modelo de Hoek y Brown.

En la gráfica que se presenta en el Anexo 2.2.2, se muestran coeficientes del valor F_p a utilizar, en función del RMR y de la resistencia a la compresión simple, para una probabilidad de rotura de $<10^{-4}$

El coeficiente de seguridad parcial F_m , depende de las incertidumbres relacionadas con el criterio plástico. En el caso de pequeñas cimentaciones sobre macizos rocosos del grupo I, debe tenerse en cuenta el comportamiento frágil de la roca y un F_m de 5 u 8. El tipo de rotura cuando es plástico, se puede llegar incluso a considerar de 1.

Serrano y Olalla proponen también un método para macizos rocosos en el cual exista una condición de anisotropía transversal, es decir, cuando sea obligado considerar presencia de planos de debilidad o discontinuidades, en general superficies mixtas de rotura. Estos planos de debilidad se consideran paralelos, persistentes y con un espaciamiento muy reducido en relación al tamaño de cimentación. Se pueden presentar seis situaciones diferentes de mecanismos de rotura que se mencionan a continuación.

1. MI: Falla isotrópica totalmente a través del macizo rocoso
2. M1: La falla se inicia a través del macizo bajo el contorno 2 y termina a lo largo de los planos de debilidad en la superficie del contorno 1
3. M2: Presencia de una cuña con rotura debida a la menor resistencia de los planos de debilidad en contacto con el contorno 2
4. MC: Presencia de la cuña en posición intermedia. Es el caso más general y complejo, pues los dos anteriores se pueden considerar como una degradación de estos.
5. MS: Rotura en su totalidad por una cuña formada por la familia de defectos. Es un mecanismo simple cuya resolución es directa, inmediata y cuya solución depende sólo de la resistencia de los planos de debilidad.
6. MD: Rotura en su totalidad y conjuntamente por la familia de defectos y por el macizo rocoso, con salida por el contorno 2. A diferencia con los casos anteriores, a la vez que el macizo rocoso están también en rotura los planos de debilidad.

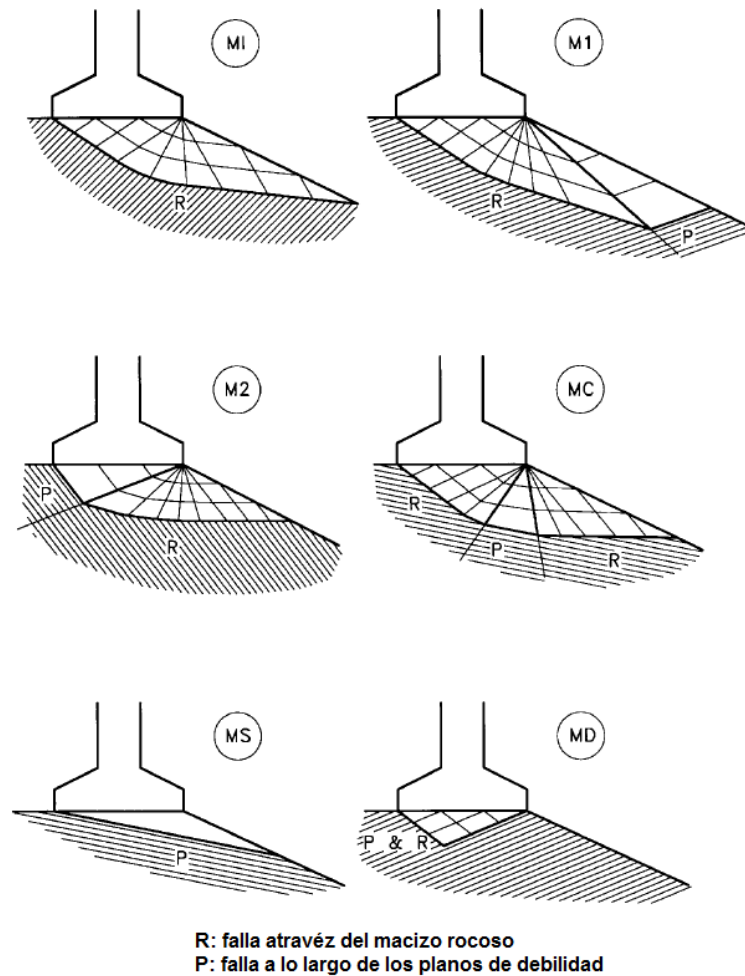


Figura 4.11 Modos de falla anisotropos Serráno y Olalla

Para estas hipótesis se supone que la zapata actúa en el borde de un talud. Se trata de la condición más desfavorable. Sólo bajo esta situación es posible resolver matemáticamente la teoría de la plasticidad aplicada a la cuña. La inclinación del talud debe ser suave.

La forma de rotura de un macizo anisótropo depende de la orientación de los planos de defectos, de la resistencia de los mismos con su relación a la resistencia de la roca matriz, de las condiciones de contorno 1 y de las condiciones de contorno 2.

Para la obtención de la carga de hundimiento, es preciso primero identificar de qué tipo de mecanismo de rotura se trata para lo cual se usa la gráfica que se presenta

en el Anexo 2.2.3 y de acuerdo a los parámetros φ y X que representa la inclinación de la familia de discontinuidades dada en grados. Con estos datos se entra a la gráfica que viene en el Anexo 2 de este trabajo.

Para valorar la carga de hundimiento se aplica un porcentaje de la carga de hundimiento bajo la hipótesis de homogeneidad e isotropía. Es decir:

$$Q_{ha} = Cte * Q_{(H\&I)}$$

Donde la constante depende del grado de anisotropía y $Q_{(H\&I)}$ es el valor de la presión admisible en un medio homogéneo e isótropo.

Para la determinación de esta constante, existen una gran variedad de gráficos para distintos valores de ζ y distintos ángulos de fricción. Estos gráficos pueden ser consultados en la bibliografía que se anexa. El método aún tiene ciertas incertidumbres y su uso es muy poco práctico, pero es el avance más significativo que se tiene hasta el momento para este tipo de medios.



Figura 4.12 Macizo claramente anisótropo al presentar un solo plano de discontinuidad

- Método Francés.

En Francia, se han utilizado las determinaciones efectuadas con dilatómetros o presiómetros para obtener, a través de relaciones empíricas desde la capacidad de carga hasta los asentamientos principalmente de rocas blandas. Con el aparato auto perforador francés se mide la variación porcentual de volumen que experimenta la perforación por el propio presiómetro con lo cual se deriva una gráfica que se muestra en el Anexo 2.3 de este trabajo que sirve para determinar un coeficiente empírico de la siguiente expresión:

$$\beta = \frac{P_{20} - P_5}{P_{20} - P_0}$$

Donde P_{20} , P_5 y P_0 son las presiones para una variación porcentual de volumen de cero, cinco y veinte por ciento.

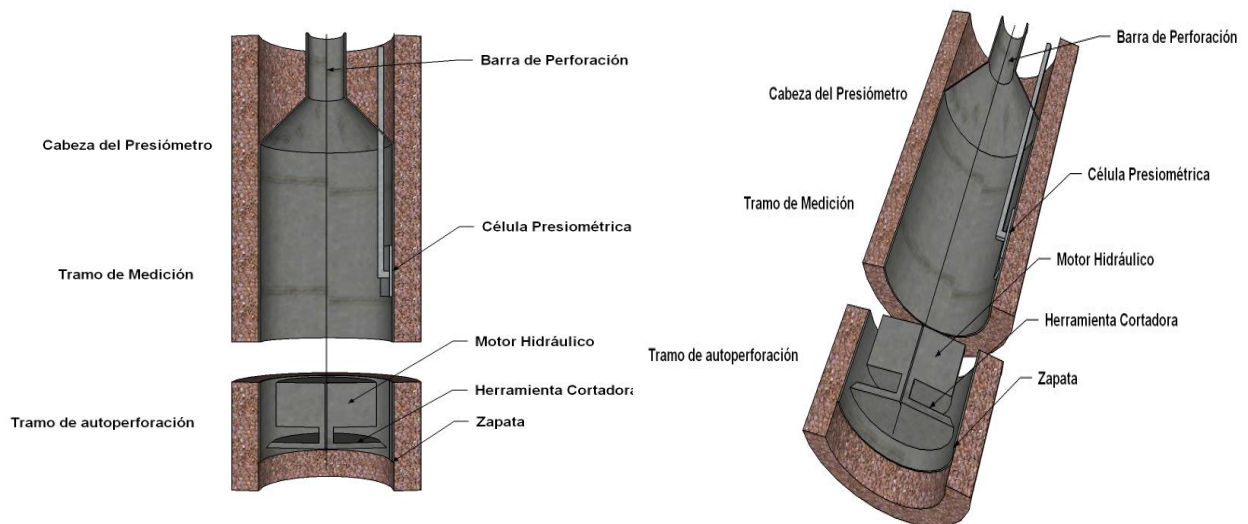


Figura 4.13 Auto perforador francés

Y con esto se puede estimar el valor de la capacidad resistente mediante la siguiente expresión:

$$q_{ult} - \gamma D_f = \psi(P_{20} - P_0)$$

Donde ψ es un coeficiente empírico que se obtiene del gráfico antes citado el cual fue obtenido con base en experiencia recogida con ensayos realizados en 20 lugares diferentes. El método es muy simple y versátil pero tiene mayor aplicación en rocas blandas.

Roca muy alterada y con grandes depósitos de relleno

Este tipo de macizos es gobernado más por el cementante que por la roca en sí o contienen estratos importantes de material fino por lo que se debe diseñar con las características del material menos competente y para esto se utiliza la fórmula de Terzaghi. El estudio de asentamientos y demás comportamiento de interés se realizará con los estudios clásicos de suelos granulares o finos dependiendo de las características con que se cuente.

$$q_a = cN_c + 0.5\gamma BN_\gamma + \gamma DN_q$$

Los términos fueron previamente definidos

Para el caso en el que las discontinuidades gobiernen el macizo y sean de manera puntual y se presente anisotropía propia, se recomienda hacer un análisis detallado del estado de las fisuras y su resistencia para así poder hacer un diseño acorde. En este sentido, Barton maneja un criterio que puede consultarse en la bibliografía.

4.3.2 Cimentaciones profundas

Para el diseño de una cimentación profunda en roca y la determinación de su capacidad de carga, se deben tomar en cuenta las siguientes condiciones. [SMIG]

- En una hipótesis muy conservadora, la capacidad de carga se deriva de la resistencia por punta únicamente; sin embargo se debe realizar una limpieza después de la excavación para asegurar esta capacidad y evitar daños en

la estructura o asentamientos debidos a la expulsión o compresión del azolve

- La capacidad de carga se deriva de la adherencia entre el concreto y la roca a lo largo del área lateral de contacto. Esta resistencia también llamada resistencia al fuste, depende en gran medida de la calidad de la superficie de la roca en las paredes del tramo empotrado
- La combinación tanto de la capacidad de punta como la de fuste da como resultado la capacidad de carga admisible aunque algunas veces en la práctica sólo se diseña con la de punta
- Se deben tomar en cuenta parámetros como la profundidad de desplante, el empotramiento sobre la roca además de los que se establezcan en los distintos métodos

Capacidad de carga por punta.

Al igual que en las cimentaciones superficiales existen diferentes métodos para la obtención de la capacidad de carga. Algunos criterios utilizados para capacidad de carga en cimentaciones superficiales también son aplicables en cimentaciones profundas como es el caso del método de Goodman y el de Carter y Kulhawy. Pero también existen otros que a continuación se describen:

- *Método Canadiense para cimentaciones profundas*

Es muy similar al que se usa para cimentaciones superficiales pero tiene una variante en el cálculo que incluye la geometría de la pila y de la excavación.

$$q_{ult} = 3q_0 k_{sp} d$$

$$\text{Donde } d = 1 + 0.4 \left(\frac{Db}{B} \right) \leq 3.4$$

Db = profundidad de empotramiento en la roca

$B = \text{diámetro del pilote}$

Todos los demás parámetros son iguales a los que se ocupan para el caso de cimentaciones superficiales y también tomando en cuenta las restricciones que se plantean.

- Método con presiómetros

Las propiedades de una masa rocosa pueden determinarse con mediciones presiométricas. Se considera que la presión límite presiométrica, p_L , es un índice de resistencia de la roca y que la capacidad de carga última de una pila está dada por la expresión:

$$q_{ult} = [Kb(P_L - P_{ho}) + P_0]A_P$$

Dónde;

$P_L = \text{presión límite presiométrica en la zona comprendida}$
 $\text{dos diámetros arriba y abajo de la base de la pila}$

$P_{ho} = \text{presión horizontal en reposo de la roca, en el desplante del cimientto,}$
 $\text{obtenida en mediciones presiométricas}$

$P_0 = \text{presión vertical total a la profundidad de desplante del cimientto}$

$Kb = \text{factor presiométrico, admisible que depende de la relación } Db/B$

Los valores de k_b se determinan a partir de la siguiente tabla tomando en cuenta el diámetro de la pila y de la perforación.

Tabla 8 Relaciones de Kb

Kb	Db/B
0.8	0
2.8	1
3.6	2
4.2	3
4.9	5
5.2	7

Este método también es aplicable a cimentaciones superficiales donde se tenga roca muy fracturada o que no cumpla con las restricciones impuestas por el método original de cimentaciones superficiales

- *Métodos de tipo* $q_a = F * q_0^k$

En la literatura existen un gran número de teorías que calculan la capacidad de punta de una pila sólo con la multiplicación de un factor empírico F por la resistencia a la compresión simple de una muestra de roca inalterada del macizo q_0 elevado a una potencia k que también suele asignarse empíricamente. Algunos autores asumen linealidad en la ecuación por lo que $k = 1$. En la tabla 9, se muestran las variaciones a la ecuación de acuerdo al autor asumiendo linealidad.

Tabla 9 Resumen métodos que utilizan un factor y sin exponente en el valor de la resistencia a la compresión uniaxial de la roca [Basado en Serrano, Olalla y Juárez 2010]

Autor	Año	Ecuación empleada
Teng	1962	$q_{ult} = (5 \text{ a } 8) * q_0$
Coates	1967	$q_{ult} = 3 * q_0$
Pells	1977	$q_{ult} = (4 \text{ a } 11) * q_0$
Rowe y Armitage	1987	$q_{ult} = 2.7 * q_0$

ARGEMA	1992	$q_{ult} = 4.5 * q_0; \text{para } q_0 \leq 10MPa$
Findlay	1997	$q_{ult} = (1 \text{ a } 4.5) * q_0$
O'Neill y Reese	1999	$q_{ult} = (2 \text{ y } 2.5) * q_0$

Los valores de F varían de acuerdo a las características del macizo rocoso así como de la geometría de la pila en algunos casos. En el caso de O'Neill y Reese se usa un valor de 2 si el empotramiento es menor a un diámetro o 2.5 si es mayor de 1.5 diámetros y hay roca sana en 2 diámetros bajo la punta.

En los métodos donde toman el parámetro $k \neq 1$ o sea que no se acepta la linealidad, en la mayoría de las veces este parámetro es igual a 0.5. De éstas podemos básicamente destacar dos debido a su reciente publicación y uso que son las siguientes:

Tabla 10 Resumen métodos que utilizan un factor y con exponente en el valor de la resistencia a la compresión uniaxial de la roca

Autor	Año	Ecuación empleada
Zhang y Einstein	1998	$q_{ult} = 3 * q_0^{0.5}$ Límite inferior
		$q_{ult} = 4.8 * q_0^{0.5}$ Límite medio
		$q_{ult} = 6.6 * q_0^{0.5}$ Límite superior
Vipulalandan	2007	$q_{ult} = 4.73 * q_0^{0.56}$

- Método de Jiménez Salas

Este método propone que la resistencia última del pilote sea proporcional a la resistencia a compresión simple q_0 multiplicado también por un coeficiente F que dependerá de las características del macizo y del grado de empotramiento,

pero dentro del cálculo de esta, incorpora otra variable β de acuerdo al tipo de roca.

$$q_{ult} = F * q_0; \text{ donde } F = \beta \left(0.5 + \left(\frac{D_e}{6B} \right) \right) \leq 1$$

$$\beta \begin{cases} 0.8 & \text{Areniscas compactas, caliza} \\ 0.6 & \text{Granito, pórfido, diabasa, granodiorita, etc.} \\ 0.3 & \text{Pizarra, filita, micacita etc.} \end{cases}$$

- Método de Serrano y Olalla

Al igual que en cimentaciones superficiales, se propone un método en el que realizan un análisis plástico, suponiendo un medio isótropo, homogéneo basados en el modo de falla de Hoek y Brown y en el RMR o GSI. Además también, se basan en las hipótesis de falla de Meyerhof (1951) con la cual se puede realizar un análisis basado en la teoría de las líneas características. El esquema planteado queda entonces como se muestra en la figura 4.14.

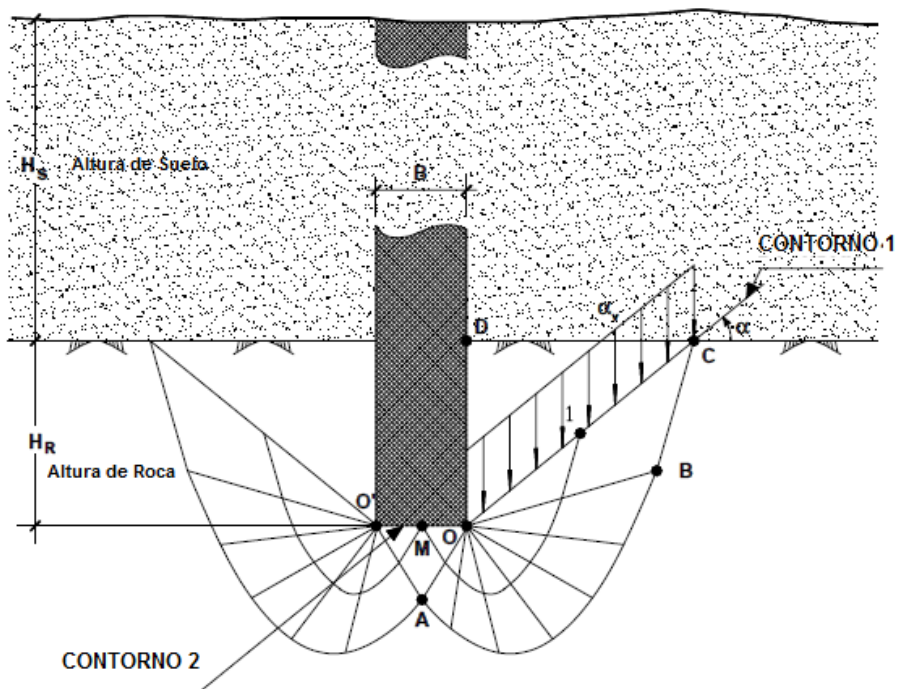


Figura 4.14 Representación esquemática para análisis por Serrano y Olalla

Se deben calcular algunos parámetros propios del método necesarios como son; los parámetros β y ζ descritos anteriormente para cimentaciones superficiales, la altura media (h_m) la esbeltez del pilote (n), donde;

$$h_m = \frac{H_S * \gamma_S + 0.5(H_R * \gamma_R)}{\beta}$$

$$n = \frac{H_R}{B}$$

Cuando $h_m > \sqrt{8\zeta}$ se dice que existe una sobrecarga grande alrededor del pilote y de lo contrario entonces la sobrecarga es pequeña, ya sea para un pilote profundo o semiprofundo

La expresión entonces para calcular la capacidad de carga del pilote, en principio, está dada por la ecuación:

$$q_{ult} = \beta(N_\beta - \zeta) * s_\beta$$

Dónde: $s_\beta = 1 + \tan(\varphi)$ y representa un factor de forma del pilote

Posteriormente se agrupan algunos términos para quedar de la siguiente manera:

$$q_{ult} = \beta * N_{\beta P}$$

Dónde $N_{\beta P}$ = factor que depende de h_m, n, β y ζ

Con los valores de h_m, n, β y ζ se entra a los gráficos que se presentan en el Anexo 2.2.4 para obtener el valor de $N_{\beta P}$.

Al igual que para cimentaciones superficiales, la capacidad de carga admisible depende del factor $F = F_p F_m$ y su cálculo se realiza de la misma manera que en superficiales.

Capacidad de carga por fuste o fricción.

La capacidad de carga por fuste en una pila, suele depender básicamente de la interacción que haya entre el concreto y la roca o el material que se encuentre alrededor de la pila. Esta capacidad es pequeña comparada con la de punta y en algunos casos se desprecia. En ocasiones es importante también tomar en cuenta las características del concreto si es que se desea que la cimentación también trabaje por fuste. Al igual que para la capacidad de punta existen varios métodos para estimar esta capacidad los cuales se explican a continuación.

- **Método Canadiense**

Este método toma en cuenta la calidad tanto del concreto como de la roca además de la geometría de las pilas, se estima con base en la siguiente ecuación:

$$q_{ult} = \pi B D_b \tau_s$$

Donde; B diámetro de la perforación en el empotramiento

D_b = penetración de la pila en la formación de la roca

τ_s = resistencia última unitaria, promedio, por fricción entre pila y roca

El valor de τ_s depende de la resistencia del concreto y de la roca, así como de la calidad de la superficie de contacto expuesta por la perforación; sus límites varían entre 0.7 y 2.1 MPa. Para determinar la capacidad permisible por fricción entre la pila y la roca se recomienda utilizar un factor de seguridad global no menor a 2.5.

En la resistencia última por fricción entre pila y roca influye la rugosidad de perforación. Se consideran dos condiciones; pilas convencionales o pilas ranuradas o estriadas.

Las pilas convencionales tienen un contacto concreto-roca relativamente liso. La relación entre la fricción pila-roca y la resistencia a la compresión del material de menor resistencia está dada por la siguiente ecuación:

$$\frac{\tau_s}{p_a} = 0.63 \left(\frac{q_a}{p_a} \right)^{0.5}$$

Donde; p_a = presión atmosférica

$$q_a = 0.05f'_c$$

f'_c = calidad del concreto de acuerdo a su resistencia a la compresión

Las pilas ranuradas o estriadas se hacen cuando la roca está relativamente sana y sin grandes fisuras o agrietamiento. Se suelen hacer ranuras o hendiduras para aumentar la rugosidad roca-concreto. Cuando se realiza este procedimiento el coeficiente de 0.63 de la expresión anterior se sustituye por uno de 1.9. Este procedimiento es complicado y difícil de lograr por lo que se tienen que tomar en cuenta factores de seguridad e incertidumbre.

- Métodos basados en expresiones de tipo $q_a = F * q_0^k$

Al igual que para capacidad por punta, existe una gran variedad de métodos para la estimación de la capacidad por fuste. Su aplicación depende de las características del proyecto y las necesidades específicas en el diseño. En la tabla 11 se mencionan algunas expresiones utilizadas así como su autor. Su explicación y aplicación escapa al alcance de este trabajo ya que para cada expresión existe una metodología compleja y consideraciones extensas.

Tabla 11 Resumen métodos tipo para capacidad por fuste o fricción

Autor	Año	Ecuación empleada	Observaciones
Poulos & Davis	1980	$q_{ult} = 0.15 * q_0$	Utilizada solo para $q_u < 0.45MPa$
Hooley & Lefroy	1993	$q_{ult} = 0.3 * q_0$	Solo rocas fuertemente meteorizada
Kulhawy & Phoon	1993	$q_{ult} = (0.22 a 0.67) * q_0^{0.5}$	Superior para rocas muy rugosas e inferior rocas blandas
Zhang & Einstein	1998	$q_{ult} = (0.4 a 0.8) * q_0^{0.5}$	Límites inferior y superior

En caso de que la cimentación se lleve a cabo por medio de pilotes prefabricados, no se podrá estimar la capacidad de carga ni de fuste por medio de ninguno de los métodos antes mencionados para el diseño, aunque para estimaciones pueden dar una idea de cómo se comportará la estructura. Para tener un valor confiable y aproximado de la capacidad de carga de un pilote es conveniente realizar minuciosas observaciones de hincado y pruebas de carga que permitan estimar la capacidad soportante.

4.4 Valores y estimación de presiones admisibles.

Para cuando se requiere una estimación preliminar de la capacidad de carga o no se realiza una exploración muy elaborada del sitio debido a que las características del proyecto no lo demandan, pueden emplearse valores predeterminados de presiones admisibles que se han elaborado a lo largo del tiempo de acuerdo a la experiencia y a pruebas realizadas en algunos otros proyectos. Estos valores también sirven como comparación de los obtenidos por medio de los métodos

para calcular la capacidad de carga y así verificar si se encuentra en el rango de lo permisible.

En particular, estos valores proporcionan un grado de seguridad razonable contra la falla al corte y contra asentamientos probables en cimentaciones superficiales. Sin embargo, sólo se recomienda su uso en anteproyectos o construcciones de poca importancia o riesgo.

La CFE [1979] propone una tabla de presiones admisibles en su Manual de Diseño que habla sobre Cimentaciones en roca y tienen las siguientes consideraciones o limitaciones:

- La máxima presión transmitida debida a cargas excéntricas que incluyen cargas vivas y peso propio más cargas laterales permanentes, no deberá rebasar los valores presentados
- Puede permitirse un exceso de hasta un tercio de la presión admisible para cargas vivas transitorias, de viento o sismo
- Las zapatas deberán estar desplantadas al menos 50cm bajo la superficie del terreno
- Se puede incrementar con juicio prudente en 5% la presión mostrada por cada metro de profundidad de la zapata
- Los valores que se presentan en la tabla 12, serán tomados como la capacidad admisible q_a por lo que no se debe tomar en cuenta un factor de seguridad

Para roca de cualquier tipo muy fracturada, desgastada o incluso con rotura a simple vista, será necesaria una evaluación en el sitio incluyendo una prueba de carga si es necesario. Para el último caso de la tabla, se debe considerar que el tipo de roca es propenso a expansiones lo que provoca liberación de esfuerzos por lo que el uso de la presión admisible debe ser sólo comparativo.

Tabla 12 Presiones admisibles [CFE 1979]

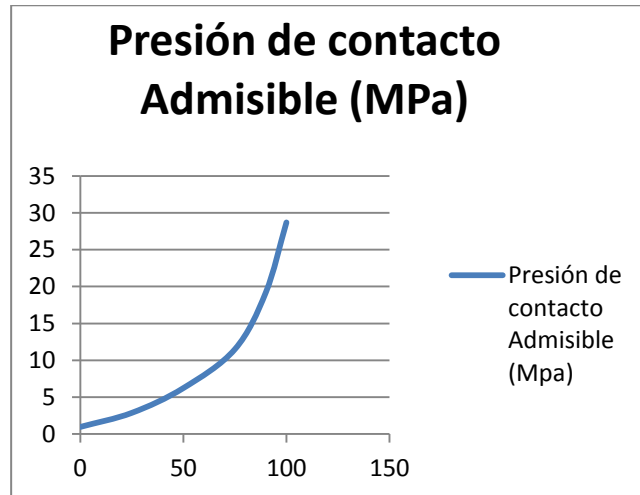
Tipo de Roca	Consistencia	Presiones admisibles (kg/cm ²)	
		Intervalos	Valor de uso recomendado
Roca ígnea y metamórfica cristalina: granito, diorita, basalto, gneis, conglomerado bien cementado (se permiten grietas o fisuras menores)	Roca compacta y sana	60 a 100	80
Roca metamórfica foliada: esquisto y pizarras	Roca dura, sana y medianamente compacta	30 a 40	35
Roca sedimentaria: lutitas, limonitas, arenisca, caliza sin cavidades con alto grado de cementación	Roca de dureza media, medianamente compacta	15 a 25	20
Rocas blandas o intemperizadas de cualquier tipo y lutitas compactas sanas	Roca blanda	8 a 12	10
Lutita blanda	Roca blanda	2 a 6	4

Existen otras formas para la estimación de la presión admisible que toman en cuenta algunas características de la clasificación de macizos rocosos como el RQD, la Q de Barton, el RMR de Bienawski o el GSI.

Peck en 1974 propuso valores de presiones admisibles tomando en cuenta el RQD mediante la siguiente tabla.

Tabla 13 Valores de presiones admisibles con RQD

RQD	Presión de contacto Admisible (MPa)
100	28.70
90	19.20
75	11.50
50	6.23
25	2.87
0	0.96



Para el caso de pilas, se puede usar el siguiente gráfico que toma en cuenta el RMR de Bienawski y es propuesto por el manual de diseño de Hong Kong.

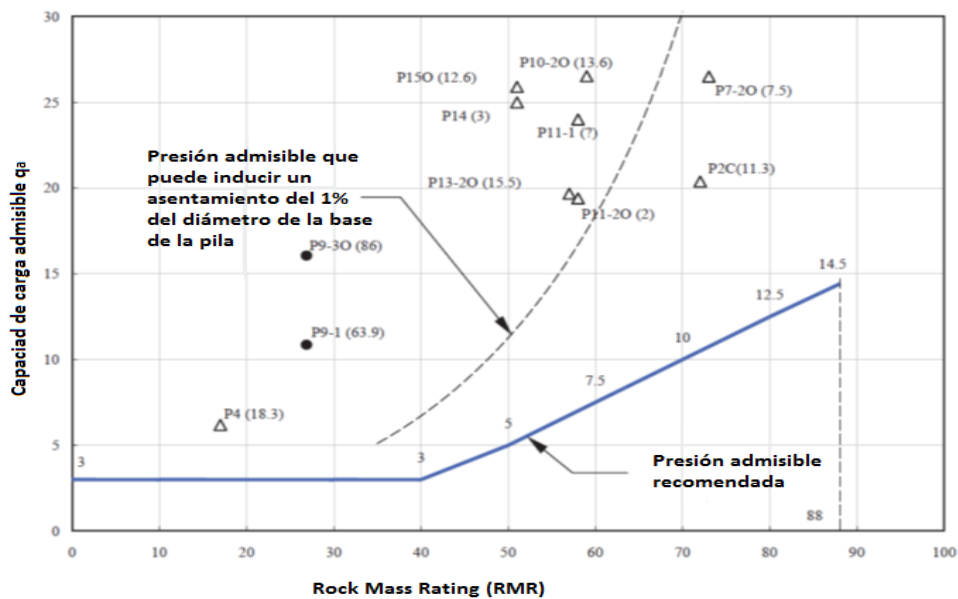


Figura 4.15 Valores de presiones admisibles con RMR [Hong Kong]

Las presiones admisibles, como ya se dijo, son únicamente valores comparativos y de apoyo.

En algunos casos se presenta el valor de la q_{max} por lo que se debe emplear un factor de seguridad para así tener la presión admisible a aplicar.

En la mayoría de los códigos y manuales, el factor de seguridad es igual o mayor que 3, sólo tomando en cuenta las cargas vivas y muertas aplicadas, por lo que este factor debe aumentar a medida que se presenten cargas extraordinarias como sismo o viento.

4.5 Consideraciones por discontinuidades en macizos rocosos.

Tanto para el diseño como para la construcción de una cimentación sobre roca, muchas veces es necesario además de todas las consideraciones previas, ciertas peculiaridades y recomendaciones dependiendo del tipo de discontinuidad que se trate y su localización. Estas recomendaciones se basan en la experiencia de proyectos previos o en casos peculiares.

Las juntas verticales de dos a diez centímetros de abertura y separaciones mayores a la base de cimentación, con o sin relleno, no afectan a la capacidad de carga de la roca. En este caso, como ya se ha mencionado, se puede considerar como roca intacta y el valor de su capacidad de carga puede ser igual al cuarenta por ciento de la resistencia a la compresión de la roca sana.

Si entre las juntas existe algún relleno arcilloso o de otro tipo, se deberá tomar en cuenta la presencia de asentamientos diferenciales de la estructura. Cuando se tengan cargas muy altas.

En el caso de que la cimentación no tenga una superficie perpendicular a las cargas aplicadas sino que su estabilidad está asociada a la falla por deslizamiento de bloque de roca, esta debe ser analizada a partir del equilibrio de fuerzas que actúan sobre el bloque como se analiza la estabilidad de taludes tradicional

Cuando se presenta una falla, se debe verificar primero la actividad de la misma, si es que esta activa o no, mediante medidas de instrumentación o registros geológico-topográficos. Una vez detectada la falla si es que es activa y se encuentra en una zona propensa de la cimentación, se debe considerar la reubicación de la misma o la colocación de pilas o lumbreras alrededor de la cimentación que impidan el movimiento de la falla, o considerar la posibilidad de si el diseño partía de una cimentación superficial, hacerla profunda, hasta un estrato donde la falla no tenga actividad. Aún en este caso, se debe dar un tratamiento de estabilidad aledaño que evite posibles daños a la cimentación y la estructura. En caso de que se trate de una falla inactiva, bastará con un buen tratamiento a base de inyecciones o anclaje para mejorar las características del macizo. Además se deberán tomar en cuenta los esfuerzos transversales que pueden afectar a la cimentación.

En caso de presencia de pliegues, se debe verificar la presencia de oquedades o cavidades por debajo de los mismos, ya que es muy común que se presenten. Si se presenta alguna oquedad a una profundidad mínima, se deberá excavar y desplantar a partir del punto de la oquedad si se presenta a una profundidad alta, dependerá de las características del proyecto para valorar la presencia de pilas que lleguen hasta la profundidad de la oquedad o simplemente con la construcción de una delgada losa de cimentación que evite transmisión de esfuerzos hasta esta zona.

También un tema de interés cuando se trata de cimentaciones sobre roca, se debe a la presencia de cavidades las cuales aparecen principalmente en terrenos cársticos o pseudocársticos. Estas cavidades son producidas por la misma intervención humana o por procesos naturales. La actividad minera es la principal causa de cavidades de origen humano y el hundimiento o colapso por viejas minas es una de las más antiguas formas de alteración superficial causados por el hombre.

. Su presencia tiene una gran implicación en la ingeniería de rocas en general:

- Se presenta topografía irregular que provoca que la roca madre sea de condiciones también irregulares y provoquen hundimientos diferenciales o totales
- Se requiere de tratamientos complejos de inyección y se presentan condiciones difíciles de excavación

- Problemas asociados al flujo de agua que requieren seguimientos de flujo y la desviación de los mismos de la zona de cimentación

Para evitar estas problemáticas, se recomienda:

- Evitar el área para el uso de carga si es posible
- Transferir las cargas a los lados de la cavidad cuando estas sean de baja magnitud
- Rellenar las cavidades para minimizar el hundimiento, prevenir un colapso catastrófico y evitar la ampliación de las mismas
- Contar con un programa de drenaje provisional subterráneo y superficial antes de la construcción de la cimentación y posterior para el control
- Desarrollo de modelos basados en el método del elemento finito para el cálculo de esfuerzos debidos a la estructura sobre el macizo para observar el comportamiento del mismo en la zona o zonas donde se presente la cavidad

4.6 Asentamientos

Las deformaciones que experimenta un macizo al serle aplicada una carga en una cimentación superficial son básicamente los que se provocan instantáneamente, las debidas a deformaciones elásticas, las que se producen antes y después de una falla plástica y las debidas a ciertos cizallamientos que se presentan dentro del macizo.

Las deformaciones que dependen del tiempo son principalmente tres:

1. Consolidación: Se refiere a la expulsión de fluidos de los poros debido a un aumento en la tensión. Este fenómeno es más asociado a suelos que a rocas, sin embargo, las masas de rocas suelen tener suelos compresibles, también algunos depósitos sedimentarios intercalados con roca arcillosa como las pizarras pueden también ser susceptibles a consolidación si se someten a altos esfuerzos. El cálculo de estas deformaciones se realiza igual que para suelos tomando en cuenta las propiedades de los suelos

compresibles dentro del macizo o las rocas sedimentarias de baja consistencia.

2. Expansión: ciertos minerales expansivos como la montmorillonita y anderita reaccionan y se expanden al estar en contacto con el agua. Después del secado, estos minerales pueden experimentar también cambios debidos a la contracción. Este fenómeno se presenta principalmente en rocas sedimentarias y en roca volcánica que presenta feldespatos de calcio.
3. Fluencia: Se refiere al proceso en el que el macizo de roca sigue experimentando fuerzas de tensión tras la aplicación de esfuerzos actuantes en su entorno.

Las deformaciones que no dependen del tiempo y fueron descritas previamente, pueden estimarse por diversos métodos de análisis que se derivan de la teoría de la elasticidad la cual toma en cuenta que la roca es homogénea, isótropo y presenta un comportamiento elástico-lineal. Uno de estos métodos es descrito por Poulos y Davis en el cual se debe tomar en cuenta la profundidad de influencia, es decir, la profundidad a la que los esfuerzos actuando normales al plano de la base, disminuye a veinte por ciento del esfuerzo máximo para la cimentación. Para el uso de estos métodos, es necesario conocer el módulo de elasticidad o deformación y del módulo de Poisson como parámetros de entrada.

La precisión con la cual se pueden estimar los asentamientos utilizando la teoría de la elasticidad depende de la precisión del módulo de elasticidad estimado para la masa de roca. En el capítulo 2 se abordaron las formas de obtener el módulo de deformación.

En el caso de que se tenga un macizo estratificado, la estimación de la deformación-asentamiento en el caso de que las relaciones de módulos de deformación de cada capa no exceda un factor de seguridad de tres, se puede tratar como una sola capa con un representante módulo de deformación equivalente a la media ponderada de todas las capas dentro de la profundidad de influencia. El promedio ponderado considera que las capas más cerca de la cimentación tienen mayor influencia en la deformación total.

En la siguiente figura se muestra una cimentación apoyada en un estrato de capas múltiples y su módulo de deformación se puede obtener a partir de la ecuación que se muestra.

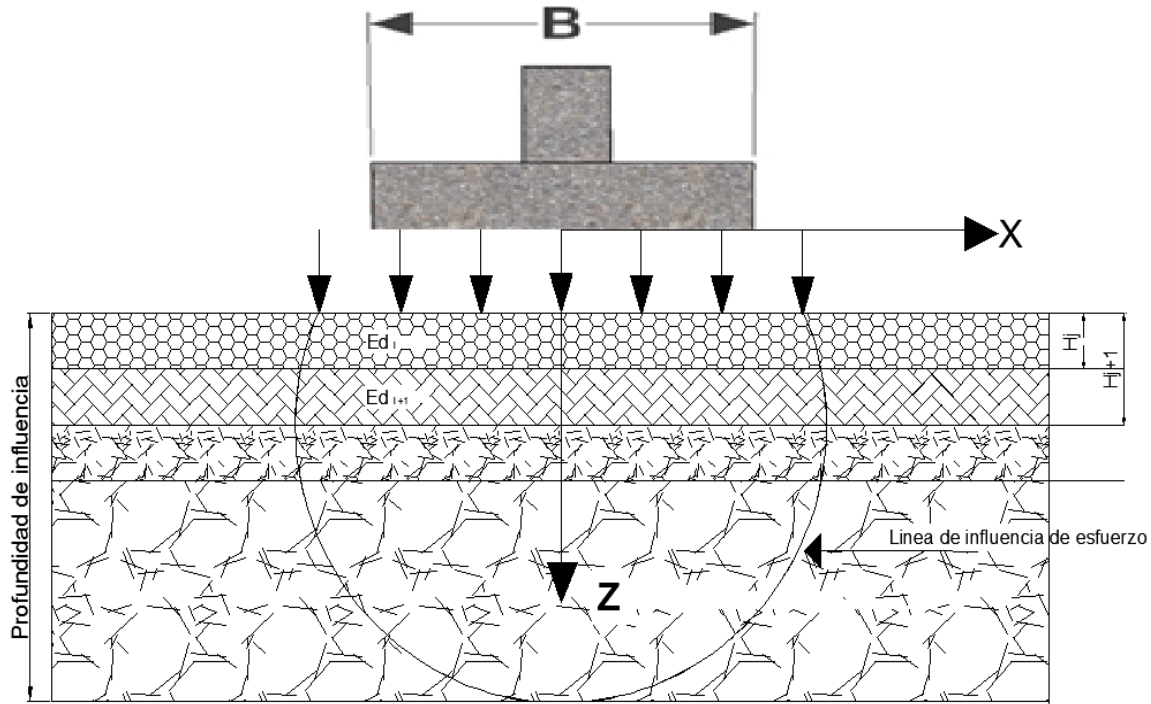


Figura 4.16 Determinación módulo de deformación macizo estratificado [Department of the Army]

$$E_{dw} = \frac{\sum_{i=1}^n \left(\frac{E_i}{\sum_{j=1}^i h_j} \right)}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{1}{\sum_{j=1}^i h_j} \right)}$$

Donde E_{dw} = módulo de deformación ponderado del macizo

$E_{d_i} E_{d_{i+1}} \dots \dots E_{d_n}$ = módulo de deformación para cada capa

$h_j h_{j+1} \dots \dots h_n$ = altura de cada capa

n = Número de capas

Para cimentaciones flexibles, las cuales carecen de suficiente rigidez para resistir la flexión bajo cargas extraordinarias, la deformación máxima se presenta de manera uniforme bajo la base y en el centro de la cimentación. Esta deformación puede estimarse a partir de la siguiente fórmula.

$$\delta_a = \frac{1.12qB(1 - \mu^2) \left(\frac{L}{B}\right)^{\frac{1}{2}}}{E_d}$$

Donde; $\delta_a =$ deformación máxima

$q =$ carga unitaria aplicada en la cimentación

$B =$ ancho de cimentación

$L =$ largo de cimentación

$\mu =$ módulo de Poisson

$E_d =$ módulo de deformación

En el caso en que la roca esté muy fisurada o triturada y no se satisfacen los criterios para determinar que se tiene roca competente, en el análisis de asentamiento se deberá considerar la influencia del tipo de roca, el estado de las discontinuidades y el grado de meteorización. Este asentamiento elástico en zapatas desplantadas en roca fisurada o triturada se puede calcular mediante las siguientes expresiones dependiendo de la geometría. [De acuerdo a ASSHTO 2004]

Para zapatas circulares o cuadradas:

$$\rho = q_0(1 - \mu^2) \left(\frac{rI_p}{E_m}\right) \quad \text{Dónde: } I_p = \frac{\sqrt{\pi}}{\beta_z}$$

Para zapatas rectangulares:

$$\rho = q_0(1 - \mu^2) \left(\frac{BI_p}{E_m}\right) \quad \text{Dónde: } I_p = \frac{\left(\frac{L}{B}\right)^{\frac{1}{2}}}{\beta_z}$$

$\rho =$ asentamiento permisible

$q_0 =$ carga vertical en la base

$r =$ radio de una zapata circular o $\frac{B}{2}$ en caso de zapatas cuadradas (mm)

$I_p =$ coeficiente de influencia que toma en cuenta la rigidez

$\beta_z =$ factor que toma en cuenta la geometría

Tabla 14 Coeficiente Beta

L/B	Flexible, β_z	Rígido β_z
Circular	1.04	1.13
1	1.06	1.08
2	1.09	1.10
3	1.13	1.15
5	1.22	1.24
10	1.41	1.41

Asentamientos en pilas

Existen varios métodos para el cálculo de asentamientos en pilas, que toman en cuenta diferentes parámetros o factores pero que en esencia tienen la misma forma y variables.

El método de Ménard toma en cuenta mediciones presiométricas a macizos rocosos homogéneos o estratificados, cuyos módulos no difieran entre sí por un factor de 10. A fin de definir la variabilidad de los módulos de elasticidad del macizo, incluyendo la influencia de juntas y otros tipos de discontinuidades es necesario efectuar varios ensayos. Su cálculo se efectúa bajo la siguiente expresión:

$$\rho = \frac{q_0 * D}{9 \alpha_m E_m}$$

Dónde: $D =$ diámetro de la pila

$\alpha_m =$ coeficiente que depende del espaciamiento de las discontinuidades

de la masa rocosa y se puede estimar con la tabla adjunta

Otros valores previamente indicados.

Tabla 15 Valores de alfa

Espaciamiento de las discontinuidades	α_m
>3m	1
1 a 3m	0.75
0.3 a 1m	0.5
8 a 30 cm	0.25

Este método tiene la limitación de no tomar en cuenta la deformación correspondiente a juntas y lentes horizontales deformables.

En el manual de cimentaciones canadiense, se toma en cuenta el método propuesto por Pells y Turner para estimar estos asentamientos tanto para pilas de fricción como de punta. En pilas de fricción se determina por tanteos del diámetro y longitud de la perforación requerida en el empotramiento para que el esfuerzo cortante medio inducido sea menor o igual que la resistencia última por fricción entre pila y roca. Con las dimensiones de la pila consideradas y los módulos de elasticidad de la roca y concreto, se calcula el asentamiento con la ecuación:

$$\rho = \frac{q_0}{\frac{B}{2} E_m} * I_p$$

Dónde; B = diámetro de perforación de la pila

I_p = factor de influencia de asentamiento

El método propone una gráfica para la obtención de I_s para distintos valores de la longitud nominal de empotramiento en la roca, el radio de perforación en el empotramiento y el módulo de elasticidad del concreto. Estas gráficas se pueden encontrar en el Anexo 2.4 de este trabajo.

Burland y Lord proponen otro método para la estimación de asentamientos en pilas pero con la inclusión de dos factores que toman en cuenta la profundidad de desplante y el grado de rigidez.

$$\rho = \frac{q_0(1 - \mu^2)D}{E_m} C_d C_s$$

Dónde: C_d = factor de corrección de profundidad

C_s = factor de corrección de forma y rigidez

Los valores de estos factores se pueden encontrar en las gráficas que vienen en el Anexo 2.5 de este trabajo.

4.7 Interacción con la estructura y análisis de deformaciones sobre la misma

La relación que existe entre la cimentación y la estructura en el caso de rocas tiene muy poca relevancia ya que la mayoría de las veces se tienen valores altos de módulos de reacción y de deformación comparados con los materiales que componen la estructura. En el caso de rocas blandas el análisis de interacción se realizará de la misma forma que para suelos para obtener las componentes que requiere el estructurista. En la práctica, en muchas ocasiones se desprecia el efecto de esta interacción en grandes estructuras. Diferentes condiciones de suelo y diferentes propiedades de la cimentación tienen distintos efectos en la respuesta estructural.

En el caso del sismo se distinguen dos factores que contribuyen al efecto; primero, la imposibilidad de la cimentación de aportar el movimiento no uniforme, variable especialmente del suelo, es la llamada reducción media del movimiento de la cimentación y segundo, la acción y reacción entre el suelo y la cimentación. Para el caso del viento, sólo el segundo es importante.

Una estructura en equilibrio posee un nivel mínimo de energía potencial acumulada por la deformación elástica y al trabajo de fuerzas aplicadas en forma

gradual. Este balance energético se ve modificado por el aporte de energía otorgado al sistema estructural por las cargas dinámicas que producen deslizamientos y aceleraciones adicionales a las deformaciones estáticas. Al presentarse un sismo, este balance se ve modificado generando esfuerzos cortantes y momentos deflectores a lo largo de la estructura.

En caso de que la cimentación esté apoyada directamente sobre roca, la interfaz de la estructura no se deforma y no sufre deslizamientos adicionales a los medios del punto de control. Es decir no se presentan perturbaciones o movimientos que alteren en demasía el equilibrio que la estructura posee.

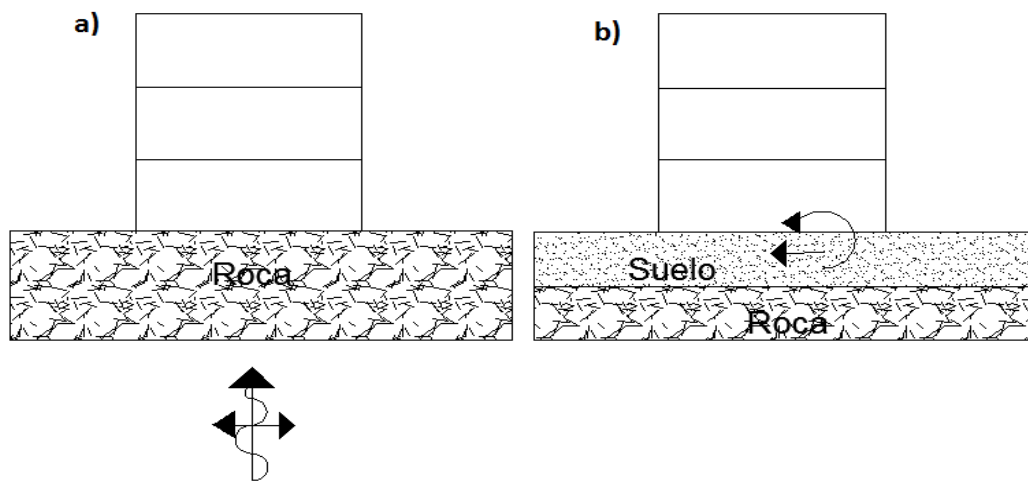


Figura 4.17 Figura esquemática de la respuesta ante sismo de acuerdo al terreno de cimentación [Canavesio et.al]

En el caso de que se tenga una capa de suelo por encima del macizo, la excitación provocada por el sismo ya no es la medida sobre la roca sino que en general el suelo amplifica las traslaciones y surgen componentes rotacionales en cimentaciones profundas que se deben considerar en el diseño estructural. El análisis de los efectos se debe desarrollar en la parte estructural al realizar las combinaciones de carga pertinentes para el diseño de la cimentación. Estos análisis escapan al alcance de este trabajo.

Otro caso a considerar es el diseño y fabricación de pilas y pilotes, ya que en ocasiones pueden presentar fallas antes que el suelo lo que provocaría

agrietamientos o el colapso de la estructura. Para esto se toma en cuenta el análisis de cargas axiales que experimenta la pila debida a los esfuerzos a los que es sometido por el macizo rocoso. Sobre estos esfuerzos se deberá realizar el diseño de la pila como una columna para soportarlos. Se recomienda la utilización de concreto reforzado de alta resistencia o de acero como material de las pilas cuando se tenga un proyecto de grandes dimensiones para así asegurar su buen desempeño.

4.8 Consideraciones en la construcción

Como sabemos, el proyecto y dimensionamiento de una cimentación en roca, no termina con la realización de planos sino que se pueden presentar modificaciones durante el periodo constructivo a medida que la exposición en masa del macizo rocoso va revelando sus características reales con una visión que en ocasiones no se ven en los estudios previos. Para ello, se debe inspeccionar cuidadosamente cada actividad para que el comportamiento responda realmente a los requerimientos previstos en el proyecto.

La parte principal de la construcción de una cimentación es la excavación para la cual existen varios métodos aplicables, en los cuales se debe considerar tanto las características del macizo a excavar como el dimensionamiento de la cimentación. Entre los métodos existentes se encuentran:

- Perforación y voladura: de los más utilizados para el caso de rocas, aunque se deben prever ciertas cuestiones como minimizar el daño de la base a la hora de realizar la voladura para evitar la presencia de nuevas discontinuidades o la ampliación de las ya existentes.
- Precorte de la zona de cimentación; con este método se evita en gran medida la propagación de la onda expansiva hacia la roca madre y la inducción de tensiones dinámicas que fisuran el macizo.
- Postcorte: se aplica a la última línea de la excavación, en donde estará el perímetro de la misma, detonándola al final de todas las demás líneas de la

voladura. Requiere de una perforación más cerrada, con menor carga por barreno que el resto de la voladura, y se pretende dañar menos a la masa de roca que permanecerá *in situ*.

- Rasgado: es un método por el cual se debilita el material con maquinarias como excavadoras, tractores, martillos eléctricos a modo de tener material más trabajable y de fácil desplazamiento con cargadores frontales o caminos de carga.
- Mediante sierras: no es una práctica común pero es de utilidad en casos donde se requiera cortar una ranura a lo largo de una línea de excavación antes de la voladura y deja una superficie lisa comparada con otro tipo de métodos.
- Chorros de agua: pueden ser utilizado para el corte de ranuras, agujeros de perforación, el recorte de líneas de excavación, limpieza de material suelto de una excavación superficie etc. No es muy recomendable ya que se necesitan altas presiones y gran cantidad de agua.

Durante la construcción de la cimentación se debe garantizar la estabilidad y el buen estado del sitio. La estabilidad fue tratada en el capítulo anterior. En caso de alguna suspensión temporal de la obra o periodos prolongados donde no se pueda realizar algún tipo de construcción por inclemencias climáticas, se recomienda proteger el sitio con algún material para evitar la erosión o descomposición del macizo durante este tiempo. Esto se puede llevar a cabo con alguna pantalla de concreto pobre, un material geotextil o incluso plásticos o madera que cubran el terreno.

Capítulo 5

5. Casos particulares de cimentaciones en roca

5.1 Cimentaciones en presas

Una presa, como es bien sabido, es una obra singular que debe ser adaptada a la morfología y resistencia del cimiento, así como a las características hidrológicas del sitio. Tanto la estructura de retención como el agua retenida en ella interactúan con una gran masa del terreno, de dimensiones muy superiores incluso mayores a las de la propia presa. Por lo anterior podríamos decir que el terreno de cimentación debe ser suficientemente resistente e impermeable para poder soportar las cargas normales e hidráulicas a las que será sometido. La presa debe contener el agua, apoyada en un factor de seguridad suficiente ante un deslizamiento global, y acomodarse a las deformaciones del terreno sin dejar de prestar servicio.

Existen distintos tipos de presas catalogadas por su forma o por el material por el que son construidos. De forma general puede afirmarse que las presas de concreto requieren cimentaciones, total o parcialmente en roca, mientras que las de materiales sueltos pueden cimentarse en suelos.

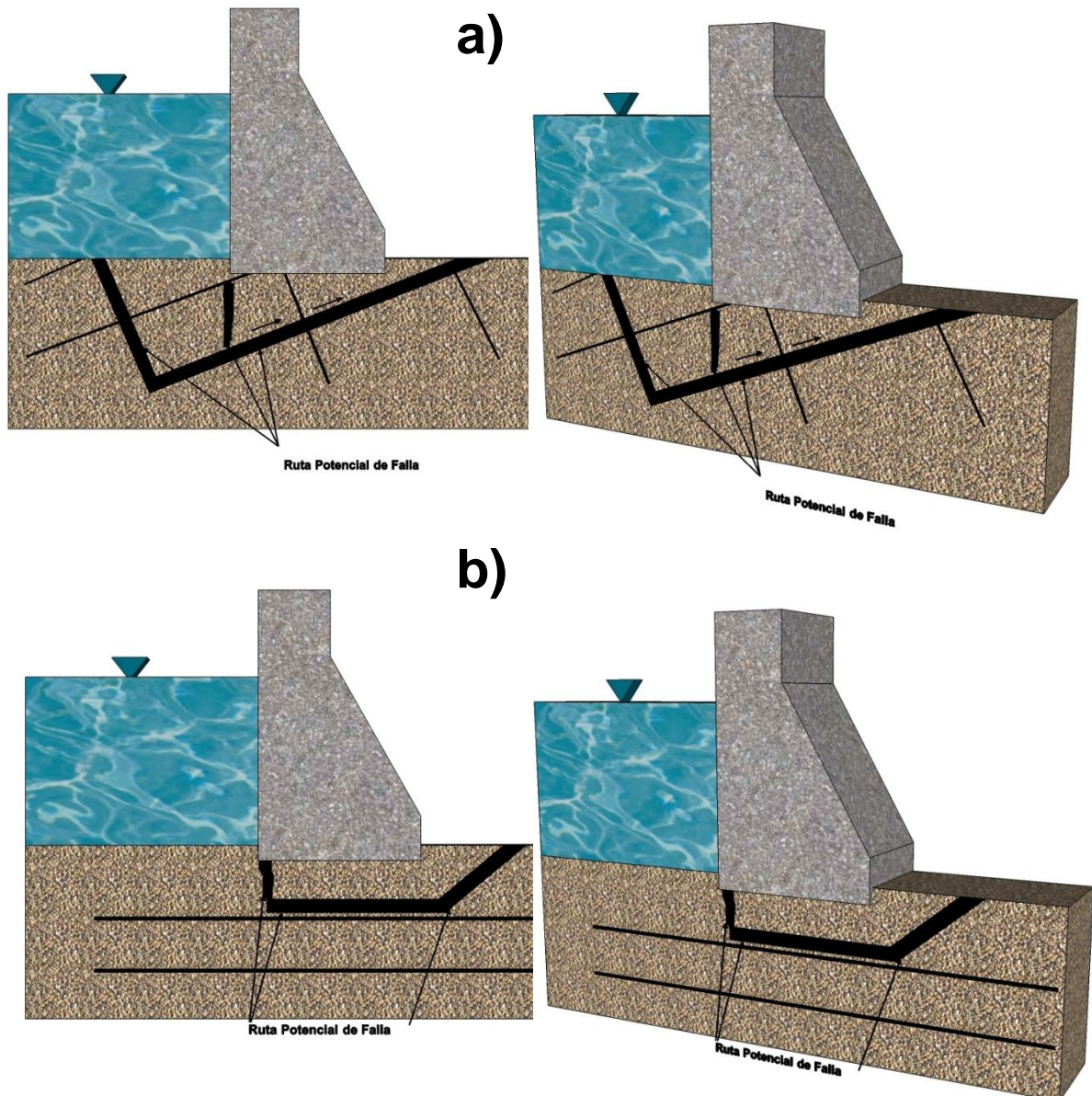
Los requisitos geomecánicos para el terreno de cimentación de una presa son:

- El grado de interperismo de la roca
- La velocidad de las ondas longitudinales en el terreno, determinada por métodos geofísicos
- El módulo de deformación del macizo rocoso

- Algún tipo o clase de clasificación basada en parámetros, como el RMR, RQD, etc.

Para el diseño, son tres los factores que rigen: los asentamientos, la acción del agua y la estabilidad. Se debe considerar también que en las cimentaciones de las presas se ejercen tres tipos de esfuerzos importantes: de compresión, de corte y los debidos a la presencia de flujo de agua.

Los modos de falla que suelen presentarse en la cimentación de una presa se presentan en la figura 5.1 y se describen posteriormente.



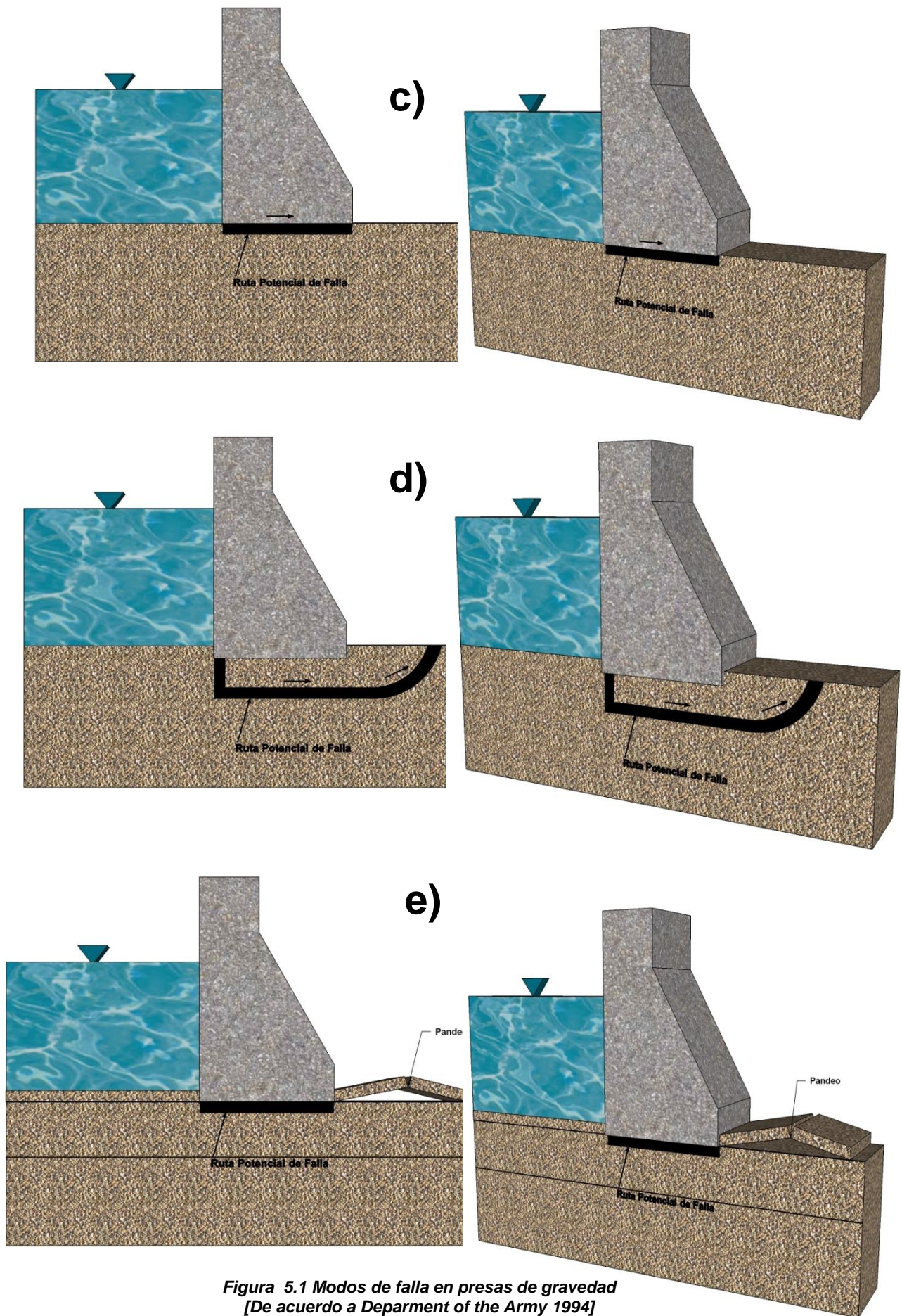


Figura 5.1 Modos de falla en presas de gravedad
 [De acuerdo a Department of the Army 1994]

- a) Falla a lo largo de discontinuidades: este modo de falla es cinemáticamente posible en el caso en que uno o más conjuntos de fallas predominan a lo largo de la estructura en dirección aguas arriba. Este caso es muy riesgoso ya que la falla se inicia generalmente por una o más discontinuidades en el talón de la estructura. Se debe propiciar que la estructura esté alineada de manera que se minimice el desarrollo de este modo potencial de falla.
- b) Falla combinada: es caracterizada donde el rumbo de falla puede ocurrir tanto a lo largo de las discontinuidades como a través de la roca intacta. Este modo de falla es más probable donde las discontinuidades son horizontales o casi horizontales y la roca es intacta.
- c) Falla a lo largo de un interfaz: se presenta en los casos donde la masa de roca contiene discontinuidades muy espaciadas y todas están orientadas desfavorablemente a la interfaz entre la estructura y la capa de cimentación.
- d) Falla generalizada en roca masiva: el rumbo de la falla está localizado en una zona de roca fracturada o triturada en lugar de presentarse en superficies definidas de discontinuidad.
- e) Falla por pandeo: la falla se inicia por el pandeo de la capa superior de roca aguas debajo de la estructura. Se puede presentar en macizos rocosos donde la roca madre es fuerte pero quebradiza.

Para realizar un diseño adecuado, se debe garantizar entonces cualquiera de los anteriores modos de falla hablando de presas de gravedad.

En presas de tierra y enrocamiento los esfuerzos cortantes inducidos en la cimentación son bajos.

El método general para el análisis de la estabilidad de una presa de gravedad consiste en relacionar la resistencia al deslizamiento de un plano horizontal con la suma de fuerzas externas que son, la presión hidrostática del embalse y las fuerzas sísmicas. Por lo anterior, se define un factor de seguridad FS, al cociente que resulta de dividir las fuerzas resistentes entre las fuerzas motoras [CFE 1979].

La expresión para determinar el factor de seguridad es el siguiente:

$$FS = \frac{(\sum V - U)\tan\varphi + cA}{\sum H}$$

Donde:

$\sum V$ = suma de fuerzas verticales (por unidad de longitud de la presa)

debidas al peso propio de la presa, más el peso del agua, más el peso de la roca que sobreyace al plano de deslizamiento

$\sum H$ = empuje horizontal (por unidad de longitud de la presa)

debida al embalse y al sismo

U = subresipon que actúa en el plano de deslizamiento

φ = ángulo de fricción de la superficie potencial de deslizamiento

c = cohesión unitaria en la superficie potencial de deslizamiento

A = área de la superficie potencial de deslizamiento

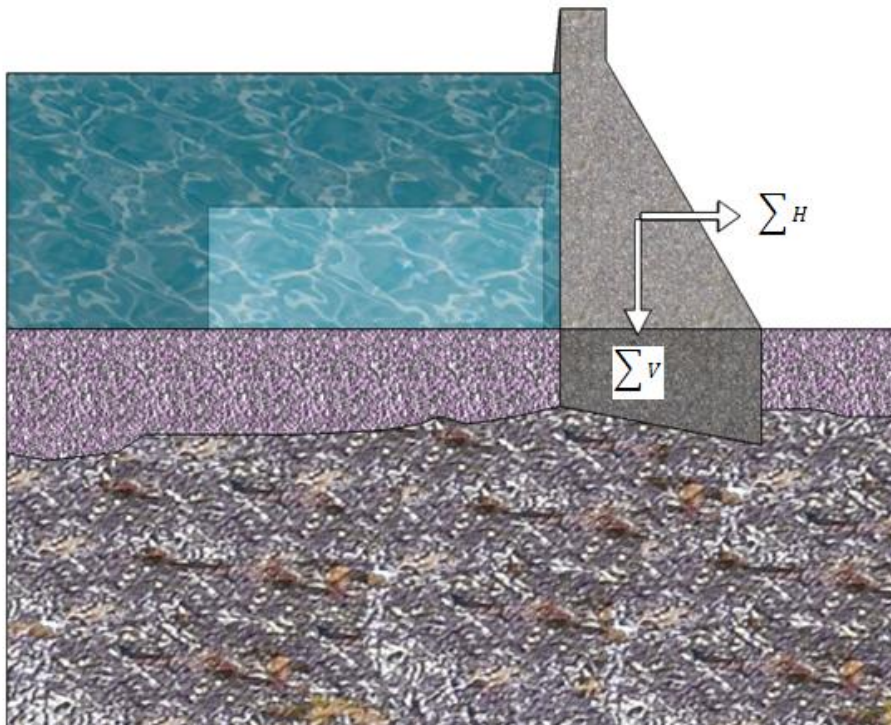


Figura 5.2 Representación básica de las fuerzas actuantes en una presa

Con este valor se puede tener un panorama preliminar sobre la severidad del problema y los efectos de las cargas actuantes. Un factor de 1.5 a 2.0 será aceptable si se incluye el efecto de sismo, sin embargo, el valor más realista deberá ser definido por el proyectista.

Cuando existen juntas y trazas de falla se debe suponer cohesión nula y un ángulo de fricción residual.

Adicionalmente, se debe emplear un sistema de drenaje para abatir subpresión o en definitiva cambiar las dimensiones o características de la estructura de la presa.

Para asegurar una presa contra la falla de volteo es requisito de diseño que la resultante de todas las fuerzas externas pase dentro del tercio medio de la base. Cuando en las fuerzas externas está incluida la acción sísmica, sólo se requiere que la resultante pase en el interior de la base.

Para el caso de las presas arco bóveda se recomienda la regularización del terreno en la parte de contacto de este y la parte curva del arco, mediante la construcción de una estructura que fije a ambos a lo largo de todo el contorno, denominado plinto, que se puede decir es como una zapata corrida de unión.

En el caso de las presas ECC (Enrocamiento con Cara de Concreto) la cimentación tiene tres zonas:

- La cimentación del plinto, donde se apoya la cara de concreto que da estanqueidad a la presa
- La cimentación de las zonas semipermeables aledañas a la cara de concreto
- La cimentación del resto de la presa.

Para la primera, se debe regularizar el terreno y evitar cambios bruscos de pendiente así como la erosión de materiales bajo la cimentación y controlar la filtración bajo el plinto.

En la segunda zona, también se debe cimentar en roca sana, eliminando todos los suelos blandos y aluviales en los primeros 30 metros aguas abajo. Por último, en la cimentación del resto de la presa se deben eliminar las capas blandas o sueltas de suelos que puedan producir deslizamientos y sustituirlas con suelos compactados.

El tratamiento para la cimentación de la presa básicamente consiste en métodos de inyección, drenaje y anclaje. Las inyecciones pueden llegar a ser tan grandes que los volúmenes de material a inyectar en ocasiones superan los de la misma estructura de cimentación.

El drenaje se lleva a cabo principalmente para aliviar la subpresión y así poder incrementar el factor de seguridad. El anclaje en presas es común cuando la roca donde se va a cimentar tiene discontinuidades severas aguas arriba o aguas debajo de la cimentación, ya que un ligero movimiento del macizo en el área donde está apoyado, causaría daños graves en la estructura.

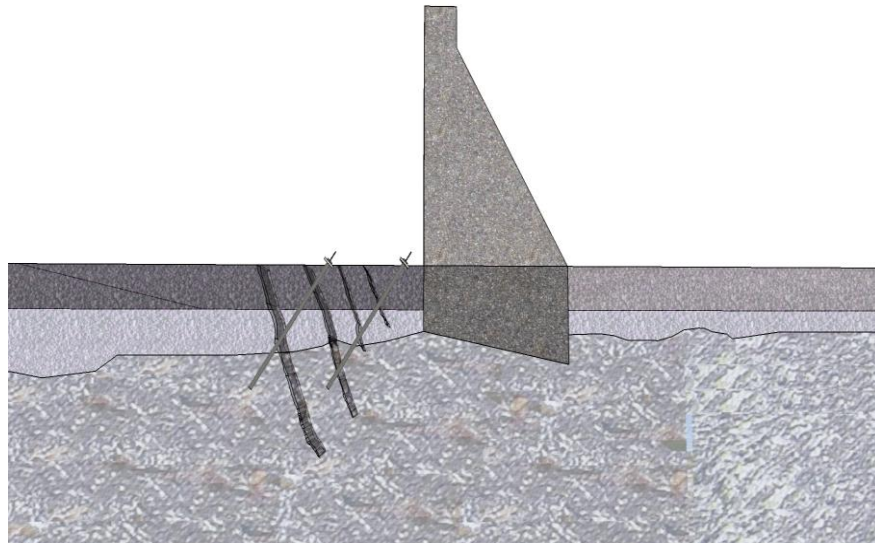


Figura 5.3 Anclaje en presas

5.2 Cimentaciones en roca en otras obras civiles

A parte de las persas, existen obras de ingeniería para las cuales se busca un terreno de cimentación de buenas características como las que posee la roca, entre los que podemos enumerar los siguientes:

- Puentes y edificios de gran altura
- Centrales nucleares
- Subestaciones eléctricas
- Instalaciones especializados y de investigación

Los puentes de gran altura por lo general suelen estar cerca de acantilados pronunciados para los cuales se debe realizar además del diseño de la propia cimentación, un estudio de estabilidad de taludes para verificar que los esfuerzos a los que será sometido el macizo, no propiciaran algún caído o deslizamiento posterior a la construcción. Los asentamientos y deformaciones también se pueden ver afectados por la influencia de las demás estructuras si es que las columnas del puente están muy juntas una de otra. Por lo general se suele usar cimentaciones superficiales para cada columna del puente, aunque si se llegan a presentar discontinuidades de gran tamaño como cavidades, se pueden emplear pilas.



Figura 5.4 Puente Baluarte Sinaloa México. Cimentación de columnas sobre roca [im5.4]

En muchos puentes por la parte baja es muy común que atraviese un río o algún cuerpo de agua, por lo que es necesario verificar adicionalmente la acción erosiva del agua sobre el macizo rocoso ya que se puede ver afectado en su resistencia y los valores pueden cambiar a lo largo del tiempo. En roca sedimentaria este aspecto es muy importante principalmente porque muchas rocas sedimentarias suelen cambiar algunas de sus características con el agua. Al igual se debe realizar un análisis de la socavación que puede existir y prever esto en el diseño y en los tratamientos. Los tratamientos para evitar la socavación van desde la protección con estructuras alternas hasta el uso de anclas a lo largo del perímetro de las zapatas para tener mayor agarré en la roca.

En las demás obras de ingeniería que se mencionaron, debido a su importancia y a su nivel de riesgo, es conveniente la cimentación sobre roca debido a que los asentamientos permisibles para este tipo de estructuras son mínimos, como se sabe, la roca tiene menores asentamientos que los suelos.

5.2.1 Caso de la cimentación de un edificio en Quintana Roo

Introducción

El proyecto se trata de un centro comercial que forma parte de un centro turístico en Quintana Roo. La cimentación ya fue realizada y el propósito es que con las técnicas actuales para el diseño de cimentaciones, se pueda comparar en cierta medida los resultados obtenidos en el diseño original con los actuales y observar las variaciones y coincidencias. [*]

Características del proyecto

El predio tiene un área en planta de poco más de 3000 m² y se encuentra en una zona de lago por medio de rellenos controlados. El edificio cuenta con 4 niveles de doble altura con lo cual tiene una altura total de alrededor 20 m.

Las cargas son transmitidas a la cimentación, por medio de columnas circulares de diámetros variables entre 0.2 y 0.9 metros.

El área del proyecto se encuentra dentro del estado de Quintana Roo que se caracteriza por su geología de material calcáreo. Los niveles inferiores están cubiertos por calizas duras. Más arriba calizas cada vez más impuras a veces arcillosas o de color amarillento o rojizo. Los niveles superiores de la formación están representados por calizas blancas, duras y masivas. Los echados son débiles, a veces nulos, generalmente orientados hacia el NNE. [*]

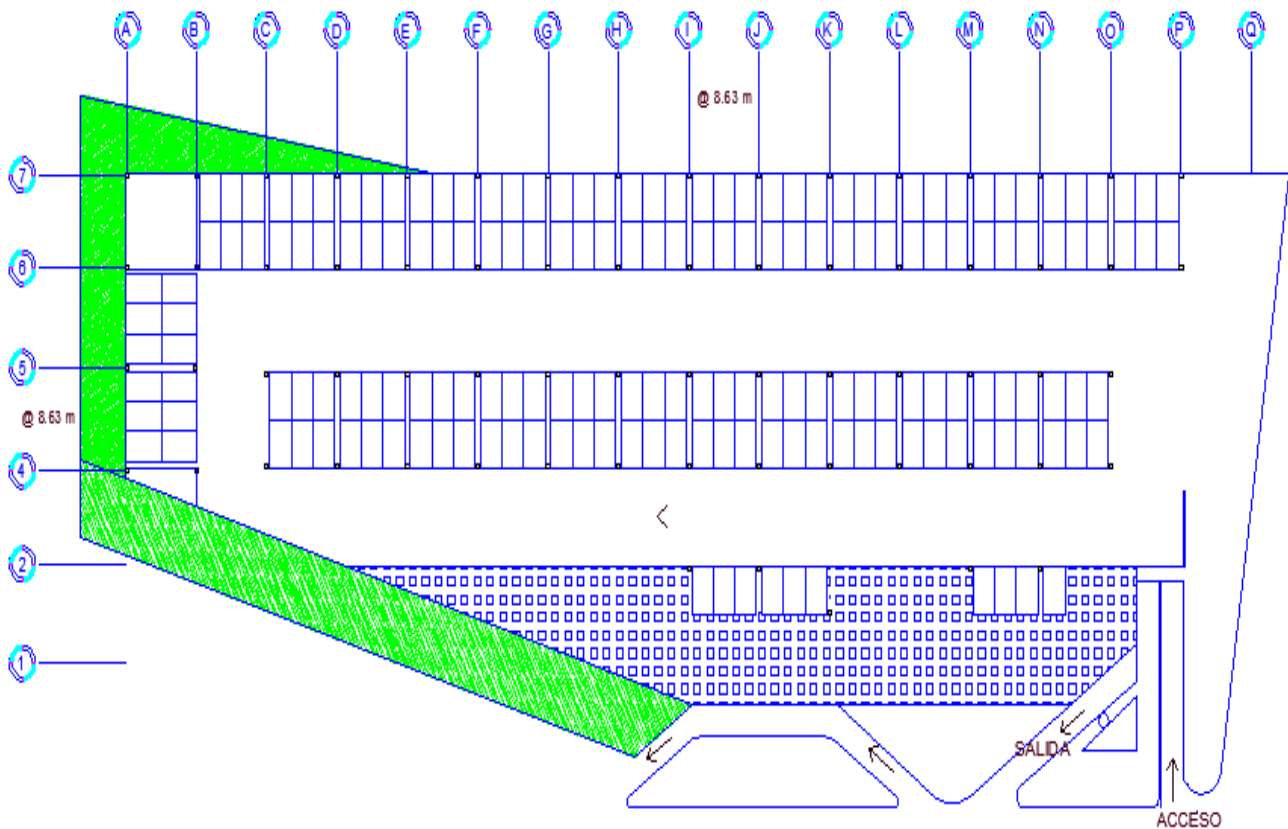


Figura 5.5 Planta edificio Q.Roo

[*] Basado en Memorias de la IV Reunión Nacional de Mecánica de Rocas, Ingeniería de rocas para la cimentación del centro empresarial Isla Dorada de Cancún Q. Roo. Ernesto García Teran, Luis Bernardo Rodríguez, pp. 433-436, Taxco 1993

Exploración previa

Se realizó un programa de exploración directa mediante la perforación de sondeos de tipo mixto, penetrando en la roca caliza hasta los siete metros. El equipo utilizado consistió de una perforadora rotatoria, una bomba y las herramientas de muestreo como el tubo partido para efectuar la prueba de penetración estándar, tubo Shellby y barril muestreador.

Se realizaron ensayos de laboratorio a muestras seleccionadas para definir sus propiedades índices y algunos otros parámetros. Estas muestras fueron clasificadas microscópicamente y se verificó el índice de recuperación y el índice de calidad de la roca (RQD).

Las probetas de los núcleos de roca obtenidos, se labraron con una relación altura-diámetro 2:1 para aplicación de ensayos de compresión axial y de tenso-compresión.

Con esta información se realizó una clasificación del macizo rocoso mediante el método CSIR, dando como resultado los siguientes parámetros:

Tabla 16 Clasificación CSIR

Parámetro	Puntuación
Resistencia en compresión uniaxial	0
Índice de calidad de la roca	0
Espaciamiento de las juntas	10
Condición de las juntas	12
Condiciones de agua subterránea	4
Ajuste por orientación de las juntas	-7
	19

Este resultado da un macizo de clase V ósea muy pobre.

De los resultados obtenidos en el laboratorio se deduce que el macizo rocoso tiene una cohesión inferior a 1.02 kg/cm² y el ángulo de fricción interna de 28°.

El índice de calidad RQD fue muy bajo y para efectos prácticos se tomó de 0%. El peso volumétrico seco de la roca es de 1.8 a 2.1 ton/m³ y saturado oscila entre 1.9 y 2.3 ton/m³. Se hicieron diferentes ensayos de compresión simple, en el que el promedio fue de 50.78 kg/cm² y a la tensión de 6.2 kg/cm²

Estratigrafía

La estratigrafía del sitio detectada constituye para el primer estrato un relleno controlado de material areno-limoso con espesor aproximado de 1.20m, se encuentra en estado suelto a medianamente compacto.

Posteriormente se tiene arena-limosa con arcillas de 1.0 a 4.0 m de espesor. Este material es producto de los rellenos colocados sobre la turba que existía originalmente.

De los 4.2 y hasta los 13.10 m de profundidad se detectó un estrato de arena fina compacta con fragmentos de conchas.

Después se tiene un estrato de arena fina limosa, medianamente compacta hasta una profundidad de 15.80m

A continuación y hasta los 17 metros se encuentra arena limosa compacta con gravas de roca caliza. Después de este estrato y hasta los 24.80m que fue la profundidad máxima de exploración, ya se llega al macizo rocoso.

El nivel freático se ubicó a los 0.60m de profundidad.

La descripción de las propiedades y características de los substratos se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 17 Propiedades y características del suelo

Capa	Descripción	Espesor [m]	γ[ton/m²]
1	Arena fina medianamente compacta	1.2	1.6
2	Arena limosa con arcillas	3	1.7

3	Arena fina compacta	8.9	1.8
4	Arena fina poco limosa medianamente compacta	2.7	1.5
5	Arena fina poco limosa medianamente compacta	1.2	2
6	Roca caliza fracturada	4.8 *	2.3

Los valores del peso volumétrico saturado son propuestos para efectos de este trabajo al no tener a ciencia cierta los valores obtenidos en laboratorio, por lo que los cálculos posteriores pueden variar a efectos de comparación.

Diseño

Capacidad de carga

Los parámetros de diseño fueron tomados de los resultados de las pruebas de laboratorio que se efectuaron en los núcleos de roca. La capacidad de carga última para el macizo rocoso se calculó por medio de la siguiente expresión de Terzaghi.

$$q_u = cN_c + \sigma N_q$$

El resultado obtenido para la capacidad última fue de 1350 ton/m² y para un factor de seguridad de 3 se tienen 450 ton/m²

Asentamientos

Los asentamientos se calcularon con la expresión de la teoría de elasticidad lineal que se muestra a continuación.

$$\delta = \frac{qB(1 - \mu^2)}{E_d} * I_w$$

Los resultados de los asentamientos obtenidos se resumen en la tabla 18 asociados a la dimensión de un diámetro dado.

Tabla 18 Asentamientos calculados

D[m]	Asentamiento [cm]
1	0.48
1.5	0.67
2	1

Análisis del diseño y recomendaciones propias

El diseño toma en cuenta un método de capacidad de carga muy general, y que se emplea en suelos cuando se cimenta sobre pilotes en una capa firme. Se da más importancia a la influencia de la sobrecarga que a la capacidad del macizo en sí. Esto se nota en el poco empotramiento que se le dio al pilote en la capa de roca. Además con este método no se toma la calidad del macizo debido a la presencia de discontinuidades ni de las condiciones generales del mismo. Los parámetros de resistencia al corte adoptan un criterio de Mohr-Coulomb y como ya habíamos mencionado, en la actualidad el criterio para rocas más usado es el de Hoek y Brown. Aun así como primera aproximación puede considerarse prudente y bien ejecutado el diseño realizado.

El cálculo de asentamientos no presenta alguna observación ya que se utiliza un método aceptado para este tipo de medios y en general no tienen mucha relevancia en el diseño.

En la etapa de investigación se recomienda haber realizado mayor exploración de tipo geofísica para detectar posibles cavidades que son muy recurrentes en esta zona para así eliminar la incertidumbre que puede haber respecto a estas anomalías.

Para el diseño, primero se revalorara la calidad del macizo rocoso mediante un método más actual que el CSIR, que puede ser el RMR ya que Bienawski se basó en el CSIR para desarrollar su método de clasificación. Se puede decir que el RMR es un método mejorado del CSIR. Esto se hará para poder calcular el módulo de deformación del macizo.

Tabla 19 Evaluación mediante RMR

Parámetro	Valor	Puntuación
Resistencia en compresión simple	50.78 kg/cm ²	2
RQD	0<25%	3
Espacio de las discontinuidades	0.2 a 0.6m	10
Estado de las discontinuidades	Rugoso <5mm	4
Flujo de agua en las juntas	Humedas	7
Total		26

Con este valor de RMR se deduce que es un macizo de calidad mala y pertenece al grupo IV en la clasificación de Bienawski.

Procederemos con esto al cálculo del modo de deformación por el método empírico que toma en cuenta el RMR descrito en el capítulo 2.

$$E_d = 10 \left(\frac{RMR - 10}{40} \right) = 10 \left(\frac{26 - 10}{40} \right) = 4 \text{ GPa} \approx 41000 \text{ kg/cm}^2$$

La capacidad de carga será evaluada distintos métodos y considerando un diámetro de pila de 1 m al igual que el empotramiento. Estrictamente hablando, el método canadiense no podría ser usado en este caso debido a las restricciones que el método impone y que fueron abordadas en el capítulo 4, pero se realizará el cálculo para observar los resultados que arroja ya que este método es prácticamente el único que se conoce en México.

Para el método de Serrano y Olalla en donde son necesarios otros parámetros, se realizó un análisis siguiendo el criterio de Hoek y Brown y con los siguientes datos de entrada

Tabla 20 Parámetros para cálculo con Serrano y Olalla

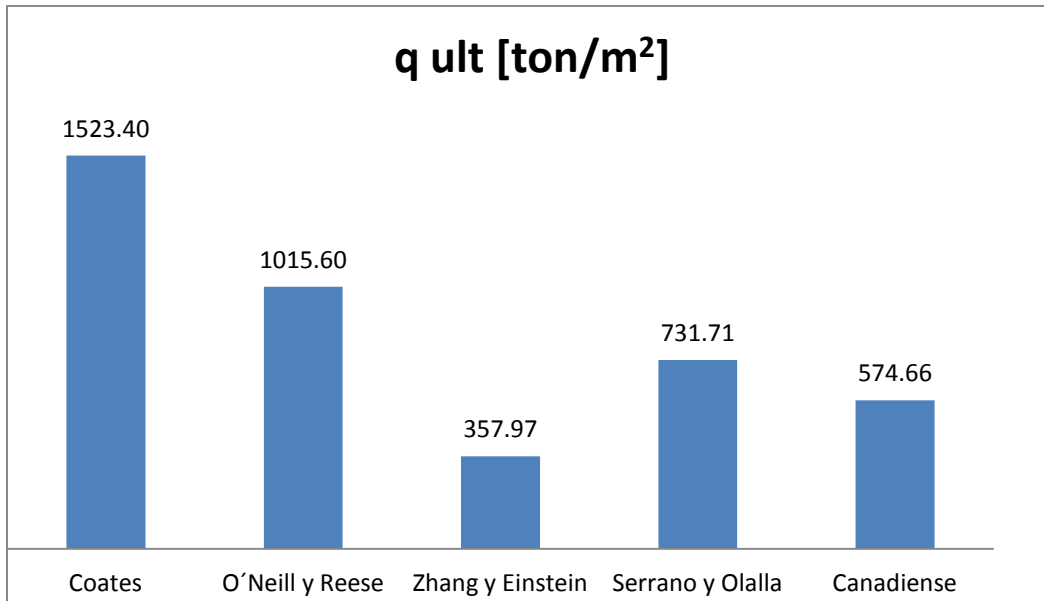
Parámetro	Valor
m0	9
GSI	26
m	0.64
s	0.0002
a	0.5
β	4.065 [kg/cm ²]
ζ	0.0052

Se ha demostrado en estudios realizados que el valor del GSI coincide a efectos prácticos con el del RMR en su forma básica (RMR_b), es decir, sin tomar en cuenta el tipo de proyecto o la diferencia entre los dos es muy pequeña. El RMR que se calculó para este caso coincide con el RMR_b por lo que se conserva el mismo valor para GSI.

Los resultados obtenidos se resumen en la siguiente tabla.

Tabla 21 Resultados capacidad última

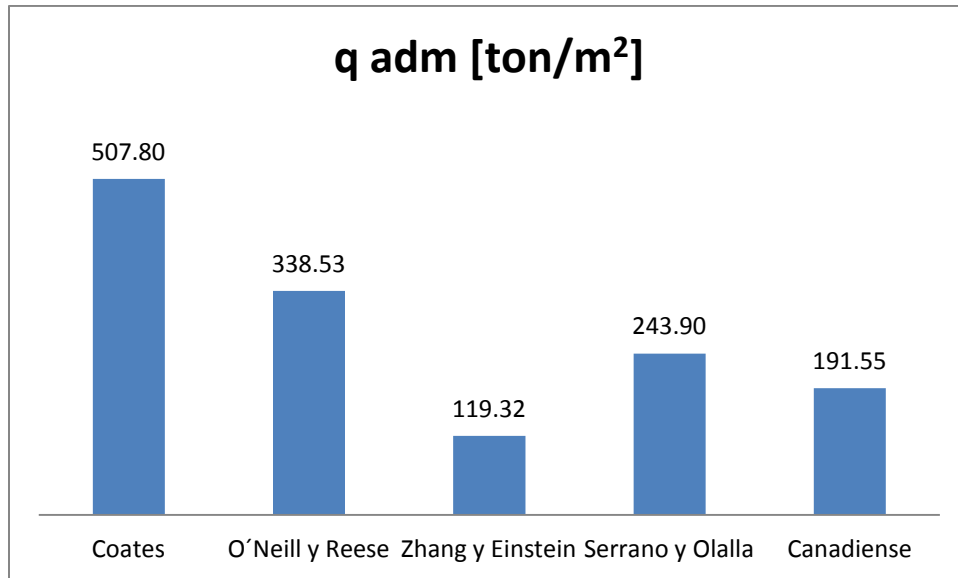
Autor	q_{ult} [ton/m²]
Coates (1967)	1523
O'Neill y Reese (1999)	1015
Zhang y Einstein (1998)	357
Serrano y Olalla (2002)	732
Canadiense (1985)	575



Se observa en la gráfica, las amplias variaciones que existen entre los distintos métodos y que entre el valor más alto y el más bajo, hay una variación de más de 1100 ton/m². Como ya se había dicho, el cálculo original arrojó un resultado de 1350 ton/m² como capacidad última, lo cual se asemeja a lo obtenido entre los métodos de O'Neill y Reese y el de Coates. Para la obtención de la q_{adm}, al igual que en el diseño original se utilizará un factor de seguridad de 3 para todos los casos, aunque el criterio de Serrano y Olalla considere que para este caso en particular, el factor de seguridad tenga que ser de 5.

Tabla 22 Resultados capacidad última

Autor	q_{adm} [ton/m²]
Coates (1967)	508
O'Neill y Reese (1999)	339
Zhang y Einstein (1998)	119
Serrano y Olalla (2002)	243.9
Canadiense (1985)	191.55



Recordando que en el diseño original se obtuvo un valor para la capacidad de carga admisible de 450 ton/m² que también entra en el rango de los valores presentados en la gráfica aunque de lado de los métodos optimistas.

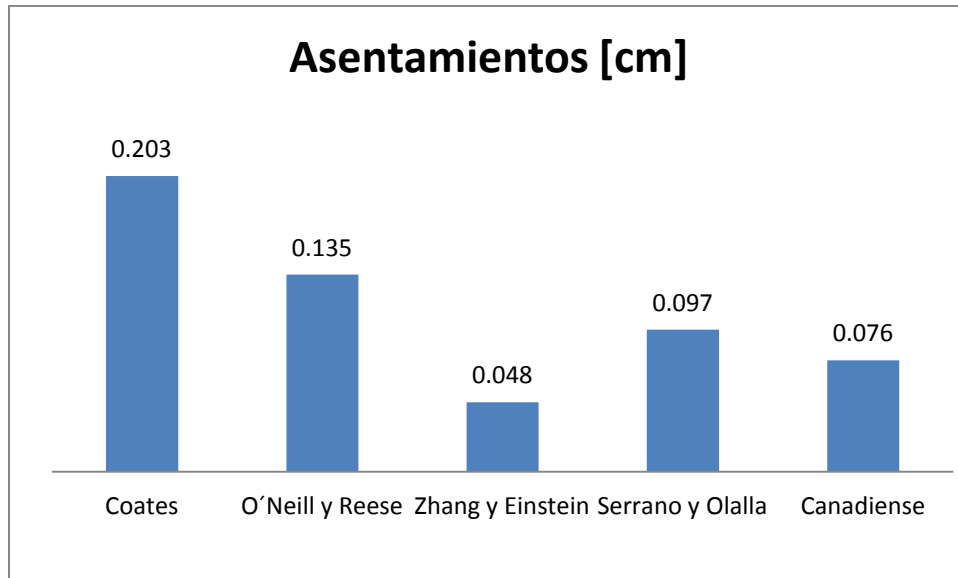
Los asentamientos también se calcularán con la misma expresión usada en el diseño original y para un diámetro de 1 metro.

En este cálculo, se predice que habrá variaciones debidas a que no se sabe que módulo de deformación fue utilizado en el diseño original, y el utilizado para este cálculo se dedujo empíricamente. Aun así los asentamientos debidos a la capacidad admisible mientras no excedan los límites de servicio, pueden despreciarse para el diseño estructural.

Los resultados se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 23 Asentamientos elásticos calculados

Autor	Asentamiento[cm]
Coates	0.20
O'Neill y Reese	0.14
Zhang y Einstein	0.05
Serrano y Olalla	0.10
Canadiense	0.08



La capacidad por fuste o fricción no se toma en cuenta debido a la estratificación sobre el macizo rocoso y la calidad de los materiales de la misma. Además con los valores que se presentan para la capacidad admisible, parece que no será necesario aumentar este parámetro por las características del proyecto.

En conclusión, se observa que los valores de para capacidad de carga y asentamientos, varían mucho entre los diferentes métodos. Los cálculos originales entran en el rango que muestran estos métodos pero de lado de lo optimista en el caso de capacidad de carga y pesimista en los asentamientos aunque como se explicó previamente algunos parámetros fueron supuestos y los resultados con los datos originales pueden variar. En el capítulo seis se discutirá cual puede ser el mejor método para el cálculo de capacidad de carga.

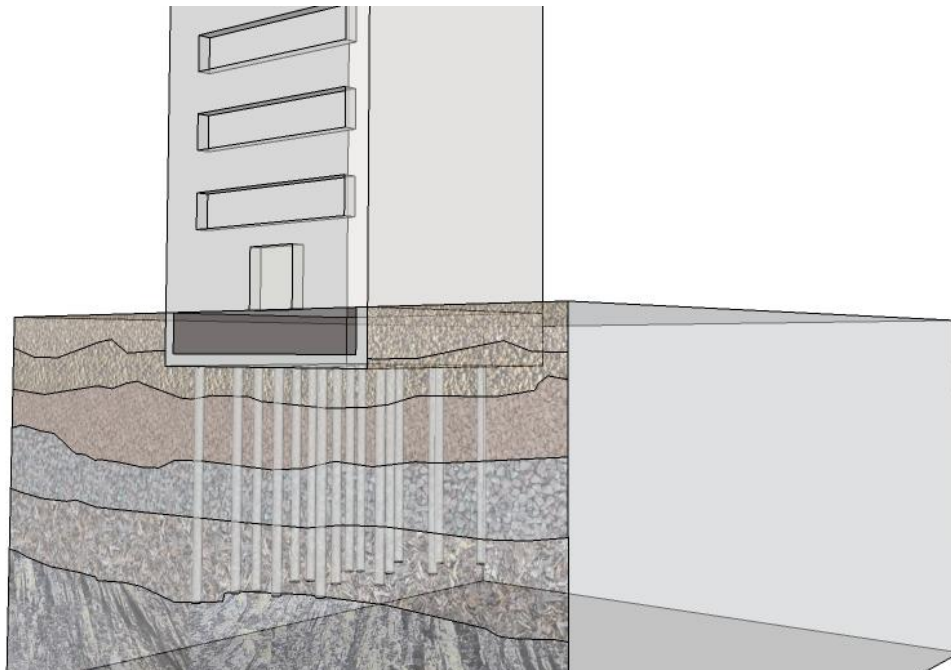
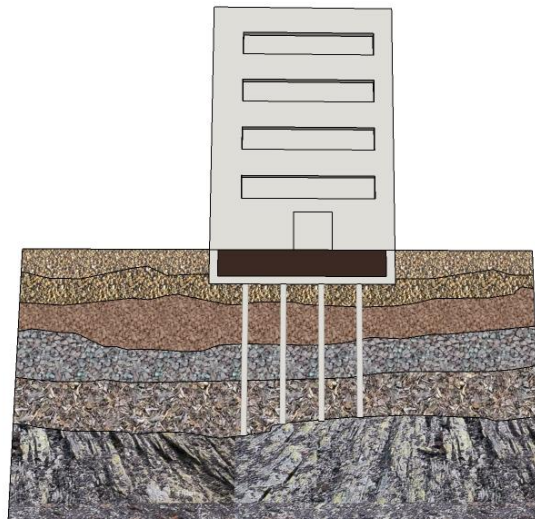
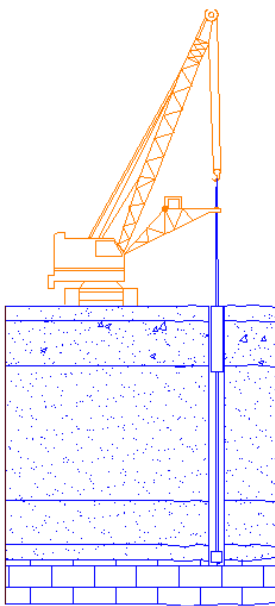
Procedimiento constructivo

El procedimiento llevado a cabo para la construcción de las pilas de cimentación fue de la siguiente manera:

1. Se realizó la perforación de material hasta 5 m de profundidad utilizando lodo bentonítico.
2. Se colocó el ademe metálico recuperable de 5m de longitud

3. Perforación del material hasta el contacto con la roca nuevamente utilizando lodo bentonítico.
4. Se colocó el acero de refuerzo de la pila y se extrajo el ademe metálico de manera simultánea.

Durante los trabajos de construcción de las pilas no se presentaron incidentes que manifestaran condiciones no previstas en el proyecto, sin embargo los proyectistas consideraron que una evaluación confiable del comportamiento de la cimentación no podrá realizarse, ya que dicha estructura carece de equipo de instrumentación.



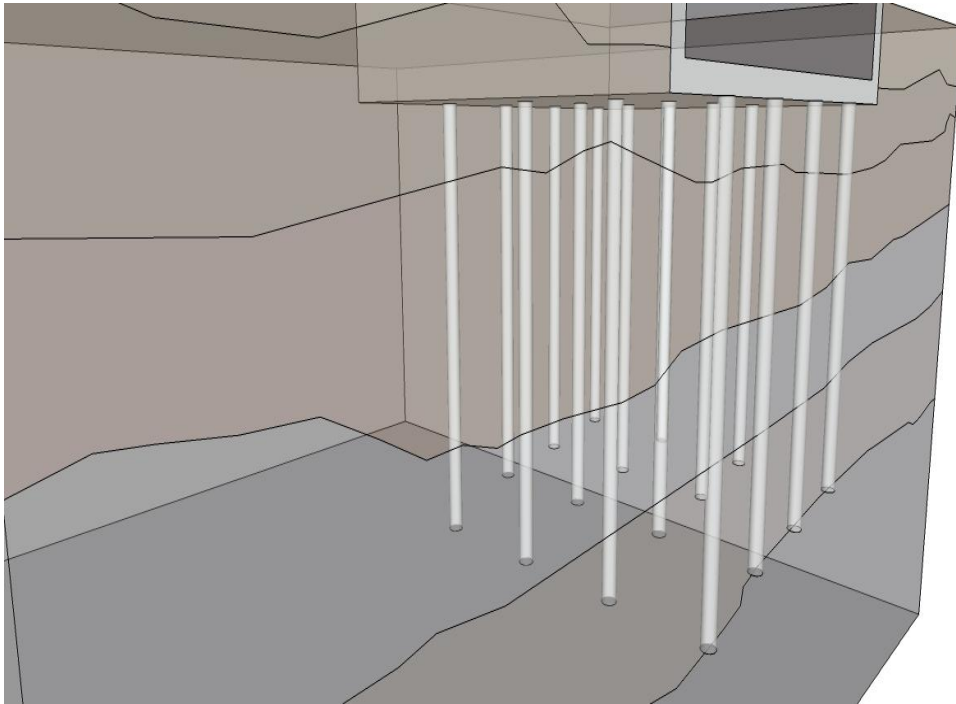


Figura 5.6 Imágenes idealizadas de la cimentación

5.2.2 Caso de la cimentación de un aerogenerador en la Costa del Sol, España.

Introducción

Se desea realizar el diseño geotécnico de capacidad de carga y asentamientos para la construcción de un aerogenerador en la zona de la Costa del Sol, España para así poder determinar la altura que puede tener esta y ciertas consideraciones que regirán la obra en general, por lo que se requiere de un cálculo tomando en cuenta todos los factores que puedan intervenir para un diseño eficaz.

Características del proyecto

Como parte de un proyecto de generación de energía, se pretende la instalación de diversos aerogeneradores a lo largo de la Costa del Sol. Los aerogeneradores serán cimentados en su mayoría en superficies rocosas y de características diferentes. En particular tres de los generadores presentan un nivel de detalle más

amplio debido a las características del terreno donde se cimentarán, por lo que se analizará uno de ellos.



Figura 5.7 Imagen idealizada del proyecto [im5.7]

Debido a que la cimentación debe soportar todas las cargas estáticas y dinámicas del aerogenerador, se ha decidido que la cimentación será una zapata.-losa circular de 25m de diámetro. Además, la forma circular, reduce considerablemente el volumen de concreto y acero que se necesita para así ser más económico el proyecto. La altura de la torre estará en función como ya se había dicho de la capacidad de apoyo que se estime en el diseño y las características estructurales.

Exploración y características geomecánicas

La Costa del Sol en España se caracteriza por grandes afloramientos de roca sedimentaria, en particular en la zona de proyecto se trata de una Lutita que presenta un grado de alteración medio en la superficie pero a pocos metros se puede considerar poco meteorizada pero presenta gran fracturamiento.

Se realizaron diversos sondeos y muestreos de la roca en los que se detecto que la roca tenía un RQD de 23% y un índice geomecánico GSI de 27.

Las pruebas realizadas en el laboratorio dieron como resultado a la compresión simple de la roca intacta un valor de 10 MPa y un peso específico de 20 KN/m³.

Además de esto, se tiene sobre el macizo un talud inclinado de 15° por lo que el terreno de apoyo no es horizontal propiamente, lo cual perjudica al comportamiento de la cimentación y se debe tomar en cuenta.

Diseño

El diseño de la cimentación es determinado de acuerdo a las características del terreno y de las condiciones estructurales a las que va a trabajar la obra, ya que como se mencionó, las acciones dinámicas en este caso si tienen un grado de influencia, por lo que el estructurista ha determinado que la componente de aplicación de las cargas será con una inclinación de 10° sobre la horizontal, debido al fuerte viento preponderante de la zona que es precisamente el motivo del proyecto y que influirá invariablemente en los resultados del cálculo.

Además se recomienda una profundidad de desplante de 10 m que es donde se tienen mejores características de la roca y para asegurar la obra contra el efecto del volteo dando como resultado los siguientes esquemas para el diseño.

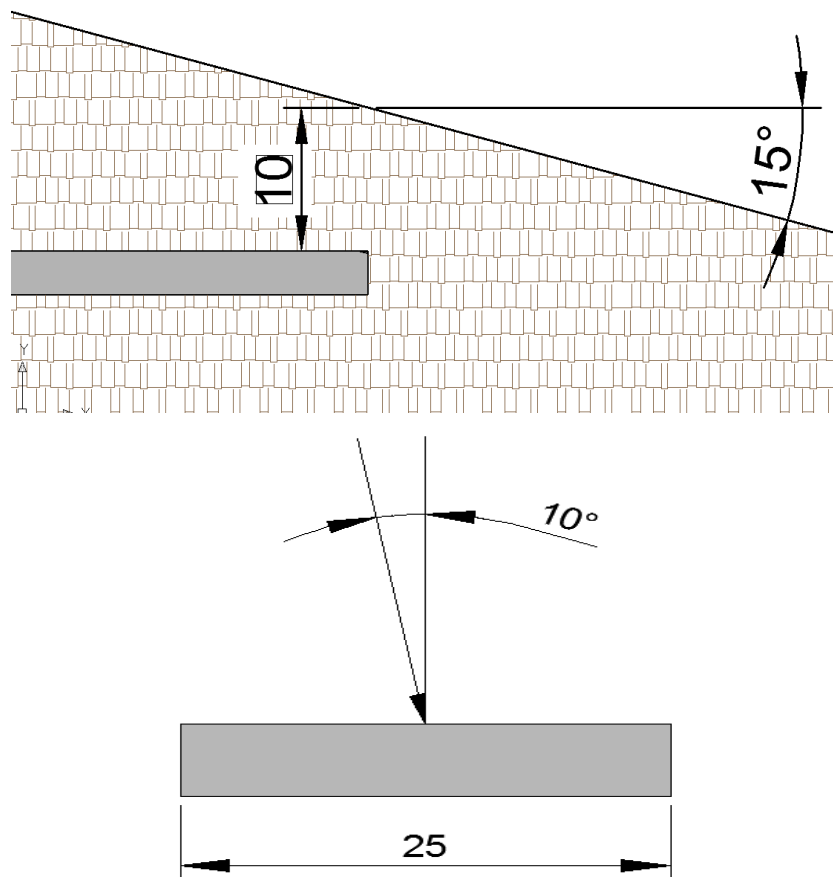




Figura 5.8 Características geométricas proyecto

Con estos datos, se procederá entonces al diseño de la cimentación para la capacidad de carga y los asentamientos con los siguientes parámetros de entrada:

Tabla 24 Parámetros de cálculo

Parámetros			
B	25 m	Espaciamiento	30 cm
q₀	10 MPa	Apertura	0.5 cm
	1000 t/m ²	φ	20° (aprox)
GSI	27		
m₀	4		
Y	2.0 t/m ³		

De los métodos abordados en el capítulo 4 se han escogido sólo cinco de ellos para la estimación de la capacidad de carga y así poder hacer una comparación

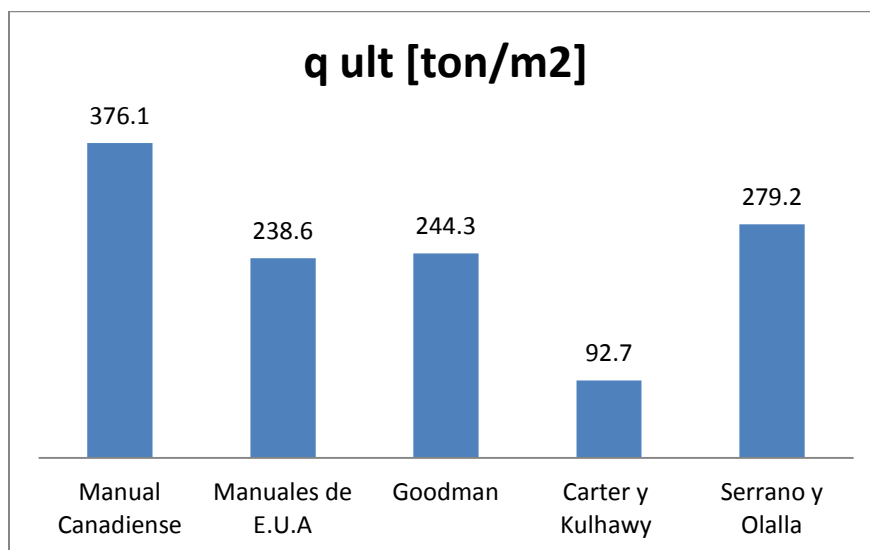
que a la postre podrá servir en el capítulo 6 como referencia, además de observar las variaciones y ventajas y desventajas de cada uno de ellos.

En principio se calcula la capacidad última que propone cada autor y con las consideraciones previas. En sentido estricto, debido a las características del proyecto, el método canadiense no se podría implementar ya que el medio no satisface algunas condiciones para ser aplicado, pero se realizará el cálculo para observar qué resultados arroja.

Para el cálculo según los manuales utilizados en E.U.A y del método de Goodman, se considerará un ángulo de fricción de poco más de 20° ya que es el que se propone en sus textos para este tipo de roca y se puede consultar en la bibliografía de este trabajo. En el anexo 3 se presenta de manera detallada el cálculo realizado con el método de Serrano y Olalla.

Tabla 25 Capacidad última zapata

Método	q_{ult} [ton/m²]
Manual Canadiense	376.1
Manuales de E.U.A	238.6
Goodman	244.3
Carter y Kulhawy	92.7
Serrano y Olalla	279.2



Desde este primer cálculo se observa una variación muy importante en todos los métodos, principalmente en el propuesto por el Manual Canadiense y el de Serrano y Olalla que arroja resultados altos respecto a la media. El método de Carter por el contrario es el más pesimista al tener el valor más bajo.

Debido a las características del proyecto previamente definidas, se debe contemplar cada aspecto de relevancia que pueda ayudar a mejorar la capacidad portante y así ser más precisos en el cálculo. La profundidad a la que se encuentra la zapata genera una sobrecarga del terreno que ayuda en gran parte a la cimentación, por lo que esta ayuda de cierta manera. En los métodos anteriormente expuestos, el único que la toma en cuenta es el que proponen los Manuales de los E.U.A por lo que para los demás se procede a añadir este efecto mediante el sumando que se propone en la fórmula para capacidad de carga clásica de Terzaghi que se muestra a continuación.

$$+ \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma}$$

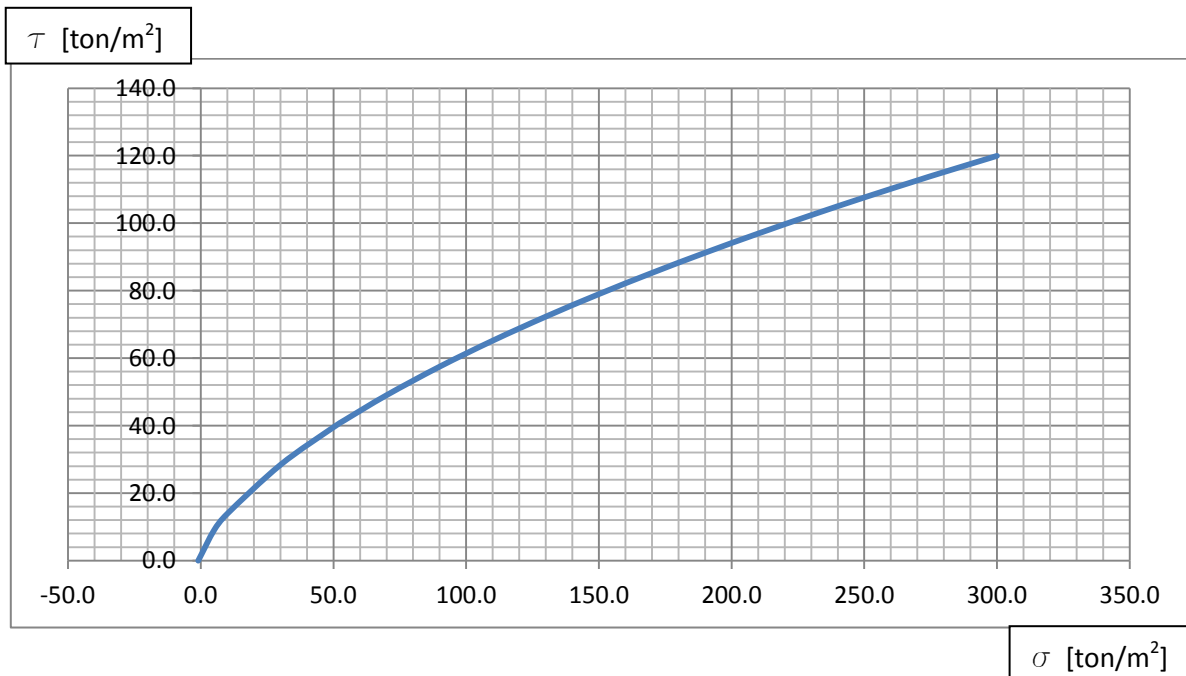
Todos los términos descritos anteriormente

Aquí surge el inconveniente de obtener los valores del ángulo de fricción para el N_{γ} para los métodos Canadiense, de Serrano y Olalla y el de Carter y Kalhwy.

El Método de Serrano y Olalla se basa en el criterio de Hoek y Brown, por lo que es necesario conocer la envolvente de rotura descrito por este método. Para esto se realiza un cálculo tomando en cuenta el estado de esfuerzos inicial al que se encuentra la cimentación a la profundidad de desplante en el contorno 2, que es el producto entre el peso específico de la roca por la profundidad que en este caso son los 10 m dividió entre β , este proceso fue explicado en el capítulo 4. Posteriormente se procedió a programar basados en la teoría de líneas características para con un esfuerzo normal dado, se pudiera obtener el valor del ángulo de rozamiento instantáneo ρ y se va variando el valor del esfuerzo hasta llegar al de la capacidad última previamente calculada. Los resultados obtenidos se muestran en la siguiente tabla obtenida de hoja de cálculo.

Tabla 26 Estimación de la envolvente de falla según Hoek y Brown

σ [ton/m ²]	ρ [°]	τ [ton/m ²]
-1.0	83.7	0.0
5.0	47.2	9.1
10.0	41.6	14.0
30.0	31.6	28.4
50.0	27.0	39.6
54.2	26.2	41.7
70.0	24.0	49.1
90.0	21.9	57.5
110.0	20.3	65.2
130.0	19.0	72.4
150.0	17.9	79.0
170.0	17.0	85.3
190.0	16.2	91.3
210.0	15.6	97.0
230.0	15.0	102.4
250.0	14.4	107.7
270.0	13.9	112.7
279.2	13.7	115.0
300.0	13.3	120.0



Como se puede observar, los valores del ángulo varían considerablemente a lo largo de la trayectoria de la parábola por lo que se tomará un valor resultado de la media armónica que proponen también Serrano y Olalla entre el ángulo del estado en el contorno 1 y el contorno 2, dando como resultado un ángulo aproximado de 20° que será el utilizado para el cálculo. Se tomará también este procedimiento para el criterio de Carter y Kalhwy al justificarse también en el criterio de Hoek y Brown con un valor de ángulo de 23.9°. Para el método canadiense, como no se sabe en qué criterio de rotura está basado, se supondrá un ángulo de 20° que es el promedio de todos los métodos anteriores.

También, se deben tomar en cuenta las dimensiones de la zapata, que en este caso son grandes y la forma de la misma también en ocasiones aumenta o disminuye la capacidad de la roca. A este parámetro lo denominaremos, el efecto 3D debido a que los cálculos que se realizan para calcular capacidad de carga en rocas y suelos realizan un análisis bidimensional únicamente y tomando en cuenta que el largo de la zapata es infinito y de forma cuadrada. Para esto, se añadirán los efectos de los factores de forma utilizados por Brinch Hansen en los sumandos o elementos de cada método donde puedan ser adaptados para su uso. Los factores se calculan de la siguiente manera:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi$$

$$s_c = 1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right)$$

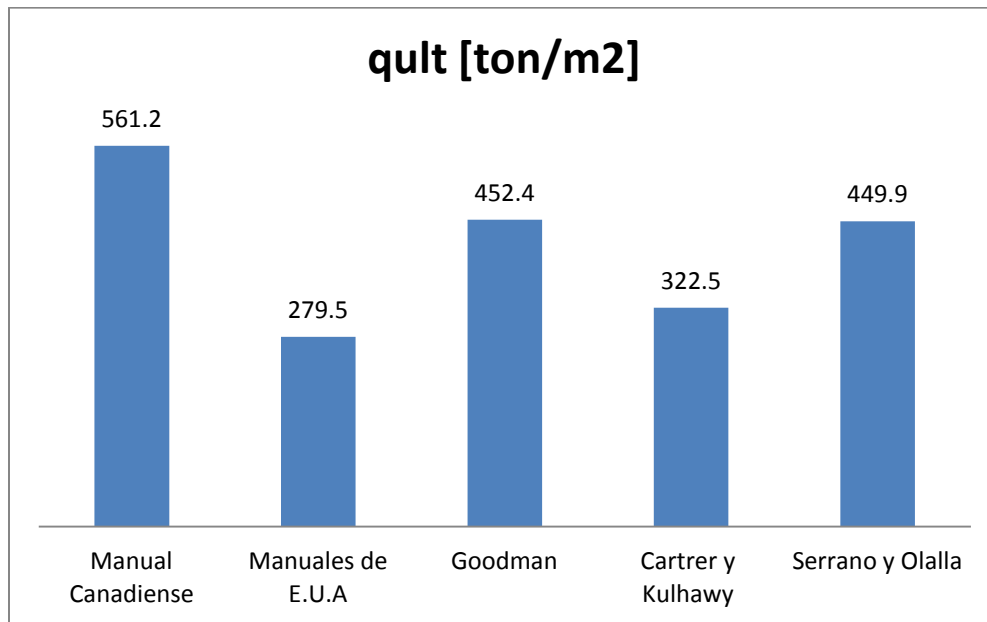
$$s_\gamma = \frac{1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right)}{1 + \left(\frac{B}{L} \right)}$$

Siendo L el largo de cimentación que para este caso es igual a B

Con estas consideraciones entonces, la capacidad última se ve modificada, dando los siguientes resultados.

Tabla 27 Capacidad última con consideraciones

Método	q ult [ton/m2]
Manual Canadiense	561.2
Manuales de E.U.A	279.5
Goodman	452.4
Cartrer y Kulhawy	322.5
Serrano y Olalla	449.9



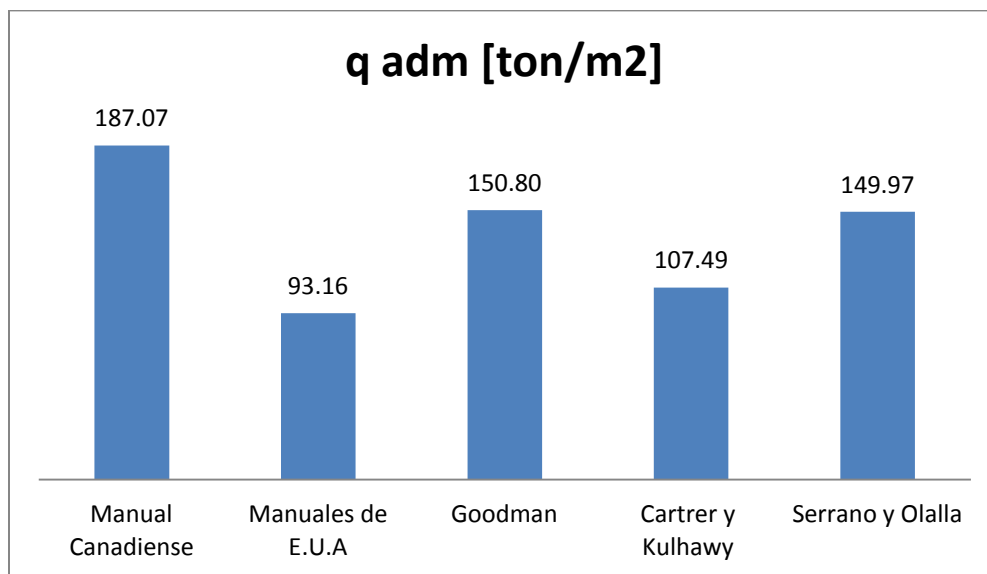
Se observa un incremento notable en la capacidad última en todos los métodos, exceptuando el propuesto por los manuales americanos, debido a que en su método, la consideración del peso propio ya estaba tomada en un principio y al usar una notación de cálculo similar a la utilizada por Terzaghi, los factores de forma castigaron el cálculo y por eso se vio disminuido.

Por último, para el cálculo de la capacidad de carga admisible, los factores de seguridad son proporcionados en los casos de el Manual Canadiense y el de Serrano y Olalla, en el cual, incluso se toma en cuenta un cálculo probabilístico para su obtención. Para efectos de comparación, se tomará un factor de seguridad de 3 que es el mínimo recomendado para cimentaciones en roca aunque dependiendo el tipo de obra puede ser mayor o menor. En este caso el

aerogenerador no es una obra de riesgo por lo que este valor es apropiado. Los resultados que se arrojan son los siguientes:

Tabla 28 Capacidad admisible

Método	q adm [ton/m²]
Manual Canadiense	187.07
Manuales de E.U.A	93.16
Goodman	150.80
Cartrer y Kulhawy	107.49
Serrano y Olalla	149.97



Se observa cómo la dispersión sigue siendo grande entre algunos métodos, pero también que hay algunos que nos dan valores muy similares. Se observa como el método de Carter y Kulhawy ha incrementado considerablemente su valor al aplicar las consideraciones de peso propio. El conocer cuál es el método más apropiado se abordará en el siguiente capítulo.

El análisis y verificación para el método de Serrano y Olalla también se realizó mediante análisis computacional con un software llamado Suprock Foundation en el cual se determinan parámetros como la capacidad última, el factor de seguridad, el ángulo de rozamiento o fricción etc. Los resultados obtenidos, se muestran en los informes que se presentan en las figuras 5.9.

Los asentamientos se calcularon mediante los métodos de elasticidad lineal vistos en el capítulo 4 de este trabajo y de acuerdo a la capacidad admisible. Los resultados obtenidos fueron los siguientes.

El cálculo del módulo de elasticidad se realiza con una expresión propuesta por Hoek y Diecrich (2006) mejorada respecto a los que se presentan en el capítulo 2 de este trabajo con el parámetro GSI como dato de entrada y un grado de alteración D igual a cero, debido a que en el terreno a cimentar no ha habido alteración alguna causada por el hombre. [Hoek et.al]

$$E_m = 100000 \left(\frac{1 - \frac{D}{2}}{1 + e^{\left(\frac{75-25D-GSI}{11}\right)}} \right) \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

Tabla 29 Asentamientos

Método	Asentamiento [cm]
Manual Canadiense	2.9
Manuales de E.U.A	1.47
Goodman	2.49
Cartner y Kulhawy	1.69
Serrano y Olalla	2.35

Los asentamientos no representan un problema en el diseño al ser inferiores a 3 cm y debido a la relevancia del proyecto que se trata, porque si se tratará de una presa o una nucleoelectrica, podrían ser valores altos. También aquí se nota una diferencia debido a las magnitudes de carga que se emplearon para cada método.

Se concluye entonces que el valor de la capacidad de carga de diseño admisible es de alrededor 150 ton/m² y tendrá asentamientos elásticos del orden de los 2.5 cm

PRESIÓN DE HUNDIMIENTO DE CIMENTACIÓN SUPERFICIAL EN ROCA

AUTOR: MIGUEL GALLARDO

TÍTULO : AEROGENERADOR COSTA DEL SOL

ASUNTO : PROYECTO FIN DE CARRERA

Descripción del programa:

SUPROCK FOUNDATION es un programa para el cálculo de la presión de hundimiento en macizos rocosos y su coeficiente de seguridad asociado. Se utiliza la teoría de Serrano-Olalla considerando a la masa rocosa como un medio ideal, homogéneo e isótropo y con un criterio de rotura de Hoek y Brown bajo la actuación de carga en faja y la posibilidad de su inclinación, la proximidad del talud y de cargas en los contornos.

Datos de entrada del macizo rocoso:

Índice geomecánico RMR/GSI : 27

Parámetro de estado de la roca : 4

Resistencia a compresión simple (MPa) : 10

Peso específico natural de la roca (kN/m³): 20

Factor de alteración del macizo rocoso : 0

Exponente del criterio de Hoek y Brown : 0.5

Condiciones de contorno del problema de cimentación:

Sobrecarga en contorno 1 (kN/m²) : 0

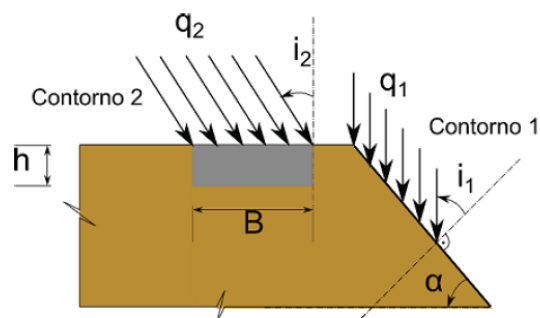
Inclinación de la carga sobre cimentación (grados) : 10

Profundidad de la cimentación h (metros) : 10

Inclinación de sobrecarga (grados) : 0

Inclinación del contorno 1 (grados) : 15

Ancho de la zapata B (metros) : 0



Coefficientes de variación:

Coefficiente de variación del RMR/GSI : 0.2

Coefficiente de variación del parámetro de estado de la roca: 0.1

Coefficiente de variación de la resistencia : 0.2

Probabilidad de rotura : 0.0001

Comportamiento del macizo rocoso : *Frágil*

Resultados del cálculo:

Ángulo de rozamiento bajo la carga exterior (grados) : 28.9

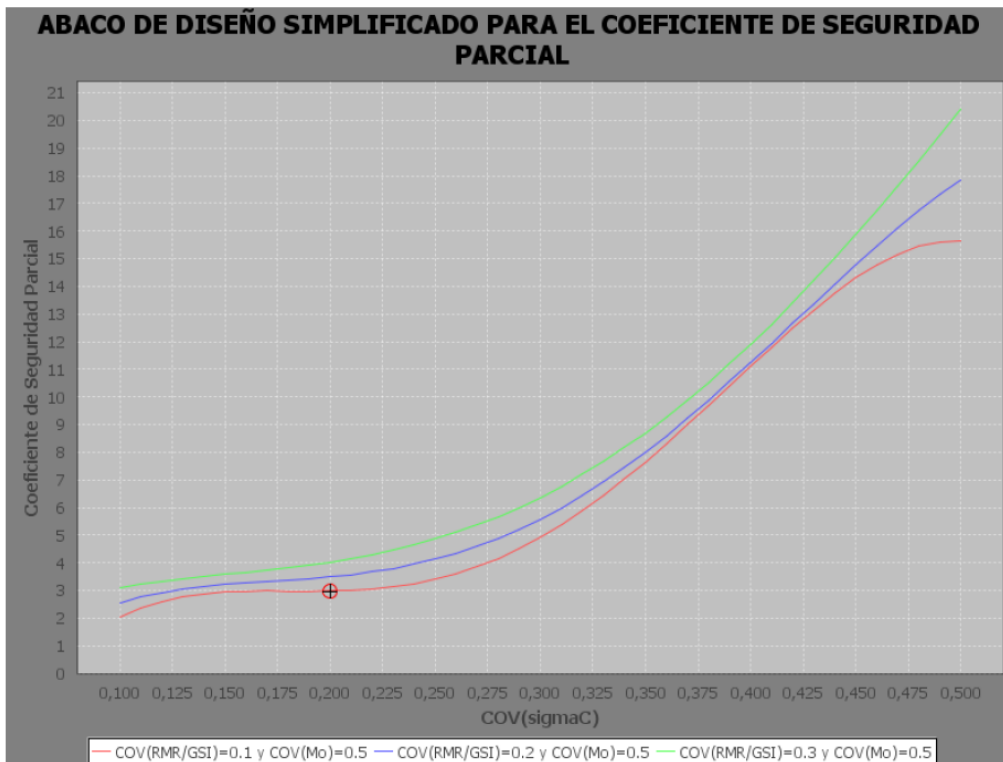
Ángulo de rozamiento para la carga de hundimiento (grados) : 16.84

Presión de hundimiento (MN/m²) : 2.76

Coefficiente de seguridad parcial : 2.97

Coefficiente de seguridad del modelo : 1

Coefficiente de seguridad total : 2.97



Coefficientes de variación:

Coefficiente de variación del RMR/GSI : 0.2

Coefficiente de variación del parámetro de estado de la roca: 0.1

Coefficiente de variación de la resistencia : 0.2

Probabilidad de rotura : 0.0001

Comportamiento del macizo rocoso : *Frágil*

Resultados del cálculo:

Ángulo de rozamiento bajo la carga exterior (grados) : 28.9

Ángulo de rozamiento para la carga de hundimiento (grados) : 16.84

Presión de hundimiento (MN/m²) : 3.98

Coefficiente de seguridad parcial : 2.97

Coefficiente de seguridad del modelo : 1

Coefficiente de seguridad total : 2.97



5.9 Resultados con Software [Desarrollado por el equipo de Mecánica de Rocas de la ETSICCP- UPM Madrid]

Construcción

En la etapa de construcción se recomienda no alterar mucho las características del macizo rocoso durante la excavación aunque se complique debido a la magnitud de la misma. El uso de explosivos no es necesario ni recomendable debido a las características de la roca por lo que la excavación se puede hacer con maquinaria convencional.

Al ser la lutita una roca sedimentaria muy peculiar, en la excavación es necesaria la implementación de tratamientos especiales de protección para evitar que la roca se ponga en contacto con el agua en caso de una posible lluvia.

Se recomienda también el control mediante la instrumentación de la cimentación para observar el comportamiento antes, durante y después de la construcción. Aunque según el proyectista, el nivel freático se encuentra muy por debajo de la profundidad de cimentación, también se debe cuidar la presencia de agua por lo que la colocación de drenes es muy importante y durante la construcción se deberán realizar obras de drenaje que eviten la presencia de agua superficial en la zona de obra.



Figura 5.10 Representación idealizada de cimentación

Capítulo 6

6. Comparativa de métodos de estudios para la cimentación en rocas

En este capítulo se presenta una breve comparativa en base a los casos analizados, de los métodos tanto para la clasificación de los macizos rocosos como para el cálculo de capacidad de carga en cimentaciones superficiales y profundas esto con el objeto de evaluar la aplicabilidad de cada uno en diferentes proyectos de ingeniería de rocas y en las cimentaciones en específico. Con este preámbulo también se pretende emitir una recomendación de diseño en las conclusiones dependiendo del caso que se presente. Por último se establece una revisión general de cuáles de estos métodos se aplican en las diferentes regiones del mundo y en México, para así tener un panorama de lo que se hace hoy en día y cómo se puede mejorar.

6.1 Diferencias y semejanzas de clasificación y diseño

Como se abordó anteriormente, existen diferentes métodos de clasificación de los macizos rocosos, todos ellos tienen un grado de empirismo y se basan en diferentes o semejantes parámetros para su evaluación. La importancia de la caracterización del macizo es de vital trascendencia para el diseño de una cimentación y en general de cualquier obra de ingeniería, por lo que hay que identificar estos parámetros o criterios que utilizan cada uno de los métodos de clasificación para así elegir el más óptimo. También se debe tomar en cuenta la vigencia de este método, la aplicación que tiene y ha tenido, y los resultados en otras obras de ingeniería.

Existen en la literatura más de veinte métodos de clasificación de los cuales a lo largo de este trabajo se abordaron 5 en el capítulo 2 y uno más que se mencionó

en el capítulo 5. Como primera parte se describe cada uno de estos métodos con su autor y año de creación, la aplicación de cada método así como algunas observaciones para cada uno de ellos, en la siguiente tabla

Tabla 30 Características clasificaciones geomecánicas [NCHRP 2004, Edelbro]]

Nombre	Autor	País	Aplicación	Parámetros	Observaciones
Rock Load Theory	Terzaghi (1946)	Estados Unidos	Túneles con soportes de acero	FD, FC, TF	No usado actualmente en nuevos túneles
Stand Up Time	Lauffer (1958)	Austria	Túneles	FD, FC, TG	Muy conservador
Rock Quality Design (RQD)	Deere (1966)	Estados Unidos	Obras generales (Inclinación a túneles)	FN, TG	Orientado hacia casos particulares adoptados por Deere
Rock Mass Rating (RMR)	Bieniawsky (70's y 80's)	Sudáfrica	Túneles, minería, cimentaciones, etc.	FD, TG	Pocas publicaciones donde se ha optado por este método
Q System (Q)	Barton (1974)	Noruega	Túneles y obras subterráneas	FN, TF	
Geological Strength Index (GSI)	Hoek (80's 2002)	Varios	Obras generales	FN, TF	

Parámetros	
FD	de Forma Descriptiva; para el uso del sistema se basa principalmente en descripciones
FC	de Forma basada en el Comportamiento
FN	de Forma Numérica: los parámetros son dados por puntuaciones numéricas de acuerdo a sus propiedades
TG	de Tipo General; la caracterización es de tipo general
TF	de Forma Específica; pueden ser basados para una aplicación particular por ejemplo el soporte de túneles

Se puede observar que el GSI es el método de clasificación de más reciente publicación ya que a pesar de que el criterio de Hoek y Brown lleva más de 30 años de estudio, se ha seguido con investigaciones y ensayos para ser cada vez más certeros y prácticos tanto en la clasificación expresada por el GSI como para el modo de rotura que manejan estos autores.

Tanto los métodos de Terzaghi y de Lauffer podríamos decir que son métodos obsoletos debido a la aparición de otros métodos como el RQD, RMR y la Q, además, su aplicación es dirigida principalmente a los túneles. El RQD es un método forma parte tanto del RMR como del sistema Q por lo que su aplicación sigue siendo de vital importancia y se sigue utilizando a menudo además de ser muy fácil de saber al estar incluido en el programa de exploración por lo que al sacar un testigo de un sondeo se puede a la vez también deducir el valor del RQD.

Tanto el RMR como el sistema Q tienen también actualmente una gran aplicación en obras de ingeniería y se ha adoptado muy bien dentro de la comunidad científica por lo que su uso suele tener buenos resultados. Existen algunas expresiones que relacionan tanto estos dos métodos y el GSI para conocer el valor de uno a partir de otro, pero las correlaciones que se usan pueden resultar un poco diferentes dependiendo el caso.

Por lo anterior, es necesario dejar claro que todos estos métodos de clasificación pueden variar, ya que utilizan diferentes parámetros para la valoración. A la hora del diseño se debe tomar en cuenta entonces qué tipo de información se tiene del sitio y la obra que se construirá para así poder elegir correctamente un método que satisfaga las necesidades propias de la clasificación. En la tabla 31 se presentan los parámetros que toman en cuenta los diferentes métodos de clasificación de macizos rocosos para con esto, poder elegir uno de acuerdo a la información que se tenga de proyecto.

Tabla 31 Parámetros clasificaciones geomecánicas [Basado en NCHRP 2004, Edelbro]

Parámetros	RQD	RMR	Q	GSI
Orientación de las discontinuidades				
Número de familias de discontinuidades				
Espaciamiento				
Estado de esfuerzos				
Condiciones hidrogeológicas				
Resistencia de la roca intacta				
Tipo de daño				

Aún así se recomienda además de clasificar al macizo por cada uno de los métodos, también aplicar un criterio ingenieril de acuerdo a las condiciones que se hayan observado durante el levantamiento geológico para así tener un grado de certidumbre mayor.

En el caso de las cimentaciones y de manera particular por parte del que escribe, se deduce que el GSI o el RMR son los de mayor veracidad y aplicación para este tipo de obras. El primero por la actualidad y avance en la investigación, además de que aplica un modo de rotura no lineal y el RMR porque uno de sus parámetros en su versión más actual está orientado hacia las cimentaciones en específico.

Para el caso de la estimación de la capacidad de carga, algunos de los métodos que se abordaron tanto para cimentaciones superficiales como para cimentaciones profundas se tiene similitud en el autor debido a que su teoría o expresión sufre pocas modificaciones para cada tipo de cimentación pero en esencia se sigue la misma teoría y se basa en el mismo fundamento teórico o empírico. Tal es el caso de los siguientes métodos:

- Método del Manual Canadiense
- Método de Goodman
- Método de Carter y Kulhawy
- Método de Serrano y Olalla

Pero también, existen otros métodos particulares para cada tipo de cimentación como los usados en los manuales americanos, algunos de tipo $q_a = F * q_0^k$, el de Jiménez Salas y las de capacidad por fuste. Estos métodos no entrarán en la comparativa, aunque su aplicación, uso y demás parámetros se abordó en el capítulo de diseño y un análisis más profundo puede consultarse en la bibliografía de este trabajo.

En esta comparativa también se analizará el método de los manuales que se utilizan en E.U.A aunque se especificarán los casos en que no se pueda aplicar.

Dicho lo anterior, se realizará una comparativa de los métodos anteriormente citados tomando en cuenta los parámetros de su formulación para así poder identificar de una manera clara qué información es necesaria para adoptar un parámetro a la hora del diseño o, análogamente, con qué información se puede recurrir a un método de acuerdo a la información que se tenga.

La siguiente tabla muestra cada uno de los parámetros para la determinación de la capacidad de carga de una cimentación en roca y cuáles de ellos son los que cada método usa en su expresión para la determinación de la misma.

Tabla 32 Comparativa métodos para capacidad última

MÉTODO	Año	FACTORES						CONDICIONES DEL TERRENO Y DE CARGAS
		q0	RQD/ RMR/ GSI	FACTOR DE SEGURIDAD	EMPOTRAMIENTO (D) (PROFUNDAS)	SOBRECARGA	DIÁMETRO/BASE	
MANUAL CANADIENSE	1985							
MANUALES UTILIZADOS EN E.U.A	1994				NO APLICA			
GOODMAN	1980			IMPLICITO				
CARTER Y KULHAWAY	1988							
SERRANO Y OLALLA	2010							

Como se puede observar, existen diferencias en los factores o parámetros que se utilizan en cada uno de los métodos descritos anteriormente, coincidiendo solamente en que todos menos los manuales utilizados en E.U.A toman en cuenta el factor de resistencia a la compresión simple. Los métodos de Serrano y Olalla y

de Carter y Kulhaway son los únicos que toman en cuenta un parámetro de clasificación geomecánica.

Ahora bien, se debe tomar en cuenta también que tanto los métodos de Goodman y los utilizados por manuales de E.U.A involucran un para su cálculo el valor del ángulo de fricción interna [φ] pero obtenido por el criterio Mohr-Coulomb y como ya se había mencionado antes, se sabe que un criterio no lineal es más adecuado en el caso de las rocas, como el de Hoek y Brown.

El método de Goodman tiene implícito un factor de seguridad que se aplica al valor de la resistencia a la compresión simple debida al efecto escala, pero aún así se recomienda después del cálculo, usar un factor para la capacidad admisible, por lo que se pierde un poco de validez al usar un factor de más de 5 para todo caso. Aunque en el caso de la cimentación del aerogenerador, el cálculo estuvo acorde, si los valores de GSI o RMR oscilaran en un rango de 30 a 70, este método tendría grandes variaciones con los demás, por lo que se recomienda su uso para rocas de RMR o GSI altos o muy bajos.

Los métodos de manuales utilizados en E.U.A y el de Serrano y Olalla también son los únicos que presentan algún caso de anisotropía aunque con las restricciones que se marcaron en el capítulo 4.

El método de Carter y Kulhaway es en el que menos parámetros para el diseño se toman en cuenta y resulta ser el más pesimista, pero sigue un criterio no lineal y toma en cuenta la calidad del macizo, además que con ciertas modificaciones y consideraciones realizadas por el diseñador, puede tener resultados más optimistas, como se demostró en el caso del aerogenerador. Como primer cálculo conservador, puede ser buena herramienta y los resultados que arroja se asimilan a los de valores de diseño admisibles.

En cuanto al método del manual canadiense, los valores que arrojó en los casos estudiados fueron acordes a lo que se considera aceptable por lo que se puede considerar admisible. Involucra un factor de seguridad de 3 que es el mínimo para obras en roca. El inconveniente de este método es el conocer cuál es el valor de la

separación y apertura certeramente, ya que en campo, las mediciones no son iguales y las discontinuidades tienen diferente orden de magnitud, además sus restricciones de uso lo hacen muy poco práctico en ocasiones y sólo pudiera ser aplicable en roca de buenas condiciones. En los casos abordados en este trabajo, los resultados estuvieron dentro de los rangos aceptables, a pesar de no poderse aplicar a estos, lo cual indica que puede ser un método de comprobación o de comparación aunque no de diseño por dichas restricciones.

El método de Serrano y Olalla, como se puede ver es el más completo e involucra todos los parámetros a excepción de en cimentaciones superficiales el ancho de la cimentación, pero actualmente, al agregar el efecto del peso propio, este parámetro queda cubierto y se planea en un futuro realizar esta modificación por los autores. Es el único método que propone un procedimiento para la obtención de factores de seguridad aunque estos son muy desfavorables, más aún cuando se trata de roca de buenas condiciones. Su uso mediante ábacos y gráficos también es simple, pero su formulación original involucra un procedimiento matemático un tanto complejo.

De lo anterior se deduce que actualmente, el método de Serrano y Olalla es el más apropiado para el diseño de una cimentación en roca aunque tomando con criterio el valor que proponen los autores para el factor de seguridad, y más en rocas competentes. Los métodos de Carter y Kulhawy y el de Canadiense, pueden ser también buenas herramientas. El primero de forma muy conservadora y agregando parámetros que puedan ir a favor de la cimentación y el segundo con las peculiaridades que se mencionaron.

6.2 Comparativa del diseño de cimentaciones en México.

Como se ha observado, existe una gran variedad de métodos para el diseño de cimentaciones en el mundo y cada uno de ellos tiene su nivel de certidumbre y eficacia, pero como en el capítulo anterior se mencionó, son pocos los que involucran un estudio y una formulación que no se base únicamente en el empirismo.

En México no existe propiamente un reglamento que establezca un criterio propio para el diseño de cimentaciones en roca como si lo hay para suelos por ejemplo en el Distrito Federal. Existen instituciones y asociaciones que abordan el tema en diversos fascículos y folletos de recomendaciones para la cimentación en roca, como el Manual de Obras Civiles de la CFE [CFE 1979] que expresamente maneja un volumen dedicado al diseño de cimentaciones en roca y se apega principalmente al método canadiense y da valores de presiones admisibles.

Al igual que la CFE, la Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica en uno de sus manuales habla sobre las cimentaciones profundas en roca y también se basa en el método del manual canadiense además de proporcionar valores para presiones admisibles. Por lo tanto, se puede decir que la información es escasa y se necesita de una serie de normas que regulen el diseño de las cimentaciones en roca y una actualización de las ya existentes.

En Estados Unidos y en los países europeos, se utiliza hasta más de un método por país para el diseño de las cimentaciones y constantemente se están renovando. Particularmente, en España, Serrano y Olalla han modificado su método en varias ocasiones de acuerdo a las exigencias recientes y a las nuevas investigaciones que se hacen en el mundo. Hoek y Brown, también han modificado su criterio de rotura constantemente dando un gran avance en la caracterización y obtención de los parámetros del macizo rocoso.

Serrano, Olalla y Juárez en su artículo “Cimentaciones sobre pilotes en roca”, hacen una comparativa con base en la caracterización de los macizos rocosos más representativos de España y concluyeron que las normas españolas tenían valores de presiones admisibles muy bajos con respecto a los que se calculaban por diferentes métodos. También se aborda una modificación realizada por Turner et. al en 2006 al método de Carter y Kulhway con los que se tienen resultados más optimistas. Así se pueden encontrar muchos casos de investigaciones realizadas sobre este tema en el mundo. Pero en México el estudio sobre el tema aún es escaso.

Suponiendo que se hubieran realizado ambos casos analizados en este trabajo, mediante las técnicas de diseño existentes en México. En el caso del aerogenerador, no se pudo haber hecho algún cálculo debido a que como se basa en el método canadiense y este tiene ciertas restricciones, se habría tenido que realizar pruebas de presiómetros o recurrir a las tablas de presiones admisibles, las cuales como ya se dijo en el capítulo 4, no pueden ser usadas sin un cálculo previo. Aún así por ejemplo en el Manual de la CFE la presión admisible para el tipo de roca de este proyecto oscila entre 150 a 250 ton/m² y se recomienda un valor nominal de 200 ton/m². Si bien este número no se aleja demasiado del cálculo que se realizó en este trabajo, es pertinente recordar todas las consideraciones como peso propio, efecto 3D y las dimensiones de la zapata para poder haber llegado a este valor, por lo que en una zapata convencional con menos profundidad y de menores dimensiones, los valores de estas presiones admisibles que se recomiendan, pueden estar muy por encima de los métodos de cálculo.

En el caso del ejemplo del edificio, la Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica en su manual de diseño y construcción de pilas, da un valor para la presión admisible para rocas calizas como las del proyecto, de 50 a 120 ton/m² y como se sabe, el resultado del diseño, arrojó valores desde los 120 hasta las 500 ton/m² incluyendo el diseño original, por lo que se puede observar la gran variación que se tiene y en este caso se puede llegar a tener un diseño demasiado conservador utilizando los valores de estos valores admisibles que se recomiendan. Si bien se hace una aclaración de que el valor puede aumentar o disminuir dependiendo la profundidad y el peso propio, parece un intervalo poco apropiado para el diseño de pilas en roca.

Por lo tanto es necesario para realizar el diseño de una cimentación sobre roca, el tener en cuenta los métodos para cálculo que resulten más convenientes para el tipo de obra que se tiene, e incluir estos en manuales o reglamentos oficiales así como profundizar más en este tema en los centros de investigación o universidades en México.

Capítulo 7

7. Conclusiones

La mecánica de rocas como se dijo, es una disciplina joven y su estudio es aún muy limitativo y basado en una gran cantidad de temas, en consideraciones empíricas que hacen que haya muchos niveles de incertidumbre a la hora de realizar un diseño para una obra de ingeniería. Las cimentaciones, en particular, carecen de interés en muchas ocasiones como consecuencia de que la roca es un material muy competente cuando se encuentra en estado más o menos sano y eso hace que los diseños sean simplistas y sin tomar en cuenta muchas consideraciones importantes y de gran relevancia.

Los resultados de los cálculos que se obtuvieron en las cimentaciones mostradas en este trabajo, dan una idea del elevado grado de variación que existe como consecuencia de las incertidumbres y lo que aún hace falta por investigar para así ser más certeros y apegados a un sustento teórico físico- matemático y menos empírico.

A pesar de esto, como se pudo observar, los métodos actuales de diseño basados no sólo en experiencia, a pesar de variar significativamente uno con otro, se han utilizado y comprobado, y van más del lado de la seguridad, por lo que su utilización debe ser extendida y de manera más frecuente en el diseño de cimentaciones en México principalmente y en muchos lugares del mundo. El uso de estos métodos no implica un gran reto o un amplio nivel de conocimiento, por lo que los mitos que puedan existir se deben suprimir y empezar a familiarizarnos con ellos.

El procedimiento de diseño es sencillo y se puede resumir realizando los siguientes pasos

1. Se requiere siempre un detallado y preciso levantamiento geológico y de la zona a desarrollar, con los métodos mencionados en el capítulo 2 para conocer de manera general el estado en que se encuentra el macizo rocoso. En este sentido, en México, en las zonas de roca volcánica como el sur de la Ciudad de México, a pesar de presentar basaltos de gran resistencia, se debe tener cuidado con las cavidades u oquedades que se presentan en este tipo de roca. En la zona de la península de Yucatán, también se deben detectar las cavidades persistentes en rocas sedimentarias y no sobreestimar la resistencia de la roca ya que es blanda y su comportamiento varía significativamente
2. Se debe realizar la caracterización del macizo rocoso con alguna de las clasificaciones geomecánicas antes mencionadas, de preferencia el RMR o GSI para el caso de cimentaciones
3. Realizar muestreos y pruebas de laboratorio son necesarias para la determinación de las propiedades de la roca sana, principalmente la resistencia a la compresión simple.
4. El tratamiento del macizo rocoso se debe realizar una vez analizado y caracterizado tomando en cuenta las solicitudes del proyecto y la escala del mismo
5. Para el cálculo de capacidad de carga de los métodos descritos en el capítulo 4 se recomienda principalmente utilizar el método de Serrano y Olalla como principal método, y los de Carter y Kulhawy con sus recomendaciones abordadas así como el del manual Canadiense de consulta o verificación y se recomienda dejar atrás los métodos que solo toman en cuenta un porcentaje empírico de la resistencia a la compresión simple.
6. El cálculo de asentamientos aunque parezca poco relevante, se debe realizar siempre y se recomienda el uso de cualquiera de los métodos basados en la teoría elástica como los mostrados en el capítulo 4.
7. Los valores de presiones admisibles nunca se deben tomar como único medio para el diseño, sólo pueden ser usados como referencia una vez

calculada la capacidad de carga para comparar si es el caso, ya que como se observó, los límites que se manejan en ocasiones no son los resultantes propiamente y con estos valores, se llega a hacer un diseño sobrado o equívoco.

8. Se debe trabajar siempre del lado conservador a la hora de asignar parámetros o valores empíricos, pero con medida, ya que también se debe cuidar costo-beneficio de la obra, por lo cual el criterio del ingeniero es fundamental.

El primer punto es fundamental y aunque se quiera omitir en muchas ocasiones por cuestiones económicas, es determinante ya que puede incluso hacernos ahorrar indirectamente si se obtienen parámetros más certeros y precisos que tal vez no se tenían en cuenta al inicio de la investigación, o también puede hacer perder mucho dinero si es que no se toma en cuenta.

Con estas consideraciones se puede realizar un adecuado diseño y construcción general de una cimentación en roca, pero también se debe tomar en cuenta el trabajo interdisciplinario y estar en contacto tanto con geólogos, estructuristas, constructores y demás profesionales que trabajen en el proyecto para asegurar que este cumpla con todas las solicitudes y normas.

A pesar de que hoy en día los programas de elementos finitos nos dan un cálculo aproximado y son de fácil uso, es necesario como siempre, saber bien y entender el problema que se está analizando y lo que son los parámetros de entrada del mismo, ya que por ejemplo, un dato que se pide es el módulo de deformación del macizo, y como se pudo observar en el capítulo 2, es muy difícil su obtención en forma clara y certera. Además hoy en día estos programas escapan al alcance de algunas empresas por sus costos y se puede ahorrar más detallando en la investigación del sitio que utilizando estos.

En México se carece de investigación sobre el tema y es curioso que a pesar de que muchos métodos para la caracterización de un macizo rocoso o la

determinación de la capacidad de carga tienen un grado de empirismo, aún no haya alguien de origen mexicano que haya dado algún método o recomendación sobre el tema, habiendo gran cantidad de obras que se desplantan en roca.

Para esto se debe tener un mayor empuje por parte de investigadores de geotecnia, profesionales y profesores y no sólo estar enfocado al análisis de los suelos, ya que aparte de las cimentaciones, este conocimiento puede ser extrapolado a obras como túneles y obras subterráneas. Tampoco se debe esperar a que haya una tragedia para empezar a investigar sobre el tema como ocurrió en Europa, ya que conforme pasa el tiempo se requerirá más del conocimiento general de la mecánica de rocas y particularmente de las cimentaciones debido a la gran explosión demográfica y a la demanda de obras, en zonas en las que no se está muy familiarizado y en donde se requiera contar con un terreno competente.

Con la recopilación de estudios y proyectos, e información de los mismos, se puede elaborar un código, norma, manual que emita recomendaciones apegadas más a las características propias de la geología Mexicana como lo ha hecho Barton en Noruega, Hoek y Brown en varias partes del mundo, Bienawski en Sudáfrica o más recientemente Serrano y Olalla en España. Para esto se necesita que tanto las empresas consultoras y las de gobierno inviertan más hacia el campo de la investigación, y que den oportunidad de intervenir a ingenieros mexicanos en proyectos de este tipo.

Anexo 1

Clasificaciones Geomecánicas.

1.1 Calificación de Barton. (Q)

1^{er} Parámetro, calculo del R.Q.D.

<i>Descripción de la calidad del macizo rocoso</i>	<i>R . Q . D . %</i>	<i>Observaciones.</i>
Muy mala	0-25	Para R.Q.D < 10 se puede tomar R.Q.D.= 10 en la ecuación de Q.
Mala	25-50	
Mediana	50-75	
Buena	75-90	
Excelente	90-100	

2^{do} Parámetro, calculo de la Familia de diaclasas Jn.

<i>Descripción</i>	<i>Jn</i>
Roca masiva	0.5-1
Una familia de diaclasas.	2
Una familia de diaclasas y algunas Diaclasas ocasionales.	3
Dos familias de diaclasas.	4
Dos familias de diaclasas y algunas Diaclasas ocasionales	6
Tres Familias.	9
Tres familias de diaclasas y algunas Diaclasas ocasionales.	12
Cuatro o más familias de Diaclasas, roca muy fracturada.	15
Roca triturada terrosa.	20
En boquillas, se utiliza 2 Jun y en Túneles 3 Jun	

3^{er} Parámetro Rugosidad de las Diaclasas Jr.

Esta tabla esta basada por la relación o el contacto entre las 2 caras de la Junta.

❖ Contacto entre las 2 caras de las diaclasas con poco desplazamiento lateral de menos de 10 cm.	Jn
▪ Juntas discontinuas.	4
▪ Juntas Rugosa o irregular ondulada.	3
▪ Suave ondulada.	2
▪ Espejo de falla, ondulada,	1.5
▪ Rugosa o irregular, plana.	1.5
▪ Suave plana.	1
▪ Espejo de Falla, plano.	0.5
❖ No existe contacto entre las 2 caras de las diaclasas cuando ambas se desplazan lateralmente.	Jn
▪ Zona de contenido de minerales arcillosos, suficientemente gruesa para impedir el contacto entre las caras de las Diaclasas.	1
▪ Arenas, gravas o zona fallada suficientemente gruesa para impedir el contacto entre las 2 caras de las diaclasas.	1
Nota: si el espaciado de la familia de las diaclasas es mayor de 3 m hay que aumentar el Jn en una unidad.	
Para diaclasas con espejos de falla provisto de lineaciones, si están orientadas favorablemente, se puede usar Jr=0.5	

4^o Parámetro Aguas en las Diaclasas Jw.

	Jw	Presión del agua Kg/cm ²
- Excavaciones secas o de influencia poco importante.	1	<1
- Fluencia o presión medias. Ocasional lavado de los rellenos de las Diaclasas.	0.66	1-2.5
- Fluencia grande o presión alta, considerable lavado de los rellenos de las Diaclasas.	0.33*	2.5-10
- Fluencia o presión de agua excepcionalmente altas, decayendo con el tiempo.	0.1-0.2*	>10
- Fluencia o presión de aguas excepcionalmente altas y continuas, sin disminución.	0.05-0.01*	>10
Los valores presentados con el Signo * son solo valores estimados. Si se instalan elementos de drenaje, hay que aumentar Jw		

5º Parámetro Meteorización de las Diaclasas.

Descripción	J_a	ϕ°
Contacto entre las 2 caras de las Diaclasas.		
Junta sellada, dura, sin reblandecimiento impermeable como por ejemplo cuarzo en paredes sanas.	0.75	25-30
Caras de la junta únicamente manchadas.	1	25-30
Las caras de la junta están alteradas ligeramente y contienen minerales no blandos partículas de arena, roca desintegrada libre de arcilla.	2	25-30
Recubrimiento de limo o arena arcillosa, pequeña fricción arcillosa no reblandecible.	3	20-25
Recubrimiento de minerales arcillosos blandos o de baja fricción como caolinita, clorita, talco yeso, grafito y pequeñas cantidades de arcillas expansivas. Los recubrimientos son discontinuos con espesores máximos de 1 ó 2 mm.	4	8-16
Contactos entre 2 caras de la Diaclasa con < de 10 cm desplazamiento lateral.		
Partículas de Arena, roca desintegrada libre de arcilla.	4	25-30
Fuertemente sobreconsolidados rellenos de minerales arcillosos no blandos. Los recubrimientos son continuos de menos de 5 mm de esp.	6	16-24
Sobreconsolidación media a baja, blandos, rellenos de minerales arcillosos. Los recubrimientos son continuos de < de 5 mm de espesor.	8	12-16
Rellenos de arcilla expansiva, de espesor continuo de 5 mm. El valor J_a dependerá del porcentaje de partículas del tamaño de la arcilla expansiva.	8-12	6-12
No existe contacto entre las 2 caras de la diaclasa cuando esta cizallada.		
Zonas o bandas de roca desintegrada o manchada y arcilla.	6-8-12	6-24
Zonas blandas de arcilla limosa o arenosa con pequeña fricción de arcilla no blandas.	5	6-24
Granos arcillosos gruesos.	13-20	6-24

6º Parámetro tensiones en las excavaciones S.R.F.

1.-Zona débil que interceptan la excavación y pueden causar caídas de bloques.			S.R.F
A. Varias zonas débiles conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente, roca muy suelta alrededor.			10
B. Solo una zona débil conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente (profundidad de excavación < 50 m.).			5
C. Solo una zona débil conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente. (Profundidad de excavación > 50 m.).			2.5
D. Varias zonas de fractura en roca competente libre de arcilla, roca suelta alrededor. (Cualquier profundidad).			7.5
E. Sólo una zona fracturada en roca competente, libre de arcilla (Profundidad de excavación < 50 m.)			5
F. Sólo una zona fracturada en roca competente, libre de arcilla. (Profundidad > 50 m.).			2.5
G. Diaclasas abiertas sueltas, muy fracturadas. Cualquier profundidad.			5
2.-Rocas competentes con problemas tensionales en las rocas	σ_3/σ_1	σ_2/σ_1	S.R.F
H. Tensiones pequeñas cerca de la superficie.	> 200	>13	2.5
I. Tensiones medias.	200-10	13-0.33	1.0
J. Tensiones altas estructura muy compacta, favorable para la estabilidad, puede ser desfavorable para la estabilidad de los hastiales.	10-5	0.66-0.33	0.5-2.0
K. Explosión de roca suave (roca Masiva).	5-2.5	0.33-0.16	5-10
L. Explosión de roca fuerte (roca masiva.)	<2.5	<0.16	10-20
σ_3 y σ_2 son las resistencias a la compresión y tracción respectivamente de la roca, σ_1 es el esfuerzo principal máximo que actúa en la roca.			
3.-Roca fluyente, flujo plástico de roca incompetente bajo la influencia de altas presiones litostática.			S.R.F
M. Presión de Flujo suave.			5-10
N. Presión de flujo intensa.			10-20

Continuación de la tabla del parámetro 6.....

3.-Roca expansiva, actividad expansiva química dependiendo de la presencia del agua.	S.R.F
O. Presión Expansiva suave.	5-10
P. Presión expansiva intensa.	10-15
<p>Observaciones al SRF:</p> <p>Reducir los valores del SRF en un 25 a 50% si las zonas de rotura solo influyen pero no interceptan a la excavación.</p> <p>En los casos que la profundidad de las clave del túnel sea inferior a la altura del mismo se sugiere aumentar el SRF de 2.5 a 5.</p> <p>Para campos de tensiones muy anisótropos cuando $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$, reducir el σ_1 y σ_3 a $0.8 \sigma_1$ y $0.8 \sigma_3$.</p>	

CLASIFICACIÓN DE BARTON DE LOS MACIZOS ROCOSOS. ÍNDICE DE CALIDAD Q,

TIPO DE ROCA	VALOR DE Q
Excepcionalmente mala.	$10^{-3} - 10^{-2}$
Extremadamente mala.	$10^{-2} - 10^{-1}$
Muy mala.	$10^{-1} - 1$
Mala.	1 - 4
Media.	4 - 10
Buena.	10 - 40
Muy buena.	40 - 100
Extremadamente Buena.	100 - 400
Excepcionalmente Buena.	400 - 1000

1.2 Clasificación de Bienawski. (RMR)

1^{ER} PARÁMETRO CLASIFICACIÓN POR RESISTENCIAS DE ROCAS SANAS

DESCRIPCIÓN	RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE (Mpa)	ÍNDICE DE RESISTENCIA DE CARGA PUNTUAL (Mpa)
Muy alta	>200	>8
Alta	100 - 200	4 - 8
Media	50 - 100	2 - 4
Baja	25 - 50	1 - 2
Muy baja	10 -25 3 - 10 1 - 3	< 1

Resistencia de algunas rocas sanas en (Mpa)

2^{DO} PARÁMETRO PARA CALCULAR EL RMR. CALCULO DE R.Q.D.

RQD	Puntaje
90-100	20
75-90	17
50-75	13
25-50	8
<25	3

3^{er} PARÁMETRO PARA CALCULAR EL RMR. ESPACIAMIENTO DE LAS DISCONTINUIDADES.

El espaciamiento de las discontinuidades esta clasificada según la tabla que a continuación se expresa:

Descripción	Espaciado de las Juntas	Tipo de macizo rocoso.
Muy ancho	> 3 mts.	Sólido
Ancho	1 - 3 mts.	Masivo
Moderadamente cerrado	0.3 - 1 mts.	En bloques
Cerrado	50 - 300 mm.	Fracturado
Muy cerrado	< 50 mm.	Machacado

4^{to} PARÁMETRO PARA CALCULAR EL RMR. NATURALEZA DE LAS JUNTAS.

Grado	Descripción	Separación de las caras	Rango RMR
1	Abierta	> 5mm	0
2	Moderadamente abierta	1 - 5 mm	1
3	Cerrada	0.1 - 1 mm	4
4	Muy cerrada	< 0.1 mm	5
5	No tiene	0	6

5^{to} PARÁMETRO PARA CALCULAR EL RMR. SEGÚN LA PRESENCIA DEL AGUA.

Grado	Descripción	Rango RMR
1	Completamente seco	15
2	Semi humedo	10
3	humedo	7
4	Mojado	4
5	Fujo de agua	0

6º PARÁMETRO PARA CALCULAR EL RMR. SEGÚN LA ORIENTACIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES (Rumbo y Buzamiento).

Para calcular este Rango RMR se debe clasificar la roca de acuerdo al rumbo y buzamiento con respecto a la obra civil que se va a ejecutar, esta clasificación se especifica a continuación:

Tabla de clasificación para la determinación de los buzamientos con respecto al efecto relativo con relación al eje de la obra.

Rumbo Perpendicular al Eje de la obra				Rumbo Paralelo al Eje de la obra		Buzamiento 0 -20° Independiente del Rumbo.
Dirección según buzamiento		Dirección contra buzamiento		Buzam	Buzam	
Buzam	Buzam	Buzam	Buzam			
45° - 90°	20° - 45°	45° - 90°	20° - 45°	45° - 90°	20° - 45°	
Muy favorable	favorable	regular	desfavorable	Muy desfavorable	Regular	desfavorable

Cuando se tiene la calificación del rumbo y buzamiento de la roca con respecto al eje de la obra, se procede a calcular con ese calificativo, el Rango RMR, dependiendo del tipo de obra civil a ejecutar.

Tabla N° 1 Rango RMR para obras de tipo Túneles y Minas.

Calificativo	Rango RMR
Muy favorable	0
Favorable	-2
Regular	-5
Desfavorable	-10
Muy desfavorable	-12

Tabla N° 2 Rango RMR para obras de tipo Cimentación

Calificativo	Rango RMR
Muy favorable	0
Favorable	-2
Regular	-7
Desfavorable	-15
Muy desfavorable	-25

Tabla N° 3 Rango RMR para obras de tipo Taludes.


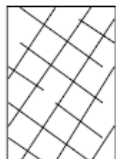




Calificativo	Rango RMR
Muy favorable	0
Favorable	-5
Regular	-25
Desfavorable	-50
Muy desfavorable	-60

Tabla N° 1 Rango RMR para obras de tipo Túneles y Minas.

Calificativo	Rango RMR
Muy favorable	0
Favorable	-2
Regular	-5
Desfavorable	-10
Muy desfavorable	-12

1.3 Clasificación Hoek y Brown (GSI)

CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL MACIZO ROCOSO SEGÚN EL GRADO DE TRABAZÓN DE LOS BLOQUES O TROZOS DE ROCA Y LA CONDICIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES

CARACTERÍSTICAS DEL MACIZO ROCOSO PARA EVALUAR SU RESISTENCIA Basándose en la apariencia del afloramiento de roca, escoja la categoría que, según su criterio, mejor describe la condición "típica" del macizo rocoso in situ en condición no perturbada. Note que superficies expuestas de roca que han sido generadas por tronadura pueden dar una impresión errónea de la calidad de la roca subyacente. Puede ser necesario considerar algún ajuste por tronadura, y un examen de testigos de sondeos y/o superficies definidas con precorte o tronaduras amortiguadas puede ayudar en la definición de este ajuste. Es también importante entender que el criterio de Hoek-Brown solo debe aplicarse a macizos rocosos en que el tamaño del bloque "típico" es pequeño con respecto al tamaño de la excavación considerada.		CONDICIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES							
ESTRUCTURA DEL MACIZO ROCOSO		EMPEORA LA CONDICIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES 							
 <p>FRACTURADO EN BLOQUES (BLOCKY) MACIZO ROCOSO CONFORMADO POR TROZOS O BLOQUES DE ROCA BIEN TRABADOS, DE FORMA CÚBICA Y DEFINIDOS POR TRES SETS DE ESTRUCTURAS, ORTOGONALES ENTRE SÍ.</p>	 <p>FUERTEMENTE FRACTURADO EN BLOQUES (VERY BLOCKY) MACIZO ROCOSO ALGO PERTURBADO, CONFORMADO POR TROZOS O BLOQUES DE ROCA TRABADOS, DE VARIAS CARAS, ANGULOSOS Y DEFINIDOS POR CUATRO O MAS SETS DE ESTRUCTURAS.</p>	 <p>FRACTURADO Y PERTURBADO (BLOCKY / DISTURBED) MACIZO ROCOSO PLEGADO Y/O AFECTADO POR FALLAS, CONFORMADO POR TROZOS O BLOQUES DE ROCA DE VARIAS CARAS, ANGULOSOS Y DEFINIDOS POR LA INTERSECCION DE NUMEROSOS SETS DE ESTRUCTURAS.</p>	 <p>DESINTEGRADO (DISINTEGRATED) MACIZO ROCOSO MUY FRACTURADO Y QUEBRADO, CONFORMADO POR UN CONJUNTO POBREMENTE TRABADO DE BLOQUES Y TROZOS DE ROCA, ANGULOSOS Y TAMBIÉN REDONDEADOS</p>	DISMINUYE LA TRABAZÓN DE LOS BLOQUES DE ROCA 	MUY BUENA Superficies rugosas y de cajas frescas (sin señales de intemperización ni de alteración)	BUENA Superficies rugosas, cajas levemente intemperizadas y/o alteradas, con pátinas de óxido de hierro	REGULAR Superficies lisas, cajas moderadamente intemperizadas y/o alteradas	MALA Superficies lisas y cizalladas, cajas intemperizadas y/o alteradas, con rellenos de fragmentos granulares y/o arcillosos firmes	MUY MALA Superficies lisas y cizalladas, cajas muy intemperizadas y/o alteradas, con rellenos arcillosos blandos
					FB/MB	FB/B	FB/R	FB/M	FB/MM
					FF/MB	FF/B	FF/R	FF/M	FF/MM
					FP/MB	FP/B	FP/R	FP/M	FP/MM
D/MB	D/B	D/R	D/M	D/MM					

Estimación del Índice Geológico de resistencia, GSI, en base a una Descripción Geológica del Macizo Rocoso

INDICE GEOLOGICO DE RESISTENCIA	CONDICION DE LAS DISCONTINUIDADES	
<p>De los códigos de letra que describen la estructura del macizo rocoso y la condición de las discontinuidades (en Tabla 4), seleccione el cuadro apropiado en esta tabla. Estime el valor típico del Índice Geológico de Resistencia, GSI, de los contornos que muestra la tabla. No trate de obtener un mayor grado de precisión. Indicar un rango de valores para GSI, por ejemplo de 36 a 42, es más realista que indicar un único valor, por ejemplo 38.</p>	<p>MUY BUENA Superficies rugosas y de cajas frescas (sin señales de intemperización ni de alteración)</p> <p>BUENA Superficies rugosas, cajas levemente intemperizadas y/o alteradas, con pátinas de óxido de hierro</p> <p>REGULAR Superficies lisas, cajas moderadamente intemperizadas y/o alteradas</p> <p>MALA Superficies lisas y cizalladas, cajas intemperizadas y/o alteradas, con rellenos de fragmentos granulares y/o arcillosos firmes</p> <p>MUY MALA Superficies lisas y cizalladas, cajas muy intemperizadas y/o alteradas, con rellenos arcillosos blandos</p>	
ESTRUCTURA DEL MACIZO ROCOSO	EMPEORA LA CONDICION DE LAS DISCONTINUIDADES	
<div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-bottom: 5px;">  <p style="text-align: center;">FRACTURADO EN BLOQUES (BLOCKY)</p> <p style="text-align: center; font-size: small;">MACIZO ROCOSO CONFORMADO POR TROZOS O BLOQUES DE ROCA BIEN TRABADOS, DE FORMA CÚBICA Y DEFINIDOS POR TRES SETS DE ESTRUCTURAS, ORTOGONALES ENTRE SÍ.</p> </div> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-bottom: 5px;">  <p style="text-align: center;">FUERTEMENTE FRACTURADO EN BLOQUES (VERY BLOCKY)</p> <p style="text-align: center; font-size: small;">MACIZO ROCOSO ALGO PERTURBADO, CONFORMADO POR TROZOS O BLOQUES DE ROCA TRABADOS, DE VARIAS CARAS, ANGULOSOS Y DEFINIDOS POR CUATRO O MAS SETS DE ESTRUCTURAS.</p> </div> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-bottom: 5px;">  <p style="text-align: center;">FRACTURADO Y PERTURBADO (BLOCKY / DISTURBED)</p> <p style="text-align: center; font-size: small;">MACIZO ROCOSO PLEGADO Y/O AFECTADO POR FALLAS, CONFORMADO POR TROZOS O BLOQUES DE ROCA DE VARIAS CARAS, ANGULOSOS Y DEFINIDOS POR LA INTERSECCION DE NUMEROSOS SETS DE ESTRUCTURAS.</p> </div> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;">  <p style="text-align: center;">DESINTEGRADO (DISINTEGRATED)</p> <p style="text-align: center; font-size: small;">MACIZO ROCOSO MUY FRACTURADO Y QUEBRADO, CONFORMADO POR UN CONJUNTO POBREMENTE TRABADO DE BLOQUES Y TROZOS DE ROCA, ANGULOSOS Y TAMBIÉN REDONDEADOS</p> </div>	<p>DISMINUYE LA TRABAZON DE LOS BLOQUES DE ROCA </p>	

VALORES DE LA CONSTANTE m_i DE LA ROCA INTACTA PARA DISTINTOS TIPOS DE ROCA
(LOS VALORES ENTRE PARÉNTESIS CORRESPONDEN A ESTIMACIONES)

Tipo de Roca	Clase	Grupo	Textura			
			Gruesa	Media	Fina	Muy Fina
SEDIMENTARIAS	Clásticas		Conglomerado (22)	Arenisca 19	Limolita 9	Arcillolita 4
			←----- Grauwaca -----> (18)			
	No Clásticas	Orgánicas	←----- Creta -----> 7			
			←----- Carbón -----> (8 - 21)			
		Carbonatos	Brechas (20)	Caliza Esparítica (10)	Caliza Micrítica 8	
	Químicas		Yeso 16	Anhidrita 13		
METAMORFICAS	No Foliadas		Mármol 9	Rocas Córneas (19)	Cuarcita 24	
	Levemente Foliadas		Migmatita (30)	Anfibolita 25 - 31	Milonitas (6)	
	Foliadas		Gneiss 33	Esquistos 4 - 8	Filitas (10)	Pizarras 9
IGNEAS	Intrusivas	Claras	Granito 33		Riolita (16)	Obsidiana (19)
			Granodiorita (30)		Dacita (17)	
			Diorita (28)		Andesita 19	
Oscuras		Gabbro 27	Dolerita (19)	Basalto (17)		
		Norita 22				
Extrusivas Piroclásticas		Aglomerados (20)	Brechas (18)	Tobas (15)		

$$m_b = m_i \times \exp\left(\frac{GSI - 100}{28}\right)$$

Para un $GSI \geq 25$, o sea en el caso de macizos rocosos de una calidad no peor que mala, se aplica el criterio original de Hoek-Brown de la siguiente manera :

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9}\right)$$

y

$$a = 0,5$$

Para un $GSI < 25$, o sea en el caso de macizos rocosos de muy mala calidad, se aplica el criterio modificado de Hoek-Brown :

$$s = 0$$

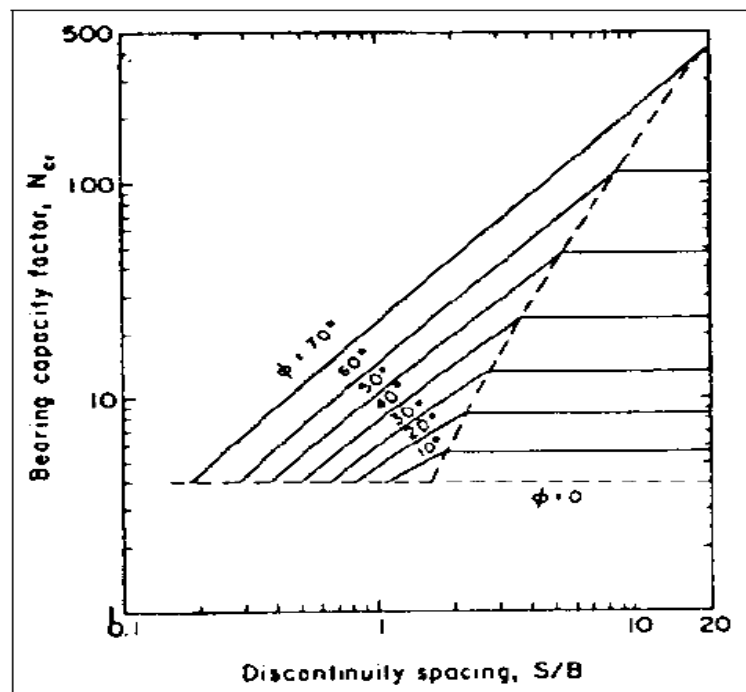
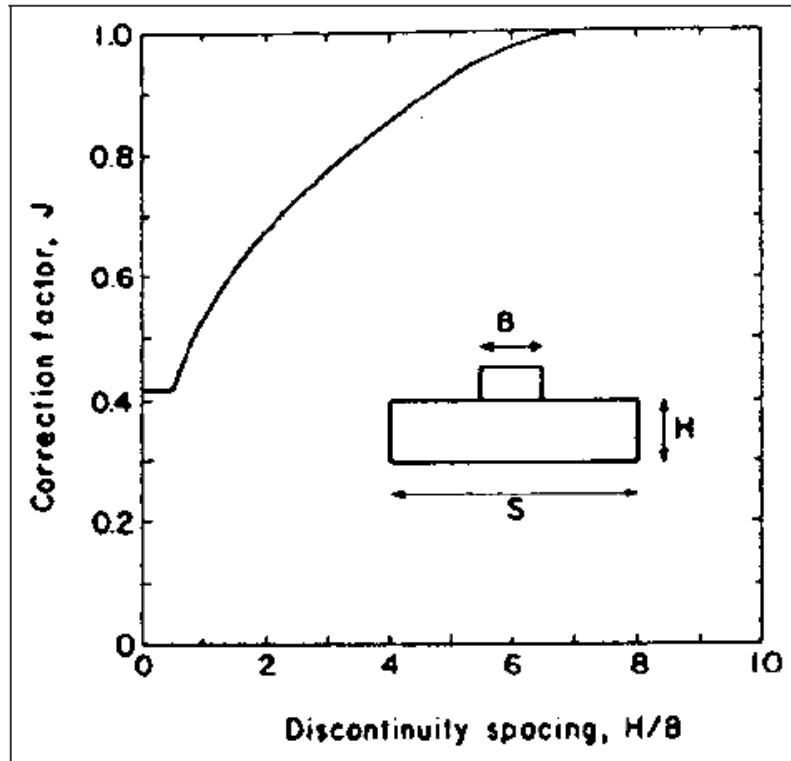
y

$$a = 0,65 - \frac{GSI}{200}$$

Anexo 2

Gráficas para determinación de parámetros.

2.1 Gráficas para el cálculo de J_c y N_{cr}



2.2 Gráficas factores del método de Serrano y Olalla

2.2.1 Factor N_β

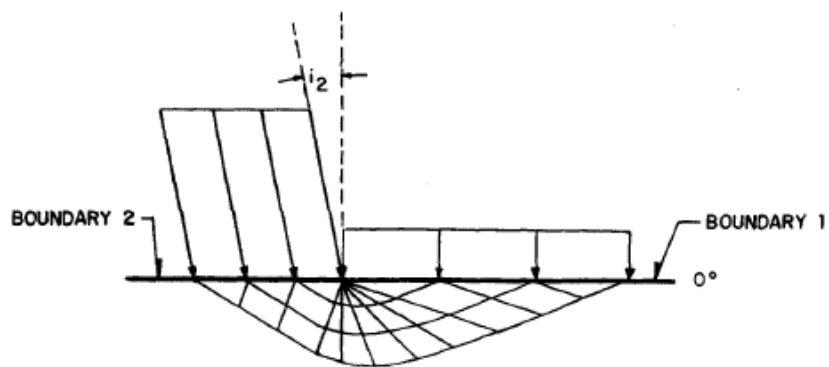
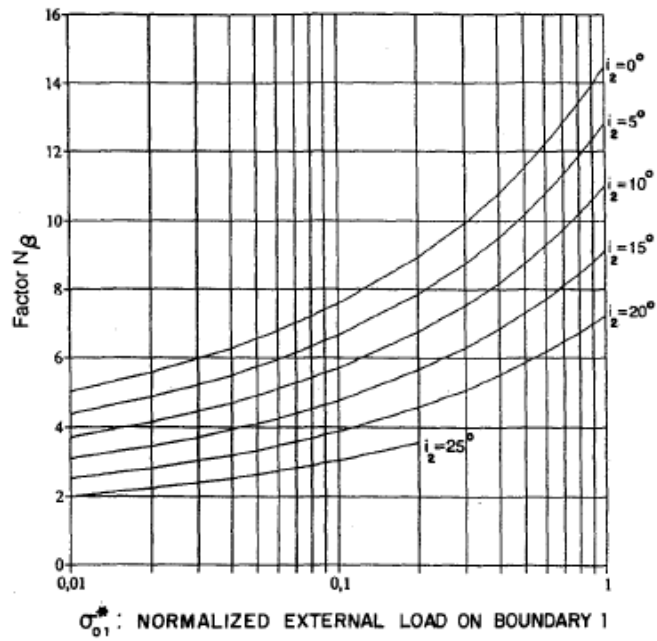


Fig. 3. Values of the load factor (N_β) dependent on the normalized external load on Boundary 1 and the inclination of the load on Boundary 2 (horizontal surface; $\alpha = 0^\circ$).

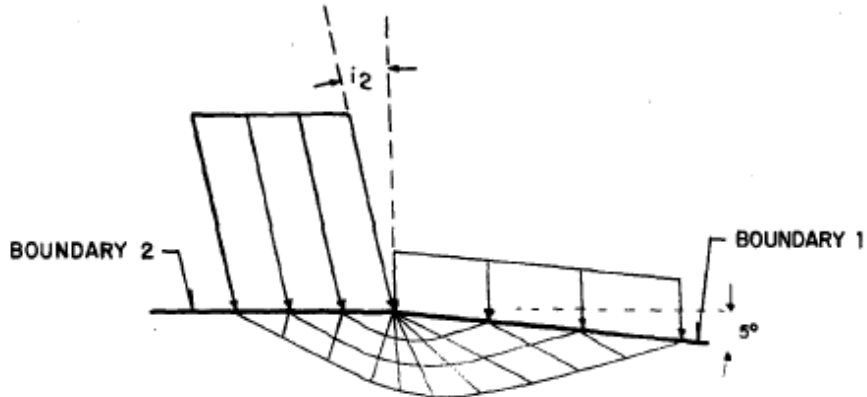
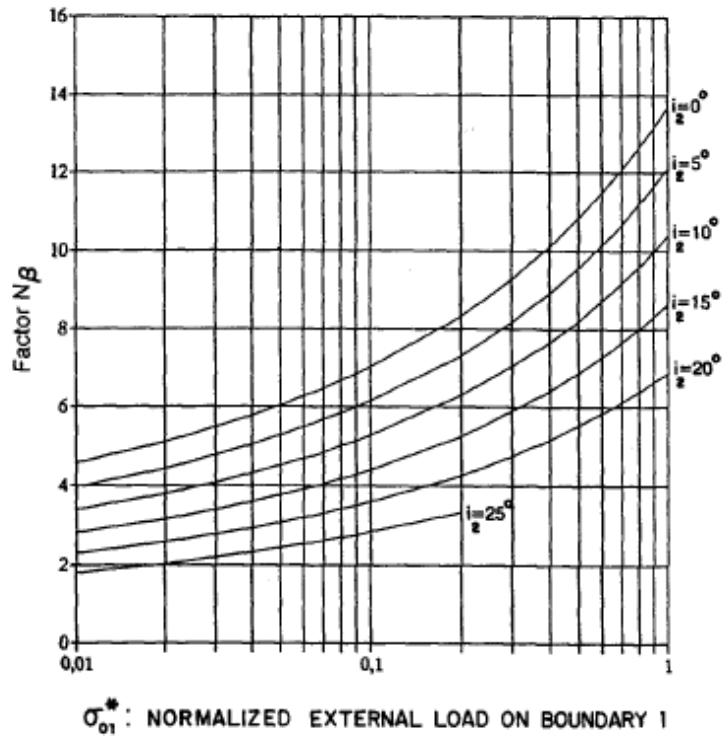


Fig. 4. Values of the load factor (N_β) dependent on the normalized external load on Boundary 1 and the inclination of the load on Boundary 2 (slope inclination; $\alpha = 5^\circ$).

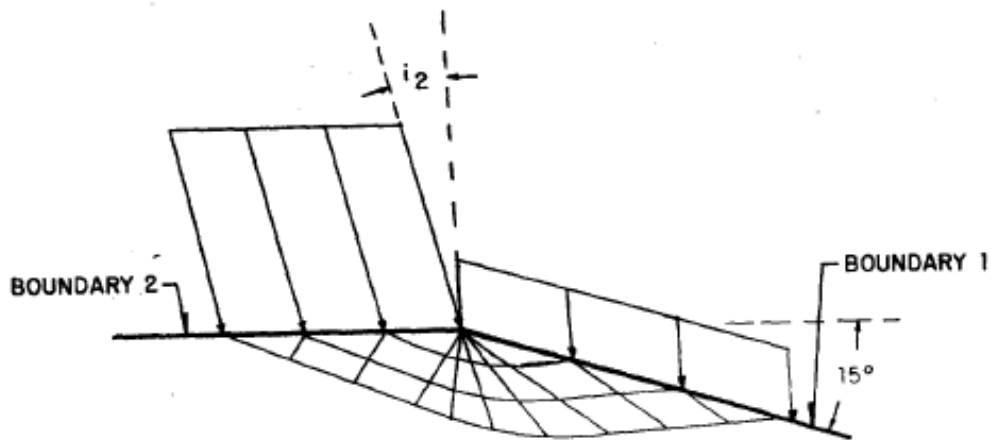
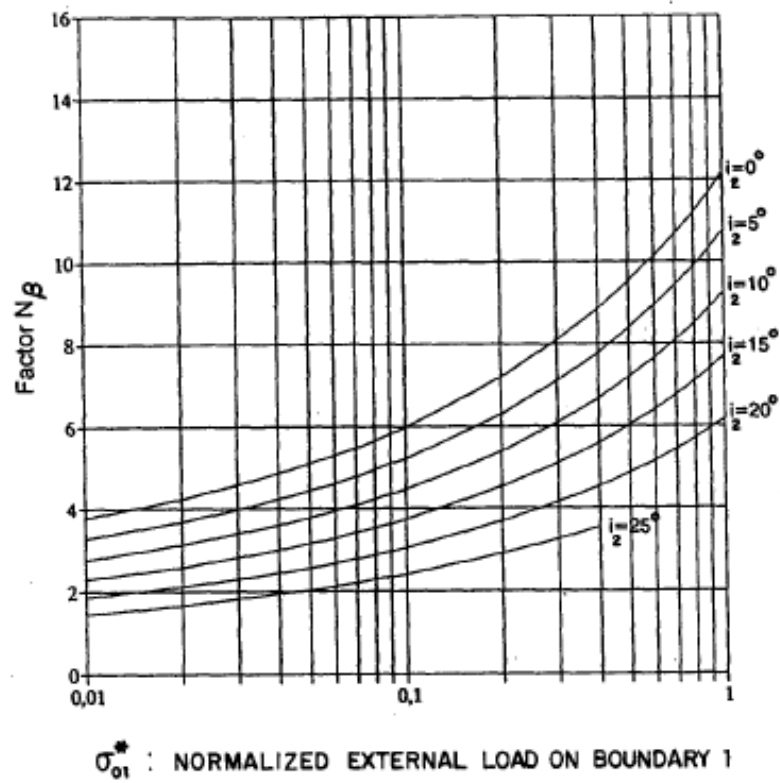


Fig. 6. Values of the load factor (N_β) dependent on the normalized external load on Boundary 1 and the inclination of the load on Boundary 2 (slope inclination; $\alpha = 15^\circ$).

2.2.2 Coeficiente F_p

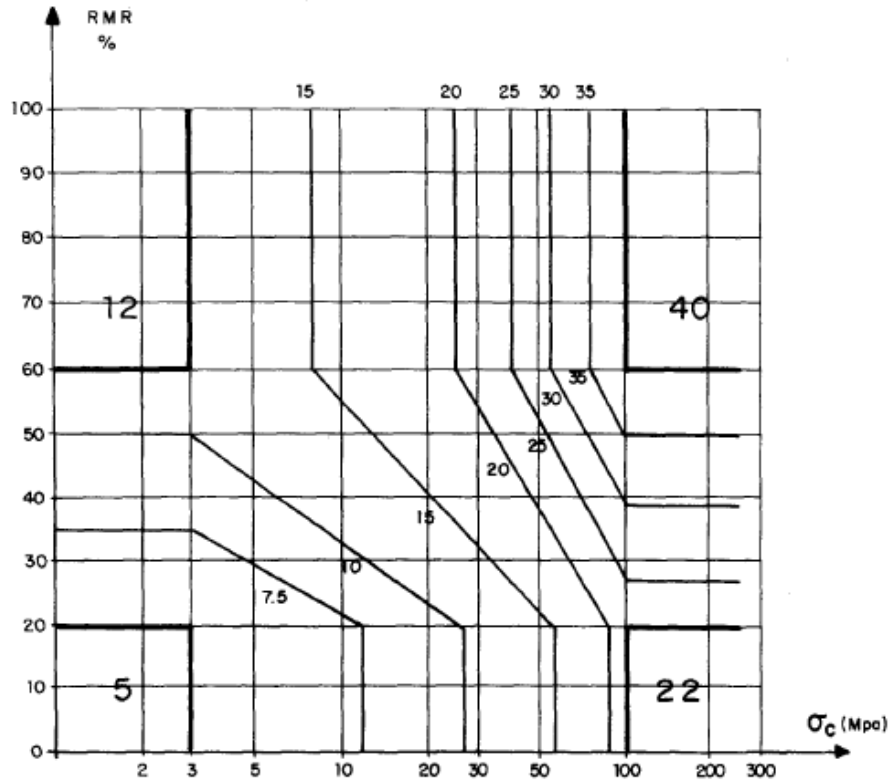
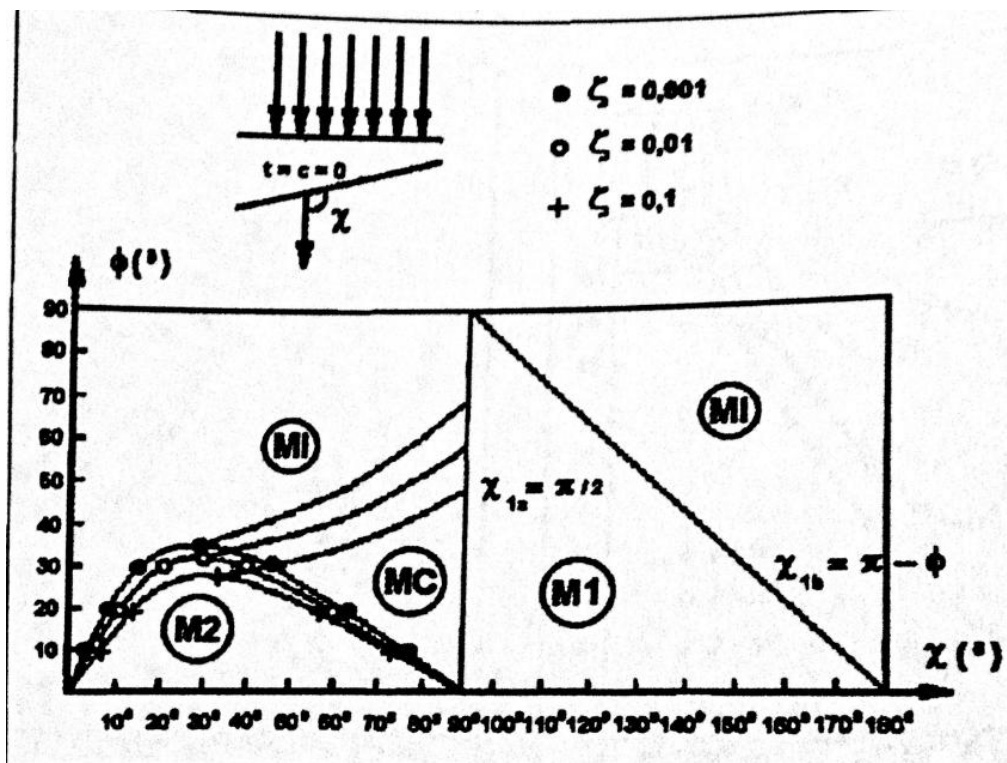
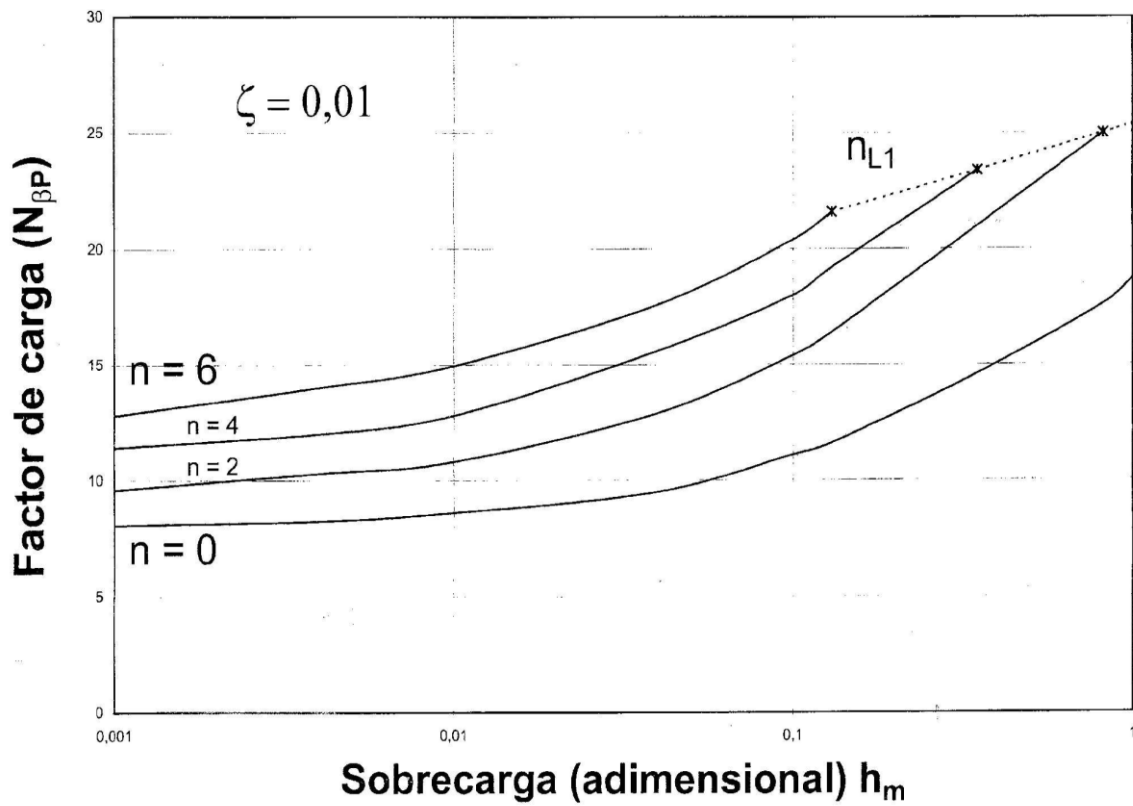
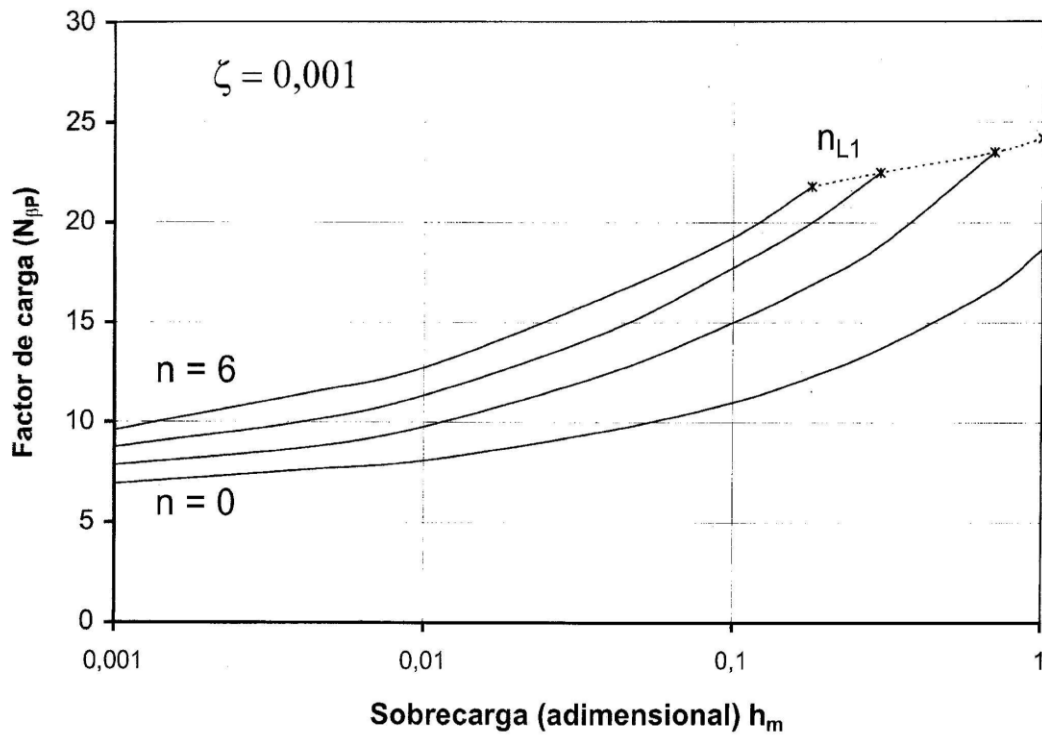


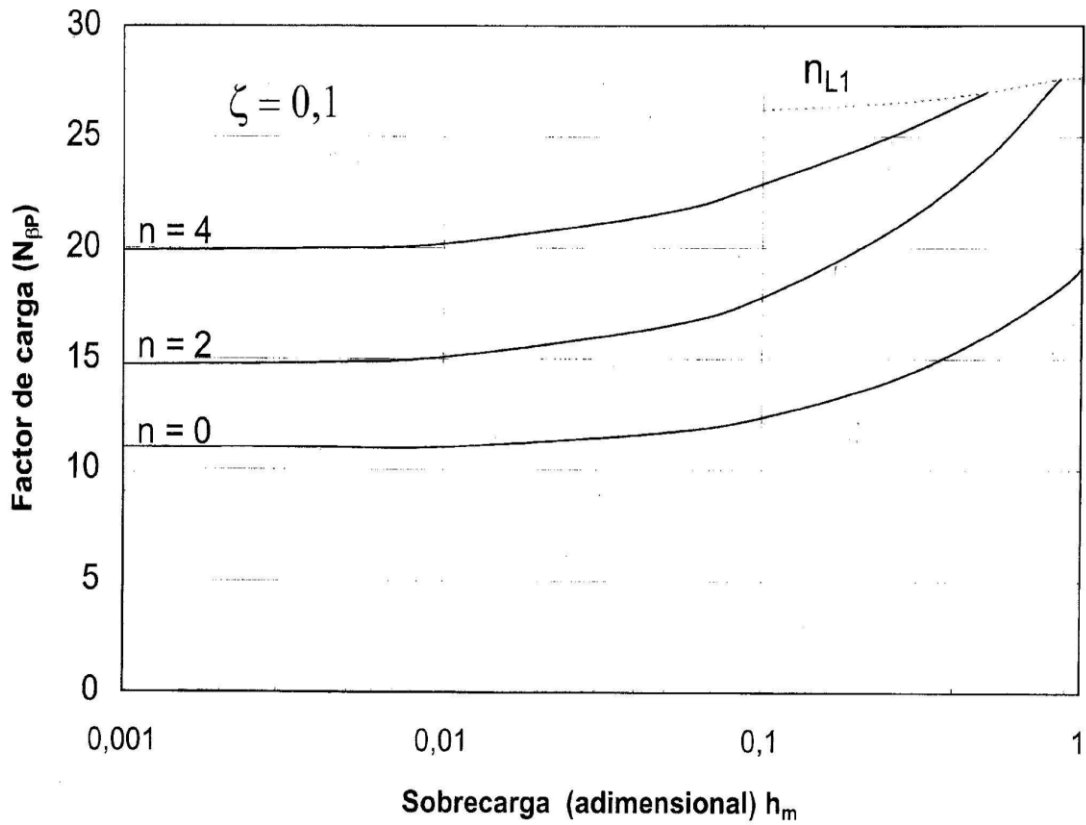
Fig. 18. A proposal of the partial safety factor of the parameters (F_p) for taking into account the variability of the rock parameters.

2.2.3 Identificación de medios anisotrópicos y porcentaje de reducción

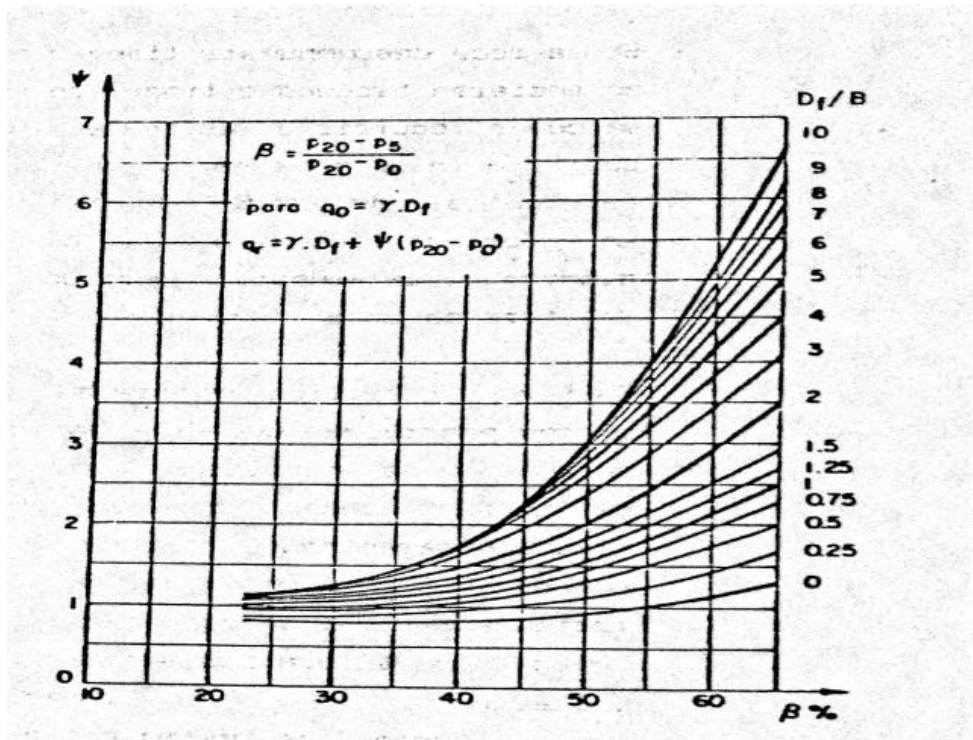


2.2.4 Obtención de $N_{\beta P}$

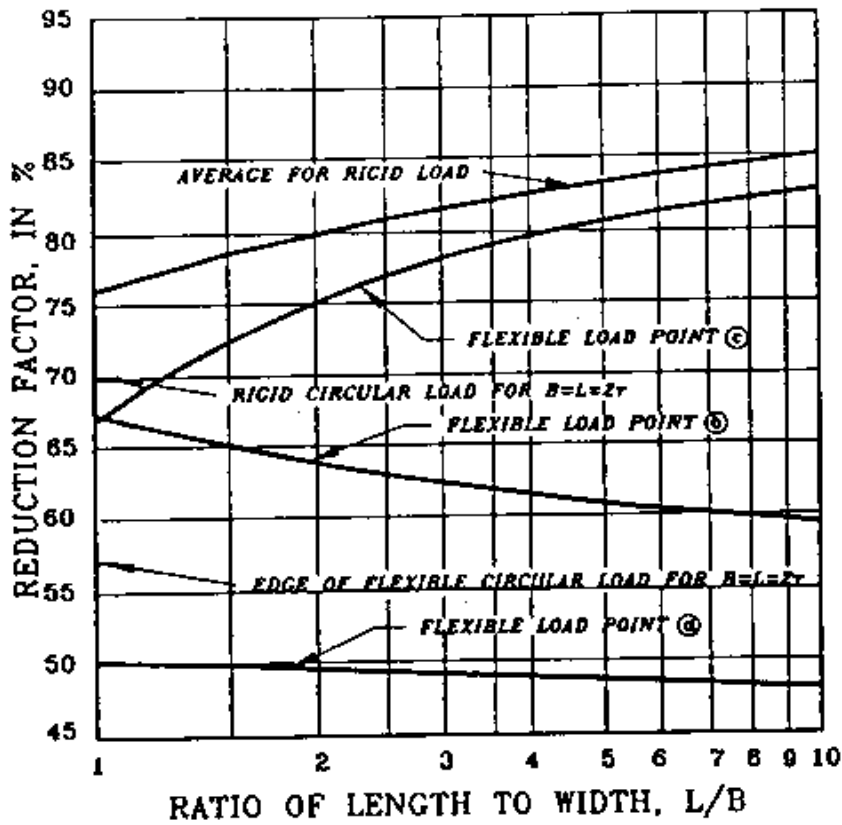
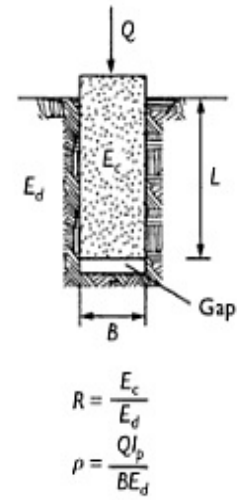
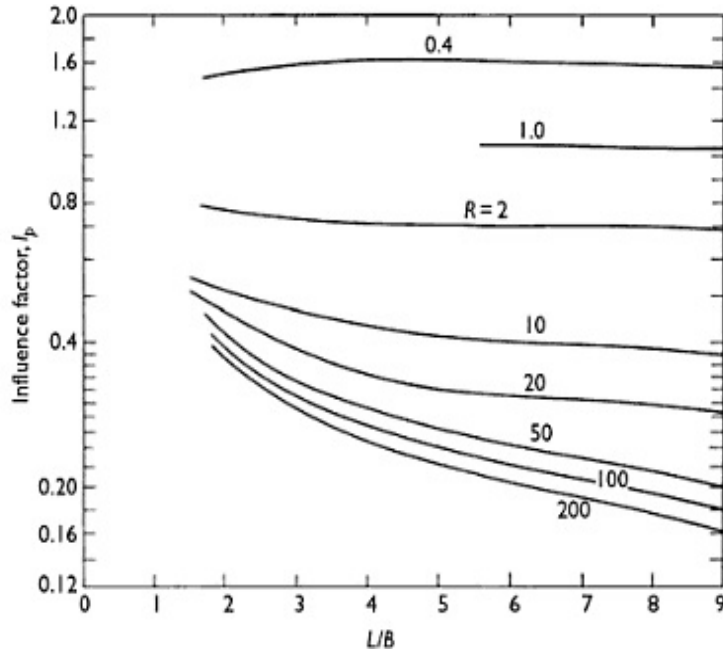




2.3 Coeficiente empírico método francés.

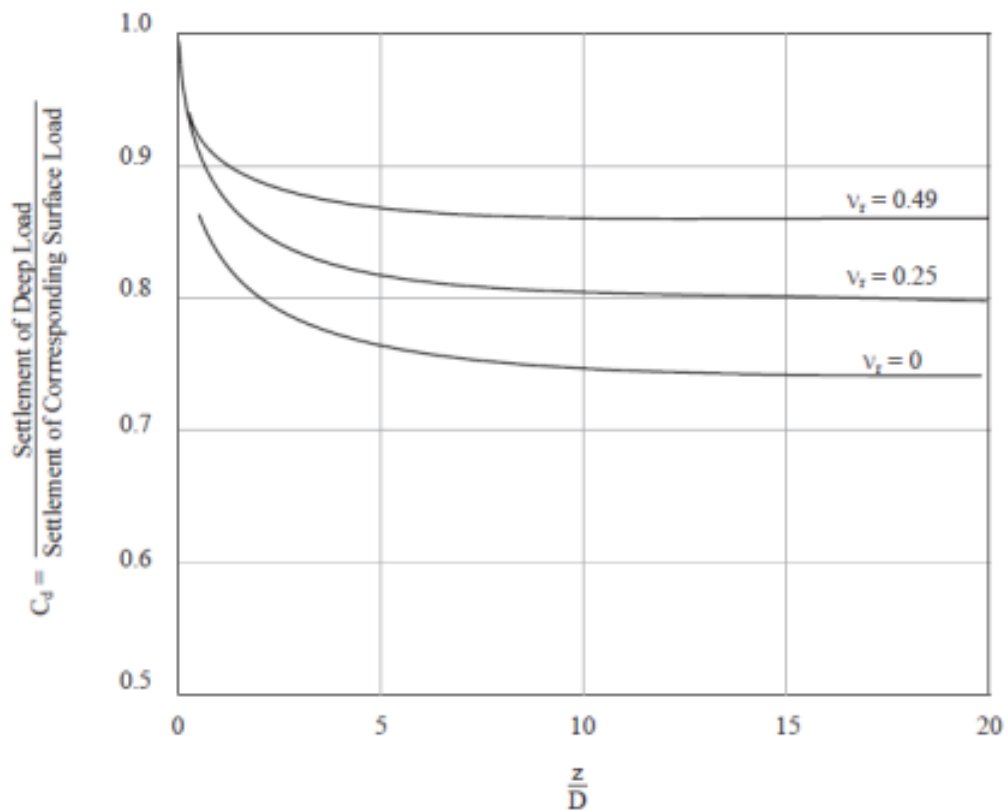


2.4 Coeficiente de influencia método Canadiense asentamientos



2.5 Factores asentamientos Burland y Lord

Shape	Shape and Rigidity Factor, C_s				
	Centre	Corner	Middle of Short Side	Middle of Long Side	Average
Circle	1.00	0.64	0.64	0.64	0.85
Circle (rigid)	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79
Square	1.12	0.56	0.76	0.76	0.95
Square (rigid)	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99
Rectangle :					
length/width					
1.5	1.36	0.67	0.89	0.97	1.15
2	1.52	0.76	0.98	1.12	1.30
3	1.78	0.88	1.11	1.35	1.52
5	2.10	1.05	1.27	1.68	1.83
10	2.53	1.26	1.49	2.12	2.25
100	4.00	2.00	2.20	3.60	3.70
1000	5.47	2.75	2.94	5.03	5.15
10000	6.90	3.50	3.70	6.50	6.60

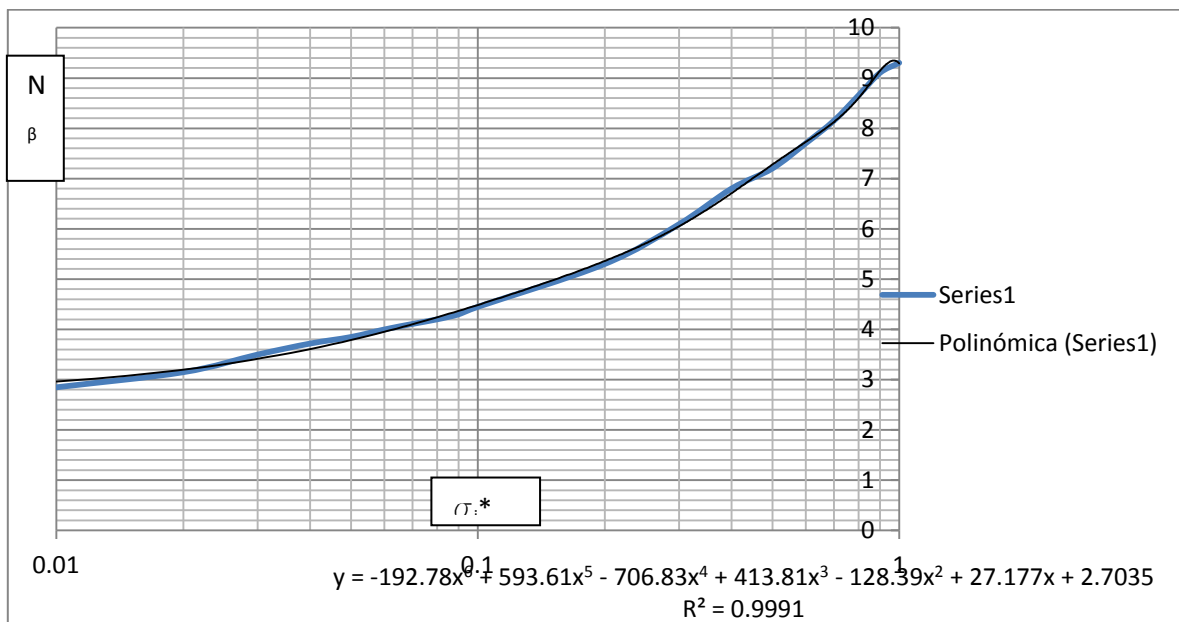


Anexo 3.

Cálculo de capacidad última del aerogenerador por método de Serrano y Olalla con hoja de cálculo

Metodo de S y O					
Parámetros					
m0=	4	m=	0.294979772	β=	0.368724714
GSI=	27	s=	0.000300185	ζ=	0.027599087
q0=	10	a=	0.5		
		σ			
σ*	0.54241007	σ* _i	0.570009162	Nβ	7.6
		Ph	2.792131364 Mpa		
		q ult	279.2131364 ton/m2		
		FS	3		

$P_h = \beta(N_\beta - \zeta)$



El valor de N_β se obtiene sustituyendo en la ecuación el valor de σ_i^* de 0.57

Bibliografía

Capítulo 1

Memorias de la IV Reunión Nacional de Mecánica de Rocas, Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas [SMMR], Taxco Guerrero 1993.

[CFE 1979] Manual de diseño de Obras Civiles B.3.4. "Cimentaciones en Roca" México : CFE, 1979.

Artículos no publicados de Mecánica de Rocas, Hazz Mora México. D.F.

Apuntes de Mecánica de Rocas, J.Hernández Romero , México 2012

Practical Rock Engineering, Evert Hoek, Canada 2006

Síntesis de la geología de México, Rolando de la Lata Romero, Jornada Técnica; Túneles en México, Barcelona 2011

Ingeniería Geológica, Luis I. Gonzalez de Vallejo, Pearson, Madrid 2002

Capítulo 2

Apuntes de Mecánica de Rocas, J.Hernández Romero , México 2012

Fundamentos de Mecánica de Rocas, D.F.Coates, Dirección de Minas-Ministerio de Energía, Minas y Recursos Naturales, Canadá 1970

Apuntes y presentaciones de los cursos "Mecánica de Rocas" y "Ampliación de Mecánica de Rocas", Claudio Olalla, Madrid 2013

Geología Aplicada a la Ingeniería Civil, Mariano Ruíz Vázquez, Silvia González Huesca, Limusa, México.

Artículos no publicados de Mecánica de Rocas, Hazz Mora México. D.F.

Geología aplicada, Juan B. Puig de la Parra, México D.F 1979

El criterio de rotura de Hoek y Brown, E. Hoek, C.Carranza Torres et.al, traducción Carlos López Jimeno, 2002

Capítulo 3

[Department of the Army] Engineering and Design- Rock foundations, EM 1110-1-2908, US Army Corps of Engineers, Washington D.C, 1994

Trabajos de construcción en roca, Robert Crimmins, Reuben Samuels, Bernard Monahan, Limusa, México 1978

Cimentaciones en roca, Sergio Herrera Castañeda, México 1999

Capítulo 4

Ingeniería Geológica, Luis I. Gonzalez de Vallejo, Pearson, Madrid 2002

Allowable Bearing Capacity of Foundations Using a Non-Linear Failure Criterium, Serrano y Olalla 1996

Ultimate Bearing Capacity of an Anisotropic Discontinuous Rock, Serrano y Olalla 1998

Ultimate bearing capacity at the tip of a pile rock, Serrano y Olalla 2002

Ultimate bearing capacity of rock masses based on the modified Hoek & Brown criterion, Serrano y Olalla 2000

Especificaciones ASSHTO para el diseño de puentes por el método LRDF, [ASSHTO 2004]

Carga de hundimiento en un macizo rocoso anisótropo con un criterio de rotura no lineal, Serrano y Olalla, Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX), Madrid 1996

Cargas admisibles de cimentaciones en roca basados en un criterio de rotura no lineal, Serrano y Olalla, CEDEX, Madrid 1996

Cargas de hundimiento en macizos rocosos, Serrano y Olalla, CEDEX Madrid 1994

Implementación informática para el cálculo de pilotes de hormigón "in situ". Cap. 7 "Pilotes en Roca" pp. 163-174, Pedro Pérez Carballo, Sevilla 2010

Engineering and Design- Rock foundations, EM 1110-1-2908, US Army Corps of Engineers, Washington D.C, 1994

El criterio de rotura de Hoek y Brown, E. Hoek, C.Carranza Torres et.al, traducción Carlos López Jimeno, 2002

Cimentaciones sobre pilotes en roca, pruebas de hinca, Eliezer Castillo Martínez, Dr. Luis O. Ibañez. Universidad Central de las Villas, Cuba

Foundation Design and Construction, Geotechnical Engineering Office, The Government of the Hong Kong, Hong Kong 2006.

Memorias del I Congreso Sudamericano de Mecánica de Rocas "Fundaciones en Roca", Oreste Moretto, Bogotá Colombia 1982

Manual de cimentaciones profundas, Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, México

Evaluation of the deformation of rock masses using RMR Comparassion with dilatometer test, José M. Galera, M.Álvarez, Z.T. Bienawski

Cargas de hundimiento por punta para pilotes en roca: estudio comparativo. Serrano, Olalla y Juárez Millan. Artículo de investigación i+D+i. Madrid 2010.

Drilled Shafts in Rock, Analysis and Design, Lianyng Zhang, USA.

LRDF Design and Construction of Shallow Foundations for Highway Bridge Structures, National Cooperative Highway Research Program, Washington D.C 2010

Interacción dinámica suelo estructura en puentes, Oscar Canavesio, Ricardo Ambrosini, Mario Natalini, Argentina [Canavesio et.al]

[CFE 1979] Manual de diseño de Obras Civiles B.3.4. "Cimentaciones en Roca" México : CFE, 1979.

Introduction to Rock Mechanics Second Edition, Richard Goodman, USA 1988

Capítulo 5

Memorias de la IV Reunión Nacional de Mecánica de Rocas, Ingeniería de rocas para la cimentación del centro empresarial Isla Dorada de Cancún Q. Roo. Ernesto García Teran, Luis Bernardo Rodríguez, pp. 433-436, Taxco 1993

Evaluation of the deformation of rock masses using RMR Comparassion with dilatometer test, José M. Galera, M.Álvarez, Z.T. Bienawski

[CFE 1979] Manual de diseño de Obras Civiles B.3.4. "Cimentaciones en Roca"
México : CFE, 1979.

Quinta Conferencia Raúl. J. Marsal "Cimentaciones de presas, aspectos geomecánicos", Manuel Romana, Cancún Quintana Roo. México 2012

Capítulo 6

LRDF Design and Construction of Shallow Foundations for Highway Bridge Structures, National Cooperative Highway Research Program, Washington D.C 2010 p.p 42-43 [Edelbro 2004]

Cargas de hundimiento por punta para pilotes en roca: estudio comparativo.
Serrano, Olalla y Juárez Millan. Artículo de investigación i+D+i. Madrid 2010.

Sitios web

[im1.1]:http://fluidos.eia.edu.co/presas/tipos_presa/marcos/presa%20de%20arco/m_Malpasset%C2%AD_arco.htm

[im1.2]:http://www.escapadarural.com/blog/wpcontent/uploads/2011/06/monasterio_sanpablo.jpg

[im1.3]:http://www.e-architect.co.uk/mexico/casa_monterrey.htm

[im1.5]: <http://www.smig.org.mx/>

[im2.1]:

http://geofisicaexploraciones.com/images/metodos/sismografo_fuente_pyroblast.jpg

[im2.2] http://www.monografias.com/trabajos62/metodos-exploracion/metodos_exploracion2.shtml

[im2.3]:<http://us.123rf.com/400wm/400/400/deepdesertphoto/deepdesertphoto1005/deepdesertphoto100500064/6904884-una-construccion-back-hoe-llenado-en-una-trinchera.jpg>

[im2.4]: <http://www.bvsde.paho.org/eswww/fulltext/resisoli/rellenos/capit4.html>

[im2.8]: <http://www.arqhys.com/arquitectura/marmol.html>

<http://www.focuspiedra.com/el-gobierno-de-canarias-apuesta-por-la-proteccion-de-la-piedra-de-las-islas/>

http://www.sernageomin.cl/Museo_Geologico/images/Rocas%20Sedimentarias/images/caliza_%20fosilifera02_%20SNGMP17_JPG.jpg

[im2.10]: http://alumnos4oja.blogspot.mx/2011/01/tema-10-manifestaciones-de-la-energia_10.html

[im2.11]: <http://caceresnatural.blogspot.com.es/2010/04/una-zanja-en-la-autovia.html>

[im2.12]: <http://caceresnatural.blogspot.com.es/2010/04/una-zanja-en-la-autovia.html>

[im2.13]: <http://categoria11.blogspot.mx/2011/04/fallas-geologicas.html>

[im2.14]: <http://www.turismoencazorla.com/blog/wp-content/uploads/2008/04/abuelo-039-oquedad-senda-puente-gualay-calar.jpg>

[im3.1]: http://www.civogal.com/images/secciones/Anclajes/anclajes_civogal_2.jpg

[im3.4]: http://www.modelo-co.com/images/maquinaria_cimentaciones/bombas_lodos/bomba-lodos-p160dv-07.jpg

[im3.5]: http://www.geotex.es/img/maxi_talude_1.jpg

[im4.1]: http://3.bp.blogspot.com/_EG9ev_DCNJo/TNCmR6MFYNI/AAAAAAAAAJvM/i8hs-ysSiRQ/s1600/IMG_7473+Roca+Regina.JPG

[im5.4]: <http://img.ibtimes.com/spanish/data/images/full/2012/01/05/16502-puente-baluarte-bicentenario-entra-al-record-guinness.jpg>

[im5.7]: <http://webs.ono.com/eefm/puebloPrincipal.htm>

http://www.inti.gob.ar/cirsoc/pdf/publicom/02-AASHTO_Cap_10.pdf

http://www2.etcg.upc.edu/asg/engeol/pdf_files/5.3clasgeom_txt.pdf

http://onlinepubs.trb.org/onlinepubs/nchrp/nchrp_rpt_651.pdf

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1.1 IMAGEN DE ROTURA PRESA MALPASSET FRANCIA [IM1.1]	9
FIGURA 1.2 ESTRUCTURA SOBRE MACIZO ROCOSO [IM1.2]	10
FIGURA 1.3 CONSTRUCCIONES SOBRE ROCA EN MONTERREY [IM1.3]	12
FIGURA 1.4 LOGO EXTINTA SOCIEDAD MEXICANA DE MECÁNICA DE ROCAS [SMMR]	16
FIGURA 1.5 LOGO SOCIEDAD MEXICANA DE INGENIERÍA GEOTÉCNICA [IM1.5]	16
FIGURA 2.1 IMAGEN REPRESENTATIVA MÉTODOS GEOFÍSICOS [IM2.1]	20
FIGURA 2.2 EQUIPO MÉTODO ELÉCTRICO [IM2.2]	21
FIGURA 2.3 TRINCHERA [IM2.3]	22
FIGURA 2.4 POZO A CIELO ABIERTO [IM2.4]	23
FIGURA 2.5 REPRESENTACIÓN ESQUEMÁTICA DE BARRIL MUESTREADOR	25
2.6 COLOCACIÓN DE MESTRAS DE ROCA	25
FIGURA 2.7 MUESTREO EN ROCAS, COLOCACIÓN EN CAJAS	25
FIGURA 2.8 IMAGEN REPRESENTATIVA ROCAS ÍGNEA (BASALTO), METAMÓRFICA (MÁRMOL) Y SEDIMENTARIA (CALIZA) [IM2.8]	27
FIGURA 2.9 EJEMPLO DE PROYECCIÓN ESTEREOGRÁFICA	34
FIGURA 2.10 PLIEGUE EN MACIZO ROCOSO [IM2.10]	47
FIGURA 2.11 IMAGEN ESQUEMÁTICA DE UN MACIZO CON JUNTAS CLARAMENTE VISIBLES [IM2.11]	47
FIGURA 2.12 MACIZO ROCOSO CON GRAN VARIEDAD DE FRACTURAS [IM2.12]	49
FIGURA 2.13 FALLA Y COMPORTAMIENTO [IM2.13]	50
FIGURA 2.14 CAVIDAD EN MACIZO [IM2.14]	51
FIGURA 3.1 INYECCIÓN EN ROCA [IM3.1]	53
FIGURA 3.2 REPRESENTACIÓN DE ANCLAJE EN ROCA	56
FIGURA 3.3 REPRESENTACIÓN DE UN ANCLA Y SUS PARTES	58
FIGURA 3.4 BOMBEO [IM3.4]	63
FIGURA 3.5 INCLINÓMETRO [IM3.5]	67
FIGURA 4.1 MACIZO SANO DE BASALTO [IM4.1]	75
FIGURA 4.2 ROCA FISURADA	75
FIGURA 4.3 ROCA MUY ALTERADA, PREDOMINAN RELLENOS	76
FIGURA 4.4 MODOS DE FALLA SEGÚN SOWERS	80
FIGURA 4.5 MODOS DE FALLA LADANY	83
FIGURA 4.6 JUSTIFICACIÓN GRÁFICA DE GOODMAN	84
FIGURA 4.7 REPRESENTACIÓN DE OTRO TIPO DE CONDICIONES PARA EL CÁLCULO	85
FIGURA 4.8 REPRESENTACIÓN GRÁFICA CARTER Y KULHAWY	87
FIGURA 4.9 CLASIFICACIÓN ROCA HOEK Y BROWN	88
FIGURA 4.10 REPRESENTACIÓN ZONAS DE ESTUDIO DE SERRANO Y OLALLA	90
FIGURA 4.11 MODOS DE FALLA ANISÓTROPAS SERRANO Y OLALLA	92
FIGURA 4.12 MACIZO CLARAMENTE ANISÓTROPICO AL PRESENTAR UN SOLO PLANO DE DISCONTINUIDAD	93
FIGURA 4.13 AUTOPERFORADOR FRANCÉS	94
FIGURA 4.14 REPRESENTACIÓN ESQUEMÁTICA PARA ANÁLISIS POR SERRANO Y OLALLA	100
FIGURA 4.15 VALORES DE PRESIONES ADMISIBLES CON RMR	107
FIGURA 4.16 DETERMINACIÓN MÓDULO DE DEFORMACIÓN MACIZO ESTRATIFICADO	112
FIGURA 4.17 FIGURA ESQUEMÁTICA DE LA RESUESTA ANTE SISMO DEACUERDO AL TERRENO DE CIMENTACIÓN	117

FIGURA 5.1 MODOS DE FALLA EN PRESAS DE GRAVEDAD -----	122
FIGURA 5.2 REPRESENTACIÓN BÁSICA DE LAS FUERZAS ACTUANTES EN UNA PRESA-----	124
FIGURA 5.3 ANCLAJE EN PRESAS -----	126
FIGURA 5.4 PUENTE BALUARTE SINALOA MÉXICO. CIMENTACIÓN DE COLUMNAS SOBRE ROCA [IM5.4] --	127
FIGURA 5.5 PLANATA EDIFICIO Q.ROO -----	129
FIGURA 5.6 IMÁGENES IDEALIZADAS DE LA CIMENTACIÓN -----	140
FIGURA 5.7 IMAGEN IDEALIZADA DEL PROYECTO [IM5.7] -----	141
FIGURA 5.8 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS PROYECTO -----	143
FIGURA 5.9 REPRESENTACIÓN IDEALIZADA DE CIMENTACIÓN -----	154

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 1 CLASIFICACIÓN Y PROPIEDADES DE ALGUNAS ROCAS	28
TABLA 2 CLASIFICACIÓN TERZAGHI	29
TABLA 3 CALIDAD DE LA ROCA DE ACUERDO AL RQD, POR DEERE.....	30
TABLA 4 ESCALA DE DUREZA DE MINERALES MOHS	40
TABLA 5 RESISTENCIA A COMPRESIÓN DE ACUERDO A SU CONDICIÓN	44
TABLA 6 CÁLCULO DE PROFUNDIDAD DE ANCLAJE [BASADO EN DEPARTMENT OF THE ARMY]	59
TABLA 7 INSTRUMENTACIÓN [BASADO EN DEPARTMENT OF THE ARMY]	66
TABLA 8 RELACIONES DE KB	98
TABLA 9 RESUMEN MÉTODOS QUE UTILIZAN UN FACTOR Y SIN EXPONENTE EN EL VALOR DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN UNIAXIAL DE LA ROCA [BASADO EN SERRANO, OLALLA Y JUÁREZ 2010].....	98
TABLA 10 RESUMEN MÉTODOS QUE UTILIZAN UN FACTOR Y CON EXPONENTE EN EL VALOR DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN UNIAXIAL DE LA ROA.....	99
TABLA 11 RESUMEN MÉTODOS TIPO PARA CAPACIDAD POR FUSTE O FRICCIÓN	104
TABLA 12 PRESIONES ADMISIBLES [CFE 1979]	106
TABLA 13 VALORES DE PRESIONES ADMISIBLES CON RQD	107
TABLA 14 COEFICIENTE BETA	114
TABLA 15 VALORES DE ALFA.....	115
TABLA 16 CLASIFICACIÓN CSIR	130
TABLA 17 PROPIEDADES Y CARACTERÍSTICAS DEL SUELO.....	131
TABLA 18 ASENTAMIENTOS CALCULADOS	133
TABLA 19 EVALUACIÓN MEDIANTE RMR	134
TABLA 20 PARÁMETROS PARA CÁLCULO CON SERRANO Y OLALLA.....	135
TABLA 21 RESULTADOS CAPACIDAD ÚLTIMA.....	135
TABLA 22 RESULTADOS CAPACIDAD ÚLTIMA.....	136
TABLA 23 ASENTAMIENTOS ELÁSTICOS CALCULADOS	137
TABLA 24 PARÁMETROS DE CÁLCULO.....	143
TABLA 25 CAPACIDAD ÚLTIMA ZAPATA	144
TABLA 26 ESTIMACIÓN DE LA ENVOLVENTE DE FALLA SEGÚN HOEK Y BROWN	146
TABLA 27 CAPACIDAD ÚLTIMA CON CONSIDERACIONES.....	148
TABLA 28 CAPACIDAD ADMISIBLE	149
TABLA 29 ASENTAMIENTOS	150
TABLA 30 CARACTERÍSTICAS CLASIFICACIONES GEOMECÁNICAS [NCHRP 2004, EDELBRO]]	156
TABLA 31 PARÁMETROS CLASIFICACIONES GEOMECÁNICAS [BASADO EN NCHRP 2004, EDELBRO]	157
TABLA 32 COMPARATIVA MÉTODOS PARA CAPACIDAD ÚLTIMA	159