



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO**

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
ACATLAN

NUEVO METODO AUSTRIACO DE TUNELES (NATM):
ALGORITMO PARA LA SELECCION DEL MARCO DE
ACERO EN TUNELES CIRCULARES EXCAVADOS EN
UN MACIZO ROCOSO BAJO CONDICIONES DE
ESFUERZOS HIDROSTATICOS.

T E S I S

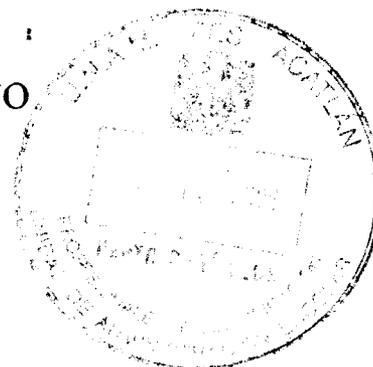
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

I N G E N I E R O C I V I L

P R E S E N T A :

DAMIAN TREVIÑO TREVIÑO

ASESOR: M. EN I. IVAN LUGO OLMOS



NOVIEMBRE 2006



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

A los mejores amigos que
una vida puede dar:
Mis Padres

INDICE

CAPITULO 1. ANTECEDENTES

1.1. ASPECTOS GENERALES	1
1.2. TÚNELES EN ROCA	1
1.3. ESFUERZOS INTERNOS	1
1.4. TIPOS DE TÚNELES Y SUS CARACTERÍSTICAS	2
1.4.1. Túneles de puerto	2
1.4.2. Túneles de laderas	3
1.4.3. Túneles de base	3
1.4.4. Túneles urbanos	3
1.4.5. Túneles subacuáticos	3
1.5. METODOS DE TUNELEO	3
1.5.1. Método Inglés	3
1.5.2. Método Belga	4
1.5.3. Método Alemán	5
1.5.4. Método Austriaco	6
1.6. DESARROLLO DE METODOS CONSTRUCTIVOS	7
1.6.1. Excavación con explosivos	8
1.6.2. Excavaciones con máquina	8
1.6.3. Excavación con máquinas integrales no presurizadas	8
1.6.4. Excavación con máquinas integrales presurizadas	8
1.7. METODOS DE SOPORTES MODERNOS PARA HACER TÚNELES	8
1.8. CONCRETO LANZADO COMO SOPORTE TEMPORAL	9

CAPÍTULO 2. LÍNEAS CARACTERÍSTICAS

2.1. CONCEPTO GENERAL	11
2.2. LAS LÍNEAS CARACTERÍSTICAS	12
2.3. OBTENCIÓN DE LAS LÍNEAS CARACTERÍSTICAS	17
2.3.1. Obtención de la curva característica del terreno para $t=t$	25
2.3.2. Curva característica del terreno para $t=0$	26
2.3.4. Curva característica del terreno para $t = t \infty$	27
2.4. CURVA CARACTERÍSTICA DEL SOPORTE.	27
2.5. LÍNEAS CARACTERÍSTICAS Y CURVA DEFORMACIÓN TIEMPO.	28

CAPÍTULO 3. MÉTODO NATM

3.1. CARACTERÍSTICAS Y FILOSOFÍA DEL NUEVO MÉTODO AUSTRIACO DE TUNELEO.	31
3.2. PRINCIPIOS DEL NUEVO MÉTODO AUSTRIACO DE TUNELEO	35
3.3. SISTEMA DE FALLA ALREDEDOR DE UNA EXCAVACIÓN	36
3.4. TEORÍAS PARA EL CALCULO DE SECCIONES CIRCULARES	37
3.5. EL TERRENO COMO COMPONENTE SOPORTANTE DE CARGAS.	39
3.6. LA ACTIVACIÓN DEL TERRENO ANULAR ALREDEDOR DE UNA EXCAVACIÓN EN ROCA Y SUELO	40
3.7. CRITERIO DE DISEÑO DEL NATM	41

	INDICE
3.8. ASPECTOS PARA EL DISEÑO DEL SOPORTE PRIMARIO Y DEL SOPORTE FINAL	43
3.9. CRITERIO GEOTÉCNICO DE DISEÑO	45
3.10. APLICACIONES DEL DISEÑO DEL NATM EN SUELOS	46
3.11. PATRONES GENERALES PARA EXCAVACIONES HECHAS CON EL NATM	47
CAPÍTULO 4. INTERACCIÓN NATM – MARCO DE ACERO	
4.1 LÍNEA CARACTERÍSTICA DEL SOPORTE	52
4.2.DETERMINACION DE LAS LÍNEAS CARACTERÍSTICAS (TERRENO Y SOPORTE)	56
4.3.DIMENSIONAMIENTO DEL SOPORTE POR EL NATM	57
4.4. DISEÑO DE SECCIÓN ESTÁNDAR	57
4.5.DIMENSIONAMIENTO FINAL	60
CAPÍTULO 5. ALGORITMO DE ITERACION	
5.1. ASPECTOS GENERALES	61
5.2. ¿QUÉ ES UN DIAGRAMA DE FLUJO?	61
5.3. CARACTERÍSTICAS DEL DIAGRAMA DE FLUJO	62
5.4. TIPOS DE DIAGRAMA DE FLUJO	62
5.5. SIMBOLOGÍA DEL DIAGRAMA DE FLUJO	64
5.6. DIAGRAMA DE FLUJO	66
CONCLUSIONES	67
BIBLIOGRAFÍA	71
ANEXOS	73

INTRODUCCIÓN

En la construcción y proyección de carreteras en México, se ha implementado la realización de varias obras de ingeniería, entre ellas, los túneles, los cuales agilizan y acortan el recorrido y trayecto del camino.

Los primeros túneles fueron hechos por los romanos para la conducción de agua. En América, se empezaron a desarrollar desde la época del ferrocarril, al no poder conservar una pendiente, era necesario la realización de un túnel.

El desarrollo de los túneles a nivel mundial es una ciencia nueva, en donde aún existen muchas incógnitas, la creación de muchas teorías, donde las primeras se destacaban por la forma en las que estaban planteadas y consistían en la experiencia del creador; tomando estas teorías como hipótesis se pudieron desarrollar varios métodos para la excavación de túneles entre ellos el NATM (New Austrian Tunnel Method).

El campo de elementos básicos que se abordan en los diferentes modelos de análisis corresponde a solicitaciones naturales preexistentes en el terreno, propiedades mecánicas, características de la estructura de soporte y la influencia del método constructivo utilizado.

El problema de la iteración soporte – roca, es variable respecto al tiempo y existen efectos tridimensionales, de esfuerzo y deformación, en las zonas del túnel mas cercanas al frente de excavación. De ahí que la mayoría de los modelos presenten restricciones teóricas importantes, por lo cual los resultados deben ser tomados con pleno conocimiento de las hipótesis de base y con un criterio amplio que sólo es posible adquirir en la práctica del túneleo. Al respecto Lombardi ha expresado, con un cierto sentido del humor, que después de una auscultación del comportamiento real del túnel respecto a los resultados de un modelo teórico "cualquier semejanza de la solución obtenida con la realidad es pura coincidencia".

Entre las generalidades del NATM se encuentra la de usar un soporte definitivo para restringir la posible deformación que pueda surgir en el macizo rocoso, colocado en un tiempo óptimo para que dicho soporte no sea muy robusto.

Por consiguiente, este trabajo tiene como objetivo seleccionar el marco de acero que restrinja la deformación en la clave del túnel al ser colocado momentos después de realizarse la excavación; el cual considere tanto las propiedades mecánicas como geométricas del marco, las propiedades geométricas de la excavación y las propiedades geomecánicas y estado de esfuerzos del macizo rocoso, para cumplir el objetivo, se creará un algoritmo, codificado bajo el lenguaje de computadora Visual Basic, el cual cumpla con las características antes mencionadas.

Se emplearán 10 diferentes marcos de acero, donde el usuario seleccionará el que crea más adecuado para restringir las deformaciones y sea económico, esto sin permitir que la excavación corra el riesgo de colapsarse, por eso se ha empleado un factor de

seguridad de 1.3. Para lograr lo antes mencionado se empleará la metodología del NATM.

Los cinco capítulos del trabajo, intentan explicar y mostrar la metodología y aplicación del algoritmo, aspecto central del trabajo de titulación.

El Capítulo 1 hace una breve descripción de la historia de los túneles, los diferentes tipos que existen, las diferentes teorías que intervinieron en el desarrollo del NATM y los métodos constructivos que actualmente se usan para la realización de un túnel.

El Capítulo 2 comenta un concepto básico del NATM que son las líneas características, abarcando la realización de la línea característica del terreno y a su vez la línea característica del soporte, obteniendo estas líneas para diferentes tiempos después de haber sido realizada la excavación.

En el Capítulo 3 se plantea el método del NATM, explicando su filosofía, los criterios de falla, las diferentes teorías para una sección circular, y su fundamento de usar el terreno como un elemento de auto soporte, cabe señalar que el trabajo como se especifica en el título del mismo, se enfocó sólo a secciones circulares.

El Capítulo 4 describe como obtener la curva característica del soporte, como interactúan la curva del terreno con la del soporte y un dimensionamiento del soporte usando las teorías del NATM.

El Capítulo 5 explica las consideraciones que se tomaron en cuenta para poder realizar el algoritmo, a su vez se presenta un diagrama de flujo para el diseño del algoritmo.

Por último se emiten las respectivas conclusiones derivadas de la realización de este trabajo y se define si la hipótesis establecida como partida es verdadera o falsa.

CAPÍTULO 1

ANTECEDENTES

1.1. ASPECTOS GENERALES

No se puede hablar de un algoritmo que restrinja la deformación de la roca usando el método del NATM, sin antes entender de manera general los factores que intervienen en hacer posible su realización, para esto, se expresarán conceptos básicos en la construcción de túneles; desde los factores que intervienen en la realización de un túnel, hasta los diferentes tipos de túneles, para así, poder pasar al desarrollo del método NATM, describiendo la evolución de las técnicas empleadas hasta la aparición del NATM y las que se emplean ahora, con el propósito de conocer a grandes rasgos sus principales características y las diferencias entre ellos, evaluando las ventajas que presenta el método del NATM.

Como parte de las obras de infraestructura carretera, los túneles son elementos importantes para solucionar trazos en terrenos donde no hay posibilidades de vencer la pendiente y donde otras opciones implican trayectorias demasiado largas.

Para la comprensión de los procesos naturales que afectan la construcción de obras subterráneas, es importante conocer las características y tipos de materiales que constituyen el ambiente físico y mecánico del macizo rocoso.

1.2. TÚNELES EN ROCA

Los túneles en rocas tienen en general 3 características: primera, la formación puede estar sometida a grandes esfuerzos residuales debidos a movimientos tectónicos o a la erosión de sobrecargas de tierra que cubren los esfuerzos debidos al peso de la roca. Segundo, las juntas, planos de estratificación y zonas de esfuerzo cortante son zonas de debilitamiento que destruyen la continuidad de la masa de roca y concentran el esfuerzo cortante en esas direcciones. Tercero, el proceso de excavación, que a menudo requiere explosivos.

En rocas con altos esfuerzos internos, la concentración local de esfuerzo tangencial en la periferia de la excavación, causa estallidos progresivos en los segmentos. El estallido se intensifica en las zonas menos duras o donde la roca ha sido debilitada por voladuras. Algunas rocas débiles, como las lutitas, fluyen por efecto de la carga, lo que causa un escurrimiento de la roca hacia el interior del túnel y la consiguiente reducción del diámetro de la excavación.

1.3. ESFUERZOS INTERNOS

Las rocas, especialmente a profundidad, están afectadas por el peso de los materiales que les sobreyacen y por los esfuerzos asociados. En algunas zonas, el estado de esfuerzos está también influenciado por factores tectónicos, los cuales se presentan en diversas direcciones. Mientras las rocas mantienen confinados los esfuerzos, se

acumulan y pueden llegar a valores altos. Si se altera la condición confinante por la excavación, los esfuerzos residuales pueden causar desplazamientos. La cantidad de movimiento depende de la magnitud de los esfuerzos residuales.

Las excavaciones subterráneas destruyen el estado de equilibrio existente de los materiales alrededor del túnel y se establece un nuevo estado de esfuerzos.

La apertura de un túnel cambia las condiciones de esfuerzos en el medio original, que puede concebirse en un principio como una masa en equilibrio dentro de un campo gravitacional.

Cuando se excava un túnel se produce una región de esfuerzos cambiantes, en la que generalmente se incrementan las presiones verticales y las que se localizan en el frente de la excavación, desplazándose con ella. En el frente, los estados de esfuerzo son netamente tridimensionales, pero tienden a transformarse en bidimensionales a medida que las zonas en que se producen van quedando más atrás y el avance de la obra continúa. Los cambios de estado de esfuerzos que produce la excavación no pueden ocurrir sin deformación en el medio; cuando hay revestimientos, éstos se deforman también.

Las cargas que soporte un ademe o un revestimiento dependen de la condición de la roca en el momento en que dicho soporte se coloca; si el macizo hubiese alcanzado una condición de equilibrio final antes de que se coloque el revestimiento, éste no recibirá presiones posteriores, pero si el revestimiento se coloca antes de alcanzar el equilibrio final, representará una nueva condición de frontera al estado de esfuerzos y deformaciones preexistentes, de manera que estos estados evolucionarán de forma diferente a que si el ademe no se hubiera puesto.

1.4. TIPOS DE TÚNELES Y SUS CARACTERÍSTICAS

1.4.1. Túneles de puerto

Son los que se ubican a muy alta cota en carreteras de montaña, en las que con la pendiente gobernadora se han agotado las posibilidades de desarrollo exterior.

Tienen la ventaja de ser túneles cortos, son soluciones inadmisibles en carreteras de alta especificación, con bajas pendientes y bajos radios de curvatura.

1.4.2. Túneles de laderas

Tienen por finalidad mejorar el trazo de la carretera al permitir tramos más rectos y de pendiente más suave. Compiten con los cortes, tajos y tramos en balcón cuando éstos resultan de alturas superiores a los 20 m, o cuando la disposición geológica del terreno plantea problemas potenciales de inestabilidad durante las fases de construcción o de operación de la obra exterior que obligan a obras mayores de estabilización.

1.4.3. Túneles de base

Se denominan así debido a su localización en la base de la montaña. Pueden resultar más ventajosos que los de puerto o los de ladera a pesar de su mayor longitud.

1.4.4. Túneles urbanos

Se construyen en zonas urbanas cuando se pretende desahogar la congestión de tráfico y tiene ventajas, cuando evita la interferencia total o parcial de la propiedad urbana, de las instalaciones municipales y de la actividad de la ciudad.

1.4.5. Túneles subacuáticos

Son una solución alternativa al puente cuando se hace evidente que en la construcción de éste se tiene que dejar una altura libre al nivel del agua superior a los 30 metros, lo cual obliga a un largo desarrollo de accesos. Razón de más si estos mismos penetran en terrenos blandos de poca capacidad de soporte, o en propiedad urbana de elevado valor o en zona urbana donde se altere su aspecto y su ambiente.

1.5. MÉTODOS DE TUNELEO

1.5.1. Método Inglés

En este método la excavación se efectúa por franjas horizontales comenzando por la parte superior. En caso de requerir revestimiento se hace por etapas (figura 1.1).

La coronación de la bóveda se reviste sobre puntales radiales (apuntalamiento en abanico). Estos puntales soportan elementos longitudinales tras los que se hace deslizar la cimbra. Todos estos puntales se apoyan en vigas transversales.

En el escalón inferior se colocan travesaños y se establece apuntalamiento entre éstos y los de la etapa de bóveda, continuando así en cada escalón.

El revestimiento, en caso de requerirse, se ejecuta tras la excavación comenzando por los muros y terminando por la bóveda. El banco final, si es necesario, se construye posteriormente por franjas entre los muros.

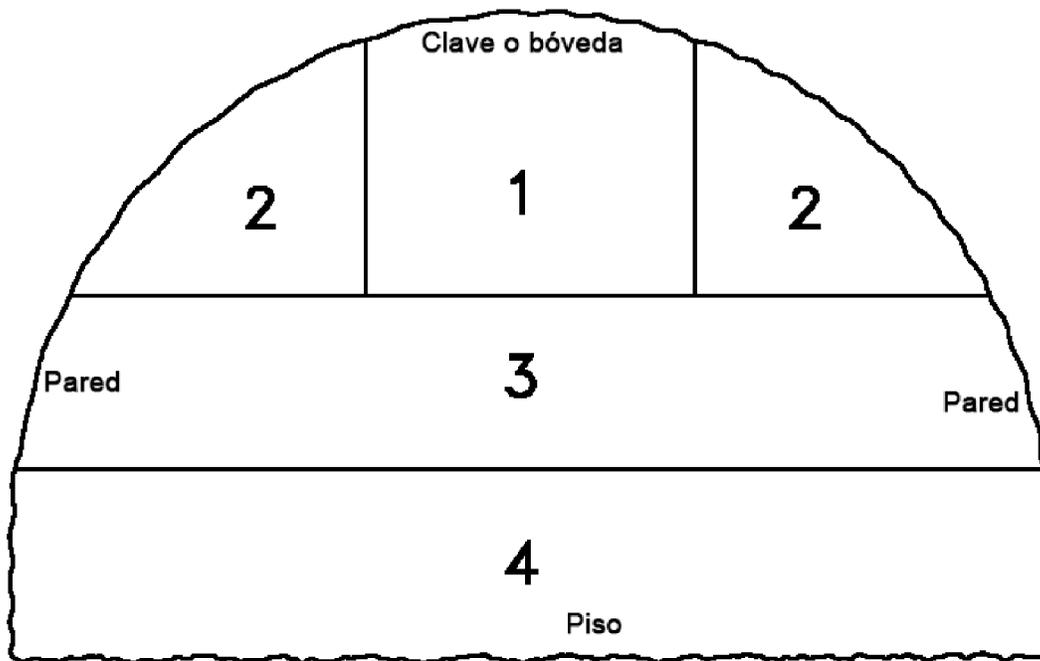


Figura 1.1 Método Ingles

1.5.2. Método Belga

La característica del método es ejecutar rápidamente la bóveda para proteger la obra, terminando después el revestimiento por los muros (figura 1.2).

Se ataca el túnel en galería de avance de pequeña sección en el eje del túnel y en la parte superior. La anchura de esta galería varía de 2.50 a 3 m, su altura de 2 a 4 m y su sección de 5 a 12 m². Se construye esta galería a nivel de los arranques de la bóveda, ensanchando después a la derecha e izquierda para dejar al descubierto la bóveda. Estos ensanches se realizan con un rendimiento de excavación muy superior al de la galería de avance, pues se trabaja por los costados y no de frente.

Después se construye la bóveda haciéndola descansar sobre el terreno si es resistente o sobre tablonas longitudinales juntos que reparten las presiones si el terreno es menos bueno. También es posible utilizar apoyos de concreto armado.

Cuando la bóveda ha endurecido, se quitan los encofrados y los puntales y la bóveda protege a la obra durante las operaciones siguientes.

Entonces se ataca la excavación de la parte inferior del túnel excavando en la cuenca central que se reviste si es necesario.

Después se realiza la excavación en el emplazamiento de los muros del revestimiento partiendo de la cuneta hacia los costados, realizando excavaciones de pequeña longitud (4 a 6 m) que se ejecutan alternativamente de derecha a izquierda.

Después se ejecutan los muros subiendo bajo la bóveda ya construida. Operando de esta forma por elementos de pequeña longitud, no se compromete la seguridad de la bóveda, que descansa siempre sobre la sección no excavada o sobre los pilares ya construidos.

Cuando el terreno es poco resistente y exige revestimiento de obra (tercera y cuarta categoría) hay que modificar el método de excavación de las etapas y de construcción de los muros. Después de haber excavado bajo la bóveda y de haberla revestido como antes, se excava en zanja revestida el emplazamiento de los muros por elementos cortos ejecutados alternativamente a derecha e izquierda.

En estas excavaciones se construyen los muros bajo la bóveda primeramente, y después se quitan los puntales y se excava la destroza (residuos de la excavación) a plena sección.

También es posible ejecutar los muros antes que la bóveda, para lo que se excava y apuntala ésta construyendo los muros en zanjas revestidas. Después se construye la bóveda y se excava la destroza a plena sección.

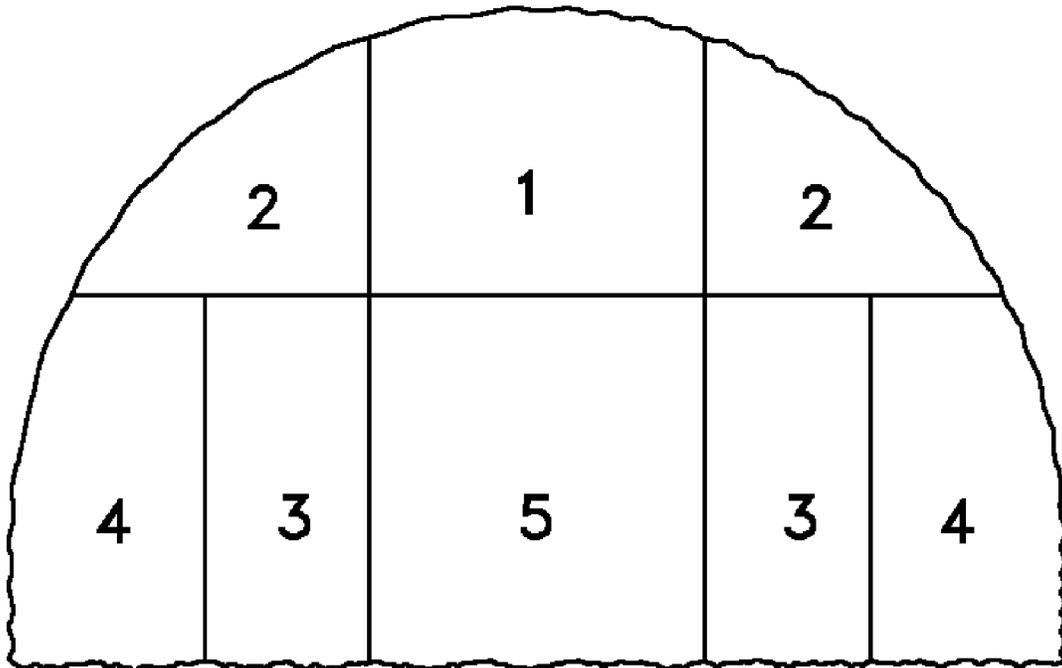


Figura 1.2 Método Belga

1.5.3. Método Alemán

Este método se caracteriza por la conservación de la destroza hasta la terminación de los muros y de la bóveda (figura 1.3). La destroza sirve de apoyo para todos los apuntalamientos y cimbras y evita el empleo de andamios de gran luz.

Se atacan dos galerías de base a derecha e izquierda del túnel. Se ensanchan después y se construyen los muros en terreno malo apuntalados contra la destroza.

Más atrás se ataca una galería de coronación que se ensancha construyendo la bóveda haciéndola descansar sobre muros ya construidos y sobre puntales apoyados en la destroza.

Cuando la bóveda ha endurecido, pueden quitarse todos los puntales excavando la Sección Interna. Después, se ejecuta la sección de base para completar el revestimiento por franjas de algunos metros de longitud para evitar excavar completamente la destroza antes de terminado el revestimiento.

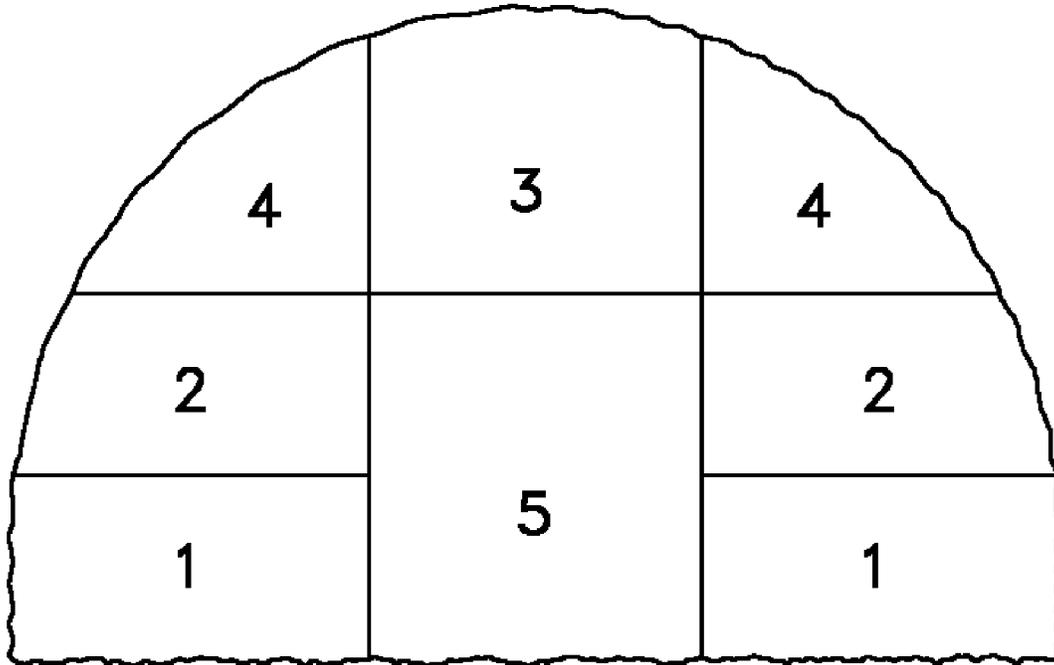


Figura 1.3 Método Aleman

1.5.4. Método Austriaco

El Nuevo Método Austriaco de Tuneleo, se presentó en un simposio en el año de 1962, por su creador el Profesor L.V. Rabcewicz, dicho método presentaba innovaciones y entre otras cosas recapitulaba muchas técnicas que se habían venido usando desde tiempos atrás, por eso se puede decir que este método es uno de los más completos, a continuación se irán desglosando los adelantos que dieron nacimiento al método del NATM.

En la práctica convencional de hacer túneles usada en el pasado, el mortero, las piedras o el ladrillo eran reconocidos como los soportes para una excavación por excelencia, el concreto era rechazado por las posibles deformaciones que pudiera tener el frente de excavación, las cuales se pensaba que causarían daños irreparables, junto con el poco espacio que se tenía entre el frente de excavación y la colocación de algún tipo de revestimiento; aunado a esto, los soportes que se usaban comúnmente en ese entonces eran polines de madera los cuales se podían encontrar en cualquier posición y lugar de la excavación, y generalmente no se podían remover por el miedo a que el terreno colapsara, en especial los que se apoyaban directamente en el techo, ya que se temía que se desprendiera o les cayera un pedazo de roca.

Esta situación se veía aun más agravada por el factor tiempo, el poder hacer una sección de 9 m de longitud para un tren, usando los antiguos métodos, tomaba alrededor de 4 semanas y un mes era necesario para completar a su totalidad el revestimiento de la excavación. El amontonamiento de madera en el túnel dificultaba el trabajar libremente ya que uno tenía que cuidar no mover algún polín, mientras se seguía excavando.

Todas estas circunstancias, y la tendencia a quitar los soportes de madera una vez que se había avanzado en la excavación, necesariamente producían una violenta pérdida de presión en el terreno, que en su mayoría de las veces ocasionaba que el techo de la excavación se deformara alrededor de 40 cm y en algunos casos hasta cerrarse la excavación.

Años antes las construcciones de túneles eran desastrosas, ya que la roca se deformaba de manera asimétrica, provocando que se volviera a excavar para dar una sección final, lo cual se veía reflejado en los costos excesivos de estas construcciones, y no se diga del daño que sufría el propio soporte y el terreno circundante a la excavación, sin contar los posibles destrozos que provocaba el agua o las reacciones químicas que se producían mientras se excavaba.

Es evidente que en este periodo se carecía de métodos y de materiales para tener un soporte que no fuera temporal, ya que en ese entonces sólo se preocupaban por la pérdida de presión. Todos los intentos por diseñar un buen soporte en este período generalmente eran en vano y tenían como consecuencia la pérdida de presión. Ocasionalmente el soporte sufría deformaciones considerables, lo cual llevaba a conclusiones erróneas, que sugerían el mal diseño del soporte sin saber que el soporte puede deformarse y aún así seguir teniendo seguridad en la excavación, resultando todo esto en un incorrecto tratamiento de la roca.

Aunque los métodos de tener un soporte temporal y permanente habían sido implementados en el periodo anterior, no se les tenía mucha confianza y se pensaba que dichos métodos no serían usados si no hasta un tiempo más adelante donde se tuviera certeza del funcionamiento. La pérdida de presión sigue siendo considerada por muchos como el fenómeno principal para el diseño de un túnel, algunos métodos mas modernos hacen posible que exista pérdida de presión sin desprendimiento del techo.

1.6. DESARROLLO DE MÉTODOS CONSTRUCTIVOS

Poco después de entrar al siglo XX, la mampostería fue introducida como una técnica efectiva para controlar las paredes de los túneles, el siguiente paso fue la introducción del acero como soporte sustituyendo a la madera, el cual comparado con la madera, constituía un notable desarrollo, ya que presentaba mejores propiedades mecánicas, como, alta resistencia, menor espesor y menor deformación. Todas estas nuevas características hicieron posible reemplazar la mampostería por el concreto, y muchas técnicas de construcción se volvieron obsoletas.

Uno de los avances más importantes de usar soportes de acero es que se podía excavar a sección completa con avances significativos, el gran espacio que dejaba la utilización de acero comenzó a permitir el uso de equipo más avanzado, lo cual hizo que el tiempo de construcción se redujera y por consiguiente abatiera costos, aun en nuestros días el

dividir la excavación en varias secciones es usado sólo cuando la geología presenta condiciones muy desfavorables, aunque la mayoría lo hace en etapas por seguridad.

1.6.1. Excavación con explosivos

Durante muchos años ha sido el método más empleado para excavar túneles en roca de dureza media o alta, hasta el punto de que se conoció también como Método Convencional de Excavación de Avance de Túneles. La excavación se hace en base a explosivos, su uso adecuado, en cuanto a calidad, cantidad y manejo es muy importante para el éxito de la tronadura y seguridad del personal, generalmente se usa dinamita. La excavación mediante explosivo se compone de las siguientes operaciones:

- Perforación
- Carga de explosivo
- Disparo de la carga
- Evacuación de humos y ventilación
- Saneamiento de los hastiales y bóveda
- Carga y transporte de escombros
- Replanteo de la nueva tronadura

1.6.2. Excavaciones con máquina

Se consideran en este grupo las excavaciones que se avanzan con máquinas rozadoras; con excavadoras, generalmente hidráulica – brazo con martillo pesado o con cuchara, sea de tipo frontal o retro-; con tractores y cargadoras (destrozadoras) e, incluso, con herramientas de mano, generalmente hidráulicas o eléctricas.

1.6.3. Excavación con máquinas integrales no presurizadas

Esta excavación se realiza a sección completa empleando las máquinas integrales de primera generación o no presurizadas (TBM). Otro rasgo común es que, en general, la sección de excavación es circular.

1.6.4. Excavación con máquinas integrales presurizadas

La baja competencia del terreno suele asociarse a casos de alta inestabilidad y presencia de niveles freáticos a cota superior a la del túnel; la primera solución aplicada a los escudos mecanizados abiertos para trabajar en estas condiciones fue la presurización total del túnel y posteriormente sólo la presurización del frente de excavación mediante lodos.

1.7. MÉTODOS DE SOPORTES MODERNOS PARA HACER TÚNELES

Durante las últimas 5 décadas, el anclaje y el concreto lanzado han sido introducidos con gran eficiencia en el proceso de construcción de túneles, y a juzgar por los resultados obtenidos, hasta nuestros tiempos la introducción de estos métodos son considerados como los más importantes, en especial en el campo de suelos.

La ventaja de estos dos métodos puede ser mejor mostrada comparando los soportes que se usaban antes y los que se usan ahora. Con los antiguos métodos el uso de soportes

temporales sin excepción del tipo que se usara causaba mas daño que bienestar, con los nuevos métodos una simple capa de concreto lanzado con un buen sistema de anclado prevenía posibles pérdidas de presión.

1.8. CONCRETO LANZADO COMO SOPORTE TEMPORAL

El diseño de un soporte temporal que pudiera prever posibles caídos y tener cierta capacidad de carga y que pudiera ser puesto lo más rápido posible, aunado a esto, que fuera rígido junto con una rápida producción sin olvidar que fuera cerrado y hermético dio como resultado el método del concreto lanzado como soporte temporal.

La capacidad de carga de un soporte es determinada por el tipo de material que se usa como también influye su diseño estructural, la madera especialmente cuando está húmeda, es por mucho lo peor que se pueda presentar, y combinado con las bajas características mecánicas dieron el paso a un mejor material como lo es el acero, que cuenta con mejores características mecánicas, la eficiencia del acero depende muchas veces de la calidad del mismo pero por más pobre que sea, supera a la madera, lo cual lo convierte en el soporte ideal y aún usado en nuestros tiempos.

El concreto lanzado es hoy en día de gran importancia en la industria de la construcción de túneles, ya que puede soportar grandes cargas y es colocado de manera rápida. Se podría decir que llega del 50 al 30 % de su capacidad de carga del medio día a los dos días de ser colocado.

La característica más importante del concreto lanzado es la detención de los posibles caídos y la distribución de los esfuerzos que se producen alrededor de la excavación. Una capa de concreto lanzado aplicada inmediatamente después de haber excavado, actúa como una superficie resistente con la cual la roca de menor esfuerzo es transformada fácilmente en una roca estable, ya que el concreto lanzado absorbe el esfuerzo tangencial, el cual aparece en la clave de la excavación momentos después de haber sido finalizada. Como resultado de la cerrada interacción del concreto lanzado y la roca cercana a la excavación, la condición que presenta la roca permanece muy cerca a como estaba originalmente, lo que hace crear en la roca el llamado “arco de roca”, el cual puede verse incrementado si se usan anclas junto con el concreto lanzado.

Muchos pioneros en la industria de los túneles han hecho importantes contribuciones, las que han dado como resultado el Nuevo Método Austriaco de Tuneleo, uno de ellos fue Sir Maex Isambrand Brunel en el siglo XIX, el cual introdujo un escudo circular para túneles en suelos suaves, seguido por Rizha un ingeniero alemán que intercambió al acero como soporte en lugar de madera la cual se usaba como medio de revestimiento y era lo más común, a su vez también sugirió que el sistema necesario para soportar las grandes cantidades de roca en muchos casos, era la misma roca por si sola, actuando esta como un auto-soporte, esa idea forma parte esencial de las hipótesis del Nuevo Método Austriaco de Tuneleo.

Durante 1910, después de la invención de la revolvedora para concreto lanzado por Carl Akeley, el concreto lanzado fue usado en minas dentro de los Estados Unidos de América y se propagó a Europa alrededor del año de 1920. Para 1948, el Prof. L.V. Rabcewicz inventó un sistema dual de soporte, expresando el concepto de permitir que

la roca sufra una deformación antes de aplicarle algún soporte definitivo, así las cargas que actúen en el soporte serán de menor magnitud, por su parte el Profesor Kovári (1994), considera que la idea detrás de este concepto, es darle a la roca la oportunidad de que sufra deformación y así se produzca el llamado “arco de roca”, como lo publicó en un artículo⁹ en el año de 1882.

El concepto de un sistema dual de soporte, dio paso a las hipótesis básicas del Nuevo Método Austriaco de Tuneleo, el cual fue propuesto por el Profesor L.V. Rabcewicz durante una lectura en el XIII Geomechanics Colloquium en el año de 1962, el cual ganó reconocimiento internacional dos años después de su publicación, la primera aplicación de dicho método fue en la construcción del metro de Frankfurt en el año de 1969.

La cronología del desarrollo del NATM fue bajo la influencia de varias teorías, las cuales se resumen en la tabla 1.

Año	Descubrimientos
1811	Invencción de un escudo circular, por Brunel
1848	Primer intento de usar rápidos ajustes del concreto, por Wejeanow
1872	Reemplazo de la madera por el acero como soporte, por Rizha
1908 – 1911	Invencción de la revolvedora de concreto lanzado, por Akeley
1914	Primer aplicación del concreto lanzado en minas de Carbón, por Denver
1948	Introducción del sistema dual de soporte, por Rabcewicz
1954	Uso del concreto lanzado para la estabilización de las secciones de excavación en los túneles, por Bruner
1955	Desarrollo del anclaje local, por Rabcewicz
1960	Reconocimiento de la importancia de los sistemas de mediciones dentro del túnel, por Müller
1962	Rabcewicz introduce el Nuevo Método Austriaco de Tuneleo en el XIII Geomechanics Colloquium en Salzburg
1964	Primera aparición del término NATM en la literatura Inglesa, por Rabcewicz
1969	Primera aplicación del NATM en Suelos
1980	Redefinición del NATM debido a conflictos existentes en su propia literatura, por Austrian National Committee on Underground Construction of the International Tunnelling Association
1987	Primera aplicación del NATM en minas dentro de Inglaterra

Tabla 1. Cronología, Creación del NATM

Fue así como se dio origen al llamado Nuevo Método de Tuneleo Austriaco, usado en la actualidad por muchos, y catalogado como uno de los mejores métodos que actualmente existen, se puede ver como el NATM conjunta diferentes hipótesis y factores que fueron surgiendo a lo largo de la construcción de túneles, recopilando el uso de diversas técnicas usadas desde el siglo anterior hasta nuestros días sin olvidar su principal fundamento, el cual nos habla del terreno como auto-soporte.

CAPÍTULO 2

LÍNEAS CARACTERÍSTICAS

2.1. CONCEPTO GENERAL

El concepto de partida del NATM es el de considerar que las cargas que actúan sobre un soporte no tienen un valor que se pueda estimar a priori y que el valor final de las mismas depende del momento de colocación del soporte, de su rigidez, así como de las deformaciones sufridas por el terreno antes y después de la puesta en obra del mismo.

Las soluciones que se han dado a la estimación de las cargas y en general al comportamiento que tiene el terreno al ser abierta la cavidad del túnel son: semi-empíricos, elasticidad clásica bidimensional y elemento finito.

Los métodos semi-empíricos como los de Terzaghi, Protodyakonov, Deer y Birbaumer que utilizan una clasificación generalmente basándose en un gran número de obras ya establecidas, cuyos resultados quedan en función del terreno y de la obra de simple evaluación. Estos métodos en general consideran una cierta cantidad de la masa del terreno que gravitará sobre el techo del túnel utilizando algunos parámetros simples para describir el problema, como el peso propio de los materiales, en base a principios semiempíricos del comportamiento del terreno y el soporte, como el principio de arqueo. Sin embargo, las deformaciones del terreno y las del soporte y, con ello, las condiciones de compatibilidad de las deformaciones son consideradas de una manera aproximada que no aclara los verdaderos efectos de la interacción terreno-soporte.

Los métodos de la elasticidad clásica bidimensional plantean las condiciones de compatibilidad de las deformaciones en el interior del terreno pero se omite la influencia del tiempo y de los procesos de construcción y colocación del soporte. El mismo inconveniente han tenido que afrontar los métodos de análisis elasto-plásticos, aunque sus soluciones han mostrado mejor adaptabilidad para las condiciones de muchos túneles, sobre todo profundos.

El modelo de análisis de elementos finitos, puede plantear las condiciones del problema de compatibilidad de las deformaciones al considerar, para el análisis, las rigideces del terreno y del soporte en un modelo conjunto, con lo que parece haber dado finalmente con la solución del problema, sin embargo, en opinión de diferentes autores, tal método resulta demasiado "pesado" para su utilización corriente en los diseños de túneles, y, por otro lado, omite la influencia del método constructivo de la que particularmente importante es la colocación del soporte; dicho de otra manera, no se consideran las modificaciones que sufre el terreno, hasta el momento de colocar un soporte efectivo. Algo similar puede decirse de los modelos estáticos basados en la sustitución del terreno por medio de barras (método de la poligonal), en el que además del inconveniente anterior, en el terreno se estiman las reacciones en forma muy aproximada, despreciando la influencia del tiempo. Para tener en cuenta estos aspectos, tanto en un método como en el otro, habría que llevar a cabo varios

análisis con diferentes condiciones de rigideces relativas en la frontera soporte-terreno, cuyos resultados permitirían establecer los rangos de variación en que se desarrolla el problema, pero ello implica por una parte suponer con suficiente aproximación las rigideces mencionadas, lo cual no es fácil, y por otra, encarecer notablemente el cálculo, lo cual sólo en proyectos de cierta envergadura podría justificarse.

De este breve repaso se puede observar que los métodos de análisis han tenido que omitir, para facilitar sus planteamientos, alguno o algunos de los siguientes aspectos:

- La compatibilidad de las deformaciones relativas entre el terreno y el soporte.
 - El estado tridimensional de esfuerzos y deformaciones, sobre todo, en las proximidades del frente de excavación.
 - La influencia del tiempo en las deformaciones debidas al comportamiento viscoso y a la reología del terreno.
- La influencia de las fases de excavación y construcción del túnel, fundamentalmente en lo que corresponde a la colocación del soporte.

2.2. LAS LÍNEAS CARACTERÍSTICAS

Uno de los problemas es el de plantear una correlación acertada entre las deformaciones del soporte con las del terreno por un lado y de la relación entre las presiones que ejerce el terreno, sobre el soporte y las reacciones de éste. Para esto se deben plantear procedimientos mediante los cuales sea posible considerar los efectos tridimensionales en el problema, así como la influencia del tiempo y la influencia del comportamiento viscoso del terreno en la solución final del equilibrio del sistema, visto el problema como un fenómeno evolutivo, es decir, variable en el tiempo y por los medios de construcción utilizados.

Aunque no se cuenta actualmente con una solución que cumpla con todos los requerimientos en forma estricta, en este capítulo, trataremos del modelo conocido como de las Líneas Características que ha despertado en los últimos años un creciente interés por parte de los especialistas en el análisis de túneles, ante todo por tratarse de un método que describe, de una manera relativamente simple, el comportamiento conjunto del soporte y del terreno en su interacción al formar, ambos, un sistema estructural compuesto, siendo base de la hipótesis de partida del NATM.

Para poder explicar de manera general la interacción terreno-revestimiento planteado por el método de las líneas características pondremos el siguiente ejemplo:

Supongamos un plano infinito del terreno atravesado por una galería de forma circular, al principio llena de un líquido a presión contenido por una membrana de elasticidad idealmente infinita. La presión inicial que las paredes de la galería ejercen sobre la membrana y el líquido corresponde al estado natural de esfuerzos σ_0 .

En el líquido contenido por la membrana se tendrá un valor de la presión igual al esfuerzo natural preexistente en el terreno, considerando de esta manera que no se han alterado en nada las condiciones del terreno circundante a la galería.

Si a continuación comenzamos a disminuir la presión en el interior del líquido, permitiendo un flujo progresivo del mismo, se observará que el suelo que forma las paredes de la galería tenderá a desplazarse con un movimiento del perímetro de la excavación hacia el interior (convergencia), deformación que irá aumentando progresivamente al ir disminuyendo la presión estabilizadora interior del fluido .

En las primeras etapas de deformación, el terreno seguirá las leyes de la elasticidad, comportamiento representado por el tramo A-B en la gráfica de la fig. 2.1. A partir de cierto momento tales deformaciones sobrepasarán los límites del comportamiento elástico del material, presentándose en el mismo, fenómenos de ruptura y plastificación, que se muestra en la gráfica mediante un aumento de las deformaciones de una manera no proporcional a la disminución interna de la presión de estabilización proporcionada por el líquido. Las deformaciones que llegue a alcanzar el terreno, pueden crecer indefinidamente hasta el cierre de la cavidad (curva A-B-C) cuando la presión de estabilización sea nula, o bien, pueden detenerse si se logra estabilizar el terreno (caso no presentado en la figura), lo que representaría a una cavidad estable por sí misma. Sin embargo, cuando el terreno alcanza estados de ruptura o de comportamiento viscoso, fenómenos asociados a altas magnitudes de deformación, la presión crece como se muestra por el trazo C-D.

Si el comportamiento del terreno fuera puramente elástico la forma de la línea característica de la cavidad tendría que ser una recta que corte al eje de las abscisas (recta AA'), teniéndose una deformación total del tipo elástico

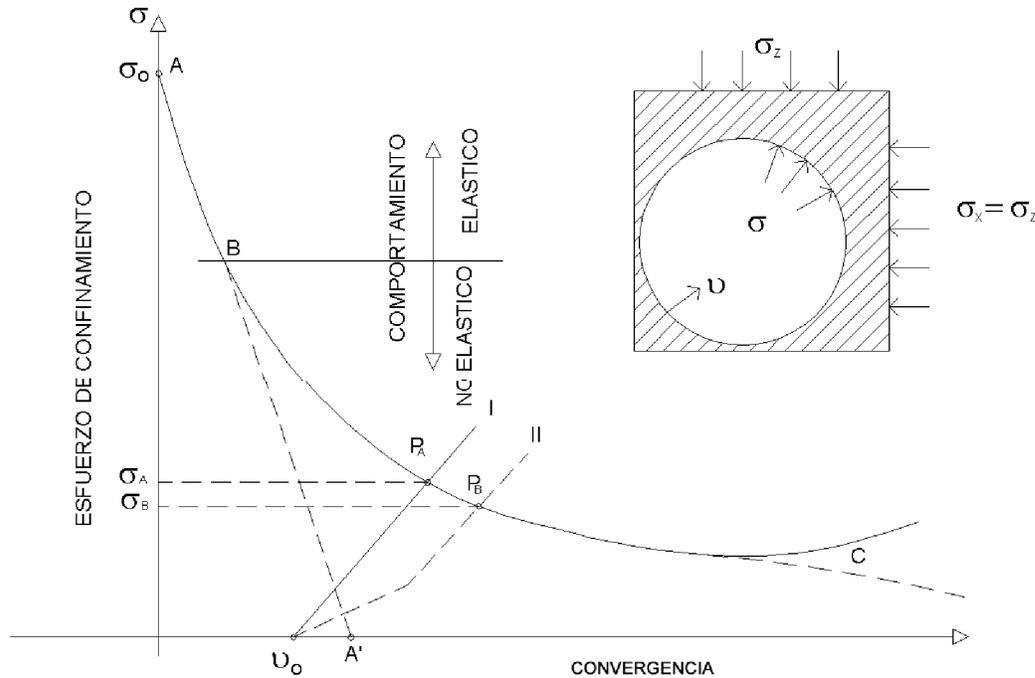


Fig. 2.1 Líneas Características del terreno y de distintos soportes.

En la fig. 2.1, se pueden distinguir, en relación con la línea característica del terreno, diversas líneas correspondientes a distintas estructuras de soporte (líneas I, II). Una vez que el revestimiento empieza a ser solicitado por el terreno al entrar en contacto con él, sufrirá un aumento progresivo de presiones que lo llevarán a desarrollar incrementos progresivos del valor de su reacción contra el terreno, en sentido opuesto a la presión del mismo.

En todos los casos, tales incrementos de la presión de confinamiento sobre el soporte vendrán ligados al desarrollo de deformaciones de convergencia en las paredes del mismo, hacia el interior de la cavidad que dependerán de su comportamiento mecánico (rigidez del soporte). Graficando el comportamiento esfuerzo-deformación del soporte se obtiene la curva característica del revestimiento o soporte, como se muestra en la fig 2.1. En el caso I, se tiene un soporte de comportamiento elástico, relativamente rígido, el caso II representa la combinación de un primer soporte deformable y un segundo más rígido.

La intersección entre la línea característica del terreno con la línea característica del soporte proporciona el punto correspondiente al estado de equilibrio, en el cual el esfuerzo de confinamiento que demanda el terreno para su equilibrio es igual a la reacción del revestimiento, después de que se ha producido una convergencia.

En la misma fig 2.1. los puntos P_A y P_B corresponden a los estados de equilibrio posibles correspondientes a los tres tipos de soporte representados, la presión final que ejerce el terreno sobre el soporte tendrá, respectivamente para cada caso, el valor de σ_A , σ_B .

El valor de la deformación u_0 que determina el origen de la línea característica del soporte, depende de las deformaciones que el terreno haya sufrido hasta el momento en que el soporte comience a ser solicitado por el terreno.

Es importante hacer notar cómo, para una misma cavidad, se pueden tener diferentes valores de la presión final sobre el soporte, mostrándose nuevamente el hecho de que dicho valor final no está determinado por el estado natural del terreno y las dimensiones de la obra.

El estado natural de esfuerzo determina el origen de la línea característica del terreno, mientras que el comportamiento mecánico del mismo determina la forma que habrá de adquirir la curva. En el soporte, el método constructivo en general y la demora en ponerlo en servicio, determinan el origen de su línea característica, siendo que su forma depende de la rigidez y deformabilidad del soporte empleado.

Un modelo como el descrito arriba, tiene las ventajas de poder considerar los mecanismos de la interacción entre el terreno y el soporte o el revestimiento de túneles donde es posible tener en cuenta, aunque sea aproximadamente, algunos de los factores importantes que hemos estado señalando, tales como: la influencia del tiempo, el comportamiento viscoso, la reología del terreno y la influencia del frente de excavación respecto a los efectos tridimensionales. Ahora bien, su consideración no puede ser específica, pues más bien es de manera global cuando se constituyen las curvas características, por lo que la validez del método estará en función de la exactitud con la cual las líneas características representan el comportamiento del terreno y del soporte.

De ambas curvas, la menos conocida es la del terreno, puesto que su forma depende de su comportamiento mecánico, que es un problema sobre el cual no se tienen soluciones exactas, una de esas soluciones es el NATM. Por otra parte, el modelo mecánico que sea adoptado para la construcción de la línea característica del terreno debe aportar un coeficiente de seguridad en el que se tomen en cuenta las posibles rupturas en las paredes de la cavidad, todo esto, sin alejarse demasiado del comportamiento real del terreno.

Por su parte, la curva de resistencia del revestimiento que no es sino su línea característica, depende en gran parte de la rigidez de los materiales usados, y su evolución durante las fases de construcción (endurecimiento del concreto, marcos metálicos, colocación de soportes definitivos, etc.); normalmente la determinación de esta curva resulta ser más sencilla que la del terreno, ya que el revestimiento es habitualmente fabricado con materiales de construcción, cuyas características de carga y deformación son en general bien conocidas o es más fácil determinarlas a partir de ensayos sobre el propio revestimiento o en un modelo a escala del mismo.

El origen, del cual parte la curva características del soporte, depende de la predeformación que el terreno haya sufrido, incluyendo las que ocurren, aun antes de ser excavada la sección (muy cerca del frente de la excavación), hasta el momento en que el terreno carga sobre el ademe. Como es fácil apreciar, las líneas características tienen la posibilidad de explicar, de una manera simple, los efectos que las fases de construcción producen sobre la

estructura conjunta del túnel, ya que el método trata de reproducir la realidad mediante las curvas de comportamiento de sus principales componentes (terreno y revestimiento), y no de reemplazar a la realidad mediante modelos matemáticos o modelos estáticos, ya sea mediante barras, elementos planos, etc. Por otra parte, tienen la virtud de expresar claramente cómo con una adecuada rigidez del soporte y un oportuno tiempo de colocación se logran solicitaciones y esfuerzos menores que redundan en la economía (compárese el punto P_A con el punto P_B de la fig.2.1)

Para generalizar la noción de líneas características, se puede emplear la siguiente definición: la línea característica del terreno es el lugar geométrico de los puntos de equilibrio posibles. Cada punto representa un valor de la presión de confinamiento, que el terreno requiere para el equilibrio, y la magnitud de las deformaciones de convergencia correspondientes. Así mismo, puede decirse que la curva representa la variación de esfuerzos radiales en el terreno en torno al túnel en función del progreso de las deformaciones. La presión de confinamiento es aquella presión que, desde el interior del túnel trata de impedir los desplazamientos del terreno.

La línea característica del soporte representa, por su parte, el comportamiento esfuerzo-deformación del sistema de soporte empleado. Cada punto muestra la resistencia que el soporte ofrece al terreno y las deformaciones asociadas a cada estado de solicitación.

Cuando las líneas características del terreno y del soporte se intersecan, el punto de intersección proporciona al estado de equilibrio compatible con los comportamientos mecánicos de ambos elementos, terreno y soporte, siempre y cuando no se hayan alcanzado los límites de resistencia del soporte ni se hayan rebasado los límites de deformación que en el terreno producen fenómenos de degradación progresiva y aflojamientos, pues esto conduce a cambios importantes en el valor final de las cargas que actúan sobre el ademe.

Otros términos comúnmente empleados para denominar a las líneas características son: en Francia, "curvas de convergencia confinamiento"; en Austria y Alemania, "curvas de Fenner Pacher" y el término más difundido de "líneas características", el cual se empleará en el cuerpo de este trabajo. El hecho de que no se tenga un solo término para identificar al método, es demostrativo del interés por parte de especialistas de diferentes partes del mundo donde desde hace mucho tiempo se tiene una importante tradición tunelera, pero además, demuestra que actualmente no se ha llegado a conclusiones aceptadas por todos ellos. Así por ejemplo, no se tiene una forma por todos aceptada de cómo deben ser trazadas las curvas y se pueden encontrar en varios artículos publicados pequeñas variaciones en la forma de construcción de las gráficas Presión en función de las deformaciones, o bien, las deformaciones en función de la presión.

2.3. OBTENCIÓN DE LAS LÍNEAS CARACTERÍSTICAS

El método de las Líneas Características es una forma simple de representar los fenómenos y su evolución en una cavidad subterránea, esto es, posiblemente, lo que hace que el método sea útil en el campo de la concepción de soportes y es el principal argumento que justifica su estudio.

Como ya hemos mencionado, la curva característica del terreno es la que mayor dificultad presenta en su determinación en opinión de algunos especialistas, no es posible trazar en rigor una curva característica verdaderamente representativa del comportamiento del terreno, de su relación esfuerzo-deformación, ya que por un lado con los métodos teóricos los resultados que se obtengan podrán ser tan acertados como acertadas hayan sido las hipótesis de partida en el planteamiento original del problema siendo que, generalmente, se tienen que aceptar hipótesis restrictivas para evitar planteamientos matemáticos muy complicados, de difícil solución. Por otro lado, la construcción más real de líneas características se basa en la medición del comportamiento real y depende de la instrumentación en el campo, que es, hoy día, muy utilizada, pues resulta un medio de control y a la vez un método de evaluación y de retroalimentación al diseño. Actualmente el método de Líneas Características es concebido más como un medio muy potente de evaluación en campo que como un método de diseño que anteceda la excavación y puesta en obra de los soportes; sin embargo, es una opinión generalizada considerar que un método como éste puede desarrollarse también en el aspecto teórico analítico, lo que representaría un avance importante en el campo de la investigación básica de estructuras subterráneas.

La determinación de la curva característica del terreno puede efectuarse en diferentes formas; como se trata de representar la relación esfuerzo-deformación del terreno, no parece difícil aceptar que tal relación debe ser definida a partir de ensayos de laboratorio en muestras representativas del suelo o roca, sin embargo, este procedimiento encuentra su principal inconveniente en los efectos de escala: mediante ensayos de laboratorio simples (pruebas de resistencia entre otros), es posible obtener la relación esfuerzo-deformación de las probetas de terreno ensayadas, pero debido a las reducidas dimensiones de éstas, no es posible disponer de una correlación acertada de fenómenos como la degradación del medio en función de las convergencias, y resulta casi imposible pronosticar la influencia que tienen las zonas de debilidad o discontinuidades en un medio rocoso. Aún mayor dificultad se tendrá al intentar proponer los criterios de falla del medio que es influido por el carácter discontinuo de la masa, plantear parámetros que nos ayuden a evaluar la descompresión del terreno y las convergencias, no es fácil por la diferencia del comportamiento de una muestra del terreno de pequeñas dimensiones con la masa del terreno alrededor del túnel.

Aun cuando no es fácil efectuar una construcción precisa de la curva característica del terreno, puede resultar útil tener una concepción teórica del fenómeno realizando un análisis cualitativo del equilibrio de fuerzas en un elemento de la roca representativo y que tienden a desplazarse hacia el interior de la cavidad del túnel (fig. 2.2.) en un modelo como lo proponen C. Fairhurst y J.J. Daemen (1978).

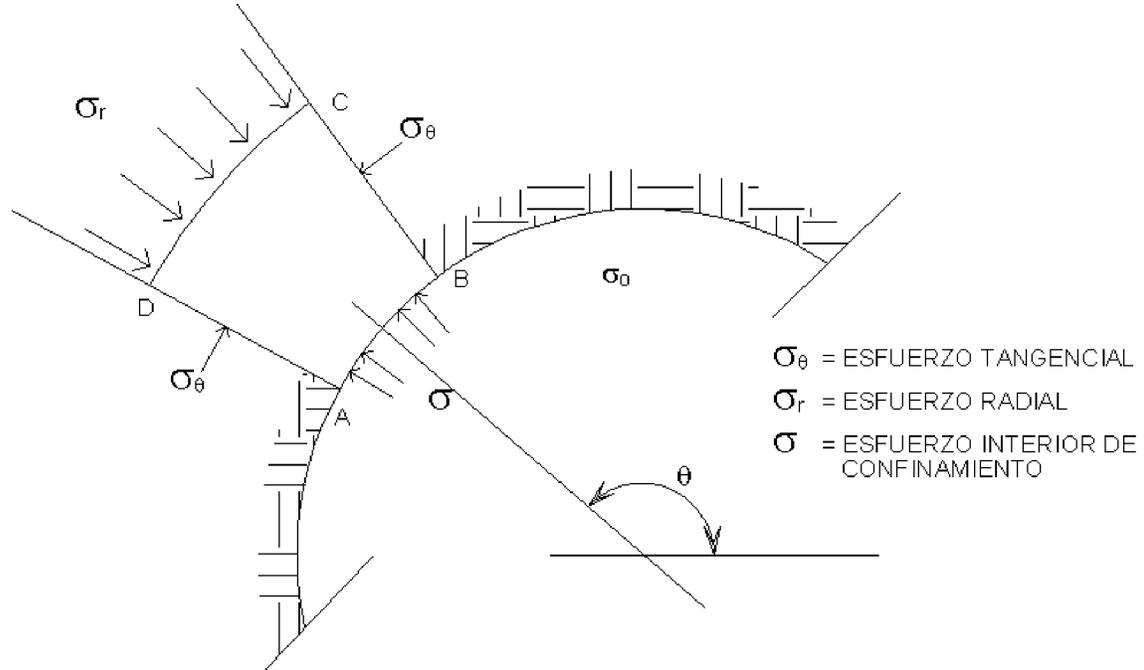


Figura 2.2. Esfuerzos sobre un elemento del contorno de un túnel.

El esfuerzo interior de confinamiento, σ , requerido para detener una deformación de la roca en dirección de la cavidad, está determinado por el equilibrio de fuerzas aplicadas sobre un elemento de la pared del túnel como se muestra en la fig. 2.2., es decir:

$$\sigma_{AB} = \sigma_r CD - 2(\sigma_\theta BC)_r$$

(Ecuación 2.1)

donde $(\sigma_\theta \cdot BC)_r$ es la componente de la fuerza tangencial $(\sigma_\theta \cdot BC)$ que actúa hacia el exterior oponiéndose a las fuerzas radiales $(\sigma_r \cdot CD)$ que actúan hacia el interior de la cavidad.

De ahí se obtiene lo siguiente:

$$\sigma = \sigma_r (CD / AB) - 2(\sigma_\theta BC / AB)$$

(Ecuación 2.2)

Si consideramos σ_r constante al aumentar el esfuerzo tangencial σ_θ por incrementos de las deformaciones de convergencia, el esfuerzo interior necesario para mantener el equilibrio (demanda de soporte) tiende a disminuir (ecuación 2.2.), es decir, en estas condiciones la línea característica de la roca en un punto dado, estará representada por una disminución de la presión de confinamiento (σ) a medida que es mayor la deformación de convergencia (U) (fig. 2.1), ello debido al desarrollo de esfuerzos tangenciales en la masa de roca.

El esfuerzo tangencial σ_{θ} , tenderá a aumentar con la convergencia, dependiendo directamente de la curvatura local del túnel, es decir, a mayor curvatura, mayores esfuerzos tangenciales. Otros incrementos en el valor de σ_{θ} pueden deberse a fenómenos como la dilatación o aumento del volumen de roca. Siempre que no se rebasen los límites de resistencia a la compresión no confinada del material, en algunos casos, la roca puede tener una resistencia que permita un incremento del esfuerzo σ_{θ} suficiente para establecer las condiciones de equilibrio sin necesidad de una presión de estabilización interior (galerías auto-estables).

En otros casos se pueden rebasar los límites elásticos del material por aumento de esfuerzos creándose una zona del material con deformaciones plásticas alrededor de la cavidad y, en este caso, se puede requerir de una presión interior de estabilización reducida que establezca el equilibrio; aunque no se debe olvidar que se producen disminuciones del esfuerzo σ_{θ} dependiendo de la extensión de la zona plástica.

Si por alguna causa σ_{θ} sigue disminuyendo mientras que las deformaciones radiales se siguen incrementando, el esfuerzo de confinamiento necesario para el equilibrio (σ) tenderá a aumentar y de hecho lo hará. En todo caso, si σ_{θ} llega a ser nulo, la línea característica de una roca con pérdida de esfuerzos tangenciales internos tiende a desplazarse hacia arriba, mostrando un aumento del valor del esfuerzo de confinamiento, como en la fig. 2.3.

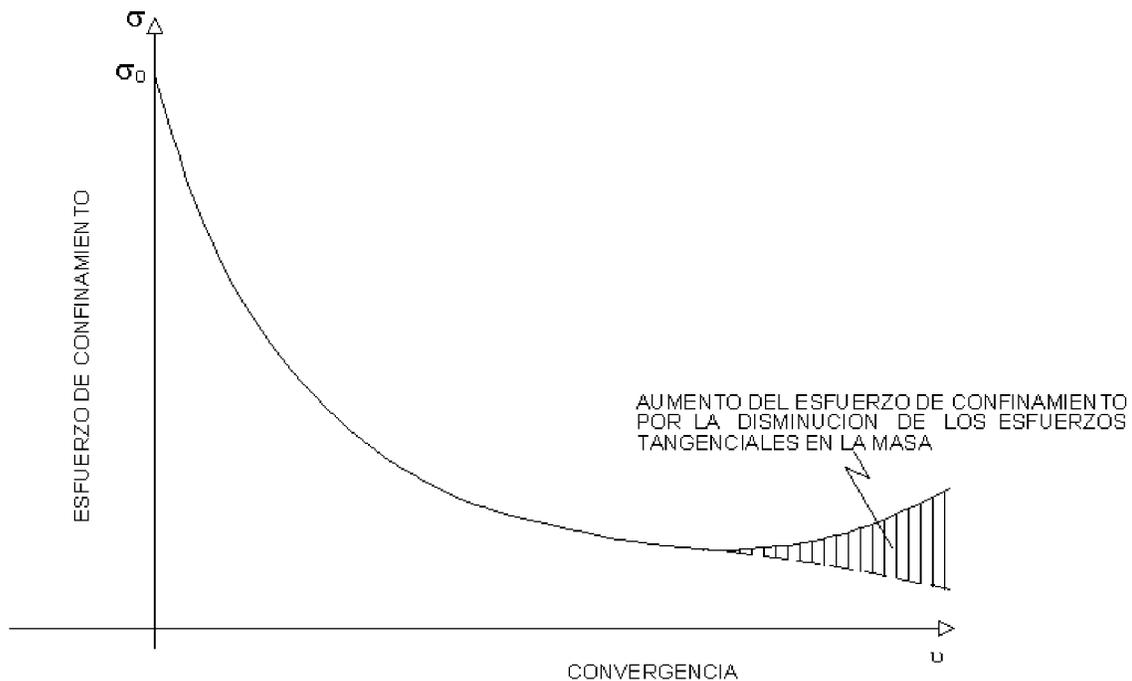


Figura 2.3. Variación de la línea característica del terreno por la disminución de σ_{θ}

La disminución o eventual pérdida de esfuerzo tangencial σ_{θ} puede deberse a dos causas principales:

- a) Por degradación o "ablandamiento" del material.
- b) Por deslizamiento del material a lo largo de una o más discontinuidades.

La clave para lograr menores valores del esfuerzo interior de estabilización está en permitir sólo las deformaciones que no originen en ningún momento la degradación o ablandamiento del terreno, con la consiguiente pérdida de esfuerzos tangenciales en el interior de la masa, de manera que se aprovechen, lo mejor posible, las características del terreno.

Hasta aquí hemos planteado la concepción de la línea característica del terreno sin prestar atención a la influencia que en determinadas secciones tiene la cercanía del frente de excavación del túnel, por lo que, ahora, trataremos de mostrar algunos fenómenos relacionados con tal circunstancia.

Es bien conocido que el frente de la excavación origina, en secciones antes y después del frente que quedan dentro de su radio de influencia, un estado tridimensional de esfuerzos y deformaciones; la principal causa de que se presente un estado tridimensional en esta zona, a diferencia del supuesto bidimensional en secciones más alejadas, es la resistencia del núcleo de roca aún no excavado que se opone al movimiento de convergencia de las paredes del túnel en las secciones más próximas al frente. La extensión del radio de acción del frente de la excavación (R_1) ha sido estudiada por diversos especialistas, entre ellos el Prof. Descourdes. Podemos apreciar algunos resultados de sus investigaciones por medio de la fig 2.3.

En el caso de un comportamiento elástico del terreno el radio de acción, en la mayoría de casos, permanece inferior a un diámetro del túnel.

Cuando el comportamiento del terreno es elasto-plástico, el radio de acción del frente aumenta de acuerdo a las condiciones de plastificación del terreno. Si se define por "n" a la zona influenciada por el estado tridimensional de esfuerzos y deformaciones, en el caso elástico "n" es menor a 1, y en el caso elasto-plástico puede ser mayor a 1, dependiendo del grado de plastificación del material, aunque siempre será pequeño. Esto último es válido si sólo son consideradas las deformaciones más importantes en las proximidades del frente, despreciando las menos significativas.

Otro aspecto muy importante de hacer notar, es el hecho de que, aun antes de ser excavado el frente, la sección habrá sufrido algunas deformaciones, por ello podemos concluir que no es posible apreciar las deformaciones totales de una sección en base a mediciones de convergencia de sus paredes, sólo a partir del momento en que la excavación deja al descubierto a la sección, pues aun antes de tal acontecimiento la misma habrá sufrido ciertas deformaciones. Este aspecto es de fundamental importancia en la construcción de las líneas características y principalmente en lo que respecta al revestimiento, ya que tal

deformación inicial fijaría el origen de la línea característica del soporte si su colocación y funcionamiento fueran inmediatos a la excavación de la sección.

Para determinar la deformación inicial (U_c) en el frente de la excavación, por lo menos de una manera aproximada, consideremos al núcleo de roca que forma al frente de la excavación. La línea característica de la cavidad se muestra en la fig. 2.4.

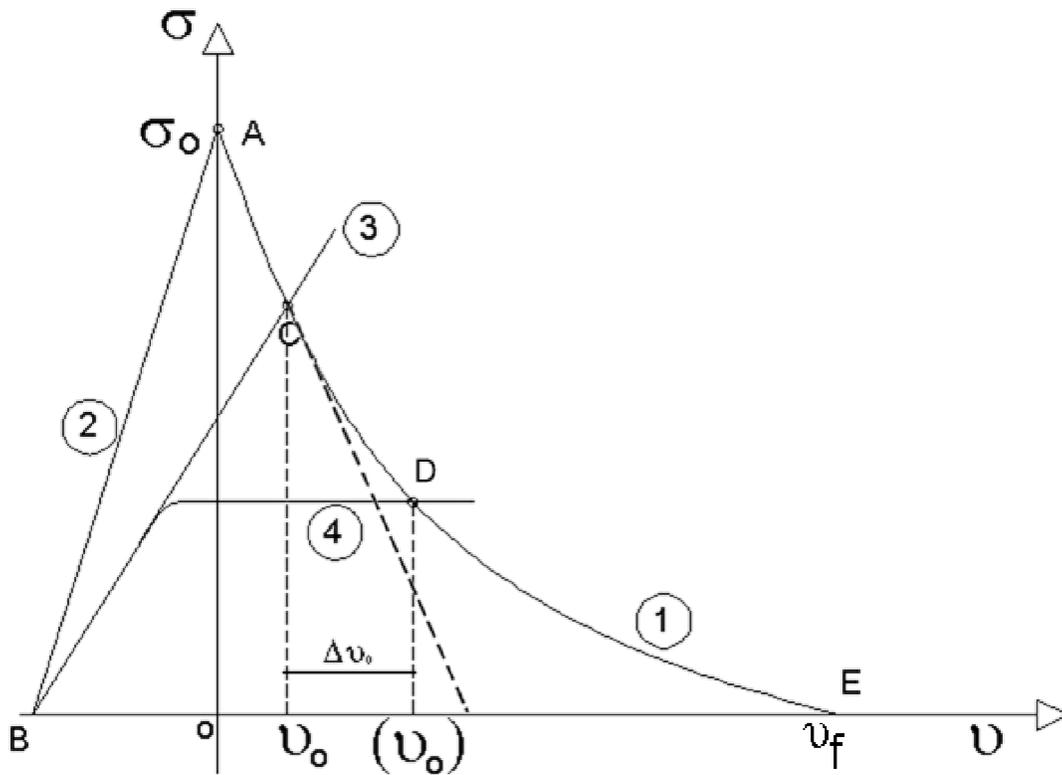


Figura 2.4. Condiciones de equilibrio en el frente

El punto A de la línea característica representa a la condición de esfuerzos naturales del terreno, mientras que el punto E representa a la condición de equilibrio final de la cavidad excavada en ausencia de presiones radiales de estabilización, con una convergencia total U_f , y en una sección lejos de la influencia del frente de la excavación. El estado de equilibrio del frente mismo tendrá que estar, consecuentemente, en algún punto intermedio de la curva.

Si el núcleo de terreno perteneciente a una sección analizada, de espesor “e” y de diámetro igual al del túnel, se pudiera extraer sin alterarlo, se comportaría como lo indica la línea 2 de la fig. 2.4., en donde se representa la expansión del núcleo debido a la disminución del esfuerzo de confinamiento. La línea (3) corresponde al comportamiento hipotético del núcleo antes extraído, si nuevamente se pudiese introducir en la masa de terreno para formar el frente del túnel, obviamente el núcleo se habrá debilitado por efecto de la excavación y la falta de confinamiento lateral. El punto de intersección C de la curva de comportamiento del núcleo debilitado (3) con la curva característica del terreno (1),

corresponde al estado de equilibrio en el frente del túnel e indica la deformación inicial u_0 que ha tenido lugar en la sección aún antes de ser excavada.

En algunos casos los esfuerzos de confinamiento que actúan sobre el núcleo debilitado del terreno rebasan los límites del comportamiento elástico del mismo por lo que la línea (3) pudiera transformarse en la curva (4) que indica un comportamiento elasto-plástico. En tal caso el punto de equilibrio del frente se desplaza de C a D y la deformación inicial aumenta Δu_0 .

Numerosos casos prácticos han mostrado que, efectivamente, el frente alcanza sus límites de resistencia; observándose por ello fenómenos de inestabilidad muchas veces en forma de flujo del material del frente del túnel hacia el interior de la cavidad.

La práctica ha mostrado que si el comportamiento del terreno es puramente elástico, en el frente mismo habrán ocurrido aproximadamente un 30% de las deformaciones totales de la sección y aproximadamente un 20% si el comportamiento del terreno es del tipo elasto-plástico (A. Barocio M. y R. Sanchet. 1981). En todo caso, una instrumentación adecuada, que permita realizar mediciones de deformación en el interior de la masa del terreno aun antes de que sea excavada la sección a analizar, debe permitir estimar el valor de la deformación inicial.

Otro aspecto relacionado con el equilibrio del frente es la falta de confinamiento horizontal en la dirección paralela al eje longitudinal del túnel y que origina una serie de modificaciones en los esfuerzos longitudinales de las secciones más próximas al frente en relación con las secciones más alejadas al mismo:

En una sección aún no excavada del terreno, existen esfuerzos longitudinales σ y de confinamiento que desaparecen justamente en el frente del túnel, salvo en determinados casos de acuerdo al método constructivo utilizado (excavación con escudo de frente cerrado, con escudo de frente presurizado o con aire comprimido, etc.). En secciones del túnel ya excavadas los esfuerzos longitudinales se regeneran y actúan en el terreno sobre todo el contorno del túnel.

La desviación de los esfuerzos principales longitudinales, necesaria para el equilibrio del frente del túnel, es la causa del efecto de cúpula o de medio domo que se presenta justamente en esta zona del túnel y que, como es sabido, es más eficaz para el equilibrio del túnel, que el simple efecto de arqueado en las zonas más alejadas del frente de excavación. La desviación de esfuerzos longitudinales podría suponerse causada por fuerzas de desviación que comprimen al núcleo de roca delante del frente pero que alivian de esfuerzos a la cavidad en las secciones excavadas más próximas al mismo

El alivio de presión causado por la desviación de los esfuerzos principales longitudinales arriba descrito de acuerdo al modelo propuesto por el Dr. Lombardi, sólo es válido para la sección del túnel que corresponde a la zona del mismo más próxima al frente de la excavación (curva 2 de la fig. 2.5.), mientras que en zonas alejadas, la línea característica tenderá a ser más extendida (curva 1 de la misma fig.).

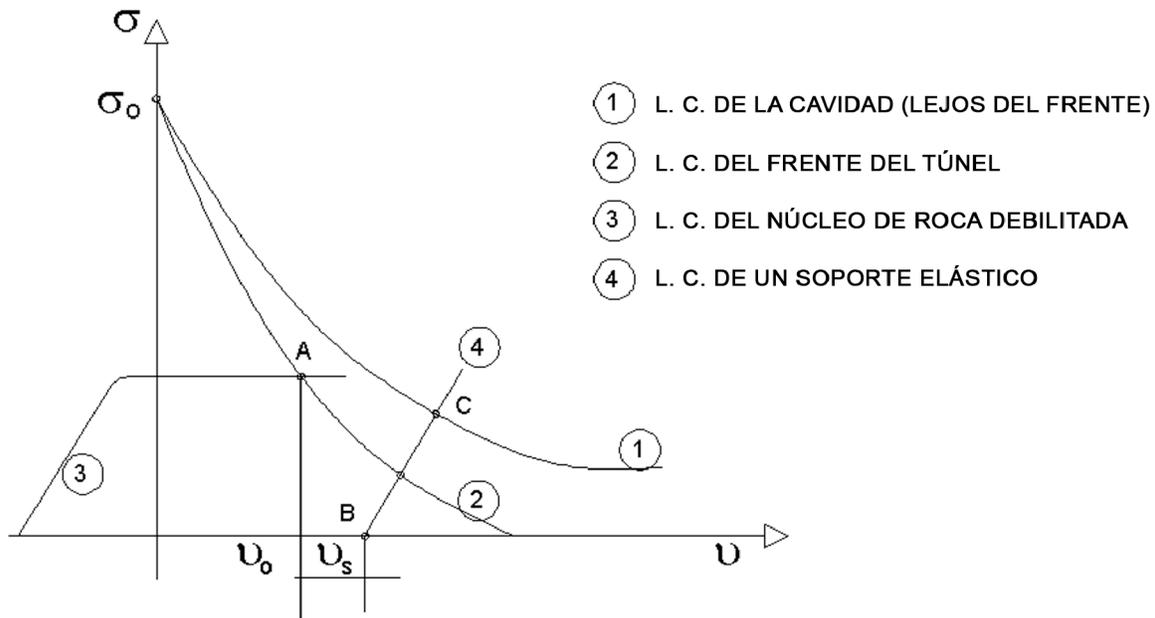


Figura 2.5 Líneas características en una cavidad

En la fig 2.5. la intersección de la línea característica del núcleo debilitado de roca (3) con la línea característica válida para la zona del frente de excavación (2) es el punto A con el cual es posible determinar la predescompresión u_0 (deformación elástica) del frente. Si antes de colocar un revestimiento efectivo se permite una convergencia adicional u_s el origen de la línea característica para el revestimiento tendría que ser el punto B. La intersección de la línea característica del soporte (4), con la línea característica de la cavidad (1) correspondiente a una sección alejada del frente del túnel, proporciona el punto de equilibrio C con el cual es fácil obtener la convergencia total y el esfuerzo de confinamiento último para el estado de equilibrio. Se hace evidente en la figura que si el soporte se coloca más cerca del frente estará sujeto a una presión de confinamiento menor (intersección de las curvas (2) y (4)), aunque la colocación del soporte próximo al frente es muy complicado.

Como puede apreciarse, la ubicación del punto de equilibrio C no es por mucho determinable a priori, dado un problema específico de un túnel.

También se puede apreciar que una descripción de las fases de equilibrio de la cavidad por el método de líneas características es simple, por el hecho de que los parámetros que son tomados en consideración no son difíciles de comprender y, por otra parte, es un método que permite apreciar bien algunos de los fenómenos que tienen lugar en una cavidad subterránea, como el estado tridimensional de esfuerzos y deformaciones del frente e incluso como la demora en colocar un ademe efectivo en el túnel.

Otro aspecto del comportamiento de una cavidad subterránea que debe ser tomado en consideración es la influencia del tiempo en el desarrollo de las deformaciones debidas principalmente al comportamiento viscoso del terreno, o por lo menos de ciertos terrenos.

Las deformaciones diferidas están ligadas, por un lado, al comportamiento viscoso y a la influencia de las discontinuidades del terreno y, por otro, a los movimientos del agua intersticial en la masa, sin embargo, la influencia de cada uno de estos factores no es bien conocida. La dificultad para apreciar esto, se debe a la variedad de casos observados; así, mientras que en algunos la convergencia se puede producir en forma relativamente rápida, en otros ésta se desarrolla durante largos periodos de tiempo.

En virtud del desarrollo de las deformaciones viscosas del terreno con el tiempo, la línea característica del terreno modifica su posición desplazándose hacia la derecha, Para representar, mediante líneas características, el proceso de deformaciones diferidas en el tiempo, en cada instante se tendría que trazar una línea característica: la indicada con $t=0$, es válida para el instante inmediatamente posterior a la excavación, cuando aún se tiene la influencia del frente del túnel; la curva indicada con $t=t$ corresponde a una sección alejada del frente, en la cual se tienen deformaciones del tipo elástico o plástico que se desarrollan en forma relativamente rápida con el avance de la excavación y, por último, debido al desarrollo de las deformaciones viscosas, la línea característica del terreno válida es la indicada con $t=t_2$ para una etapa intermedia y la indicada con $t=t$ para el estado final de equilibrio.

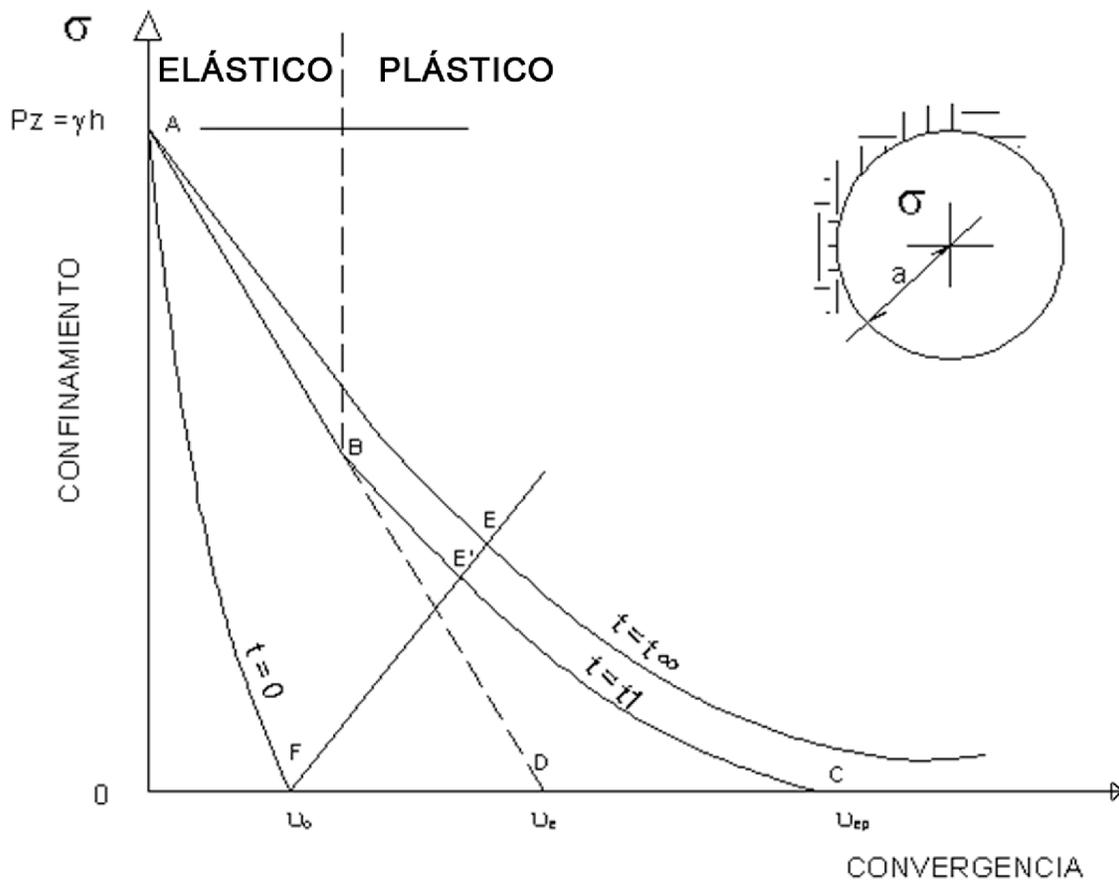


Fig. 2.6 Representación de las Curvas Características a diferentes tiempos.

2.3.1. Obtención de la curva característica del terreno para $t=t$

En un túnel en el que se desarrolla una zona de material en condiciones de plasticidad, la distribución de esfuerzos en la masa del terreno es, como se recordará, el desarrollo de la zona plastificada que depende de la presión interior de confinamiento que aporta el soporte y es, de acuerdo a la ec. 2.3, como sigue:

$$R = r \left[(1 - \text{sen}\phi) \frac{P_z + C \cot\phi}{P_i + C \cot\phi} \right]^{\frac{1 - \text{sen}\phi}{2 \text{sen}\phi}}$$

Donde:

R = Extensión de la zona plástica.

r = Radio del Túnel.

P_z = El esfuerzo vertical preexistente en el terreno.

P_i = Presión interior de confinamiento.

C = Cohesión del terreno

φ = ángulo de fricción interno del terreno.

De acuerdo a la definición de la línea característica del terreno, su trazo corresponde a los diferentes estados de equilibrio posibles, para valores diferentes del esfuerzo de confinamiento necesario para el equilibrio. Si en el interior del túnel se ejerciera un esfuerzo de confinamiento P_i = γh de manera que en el terreno sean mantenidas las mismas condiciones naturales preexistentes, se tendría el origen de la línea característica del terreno mostrado por el punto A de la fig 2.6.

Disminuyendo gradualmente la presión de confinamiento a partir de este valor, el terreno se deformará por la disminución del confinamiento, con un comportamiento en un principio de tipo elástico, que será mostrado por el trazo A-B en la curva característica de la fig .2.6; si el terreno tuviese un comportamiento puramente elástico, cuando el confinamiento llegase a ser nulo, la deformación elástica total en la clave del túnel alcanzará la magnitud dada por la ec. 2.4.

$$u_e = \frac{P_z a}{E} \frac{2 + K_o}{1 + K_o}$$

Esta deformación permite determinar al punto D de la línea característica en la misma fig 2.6. El trazo A-D correspondería a la línea característica del terreno en un caso elástico. Sin embargo, en este modelo aceptaremos que el terreno sufrirá deformaciones plásticas, dadas las características mecánicas del mismo, de modo que en un punto intermedio de la línea A-D el material comenzará a mostrar un comportamiento plástico (punto B).

La condición de esfuerzo interior de confinamiento, con un valor máximo que permita el desarrollo de la zona plastificada, resulta:

$$P_i = P_z (1 - \text{sen}\phi) - C \cot\phi$$

(Ecuación 2.5)

que corresponde al estado en el cual aún no se ha desarrollado la zona plastificada, es decir, para cuando $R = a$. El valor de P_i dado por la ec. 2.5 permite determinar al punto B en la línea característica.

Si a partir de este valor se sigue disminuyendo progresivamente el esfuerzo de confinamiento P_i , el terreno seguirá aumentando sus deformaciones ahora en forma plástica, paralelamente al desarrollo de la zona plastificada (ec. 2.3). Las magnitudes de las deformaciones subsecuentes correspondientes a los diferentes estados de equilibrio resultantes por la condición del valor del esfuerzo de confinamiento, se calculan con la ec. 2.6 :

$$\frac{u_a}{a} = 1 - \sqrt{\frac{1}{1 + A}}$$

Donde A es:

$$A = 2 \frac{1+u}{E} \text{sen}\phi (P_z + C \cot\theta) \left[(1 - \text{sen}\theta) \frac{P_z + C \cot\phi}{P_i + C \cot\theta} \right]^{\frac{1-\text{sen}\theta}{\text{sen}\theta}}$$

A cada estado de equilibrio posible, para valores cada vez más reducidos de la presión interior de confinamiento (P_i), corresponde una magnitud de la convergencia (u), hasta llegar a la condición de presión interior nula en la que el terreno se deformará con una magnitud de la deformación que llamaremos u_{ep} .

De esta manera quedará determinado el trazo B-C de la curva característica. La curva A-B-C representará, entonces, a la línea característica del terreno en una sección lejana a la influencia del frente del túnel, en la que las deformaciones no son influidas aún por el comportamiento viscoso del terreno, es decir, para $t=t_1$

2.3.2. Curva característica del terreno para $t=0$

Se puede trazar la curva característica del terreno correspondiente a la sección más cercana al frente del túnel, inmediatamente después de su excavación (para $t=0$), aceptando la hipótesis de que esta curva no es sino el caso inicial de la familia de curvas características del terreno, para la sección dada, que se desarrollan con el tiempo. Así, mediante la suposición empírica de que en la sección recién excavada se produce el 20% de las deformaciones elasto-plásticas totales (en un caso elástico correspondería aproximadamente

a un 30%), el trazo de esta curva se obtiene en relación a la anterior (para $t=t_1$) calculando la deformación $u_o = 0.2u_{eP}$

2.3.4. Curva característica del terreno para $t = t_\infty$

En realidad la curva característica del terreno para $t = t_\infty$, debe ser calculada tomando en cuenta las pérdidas de resistencia del material mediante los parámetros de resistencia reducidos ϕ_r y c_r , y, en tal caso, la línea característica resultaría válida únicamente en la vecindad del punto de equilibrio E' (suponiendo que se tiene un soporte cuya línea característica es la curva F-E'), esto último, debido a que los parámetros de resistencia del terreno varían con el desarrollo de su zona plastificada.

En el caso más general el equilibrio final del túnel no permanece al punto E debido a las deformaciones diferidas de carácter viscoso: el comportamiento de deformación al del terreno ahora se habrá de regir con el comportamiento de deformación al del soporte, confundándose ambas curvas, y el punto final de equilibrio se desplaza de E' a E. Las deformaciones son ahora función únicamente del tiempo y su desarrollo, de difícil estimación, se deberá seguir mediante la instrumentación del túnel.

2.4. CURVA CARACTERÍSTICA DEL SOPORTE .

La línea característica del soporte depende del material con el que éste haya sido fabricado.

La tendencia actual en el análisis del comportamiento de los sistemas de soporte se basa en el estudio de pruebas y ensayos de laboratorio realizados sobre los propios soportes, o bien, en modelos fabricados a escala reducida. Los resultados que se obtengan de estos estudios dependen de la precisión que se tenga en el montaje del modelo al representar las sollicitaciones que el soporte habrá de recibir. Este procedimiento permite no sólo la obtención de las características esfuerzo-deformación de los soportes, sino, además, los posibles modos de falla de los mismos (Rabcewicz, 1969)^(a), por lo que su utilización es muy recomendable. En México se han utilizado modelos a escala 1:20 para estudiar el comportamiento del ademe primario a base de dovelas de concreto que se utilizó en los túneles de los Interceptores y el Emisor central del Sistema de Drenaje profundo del Distrito Federal (D.D.F. Dirección General de Obras Hidráulicas, 1969).

Analíticamente, en un soporte a base de concreto lanzado que se adhiere directamente sobre el terreno, la línea característica se puede trazar a partir de la siguiente expresión (J. Vidal Font. 1981):

^(a)Von Rabcewicz, L. *Stability of Tunnels under Rock Load*. Water Power, Junio, Julio, Agosto, 1969

$$\frac{P_c}{\Delta u} = \frac{e E_b}{a^2}$$

Donde :

- P_c = Presión uniforme de confinamiento que actúa sobre el soporte.
- Δu = La variación de la convergencia.
- E_b = Módulo elástico del concreto en un tiempo dado.
- a = Radio del túnel.
- e = Espesor del concreto.

La presión de confinamiento máxima que puede soportar un anillo de concreto de espesor e y radio a es:

$$P_{c \max} = \frac{e}{a} R_c^t$$

Siendo R el valor de la resistencia a la compresión uniaxial del concreto en un instante dado.

En la fig 2.9 se supuso que el soporte fue colocado de inmediato en la sección más próxima al frente del túnel, por lo que el origen de su línea característica queda determinado con el valor de u_0 .

2.5. LÍNEAS CARACTERÍSTICAS Y CURVA DEFORMACIÓN TIEMPO.

Aun cuando con un modelo de Líneas Características se trata de representar el comportamiento del terreno y el soporte en su interacción conjunta al poner en evidencia los esfuerzos a los que ambos están sujetos y las deformaciones correspondientes, no se tiene, sin embargo, una idea clara de la evolución con el tiempo de estos fenómenos y, junto con el tiempo, no es clara la influencia que tiene el avance de la excavación, o más bien, la velocidad de avance de la excavación, respecto a las condiciones de esfuerzo y deformación en la sección estudiada.

Es evidente que para estudiar la evolución de las deformaciones en una sección dada de un túnel se requiere estar en contacto con la propia obra de construcción, lógicamente sujeta a las condiciones reales de avance, mediante la instrumentación del túnel. Por instrumentación nos referimos a todo un conjunto de implementos y/o equipos de medición, de los que tendremos oportunidad de hablar posteriormente, mediante los cuales es posible llevar a cabo mediciones del comportamiento deformacional en un túnel. La medición que es común realizar en túnel y las que por ahora nos interesan son las de convergencia.

Las mediciones de convergencia, realizadas directamente en la sección en estudio, permiten llevar un registro de la evolución de las deformaciones radiales de las paredes del túnel.

En la gráfica deformación-tiempo del terreno se observa inicialmente una velocidad alta de las deformaciones del túnel hasta el tiempo t_0 en el cual se supone ha sido colocado el ademe. A partir de este momento se aprecia una disminución gradual de la velocidad de deformación según lo muestra la propia curva (5).

Siguiendo la evolución de las deformaciones, y de acuerdo con las líneas características del terreno (1) y del soporte(3), el equilibrio del túnel debería presentarse en el punto E; sin embargo, al llevar una proyección de este punto a la curva deformación-tiempo en la parte inferior de la figura, se observará que la convergencia no ha llegado aún a su valor final, sino que se muestran todavía mayores incrementos de la deformación, posiblemente por efecto del comportamiento viscoso del terreno, aunque con velocidades cada vez más reducidas; hecho que indica que el túnel aún no se estabiliza para el valor de la convergencia indicado por el punto de equilibrio supuesto E'. La deformación finalmente tiende asintóticamente hacia un valor de la convergencia u_f . El equilibrio del túnel deberá desplazarse de E' a E sobre la línea característica del soporte. El punto final de equilibrio queda determinado de esta manera por la convergencia máxima medida en la sección y con ello queda también determinado el trazo de la línea característica del terreno para $t = t_\infty$.

El valor final del esfuerzo de confinamiento que actúa sobre el ademe es σ_f y la convergencia final de las paredes del túnel es u_f .

En caso de que el terreno siguiera mostrando una tendencia a la deformación, sería evidente que el soporte que ha sido colocado es insuficiente y deberá ser reforzado.

La curva de la fig 2.7 muestra lo que sería el comportamiento deformación-tiempo del terreno si el túnel no hubiese sido ademado. Esto último en ciertos tipos de terrenos puede llevar el aflojamiento y degradación del material circundante a la cavidad, lo que en la curva deformación-tiempo se evidenciaría mediante un aumento repentino de la convergencia.

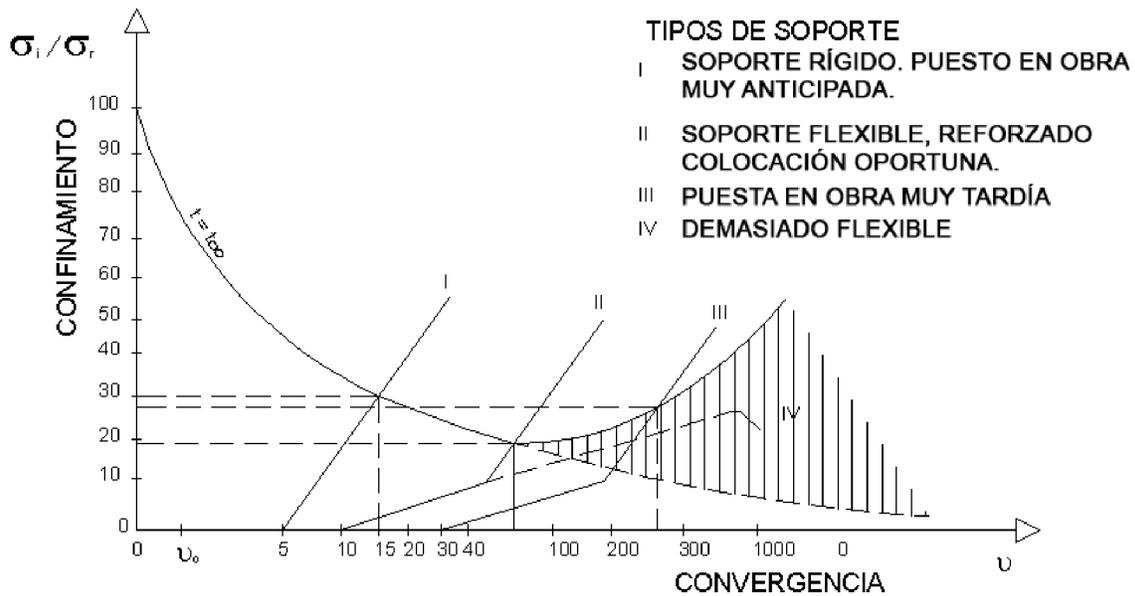


Figura 2.7 Curva característica del terreno para diferentes tiempos.

Como en este ejemplo, la utilización de las curvas deformación-tiempo aprovechadas en conjunto con los conceptos de interacción entre el terreno y el soporte para precisar la magnitud de los esfuerzos que actúan sobre los ademes, constituye un campo de la ingeniería de túneles muy prometedor, pero aún muy poco estudiado. Por las posibilidades que el método ofrece, se debería seguir con las investigaciones para poder vincular cada vez más estrechamente los modelos teóricos que se planteen, con las observaciones en la propia obra subterránea, con el fin de tomar mayores ventajas de los fenómenos que ahí suceden y con ello mejorar la economía y seguridad de las obras.

CAPÍTULO 3

MÉTODO NATM

3.1. CARACTERÍSTICAS, Y FILOSOFÍA DEL NUEVO MÉTODO AUSTRIACO DE TUNELEO.

Uno de los métodos más conocidos que usan como elemento la observación es el Nuevo Método Austriaco de Tuneleo, también conocido como NATM. Es el concepto más amplio en lo que se refiere a la Ingeniería geotécnica aplicada a los túneles y ha sido mencionado como un valor dirigido a su construcción, usando el terreno como auto soporte.

Es bien sabido que el terreno, después de habersele hecho una excavación, va a sufrir deformaciones. Con la metodología del NATM, se hace que el terreno contribuya a soportar dichas deformaciones, ayudado de soportes como concreto lanzado y anclaje local.

Para poder decir su filosofía y sus características primero habría que dar una definición, por su parte el Profesor L.V. Rabcewicz, principal inventor del método lo explica como: "... un nuevo método que consiste en un soporte de concreto lanzado, cerrado lo más rápido posible, para formar un anillo llamado "arco auxiliar", la deformación de éste, son medidas en función del tiempo, hasta que el equilibrio es obtenido.", en esta explicación él enfatiza tres puntos importantes, 1.- la aplicación de un soporte de concreto lanzado, 2.- que sea cerrado lo más pronto posible, 3.- un sistema de medición de deformaciones.

La definición del Profesor Rabcewicz fue refinada por el Comité Nacional Austriaco de Construcciones Subterráneas de la Asociación Internacional de Túneles (ITA) en 1980, la cual se publicó en 10 diferentes idiomas, diciendo:

"El Nuevo Método Austriaco de Tuneleo (NATM) está basado en un concepto, según el cual el terreno (roca o suelo) que circunda una excavación subterránea se convierte en una componente estructural que soporta cargas mediante la activación de un cuerpo anular de terreno soportante".

Otra definición reciente del Nuevo Método Austriaco de Tuneleo, fue hecha por Sauser en el año de 1988, donde dice que el NATM es un método para producir espacio en las excavaciones usando todos los métodos disponibles con el fin de desarrollar el máximo auto-soporte de la roca o del suelo para proveer la estabilidad de la excavación.

El Método del NATM, pretende excavar en un macizo rocoso con el menor deterioro posible a la roca, teniendo secciones multipartidas, intentando mantener la cohesión de la roca, y logrando así que los empujes resultantes sean pequeños. Esto se logra al excavar dos galerías (la clave y la solera) por separado (Figura 3.1), con esto no sólo reconoce el terreno, sino que mediante un pozo en la base de la excavación en clave se lograba la comunicación entre estas dos excavaciones, pudiendo extraer el escombros de

la parte de la bóveda por la galería inferior. Una vez sostenida toda la sección, se procedía a construir el revestimiento de abajo con madera.

Se pretendía así:

- No alterar la roca excesivamente, abriendo tajos cortos.
- Instalar de forma completa un sostenimiento provisional
- Construir a cierta distancia de varios diámetros un revestimiento definitivo encargado de recibir las cargas totales.

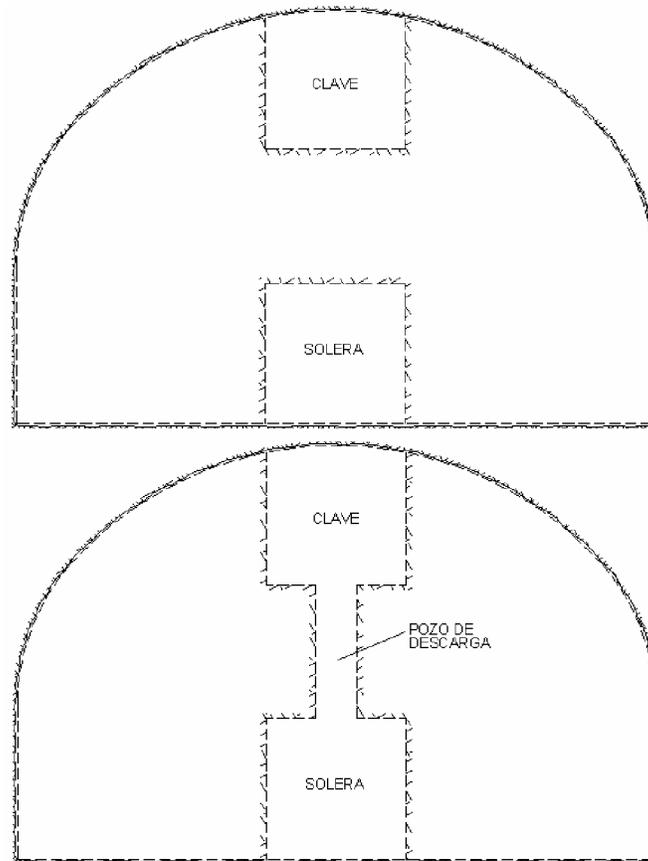


Figura 3.1. Excavación de dos galerías y su comunicación entre ellas por medio del método del NATM.

Se piensa que con la teoría del Nuevo Método Austriaco de Tuneleo puede optimizarse el diseño del revestimiento de un túnel, siguiendo la línea característica del terreno propuesta por Fenner – Pacher.

Uno de los seguidores del NATM, el Profesor Dr. Leopold Müller^(b) (1978) propone que el NATM es, un concepto de tuneleo con un sistema de principios...así, en la opinión del profesor no debería llamarse un método constructivo, simplemente debe de ser un método para la excavación de túneles.

Como resultado de todas las declaraciones, es claramente aceptado por distintos autores austriacos, que el NATM es un acercamiento para la realización de túneles o una filosofía que consta de realizar la excavación por etapas usando un sistema de soporte,

^(b) Müller L. 1978. *The Reasons for unsuccessful applications of the New Austrian Tunneling Method, Tunneling under difficult Conditions, proceedings of the international tunnel symposium*. Tokyo, Pergamon Press, 64-72

autores como Golser(1979)^(c), Brown(1990)^(d), Hagenhofer(1990)^(e), Barton(1994)^(f), soportan esta idea entre muchos otros científicos.

El profesor Müller (1990), ha explicando las hipótesis principales del Nuevo Método Austriaco de Tüneleo y ha llegado a un breviario de las características más importantes del NATM, entre sus 22 principios están los siguientes:

- 1.- El macizo rocoso por sí mismo es el principal soporte de la excavación y su capacidad de auto-soporte, debe ser mantenida sin que esto afecte las características del macizo rocoso.
- 2.- La resistencia del soporte del macizo rocoso deberá ser preservada ayudándose de elementos de revestimiento auxiliares.
- 3.- El revestimiento debe ser fijo y tener el refuerzo necesario para dar seguridad a la excavación, dicho revestimiento debe proveer un total acoplamiento entre el auto-soporte del macizo rocoso, las anclas y el espaciamiento entre cada soporte.
- 4.- La puesta del revestimiento es de suma importancia y debe ser colocado lo más pronto posible para evitar que la excavación se cierre o se colapse.
- 5.- Las pruebas preliminares de laboratorio e instrumentación que midan las deformaciones del túnel, deberán llevarse al lugar de trabajo con el fin de optimizar el diseño del revestimiento.

Aunque debe mencionarse que la colocación oportuna del soporte se puede ver afectada por la profundidad como lo mencionaron el Profesor L.V. Rabcewicz y Pacher en un reporte hecho en el año de 1975, donde explican que una rápida colocación del soporte en túneles que se encuentran a profundidades considerables, no impedirá que dicha excavación se deforme.

Sin embargo, el principio de colocación rápido del soporte, sólo puede ser aplicado a túneles donde el esfuerzo primario es muy bajo, la carga de roca es excesiva, la calidad de la roca es pobre y sólo si el esfuerzo se extiende a lo largo haciendo que se ubique a gran distancia del frente de la excavación.

Con la excavación de un túnel, el esfuerzo primario dentro del macizo rocoso afecta desfavorablemente al esfuerzo secundario, y estos forman lo que se conoce comúnmente como arco de roca; dichos arcos se pueden entender como las zonas alrededor de un túnel donde ocurren la mayoría de los procesos dependientes del cambio de esfuerzos en un tiempo determinado, esto incluye la zona plástica y la zona elástica de la excavación.

Una vez que el arco de roca se presenta, entendemos que para mantener o mejorar la capacidad de carga del macizo rocoso, para ser utilizado éste como auto-soporte y de influenciar un desarrollo favorable del esfuerzo secundario.

^(c) Golser J.1979. **Another view of the NATM**, Tunnels & Tunnelling, March 1979, Vol. 11, 69-77

^(d) Brown E.T. 1990. **Putting he NATM into perspective**. Tunnels & Tunnelling, Summer 1990, special issue, Vol. 22, 9-13.

^(e) Hagenhofer F. 1990. **NATM for tunnels with high overburden**. Tunnels & Tunnelling, March 1990, Vol. 22, 51-52

^(f) Barton N. & Grimstad E. 1994. **Rock mass conditions dictate the choice between NMT and NATM**, Tunnels & Tunnelling, Oct. 1994, Vol. 26, 39-42

Los principales principios del NATM son:

- 1.- El principal componente de soporte del túnel es la masa circundante de la roca. Algún otro soporte será de ayuda informal, es decir, puede consistir de anclas o concreto lanzado, pero dichos soportes junto con el revestimiento final tienen la función de confinar solamente.
- 2.- Mantener el esfuerzo del macizo rocoso y evitar la pérdida de éste, cuidando la excavación y aplicando inmediatamente algún tipo de soporte primario, como concreto lanzado o anclas, para ayudar a mantener la integridad del macizo rocoso.
- 3.- La forma del túnel debe ser redonda, esto hace que los esfuerzos se concentren en las esquinas donde el mecanismo de falla comienza.
- 4.- Tener un revestimiento flexible, el soporte primario debe ser delgado en el orden de minimizar los momentos flexionantes y facilitar el proceso de cambio del esfuerzo, sin exponer el soporte a fuerzas desfavorables, el requerimiento de soportes adicionales no debe ser utilizado para incrementar el espesor del revestimiento, sino que debe estar en contacto directo con la superficie de la excavación, como lo es el concreto lanzado.
- 5.- Estáticamente el túnel es considerado un tubo de roca con revestimiento, el cierre del revestimiento es muy importante, esto implica que el concreto lanzado debe estar en toda el área de la superficie de excavación

En resumen, los mayores principios que se incluyen en el NATM se pueden derivar de las siguientes referencias; Tunnels & Tunnelling (1990)^(g), Will (1989)^(h), Brown (1990)⁽ⁱ⁾, Wallis (1995)^(j), ICE (1996)^(k), HSE(1996)^(l), Bowers (1997)^(m), Fowell & Bowers (1998)⁽ⁿ⁾, los cuales mencionan:

- 1.- El esfuerzo principal del suelo o de la roca alrededor del túnel deberá ser preservado en todo momento y dicho esfuerzo será movilizado deliberadamente a la máxima extensión posible fuera de la excavación.
- 2.- La movilización del esfuerzo, puede ser alcanzado por la deformación controlada del terreno, sabiendo que la deformación excesiva dará como resultado una pérdida de esfuerzo o una mayor sección de excavación.
- 3.- El soporte inicial y el primario consisten en: anclaje local o soportes semiflexibles, el concreto lanzado es usado muchas veces para alcanzar lo propuesto en el punto 2, la colocación del soporte definitivo es usualmente colocado hasta que se han completado todas las secciones de excavación.

^(g) *Tunnels & Tunnelling* 1990. **What is NATM?**, Vol. 22, Summer 1990, p. 7.

^(h) Will M. 1989. **Excavation of Large cross section tunnels in accordance with the basic principles of "New Austrian Tunnelling Method" (N.A.T.M.) with particular regard for the use of Boom-Type tunnelling machines**, *World Tunnelling*, Abril 1989, Special issue, 51-55.

⁽ⁱ⁾ Brown E.T. 1990. **Putting the NATM into perspective**. *Tunnels & Tunnelling*, Summer 1990, special issue, Vol. 22, 9-13.

^(j) Wallis S. 1995b. **NATM challenge at the Montemor tunnel**. *Tunnels & Tunnelling*, Vol. 27, diciembre 1995, 32-34.

^(k) Institution of Civil Engineers (ICE) 1996. **Sprayed Concrete Linings (NATM) for tunnels in soft ground, ICE design and practice guide**, Thomas Telford, London, 88p.

^(l) Health and Safety Executive (HSE) 1996. **Safety of New Austrian Tunnelling Method (NATM) Tunnels, A review of sprayed concrete tunnels with particular reference to London Clay**, (HSE) Books, Sudbury, 80p.

^(m) Bowers K.H. 1997. **An Appraisal of the New Austrian Tunnelling Method in Soil and Weak Rock**, PhD Thesis, The University of Leeds, 254p.

⁽ⁿ⁾ Fowell R.J. & Bowers K.H. 1998. **NATM tunnels in the United Kingdom**. Seminar Notes given at The Department of Mining & Mineral Engineering, University of Leeds, Leeds, UK.

4.- El tiempo en el que la excavación se pueda cerrar, debe ajustarse apropiadamente para que ésta no sea dañina y dependerá de las condiciones del suelo o de la roca.

5.- Las Pruebas de Laboratorio y el monitoreo constante de las deformaciones en la excavación con el soporte, deberán ser reportadas y analizadas.

6.- Aquellos que estén envueltos en la ejecución, diseño y supervisión de la aplicación del NATM como método constructivo deberán entender y aceptar que el NATM dará un acercamiento a los posibles fenómenos que ocurran en la excavación y ellos deberán reaccionar cooperativamente para así resolver los posibles problemas que llegaran a surgir.

7.- La distancia de excavación sin algún soporte deberá ser la más corta posible.

Estos elementos intentan abarcar todas las definiciones incluyendo diferentes tipos de excavaciones y características del terreno. Sin embargo, Murphy (1994) propone lo siguiente:

“... puede ser argumentado que la aplicación particular no tiene que envolver cada elemento, de hecho no lo puede hacer en el orden de que sea un proyecto como el NATM.”

En General el concepto del NATM es controlar las deformaciones y los esfuerzos en el orden de obtener un factor de seguridad para la excavación. Los diferentes tipos de requerimientos dependen del tipo de proyecto, área de excavación, tiempo de colocación del soporte, etc. El método NATM es universal pero particularmente usado para secciones irregulares, puede ser aplicado por lo tanto a transiciones donde tuneleadoras pueden cambiar a otra forma o a otro diámetro.

3.2. PRINCIPIOS DEL NUEVO MÉTODO AUSTRIACO DE TUNELEO

El método del NATM nació a partir de la experiencia del profesor Rabcewicz, quien tuvo que construir túneles durante la Segunda Guerra Mundial, los cuales fueran de bajo costo y tuvieran espesores de concreto más delgados a los que se usaba en esos tiempos, caracterizando al método del NATM por lo siguiente:

- La aplicación de un revestimiento semi-rígido, colocado inmediatamente antes de que la roca pueda ser perjudicada por la descompresión.
- El revestimiento se diseñaba para alcanzar un equilibrio permanente, después de adaptarse a un reajuste de esfuerzos, sin especificar el tipo de material del revestimiento.
- El revestimiento puede ser de cualquier material adecuado al propósito indicado, tal como anclajes, concreto lanzado, marcos de acero y cada uno de estos puede emplearse solo o en combinación.
- Utilizar la propia roca como elemento resistente frente a las cargas que se van produciendo durante la excavación.

- No introducir daños apreciables a la roca con el sistema de arranque, a fin de que no se formen mas fallas, ni grandes arcos de descompresión.
- El sostenimiento primario debe ser flexible y proteger al macizo rocoso de todos los efectos que entraña la eliminación de la roca en el interior de la sección del túnel. Es decir: evitar el progreso de la descompresión.
- El revestimiento definitivo no es preciso que esté inmediatamente próximo al frente de excavación, su instalación debe hacerse (si se requiere) con las deformaciones del sostenimiento ya estabilizadas, a fin de minimizar en él los esfuerzos y no es necesario que sea del tipo rígido.
- Debe controlarse en todo momento el comportamiento de la roca y del sostenimiento, para comprobar su eficacia o la necesidad de algún refuerzo.

3.3. SISTEMA DE FALLA ALREDEDOR DE UNA EXCAVACIÓN

Este sistema de fracturamiento se produce cuando una cavidad es hecha en un macizo rocoso, el cambio del esfuerzo ocurre en 3 etapas como se puede ver en la figura 3.2. Primero, una cuña acostada se puede apreciar a cada lado de la excavación, dichas cuñas cortan a lo largo de la llamada superficie de Mohr y se mueve hacia la cavidad (I), en la segunda etapa, el incremento del esfuerzo en las paredes horizontales se incrementa y convergen en el techo y en el piso, la deformación en el techo y en el piso se incrementa y la roca colapsa dentro de la cavidad por el esfuerzo lateral, el cual es constante (III). La presión que se presente en la tercera etapa se le llama “squeezing pressure” (Presión de compresión) y raramente ocurre en excavaciones hechas por ingenieros civiles. Apretón

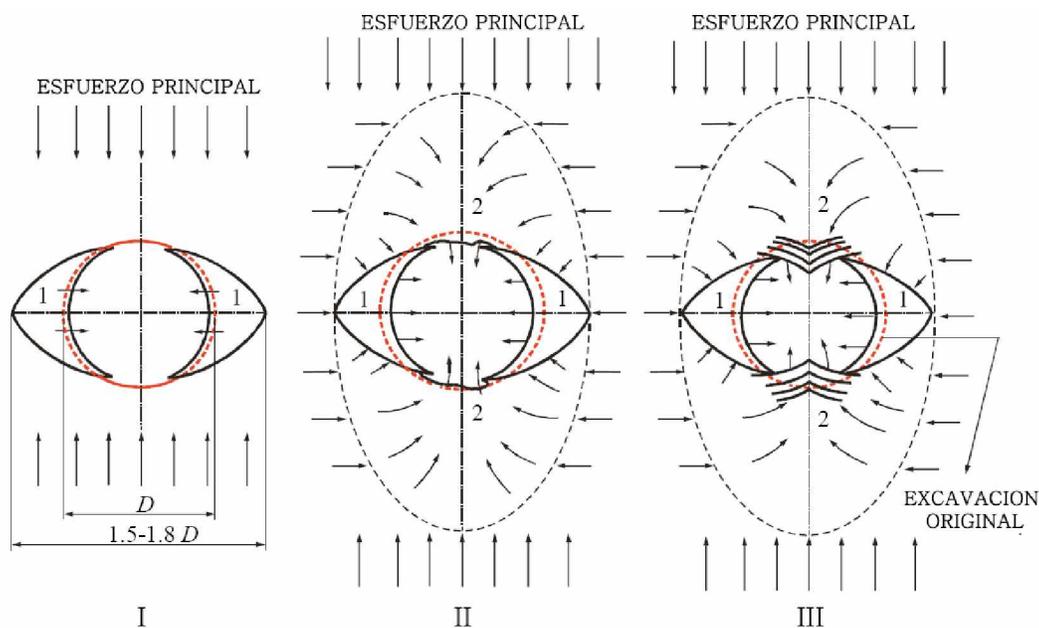


Figura 3.2. Proceso Mecánico y secuencia de falla alrededor de una cavidad producida por el aumento de presión.

El profesor L.V. Rabcewicz concluyó en 1964 ⁽⁸⁾, “...es cierto que existe el progresivo fenómeno del aumento de presión en las excavaciones, como fue descrito antes, dichos fenómenos eran observados con los métodos obsoletos que antes se usaban, de ahí que las secciones nunca eran excavadas completas sino que eran divididas en etapas”.

3.4. TEORÍAS PARA EL CÁLCULO DE SECCIONES CIRCULARES

Los sistemas de soporte se pueden clasificar en 2 grupos:

El primero es un sistema flexible que consta de arcos o un soporte de protección, diseñado para la estabilización de la estructura y consiste en soportar sistemáticamente el arco de roca ayudado por una superficie de protección que muchas veces es concreto lanzado, posiblemente necesite refuerzo adicional.

El segundo implica un soporte interno, que consiste en concreto y generalmente no es colocado sino hasta que el arco de deformaciones alcanza un equilibrio. Para poder diseñar la capacidad de carga del soporte en diferentes tipos de terreno ya sea suelo o roca, el fenómeno de falla explicado antes debe ser interpretado por consiguiente para que no sea dañino. La relación entre la roca alrededor de la cavidad, o también llamada “zona de protección” y la capacidad de carga del soporte, darán una idea de cuanto puede resistir el terreno y es un requerimiento establecer dicha resistencia en argumentos matemáticos:

$$P_i = c \cot \phi + P_0 [c \cot \phi + (1 - \sin \phi)] \frac{r^{\frac{2 \sin \phi}{1 - \sin \phi}}}{R} \dots\dots (1)$$

Omitiendo la cohesión quedaría lo siguiente:

$$P_i = P_0 [1 - \sin \phi] \frac{r^{\frac{2 \sin \phi}{1 - \sin \phi}}}{R} = n p_0 \dots\dots (2)$$

Los valores de n están dados en función de P_0 y de ϕ . Asumiendo que aún no existe una zona de protección, ó sea $r = R$, entonces la abertura alcanza un equilibrio sin tener alguna deformación. Las fórmulas escritas antes se derivan según la distribución de la deformación después de que la cavidad fue hecha, como se aprecia en la figura 3.3.

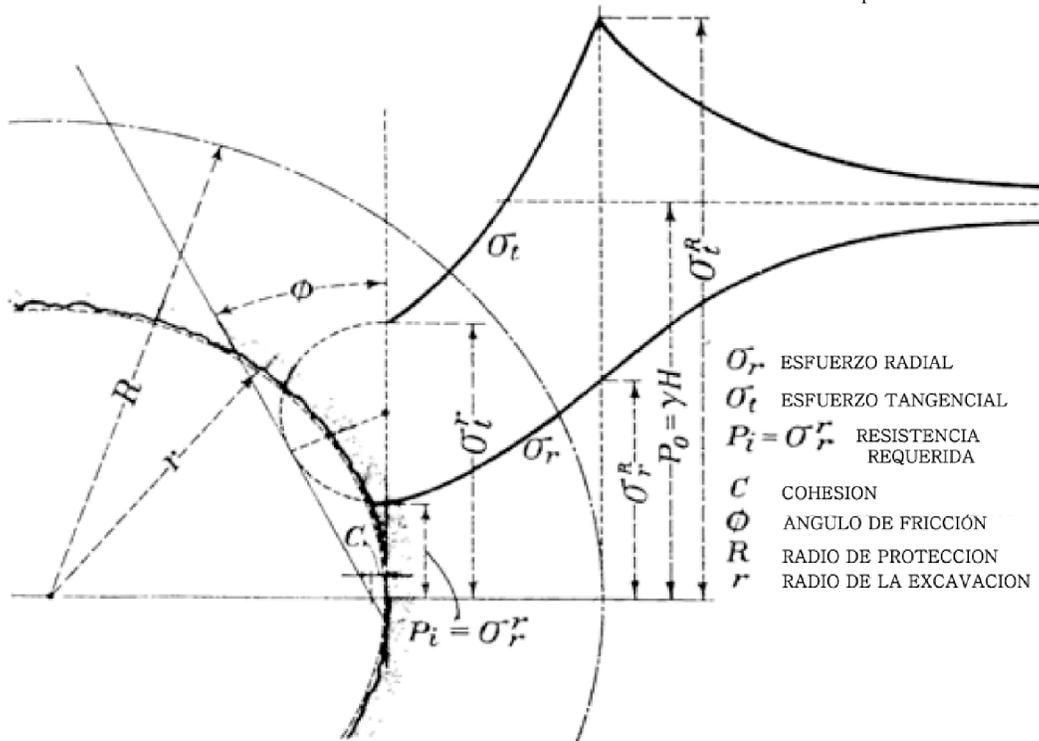


Figura 3.3. Distribución de esfuerzo alrededor de una cavidad bajo presiones hidrostáticas.

La curva características del terreno (Figura 3.4), muestra la interacción entre el soporte y la roca, junto con la deformación que sufre la excavación con el avance del tiempo. Dicha curva provee una herramienta que idealiza la rigidez y el tiempo de instalación del soporte.

Cuando un soporte más rígido es escogido (como se muestra en la curva 2), cargará una mayor cantidad de roca, ya que la masa de roca no se ha deformado lo suficiente para que el esfuerzo entre en equilibrio, logrando así que el factor de seguridad disminuya. Después del punto C, el comportamiento del terreno se vuelve no lineal. Si el soporte (1) es instalado después de que la masa de roca sufre un desplazamiento, estará ubicado en el punto A, entonces el sistema alcanzará un equilibrio con una menor carga en el soporte, así puede decirse, que es una característica del NATM que la intersección siempre se realice en la rama descendente de la curva. Esto implica a su vez un soporte menos rígido que sostenga la deformación que ha sufrido el terreno, esto se logra con la aplicación del NATM. Por otra parte, el esfuerzo que la roca debe soportar no debe ser ni demasiado rígido ni demasiado flexible.

Después de pasar el punto B, el cual es señal de que se presenta un aflojamiento perjudicial, el requerimiento del soporte será mucho menor pero será muy difícil detener las deformaciones e incluso para ese punto la excavación ya habrá colapsado; es por eso que el soporte debe ser aplicado en el tiempo correcto, para así tener la deformación esperada y a su vez el soporte tome la menor carga que pueda.

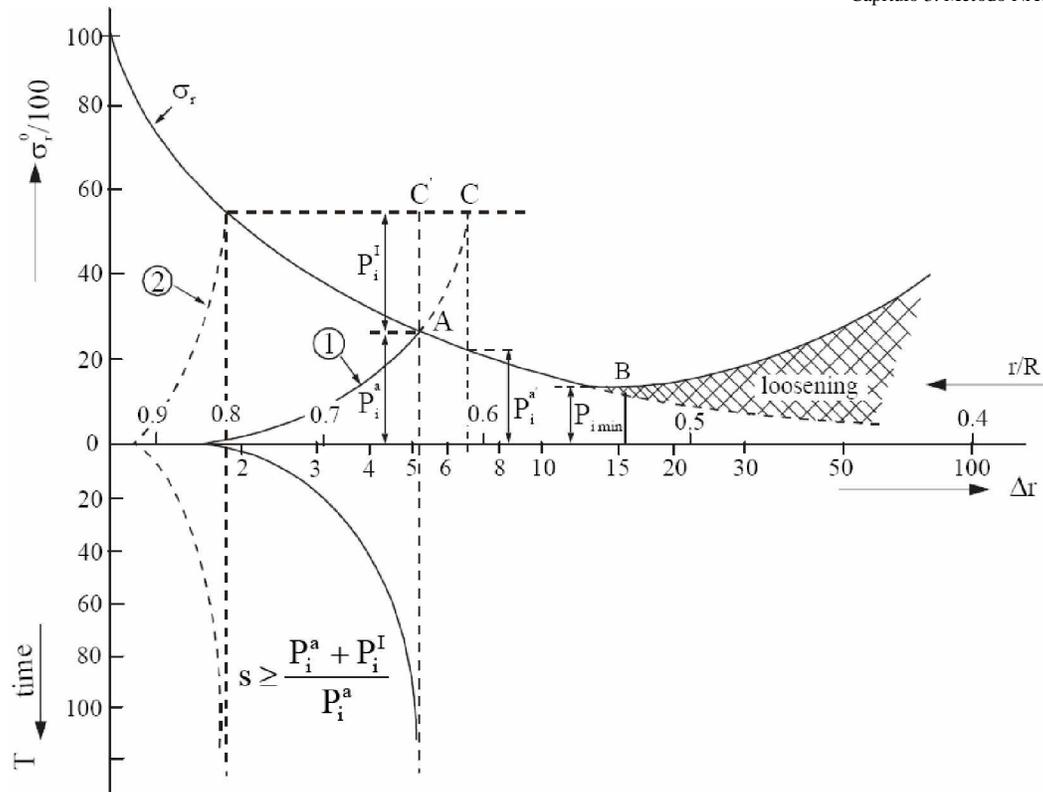


Figura 3.4. Curva característica del terreno, mostrando la curva característica de varios soportes. (fenner & Pacher).

Rabcewicz, creador del NATM, concluyó los siguientes puntos respecto a la relación recíproca del sistema básico del soporte del NATM, que es el concreto lanzado y el anclaje local:

- 1.- Con el mismo tipo de roca y la misma relación de sobrecarga, el tamaño del soporte y el área de excavación son decisivos para saber cuanto es lo máximo que se puede avanzar.
- 2.- Con una sección pequeña ($10-16 \text{ m}^2$) y unos soportes de algunos dm^3 , con tan solo colocar concreto lanzado de espesor pequeño = $3 \text{ cm} = 0.017x R$ usualmente se logrará estabilizar la excavación.
- 3.- Con una sección grande, un soporte robusto y concreto lanzado con espesores de 19-24 cm, es imposible no pensar en usar anclaje local como medio de soporte.

3.5. EL TERRENO COMO COMPONENTE SOPORTANTE DE CARGAS

La esencia del NATM es que el terreno (masa de roca o suelo), por si mismo se transforma en parte de un sistema soportador de cargas.

El NATM entre otras presenta las siguientes formulaciones:

- 1.- La capacidad de soporte del terreno entra en operación.
- 2.- El terreno se auto-soporta
- 3.- La principal componente soportante de cargas es el terreno circundante.
- 4.- El terreno se transforma de medio de carga a un elemento soportante.
- 5.- Se utiliza la capacidad de auto-soporte del terreno.
- 6.- Se trabaja con el terreno y no contra él.

Se considera también que el NATM además de ser un método para la construcción de túneles, es también, una recopilación universal de conocimientos y habilidades, de ahí que el NATM representa de una vez por todas, el concepto más completo en la construcción de túneles.

Para el año de 1962, año en el que surgió el NATM, el Profesor Rabcewicz escribió:

“... Creo que en la construcción de cavidades subterráneas en nuestros días, nos hemos dado cuenta de que el material de apoyo es de hecho la masa de roca misma” y agrega: “La tarea más importante en la excavación moderna de túneles es la de preservar y desarrollar dentro de las posibilidades las propiedades de soporte de la masa de roca”.

3.6. LA ACTIVACIÓN DEL TERRENO ANULAR ALREDEDOR DE UNA EXCAVACIÓN EN ROCA Y SUELO

Como se ha venido mencionando, el NATM considera que en el terreno puede presentarse la activación de la masa de roca o de suelo en forma de anillo, a ese fenómeno se le denomina comúnmente con el nombre de Terreno Anular. Aquí uno se preguntará ¿qué es el terreno anular y cómo se puede describir?. Al terreno anular se le conoce como la zona de protección en una excavación; en la construcción de antiguos túneles los terrenos anulares aparentemente se extendían más allá de la excavación en comparación con lo que sucede actualmente con el NATM, dichos terrenos anulares presentan una forma elipsoidal. En el caso del método a base de galerías múltiples, es de esperarse que se formen una serie de terrenos anulares, los cuales son perjudiciales para la masa de roca, es por eso que el NATM recomienda la excavación de frente completo como uno de sus principios.

En principio el NATM actúa bajo cuatro hipótesis básicamente:

- 1- La zona de protección se prolonga más allá de la excavación
- 2- Áreas en la masa de roca con máximo esfuerzo circunferencial
- 3- La zona plástica
- 4- La zona de roca definida por un anclaje sistemático

El NATM establece las condiciones para la formación de un terreno anular, el cual tiende a moverse o activarse ya que de otra manera no se formará o sólo se formará gradualmente o, en su defecto, el soporte no podrá cerrarse completamente.

Una de las más grandes formulaciones del método del NATM permite la deformación del terreno y concede tiempo para que la roca se auto-soporte como se vio antes en las curvas características del terreno y del soporte.

La idea medular del NATM es minimizar la presión de roca que se ejerce sobre el revestimiento del túnel.

Desde 1972, la hipótesis de Pacher publicada en 1964^(o), relativa a la forma cóncava de la curva de respuesta del terreno y por lo tanto a la posible reducción de la presión de roca y optimización del espesor del revestimiento, se ha vuelto cada vez más orientada al concepto del NATM, Pacher comenta:

... El concepto fundamental del NATM se basa en las curvas características del terreno o curvas características.

Se dice que el NATM es simplemente cuestión de seleccionar la posición y la geometría del revestimiento de tal forma que interseque la curva característica del terreno en su punto de equilibrio.

En conjunto el NATM en la curva característica propone que el final de dicha curva se desplace hacia arriba, indicando que esto se debe al aflojamiento de la roca y a su pérdida de resistencia por deformación, dicha curva resulta ser obtenida por la teoría de la plasticidad y existe sólo una curva para cada tipo de terreno.

Otro principio básico del NATM es:

Adaptación de los métodos de construcción y operación a las propiedades cambiantes de la roca, al tiempo de estabilidad, así como la estabilidad del frente de la excavación, por medio de la selección correcta del área y de la profundidad de ataque.

3.7. CRITERIO DE DISEÑO DEL NATM

Lo principal para un diseño apropiado usando la metodología del Nuevo Método Austriaco de Tüneleo se puede dividir en dos grupos: el primero puede considerarse que está en función de la técnica principal del NATM, la cual comenta el uso del suelo o la roca como sistema de soporte. El segundo depende de factores externos, como son problemas durante la excavación, el medio donde se trabaje, que sea segura la zona de excavación y una adecuada tecnología en la maquinaria para realizar el trabajo.

El Instituto de Ingenieros Civiles, cataloga la filosofía del diseño de túneles en tres grandes grupos los cuales se ilustran en la figura 3.5., dicha clasificación en general está relacionada con cada filosofía, que se usa actualmente para el diseño de túneles, una de sus mayores características que hace que se diferencien cada una de ellas, es el tipo de soporte que se use para estabilizar la excavación. De tal modo que se podría afirmar que el NATM es interpretado generalmente como la combinación de todas estas filosofías ya que abarca en su mayoría 2 de los 3 grupos para el diseño de túneles.

^(o) Pacher, F. *Deformationsmessungen im versuchsstollen als Mittel zur Erforschung des Gebirgsverhaltens und zur bemessung des ausbaues*. Felsmech und Ing. Geol., Suppl. 1, 1964

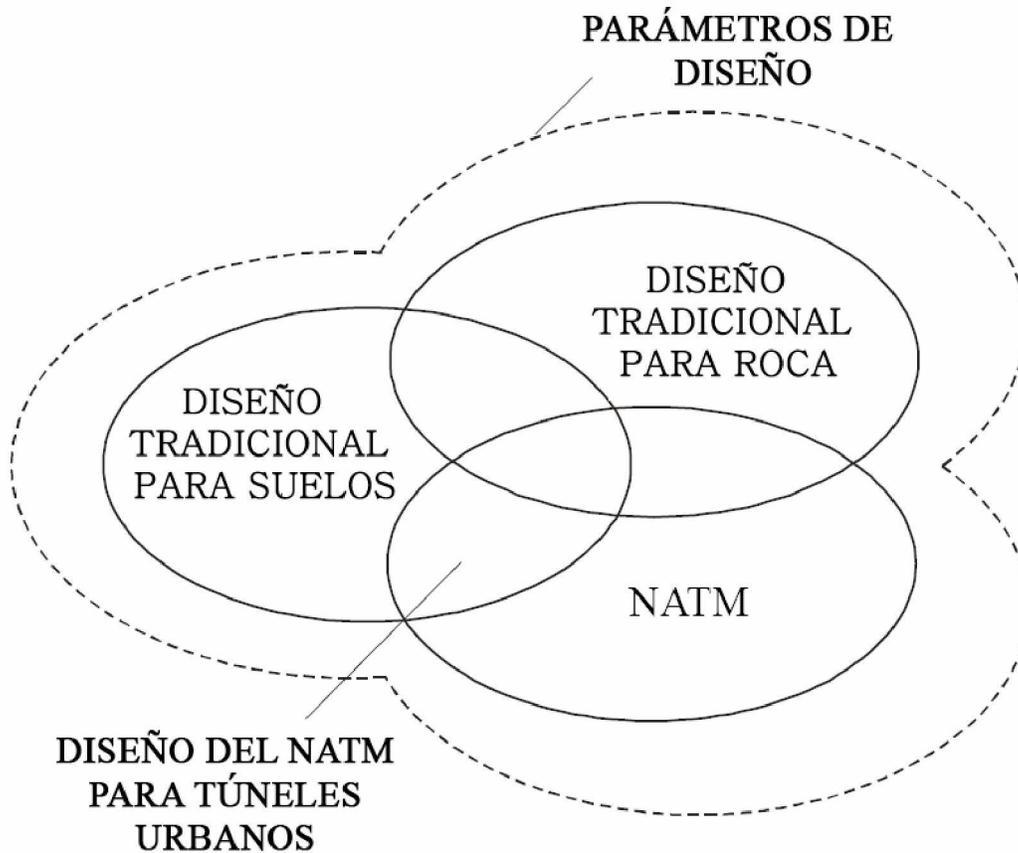


Figura 3.5. Relación de las diferentes filosofías para el diseño de túneles (después de ICE 1996).

En la figura 3.6 se ilustran los aspectos esenciales de diseño usados por la filosofía del NATM.

Cada uno de los aspectos que se muestran son esenciales para el proceso de diseño del NATM y el usarlos individualmente sin que sean relacionados entre sí, daría como resultado un diseño diferente al que propone el NATM, lo cual podría causar que existieran problemas durante el proceso de excavación.

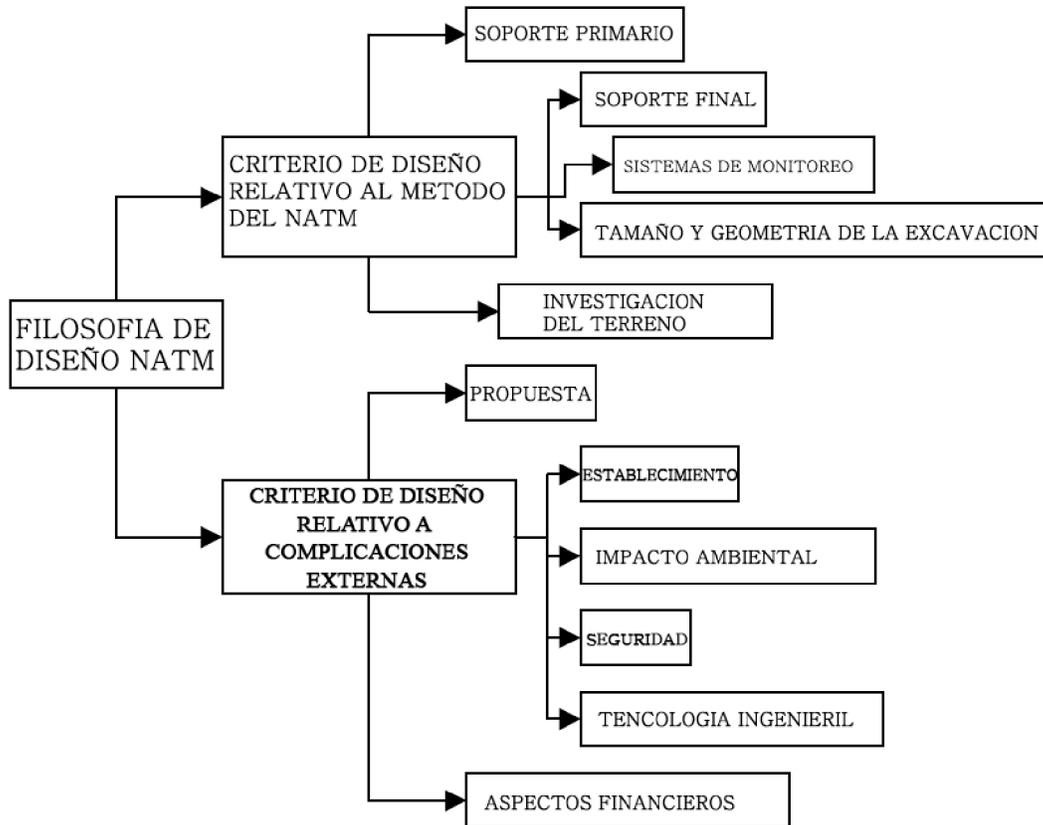


Figura 3.6. Aspectos generales del diseño de NATM.

3.8. ASPECTOS PARA EL DISEÑO DEL SOPORTE PRIMARIO Y DEL SOPORTE FINAL

El diseño del concreto lanzado y del soporte final son componentes esenciales de la técnica del NATM. La flexibilidad, la distancia de colocación de los soportes primarios, el anclaje local y el cambio de madera por acero como soporte, son factores muy importantes y deben de ser tomados en cuenta para el diseño, el tiempo de colocación dependerá de la línea característica del terreno, dicha curva mostrara el tiempo en el que la excavación pueda cerrarse.

Para el diseño del soporte inicial Rabcewicz sugiere lo siguiente:

“...El concreto lanzado debe ser diseñado para que soporte gran carga lo más pronto posible, y debe ser rígido e inflexible. Así se logrará tener una superficie cerrada y casi hermética”.

El Prof. Rabcewicz enfatiza sobre todo en el tiempo en el que el concreto alcanza una resistencia considerable y puede empezar a trabajar como soporte, por otro lado Vavrosky^(p) enfatiza en las deformaciones y la distribución del esfuerzo en la roca, un fenómeno que también se asocia al NATM:

^(p) Vavrovsky G.M. 1995. **NATM: Geomechanical principles explained**, *Tunnels & Tunnelling*, October 1995, Vol. 27, 31-34.

“... El alcance del diseño no es consecuencia del soporte que se use, sino de todas las medidas que se incluyan para el refuerzo y la carga de roca durante el proceso de redistribución de esfuerzos...”.

Por lo tanto el diseño del soporte requiere integrar en su planteamiento las características de deformación del terreno, entonces la capacidad de carga del sistema de soporte podrá trabajar de la manera mas apropiada y esto se logra integrando la curva característica del terreno y la del soporte como se muestra en la figura 3.4, de esas curvas la cantidad de soporte que se necesita para estabilizar la excavación puede verse muy fácilmente, suministrando un óptimo soporte, ligero y de bajo costo.

Si los elementos del soporte entran en contacto directo con la superficie de excavación, como es el caso del concreto lanzado y de las anclas locales, dichos elementos se deformarán con el terreno y empezarán a trabajar cuando el esfuerzo en la excavación comience a redistribuirse.

El Dr. Saber^(q) sugiere que la redistribución de esfuerzos estará a una distancia de 1.5 veces el diámetro de la excavación para un túnel en roca, por lo tanto dicho soporte deberá satisfacer dicha carga; sin embargo, para túneles donde la cohesión es muy baja la magnitud de los esfuerzos debe ser soportada por una extensión del soporte al frente de la excavación o el frente excavarlo en forma de cuña.

Kuesel^(r) comenta que el dimensionamiento y detalle del soporte están en relación del esfuerzo que vaya a soportar, él sugiere que la primer consideración que debe hacerse para el dimensionamiento es saber si existe presión de poro en la excavación, y si es así, es el soporte el que debe resistir una presión hidrostática y esto es lo que debe regir el diseño del soporte. Sugiere también que se puede eliminar dicha presión colocando drenes dentro de la excavación; la segunda consideración es que la construcción o compatibilidad del sistema de soporte sea conveniente para las condiciones del terreno, que es relacionada principalmente con el tiempo en el que el terreno sufra deformaciones.

Es claro que las soluciones para el análisis de secciones circulares que proponen Muir Word^(s), Peck Mohraz^(t), Sulem^(u), son muy parecidas a las antes mencionadas y se complementan entre si, claro esta, que estas teorías no pueden ser aplicadas a túneles con secciones con geometría diferente a la circular

El Dr. Watson^(v) comenta “... ellos deben estar usando un sistema limitado por la máxima capacidad de carga en una sección circular, pero les falta considerar los efectos benéficos del alivio de la presión en el frente de excavación o las condiciones de cargas en el soporte producido por efecto de la secuencia de construcción que se use”.

^(q) Sauer G. 1988. **When an invention is something new: from practice to theory in tunnelling**, *Transactions of the Institution of Mining & Metallurgy*, Vol. 97, Section A, A94-A108.

^(r) Kuesel T.R. 1987. **Principals of tunnel lining design**, *Tunnels & Tunnelling*, April 1987, Vol. 19, 25-28.

^(s) Muir Wood A.M. 1975. **The circular tunnel in elastic ground**, *Geotechnique*, Vol. 25, No. 1, 115-127.

^(t) Peck R.B., Hendron A.J. & Mohraz B. 1972. **State of the Art of Soft-tunnelling**, *Proceedings of the first North American Rapid Excavation and Tunnelling Conference*, 259-86, Chicago, ASCE, AIME.

^(u) Sulem J, Panet M. & Guenot A. 1987. **An analytical solution for time-dependent displacements in a circular tunnel**, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, Vol.24, No.3, 155-164.

^(v) Watson P. 1997. **NATM design for soft ground**, *Journal of World Tunnelling and Subsurface Excavation*, Vol. 10, 394-400.

Por lo tanto el diseño de soporte ha sido motivo de estudio por modelos computarizados, tal es el caso de Ito y Histake, que condujeron un estudio para estimar la presión que pueda causar el terreno y los desplazamiento de un soporte metálico ayudándose de concreto lanzado; todos estos elementos conjugados con la teoría del Nuevo Método Austriaco de Tuneleo, considerando un comportamiento elasto- plástico de los elementos. Por su parte Leca y Clough analizaron el concreto lanzado como soporte por medio del método del elemento finito, ellos propusieron un método simplificado para el diseño preliminar del soporte del NATM, que estima los empujes y los momentos que se presenten en el soporte.

En resumen, para usar concreto lanzado y un soporte secundario se debe considerar lo siguiente:

- 1.- Características del terreno, determinándose el tiempo óptimo para el colocado del soporte, lo cual se obtendrá con la curva característica del terreno.
- 2.- El nivel de aguas freático debe ser tomado en cuenta y deberá drenarse el agua para mantener un ambiente seco en la excavación.
 - a) Si se considera el drenaje, la estabilidad a largo plazo de la excavación debe ser preservada y la cantidad de agua que pueda drenarse debe ser determinada.
 - b) Cuando se considere el sellado, la presión del agua debe ser considerada como una carga en el soporte, y la estabilidad de dicho sellado debe ser considerada a largo plazo.
- 3.- Adicionar elementos de soporte como son anclas, vigas, puntales de acero o cualquier otro elemento deberá ser usado para aumentar la resistencia del concreto lanzado, los materiales con que esté hecho el concreto lanzado deberán ser considerados para el diseño del soporte, para optimizar su tiempo de colocación así como la carga que tenga que resistir.
- 4.- Se deben monitorear constantemente los esfuerzos en el soporte así como las posibles deformaciones.
- 5.-El diseño preliminar del soporte primario debe ser basado en métodos empíricos, observaciones, métodos computacionales y modelos reales o a escala.
- 6.- El soporte secundario usualmente es una sección de concreto y será colocada después de que el concreto lanzado sea aplicado, dicho concreto generalmente interconecta a los marcos de acero, los cuales sirven como soportes permanentes.

3.9. CRITERIO GEOTÉCNICO DE DISEÑO

Recalcando el principio del NATM, el cual nos dice que el terreno por sí solo funciona como auto-soporte, todo esto para obtener una carga de menor capacidad, la cual se puede observar con la curva característica del terreno y recordando que se debe llegar a un equilibrio entre el terreno y el soporte. Por lo tanto las condiciones del terreno deben ser interpretadas por medio de visitas de campo y pruebas de laboratorio, la importancia

de estas investigaciones son enfatizadas en el método del NATM, se piensa así que la causa de comportamientos inesperados del macizo rocoso es debida a las interrogantes que aún se tienen, dicho esto el terreno debe ser investigado hasta tener la certeza que no existe posibilidad alguna de que el terreno se comporte de manera diferente a como se está calculando.

Los esfuerzos preexistentes en el terreno, la presión de agua, las condiciones de drenado, el comportamiento no lineal del terreno, las discontinuidades, la sismología, deben ser tomados en cuenta durante la investigación, para dar como resultado un diseño geotécnico apropiado, obteniendo parámetros que puedan ser analizados en algún modelo de computadora para elegir el tipo de excavación y su geometría; junto con el avance, enlazando todos estos elementos dará como resultado un diseño óptimo del revestimiento.

3.10. APLICACIONES DEL DISEÑO DEL NATM EN SUELOS

La aplicación en suelos del NATM es relativamente reciente, como se ha mencionado antes uno de los principales conceptos del NATM es cerrar el soporte primario con el fin de que no se cierre la excavación, otra razón es que en suelos la excavación tiende a cerrarse en un tiempo más corto, esto provocado porque el esfuerzo principal es más pequeño logrando que el terreno sea más débil y es incapaz de soportar una redistribución de los esfuerzos.

Brown^(w) reportó que en una excavación cercana a la superficie hecha en suelos, será necesario cerrar el soporte rápidamente y no dejar que el suelo se deforme y pueda cerrar así la excavación realizada. Es también sabido que a diferencia de excavaciones en roca la distancia de colocación entre soportes es mucho más cerrada.

Existe un reporte hecho por el ICE (Institution of Civil Engineers), en el diseño de túneles en suelos usando el método del NATM; refiriéndose particularmente a los suelos en Londres, enfatizan el tiempo de cerrado del soporte, su distancia de colocación y en el tiempo de colocación mencionan que debe ser colocado lo más pronto posible, con el fin de controlar las posibles deformaciones que pueda sufrir el terreno y dañar el área urbana, a su vez dicho reporte introduce una representación en forma de diagrama para el diseño en suelos como se ve en la figura 3.7.

^(w) Brown E.T. 1990. Putting the NATM into perspective. *Tunnels & Tunnelling*, Summer 1990, special issue, Vol. 22, 9-13.

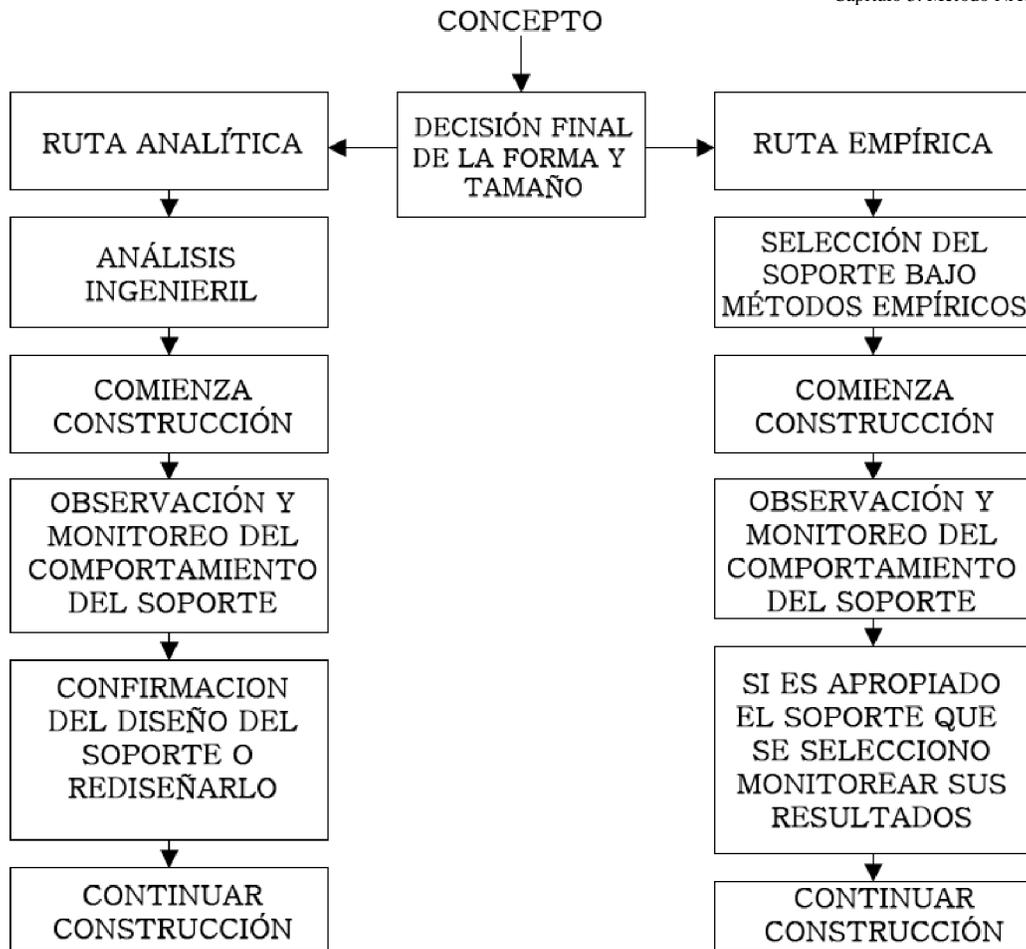


Figura 3.7. Rutas de Diseño en suelos.

3.11. PATRONES GENERALES PARA EXCAVACIONES HECHAS CON EL NATM

Un número de diferentes tamaños, geometrías y formas de excavación se han hecho con el NATM, todas ellas escogidas dependiendo de las condiciones geológicas. En muchos casos, especialmente suelos, no es aplicable realizar la excavación completa. Donde la excavación se lleva a cabo en un macizo rocoso suele hacerse por fases, que ayudan al terreno a estar estable mientras se instala el soporte definitivo y se termina la excavación, generalmente las excavaciones se hacen en 6° más etapas dependiendo de la geometría y del tamaño del túnel, como se muestra en la figura 3.8. En esta figura se ilustra una típica sección de un túnel con el método del NATM, la sección es diferente a una sección convencional y que se ha venido mencionando a lo largo de este capítulo, me refiero a una sección circular, los números dentro de ella indican el orden en que debe ser excavada y aplicar su respectivo soporte, el primer paso es la excavación de un extremo dejando una especie de columna al centro logrando que esa columna quede como un soporte principal, luego se rocía concreto lanzado II y se procede a la fase III, luego se hace lo mismo del otro lado IV, para continuar con el concreto lanzado, luego se excava el banco y finalmente se recubre toda la sección con concreto lanzado, aquí se instalo una membrana con el fin de evitar la filtración del agua, y por último se recubre todo con concreto, quedando así la sección final.

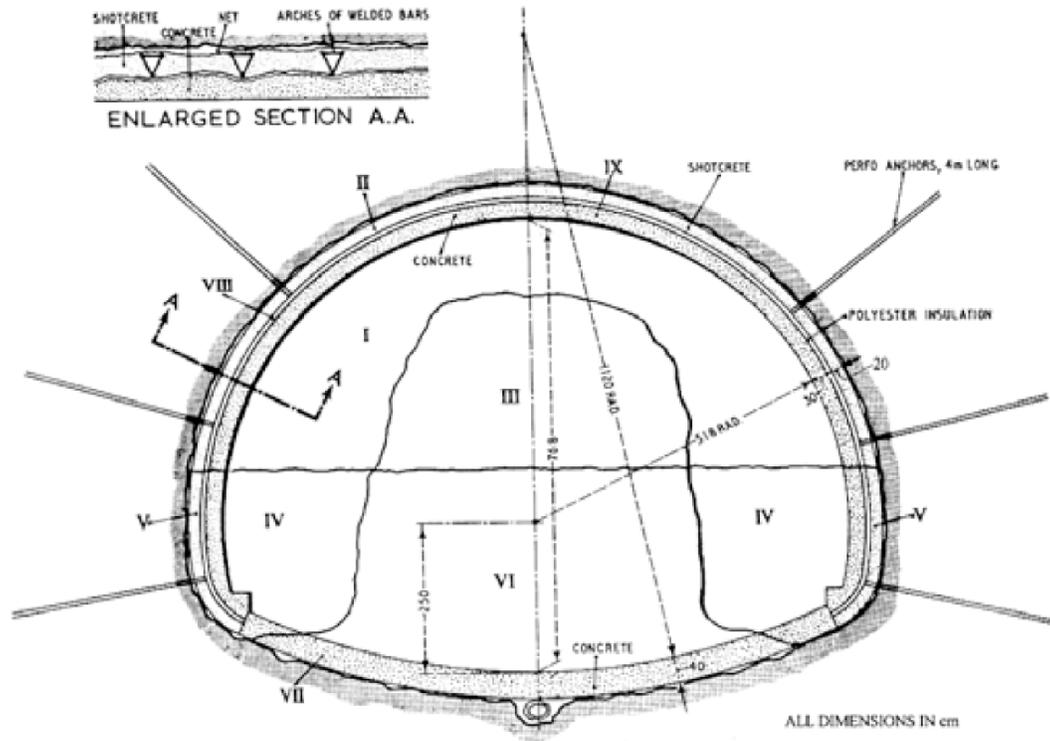


Figura 3.8. Fases para una excavación con el método del NATM

Para el NATM es muy importante la medición de varios fenómenos durante el proceso de excavación, entre estos fenómenos destacan las deformaciones y los esfuerzos ya que estos, si son bien estudiados, pueden optimizar el trabajo y el tipo de soporte, haciéndolo más ligero y menos costoso, además de que monitorear la excavación in-situ ayuda a resolver con mas agilidad los posibles problemas que puedan llegar a surgir, en la figura 3.9 se muestra un ejemplo de algunos aparatos que se colocan para la instrumentación de una excavación.

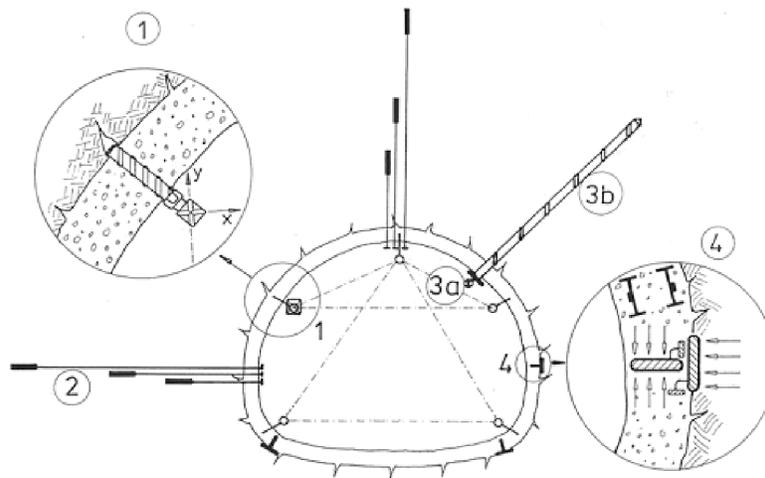


Figura 3.9. Ejemplo de la instrumentación en un túnel. 1.- Mide deformaciones de la sección del túnel, 2.- Mide las deformaciones del terreno, 3.- Monitorea elementos de soporte (ancoras), 4.- Monitoria el concreto lanzado.

A continuación se presenta un resumen de etapas de construcción usadas por el NATM.



Figura 3.10.

1.- En esta figura se presenta la excavación del túnel.



Figura 3.11.

2.- En esta figura se presenta la aplicación del concreto lanzado.

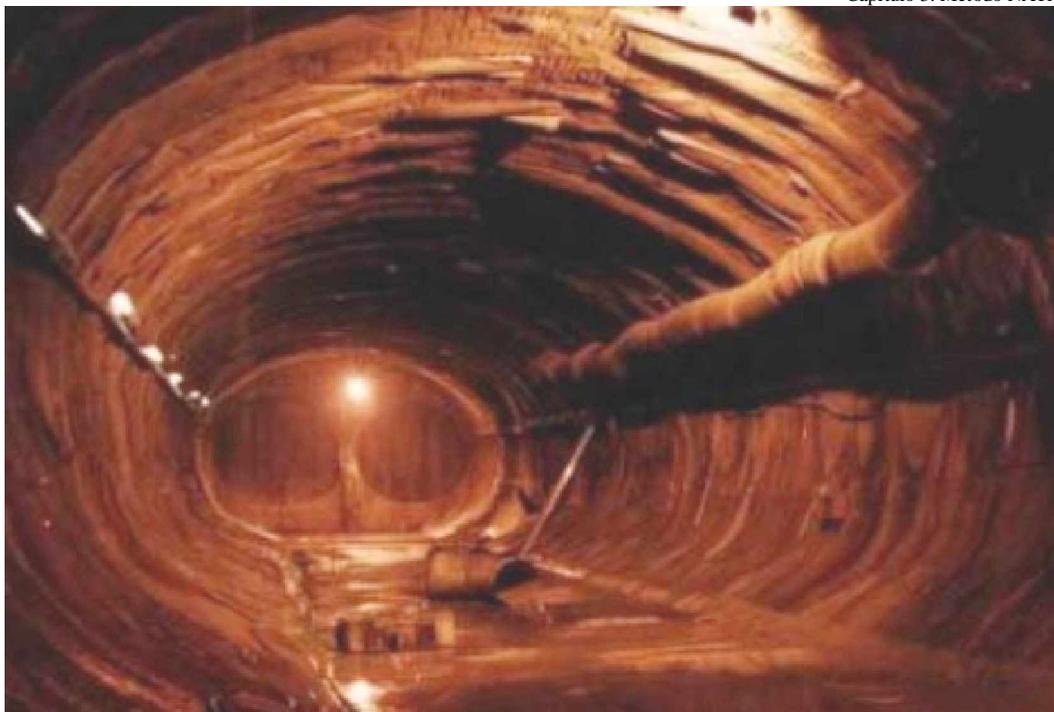


Figura 3.12.

3.- En esta figura se presenta el revestimiento primario, el cual quedará para siempre en la excavación.

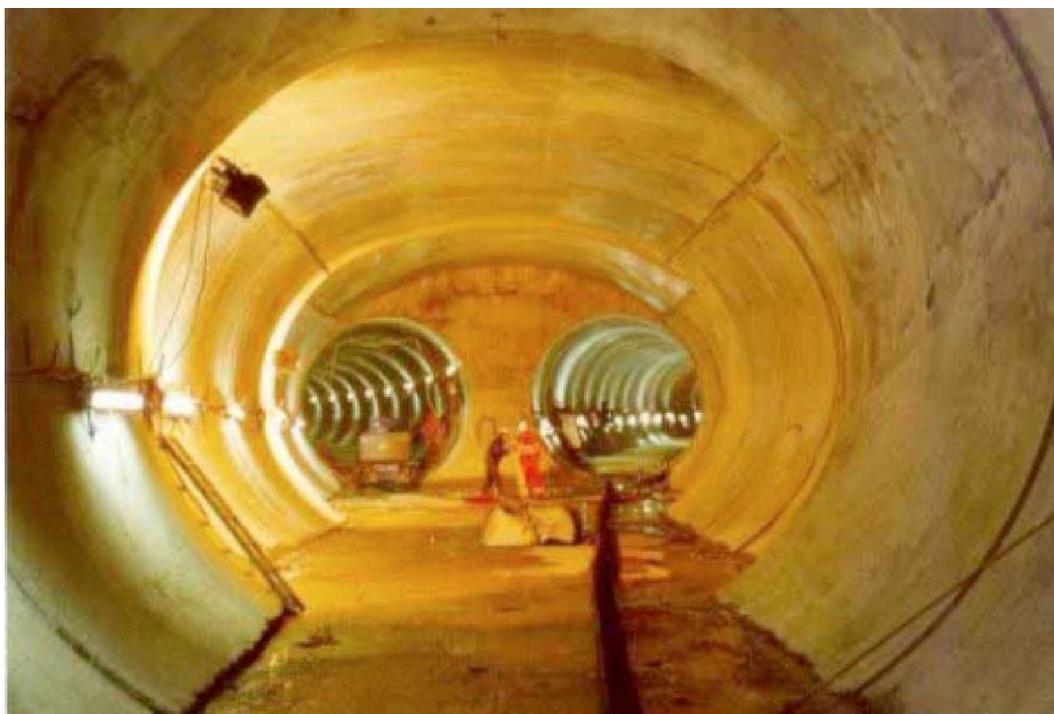


Figura 3.13.

4.- En esta figura se presenta el revestimiento definitivo del túnel.



Figura 3.14.

5.- En esta figura se presenta cómo queda el túnel al final de todo el proceso.

CAPÍTULO 4

INTERACCIÓN NATM – MARCO DE ACERO

4.1 LÍNEA CARACTERÍSTICA DEL SOPORTE

En la actualidad, al hacer referencia al revestimiento de un túnel, más bien se hace referencia al sistema de soporte del mismo, ya que, generalmente, no se trata de un sólo elemento estructural de soporte, sino de un sistema de soporte compuesto por varios elementos estructurales o constructivos combinados. Así, podemos citar a los sistemas de soporte formados por: marcos metálicos con retaque de madera, concreto armado, concreto lanzado reforzado con una malla de acero, concreto lanzado sin refuerzo, anclas, dovelas prefabricadas, etc., todos los casos con diferentes modalidades de fabricación y colocación así como combinaciones de los mismos. Sin embargo, no es posible, en este trabajo, abarcar las cuestiones de construcción de los diferentes sistemas de soporte, de modo que, principalmente haremos referencia a características mecánicas del revestimiento y de la importancia en su interacción con el terreno como se ilustra en el capítulo 3.

La línea característica del revestimiento o ademe de un túnel es, en general, más fácil de obtener que la correspondiente al terreno, debido a que, en este caso, es posible ejercer un control sobre los materiales que componen al revestimiento en sus diferentes etapas: diseño, fabricación y puesta en obra. Posiblemente la mayor dificultad se encuentra en la última etapa, pues de esta depende el origen de la línea característica del revestimiento en relación con la línea característica del terreno.

En el Capítulo 2 se hicieron algunas consideraciones respecto a la convergencia que ha tenido lugar en el terreno hasta el momento de descubrir una sección dada (u_o); si un sistema de soportes es colocado inmediatamente en ese momento de manera que tenga un contacto directo con el terreno en el preciso instante de su colocación, como pudiera ser el caso de un concreto lanzado llevado hasta el frente de la excavación, el origen de la curva característica del revestimiento quedará determinado por el valor de la convergencia u_o (Figura 4.1). Si no es colocado de inmediato un sistema efectivo de soporte, o si entre revestimiento y terreno queda un espacio libre que permita ciertas convergencias adicionales, al valor u_o habrá que sumarle la convergencia adicional u que depende de la demora en colocar al soporte y del juego o espacio libre entre soporte y terreno.

Como se mencionó en el Capítulo 2, un revestimiento comúnmente se compone de diferentes materiales o elementos constructivos, por lo cual su rigidez o flexibilidad depende del trabajo conjunto de los elementos constitutivos del sistema que entran en acción. Fairhurst y Daemen (1978) presentan una serie de curvas características (figura 4.2.) de los sistemas de soporte en un túnel de 5 m de diámetro soportado por marcos metálicos ligeros de 15 x 10 cm, con separación entre marcos de 61 cm, en donde la única variante está en las vigas de madera del retaque, utilizadas junto con los marcos y que son de diferentes espesores y diferentes módulos elásticos como se indica en la figura 4.2.

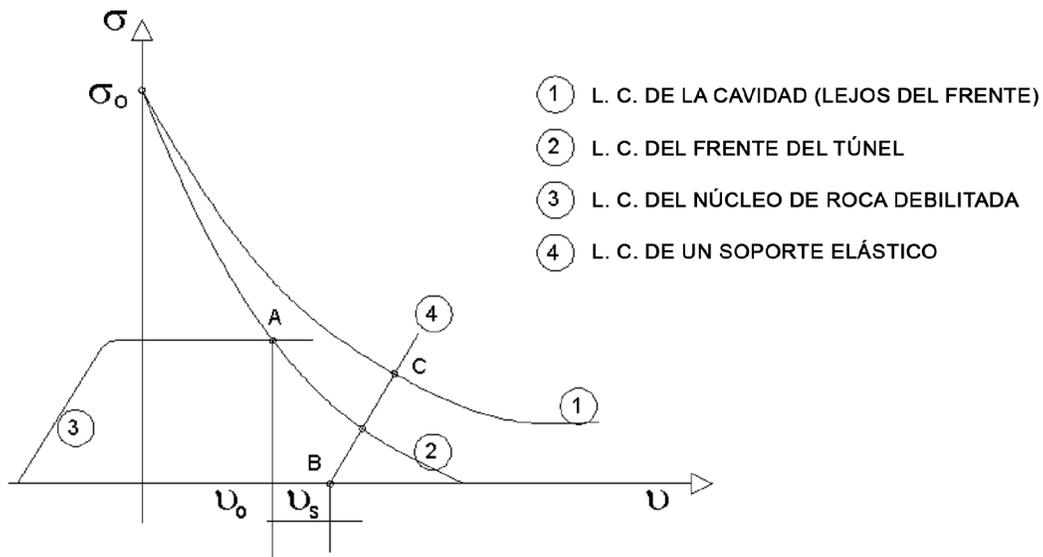


Figura 4.1. Intersección de una línea característica de un soporte con la del terreno.

Aun cuando en primera instancia se puede pensar que la rigidez del sistema de soporte queda determinada a partir de las características mecánicas del marco y es muy poco influida por la madera de retaque, la figura 4.2 muestra claramente lo contrario: las características mecánicas y geométricas de la madera (módulo elástico, espesor y densidad) influyen apreciablemente en el funcionamiento conjunto del sistema de soporte: mientras mayor sea el módulo elástico y menor el espesor de la madera de retaque, la rigidez del sistema de soporte es mayor. Obviamente, con un espacio libre mayor que quede entre los marcos metálicos y el terreno, el espesor necesario de la madera para acuar adecuadamente a los marcos contra el terreno tiene que aumentar y la rigidez del sistema de soportes se reduce apreciablemente. Esta es la causa de que el perfil de la excavación influya tanto en el comportamiento de los soportes y en el valor final de las cargas sobre los mismos.

Así como la madera de retaque, cualquier otro material que se utilice para acuar el revestimiento contra el terreno (por ejemplo, inyecciones de contacto a base de mortero) influye en el comportamiento real del sistema de soporte y debe de ser tomado en consideración.

La línea punteada, en la figura 4.2, corresponde a la línea característica de un soporte de concreto lanzado de un espesor de 7.6 cm aplicado directamente sobre la roca, en este último caso la rigidez del revestimiento es mayor que la combinación de marcos metálicos y retaque aquí presentadas no teniéndose, además, la influencia del material de contacto pues éste es inexistente.

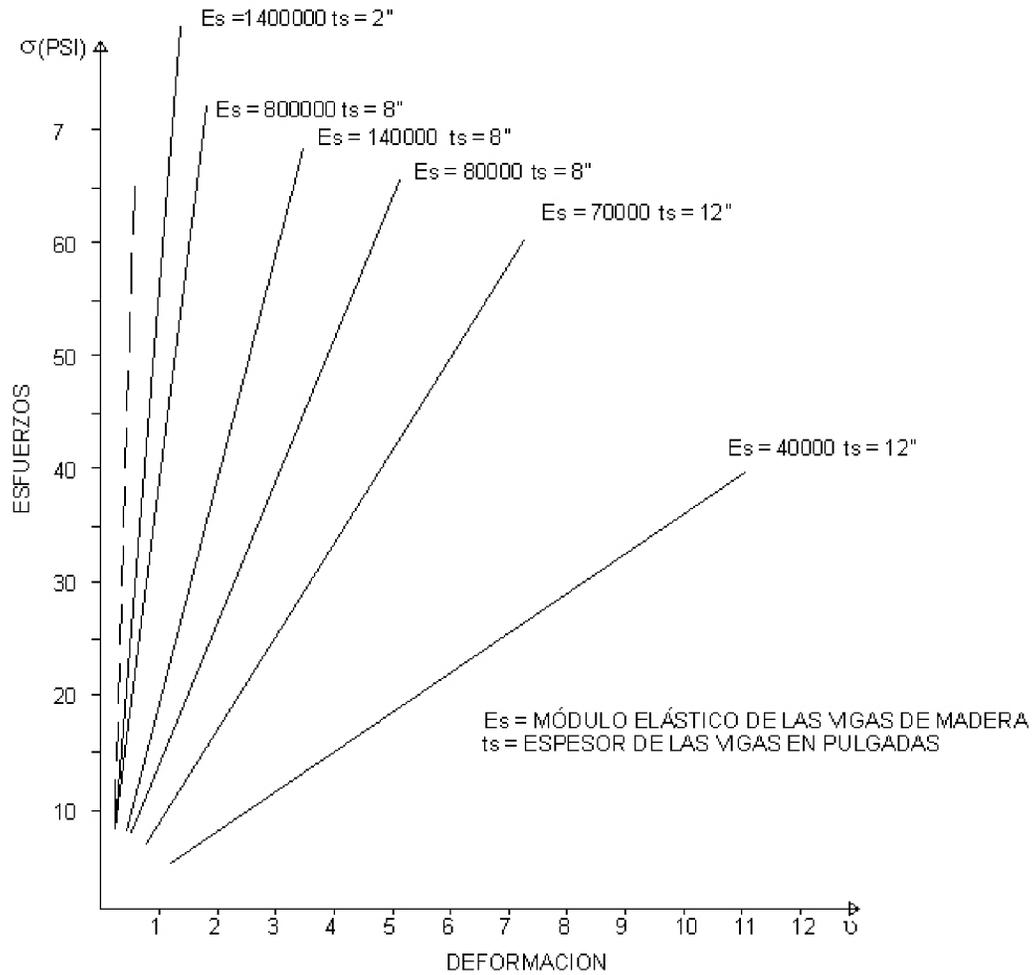


Figura 4.2 Curvas características para diferentes soportes de madera.

En base a los resultados de su investigación, los mismos autores encontraron que la rigidez de un sistema de soporte depende de la rigidez media del propio soporte (en este caso, de los marcos metálicos) y de la rigidez del material que liga al soporte con el terreno y que sirve de acañamiento (vigas de retaque, inyecciones de contacto, etc...) mediante la siguiente relación:

$$1/K_s = 1/K_{ss} + 1/K_c$$

donde K_s , K_{ss} y K_c son las rigideces del sistema de soporte del soporte solo y del material de liga entre soporte y terreno respectivamente. La rigidez del soporte K_{ss} es estrictamente la rigidez del anillo de revestimiento definida como la pendiente de la curva presión de sostenimiento (σ) en función de la deformación radial (u) del anillo de soporte. La "presión de sostenimiento" es la presión de contacto radial sobre el anillo. Bajo la hipótesis de presión radial uniforme, la rigidez a la compresión es la única que se considera, despreciando la rigidez a la inflexión del anillo, aunque en muchos casos esta última puede ser un factor importante en la reacción general del soporte.

Cuando el espesor del material del contacto, con funciones de acañamiento, es reducido, el valor $1/K_c$ disminuye. Puede tenerse el caso de que el soporte está en contacto directo

con el terreno que forma a las paredes del túnel (caso de un concreto lanzado que se adhiere directamente en la roca) en este caso no hay disminución de la rigidez debida al relleno ($1/Kc = 0$).

Además del comportamiento mecánico del soporte, es importante entender la influencia que tiene la demora en colocar un revestimiento efectivo y su apuntalamiento adecuado en contra del terreno, pues de ambos factores depende fundamentalmente el origen de su línea característica y, con esto, de su interacción con el terreno. Para entender mejor lo anterior, se han dibujado en la figura 4.3 (y figura 3.4) diferentes líneas características correspondientes a diversos casos de soporte. El confinamiento presentado en el eje vertical, en este caso, está en una escala de porcentajes de σ_i / σ_r , donde σ_i es la presión interior que demanda el terreno para su estabilización y σ_r representa el esfuerzo natural preexistente. El eje horizontal representa a la convergencia.

La línea característica del terreno corresponde a $t=t_\infty$ y en la misma se puede observar un aumento en la presión de confinamiento, después de pasar por un valor mínimo, lo que muestra un aflojamiento o la degradación del terreno que, como ya vimos, es consecuencia también de una pérdida progresiva del esfuerzo tangencial en la misma.

Si bien es importante, en cada caso particular, investigar con precisión adecuada la característica del terreno, es una tendencia común, en la práctica de soporte de túneles, considerar que el índice de disminución de la curva característica del terreno es rápida en las primeras fases de convergencia de las paredes del túnel y la presión mínima de confinamiento se obtiene al permitir un desplazamiento relativamente limitado después del cual se presentan los fenómenos de degradación progresiva ya conocidos. En la misma figura 4.3. se tienen trazadas las líneas características de diversos soportes que servirán para comparar la influencia de los elementos enunciados: comportamiento mecánico del soporte y convergencia permitida hasta su puesta en obra .

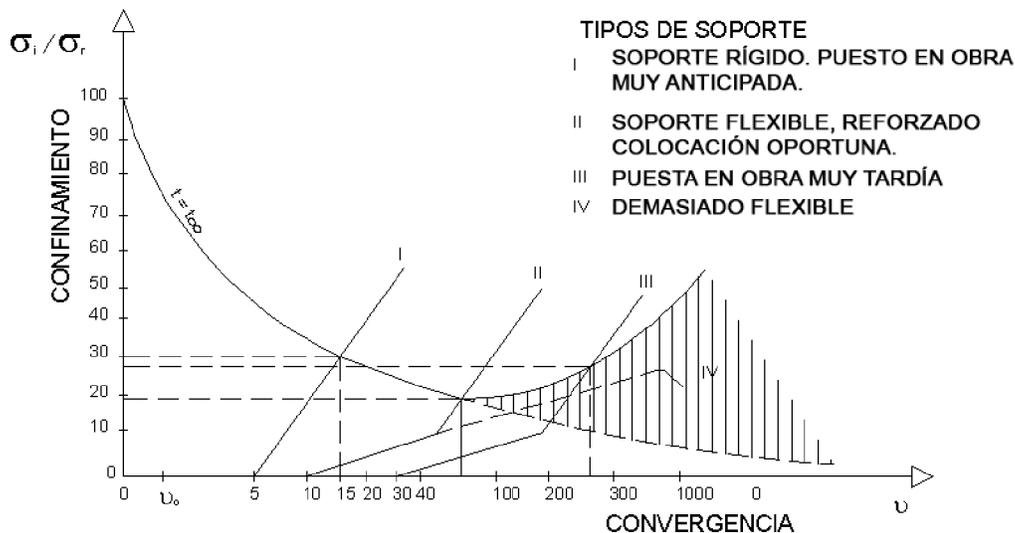


Figura 4.3. Condiciones de equilibrio para diferentes soportes

La curva identificada con (I) representa un revestimiento rígido colocado muy rápido por lo que soporta un esfuerzo de confinamiento mayor al mínimo que el terreno muestra en su línea característica.

Una combinación de un revestimiento flexible, reforzado posteriormente con un revestimiento más rígido, que es colocado después de permitir una convergencia adicional a la del caso anterior, es mostrado por la curva (II), en este caso, se está aprovechando al máximo la descompresión del terreno que en el punto de intersección de las líneas características presenta un esfuerzo de estabilización mínimo. El mismo tipo de soporte, colocado con una mayor demora (curva III), permitirá el aflojamiento y degradación del terreno, por lo que será solicitado por esfuerzos de confinamiento mayores. Por último, la curva (IV) muestra al revestimiento colocado al instante adecuado pero, al no haber sido reforzado, su flexibilidad permite mayores deformaciones y con ello la degradación del terreno al no ser estabilizado, lo que lleva hasta la falla del soporte

Con el ejemplo anterior es más claro comprender la trascendencia que tiene tanto las deformaciones permitidas antes de colocar un soporte efectivo como las características propias del soporte. Del control que se tenga en estos dos aspectos depende el provecho que se obtenga de la interacción entre el terreno y el soporte.

Es fácil apreciar que el método puede ser un medio muy eficiente en los aspectos de control y evaluación de los fenómenos, al poner en evidencia aspectos muy significativos en procesos de reajuste y equilibrio, para tal efecto, es indispensable la auscultación sistemática del túnel mediante un programa de mediciones que permita apreciar las características del comportamiento real del mismo.

El método de Líneas Características puede resultar, además, un medio de evaluación con el que se puedan obtener datos significativos de prediseño con los que sea posible la predicción del orden de magnitud de los esfuerzos a que estará sujeto el sistema compuesto por el terreno y el soporte, así como las deformaciones asociadas a los distintos estados de sollicitación, siempre que se logre establecer un modelo analítico adecuado a las características del terreno (Rabcewicz, 1973).

4.2. DETERMINACIÓN DE LAS LÍNEAS CARACTERÍSTICAS (TERRENO Y SOPORTE)

Como se trató en el Capítulo 3, la determinación de las líneas características del terreno y del soporte, se puede realizar por medio de cálculo analítico, siempre que al utilizar un método analítico, se tenga un pleno conocimiento de las hipótesis del modelo para tratar de salvar las restricciones teóricas del mismo por medio de algunas consideraciones de índole empírico; aún con todo, los resultados del modelo de Líneas Características requieren ser comparados metódicamente con el comportamiento real del sistema conjunto de terreno y soporte, que se mide directamente en el campo con el auxilio de la instrumentación en el túnel.

El terreno natural puede presentar una gran variedad de modos de comportamiento y por lo mismo no es posible contar con un modelo analítico único para la determinación de las curvas características; en todo caso, antes de abordar el problema, se debe contar con la suficiente información que permita realizar algunas estimaciones relativas al

comportamiento mecánico del sistema y tratar de precisar, sobre todo, los límites del comportamiento elástico y plástico tanto del terreno como del soporte.

En este capítulo mostraremos una forma de construcción analítica de las líneas características del terreno y del soporte en base a los principios de la teoría elasto-plástica pero, en muchos conceptos, apoyándose en suposiciones de tipo empírico. Posteriormente se muestra una forma de correlación posible de los resultados del modelo obtenido con los resultados de mediciones que se pueden obtener en el campo.

Aun cuando abordaremos el caso de un túnel en el que se supondrá un comportamiento elasto-plástico del terreno circundante a la cavidad, la solución para el caso elástico se verá implícitamente en el desarrollo del modelo, sin embargo, las condiciones de un comportamiento viscoso serán discutidas sólo cualitativamente. Para el soporte se supondrá un comportamiento elástico lineal en un túnel circular sujeto a sollicitaciones naturales del tipo hidrostático. Aunque la solución no resulta ser muy general, sí resulta bastante útil para discutir este tipo de planteamientos.

4.3. DIMENSIONAMIENTO DEL SOPORTE POR EL NATM

El NATM está basado en el principio de tomar la capacidad de la roca como auto-soporte, controlando las fuerzas producidas por el reajuste de los procesos que se llevan a cabo alrededor de la excavación momentos después de que esta fue realizada, hasta adoptar el soporte más apto.

Generalmente 2 métodos de soporte son adoptados, el primero es un soporte flexible o de seguridad, diseñado para estabilizar la excavación y consiste en anclas coladas alrededor del techo de la excavación junto con concreto lanzado y posiblemente algún otro tipo de soporte.

El comportamiento del soporte de seguridad y la roca alrededor del soporte durante el proceso de reajuste es controlado por un sofisticado sistema de mediciones.

El segundo tipo de soporte es un arco interno hecho de concreto, y generalmente no es puesto hasta que el primer soporte llegue a un equilibrio con el terreno. El segundo soporte estabilizará o incrementará el factor de seguridad.

4.4. DISEÑO DE SECCIÓN ESTANDAR

En el orden de poder tener un plan para proyectar y diseñar secciones, es necesario establecer los requerimientos de capacidad de carga para diferentes tipos de roca.

Como se muestra en la figura 4.3 la capacidad de carga del arco externo puede ser observada por la curva $\Delta r/\sigma_r$, que es característica para cualquier tipo de roca y para las condiciones del esfuerzo primario.

Como bien se sabe, el esfuerzo radial requerido, P_i para obtener el equilibrio, disminuye si en la zona perimetral se permite la creación de una zona plástica. El rango de disminución está casi siempre en función del esfuerzo primario σ_0 y del ángulo de fricción interna de la roca, que en general disminuye rápidamente (figura 4.3).

En cualquiera de las intersecciones que se produzcan entre P_i y la curva del esfuerzo radial (σ_r), el equilibrio será alcanzado por el tipo de soporte que se desee usar.

Es una particularidad del método del NATM que la intersección siempre toma lugar en la rama descendente de la curva. En el caso de que la curva del soporte cayera en el punto más bajo de la intersección y siempre y cuando el punto más bajo no esté por debajo del valor mínimo del σ_r (figura 4.3), el soporte elegido estaría funcionando con un factor de seguridad aceptable, pero mínimo.

Por otro lado, con los métodos convencionales la intersección se sitúa en la rama ascendente de la curva del esfuerzo radial. Con cualquier falla, la intersección se moverá hacia la derecha y los requerimientos del soporte se incrementarán, entonces la estructura del soporte tendrá que ser sobre diseñada para poder soportar tales cambios.

El aflojamiento del techo de la excavación es considerado perjudicial cuando se abren grietas mientras se excava, siendo así que la roca no es capaz de funcionar como auto-soporte, por consiguiente el soporte debe tener la capacidad suficiente para cargar a la roca.

Para poder dibujar la curva $\Delta r/\sigma_r$, se deben establecer los siguientes parámetros:

La condición y dirección del esfuerzo primario σ_0 , el ángulo de fricción interna de la roca, el esfuerzo uniaxial paralelo y normal a la estratificación y el correspondiente módulo de deformación y el de elasticidad.

Estos parámetros pueden ser determinados midiendo el curso de la curva hecha por unos modelos de computación, los cuales usen el método de elemento finito sin olvidar que se debe considerar el método con el que se va a excavar.

Kastner, sugiere obtener los valores de σ_r^0 para un $\Delta r = 0$, con las siguientes ecuaciones:

$$\sigma_r^0 = \frac{2\sigma_0 - \sigma_{gd}}{\xi + 1} \quad \xi = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad \sigma_{gp} = \frac{2c}{\tan(45 - \phi / 2)}$$

Donde:

c = cohesión

ϕ = ángulo de fricción interna

El valor de σ_{rmin} está influenciado por la magnitud de σ_r^0 , por un lado y por las condiciones geológicas que presente la excavación.

He aquí un ejemplo:

En túnel situado en una roca bastante compacta y con una pequeña sobrecarga y un tamaño de excavación pequeño, el esfuerzo tangencial que está levemente más alto que el esfuerzo uniaxial, $P_{i\min}$ será muy pequeño, particularmente si la roca presenta gran capacidad de auto-soporte.

El mismo tipo de roca sobre una excavación más grande desarrollará una zona plástica causando grandes deformaciones en la roca, la roca de este ejemplo se fracturará varios metros y provocará un aumento en el $P_{i\min}$, lo cual dará como resultado un soporte a base de marcos metálicos robustos.

Los valores de la capacidad de carga deben ser escogidos y combinados de tal forma que se escoja el mejor soporte aguantando la máxima carga, sería innecesario diseñar un soporte que resista $P_i^0 + P_i^1$, ya que sería demasiado robusto e inaceptable.

La capacidad mínima está decidida por la curva característica del terreno y por su intersección con la curva característica del soporte seleccionado.

La resistencia del concreto lanzado, y de cualquier soporte primario puede expresarse por la fórmula:

$$P_i^s = \frac{dt^s}{\sin x^3 (b/2)}$$

La resistencia de un soporte adicional esta dada por la ecuación:

$$P_i^{st} = \frac{F^{st} t^{st}}{\sin x^3 (b/2)}$$

donde:

$$t^{st} = \frac{t^s E^{st}}{E^s}$$

para el concreto $t = 15t^s$

$$P_i^L = P_i^s + P_i^{st}$$

Para la resistencia de las anclas colocadas radialmente:

$$P_i^A = \frac{f^{st} \sigma_p^{st}}{et}$$

y si se produce la envolvente de Mohr, la resistencia del cortante del macizo rocoso τ^R y en ángulo cortante α , la capacidad de carga de la roca estará dado por:

$$P_i^R = \frac{st^R \cos \psi}{b/2} - \frac{s\sigma_n^R \sin \psi}{b/2}$$

La resistencia de las anclas contra el cortante estará definida por:

$$P_i^A = \frac{af^{st}\sigma_p^{st} \cos \beta}{et(b/2)}$$

En la mayoría de los casos la capa de concreto lanzado simplemente tiene la función de estabilizar la excavación. Más importante cuando σ_r^0 es mayor al ángulo de fricción, es más importante el sistema en compresión de las anclas en comparación con el concreto lanzado.

El esfuerzo de las anclas se incrementa de 0 hasta su máximo, y cualquier esfuerzo puede ser adicionado a las anclas.

El desplazamiento de la roca en el techo se presenta y se produce el llamado arco de roca entre las anclas y el techo de la excavación.

La capacidad de carga puede expresarse analíticamente con la ecuación.

$$P_i^B = ld\pi(a + \tan \sigma_m^t) + F\sigma_r \leq f_e\sigma_e$$

4.5. DIMENSIONAMIENTO FINAL

Las deformaciones y los esfuerzos están controlados sistemáticamente por la elección del soporte indicado y que tipo de soporte adicional se va a incluir de ser necesario.

En el caso de que el soporte sea sobrediseñado, puede justificarse con los efectos inesperados que se encuentren durante la excavación del túnel, siempre y cuando el soporte no este excedido.

La mayoría de los túneles se han hecho con dimensionamientos empíricos, basados en principios científicos, durante la excavación de una serie importante de túneles usando el método del NATM se ha desarrollado un soporte razonable a partir de los principios antes mencionados.

Aun para diseñar un soporte estándar se necesita de gran experiencia y gran conocimiento del comportamiento del material, y estas cualidades son aún más importantes cuando se aplican a la construcción de túneles, es inevitable que se presenten alteraciones de los resultados hechos en gabinete, pero siguiendo esta filosofía se llegará al mejor resultado además de ser económico.

CAPÍTULO 5

ALGORITMO DE INTERACCIÓN

5.1 ASPECTOS GENERALES

A continuación se explicarán de manera general los conceptos que se usarán para desarrollar el algoritmo (programa) propuesto en este trabajo de investigación, describiendo el funcionamiento del mismo así como las consideraciones principales para su funcionamiento.

Este programa considerará:

- El diámetro de la excavación
- El tiempo de instalación del marco.
- La curva característica del terreno basado en el NATM.
- Las propiedades geométricas del marco.
- Las propiedades geomecánicas del macizo rocoso.
- La geometría de la excavación.
- El estado de esfuerzos.

Se debe hacer notar que el cálculo del programa esta basado en el método del NATM, y es importante recalcar que solo podrá ser usado para secciones circulares; el programa mostrará una gráfica donde interactúen la curva característica del terreno y la del soporte seleccionado.

El programa recopilará los datos que el usuario le proporcione y una vez terminado eso, realizará cálculos internamente, para así obtener una pantalla de resultado, la cual constará de una gráfica, presentando en el eje de las abscisas la deformación en mm y en las ordenadas la presión en ton/m².

En el punto donde ambas curvas se intersequen se formará una coordenada (x,y) la cual nos proporcionará la información de qué tanto se deforma el soporte y la presión que tendría que resistir.

En la mayoría de los casos la representación gráfica de un algoritmo se hace mediante un diagrama de flujo, en donde se explican los pasos generales que lleva a cabo el algoritmo y se observa el desarrollo del mismo.

5.2 ¿QUÉ ES UN DIAGRAMA DE FLUJO?

Los diagramas de flujo representan la forma más tradicional para especificar los detalles algorítmicos de un proceso. Se utilizan principalmente en programación, economía y procesos industriales; estos diagramas utilizan una serie de símbolos con significados especiales. Son la representación gráfica de los pasos de un proceso, que se realiza para entender mejor al mismo.

Otro concepto del diagrama de flujo es el siguiente:

"Es un esquema para representar gráficamente un algoritmo. Se basan en la utilización de diversos símbolos para representar operaciones específicas. Se les llama diagramas de flujo porque los símbolos utilizados se conectan por medio de flechas para indicar la secuencia de operación. Para hacer comprensibles los diagramas a todas las personas, los símbolos se someten a una normalización; es decir, se hicieron símbolos casi universales, ya que, en un principio cada usuario podría tener sus propios símbolos para representar sus procesos en forma de Diagrama de Flujo. Esto trajo como consecuencia que solo aquel que conocía sus símbolos, los podía interpretar. La simbología utilizada para la elaboración de diagramas de flujo es variable y debe ajustarse a un patrón definido previamente."

Así mismo, el diagrama de flujo ayuda al analista a comprender el sistema de información de acuerdo con las operaciones de procedimientos incluidas, le ayudará a analizar esas etapas, con el fin tanto de mejorarlas como de incrementar la existencia de sistemas de información para la administración.

5.3 CARACTERÍSTICAS DEL DIAGRAMA DE FLUJO

Sintética: La representación que se haga de un sistema o un proceso deberá quedar resumida en pocas hojas, de preferencia en una sola. Los diagramas extensos dificultan su comprensión y asimilación, por tanto dejan de ser prácticos.

Simbolizada: La aplicación de la simbología adecuada a los diagramas de sistemas y procedimientos evita a los analistas anotaciones excesivas, repetitivas y confusas en su interpretación.

De forma visible a un sistema o un proceso: Los diagramas nos permiten observar todos los pasos de un sistema o proceso sin necesidad de leer notas extensas. Un diagrama es comparable, en cierta forma, con una fotografía aérea que contiene los rasgos principales de una región, y que a su vez permite observar estos rasgos o detalles principales.

5.4 TIPOS DE DIAGRAMA DE FLUJO

Según su forma:

- a. Formato Vertical: el flujo o la secuencia de las operaciones va de arriba hacia abajo. Es una lista ordenada de las operaciones de un proceso con toda la información que se considere necesaria, según su propósito.
- b. Formato Horizontal: el flujo o la secuencia de las operaciones va de izquierda a derecha.
- c. Formato Panorámico: el proceso entero está representado en una sola carta y puede apreciarse de una sola mirada mucho más rápidamente que leyendo el texto, lo que facilita su comprensión, aun para personas no familiarizadas. Registra no sólo en línea vertical, sino también horizontal, distintas acciones simultáneas y la participación de más de un puesto o departamento que el formato vertical no registra.

- d. Formato Arquitectónico: describe el itinerario de ruta de una forma o persona sobre el plano arquitectónico del área de trabajo. El primero de los flujogramas es eminentemente descriptivo, mientras que los últimos son fundamentalmente representativos.

Por su propósito:

- a. De Forma: se ocupa fundamentalmente de una forma con muy pocas o ninguna descripción de las operaciones. Presenta la secuencia de cada una de las operaciones o pasos por los que atraviesa una forma en sus diferentes copias, a través de los diversos puestos y departamentos, desde que se origina hasta que se archiva. Retrata la distribución de múltiples copias de formas a un número de individuos diferentes o a unidades de la organización.

Las formas pueden representarse por símbolos, por dibujos o fotografías reducidas o por palabras descriptivas. Se usa el formato horizontal. Se retrata o se designa la forma en el lado izquierdo de la gráfica, se sigue su curso al proceso de progresión horizontal, cruzando las diferentes columnas asignadas a las unidades de la organización o a los individuos.

- b. De Labores (¿qué se hace?): estos diagramas abreviados sólo representan las operaciones que se efectúan en cada una de las actividades o labores en que se descompone un procedimiento y el puesto o departamento que las ejecutan. El término labor incluyendo toda clase de esfuerzo físico o mental. Se usa el formato vertical.
- c. De Método (¿cómo se hace?): son útiles para fines de adiestramiento y presentan además la manera de realizar cada operación de procedimiento, por la persona que debe realizarla y dentro de la secuencia establecida. Se usa el formato vertical.
- d. Analítico (¿para qué se hace?): presenta no sólo cada una de las operaciones del procedimiento dentro de la secuencia establecida y la persona que las realiza, sino que analiza para qué sirve cada una de las operaciones dentro del procedimiento. Cuando el dato es importante consigna el tiempo empleado, la distancia recorrida o alguna observación complementaria. Se usa formato vertical.
- e. De Espacio (¿dónde se hace?): presenta el itinerario y la distancia que recorre una forma o una persona durante las distintas operaciones del procedimiento o parte de él, señalando el espacio por el que se desplaza. Cuando el dato es importante, expresa el tiempo empleado en el recorrido. Se usa el formato arquitectónico.
- f. Combinados: presenta una combinación de dos o más flujogramas de las clases anteriores. Se usa el flujograma de formato vertical para combinar labores, métodos y análisis (qué se hace, cómo se hace, para qué se hace).

Se usa el formato panorámico para combinar varias formas y labores de varios puestos o departamentos.

Según Chiavenato, Idalberto. Año 1993: Existen tres tipos de Flujogramas o Diagramas de Flujo

- a. Diagrama de flujo vertical: También denominado gráfico de análisis del proceso. Es un gráfico en donde existen columnas verticales y líneas horizontales. En las columnas verticales están los símbolos convencionales (de operación, transporte, control, espera y archivo), los funcionarios involucrados en la rutina, el espacio recorrido para la ejecución y el tiempo invertido.

El diagrama de flujo vertical destaca la secuencia de la rutina y es extremadamente útil para armar una rutina o procedimiento para ayudar en la capacitación del personal y para racionalizar el trabajo.

- b. Diagrama de flujo horizontal: es diferente al anterior; al revés de la secuencia que se traslada verticalmente, esta lo hace de manera horizontal; éste utiliza los mismos símbolos y convenciones que el vertical.

El Diagrama de flujo horizontal destaca a las personas u organismos que participan en una determinada rutina o procedimiento. Es muy usado cuando una rutina involucra varios organismos o personas, ya que permite visualizar la parte que corresponde a cada uno y comparar la distribución de las tareas para una posible racionalización o redistribución del trabajo.

- c. Diagrama de flujo de bloques: es un diagrama de flujo que representa la rutina a través de una secuencia de bloques, cada cual con su significado y encadenados entre sí. Utiliza una simbología mucho más rica y variada que los diagramas anteriores, y no se restringe a líneas y columnas preestablecidas en el gráfico.

Los analistas de sistemas utilizan mucho este diagrama para representar los sistemas, es decir, para indicar entradas, operaciones, conexiones, decisiones, archivado, etc, que constituyen el flujo o la secuencia de las actividades de los sistemas

5.5 SIMBOLOGÍA DEL DIAGRAMA DE FLUJO

No es indispensable usar un tipo especial de símbolos para crear un diagrama de flujo, pero existen algunos ampliamente utilizados por lo que es adecuado conocerlos y utilizarlos, ampliando así las posibilidades de crear un diagrama más claro y comprensible para crear un proceso lógico y con opciones múltiples adecuadas.

A continuación se mencionará qué significa cada una de las operaciones expresadas en un diagrama de flujo

Principio y/o terminación del diagrama: este símbolo representa tanto la disponibilidad de la información para su procesamiento (entrada), como la mención de que la información ya ha sido procesada.

Actividad u operación: se utiliza siempre que una actividad o grupo de ellas tengan como objetivo un cambio, ya sea en el valor, forma o disposición de la información.

Anotación, aclaración, o ambos casos: siempre que se quiera algún comentario al margen, notas explicatorias, aclaraciones, etc; se trazará indistintamente una línea punteada que vaya de la nota aclaratoria al símbolo en que se requiere esa nota.

Conector: este símbolo se utiliza siempre que las condiciones físicas del diagrama obligue a interrumpir el graficado de la información que se tiene y deba seguirse el diagrama en otro lugar, o bien cuando interese unir informaciones aisladas.

Documento: el símbolo se utilizará cuando se desee representar un documento cualquiera. Puede ser una forma, un control, una ficha, un listado, etc. (excluidas la tarjeta perforadora y la cinta magnética). Siempre que un documento tenga varias copias, estas deberán presentarse dentro del diagrama y numerarse con cero el original: uno para la copia y así sucesivamente.

Destrucción: indica la destrucción de cualquier documento o información. Es conveniente aclarar siempre qué documentos se están destruyendo.

Transferencia: este símbolo se utiliza cuando en el flujo del proceso o sistema interviene otra sección o departamento que no sea el estudiado, siempre y cuando nos interesen los pasos o trámites que se realizan en ese lugar.

Alternativa: representa el momento en que una actividad u operación cualquiera implica tomar uno o varios caminos diferentes.

Actividad fuera del ámbito de investigación: este símbolo se utiliza cuando se considera necesario conocer en el diagrama el detalle de las actividades que se realizan en otro, o bien para indicar que las actividades que se realizan en el proceso o sistema se encuentran diagramadas en otro lugar (tal es el caso del proceso o sistemas muy parecidos o similares, que nada más varían en su inicio o su final).

Dirección de flujo: (): indica la secuencia de la información y se utiliza para unir símbolos, según sea su flujo, o para indicar los principios de alternativas.

Canalización: este símbolo se utiliza en tres formas diferentes, cuando se recibe información de varias fuentes o condensa en una sola:

Cuando se recibe información de una sola fuente y se canaliza por diferentes fuentes o bien, cuando se recibe información de varias fuentes y se canaliza a otras fuentes:

Gráficamente estarían expresados de la siguiente manera:

Flecha. Indica el sentido y trayectoria del proceso de información o tarea.

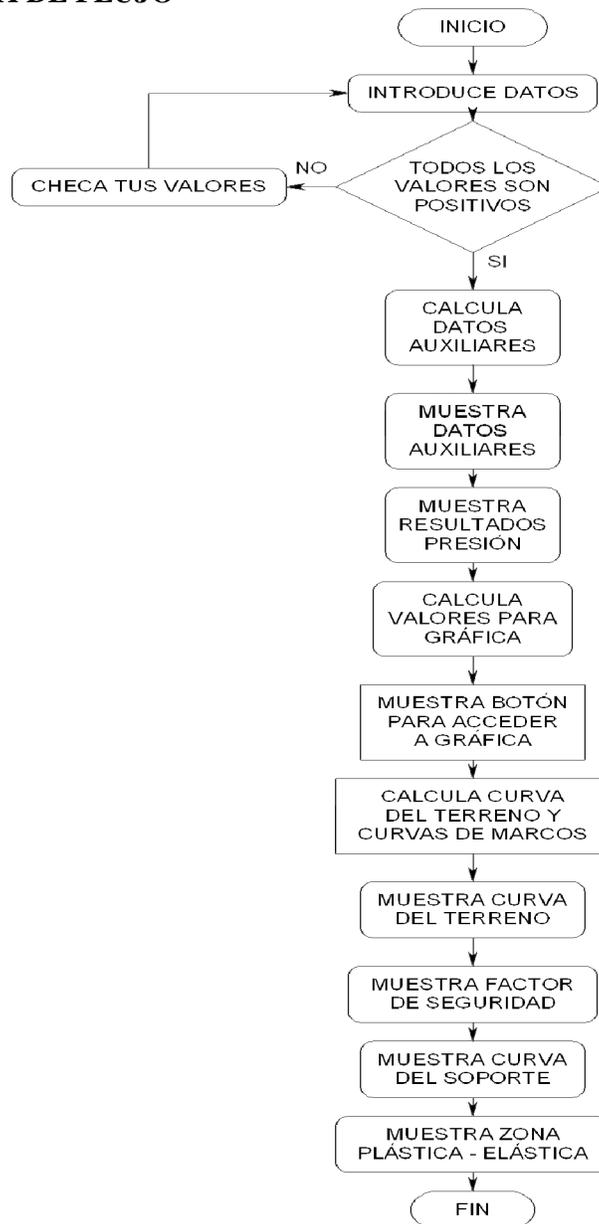
Rectángulo. Se usa para representar un evento o proceso determinado. Éste es controlado dentro del diagrama de flujo en que se encuentra. Es el símbolo más comúnmente utilizado.

Rectángulo redondeado. Se usa para representar un evento que ocurre de forma automática y del cual generalmente se sigue una secuencia determinada.

Rombo. Se utiliza para representar una condición. Normalmente el flujo de información entra por arriba y sale por un lado si la condición se cumple o sale por el lado opuesto si la condición no se cumple. Lo anterior hace que a partir de éste el proceso tenga dos caminos posibles.

Círculo. Representa un punto de conexión entre procesos, se utiliza cuando es necesario dividir un diagrama de flujo en varias partes, por ejemplo por razones de espacio o simplicidad. Una referencia debe de darse dentro para distinguirlo de otros. La mayoría de las veces se utilizan números en los mismos.

5.6 DIAGRAMA DE FLUJO



CONCLUSIONES

En este trabajo se definió un algoritmo capaz de restringir la deformación en la clave del túnel al ser colocado momentos después de realizarse la excavación; el cual considere tanto las propiedades mecánicas como geométricas del marco, las propiedades geométricas de la excavación y las propiedades geomecánicas y estado de esfuerzos del macizo rocoso.

Aunque el conocimiento que se tiene del comportamiento de un macizo rocoso es muy escaso, ya que se podría decir que es una materia en estudio relativamente nueva y se desconoce cómo afectan diferentes factores ambientales y naturales al comportamiento del mismo.

Al realizarse una excavación se producen deformaciones que dependen de la calidad de la roca, aunque es posible idealizar el comportamiento del terreno por medio de una curva que considere presiones y deformaciones, dicha curva no tomará en cuenta el procedimiento de excavación ni el soporte primario, además del tiempo de colocación del mismo.

La curva característica del terreno nos representa una idealización muy simple del comportamiento del mismo al realizarse en éste una excavación, logrando así ir cambiando la presión inicial a la que estaba sometido el terreno. Relacionando dicha presión con una deformación, se describe el comportamiento del terreno.

La curva característica del terreno seguirá en sus inicios los principios de la ley de la elasticidad. Si el comportamiento del terreno fuera puramente elástico la forma de la línea característica de la cavidad tendría que ser una recta que corte al eje de las abscisas; teniéndose una deformación total del tipo elástico, la intersección entre la línea característica del terreno con la línea característica del soporte proporciona el punto correspondiente al estado de equilibrio, en el cual el esfuerzo de confinamiento que demanda el terreno para su equilibrio es igual a la reacción del revestimiento, después de que se ha producido una convergencia.

La curva característica del terreno muestra la interacción entre el soporte y el terreno, junto con la deformación que sufre la excavación con el avance del tiempo

El estado natural de esfuerzo determina el origen de la línea característica del terreno, mientras que el comportamiento mecánico del mismo determina la forma que habrá de adquirir la curva

El valor de la deformación u_0 que determina el origen de la línea característica del soporte, depende de las deformaciones que el terreno haya sufrido hasta el momento en que el soporte comience a ser solicitado por el terreno.

Es posible tener diferentes presiones finales del terreno, esto dependerá del tipo de soporte que se use.

La intersección entre la línea característica del terreno con la línea característica del soporte proporciona el punto correspondiente al estado de equilibrio, en el cual el esfuerzo de confinamiento que demanda el terreno para su equilibrio es igual a la reacción del revestimiento, después de que se ha producido una convergencia

Al intersecarse la curva del soporte primario con la del terreno se observa un incremento de presión en la curva del terreno, debido a que el soporte empieza a tomar la presión del terreno, manteniéndola constante y reduciendo los esfuerzos aplicados en el terreno.

La curva característica del revestimiento o soporte primario dependerá en gran parte de la rigidez de los materiales usados y su evolución durante las fases de construcción.

En el caso de un comportamiento elástico del terreno el radio de acción, en la mayoría de casos, permanece inferior a un diámetro del túnel.

El revestimiento definitivo no es preciso que esté inmediatamente próximo al frente de excavación, su instalación debe hacerse con las deformaciones del sostenimiento ya estabilizadas, a fin de minimizar en él los esfuerzos y no es necesario que sea del tipo rígido ya que si el soporte es más rígido cargará más roca y será mas caro.

Una rápida colocación del soporte en túneles que se encuentran a profundidades considerables, no impedirá que dicha excavación se deforme.

La colocación rápida del soporte, sólo puede ser aplicada a túneles donde el esfuerzo primario es muy bajo, la carga de roca es excesiva, la calidad de la roca es pobre y sólo si el esfuerzo se extiende a lo largo haciendo que se ubique a gran distancia del frente de la excavación.

El NATM emplea al terreno circundante a la excavación como soporte primario y pretende realizar una excavación en un macizo rocoso con el menor deterioro posible a la roca, teniendo secciones multipartidas, intentando con esto mantener la cohesión de la roca y logrando así que los empujes resultantes sean pequeños

El NATM más que un método constructivo es la recopilación de varias ideas y métodos que se usan y se habían usado anteriormente.

La idea medular del NATM es minimizar la presión de roca que se ejerce sobre el revestimiento del túnel.

Si la forma del túnel es redonda, los esfuerzos se concentraran en las esquinas, donde comenzará un mecanismo de falla.

Al hacerse una excavación en un macizo rocoso bajo esfuerzos hidrostáticos, se produce un sistema de fracturamiento, dicho fracturamiento ocurre en 3 etapas y es debido al cambio de esfuerzo.

En la curva característica, el NATM propone que el final de dicha curva se desplace hacia arriba, indicando que esto se debe al aflojamiento de la roca y a su pérdida de

resistencia por deformación, dicha curva resulta ser obtenida por la teoría de la plasticidad y existe sólo una curva para cada tipo de terreno.

En la línea característica del revestimiento o ademe de un túnel es posible ejercer un control sobre los materiales que componen al revestimiento en sus diferentes etapas: diseño, fabricación y puesta en obra.

Así como la madera de retaque, cualquier otro material que se utilice para acuñar el revestimiento contra el terreno (por ejemplo, inyecciones de contacto a base de mortero) influye en el comportamiento real del sistema de soporte y debe de ser tomado en consideración.

Generalmente 2 métodos de soporte son adoptados, el primero es un soporte flexible o de seguridad, diseñado para estabilizar la excavación y consiste en anclas coladas alrededor del techo de la excavación junto con concreto lanzado y posiblemente algún otro tipo de soporte.

El diseño del concreto lanzado y del soporte final son componentes esenciales de la técnica del NATM. La flexibilidad, la distancia de colocación de los soportes primarios, el anclaje local y junto con el cambio de madera por acero como soporte, son factores muy importantes y deben de ser tomados en cuenta para el diseño. El tiempo de colocación dependerá de la línea característica del terreno, dicha curva mostrará el tiempo en el que la excavación pueda cerrarse.

Si el sistema de soporte primario no es colocado de inmediato, al valor u_0 habrá que sumarle la convergencia adicional u_c que depende de la demora en colocar al soporte y del juego o espacio libre entre soporte y terreno, para situarlo dentro de la curva característica del terreno y saber qué presión soporta.

Las deformaciones y los esfuerzos están controlados sistemáticamente por la elección del soporte indicado y qué tipo de soporte adicional se va a incluir de ser necesario.

La Línea Característica del soporte, en su caso marcos de acero, está en función de la rigidez del marco que se seleccione, de ello dependerá la resistencia final y cuanta presión pueda soportar.

De la influencia que tiene la demora en colocar un revestimiento efectivo y de que su apuntalamiento en contra del terreno sea adecuado, depende fundamentalmente el origen de su línea característica.

Los diagramas de flujo ejemplifican de manera muy simple los pasos que lleva a cabo un programa.

Si se toman en cuenta todos estos aspectos es posible realizar un algoritmo que restrinja la deformación en la clave del túnel al ser colocado momentos después de realizarse la excavación, encontrando así el marco de acero más adecuado, mencionando que pudieran existir más de 2 marcos para restringir la deformación de una excavación. Todo dependerá del factor de seguridad que se quiera emplear y de que tan robusto se desee el soporte, si se cree que a futuro podría incrementarse la carga de roca sobre el

marco, o si se tiene poco presupuesto, obteniendo así varias soluciones para un solo problema. Como el algoritmo toma en cuenta sólo las consideraciones establecidas al principio, dependerá del que interpreta los resultados la selección de un marco de acero que cumpla con las requisiciones que se formulen a partir del planteamiento del problema.

BIBLIOGRAFIA

1. E. Hoek, E.T. Brown. **Excavaciones Subterráneas en Roca**. Mc.Graw Hill, México 1985.
2. Sociedad Mexicana de Mecánica de suelos. **La Geotecnia y la Geohidrologia en el Diseño de las Minas Subterráneas de Carbón**. México, 1982.
3. Autores Varios. **Ingeo Túneles**. Entorno Grafico Tomo I, Madrid 1999
4. Autores Varios. **Ingeo Túneles**. Entorno Grafico Tomo II, Madrid 1999
5. Instituto Tecnológico GeoMinero de España. **Mecánica de Rocas Aplicada a la Minería Metálica Subterránea**. Madrid 1991.
6. Asociación Mexicana de Túneles y Obras Subterráneas. **Curso Víctor Hardy 87, Túneles y Excavaciones Subterráneas (1)**. México 1987.
7. BHG Brandy and E.T. Brown. **Rock Mechanics for Underground Mining**. Champang and Hall, Great Britain, 1985.
8. Von Rabcewicz, L. **The New Austrian Tunnelling Method, Part One, Part Two, Part Three**. Water Power. Nov/Dic/ 1964, Ene/1965.
9. Von Rabcewicz, L. **Principles of dimensioning the supporting system for the New Austrian Tunneling Method**. Water Power. Mar/1973.
10. Von Rabcewicz, L. **El N.A.T.M. y su influencia sobre la presión de la roca y el dimensionamiento**. Felsmechanik und Ingenieurgeologie, nº 3/4. 1964
11. Tunnels & Tunnelling 1990. **What is NATM?**, Vol. 22, summer 1990.
12. Instituto Mexicano del Transporte. **Impacto ambiental de proyectos carreteros. Efectos por la construcción y operación de túneles**. IMT, México 2000.
13. Prof. Dr. K. Kovári. **History of the Sprayed Concrete Lining Method, Part IV**. Swiss Federal Institute of Technology, Zurich 2002
14. Victor Romero. **NATM in soft-ground: a contradiction of terms?**. World Tunneling, Inglaterra 2002.
15. Dr Gerhard Sauer. **Further Insights into the NATM**. 23rd Sir Julius Wernher Memorial Lecture
16. Dr Ing Gerhard Sauer. **NATM IN SOFT GROUND**. International Symposium on Unique Underground Structures, Denver, Colorado, June 12-15, 1990.
17. M. Karakuş & R.J. Fowell. **An insight into the New Austrian Tunnelling Method (NATM)**. VIIth Regional Rock Mechanics Symposium, Sivas, Türkiye 2004.

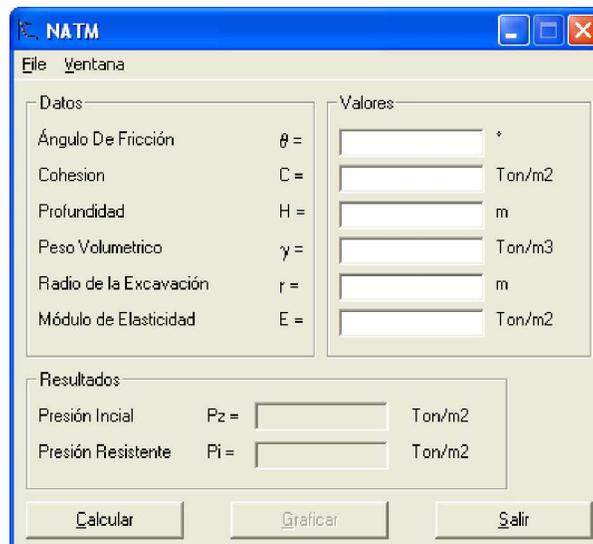
18. Kovári K. 1994. **Erroneous concepts behind the New Austrian Tunnelling Method.** Tunnels & Tunnelling, November 1994, Vol. 26, 38-42.
19. Lawrence Williams. **NATM by any other name.** World Tunneling, Inglaterra 2002.
20. Guillermo Gomez Cejas. **Sistemas de Cómputo, Análisis y Diseños.** Mc Graw Gil, México 1997.
21. Francisco Gómez Rondon. **Sistemas y Procedimientos Informáticos.** Mc Graw Gil, México 1995.

ANEXOS

Guía para uso del programa.

Esta guía demostrará lo simple que es el uso del programa, se podrá ver que fácil y rápido será crear una gráfica con la curva del terreno y a su vez la de 10 marcos de acero previamente seleccionados.

Si aún no ha corrido el programa, de doble clic sobre el icono con nombre NATM.exe, al hacer esto se tendrá que ver una ventana como la siguiente:



The screenshot shows a window titled "NATM" with a menu bar containing "File" and "Ventana". The window is divided into two main sections: "Datos" (Data) and "Resultados" (Results). The "Datos" section contains six rows of input fields, each with a label, a variable name, and a unit: "Ángulo De Fricción" (θ) in degrees, "Cohesion" (C) in Ton/m², "Profundidad" (H) in meters, "Peso Volumetrico" (γ) in Ton/m³, "Radio de la Excavación" (r) in meters, and "Módulo de Elasticidad" (E) in Ton/m². The "Resultados" section contains two rows of output fields: "Presión Inicial" (Pz) in Ton/m² and "Presión Resistente" (Pi) in Ton/m². At the bottom of the window are three buttons: "Calcular", "Graficar", and "Salir".

Ahí es donde se introducirán los valores o datos del macizo rocoso, los valores que se introduzcan tendrán que tener como unidades el Sistema Internacional.

A continuación se presentará un ejemplo que ilustre la utilización del programa, para ello se introducirán los siguientes datos:

Para agilizar el proceso de introducción de datos, se puede desplazar entre casilla y casilla con la tecla de tabulador, de esa manera no se tendrá que hacer clic para escribir los valores.

The screenshot shows the NATM software window with the following data:

Datos		Valores	
Ángulo De Fricción	$\theta =$	40	°
Cohesion	C =	5	Ton/m ²
Profundidad	H =	120	m
Peso Volumetrico	$\gamma =$	2.3	Ton/m ³
Radio de la Excavación	r =	8	m
Módulo de Elasticidad	E =	5000	Ton/m ²

Resultados	
Presión Inicial	Pz = <input type="text"/> Ton/m ²
Presión Resistente	Pi = <input type="text"/> Ton/m ²

Buttons:

Una vez introducidos los datos se procederá a calcular la presión inicial y la resistente, para esto se deberá hacer clic al botón calcular:

The screenshot shows the 'Resultados' section of the NATM software. The 'Calcular' button is highlighted with a dashed border, indicating it is the active element.

Resultados	
Presión Inicial	Pz = <input type="text"/> Ton/m ²
Presión Resistente	Pi = <input type="text"/> Ton/m ²

Buttons:

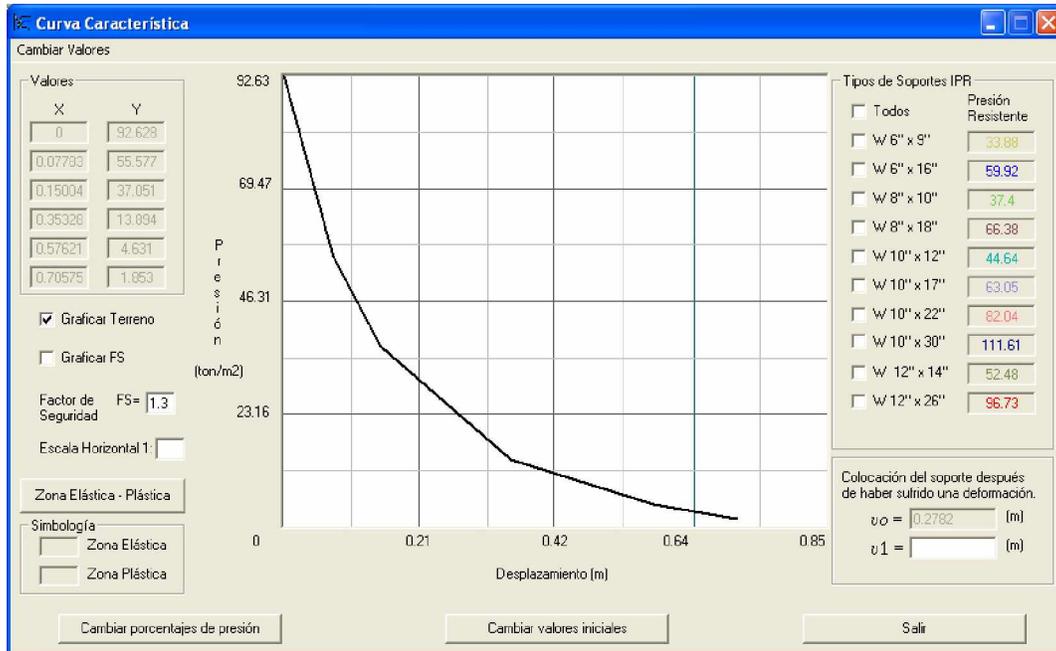
Obteniendo los siguientes resultados:

The screenshot shows the 'Resultados' section of the NATM software with calculated values. The 'Graficar' button is highlighted with a dashed border.

Resultados	
Presión Inicial	Pz = 276 Ton/m ²
Presión Resistente	Pi = 92.6282 Ton/m ²

Buttons:

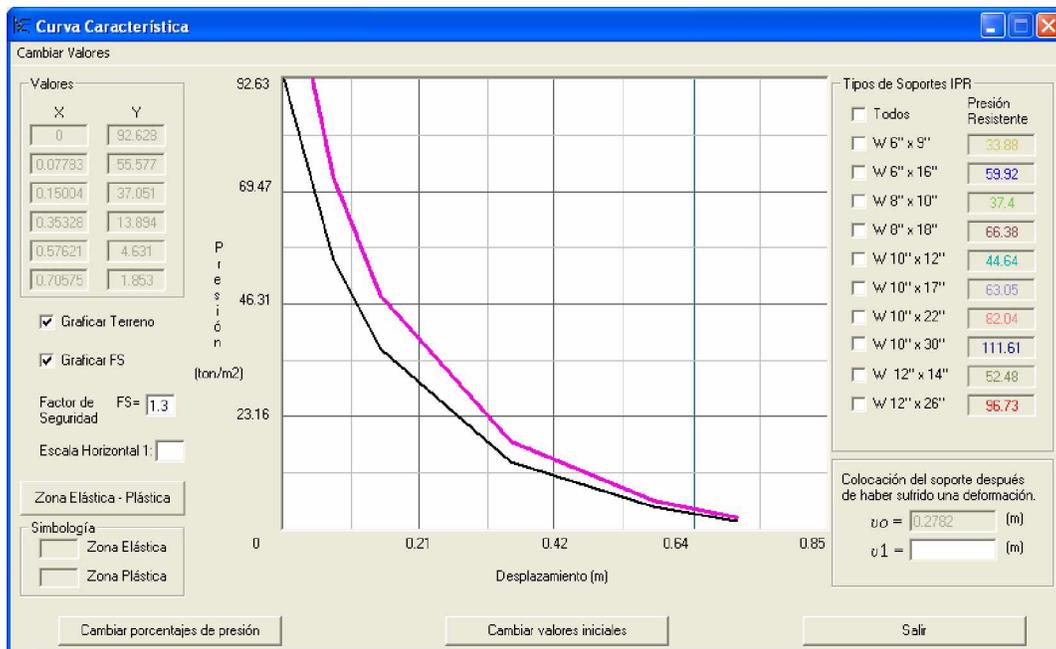
Se podrá notar que el botón de Graficar se ha habilitado, esto significa que hemos metido los datos de forma correcta y no se ha presentado ningún error, al darle clic a dicho botón aparecerá otra ventana con la gráfica:



La curva mostrada en la gráfica es la curva característica del terreno (macizo rocoso), la cual ha sido construida a partir de los datos que hemos introducido, el programa tiene la opción de graficar una curva con un factor de seguridad, dicho factor por defecto es de 1.3 pero puede cambiarse si así se desea, para graficar la curva con factor de seguridad habilitaremos la siguiente opción del lado izquierdo:

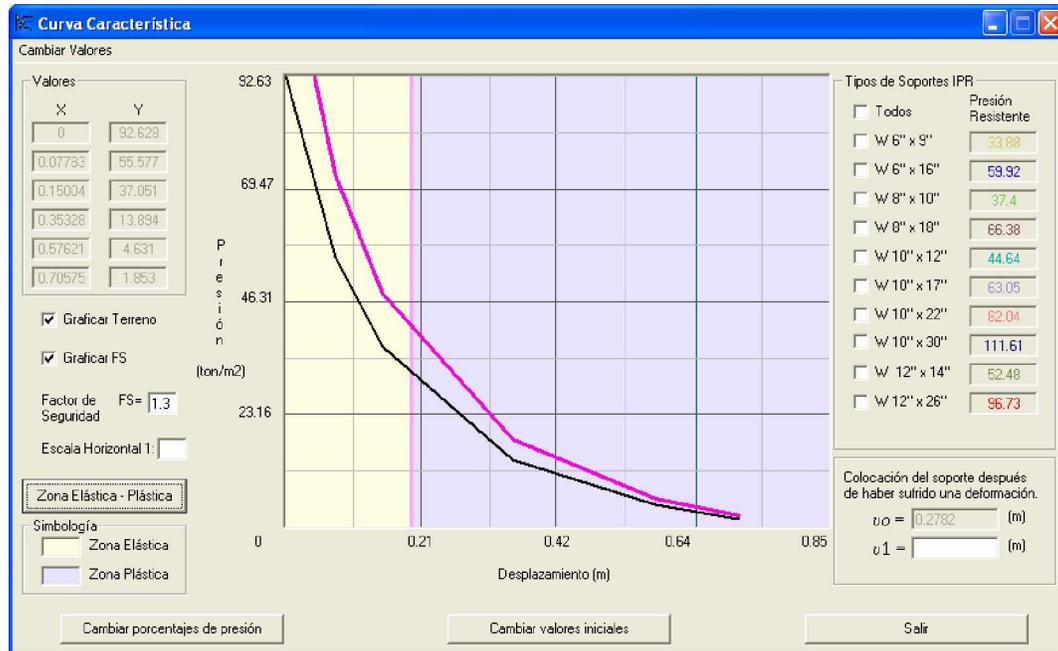


Quedando las dos curvas de la siguiente manera.



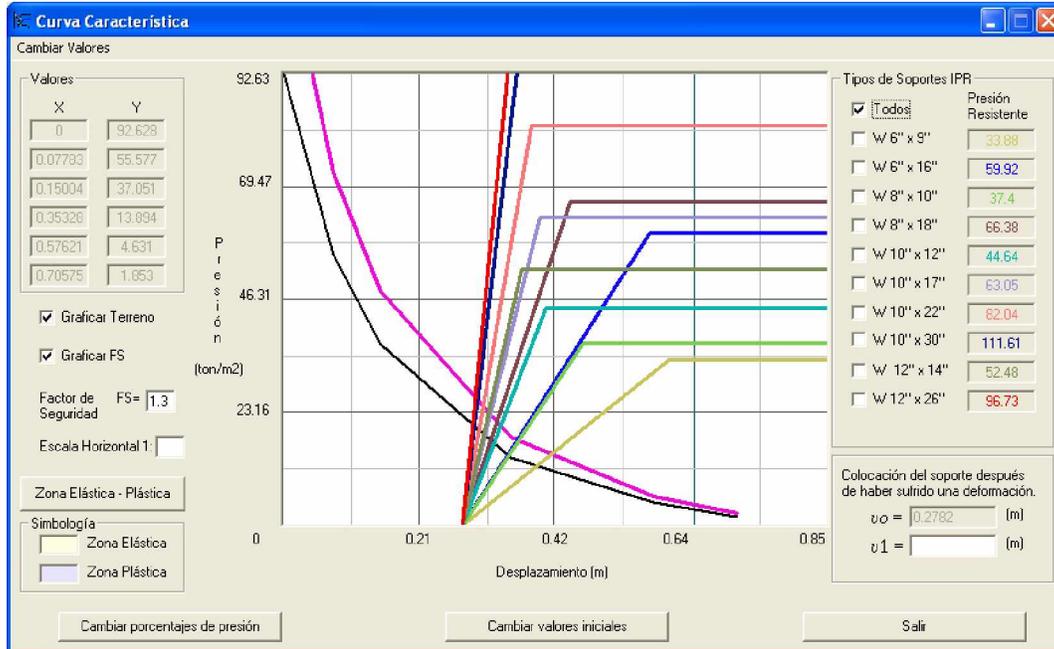
Es posible trabajar con cualquiera de las dos curvas (la del terreno o la de seguridad), simplemente se tiene que deshabilitar la opción que se quiera, o bien se puede trabajar con las dos, no afecta los resultados.

Con el programa podemos ver el cambio de la zona elástica a plástica del terreno, como a su vez que la presión al ocurrir dicho cambio, para ello daremos clic al botón de zona Elástica – Plástica (esta opción es opcional, no es necesaria para continuar con el programa).

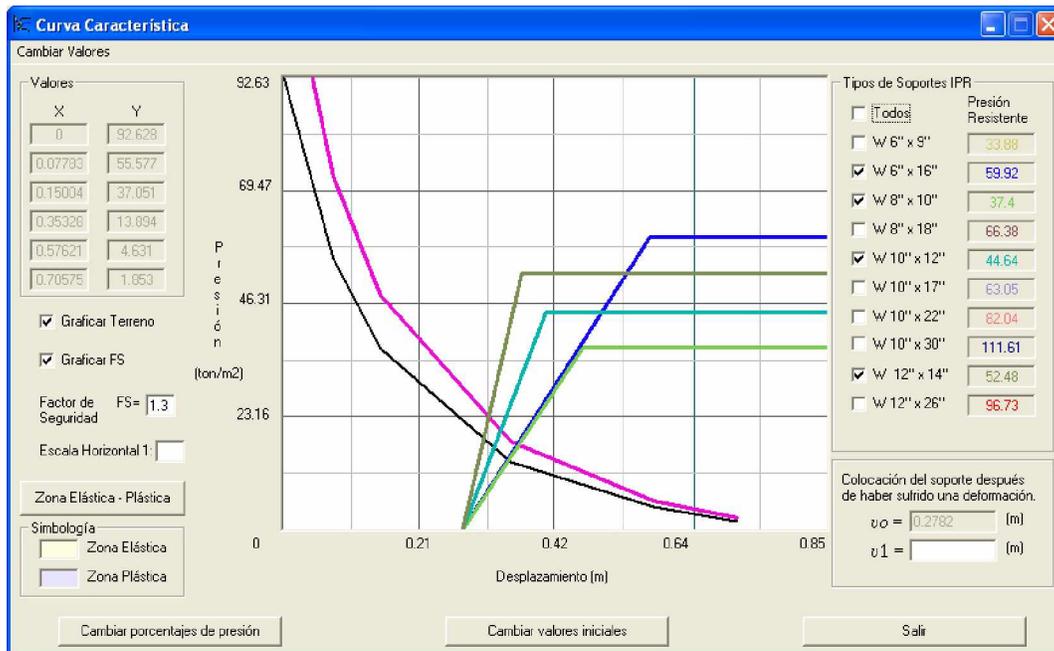


Como se ve aprecia en simbología, cada zona presenta un color distinto para poder distinguirse entre si.

A continuación se procederá a escoger el marco de acero más económico y óptimo, para ello daremos clic en la opción de todos dentro de tipos de soportes IPR (lado derecho).

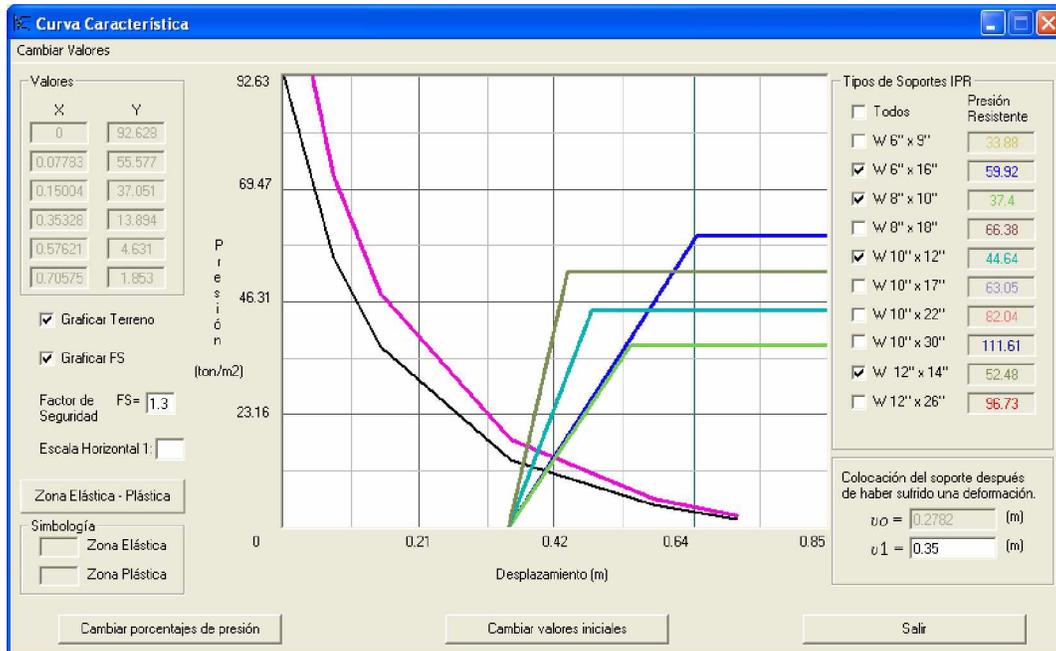


Cada marco tiene su gráfica, para su distinción presentan colores los cuales están asociados a sus valores de presión resistentes, por ejemplo la primera línea roja pertenece al marco 12" x 26" así como la verde pertenece al marco 8" x 10", se puede ver que no todos los marcos son necesarios ya sea por que son demasiado robustos (provocando un costo mas elevado), o bien muy flácido, con lo que se procederá a seleccionar solo algunos, en nuestro caso seleccionaremos 4.



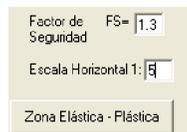
Nótese que la opción de todos ha sido deshabilitada, por defecto el marco se ha colocado cuando la excavación ha sido realizada, con el programa es posible cambiar la

colocación del marco, para ello se modificará el valor de v_1 asignándole un valor de 0.35m.



Si se quisiera regresar al valor original simplemente se borra la deformación que hemos introducido.

Por último si la grafica no presenta la curvatura deseada, es posible cambiar su escala horizontal y los porcentajes de presión. Para ello cambiaremos la opción de escala Horizontal 1:5



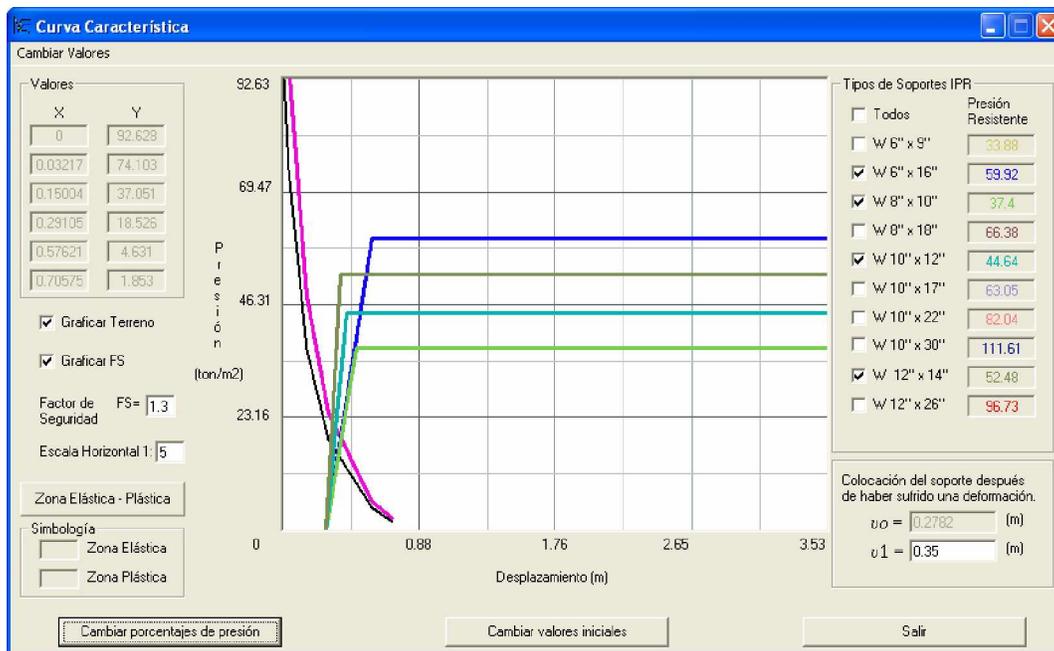
Daremos clic en el botón de cambiar porcentajes de presión.



Veremos una ventana como la siguiente, en la que podemos cambiar los valores de porcentaje que viene por defecto los cuales son: 60, 40, 15, 5 ,2 y los cambiaremos por los siguientes.

	Porcentajes (%)	Pi (t/m2)	Desplazamiento (m)
1.-	100	92.628	0
2.-	80	74.103	0.03217
3.-	40	37.051	0.15004
4.-	20	18.526	0.29105
5.-	5	4.631	0.57621
6.-	2	1.853	0.70575

Damos clic al botón de volver a graficar y si nos agrada la grafica damos clic en aceptar, de lo contrario podremos mover los valores hasta obtener la gráfica deseada.



Si se quisiera cambiar los valores que se introdujeron al inicio a la derecha del botón de cambiar porcentajes de presión esta el botón de cambiar valores iniciales, el cual nos regresa a la ventana del inicio (se debe tener cuidado, ya que al regresar a la ventana inicial todos los cambios que se hicieron en la ventana de la curva característica serán borrados e iniciará con los valores por defecto).