



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**



FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA

CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL

**“ESTABILIDAD DE TALUDES MEDIANTE SISTEMAS DE
ANCLAJE”**

T E S I N A

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

ESPECIALISTA EN GEOTECNIA

PRESENTA:

ING. ANGEL RODRIGO TERRONES PORCAYO

DIRECTOR DE TESINA: ING. WALTER I. PANIAGUA ZAVALA

MÉXICO, D.F.

FEBRERO 2018

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, a mis padres, Angel y María Elena y a mis abuelos Galdino y Úrsula, que siempre me brindaron su apoyo y procuraron que tuviera una educación de calidad y me formaron como persona.

A toda mi familia que siempre me alentó para seguir adelante ya que sin su ayuda esto no hubiera sido posible.

A todos mis amigos, quienes me brindaron su amistad y compañía a lo largo de mi vida.

A mis profesores en la licenciatura y en la especialidad, ya que gracias a sus enseñanzas pude forjarme como Ingeniero Civil.

Finalmente, a la Universidad Nacional Autónoma de México y a la Facultad de Ingeniería que me abrieron las puertas de sus aulas para mi formación profesional.

ÍNDICE

1.	Introducción.....	6
2.	Estabilidad de taludes	8
2.1.	Factores que influyen en la estabilidad	8
2.2.	Consideraciones para el análisis	9
2.3.	Modos de falla de los taludes.....	11
2.4.	Métodos de análisis de estabilidad	13
2.5.	Métodos de estabilización	19
3.	Sistema de Anclaje	23
3.1.	Anclas como refuerzo de suelos y rocas	23
3.2.	Clasificación de anclas	24
3.3.	Partes constitutivas del ancla	26
3.4.	Modos de falla de un sistema de anclaje.....	28
3.5.	Diseño de un sistema de anclaje.....	30
3.6.	Sistemas de protección contra la corrosión	36
3.7.	Pruebas de carga	39
4.	Caso de Aplicación	41
4.1.	Descripción del proyecto	41
4.2.	Geología del sitio.....	41
4.3.	Estudio topográfico.....	43
4.4.	Trabajos de exploración	44
4.5.	Trabajos de Laboratorio	48
4.6.	Sismicidad	48
4.7.	Análisis de la estabilidad	52

4.8.	Diseño de anclas	62
4.9.	Proceso constructivo	70
5.	Conclusiones.....	80
6.	Bibliografía	83
7.	Anexos	85

1. Introducción

Los trabajos de infraestructura son fundamentales para el desarrollo del país, éstos requieren de la participación del ingeniero civil, pero la gran diversidad y magnitud de los proyectos desarrollados crea la necesidad en el ingeniero a desenvolverse en un área especializada afín a su profesión. Una de estas áreas es la geotecnia, cuyo propósito es estudiar las propiedades de los suelos, cobra importancia porque en toda obra deben realizarse trabajos referentes a la geotecnia ya que estos se desplantan en el suelo y/o roca.

El objetivo de esta tesina es desarrollar un caso práctico donde se apliquen los conocimientos adquiridos en el programa de especialización en geotecnia. El caso de aplicación aquí mostrado corresponde a una parte de los trabajos de ampliación de carreteras federales por parte de la Secretaria de Comunicaciones y Transportes (SCT), donde se revisará la parte geotécnica que corresponde a evaluar la seguridad y estabilidad de los taludes en el sitio.

En concreto, la tesina tiene como metas realizar una investigación preliminar de conceptos aplicables a la solución del problema planteado, recopilar información sobre el sitio de estudio, realizar un análisis de la información disponible, evaluar las condiciones geotécnicas del sitio, proponer una solución a los problemas que eviten la ejecución de la obra.

Para lograr las metas mencionadas se propone una metodología descrita a continuación.

Metodología

- Investigación de antecedentes teóricos.
- Recopilación de la información existente disponible y accesible.
- Descripción del proyecto y alcances.
- Descripción de los trabajos topográficos, geológicos, geofísicos y geotécnicos de campo.

- Obtención de propiedades índice y mecánicas a partir de los ensayos de laboratorio.
- Clasificación de la estratigrafía para fines de análisis sísmico.
- Definición de la estratigrafía del suelo y asignación de las propiedades mecánicas obtenidas a partir de los estudios realizados.
- Elaboración del modelo geotécnico.
- Análisis de la estabilidad del talud.
- Propuesta de un sistema de anclaje para la estabilidad del talud.
- Diseño y análisis del sistema del sistema de anclaje.
- Revisión del sistema propuesto.
- Descripción del proceso constructivo.
- Conclusiones.

2. Estabilidad de taludes

Un talud puede definirse como una inclinación en el terreno natural; estructuras como ésta se encuentran a menudo cuando se requiere hacer cualquier trabajo en terreno natural, ya que es una formación propia de la naturaleza, por este motivo es necesario comprender su comportamiento físico, ya sea por el material por el que está compuesto, los factores que lo afectan, con que teorías analizar su comportamiento mecánico y como tratarlo en caso de que no sea estable.

2.1. Factores que influyen en la estabilidad

La falla de un talud o ladera se debe a un incremento en los esfuerzos actuantes o una disminución de resistencia al esfuerzo cortante del suelo, los cuales son tomados en cuenta en el análisis de estabilidad y en el diseño de los métodos de estabilidad. Esta variación es causada por efectos naturales y actividades humanas. Los factores principales que afectan la estabilidad de un talud, natural o diseñado son:

- Aspectos geológicos: Algunas fallas de taludes son provocadas por aspectos geológicos no detectados durante el levantamiento y exploración de campo, que al no ser considerados durante la evaluación de estabilidad aumentan la incertidumbre del factor de seguridad calculado.
- Cargas externas: La aplicación de cargas sobre la corona del talud provoca un aumento en las fuerzas actuantes en la masa del suelo, lo que puede llevar a la falla del talud si estas cargas no son controladas o tomadas en cuenta durante la evaluación de estabilidad del talud.
- Sismo: Los sismos suman fuerzas dinámicas a las fuerzas estáticas actuantes a las que está sometido el talud, provocando esfuerzos cortantes dinámicos que reducen la resistencia al esfuerzo cortante, debilitando al suelo. Un aumento en la presión de poro en taludes formados por materiales granulares puede provocar el fenómeno conocido como licuación.

- Excavaciones y/o rellenos: Las actividades de construcción realizadas al pie de un talud o colocación de una sobrecarga en la corona, pueden causar la falla de este al modificar la condición de esfuerzo a las que está sometido. Estas actividades de construcción corresponden a trabajos donde se realizan excavaciones y/o rellenos. Cuando se realizan una excavación al pie del talud, el esfuerzo total se disminuye, generando un incremento negativo en la presión de poro, y mientras este se disipa puede presentarse la falla del talud al disminuir la resistencia al esfuerzo cortante del suelo.
- Erosión: El agua y el viento erosionan los taludes, modificando su geometría y por tanto los esfuerzos a los que está sometido, resultando un talud diferente al inicialmente analizado, lo anterior aplica para taludes cuya cara expuesta es de material natural. Mientras que para los taludes donde la cara expuesta fue tratada con un material artificial el efecto ante la erosión es de menor intensidad.
- Lluvia: En periodo de lluvias los taludes se ven afectados al saturarse los suelos que los forman, provocando un aumento de peso de la masa, un aumento en la resistencia al esfuerzo cortante y la erosión de la superficie expuesta. Al introducirse agua en las grietas que presente el talud se origina un incremento en las fuerzas actuantes o aparición de fuerzas de filtración, pudiendo provocar su falla si no cuenta con un sistema de drenaje.

2.2. Consideraciones para el análisis

Un aspecto fundamental al momento de realizar cualquier tipo de análisis de estabilidad en un talud es la cantidad de información acerca del terreno con la que se cuenta, dicha información debe recabarse para que el análisis sea de lo más preciso y se adapte a las condiciones de sitio para esto las siguientes consideraciones deben ser tomadas en cuenta.

- Topografía: un estudio topográfico proporcionara las propiedades geométricas de un talud, mediante levantamientos del sitio se podrá elaborar un perfil que sea adecuado al momento de asignar propiedades.
- Geología: se necesita conocer el lugar donde se localiza el talud ya que a partir de eso se podrá indagar en la composición de los materiales que lo conforman, para esto se revisará la geología presente en el talud. Esto proporciona datos acerca de la edad geológica de los materiales, su origen, que clase de depósitos se encuentran, características de la roca, su formación y estructura.
- Tipo de material: según los trabajos de exploración realizados, la determinación del tipo de material juega un papel fundamental en el análisis de la estabilidad, ya que según el tipo de material se podrán asignar parámetros de resistencia a los modelos que se estudiaran, dichos parámetros son obtenidos mediante la aplicación de pruebas de laboratorio o pruebas en sitio, según sea el caso. También según es el caso del tipo de material dependerá el modelo constitutivo con el que se analizara el material y las teorías que aplican para ser usadas en el análisis.
- Condiciones hidráulicas: otro aspecto fundamental en el análisis de taludes es la presencia de agua, se necesita conocer a detalle como es el flujo de agua que presenta, la profundidad a la que se encuentra así como su distribución. Muchas de las fallas en los taludes que presentan flujo de agua suelen ocurrir a causa de una mala estimación de los niveles freáticos. Estos análisis se pueden realizar en condiciones saturadas o no saturadas según sea el caso.
- Sismicidad: dependiendo de la zona donde se quiera evaluar la estabilidad de un talud es necesario realizar un análisis de las fuerzas dinámicas que pueden afectar al sitio, ya sea con el apoyo de estudios geofísicos y geotécnicos así como de pruebas de laboratorio para determinar algunas de las propiedades dinámicas. Además dependiendo de la geología se puede estimar la probabilidad de que algún evento sísmico ocurra. Con lo anterior

se puede obtener un análisis de las fuerzas sísmicas que afectan al talud y que tan probable es que éstas afecten en gran parte a la estabilidad.

- Fuerzas externas: así como la sismicidad induce fuerzas externas a un talud, existen otro tipo de fuerzas externas que se necesita evaluar estas pueden ser tipo estático o dinámico. Al momento de realizar el proyecto es necesario prever la existencia de acciones externas como sobrecargas a la hora de realizar cualquier análisis de estabilidad.
- Tiempo: Otro factor importante que se encuentra implícito en los análisis es el tiempo en el que se realiza éste. Se puede requerir de un análisis instantáneo o donde algunos años hayan pasado, esto implica que las condiciones puedan cambiar en un lapso de tiempo estimado, haciendo hincapié en que estos análisis tienen un cierto grado de confianza, pero son una aproximación adecuada cuando se busca seguridad.

2.3. Modos de falla de los taludes

Las formas más comunes en las que ocurre la falla de un talud, según Juárez (2011), son las siguientes:

1. Falla por deslizamiento superficial: El talud está sujeto a fuerzas naturales que tienden a hacer que las partículas y porciones del suelo próximas a su frontera deslicen hacia abajo, es más intenso cerca de la superficie inclinada del talud a causa de la falta de presión normal confinante allí existente. Es muy frecuente y peligroso en laderas naturales y abarca áreas tan importantes que cualquier solución para estabilizar una estructura alojada en esta zona escapa de los límites de lo económico.
2. Deslizamiento en laderas naturales sobre superficies de falla preexistentes: En muchas laderas naturales se encuentra en movimiento hacia abajo una costra importante de material, es un proceso de deformación bajo esfuerzo cortante en partes más profundas, que llega a producir una verdadera superficie de falla. A veces son tan lentos que pasan inadvertidos. La mayor

parte están asociados a ciertas estratigrafías favorables a ellos, al mismo tiempo que a flujos estacionales de agua en el interior de la ladera. Este tipo de fallas se presenta en materiales cohesivos, donde las fuerzas gravitacionales producen deformaciones grandes, que llegan a generar la superficie de falla.

3. Falla por movimiento del cuerpo del talud: En los taludes pueden ocurrir movimientos bruscos que afectan a masas considerables de suelo, con superficies de falla que penetran profundamente en su cuerpo, reciben el nombre de deslizamiento de tierras. Existen dos tipos:
 - a. Falla por rotación: Se define una superficie de falla curva, a lo largo de lo cual ocurre el movimiento del talud, esta superficie forma una traza con el plano del papel que puede asimilarse a una circunferencia. Pueden presentarse pasando la superficie de falla por el pie del talud afectando al terreno en que el talud se apoya (falla de base)
 - b. Fallas por traslación: Son fallas que ocurren a lo largo de superficies débiles, asimilables a un plano e el cuerpo del talud o en su terreno de cimentación, estos planos suelen ser horizontales o muy poco inclinados respecto a la horizontal.
4. Flujos: Consiste en movimientos más o menos rápidos de zonas localizadas de una ladera natural, de manera que el movimiento en sí y la distribución aparente de las velocidades y los desplazamientos asemejan el fluir de un líquido viscoso. No existe una superficie de falla o esta se desarrolla en un lapso muy breve al inicio del fenómeno. Pueden ocurrir en cualquier formación no cementada, tanto en materiales secos como húmedos.
5. Falla por erosión: Son fallas de tipo superficial provocadas por arrastres de viento, agua, en los taludes. Es tanto más notorio cuanto más empinadas sean las laderas de los taludes. Una manifestación típica es la aparición de irregularidades en el talud.
6. Falla por licuación: Ocurren cuando en la zona de deslizamiento el suelo pasa rápidamente de una condición más o menos firme a una suspensión, con

pérdida casi total de resistencia al esfuerzo cortante. Puede ocurrir tanto en arcillas extra sensitivas como en arenas poco compactas.

7. Falla por falta de capacidad de carga en el terreno de cimentación: Se producen cuando el terreno tiene la capacidad de carga inferior a las cargas impuestas. Sucede cuando se construye sobre rellenos no compactados o con un nivel bajo de compactación, cuando se colocan fundaciones superficiales en un terreno de baja capacidad de soporte, cuando las fundaciones son pilotes que no alcanzan terreno firme, entre otros.

2.4. Métodos de análisis de estabilidad

Un análisis de estabilidad consiste en verificar la seguridad de una masa de suelo o roca contra la falla o el deslizamiento.

Los deslizamientos se producen en laderas o taludes compuestos de cualquier tipo de suelo, rellenos, rocas y rocas. Las causas pueden ser planos de debilidad en el suelo o rocas, socavaciones en laderas, saturación del terreno por lluvias, construcciones de taludes en ángulos demasiado pronunciados, sismos o sobrecargas en la parte superior del talud.

Dependiendo de la forma como se considere la longitud de la masa deslizante de un talud, el problema de estabilidad se puede resolver tomando en cuenta el efecto bidimensional o tridimensional. Los análisis normales de estabilidad se consideran como un problema bidimensional, los efectos en la zona lateral del talud se desprecian. Un análisis de estabilidad puede ser llevado a cabo usando un modelo analítico o numérico, el cual determina condiciones de equilibrio límite o el movimiento de una masa potencialmente inestable.

A. Métodos de equilibrio límite

Permite obtener un factor de seguridad una vez que se han determinado las propiedades de resistencia al cortante de los suelos, las presiones de poro y otras

propiedades del suelo y talud. Consiste en determinar si existe suficiente resistencia en los suelos del talud para soportar los esfuerzos del cortante que tienden a causar la falla o deslizamiento. Estos métodos comparan las fuerzas o momentos resistentes y actuantes sobre una determinada superficie de falla, asumen un criterio de equilibrio límite donde se estudia la masa de suelo partiendo de las fuerzas actuantes y resistentes que se requieren, la fuerza resistente se compara con la del suelo o roca y se obtiene una indicación del factor de seguridad.

A.1 Método Ordinario o de Fellenius

Consiste en proponer un círculo de falla donde la masa de tierra deslizante se divide en dovelas, el número de dovelas es cuestión de criterio, a mayor número de dovelas los resultados del análisis de hacen más confiables, aunque algunos autores afirman que después de 8 dovelas los resultados no presentan variaciones significantes. El equilibrio de cada dovela puede analizarse como se muestra en la figura 1 b) donde W_i es el peso de la dovela de espesor unitario, las fuerzas N_i y T_i son las reacciones normal y tangencial del suelo a lo largo de la superficie de deslizamiento ΔL_i . Las dovelas adyacentes a la estudiada, ejercen ciertas acciones sobre ésta, que pueden representarse por las fuerzas normales P_1 y P_2 , y por las tangenciales T_1 y T_2 . Se hace la hipótesis de que el efecto de las fuerzas P_1 y P_2 , se contrarresta, se acepta que el momento producido por las fuerzas T_1 y T_2 es de igual magnitud y es despreciable, lo que equivale a considerar que cada dovela actúa en forma independiente de las demás y que N_i y T_i equilibran a W_i .

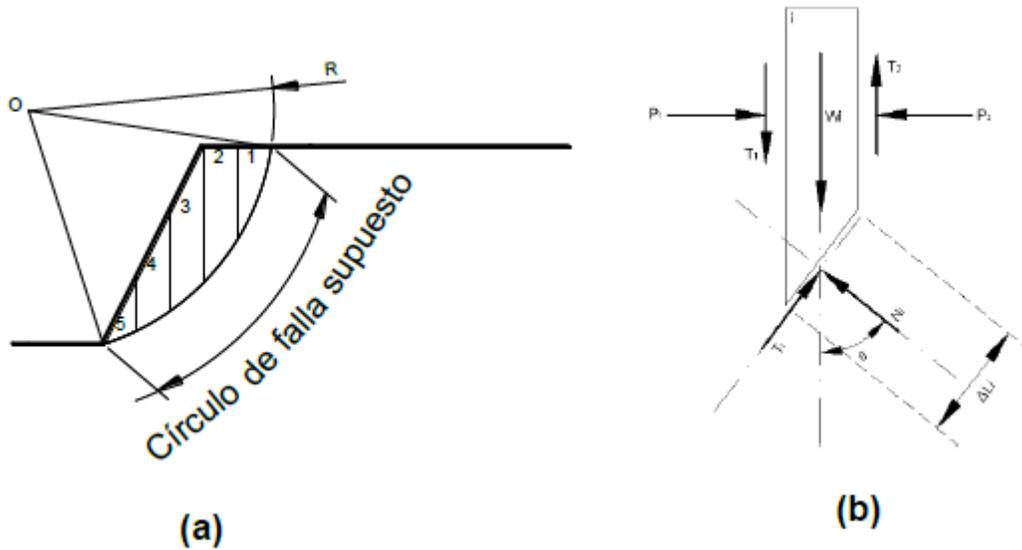


Figura 1. (a) Suposición de un círculo de falla. (b) equilibrio estático entre dovelas.

El cociente $\frac{N_i}{\Delta L_i}$ es una buena aproximación al valor de σ_i , presión normal actuante en el arco ΔL_i . Con este valor puede calcularse la resistencia al esfuerzo cortante del suelo que se trate y determinar así el valor, S_i , resistencia al esfuerzo cortante, que se supone constante a lo largo del arco ΔL_i :

$$S_i = c\Delta L_i + \sigma \tan \phi$$

El momento motor debido al peso de las dovelas puede calcularse como:

$$M_m = R \sum T_i$$

La componente normal del peso de la dovela N_i , pasa por O, por ser la superficie de arco de circunferencia, no hay momento con respecto a ese punto. El momento resistente es debido a la resistencia al esfuerzo cortante S_i , que se desarrolla en la superficie de deslizamiento de cada dovela y equivale:

$$M_r = R \sum S_i^* \Delta L_i$$

Calculados el momento resistente y el momento motor se puede definir el factor de seguridad:

$$FS = \frac{M_R}{M_M} = \frac{\sum Si^* \Delta Li}{\sum Ti}$$

Una superficie de falla con un $FS \geq 1.5$ para casos saturados y un $FS \geq 2.0$ en casos secos, es prácticamente estable según varios autores, Ovando y Olgún (2002).

A.2 Método de Spencer.

Es un método que satisface totalmente el equilibrio tanto de momentos como de esfuerzos. Se basa en la suposición de que entre las fuerzas de dovelas son paralelas unas con otras, tienen el mismo ángulo de inclinación. La inclinación específica de estas fuerzas entre partículas es desconocida y se calcula como una incógnita en la solución de las ecuaciones de equilibrio.

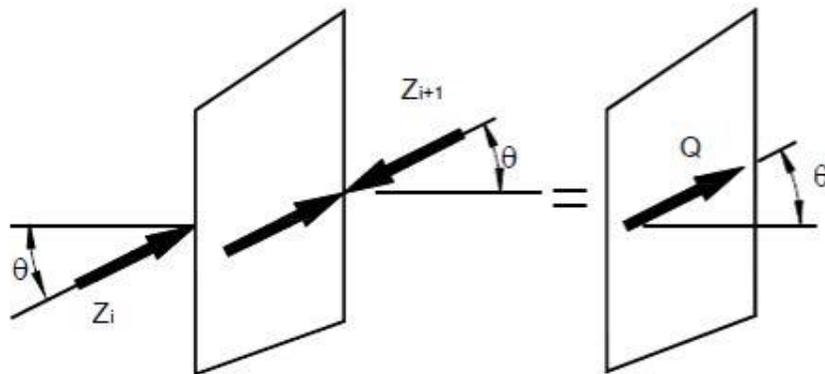


Figura 2. Paralelismo entre las fuerzas de las dovelas.

Spencer plantea dos ecuaciones, una de equilibrio de fuerzas y otra de equilibrio de momentos, las que se resuelven para calcular los factores de seguridad F y los ángulos de inclinación de las fuerzas entre dovelas θ , para resolverlas se utiliza un sistema de ensayo y error donde se asumen los valores de estos factores hasta que se alcanza un nivel aceptable de error, una vez se obtienen los valores de F y θ se calculan las demás fuerzas sobre las dovelas individuales.

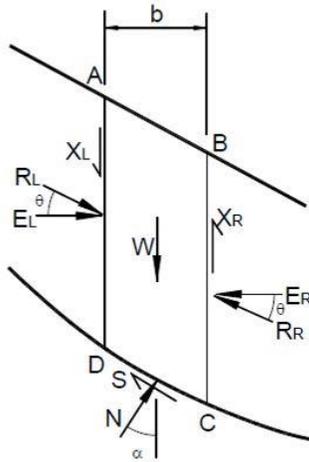


Figura 3. Fuerzas actuantes en las dovelas.

A.3 Método de Morgenstern y Price.

Este método asume que existe una función que relaciona las fuerzas de cortante y las fuerzas normales entre dovelas, esta función puede considerarse constante u otro tipo de función. Esta suposición de funciones diferentes tiene muy poco efecto sobre el cálculo de factor de seguridad cuando se satisface el equilibrio estático. Es un método muy preciso, aplicable a todas las geometrías y perfiles del suelo. El método de análisis consistirá de un procedimiento iterativo hasta encontrar el círculo crítico.

B. Método de elementos finitos.

Es un procedimiento computacional que se utiliza para obtener una solución aproximada a un problema de valores de contorno. Las ecuaciones matemáticas se aproximan mediante ecuaciones constitutivas cuyas incógnitas se evalúan en puntos aislados dentro del cuerpo. El análisis con masas continuas utilizado en la estabilidad de taludes, incluye los métodos de elementos finitos y de diferencias

finitas, al área se divide en un grupo de elementos, la solución del problema se basa en aproximaciones numéricas a las ecuaciones de equilibrio y esfuerzo-deformación. Estos elementos se interconectan en sus nodos y en los bordes predefinidos. El análisis por elementos finitos debe mantenerse en equilibrio de esfuerzos en cada punto; para predecir el nivel de esfuerzos se requiere conocer la relación esfuerzo-deformación, y las condiciones de esfuerzos de frontera se deben satisfacer.

El método de cálculo empleado contempla que el comportamiento del suelo es plástico, no lineal y que depende en gran medida de las condiciones tensionales a que está sometido. Se resuelve una ecuación matricial de tipo:

$$\{p\} = [K]x\{d\}$$

Donde:

$\{p\}$: Vector de cargas

$\{d\}$: Vector desplazamientos

$[K]$: Matriz de rigideces

Lo anterior se hace a partir de las ecuaciones constitutivas de los materiales y de las condiciones de frontera.

Evaluación del Factor de Seguridad.

Para la obtención de un valor del factor de seguridad empleando el método de elementos finitos se realiza una reducción gradual de los parámetros de resistencia al cortante c' y φ' e induciendo a una falla del análisis. Inicialmente, la fuerza de gravedad se aplica en estado elástico para obtener la primera distribución de esfuerzos en todo el talud, luego la reducción gradual de la resistencia va a producir un esfuerzo residual en los elementos fallados y así evalúa la fuerza residual. El valor inicial de la FS se asume lo suficientemente pequeño para obtener como

resultado un problema elástico, luego el valor se va aumentando hasta que se desarrolle una falla global del talud.

2.5. Métodos de estabilización

Generalmente los métodos empleados para la estabilización de taludes se basan en dos aspectos, la reducción de las fuerzas actuantes o el incremento de las fuerzas resistentes. A continuación, se muestran algunos de los métodos de estabilización más comunes en suelo y roca, Abramson (2002).

Métodos de estabilización en suelos

- Descarga del terreno: es una técnica para reducir las fuerzas actuantes en la masa deslizante. El tipo más común de descarga es realizar una excavación de material a modo de corte en el terreno. En el caso en el que un corte provoque inestabilidad en el terreno se puede recurrir a remover material de la superficie y reemplazarlo por otro de menor peso.
- Apuntalamiento: es una técnica usada para compensar o contrarrestar las fuerzas actuantes de un talud mediante la aplicación de un sistema de fuerzas que incrementen las fuerzas resistentes. Entre los sistemas usados se encuentra el uso de rellenos de roca o suelo, contrapesos, shear keys o muros mecánicamente estabilizados.
- Cortes escalonados: El propósito de un corte escalonado en un talud es transformar el comportamiento de un alta pendiente en pendientes más pequeñas, por lo que este método es usado en terrenos amplios, siendo su principal objetivo el aplanamiento del terreno, lo anterior se traduce a que en el caso de pendientes altas mayor volumen de tierra a mover. Este método es utilizado para mantener el control de la erosión y estabilizar la vegetación.
- Drenaje: de todas las técnicas de estabilización consideradas para la corrección o prevención de deslizamientos, ésta es la más importante. El drenaje reduce la desestabilización hidrostática y las fuerzas de filtración en

un talud, así como el riego de la erosión. Entre los métodos más usados están el drenaje superficial mediante drenes, pozos de alivio o las galerías o túneles de drenaje.

- Refuerzo o mejoramiento de suelo: lo que se busca en un método de refuerzo es que, mediante el uso de inclusiones pasivas dentro de la masa del suelo, se busca aumentar la rigidez de esta masa cuando el material de dichas inclusiones posee coeficientes de rigidez mayores, algunos sistemas usados son las anclas pasivas y activas, las columnas de grava, micro pilotes y algunos refuerzos sintéticos.
- Refuerzo con anclas de tensión: este método es empleado cuando el espacio para el trabajo es reducido, funciona por medio de un sistema de anclas que transfiere la fuerza de tensión necesaria para contener el suelo, cambiando el estado de esfuerzos en éste, y transmitir esta carga hacia una zona fuera de la superficie potencial de falla. El sistema consiste en cables que son sometidos a una fuerza de tensión que son instalados en una zona firme del suelo.
- Muros de Retención: el uso más común de un muro de retención para una estabilidad de taludes es cuando es requerido un corte o no existe suficiente espacio para que el talud sea estable por sí mismo. Éste debe ser lo suficiente profundo para que la superficie crítica no lo rodee, provocando que este sufra de inestabilidad. Estos muros requieren principalmente que su diseño cumple con las condiciones de volteo impuestas por el terreno, además de las fuerzas cortantes producidas por los empujes de tierra. Los muros de retención pueden ser muros convencionales en cantiléver o de gravedad, pilotes, pilas secantes o muros anclados.
- Vegetación: el uso de vegetación como estabilización suele ser efectiva para propósitos de estabilización. La estabilización ocurre cuando las raíces minimizan el escurrimiento en la masa del suelo retardando el flujo del agua. Aunque este método de estabilización tiene varias ventajas como su bajo costo, su auto reparación, atractivo visual y el hecho de no necesitar equipo

muy elaborado para su colocación; posee otras desventajas que lo perjudican como la existencia de una plaga o sequía, es difícil su colocación en taludes escarpados y su colocación es lenta.

- Protección de la superficie del talud: otro método para estabilizar que se basa en evitar la filtración de agua es la colocación de algún material adicional en la cara del talud que se quiera proteger, como lo es el uso del concreto lanzado, bloques de mampostería o algún material cementante que sea capaz de lograr adherencia en las paredes del talud.
- Endurecimiento del suelo: en suelos cohesivos los métodos que implican el drenaje o filtración de agua no suelen ser efectivos, debido a la permeabilidad de los mismos. En esas situaciones se consideran métodos que implican realizar un endurecimiento del suelo como lo son la compactación de suelo o el empleo de precargas, el uso de rellenos de cementante como la lechada, la inyección de cal o algunos métodos menos conocidos como el drenaje por electro-osmosis o el tratamiento térmico.

Métodos de estabilización en roca

Al igual que en suelos los métodos de estabilización en roca son similares, con algunas variaciones que se describen a continuación.

- Remoción de roca inestable: similar a la descarga y extracción de suelo desfavorable, la remoción de roca inestable consiste en remover la roca potencialmente inestable para realizar una rehabilitación del talud ya sea para ayudar con la estabilidad local o como trabajo de seguridad durante la ejecución de alguna obra. Según las condiciones del sitio esto puede realizarse con maquinaria pesada o el uso de explosivos según las propiedades de la roca.
- Contención: más que un método como tal, la contención es un complemento a la estabilidad y a la seguridad de un talud. En taludes compuestos en su mayoría por rocas son propensos a presentar deslizamientos o desprendimientos de material pequeño que amenazan la operación del

proyecto que se ejecute. Para lo anterior se realizan obras de apoyo como zanjas, redes, barreras de acero, vallas o muros de concreto. La elección del tipo de contención depende principalmente del tamaño de piezas que se puedan desprender, la altura de estas y el ángulo que presente el talud

- Apuntalamiento: el soporte de la roca puede ser a completado con el uso de estructuras de concreto o mampostería hechas en sitio su uso es complementario con otros métodos de soporte.
- Protección de la superficie: cuando no se tenga espacio para realizar la construcción de estructuras de contención o barreras se debe soportar los caídos directamente en la cara del talud, lo anterior se logra colocando algún sistema de protección como mallas de acero, redes de alambre o concreto lanzado según sea el tipo de material presente en el talud.
- Refuerzo con anclas: el uso de refuerzos en una masa rocosa tiene como objetivo restringir los movimientos de los bloques de roca presentes, mediante el implemento de fuerzas de tensión se pretende cambiar los estados de esfuerzo que actúan sobre la superficie del talud a un estado de esfuerzo en compresión el cual proveerá de un confinamiento proporcionando resistencia al suelo. Los sistemas más usados son el uso de anclas activas y pasivas.
- Drenaje: cuando la roca presente discontinuidades a lo largo de tramos considerables y exista la presencia de agua se suele optar por el uso de drenajes para aliviar la presión inducida por el flujo de agua y así evitar fractura miento o desprendimiento en el macizo rocoso. Se usan dos tipos de drenaje, el superficial que se refiere a desviar el flujo del agua fuera de las grietas de tensión mientras que el sub superficial emplea el uso de drenes y galerías subterráneas.

3. Sistema de Anclaje

Los sistemas de anclaje son utilizados para aplicar fuerzas dentro de una masa de suelo o roca con el objeto de mantener o restablecer su estabilidad. Éstos proporcionan fuerzas externas para lograr la estabilidad de taludes, en excavaciones a cielo abierto o en túneles y galerías subterráneas. Pueden ser utilizados solos o como complemento de otras estructuras. Constituyen una solución para lograr un sistema estable para muros de retención temporal o permanente en excavaciones, además del sistema idóneo para estabilizar cortes carreteros en suelos en rocas y suelos.

3.1. Anclas como refuerzo de suelos y rocas

Las aplicaciones de anclas en suelo son como elementos de retención o soporte lateral en excavaciones profundas, equilibrar los momentos de volteo en las cimentaciones de estructuras esbeltas o bien en atraques de puentes y cimentaciones de muros de contención, como elementos para prevenir expansiones o para compensar subpresiones en losas de fondo o en piso de excavaciones; como soporte de túneles; proporcionar fuerzas de reacción en pruebas de pilotes; y preconsolidar suelos inestables e incrementar así su capacidad de carga.

Las aplicaciones de anclas en rocas son proteger y estabilizar formaciones rocosas y taludes, como soporte en galerías, o cavidades en rocas, en sustitución de puntales, troqueles o armaduras; en túneles; en presas de gravedad o de arco, para compensar los momentos de volteo; en atraques de puentes y en las cimentaciones de estructuras esbeltas; y consolidar galerías y socavones en minas.

3.2. Clasificación de anclas

Para conocer de manera general los tipos de anclas se cuenta con una clasificación, Ovando (2002), mostrada a continuación, de cómo denominar a un sistema de anclaje según diferentes parámetros como lo son:

Según su vida útil. Pueden clasificarse como temporales o permanentes.

- Anclajes temporales. Se utilizan para estabilizar taludes o cortes verticales en excavaciones que después se cierran o se sostienen con otras estructuras de carácter permanente. Su vida útil es de algunos meses, cuando mucho un par de años.
- Anclajes permanentes. La permanencia de un sistema de anclaje debe garantizarse protegiendo los elementos degradables contra el ataque de agentes corrosivos, depende de las previsiones que se tomen para darles mantenimiento, incluido el ajuste de cargas de tensión en las anclas.

Según su funcionamiento. Se pueden clasificar en activas o pasivas.

- Anclas activas o de tensión. Proporcionan activamente fuerzas externas para lograr la estabilidad de taludes o excavaciones. Comienzan a trabajar cuando se aplican tensión a una fuerza de diseño mediante dispositivos especiales.
- Anclas pasivas o de fricción. Son elementos pasivos de refuerzo que proporcionan fuerzas externas para lograr la estabilidad de taludes. Trabajan cuando el suelo o roca que las circunda sufre desplazamientos o deformaciones, no antes.

Según la presión de inyección. La presión de inyección que se aplica en el bulbo depende del tipo de material en el que se perfora el barreno y constituye un factor limitante de su magnitud, por lo que las anclas pueden clasificarse como de presión alta, intermedia o baja.

- Anclas de alta presión. Se utilizan en rocas, gravas o suelos arenosos compactos. La presión de inyección es $> 10\text{kg/cm}^2$ con objeto de lograr optimizar la transferencia de carga del ancla del medio circundante. Los

barrenos pueden no requerir ademe y suelen perforarse con brocas helicoidales o con ademes del mismo tipo.

- Anclas de baja presión con bulbo recto. Se instalan en rocas, suelos cohesivos o en materiales arenosos o con gravas. La barrenación se puede efectuar empleando diversidad de técnicas de perforación e inyección, la presión generalmente no excede de 10 kg/cm^2 y se requiere de un obturador.
- Anclas con inyección posterior. En estas se efectúa una primera etapa de inyección por gravedad, posteriormente se reinyecta el bulbo sucesivamente, dejando de uno a dos días entre cada etapa de reinyección. Las reinyecciones se llevan a cabo con un tubo sellado instalado junto con el tendón, el tubo está provisto de válvulas check a lo largo de la longitud del bulbo de inyección. La lechada reinyectada fractura la lechada inicial.
- Anclas con reinyección posterior. Se usan en suelos cohesivos de baja plasticidad. En suelos granulares o en rocas las reinyecciones se aplican para mejorar la transferencia de carga entre el bulbo inyectado y el material circundante.

Según la forma del fuste. Las anclas con ensanchamientos en el fondo o a lo largo del barreno tienen por objeto aumentar su capacidad, sin embargo, su uso está limitado por su dificultad constructiva.

- Anclas con campana en el fondo. Se utilizan para anclar suelos cohesivos firmes o muy consistentes. Los barrenos de gran diámetro y sin ademe, se rellenan con lechadas de arena y cemento o bien concreto colado por gravedad.
- Anclas con campanas múltiples. Se utilizan en suelos cohesivos rígidos o en rocas débiles. El espaciamiento entre las campanas se selecciona para minimizar la posibilidad de fallas por cortante a lo largo de la superficie perimetral de las campanas.

3.3. Partes constitutivas del ancla

Conociendo lo mencionado en los apartados anteriores conviene conocer cuál es la constitución de un ancla, para lo esto se presenta un resumen, según el manual de construcción geotécnica, de los componentes principales y auxiliares que la forman:

- Barreno para alojar el ancla. Ésta se perfora en la cara del talud donde se va a colocar el ancla, debe tener el diámetro suficiente para que penetren libremente y con facilidad las varillas o torones, y permitir la entrada del mortero que circunda al ancla. Dejando espacio suficiente entre las varillas o torones y la pared del barreno para permitir que se desarrollen las fuerzas de adherencia entre el mortero y las varillas o torones, así como las fuerzas de fricción entre el mortero y el terreno circundante.

Un ancla de tensión consta de tres partes principales. Para una mayor ilustración revisar la figura 4.

- Bulbo de inyección. Define la longitud del anclaje, queda en el fondo del barreno y se extiende una longitud suficiente para que se desarrollen las fuerzas de diseño. Dentro de este bulbo se inyecta mortero a presión (lechada principal) con objeto de incrementar los esfuerzos dentro del mismo y en el terreno circundante. Queda cerrado por un obturador que permite la presurización y lo aísla de la parte exterior del barreno.
- Longitud libre. Es la longitud del barreno en la cual no se aplica mortero o lechada a presión (lechada secundaria). Se puede rellenar con mortero de menor calidad que el que se utiliza en el bulbo de eyección, suele colocarse vaciándolo por gravedad. En esta zona no hay transferencia de cargas entre el ancla y el terreno circundante.
- Longitud de tensado. Es la longitud expuesta que se requiere para tensar el ancla o para efectuar pruebas de carga.

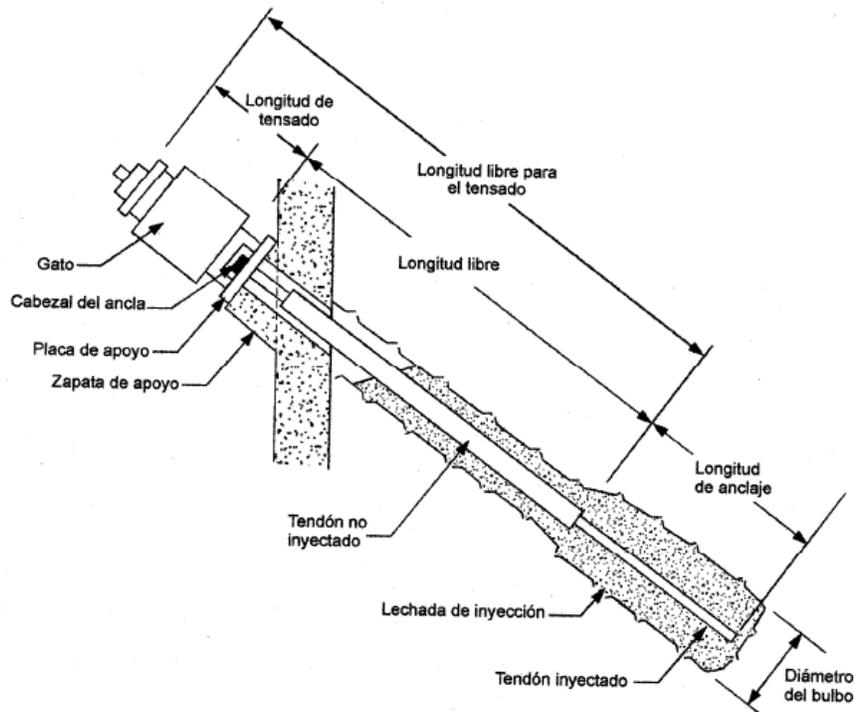


Figura 4. Componentes principales de un ancla. Fuente Ovando y Olgúin (2002).

Dispositivos auxiliares. El acero requiere de éstos para protegerlos y para lograr que su trabajo sea eficiente.

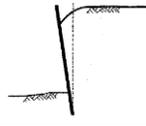
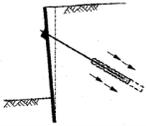
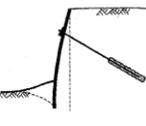
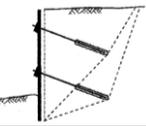
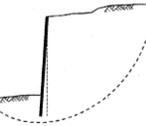
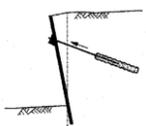
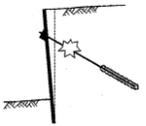
- Funda de protección. Es un tubo liso, por lo común de PVC, dentro del cual se alojan los torones o las barras en la longitud libre del barreno. Se rellena con lechada secundaria o con grasa para evitar la corrosión de los torones o las barras.
- Tubo de inyección. Es un tubo provisto de manguitos, serie de agujeros cubiertos por bandas de hule, que se coloca en el centro del barreno y la lechada de inyección sale a través de esos agujeros. Los torones o barras se instalan a su alrededor.
- Obturador. Está constituido por un tapón de hule por el cual pasa el tubo de inyección, su función es sellar y aislar al bulbo de inyección del resto del barreno. Se infla con aire para lograr un sello adecuado.

- Separadores. Son placas de material plástico con perforaciones circulares de sección circular o sección tipo estrella. El tubo de manguitos pasa por la perforación central de los separadores y las barras o torones por las perforaciones a su alrededor. Se colocan dentro del bulbo de inyección a distancias suficientes para evitar que las barras se toquen entre sí o al tubo de inyección.
- Opresores. Su función es oprimir los cables o torones para evitar movimientos no deseados durante la instalación.

3.4. Modos de falla de un sistema de anclaje

Los modos de falla a los que se verá expuesto un sistema de anclaje dependen de las características propias del sistema mismo, así como las del terreno en el que se desarrolle. Para explicar a manera de resumen se presenta la tabla 1 con los tipos más comunes de fallas.

Tabla 1. Descripción del tipo de fallas presentes en un sistema de anclaje. Fuente Ovando y Olguín (2002).

Tipo	Mecanismo	Descripción	Ejemplo
Fallas locales por falta de resistencia del suelo	Rotacional hacia la excavación antes de la instalación del ancla	Ocurre cuando la primera etapa de excavación no se planea adecuadamente, cuando la profundidad de corte es mayor que la mínima necesaria para conservar su estabilidad.	
	Falla por extracción del bulbo	Ocurre cuando se excede la resistencia friccionante en la interfaz ente el bulbo inyectado y el suelo circundante, también ocurre cuando se presentan deformaciones diferidas que son más severos en suelos orgánicos o cohesivos de alta plasticidad.	
	Rotacional por falta de resistencia pasiva	La estabilidad de muchos sistemas de retención anclados requiere de la movilización de la resistencia pasiva del suelo localizado frente al empotramiento, que debe ser con un factor de seguridad adecuado que garantice que las deformaciones del suelo se mantengan dentro de los límites aceptables.	
	Falta de capacidad de carga	Deben considerarse la resultante de los empujes actuando en el extremo inferior del elemento de retención, el cual debe estar apoyado sobre un material suficientemente resistente.	
Fallas generales	Por volteo	Se debe tomar en cuenta todas las fuerzas que actúan sobre el elemento de retención, analizar la posibilidad de que el volteo ocurra a diferentes profundidades, alrededor de uno o más puntos de giro.	
	Por deslizamiento	Para prevenirlos se efectúan análisis convencionales en la base de la estructura de retención en los que intervengan todas las fuerzas actuantes, resulta crítico contar con estimaciones razonables de la resistencia del suelo involucrado.	
	Por rotación	Pueden aplicarse los métodos convencionales para el análisis de la estabilidad global del sistema, conviene revisar la estabilidad antes y después de la instalación de anclas.	
Fallas estructurales	Falta de adherencia entre el tendón y el mortero de inyección	Ocurre cuando se presentan desplazamientos relativos entre el acero del ancla y el mortero inyectado en el bulbo. Involucra tres factores: la adherencia, la fricción y la trabazón mecánica.	
	Tensión en el ancla o tendón	Ocurre cuando se excede la capacidad estructural del tendón. Se recomienda que la carga de diseño final, a largo plazo, no sea mayor que al 60% de la resistencia nominal mínima, la carga temporal puede ser del 80%.	
	Flexión en la tablestaca	Es un problema estructural cuyo análisis depende fundamentalmente de la distribución de presiones supuestas.	

3.5. Diseño de un sistema de anclaje

El diseño de anclas debe seguir una secuencia con el fin de obtener valores adecuados de las fuerzas actuantes y de los factores de seguridad. Cada elemento debe diseñarse de tal modo que cumplan los valores de factor de seguridad adecuado. En la figura 5 se presenta un diagrama de flujo que muestra la secuencia a seguir de análisis y diseño propuesta en el manual de construcción geotécnica.

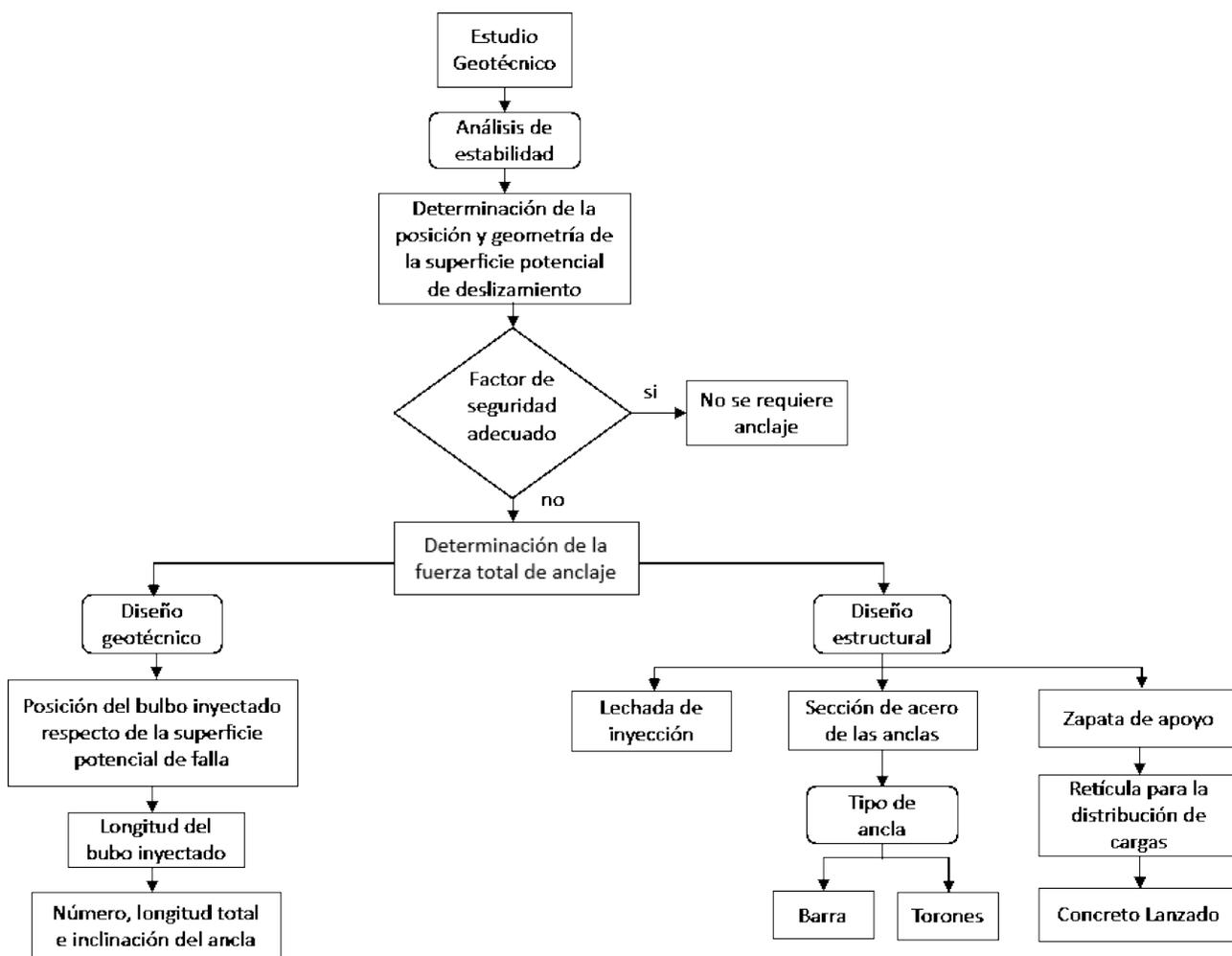


Figura 5. Secuencia de análisis y diseño para un sistema de anclaje. Fuente Ovando y Olguín (2002).

Según el diagrama primero se debe realizar un análisis de la estabilidad general del talud, dicho análisis se realiza mediante métodos de equilibrio límite o por elementos finitos, la descripción de éstos se menciona en el capítulo “Métodos de análisis de estabilidad”. Dependiendo de los resultados del análisis se determina la necesidad de emplear un sistema de anclaje, cuyo diseño se divide en dos partes, el geotécnico y el estructural, estas partes son explicadas a continuación.

Diseño geotécnico

Análisis de la estabilidad: como primer paso debe realizarse un análisis de estabilidad para determinar la fuerza de anclaje en caso de ser necesario, los métodos pueden varias según las condiciones del lugar, pueden usarse los métodos expresados en el capítulo anterior, en casos prácticos suele usarse el método de las cuñas, que se encuentra definido como:

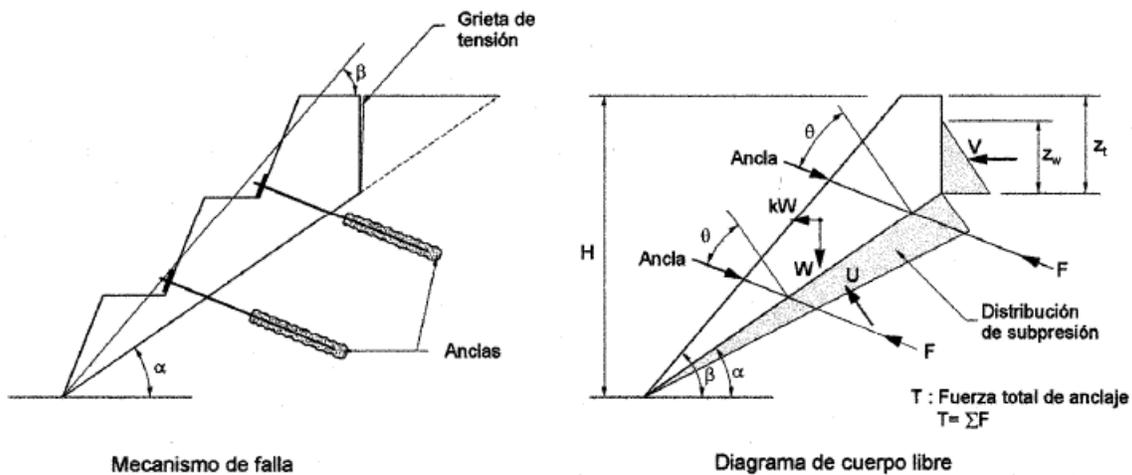


Figura 6. Geometría aplicada para el método de cuñas en un talud anclado. Fuente Ovando y Olguín (2002).

$$FS = \frac{c' \frac{H - z_t}{\text{sen } \beta} + [W \cos \alpha - U + T \cos \theta - (V + kW) \text{sen } \alpha] \text{tg } \phi'}{W \text{sen } \alpha + (V + kW) \cos \alpha - T \text{sen } \theta} \quad \text{ec. (1)}$$

Donde:

c' : Parámetro de cohesión del suelo (en términos de esfuerzos efectivos)

ϕ' : Ángulo de fricción del suelo (en términos de esfuerzos efectivos)

H: Altura del talud

β : Ángulo de inclinación del talud

z_t : Profundidad de la grieta de tensión

α : Inclinación de la superficie potencial de deslizamiento

W: Peso total de la cuña de suelo que potencialmente puede deslizar

U: Fuerza de subpresión en la superficie de falla

V: Empuje de agua en la grieta de tensión

T: Fuerza total de anclaje por unidad de longitud

θ : Inclinación de las anclas respecto de la normal a la superficie potencial de deslizamiento

k: coeficiente sísmico

El propósito de este método es obtener la fuerza de tensión T, por medio de aproximaciones, según sean los parámetros definidos previamente. El análisis supone que a lo largo de la superficie de deslizamiento se moviliza la totalidad de la resistencia al corte, teniendo en cuenta que se desea obtener un factor de seguridad mayor a 2.0 en casos estáticos y mayor a 1.3 en casos dinámicos. Este método puede ser considerado como un apoyo complementario para determinar la fuerza de tensión requerida, pudiéndose utilizar un software.

Capacidad del ancla: La capacidad de un ancla se expresa en función de la carga última que puede soportar, P_u . La magnitud de P_u está dada por la fuerza última

que se moviliza en la superficie del bulbo inyectado, por lo que es una función que depende de las propiedades mecánicas de la interfaz bulbo-suelo. Estas propiedades dependen, a su vez, de otros factores como la geometría del bulbo inyectado, el tipo de ancla, el método de perforación y la profundidad del ancla. En cada caso se dificulta saber cómo influye cada uno de los factores en las propiedades mecánicas de dicha interfaz por lo que la estimación de P_u lleva un alto grado de incertidumbre. Además, los mecanismos de transferencia de carga entre el bulbo y el medio circundante tampoco se conocen suficientemente. A partir de un número limitado de ensayos de campo con anclas instrumentadas se ha establecido que las fuerzas de fricción a lo largo del bulbo no se distribuyen uniformemente, se concluye que:

Las fuerzas de anclaje se concentran en la parte superior del bulbo y disminuye rápidamente hacia su porción inferior. Si la fuerza de anclaje es pequeña, cierta longitud del bulbo no soportara ninguna carga.

Conforme aumenta la magnitud de la fuerza de anclaje, aumenta la longitud de la zona de concentración de carga.

Si la fuerza de anclaje continúa aumentando, se movilizará la resistencia al esfuerzo cortante en la interfaz bulbo-suelo en la zona de concentración de carga y podría moverse la resistencia residual, por lo cual se presentarían desplazamientos relativos entre el bulbo y el suelo. Si se movilizan las resistencias máximas o residuales en la parte superior del bulbo, cualquier incremento de la zona de anclaje provoca una redistribución de la misma, hacia el fondo del barreno, hasta la falla total del ancla.

La consecuencia más importante de este mecanismo es que la longitud aprovechable de los bulbos no puede crecer indefinidamente.

Longitud del bulbo inyectado: Los factores que la determinan son la posición y geometría de la superficie potencial de deslizamiento, la magnitud de la fuerza de anclaje, la presión de inyección, la resistencia al esfuerzo cortante en el contacto

entre el barreno inyectado y el medio circundante, y el diámetro del barreno. Estos factores se pueden ver afectados por las técnicas de perforación e inyección y por el tipo de mecanismo de transferencia de cargas. La longitud del bulbo inyectado debe de ser la suficiente para generar y transmitir la fuerza de anclaje al medio circundante, con un factor de seguridad adecuado. Donde la expresión para calcular la longitud se calcula como:

$$l_a = \frac{T}{\pi D(\alpha c + p_i \tan \varphi)} \quad ec. (2)$$

Donde:

T: Fuerza de tensión, menor a la capacidad de carga Pu,

p_i : Esfuerzo normal actuante en la superficie del bulbo

D: Diámetro efectivo del bulbo

αc y φ : Parámetros de resistencia representativos de la interfaz entre el medio circundante y el barreno inyectado.

Posición del bulbo inyectado respecto de la superficie potencial de falla: El bulbo inyectado debe colocarse fuera de la masa de suelo que potencialmente pueda deslizar. Debe analizarse la estabilidad global del talud, con lo que se identificara la superficie potencial de deslizamiento más crítica. La longitud total del ancla y su inclinación dependen de su posición respecto de la superficie de falla. Las fuerzas de anclaje se reparten entre las anclas dependiendo de su tipo y numero, se determina la inclinación del ancla, la cual depende del equipo con que se cuente para la perforación e instalación, de las condiciones geológicas y geotécnicas, y de la geometría del corte, excavación o talud. La eficiencia de un sistema de anclaje depende de su inclinación la cual determina la forma en la que actúan los componentes de la fuerza de anclaje sobre la superficie de deslizamiento. Las anclas se deben extender más allá de la superficie de deslizamiento, por lo cual el bulbo inyectado debe comenzar entre 1 y 2 m después de la superficie potencial de falla crítica.

Estabilidad global de un talud anclado: En taludes o corte efectuados en suelos donde la superficie potencial de falla es circular, los métodos más usados son los de Fellenius, Bishop simplificado o de Janbu. Cuando la superficie potencial de falla sea plana el método más empleado es el de cuñas, en especial cuando se estudia la estabilidad de taludes en tobas constituidas por materiales cementados o en rocas con discontinuidades. Debe buscarse la superficie potencial de deslizamiento que haga mínimo a FS, y cuando este resulta menor o igual a la unidad el sistema es inestable. En taludes o cortes anclados, las fuerzas y momentos necesarios para lograr la estabilidad con factores de seguridad adecuados deben proporcionarlas las fuerzas de anclaje. Es indispensable conocer las condiciones estratigráficas y las propiedades mecánicas de los materiales que conforman en talud, las cuales determinan la geometría y la ubicación de las superficies de falla más probables. Otros factores que deben incluirse en el análisis son el efecto de las fuerzas inerciales por sismos y la presencia de agua o un sistema de drenaje.

Diseño estructural

Barras, cables o torones de acero. Soportan la totalidad de las fuerzas de tensión, dicha fuerza se reparte entre el área de la sección transversal total del conjunto de barras, cables o torones. El área del acero es igual al:

$$A_s = \frac{T}{0.6 f'_y} \quad ec. (3)$$

Donde de f'_y es el límite de fluencia del acero. Debe tomarse en cuenta la acción de los agentes erosivos y debe preverse la instalación de fundas protectoras y grasas para tomar en cuenta el efecto de la corrosión.

Lechadas y morteros de inyección: La lechada principal debe tener las propiedades necesarias para lograr que la adherencia entre esta y las anclas sea suficiente y que las fuerzas de fricción entre las paredes del bulbo y el medio circundante sean las requeridas. Deben ser bombeables, su fluidez debe permitir su flujo a través de un sistema de bombeo para formar el bulbo dentro del barreno.

El mortero inyectado protege a los tendones del ataque de la erosión. El diseño y calidad del mortero deben controlarse rigurosamente, los aspectos para el control de calidad son el proporcionamiento, la fluidez, el sangrado y la resistencia a diferentes edades.

Elementos de apoyo: Se diseñan como zapatas convencionales. Sus dimensiones se determinan en función de la magnitud de las fuerzas de anclaje, la capacidad de carga del terreno y los esfuerzos cortantes inducidos en las secciones críticas, que determinan las características de las placas de reacción de las anclas.

3.6. Sistemas de protección contra la corrosión

Para asegurar que el diseño funcione adecuadamente durante la vida útil prevista de cada ancla en el proyecto se debe pensar en una manera de proteger sus partes ante las condiciones climáticas que se presenten en el sitio, a continuación, se describen algunos de los sistemas más comunes con los que se brinda protección.

- Protección del bulbo inyectado. Los morteros constituyen el primer elemento de defensa, la inyección del bulbo debe efectuarse comenzando en su parte más profunda, con objeto de lograr el encapsulado del tendón, la cobertura mínima que debe proporcionar es de 15mm. Se puede usar una funda corrugada de plástico o acero dentro de la cual corre el tendón, entre ambos deberá inyectarse lechada primaria.
- Protección de la interfaz entre la longitud libre y el bulbo inyectado. La lechada primaria deberá extenderse dentro de la longitud libre un poco más de medio metro, la funda lisa de la longitud libre debe pegarse a la funda corrugada del bulbo, en la parte superior del bulbo se acumulan impurezas, agua o burbujas las cuales deben extraerse antes de aplicar la lechada secundaria.
- Protección de la longitud libre. La porción del tendón que corresponda a la longitud libre debe protegerse tenga funda protectora o no, si no tiene funda deben extremarse las precauciones acerca de las condiciones de acidez del

barreno y al colado de los morteros, no son anclas permanentes. En tendones con funda sin lechada secundaria debe aplicarse grasa anticorrosiva entre el tendón y la funda, con un espesor mínimo de 0.25mm. En anclas permanentes deberá prestarse atención a la porción del ancla aireada naturalmente, se recomienda colar la lechada secundaria hasta que rebase el brocal del barreno.

- Cabeza del ancla. Incluye tuercas, placas de apoyo, el queso de los torones. En algunos casos deben protegerse con barriles o cápsulas, usualmente de plástico o PVC, retacados con grasa o productos bituminosos, si se prevé que el sistema de anclaje sufra desplazamientos los barriles o cápsulas deberán ajustarse y regresarse periódicamente.

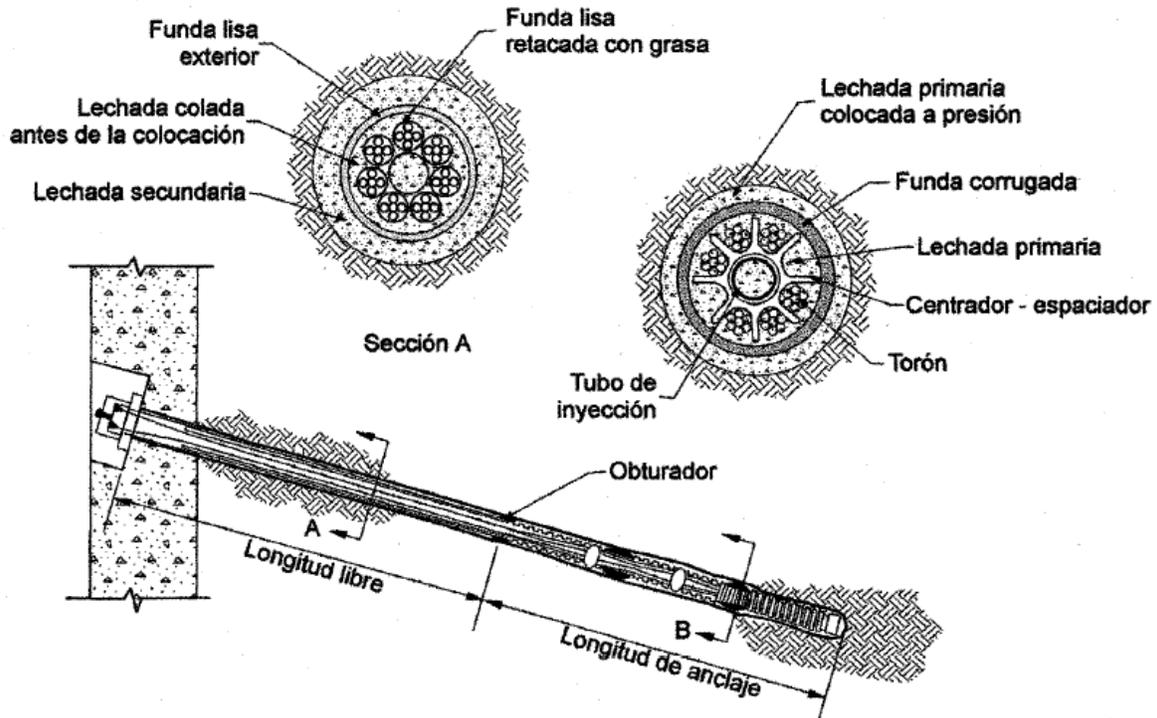


Figura 7. Elementos de protección doble en un ancla. Fuente Ovando y Olguín (2002).

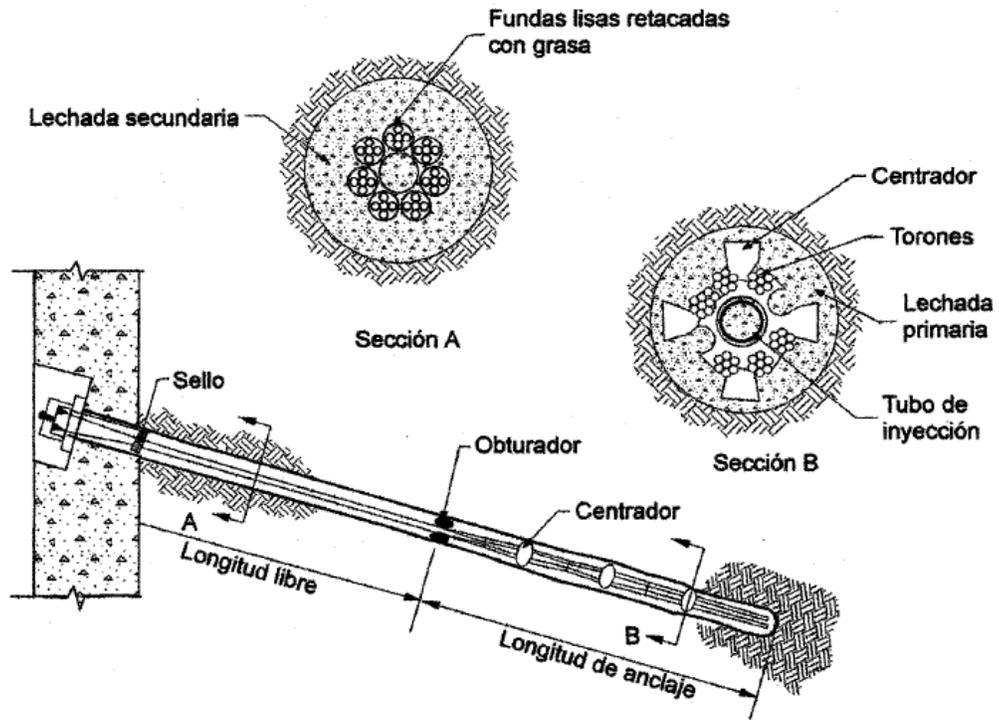


Figura 8. Elementos de protección simple en un ancla. Fuente Ovando y Olgúin (2002).

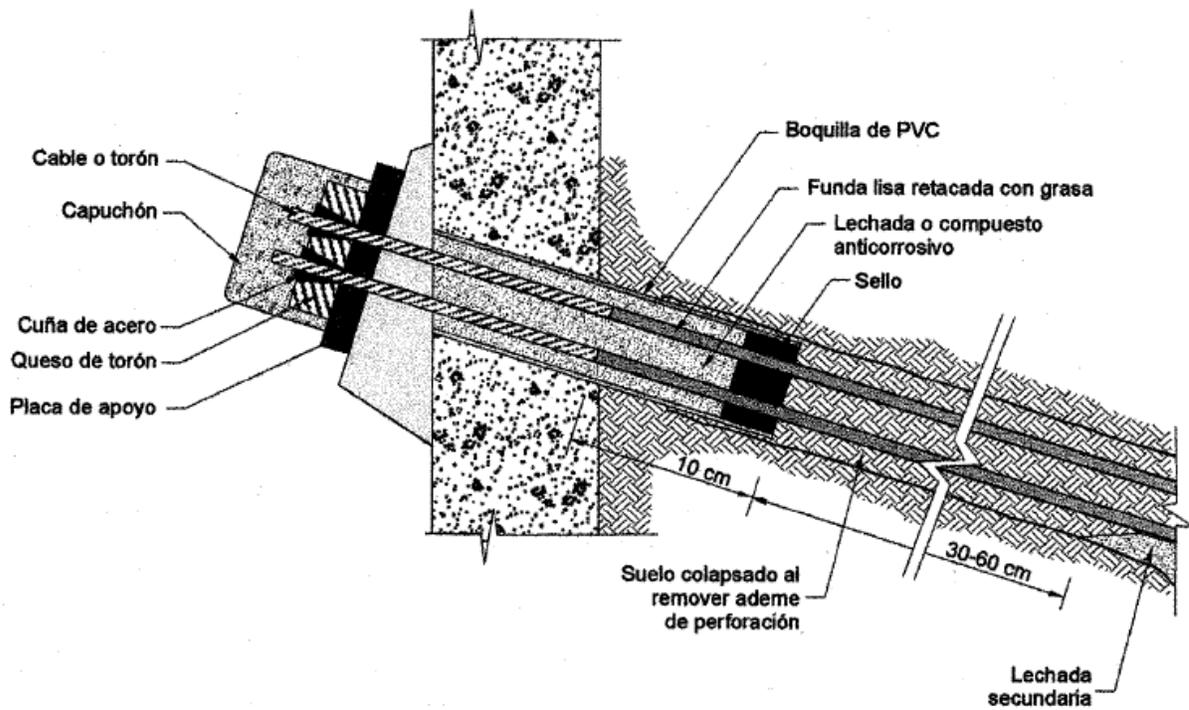


Figura 9. Elementos de protección en la cabeza del ancla. Fuente Ovando y Olgúin (2002).

3.7. Pruebas de carga

La manera más confiable de verificar el funcionamiento de un ancla es mediante pruebas de carga en el campo, su ejecución debe preverse desde la etapa de proyecto. Durante una prueba de carga no deberá excederse el esfuerzo de fluencia del acero de las barras o tendones, la carga máxima aplicada será de 75 a 80% del esfuerzo último del acero garantizado por el fabricante, las pruebas deberán realizarse después del fraguado inicial del mortero de inyección. Los principales tipos de prueba son pruebas de carga simple, pruebas de funcionamiento, y pruebas de deformación diferida.

- Pruebas de carga simple. Su objetivo es verificar la capacidad del ancla, su principal ventaja es la rapidez y la economía. En esta prueba, las cargas se aplican incrementalmente hasta llegar a la carga de diseño, P , o más. Es la prueba más usada en nuestro país y las cargas máximas suelen llegar a valores entre $1.2 P$ y $1.33 P$. Para medir las deformaciones se puede usar un micrómetro de 0.025 mm de resolución, sostenido por un marco de referencia fijo, las cargas se aplican mediante gatos hidráulicos o bombas eléctricas, las presiones se miden con manómetros calibrados. Una variante es la prueba de extracción en la cual se aplican incrementos de carga hasta provocar la falla total del ancla.
- Pruebas de funcionamiento. Su objetivo es determinar si la capacidad del ancla es la requerida, si se estableció la longitud libre de diseño, y cuál es la deformación residual del ancla. Es especialmente útil en excavaciones estabilizadas con tablestacados, donde las anclas sufren procesos de carga-descarga en las diferentes etapas del proceso de construcción, las cuales pueden inducir deformaciones residuales difíciles de estimar en el diseño. Durante su ejecución pueden evidenciarse defectos en tendones o torones y en los bulbos inyectados. En estas pruebas las cargas se aplican por incrementos, cargando y descargando el ancla, debe vigilarse que el nivel de carga se mantenga constante en cada incremento. Los datos de fuerza-deformación se grafican, en cada ciclo de carga-descarga será posible

identificar las deformaciones elásticas y las deformaciones residuales del ancla, así como las deformaciones totales, también conviene llevar un registro de las deformaciones residuales.

- Pruebas de deformación diferida. Se utilizan para verificar la capacidad de anclas instaladas en rocas de mala calidad o en suelos con cohesión susceptibles de sufrir deformaciones diferidas. Las anclas instaladas en suelos con índice de plasticidad mayores de 20% deberán someterse a estas pruebas. Se aplican incrementalmente ciclos de carga-descarga, la carga máxima de cada ciclo se sostiene durante diferentes periodos de tiempo durante los cuales se lleva un registro de elongación contra tiempo. De los resultados de estas pruebas se obtienen curvas de deformación diferida contra tiempo. La velocidad de la deformación se obtiene de la pendiente del último ciclo logarítmico de cada gráfica. Las velocidades de deformación se pueden graficar contra la magnitud de la carga, con el objetivo de identificar a la carga crítica de creep.

4. Caso de Aplicación

4.1. Descripción del proyecto

El siguiente caso de aplicación a continuación mostrado corresponde a una parte de los trabajos realizados durante la ejecución del proyecto denominado Puente Tetiteco en la carretera Jala – Puerto Vallarta, Tramo Jala – Compostela, en el Estado de Nayarit, donde la Secretaria de Comunicaciones y Transportes a través de la Subsecretaria de la Infraestructura y la Dirección General de Carreteras, tiene por objetivo llevar a cabo su programa de modernización de carreteras federales, para el cual debido a las condicionantes del trazo de la carretera será necesario implementar un sistema de retención de rellenos que dará el soporte a un tramo de la carretera antes del acceso al puente. Para lo anterior se requiere un análisis de las condiciones del talud y del subsuelo para garantizar un comportamiento adecuado de la estructura y dar las recomendaciones adecuadas para realizar un sistema de retención que permita la ejecución del relleno mencionado tomando en cuenta las condiciones estratigráficas del terreno en el área de proyecto.

4.2. Geología del sitio

Regional

La ubicación del sitio se encuentra en la provincia fisiográfica conocida como el “Eje Neo volcánico”, que pertenece a su vez a la subprovincia de Sierras Neo volcánicas Nayaritas. Ésta provincia se puede describir como una acumulación de estructuras volcánicas a través de las eras geológicas hasta el presente, uno de sus rasgos característicos es la franja de volcanes que se extiende de oeste a este, desde el Océano Pacífico hasta el Golfo de México. Además de los grandes volcanes de México y algunos volcanes en escudo, esta provincia incluye sierras volcánicas, grandes coladas de lava, depósitos de ceniza, cuencas cerradas ocupadas por lagos y estructuras de calderas volcánicas.

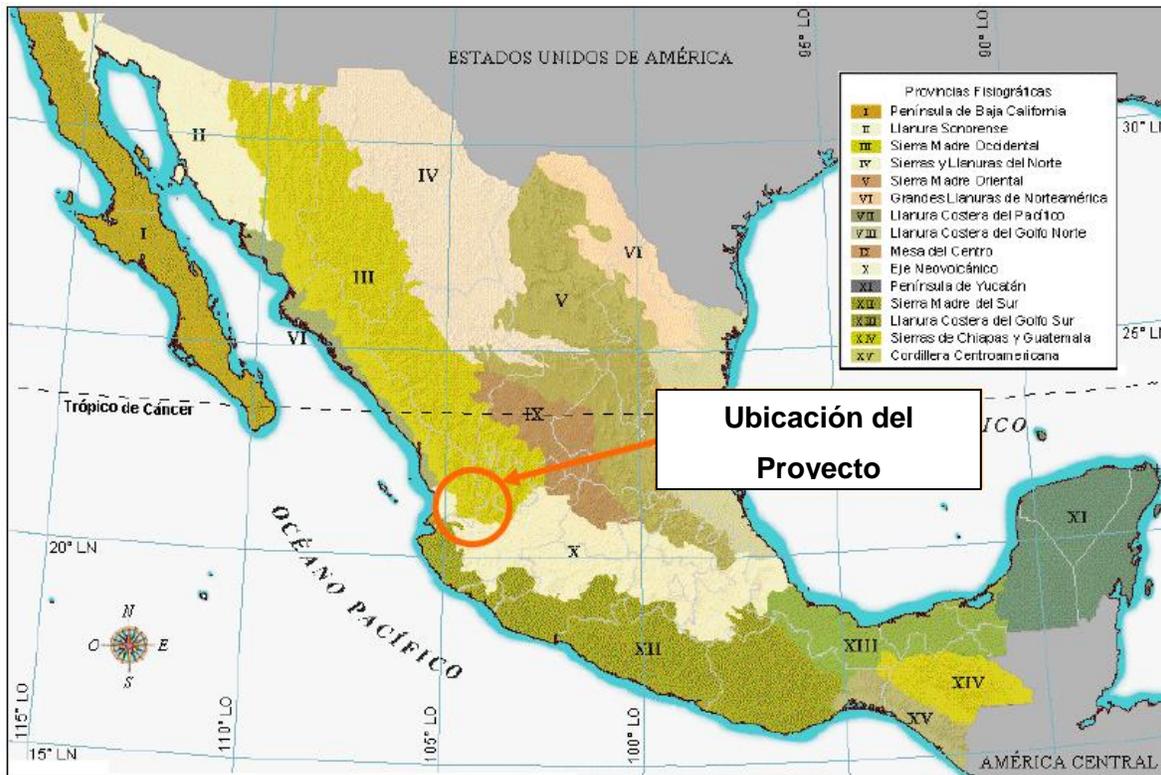


Figura 10. Mapa de provincias fisiográficas de la República Mexicana (Fuente INEGI, 2018).

Local

Según el barrido de sitio y la recopilación de estudios de la zona, las rocas más antiguas son de carácter volcanoclásticas y consisten en intercalaciones de lavas y tobas andesíticas, areniscas y lutitas; estas rocas presentan superficies de esquistosidad. Intrusionando a la secuencia volcanosedimentaria y cubierto discordantemente por las unidades volcánicas terciarias, aflora una roca que varía de granito a granodiorita, este intrusivo aflora en la región al sur de Tepic. La secuencia volcánica superior está formada predominantemente por ignimbritas, tobas y riolitas; las extrusiones estuvieron acompañadas por pequeñas emanaciones de lavas basálticas, incluyendo una secuencia volcanoclastica de areniscas tobáceas y tobas líticas bien estratificadas con capas delgadas a medianas las cuales descansan sobre ignimbritas.

4.3. Estudio topográfico

Los estudios topográficos realizados en campo tuvieron la finalidad de recabar información respectiva al del trazo de la carretera, las inclinaciones en las laderas, la altimetría de la zona de proyecto, la cuantificación de los volúmenes de relleno etc. Con la finalidad de determinar una geometría para la elaboración de un modelo geotécnico para el análisis de la estabilidad general y local del talud, de la misma forma para el caso de que se requiera el empleo de una estructura de retención para el talud, dicho levantamiento topográfico servirá de apoyo para ubicar los cortes necesarios y especificar las dimensiones de estos. Durante los trabajos correspondientes a la topografía del lugar se implementó el uso de brigadas que recorrerían toda la zona de proyecto realizando levantamientos de los lugares donde se requería el uso de rellenos, para la zona que corresponde al desarrollo del caso aquí mencionado se muestra a continuación la ubicación del lugar donde se realizarán los trabajos correspondientes a la construcción del sistema de retención del talud. Todos los perfiles y vistas del talud fueron realizados en el programa AutoCad. Los trabajos de topografía se pueden consultar en el anexo 1.



Fotografía 1. Vista del talud.

4.4. Trabajos de exploración

Los trabajos de exploración ejecutados a lo largo de todo el trazo el proyecto fueron realizados con la finalidad de conocer la estructura del subsuelo, y de realizar la extracción de muestras de carácter inalterado o alterado con el propósito de ser trasladadas a laboratorio para realizar los trabajos correspondientes para la obtención de propiedades físicas y mecánicas propias de la estructura de la zona estudiada.

Exploración Geofísica

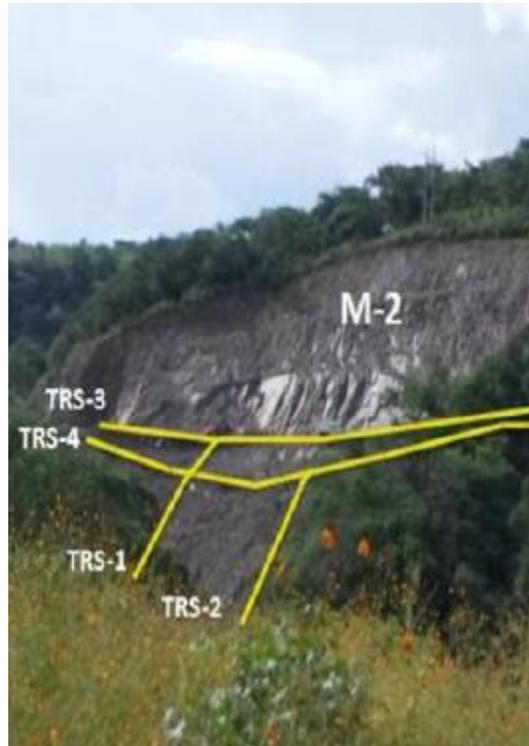
Durante los trabajos de exploración geofísica se empleó el uso del método de refracción sísmica que consiste en determinar contactos refractores en el subsuelo, por medio de un arreglo de geófonos, colocados equidistantemente que permiten detectar los disturbios en el medio, provocados por las perturbaciones generadas por un impulso sísmico o una perturbación inducida a propósito, con lo anterior se obtiene una dromocrónica (gráfica tiempo-distancia) que es interpretada para determinar el espesor y velocidad de propagación de onda en los estratos. Para la obtención de los datos de campo de las ondas de cuerpo compresionales o primarias (P) se empleó un sismógrafo marca Geometrics, modelo Geode; con sus respectivos accesorios complementarios y la herramienta necesaria para el hincado de los geófonos.

El trabajo de campo consistió en la realización de 4 tendidos de refracción sísmica, a lo largo del muro lateral No. 2, las especificaciones de cada uno de los tendidos de refracción sísmica se muestran en la tabla 2:

Tabla 2. Tendidos de refracción sísmica realizados.

No. TRS	Longitud (m)	Longitudinal	Transversal	Cadenamiento
1	120		X	23+460
2	90		X	23+430
3	120	X		23+400-23+520
4	120	X		23+395-23+510

La longitud del tendido de refracción sísmica TRS-2, fue limitado a la longitud de 90 m debido a inaccesibilidad del terreno que no permitían la colocación de geófonos en el sitio.



Fotografía 2. Localización de los tendidos de refracción sísmica en el talud.

Exploración Geotécnica

Los trabajos de campo consistieron en la ejecución de dos sondeos de penetración estándar de profundidad variable, de donde se obtuvieron muestras alteradas de suelo y roca muy fracturada.

La **prueba de penetración estándar (SPT)**, consiste en hincar un penetrómetro 45 cm en el suelo por medio de golpes aplicados con una masa de 64 Kg, la cual se deja caer de una altura de 75 cm. Se cuenta el número de golpes en cada uno de los tres tramos de 15 cm que debe penetrar el muestreador y se define la resistencia a la penetración como el número de golpes, N_{spt} , necesarios para avanzar los

últimos 30 cm. En caso de que el penetrómetro no pueda penetrar los 45 cm, la prueba se suspende cuando se han dado 50 o más golpes. Tomando en consideración que los primeros 15 cm no se toman en cuenta debido a que en esta zona se tiene una alteración, inducida por la prueba. Cuando se encuentren suelos muy compactos con un número de golpes mayor de 50, se emplea para su avance una broca tricónica, o bien, mediante el procedimiento de lavado en suelos y barril NQ en rocas.

En los sondeos de exploración elaborados se obtuvieron muestras alteradas, obtenidas mediante barril NQ y penetrómetro estándar la posición de los sondeos se expresa en la figura 11 y en la tabla 3.

Tabla 3. Ubicación de los sondeos mixtos.

Sondeo No.	Tipo de sondeo	Ubicación	Profundidad (m)
1	120	X: 537 265.07 Y: 2 330 951.70 Z: 714.00	20.00
2	90	X: 537 258.52 Y: 2 330 970.91 Z: 726.00	25.10

En el sondeo SM-1 se obtuvieron 9 muestras alteradas, de las cuales 6 se obtuvieron con barril NQ.

En el sondeo SM-2 se obtuvieron 12 muestras alteradas, de las cuales todas se obtuvieron con barril NQ.

A modo de resumen se presentan en las tablas 4 y 5 la descripción de los perfiles estratigráficos correspondientes a los sondeos realizados, para consultar con detalle los perfiles se presentan en la sección de anexos.

Tabla 4. Perfil estratigráfico SM-1.

Profundidad (m)			Descripción Estratigráfica
0.00	a	6.00	Fragmentos de boleo de color gris.
6.00	a	9.00	Limo arcilloso con gravillas de 1 cm.
9.00	a	13.50	Arena con gravillas de 1 cm y boleos aislados de color gris.
13.50	a	18.20	Gravillas de 1 cm color gris.
18.20	a	25.00	Fragmentos de boleos de color gris de roca andesita basalto.

Tabla 5. Perfil estratigráfico SM-2.

Profundidad (m)			Descripción Estratigráfica
0.00	a	16.00	Roca ígnea extrusiva, andesita basalto muy fracturada de color rojizo a café. Se obtuvo un RQD de 0% a 8%.
16.00	a	25.10	Roca ígnea extrusiva, andesita basalto muy fracturada de color gris.

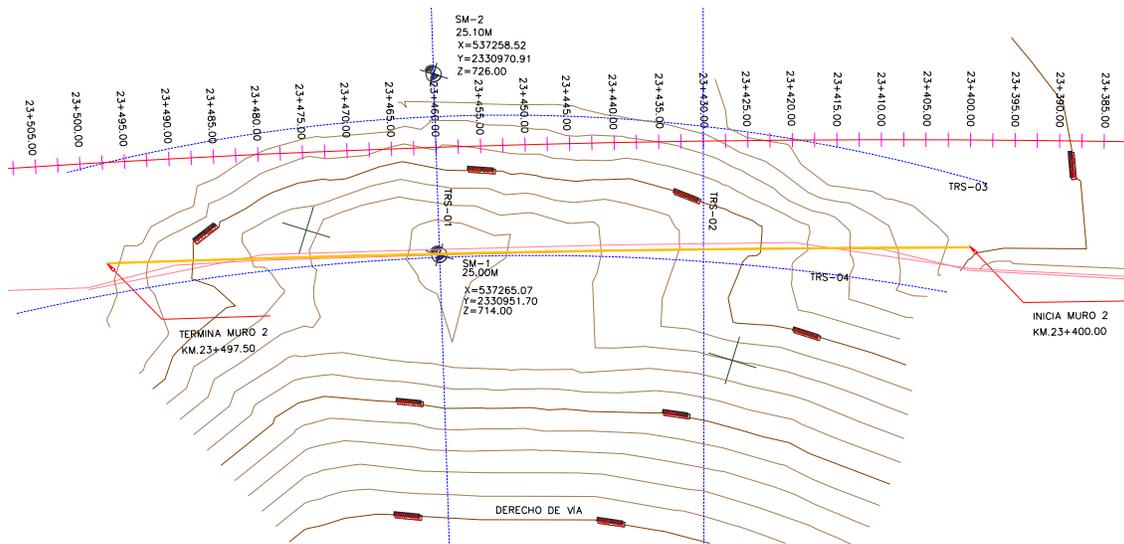


Figura 11. Ubicación de los sondeos y los tendidos de refracción sísmica, en planta.

4.5. Trabajos de Laboratorio

Como parte de la etapa de laboratorio, se realizaron de las siguientes pruebas a todas las muestras alteradas obtenidas durante los trabajos:

Pruebas índice

- Contenido de agua, (ASTM D 2216)
- Granulometría por mallas, (ASTM D 422)

Pruebas mecánicas

- Ensaye de resistencia a la compresión simple en núcleos de roca, (ASTM D2938)

4.6. Sismicidad

Regionalización Sísmica

Según la Secretaría de Comunicaciones y Transportes SCT por medio de lo expresado en la Norma N-PRY-CAR-6-01-005-01 Sismo, indica que la República Mexicana se encuentra dividida en cinco zonas sísmicas, ilustradas en la figura 12.



Figura 12. Regionalización sísmica de la República Mexicana según la norma N-PRY-CAR-6-01-005-01 (SCT, 2001).

Clasificación del Suelo

Para tomar en cuenta la amplificación dinámica de la respuesta del sitio debido a las características del suelo sobre el cual se desplanta la cimentación de la estructura, se tomará en cuenta la clasificación de la norma N-PRY-CAR-6-01-005/01, de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

- a) Suelos tipo I: Suelos cuyo estrato superior está constituido por suelos rígidos y estables, o rocas de cualquier naturaleza, en un espesor no menor de 60 m.
- b) Suelos tipo II: Suelos cuyo estrato superior está formado por arcillas semirrígidas, con o sin lentes de arena, o por otros suelos friccionantes en un espesor igual o mayor de 9 m, sobre yaciendo a un estrato constituido por suelos rígidos y estables, o rocas de cualquier naturaleza, con un espesor no menor de 60 m.
- c) Suelos tipo III: Suelos cuyo estrato superior está formado por limos o arcillas blandas, en un espesor igual o mayor de 12 m sobre yaciendo a un estrato constituido por suelos rígidos y estables, o rocas de cualquier naturaleza, con un espesor no menor de 60 m.

Espectro para diseño sísmico

Para la construcción del espectro de diseño sísmico proporcionado por la norma se emplean las siguientes expresiones:

$$\text{Si } 0 < T \leq T_a ; a = a_0 + \frac{c-a_0}{T_a} T \quad \text{ec. (4)}$$

$$\text{Si } T_a < T \leq T_b ; a = c \quad \text{ec. (5)}$$

$$\text{Si } T_a < T ; a = c \left(\frac{T_b}{T} \right)^r \quad \text{ec. (6)}$$

Los parámetros usados en las expresiones anteriores se obtienen de la tabla que se muestra a continuación.

Tabla 6. Valores característicos del espectro sísmico para estructuras Tipo B N-PRY-CAR-6-01-005-01 (SCT, 2001)

Zona (Fig. 12)	Tipo de suelo	a_0	c	T_a (seg)	T_b (seg)	r
A	I	0.02	0.08	0.20	0.60	1/2
	II	0.04	0.16	0.30	1.50	2/3
	III	0.05	0.20	0.60	2.90	1
B	I	0.04	0.14	0.20	0.60	1/2
	II	0.08	0.30	0.30	1.50	2/3
	III	0.10	0.36	0.60	2.90	1
C	I	0.09	0.36	0.20	0.60	1/2
	II	0.13	0.50	0.30	1.40	2/3
	III	0.16	0.64	0.60	1.90	1
D	I	0.13	0.50	0.20	0.60	1/2
	II	0.17	0.68	0.30	1.20	2/3
	III	0.21	0.86	0.60	1.70	1
E	I	0.04	0.16	0.20	0.60	1/2
	II	0.08	0.32	0.30	1.50	2/3
	III	0.10	0.40	0.60	3.90	1

Donde:

a_0 Valor de a que corresponde a $T=0$.

C Coeficiente sísmico.

T_a, T_b Periodos característicos inferior y superior respectivamente de los espectros de diseño (en segundos).

r Exponente adimensional que se obtiene de la Tabla 1, según la zona sísmica donde se ubique la estructura y el tipo de suelo en que se desplante.

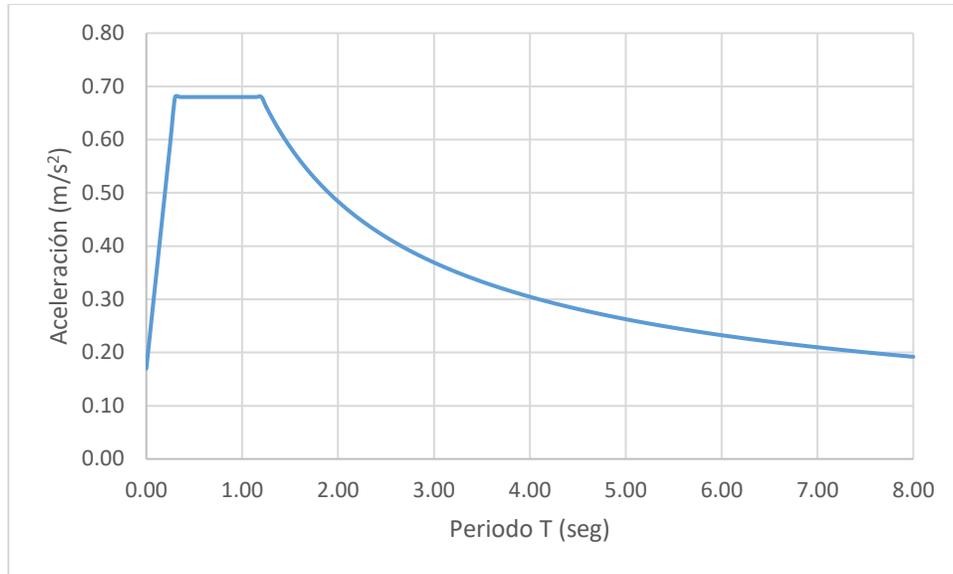


Figura 13. Espectro de diseño sísmico para estructuras tipo B

Comportamiento Dinámico del Terreno

Según sea la calidad del material que se presenta en sitio, será la velocidad de ondas desarrollada, al igual que la amplitud de las ondas al propagarse en medios deformables, otro factor que afecta lo anterior es la presencia de irregularidades geológicas y topográficas. Para este caso se tomarán en cuenta las amplificaciones producidas en los depósitos de suelo con estratificación horizontal, haciendo uso de la siguiente expresión, donde se considera que el perfil estratigráfico está compuesto por un cuerpo homogéneo, caracterizado por su periodo dominante y una velocidad de propagación de ondas efectiva. La relación de los parámetros anteriores da como resultado en el periodo dominante con la siguiente expresión.

$$T_s = \frac{4H_s}{v_s} \quad ec. (7)$$

Donde:

T_s Período dominante del estrato equivalente (periodo del sitio).

H_s Espesor total del estrato del terreno.

v_s Velocidad de propagación de ondas de corte en el estrato.

4.7. Análisis de la estabilidad

Con los datos obtenidos en los sondeos exploratorios y de los resultados de los ensayos de laboratorio, así como del informe geológico y geofísico, se llevó a cabo la interpretación y definición de la estratigrafía general y particular de cada uno de los sondeos, también se elaboró el perfil transversal y longitudinal en base a los dos sondeos mixtos realizados y a los tendidos de refracción sísmica. Cada uno de los análisis realizados se describe a continuación.

Análisis Geológico

De acuerdo a la geología reportada por el Servicio Geológico Mexicano (SGM) el área del levantamiento estructural se realizó sobre la unidad clasificada como Andesita y Toba riolítica (TplA-TR), ésta se encuentra cubierta por Toba riolítica (TplQptTR-R).

Las muestras obtenidas corresponden a la descripción de roca volcánica de color gris con abundantes motas de color blanco, gris muy claro y ocre, correspondientes a plagioclasas y ferro magnesianos con algunos oxidados. Se encuentran en una matriz micro cristalina y micro lítica de plagioclasa, con minerales opacos asociados. En algunas zonas se aprecia con mayor claridad una estructura tabular ocre amarillento en ambas caras. Algunos de estos planos se encuentran rellenos por vetillas de cuarzo, también se aprecian cristales de pirita, como evidencia de mineralización incipiente. Se clasifica como Andesita-Basalto.

Para el análisis de este muro se emplearon los siguientes datos.

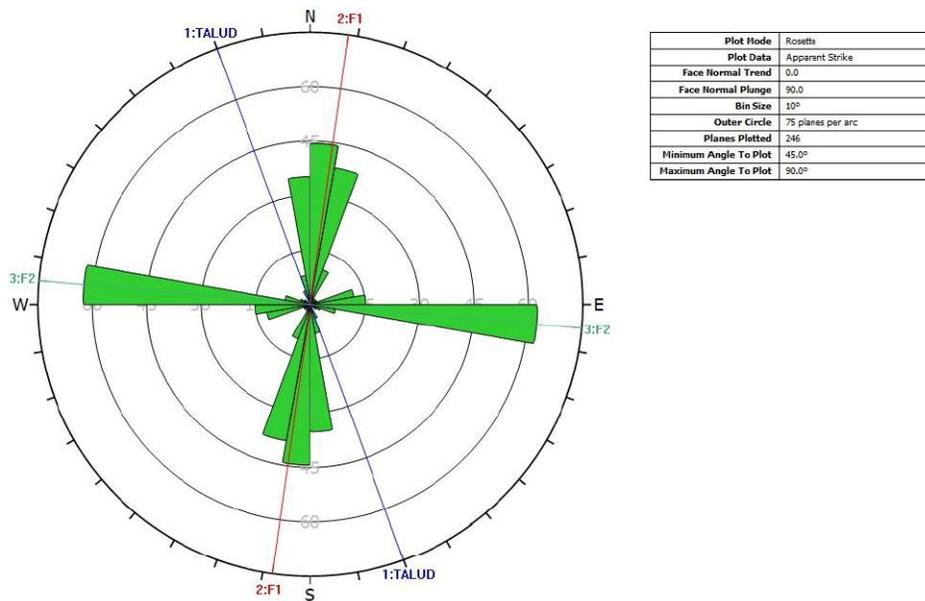


Figura 14. Direcciones de los datos estructurales.

Tabla 7. Datos de análisis del muro.

Datos		
Símbolo	Estructura	Rumbo de la capa/Echado
Talud	Talud	70°/45°
F1	Fractura	8°/85°
F2	Fractura	95°/49°
F3	Fractura	45°/4°
F4	Fractura	269°/40°

De acuerdo a las inspecciones realizadas y a las muestras obtenidas, se realizó un análisis de la estructura de la roca en el programa stereo32, los siguientes resultados fueron obtenidos.

- **Deslizamiento de cuñas:** En la figura siguiente se representan los círculos mayores, el trazado del Talud y el cono de fricción. Se observa que en la zona de deslizamiento no se presenta la formación de cuñas.

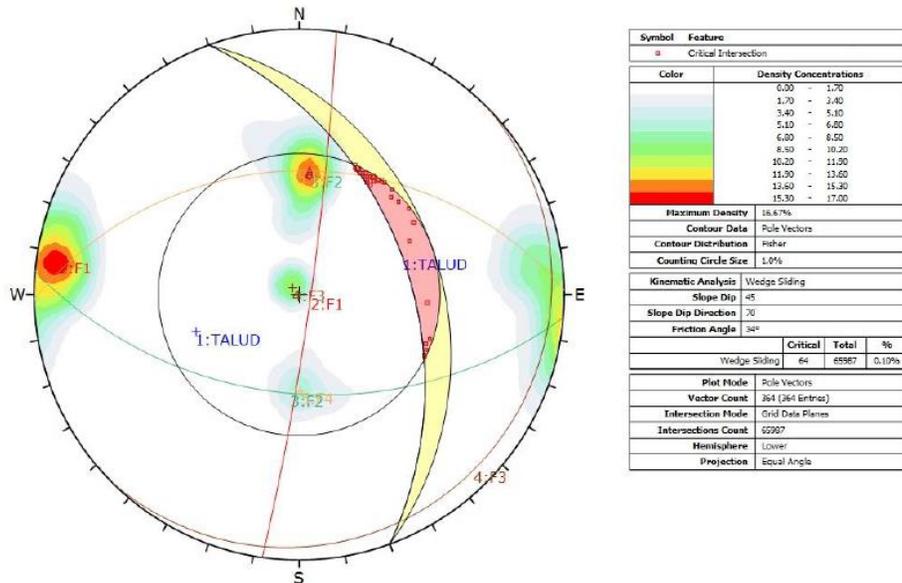


Figura 15. Análisis estereográfico de formación de cuñas sobre el muro.

- **Deslizamiento planar:** En la figura siguiente, se observa la distribución de los polos de los planos, el cono de fricción y el trazado del Talud con su envolvente. En la zona de deslizamiento hay una concentración nula de polos, por lo tanto el deslizamiento de bloques planos es poco probable.

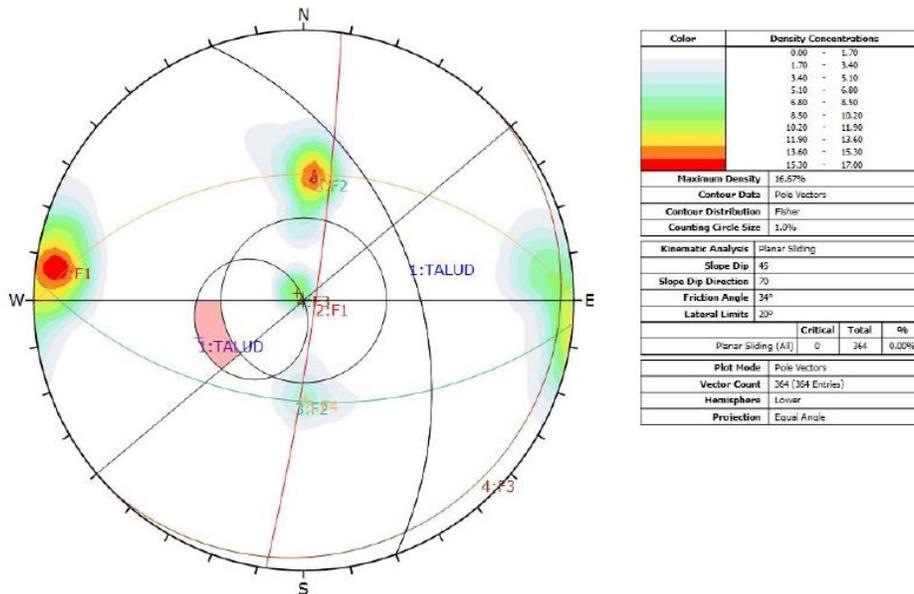


Figura 16. Análisis estereográfico de formación de deslizamiento planar sobre el muro.

- **Volcamiento:** En la siguiente figura se observa la distribución de polos de los planos, el cono de fricción, el límite de deslizamiento y el trazado del Talud. En la zona de deslizamiento se tiene una baja concentración de polos; lo cual indica que el riesgo de volcamiento poco probable.

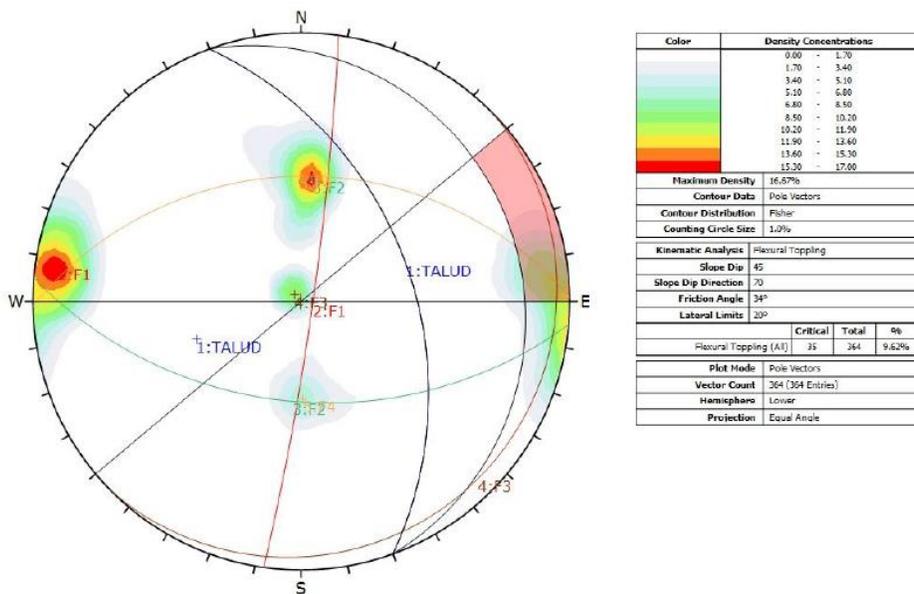


Figura 17. Análisis estereográfico del volcamiento sobre el muro.

Adicionalmente en campo se implementaron 5 estaciones a lo largo del todo el talud a cada 20 m donde se evaluó la cantidad de polos y cuñas y la posibilidad donde se puedan presentar deslizamientos planares y volcamientos para evaluar el comportamiento del muro.

Tabla 8. Resumen del comportamiento del muro.

Estación			Tipo de Comportamiento		
			Deslizamiento de cuña	Deslizamiento planar	Volcamiento
0.00	a	20.00	--	--	Bajo
20.00	a	40.00	--	Bajo	Bajo
40.00	a	60.00	--	Bajo	Bajo
60.00	a	80.00	--	Bajo	Bajo
80.00	a	105.00	--	--	Medio

Análisis Geofísico

Con los 4 tendidos de refracción sísmica realizados sobre el muro No. 2, se identificaron 3 unidades sísmicas, las cuales presentan distintas velocidades. Los resultados obtenidos en cada una de las secciones se describen a continuación:

Tabla 9. Unidades Geofísicas detectadas.

Unidad Geofísica	Espesor (m)	Velocidades de Onda P (m/s)	Calidad del Material	Correlación Geológica
US1	8.0-18.0	300-980	Mala	Fragmentos de roca, arena y grava
US2	18.0-29.0	1750-2400	Regular	Roca fracturada y alterada
US3	Indefinido	3200-4100	Buena a Excelente	Roca poco fracturada

Según los resultados expresados en la tabla anterior, se puede afirmar que:

- La unidad US1 se considera de mala calidad, ya que presenta poca compacidad en sus materiales, debido a que la mayoría de sus materiales son sueltos. Por presentarse en superficie se recomienda sea removida.

- La unidad US2 presenta velocidades que van de 1750 a 2400 m/s, asociada a roca fracturada y alterada de regular calidad. Por lo que se recomienda sea tratada para la utilización del desplante de obras civiles.
- En los cruces de las secciones transversales y longitudinales presentan variaciones en la velocidad compresional, esto se debe a la fracturación en la roca.
- En el Muro M – 1 se observa la US3 que presenta velocidades compresionales que van de 3200 a 4100 m/s, se correlaciona con roca poco fracturada. Esta unidad profundiza en el muro M – 2, por lo que solo se observa en el TRS 4.

La ubicación de los tendidos de refracción sísmica se expone en la figura 18, para mayor claridad buscar el anexo 1.

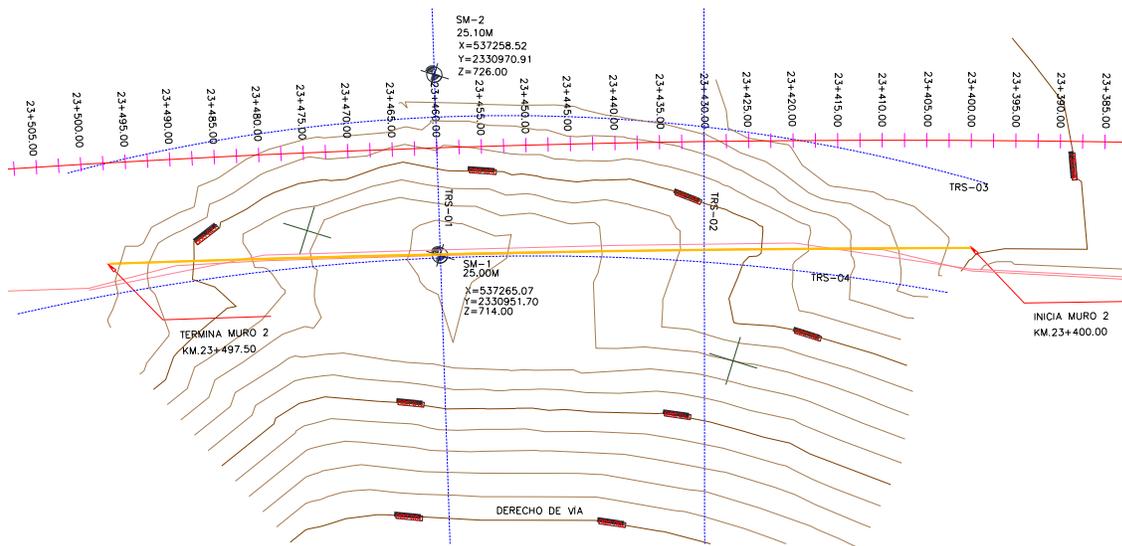


Figura 18. Ubicación de los tendidos de refracción sísmica (TRS)

Análisis Geotécnico

Partiendo de la información existente, que consiste en los resultados obtenidos de la exploración geotécnica, como son perfiles estratigráficos, pruebas de laboratorio y del estudio de geología y geofísica realizados, y correlacionando los resultados que se tienen, se definió el modelo geotécnico, para la realización de los análisis de estabilidad correspondientes.

Modelo geotécnico

Tabla 10. Modelo geotécnico empleado para el análisis de la estabilidad.

Zona	Descripción	Espesor	Vp	RQD	γ	c	ϕ	ν	E
		(m)	(m/s)	(%)	(t/m ³)	(t/m ²)	(°)		(t/m ²)
Relleno	Relleno, producto de corte, presenta grietas de tensión	0.0-8.0	430-440		2.0	0	31	0.3	12057
UG1	Fragmentos de roca andesita basalto, con arena y gravas	8.0-18.0	660-760	<25	2.2	5.3	33	0.3	60287
UG2	Roca andesita basalto fracturada y alterada	18.0-29.0	1910-2400	30	2.45	9.0	34	0.23	71651
UG3	Roca andesita basalto poco fracturada	indefinido	3200-4100	40	2.50	13.0	35	0.19	90203

Donde:

Vp: Velocidad de ondas P

RQD: Rock Quality Designation

γ : Peso volumétrico

c: Cohesión

ϕ : ángulo de fricción interna

ν : módulo de Poisson

E: Modulo de elasticidad

Mecanismo de falla

Este talud está conformado por una capa superficial, la cual está conformada por el material de corte "Relleno", seguido de fragmentos de roca andesita basalto con arena y gravas "UG1", esta unidad se encuentra sobre la "UG2" la cual está conformada por roca andesita basalto fracturada y alterada, la cual yace sobre una unidad más sana de denominada "UG3".

En la parte del nivel de desplante encontramos el material de relleno, y actualmente debido a la falta de compactación se presentan grietas de tensión, las cuales tienen a provocar un deslizamiento rotacional como se muestra en la siguiente figura.

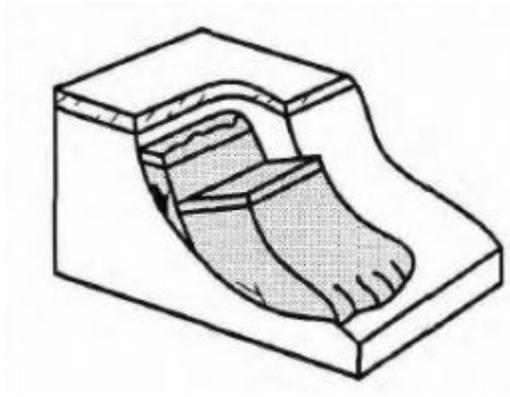


Figura 19. Mecanismo de falla por deslizamiento y grietas de tensión.

En cuanto a la masa de roca, el mecanismo de falla más probable es un deslizamiento en bloques, debido a la fracturación del macizo rocoso.

Condiciones del Análisis

El análisis será realizado en un software de elemento finito (SoilWorks student versión), con las siguientes consideraciones.

- i. Condiciones estáticas (Peso propio)
- ii. Condiciones estáticas (Peso propio + sobrecarga)
- iii. Condiciones dinámicas (Peso propio)
- iv. Condiciones dinámicas (Peso propio + sobrecarga)

Para la generación de la malla se consideraron las zonificaciones geotécnicas definidas a partir de la información existente, que consiste en los resultados de la exploración geotécnica, geofísica y del estudio geológico, además de las observaciones realizadas durante el recorrido en campo.

Dimensiones de la malla:

Horizontal = 100 m

Vertical = 80 m

Se consideraron elementos triangulares de 15 nodos.

Las condiciones de frontera en el contorno lateral permiten desplazamientos en el sentido vertical y desplazamientos nulos, en el sentido horizontal.

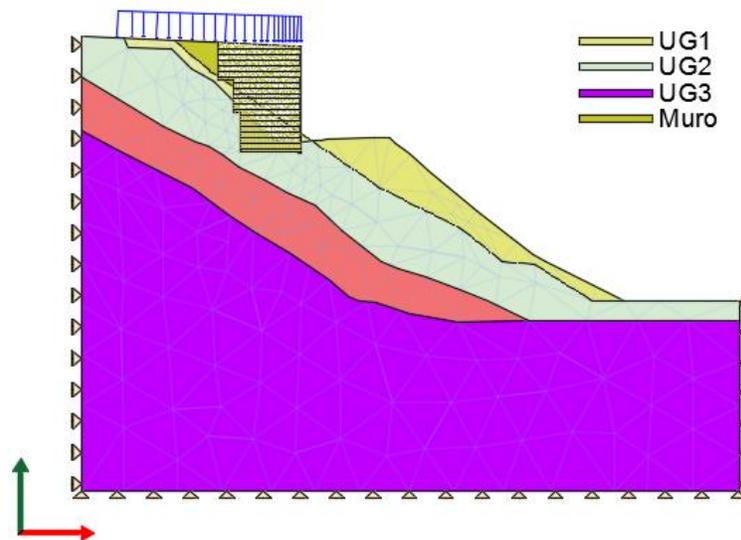


Figura 20. Modelo de elemento finito del talud, condiciones de proyecto.

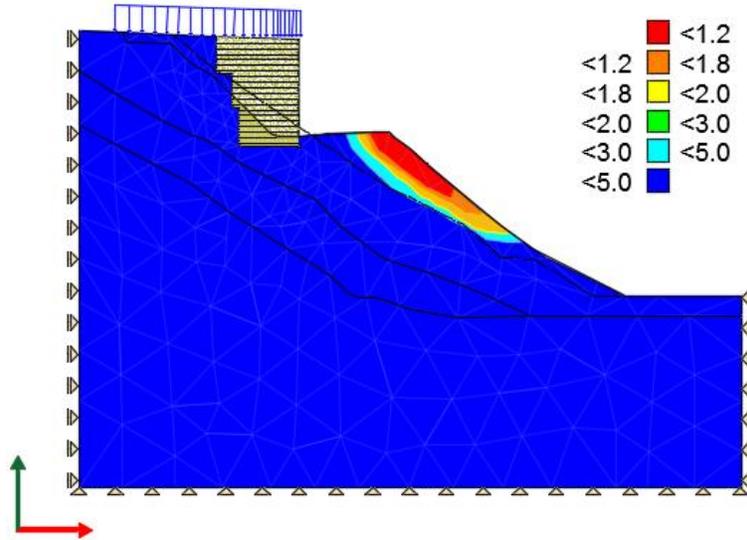


Figura 21. Condiciones estáticas.

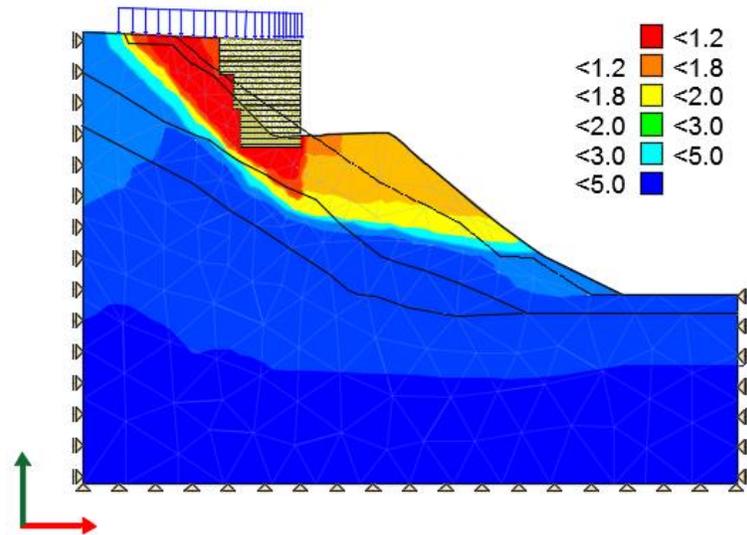


Figura 22. Condiciones dinámicas.

Del análisis de la estabilidad fueron obtenidos los siguientes factores de seguridad en condiciones estáticas y dinámicas.

Tabla 11. Factores de seguridad para el talud.

Condición	Estática	Dinámica
Peso propio	1.29	<1.00
Peso propio + sobrecarga	<1.00	<1.00

Con los resultados anteriores se puede notar que los factores no cumplen con los mínimos requeridos, que para el caso estático es un factor de 2.0 mientras que para el dinámico es de 1.3. A causa de lo anterior es necesario la implementación de algún sistema adicional de estabilidad del talud en la parte baja de éste.

4.8. Diseño de anclas

Como consecuencia de los análisis realizados en el punto anterior se determinó que el talud revisado requiere de un sistema de estabilización que haga que la ejecución del proyecto sea estable y seguro, por esto se decidió emplear un sistema de anclajes, del cual ya se hizo mención en el capítulo 3 del presente trabajo. A continuación, se describe la elección de los elementos del sistema de anclaje propuesto para la estabilidad del talud.

Diseño Geotécnico

Elección del tipo de anclaje

Como se puede observar en los análisis realizados en el punto anterior, el talud presenta material de mala calidad en la superficie correspondiente a la UG1 y al Relleno, así como potenciales deslizamientos de la roca fracturada en la UG2, se optó por emplear un sistema de anclas de tensión en el talud. Según el diagrama de la figura 5 del capítulo 3, es necesario conocer la fuerza de anclaje necesaria para estabilizar el talud, ya que a partir de esta se puede continuar con el diseño de los elementos constitutivos del ancla. Dicha fuerza es obtenida a través del modelo geotécnico realizado en el punto anterior y se compara con el método de las cuñas propuesto en el manual de construcción geotécnica explicado en el capítulo 3. Se busca que con la fuerza de tensión se genere un factor de seguridad mayor a 2.0 en casos estáticos y mayor a 1.3 en condiciones sísmicas.

Distribución y posición

La distribución de las anclas depende de la fuerza de tensión necesaria para estabilizar el talud, de acuerdo a la cantidad de anclas esta fuerza de tensión se repartirá entre el número de anclas disponibles para colocar. Mientras que la colocación de las anclas dependerá del ángulo con el cual se colocarán, ya que se busca maximizar las fuerzas normales y tangenciales en la superficie de falla, ya que las primeras aumentan las fuerzas resistentes y las segundas reducen las actuantes. Para este caso se propuso un sistema de anclas de tres niveles distribuidas a lo largo de toda la longitud del muro en una distribución de tresbolillo y colocadas con un ángulo de 25° con respecto a la horizontal. Para una mejor visualización revisar el anexo 6 donde se ilustra la posición y distribución de las anclas en los sentidos longitudinal y transversal.

Longitud

La longitud debe garantizar que las fuerzas de fricción de contacto entre la superficie del macizo rocoso y la interfaz del bulbo inyectado sean las requeridas. Una vez obtenida la fuerza de tensión necesaria y proponiendo una distribución del anclaje con su respectiva colocación se puede inferir en la longitud necesaria del ancla. En este punto se busca que la longitud de las anclas sea mayor y se extienda más allá de las potenciales superficies de deslizamiento previamente establecidas en el análisis, según experiencias de diferentes autores coinciden en que una separación de entre 1.0 m y 2.0 m con respecto a la superficie de falla es adecuada para realizar la inyección del bulbo. En éste caso en particular la longitud fue calculada a partir de lo expresado en el capítulo 2. La longitud de las anclas se muestra al final de esta sección en la tabla 12.

Diseño estructural

Tipo de acero

Siguiendo el proceso de cálculo descrito en el capítulo 3 se busca la cantidad de acero necesario para soportar las fuerzas de tensión necesaria para lograr la

estabilidad. El anclaje es de tipo activo y por motivos constructivos será fabricado con torones de $\frac{1}{2}$ "y considerando en los cálculos un FS=2.0.

Para este proyecto se requieren las siguientes características en el acero de presfuerzo de acuerdo a lo establecido en la norma ASTM a416 y a421:

- A. cables formados por torones de baja relajación (3.5% máximo) de $\phi=1.27$ cm.
- B. esfuerzo mínimo de ruptura: 18,960 kg/cm².
- C. esfuerzo de límite de fluencia convencional al 1% de alargamiento: 16,121 kg/cm²
- D. módulo de elasticidad del cable de presfuerzo 2, 088,000 kg/cm²
- E. todos los cables se podrán tensar cuando el concreto tenga una resistencia de 0.8 f'c.

Lechada

De acuerdo a las condiciones del terreno donde se colocarán las anclas se determinó que la lechada debe tener una resistencia de $f'c=180$ kg/cm². Debe estar preparada con cementos hidráulicos ordinarios, en caso de requerir aditivos se debe evitar que posean más de 0.1% de cloruros, del mismo modo el agua usada para su preparación debe mantenerse lo más limpia posible de impurezas que afecten a la mezcla, y debe mantenerse una relación agua cemento de entre 0.35 a 0.5 en peso, según el Kosmatka (1999). La lechada no debe sangrar más del 1% del volumen total.

Dado de reacción

Como mecanismo de protección de cada ancla se decidió construir dados de reacción que soporten la carga de tensión proporcionada al ancla en el tensado, dichos dados se diseñaran considerando únicamente la fuerza cortante inducida según la norma ACI-318. En la figura 23 se muestra un ejemplo del dado de reacción usado en cada ancla, revisar en el anexo 4.

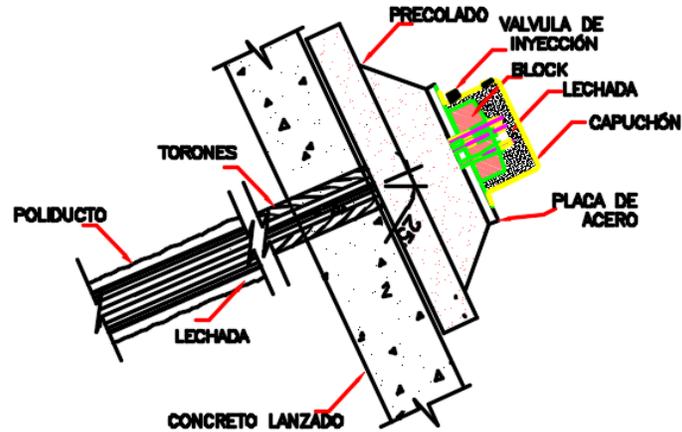


Figura 23. Dado de reacción para cada ancla.

Pruebas de carga

Para el anclaje propuesto se realizan pruebas de carga simple, su funcionamiento se explicó en el capítulo 3. Las anclas se probarán habiendo transcurrido el tiempo necesario para el fraguado de la inyección, siguiendo las recomendaciones del post-tensioning manual y por el AASHTO LRFD "bridge construction specification" 2010, mediante la aplicación de una carga máxima equivalente al 1.33 de la carga de diseño.

La aplicación de carga se podrá hacer en incrementos de 20% de la carga de prueba, mientras que la descarga se podrá realizar en decrementos del 25% de la carga de prueba. Se generará una gráfica de tiempo-desplazamiento especificando los instrumentos de control utilizados, el incremento de carga, la carga acumulada, y la marca de medición a la que corresponde. Todos los equipos utilizados para la colocación de los anclajes y ejecución de pruebas de carga deberán estar calibrados de manera conjunta antes de la ejecución de las mismas.

Una vez concluida la prueba de carga y en caso de resultar satisfactoria, se procede a realizar la inyección secundaria o de la parte libre.

A modo de resumen en la tabla 12 se muestra el diseño de las partes constitutivas del sistema de anclaje así como las cargas que se aplicarán en las pruebas a cada tipo de ancla.

Tabla 12. Resumen de las partes constitutivas de las anclas.

TIPO REFUERZO	TORONES			LL m	LB m	LT m	DIÁMETRO PERF. Pulg	ÁREA mm ²	F _{pu} Ton	F _{diseño} Ton	F _{prueba} Ton	F _{tensado} Ton
AT1	6	de	1/2 "	12.00	11.00	23.00	4 1/2	592.26	111.00	55.00	74.00	64.00
AT2	6	de	1/2 "	11.00	9.00	20.00	4 1/2	592.26	111.00	55.00	74.00	64.00
AT3	6	de	1/2 "	8.00	9.00	17.00	4 1/2	592.26	111.00	55.00	74.00	67.00

Donde:

AT#: Ancla de tensión número #

LL: Longitud libre

LB: Longitud de bulbo

LT: Longitud Total

F_{pu}: Capacidad del ancla

F_{diseño}: Fuerza de diseño del ancla

F_{tensado}: Fuerza de tensado del ancla

F_{prueba}: Fuerza de prueba de carga en campo del ancla

Para mayor visualización se muestra un esquema del diseño del ancla y de sus componentes en la figura 24 mientras que en la figura 25 se muestra la distribución del acero en diferentes puntos del ancla, para una mejor apreciación se muestra en el anexo 4.

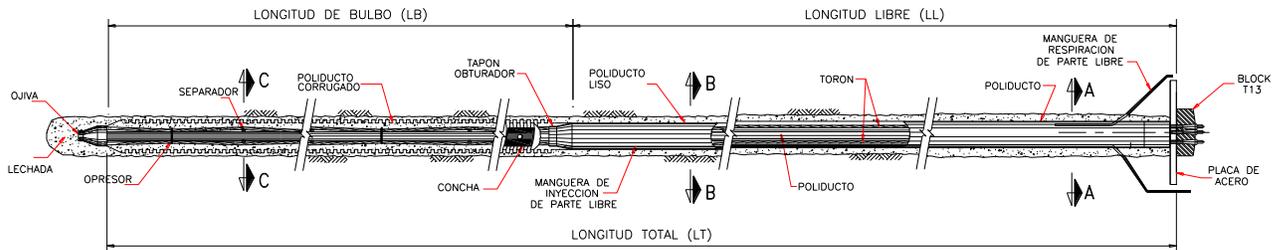


Figura 24. Esquema del ancla a tensión propuesta.

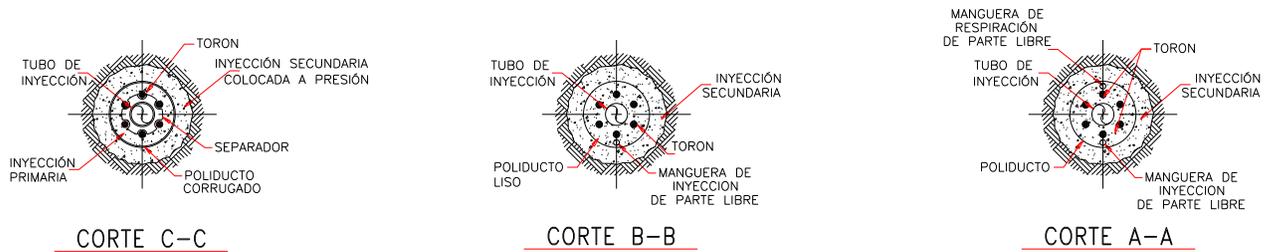


Figura 25. Cortes transversales de las secciones del ancla.

Análisis de la estabilidad con anclaje

Una vez determinado la elección de tipo de anclaje y de haber realizado una distribución de este y calcular la longitud necesaria para cada ancla se realiza otro análisis de estabilidad en el modelo planteado en el punto anterior, ahora tomando en cuenta la contribución del anclaje propuesto y la consideración de la construcción de bermas, explicado en el siguiente punto de este trabajo, donde se realizó un corte en la parte baja del talud y se realizó una protección con concreto lanzado. Tanto el anclaje como el concreto lanzado se inserta al modelo como elementos solidos a los cuales les son asignados propiedades de resistencia correspondientes al acero de presfuerzo usado en la fabricación de las anclas y el concreto lanzado. La malla creada se vuelve más fina considerando la interfaz entre el bulbo y el macizo rocoso, así como el contacto con el concreto lanzado. Los resultados se pueden expresar, en función del factor de seguridad buscado, en las siguientes figuras, donde se revisó bajo las mismas consideraciones del análisis anterior.

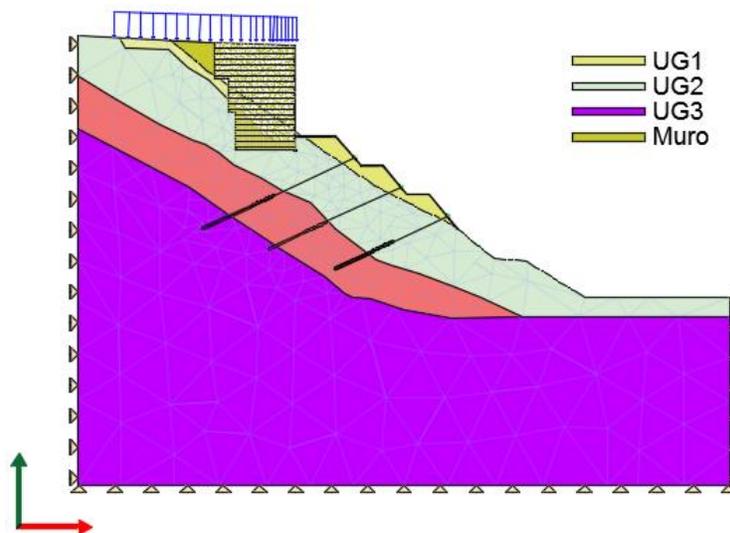


Figura 26. Modelo de elemento finito del talud, condiciones de proyecto.

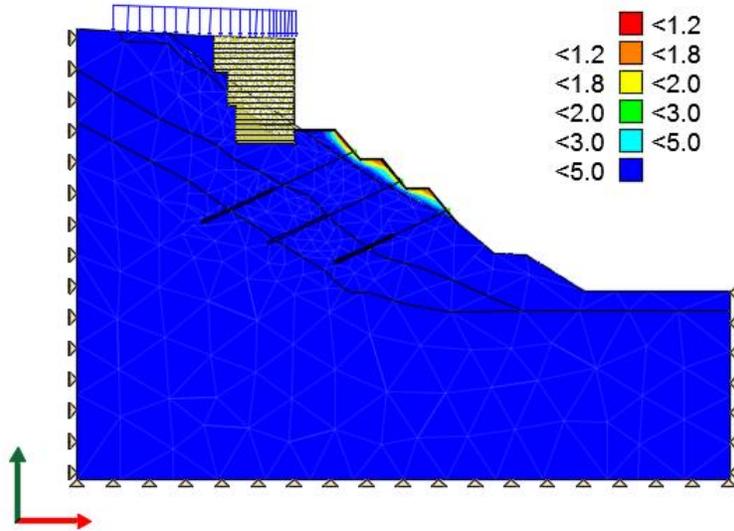


Figura 27. Condiciones estáticas.

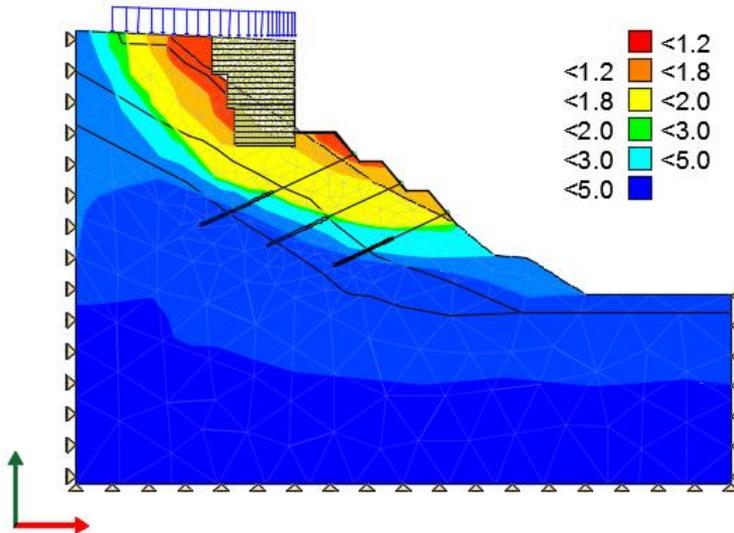


Figura 28. Condiciones dinámicas.

Tabla 13. Factores de seguridad para el talud considerando el sistema de anclaje.

Condición	Estática	Dinámica
Peso propio	>3.00	2.00
Peso propio + sobrecarga	>3.00	1.60

Ahora se puede notar la contribución del sistema de anclaje en la estabilidad del talud ya que los factores de seguridad obtenidos se encuentran por encima de los mínimos requeridos, para condición estática mayor a 2.0 y para condición dinámica mayor a 1.3.

4.9. Proceso constructivo

Trabajos preliminares

Incluye todos aquellos trabajos y actividades que se efectuaron antes del inicio del proyecto de anclaje, éstos incluyen la construcción de caminos de acceso, ejecución de sondeos, limpieza del terreno y colocación de puntos topográficos para la determinación de los volúmenes de corte en el talud y la posición y ubicación de las anclas. Además de acuerdo a la topografía del sitio fue necesario efectuar la construcción de bermas que sirvieran como plataformas de trabajo para las actividades referentes al anclaje.

Cortes

Con motivo de que la obra realizada tendrá como objetivo servir como ampliación de la carretera Jala - Compostela es necesario efectuar cortes en el talud de modo que las dimensiones del proyecto geométrico sean satisfechas. A consecuencia de lo anterior fueron efectuados cortes en el talud, previamente definidos por el levantamiento topográfico, el material removido fue desprendido en la parte baja del talud contribuyendo al relleno existente.

Bermas

En la zona donde se colocaran las anclas fueron fabricadas bermas que sirvan como plataforma de trabajo, la ubicación de las bermas se puede observar en la figura 29, para realizar esta tarea fue necesario remover el material de relleno que se encontraba sobre yaciendo al talud a modo de corte y posteriormente como protección a esta parte del talud se colocó concreto lanzado con un espesor de 4

cm. Adicionalmente en cada berma se construyeron cunetas que sirvan como drenaje. Para revisa con detalle lo anterior revisar el anexo 5.

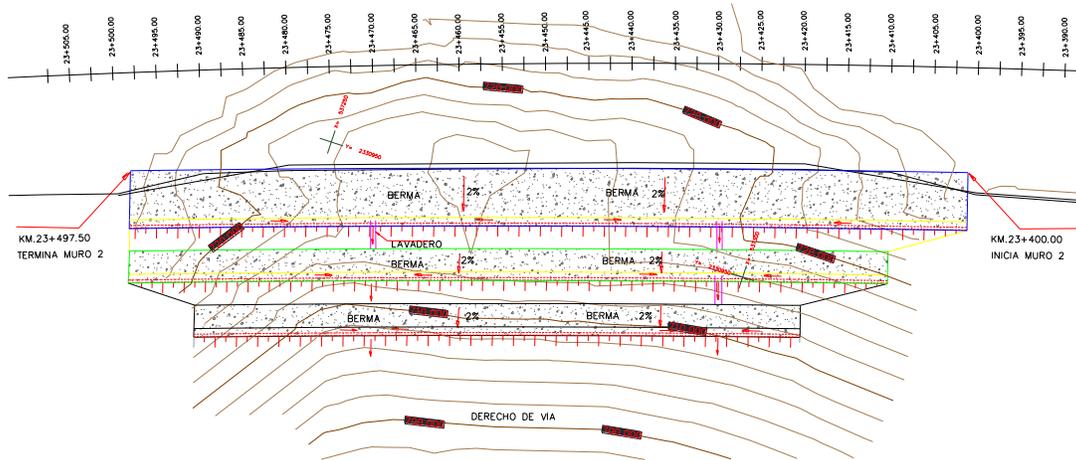


Figura 29. Topografía del sitio de proyecto, ubicación de bermas.

Fabricación de anclas

La fabricación de las anclas se apegó a las normas SCT-N-CTR-CAR-1-01-016/00 y AASHTO LRFD, donde la secuencia de habilitado fue la siguiente.

1. Ojivas de acero (cabezas de bala). Los extremos de los torones se unen a la cabeza mediante resinas epóxicas. Posteriormente se vierte resina epóxica con lo cual quedan sólidamente unidos a las puntas ojivales. Las puntas de acero no deben tener óxido por lo que se limpian y pulen con esmeril, posteriormente se aplica antioxidante. Permitiendo así la instalación del cuerpo de ancla en el macizo rocos, asegurando que el torón esté libre de partículas que contaminen antes de la inyección de morteros.
2. Habilitación de torones. Se utilizaron conjuntos de seis torones según el diseño propuesto, cada cable está formado por siete hilos con alma de acero. En el caso de necesitar cortes deben hacerse con discos cortadores.

3. Limpieza de los torones. Deben estar libres de óxido por lo cual se limpian con cepillos de alambre o con esmeril.
4. Fijación de los torones a las puntas de acero. Una vez terminada la limpieza, se podrán unir a las puntas cónicas.
5. Colocación de separadores. Los torones ya ligados a la punta cónica se extienden en toda su longitud sobre una superficie plana, los separadores se hacen pasar entre los torones hasta las posiciones preestablecidas y se fijan con alambón
6. Colocación de la manguera de inyección primaria. El tubo de inyección se pasa por en medio de los torones atravesando los separadores. Esta manguera está provista de manguitos a través de los cuales se aplica la lechada de inyección primaria.
7. Colocación del obturador. Se inserta por el extremo libre y se lleva hasta alcanzar la longitud libre del ancla. En su extremo inferior se fija la manguera de retorno de la inyección primaria.
8. Colocación de la manguera de inyección secundaria. También pasa a través del centro de los separadores, desde el extremo libre de los torones hasta el extremo inferior del obturador.
9. Engrasado de torones. La longitud libre de los torones dentro de la funda de protección debe engrasarse, con película de grasa grafitada mínimo de 0.23mm.
10. Colocación de la funda de protección. Abarca la longitud libre del ancla y está constituida por un tubo liso de PVC. Su extremo inferior debe quedar firmemente ligado al obturador y su extremo superior atraviesa la placa de apoyo.



Fotografía 3. Puntas ojivales usadas en la fabricación de anclas.



Fotografía 4. Habilitación del acero y colocación de mangueras de inyección.



Fotografía 5. Funda de protección del ancla.

Perforación y colocación

La selección de la perforadora depende del tipo de materiales que se encuentren en el sitio y de las condiciones locales en la obra. Ya que las condiciones de sitio presentan material duro la perforación se realiza con martillo neumático a rotopercusión, desplazando con aire los detritos hacia la boca del barreno. La broca utilizada fue una broca con insertos de tungsteno, mientras que el barreno de perforación se pide que sea de un diámetro de 4.5" mientras que el equipo utiliza un martillo en la cabeza con herramienta de 2.0" de diámetro por 3.0 de profundidad. El equipo utilizado fue un Flexi Roc de Atlas COPCO montado en orugas.



Fotografía 6. Brocas de tungsteno.

El procedimiento de la realización de las perforaciones deberá garantizar que la perforación efectuada tenga el ángulo solicitado en el proyecto y conserve la perforación en línea recta durante su desarrollo con un mínimo de cabeceo a lo largo de su ejecución así como una velocidad de perforación constante para evitar un posible sobre calentamiento del equipo.



Fotografía 7. Equipo de perforación Flexi Roc con martillo a rotopercusión.

El ancla habilitada se transporta a la boca del barreno y se inserta manualmente o con ayuda mecánica, según sean las facilidades que se tiene en la obra, dentro del mismo, evitando daños a los componentes. Es necesario que el barreno esté limpio y seco.



Fotografía 8. Colocación de las anclas en el talud.

Posteriormente se realiza el inflado del obturador para garantizar que se haya sellado la longitud libre y el bulbo del mismo. Se introduce el mortero controlando la inyección con un manómetro en la boca del barreno. En seguida se inicia el colado del dado de reacción con la placa de acero dejando listo para realizar el tensado.

Inyección y tensado

Se utiliza un gato hidráulico que sujeta los extremos de los cables y permite aplicar controladamente la fuerza de tensión requerida. Se lleva a cabo después de que ha ocurrido el fraguado del bulbo. La inyección de lechada del pre-bulbo se realizará a volumen controlado y de manera ascendente desde el fondo del ancla hasta el resurgimiento de la misma por el poliducto de purga, el cual se sellará y se volverá a inyectar aplicando una presión mínima de carga de 5.0 kg/cm^2 para garantizar su llenado. Posteriormente se realizará la inyección de lechada para formación del bulbo de anclaje siguiendo el mismo protocolo utilizado para la inyección del pre-bulbo. Se utilizó un banco de mediciones de presión con manómetro de glicerina gradado a 11.0 bares; para colocarlo a la entrada del brocal y controlar la presión de inyección de la lechada durante los procesos de inyección del pre-bulbo y bulbo de anclaje del ancla realizada.



Fotografía 9. Tensado de las anclas mediante un gato hidráulico

Drenaje

Los drenes de penetración fueron habilitados previos a la perforación y la colocación de los mismos se realizó posterior a la inyección de las anclas para evitar la contaminación o taponamiento de los mismos por comunicación entre perforaciones. Los drenes de penetración transversal son de 3" diámetro y 15 m de longitud. Los materiales requeridos son tubería de P.V.C., coplees y tapones, geodren, geotextil y pegamento para habilitar el sistema de drenado; acero de refuerzo para malla etc.



Fotografía 10. Perforación para la colocación de drenes.



Fotografía 11. Inserción de drenes.

Protección y mantenimiento

Para garantizar el adecuado funcionamiento de los anclajes de tensión se recomienda llevar a cabo lo siguiente, emplear anclas permanentes tipo dps (doble protección simple), para garantizar la vida útil del elemento evitando problemas de corrosión de los torones, protegiendo con polietileno corrugado en la longitud de bulbo. En relación a la fabricación de las Anclas Doble Protección Simple (D.P.S.) su fabricación implica pre-colar el bulbo antes de la inserción del ancla a la perforación, para evitar la contaminación o deterioro del acero de pres fuerza en ambientes agresivos.



Fotografía 12. Colado de los dados de reacción, como sistema de protección del anclaje ante el intemperismo.

La vista final del muro se aprecia en las figuras 30 y 31, para una mejor revisión estas se presentan en el anexo 5.

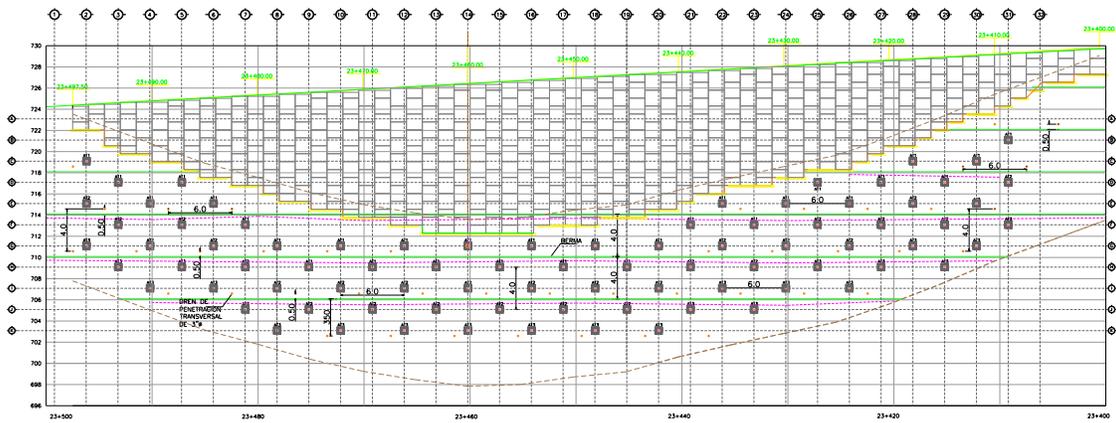


Figura 30. Distribución de las anclas y drenes, corte longitudinal.

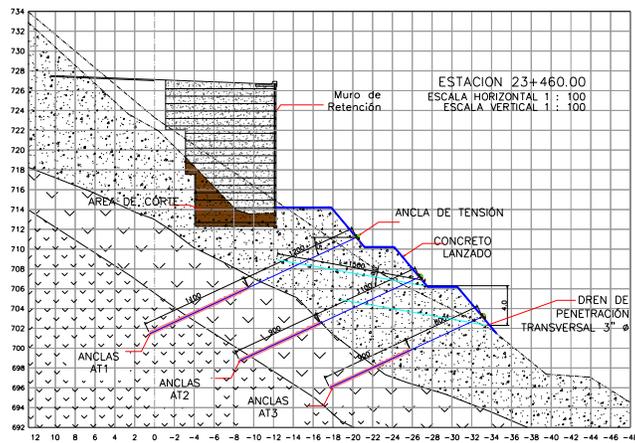


Figura 31. Distribución de las anclas y drenes, corte transversal.



Fotografía 13. Vista final del muro con anclas de tensión.

5. Conclusiones

De acuerdo a lo desarrollado en los capítulos anteriores se tienen las siguientes conclusiones:

El sitio en estudio se localiza en la zona donde concurren las provincias fisiográficas denominadas Sierra Madre Occidental y el Eje Neovolcánico, las cuales están caracterizados estratovolcán con alturas de hasta 2280 msnm y están rodeados de extensos derrames basálticos andesíticos y depósitos piroclásticos.

De acuerdo a la geología reportada por el Servicio Geológico Mexicano (SGM), el levantamiento geológico fue realizado sobre la unidad clasificada como Andesita y Toba riolítica (TpiA-TR). Además, en el sitio en estudio se encontró una roca volcánica de color gris con abundantes motas de color blanco, gris muy claro y ocre, clasificada como Andesita Basalto según los análisis petrográficos.

Los trabajos de exploración indirecta realizados consistieron en 4 Tendidos de Refracción Sísmica (TRS), dos transversales y dos longitudinales, de longitud variable, con el propósito de conocer estratigrafía del sitio, determinando el espesor y profundidad de los diversos materiales, así como la calidad de los diversos estratos que componen el subsuelo. Con la interpretación de los 4 tendidos de refracción sísmica, se diferenciaron tres unidades geofísicas, indicando cambios en el depósito de materiales y su profundidad. La primera unidad geofísica US1 está constituida por material de mala calidad tales como arena, grava y fragmentos de roca; la US2 está asociada a una roca fracturada y alterada de regular calidad, la cual sobreyace sobre la US3 que se asocia a una roca poco fracturada de excelente calidad.

Como parte de la exploración directa se realizaron 2 sondeos verticales del tipo mixto a 25.00 m de profundidad, se recuperaron muestras alteradas de suelo y roca. La determinación de las propiedades mecánicas (c , Φ , E , etc.) de cada estrato fueron determinadas con sus respectivas pruebas de laboratorio se obtuvieron a partir del criterio de rotura de Hoek & Brown para las muestras de roca y su

equivalente con el criterio de rotura de Mohr – Coulomb para suelos. En base a esto fue posible la elaboración de un modelo geotécnico representativo del talud.

En cuanto al apartado de sismicidad, el sitio en estudio se localiza en la Zona sísmica D, según la regionalización sísmica por parte de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, en la Norma N-PRY-CAR-6-01-005-01 Sismo, y en base a las características geotécnicas y geológicas obtenidas de los diversos estudios realizados, se determinó que el suelo se clasifica como tipo II.

Una vez analizados los resultados del estudio geológico, geofísico y de la exploración geotécnica, se procedió a analizar la estabilidad del talud, contemplando el peso propio y la sobrecarga de la estructura de retención en condiciones estáticas y con la contribución de las fuerzas sísmicas. El método de análisis fue mediante el uso de software de elemento finito, los resultados del primer análisis fueron un factor de seguridad de 1.29 para la condición estática con peso propio, mientras que para la condición de sobrecarga, en la condición estática y dinámica fue un factor de seguridad menor a 1.0. A causa de esto fue necesario señalar la necesidad de un sistema de estabilización que aumente la seguridad del talud.

Para la propuesta de estabilización del talud se implementó un sistema de anclajes activos con elementos sujetos a tensión, dichos elementos fueron diseñados a partir de la obtención de la fuerza de tensión necesaria, en base al análisis realizado con elemento finito y complementado con el método de las cuñas. El sistema propuesto consta de 3 anclas colocadas en sentido transversal, colocadas a una separación de 4.0 m, mientras que en sentido longitudinal tendrán una separación de 6.0 m, la posición de estas anclas se determinó fuera de 25° con respecto a la horizontal, mientras que la distribución fue en un acomodo tresbolillo. El acero de las anclas serán tipo cable torón de 6 ½ “, con una lechada de $f'c=180$ kg/cm², como soporte de las anclas tendrán un dado de reacción que servirá también como protección. De acuerdo con la información obtenida en el diseño del sistema se realizó un nuevo análisis de estabilidad bajo las mismas condiciones,

dando como resultado nuevos factores de seguridad, para el caso estático el valor obtenido fue mayor a 3 en el caso de peso propio y con sobrecarga, mientras que en la condición dinámica el valor para el caso de peso propio fue de 2.0 y de 1.6 para sobrecarga. Los factores de seguridad anteriormente mencionados son satisfactorios y cumplen con los mínimos establecidos, por lo que se puede concluir que la propuesta de estabilización es adecuada para realizar los trabajos planeados de campo.

Finalmente el desarrollo del proceso constructivo constará de la ejecución de los trabajos preliminares que consta de la limpieza del sitio, los estudios de topografía, la ejecución de los corte y bermas en el talud, posteriormente la habilitación de las anclas se realizará según lo establecido en las normas SCT-N-CTR-CAR-1-01-016/00 y según el diseño obtenido, los trabajos de perforación se realizarán según lo establecido por el diseño empleando brocas de tungsteno y martillos a rotoperusión mientras que la colocación de las anclas fue mediante métodos manuales con apoyo de maquinaria en donde el terreno lo permita; lo siguiente es la preparación del dado de reacción de cada ancla y realizar la inyección de la lechada en cada ancla. Antes de realizar el tensado se realizarán pruebas de carga con un gato hidráulico capaz de proporcionar la fuerza de tensión requerida, y con los incrementos propuestos en el diseño. Para terminar los drenes para el drenaje se perforarán y colocarán según lo establecido y las anclas una vez tensadas se protegerán contra el intemperismo.

6. Bibliografía

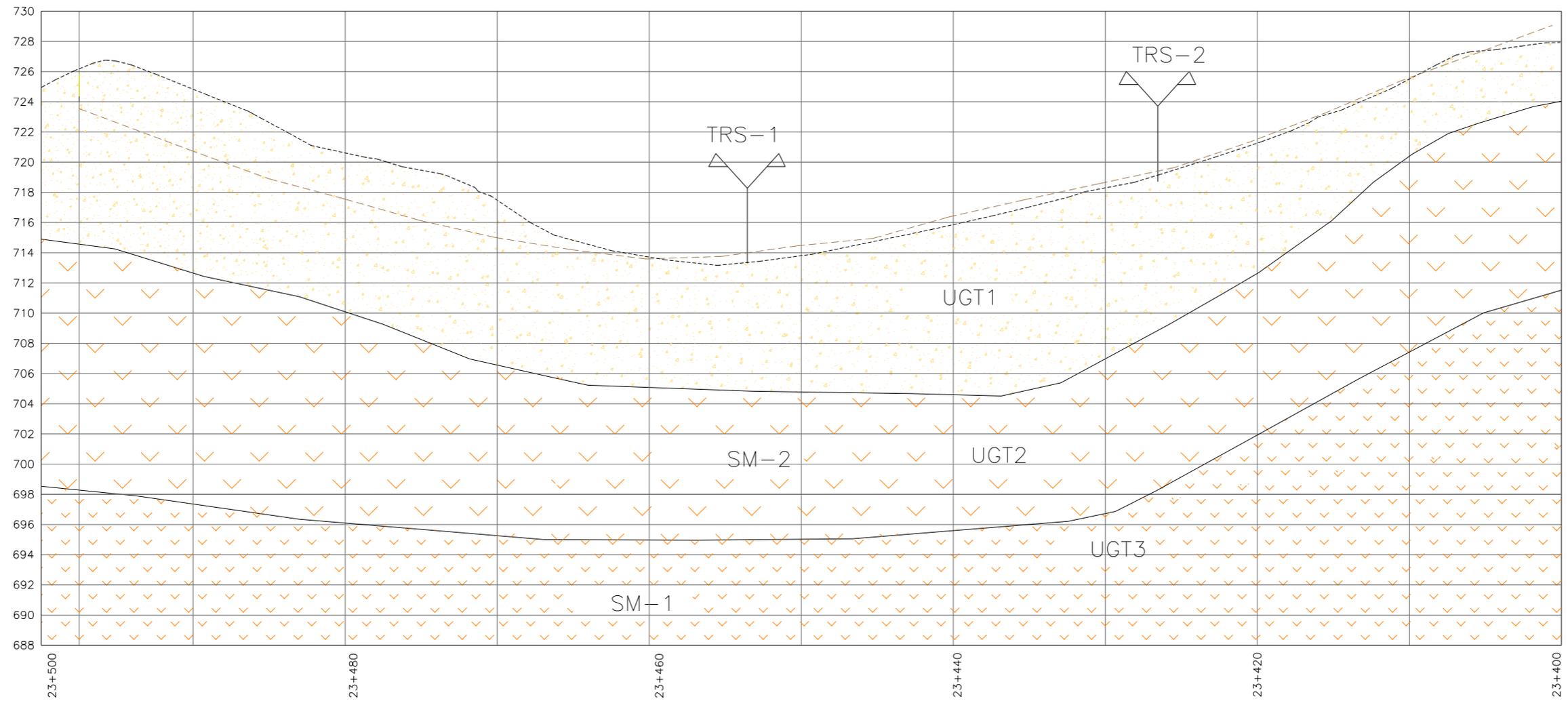
- AASHTO, L. R. F. D. (2010). BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS.
- AASHTO T 88-13 (2017). STANDARD METHOD OF TEST FOR PARTICLE SIZE ANALYSIS OF SOILS.
- ABRAMSON, L W. (2002). *Slope stability and stabilization methods*. New York: J. Wiley.
- ACI 318(2014). Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, American Concrete Institute
- ASTM A416 / A416M-17a, Standard Specification for Low-Relaxation, Seven-Wire Steel Strand for Prestressed Concrete, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2017. DOI: 10.1520/A0416_A0416M-17A
- ASTM A421 / A421M-15, Standard Specification for Stress-Relieved Steel Wire for Prestressed Concrete, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2015. DOI: 10.1520/A0421_A0421M-15
- ASTM D2216-10, Standard Test Methods for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2010. DOI: 10.1520/D2216-10
- ASTM D2938-95(2002), Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Intact Rock Core Specimens (Withdrawn 2005), ASTM International, West Conshohocken, PA, 1995. DOI: 10.1520/D2938-95R02
- ASTM D422-63(2007) e2, Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils (Withdrawn 2016), ASTM International, West Conshohocken, PA, 2007. DOI: 10.1520/D0422-63R07E02
- BUDHU M. (2007). *Soil mechanics and foundations*. New York: J. Wiley.
- Corven, J., & Moreton, A. (2004). Post-tensioning tendon installation and grouting manual.
- DAS, BRAJA M. (2001). *Fundamentos de ingeniería geotécnica*. Australia: México: Thomson Learning.
- DUNCAN, J. M. (2005). *Soil strength and slope stability*. New Jersey: J. Wiley.

- JUÁREZ B., E. (2001). *Mecánica de suelos. Tomo I.* México: Limusa.
- JUÁREZ B., E. (2011). *Mecánica de suelos. Tomo II.* México: Limusa.
- KOSMATKA, S. (1999). *Lechadas cementantes e inyección de lechada.* IMCYC. México D.F.
- KOTOLV F. V., POPOV I. V. (1963). *the stability of slopes.* New York: Consultants bureau.
- OVANDO, E. y OLGUÍN, E. (2002). “Sistemas de anclaje” cap. 5 del Manual de construcción geotécnica”, editado por la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
- PANIAGUA Z., W., GONZALEZ V., F. (1996). *Simposio Internacional de anclajes: memorias.* México: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
- PTI (1994). *Recommendations for presressed rock and soil anchors.* Second Edition. Phoenix, Arizona.
- SCT (2000). N-CTR-CAR-1-01-016/00. CONSTRUCCIÓN. CARRETERAS. CONCEPTOS DE OBRA. TERRACERÍAS. ANCLAS.
- SECRETARIA GENERAL DE OBRAS DEL DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL (1988). *Manual de exploración geotécnica.* México: Secretaría General de Obras.
- WOLLMANN, G. P., & ROBERTS-WOLLMANN, C. L. (2000). *Anchorage Zone Design: Preprint of Chapter VIII, Post-tensioning Manual.* Post-Tensioning Institute.
- XANTHAKOS, P. (1991). *Ground anchors and anchored structures.* New York: J. Wiley.

7. Anexos

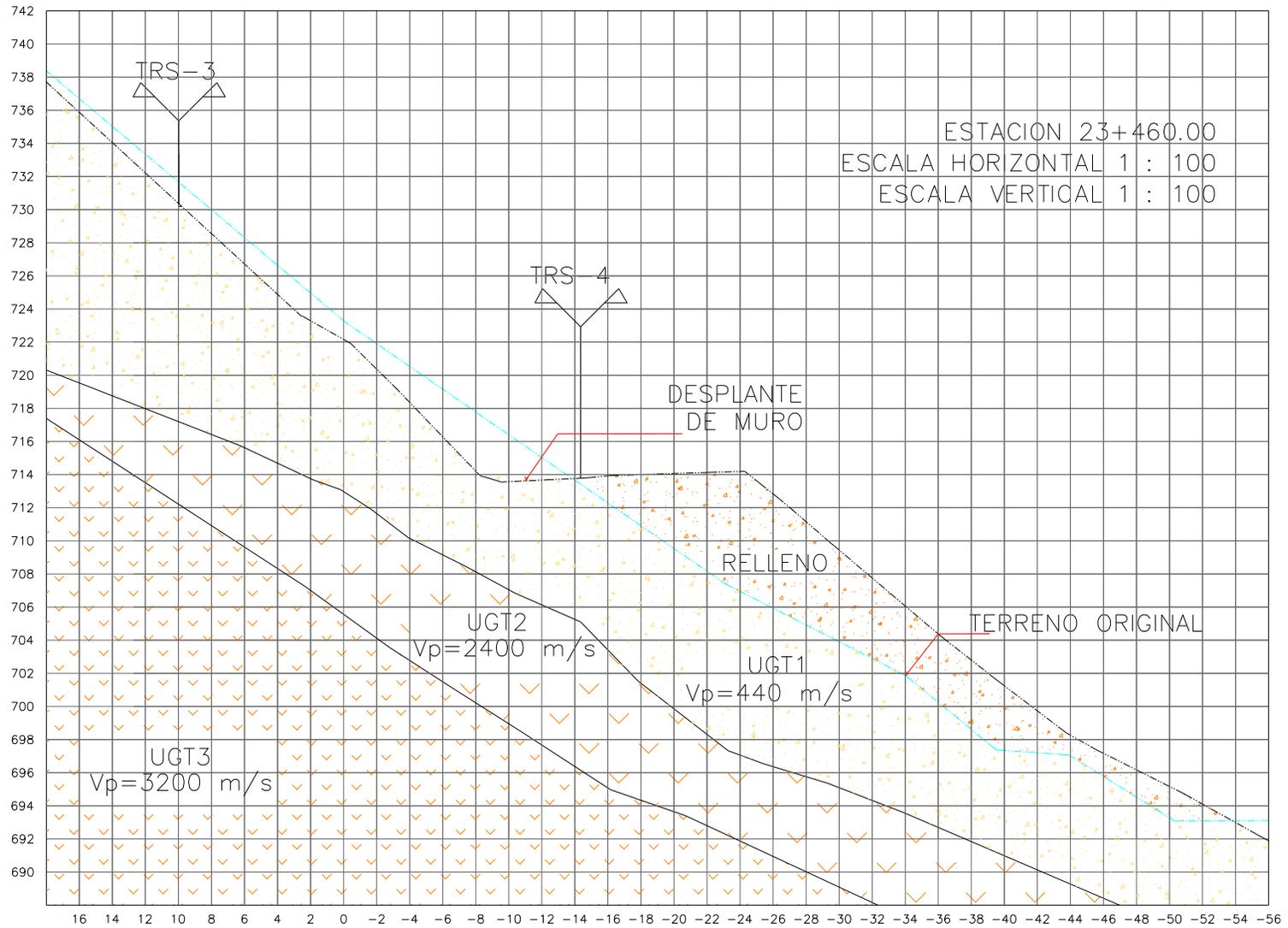
1. Levantamiento topográfico
2. Registros de sondeos de exploración
3. Perfiles estratigráficos
4. Modelo geotécnico
5. Detalle ancla de tensión
6. Colocación y posición de la anclas

Anexo 1: Levantamiento topográfico, sección longitudinal



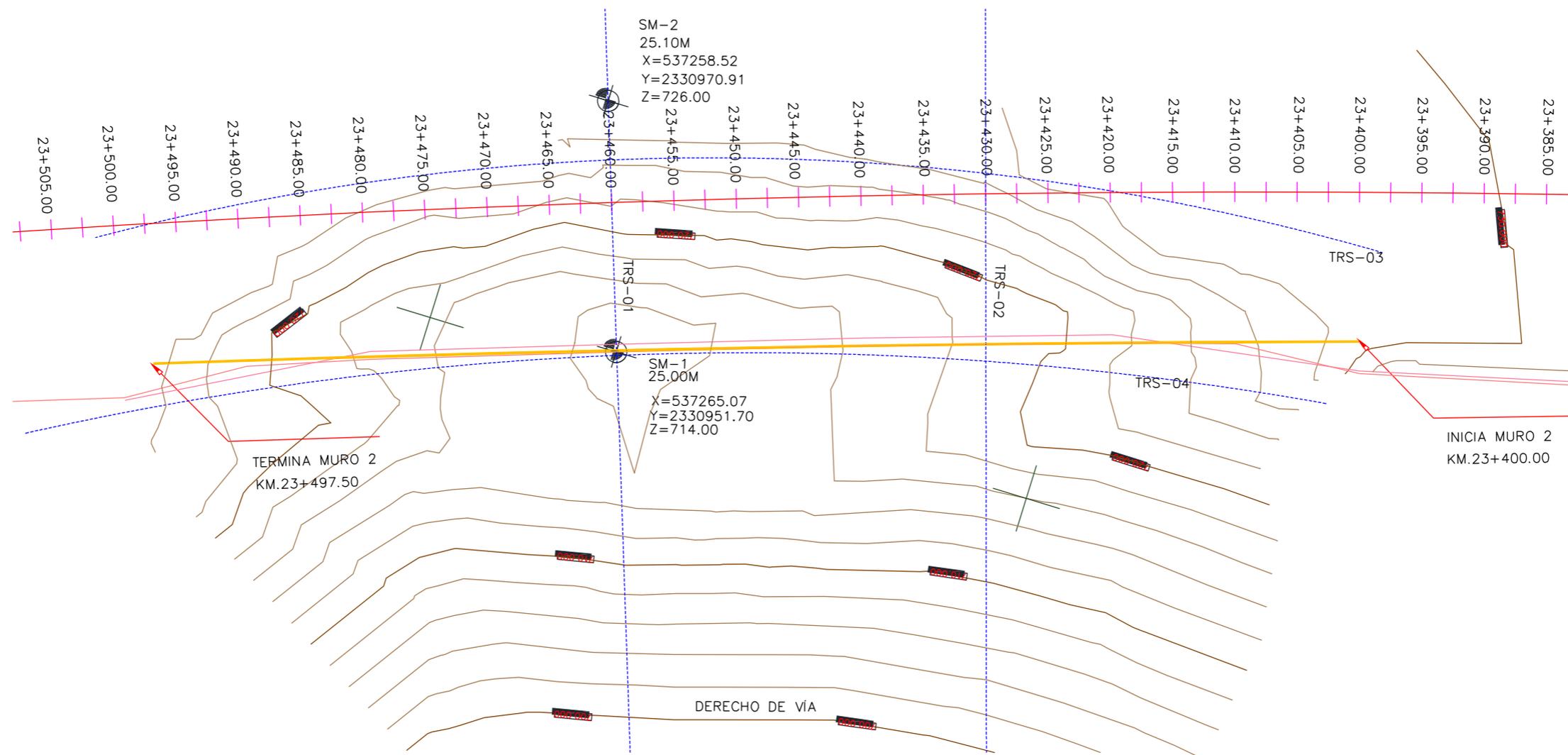
Ubicación de los sondeos mixtos (SM) y los tendidos de refracción sísmica longitudinales (TRS)

Anexo 1: Levantamiento topográfico, sección transversal



Ubicación de los tendidos de refracción sísmica transversales (TRRS)

Anexo 1: Levantamiento topográfico, vista en planta



Ubicación de los sondeos mixtos (SM) y los tendidos de refracción sísmica (TRS)

Anexo 2: Registros de Campo de Sondeos de Exploración

OBSERVACIONES				
S/R: SIN RECUPERACION	P/S: PARTE SUPERIOR	SPT: PENETRACION ESTANDAR	ABT: AVANCE CON BROCA TRICONICA	TSH: TUBO SHELBY
PH: PESO HERRAMIENTA	P/I: PARTE INFERIOR	PM: PESO MARTINETE	NQ: AVANCE CON BARRIL NQ	TSHD.: TUBO SHELBY DENTADO
PPS.: PRUEBA PRESIOMETRIK	ND: NO DETECTADO	SM: SIN MUESTRA		TP: TUBO PARTIDO

FECHA Y TURNO	NAF.	MUESTRA No.	PROFUNDIDA D en (m)		TIPO DE HERRAMIENTA		PRESION Y/O VEL. ROT. (R.P.M.)	No. DE GOLPES EN 60 cm DE PENETRACION		R.Q.D. %	LONG. PERF.	RECUPERACION		CLASIFICACION DE CAMPO
			DE	A	AVANCE en (m).	MUESTRA						m	%	
30/09/2014		1	0.00	1.70	1.70	NQ		NQ			1.70	0.50	29	Roca muy fracturada de color rojizo
		2	1.70	3.70	2.00	NQ		NQ			2.00	0.40	20	Roca muy fracturada de color rojizo
		3	3.70	5.20	1.50	NQ		NQ			1.50	0.40	27	Roca muy fracturada de color rojizo
		4	5.20	6.20	1.00	NQ		NQ			1.00	0.40	40	Roca muy fracturada de color rojizo
		5	6.20	7.70	1.50	NQ		NQ			1.50	0.50	33	Roca muy fracturada de color café
		6	7.70	9.20	1.50	NQ		NQ			1.50	0.70	47	Roca muy fracturada de color café
		-	9.20	10.20	1.00	NQ		NQ			1.00	S/R	-	Sin recuperación
		7	10.20	11.30	1.10	NQ		NQ			1.10	0.25	23	Roca muy fracturada de color café
		-	11.30	12.80	1.50	NQ		NQ			1.50	S/R	-	Sin recuperación
		8	12.80	14.50	1.70	NQ		NQ			1.70	0.45	26	Roca muy fracturada de color café rojizo
		-	14.50	14.50	0.00	TP		50/0	50/0		0.00	SM	-	Rebote de herramienta
		-	14.50	16.00	1.50	NQ			NQ		1.50	S/R	-	Sin recuperación
		-	16.00	16.00	0.00	TP		50/0	50/0		0.00	SM	-	Rebote de herramienta
		9	16.00	17.50	1.50	NQ			NQ		1.50	0.40	27	Roca muy fracturada de color gris
		-	17.50	17.56	0.06	TP		50/6	50/6		0.06	S/R	-	Sin recuperación
		-	17.56	19.10	1.54	NQ			NQ		1.54	S/R	-	Sin recuperación
		-	19.10	19.15	0.05	TP		50/5	50/5		0.05	S/R	-	Sin recuperación
		10	19.15	21.00	1.85	NQ			NQ		1.85	0.45	24	Roca muy fracturada de color gris
		11	21.00	24.00	3.00	NQ			NQ		3.00	0.25	8	Roca muy fracturada de color gris
		12	24.00	25.10	1.10	NQ			NQ		1.10	0.30	27	Roca muy fracturada de color gris

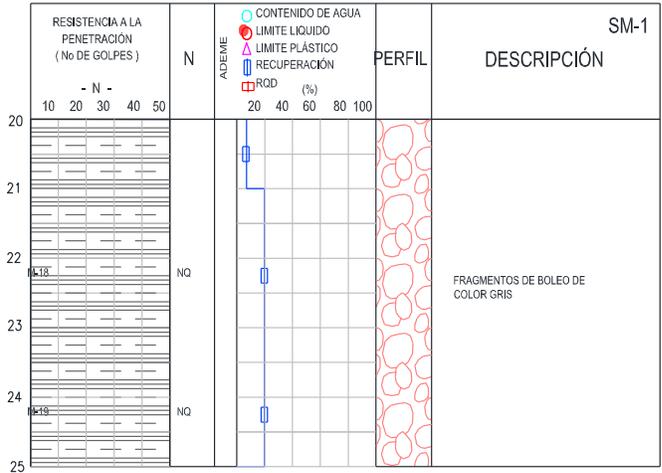
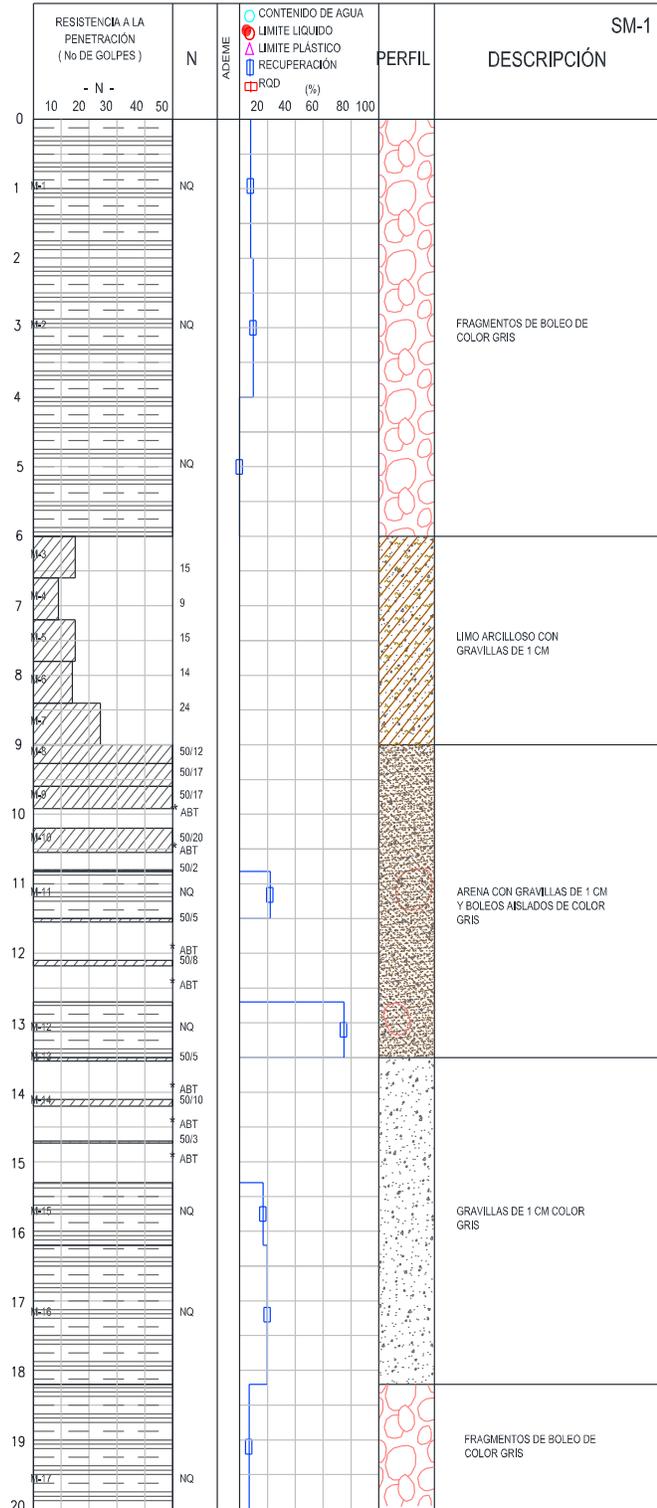
OBSERVACIONES				
S/R: SIN RECUPERACION	P/S: PARTE SUPERIOR	SPT: PENETRACION ESTANDAR	ABT: AVANCE CON BROCA TRICONICA	TSH: TUBO SHELBY
PH: PESO HERRAMIENTA	P/I: PARTE INFERIOR	PM: PESO MARTINETE	NQ: AVANCE CON BARRIL NQ	TSHD.: TUBO SHELBY DENTADO
PPS.: PRUEBA PRESIOMETRICA	ND: NO DETECTADO	SM: SIN MUESTRA		TP: TUBO PARTIDO

FECHA Y TURNO	NAF.	MUESTRA No.	PROFUNDIDAD en (m)		TIPO DE HERRAMIENTA		PRESION Y/O VEL. ROT. (R.P.M.)	No. DE GOLPES EN 60 cm DE PENETRACION			R.Q.D. %	LONG. PERF.	RECUPERACION		CLASIFICACION DE CAMPO
			DE	A	AVANCE en (m)	MUESTRA							m	%	
		-	14.70	14.73	0.03	SPT			50/3			0.03	S/R	-	Sin recuperación
		-	14.73	15.30	0.57	ABT			ABT			0.57	-	-	Avance con broca tricónica
		15	15.30	16.20	0.90	NQ			NQ			0.90	0.15	17	Gravillas de 1 cm color gris
		16	16.20	18.20	2.00	NQ			NQ			2.00	0.40	20	Grava color gris
		17	18.20	21.00	2.80	NQ			NQ			2.80	0.20	7	Fragmento de boleo color gris
		18	21.00	23.50	2.50	NQ			NQ			2.50	0.50	20	Boleos empacados en arcilla gris
		19	23.50	25.00	1.50	NQ			NQ			1.50	0.30	20	Fragmento de boleo color gris

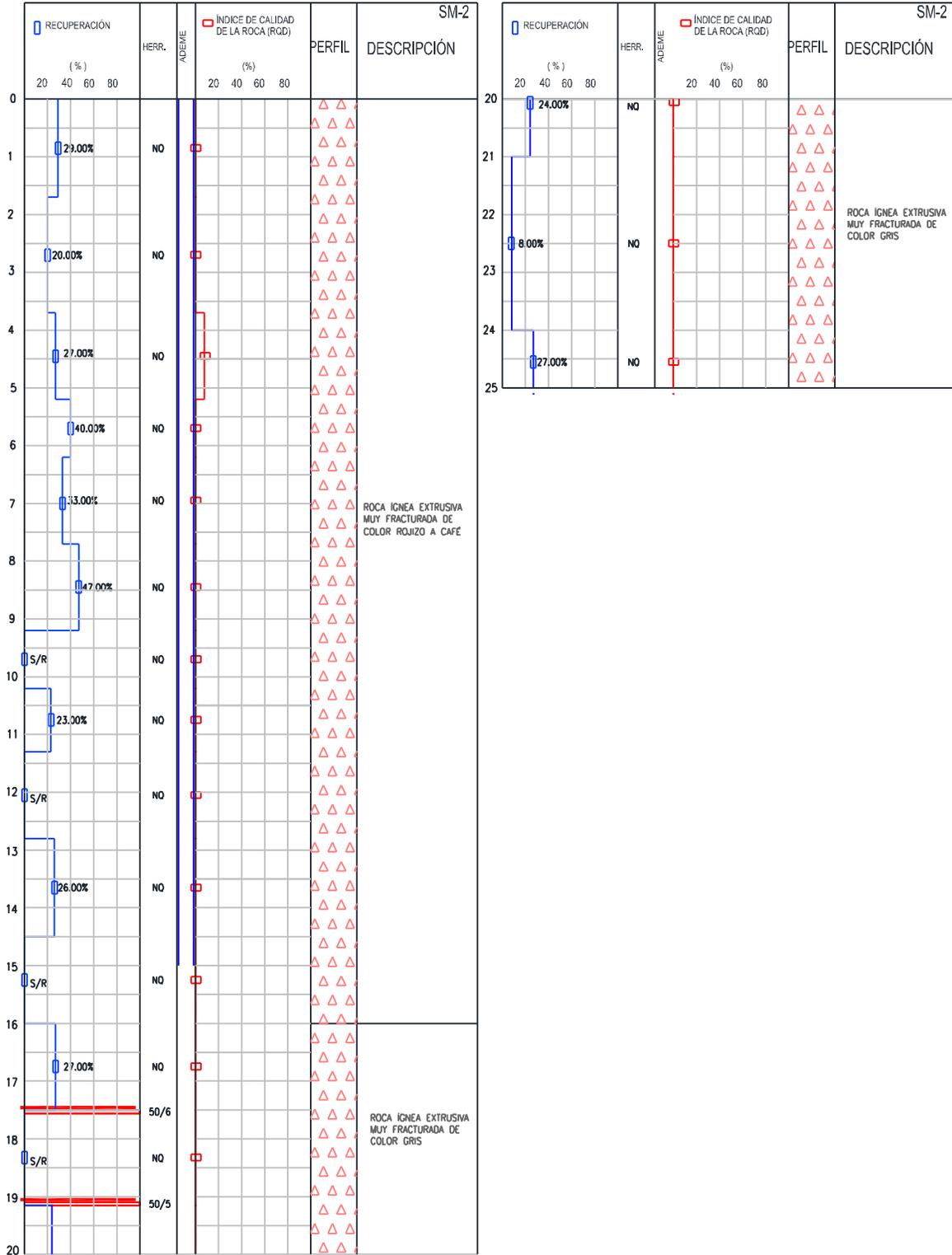
OBSERVACIONES				
S/R: SIN RECUPERACION	P/S: PARTE SUPERIOR	SPT: PENETRACION ESTANDAR	ABT: AVANCE CON BROCA TRICONICA	TSH: TUBO SHELBY
PH: PESO HERRAMIENTA	P/I: PARTE INFERIOR	PM: PESO MARTINETE	NQ: AVANCE CON BARRIL NQ	TSHD.: TUBO SHELBY DENTADO
PPS.: PRUEBA PRESIOMETRICA	ND: NO DETECTADO	SM: SIN MUESTRA		TP: TUBO PARTIDO

FECHA Y TURNO	NAF.	MUESTRA No.	PROFUNDIDAD en (m)		TIPO DE		PRESION Y/O VEL. ROT. (R.P.M.)	No. DE GOLPES EN 60 cm DE PENETRACION			R.Q.D. %	LONG. PERF.	RECUPERACION		CLASIFICACION DE CAMPO
			DE	A	AVANCE en (m).	MUESTRA							m	%	
10/10/2014		1	0.00	2.00	2.00	NQ			NQ			2.00	0.15	8	Fragmento de boleto color gris
		2	2.00	4.00	2.00	NQ			NQ			2.00	0.20	10	Fragmento de boleto color gris
		-	4.00	6.00	2.00	NQ			NQ			2.00	S/R	-	Sin recuperación
		3	6.00	6.60	0.60	SPT		6	15.00	8		0.60	0.15	25	Limo arcilloso con gravillas de 1 cm
		4	6.60	7.20	0.60	SPT		8	9.00	10		0.60	0.21	35	Limo arcilloso con gravillas de 1 cm
		5	7.20	7.80	0.60	SPT		10	15.00	9		0.60	0.23	38	Limo arcilloso con gravillas de 1 cm
		6	7.80	8.40	0.60	SPT		8	14.00	12		0.60	0.28	47	Limo arcilloso con gravillas de 1 cm
		7	8.40	9.00	0.60	SPT		9	24.00	9		0.60	0.24	40	Limo arcilloso con gravillas de 1 cm
		8	9.00	9.27	0.27	SPT		36	50/12			0.27	0.14	52	Limo con gravillas de 1 cm
		-	9.27	9.60	0.33	ABT		10	50/17			0.33	-	-	Avance con broca tricónica
		9	9.60	9.92	0.32	SPT		18	50/17			0.32	0.15	47	Arena con gravillas de 1 cm y gravas
		-	9.92	10.20	0.28	ABT			ABT			0.28	-	-	Avance con broca tricónica
		10	10.20	10.55	0.35	SPT		20	50/20			0.35	0.15	43	Arena con gravillas de 1 cm y gravas
		-	10.55	10.80	0.25	ABT			ABT			0.25	-	-	Avance con broca tricónica
		-	10.80	10.82	0.02	SPT		50	50/2			0.02	S/R	-	Sin recuperación
		11	10.82	11.50	0.68	NQ			NQ			0.68	0.15	22	Boleo color gris
		-	11.50	11.55	0.05	SPT		50	50/5			0.05	S/R	-	Sin recuperación
		-	11.55	12.10	0.55	ABT			ABT			0.55	-	-	Avance con broca tricónica
		-	12.10	12.18	0.08	SPT		50	50/8			0.08	S/R	-	Sin recuperación
		-	12.18	12.70	0.52	ABT			ABT			0.52	-	-	Avance con broca tricónica
		12	12.70	13.50	0.80	NQ			NQ			0.80	0.60	75	Boleo color gris
		13	13.50	13.55	0.05	SPT		50	50/5			0.05	0.05	100	Gravillas de 1 cm color gris
		-	13.55	14.10	0.55	ABT			ABT			0.55	-	-	Avance con broca tricónica
		14	14.10	14.20	0.10	SPT		50	50/10			0.10	0.07	70	Gravillas de 1 cm color gris
		-	14.20	14.70	0.50	ABT			ABT			0.50	-	-	Avance con broca tricónica

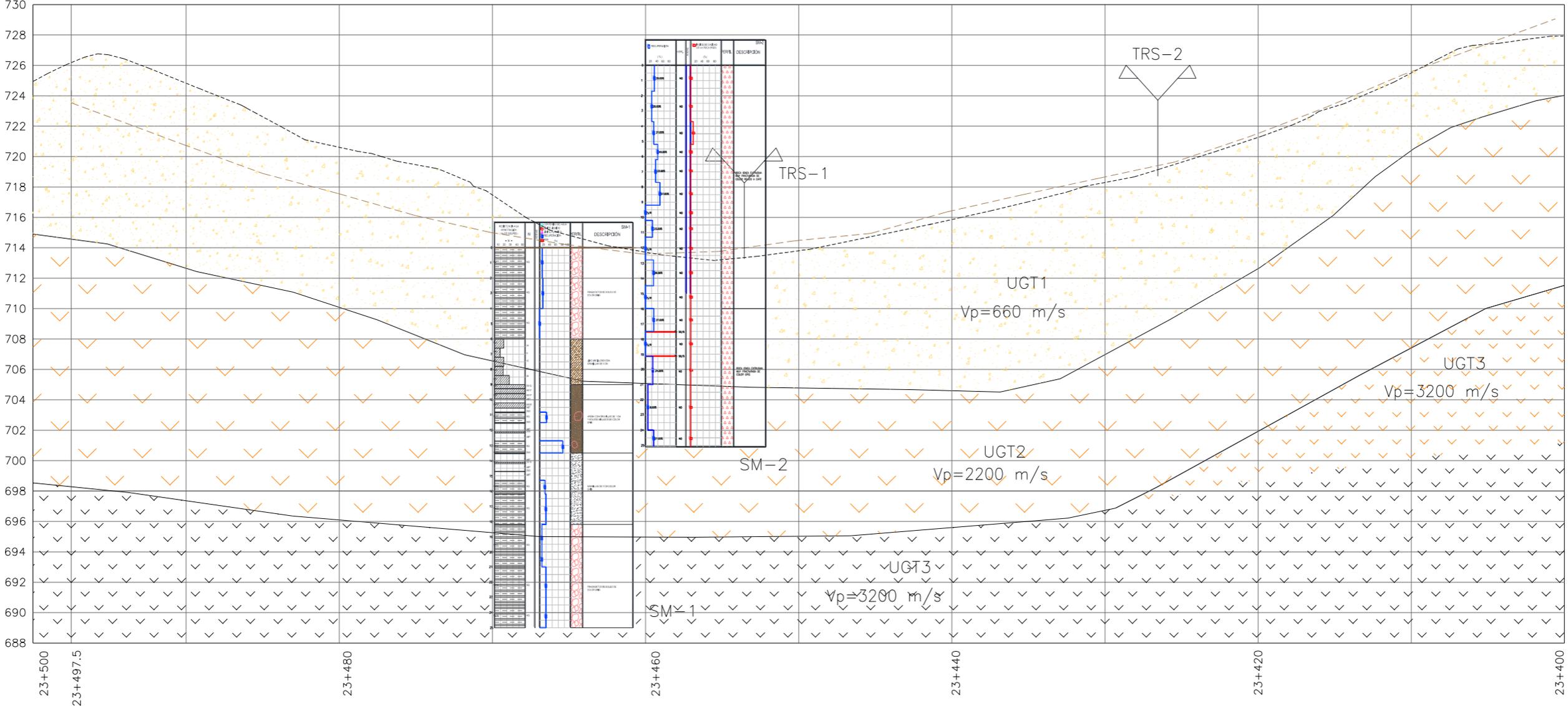
Anexo 3: Perfil Estratigráfico, Sondeo Mixto 1 (SM-1)



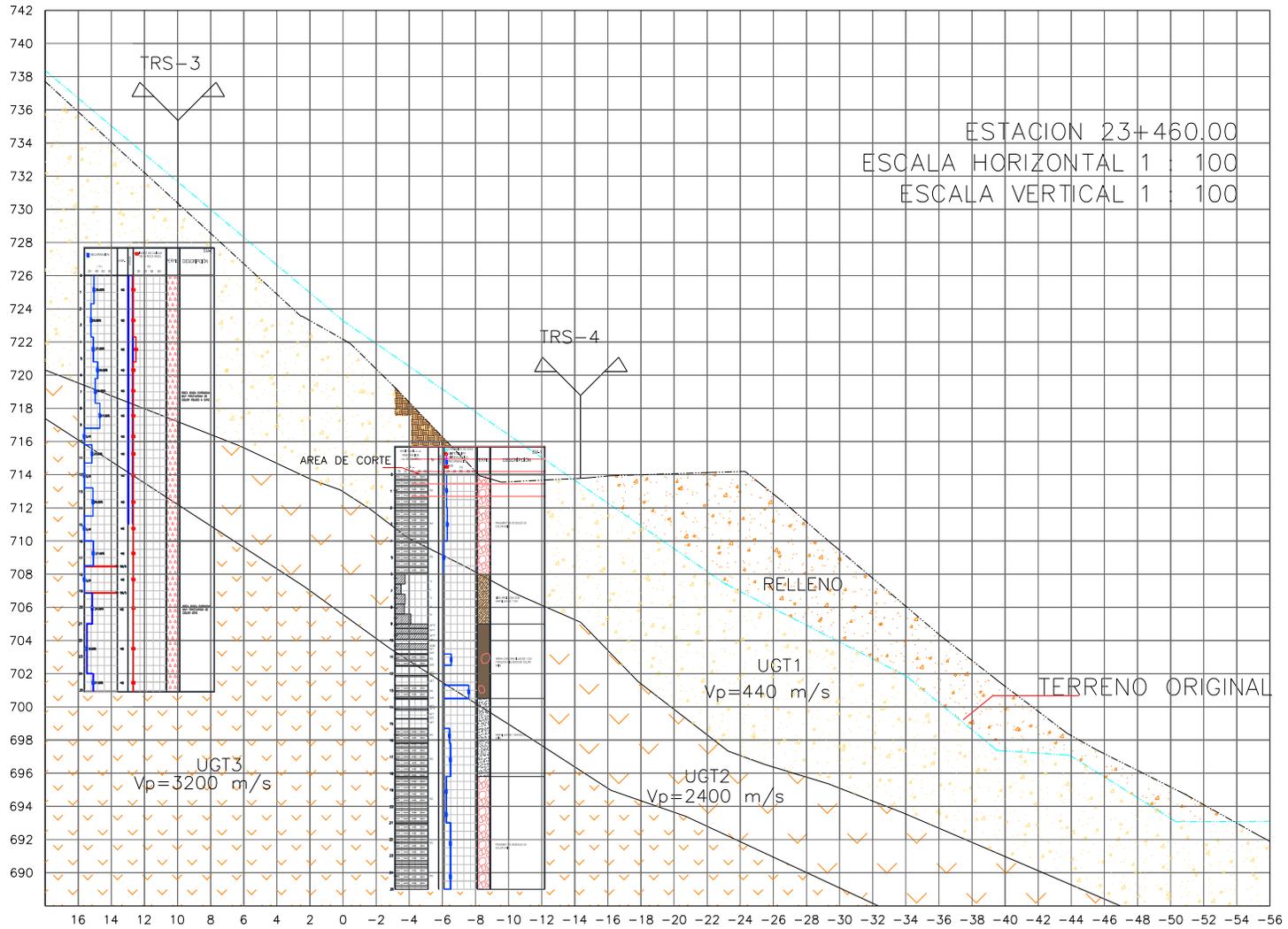
Anexo 3: Perfil Estratigráfico, Sondeo Mixto 2 (SM-2)



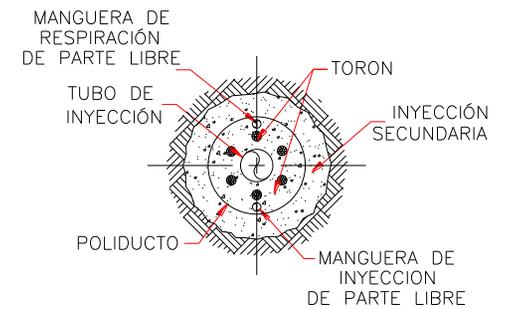
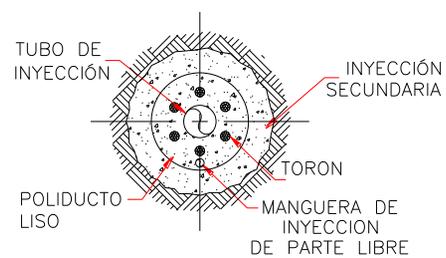
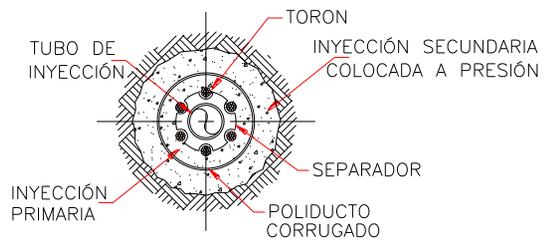
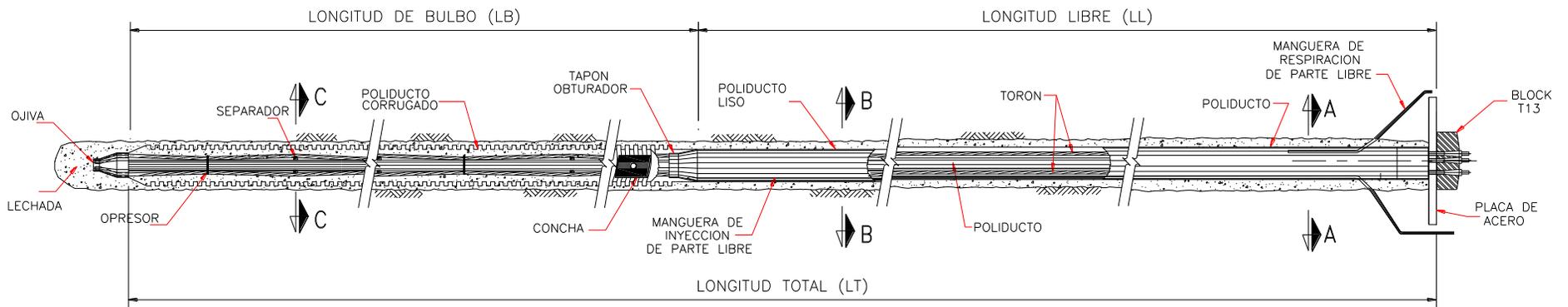
Anexo 3: Modelo geotécnico, perfil longitudinal



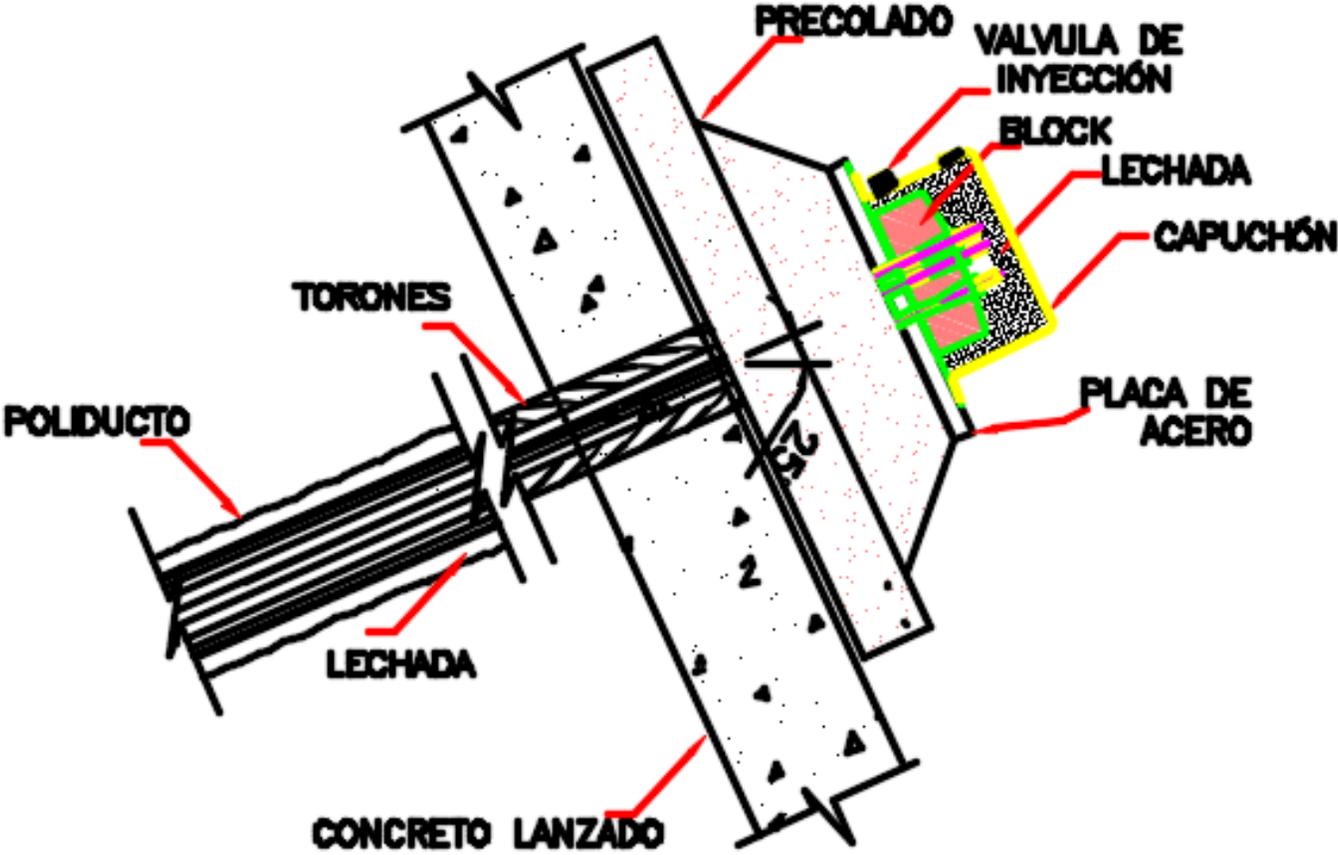
Anexo 3: Modelo geotécnico, perfil transversal



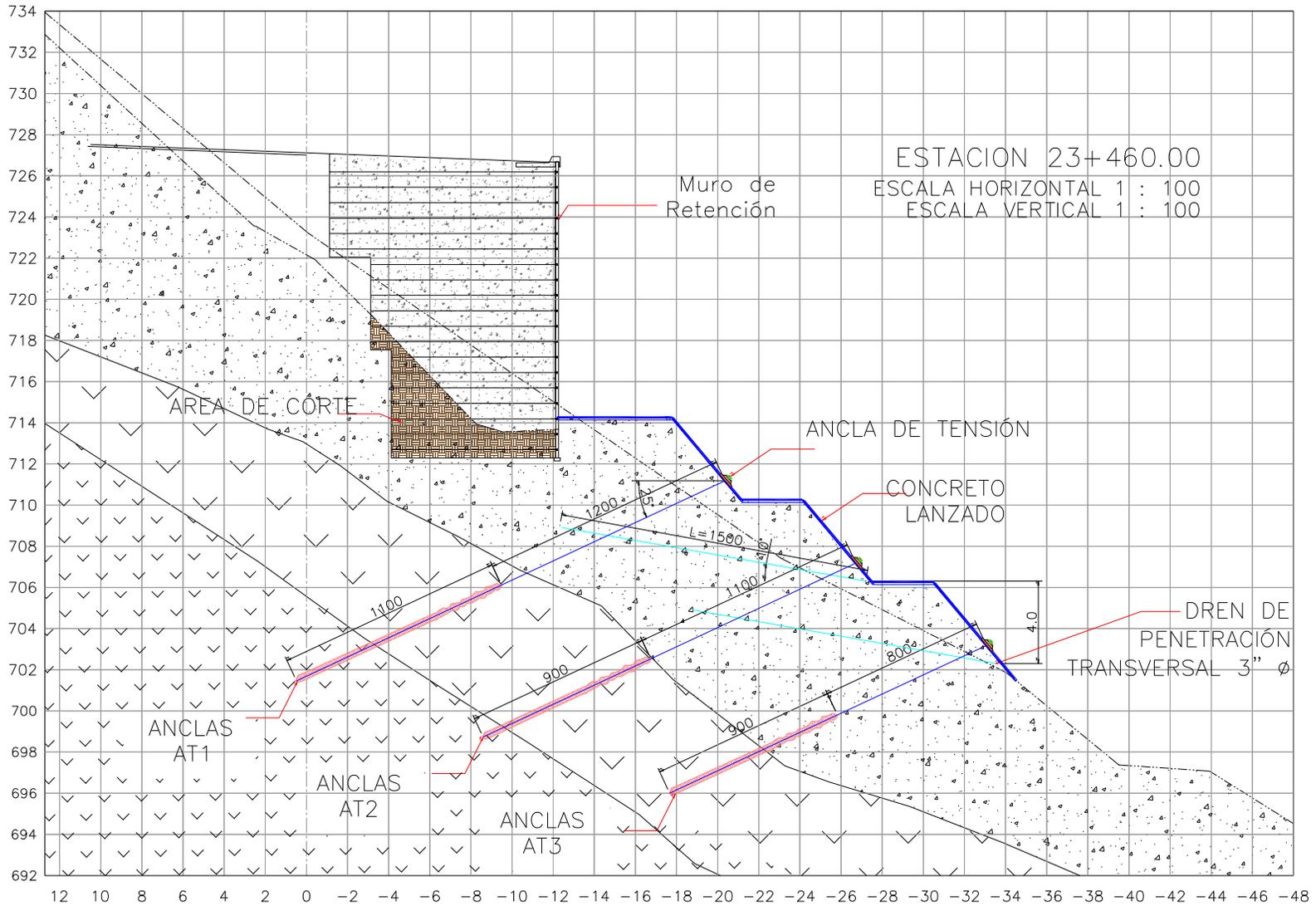
Anexo 4: Detalle de ancla de tensión.



Anexo 4: Detalle dado de reacción.



Anexo 5: Colocación y posición de las anclas de tensión y los drenes.



Anexo 5: Distribución longitudinal de las anclas y los drenes.

