



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – GEOTÉCNIA

ANÁLISIS COMPARATIVO DE MÉTODOS DE DISEÑO GEOTÉCNICO DE
EXCAVACIONES PROFUNDAS

TESIS
PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
ING. SERGIO GABRIEL MORALES ANGULO

TUTOR PRINCIPAL
AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA, FACULTAD DE INGENIERÍA

CIUDAD UNIVERSITARIA, CD.MX., DICIEMBRE 2017



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Magaña del Toro Roberto
Secretario: Dr. Rivera Constantino Rigoberto
Vocal: M.I. Deméneghi Colina Agustín
1 er. Suplente: M.I. Sangines García Héctor
2 d o. Suplente: M. en I. Zea Constantino Carmelino

Lugar donde se realizó la tesis:

CIUDAD UNIVERSITARIA, CIUDAD DE MÉXICO.

TUTOR DE TESIS:

M.I. Deméneghi Colina Agustín

FIRMA

Dedico este trabajo

A mi madre Rosa quien ha sido un pilar en mi formación apoyándome en cada instante de mi vida, dándome aliento y amor.

A mi padre José Carlos quien me ha demostrado que más sabe el diablo por viejo que por diablo.

A mis hermanos Nayeli, Daniel, José Carlos, Pamela, David y Marcial con quienes sé que cuento en todo momento.

A Ramón que a pesar de tu temprana partida siempre estarás presente.

Sergio

Agradezco

La oportunidad a la Universidad Nacional Autónoma de México por permitir seguirme formando académicamente perteneciendo a su programa de estudios de posgrado.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología quien a través de su programa de becas me ayudó a seguir preparándome para afrontar los nuevos desafíos en la materia.

A mi tutor M.I. Agustín Deméneghi Colina por compartir su conocimiento y ser guía durante la elaboración de este trabajo.

A los ingenieros Juan Paulín y Gabriel Lira de la empresa Cimentaciones Mexicanas S.A. de C.V. por compartir su experiencia y estar interesados en mi formación profesional.

Contenido

Capítulo I.- Introducción	6
Objetivo	8
Justificación y alcances	8
Capítulo II.- Antecedentes	9
Condiciones geotécnicas del sitio	9
Condiciones de los proyectos adyacentes	11
Confirmación de las condiciones al sitio de excavación	11
Métodos de excavación	12
Pantalla de contención	19
Capítulo III.- Análisis de excavaciones	23
Método simplificado	23
Muro apuntalado – Método de apoyo supuesto	23
Métodos numéricos	35
Método del módulo de reacción	35
Método de Elemento Finito	43
Capítulo IV .- Ejemplo de aplicación	53
Modelo geotécnico del sitio	55
Cálculos	57
Método simplificado (Método del Apoyo supuesto)	57
Cálculo con el Método de Módulo de Reacción (MMR)	64
Cálculo con el Método de Elemento Finito. (MEF)	66
Discusión de resultados	71
Capítulo V.- Conclusiones	74
Referencias	76
Anexo A.- Cálculo de las deformaciones del muro con el método de soporte supuesto	78
Anexo B. Procedimiento de cálculo de deformación de Muro Milán Oriente con Método de Elemento Finito	79
Anexo C Procedimiento de cálculo de deformación de Muro Milán Oriente con Método de Módulo de Reacción	86

Capítulo I.- Introducción

Terzaghi y Peck (1967) nos hacen la recomendación que antes de proyectar en forma adecuada cualquier diseño de excavación, es necesario hacer una distinción entre aquellas que son excavaciones someras; de una profundidad menor de unos cinco metros, y excavaciones profundas; las que son de una profundidad mayor. Peck et al. (1977), nos menciona que cuando la profundidad de la excavación es mayor que cinco o seis metros, el uso de tablaestacas de retención se vuelve muy costoso, es así que otros métodos para estabilizar son utilizados. Otra cuestión que se debe de revisar antes empezar a diseñar es la geometría de la excavación. Con ello seleccionar el procedimiento de ejecución más adecuado. Actualmente las técnicas de retención y estabilidad han mejorado notablemente tanto en cuestiones constructivas como económicas. El muro diafragma o mejor conocido como muro Milán se ha empezado a utilizar como un método de retención durante la excavación. Sirve como estructura definitiva de la edificación y además protege a las edificaciones de alrededor.

Ou (2006) recomienda analizar el proyecto antes de hacer un diseño de una excavación profunda. Se revisa como un problema de interacción suelo-estructura de la mecánica de suelos. El suelo es un material no lineal, inelástico y anisótropo el cual su comportamiento tiene a ser afectado por la presencia de fluidos. Es así que para analizar el suelo, es necesario hacer simulaciones elastoplásticas del comportamiento del suelo, ver que es lo que sucede entre los muros de retención y el suelo durante procedimiento de excavación.

El diseño y construcción requiere conocer la topografía del sitio donde se va a realizar la obra, las condiciones del subsuelo, las condiciones del nivel freático, el riesgo sísmico, cargas no previstas o la protección de servicios públicos u edificaciones aledañas.

Las fallas en las excavaciones profundas no ocurren meramente por colapso estructural, existen otros tipos de falla que incluyen la deformación excesiva del suelo, capacidad de carga, un inadecuado abatimiento del nivel freático, insuficiente durabilidad del soporte de la estructura resistente en el tiempo, etc.

Puller (1996) nos enlista con base a su experiencia las causas más usuales de los accidentes en las excavaciones.

En excavaciones a cielo abierto

- Inadecuada investigación de sitio resultado de suposiciones optimistas en la homogeneidad del suelo y de la roca, la fuerza del suelo y las condiciones del nivel del agua
- Apreciación inadecuada del ingeniero calculista del posible asentamiento de las estructuras adyacentes y servicios públicos
- Falta de criterio del ingeniero diseñador y del constructor sobre los efectos del agua y en la resistencia del suelo.

En excavaciones ademadas

- Inadecuada investigación de sitio resultado de suposiciones optimistas en la homogeneidad del suelo y de la roca, la fuerza del suelo y las condiciones del nivel del agua
- Inadecuada calidad del detalle estructural
- Impropia coordinación entre el diseñador y el constructor
- Falta de apreciación por parte del diseñador por las limitaciones de las técnicas del especialista como los diagramas de los muros y de las anclas
- Falta de valoración por parte del diseñador en la influencia de las deflexiones en el soporte de la estructura del suelo y de las deformaciones del suelo retenido
- Cambios en las cargas de las condiciones naturales, del nivel freático, mareas, olas, temperaturas y la falta de conciencia del constructor de las consecuencias debido a estos cambios
- Cambios en las condiciones del suelo y de las rocas y falta del criterio del constructor por sus consecuencias
- La sobrecarga sobre la estructura del suelo por plantas de cargas temporales.
Malos trabajadores sin experiencia.

A pesar de la cantidad de información que existe acerca de excavaciones profundas, no existe una guía o un documento que archive toda la información que sirva para normalizar un procedimiento de diseño el cual sea válido en el mundo.

Un diseño completo de una excavación profunda, incluye un sistema de retención, sistema de apuntalamiento, sistema de bombeo, procedimiento de excavación, sistema de monitoreo, protección de los edificios, etc.

En el mundo, existen distintos métodos para regularizar los diseños geotécnicos de una excavación. Es claro que dependiendo de cada región, se tienen distintas consideraciones al momento de diseñar. Es así que con base a las necesidades y experiencia local se tendrá que tomar en cuenta las precauciones necesarias para cumplir con las especificaciones mínimas para analizar, diseñar y ejecutar una obra.

Por nuestra parte, tomaremos un proyecto en la zona de transición de la Ciudad de México donde se hará una excavación profunda retenida con muro diafragma. Se hará una comparación entre el diseño del muro Milán con base a un método simplificado y dos métodos numéricos.

Objetivo

Comparar el análisis geotécnico de la estabilidad de una excavación profunda utilizando el método simplificado y método numérico.

Establecer cual método es el más confiable entre los tres.

Revisar algunos métodos de diseño para una excavación profunda.

Justificación y alcances

La excavación forma parte fundamental de la ingeniería de cimentaciones. Los documentos que existen los cuales exponen los distintos análisis y diseños básicos de excavaciones; siguen siendo muy simples al momento de aplicarlos en la práctica. A lo largo de la historia, el ser humano ha crecido a lo largo de la extensión territorial del globo terráqueo. Sin embargo, nuevas construcciones proponen crecer verticalmente exigiendo que las edificaciones sean más altas y profundas. Es así que los análisis y diseños que se deben de hacer se vuelven más completos y sofisticados. Se elige hacer una comparación entre tres métodos de diseño para revisar los por mayores de cada uno de ellos y al final dar comentarios de cada uno de ellos.

Capítulo II.- Antecedentes

Condiciones geotécnicas del sitio

Los proyectos que incluyen una excavación profunda por ejemplo los subterráneos, túneles, pasos deprimidos, etc. Tienden a encontrarse con una gran diversidad de suelos a lo largo de la obra; desde suelos muy deformables hasta roca dura. Se debe de conocer el área del subsuelo de tal manera que la incertidumbre sea mínima procurando que el diseño geotécnico sea lo más apegado a la realidad. Las condiciones geológicas determinan el tipo y construcción de los muros de retención además del comportamiento de la excavación.

Para tener los parámetros necesarios para un correcto diseño geotécnico de una excavación, se deben de hacer pruebas de campo y laboratorio del suelo. Estas deben de incluir los comportamientos básicos del suelo; el peso unitario, peso específico, contenido de agua, los límites de Atterberg, etc. Al igual que las pruebas de comportamiento mecánico como la consolidación, resistencia al esfuerzo, etc. Al tener mayor precisión en las pruebas del suelo, los resultados de los análisis mejoran además de tener un diseño de los muros mucho más económicos.

Cuevas (2016) menciona que en trabajos de campos, se debe de precisar el tipo y número de sondeos realizados, la profundidad máxima alcanzada. Con una estación piezométrica, se debe de determinar las presiones intersticiales en la masa del suelo.

Para las pruebas *in situ*, se deberá de detallar las pruebas estáticas de cono, picómetro, presiómetro de Menard, pruebas de placa, down hole o cross hole, etc.

La presencia del agua en el sitio, influye directamente a los métodos de construcción, los diseños permanentes de los trabajos, así como el tiempo de construcción y el costo. Al igual que a largo plazo, la durabilidad y el mantenimiento pueda ser afectado.

En los reglamentos, dependiendo de las características de estos se deberá de hacer una exploración que cumpla con los requisitos mínimos.

Para el Reglamento de Construcción de la Ciudad de México (RCDF) las necesidades mínimas para construcciones pesadas, extensas o con excavaciones profundas serán dependiendo de su zonificación:

Para ZONA I

- 1) Detección, por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras oquedades.
- 2) Sondeos o pozos profundos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.
- 3) La profundidad de la exploración con respecto al nivel de desplante será al menos igual al ancho en planta del elemento de cimentación, pero deberá abarcar todos los estratos sueltos o compresibles que puedan afectar el comportamiento de la cimentación del edificio.

Para ZONA II

- 1) Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.
- 2) Sondeos para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales del subsuelo y definir la profundidad de desplante mediante muestreo y/o pruebas de campo. En por lo menos uno de los sondeos, se obtendrá un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar si el subsuelo del predio es uniforme o definir sus variaciones dentro del área estudiada.
- 3) En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo, incluyendo detección de mantos acuíferos colgados.

Para ZONA III

- 1) Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del medio para detección de rellenos sueltos y grietas.
- 2) Sondeos para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales y definir la profundidad de desplante mediante muestreo y/o pruebas de campo. En por lo menos uno de los sondeos se obtendrá un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los

sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar si el subsuelo del predio es uniforme o definir sus variaciones dentro del área estudiada.

- 3) En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo, incluyendo detección de mantos acuíferos colgados.

Condiciones de los proyectos adyacentes.

Es importante saber la influencia que tenga la excavación con los terrenos vecinos. Se sabe que desde la mecánica, las excavaciones profundas causan una reacción cerca del sitio de la obra. Pueden existir grandes asentamientos dañando así, edificios y servicios públicos que está en la periferia. Hay que tomar en cuenta los límites permitidos para no hacer daño a estas instalaciones. Los asentamientos máximos permisibles para los edificios dependen de la zona según el reglamento de construcción de la Ciudad de México en la que se encuentren. Se tienen 2.5 cm de asentamiento máximo para los edificios que estén en la zona I y para los que estén en Zona II y III se tendrá un límite de hasta 15 cm. Habrá edificios que sean más tolerables a este tipo de movimientos, otros que no, provocando así grietas en sus vigas y columnas. La edad del edificio, el tipo de material con lo que fue construido y principalmente el tipo de cimentación son directamente correlacionados al asentamiento permitido. Es por eso la importancia que se tiene el investigar previamente los predios que estén en la periferia para determinar el asentamiento máximo permitido. Con esto, se decide que tipo de estructura de retención y de apuntalamiento se usará en la obra.

Confirmación de las condiciones al sitio de excavación

De acuerdo con el área y la elevación del sitio de excavación, las condiciones geológicas, la distribución de presiones del agua, las propiedades de los edificios cercanos, nos llevan a decidir en un método de retención y de excavación.

La primera gran decisión que tiene el ingeniero de cimentaciones es elegir el método de excavación y el tipo de muro de retención. El tomar en cuenta la historia de las construcciones que ya se encuentran en el lugar, sirve muchas veces para darnos una idea de como se han resuelto los problemas de ingeniería. A pesar de tener un gran estudio de mecánica de suelos, elegir el mejor método de diseño y hacer una buena simulación del suelo, muchas veces al momento de excavar nos encontramos con otras condiciones las cuales no eran esperadas.

Un diseño de excavación completo debe de incluir, al menos, el método de análisis de estabilidad, los métodos simplificados y avanzados para la deformación y esfuerzos, un plan de bombeo, el diseño de los componentes estructurales, protección de la propiedad, etc.

Existen dos tipos de excavación, aquellas que son de tipo cielo abierto y las que son de Top-Down. Ambas estabilizan la zona de excavación a través de muros pantallas. La diferencia está en el procedimiento constructivo.

Métodos de excavación

Existen distintos métodos de excavación utilizados en el mundo. Se tiene a cielo abierto o del tipo Top-Down. En ambos métodos su principio es estabilizar el muro de contención para poder proceder a la excavación.

En el método de Top-Down, se estabiliza las paredes del muro de contención utilizando algún sistema de arriostramiento. En este caso se construyen losas o se colocan troqueles a cada determinado nivel.

En la excavación de Cielo abierto, se pueden ademar construyendo muro circulares autoestables, hacer uso de anclas o bien usando taludes.

La elección de algún tipo de excavación depende de las condiciones geológicas, el tiempo de construcción, las condiciones climáticas y el presupuesto. Sin embargo, se elige la opción que sea más segura. Cada diseño es un reto hacia la experiencia de los ingenieros.

Excavaciones en Top-Down

En este tipo de proceso constructivo, su principio es estabilizar el muro de contención para poder seguir excavando. A lo largo de cada etapa de excavación se construyen ademes temporales y/o definitivos funcionando como diagramas horizontales permitiendo contra restar los empujes laterales de los suelos sobre el muro. Este sistema muro-soporte nos brinda una gran rigidez provocando que no existan desplazamientos en el muro de contención considerables que afecten a las colindancias. Este tipo de técnica permite que la superestructura se vaya construyendo a la par que se va realizando la excavación. A consecuencia de este proceso constructivo desde arriba hacia abajo se le denomine método del Top-Down. Es decir, se va construyendo desde el nivel de banqueta hacia el nivel de desplante del edificio o losa de fondo.

Debido a que la losa de apoyo de cada nivel utilizado tiene un peso significativo, se debe de considerar esta carga en la superestructura definitiva. Es por eso que la superestructura se va construyendo a la par de la excavación, concentrando el peso en las columnas. Para esto, Las pilas de cimentación son muy utilizados para este sistema de excavación. En las pilas de cimentación se colocan perfiles metálicos y a su vez terminando siendo columnas definitivas de la superestructura del edificio. En la figura 2, se observa la vista en corte transversal de un edificio de 16 sótanos que será construido por el sistema constructivo Top-Down.

El proceso constructivo es el siguiente:

1. Construcción de muro de contención perimetral definitivo.
2. Barretes de perfiles precimentados.
3. Construcción de plataforma de trabajo.
4. Colocación de drenes verticales y bombeo de agua dentro de predio.
5. Excavación hasta alcanzar el Nivel Máximo de Excavación construyendo la losa del nivel ligándolo a los elementos precimentados y muro. Así sucesivamente hasta que se llega al nivel de proyecto y construcción de losa de fondo.

Los sistemas de arriostramiento son muy importantes para asegurar la estabilidad de la excavación. Además de las losas diafragma funcionando como ademe, el uso de la precarga en puntales para reducir los desplazamientos en los muros ha demostrado ser también una alternativa efectiva. No importa si la precarga con la que se utilicen los puntales sea la mitad de la carga necesaria, siempre será de ayuda para prevenir el movimiento del muro.



Figura 1 Uso de precarga en excavaciones. (Honvajec, Joseph. 2015)

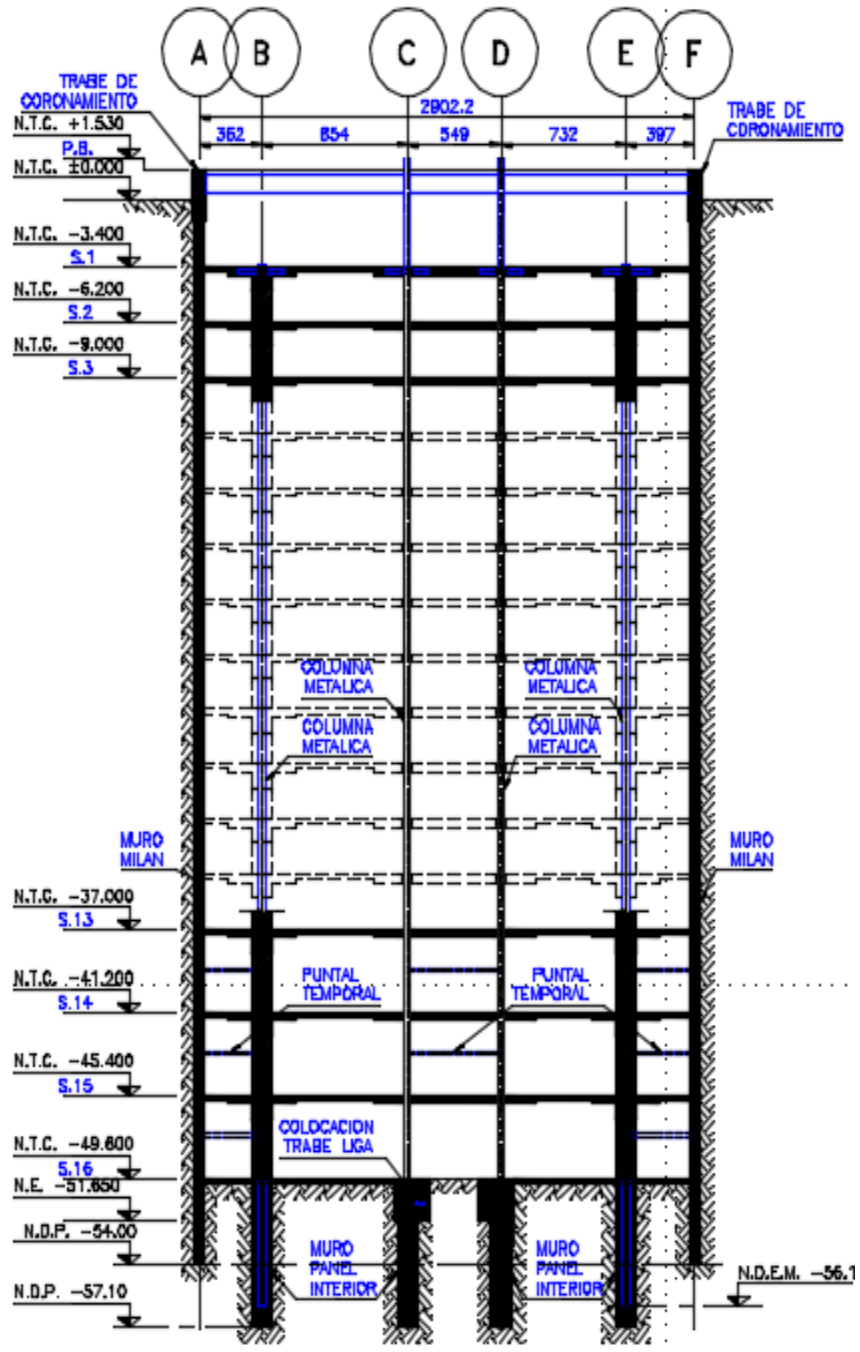


Figura 2 Plano para Top Down proyecto Insurgentes #700, Ciudad de México. (CIMESA, 2015).



Figura 3 Ejecución de proyecto Insurgentes 700 con método de Top-Down (CIMESA, 2017)



Figura 4 Ejecución de proyecto Insurgentes 700 con método de Top-Down (CIMESA, 2017)

Método de excavación con anclaje

Ing. Juan Paulín (2016) nos dice que después de una excavación a cielo abierto ademado con un muro circular autoestables, el proceso constructivo que mejor rendimiento de excavación ofrece es aquél que los muros están retenidos con anclas. Para mayor beneficio dentro de esta técnica, el muro perimetral utilizado deberá de ser estructural y definitivo. Este se construye como muro Milán o concreto lanzado y anclas de una gran capacidad para reducir el número de ellas. Dentro de las diferencias que encontramos entre el muro Milán y los muros de concreto lanzado, es que el muro Milán se elabora antes de iniciar la excavación. Mientras que el muro de concreto lanzado, es construido de arriba hacia abajo formando a su paso cinturones de estabilización los cuales después de ser estabilizados se procede a iniciar la siguiente etapa de excavación. Es importante recalcar que se deberá de revisar la estabilidad local del muro, pues en caso de fallar, este puede ser de tipo local hasta general.

En caso de zonas donde se encuentre el Nivel freático sobre la superficie, el muro a base de concreto lanzado no será la mejor opción debido a que se puede comprometer la estanqueidad de la excavación junto con las posibles filtraciones al interior de la excavación generando asentamiento en la colindancia del predio.

En la figura 5 tenemos un proyecto de excavación a cielo abierto en la Ciudad de México. Se trata acerca de la última etapa de construcción de un muro de retención mixto (muro colado y muro lanzado) estabilizado con anclas gran capacidad.

Un ancla es un elemento estructural el cual cumple con la función de transmitir un esfuerzo de tensión a un estrato resistente. La configuración de las anclas está compuesta por tres secciones: La longitud de bulbo (Fija), longitud libre y longitud de tensado.

La longitud de bulbo: Es la sección la cual está constituida por los cables de Torón y el tubo de inyección. Deberá de estar completamente recubierta por la Lechada de Vaina e Inyección. Transmite su esfuerzo de tensión al suelo.

Longitud libre: Es aquella está constituida por los cables de torón, tubo de inyección y separadores. Se aísla del terreno mediante un tubo de poliducto y se delimita con el bulbo a través de un tapón de interface.

Longitud de tensado: Es aquella longitud extra del cable la cual permite el montaje del equipo para tensar el ancla.



Figura 5 Excavación a cielo abierto estabilizada con anclas. Proyecto Manacar. (CIMESA, 2015).

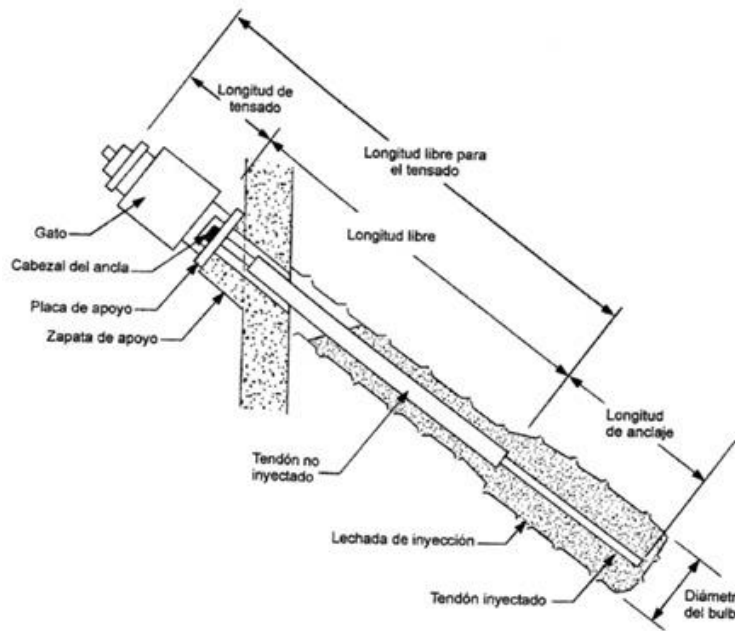


Figura 6 Composición de un ancla (ICE, 2011).

El método de construcción de los muros estabilizados con anclas es el siguiente:

1. Durante el proceso de construcción del Muro Milán, se dejan las reservaciones previas para la colocación de las anclas.
2. Se descubren las preparaciones y se hacen las perforaciones del hueco hasta la profundidad deseada.
3. Se coloca lechada dentro del hueco.
4. Se introduce el tensor en el hueco.
5. Se envaina el tensor.
6. Se equipa la reservación (colocación de silleta).
7. Se hace la prueba de carga al ancla.
8. Se bloquea el ancla a la carga de diseño.

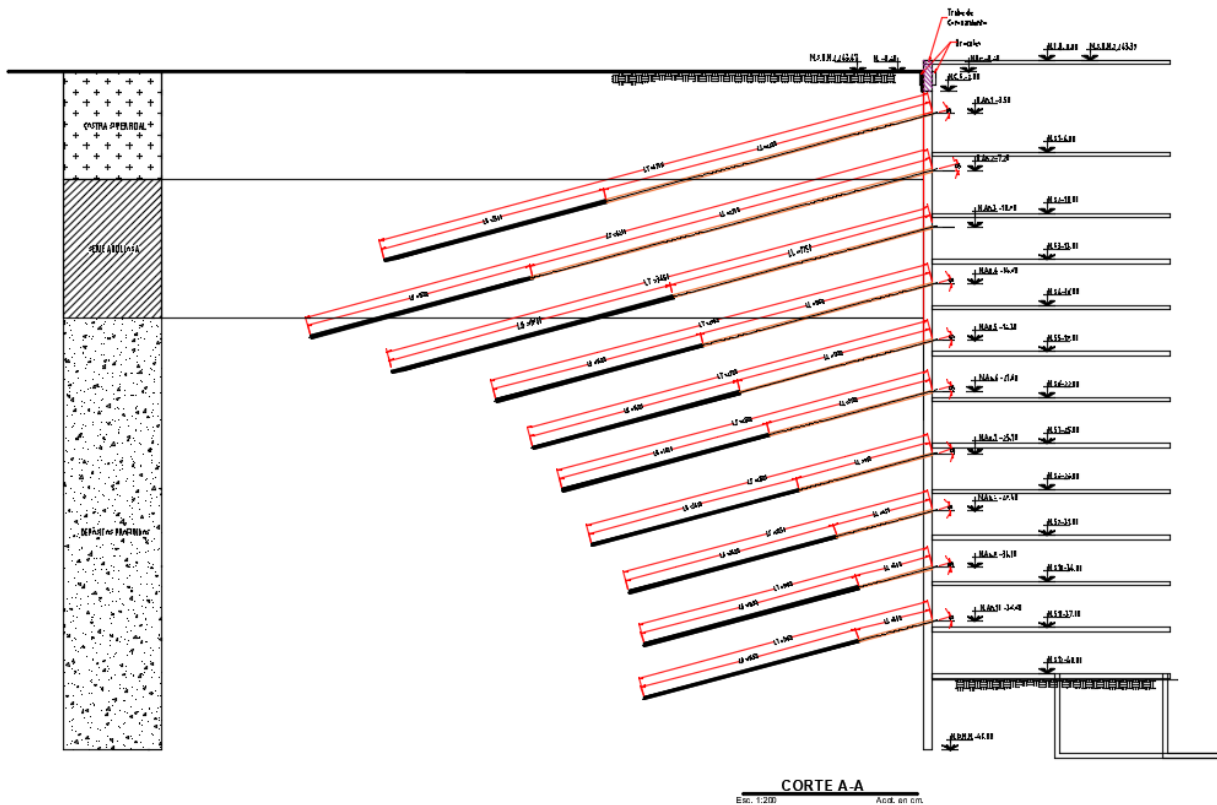


Figura 7 Planos para un muro de contención estabilizado con anclas. Proyecto Espacio Condessa (CIMESA, 2017).

Pantalla de contención

Un muro pantalla de contención es una estructura esbelta la cual actúa como una yuxtaposición de vigas verticales las cuales se encuentran en interacción con los empujes activos del terreno, agua y cargas de servicio. Absorbe las reacciones que se generan al momento de excavar dejándola en equilibrio. Este tipo de pantalla puede arriostrarse mediante anclaje, troqueles o elementos definitivos de la estructura que se construyera bajo la protección de la pantalla.

Este tipo de muro nos permite encontrar el equilibrio con el empuje pasivo, puede ser usado como estructura definitiva del edificio y en el caso de muro continuo nos ayuda a controlar los riesgos hidráulicos.

Las pantallas de contención se distinguen entre continuas y discontinuas.

Las pantallas continuas son: Muro pantalla, pantalla prefabricada, pantalla de tablaestacas, pantalla de lechada armada, pilotes secantes, entre otras.

Las pantallas discontinuas son: Pantalla Berlinesea, pantalla parisina, pantalla moscovita, pilotes tangentes, etc.

Pantallas discontinuas.

Las pantallas discontinuas están compuestas por elementos de cimentaciones profundas y elementos de blindaje.

Los elementos de cimentaciones profundas por lo general se encuentran espaciadas y se colocan previo a la excavación. Funcionan como estructuras rígidas verticales.

Los elementos de blindaje son quienes retienen el suelo apoyándose sobre las estructuras rígidas verticales. Estos elementos se colocan conforme el nivel de excavación vaya descendiendo.

Este tipo de pantallas implica que exista un control sobre la alimentación de agua significativa y que el suelo tenga la capacidad suficiente para autosostenerse verticalmente previo a la colocación del blindaje.

En la figura 8 nos ilustra las diferencias entre los distintos tipos de armados para muros de retención discontinuos.

Tabla 1 Composición de muro de retención discontinuas (CIMESA, 2012)..

Denominación	Elementos verticales	Blindaje
Pantalla Berlinesa	Perfiles metálicos	Madera o concreto lanzado o encofrado
Pantalla luteciana	Pilotes perforados	Concreto lanzado o encofrado
Pantalla parisina	Pilotes prefabricados	Concreto lanzado o encofrado
Pantalla moscovita	Barretes (elementos de muro pantalla)	Concreto lanzado o encofrado

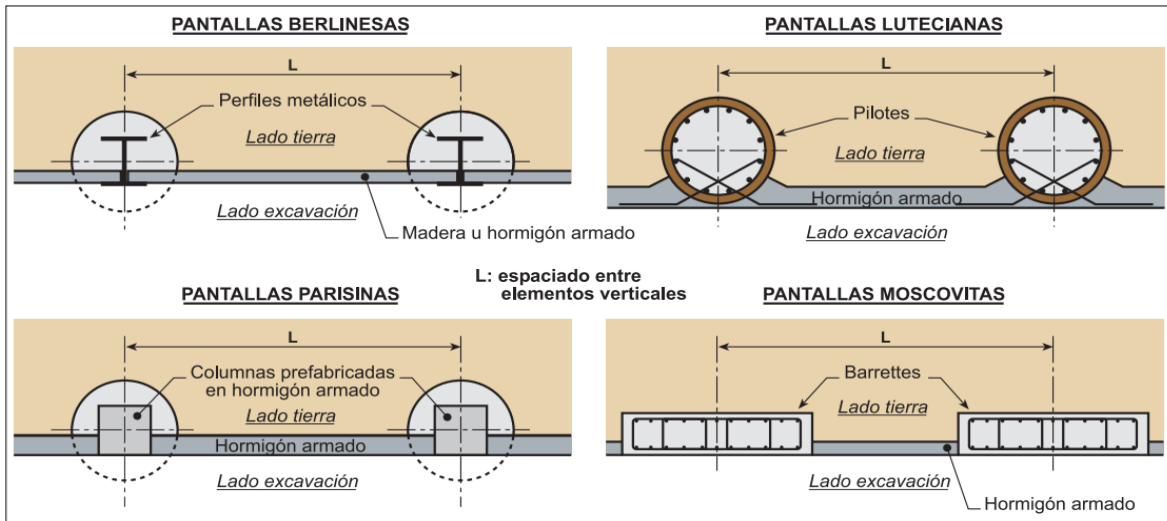


Figura 8 Configuración armado de pantallas de retención (CIMESA, 2012).

Pantallas continuas

Muros pantalla.

También conocido como muro Milán, o de diafragma, se trata de una pared tablaestaca de concreto reforzada conformada en el subsuelo. Su procedimiento de construcción se puede dividir en tres: Perforación, colocación de armadura y vaciado de concreto. La estabilidad de la perforación durante la excavación se alcanza con ayuda de un lodo de perforación. Este lodo es fabricado con bentonita; creando en las paredes de la perforación un depósito estanco conocido como “cake” el cual permite a este fluido no percolar en el terreno y a su vez asegura la presión hidrostática cerciorando la estabilidad de la trinchera.



Figura 9 Resultado prueba de Cake en lodo bentonítico antes de colar Muro Milán.

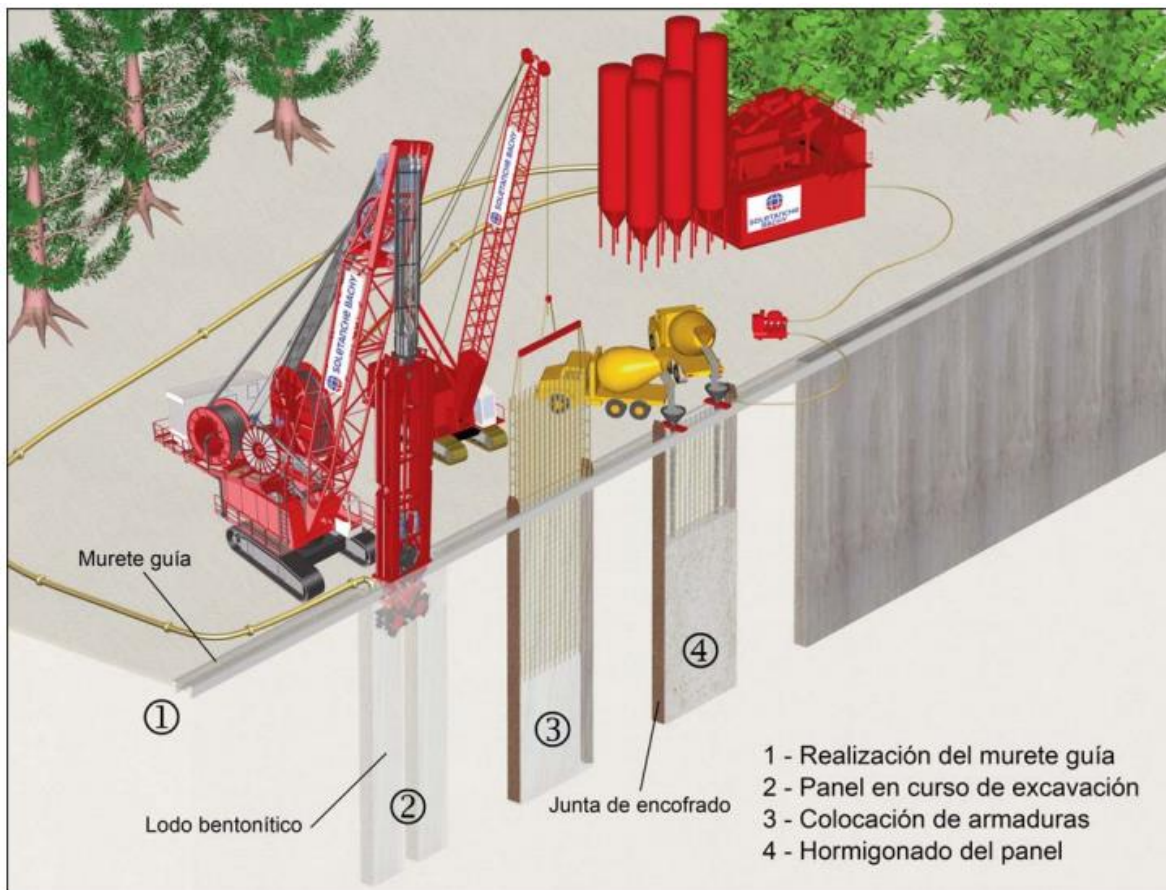


Figura 10 Proceso constructivo Muro Pantalla (CIMESA, 2012).

Para su construcción, la primera etapa trata de realizar un brocal. Este está conformado por dos muros alineados paralelamente de concreto con 30 cm de ancho. Su función es:

- Realizar el muro Milán definiendo su trazado con precisión
- guiar la herramienta de perforación

- asegurar una reserva de lodo de perforación
- retener el suelo de posibles caídos al inicio de la excavación
- descansar las jaulas para el armado.

En seguida para asegurar la estabilidad de la trinchera durante los trabajos, la perforación se realiza a través de paneles de longitud limitada (variable dependiendo del suelo y entorno).

Se procede a efectuar la excavación de un panel, en seguida se coloca el armado en la trinchera llena de lodo previamente tratado para limitar las partículas de terreno en suspensión.

Después, se lleva a cabo el vaciado de concreto con ayuda de un tubo tipo tremie.

Las juntas entre los paneles deben de ser tratados cuidadosamente. Puede hacerse mediante la colocación de una junta de estanqueidad entre los paneles y el guiado de la herramienta de excavación.

Pantallas de tablaestacas y técnicas derivadas

Este tipo de pantalla está constituidas por tablaestacas metálicas. De acuerdo al tipo del suelo, las tablaestacas pueden ser colocadas por percusiones o vibración estática y ser conectadas entre ellas unas entre otras.



Figura 11 Configuración tablaestacas (CIMESA, 2012).

Si se logra tener una interconexión entre las tablaestacas de manera correcta, estas pueden ser muy eficientes a la hora de prevenir las filtraciones. Cuando se trabaja en suelos altamente cohesivo, la baja permeabilidad de estas pantallas no es tan fundamental. Sin embargo, al trabajar en suelos granulares, una fuga dentro de la pantalla, puede generar grandes asentamientos y si estas son muy grandes, la estabilidad de la excavación puede estar en peligro.

Capítulo III.- Análisis de excavaciones

Cálculo de las deformaciones y elementos mecánicos de un muro de contención

Por objetivo y alcance de esta tesis, nos centraremos en algunos de los diferentes métodos que existen en la literatura para el diseño de un muro de retención. En este caso, se presentan tres métodos. Uno simplificado (Método de apoyo supuesto) y otros dos numéricos (Método de Módulo de Reacción y Método de Elemento Finito).

Método simplificado

Muro apuntalado – Método de apoyo supuesto.

Para estudiar el comportamiento del muro de contención con etapas de excavación utilizado en la obra Insurgentes Sur #700, se ha realizado un análisis de esfuerzos y deformaciones utilizando el método simplificado de “muros con troqueles – método del supuesto apoyo” descrito en el libro “Teoría y práctica de excavaciones profundas” por el autor Chang-Yu-Ou en su capítulo 6.

El objetivo de este método es realizar un análisis lo más apegado a lo que se presenta durante la construcción del muro. Este método se basa en el análisis por etapas de la excavación profunda tomando en cuenta la presión activa y pasiva a desarrollarse en cada una de estas etapas. En la descripción del método se explica se simplifica la interacción entre el suelo y el muro como la presión lateral actuante, mientras que el suelo que se opone al movimiento del muro, se considerará como un punto de apoyo. Así mismo, se realiza la simulación del muro como una viga continua simplemente apoyada, la misma que podrá ser resuelta con un análisis estructural sencillo.

El método es descrito en tres partes.-

1. Obtención de la distribución de la presión lateral del suelo

Para obtener esta presión lateral del suelo, se hace la consideración de la viga en voladizo, calculando la presión del suelo aplicada en el muro como una presión activa. Se deberá realizar una distribución de presiones lo más cercano a distribución real para que los valores obtenidos no se distorsionen por los factores de seguridad. Se hace la recomendación de calcular las presiones con el método de Rankine al ser más conservador que otros métodos similares. Se deberá tomar en cuenta la presión de poro actuante en el muro.

Empujes de tierra

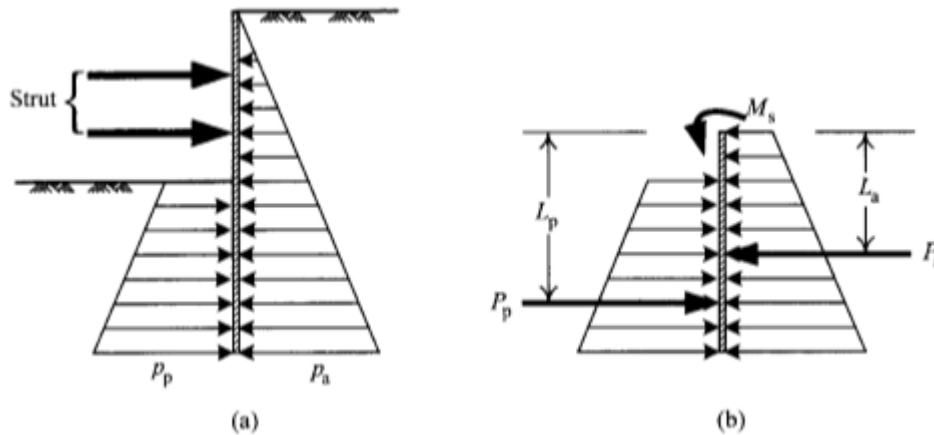


Figura 12 Análisis de presión con el método de presión bruta: (a) Distribución de presión de suelo bruto y (b) equilibrio de fuerzas del muro de retención como cuerpo libre. (Ou 2006).

Las presiones por fuera y por dentro de los lados de los muros de contención en las excavaciones reforzadas alcanzarán las presiones activas y pasivas respectivamente en el estado límite. Para revisar el estado límite, se tomará de referencia el último puntal y se hará un análisis de equilibrio de fuerzas y encontrar el factor de seguridad ante el empuje.

$$F_p = \frac{M_r}{M_d} = \frac{P_p L_p + M_s}{P_a L_a}$$

Donde

F_p = Factor de seguridad contra empuje

M_r = Momento resistente

M_d = Momento actuante

P_a = Resultante de la presión activa por el lado fuera del muro debajo del último nivel de apoyo.

L_a = Longitud del nivel más bajo de puntal hacia el punto de acción de P_a

M_s = Momento del muro de retención permisible

P_p = Resultante de la presión pasiva de la tierra por dentro del muro de contención por debajo del nivel de excavación

L_p = Longitud del nivel más bajo del puntal hacia el punto de acción de P_p .

Esta ecuación se le conoce como el método de presión bruta. El factor de seguridad mínimo resultante de esta ecuación es de 1.5. Cuando $M_s = 0$, F_p debe ser mayor o igual a 1.2. A través de esta ecuación, se puede obtener el factor de seguridad que se obtiene con cierta profundidad de muro o la penetración necesaria para alcanzar un cierto factor de seguridad.

Por otra parte, existen restricciones en esta fórmula. Es decir, para suelos cohesivos donde su cohesión es constante y $2S_u/\gamma H_e \geq 0.7$, el resultado de la ecuación se vuelve ilógico. Eso es que, tan profunda que sea la penetración del muro, menor es el factor de seguridad. Sin embargo, cuando $2S_u/\gamma H_e < 0.7$ el resultado de la ecuación es aceptable.

De acuerdo con Burland y Potts (1981), Para suelos sin cohesión con un ángulo de fricción menor a 22° , si se usa la ecuación de presión bruta, el resultado será un muro con una gran extensión.

Para suelos cohesivos, se deberá de considerar la adhesión que existe entre el muro y el suelo, el cual puede ser estimado con la siguiente ecuación.

$$C_w = \alpha S_u$$

Donde

S_u es la cohesión no drenada del suelo

α es el factor de reducción de la fuerza.

Los empujes se calcularán de la siguiente forma.

$$\sigma_a = \sigma_v K_a - 2c K_{ac}$$

$$K_{ac} = \sqrt{K_a \left(1 + \frac{c_w}{c}\right)}$$

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$$

$$\sigma_p = \sigma_v K_p + 2c K_{pc}$$

$$K_{pc} = \sqrt{K_p \left(1 + \frac{c_w}{c}\right)}$$

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

Donde

σ_a = Presión horizontal total activa

σ_p = Presión horizontal total pasiva

c = cohesión interceptora

ϕ = ángulo de fricción, basado en la representación total de los esfuerzos

C_w =adhesión entre el muro de contención y el suelo

K_a = coeficiente de presión activa del suelo

K_p = coeficiente de presión pasiva del suelo

La adhesión entre el suelo y el concreto es igual a $0.67s_u$ mientras la adhesión entre el suelo y la tablaestaca de metal es igual a $0.5s_u$.

Para suelos Friccionantes, para estimar su factor de seguridad, se tendrá que calcular la presión neta del agua o una red de presiones de agua.

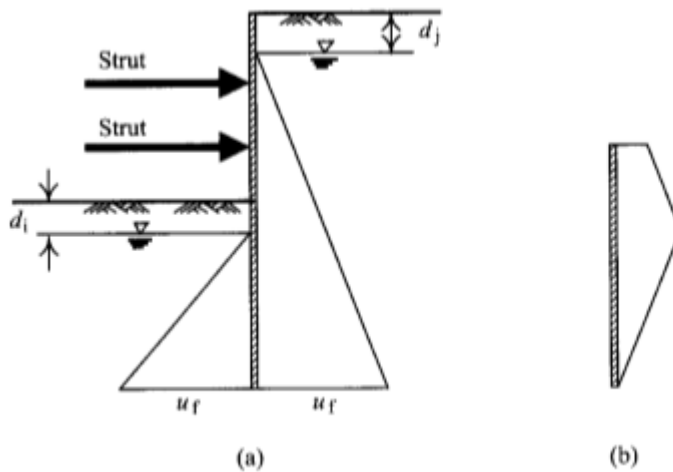


Figura 13 Distribución de la presión de agua debido a filtraciones (a) distribución de presiones de agua y (b) Red de presión de agua. (Ou, 2006)

Esto ya que el exceso de presión de poro se disipa rápidamente a medida que la presión exista. Es así que los análisis deberán de ser en esfuerzos efectivos. Como dicen Padfield y Mair en 1984 la presión efectiva de la tierra deberá de ser como sigue.

$$\sigma'_a = K_a(\sigma_v - u) - 2c'K_{ac}$$

$$K_{ac} = \sqrt{K_a \left(1 + \frac{c'_w}{c'}\right)}$$

$$\sigma_a = \sigma'_a + u$$

$$\sigma'_p = K_p(\sigma_v - u) + 2c'K_{pc}$$

$$K_{pc} = \sqrt{K_p \left(1 + \frac{c'_w}{c'}\right)}$$

$$\sigma_p = \sigma'_p + u$$

Donde

σ'_a = Presión horizontal efectiva activa

σ'_p = Presión horizontal efectiva pasiva

σ_a = Presión horizontal total activa

σ_p = Presión horizontal total pasiva

K_a = Coeficiente de de presión activa

K_p = Coeficiente de presión pasiva

c' = cohesión efectiva interceptora

ϕ = ángulo de fricción efectiva

c_w =adhesión efectiva entre el muro de contención y el suelo

u = presión de poro.

Para obtener la envolvente de presiones, utilizaremos el criterio de Tamez (2001).

$$E_{at} = \sum_0^{H_m} (\sigma_a)(\Delta z)$$

$$E_{ar} = 1.28 E_{at}$$

$$E_{ar} = \frac{H_m + 0.7H_m}{2} P_{rm}$$

$$P_{rm} = \frac{2E_{ar}}{1.7H_m} = \frac{E_{ar}}{0.85H_m} = \frac{1.28E_{at}}{0.85H_m}$$

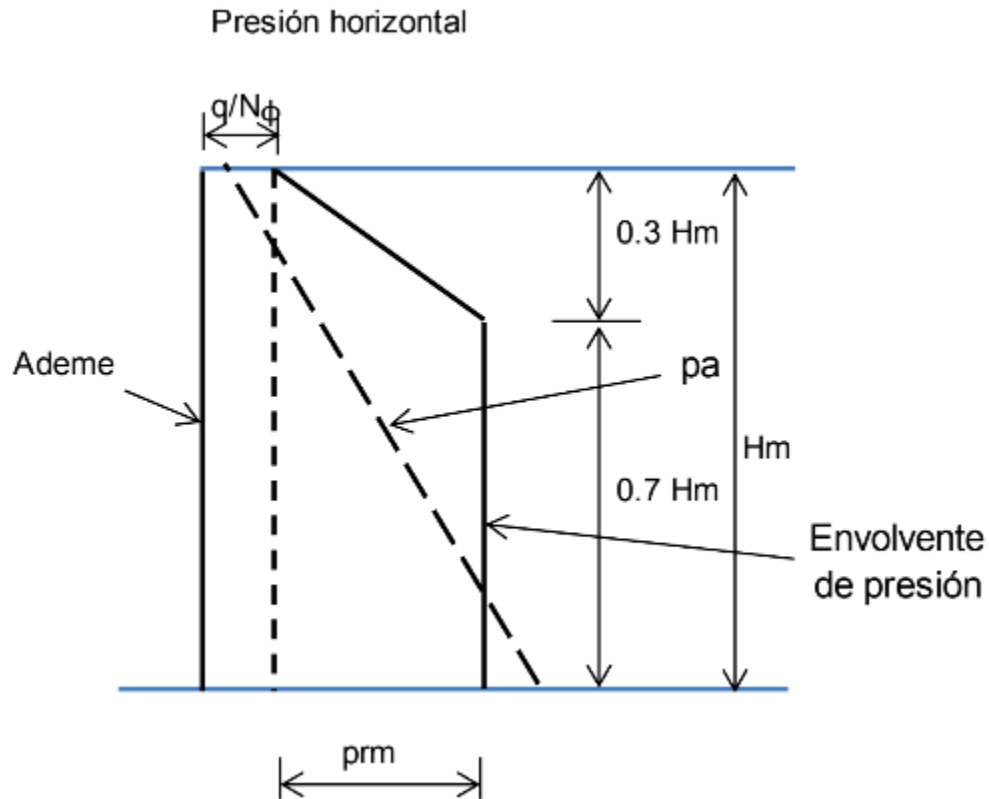


Figura 14 Criterio de Tamez (Deméneghi, 2015).

2. Localización del supuesto apoyo

Teniendo en cuenta la hipótesis de que el muro de contención tendrá desplazamientos en dirección de la excavación, se presume que se desarrollarán presiones activas del suelo es respuesta a este desplazamiento. Si se considera como la resultante de esta presión activa como una carga concentrada, se supondrá que se aplica en el punto de apoyo denominado como “supuesto”, y este se puede ubicar de la siguiente manera:

- Se calculan los esfuerzos activo P_a y pasivo P_p para cada etapa de excavación. Suponiendo la carga pasiva estará aplicada en el supuesto apoyo A (fig 9), se deberá calcular la distancia (l) donde se localizará, con la siguiente ecuación:

$$l = \frac{P_a l_a}{P_p} - s$$

l_a , se deberá obtener con la fórmula de empuje activo

s , es la profundidad de excavación entre el próximo apoyo inmediato anterior y el próximo apoyo.

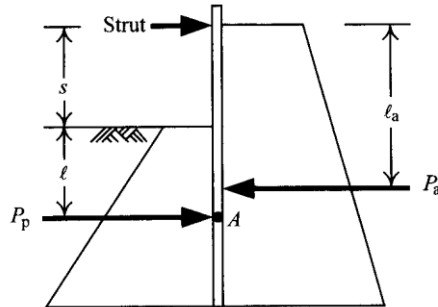


Figura 15 Ubicación del punto de apoyo A (Ou, 2006).

3. Procedimiento de cálculo

Una vez calculadas la distribución de la presión de la carga activa P_a y la localización del supuesto punto de apoyo **A**, el muro de contención podrá ser visto como una viga simplemente apoyada o viga continua, de esta manera, los momentos flectores y la deformación del muro de contención podrán ser obtenidos mediante métodos simples de mecánica de materiales o estructurales.

Este método de viga simplemente apoyada es utilizada para simular el proceso de excavación, incluyendo la presión lateral activa como carga distribuida, y hacer el cálculo etapa por etapa, tomando en cuenta solo los elementos entre apoyos para la excavación. Una vez obtenidos los momentos y las deflexiones por etapa, serán sumados para obtener el momento flector total, así como la deformación final una vez que se ha concluido la excavación.

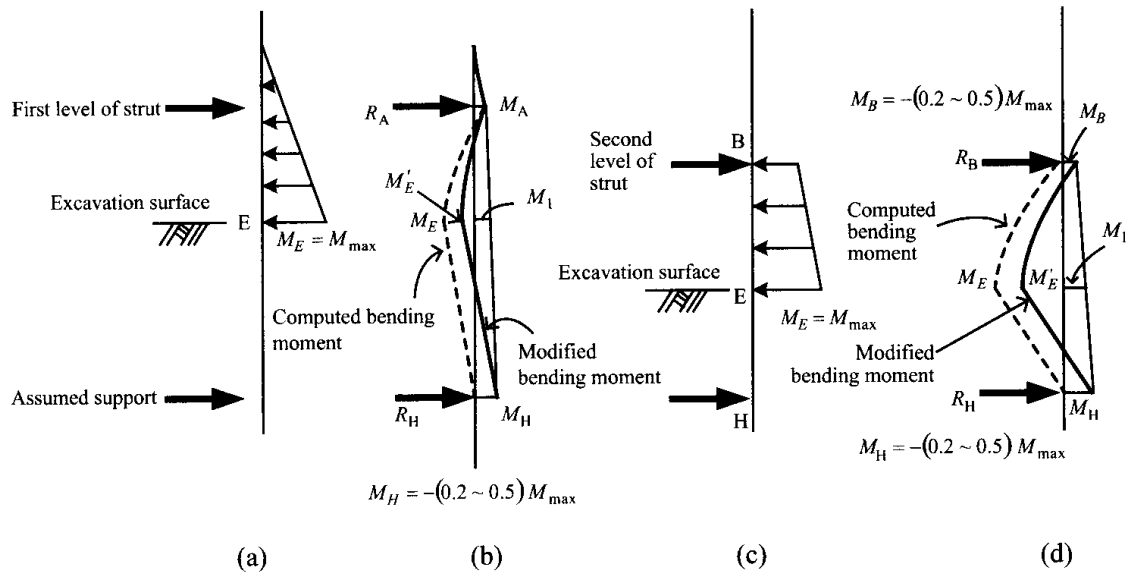


Figura 16 Método simplificado por etapas: a) presión lateral distribuida para la segunda etapa de excavación. b) cálculo del momento flector en la segunda etapa de excavación, c) distribución lateral en la tercera etapa de excavación, y d) cálculo del momento flector para la tercera etapa de excavación. (Ou, 2006).

El proceso de cómputo se describe a continuación:

- Se calcula el momento flector para la segunda etapa de excavación, utilizando el método simplificado para la viga simplemente apoyada, utilizando el apoyo supuesto, como se muestra en la figura 16 (a) y 16 (b)
- Para las etapas subsecuentes de excavación, el cálculo de momento flector, se obtiene tomando en cuenta solo la presión lateral por debajo del punto de apoyo anterior a la etapa de excavación. El cálculo del momento flector se describe en la figura 15 (c) y (d)
- El momento flector que se obtiene en la posición del supuesto apoyo puede ser asumido que será entre 20% y 50% del máximo momento en la etapa. Entre mayor sea la resistencia del suelo, mayor será el momento flector. El momento flector en el punto de apoyo, se calcula resolviendo la viga continua. Una vez obtenidos ambos momentos, se modifican realizando una variación lineal entre el momento en el apoyo y el arriostramiento, como se muestra en la figura 15. El momento máximo modificado será

$$M'_E = M_E - M_1$$

Para el cálculo de los momentos flectores que se obtienen para el muro de contención, se hicieron las siguientes deducciones matemáticas.

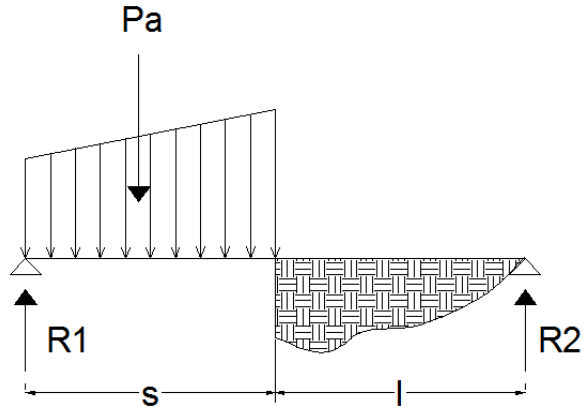


Figura 17 Simplificación de la viga continua para obtener momentos flectores

Haciendo la sumatoria de fuerzas igual a cero en el apoyo 1, obtenemos la reacción en términos de P_a , s y l , de la siguiente manera,

$$R_2 = \frac{P_a \left(\frac{2}{3} S\right)}{(S + l)}$$

Una vez obtenido R_2 , R_1 se obtiene con la siguiente manera,

$$R_1 = P_a - R_2$$

Para obtener el cortante, utilizaremos la siguiente ecuación de singularidad, válida para los valores de x , mayores a 0 y menores que S ,

$$V(x) = R_1 - P_a \frac{(x)}{S} \Big]_0^S$$

Similarmente, obtenemos el momento flector con la siguiente ecuación de singularidad, válida para valores de x , mayor a 0 y menor que s ,

$$M(x) = \left[P_a \frac{(x^2)}{2S} - R_1(x) \right]$$

No obstante, para el método simplificado, el momento flector deberá modificarse como se explica en el procedimiento de cálculo, dejando la ecuación de momento flector en E, de la siguiente manera,

$$M_E(x) = \left[P_a \frac{(x^2)}{2s} - R_1(x) \right] - M_1$$

Para obtener la deflexión del muro de contención, utilizaremos la doble integración de la ecuación de la curva elástica para vigas.

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{M(x)}{EI}$$

Multiplicando ambos lados por EI, e integrando respecto a "x", obtenemos la ecuación diferencial para calcular la pendiente de la curvatura, de la siguiente manera,

$$EI \frac{dy}{dx} = \int M(x) dx + C_1$$

Continuando con el método de la doble integración, integramos de nueva cuenta respecto a x,

$$EI(y) = \int \int (M(x) dx + \int C_1 dx$$

Sustituyendo el valor del momento flector modificado, y resolviendo, queda la siguiente ecuación

$$EI(y) = \int \left(P_a \frac{(x^3)}{6s} - \frac{R_1}{2}(x^2) - M_1(x) \right) dx + C_1x$$

De la siguiente manera queda nuestra ecuación para obtener la deflexión del muro de contención,

$$EI(y) = \left(P_a \frac{(x^4)}{24s} - \frac{R_1}{6}(x^3) - \frac{M_1(x^2)}{2} \right) + C_1x + C_2$$

Para obtener el valor de la primera constante de integración, evaluaremos la ecuación en el extremo X_{max} , donde la pendiente de la curva elástica es 0, como se muestra a continuación,

$$EI(0) = \int_0^{X_{max}} \left(P_a \frac{(x^2)}{2S} - R_1(x) - M_1 \right) dx + C_1$$

$$0 = \left[P_a \frac{(x^3)}{6S} - \frac{R_1}{2}(x^2) - M_1(x) \right] + C_1$$

Evaluando en X_{max} ,

$$C_1 = -P_a \frac{(x_{max}^3)}{6S} + \frac{R_1}{2}(x_{max}^2) + M_1(x_{max})$$

De la misma manera, para obtener la segunda constante de integración C_2 , evaluamos la ecuación de deflexión, en $x = 0$, donde se conoce el valor de $y = 0$, se obtiene,

$$EI(0) = \left(P_a \frac{(0^4)}{24S} - \frac{R_1}{6}(0^3) - \frac{M_1(0^2)}{2} \right) + C_1 \cdot 0 + C_2$$

Por lo tanto,

$$C_2 = 0$$

Una vez obtenida la ecuación de la deflexión por el método de la doble integración, podemos realizar el cálculo en una hoja de cálculo del programa Excel, y de esta manera, resolver con el método simplificado que se ha descrito anteriormente.

La figura 18 muestra el proceso de cálculo del método con el supuesto apoyo. Se puede notar que con este método se pueden obtener los momentos flectores y los cortantes de diseño para el muro de contención.

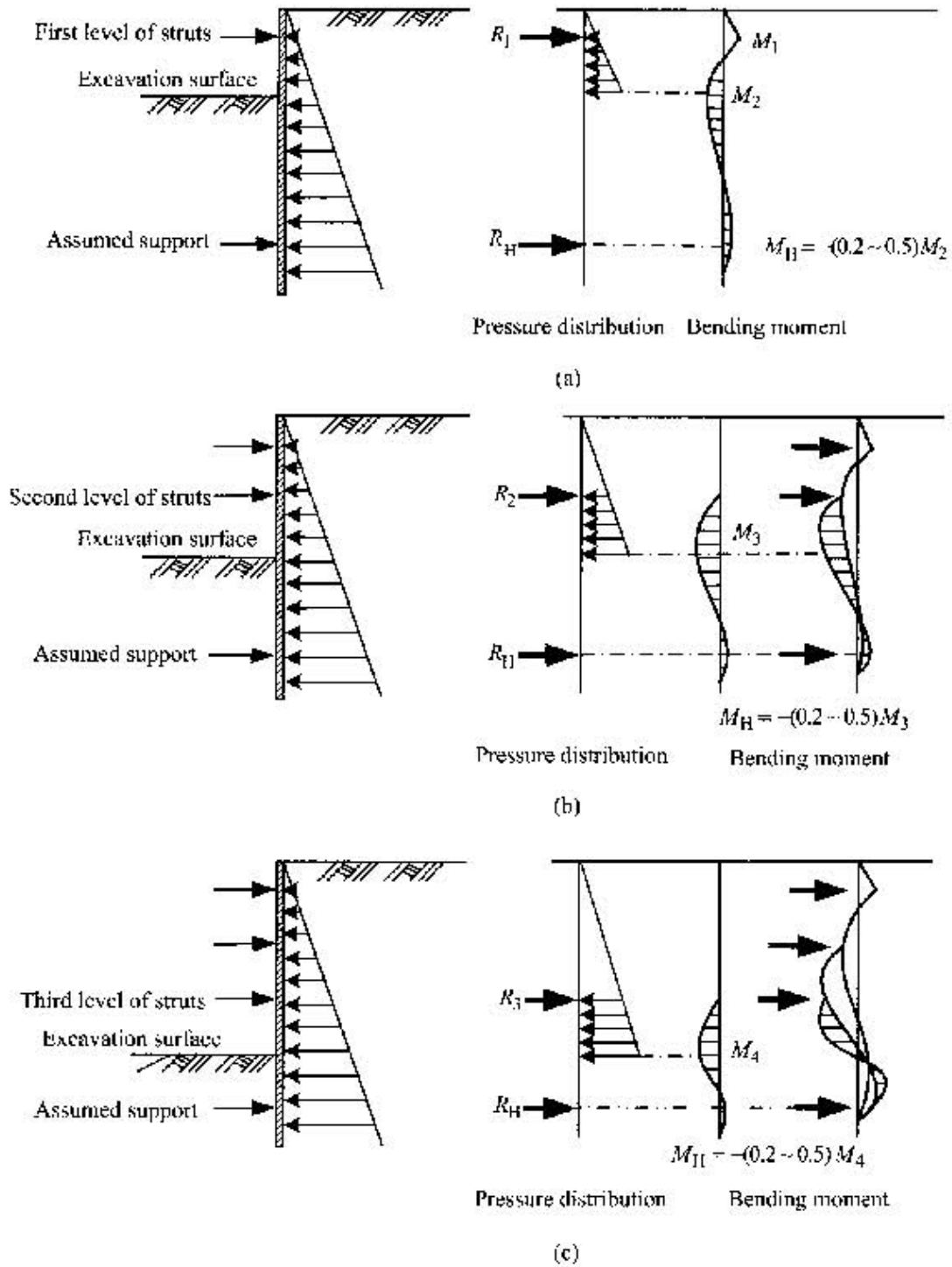


Figura 18 Cálculo de momento flector con el método simplificado con apoyo supuesto (Ou, 2006).

Métodos numéricos

Método del módulo de reacción

En ingeniería de cimentaciones, el problema de la interacción suelo-estructura es comúnmente simulado como una serie de resortes para simplificar el análisis.

La base de este método es el modelo de Winkler. Este nos habla que la cimentación es una estructura con una rigidez y el suelo se comporta de manera elástica. Su interacción se simula a través de una serie de resortes individuales. La constante de los resortes es el cociente que se tiene entre la fuerza aplicada (p) y el desplazamiento (δ) obtenido a consecuencia de la fuerza.

$$K_s = \frac{P}{\delta}$$

Donde k_s es el coeficiente de reacción y sus unidades están dadas por una unidad de fuerza entre dimensión al cubo.

Ppa

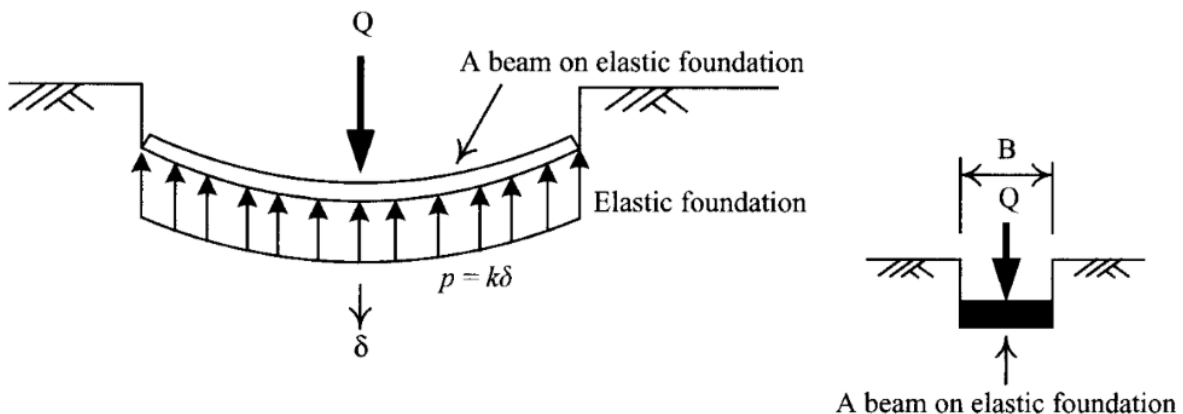


Figura 19 Modelo de Winkler (Ou, 2006).

Este método asume que el muro de retención es como una viga en la cimentación elástica, la cual es simulada como una serie de resortes del suelo y las presiones del suelo en ambos lados del muro están en presión de reposo antes de la excavación.

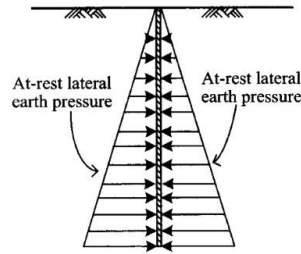


Figura 20 Condición en reposo.

Una vez que empieza la excavación, el alivio de esfuerzos producido por la excavación causará un desequilibrio en las fuerzas de reposo en ambos lados del muro. La cantidad de fuerza desbalanceada es equivalente a la diferencia entre la presión en reposo del suelo en ambos lados del muro cuando el muro no se ha movido (P_{02} y P_{01}).

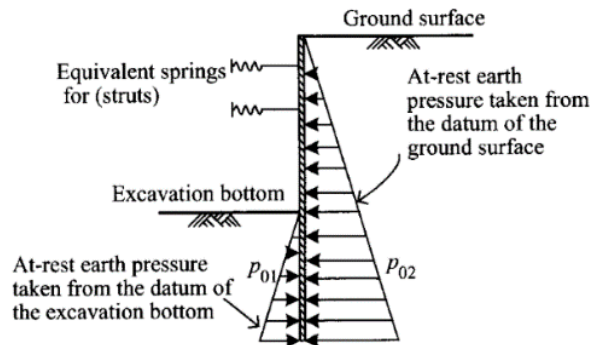


Figura 21 Distribución de presiones de suelo en ambos lados del muro antes de su desplazamiento (Ou, 2006).

A consecuencia de este desbalanceo de fuerzas, el muro tiende a sufrir un desplazamiento y cambia la distribución de las presiones del suelo. Las presiones del suelo cambiarán desde fuera de la excavación como $p_0 - k_h \delta$ donde K_h es el coeficiente de reacción horizontal y δ es el desplazamiento lateral del muro. La mínima presión del suelo lateral es la presión activa. La presión del suelo por dentro de la excavación incrementa a $p_0 + k_h \delta$ debido al desplazamiento interno del muro. Cuando los resortes del suelo se desarrollan en condición pasiva, la reacción del suelo del lado pasivo incrementa y se queda dentro de la presión de suelo pasivo. Esta condición se le conoce como estado plástico. Cuando la reacción de las fuerzas de los resortes del suelo es más pequeña que la presión pasiva a un punto, este se le conoce como estado elástico.

Para cada etapa de excavación, la presión activa por fuera del muro deberá ser balanceada por los apoyos internos y los módulos del suelo. Es decir la magnitud de la fuerza de los suelos es el coeficiente de reacción K_h multiplicado por el desplazamiento del lugar.

Para considerar la influencia del ancho de la excavación en el análisis, se asume que la presión activa por debajo del fondo de la excavación convergerá con el incremento de la profundidad hasta que el punto de convergencia sea igual a cero. (Miyoshi, 1977).

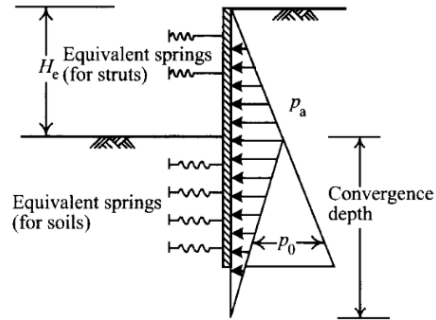


Figura 22 Resortes colocados en frente de la viga continua.

Para su cálculo, el muro de retención es simulado como una viga continua con un espesor unitario el cual será partido en varios elementos. Cada uno de estos elementos podrá ser clasificado dependiendo si existe algún resorte de suelo en elementos básicos de viga o viga en una cimentación elástica. La matriz de rigideces será despejada a continuación.

Elemento de viga básica. Este elemento se refiere a un elemento de viga sin que exista una interacción entre el suelo y estructura. Se tiene que un elemento tiene cuatro grados de libertad. Si se asume que el desplazamiento en cualquier punto de la viga en dirección y es igual a v , la ecuación de desplazamiento para un elemento de viga será:

$$v = c_1 + c_2x + c_3x^2 + c_4x^3$$

Las condiciones de frontera valen:

$$v(0) = q_1, v'(0) = -q'_1 = -\theta_1$$

$$v(l) = q_2, v'(l) = -q'_2 = -\theta_2$$

De esto se puede inferir que el desplazamiento en x es:

$$v(x) = [v][f_1, f_2, f_3, f_4] \begin{bmatrix} q_1 \\ \theta_1 \\ q_2 \\ \theta_2 \end{bmatrix}$$

donde

$$f1 = \frac{1}{l^3}(2x^3 - 3x^2l + l^3)$$

$$f2 = \frac{1}{l^3}(-x^3l + 2x^2l^2 + xl^3)$$

$$f3 = \frac{1}{l^3}(-2x^3 + 3x^2l)$$

$$f4 = \frac{1}{l^3}(-x^3l + x^2l^2)$$

La ecuación de arriba se puede transformar en una matriz donde su forma sea $v=[f] [q]$ donde $[f]$ la función de desplazamiento. Con el principio de trabajo virtual, se puede inferir que la matriz de rigideces de un elemento de viga es:

$$[K_b] = \int_V [B]^T \cdot [C] \cdot [B] dV \int_0^L \left[\frac{d^2f}{dx^2} \right]^T EI \left[\frac{d^2f}{dx^2} \right] dx$$

$$= \begin{bmatrix} 12EI/l^3 & -6EI/l^2 & -12EI/l^3 & -6EI/l^2 \\ -6EI/l^2 & 4EI/l & 6EI/l^2 & 2EI/l \\ -12EI/l^3 & 6EI/l^2 & 12EI/l^3 & 6EI/l^2 \\ -6EI/l^2 & 2EI/l & 6EI/l^2 & 4EI/l \end{bmatrix}$$

Donde E es el módulo elástico del muro e I es momento de inercia.

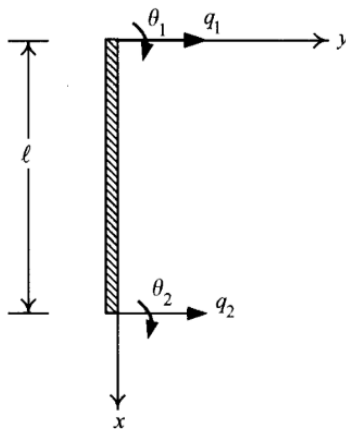


Figura 23 Elemento básico de una viga.

Elementos de viga en una cimentación elástica. Este tipo de viga, toma en cuenta la interacción del suelo y de la estructura.

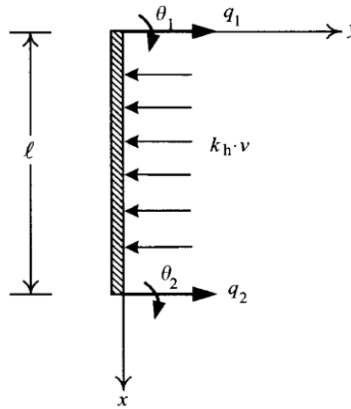


Figura 24 Elemento de viga en una cama elástica.

Cuando se tienen elementos de una viga en una cama elástica, su función de desplazamiento es la misma que los elementos de viga básicos. k_h es el valor del coeficiente horizontal de reacción. De acuerdo con el principio de trabajo virtual, obtenemos que la energía del esfuerzo virtual interno de la siguiente manera:

$$\delta U = \int [\delta \varepsilon]^T [\sigma] dV = \int [\delta v]^T k_h [v] dV$$

Y el trabajo externo virtual es

$$\delta W = [\delta q]^T \cdot [P]$$

Como tenemos de hipótesis que el trabajo interno virtual equivale al externo, tenemos.

$$\int [\delta q]^T [U]^T k_h [U] [q] dV = [\delta q]^T \cdot [P]$$

$$k_h \int [U]^T [U] dV \cdot [q] = [P]$$

$$[K_r] \cdot [q] = [P]$$

$$[K_r] = k_h \int [U]^T [U] dV$$

Donde $[K_r]$ es la matriz de rigideces para los resortes del suelo de un elemento de viga en una cama elástica.

Para un elemento de viga en una cama elástica con una longitud l , la matriz de rigideces $[K_r]$ será:

$$[K_r] = \frac{k_h l}{420} \begin{bmatrix} 156 & -22l & 54 & 13l \\ -22l & 4l^2 & -13l & -3l^2 \\ 54 & -13l & 156 & 22l \\ 13l & -3l^2 & 22l & 4l^2 \end{bmatrix}$$

La matriz de rigideces para un elemento de viga en una cama elástica es combinar las matrices de rigideces del suelo y de las vigas y es expresado como sigue:

$$[K_e] = [K_b] + [K_r]$$

$$[K_e] = \begin{bmatrix} (12EI/\ell^3) + (K_r)_{11} & (-6EI/\ell^2) + (K_r)_{12} & (-12EI/\ell^3) + (K_r)_{13} & (-6EI/\ell^2) + (K_r)_{14} \\ \text{symmetric} & (4EI/\ell) + (K_r)_{22} & (6EI/\ell^2) + (K_r)_{23} & (2EI/\ell) + (K_r)_{24} \\ & & (12EI/\ell^3) + (K_r)_{33} & (6EI/\ell^2) + (K_r)_{34} \\ & & & (4EI/\ell) + (K_r)_{44} \end{bmatrix}$$

Las fuerzas actuantes externas en un elemento de viga deberán ser transformadas en fuerzas de elemento nodal, la cual puede ser calculada por la siguiente ecuación:

$$[P] = \int_0^\ell [f]^T w(x) dx$$

Donde [f] es la función de desplazamiento y w(x) es la presión de suelo lateral, la cual se distribuye de manera lateral conforme a la profundidad y puede ser expresada de la siguiente manera.

$$w(x) = A_0 + \frac{(A_1 - A_0)}{\ell} \cdot x$$

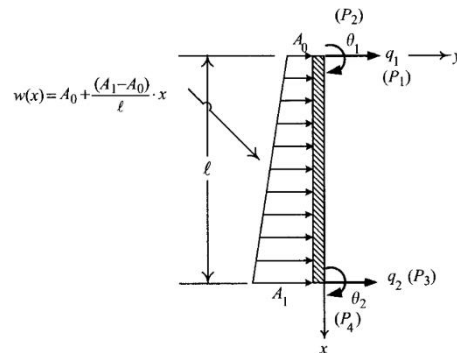


Figura 25 Presión lateral del suelo en un elemento de viga transformado en un nodo de fuerzas equivalentes.

La fuerza de nodo equivalente para cada grado de libertad es como a continuación:

$$P_1 = \int_0^\ell f_1 w(x) dx = \left(\frac{7}{20} A_0 + \frac{3}{20} A_1 \right) \cdot \ell$$

$$P_2 = \int_0^\ell f_2 w(x) dx = - \left(\frac{1}{20} A_0 + \frac{1}{30} A_1 \right) \cdot \ell^2$$

$$P_3 = \int_0^\ell f_3 w(x) dx = \left(\frac{3}{20} A_0 + \frac{7}{20} A_1 \right) \cdot \ell$$

$$P_4 = \int_0^\ell f_4 w(x) dx = \left(\frac{1}{30} A_0 + \frac{1}{20} A_1 \right) \cdot \ell^2$$

Si combinamos las matrices de rigideces de los elementos de viga básicas, elementos de viga en una cama elástica de un muro de retención y los componentes estructurales, la matriz global de rigideces. $[K]$ puede ser obtenido de la siguiente forma. Si superponemos las fuerzas de nodos equivalentes de todos los elementos de viga, los resultados pueden ser representados como una matriz $[P_0]$. Si usamos $[q]$ para representar todos los desplazamientos de los nodos, la relación fuerza-desplazamiento del muro de retención puede ser representada con la siguiente ecuación.

$$[K] [q] = [P_0]$$

La matriz global de rigideces comprende la rigideces de los componentes estructurales, tales como anchas, troqueles, y vigas, es por eso que la ecuación refiere a una condición donde los apoyos existen antes de la excavación. Sin embargo, en el proceso constructivo, primero se excava y después se colocan los apoyos. Esto puede ser resuelto agregando fuerzas auxiliares a la ecuación pasada. El valor de las ecuaciones auxiliares es la rigidez del apoyo multiplicado por el desplazamiento del muro en la etapa previa de excavación como lo demuestra la siguiente figura. Esto hace que la ecuación pueda volver a ser escrita de la siguiente forma.

$$[K] [q] = [P_0] + [P_{aux}]$$

El desplazamiento $[q]$ para cada nodo en una excavación puede ser resuelto conforme la ecuación de arriba. Una vez conocido el desplazamiento de cada nodo, los momentos y las reacciones cortantes de cada elemento pueden ser encontrados.

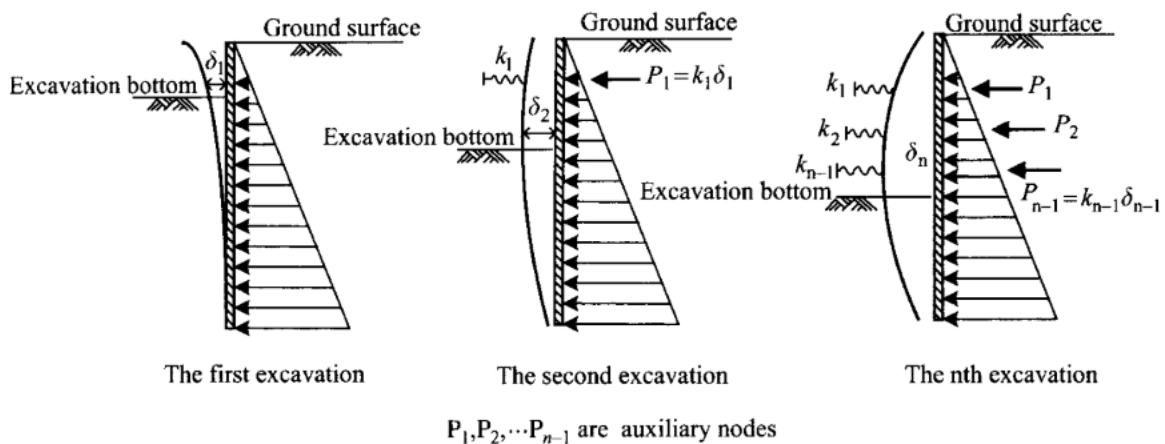


Figura 26 Fuerzas auxiliares (Ou, 2006).

Estimación de los coeficientes de reacción.

Vesic en 1961, derivó que el coeficiente de reacción para una viga infinitamente larga y un espesor dado que recibe una carga concentrada como:

$$k_s = 0.65 \cdot \sqrt[12]{\frac{E_s B^4}{E_b I} \frac{E_s}{B(1 - \nu_s^2)}}$$

Se encontró que el valor de $\sqrt[12]{(E_s B^4)/(E_b I)}$ multiplicado por 0.65 sería muy cercano a 1. Es por eso que por propósito práctico, la ecuación puede ser simplificada de la siguiente forma:

$$k_s \approx \frac{E_s}{B(1 - \nu_s^2)}$$

Donde:

E_s = Módulo secante de Young del suelo

E_b = Módulo de Young de la viga

ν_s = Módulo de Poisson del suelo

B = Espesor de la viga

I = Momento de inercia de la viga

Por otra parte, algunos investigadores han propuesto algunas ecuaciones empíricas para el cálculo de K_h , correlacionado con parámetros de esfuerzo de los suelos y otros parámetros básicos.

Tras una serie de análisis de algunas excavaciones históricas Ou propone las siguientes ecuaciones para calcular el coeficiente K_h como:

$$\text{Para arcillas } k_h = (40-50) S_u$$

$$\text{Para arenas } k_h = (700-1000) N$$

Donde:

K_h = Es el coeficiente de reacción.

S_u = Fuerza de cohesión no drenado de los suelos.

N = Valor de SPT

Para simular los resortes de troqueles o losas de entrepiso se puede estimar de la siguiente forma:

$$k = \frac{AE}{L}$$

Donde:

A = área de sección transversal del troquel o losa

E = Módulo de Young

L = longitud del troquel o losa (usualmente la mitad de la excavación)

Método de Elemento Finito.

La magnitud del desequilibrio de fuerzas provocadas por una excavación está influenciada por algunos factores: las condiciones de los estratos del suelo, las presiones de poro, la profundidad de excavación, el ancho de la excavación, etc.

Para usar este método, es requerido que el analista tenga gran conocimiento geotécnico y sea capaz de comprender resultados y tener experiencia en la materia. Los resultados de estos métodos siempre deberán de ser examinados por otros métodos, entre ellos los simplificados. Esto para asegurar la coherencia de los cálculos.

Este método resuelve la velocidad y el movimiento a través de la ecuación de movimiento. La relación de deformaciones planas es obtenida de la velocidad y es usado para resolver los nuevos incrementos de esfuerzos. Este proceso continúa hasta que las ecuaciones llegan a un equilibrio y se alcance un estado estable.

Principios básicos.

De un perfil de una excavación, esta se puede componer por una malla, la cual cada nodo es un elemento con propiedades. De acuerdo con esta propiedad de cada elemento, se establece una relación de esfuerzo-deformación la cual se conoce como ley constitutiva.

La ley constitutiva para un material isotrópico puede ser expresada como sigue:

$$\{\sigma\} = [C]\{\varepsilon\}$$

Donde

$\{\sigma\}$ = Matriz de esfuerzos.

$\{\varepsilon\}$ = Matriz de deformaciones.

$[C]$ = Matriz de relación esfuerzo-deformación.

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p$$

Donde

ε^e = deformación elástica

ε^p = deformación plástica

Bajo condiciones de deformaciones planas, las matrices son:

$$\{\sigma\} = \begin{Bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix}$$

$$\{\varepsilon\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix}$$

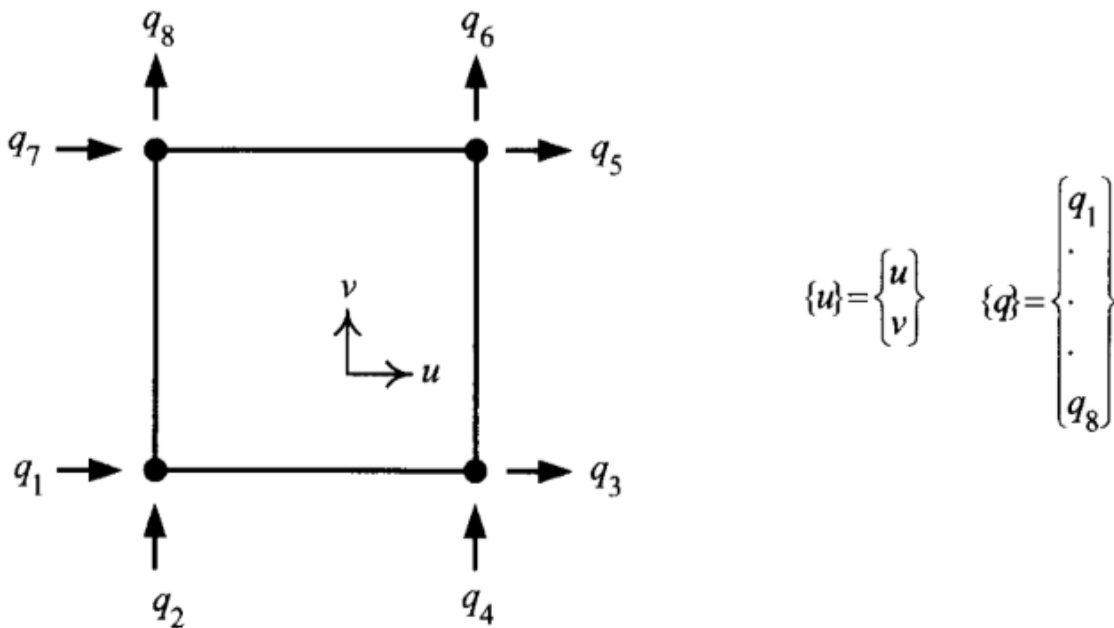
$$[C] = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} (1-\nu) & \nu & 0 \\ \nu & (1-\nu) & 0 \\ 0 & 0 & (1-2\nu)/2 \end{bmatrix}$$

Donde E y ν es el módulo de Young y el módulo de Poisson.

Como se muestra en la siguiente figura, la relación entre el desplazamiento en cualquier punto con el elemento para un nodo de un elemento puede ser expresado como sigue:

$$\{u\} = [f]\{q\}$$

Donde [f] es la ecuación de desplazamiento.



Acordando con la teoría de la elasticidad, la relación esfuerzo deformación en un punto dentro de un elemento tiene una relación la cual se puede expresar a como sigue:

$$\{\varepsilon\} = [d] \{u\} = [d][f]\{q\} = [B]\{q\}$$

Donde [d] = operador diferencial lineal parcial, así como $\delta/\delta x$, $\delta/\delta y$, etc., [B] = [d][f] = matriz de relación entre el esfuerzo y el desplazamiento del nodo.

De acuerdo con el principio de trabajo virtual, podemos derivar que la matriz de deformación del elemento será:

$$[Ke] = \int_v [B]^T [C] [B] dV$$

Donde

{q} = matriz de desplazamiento nodal

[K]= matriz de rigidez global

{P}= matriz de excavación inducida a fuerza externa

Los parámetros de deformación comúnmente utilizados además de E y ν en [C] también pueden ser representado por el módulo de cortante G, el módulo de abundamiento [B] y el módulo de restricción M. Sus definiciones se pueden observar en la figura 27 y son explicados de la siguiente manera:

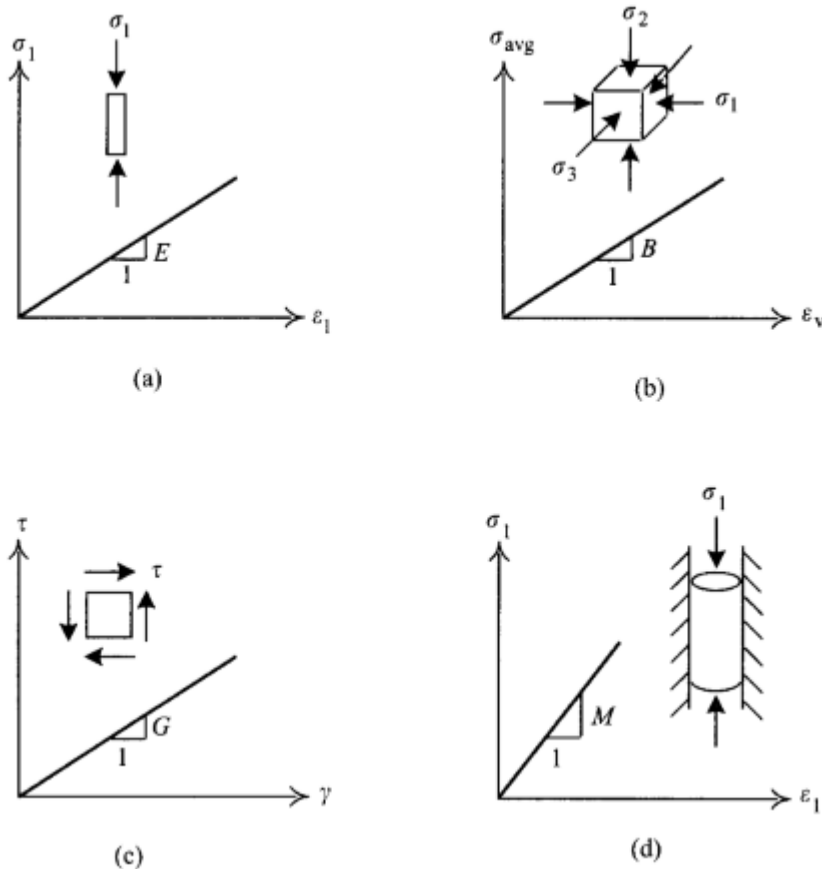


Figura 27 Definición de módulos de deformación: (a) Módulo de Young, (b) Módulo de abundamiento, (c) Módulo cortante, y (d) Módulo uniaxial.

E y ν son definidos separadamente como

$$E = \frac{\sigma_1}{\varepsilon_1}$$

$$\nu = -\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_1} = -\frac{\varepsilon_3}{\varepsilon_1}$$

La figura 27b nos muestra que las deformaciones ε_1 , ε_2 y ε_3 producido bajo la acción de los esfuerzos, σ_1 , σ_2 y σ_3 . De esto, el módulo de abundamiento es

$$B = \frac{\sigma_{avg}}{\varepsilon_v} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3\varepsilon_v}$$

Donde

ε_v = deformación volumétrica = $\Delta V / V = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3$

ΔV = cambio de volumen

V = volumen.

La figura 27c muestra los cortantes planos producidos bajo la acción de esfuerzos cortantes.

τ . Para esto, el módulo de cortante es:

$$G = \frac{\tau}{\gamma}$$

Donde

γ = plano de cortante.

En la figura 27d demuestra la carga axial, σ_1 , sobre el material mientras que la deformación lateral está restringida. Eso nos da que la deformación lateral es 0. El módulo de restricción es

$$M = \frac{\sigma_1}{\varepsilon_1}$$

De acuerdo con la teoría de la elasticidad, la relación entre los parámetros de deformación E , ν , G , B , y M pueden ser derivados. Eso es que la matriz $[C]$ puede ser expresada por otros dos parámetros como E , ν , G , B y M . Ahí, la matriz $[C]$ puede ser expresada en términos de G y B como lo siguiente:

$$[C] = \begin{bmatrix} (3B + 4G)/3 & (3B - 2G)/3 & 0 \\ (3B - 2G)/3 & (3B + 4G)/3 & 0 \\ 0 & 0 & G \end{bmatrix}$$

Tabla 2 Relaciones entre los parámetros de deformación elástica. (Chen y Saleeb, 1982).

	G	E	M	B	λ	ν
G, E	B	E	$\frac{G(4G - E)}{3G - E}$	$\frac{GE}{9G - 3E}$	$\frac{G(E - 2G)}{3G - E}$	$\frac{E - 2G}{2G}$
G, M	G	$\frac{G(3M - 4G)}{M - G}$	M	$M - \frac{4G}{3}$	M - 2G	$\frac{M - 2G}{2(M - G)}$
G, B	G	$\frac{9GB}{3B + G}$	$B + \frac{4G}{3}$	B	$B - \frac{2G}{3}$	$\frac{3B - 2G}{2(3B + G)}$
G, λ	G	$\frac{G(3\lambda + 2G)}{\lambda + G}$	$\lambda + 2G$	$\lambda + \frac{2G}{3}$	λ	$\frac{\lambda}{2(\lambda + G)}$
G, ν	G	2G(1 + ν)	$\frac{2G(1 - \nu)}{1 - 2\nu}$	$\frac{2G(1 + \nu)}{3(1 - 2\nu)}$	$\frac{2G\nu}{1 - 2\nu}$	ν
E, B	$\frac{3BE}{9B - E}$	E	$\frac{B(9B + 3E)}{9B - E}$	B	$\frac{B(9B - 3E)}{9B - E}$	$\frac{3B - E}{6B}$
E, ν	$\frac{E}{2(1 + \nu)}$	E	$\frac{E(1 - \nu)}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}$	$\frac{E}{3(1 - 2\nu)}$	$\frac{\nu E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}$	ν
B, λ	$\frac{3(B - \lambda)}{2}$	$\frac{9B(B - \lambda)}{3B - \lambda}$	3B - 2 λ	B	λ	$\frac{\lambda}{3B - \lambda}$
B, M	$\frac{3(M - B)}{4}$	$\frac{9B(M - B)}{3B + M}$	M	B	$\frac{3B - M}{2}$	$\frac{3B(2M - 1) + M}{3B(2M + 1) - M}$
B, ν	$\frac{3B(1 - 2\nu)}{2(1 + \nu)}$	3B(1 - 2 ν)	$\frac{3B(1 - 2\nu)}{1 + \nu}$	B	$\frac{3B\nu}{1 + \nu}$	ν

Note

λ is Lamé parameter. For its definition, please see books on theory of elasticity. It is, though, rarely used in geotechnical analyses.

Elementos en el plano de esfuerzos.

Modelos constitutivos.

Existen distintos modelos constitutivos para representar el comportamiento real del suelo para cada circunstancia. Existen:

Modelo elástico lineal (linear elastic model).

Modelo Mohr-Coulomb.

Modelo de endurecimiento de los suelos (Hardening Soil model).

Modelo de suelo suave (Soft Soil model).

Cam-Clay modificado (Modified Cam-Clay model).

Entre otros.

Por el alcance de este trabajo, solamente se describirán los modelos Mohr-Coulomb y Hardening Soil.

Modelo constitutivo Mohr-Coulomb

Este modelo del primer orden para el comportamiento de suelos del tipo elasto-plástico perfecto. Es confiable para traernos unos resultados preliminares al problema.

Su formulación, involucra en general dos elementos. La elasticidad y la plasticidad asociada al desarrollo de deformaciones plásticas o irreversibles. La relación de esfuerzo-deformación está dada por la ley de Hooke y las deformaciones totales se tienen con la suma de las deformaciones elásticas y plásticas obtenidas.

$$\{\sigma\} = [C]\{\varepsilon\}$$

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p$$

La ley de resistencia de Coulomb al corte de los suelos se expresa, según la siguiente figura:

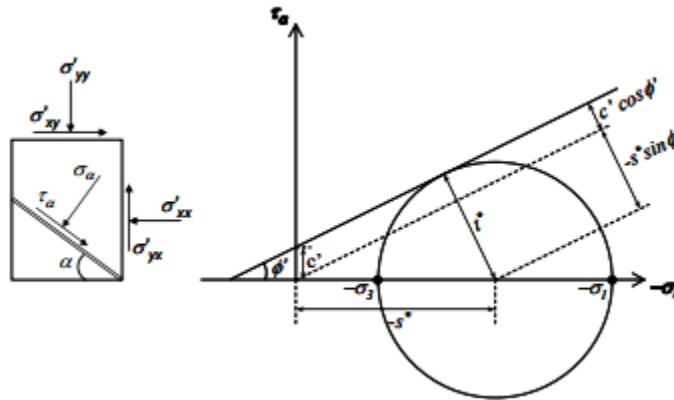


Figura 28 Ley de resistencia al corte de los suelos de Coulomb.

$$\tau_\alpha \leq c' - \sigma_\alpha \tan \phi'$$

O bien:

$$\tau^* \leq c' \cos \phi' - s^* \sin \phi'$$

Del cual:

$$\tau^* = \sqrt{\frac{1}{4}(\sigma'_{xx} - \sigma'_{yy})^2 + \sigma'^2_{xy}} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1)$$

Y

$$s^* = \frac{1}{2}(\sigma'_{xx} + \sigma'_{yy}) = \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1)$$

De las ecuaciones pasadas, podemos obtener:

$$\frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) \leq c' \cos \phi' - \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1) \sin \phi'$$

Entonces, para el criterio de fluencia en el modelo MC consta de seis funciones, los cuales en términos de esfuerzos principales se escriben de la siguiente manera:

$$f_1 = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3) \sin \phi' - c' \cos \phi' \leq 0$$

$$f_2 = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2) \sin \phi' - c' \cos \phi' \leq 0$$

$$f_3 = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1) \sin \phi' - c' \cos \phi' \leq 0$$

$$f_4 = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \phi' - c' \cos \phi' \leq 0$$

$$f_5 = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2) \sin \phi' - c' \cos \phi' \leq 0$$

$$f_6 = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1) \sin \phi' - c' \cos \phi' \leq 0$$

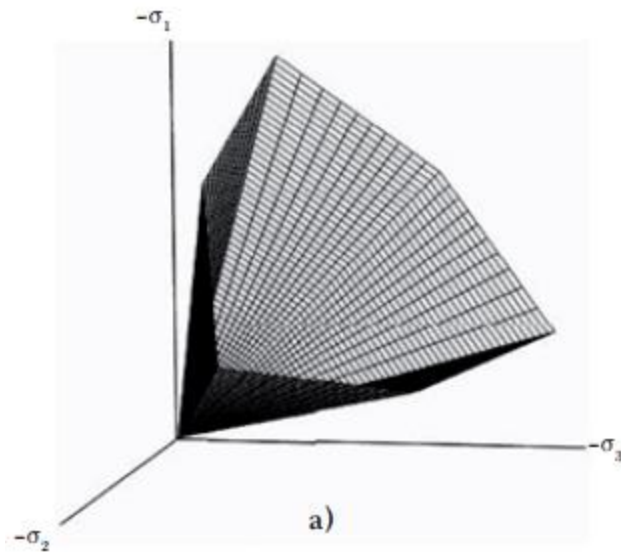


Figura 29 Superficie de fluencia del modelo Mohr-Coulomb (Manual Plaxis)

De esta forma, la formulación del modelo involucra el uso de cinco parámetros. Los cuales son: Cohesión (c), ángulo de fricción interna del suelo (ϕ), relación de Poisson (ν), módulo de Young (E) y el ángulo de dilatancia (ψ).

Modelo constitutivo Hardening Soil

También conocido como modelo de suelo con endurecimiento isotrópico es capaz de simular el comportamiento de suelos tanto cohesivos como granulares. Es una variante elastoplástica del modelo hiperbólico. Como diferencia principal del elastoplástico perfecto, el área de influencia no se limita a los esfuerzos principales, sino que puede expandirse debido a las deformaciones plásticas y al esfuerzo de pre-consolidación. La función general del modelo sigue la siguiente forma:

$$f = \bar{f} - \gamma^p$$

Donde

\bar{f} = Función dependiente de esfuerzos y parámetros de rigidez del modelo

γ^p = función de las deformaciones plásticas.

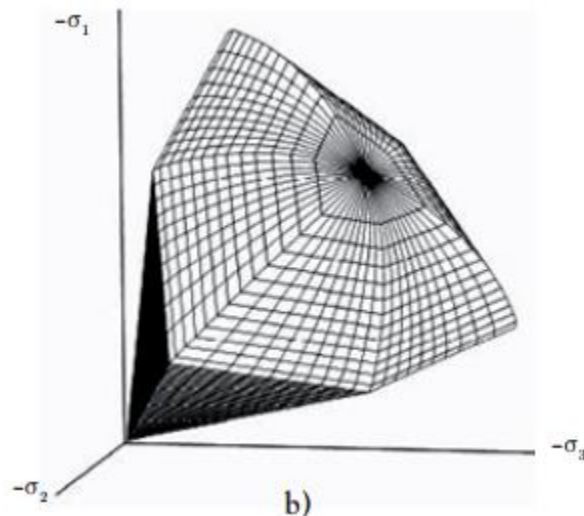


Figura 30 Superficie de fluencia del modelo Hardening Soil (Manual Plaxis)

Este modelo constitutivo tiene la capacidad de simular el comportamiento en situaciones de carga y descarga a través del módulo de rigidez en descarga-recarga (E_{ur}) y del módulo edométrico (E_{oed}) el cual representa el estado de deformaciones del suelo en situaciones de compresión unidimensional. Además del parámetro m la cual es la dependencia de la rigidez del suelo en función de un estado de esfuerzos en específico.

Es así que este modelo constitutivo incluye dos elementos fundamentales debido a los cambios de rigidez experimentados en el suelo. El endurecimiento por fricción que presenta el suelo en estado plástico y a su vez la compactación irreversible por la aplicación de una compresión primaria.

El modelo de suelo con endurecimiento supera en alto grado los elementos propuestos por Kondner, y los desarrollados en el conocido modelo hiperbólico de Duncan y Chang. El primero por hacer el uso de la teoría de la plasticidad en vez de la elasticidad y el segundo por incluir el fenómeno de dilatancia en el suelo. A su vez por incluir la variable en el espacio (yield cap). (Nieto, Andrés Y otros. 2009).

La formulación del modelo empieza de la relación hiperbólica típica observada en las pruebas triaxiales. Entre la deformación axial vertical ε_a y el esfuerzo desviador q .

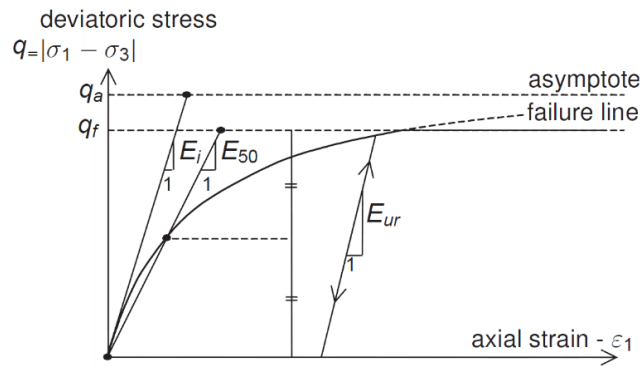


Figura 31 Relación hiperbólica esfuerzo deformación para ensayos triaxiales (Brinkgreve, R. 2005)

La trayectoria de esta curva puede ser descrita mediante la siguiente expresión:

$$\varepsilon_a = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} \text{ para } q < q_f$$

Donde

q_a es el valor asintótico de la resistencia al corte del suelo

E_{50} es el módulo de rigidez correspondiente al 50% del esfuerzo desviador de falla.

La expresión la cual establece el esfuerzo desviador de falla q_f , se obtiene del criterio de falla de Mohr-Coulomb los cuales involucran valores de resistencia c' y ϕ' .

$$q_f = (c' \cot \phi' - \sigma'^3) \frac{2 \text{sen} \phi'}{1 - \text{sen} \phi'}$$

Por otro lado q_a es una fracción de q_f dada por la relación de falla R_f

$$q_a = \frac{q_f}{R_f}$$

Es así que el criterio de falla se satisface cuando $q=q_f$, y la plasticidad perfecta ocurre como lo está establecida en el modelo Mohr-Coulomb.

Los parámetros que se utilizan en el modelo Hardening Soil son:

c = cohesión

ϕ = Ángulo de fricción interna

ψ = Ángulo de dilatancia

E_{ref50} = Rigidez secante en ensayos triaxiales

E_{refoed} = Rigidez tangente para carga primaria edométrica

m = dependencia de la rigidez al estado de esfuerzos.

E_{refur} = Rigidez en descarga-recarga

ν_{ur} = Relación de Poisson en descarga-recarga

p_{ref} = esfuerzo de referencia

K_0 = Coeficiente de presión lateral de tierras

R_f = Relación de falla.

Capítulo IV .- Ejemplo de aplicación.

Para fines de nuestra tesis, calcularemos los elementos mecánicos y deformaciones para el diseño estructural de un muro de contención. En este caso, se tiene un proyecto urbano el cual consta de un edificio para uso de oficinas de 15 niveles el cual contará con 16 sótanos llegando a una profundidad de excavación de 49 metros. Ubicado en Zona de transición según el RCDF con domicilio en Avenida Insurgentes #700, Delegación Benito Juárez, Ciudad de México. México.. El Modo de construcción será con el sistema Top-Down. Se propuso un sistema de retención tipo Muro diafragma o mejor conocido como Muro Milán. El cual fungirá como muro de retención y al mismo tiempo como estructura definitiva del cajón de cimentación del edificio. En seguida, se construye una plataforma de trabajo para comenzar a excavar e ir construyendo las losas del proyecto de forma descendente las cuales se utilizan como apoyo horizontal del muro Milán.



Figura 32 Proyecto Insurgentes 700 (IDU, 2015).

Para agilizar el tiempo de construcción, se optó por un sistema de excavación a doble altura. Esto para simplificar las secuencias de excavación y obtener una mayor altura para el mayor rendimiento de las retroexcavadoras y equipos a utilizar.

Para el proyecto, se definió construir un muro Milán de 60 cm de espesor y con un concreto de 350 kg/cm².

Para el procedimiento de excavación, una vez construido el muro Milán, su trabe de coronamiento, las pilas y perfiles ya precimentados, se excavará a cielo abierto a una altura de 5.15m para después la construcción del sótano 1. En seguida, se construye la plataforma de trabajo y una lumbrera para el retiro del material durante la excavación. Iniciando el proceso del "top-down". Es decir, excavar al nivel máximo permisible y construir las losas de sótanos de forma descendente.

De manera general, la secuencia constructiva del top-down es la siguiente:

- 1.- Construcción de muro Milán.
- 2.- Excavación al nivel -5.15m.
- 3.- Construcción de losas de sótano 1 y plataforma de trabajo.
- 4.- Excavación debajo de sótanos del nivel 3, (a -12.15m).
- 5.- Construcción de losas de sótano 3 y 2.
- 6.- Excavación debajo de sótanos del nivel 5B (-17.75 m).
- 7.- Construcción de losas de sótano 5 y 4.
- 8.- Excavación debajo de sótanos del nivel 7B (-23.35 m).
- 9.- Construcción de losas de sótano 7 y 6.
- 10.- Excavación debajo de sótanos del nivel 9B (-28.95 m).
- 11.- Construcción de losas de sótano 9 y 8.
- 12.- Excavación debajo de sótanos del nivel 11B (-34.55 m).
- 13.- Construcción de losas de sótano 11 y 10.
- 14.- Excavación debajo de sótanos del nivel 13B (-40.15 m).
- 15.- Construcción de losas de sótano 13 y 12.
- 16.- Excavación debajo de sótanos del nivel 14B (-44.4 m).
- 17.- Construcción de sótano 14.
- 18.- Excavación debajo de sótano del nivel 15B (-48.6 m).
- 19.- Construcción de losas de sótano 15.
- 20.- Excavación sótanos 16 (-50.10 m).
- 21.- Construcción de losas sótano 16.
- 22.- Fluencia del muro (Cálculo a largo plazo).

Modelo geotécnico del sitio.

Se podrá sintetizar las condiciones del sitio en 10 unidades geotécnicas las cuales estarán clasificadas en 6 unidades principales. Las propiedades mecánicas utilizadas para los análisis se presentan a continuación.

De acuerdo con el estudio de mecánica de suelos ejecutados, se identifica como nivel freático un manto colgado. En otras palabras, hay presencia de agua entre 2.65 y 16.0 m de profundidad. Para los análisis, se considera el NAF a 2.0 m de profundidad y se mantiene hidrostático hasta los 16.0 m de profundidad, en seguida, un abatimiento lineal de cero a los 20 m de profundidad.

Tabla 3 Modelo geotécnico del sitio.

Unidad	Prof _{sup}	Prof _{inf}	γ (t/m ³)	c (t/m ²)	Φ °	ks (t/m ³)	E (t/m ²)	ν	U (t/m ²)
U1, Costra superficial y Relleno	0	3	1.7	5	15	1600	1223	0.30	0
U2a, Arcillas	3	6.5	1.3	4	0	880	815	0.45	1
U2b, Arcillas o limos arenosos	6.5	8.5	1.4	6	10	3000	2039	0.45	4.5
U2c, Arcillas	8.5	15.5	1.3	4	10	2000	1529	0.43	6.5
U3, Arcillas arenosas duras	15.5	18.5	1.5	4.5	13	5000	20387	0.38	13.5
U4, Arena arcillosa con gravas	18.5	20.5	1.8	6	35	1700	10194	0.30	6.75
U5, Toba arcillo-arenosa	20.5	23	1.75	6	28	4400	18858	0.35	0
U6a, Toba areno arcillosa	23	31	1.8	6	34	3800	17329	0.31	0
U6b, Toba areno arcillosa	31	35	1.75	7	28	4200	18349	0.35	0
U6c, Toba areno arcillosa	35	54	1.8	6	34	4500	19368	0.31	0

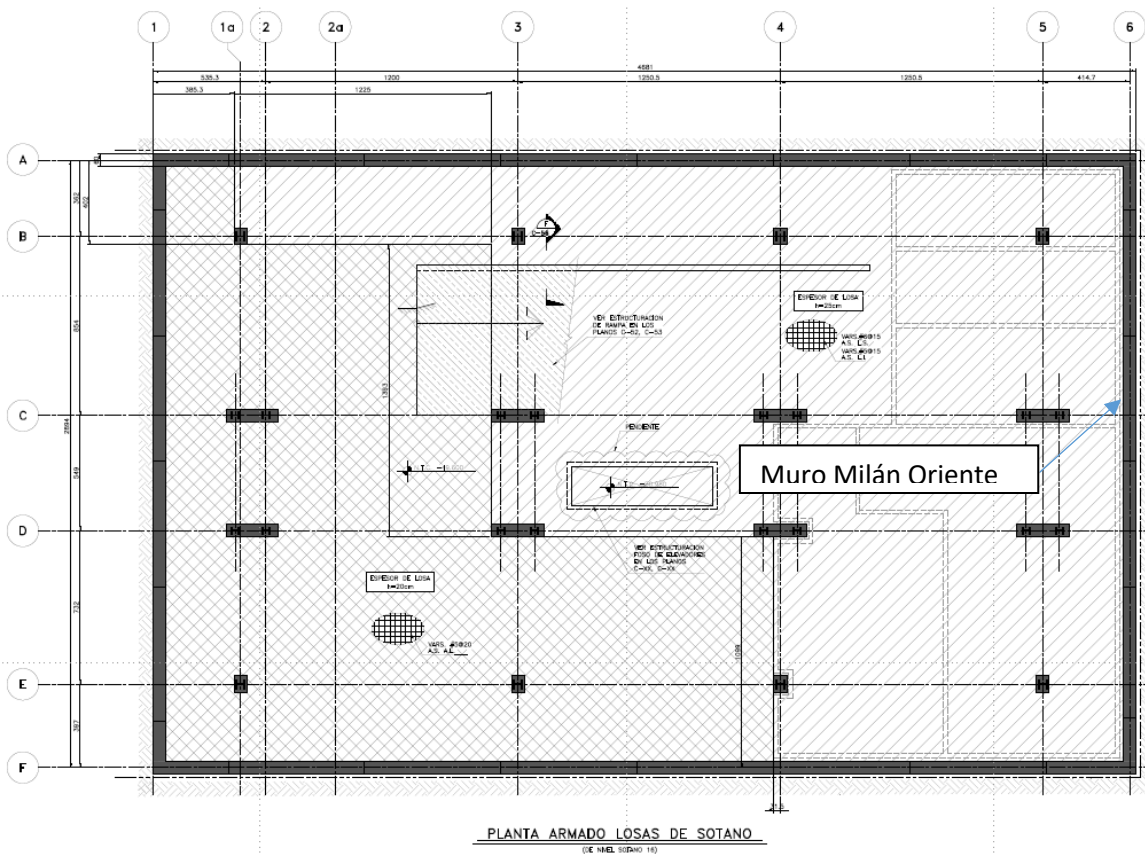


Figura 33 Planta armado losas de sótano proyecto Insurgentes 700 (CIMESA, 2015).

Para los análisis, se consideran sobrecargas en superficie de 2.0 a 12.0 t/m² en función de las edificaciones vecinas o siendo el caso, la presencia de la vialidad, de la manera siguiente.

Colindancia Norte.- Se considera a una profundidad de 3.0 metros una sobrecarga de 12 t/m²

Colindancia Sur.- Se encuentra la presencia de una estructura de dos niveles a lo ancho de 10m y después una estructura de 8 niveles por encima del nivel de banquetta. Para la estructura pequeña tenemos una sobrecarga de 2.0 t/m² y para la edificación de 8 niveles 8.0 t/m².

Colindancia Poniente.- Se encuentra la presencia de una avenida principal. Para esto la sobrecarga considerada es de 2 t/m².

Colindancia Oriente.- Se encuentra adyacente al predio en una franja de 9 m un edificio de 12 niveles. Antes de eso, contamos con la presencia de dos sótanos de estacionamientos. Para el edificio calculamos una presión de 12 t/m² y para los sótanos de estacionamiento 3 t/m².

Cabe destacar que para simplicidad del trabajo, se analizará solamente el muro con colindancia Oriente.

Cálculos

Método simplificado (Método del Apoyo supuesto)

1.-Se hace el cálculo del empuje activo que tendrá influencia sobre el muro para cada una de las etapas de excavación con la hipótesis de que se desarrollan al 100%.

Se utilizan las fórmulas para el cálculo de presiones activas considerando la fricción que existe entre el muro y el suelo. Los resultados son los siguientes.

Tabla 4 Cálculo de presiones activas.

z (m)	Δz (m)	Posición	γ (t/m ³)	c (t/m ²)	cw (t/m ²)	Φ (°)	Ka	Kac	σv (t/m ²)	σa (t/m ²)	Áreas
0	0	inf	1.7	5.0	3.4	15	0.59	0.99	0.0	-9.958	0.00
3	3	sup	1.7	5.0	3.4	15	0.59	0.99	5.1	-6.955	0.00
3	0	inf	1.3	4.0	2.7	0	1.00	1.29	5.1	-3.994	0.00
6.5	3.5	sup	1.3	4.0	2.7	0	1.00	1.29	9.7	0.556	0.12
6.5	0	inf	1.4	6.0	4.0	10	0.70	1.08	9.7	-5.701	0.00
8.5	2	sup	1.4	6.0	4.0	10	0.70	1.08	12.5	-3.730	0.00
8.5	0	inf	1.3	4.0	2.7	10	0.70	1.08	12.5	0.435	0.00
15.5	7	sup	1.3	4.0	2.7	10	0.70	1.08	21.6	6.843	25.47
15.5	0	inf	1.5	4.5	3.0	13	0.63	1.03	21.6	4.510	0.00
18.5	3	sup	1.5	4.5	3.0	13	0.63	1.03	26.1	7.357	17.80
18.5	0	inf	1.8	6.0	4.0	35	0.27	0.67	26.1	-2.783	0.00
20.5	2	sup	1.8	6.0	4.0	35	0.27	0.67	29.7	-1.807	0.00
20.5	0	inf	1.8	6.0	4.0	28	0.36	0.78	29.7	0.130	0.00
23	2.5	sup	1.8	6.0	4.0	28	0.36	0.78	34.0	1.710	2.30
23	0	inf	1.8	6.0	4.0	34	0.28	0.69	34.0	-0.328	0.00
31	8	sup	1.8	6.0	4.0	34	0.28	0.69	48.4	3.743	14.97
31	0	inf	1.8	7.0	4.7	28	0.36	0.78	48.4	5.146	0.00
35	4	sup	1.8	7.0	4.7	28	0.36	0.78	55.4	7.674	25.64
35	0	inf	1.8	6.0	4.0	34	0.28	0.69	55.4	5.722	0.00
54	19	sup	1.8	6.0	4.0	34	0.28	0.69	89.6	15.391	200.58

Tabla 5 Envoltente de presión activa.

Envoltente de presiones		
Eat=	286.89	t.m
Ear=	367.21	t.m
Prm=	8.00	t.m

Se calcula la presión que genera el edificio vecino para el cálculo del empuje. El edificio de a lado es de 12 niveles, por lo tanto se considerará 1 t/m² por cada nivel.

Tabla 6 Presión ocasionado por presencia de edificio.

Presión del edificio	12	t/m ²
q/NΦ	7.06	t/m ²

Con esto, se obtiene la envoltente de presiones y se calcula el empuje total activo para el nivel de excavación final del proyecto.

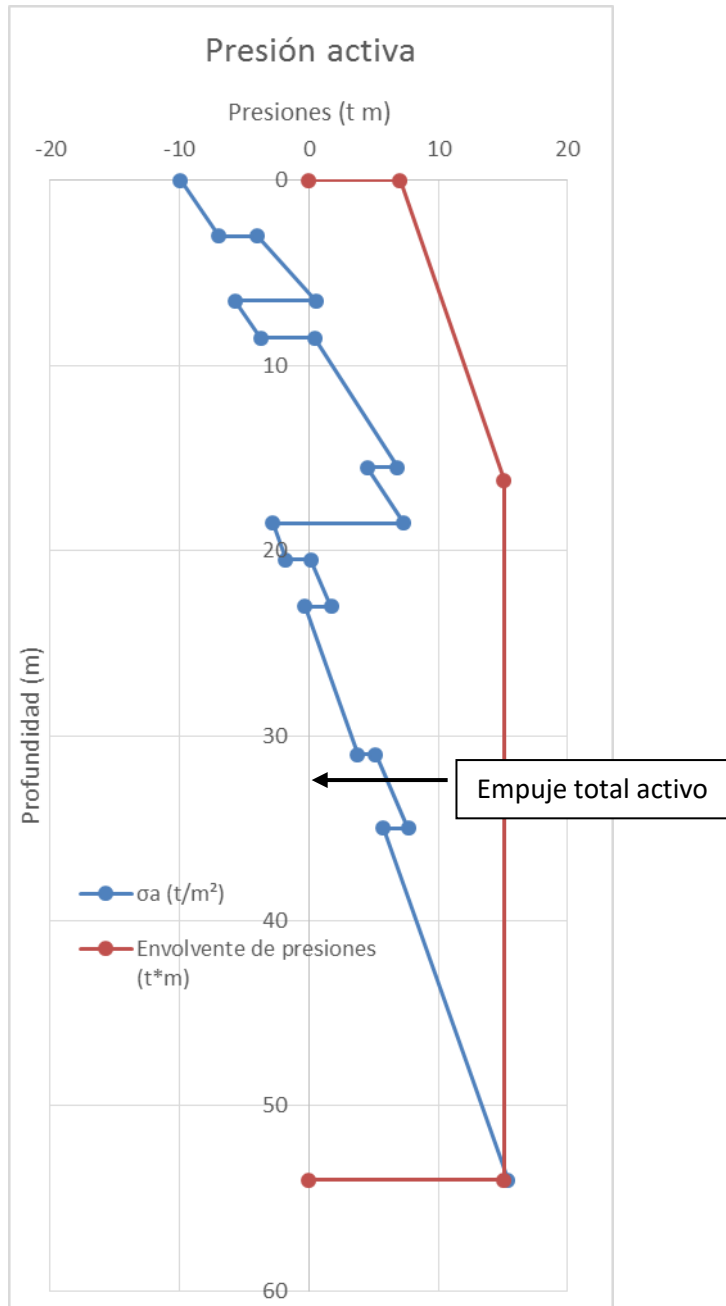


Figura 34 Resultado de empuje activo para una profundidad de 54 metros.

El empuje total activo al nivel de la excavación es: 691.21 t.m y se encuentra a una profundidad de 32.7m.

2.- Se hace el cálculo de los empujes pasivos para cada una de las etapas de excavación con la hipótesis de que se desarrollan al 100% se considera la fricción entre el suelo y el muro.

Se utilizan las fórmulas para el cálculo de presiones pasivas considerando la fricción que existe entre el muro y el suelo. Los resultados son los siguientes.

Tabla 7 Cálculo de presión pasiva para una profundidad de excavación de 3.4 m

z (m)	Δz (m)	Posición	γ (t/m ³)	c (t/m ²)	cw (t/m ²)	Φ (°)	Kp	Kpc	σv (t/m ²)	uw (t/m ²)	σv'o (t/m ²)	σp (t/m ²)	Áreas
0	0	inf	1.7	5.0	3.3	15	1.7	1.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.4	3.4	sup	1.7	5.0	3.3	15	1.7	1.7	5.8	1.0	4.8	11.1	0.0
3.4	0	inf	1.3	4.0	2.7	0	1.0	1.3	5.8	1.0	4.8	12.8	0.0
6.5	3.1	sup	1.3	4.0	2.7	0	1.0	1.3	9.8	4.5	5.3	16.9	46.0
6.5	0	inf	1.4	6.0	4.0	10	1.4	1.5	9.8	4.5	5.3	16.6	0.0
8.5	2	sup	1.4	6.0	4.0	10	1.4	1.5	12.6	6.5	6.1	18.6	35.1
8.5	0	inf	1.3	4.0	2.7	10	1.4	1.5	12.6	6.5	6.1	15.3	0.0
15.5	7	sup	1.3	4.0	2.7	10	1.4	1.5	21.7	13.5	8.2	21.7	129.7
15.5	0	inf	1.5	4.5	3.0	13	1.6	1.6	21.7	13.5	8.2	20.8	0.0
18.5	3	sup	1.5	4.5	3.0	13	1.6	1.6	26.2	6.8	19.5	23.6	66.7
18.5	0	inf	1.8	6.0	4.0	35	3.7	2.5	26.2	6.8	19.5	14.7	0.0
20.5	2	sup	1.8	6.0	4.0	35	3.7	2.5	29.8	0.0	29.8	15.7	30.4
20.5	0	inf	1.8	6.0	4.0	28	2.8	2.1	29.8	0.0	29.8	18.9	0.0
23	2.5	sup	1.8	6.0	4.0	28	2.8	2.1	34.2	0.0	34.2	20.5	49.3
23	0	inf	1.8	6.0	4.0	34	3.5	2.4	34.2	0.0	34.2	17.4	0.0
31	8	sup	1.8	6.0	4.0	34	3.5	2.4	48.6	0.0	48.6	21.4	155.2
31	0	inf	1.8	7.0	4.7	28	2.8	2.1	48.6	0.0	48.6	27.1	0.0
35	4	sup	1.8	7.0	4.7	28	2.8	2.1	55.6	0.0	55.6	29.6	113.4
35	0	inf	1.8	6.0	4.0	34	3.5	2.4	55.6	0.0	55.6	23.4	0.0
54	19	sup	1.8	6.0	4.0	34	3.5	2.4	89.8	0.0	89.8	33.1	536.7

Tabla 8 Envoltente de presiones pasivas a una profundidad de 3.4m

Envoltente de presiones		
Ep=	1162.66	t/m
Prm=	27.03	t/m

Con estos resultados se calcula la presión pasiva para el primer nivel de excavación que es a 3.4 m de profundidad.

El empuje total pasivo al nivel de la excavación -3.4m es: 1208.61 t.m y se encuentra a una profundidad de 30.4 m.

Del mismo modo se calcula el empuje pasivo para las siguientes 9 etapas de excavación.

Tabla 9 Presiones pasivas para cada etapa de excavación.

Excavación	Pp (t)
1	1208.6
2	926.7
3	657.9
4	318.1
5	192.8
7	106.3
8	49.8
9	23.8
10	8.4
11	2.9

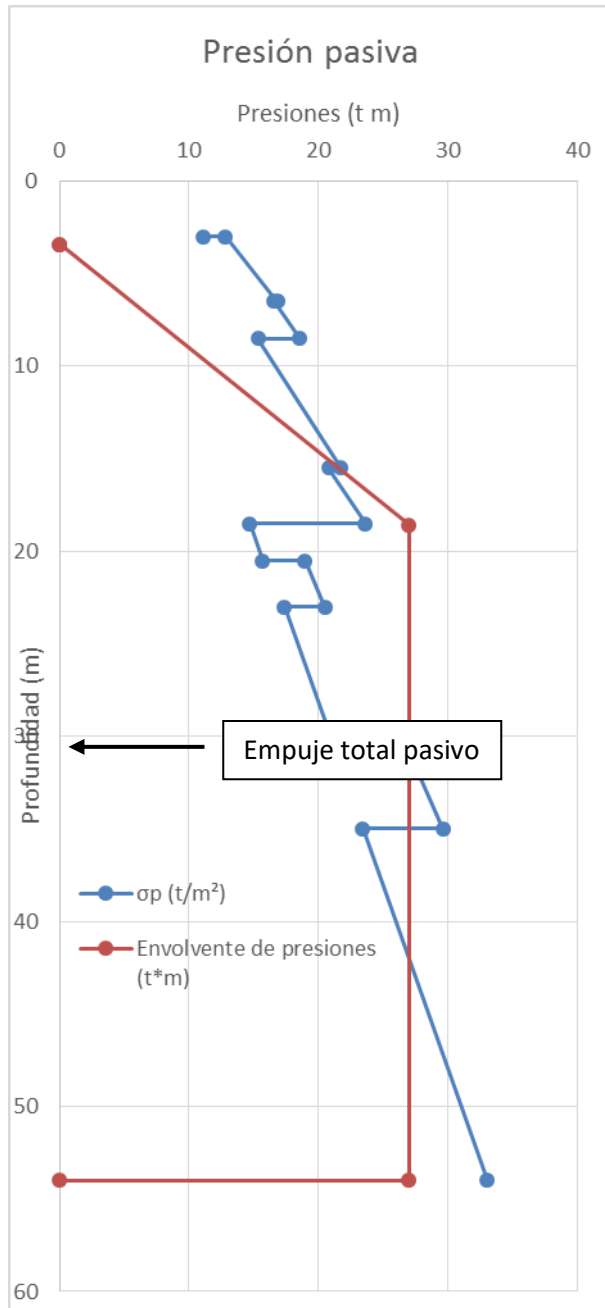


Figura 35 Presión pasiva para una excavación de 3.4 m de profundidad.

3.- Una vez calculados las presiones, se meten los resultados en una hoja donde se encuentra el método de apoyo supuesto programada. Y se obtienen los siguientes resultados. Dentro del anexo A se encuentra la tabla con los resultados.

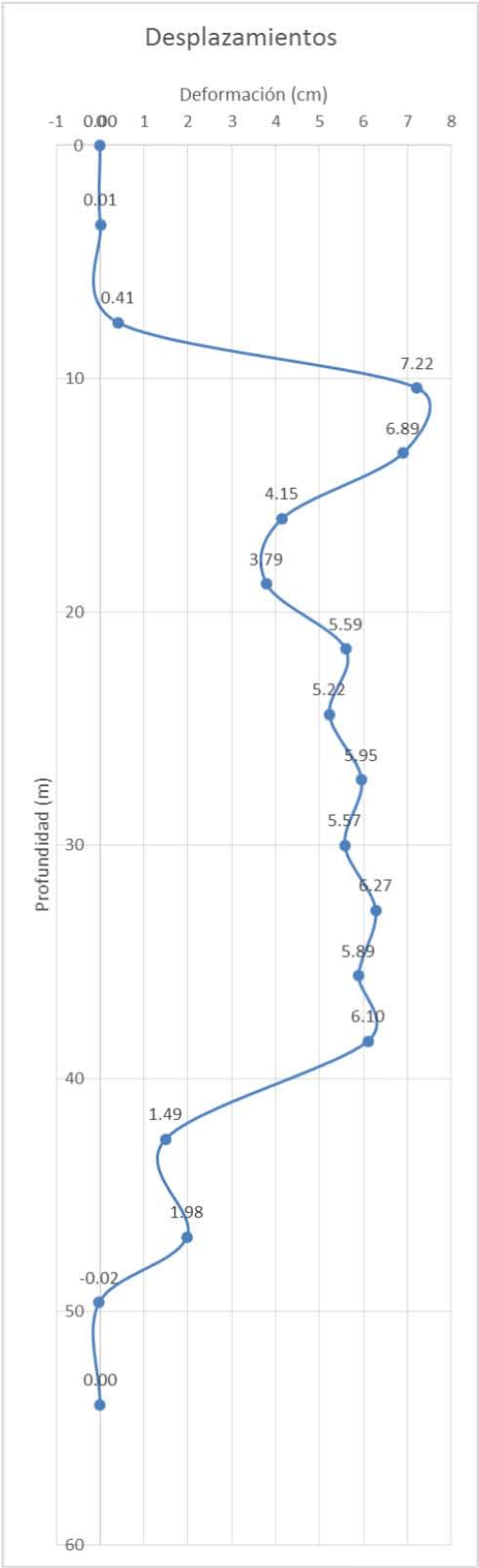


Figura 36 Desplazamientos obtenidos con el método simplificado.

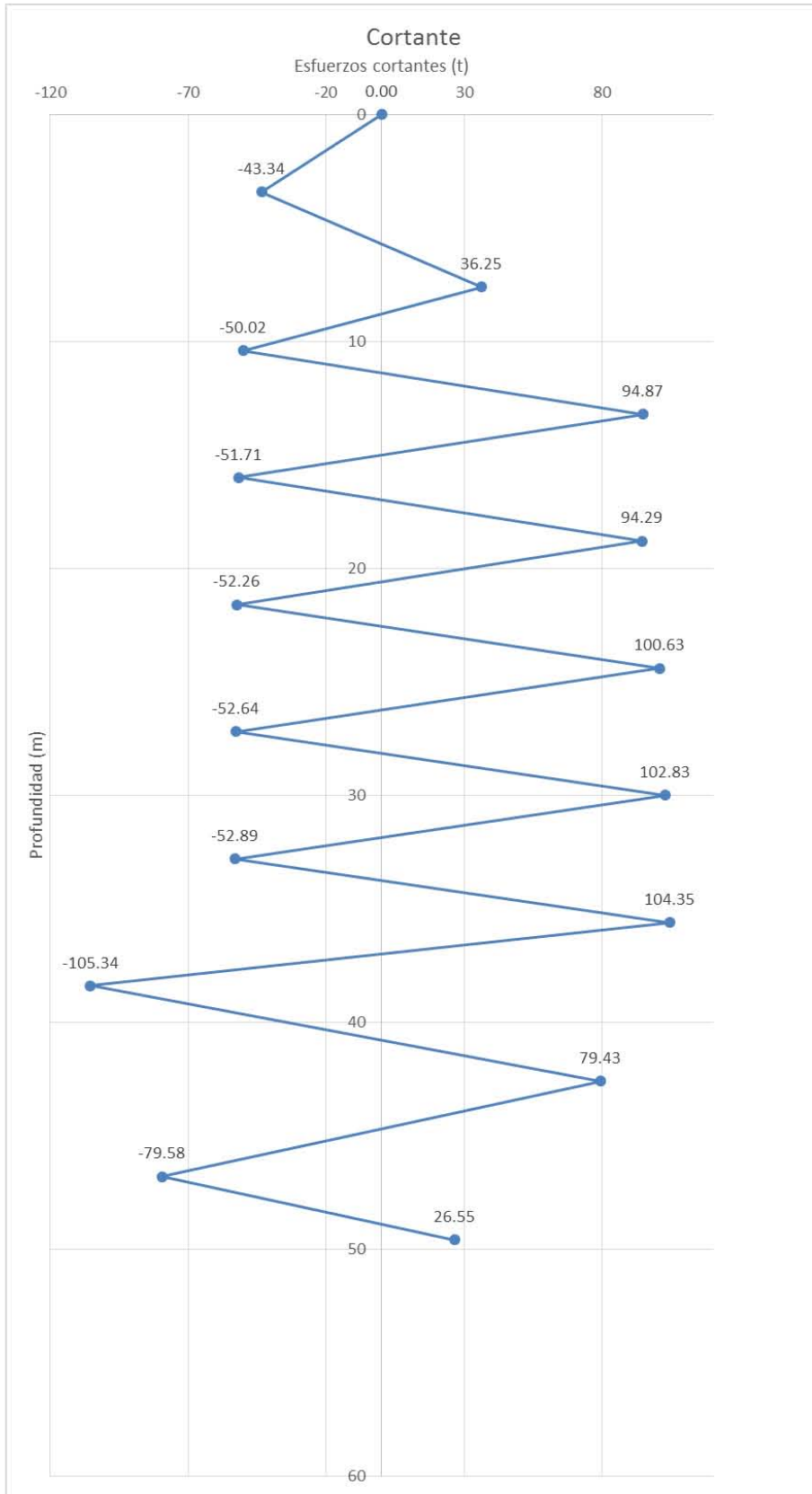


Figura 37 Esfuerzo cortante obtenido con el método simplificado.

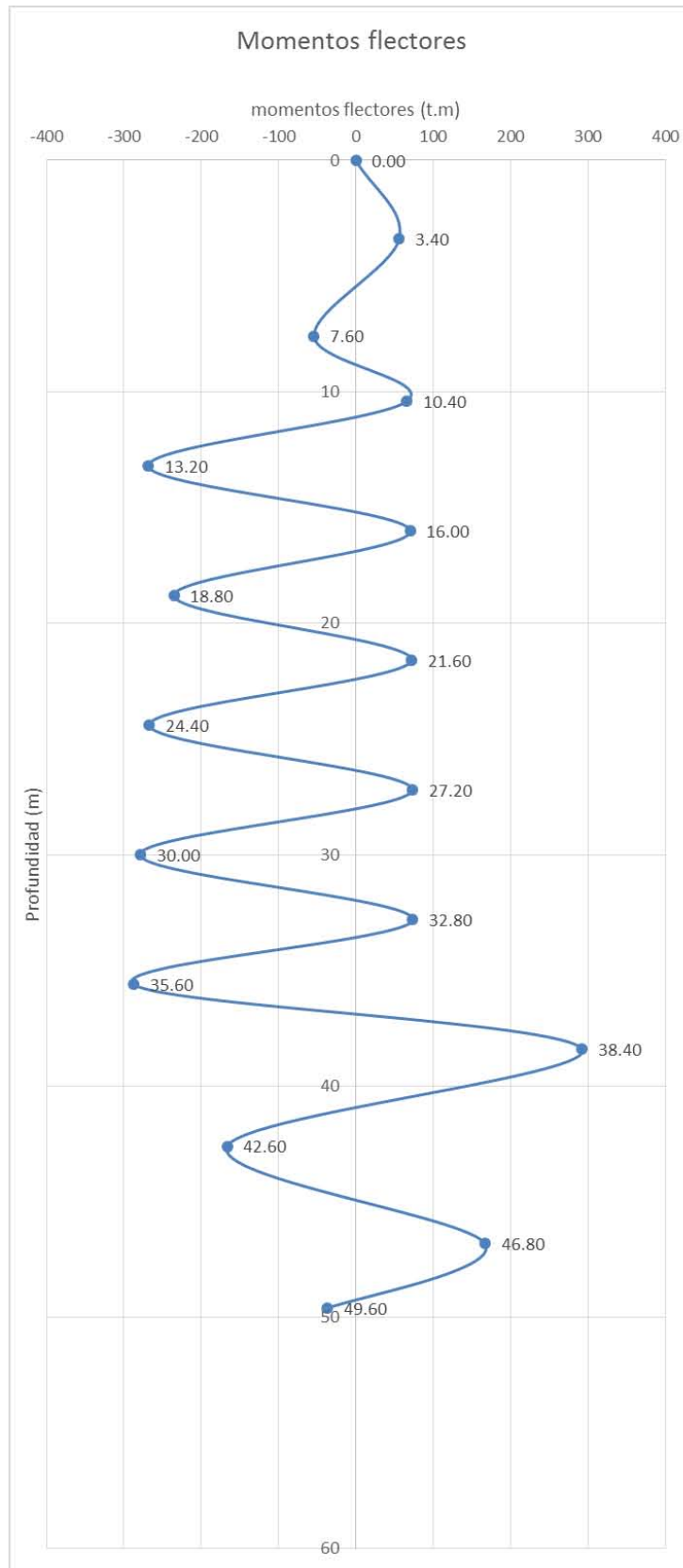


Figura 38 Momento flectores obtenido con el método simplificado.

Cálculo con el Método de Módulo de Reacción (MMR)

A través del programa París versión W2011k del grupo SOLETANCHE BACHY el cual modela al suelo respetando la ley de resistencia Mohr-Coulomb, utilizando los parámetros de resistencia del suelo "C y ϕ " y para la fase elástica, se usa el coeficiente de rigidez o módulo de reacción "Ks". Se obtiene el resumen de los siguientes resultados. En Anexo C se puede observar el procedimiento de cálculo por etapa.

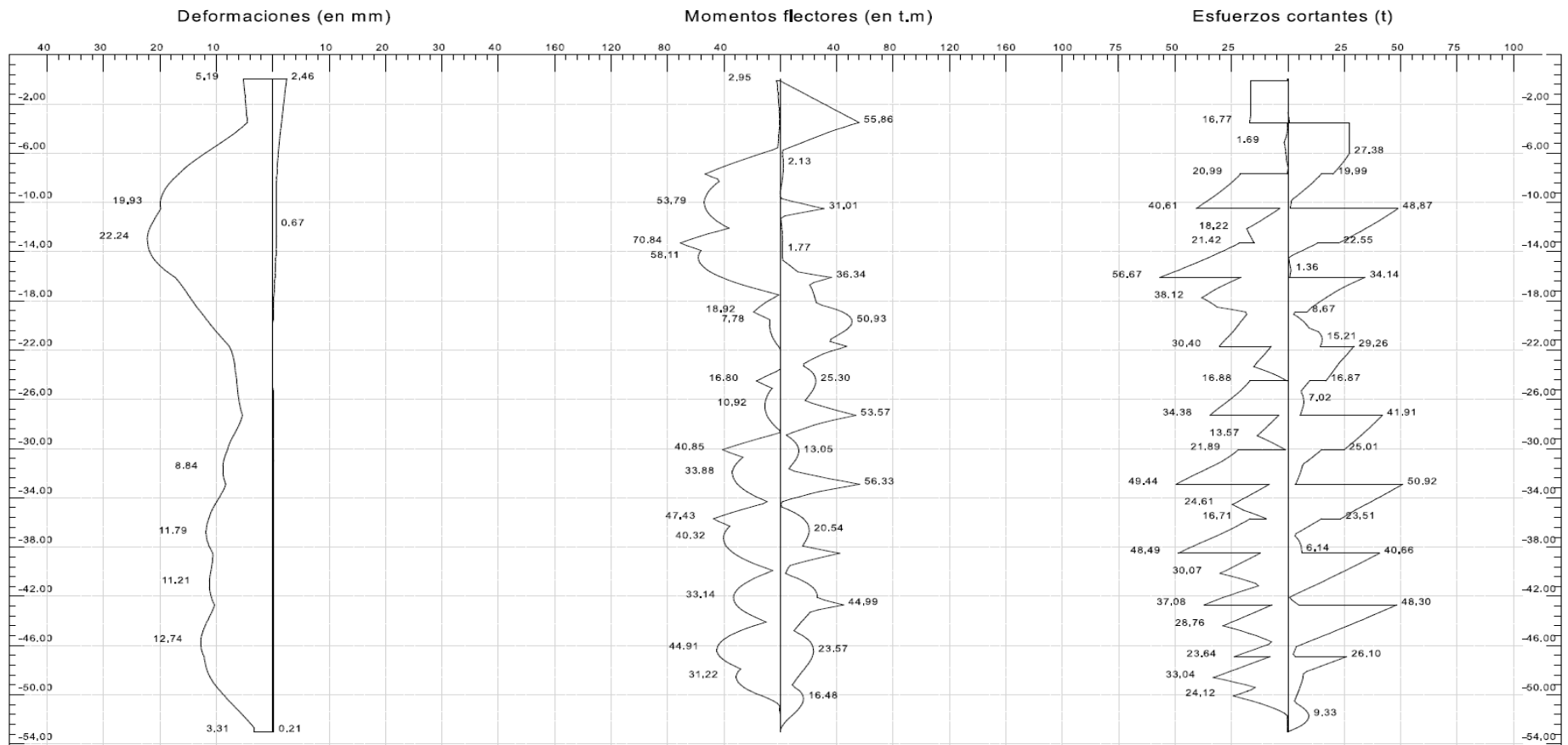


Figura 39 Resultados Método Módulo de Reacción.

Modelo geotécnico empleado

Tabla 10 Modelo geotécnico empleado método módulo de reacción.

Unidad	Prof _{sup}	Prof _{inf}	γ (t/m ³)	c (t/m ²)	Φ °	ks (t/m ³)
U1, Costra superficial y Relleno	0	3	1.7	5	15	1600
U2a, Arcillas	3	6.5	1.3	4	0	880
U2b, Arcillas o limos arenosos	6.5	8.5	1.4	6	10	3000
U2c, Arcillas	8.5	15.5	1.3	4	10	2000
U3, Arcillas arenosas duras	15.5	18.5	1.5	4.5	13	5000
U4, Arena arcillosa con gravas	18.5	20.5	1.8	6	35	1700
U5, Toba arcillo-arenosa	20.5	23	1.75	6	28	4400
U6a, Toba areno arcillosa	23	31	1.8	6	34	3800
U6b, Toba areno arcillosa	31	35	1.75	7	28	4200
U6c, Toba areno arcillosa	35	54	1.8	6	34	4500

Tabla 11 Resultados Método módulo de reacción.

Resultados de Método Módulo de Reacción		
Desplazamiento Máximo	22.24	mm
Cortante Máximo	56.67	t
Momento Máximo	70.84	t m

Cálculo con el Método de Elemento Finito. (MEF)

Para el cálculo con el método de elemento finito, se utilizó de herramienta al programa comercial Plaxis 2017, con el cual obtenemos los siguientes resultados. (En el anexo B, se encuentra el procedimiento de cálculo)

Modelo geotécnico empleado usando Hardening Soil como modelo constitutivo.

Tabla 12 Modelo geotécnico usado para el Método de Elemento finito.

Unidad	Profsup	Profinf	γ (t/m ³)	c (t/m ²)	Φ °	Ko nc	E50Ref (t/m2)	EoedRef (t/m2)	EurRef (t/m2)	power (m)
U1, Costra superficial y Relleno	0	3	1.7	5	15	0.65	1200	1925	3600	0.6
U2a, Arcillas	3	6.5	1.3	4	0	1.00	800	1920	2400	0.8
U2b, Arcillas o limos arenosos	6.5	8.5	1.4	6	10	0.85	2000	2147	6000	0.8
U2c, Arcillas	8.5	15.5	1.3	4	10	0.71	1500	1952	4500	0.9
U3, Arcillas arenosas duras	15.5	18.5	1.5	4.5	13	0.64	20000	21080	60000	0.7
U4, Arena arcillosa con gravas	18.5	20.5	1.8	6	35	0.47	8000	13070	24000	0.6
U5, Toba arcillo-arenosa	20.5	23	1.75	6	28	0.54	18500	32610	55500	0.5
U6a, Toba areno arcillosa	23	31	1.8	6	34	0.44	17000	29980	51000	0.5
U6b, Toba areno arcillosa	31	35	1.75	7	28	0.54	18000	31730	54000	0.5
U6c, Toba areno arcillosa	35	54	1.8	6	34	0.44	19000	33510	57000	0.5

Las etapas del modelado son las siguientes:

Tabla 13 Etapas de modelado de elemento finito.

Etapas	Concepto
1	Colocación de modelo
2	Cargas de edificios a los lados. (colocar desplazamientos en cero).
3	Construcción de muro Milán.
4	Abatimiento de NAF dentro de la excavación.
5	Excavación al nivel -5.15mm.
6	Construcción de losas de sótano 1 y plataforma de trabajo.
7	Excavación debajo de sótanos del nivel 3, (a -12.15m).
8	Construcción de losas de sótano 3 y 2.
9	Excavación debajo de sótanos del nivel 5B (-17.75 m).
10	Construcción de losas de sótano 5 y 4.
11	Excavación debajo de sótanos del nivel 7B (-23.35 m).
12	Construcción de losas de sótano 7 y 6.
13	Excavación debajo de sótanos del nivel 9B (-28.95 m).
14	Construcción de losas de sótano 9 y 8.
15	Excavación debajo de sótanos del nivel 11B (-34.55 m).
16	Construcción de losas de sótano 11 y 10.
17	Excavación debajo de sótanos del nivel 13B (-40.15 m).
18	Construcción de losas de sótano 13 y 12.
19	Excavación debajo de sótanos del nivel 14B (-44.4 m).
20	Construcción de sótano 14.
21	Excavación debajo de sótano del nivel 15B (-48.6 m).
22	Construcción de losas de sótano 15.
23	Excavación sótano 16 (-50.10 m).
24	Construcción de losas sótano 16.
25	Fluencia del muro (Cálculo a largo plazo).

Tabla 14 Resultados Método de Elemento Finito.

Resultados Método de Elemento Finito		
Desplazamiento Máximo	21.84	mm
Cortante Máximo	93.97	t
Momento Máximo	69.97	t m

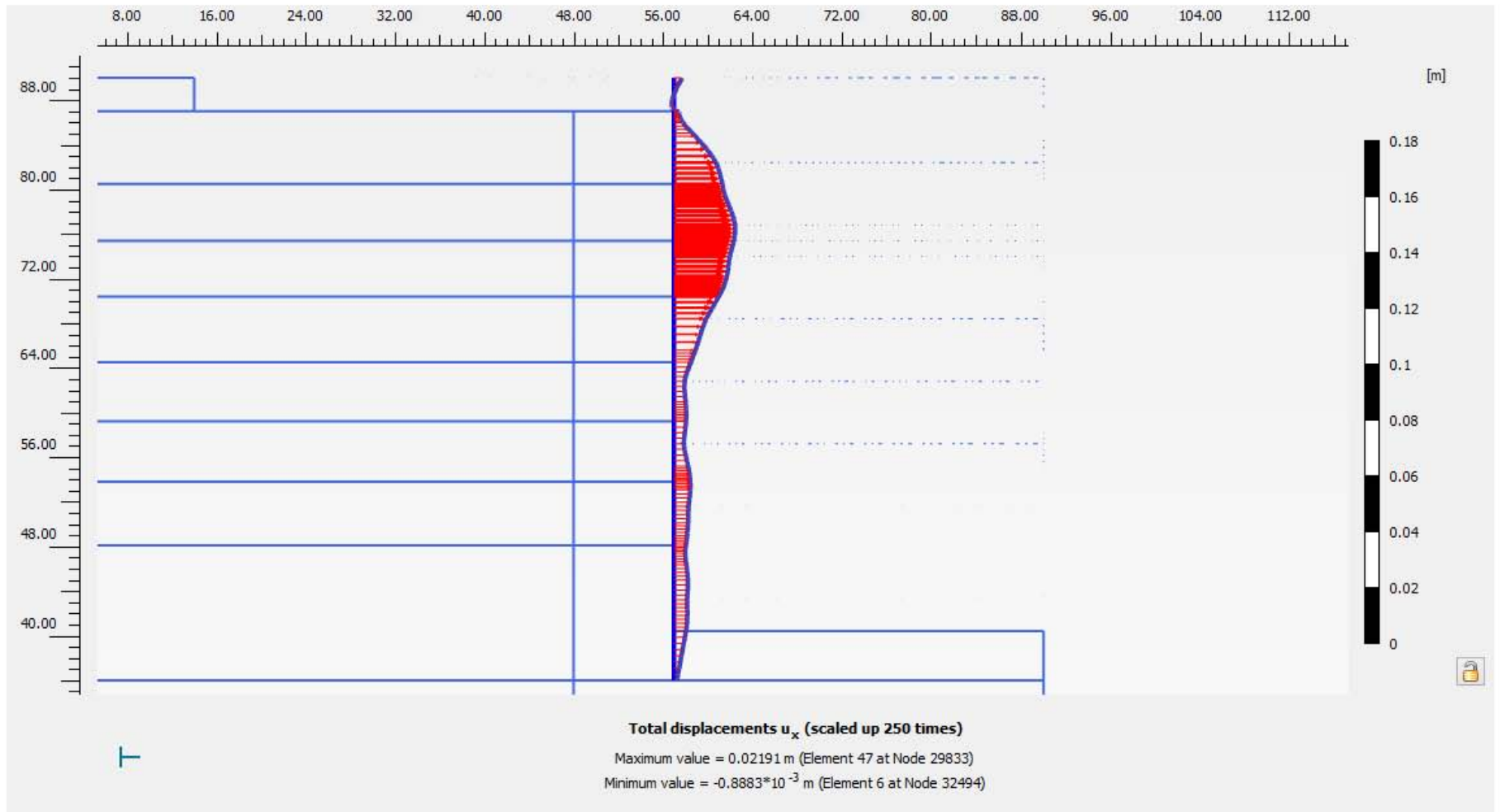


Figura 40 Desplazamiento Muro Milán con Método de elemento finito en última etapa de excavación.

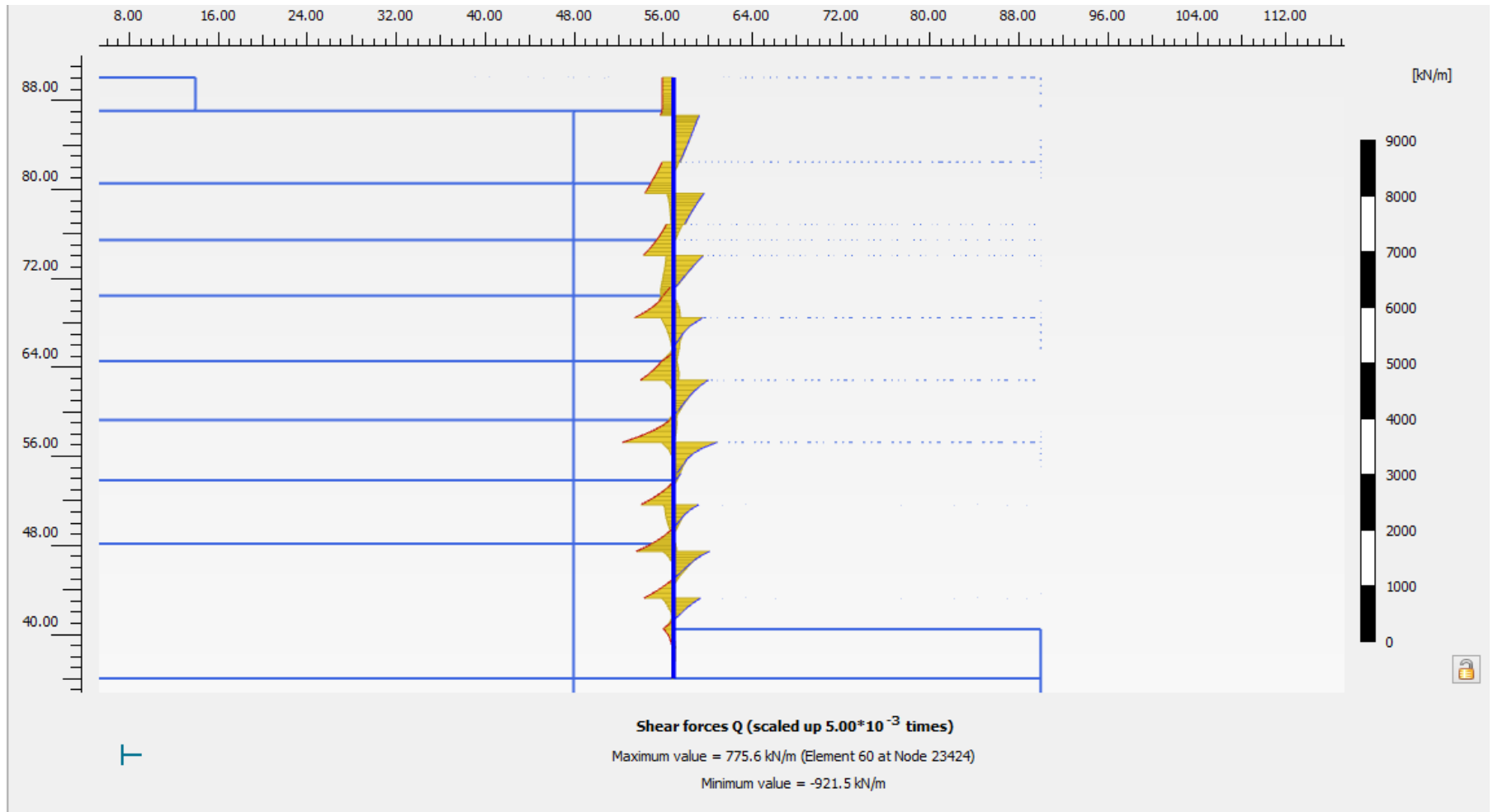


Figura 41 Cortante en Muro Milán con Método de elemento finito en última etapa de excavación.

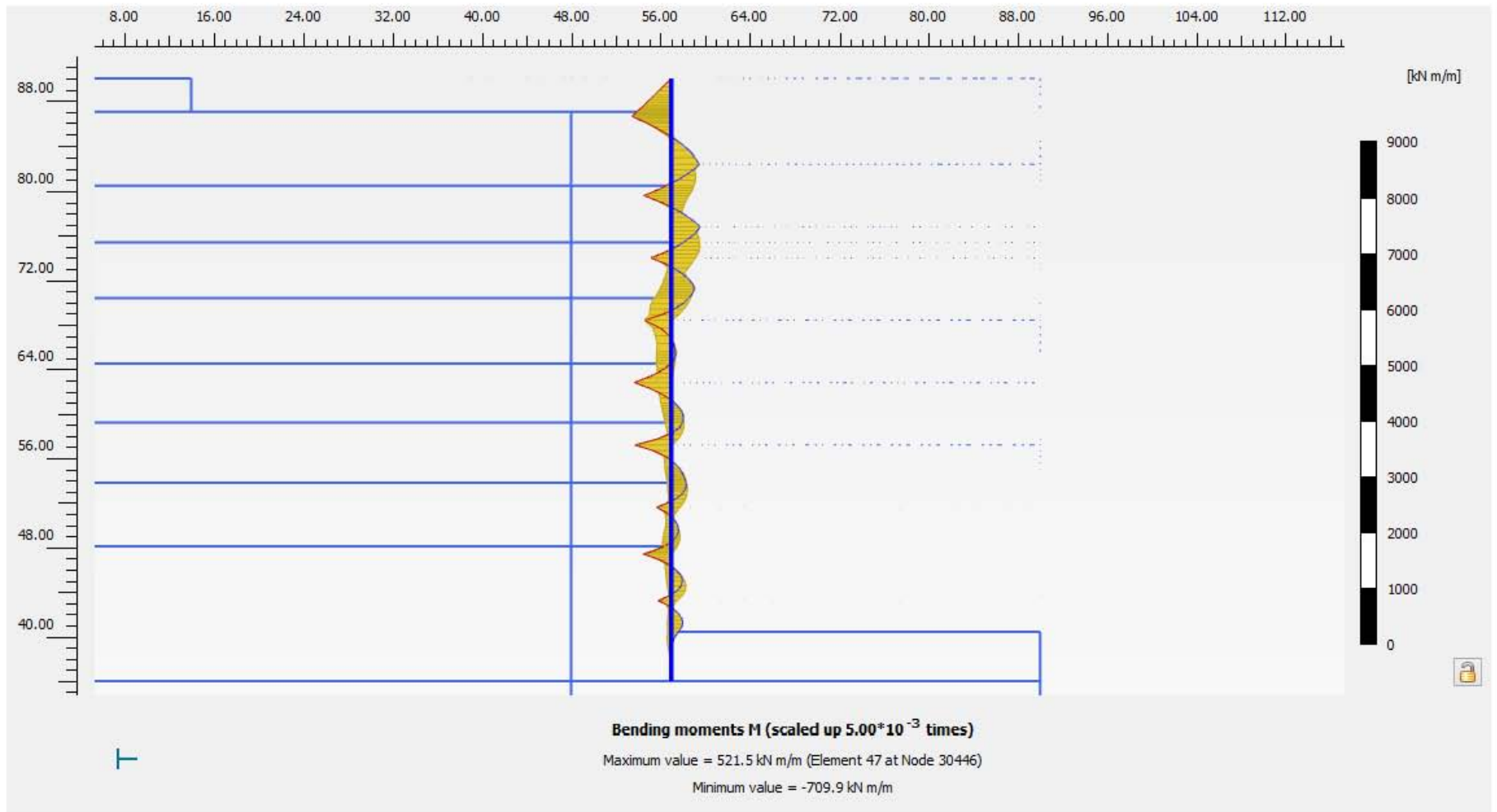


Figura 42 Momento en Muro Milán con Método de elemento finito en última etapa de excavación.

Discusión de resultados

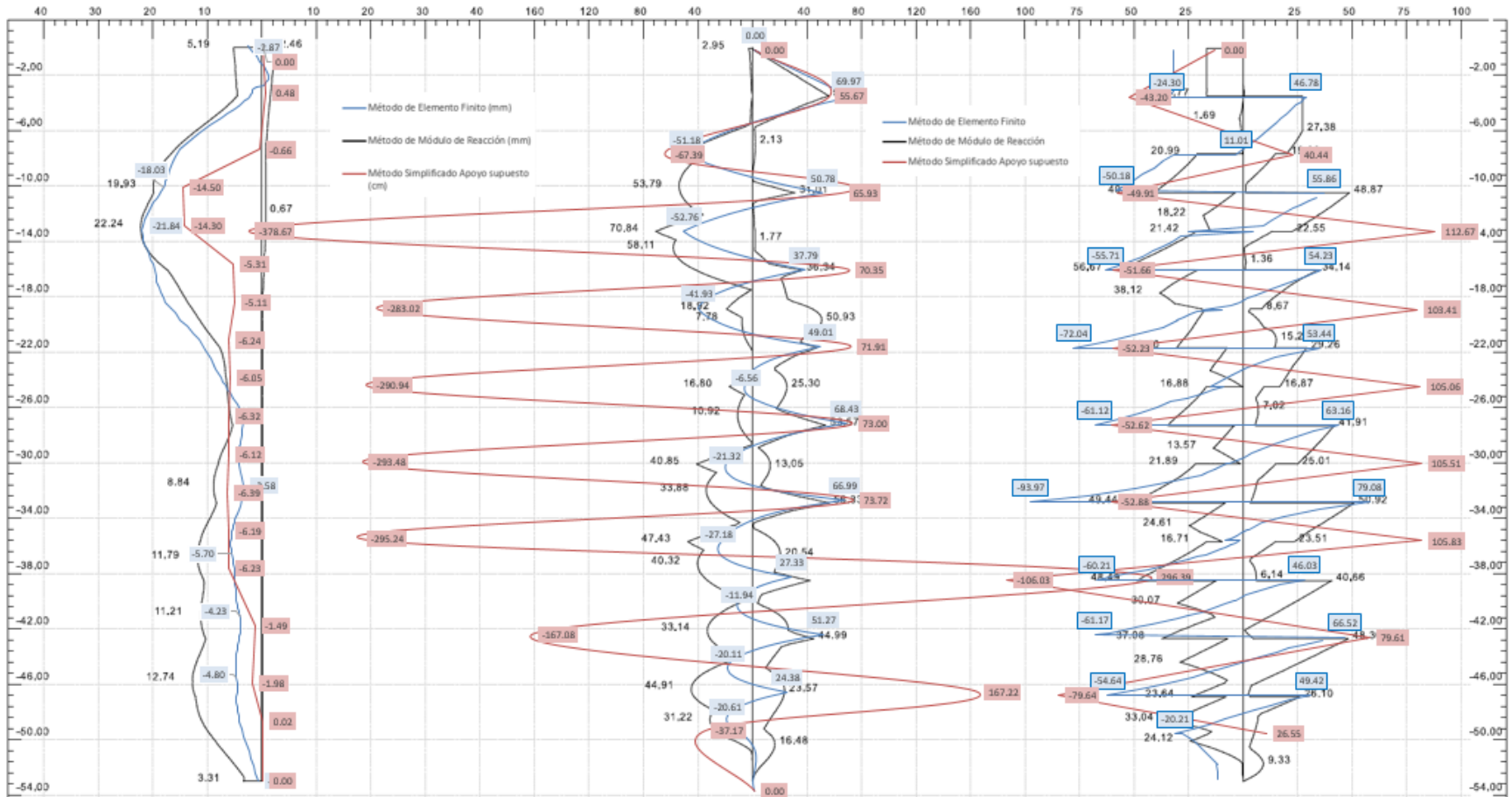


Figura 43 Comparación de resultados entre los tres métodos (Método simplificado, Método Módulo de Reacción y Método de Elemento Finito).

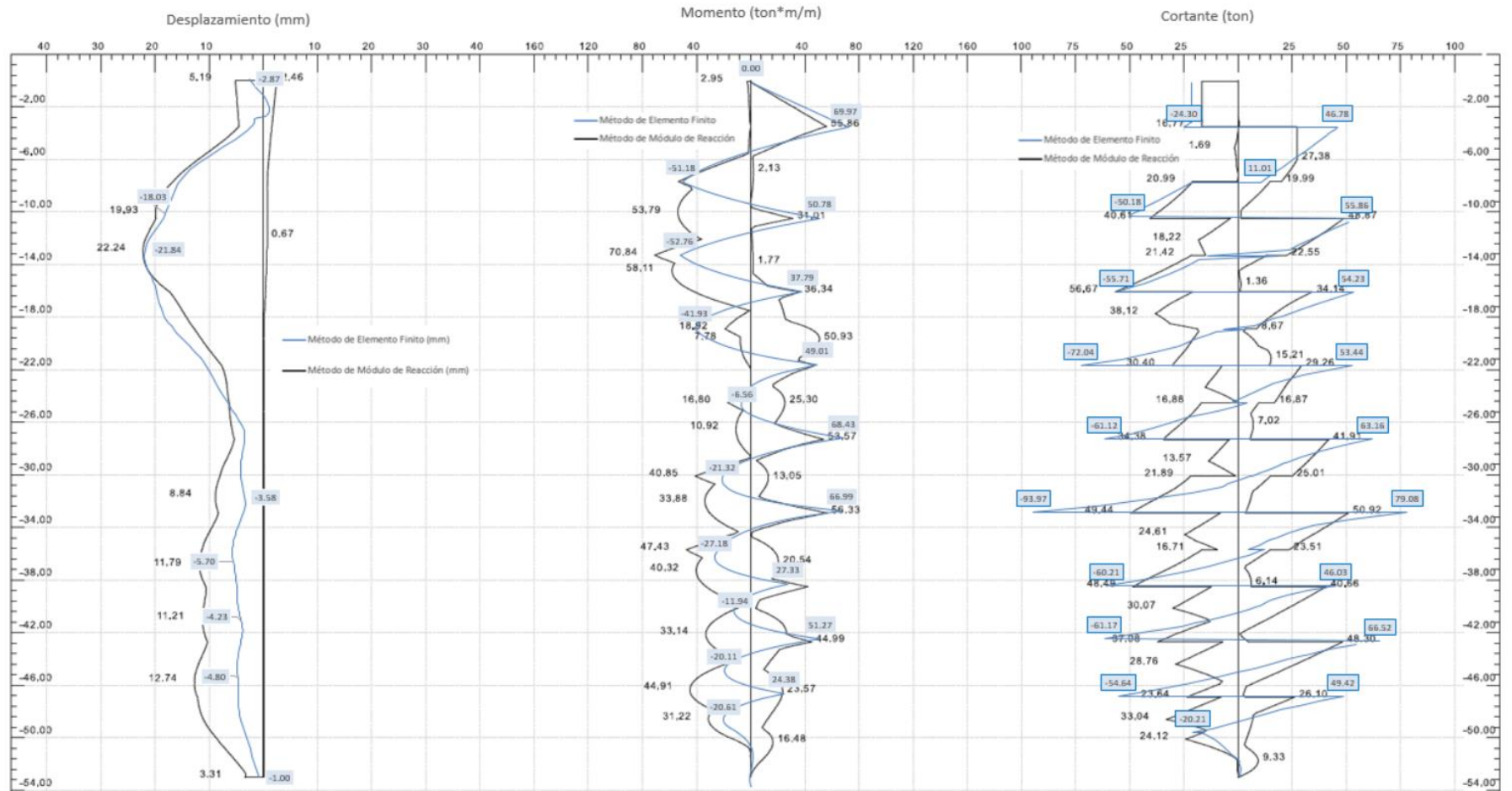


Figura 44 Comparación de resultados entre métodos numéricos (Método de elemento finito y Método de Módulo de reacción).

Como parte de los resultados, en primera instancia se descarta el método simplificado para el diseño geotécnico de este proyecto. Sus resultados nos dan soluciones con deformaciones que no cumplen con el reglamento de construcción. Dan números bastantes conservadores y su uso representa diseño de muros sobredimensionados. En la figura 42, se pueden comparar gráficamente los resultados entre los elementos mecánicos. Es por eso que nos enfocaremos solamente en la comparación entre los métodos numéricos la cual se pueden observar las diferencias gráficamente en la figura 43.

Comparación de resultados			
	MEF	MMR	
Desplazamiento Máximo	21.84	22.24	mm
Cortante Máximo	93.97	56.67	t
Momento Máximo	69.97	70.84	t m

En cuanto desplazamientos, se puede observar que se tiene una deformación máxima de los muros casi idénticos además de tener un comportamiento similar a lo largo de la excavación. Por el lado de las reacciones de cortante, con el MEF se obtiene un cortante considerablemente mayor que en el MMR. Sin embargo, esta diferencia es coherente. Esto ya que al nivel donde se encuentra este cortante, el desplazamiento calculado es el menor que en el MMR. Es decir, al restringir la deformación del muro se obtienen mayores reacciones.

Comparando los momentos, se puede observar que se obtienen elementos muy similares.

Capítulo V.- Conclusiones

En el diseño de una excavación profunda, es importante conocer todos los aspectos necesarios para poder lograrlo. Se necesita para decidir dependiendo de las necesidades del proyecto que tipo de excavación se deberá realizar. Tanto como excavaciones a cielo abierto o troquelado, el muro de retención Milán ha probado ser una gran opción para los diseñadores. Funciona como retención del suelo ante la excavación y puede ser parte de la cimentación del edificio a construir.

De los métodos de diseño de un muro Milán para una excavación profunda, son recomendables tanto el Método de Módulo de Reacción como el Método del Elemento Finito; ambos ofrecen resultados similares a pesar de tener procedimientos de cálculo distintos. Los métodos simplificados pueden ser útiles para tener alguna idea de parámetros de diseño en excavaciones someras. Sin embargo, su uso debe quedar solo como dato histórico debido a la tecnología con la que actualmente se encuentra disponible. Los métodos numéricos son herramientas que están al alcance de todos.

A pesar que el método de elemento finito y módulo de reacción son procedimientos distintos, ofrecen resultados muy similares. Mientras que método de módulo de reacción es una fiel representación de la interacción suelo-estructura, el método del elemento finito parte del criterio de plano de esfuerzo-deformación. El resultado de un método puede ser utilizado para corroborar los resultados del otro.

Con el método de Módulo de Reacción y el método de Elemento Finito, se puede fácilmente idealizar un procedimiento constructivo de las obras. Se puede modificar la secuencia constructiva y con ello se pueden implementar nuevas técnicas para mejorar el tiempo de ejecución. Para cualquier tipo de alteración durante la ejecución del proyecto, en los métodos MMR y MEF es rápido modelar los cambios y obtener una respuesta rápida ante los posibles problemas.

En el desarrollo del ejemplo del diseño de un muro de retención para una excavación profunda con ayuda de las herramientas de computacionales, lo difícil no fue el uso del programa. Lo que se puede complicar es la caracterización del suelo y la elección del método constitutivo para una representación de las reacciones del suelo. Muchas veces la información que los estudios de mecánica de suelos nos brindan es muy pobre o nos pueden arrojar características del suelo distintas a lo que se encuentra in situ.

El uso de los métodos numéricos representa una gran responsabilidad. Se debe de tener cuidado con los datos de entrada para los cálculos. Si se colocan valores falsos, se tendrán resultados irreales. Es por ello que se recomienda que únicamente ingenieros que cuenten con la experiencia geotécnica los usen. De cualquier forma, siempre se deberá corroborar los resultados de un cálculo con otro. Se recomienda el uso de la instrumentación en los proyectos para cuidar que lo que el calculista diseñó esté pasando realmente. En caso contrario, nos ayude a calibrar futuros modelos.

Referencias

Bond, Andrew. (2008). Decoding Eurocode 7, Taylor & Francis, England

Burland, J.B. y Potts, D.M. (1981). The overall stability of free and propped embedded cantilever retaining walls, Ground Engineering, July, pp. 28-38.

Cuevas Rivas, Alberto. "Contenido de un informe de diseño geotécnico de cimentaciones." Sistema de contención en excavaciones profundas para edificaciones. Octubre 2016: 45.

Deméneghi Colina, Agustín. Puebla Cadena, Margarita. "Estabilidad de sistemas de excavación". 2015.

Hovanjec, Joseph. "Strut Preloading for Braced Excavations". Julio 2015.

NA to BS EN 1997-1: 2010, UK National Annex to Eurocode 7: Geotechnical design- Part 1: General rules, British Standards Institution.

NA to BS EN 1997-1: 2007, UK National Annex to Eurocode 7: Geotechnical design- Part 2: Ground investigation and testing.

Nieto, Andrés. Camacho, Javier. Ruiz, Edwin. Determinación de parámetros para los modelos elastoplásticos Mohr-Coulomb y Hardening Soil en suelos arcillosos. Revista Ingeniería Universidad de Medellín. Colombia, Octubre 009.

Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones, Gobierno del Distrito Federal, 2004

ICE. (2011). Manual of Geotechnical Engineering-Geotechnical Design, Construction and

Verification. Geotechnical Engineering (Vol. 2).

J. Brinkgreve, and A. Vermeer, "On the use of Cam-Clay models," in Symposium on Numerical Models in Geomechanics, Balkema, Rotterdam, the Netherlands, 1992. Ou, Chang-Yu. (2006), Deep Excavation Theory and Practice, Taylor & Francis, Taiwan.

Paulín Aguirre, Juan. "Excavaciones Urbanas Profundas." Sistemas de contención en excavaciones profundas para edificaciones. 30-septiembre-2016: 19.

Padfield, C. J. and Mair, R. J. (1984), Design of Retaining Walls Embedded in Stiff Clay, CIRIA Report No. 104, England, pp 83-84.

Peck, R. B., Hanson, W. E., and Thornburn, T. H. (1977), Foundation Engineering, John Wiley & Sons, New York.

Plaxis, "Plaxis bv (Version 8) Materials models manual," 2004.

Puller, Malcolm (1998), Deep excavation a practical manual, Thomas Telford, London.

Romo, M P, Rodríguez, R y Magaña, R, "Procedimiento para el cálculo de movimientos en el terreno inducidos por excavaciones apuntaladas", XVII Reunión Nal Mec Suelos, vol I: 135-143, Soc Mex Mec Suelos, Xalapa, Ver, 1994

T. Schanz, A. Vermeer, and P. G. Bonnier, "The hardening soil model: formulation and verification," Beyond 2000 in computational geotechnics: 10 years of PLAXIS International ; proceedings of the International Symposium beyond 2000 in Computational Geotechnics, Amsterdam, The Netherlands, 18-20 March 1999, R. Brinkgreve, ed., Rotterdam: Taylor & Francis, 1999.

Tamez, E, Ingeniería de Cimentaciones, TGC Geotecnia, México, D F, 2001

Terzaghi, K. and Peck, R. B. (1967), Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley & Sons, New York.

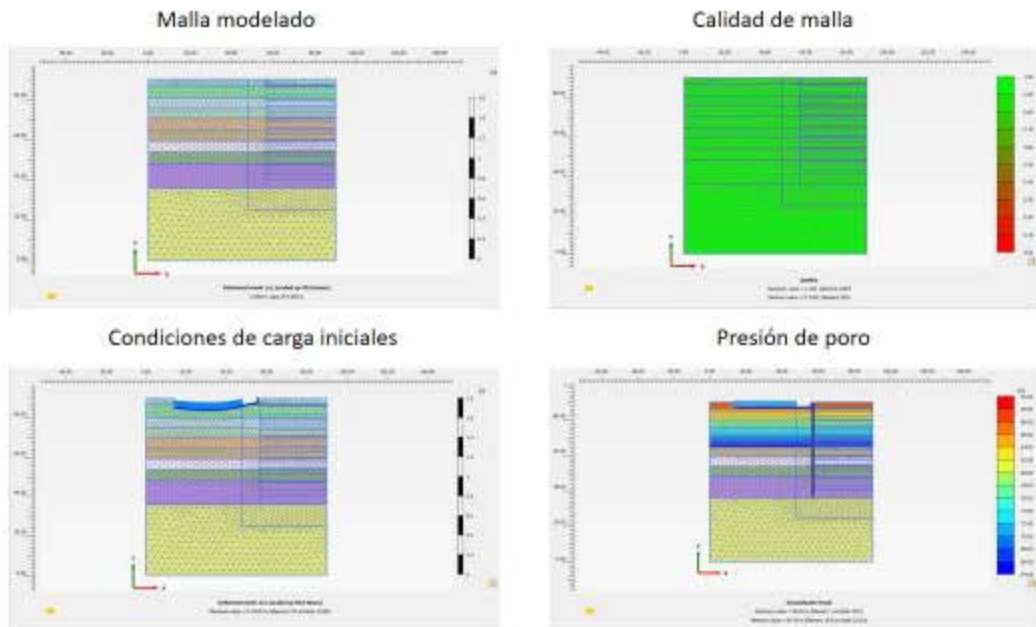
Zeevaert, L, Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions, Van Nostrand Reinhold, 1973

Anexo A.- Cálculo de las deformaciones del muro con el método de soporte supuesto.

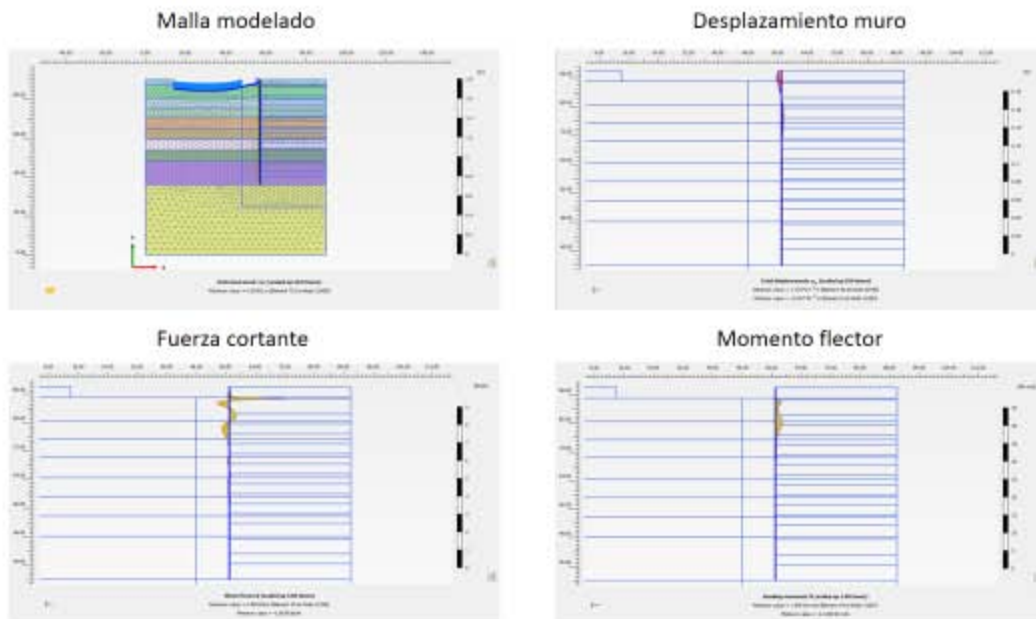
Tabla 15 Resultados del método simplificado.

Assumed Support Method troquel principal										Rigidez del muro											
Pa 691.21 t m										EI 47144.8831 t*m2											
La 32.667 m																					
Excavación	Prof. Exc	Prof. Apoyo	S (m)	Pp (t)	l (m)	PE	PB	PA	R2	R1 (ton)	x (m)	M(x) (t-m)	Fmomento	Mh	Me	m1	Me	C1	y(x)/EI	y(x) m	y(x) cm
1	3.4	0	3.4	1208.61	15.28	14.71	9.56	41.26	5.01	36.25	2.99	-54.15	0.20	-10.83	0.00	-1.73	-52.42	102.68	193.65	0.00	0.4
2	10.4	3.4	7	926.69	17.37	18.82	14.71	117.34	22.47	94.87	5.66	-268.44	0.20	-53.69	-10.83	-20.78	-247.65	895.17	3249.49	0.07	6.9
3	16	10.4	5.6	657.91	28.72	18.97	18.82	105.80	11.51	94.29	4.99	-235.30	0.20	-47.06	-53.69	-52.72	-182.58	519.77	1785.47	0.04	3.8
4	21.6	16	5.6	318.08	65.39	18.97	18.97	106.22	5.59	100.63	5.31	-266.94	0.20	-53.39	-47.06	-47.53	-219.41	691.99	2461.85	0.05	5.2
5	27.2	21.6	5.6	192.75	111.54	18.97	18.97	106.22	3.39	102.83	5.42	-278.75	0.20	-55.75	-53.39	-53.50	-225.25	717.46	2627.63	0.06	5.6
7	32.8	27.2	5.6	106.34	206.75	18.97	18.97	106.22	1.87	104.35	5.50	-287.04	0.20	-57.41	-55.75	-55.79	-231.24	745.82	2775.56	0.06	5.9
8	38.4	32.8	5.6	49.78	448.02	18.97	18.97	106.22	0.87	105.34	5.55	-292.53	0.20	-58.51	-57.41	-57.42	-235.11	764.20	2874.10	0.06	6.1
9	42.6	38.4	4.2	23.84	943.04	18.97	18.97	79.66	0.24	79.43	4.19	-166.30	0.20	-33.26	-58.51	-58.39	-107.91	219.74	703.11	0.01	1.5
10	46.8	42.6	4.2	8.41	2679.49	18.97	18.97	79.66	0.08	79.58	4.20	-166.94	0.20	-33.39	-33.26	-33.26	-133.68	327.40	931.71	0.02	2.0
11	49.6	46.8	2.8	2.87	7865.88	0.00	18.97	26.55	0.01	26.55	2.80	-37.16	0.20	-7.43	-33.39	-33.38	-3.78	-24.09	-9.46	0.00	0
Assumed Support Method troquel secundario																					
Excavación	Prof. Exc	Prof. Apoyo	S (m)	Pp (t)	l (m)	PE	PB	PA	R2	R1	x (m)	M(x)	Fmomento	Mh	Me	m1	Me	C1	y(x)/EI	y(x) m	y(x) cm
1	3.4	0		1208.61	18.68	14.71	9.56	0.00	0.00	0.00	0.00		0.20	-50.00							
2	10.4	7.6	2.8	926.69	21.57	18.82	14.71	46.94	3.60	43.34	2.59	-56.03	0.20	-11.21	-50.00	-45.88	-10.14	-22.06	2.69	0.00	0.01
3	16	13.2	2.8	657.91	31.52	18.97	18.82	52.90	2.88	50.02	2.65	-66.22	0.20	-13.24	-11.21	-11.36	-54.86	86.81	153.61	0.00	0.33
4	21.6	18.8	2.8	318.08	68.19	18.97	18.97	53.11	1.40	51.71	2.73	-70.49	0.20	-14.10	-13.24	-13.28	-57.21	91.93	168.98	0.00	0.36
5	27.2	24.4	2.8	192.75	114.34	18.97	18.97	53.11	0.85	52.26	2.76	-72.00	0.20	-14.40	-14.10	-14.11	-57.89	93.39	174.22	0.00	0.37
7	32.8	30	2.8	106.34	209.55	18.97	18.97	53.11	0.47	52.64	2.78	-73.05	0.20	-14.61	-14.40	-14.40	-58.65	95.19	178.98	0.00	0.38
8	38.4	35.6	2.8	49.78	450.82	18.97	18.97	53.11	0.22	52.89	2.79	-73.74	0.20	-14.75	-14.61	-14.61	-59.13	96.34	182.10	0.00	0.39

Anexo B. Procedimiento de cálculo de deformación de Muro Milán Oriente con Método de Elemento Finito



Fase 0. Modelado condiciones iniciales



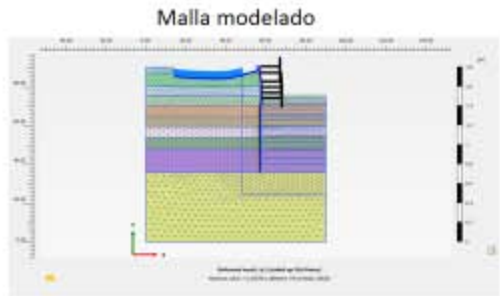
Fase 1. Construcción de Muro Milán



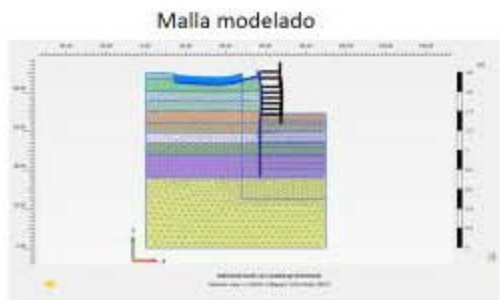
Fase 2. Primera excavación y construcción PB y S1



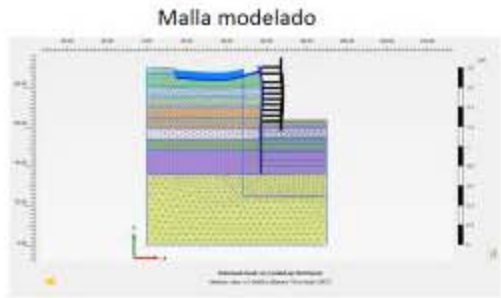
Fase 3. Segunda excavación y construcción S2 y S3



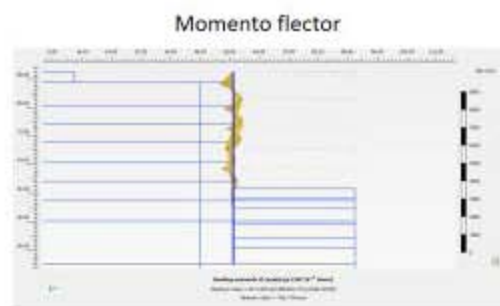
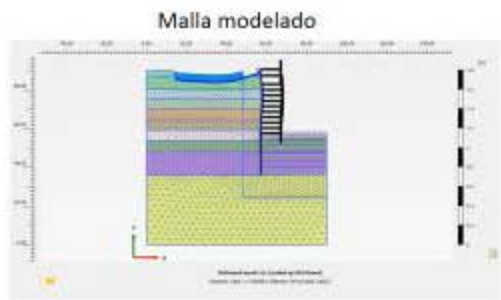
Fase 4. Tercera excavación y construcción S4 y S5



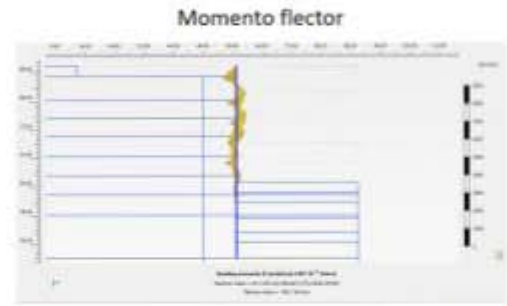
Fase 5. Cuarta excavación y construcción S6 y S7



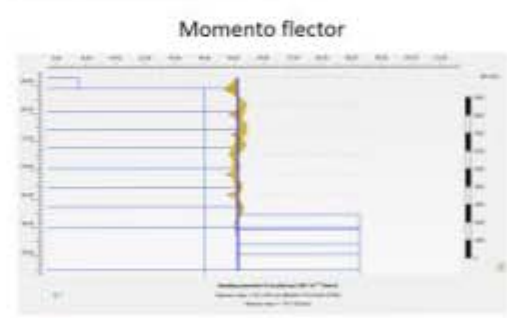
Fase 6. Quinta excavación y construcción S8 y S9



Fase 7. Sexta excavación y construcción S10 y S11



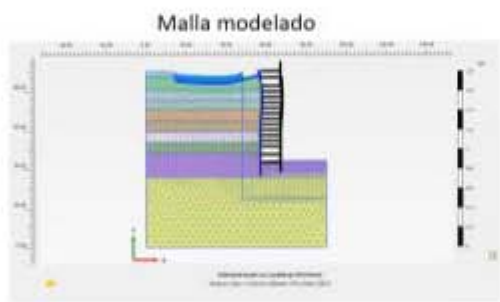
Fase 7. Sexta excavación y construcción S10 y S11



Fase 8. Séptima excavación y construcción S12 y S13



Fase 9. Octava excavación y construcción S14



Fase 10. Novena excavación y construcción S15



Fase 11. Décima excavación y construcción Losa de fondo

Anexo C Procedimiento de cálculo de deformación de Muro Milán Oriente con Método de Módulo de Reacción

