

## XI CONFERENCIA GUSTAVO PEREZ GUERRA

# SOSTENIMIENTOS DISCONTINUOS COMO TECNICA DE ESTABILIZACION

**Nelson Rodríguez Delgado**

Geomecánica Ingenieros Consultores  
Profesor de Postgrado. Facultad de Ingeniería, Universidad Central de Venezuela  
Email: [rodnel@cantv.net](mailto:rodnel@cantv.net)

**RESUMEN.** Luego de una breve descripción de los conceptos generales y procesos de optimización de diseño relativos a las diferentes técnicas utilizadas para conformar obras de estabilización de taludes, el presente artículo trata en forma particular los aspectos referentes al proyecto y construcción de las estructuras de estabilización denominadas discontinuas, conformadas por grupos de pilotes o micropilotes. Se describen diferentes tipologías tradicionales de sostenimientos discontinuos y los parámetros y métodos de diseño que se utilizan frecuentemente, especificando su campo de aplicación y sus limitaciones correspondientes. Se revisan los efectos de interacción entre los elementos que constituyen el sostenimiento y su incidencia en el comportamiento resistencia – desplazamiento lateral. Fundamentándose en la experiencia adquirida en proyectos de casos de estudio, se ilustra la aplicación de distintas técnicas de sostenimientos discontinuos, incorporando ajustes a los esquemas tradicionales tanto de diseño como en secuencia constructiva. Los diferentes casos presentados tanto preventivos como correctivos, comprenden sostenimientos autoestables y vinculados, y muestran la versatilidad de esta técnica de estabilización. Finalmente, se destacan los aspectos de diseño y construcción orientados a asegurar la compatibilidad necesaria entre ambas actividades y a garantizar el comportamiento deseado del sostenimiento.

## INTRODUCCION

La estabilización de excavaciones y de deslizamientos se puede considerar un arte-ciencia que requiere el dominio de aspectos conceptuales tanto de carácter geotécnico como estructural. Adicionalmente, esta actividad exige el conocimiento teórico y experiencia práctica sobre métodos y tecnologías constructivas aplicables según el tipo de problema a solventar.

Los métodos y procedimientos para estabilización de taludes han sido agrupados en la literatura técnica, en cinco categorías principales: movimientos de tierras, drenaje y subdrenaje, estructuras de estabilización, protecciones superficiales y métodos varios.

El presente artículo se concreta a las estructuras de estabilización, particularmente a los denominados sostenimientos discontinuos, conformados por grupos de pilotes o micropilotes. En tal sentido, el artículo tiene tres objetivos principales: a) revisar aspectos conceptuales relevantes relativos al diseño y construcción de los sostenimientos discontinuos como técnica de estabilización de masas de tierras, b) Presentar algunas experiencias profesionales exitosas para ilustrar los aspectos prácticos de la utilización de estas estructuras para resolver problemas potenciales o en proceso de movimientos en masa, y c) contribuir a fomentar la discusión y el intercambio de criterios y experiencias sobre el tema.

Para cumplir con los objetivos planteados se revisan los conceptos generales de estabilización, obras preventivas y correctivas, se ilustra la forma como se deben enfrentar los problemas, y se discuten las múltiples actividades concatenadas

que forman parte del proceso de diseño, optimizándolas para elaborar el proyecto final.

## GENERALIDADES SOBRE SOSTENIMIENTOS DISCONTINUOS

Las cortinas de pilotes o micropilotes está constituidas por una o más filas de estos elementos, dispuestos para conformar una estructura de comportamiento continuo por efecto arco. Se denominan sostenimientos discontinuos por el hecho de estar conformados por elementos estructurales discretos.

Los sostenimientos discontinuos se ubican de acuerdo al mecanismo básico de soporte, dentro de los denominados Sistemas de Estabilización Externa, Muros – Pantallas, Estructuras Enterradas (O'Rourke & Jones, 1990). De acuerdo a la secuencia de construcción, en el caso de excavaciones se trata de elementos ejecutados previamente, y en el caso de deslizamientos, ejecutados posteriormente. Los sostenimientos ejecutados previamente pueden ser subdivididos en pantallas continuas tales como muros colados y tablestacados, o pantallas discontinuas tales como cortinas de pilotes y de micropilotes. Todos ellos pueden subdividirse en autoestables y vinculados. En la Figura 1 se presenta una clasificación propuesta por el autor del presente artículo según la secuencia de ejecución.

Los sostenimientos autoestables están desprovistos de elementos complementarios de contención. La estabilidad externa trabajando en voladizo, se consigue mediante las resistencias pasivas desarrolladas en la zona enterrada bajo el fondo de la excavación o por debajo de la superficie de

deslizamiento. En el caso de los sostenimientos vinculados, para limitar las deformaciones del soporte y conseguir la estabilidad, se incorporan vínculos internos o externos al sistema a base de anclajes o puntales.



FIG. 1. Clasificación de los sistemas de retención de tierras, de acuerdo a la secuencia de ejecución.

Como en toda obra de estabilización el diseño de sostenimientos discontinuos debe satisfacer requerimientos técnicos, económicos, ambientales y estéticos. El proceso de diseño es complejo, coalescente e iterativo, tal como puede verse en la Figura 2.



FIG. 2. Actividades asociadas al proyecto de obras de estabilización.

**CORTINAS DE MICROPILOTES**

Los micropilotes son elementos de pequeño diámetro (< 12”) y en consecuencia de limitada rigidez flexional. Esta limitación es tal vez el factor determinante a ser considerado en su utilización bajo solicitaciones de carga lateral. En este sentido, las cortinas de micropilotes pueden configurarse con diferentes arreglos tal como puede verse en la Figura 3.

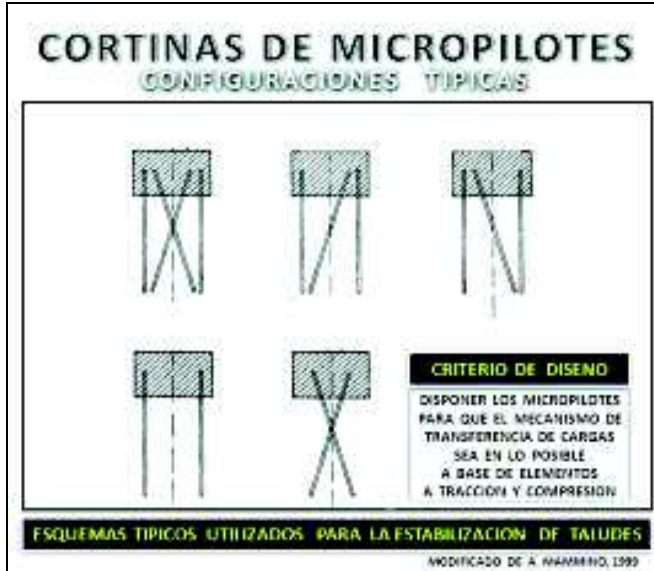


FIG. 3. Configuraciones tradicionales de cortinas de micropilotes. (Modificado de Mammino, 1999).

Dada la mencionada reducida rigidez flexional que caracteriza a los micropilotes, como criterio de diseño deben disponerse en la cortina de tal forma que el mecanismo de transferencia de carga, sea en lo posible a base de elementos a tracción y compresión.

**CORTINAS DE PILOTES**

Aunque las cortinas de pilotes pueden conformarse en casos muy restringidos con pilotes hincados, típicamente se utilizan pilotes excavados y vaciados in situ con este propósito. Las configuraciones o arreglos tradicionales se clasifican dependiendo de la separación centro a centro, en cortinas de pilotes contiguos, de pilotes tangentes, de pilotes secantes de igual diámetro, y de pilotes secantes de diferentes diámetros (Figura 4). La terminología referente a las cortinas de pilotes secantes se presenta en la Figura 5, y las opciones de refuerzo de los elementos primarios y secundarios, se presentan en la Figura 6.

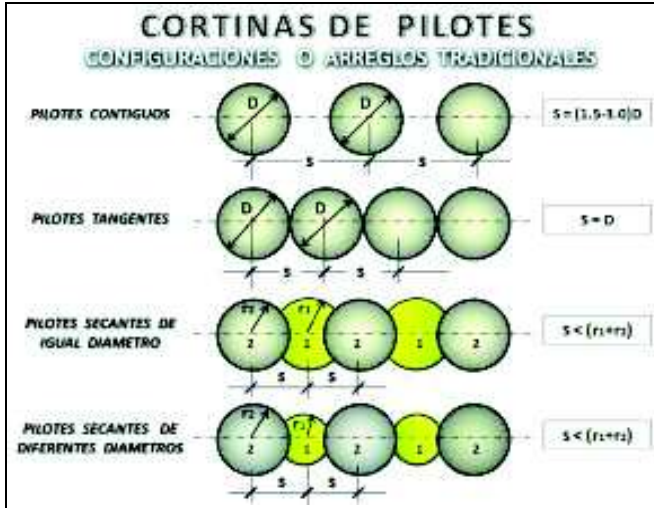


FIG. 4. Configuraciones tradicionales de cortinas de pilotes.

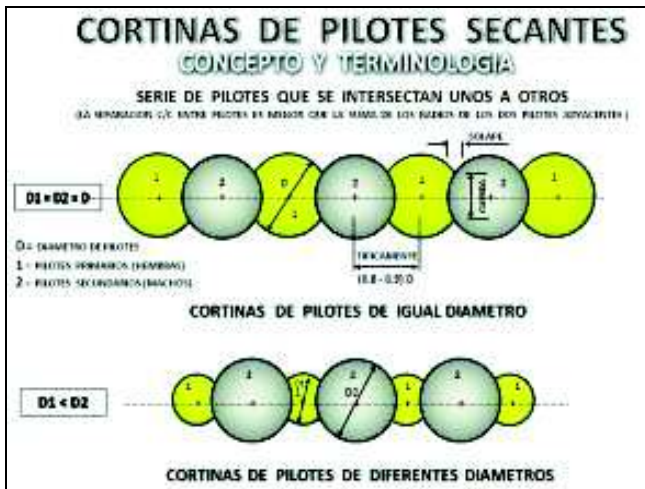


FIG. 5. Concepto y terminología de cortinas de pilotes secantes.

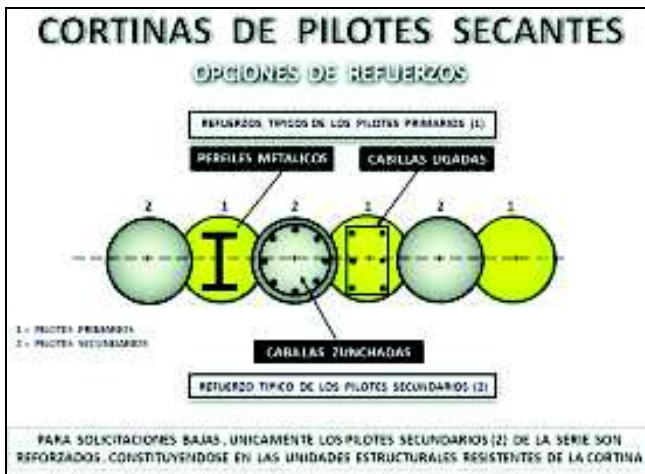


FIG. 6. Opciones de refuerzo de los pilotes primarios y secundarios de las cortinas de pilotes secantes.

Cuando se trata de cortinas de pilotes secantes anclados, los elementos de anclajes pueden disponerse a través del eje de los pilotes primarios o a través de las cuerdas de la cortina. La carga de estabilización puede aplicarse a la cortina utilizando vigas de repartición de acero o concreto armado, o utilizando elementos discretos para apoyo de los anclajes (Figura 7).

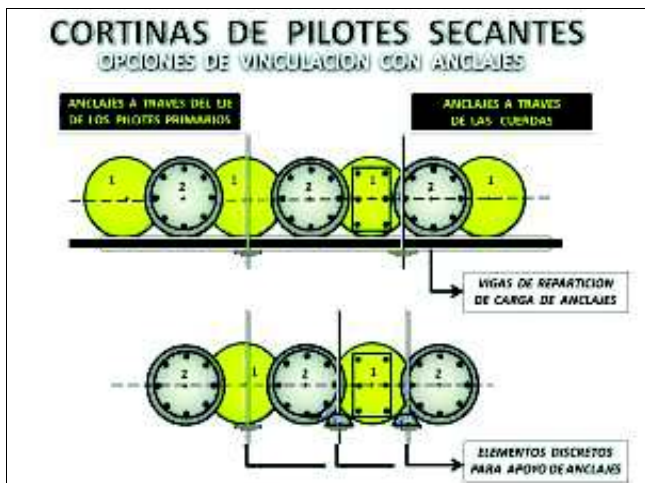


FIG. 7. Opciones de vinculación con anclajes de las cortinas de pilotes secantes.

## MÉTODOS DE ANALISIS

Los métodos de análisis aplicables a sostenimientos discontinuos son los que corrientemente se utilizan para verificar las solicitaciones internas y los desplazamientos en estructuras enterradas. La selección del método de análisis amerita darle respuesta a una serie de interrogantes relacionadas con la aplicabilidad, la confiabilidad y los parámetros de caracterización requeridos.

La problemática de análisis de sostenimientos es en realidad un caso de interacción suelo-estructura, definida en forma general por Zeevaert (1980) como “Equilibrio de fuerzas y compatibilidad de desplazamientos diferenciales entre ambos elementos.”

Para fines de diseño el muro-pantalla y el terreno a ser sostenido, constituyen un sistema al cual se le debe verificar la estabilidad interna y externa. En la Figura 8 se presenta un esquema de los aspectos a verificar.



FIG. 8. Aspectos a considerar en el diseño de un muro-pantalla.

Los métodos de análisis se pueden clasificar en dos grandes grupos: según los tipos de estructuras a analizar y según su naturaleza. Al primer grupo pertenecen los métodos aplicables a pantallas o cortinas autoestables, pantallas o cortinas vinculadas isostáticas, y pantallas o cortinas vinculadas hiperestáticas. Según su naturaleza los métodos se pueden clasificar en empíricos, de equilibrio límite, elásticos y numéricos.

Los métodos empíricos tales como los publicados por Peck (1943), Terzaghi & Peck (1968) y Tschebotarioff (1973), básicamente son aplicables a los casos de sostenimientos con varios ordenes de vinculación (anclajes o puntales), y se consideran métodos sencillos y conservadores de uso limitado para predimensionado y estimaciones preliminares. Los autores proponen distribuciones envolventes empíricas de empujes establecidas a partir de mediciones en obras y estiman las cargas en los vínculos con base en las áreas tributarias correspondientes; estos métodos no permiten la estimación de desplazamientos laterales.

Los métodos de equilibrio límite permiten únicamente definir el grado de seguridad del sostenimiento con respecto al estado límite último, y estimar las solicitaciones a producirse al alcanzar este estado. Suponen un comportamiento rígido-plástico de la masa de tierra y la movilización de los empujes correspondientes a los estados de equilibrio plástico, activo y pasivo. Estos métodos no toman en cuenta los desplazamientos ni del suelo ni

del elemento de contención. Su principal ventaja es la extrema sencillez de aplicación y la practicidad de resultados para un cierto número de casos frecuentes. Entre los primeros métodos publicados se pueden mencionar:

- Método de Blum (1951, 1955) aplicable a cortinas autoestables.
- Método de apoyo libre (Free earth support method, USS Steel, 1975), método de apoyo fijo (Fixed end support method) y método de la viga equivalente de Blum (1955), aplicables a cortinas con un solo orden de vinculación.
- Método de Caquot (1937), método de Magnel (1948) y método de James & Jack (1974) (citados por Perri, 1983), aplicables a cortinas con varios ordenes de vinculación.

Los métodos elásticos permiten analizar elementos enterrados sometidos a solicitaciones en su tope. Se clasifican en dos grupos, métodos de elasticidad del continuo y métodos de reacción elástica del terreno. El primer grupo considera el terreno como un medio continuo ideal homogéneo e isótropo, semi-infinito, caracterizado por el módulo de Young, el módulo de corte y el coeficiente de Poisson. Al segundo grupo corresponden los métodos de reacción elástica del terreno, los cuales usan la teoría de viga sobre fundación elástica, modelan el terreno como un colchón de resortes lineales independientes unos de otros y relacionados entre sí únicamente a través de la estructura del sostenimiento (modelo de Winkler), de rigidez proporcional al coeficiente de reacción lateral. Ambos grupos consideran un comportamiento elástico lineal, y permiten la estimación de desplazamientos y solicitaciones internas de flexión en la unidad estructural de sostenimiento (Poulos & Davis, 1980).

Existen métodos específicos desarrollados para pilotes aislados, los cuales han sido agrupados en métodos de cálculo en servicio y métodos de cálculo en rotura. Los primeros estudian el comportamiento del sistema pilote-terreno determinando principalmente los desplazamientos y esfuerzos sobre los pilotes, es decir, básicamente atienden al diseño del pilote como unidad estructural. Se fundamentan en la teoría de viga sobre fundación elástica, caracterizan el terreno a través de su módulo de reacción lateral y aceptan la hipótesis de Winkler de proporcionalidad entre presión y desplazamiento. Entre estos métodos se pueden citar:

- Davisson & Gill (1963), válido para arcillas pre-consolidadas con módulo de reacción constante con la profundidad.
- Matlock & Reese (1970), válido para suelos arenosos y arcillas blandas con módulo de reacción lateral variable linealmente con la profundidad.

Los métodos de cálculo en rotura son procedimientos que permiten conocer la seguridad del pilote, solicitado por cargas de servicio, frente al agotamiento de la capacidad resistente del terreno de empotramiento. Los métodos más populares pertenecientes a este grupo son los de Brinch Hansen (1961), para pilotes de comportamiento rígido y el método de Broms (1970) para pilotes de comportamiento tanto rígido como flexible. Se denominan pilotes rígidos aquellos en los cuales la capacidad lateral depende únicamente de la resistencia pasiva del suelo de enterramiento, y pilotes flexibles son aquellos en los cuales la capacidad lateral depende únicamente de la capacidad última a flexión de la sección transversal.

Aquellos métodos que asumen comportamiento no lineal se denominan elasto-plásticos, y en general consideran un comportamiento elasto-plástico lineal y perfecto con límites de

plastificación tanto en campo activo como pasivo (trilátera carga-desplazamiento). En este caso el terreno se modela como un colchón de resortes no lineales. Los métodos elasto-plásticos constituyen el fundamento del procedimiento de las curvas p-y propuesto por Reese (1984).

Los métodos numéricos de diferencias finitas (aproximación matemática del problema) y elementos finitos (aproximación física del problema), son esencialmente procedimientos de verificación que requieren un modelo previamente establecido del sistema suelo-estructura de sostenimiento. Consideran un comportamiento elasto-plástico no lineal y son aplicables a cualquier geometría, condiciones de apoyo y vinculación, heterogeneidad y anisotropía del subsuelo. Permiten simular las diferentes fases constructivas y la variación de esfuerzos y deformaciones correspondientes, siendo procedimientos de análisis que permiten tomar en cuenta los citados efectos de interacción suelo-estructura.

Un ejemplo de aplicación de la técnica de diferencias finitas, fue publicado por Contreras (2004); los pilotes se incorporan al modelo como elementos en 2D con tres grados de libertad en cada nodo e interactúan con el suelo mediante resortes de acoplamiento de corte y normal.

Con referencia a la aplicación del método de los elementos finitos al análisis y diseño de las cortinas de pilotes y micropilotes, debido a las condiciones regulares de su geometría, y de las condiciones de contorno, en general simples que caracterizan estas estructuras, es interesante la adopción de modelos de cálculo constituidos por elementos finitos monodimensionales (tipo viga prismática de sección constante) para la representación de los elementos estructurales, del terreno y de los eventuales vínculos. Para estos elementos, el comportamiento mecánico se puede describir con aproximación aceptable representándolos mediante sus ejes y las propiedades de sus secciones transversales (rigidez flexional "EI" para pilotes y micropilotes, y rigidez axial "AE/L" para los elementos del terreno y vínculos).

De particular interés hay que mencionar el método elástico propuesto por Randolph (1981), quien ajustó para el caso de la unidad estructural enterrada, expresiones algebraicas empíricas a los resultados obtenidos de análisis de elementos finitos en elasticidad lineal, tanto para suelos homogéneos como heterogéneos.

Con base en el conocimiento de los métodos de análisis mencionados, el problema real de un sostenimiento discontinuo autoestable puede ser resuelto integralmente mediante métodos numéricos, o en forma aproximada mediante el principio de superposición de efectos. En este sentido se superpone un modelo técnicamente resuelto de resistencia de materiales de unidad estructural en voladizo, asumiendo un empotramiento perfecto en el fondo de la excavación, con un modelo de una unidad estructural enterrada, tal como se muestra en la Figura 9.

A propósito de los métodos de análisis, cabe recordar que el análisis es un medio para alcanzar un fin y no un fin en sí mismo, puesto que el objetivo primario del ingeniero es proyectar, no analizar. La precisión de los resultados de cálculo depende fundamentalmente de la determinación de las propiedades esfuerzo-deformación-tiempo de los diferentes estratos del subsuelo involucrados. La caracterización geomecánica de dichos materiales, es siempre aproximada y simplificada y el método de cálculo va de la mano con la calidad de dicha caracterización. Por tal razón, el alto refinamiento en el cálculo

no es justificable. Con base en lo expuesto se puede aseverar que todos los procedimientos de análisis deben ser considerados simples instrumentos de estimación del orden de magnitud de las variables objeto de determinación. En este orden de ideas vale la pena citar lo expuesto por Schnebelli (1974): “La observación y la intuición son a veces más fecundas que los desarrollos matemáticos muy laboriosos o los cálculos con computador que pueden dar una impresión de precisión perfectamente ilusoria.”



FIG. 9. Método práctico de análisis de sostenimientos discontinuos autoestables.

Como reflexión relacionada con el tema de la caracterización del subsuelo y los métodos de análisis, hay que enfatizar la importancia del amplio criterio y sano juicio profesional requerido para establecer un balance adecuado entre precisión de resultados y simplicidad del análisis.

## CORTINAS AUTOESTABLES DE GRAN INERCIA, CONFORMADAS POR GRUPOS DE PILOTES O MICROPILOTES

### Generalidades

Muchos problemas de excavaciones de alturas importantes y de movimientos en masa profundos, requieren elementos estructurales de gran inercia y resistencia al corte para su estabilización, y en muchos casos por diversas razones no pueden ser vinculados. Ante esta problemática, el autor de este trabajo ha diseñado sostenimientos autoestables conformados por unidades estructurales resistentes constituidas por elementos estructurales discretos (pilotes o micropilotes). Para el diseño de este tipo de sostenimiento, se requieren las siguientes tres acciones ingenieriles fundamentales:

- Optimizar la disposición y la cantidad de pilotes o micropilotes, para obtener la inercia requerida de la unidad estructural resistente.
- Proponer y asegurar en obra, la tangencia entre los pilotes dispuestos a manera de contrafuertes en dirección del empuje.
- Diseñar apropiadamente el cabezal de vinculación estructural.

La aplicación del uso de sostenimientos autoestables de gran inercia, se describe posteriormente mediante varios casos de estudio.

## Efectos de interacción de pilotes en grupo

Dado que las cortinas autoestables de gran inercia se configuran con grupos de pilotes o micropilotes solicitados a carga lateral, dichos grupos se ven inevitablemente afectados por los llamados efectos de interacción que se traducen en menor resistencia por pilote y mayor desplazamiento lateral del grupo. Los efectos básicos se conocen en la literatura como “efecto de arco”, “efecto de borde” y “efecto sombra”. El autor de este artículo ha introducido un cuarto efecto denominado “efecto de ballesta”.

La posibilidad de construcción de sostenimientos discontinuos se basa en el conocido efecto de arco (Figura 10). Este efecto es una redistribución de esfuerzos en el subsuelo que implica una disminución de la presión en el espacio entre las unidades estructurales y un aumento simultáneo de presión contra dichas unidades. Experiencias de Wang & Yhen (1974), citado por Reese & Van Impe (2001), han concluido que la presión máxima promedio por efecto de arco, es igual a la presión de reposo. Esta es la razón que justifica el uso de magnitudes equivalentes a presiones de reposo, como solicitaciones sobre los elementos que constituyen cortinas diseñadas para el sostenimiento de excavaciones. En el caso de deslizamientos, aunque se produce igualmente el efecto de arco, se pueden generar presiones mucho mayores que la correspondiente a la condición de reposo. En el caso de cortinas autoestables (en voladizo), a diferencia de las cortinas vinculadas, el efecto de arco solo se manifiesta en el plano horizontal. El efecto de arco se manifiesta prácticamente para separaciones centro a centro entre unidades estructurales comprendidas entre 1.5B y 3.0B, donde B es el ancho de la unidad. El límite superior o espaciamiento crítico, sin embargo, es función de las características geomecánicas del suelo en consideración. El mencionado efecto desaparece tanto para unidades tangentes como para unidades con separaciones mayores a la crítica. Experiencias publicadas por Nethero (1982), para el caso de cortinas de pilotes, recomiendan que el espacio abierto entre elementos no debe ser mayor a 3 veces el diámetro y en lo posible debe limitarse a un diámetro.

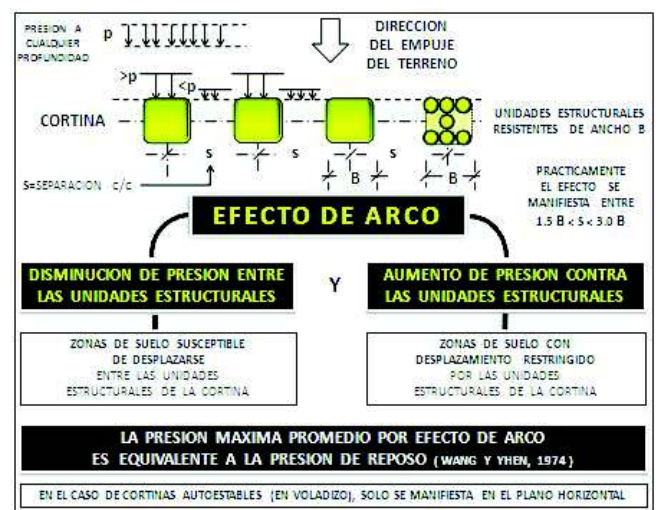


FIG. 10. Efecto de arco.

El efecto de borde, está asociado a la intersección lateral (solape) de las cuñas de resistencia pasiva de las unidades estructurales de la cortina, que se traduce en disminución de la capacidad última de carga lateral de cada una de dichas unidades

de la cortina. El límite inferior de esta capacidad, es la correspondiente al caso bidimensional de un sostenimiento continuo. En las Figuras 11 y 12 que incluye gráficos modificados de Wang & Reese (1986), se esquematiza el efecto de borde para el caso de arenas y arcillas.

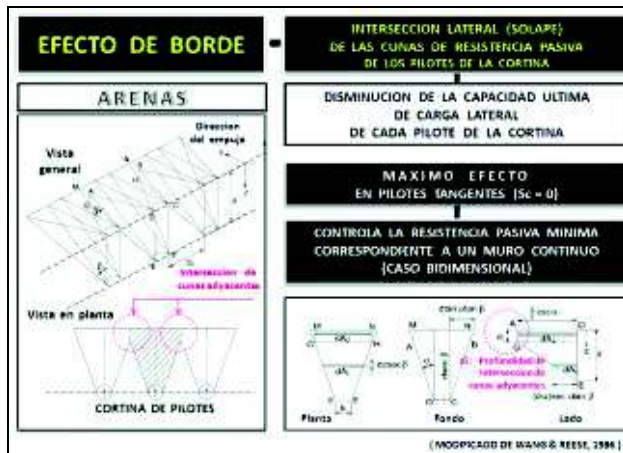


FIG. 11. Efecto de borde para el caso de arenas.

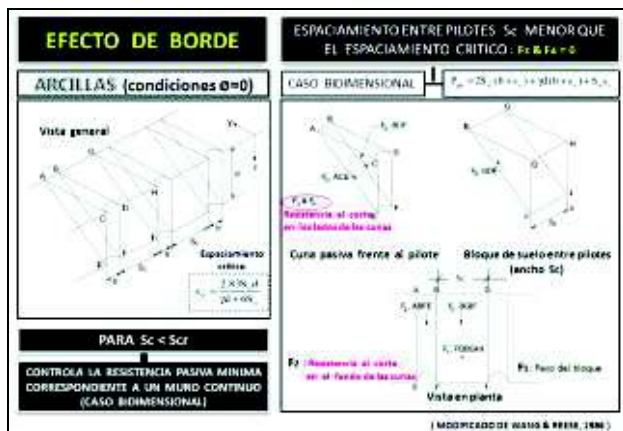


FIG. 12. Efecto de borde para el caso de arcillas.

El efecto de sombra se define como el mecanismo por el cual en un tren de pilotes alineados en dirección de la carga, el desplazamiento lateral de un pilote produce un alivio de esfuerzos en el suelo detrás del mismo, y este suelo ofrece menor resistencia al desplazamiento del siguiente pilote. Por este efecto, la carga última lateral resistida por el grupo de pilotes es considerablemente menor que la suma de las cargas últimas laterales de cada pilote. La máxima interacción se manifiesta para pilotes tangentes y desaparece para separaciones mayores del orden de 8 veces el diámetro de los pilotes (Figura 13).

El efecto de ballesta se ha introducido en este artículo para referirse al deslizamiento en el contacto entre pilotes tangentes alineados en la dirección del empuje de tierras. El efecto aumenta la deformabilidad lateral del sistema de pilotes. El control ingenieril de este efecto, se logra convirtiendo al grupo de pilotes (elementos discretos) en una unidad estructural, mediante dos acciones. La primera de ella es asegurando la tangencia entre los pilotes dispuestos a manera de contrafuerte en la dirección del empuje para generar fricción en el contacto, y la segunda es produciendo vinculación superior adecuada con viga o losa cabezal diseñada a corte simple por las reacciones de tensión-compresión en los pilotes a ambos lados del eje neutro de la sección transversal de la unidad resistente.

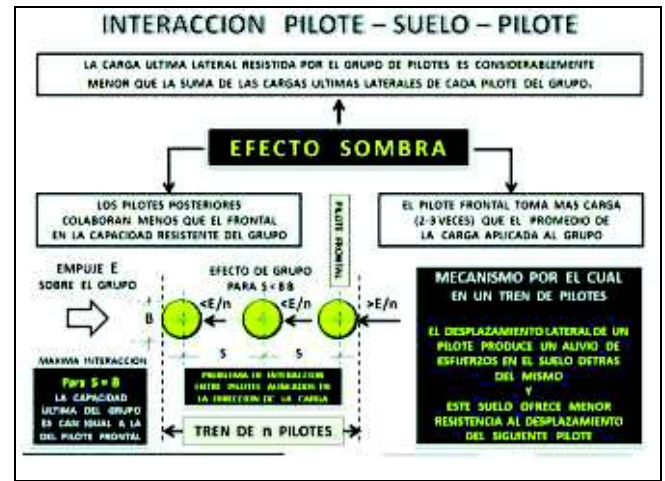


FIG. 13. Efecto sombra.

En la Figura 14 se ilustran los efectos de arco, sombra y de borde en un grupo de pilotes cargado lateralmente.



FIG. 14. Efectos de arco, sombra y de borde, en un grupo de pilotes cargado lateralmente (Modificado de Chen & Martin, 2002, y Walsh, 2005).

## REQUERIMIENTOS CONSTRUCTIVOS DE LAS CORTINAS

Los requerimientos constructivos se refieren en primer lugar al replanteo y controles topográficos estrictos, necesarios para garantizar la alineación de los elementos, evitando excentricidades de implantación, y la separación centro a centro prevista entre los pilotes o micropilotes. En segundo lugar se requieren controles estrictos de calidad en cuanto a los materiales y técnicas de ejecución se refiere. En este sentido se debe verificar la verticalidad de la perforación (tolerancia de 1% a 2%, según el tipo de obra), y la profundidad de la misma para asegurar el enterramiento mínimo de proyecto. Asimismo, en lo referente al vaciado se debe verificar el tipo y calidad del cemento y de los agregados, la dosificación apropiada para asegurar la resistencia requerida, la plasticidad de la mezcla ( $slump > 5''$  para vaciado en seco y  $> 8''$  para vaciado por desplazamiento de lodo bentónico), y evitar interrupciones prolongadas en el vaciado de concreto.

En el caso particular de micropilotes se requiere controlar además de las orientaciones y profundidades previstas en el proyecto, el tipo y calidad del refuerzo, las uniones necesarias, la dosificación de la lechada y el protocolo de inyección.

En el caso de vinculación con anclajes se requiere para el control de los mismos verificar entre otros aspectos, la calidad de los torones, su protección idónea contra la corrosión, su inclinación, separación, longitud libre y de bulbo, proceso de inyección, elementos de apoyo y el procedimiento de tensado correspondiente. De primordial importancia será la ejecución de pruebas de tensado ordinario, de aceptación y rechazo y pruebas de carga completas con ciclos de carga y descarga según la norma especificada en el proyecto.

Si la vinculación es mediante puntales, se debe verificar la calidad de dichos elementos, su adecuada disposición, secuencia de colocación y sus elementos de apoyos intermedios y unión cuando su longitud así lo requiera.

La necesidad de poner en práctica los referidos requerimientos constructivos, obedece a que es muy frecuente la ocurrencia en obras, de problemas o dificultades propias de la ejecución de pilotes o micropilotes en grupos. Entre ellos se pueden mencionar:

- Desviaciones de la excavación:
  - Debidas a heterogeneidades del terreno, sistemáticas tales como estratos más duros en pendiente, o aleatorias tales como presencia eventual de bloques de roca, zonas más blandas o zonas más duras.
  - Debidas a los resaltos del concreto de los pilotes contiguos, frecuentes en terrenos susceptibles a experimentar derrumbes de las paredes de la excavación.
- Incidentes durante el vaciado de los pilotes:
  - Deficiencias debidas a la técnica utilizada.
  - Accidentes de construcción.
  - Irregularidades del subsuelo.

Los defectos del fuste más frecuentes por estos conceptos son zonas de concreto débil por contaminación, segregación, deslave, zonas porosas o cangrejeras, y reducción o estrangulamiento total del área de la sección del pilote.

## PRONOSTICO Y MONITOREO

Aun cuando la experiencia indica que por lo general el comportamiento de las obras de estabilización es mejor de lo anticipado a nivel de proyecto, es conveniente la instrumentación y monitoreo de las obras. Por instrumentación y monitoreo se entiende la colocación en sitios estratégicos de equipos especiales con el objeto de efectuar mediciones y registros programados de deformaciones, desplazamientos, fuerzas, cambios alineación, presiones de agua y otros parámetros de interés.

Los resultados de la instrumentación permiten la calibración de los modelos de predicción, la verificación de las hipótesis de diseño, la verificación de los parámetros de deformación considerados en el diseño, la comprobación de las predicciones del comportamiento, y lo que se considera de mayor importancia, alertar a tiempo sobre la necesidad de efectuar cambios o ajustes al proyecto durante la construcción o durante la vida útil prevista para la obra. Estas actividades revelan la necesidad de que el proyectista participe, al menos como supervisor, durante la construcción de la obra de estabilización.

## CASOS DE ESTUDIO

Con el fin de ilustrar la aplicación de los diferentes sistemas de sostenimientos previamente expuestos, se presentan a continuación cinco casos de estudio en los cuales el autor ha participado en la fase de proyecto y en algunos de ellos como integrante de la gerencia técnica de la obra.

### Caso de estudio No. 1

**Descripción:** Excavación de 6 m de profundidad y de 8 m x 15 m de dimensiones medias para dos sótanos en un área urbana, con edificaciones y servicios adyacentes al perímetro de la excavación.

**Subsuelo:** Espesor de 6 metros de arena suelta sobre arenas densas. Nivel freático profundo, por debajo de la excavación prevista.

**Limitaciones constructivas:** No se podían usar anclajes por disposiciones técnicas del Metro de Caracas y por la existencia de una compleja red de servicios públicos en los alrededores de la excavación.

**Solución propuesta:** Cortinas de micropilotes temporalmente apuntaladas; una para estabilización primaria y otra para soporte vertical temporal y mantener en posición los muros perimetrales durante su construcción por fases descendentes. La cortina secundaria de micropilotes permitió la excavación por debajo de los muros perimetrales para la incorporación de la placa de fundación prevista para la edificación. La cortina primaria se constituyó con micropilotes de 6" de diámetro reforzados con tubos de acero de 4 ½" y 6 mm de espesor, con separaciones de 0.40 m centro a centro, y 9 m de longitud. La cortina secundaria se constituyó con micropilotes de idénticas características pero con separaciones centro a centro del orden de 1.0 m.

**Comentarios:** Lo convencional en este tipo de problemas es construir una sola cortina, proceder con la excavación apuntalándola progresivamente con la utilización de vigas de repartición de cargas de puntales; una vez alcanzada la cota de excavación se procede con la construcción de la edificación y paralelamente se construyen los muros perimetrales de abajo hacia arriba. Lo novedoso de la solución propuesta para el Caso de Estudio No. 1 descrito, es la inversión de la secuencia constructiva y el apuntalamiento directo y discreto de los muros perimetrales definitivos construidos de arriba hacia abajo.

En la Figura 15 se muestra un caso típico del procedimiento convencional mediante apuntalamiento con cerchas metálicas.



**FIG. 15.** Ejemplo de cortina de micropilotes apuntalada temporalmente con cerchas metálicas (Zuloaga, 2006).

Las Figuras 16 a 20 muestran diferentes etapas constructivas del procedimiento utilizado en el Caso de Estudio No. 1.



**FIG. 16.** Detalle de las cortinas de micropilotes, primaria y secundaria.



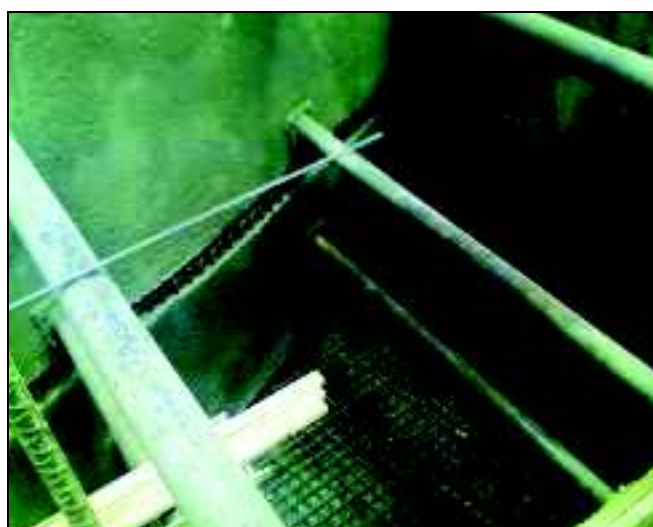
**FIG. 17.** Inicio de construcción de muros perimetrales permanentes, incorporados a la cortina de micropilotes secundaria.



**FIG. 18.** Construcción de muros perimetrales permanentes.



**FIG. 19.** Detalle de apuntalamiento de los muros perimetrales.



**FIG. 20.** Detalle de apuntalamiento de los muros perimetrales e inicio de construcción de la placa de fundación de la edificación.

## Caso de estudio No. 2

Descripción: Deslizamiento que afectó vialidad y viviendas ubicadas en un sector de la Carretera Caracas - Hoyo de La Puerta. Véase Figuras 21 y 22.



**FIG. 21.** Detalle de la zona crestal del deslizamiento.





FIG. 22. Estructuras basculadas dentro de la masa deslizada.

Subsuelo: Masas de relleno de 8-10 m de espesor en pendiente, sobre suelos residuales y rocas muy meteorizadas blandas.

Limitaciones constructivas: No se podía interrumpir el tráfico por tratarse de una vía principal sin posibilidad de desvíos.

Solución propuesta: Cortina de pilotes contiguos de 1.0 m de diámetro con separaciones centro a centro de 1.50 m, y profundidades de 18 m, vinculados en cabeza y con cinco grupos de anclajes activos de 60 toneladas de capacidad de servicio, de 18 m de longitud y separados cada 1.68 m. La cortina de pilotes sirvió además como sistema de fundación de una estructura en semi-puente apoyada en vigas de 3.05 m de longitud en voladizo para constituir la calzada, cuneta y defensa, perdidas por el deslizamiento (Figuras 23 y 24).

Comentarios: El caso descrito ilustra la utilización de cortinas de pilotes con la doble función de estructura de sostenimiento y elemento de fundación de la losa de la plataforma vial.

Las Figuras 25 a 29 muestran diferentes etapas constructivas de la obra de estabilización utilizada en el Caso de Estudio No. 2.

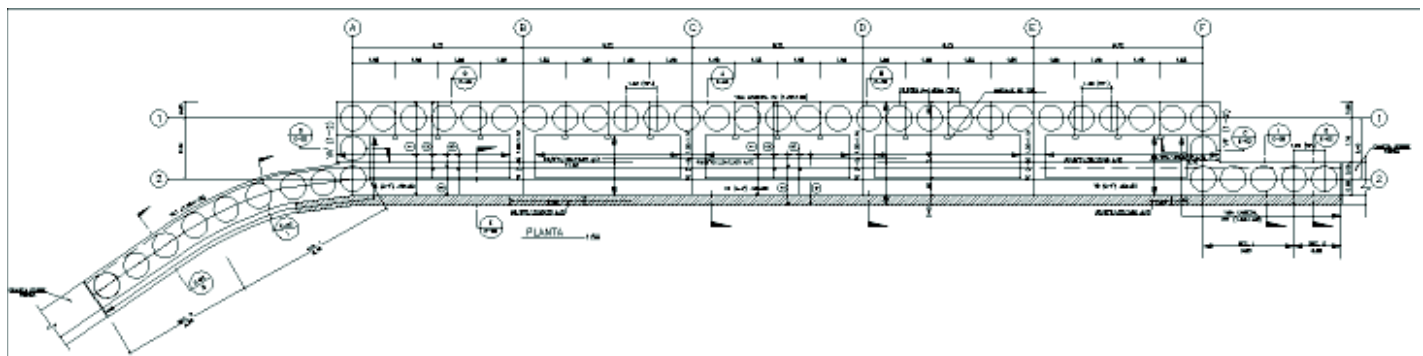


FIG. 23. Planta general de cortina de pilotes anclada.

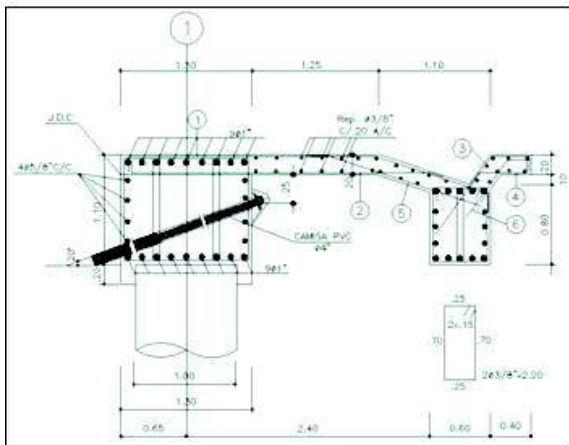
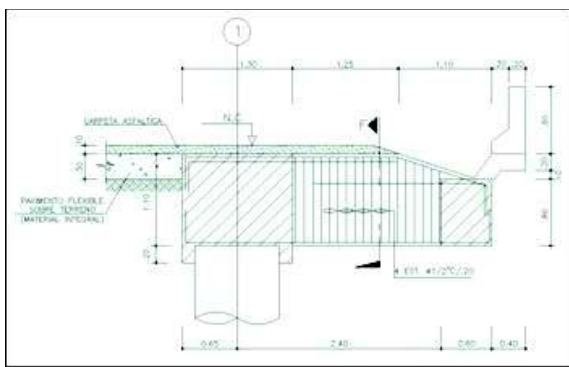


FIG. 24. Secciones transversales típicas.



FIG. 25. Detalle de ejecución de la cortina de pilotes.



FIG. 26. Viga cabezal, vigas en voladizo y viga de borde.



FIG. 27. Ejecución de anclajes a través de las reservaciones en la viga cabezal.



FIG. 28. Puesta en tensión de anclajes.



FIG. 29. Detalle para vaciado final de la losa de calzada.

### Caso de estudio No. 3

**Descripción:** Diseño y construcción de sostenimiento anclado combinado con sostenimiento vinculado estructuralmente y sostenimientos autoestables.

Excavación de 15 m de profundidad en dos linderos, adyacente a edificación existente fundada sobre pilotes con profundidades cercanas a la cota final de excavación, para la construcción de cinco niveles de sótanos y torre de oficinas. En razón de la conformación topográfica, la referida excavación generaba únicamente dos taludes verticales, de alturas variables y

ortogonales entre sí, en correspondencia de los límites norte y oeste del terreno.

**Subsuelo:** Masas de relleno de 15 m de espesor máximo en un sector de la excavación, y roca meteorizada dura, fracturada, en el resto de los sectores.

**Limitaciones constructivas:** Presencia de pilotes de fundación de la edificación existente que limitaban los espacios disponibles para los anclajes de la cortina principal, y restricción para el uso de anclajes en las cortinas laterales ortogonales.

**Solución propuesta:**

La asimetría de la excavación impuso, como requerimiento de proyecto, que las estructuras de estabilización fuesen independientes de la superestructura, para evitar importantes empujes laterales no compensados y perjudiciales efectos torsionales en planta, principalmente en condición sísmica.

En atención a las consideraciones anteriores y en particular a la necesidad de restringir a un mínimo los desplazamientos de la estructura existente del citado edificio, la estabilización del lindero adyacente a la edificación fue prevista mediante una cortina de pilotes anclada en forma permanente. Para el talud ortogonal se contempló la utilización de tramos independientes de cortinas de pilotes autoestables en voladizo, y un tramo vinculado a través de la viga cabezal con la cortina de pilotes ortogonal anclada.

A objeto de calcular los desplazamientos laterales y las sollicitaciones internas en cada fase de construcción, y de efectuar el diseño de los diferentes elementos constitutivos de las cortinas de pilotes, se implementaron dos modelos de análisis tridimensional con el programa SAP 2000, en los cuales se incorporaron los pilotes, las vigas cabezales y los anclajes.

Los pilotes se modelaron como una sucesión de elementos unidimensionales y la interacción con el terreno circundante se incorporó en forma discreta a través de apoyos elásticos cuya rigidez fue determinada en proporción al coeficiente de reacción lateral del terreno. Los anclajes se incorporaron como cargas concentradas y su rigidez definida en proporción a la rigidez axial de los torones, en la longitud libre correspondiente.

La cortina de pilotes anclada, y el correspondiente tramo de la cortina lateral vinculado a través de la viga cabezal, objeto del primer modelo, fue analizada en condiciones estáticas y anclaje previstas, y en condiciones sísmicas normativas para la fase final. Las cortinas de pilotes laterales en voladizo, simuladas con el segundo modelo, fueron verificadas únicamente para la fase final de excavación en ambas condiciones.

Los empujes del terreno contra las estructuras de estabilización se calcularon considerando empujes equivalentes al de reposo en condiciones estáticas, y equilibrio plástico de Rankine (activo) en combinación con el empuje sísmico, en condiciones dinámicas.

Para efectos de análisis, el peso propio de las estructuras y los empujes del terreno se consideraron como cargas permanentes, mientras que como cargas accidentales se consideraron el empuje sísmico, calculado con un coeficiente sísmico igual a 0.15, y las fuerzas inerciales de las propias cortinas de pilotes, calculadas con un coeficiente sísmico de 0.225, de acuerdo a lo previsto en la Norma Covenin 1756:2001 en zona sísmica 5.

En las Figuras 30 a 33, se muestran vistas 3D del primer modelo de análisis, y de los resultados de desplazamiento y momentos flectores correspondientes en las cortinas de pilotes.

Las Figuras 34 a 40 muestran detalles del proceso constructivo de las cortinas de pilotes anclada, vinculada estructuralmente y autoestables.

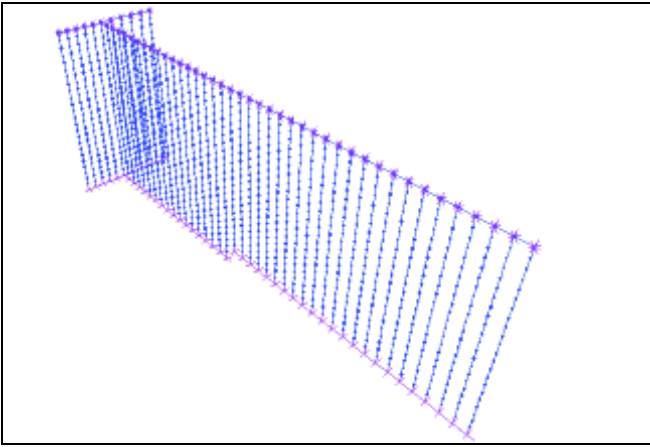


FIG. 30. Modelo de elementos finitos para las cortinas de pilotes ortogonales.

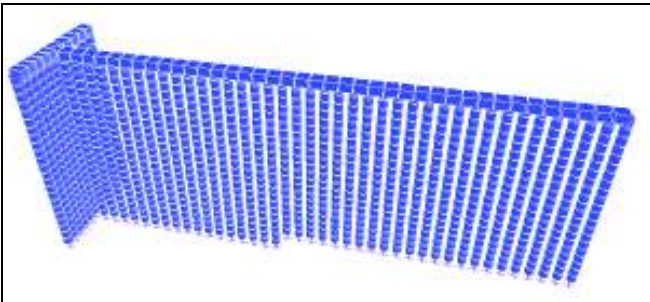
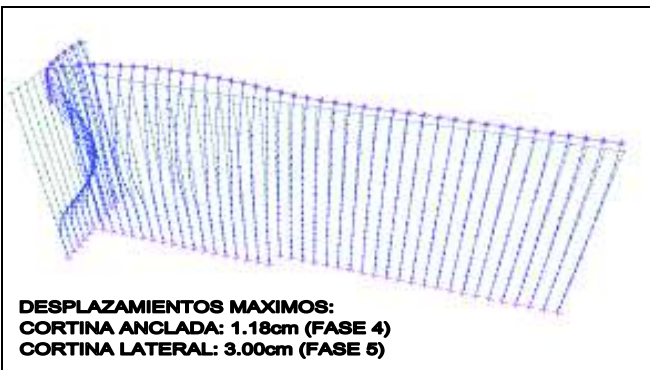
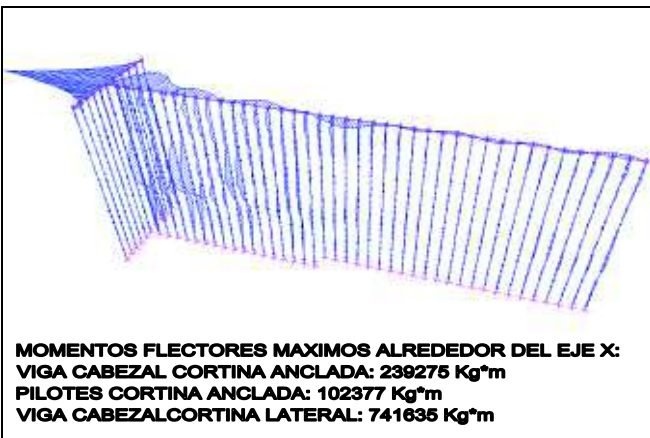


FIG. 31. Modelo de elementos finitos para las dos cortinas de pilotes, con los elementos extruidos.



**DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS:**  
**CORTINA ANCLADA: 1.18cm (FASE 4)**  
**CORTINA LATERAL: 3.00cm (FASE 5)**

FIG. 32. Vista 3D del modelo deformado.



**MOMENTOS FLECTORES MAXIMOS ALREDEDOR DEL EJE X:**  
**VIGA CABEZAL CORTINA ANCLADA: 239275 Kg\*m**  
**PILOTES CORTINA ANCLADA: 102377 Kg\*m**  
**VIGA CABEZALCORTINA LATERAL: 741635 Kg\*m**

FIG. 33. Vista 3D del modelo mostrando desplazamientos máximos y sollicitaciones máximas de momento flector.



FIG. 34. Inicio de construcción de las cortinas de pilotes.



FIG. 35. Construcción de la primera fila de anclajes de la cortina principal.



FIG. 36. Primera fila de anclajes e inicio de la construcción de la viga de repartición de la segunda fila.



**FIG. 37.** Vista de las dos primeras filas de anclajes en la cortina principal, y vista de las cortinas laterales.



**FIG. 38.** Fondo de excavación y detalles de la cortina de pilotes anclada.



**FIG. 39.** Cortina principal anclada e inicio de construcción de los pilotes de fundación de la edificación.

**Comentarios:** El Caso No. 3 descrito, ilustra la utilización de cortinas de pilotes adyacentes y ortogonales vinculadas estructuralmente en el tope, con solo una de ellas vinculada con anclajes. En este caso se realizó un programa muy completo de

pruebas de carga en anclajes, y se monitorearon los desplazamientos de las cortinas mediante inclinómetros y medidas geodésicas, confirmándose en forma aceptable las predicciones de diseño.



**FIG. 40.** Cortinas laterales autoestables, cortina vinculada estructuralmente y cortina anclada.

#### Caso de Estudio No. 4

**Descripción:** Proyecto de excavación de 15-20 m de profundidad en cresta de talud de relleno, adyacente a edificación existente fundada sobre pilotes con profundidades cercanas a la cota final de excavación, para la construcción de cinco niveles de sótanos y torre de servicios. Véase planta en Figura 41.

**Subsuelo:** Masas de relleno de hasta 30 m de espesor, sobre roca muy meteorizada a descompuesta blanda.

**Limitaciones constructivas:** Dado el espesor y geometría del relleno, un importante sector de la excavación prevista no admitía el uso de anclajes como elementos de vinculación permanente. En otros sectores, la cercanía del tope de roca hacía factible la utilización de sostenimientos anclados.

#### **Solución propuesta:**

La asimetría de la excavación imponía como requerimiento de proyecto, que las estructuras de estabilización fuesen independientes de las superestructuras, para evitar importantes empujes laterales no compensados y perjudiciales efectos torsionales en planta, principalmente en condición sísmica. Asimismo, las estructuras de estabilización inmediatamente adyacentes a la edificación existente, debían garantizar la integridad de dicha edificación.

En primer lugar se realizó una evaluación técnico-económica de opciones de estabilización para las excavaciones propuestas. En tal sentido se evaluaron desde los puntos de vista conceptual y constructivo, las siguientes opciones:

- Pantalla de concreto lanzado sostenida con anclajes activos, construida por etapas a medida que avance la excavación.

- Muro colado (excavado y vaciado con lodo bentonítico) anclado a diferentes niveles durante el proceso de excavación.

- Cortina de pilotes vinculados en cabeza con vigas ancladas a diferentes niveles de la excavación, y cortinas de pilotes autoestables.

En atención a la geometría de las excavaciones, a las cercanías de estructuras existentes, a la morfología de las masas de relleno que conforman el subsuelo, y en particular a la necesidad de

restringir a un mínimo los desplazamientos, la estabilización de las excavaciones fue prevista mediante cortinas de pilotes autoestables y ancladas en forma permanente.

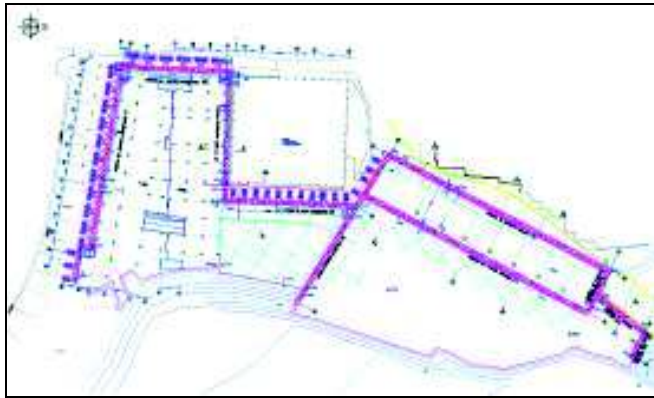


FIG. 41. Planta general de las cortinas autoestables y vinculadas.

-Cortinas de pilotes autoestables: Considerando lo poco frecuente de este tipo de sostenimiento para alturas importantes de excavación, a continuación se describe su utilización y las consideraciones de diseño correspondientes. Las cortinas ancladas son de uso más frecuente y por lo tanto se describirán solamente en forma muy general.

Las cortinas autoestables de pilotes se constituyeron por una fila de pilotes de 1.20 m de diámetro, separados 1.30 m y 1.50 m centro a centro. Se han previsto arreglos de pilotes tangentes dispuestos a manera de contrafuertes con el fin de rigidizar la cortina, configurando dos tipos de unidades estructurales resistentes, una en forma de "T" y otra en forma de "H", separadas cada 3.90 m y cada 6.00 m, respectivamente (Figuras 42 y 43).

Los empotramientos de los pilotes de las cortinas principales son variables entre 12 m y 27 m bajo la cota inferior de la excavación propuesta. Tales empotramientos se definieron en función de la profundidad de excavación y del contacto relleno-roca meteorizada a descompuesta, para satisfacer los requerimientos de estabilidad y apoyo vertical en roca in situ de las cortinas de pilotes.

Todos los pilotes se vincularon mediante vigas cabezales de 1.80 m de altura, diseñadas para asegurar la integración de las correspondientes unidades resistentes. El porcentaje de acero de refuerzo calculado para los pilotes fue de 1% o 3%, según su posición y modo de trabajo, bien a compresión o a tracción. El refuerzo transversal requerido para satisfacer las solicitaciones de

corte en los pilotes, se configuró con zunchos en espiral de  $\phi 1/2"$  c/15 cm y zunchos dobles en espiral de  $\phi 1/2"$  c/15 cm.

El modelo para el análisis estructural de la primera unidad resistente, se basó en el método de los elementos finitos y empleó un arreglo de ocho (8) pilotes dispuestos en forma de H, que constituyen la unidad básica de resistencia, con un ancho tributario de 6.00 m. Los elementos de la estructura (pilotes y viga cabezal) se modelaron mediante elementos unidimensionales de dos nodos, y el terreno mediante resortes elásticos de rigidez proporcional al módulo de reacción.

El modelo matemático para el análisis estructural de la segunda unidad resistente, se basó igualmente en el método de los elementos finitos, y utilizó un arreglo de seis (6) pilotes que constituyen la unidad básica de resistencia con un ancho de 3.90 m. Los elementos estructurales y el terreno, se modelaron de la misma forma indicada para la primera unidad.

El módulo de reacción lateral del terreno para ambos modelos, varía linealmente con la profundidad, con un gradiente de  $n_h = 750 \text{ ton/m}^3$ ; este valor de diseño fue estimado conservadoramente mediante la correlación propuesta por Terzaghi (1955) para suelos granulares, aplicable al relleno existente de compactidad relativa media, con base al análisis de los valores de índice de penetración standard obtenidos durante el muestreo, corregidos por presión de confinamiento y ajustados al 60% de eficiencia energética. El modelo asumió que la fricción longitudinal desarrollada entre los pilotes transversales tangentes y la rigidez aportada por la viga cabezal, son suficientes para garantizar una acción de conjunto del grupo de pilotes, sin desplazamientos relativos longitudinales entre pilotes transversales a la pantalla (control del efecto de ballesta), de manera que el principal mecanismo resistente del grupo se tradujera en fuerzas de tracción sobre los pilotes posteriores (grupo de 5 pilotes para el primer modelo y 3 para el segundo) y fuerzas de compresión sobre los pilotes frontales de la cortina.

Bajo esta premisa, para ambos modelos, el desplazamiento horizontal máximo teórico en el tope alcanzó un valor del orden de 10 cm, para el caso de empuje de magnitud equivalente a la condición de reposo. En el caso de que no se controlara el denominado efecto de ballesta, permitiendo desplazamientos relativos longitudinales entre pilotes, el sistema se haría más flexible y los desplazamientos horizontales máximos en el tope alcanzarían valores hasta de 22 cm, lo cual revela la importancia de garantizar un ajuste tangencial preciso entre los pilotes dispuestos transversalmente a la cortina de contención, definiendo el alma de la unidad estructural resistente correspondiente.

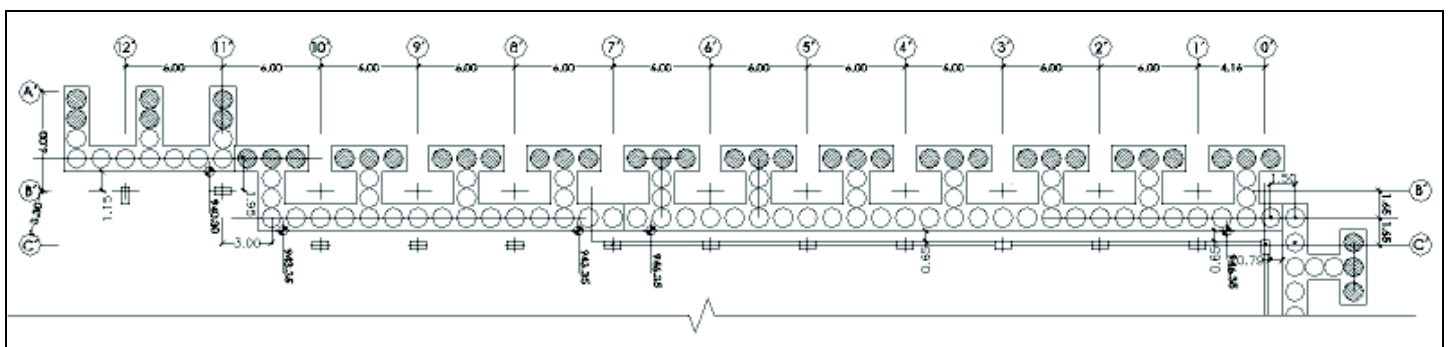
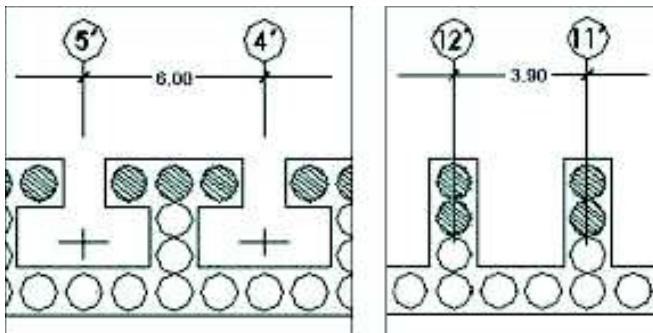


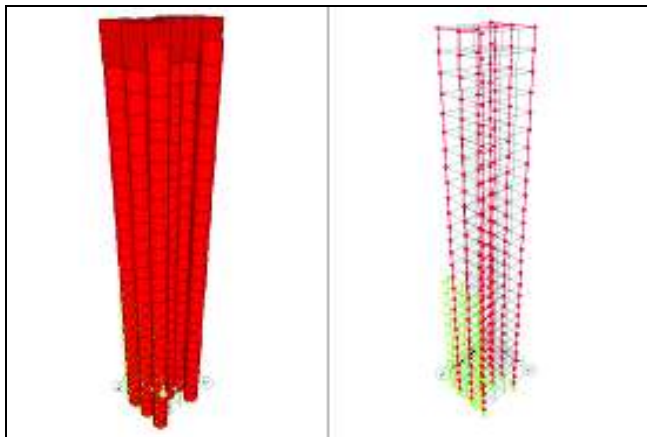
FIG. 42. Planta parcial de la cortina de pilotes autoestable para la excavación de 15 metros de profundidad.



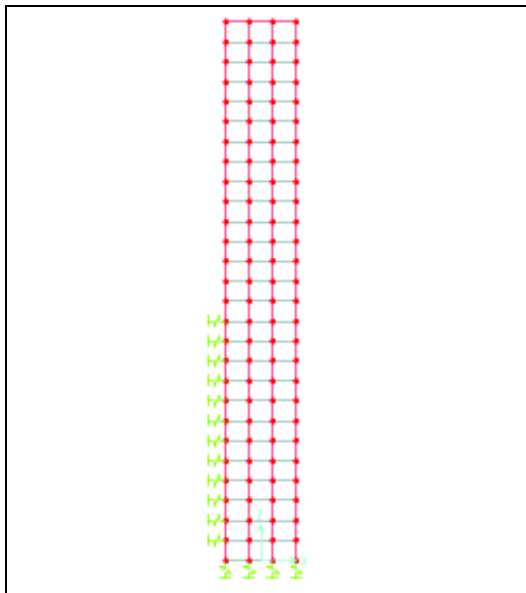
**FIG. 43.** Detalle de las unidades estructurales resistentes autoestables en H y T.

En los análisis efectuados se despreció la movilización de esfuerzos de fricción en las paredes laterales de los contrafuertes de pilotes. Los modelos permitieron calcular las solicitaciones de corte y flexión en las vigas cabezales y en los pilotes que definen las unidades estructurales resistentes analizadas.

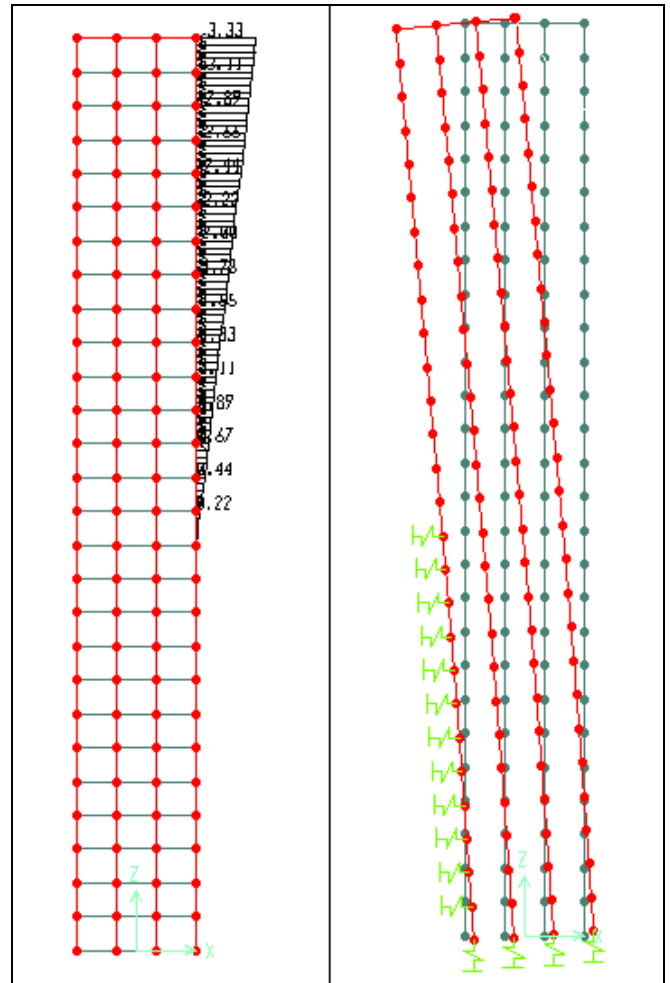
En las Figuras 44 a 50 se presentan, a manera de ejemplo, gráficos de los modelos de los dos tipos de unidades resistentes, de las deformadas en condiciones de servicio, y de las solicitaciones de corte y carga axial a compresión y tracción en los pilotes.



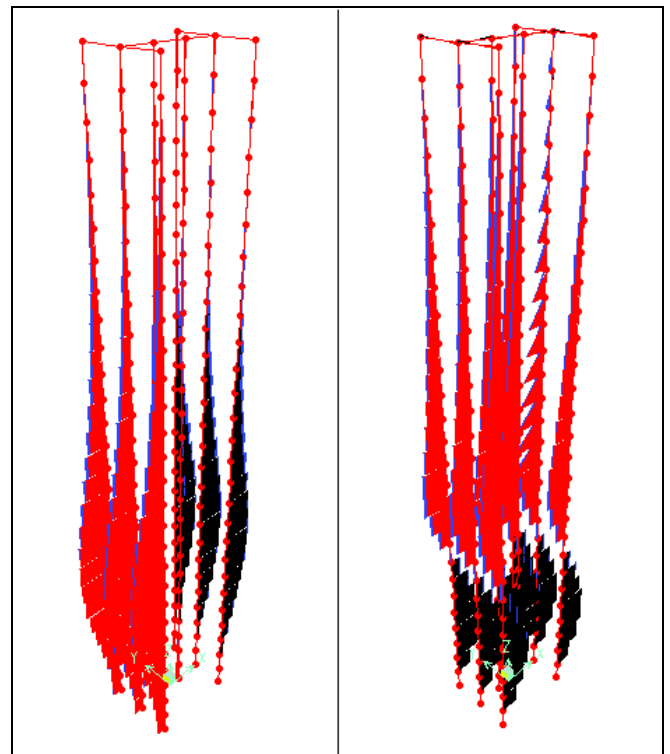
**FIG. 44.** Vista 3D del modelo. Unidad estructural resistente en "H".



**FIG. 45.** Condiciones de vinculación



**FIG: 46.** Empuje sísmico (S) - Deformada (empuje reposo). Unidad estructural resistente en "H".



**FIG: 47.** Envoltura de fuerza axial y corte. Unidad estructural resistente en "H".

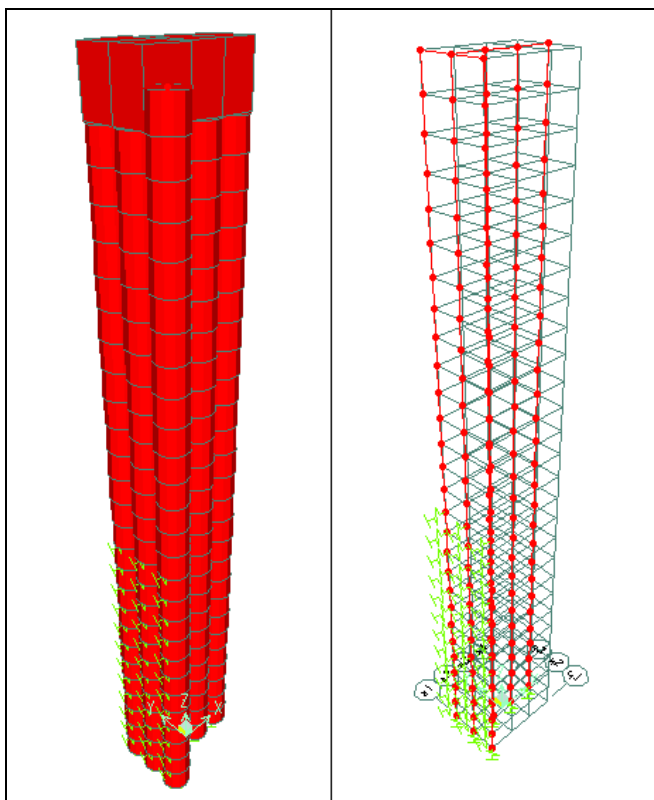


FIG: 48. Vista 3D del modelo. Unidad resistente en "T".

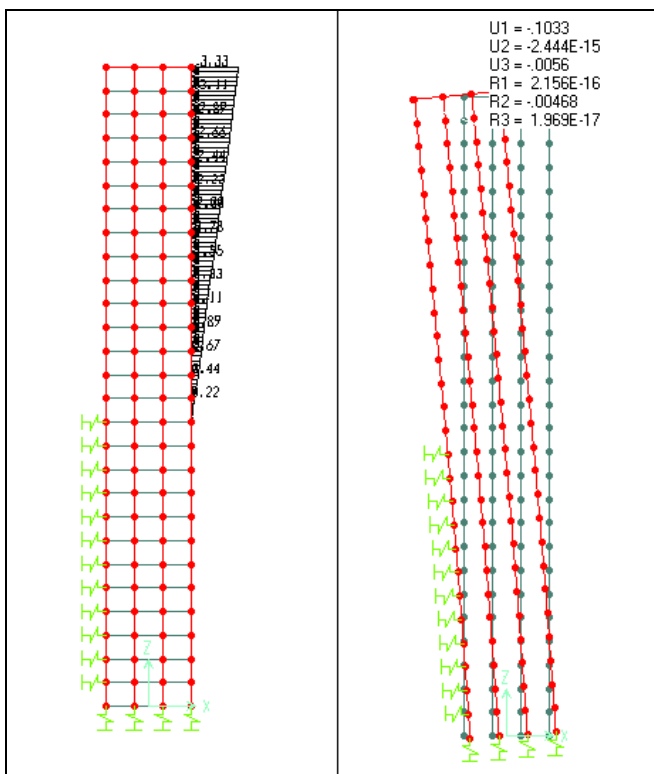


FIG: 49. Empuje sísmico (S) – Deformada (empuje reposo)

**Comentarios:** Lo novedoso de la solución propuesta para el Caso de Estudio No. 4 descrito, es la utilización de cortinas de pilotes autoestables de gran inercia para el soporte permanente de excavaciones de altura libre significativa (15-20 m). La disposición de los elementos resistentes y la configuración de los mismos, se indica en las Figuras 42 y 43, previamente citadas.

#### -Cortinas de pilotes ancladas

En lo referente a las cortinas de pilotes ancladas consideradas en este Caso de estudio No. 4, se constituyeron con pilotes de 1.20 m de diámetro separados cada 1.50 m centro a centro, con empotramientos entre 8 m y 12 m bajo las correspondientes cotas inferiores de excavación, y vinculados mediante vigas cabezales. Estas cortinas serán sostenidas con 3 a 5 filas de anclajes activos de 38 ton y 50 ton de capacidad, longitudes totales comprendidas entre 15 y 30 m, y longitudes de bulbo de 8 y 10 m. La inclinación de los anclajes está será de 20° y 30°, según el caso.

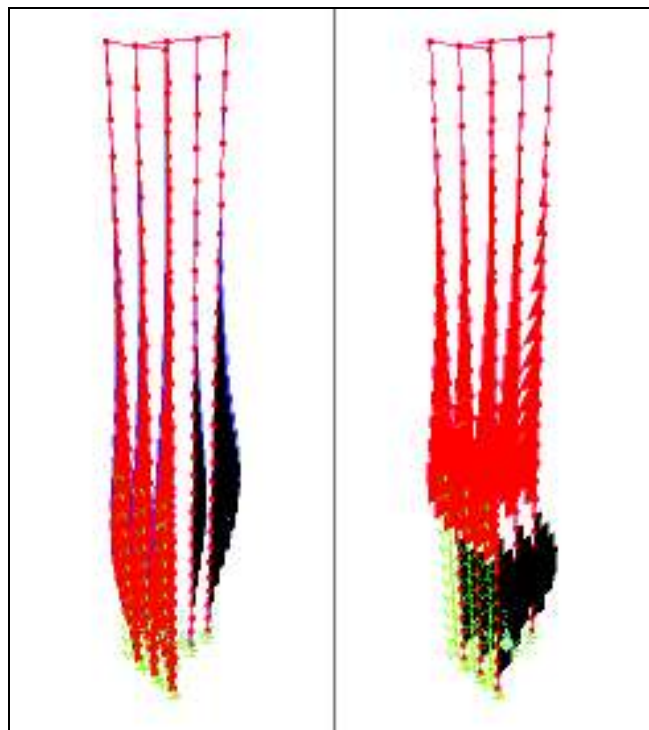


FIG: 50. Envoltura de fuerza axial y corte. Unidad en "T"

#### Caso de Estudio No. 5

**Descripción:** Se trata de un deslizamiento con superficie de falla a 32 m de profundidad y 90 m de ancho, el cual colocó en riesgo de colapso ambas pistas de la plataforma de la Autopista Caracas-La Guaira en el km 0+600. El proyecto de estabilización requería urgencia de actuación debido a que la instrumentación instalada en el sector revelaba velocidades de movimiento del orden de 5 cm/mes. Véase Figuras 51 y 52.

**Subsuelo:** Masas pequeñas de relleno sobre roca muy meteorizada dura, fracturada.

**Limitaciones constructivas:** Tratándose de una arteria vial de la importancia de la Autopista Caracas-La Guaira, como requerimiento de proyecto se exigió garantizar el tránsito vehicular en forma permanente, lo que restringía los espacios disponibles para maquinarias y equipos. Las dimensiones considerables de las masas de tierra-roca en movimiento, limitaban el uso de estructuras de estabilización ancladas.

#### Solución propuesta:

Luego de evaluadas diferentes opciones de estabilización, se seleccionó una solución constituida por dos estructuras celulares autoestables e independientes, dispuestas paralelamente al eje longitudinal de la autopista, conformadas por pilotes excavados y

vaciados en sitio, empotrados bajo la superficie de deslizamiento y unidos superiormente por una losa cabezal.

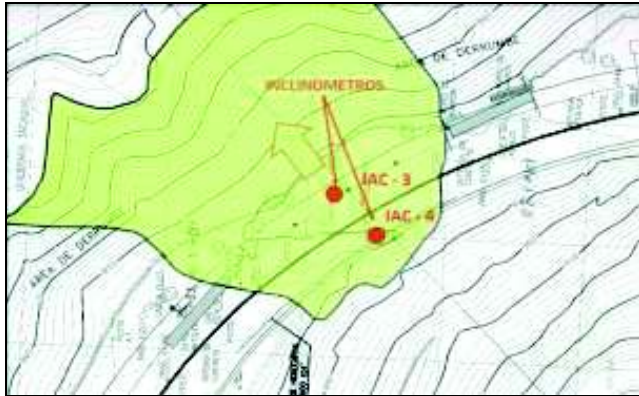


FIG. 51. Plano con los límites del deslizamiento y ubicación de los inclinómetros.



FIG: 52. Vista aérea del sector afectado por el deslizamiento.

Los conjuntos de pilotes dispuestos conformando celdas o módulos configuran gigantescas dovelas o pasadores de corte a través de la superficie de deslizamiento, para restringir el desplazamiento lateral de la masa en proceso de falla. Véase Figura 53.

Para el diseño se realizaron análisis de estabilidad global orientados a definir las áreas de concreto armado requeridas para satisfacer los factores de seguridad aceptables para el caso en consideración, tanto al final de la construcción de la estructura principal como una vez concluidas ambas estructuras celulares.

Al igual que para el Caso No. 4, descrito previamente, a los fines de calcular las sollicitaciones internas de corte y flexión y los desplazamientos laterales, y de efectuar el diseño de los diferentes elementos constitutivos, se implementó un modelo estructural tridimensional con el programa SAP 2000, para una celda típica de cada una de las estructuras que conforman la obra de estabilización. Los modelos se elaboraron a base de elementos unidimensionales representativos de los pilotes y elementos bidimensionales representativos de las losas-cabezas. En el caso de la estructura principal ubicada al borde de la plataforma de la vía, se despreció la eventual contribución del terreno de apoyo lateral aguas abajo de dicha estructura, es decir, fue modelada como un voladizo sin restricción lateral externa en toda su altura sobre la superficie de deslizamiento. Por el contrario, para el modelaje de la estructura de estabilización interna, se consideró el confinamiento lateral que aporta el terreno comprendido entre las dos estructuras de estabilización. En este último caso, el terreno intermedio se modeló mediante la incorporación de resortes elásticos lineales de rigidez equivalente a la rigidez axial de elementos prismáticos de tierra de ancho tributario en cada nodo y de longitud igual a la separación entre ambas estructuras (Véase Figuras 54 a 56).

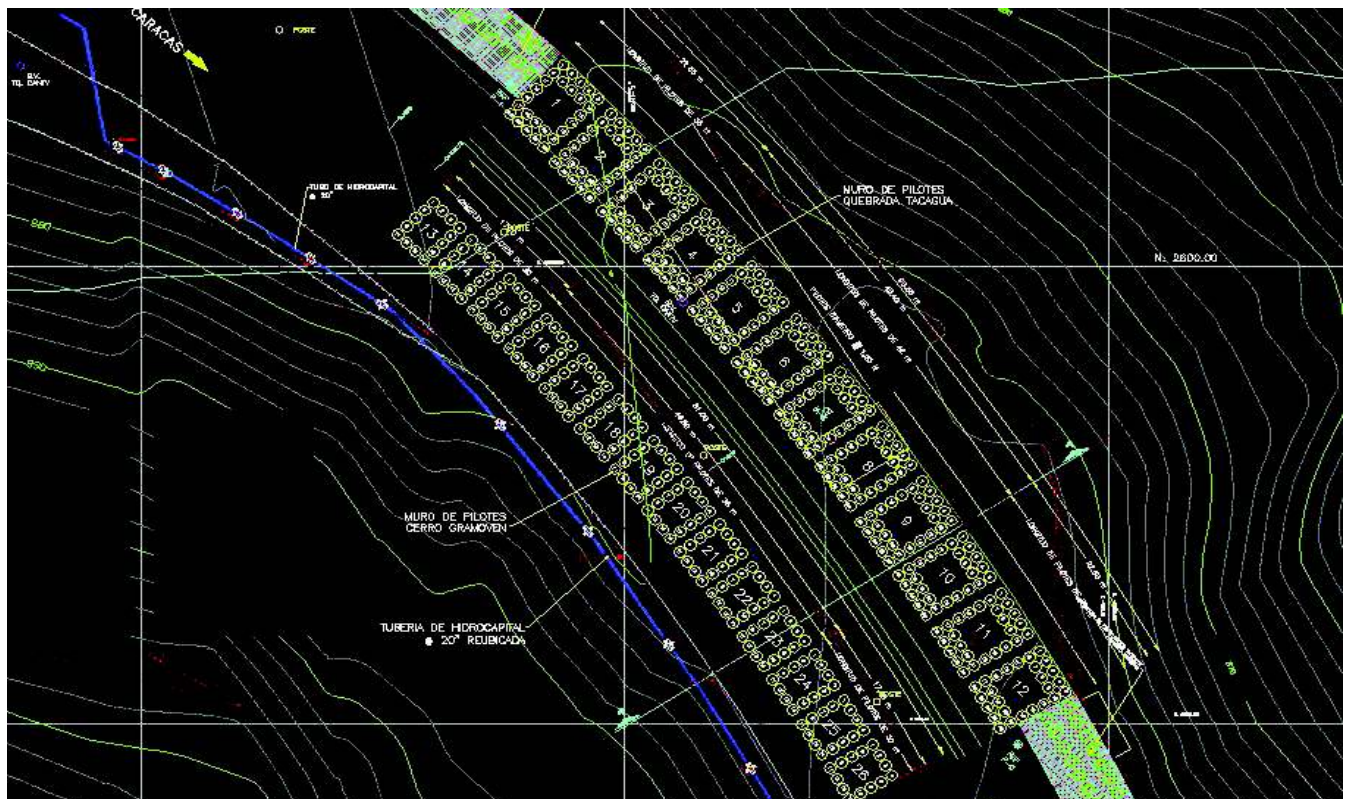
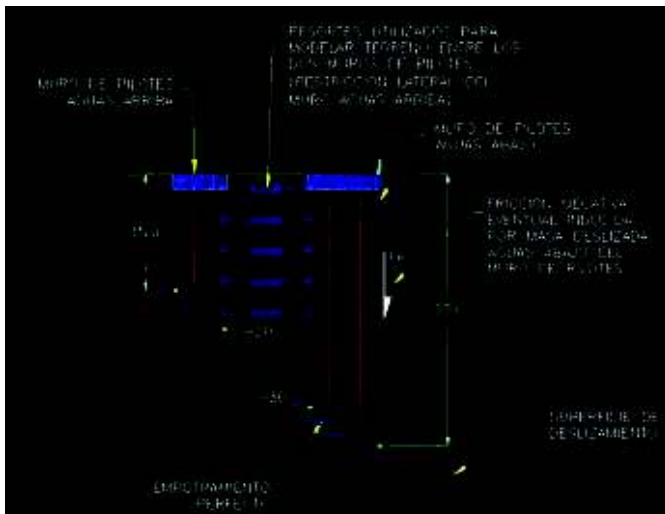


FIG. 53. Planta de ubicación de las dos estructuras de sostenimiento autoestables, originalmente propuestas.





**FIG. 54.** Esquema de los vínculos externos usados en los modelos de las estructuras de sostenimiento.

Dada la alta competencia geomecánica de la masa rocosa por debajo de la superficie de deslizamiento, las estructuras celulares se modelaron considerando un empotramiento perfecto por debajo de dicha superficie.

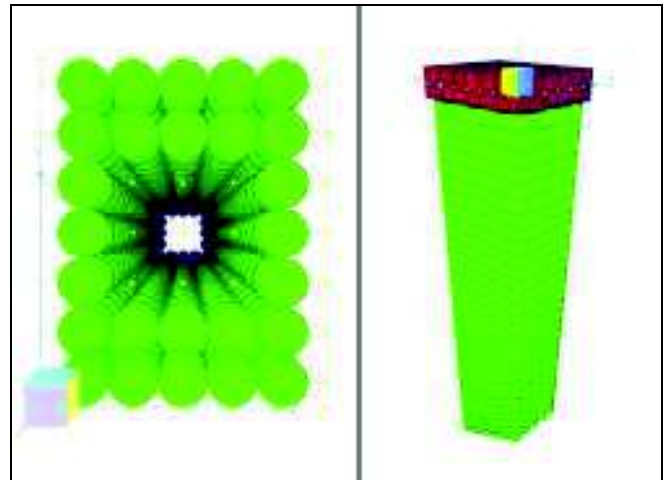
La configuración y el dimensionamiento final de cada una de las estructuras celulares de estabilización fueron establecidos en función de los espesores de la masa deslizante, en correspondencia de la ubicación prevista para cada una de ellas y de los resultados de los referidos análisis de estabilidad correspondientes, mediante un proceso de optimización por verificación y ajustes sucesivos.

La estructura de estabilización principal, ubicada al borde externo de la plataforma, se configuró con 12 unidades estructurales resistentes constituidas por 26 pilotes de 1.20 m de diámetro, dispuestos con separaciones centro a centro de 1.30 m para configurar celdas rectangulares de 6.40 m x 9.00 m de dimensiones externas; las profundidades de los pilotes de esta cortina fueron de 42 m en el sector central del deslizamiento, y de 36 m en los sectores laterales. La estructura secundaria ubicada en el borde interno de la plataforma, se conformó con 14 unidades estructurales constituidas por 14 pilotes de 1.20 m de diámetro con separaciones centro a centro de 1.30 m, configurando celdas rectangulares de 5.10 x 6.40 m de dimensiones externas. La profundidad de los pilotes se estableció en 36 m para las unidades centrales, y 30 m para las unidades laterales.

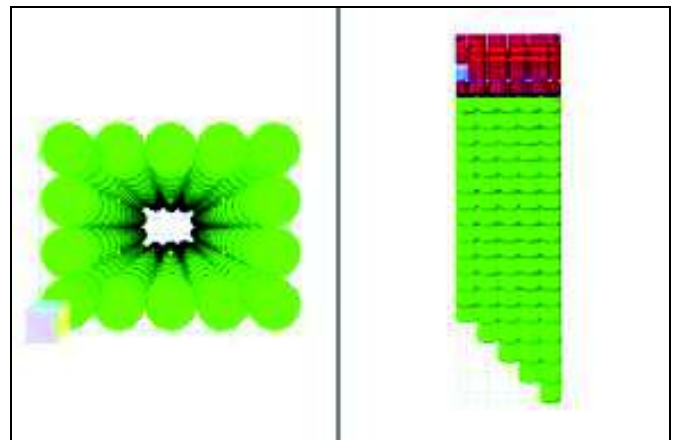
Durante la etapa de construcción de la estructura celular principal ubicada al borde externo de la plataforma de la vía, se presentaron dificultades constructivas relacionadas con la alta dureza de algunos intervalos en la masa rocosa de empotramiento y la presencia de resaltes de concreto de pilotes previamente vaciados. Estas dificultades limitaron en algunos sectores las profundidades de empotramiento especificadas en el proyecto.

Por esta razón se previó dejar reservaciones en la losa cabezal, para la construcción posterior de micropilotes de 10" de diámetro, reforzados con tubos de acero de 178 mm de diámetro externo y 0.92 cm de espesor de pared. El número de micropilotes se decidió en función de las áreas de corte necesarias para satisfacer los requerimientos de proyecto. Las mencionadas dificultades y bajos rendimientos, motivaron a proyectar una estructura de estabilización autoestable pero

configurada con micropilotes, para sustituir la estructura celular secundaria originalmente prevista.



**FIG. 55.** Vistas 3D del modelo de elementos finitos (extruidos) de la unidad resistente de la estructura de estabilización principal.



**FIG. 56.** Vistas 3D del modelo de elementos finitos (extruidos) de la unidad resistente de la estructura de estabilización secundaria.

La solución alterna para el sostenimiento secundario, fue concebida como una estructura celular autoportante confeccionada mediante micropilotes verticales, empotrados bajo la superficie de deslizamiento, vinculados superiormente con una losa cabezal, y distribuidos en planta conformando celdas encadenadas de sección tubular configurada por dos parábolas antifocales (Véase Figuras 57 y 58). De igual manera, esta solución alterna se modeló con elementos finitos. En las Figuras 59 y 60 se muestra el modelo utilizado y una vista 3D de la deformada en condición estática, respectivamente.

**Comentarios:** El caso de estudio descrito constituyó un reto importante para la ingeniería venezolana ya que se trataba de estabilizar un deslizamiento activo de grandes proporciones que comprometía toda la plataforma de una de las principales arterias viales del país, por lo cual fue indispensable constituir un equipo interdisciplinario de especialistas en geología, geotecnia, estructuras y métodos constructivos, y asumir el compromiso profesional de solventar una problemática muy compleja. El caso exigía por sus características, premura en el proyecto e inicio urgente de las obras, ante las lógicas presiones de la comunidad de usuarios de la Autopista y de los organismos competentes.

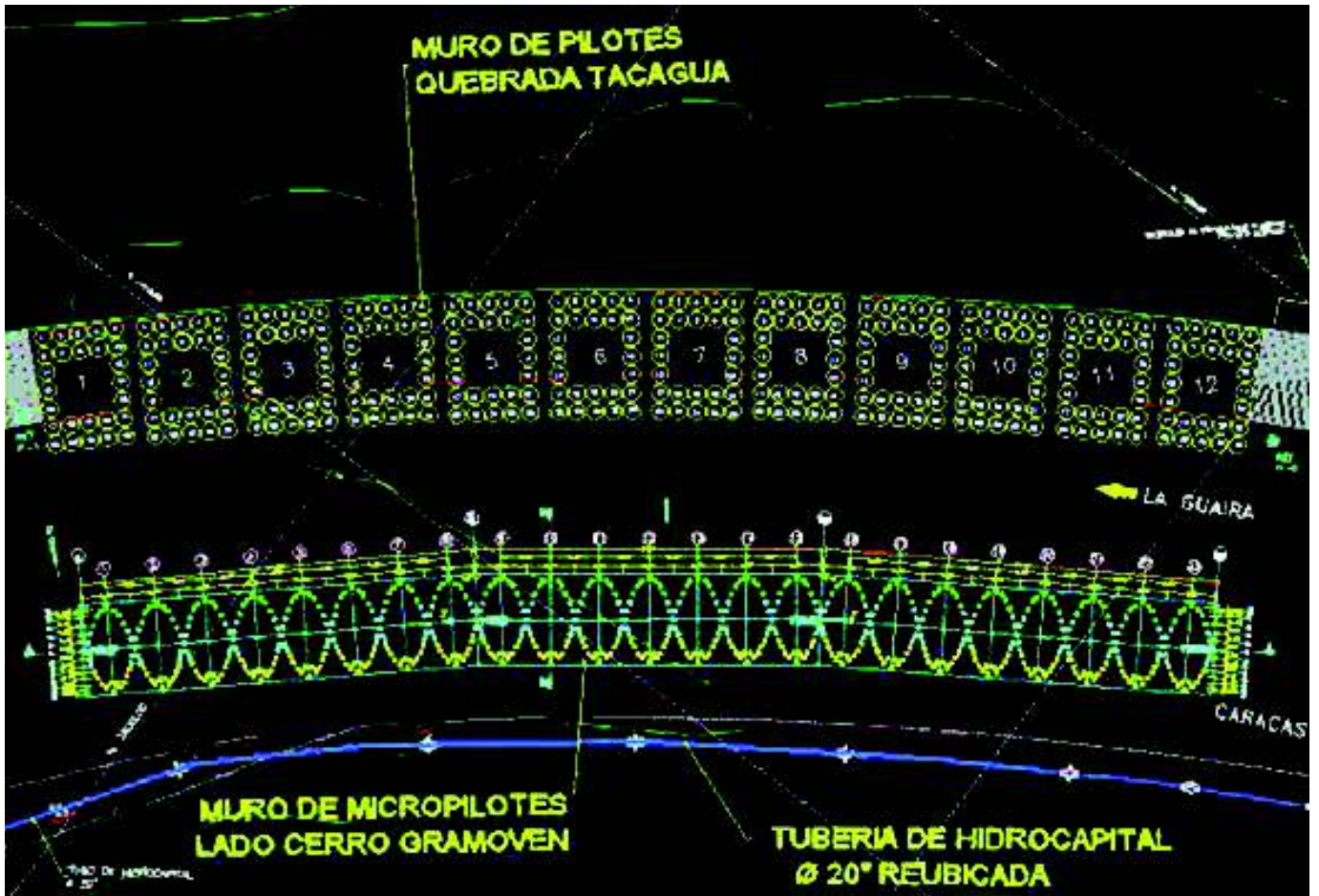


FIG. 57. Planta de ubicación de estructuras de estabilización tal como fueron construidas.

El planteamiento conceptual de la solución exigía en este caso, que además de satisfacer los requerimientos técnicos de diseño y respetara las múltiples limitaciones inherentes al problema, debía establecerse una secuencia constructiva que fuese progresivamente atenuando el movimiento de la masa inestable y como consecuencia disminuyendo el riesgo de colapso. En tal sentido, los resultados del sistema de instrumentación instalado en la fase de diagnóstico, fueron claves para evaluar la efectividad de la solución propuesta la cual consistió en sostenimientos autoestables de gran inercia, objeto central de difusión en el presente artículo.

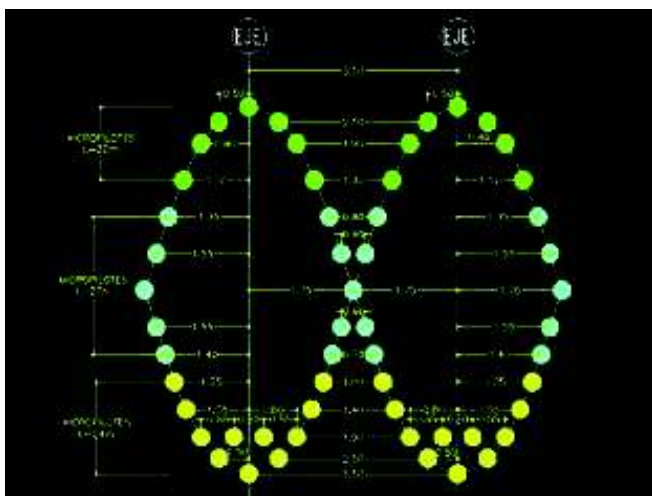


FIG. 58. Detalle de unidades celulares autoportantes.

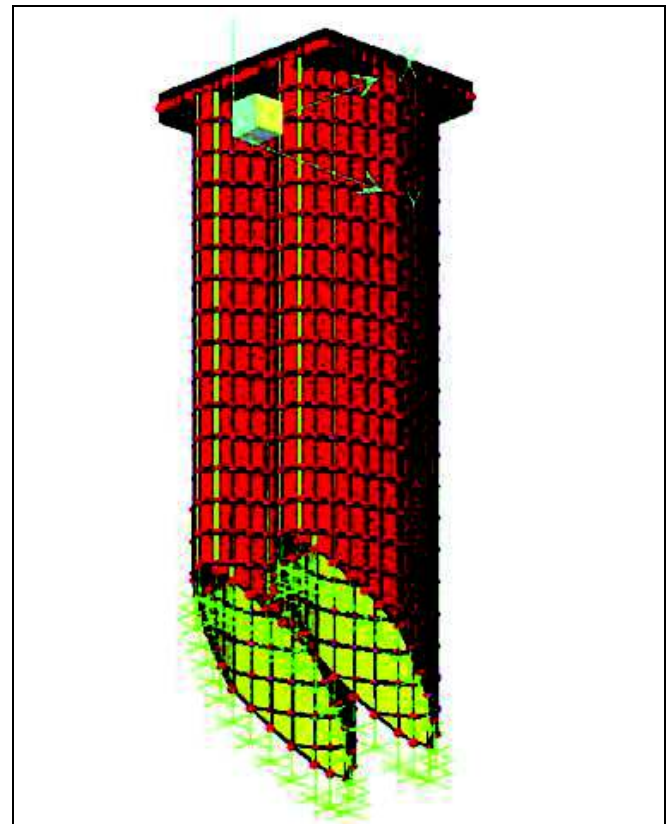


FIG. 59. Vista 3D del modelo de elementos finitos de la unidad resistente del sostenimiento secundario alterno.

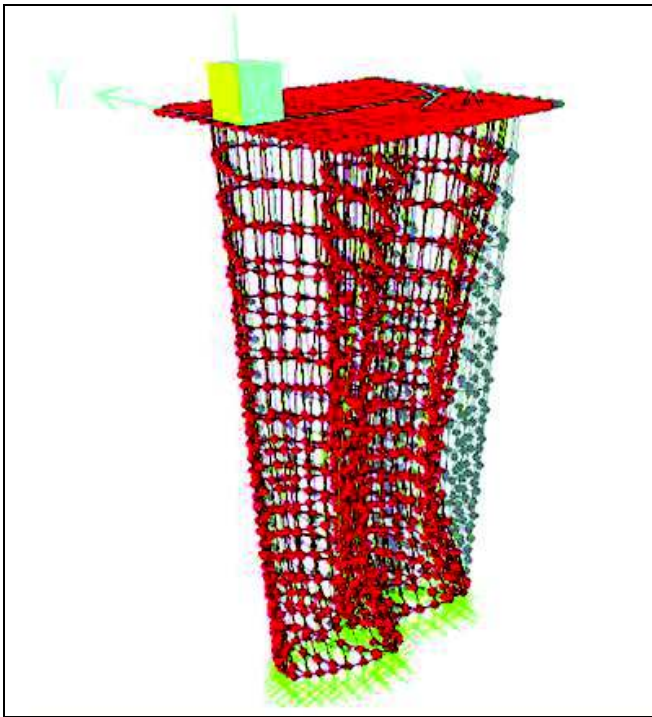


FIG. 60. Vista 3D de la deformada en condición estática.

## COMENTARIO FINAL

Los sostenimientos discontinuos constituyen una opción ingenieril que permite resolver una gran variedad de problemas asociados al desequilibrio de masas de tierras. La revisión de las metodologías de diseño descritas en el presente artículo, revela que la ingeniería geotécnica dispone de una gran variedad de procedimientos de análisis para la predicción del comportamiento de dichas estructuras y los casos de estudio presentados ilustran aplicaciones exitosas en diversas condiciones.

## AGRADECIMIENTOS

Deseo expresar mi especial agradecimiento a los Miembros de la Junta Directiva de la Sociedad Venezolana de Geotecnia, y al Comité Organizador de este Seminario, por el honor concedido al designarme para la presentación de esta prestigiosa Conferencia, dedicada a honrar la memoria de mi admirado profesor, nuestro insigne maestro Gustavo Pérez Guerra.

De igual manera deseo expresar mi profundo agradecimiento al distinguido ingeniero Daniel Salcedo Rodríguez, por su invaluable apoyo y entusiasta ayuda en la preparación de este trabajo, y lo más importante, por su hermandad, por sus sabios consejos, y por compartir prácticamente a diario, el ejercicio profesional de esta difícil pero apasionante disciplina de la ingeniería.

También deseo agradecer a Mónica González y a Franklin Rodríguez por su colaboración en las actividades de elaboración de los modelos de cálculo y dibujo de gráficos, respectivamente, y al joven futuro ingeniero Luis Daniel Scremin, por su valioso tiempo invertido en el formateo del texto de este Artículo.

Finalmente deseo dedicar este trabajo al ingeniero José Bernardo Pérez Guerra, como testimonio del orgullo que siento por su aprecio y su amistad, y por la oportunidad que se me ha brindado de rendir este homenaje a su recordado hermano.

## REFERENCIAS

- Abramson, L, Lee, T., Sharma, S. and Boyce, G. (1995). Slope Stability and Stabilization Methods. John Wiley & sons. Inc. 629 p.
- Blum, H. (1951). Beitrag zur Berechnung von Bohlweken mit Berücksichtigung der Wandverformung. Berlin: Ernst.
- Blum, H. (1955). "Berechnung einfach oder nicht verankerter Spunwände." In *Grundbau Taschenbuch*. Berlin: Ernst. Vol 1. pp. 328-333.
- Brinch-Hansen, J. (1961). "The ultimate resistance of piles against transversal forces." *Dam Geotechnical Institute Bulletin* 12. Kopenhagen.
- Broms, B. B. (1965). "Design of laterally loaded piles." *Proceedings American Society of Civil Engineers*. Vol. 91. No. SM3, May. pp. 79-99.
- Caquot, A. and Kerisel (1948). "Tables for the calculation of passive pressure, active pressure and bearing capacity of foundations". Translated from French by Maurice A. Bec. Paris, Gauthier-Villaras. 120 p.
- Centeno, R. (1980). "Interacción suelo-estructura en obras de contención y estructuras enterradas." *VI Seminario de Mecánica de Suelos*. Interacción Suelo-estructura. SVMSIF. Caracas. 86 p.
- Chen, C, Martin, G. (2002). "Soil-structure interaction for landslides stabilizing piles." *Computer and Geotechnics*. Vol. 29. Issue 5. pp. 363-386.
- Chen, L. and Poulos, H. (1997). "Pile subjected to lateral soil movement." *Journal of Geotechnical and Environmental Engineering*. ASCE. Vol. 123. No. 9. Sept. pp. 802-811.
- Contreras, I. (2004). "Uso de pilotes en la estabilización de deslizamientos de tierra". *Memorias XVIII Seminario Venezolano de Geotecnia*. 27 p.
- Davisson, M. and Gill, H. (1963). "Laterally loaded piles in layered soil system." *Journal of the Soil Mechanics and Foundations*. ASCE. Vol. 89. pp. 63-94.
- Duncan, J. M., Evans, L. T. and Ooi, P. S. (1994). "Lateral load analysis of single piles and drilled shafts." *Journal of Geotechnical Engineering*. ASCE. Vol. 120. No. 6. pp. 1018-1033.
- Lupini, J. F., Chacín, M., Furiol, A., Troconis, C. M. y Vargas F. (1996). "Empuje lateral sobre pilotes inducidos por inestabilidad de taludes." *XIV Venezolano de Geotecnia*. pp. 55-66.
- Matlock & Reese (1970). "Generalized solutions for laterally loaded piles." *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*. ASCE. Vol. 86. SM5. pp. 63-91.
- Mammino, A. (1999). "I micropali: tecniche di progetto e di verifica." Alinea Editrice srl, Firen, Italia. 517 p.
- NAVFAC DM-7.2 (1982). Foundations and Earth Structures. Design Manual 7.2 Department of the Navy. Naval Facilities Engineering Command. 244 p.
- Nethero, M. F. (1982). "Slide control by drilled pier walls. Application of Walls in Landslide Control Problems." *Proc. of two sessions sponsored by ASCE*. Las Vegas, Nevada. Reeves ed. ASCE. pp. 19-29
- O'Rourke, T. D. and Jones, C. J. (1990). "Overview of earth retention systems: 1970-1990." Design and Performance of Earth Retaining Structures. *Proceedings of a Conference ASCE. Geotechnical Publication* No. 25. pp. 22-51.

- Perri, G. (1983). "Método numérico para el diseño geotécnico de muros colados anclados, elaboración e implementación de un código de cálculo por elementos finitos". Trabajo de ascenso a Profesor Asistente, U.C.V., Facultad de Ingeniería, Escuela de Geología, Minas y Geofísica, Departamento de Minas. 202 p.
- Poulos, H. and Davis, E. (1980). *Pile Foundation Analysis and Design*, John Wiley & Sons. 397 p.
- Poulos, H. (1995). "Design of reinforcing piles to increase slope stability." *Canadian Geotechnical Journal*. Vol. 32. pp 808-818.
- Randolph, M. F. (1981) "The response of flexible piles to lateral loading." *Geotechnique*. Vol. 31. pp. 247-259.
- Reese, L. (1984). *Handbook on Design of Piles and Drilled Shafts Under Lateral Load*. U.S. Department of Transportation. Publication No. FHWA-IP-84-11. Federal Highway Administration. 360 p.
- Reese, L. and Matlock, H. (1956). "Non dimensional solution for laterally loaded piles with soil modulus assumed proportional to depth." *Proceedings 8<sup>th</sup> Texas Conference on Soil Modulus and Foundation Engineering*. Special Publication No. 29. Bureau of Engineering Research. The University of Texas. Austin, Texas.
- Reese, L. and Van Impe, W. (2001). *Single piles and pile group under lateral loading*. A.A. Balkema Publisher.
- Rodríguez, N. (1995). "Técnicas de estabilización de taludes." I *Curso Suramericano de Movimientos de Masas*. Barquisimeto, Venezuela.
- Rodríguez, N. (2005). "Obras de Estabilización." *III Curso Latinoamericano de Movimientos en Masa*. Bogotá, Colombia.
- Salcedo, D. (1997). "Estructuras de contención como técnica de estabilización." *Memorias II Symposium Panamericano de Deslizamientos*. Río de Janeiro, Brasil. pp. 1-85.
- Schnebelli, G. (1981). *Muros Pantalla. Técnicas de realización y métodos de cálculo*. Editores Técnicos Asociados. España. 221 p.
- Suárez, J. (1998). *Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales*. Instituto de Investigaciones sobre Erosión y Deslizamientos. Bucaramanga, Colombia. 548 p.
- Terzaghi, K. (1955). "Evaluation of coefficients of subgrade reaction". *Geotechnique* 5. No. 4. pp. 297-326.
- Terzaghi, K and Peck, R. (1968). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley & Sons Inc. 2<sup>nd</sup>. Edition. New York, London, Sydney. 729 p.
- Tschebotarioff, G. P. (1949). "Lateral earth pressures on flexible retaining walls." *Transactions, ASCE*. Vol. 114.
- Tschebotarioff, G. P. (1951). *Soil Mechanics, Foundation and Earth Structures*. Mc Graw Hill Inc. New York.
- Tschebotarioff, G. P. (1973). *Foundations, Retaining and Earth Structures*. 2nd. Edition, Mac Graw Hill, New York.
- United States Steel Corporation (1975). *Steel Sheet Piling Design Manual*. United States Steel, Pittsburgh, PA.
- Viggiani, C. (1981). "Ultimate lateral load on piles used to stabilize landslides." *10<sup>th</sup>. Proceedings International Conference SMFE*. Stockholm. Vol. 3. pp. 555-560.
- Walsh, J. M. (2005). *Full scale lateral load test of a 3 x 5 pile group in sand*. Master of Science Thesis. Civil Engineering, Brigham Young University. Citado por Larkela, A. (2008). *Modeling of a pile group under static lateral loading*. Helsinki University of Technology.
- Yamagani, T., Jiang, J. and Ueno, K. (2000). "A limit equilibrium stability analysis of slopes with stabilizing piles." *Geotechnical Special Publication* No. 101. ASCE. *Slope Stability 2000*. Edited by Griffiths, Penton and Martin. pp. 343-354.
- Zeevaert, L. (1972). *Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions*. Van Nostrand Reinhold Company. NY. 652 p.