

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



**PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE MUROS
ANCLADOS EN PASO A DESNIVEL EN EL DISTRITO DE
VENTANILLA**

INFORME DE SUFICIENCIA

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

JUAN CARLOS PACCO HUAMÁN

Lima- Perú

2013

ÍNDICE

RESUMEN.....	3
LISTA DE CUADROS	4
LISTA DE FIGURAS	5
INTRODUCCIÓN.....	6
CAPÍTULO I: ANTECEDENTES	7
1.1 ASPECTOS GENERALES DEL PROYECTO	7
1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	10
CAPÍTULO II: ESTADO DEL ARTE.....	12
2.1 MARCO GENERAL DE LOS MÉTODOS DE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES Y DESLIZAMIENTO.....	12
2.1.2 Drenaje.	13
2.1.3 Contrafuerte de tierra o roca	16
2.1.4 Estructuras de Retención	16
2.2 INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA	19
2.2.1 Prospección	19
2.2.2 Ensayos de Laboratorio	20
2.2.3 Caracterización Geotécnica	20
2.3 DISEÑO DE ESTABILIDAD DEL TALUD.....	21
CAPÍTULO III: PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE MUROS ANCLADOS	25
3.1 EXCAVACIÓN.	25
3.2 EJECUCIÓN DEL ANCLAJE.	27

3.3 COLOCACIÓN DE ARMADURA, ENCOFRADO Y CONCRETO.....	29
3.4 DESENCOFRADO DEL MURO	31
3.5 TENSADO DEL ANCLAJE Y PRUEBA DE ACEPTACIÓN	32
3.6 EXCAVACIÓN DEL NIVEL INFERIOR.	34
3.7 SECUENCIA DEL PANELADO.....	35
CAPÍTULO IV: APLICACIÓN DEL PROCESO CONSTRUCTIVO Y PLANEAMIENTO DE EJECUCIÓN.....	36
4.1 CONSIDERACIONES EN LA EJECUCIÓN:	36
4.2 ACTIVIDADES A EJECUTAR:	37
4.3 SECUENCIA CONSTRUCTIVA DE EJECUCIÓN DEL MURO ANCLADO PROYECTADO.	38
CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	40
5.1 CONCLUSIONES	40
5.2 RECOMENDACIONES	41
BIBLIOGRAFÍA.....	42
ANEXOS	43

RESUMEN

Según el proyecto: Mejoramiento de la Av. Néstor Gambetta en el Callao, incluyendo el Tramo de Acceso al Terminal Marítimo por el Muelle Sur se contempla la construcción de la vía auxiliar izquierda del km 6+300 – km 6+900 sector perteneciente a la urbanización Antonia Moreno de Cáceres, un paso a desnivel en la intersección de la avenida Néstor Gambetta con la avenida Antonia Moreno de Cáceres y la expropiación de terrenos del Municipio (Infraestructura de Hospital Chalaco) para la construcción de la vía auxiliar.

Para solucionar el problema de afectación de terrenos del Municipio (Infraestructura del Hospital Chalaco), se desplazará el trazo de la vía auxiliar hacia el lado derecho, siendo necesario la ejecución de un elemento de contención que trabaje en el desnivel que se generará entre la vía auxiliar izquierda y la vía principal.

Así el presente Informe de suficiencia tiene como fin explicar el procedimiento constructivo de los muros anclados, muy conocidos en nuestro país como pantallas ancladas.

Para ello el Informe inicia con información general del proyecto. Una vez conocido el problema continuamos con la explicación de diversos métodos utilizados para la estabilización de taludes.

Teniendo los conceptos de los diversos métodos y con el conocimiento del problema encontrado en el proyecto se plantea la aplicación de muros anclados. El sistema de muros anclados es un sistema de contención por medio de anclajes, que conjuntamente con procedimientos modernos es una alternativa técnica y económica, en lugares donde se requieren cortes de grandes alturas.

Para la explicación del procedimiento constructivo donde las dimensiones del muro y la excavación a realizar están inmersas, se menciona brevemente el estudio de suelos y el diseño de los muros anclados.

Finalmente con la información obtenida y el conocimiento del procedimiento constructivo de los muros anclados, se aplicará dicho método para la estabilización del desnivel que encontraremos en la ejecución del intercambio vial.

LISTA DE CUADROS

Cuadro N° 1.01: Tramos del proyecto.....	9
Cuadro N° 2.01: Cantidad de calicatas por tramo del proyecto	20
Cuadro N° 2.02: Parámetros Geotécnicos adoptados para el diseño.....	22
Cuadro N° 2.03: Resumen de resultados obtenidos	24
Cuadro N° 5.01: Comparación de resultados obtenidos.....	40

LISTA DE FIGURAS

Figura N° 1.01: Ubicación del proyecto.....	8
Figura N° 1.02: Ubicación del Intercambio vial.....	9
Figura N° 1.03: Ubicación de la Intersección de desnivel.....	10
Figura N° 1.04: Comparación Proyecto-Solución Muro Anclado	11
Figura N° 2.01: Resumen de métodos	18
Figura N° 2.02: Resumen de métodos	19
Figura N° 2.03: Detalle típico de anclajes y dimensiones.....	23
Figura N° 2.04: Detalle del anclaje en sección.....	23
Figura N° 2.05: Detalle de placa de cuñas.....	24
Figura N° 3.01: Fotografía de excavación del primer nivel con bermas de estabilización	26
Figura N° 3.02: Fotografía de perforación para colocación del anclaje	27
Figura N° 3.03: Fotografía del proceso de pañeteo con lechada de cemento	28
Figura N° 3.04: Elevación y sección típica del muro anclado	29
Figura N° 3.05: Fotografía de colocación de armadura de acero del muro.....	30
Figura N° 3.06: Fotografía de encofrado de los muros.....	30
Figura N° 3.07: Fotografía de vaciado de concreto	31
Figura N° 3.08: Fotografía de desencofrado del muro.....	31
Figura N° 3.09: Fotografía de tensado del anclaje	32
Figura N° 3.10: Fotografía de la prueba de aceptación.....	33
Figura N° 3.11: Fotografía de excavación intercalada del segundo nivel	34
Figura N° 3.12: Esquema de panelado	35
Figura N° 4.01: Esquema de Ciudad del Deporte (Antonia Moreno de Cáceres) km 6+600.....	36
Figura N° 4.02: Secuencia de construcción proyectada	38

INTRODUCCIÓN

El presente informe tiene por objetivo definir el procedimiento constructivo de muros anclados a través de partidas básicas de planeamiento donde se pueda apreciar dicha secuencia en un diagrama de Gantt y aplicar al tramo del Proyecto comprendido entre el km 6+300 al km 6+900 de la Av. Néstor Gambetta.

Así en el desarrollo del primer capítulo se menciona los alcances del proyecto "Mejoramiento de la Av. Néstor Gambetta", la ejecución de un intercambio vial en el distrito de Ventanilla y la necesidad de un elemento de contención entre dos vías vehiculares por el desnivel que presentarán.

En el segundo capítulo se enfoca los métodos más utilizados en la estabilización de taludes y resultados obtenidos en el estudio geotécnico así como en el diseño de estabilidad de taludes, con la finalidad de tener las dimensiones de diseño del muro y su anclaje correspondiente.

El procedimiento constructivo de los muros anclados se menciona en el tercer capítulo. Se desarrolla cada etapa de construcción con una breve descripción y su fotografía correspondiente de manera que refuerza el conocimiento de la descripción.

En el cuarto capítulo se muestra la aplicación del proceso constructivo y un planeamiento de ejecución representado en un diagrama de Gantt.

Finalmente en el quinto capítulo se mencionan conclusiones y recomendaciones respecto al proceso constructivo de los muros anclados y la aplicación en el intercambio vial del proyecto "Mejoramiento de la Av. Néstor Gambetta".

CAPÍTULO I: ANTECEDENTES

1.1 ASPECTOS GENERALES DEL PROYECTO

La Av. Néstor Gambetta y el Acceso al Terminal Marítimo del Callao por el Muelle Sur, son las principales vías arteriales del Callao. Debido al crecimiento poblacional y al mayor incremento en las actividades económicas, estas vías vienen presentando un notable crecimiento del tráfico vehicular, principalmente del transporte pesado y transporte público. Esta situación ha generado que en varios tramos de las vías, la capacidad de servicio sea deficiente, con las secuelas de saturación, alta congestión, mayor contaminación y aumento de los accidentes de tránsito.

Así, se ha planteado el Proyecto "Mejoramiento de la Av. Néstor Gambetta", que incluye el tramo de acceso al Terminal Marítimo del Callao por el Muelle Sur, con el objetivo de ampliar su capacidad de servicio y mejorar las condiciones de desplazamiento de los vehículos por la vía, mediante una serie de intervenciones y soluciones de ingeniería.

Al respecto, se encargó al PROGRAMA DE LAS NACIONES UNIDAS PARA EL DESARROLLO PNUD para que a través de la UNOPS realice la selección y contratación de una empresa contratista que se encargue de la elaboración del Expediente Técnico del Estudio Definitivo y Ejecución de Obra del Proyecto: "Mejoramiento de la Av. Néstor Gambetta – Callao", Primera Etapa que incluye el tramo de acceso al Terminal Marítimo del Callao por el Muelle Sur.

En ese sentido El Gobierno Regional del Callao, a través del Proyecto 69161 "Apoyo a la Gestión del Gobierno Regional del Callao" con la Oficina de Servicios para Proyectos de Naciones Unidas - UNOPS llevó a cabo la Licitación Pública Internacional PER 09/69161/1146, con el objeto de elaboración del Expediente Técnico Definitivo a Nivel de Ejecución y la Ejecución de las Obras de Mejoramiento de la Av. Néstor Gambetta en el Callao, incluyendo el Tramo de Acceso al Terminal Marítimo por el Muelle Sur, adjudicándose la Buena Pro al "Consortio Nueva Gambetta", suscribiéndose posteriormente el Contrato N°022-2010-GRC el 20 de Agosto del 2010.

En la Figura N°1.01 se muestra la ubicación del Proyecto en los distritos del Callao y Ventanilla, en la Provincia Constitucional del Callao.

El Proyecto consiste en la remodelación de la Av. Néstor Gambetta y parcialmente de la Av. Atalaya. Para su ejecución, el Proyecto se subdividió en 5 tramos, de acuerdo a las características de las obras a ejecutar, las cuales se encuentran en el Cuadro N°1.01.

En la Figura N°1.02 se muestra la ubicación del intercambio vial en el distrito de Ventanilla.



Figura N° 1.01: Ubicación del proyecto

Fuente: Consorcio Nueva Gambetta, Expediente Técnico.

Cuadro N° 1.01: Tramos del proyecto

Tramo	Progresivas		Longitud (km)	Descripción
	Inicio (km)	Fin (km)		
I	0+000	11+280	11.28	Desde Carretera Panamericana hasta la Refinería La Pampilla
II	11+280	19+000	7.72	Desde el Km 11+280 hasta el ovalo 200 Millas
III	19+000	21+500	2.50	Desde el Ovalo 200 millas hasta Sarita Colonia
IV	21+500	25+000	3.50	Desde Sarita Colonia hasta el Ovalo Centenario
V	0+000	2+720	2.72	Intersección con Av. Atalaya hasta Terminal Muelle Sur

Fuente: Elaboración propia.

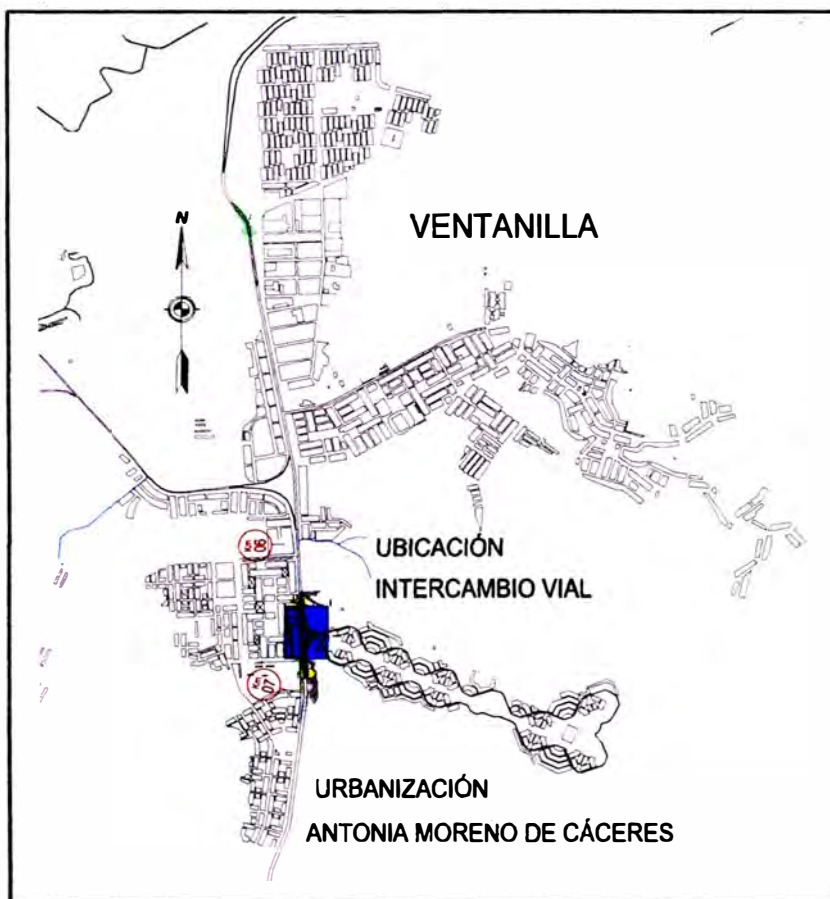


Figura N° 1.02: Ubicación del Intercambio vial

Fuente: Elaboración propia.

1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Según el proyecto: Mejoramiento de la Av. Néstor Gambetta en el Callao, incluyendo el Tramo de Acceso al Terminal Marítimo por el Muelle Sur se contempla la construcción de la vía auxiliar izquierda del km 6+300 – km 6+900 sector perteneciente a la urbanización Antonia Moreno de Cáceres, un paso a desnivel en la intersección de la avenida Néstor Gambetta con la avenida Antonia Moreno de Cáceres y la expropiación de terrenos del Municipio (Infraestructura de Hospital Chalaco) para la construcción de la vía auxiliar como se aprecia en la Figura N° 1.03.

Para solucionar el problema de afectación de terrenos del Municipio (Infraestructura del Hospital Chalaco), se desplazará el trazo de la vía auxiliar hacia el lado derecho, siendo necesario la ejecución de un elemento de contención que trabaje en el desnivel que se generará entre la vía auxiliar izquierda y la vía principal. En la Figura N° 1.04 se muestran secciones transversales donde se aprecia la afectación a los terrenos del Municipio y la variación del trazo como solución.

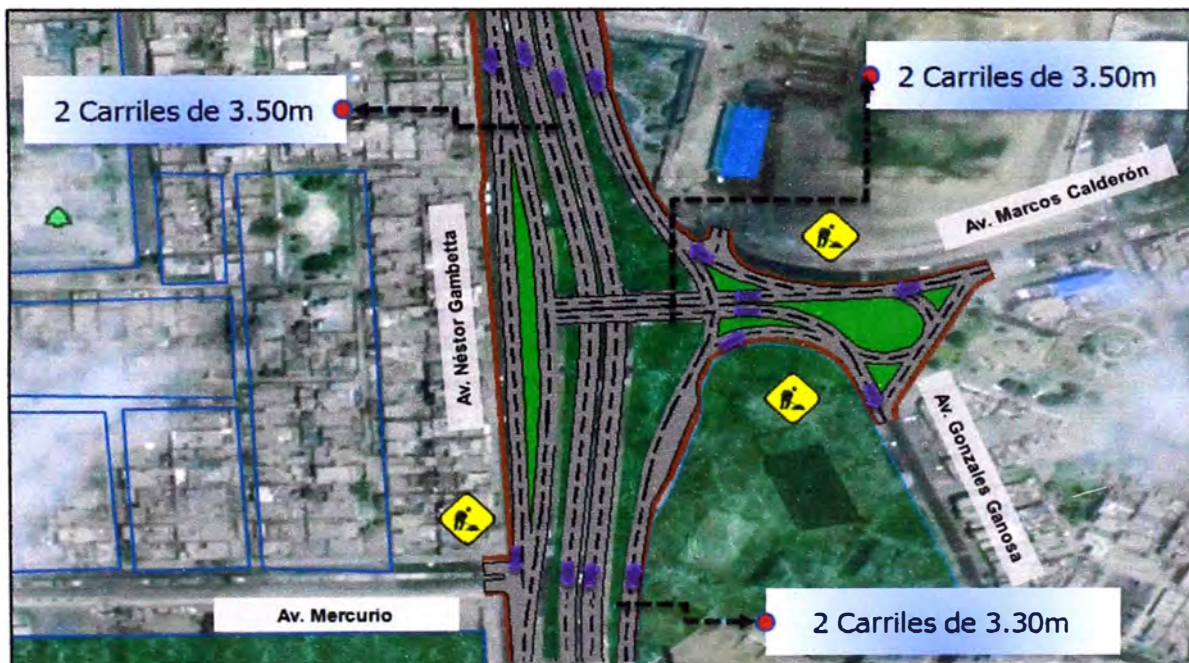


Figura N° 1.03: Ubicación de la Intersección de desnivel

Fuente: Elaboración propia.

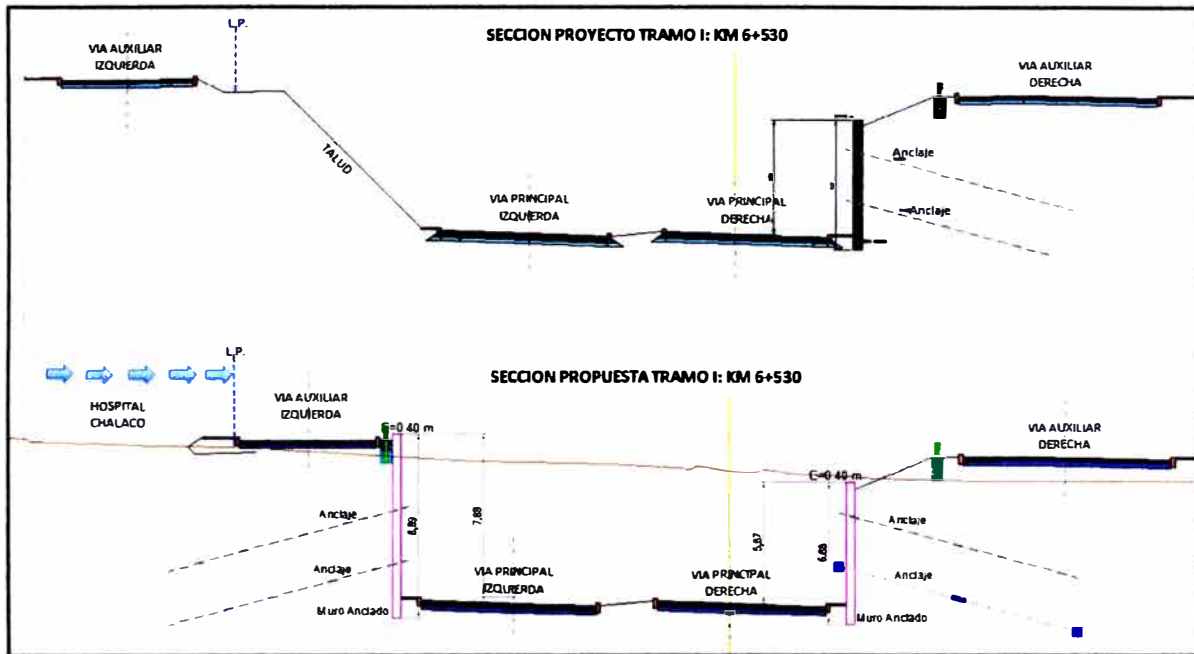


Figura N° 1.04: Comparación Proyecto-Solución Muro Anclado

Fuente: Elaboración propia.

CAPÍTULO II: ESTADO DEL ARTE

2.1 MARCO GENERAL DE LOS MÉTODOS DE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES Y DESLIZAMIENTO.

Existe una gran variedad de métodos de estabilización de taludes, utilizados a lo largo del tiempo para tratar de resolver problemas de derrumbes o desprendimientos de grandes masas de terreno.

En el planteamiento de estos métodos es importante entender las causas de la inestabilidad. Las causas más comunes son: talud muy empinado por corte o relleno, exceso de presión de poros causado por niveles freáticos altos o interrupción de la trayectoria de drenaje, socavación debido a la erosión de agua superficial y pérdida de resistencia con el tiempo debido a procesos de reptación e intemperismo.

La realización de un buen estudio geológico-geotécnico y un programa detallado de exploración del subsuelo son necesarios para determinar la causa del deslizamiento y planificar las medidas correctivas. La superficie de falla puede determinarse con sondajes e inclinómetros más allá de la línea de falla (Alva Hurtado, 1994).

Cuando un talud resulta potencialmente inestable se pueden adoptar medidas que tiendan, bien a aumentar el efecto de las variables o elementos favorables para la estabilidad, bien a reducir el efecto de aquellas que resultan desfavorables. Sobre todas ellas se puede actuar aisladamente o en conjunto, dando lugar a un amplio abanico de posibilidades para la estabilización de taludes que a continuación se describen:

- 2.1.1 Excavación
- 2.1.2 Drenaje
- 2.1.3 Contrafuerte de tierra o roca
- 2.1.4 Estructuras de retención

2.1.1 Excavación.

Esta es una de las más económicas en la estabilización de taludes, cuando es posible, ya que al fin y al cabo, una vez producido el movimiento, es muy frecuente tener que acudir con maquinaria de movimiento de tierras para retirar el terreno deslizado.

Así podemos mencionar la **suavización de pendiente**, un principio básico y casi intuitivo que, en un terreno homogéneo con cohesión, el coeficiente de seguridad disminuye a medida que aumentan la pendiente o la altura del talud. Por lo tanto, cuando se desea aumentar el grado de seguridad, se intenta diseñar taludes menos altos y más suaves.

En muchos casos el mayor inconveniente de tender un talud en laderas con fuerte pendiente es el considerable aumento del volumen de excavación, así como la mayor afectación de terrenos y posibles expropiaciones, lo que a menudo obliga a desechar su aplicación.

Otro método dentro la estabilización de taludes es la **excavación en coronación**, ésta es quizás una de las más interesantes y efectivas, cuando es posible llevarla a cabo.

Para el caso de deslizamientos del talud del tipo rotacional, la excavación en la corona beneficia ya que:

- Reduce la altura del talud.
- Elimina una porción importante de peso desestabilizador.
- Disminuye considerablemente el “momento volcador”, ya que el “brazo” de ese peso desestabilizador a retirar suele ser máximo.

Evidentemente, la excavación y retirada de parte de la masa en la parte superior del talud da lugar a la creación de un nuevo talud en la ladera. De nuevo, es necesario asegurarse de que esta acción no reduce significativamente el factor de seguridad de otras superficies potenciales de inestabilidad más profundas y de que el nuevo talud en coronación no desestabiliza la ladera por encima de él. Así surge la excavación formando banquetas en la parte superior del talud.

2.1.2 Drenaje.

La resistencia al corte del terreno depende muy directamente de su contenido de agua y de la presión intersticial. El agua constituye un elemento que genera desestabilización de primera magnitud, y fácilmente comprobado ya que muchos deslizamientos se producen en los períodos de lluvia. Por ello, si se introducen medidas de drenaje que permitan disminuir la concentración de humedad y las

presiones intersticiales existentes, se aumenta significativamente el coeficiente de seguridad.

Cuando interesa reducir presiones intersticiales en zonas de difícil acceso en las que no es posible la realización de zanjas drenantes, puede resultar operativo llevar a cabo perforaciones ascendentes, comúnmente llamadas **drenes californianos**.

Se realizan con maquinaria de perforación, que permite atravesar cualquier tipo de material en casi todas las direcciones, y se revisten con un tubo de PVC ranurado, en ocasiones rodeado de un geotextil para evitar una colmatación prematura por presencia de finos.

Estos elementos son especialmente eficaces cuando hay presencia de capas permeables cargadas de agua. Así, es posible contener deslizamientos en terrenos arcillosos con niveles de elevada permeabilidad intercalados, a través de las cuáles penetra el agua y se acumulan las presiones intersticiales.

Cuando el nivel freático se encuentra muy superficial puede resultar interesante y efectivo construir **zanjas drenantes** de captación que sirvan para captar las aguas y bajar el nivel freático, por lo tanto, reduzcan las presiones intersticiales.

Un primer tipo de zanjas bastante empleadas en la estabilización de laderas de pequeña inclinación son aquéllas que se construyen siguiendo líneas de máxima pendiente de terreno.

Se ejecutan con retroexcavadora y se rellenan con un material granular permeable. Si es necesario se coloca un geotextil para evitar la migración de finos, pudiendo instalarse también un dren colector en su fondo. Obviamente, un detalle fundamental es dotar de una salida adecuada a las aguas captadas.

Si el terreno a estabilizar es arcilloso, hay que tener en cuenta que su reducida permeabilidad hará que transcurra un tiempo, posiblemente considerable, hasta que se produzca el rebajamiento definitivo.

En el caso particular de que la superficie de deslizamiento sea relativamente superficial, es conveniente intentar alcanzarla y atravesarla con las zanjas. De esta manera se puede hacer uso del elevado rozamiento interno del material

granular de relleno y aumentar la resistencia al corte disponible en la superficie de deslizamiento. Así las zanjas de drenaje pasan a trabajar además como contrafuertes, produciendo un incremento del factor de seguridad, añadido al efecto del drenaje.

Otro procedimiento de drenaje profundo muy versátil y relativamente económico es la ejecución de **pozos de drenaje** profundos interconectados.

Se pueden ejecutar con mayor facilidad desde el punto de vista de la accesibilidad en obra. Los elementos fundamentales que constituyen este sistema son:

- Pozos, habitualmente revestidos con anillos de hormigón.
- Perforaciones radiales en direcciones diversas para captar las aguas alrededor del pozo, utilización de drenes.
- Perforaciones dirigidas entre pozos para ir dotando de salida a las aguas captadas.

En primer lugar se comienza a excavar los pozos, de diámetro aproximado a 1.00m, con maquinaria habitual de pilotes. La perforación se reviste progresivamente mediante anillos de hormigón y, a las profundidades deseadas, se introduce dentro del pozo un pequeño equipo de perforación que permite ejecutar taladros de pequeño diámetro en cualquier dirección, como los drenes californianos.

El revestimiento de la excavación consiste en pequeños tramos de tubería de PVC ranurada, que sirve a su vez de elemento de captación del agua.

Finalmente se realiza una perforación desde el pozo situado más abajo en la ladera hasta alcanzar la superficie del terreno, en donde el agua se puede reconducir por medio de una zanja.

Evidentemente, en función de las condiciones topográficas de cada zona en particular, puede ser necesario continuar con la ejecución de pozos intermedios, ya por debajo de la zona que se desea estabilizar, con el fin de reducir las longitudes de perforación y sus correspondientes desviaciones en la evacuación final del agua captada.

Como aplicación complementaria, cuando los pozos atraviesan la superficie de deslizamiento, puede plantearse emplearlos como elementos de refuerzo o contención, a modo de pilotes huecos, para lo cual es necesario reforzar los simples anillos comentados anteriormente.

2.1.3 Contrafuerte de tierra o roca

Los **contrafuertes** son excavaciones de la masa deslizada y reemplazo con relleno compactado o contrafuerte de roca triturada. El pie del contrafuerte debe reposar en suelo firme o roca por debajo del plano de deslizamiento. Se utiliza manto de drenaje con salida de flujo por gravedad detrás del talud del contrafuerte. Se requiere acceso para el equipo de construcción y área de almacenaje. El suelo excavado puede utilizarse como relleno. Se puede requerir calzaduras de estructuras existentes si la estabilidad es crítica durante la construcción realizándose en tramos cortos y alternados.

Otra alternativa en esta sección es la utilización de **bermas de relleno** compactado o roca en el pie y más allá del pie. Debe proporcionarse drenaje detrás de la berma. Se requiere suficiente ancho y espesor de las bermas de modo que la falla no ocurra por debajo o a través de las bermas.

2.1.4 Estructuras de Retención

Un muro de contención es una estructura que se utiliza para proporcionar soporte lateral a un terreno, que en ocasiones es un suelo natural y en otras es un relleno artificial.

Existen muchos tipos de estructuras de contención, cada una adecuada para diferentes aplicaciones.

Dentro de esta sección se encuentran los **muros de concreto sin refuerzo**, son masas relativamente grandes de concreto o concreto con roca, las cuales trabajan como estructuras rígidas.

Los muros de concreto simple o ciclópeo actúan como estructuras de peso o gravedad y se recomienda no se empleen en alturas superiores a cuatro metros, debido no sólo al aumento de costos, sino a la presencia de esfuerzos de flexión que no pueden ser resistidos por el concreto simple y se pueden presentar roturas a flexión en la parte inferior del muro o dentro del cimiento.

El diseño de un muro en concreto debe tener en cuenta la estabilidad intrínseca del muro, el factor de seguridad del deslizamiento y la capacidad de soporte en forma similar a los muros de concreto armado.

Los muros de concreto en todos los casos, deben tener un sistema de subdrenaje para eliminar la posibilidad de presiones de agua. Se deben construir juntas de contracción o expansión. Si los materiales utilizados poseen características de dilatación grande por cambio de temperatura, las juntas deben colocarse a 8 metros de distancia entre ellas. La pendiente de la pared del muro debe tener una inclinación similar a la recomendada para muro de concreto armado.

Los muros de concreto deben cimentarse por debajo de la superficie de falla con el objeto de obtener fuerzas de reacción por fuera del movimiento que aporten estabilidad, no solo al muro sino al deslizamiento.

Otra estructura de retención son los **muros anclados**. En las estructuras ancladas se colocan varillas o tendones, de acero en perforaciones realizadas, posteriormente se inyectan con un cemento.

Los anclajes pueden ser pretensados para colocar una carga sobre un bulbo cementado o pueden ser cementados simplemente sin colocarles carga activa.

En la Figura N°2.01 y Figura N°2.02 se muestra un resumen del subcapítulo 2.1 donde se mencionan los métodos de estabilización de taludes y deslizamiento con sus respectivos esquemas ilustrativos.



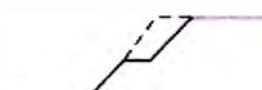







ESQUEMA	METODO APLICABLE	COMENTARIO
I EXCAVACION		
	1. Reducir la altura del talud con excavaciones en la parte superior.	El área debe ser accesible al equipo de construcción. Se requiere de un lugar apropiado para colocar el suelo excavado. Algunas veces se incorpora drenaje a este método.
	2. Tendido del ángulo del talud.	
	3. Excavar banqueta en la parte del talud superior.	
	4. Excavar completamente la masa de deslizamiento.	
II DRENAJE		
	1. Drenes horizontales de pequeño diametro.	1. Más efectivo si llega al acuífero natural. Los drenes son usualmente de flujo libre.
	2. Zanjas de subdrenaje profundas y continuas. Generalmente a una profundidad de 5 a 15 pies.	2. El fondo de las zanjas debe tener pendiente para drenar y ser conectado con tuberia de salida. Debe colocarse tuberia perforada en el fondo de las zanjas. La parte superior deberá impermeabilizarse.
	3. Pozos verticales perforados, generalmente de 18-36 pulgadas de diametro.	3. Puede ser bombeado o conectado con una salida de gravedad. Varios pozos en fila unidos al fondo pueden formar una galería de drenaje. La parte superior de cada pozo deberá ser impermeabilizado.
	4. Mejora en el drenaje superficial a lo largo de la parte superior con cunetas abiertas o canales pavimentados. Sembrar plantas en el talud con raíces profundas y resistentes a la erosión.	4. Buena practica para la mayoría de los taludes. Dirigir la descarga fuera de la masa deslizante.
III CONTRA FUERTE TIERRA O ROCA (O BERMAS DE RELLENO)		
	1. Excavación de la masa deslizado y reemplazo con relleno compactado o contrafuerte de roca triturada. El pie del contrafuerte debe reposar en suelo firme o roca por debajo del plano de deslizamiento. Se utiliza manto de drenaje con salida de flujo por gravedad detrás del talud del contrafuerte.	1. Se requiere acceso para el equipo de construcción y área de almacenaje. El suelo excavado puede utilizarse como relleno. Se puede requerir calzaduras de estructuras externas. Si la estabilidad es crítica durante la construcción, se puede realizar en secciones cortas.
	2. Utilización de bermas de relleno compactado o roca en el pie y más alta del pie. Debe proporcionarse drenaje detrás de la berrna.	2. Se requiere suficiente ancho y espesor de las bermas de modo que la falla no ocurra por debajo o a través de las bermas.

Figura N° 2.01: Resumen de métodos

Fuente: NOTAS SOBRE ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES, Jorge E. Alva Hurtado, 1994


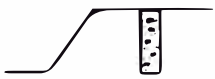


ESQUEMA	METODO APLICABLE	COMENTARIO
IV ESTRUCTURAS DE RETENCION		
	1. Muro de contención del tipo entramado o cantiliver.	1. Usualmente costoso. Los muros cantiliver pueden ser anclados.
	2. Pilotes verticales vaciados en sitio, con la base cimentada por debajo del plano de falla. Generalmente de diámetro de 18-36 pulgadas y espaciamiento de 4-8 pies.	2. El espaciamiento deberá ser tal que el suelo arquee entre pilotes. Puede utilizarse una viga superficial para amarrar los pilotes. Pilotes de gran diámetro (6 pies) han sido utilizados en deslizamientos profundos.
	3. Pilotes verticales vaciados en sitio anclados a batería de pilotes o bloques de cimentación. La base de los pilotes por debajo del plano de falla. Generalmente de diámetro de 12-30 pulgadas y espaciamiento de 4-8 pies.	3. El espaciamiento lo suficientemente cerca para que el suelo arquee entre pilotes. Los pilotes pueden ser amarrados con viga superficial.
	4. Pernos de anclaje en roca y suelo.	4. Pueden ser usados de taludes altos y en área muy limitadas. Debe ser usado un diseño conservador, especialmente en soportes permanentes.
V TECNICAS ESPECIALES		
	1. Grouting 2. Inyección Química	1 y 2. Usados satisfactoriamente en varios casos. En otros casos no fue satisfactorio. La teoría no está completamente desarrollada
	3. Electromosis (en suelos finos)	3. Generalmente costoso.
	4. Congelamiento 5. Calentamiento	4 y 5. Métodos que deben ser específicamente evaluados en cada caso. Puede ser costoso. Todas estas técnicas deben ser evaluados cuidadosamente para determinar el costo y efectividad.

Figura N° 2.02: Resumen de métodos

Fuente: NOTAS SOBRE ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES, Jorge E. Alva Hurtado, 1994

2.2 INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA

2.2.1 Prospección

Las prospecciones han consistido en la ejecución de calicatas, con el objeto de determinar preliminarmente la estratigrafía de las diferentes zonas del proyecto, así como tomar muestras en las cantidades necesarias para ser analizadas en laboratorio.

Así, se han realizado 337 calicatas y múltiples tomas de muestras a lo largo de toda la vía (con una profundidad de 1.5 m y a una distancia promedio de 200 m entre ellas), efectuándose posteriormente los ensayos de laboratorio. Así mismo, se han realizado ensayos para la determinación de la densidad "in situ" de algunos estratos observados en las calicatas.

En el Cuadro N° 2.01, se presenta la distribución de calicatas ejecutadas por cada tramo, siendo el Tramo I, tramo donde se proyecta la ejecución del paso a desnivel.

Cuadro N° 2.01: Cantidad de calicatas por tramo del proyecto

Calicatas	Tramo I	Tramo II	Tramo III	Tramo IV	Tramo V
Desde – hasta	Km 0 – km 11.3	Km 11.3 – km 19	Km 19 – km 21.5	Km 21.5 – km 25	Km 0 – km 2.72
Calzada Principal	79	62	11	34	7
Ampliación de Plataforma	40	31	22	13	6
Vías Auxiliares	9	16	-	5	-

Fuente: CONSORCIO NUEVA GAMBETTA, Expediente técnico.

2.2.2 Ensayos de Laboratorio

Producto de las prospecciones de campo, se han obtenido muestras de suelos para ser analizadas en laboratorio, mediante los siguientes ensayos:

- Análisis Granulométrico por tamizado (ASTM D-422)
- Humedad Natural (ASTM D-2216)
- Densidad “in situ” (ASTM D-1556)
- Límites de Consistencia (ASTM D-4318 84)
- Proctor Modificado y California Bearing Ratio (CBR) (ASTM D-1557)
- Clasificación de Suelos por el Método SUCS y AASHTO (ASTM D-2487 3282)

2.2.3 Caracterización Geotécnica

En base a la información de campo y laboratorio, se ha procedido a realizar una caracterización geotécnica en el tramo que comprende la ubicación del paso a desnivel.

El análisis se ha realizado por capas constantes, los cuales presentan las siguientes características:

La primera capa de espesor promedio 35 cm, es una base granular existente (arenas limosas pobremente graduadas) siendo suelos del tipo A-1-a y A-1-b, con alta densificación y muy bajo contenido de humedad. Las características físicas de los materiales encontrados son:

- A-1-a 8%
- A-1-b 92%

La segunda capa que comprende de 35 a 150 cm de profundidad corresponde al terreno de fundación constituido por suelos de los tipos A-1-a, A-1-b, A-2-4 y A-3, compactos y con contenidos de humedad natural promedio de 6%. Las características físicas de los materiales encontrados son:

- A-3 55 %
- A-1-b 32 %
- A-2-4 10 %
- A-1-a 3 %

La tercera capa de espesor variable fue observada en pocas calicatas, y corresponde al terreno de fundación constituido por suelos predominantemente granulares (arenas pobremente graduados y arenas limosas pobremente graduadas), clasificados como A-1-b, A-2-4 y A-3, compactos con 5.4 % de contenido de Humedad Natural. Las características físicas de los materiales encontrados son:

- A-3 70 %
- A-2-4 15 %
- A-1-b 15 %

A lo largo del tramo no se observa el nivel freático hasta la profundidad explorada de 1.5 m.

2.3 DISEÑO DE ESTABILIDAD DEL TALUD

Para el diseño y en concordancia con el estudio de mecánica de suelos realizado se consideró los parámetros de resistencia cortante de los materiales que se muestran en el Cuadro N°2.02.

Cuadro N° 2.02: Parámetros Geotécnicos adoptados para el diseño

Altura (m)		Estrato	Peso unitario (kN/m ²)	Angulo de fricción interna (°)	cohesión (kN/m ²)
Desde	Hasta				
0	1	Relleno	18	30	1
1	9	Grava semi compacta	20	37	15

Fuente: CONSORCIO NUEVA GAMBETTA, Expediente técnico.

El coeficiente sísmico adoptado para estado de uso permanente:

- $K_h = 0.18g$ para la zona de calles (desplazamiento residual sísmico moderado)
- $K_h = 0.25g$ para la zona de edificios vecinos (desplazamiento residual sísmico restringido)

Para las sobrecargas se adoptó una mínima de 15 kN/m² en los sectores contiguos a la excavación.

Las fuerzas de anclajes y sollicitaciones en el muro se han determinado mediante el método de estados límites con el programa GGU RETAIN de origen alemán. Los procedimientos de diseño que usa el programa están basados en las normas alemanas DIN, EAB y EAU.

Finalmente se consideró una longitud de 10.5m como longitud del anclaje y las dimensiones adoptadas para los paños del muro de 5.00m de base por 3.50m de altura. La geometría y características de los elementos del muro anclado se muestra en la Figura N°2.03, Figura N°2.04 y Figura N°2.05.

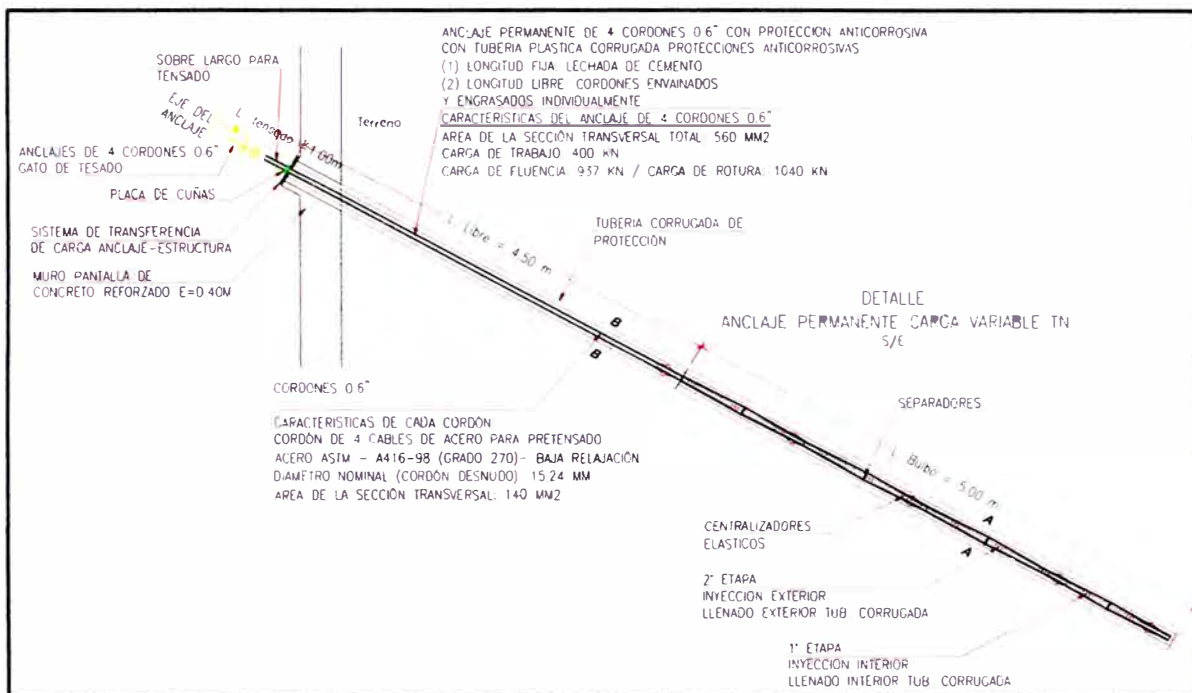


Figura N° 2.03: Detalle típico de anclajes y dimensiones

Fuente: CONSORCIO NUEVA GAMBETTA, Expediente técnico.

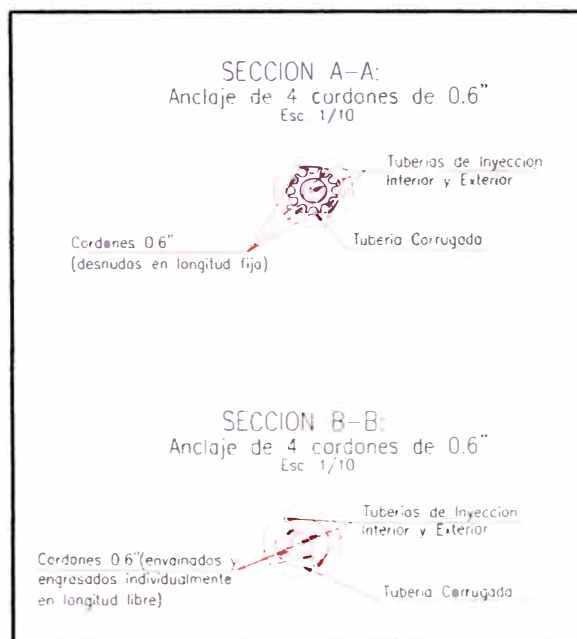


Figura N° 2.04: Detalle del anclaje en sección

Fuente: CONSORCIO NUEVA GAMBETTA, Expediente técnico.

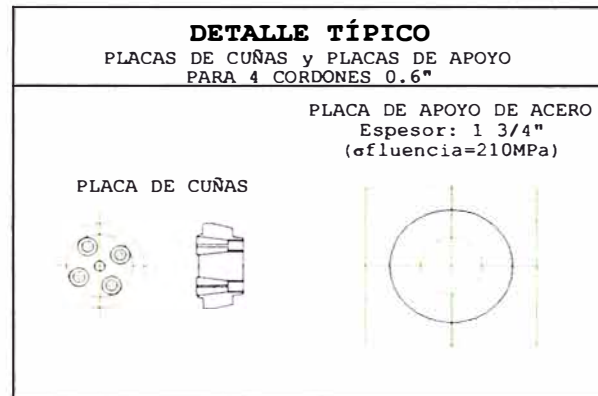


Figura N° 2.05: Detalle de placa de cuñas

Fuente: CONSORCIO NUEVA GAMBETTA, Expediente técnico.

El diseño efectuado a través del programa GGU RETAIN de origen alemán que se muestra en el Anexo 02, será comparado con una hoja de cálculo realizado en la plataforma del programa Microsoft Excel 2010, la cual se muestra en el Anexo 03. Siendo los resultados presentados a continuación en el Cuadro N°2.03.

Cuadro N° 2.03: Resumen de resultados obtenidos

#	Método/Programa	Tipo de estabilidad	Longitud Anclaje (m)	Separación Horizontal entre anclajes (m)
1	Norma alemana / GGU RETAIN	Global	10.5	5.0
2	Norma Americana (publicación FHWA)	Interna	11.0	2.5

Fuente: Elaboración propia.

CAPÍTULO III: PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE MUROS ANCLADOS

La construcción procede simultáneamente con el progreso de la excavación y el muro anclado que se va construyendo desde arriba hacia abajo. La secuencia constructiva por bataches es la siguiente:

- 3.1 Excavación.
- 3.2 Ejecución del anclaje.
- 3.3 Colocación de armadura, encofrado y concreto.
- 3.4 Desencofrado del muro.
- 3.5 Tensado del anclaje y prueba de aceptación.
- 3.6 Excavación del nivel inferior.
- 3.7 Secuencia de panelado.

3.1 EXCAVACIÓN.

La excavación inicial se realiza a una profundidad en donde el talud tiene la capacidad para mantenerse sin soporte por un corto período de tiempo, en el orden de 24 a 48 horas. La profundidad de la excavación suele estar entre 1 y 3m. El ancho de la plataforma excavada o terraza debe ser suficientemente ancho para proporcionar acceso de los equipos de instalación de los anclajes.

Antes de iniciar cualquier excavación, los sistemas de control de agua superficial deben ser construidos para evitar que el agua fluya hacia la cara de la excavación, ya que esta condición afectará negativamente a la construcción y, potencialmente puede causar inestabilidad del talud excavado.

La excavación se realiza utilizando equipos convencionales de movimiento de tierra desde una plataforma, y el último corte de la cara de la excavación, normalmente se lleva a cabo utilizando una retroexcavadora.

El perfil del talud excavado no debe ser demasiado irregular para reducir al mínimo las cantidades excesivas de concreto lanzado. Perfiles de suelos que contienen cantos rodados y/o piedras pueden requerir de una excavación manual y deben ser removidos en su totalidad o parcialmente.

El ancho de las plataformas de trabajo está en el orden de 3 a 5m, que se requiere para dar cabida a los equipos de perforación convencionales utilizados

para la instalación de los anclajes. Equipos más pequeños que los equipos de perforación convencionales pueden trabajar en plataformas más estrechas de 5m y con un espacio de 3 m para maniobras.

En muchos casos, la situación más crítica con respecto a la estabilidad del talud se produce durante la construcción. Para niveles intermedios o inferiores de la excavación, los valores más bajos de seguridad pueden ocurrir cuando el talud sin recubrimiento se encuentra temporalmente sin apoyo (por ejemplo, antes de la instalación de los anclajes y la colocación de la armadura). Es importante observar los primeros signos de inestabilidad durante la construcción, tales como abultamiento y deformación excesiva del talud excavado. Si los primeros signos de inestabilidad del talud son observados es fundamental aplicar shotcrete.

Además, es importante la experiencia de los profesionales a cargo ya que deben estar familiarizados y capacitados para responder de inmediato si se presentase alguna situación de inestabilidad. En relación con esto, es primordial que las especificaciones de los estudio previos realizados se sigan detenidamente en lo que respecta a la extensión permitida de la excavación.

Para los casos donde la excavación no puede permanecer sin soporte en un periodo de tiempo requerido, se utilizan bermas de estabilización que se alternan con la excavación como se aprecia en la Figura N°3.01, estas bermas de estabilización luego son removidas e inmediatamente los anclajes son instalados.



Figura N° 3.01: Fotografía de excavación del primer nivel con bermas de estabilización

Fuente: Pilotes Terratest Perú, Publicación Técnica

3.2 EJECUCIÓN DEL ANCLAJE.

Generalmente se utilizan alguno de los siguientes métodos de perforación:

- Perforación a rotación: en el cual la tubería solamente rota y se le empuja hacia adentro del taladro para ejercer presión. Esta tubería de perforación puede ser hueca por dentro o sólida, como lo es en el caso de barrenas continuas conocidas como "Auger". La tubería hueca se utiliza en los casos en que se implementan fluidos en la perforación, ya sea aire o agua, para lubricar y ayudar a la erosión.
- Perforación a rotopercusión: Este tipo de perforación se utiliza para suelos muy duros y/o roca, y el útil de perforación que se utiliza es un martillo de fondo neumático. La tubería que se implementa es del tipo hueca en su interior para darle paso al aire que acciona el martillo de fondo. Los martillos de fondo tienen en su punta una cabeza que golpea el suelo duro rompiéndolo y la rotación que se le imprime a la tubería ayuda a fragmentar el material.

Terminada la perforación como se aprecia en la Figura N°3.02, se colocará los cables según especificaciones del diseño y se hará de inmediato el llenado del elemento con lechada.



Figura N° 3.02: Fotografía de perforación para colocación del anclaje

Fuente: Pilotes Terratest Perú, Publicación Técnica

Los anclajes serán llenados tan pronto como se termine cada uno de las perforaciones.

Dependiendo el tipo de terreno se procederá al segundo día de fragüe de la lechada, a la inyección del bulbo, que consiste en generar sobrepresiones y deformaciones en el terreno que incrementan la resistencia del anclaje, para el tipo de terreno en general de la ciudad de Lima, este procedimiento no se llevará a cabo ya que sólo el llenado es suficiente.

El tipo de cemento a utilizar puede ser tipo I o tipo V, dependiendo las propiedades del suelo, para el suelo de Lima en particular cualquiera de estos tipos de cemento es válido.

Hecho el llenado se espera como mínimo con el uso de acelerante 72 horas o 5 días sin acelerante para que el bulbo madure y tenga la capacidad de asumir la solitud de carga especificada.

Durante la realización del anclaje y a causa de las vibraciones, se podrían generar desprendimientos de material e inestabilidad del talud, al igual que en la etapa de excavación, la aplicación de shotcrete o pañeteo con lechada de cemento se hacen necesarios. En la Figura N°3.03 se aprecia la aplicación del shotcrete.



Figura N° 3.03: Fotografía del proceso de pañeteo con lechada de cemento

Fuente: Pilotes Terratest Perú, Publicación Técnica

3.3 COLOCACIÓN DE ARMADURA, ENCOFRADO Y CONCRETO.

Una vez colocada la armadura, la elaboración de los paños de concreto debe calcularse de tal manera que inicie 3 días después de iniciada la perforación. Esto se debe a que una vez inyectados los anclajes los mismos necesitan de 7 días para que alcancen la resistencia necesaria para ser tensados. En cambio el concreto reforzado solamente necesita de 3 días para poder ser sometidos a carga sin riesgo de que se fracture; es por esto que para que la operación sea secuencial y sin interrupciones hay que dejar un período de 3 a 4 días entre una operación y la otra.

En la Figura N°3.04 se muestra el detalle típico de refuerzo para los muros, y en la Figura N°3.05 se aprecia la armadura del muro y la longitud del anclaje que se empleará para las pruebas de tensado.

El encofrado mostrado en la Figura N°3.06 presenta un tubo de PVC como protección para el anclaje en la etapa que se realice el vaciado de concreto. La Figura N°3.07 muestra el vaciado de concreto del muro.

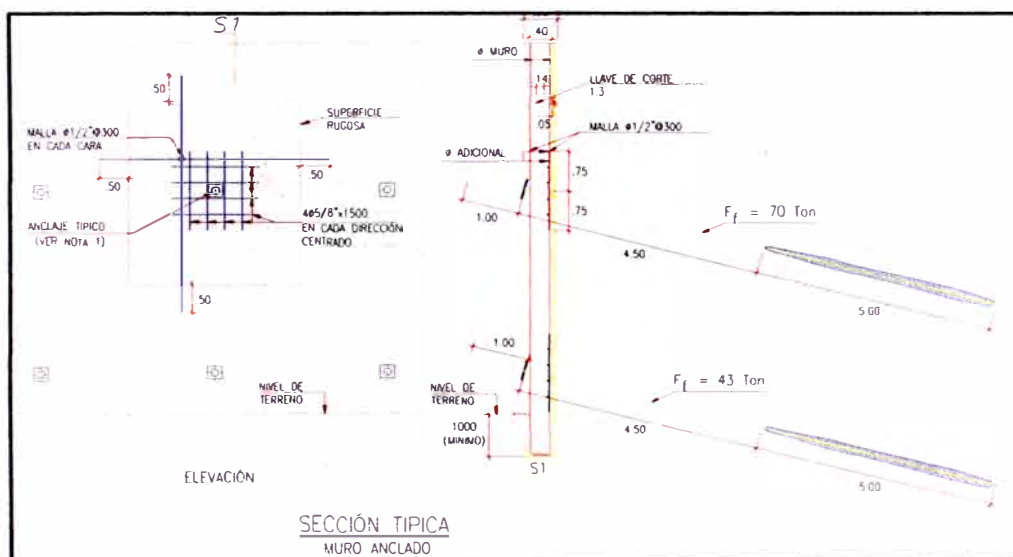


Figura N° 3.04: Elevación y sección típica del muro anclado

Fuente: CONSORCIO NUEVA GAMBETTA, Expediente técnico.



Figura N° 3.05: Fotografía de colocación de armadura de acero del muro

Fuente: Pilotes Terratest Perú, Publicación Técnica



Figura N° 3.06: Fotografía de encofrado de los muros

Fuente: Pilotes Terratest Perú, Publicación Técnica



Figura N° 3.07: Fotografía de vaciado de concreto

Fuente: Pilotes Terratest Perú, Publicación Técnica

3.4 DESENCOFRADO DEL MURO

Una vez de vaciado el concreto del muro, el desencofrado no debe incluir a los puntales como se aprecia en la Figura N° 3.08, ya que estos deben mantenerse hasta que se logre fijar el anclaje.



Figura N° 3.08: Fotografía de desencofrado del muro

Fuente: Pilotes Terratest Perú, Publicación Técnica

3.5 TENSADO DEL ANCLAJE Y PRUEBA DE ACEPTACIÓN

Para el tensionamiento de los anclajes como se aprecia en la Figura N°3.09, se deberá cumplir:

1. Maduración del bulbo, aproximadamente: 5 días sin uso de aditivo y 3 días con el uso el aditivo.
2. Que el muro tenga la resistencia a la compresión simple especificada por el estructural el cual está en función de la carga de tensionamiento

Para anclajes permanentes se debe realizar prueba de carga de acuerdo a las especificaciones del diseño. Para el tensionamiento se utilizará un gato unitario o un gato multitoron el cual llevará cada cable o torón a la carga de trabajo especificada como se aprecia en la Figura N°3.10.



Figura N° 3.09: Fotografía de tensado del anclaje

Fuente: Pilotes Terratest Perú, Publicación Técnica



Figura N° 3.10: Fotografía de la prueba de aceptación

Fuente: Pilotes Terratest Perú, Publicación Técnica

Los anclajes permanentes, como su nombre lo dice son elementos que están diseñados para una vida larga, en ellos el diseñador considera factores de seguridad altos con los cuales prevé de aumentos en las solicitudes no contempladas en el instante mismo de la puesta en marcha el proyecto. Para cumplir con este requerimiento, se deben tomar las medidas de protección anticorrosión del anclaje, las cuales son:

1. Cada torón o cable de la zona libre se protege con grasa grafitada; posteriormente se protege con una manguera de polietileno cada torón.
2. El anclaje completo se cubre con manguera corrugada porosa, el cual evita el contacto directo del cable con el suelo.
3. La inyección se realiza dentro de la manguera corrugada y luego por fuera de ella, así se garantiza que el cable no tenga ningún contacto con el suelo o el exterior de la perforación.
4. La platina y el bloque deben quedar protegidos contra la intemperie, después del tensado.

3.6 EXCAVACIÓN DEL NIVEL INFERIOR.

El siguiente nivel de excavación no deberá iniciar antes de terminar la aplicación de los anclajes y después de completar los ensayos de aceptación de los anclajes y la aceptación del nivel estabilizado como se muestra en la Figura N°3.11. La lechada de cemento y el concreto deberán tener un tiempo de curado de por lo menos 72 horas, antes del siguiente nivel de excavación. Para los casos donde la excavación no puede permanecer sin soporte en un periodo de tiempo requerido, una berma continua puede ser empleada para estabilizar la sección de la excavación sin soporte. En este caso los anclajes se han instalado e inyectado primero a través de la berma de estabilización. A continuación, la berma es excavada y el concreto se aplica a lo largo del paño encofrado.

Por otra parte, la berma de estabilización pueden ser removida en secuencia en la que se alternan con franjas de excavación, los paneles de la berma de estabilización se crean en el medio. El ancho de las franjas de la excavación no debe superar el espaciamiento horizontal de los anclajes. A continuación, los anclajes son instalados y es aplicada la inyección.

Posteriormente, los paneles de berma de estabilización son removidos e inmediatamente los anclajes son instalados y el concreto es vaciado. El uso de bermas de estabilización se debe utilizar sólo como último recurso, ya que este procedimiento puede tener un impacto significativo en los costos de construcción y en la programación del proyecto.



Figura N° 3.11: Fotografía de excavación intercalada del segundo nivel

Fuente: Pilotes Terratest Perú, Publicación Técnica

3.7 SECUENCIA DEL PANELADO.

El proceso constructivo para el segundo nivel y posteriores se repite igual que los puntos anteriores solo que la cantidad de muros a realizar cambia de 1 a 2 al mismo tiempo y manteniendo el proceso de intercalación. Para mayor comprensión se muestra el esquema en la Figura N°3.12.

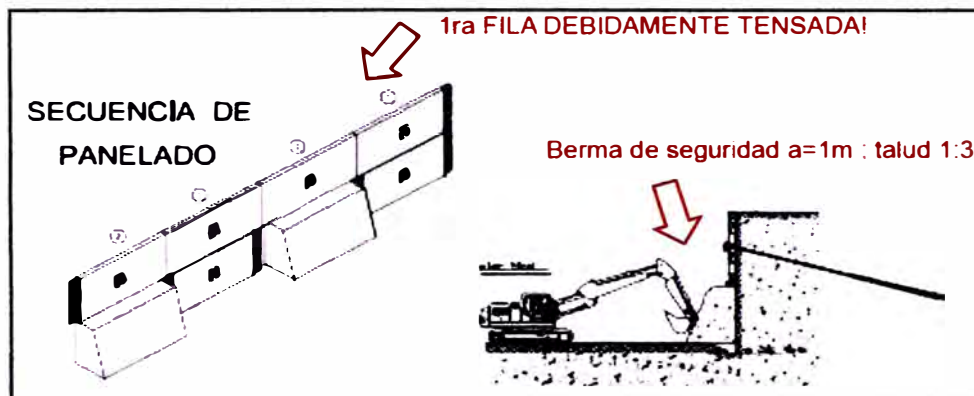


Figura N° 3.12: Esquema de panelado
Fuente: Terratest Perú, Publicación Técnica

CAPÍTULO IV: APLICACIÓN DEL PROCESO CONSTRUCTIVO Y PLANEAMIENTO DE EJECUCIÓN

4.1 CONSIDERACIONES EN LA EJECUCIÓN:

Siendo el paso a desnivel de Ciudad del Deporte una parte del proyecto, que posee mayor complejidad en su ejecución; será necesario establecer el "Plan de Ejecución General"; para ello se tiene en consideración lo siguiente:

- Constructibilidad y procedimientos constructivos.
- Planeamiento ejecutivo de los elementos y obras que conforman el paso a desnivel (Ejecución de Muros Anclados).
- Desvíos de tráfico factibles de ser ejecutados.
- Expediente técnico del Proyecto.

La vía deprimida estará conformada por 2 calzadas separadas por una berma interna sin revestimiento de 2m de ancho, cada calzada con 2 carriles de 3.5 m de ancho y bermas pavimentadas, la interna de 0.5 m de ancho y la externa de 1 m de ancho como se puede apreciar en la Figura N°4.01.

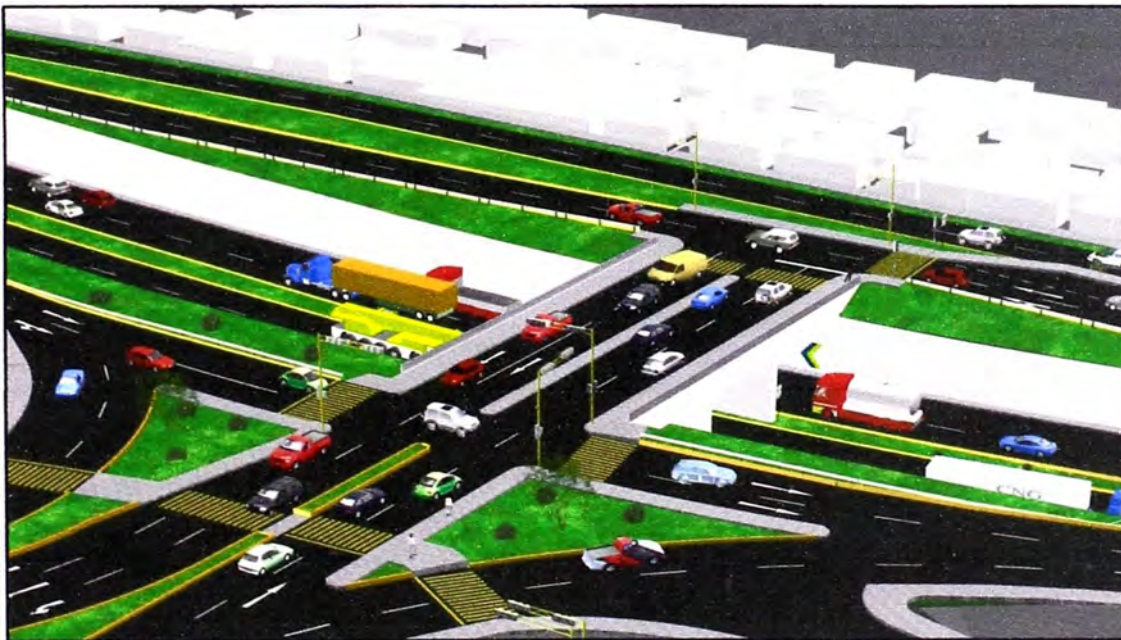


Figura N° 4.01: Esquema de Ciudad del Deporte (Antonia Moreno de Cáceres) km 6+600

Fuente: CONSORCIO NUEVA GAMBETTA, Expediente técnico.

4.2 ACTIVIDADES A EJECUTAR:

El proceso constructivo del paso a desnivel en Ciudad del Deporte considera las siguientes actividades:

- 1) Demolición de estructuras existentes y la remoción de paraderos y postes de señalización existente en la zona.
- 2) Construcción de cerco perimétrico definitivo para el Hospital Chalaco.
- 3) Excavaciones masivas con excavadora hasta el nivel de la fundación de la subrasante tanto en vías auxiliares como en principales.
- 4) Construcción de muros de contención cantiléver y muros anclados ubicados en lado izquierdo y derecho del sector deprimido.
- 5) Construcción de un Marco Vehicular bicelular de concreto armado.
- 6) Construcción de vías principales izquierda y derecha pavimentadas con 2 calzadas de 2 carriles cada una sobre el Marco bicelular. La construcción de estas vías considera una estructura de pavimento en donde la base granular será mejorada con cemento y la carpeta asfáltica será elaborada con cemento asfáltico modificado con polímeros
- 7) Construcción de veredas de 1.0m de ancho en el sector deprimido y de 1.80m en zona de vías auxiliares.
- 8) Construcción de vía auxiliar izquierda, con actividades como movimiento de tierras, subrasante y pavimento.
- 9) Rehabilitación de la vía auxiliar derecha y su rampa de acceso.
- 10) Rehabilitación de los accesos y ramales en la parte superior de Ciudad del Deporte.
- 11) Señalización y Semaforización.

Las actividades de la construcción del Distribuidor Vial en Ciudad del Deporte en cuanto a la ejecución de las vías principales deprimidas obligarán a que se realice como primer trabajo la ejecución de las estructuras de contención (muros anclados y cantiliver) así como el cierre total del tráfico simultáneamente en ambos sentidos, entre las progresivas km 6+300 al km 6+900 durante la ejecución de las obras.

Ante esta necesidad, la derivación del tráfico será hacia las vías auxiliares. Por esta consideración, la construcción de la vía auxiliar del lado izquierdo inexistente fue planeada como una actividad precedente.

4.3 SECUENCIA CONSTRUCTIVA DE EJECUCIÓN DEL MURO ANCLADO PROYECTADO.

La estructura del muro será construida de acuerdo a los planos y especificaciones del proyecto y seguirá los lineamientos generales de construcción siguientes:

Para el sistema de entibación se indica la siguiente metodología de ejecución:

La construcción del muro anclado procede simultáneamente con el progreso de la excavación y el muro anclado que se va construyendo desde arriba hacia abajo por niveles. La secuencia constructiva por batchesse muestra en la Figura N°4.02.

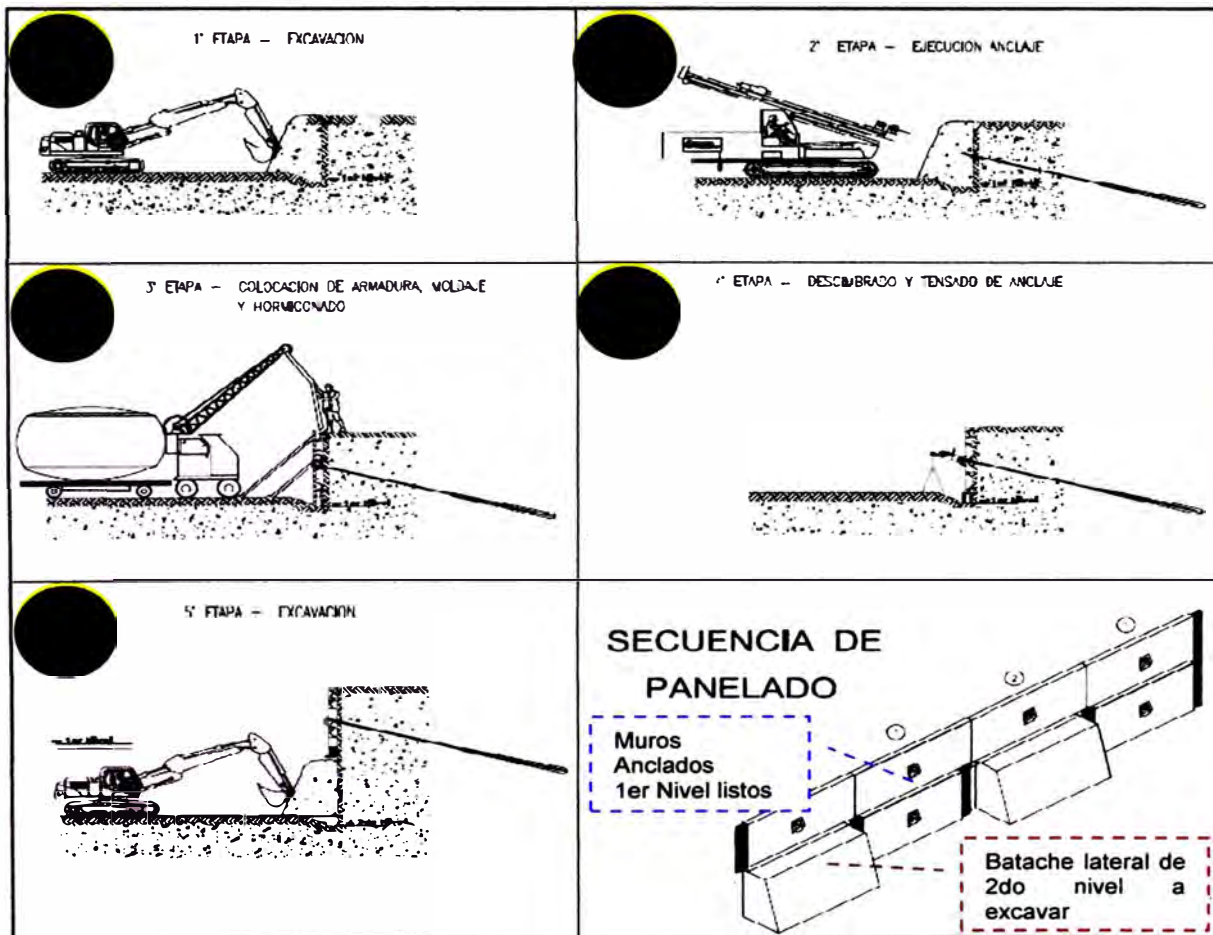


Figura N° 4.02: Secuencia de construcción proyectada

Fuente: CONSORCIO NUEVA GAMBETTA, Expediente técnico.

- 1) En primera instancia se excavará para dejar una plataforma para la ejecución de los anclajes.
- 2) Ejecución e instalación de los anclajes permanentes se realizarán según secuencia de panelado en el primer nivel contando desde arriba en dirección inferior.
- 3) Ejecución del panel de muro de concreto armado en forma tradicional considerando el uso de encofrado.
- 4) Tensado de los anclajes de los paneles ejecutados.
- 5) Construcción de paneles contiguos excavando los bataches laterales y se repite el mismo proceso.

Existe la posibilidad de que en la ejecución INSITU el procedimiento pueda ser modificado para poder librar imprevistos propios de obra, en tal caso, se hará de conocimiento oportuno a la entidad correspondiente.

Dichos procedimientos se presentarán a través de un diagrama Gantt que podemos observar en el Anexo 01 del presente informe.

CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

Actualmente en el Perú no se cuenta con una norma para el diseño de muros anclados, es así que vemos en el desarrollo del presente informe la presencia de normas alemanas y como comparativo la aplicación de normas americanas.

Para el cálculo de la longitud libre de los anclajes activos se debe establecer de manera adecuada la superficie de falla crítica y su orientación, para lo cual se utiliza el criterio propuesto por Peck, que representa una suposición conservadora, ya que incrementa la longitud detrás de la superficie de falla propuesta por Rankine.

Es importante realizar un planeamiento y programación previo al inicio de los trabajos pues nos ayuda a tener una mejor perspectiva del proyecto y control de todas las variables que intervienen por consiguiente es primordial el conocimiento referente al proceso de construcción.

Se realizó una comparación de la norma Americana (publicación FHWA) con los resultados obtenidos con el programa Alemán GGU RETAIN. La Norma Americana es más conservadora, publicamos los resultados obtenidos en el Cuadro N°5.01.

Cuadro N° 5.01: Comparación de resultados obtenidos

#	Método/Programa	Tipo de estabilidad	Longitud Anclaje (m)	Separación Horizontal entre anclajes (m)
1	Norma alemana / GGU RETAIN	Global	10.5	5.0
2	Norma Americana (publicación FHWA)	Interna	11.0	2.5

Fuente: Elaboración propia.

Finalmente para el diseño del muro se consideró los resultados obtenidos por el programa GGU RETAIN.

5.2 RECOMENDACIONES

Se recomienda al profesional y/o estudiante tener en cuenta todos los pasos a seguir para conseguir un buen diseño y llevar un buen proceso de construcción adecuado de muros anclados aplicados en un paso a desnivel.

Contar con la formación de personal capacitado en las nuevas tecnologías para que el conocimiento se vea continuado y no se pierda.

BIBLIOGRAFÍA

- Cerna Diaz, Alfonso Armando, “Análisis y diseño de muros anclados para estabilización de excavaciones profundas”. Tesis para optar Título Profesional FIC-UNI. Lima, Perú, 2011.
- Porterfield, J.A., Cotton, D.M., Byrne, R.J., Wolschlag, C., and Ueblacker, G., “Manual for Design and Construction Monitoring of Soil Nail Walls”, Federal Highway Administration, FHWA-SA-96-069R, Washington D.C., 1998.
- P.J. Sabatini, D.G. Pass, R.C. Bachus, “GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 4”, FHWA-IF-99-015, Washington D.C., 1999.
- Procedimientos constructivos de muros anclados (2012). Archivo digital de la empresa Pilotes Terratest Perú, 22 de Noviembre. <www.terrastest.com.pe>
- Ucar Navarro Roberto, “Manual de anclajes en Ingeniería Civil”, Carlos López Jimeno, 2004.

ANEXOS

ANEXO 01: Diagrama Gantt de ejecución de muro anclado.

ANEXO 02: Memoria de cálculo – Pilotes Terratest.

ANEXO 03: Memoria de cálculo – Método Americano – FHWA.

ANEXO 01: DIAGRAMA GANTT DE EJECUCIÓN DE MURO ANCLADO

ANEXO 02: MEMORIA DE CÁLCULO - PILOTES TERRATEST

DISEÑO GEOTÉCNICO DE MUROS ANCLADOS

PROPIEDADES DEL SUELO

$$\begin{aligned}\gamma &= 18 \text{ KN/m}^3 \\ \phi &= 37^\circ \\ c &= 0 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

SUELO = Arenas

- * Ángulo de fricción interna del suelo afectado por un factor de seguridad:

$$\phi_{mob} = \tan^{-1}\left(\frac{\tan \phi}{FS}\right) \quad \phi_{mob} = 26.6736^\circ$$

- * Cohesión del suelo afectada por un factor de seguridad:

$$c_{mob} = \frac{c}{FS} \quad c_{mob} = 0.000 \text{ KN/m}^2$$

- * Coeficiente de presión de tierras en condición activa movilizada

$$K_{Amob} = \frac{1 - \sin \phi_{mob}}{1 + \sin \phi_{mob}} \quad K_{Amob} = 0.380$$

- * Coeficiente de presión de tierras en condición de reposo

$$K_o = 1 - \sin \phi \quad K_o = 0.398$$

PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

$$\begin{aligned}f_c &= 210 \text{ kg/cm}^2 \\ f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

CONDICIÓN DE DESPLAZAMIENTO

Sin desplazamiento → F.S. = 1.5

GEOMETRÍA

$$\theta = 0^\circ$$

$$\beta = 0^\circ$$

$$H = 9.6 \text{ m}$$

$$q_s = 15 \text{ KN/m}^2$$

$$\psi = 15^\circ$$

$$S_H = 2.5 \text{ m}$$

$$\# \text{ de anclajes: } 3$$

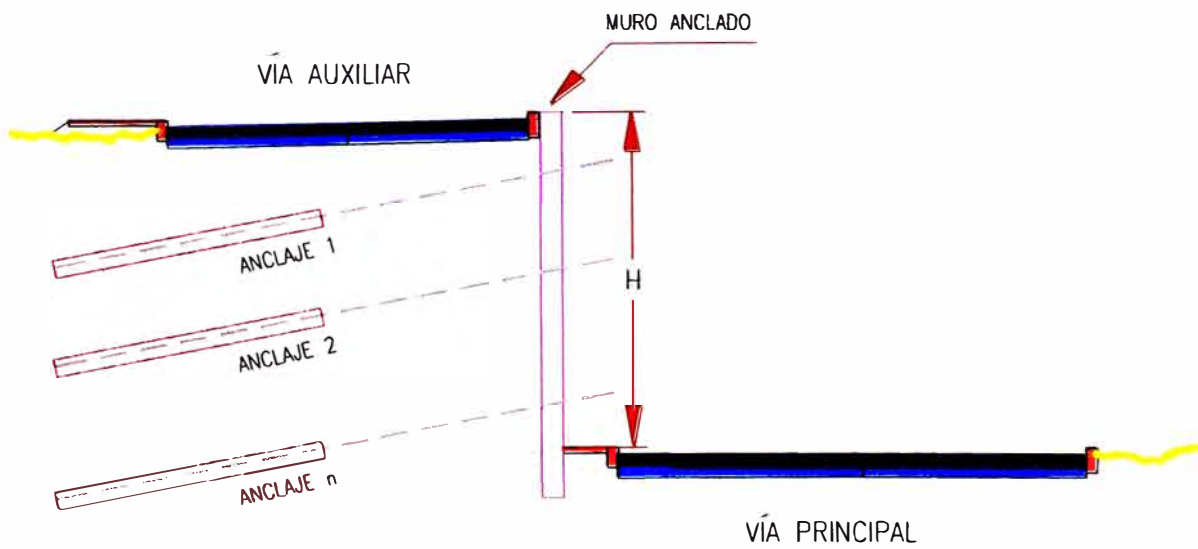
$$\rightarrow n = 3$$

$$H_1 = 1.50 \text{ m}$$

$$H_2 = 2.50 \text{ m}$$

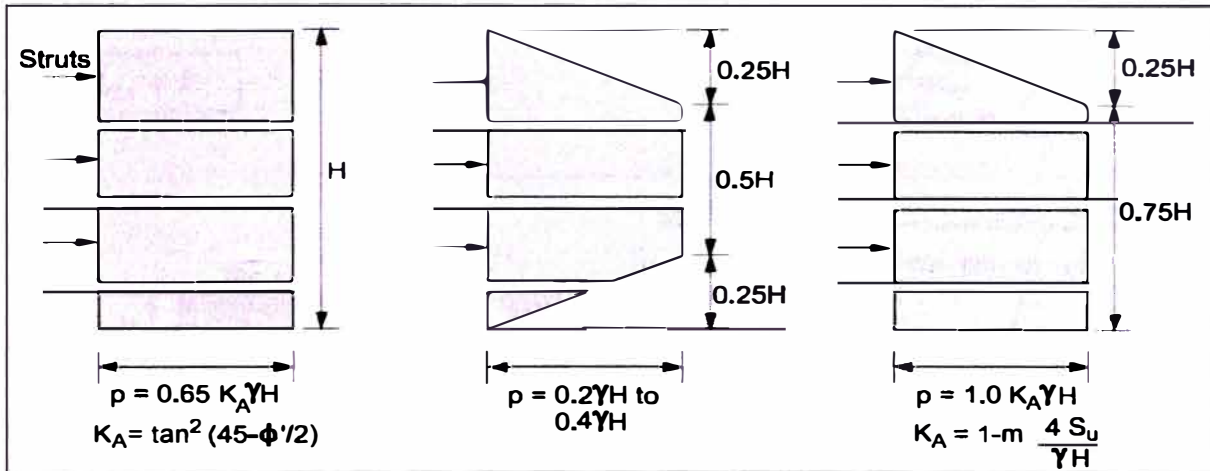
$$H_3 = 2.40 \text{ m}$$

$$H_4 = 3.20 \text{ m}$$



DIAGRAMAS APARENTE DE PRESIÓN DE TIERRA

Diagramas recomendados de presiones de tierras de Terzaghi y Peck:



a) Arenas

b) Arcillas duras fisuradas

c) Arcillas blandas a medias

Como el suelo: **Arenas**

de anclajes: $n = 3$

$$T_L = 0.65 \cdot K_A \cdot \gamma \cdot H^2$$

$$P = T_L / ((H - 1/3)H^{1 - 1/3}H^{n+1})$$

$$T_L = 429.352 \text{ KN/m}^2$$

$$P = 72.771 \text{ KN/m}$$

CÁLCULO DE PRESIÓN POR SOBRECARGA

$q_s \rightarrow P_s$

$$P_s = K_0 \cdot q_s$$

$$P_s = 5.97 \text{ KN/m}^2$$

DISEÑO DE ANCLAJES

Longitud libre de los anclajes (LL)

$$L_L = L_{L1} + X$$

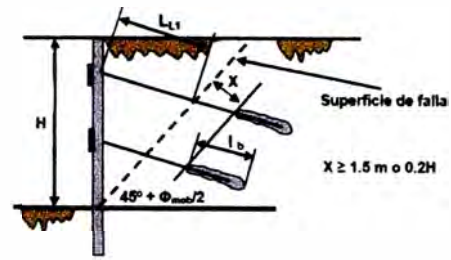


Figura 3.12. Localización de la superficie de falla crítica según Rankine.
Fuente: Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering Circular N°4

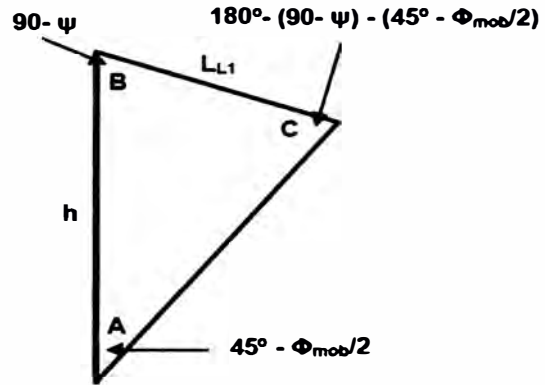
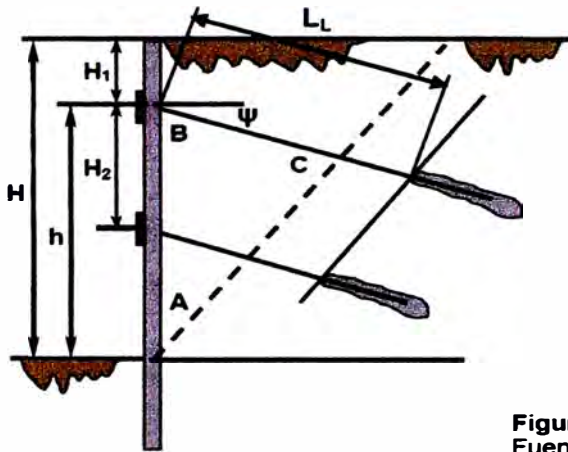


Figura 3.13. Cálculo de longitud libre del anclaje
Fuente: Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering Circular N°4.

Aplicando Ley de senos:

$$\frac{L_{L1}}{\sin\left(45 - \frac{\phi_{mob}}{2}\right)} = \frac{h}{\sin\left\{180 - (90 - \psi) - \left(45 - \frac{\phi_{mob}}{2}\right)\right\}}$$

donde:

ϕ_{mob} = Ángulo de fricción interna del suelo afectado por un factor de seguridad (°)

ψ = Ángulo de inclinación del anclaje (°)

h = Altura desde base del muro hasta el anclaje en analisis (m)

L_{L1} = Longitud libre del anclaje con superficie de falla a $45 + \phi_{mob}/2$ (m)

Elejimos el anclaje

anclaje 1

→ **$h = 8.1$**

→ **$LL1 = 4.438$ m**

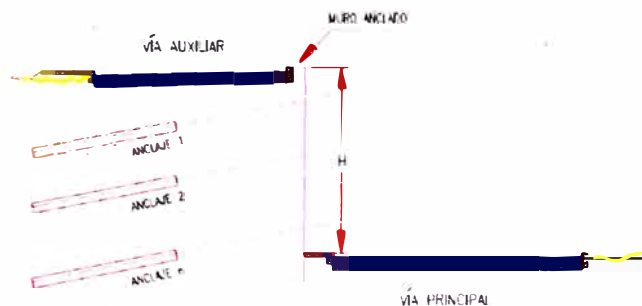
Para "X":

$$X \geq 1.5 \text{ ó } 0.2 * H$$

→ **$X = 1.92$ m**

Finalmente:

$LL = 6.358$ m



CÁLCULO DE LAS FUERZA HORIZONTALES EN LOS ANCLAJES

$$\# \text{ de anclajes : } n = 3$$

* anclaje 1

$$\begin{aligned} T_{H1} &= [(2/3)H1+(1/2)H2]*P+(H1+H2/2)*PS \\ T_{H1} &= 180.161 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

* anclaje 2

$$\begin{aligned} T_{H2} &= [(1/2)H2+(1/2)H3]*P+(H2/2+H3/2)*PS \\ T_{H2} &= 192.923 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

* anclaje 3

$$\begin{aligned} T_{H3} &= [(1/2)H3+(23/48)H4]*P+(H3/2+H4/2)*PS \\ T_{H3} &= 215.632 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

* R_B

$$\begin{aligned} R_B &= [(3/16)H4]*P+(H4/2)*PS \\ R_B &= 53.219 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

CARGA DE DISEÑO DEL ANCLAJE

$$T_D = \frac{T_H * S_H}{\cos \psi}$$

Donde:

- S_H : Separación horizontal
- ψ : Ángulo de inclinación de los anclajes
- T_D : Carga de diseño del anclaje

→ anclaje 1

$$T_{D1} = 466.291 \text{ KN}$$

→ anclaje 2

$$T_{D2} = 499.323 \text{ KN}$$

→ anclaje 3

$$T_{D3} = 558.098 \text{ KN}$$

$$T_D \text{ Diseño } \rightarrow 559 \text{ KN}$$

Longitud del bulbo (L_b)

$$L_b = \frac{T_{max} * FS}{Q_u}$$

donde:

Q_u = Capacidad de carga última de transferencia del bulbo del anclaje (KN/m)

T_{max} = Carga máxima de diseño (KN)

FS = Factor de seguridad

L_b = Longitud del bulbo del anclaje (m)

FS = 2.0

Q_u = 220

→ L_b = 5.082 m

LONGITUD TOTAL DEL ANCLAJE (L_T)

$$L_T = L_L + L_b$$

→ L_T = 11 m

ANEXO 03: MEMORIA DE CÁLCULO - MÉTODO AMERICANO - FHWA



P12151

Paso a desnivel Nueva Gambetta Callao

MEMORIA DE CÁLCULO

SISTEMA DE ENTIBACIÓN MEDIANTE ANCLAJES POSTENSADOS TEMPORALES

B	Revisión y Comentarios	L.R.R.	M.S.S.	M.S.S.	M.S.S.	31-10-2012
A	Revisión y Comentarios	G.M.P.	M.S.S.	M.S.S.	M.S.S.	20-07-2012
REV.	DESCRIPCIÓN	PREPARÓ	REVISÓ	APROBÓ	EMITIÓ	FECHA

1. Introducción

Con motivo del proyecto de construcción del Paso a desnivel Nueva Gambetta, en la ciudad del Callao, se realiza la presente memoria de cálculo para el sistema de entibación de la excavación a realizar mediante anclajes postensados permanentes.

La entibación se realizará utilizando el sistema de MURO ANCLADO a lo largo de ambos lados de la vía a desnivel, la cual está comprendida entre las progresivas:

Lado izquierdo: 6 + 490 a 6 + 790
Lado derecho: 6 + 470 a 6 + 720

En general, el sistema de entibación consiste en anclar los paneles que se van ejecutando por batches en una secuencia alternada hasta completar el perímetro y poder proceder a realizar lo mismo en el nivel de paneles inferiores hasta completar la totalidad de la excavación.

En cualquiera de los casos, en los niveles a anclar, se consideran paneles de aprox. 5.00 de ancho y 3.00m de altura. Los anclajes tendrán por lo general la misma separación.

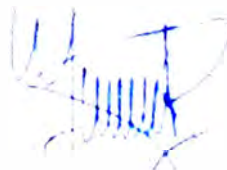
Los muros de hormigón armado soportan lateralmente la excavación. Trabajan principalmente a flexión. Los elementos de arrioste lateral deberán soportar las cargas de diseño indicadas con un adecuado coeficiente de seguridad.

De acuerdo a la distribución de anclajes adoptado, el estado de carga permanente sobre los muros subterráneos puede alterar el diseño originalmente propuesto. El Ingeniero Estructural a cargo del proyecto deberá verificar los estados críticos (flexión, punzonamiento, entre otros) de acuerdo a las cargas entregadas y reforzar el muro en caso de ser necesario.


Una vez construidos los muros y losas del subterráneo hasta el nivel inmediato inferior a la cota del arrioste, se destensarán los cables de los anclajes.



Luis Raygada Rojas
Ingeniero de Proyectos
PILOTES TERRATEST PERÚ S.A.C.



Mariano Saucedo Sulzer
Gerente Técnico
PILOTES TERRATEST PERÚ S.A.C.

 PILOTES TERRATEST	Proyecto: P12151 - Paso a desnivel Nueva Gambetta Asunto: Memoria de Cálculo	Página: 3 de 13 Revisión: B
--	---	--

2. Antecedentes

El diseño se ha estudiado de acuerdo a los siguientes antecedentes aportados por el cliente:

Planos de Plantas y Secciones Transversales

Preparó: CONSORCIO NUEVA GAMBETTA

Emitido en fecha: Octubre - 2011

Fecha de entrega: 26/06/2012

Estudio de Mecánica de Suelos

Preparó: CONSORCIO NUEVA GAMBETTA

Emitido en fecha: Junio - 2012

Fecha de entrega: 26/06/2012

Información adicional relevante para el diseño pendiente a entregar por el cliente:

- Plano de estructuras
- Niveles de fundación en estructuras colindantes
- Plano de interferencias, instalaciones, tanques, ductos, etc.

3. Normas de Aplicación

- DIN 4085: Berechnung des Erddrucks. Cálculo del empuje
DIN 4125: Ground anchorages. Design, construction and testing.
EAB: Empfehlungen des Arbeitsausschusses Baugruben (DGEG)
Recomendaciones de la comisión de trabajo "Excavaciones" de la Soc. Alemana de Suelos y Fundaciones.
ACI 318-95: Código de diseño de Hormigón Armado
DIN 1054: Permissible loading of subsoil
DIN 4084: Calculation of soil failure and slope failure

4. Datos generales utilizados en el diseño

4.1 Datos del terreno. Parámetros geotécnicos adoptados

Para el diseño de los anclajes se han considerado los parámetros del suelo siguientes:

Profundidad (m)		Estrato	Peso unitario (kN/m ³)	Angulo de fricción interna	Cohesión (kN/m ²)
Desde	Hasta				
0.00	1.00	Relleno	18	30	1
1.00	9.00	Grava suelta	20	37	15



Nota: Los parámetros se basaron en la experiencia de PTP en la zona del proyecto y en el estudio de mecánica de suelos mencionado líneas arriba. Estos parámetros deberán ser ratificados por el mecánico de suelos responsable del proyecto antes de contratar la obra o bien durante los trabajos de excavación antes de la perforación de anclajes. En caso de encontrarse un suelo diferente al expuesto en este informe, se debe informar de inmediato a PTP para proceder al rediseño de los anclajes.

4.2 Coeficiente Sísmico

El coeficiente sísmico horizontal adoptado es el siguiente:

Para estado de uso permanente:

- $k_h = 0,18g$ para la zona calles y deslindes eriazos. (desplazamiento residual sísmico moderado)
- $k_h = 0,25g$ para la zona de edificios vecinos. (desplazamiento residual sísmico restringido)

Nota: Estos valores se han tomado en base al estudio de peligro sísmico de la ciudad de Lima y corresponden a $\frac{1}{2}$ de la máxima aceleración registrada, aplicando el método probabilístico para un periodo de retorno de 100 años, lo que equivale a una vida útil de 11 años con una probabilidad de excedencia de 10%.

4.3 Posición adoptada en el cálculo de la napa freática

Dado que la napa freática está por debajo del sello de fundación de los muros, su posición no afecta los cálculos realizados.

4.4 Cargas de edificios vecinos y sobrecargas.

Para las sobrecargas se adoptó una mínima de 15 kN/m^2 en los sectores contiguos a la excavación. En sectores con estructuras presentes, la sobrecarga mínima aumenta proporcionalmente con el número de pisos de dicha construcción.

En el caso de sismo, se adiciona el efecto del corte basal multiplicando a las cargas distribuidas por el respectivo coeficiente sísmico. Así se tienen entonces no sólo cargas verticales distribuidas sino horizontales distribuidas, que reflejan el efecto del corte basal producto de la acción sísmica sobre el edificio.

5. Criterios adoptados para el diseño

Las Fuerzas de anclajes y solicitaciones en el muro se han determinado mediante el método de estados límites con el programa GGU RETAIN de origen alemán. Los procedimientos de diseño que usa el programa están basados en las normas alemanas DIN, EAB y EAU.

5.1 Empuje activo: mayoración y distribución adoptada.

Tanto para la zona de calles como para las zonas de edificaciones vecinas se ha adoptado un empuje activo ponderado siguiendo los criterios que se muestran continuación.

5.1.1 Empuje activo ponderado

En general se parte del empuje para el estado activo mayorado E_{aoh} según lo indicado en las EAB [6], dependiendo de la limitación de asentamientos deseada en la superficie. El empuje activo se incrementa en función de la estructura vecina de la siguiente forma.



$$K_{aoh} = (1 - f) \cdot K_{ah} + f \cdot K_{oh}$$

Siendo:

K_{ah} = factor de empuje activo

K_{oh} = factor de empuje en reposo

f = factor de mayoración

Para edificios de hormigón armado se adopta un factor de mayoración $f = 0.50$

Para las calles se adopta un factor de mayoración $f = 0.25$

El empuje activo se calcula según la teoría de *Rankine* y normado en la DIN 4085:

$$K_{ah} = \frac{\cos^2(\phi + \alpha)}{\cos^2(\alpha) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta_a) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha - \delta_a) \cdot \cos(\alpha + \beta)}} \right]}$$

$$E_{ah} = \frac{h^2}{2} \cdot \gamma \cdot K_{agh}$$

Siendo:

K_{agh} : Coeficiente de empuje activo.

ϕ : Ángulo de fricción interna del suelo.

α : Inclinación muro con respecto a la vertical.

δ_a : Ángulo de fricción muro-suelo lado activo.

β : Ángulo del talud del terreno con respecto a la horizontal.

h: Altura del suelo, medido desde cota de coronamiento del muro.

γ : Peso unitario del suelo.

El empuje en reposo se calcula según la teoría de *Jaky* generalizada por *Franke* para presencia de talud (Bautechnik 1974 - fascículo 1):

$$K_0 = 1.0 - \text{seno } \phi + (\text{cos } \phi + \text{seno } \phi) \cdot \beta/\phi$$

siendo:

ϕ : Angulo de rozamiento interno

β : Angulo del talud del terreno con respecto a la horizontal

Para el caso de las cargas de edificios se ha utilizado una distribución rectangular sobre el muro obedeciendo la distribución recomendada en la EAB (Véase [6]). La teoría utilizada en este caso para los empujes en reposo es una extensión de la teoría de *Boussinesq* para suelos anisotrópicos (teoría de *Fröhlich*).

5.2 Empuje pasivo

Para el caso de Muros Anclados no se considera el aporte del empuje pasivo en el diseño.





6. Hipótesis de cálculo por zona

Para el cálculo se han asumido las siguientes zonas y niveles de fundación vecinas:

Zona	NFC (m)	Estructura vecina	Sello Fundación Vecino (m) ^(*)
1	-9.60	Vía	0.00
2	-8.00	Vía	0.00
3	-6.50	Vía	0.00
4	-5.00	Vía	0.00

**Niveles adoptados para el diseño debido al desconocimiento del nivel real. En caso de una variación significativa en los niveles se deberá replantear el diseño de la zona respectiva.*

Es importante mencionar que el cliente, o quien corresponda, será el responsable de entibar todo el resto de la excavación. PTP se hace responsable únicamente de los sectores reportados en sus planos.

7. Paneles – Muros Subterráneos

Debido a la magnitud de carga de los anclajes y el estado de carga que imponen sobre los muros subterráneos, los muros actualmente presentados en el proyecto estructural **deben** ser verificados y reforzados para la condición de cargas debiendo contar con un refuerzo adicional por punzonamiento y flexión en las zonas de aplicación de la carga de anclajes.

8. Anclajes

8.1 Longitudes de anclajes

Se define la longitud necesaria de los anclajes de tal forma que garantice la estabilidad de la entibación con un adecuado coeficiente de seguridad para el estado último analizado (falla más probable), de tal forma de evitar la falla en una zona profunda por detrás de la zona de influencia de los anclajes.

La metodología aplicada está descrita en el punto 9 del presente informe.

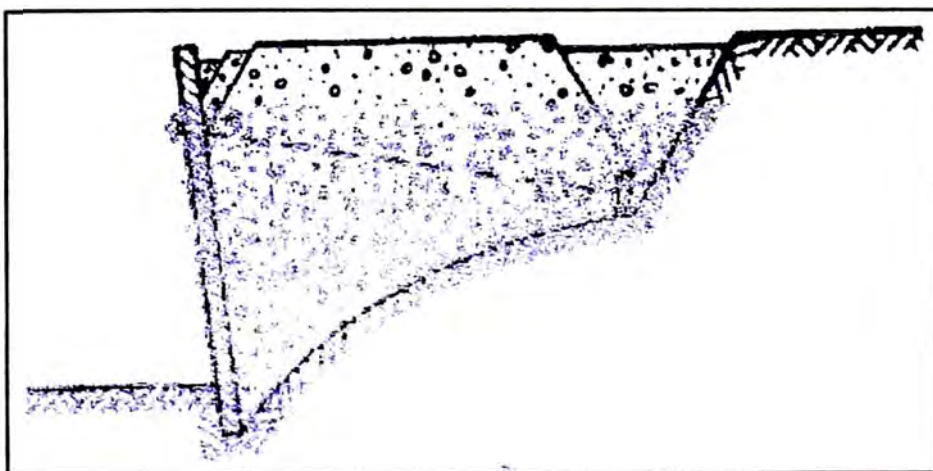


Fig. 1 Falla de cuña profunda en muros anclados



8.2 Partes de los anclajes

En la siguiente figura se pueden apreciar las partes que conforman un anclaje activo:

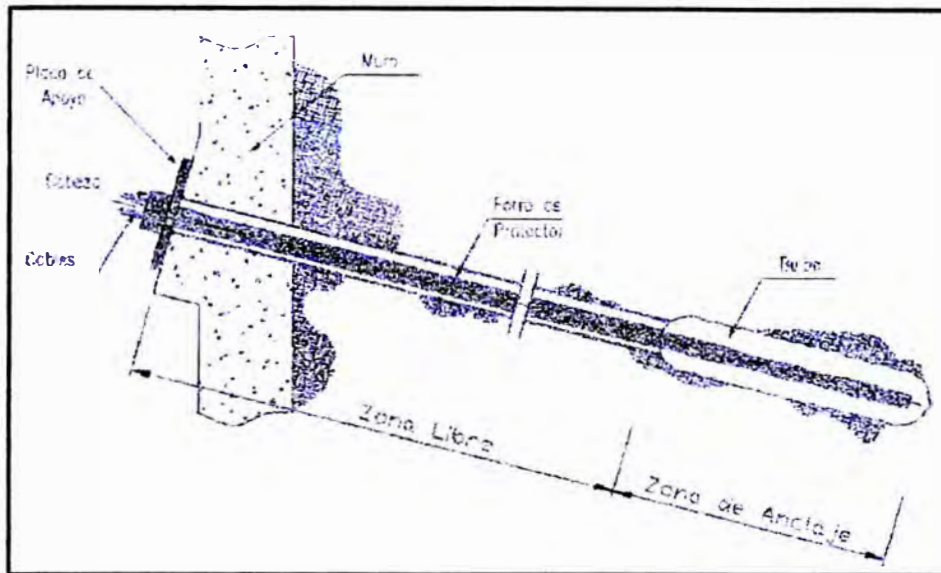


Fig. 2 Partes de los anclajes

8.2.1 Longitud Libre (L_f) del anclaje

La longitud libre del anclaje deberá ser mayor a:

$$L_f \geq 4.50 \text{ m.}$$

El motivo de fijar una longitud libre mínima es el de limitar las deformaciones específicas del anclaje que pueden provocar incrementos o decrementos importantes en la carga del anclaje que pueden condicionar la estabilidad de la entibación ya sea por una pérdida (menor carga a la de diseño) o por un aumento excesivo de la misma que provoque la rotura del tendón.

8.2.2 Diseño de Longitud de bulbo (L_v) del anclaje

Los factores que controlan la capacidad del bulbo de anclaje son los siguientes:

- Diámetro de perforación.
- Características mecánicas del suelo.
- Sistema de perforación.
- Metodología de inyección del anclaje.

Cabe destacar que dentro de la Metodología de Inyección del bulbo de los anclajes, se considera la inyección a una presión garantizada de 10 bares, lo que asegura el desarrollo de la adherencia entre el grout y el suelo.

La longitud de bulbo se obtiene basándose en ensayos de arrancamiento, en todos los ensayos de aceptación realizados y en toda la experiencia de PILOTES TERRATEST en las diferentes unidades de suelos con trabajos realizados.

Se adopta una longitud de bulbo mínima igual a $L_v = 5.00$ m.

8.3 Carga de anclaje (F_w)

La carga de los anclajes ha sido obtenida mediante el software de diseño GGU-RETAIN de origen alemán, que realiza un análisis de estados límites, proporcionando las fuerzas requeridas para obtener el equilibrio del sistema, así como las deformaciones esperables y las sollicitaciones en el muro. Los resultados de cálculo son presentados en forma anexa al final de este documento.

La siguiente tabla muestra las cargas máximas en los anclajes:

Zona	Línea de anclajes	Separación max. entre anclajes (m) ^(*)	Carga máxima anclajes (Tn) ^(**)
1	1	5.00	50
	2	5.00	50
	3	5.00	50
2	1	5.00	25
	2	5.00	25
	3	5.00	25
3	1	5.00	25
	2	5.00	25
4	1	5.00	25

*Las distancias son referenciales y pueden variar en planos.

**Cargas de servicio. Para las verificaciones estructurales del muro deberá considerarse un 25% de carga adicional que se aplica durante el ensayo de aceptación de los anclajes (Véase el punto 8.5).

8.4 Cables de acero

Los anclajes son proyectados con cables de acero de alta resistencia y baja relajación, de 15.2 mm (0,6") de diámetro, diseñados con una carga mínima de fluencia de 235 kN (ASTM A 416 Grado 270).

El coeficiente de seguridad adoptado para el diseño de los tendones de acero, según DIN 4125 es:

$$FS = 1.5 \quad \text{Estado de carga de diseño: AS}$$

AS = Empuje activo + Sismo

8.5 Tensado de los anclajes – Ensayo de aceptación

Durante el procedimiento de tensado, el 100% de los anclajes son sometidos a una prueba de aceptación en la cual se verifica la calidad de la ejecución y las características de fluencia y pérdida de carga de los anclajes en el estado límite de servicio. (Ensayo de Aceptación según DIN 4125).

El ensayo se inicia con una pre-carga F_i que es incrementada en etapas hasta una carga de prueba F_p igual a 1.25 veces la carga de servicio del anclaje. Posteriormente el anclaje es descargado hasta su carga de bloqueo, dejando al anclaje en su estado de carga definitivo. En cada etapa de carga, el desplazamiento del anclaje es medido como una función de la carga para verificar el comportamiento de fluencia del elemento suelo-bulbo.



La carga de prueba del Ensayo de Aceptación será como máximo $F_p \leq 0.90 F$ (Fluencia de la sección de acero del anclaje).

9. Diseño de estabilidad del talud

Las cargas determinadas para los anclajes son verificadas en el programa de estabilidad de taludes GGU-STABILITY, donde se realiza una verificación de la estabilidad global de la estructura mediante los métodos de Bishop (para planos de falla circular) y Janbu (para planos de falla en cuña).

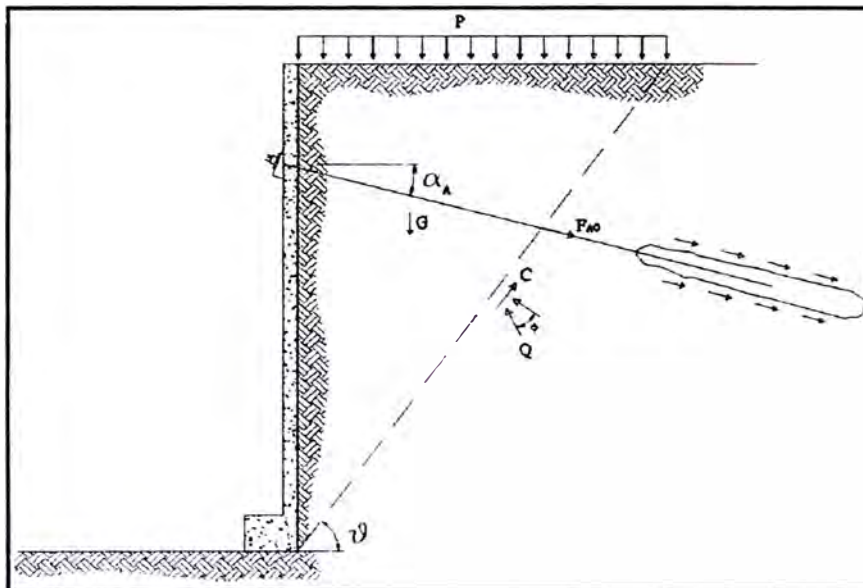


Fig. 4 Cargas actuantes en un plano de falla reforzado con anclajes activos

En este análisis final se determina la longitud óptima de los anclajes y se verifica las cargas de los mismos para el caso estático, sísmico y los distintos estados constructivos, de tal forma que el sistema proporcione un Factor de Seguridad de acuerdo a la siguiente tabla:

	Estado de uso definitivo	Estado constructivo	Estado sísmico extraordinario
FS	1.40	1.30	1.10

9.1 Estado de uso definitivo

En este estado se considera la excavación en toda su profundidad con todos los muros y anclajes ejecutados y tensados.

9.2 Estado constructivo

Se realiza el cálculo de estabilidad en cada una de las fases constructivas para determinar el factor de seguridad mínimo.

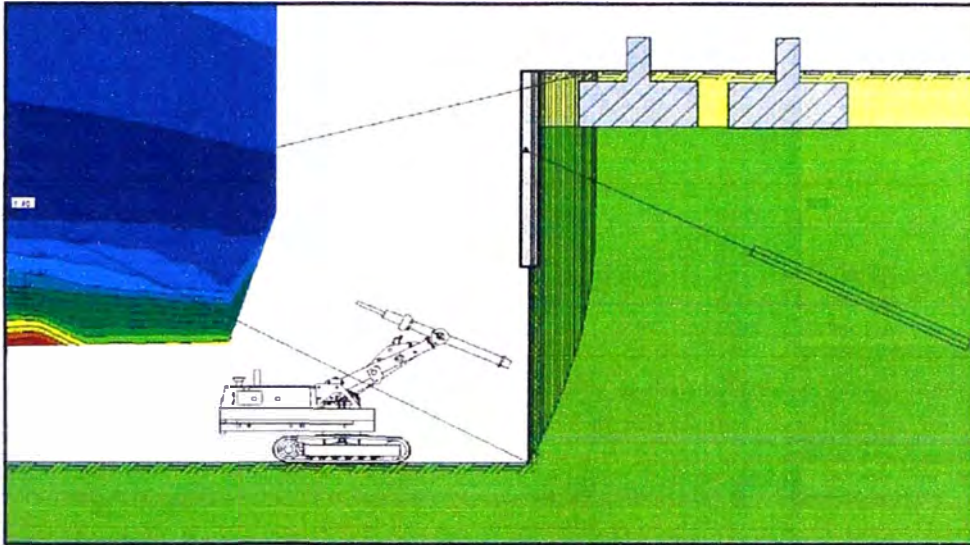


Fig. 5 Verificación para el estado constructivo (figura no tiene relación con el proyecto actual)

9.3 Estado sísmico extraordinario

Se considera la influencia de solicitaciones sísmicas mediante coeficientes de aceleración pseudoestáticos de acuerdo a la Fórmula de Kuntsche (teoría de Bishop).

La influencia de las aceleraciones sísmicas es considerada mediante cargas adicionales actuantes en el centroide de cada dovela en el sentido vertical y horizontal de la siguiente forma:

$$F_H = \frac{A_h \cdot G}{g} = k_h \cdot G$$

$$F_V = \frac{A_v \cdot G}{g} = k_v \cdot G$$

Donde:

F_v , F_H : Fuerza adicional debida a la solicitación sísmica en dirección vertical y horizontal

G : Peso del cuerpo de la dovela

g : aceleración de la gravedad

k_h , k_v : Coeficientes pseudoestáticos de aceleraciones sísmicas horizontal y vertical [-] (En muchas normas se considera el coeficiente vertical como la mitad del coeficiente horizontal)

La influencia de las fuerzas sísmicas adicionales se muestra en el siguiente esquema de fuerzas:

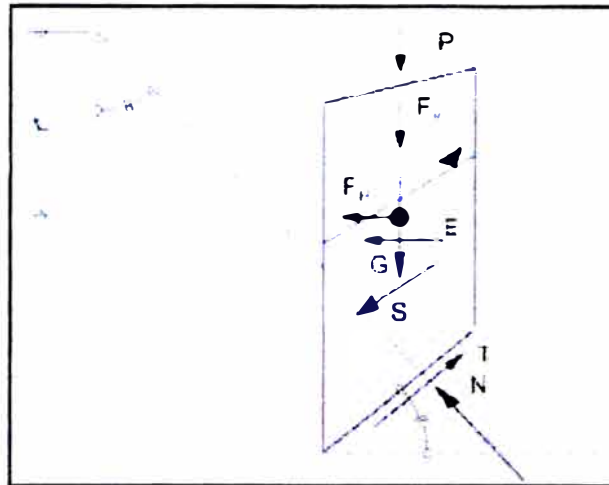


Fig.6 Fuerzas actuantes en las dovelas en el análisis de Equilibrio Límite

El factor de seguridad del sistema queda descrito de la siguiente forma:

$$\eta = \frac{r \cdot \sum T_i}{r \cdot \sum (G_i + F_v) \sin \delta_i + r^* \cdot \sum F_H}$$

La fuerza F_v aumenta o reduce el peso de la dovela de la siguiente forma:

$$(1 - h) \cdot G \quad , \quad o \quad , \quad (1 + h) \cdot G$$

La fuerza horizontal F_H se considera en el denominador adicionalmente, mediante un brazo de palanca distinto r^* .

10. Metodología constructiva de los Muros Anclados

Para el sistema de entibación aquí propuesto se requiere la siguiente metodología de ejecución (generalizada):

La construcción procede simultáneamente con el progreso de la excavación y el muro anclado que se va construyendo desde arriba hacia abajo. La secuencia constructiva por bataches es la siguiente:

- En primera instancia se excavará para dejar una plataforma para la ejecución de los anclajes de la primera línea.
- Ejecución e instalación de los anclajes temporales según secuencia de panelado.
- Ejecución del panel de muro de hormigón armado en forma tradicional considerando el uso de encofrado industrializado. Se incluyen las armaduras de empalme para las losas, vigas y entre tramos de muro.
- Tensado de los anclajes de los paneles ejecutados.
- Construcción del panel contiguo.
- Tensado del anclaje de los paneles contiguos.
- Una vez completado el tensado de los anclajes correspondientes a la línea ejecutada se procederá a excavar para conformar una nueva plataforma de trabajo para la ejecución de los anclajes de la línea inferior, se repiten los procedimientos indicados anteriormente hasta la cota de sello de fundación.



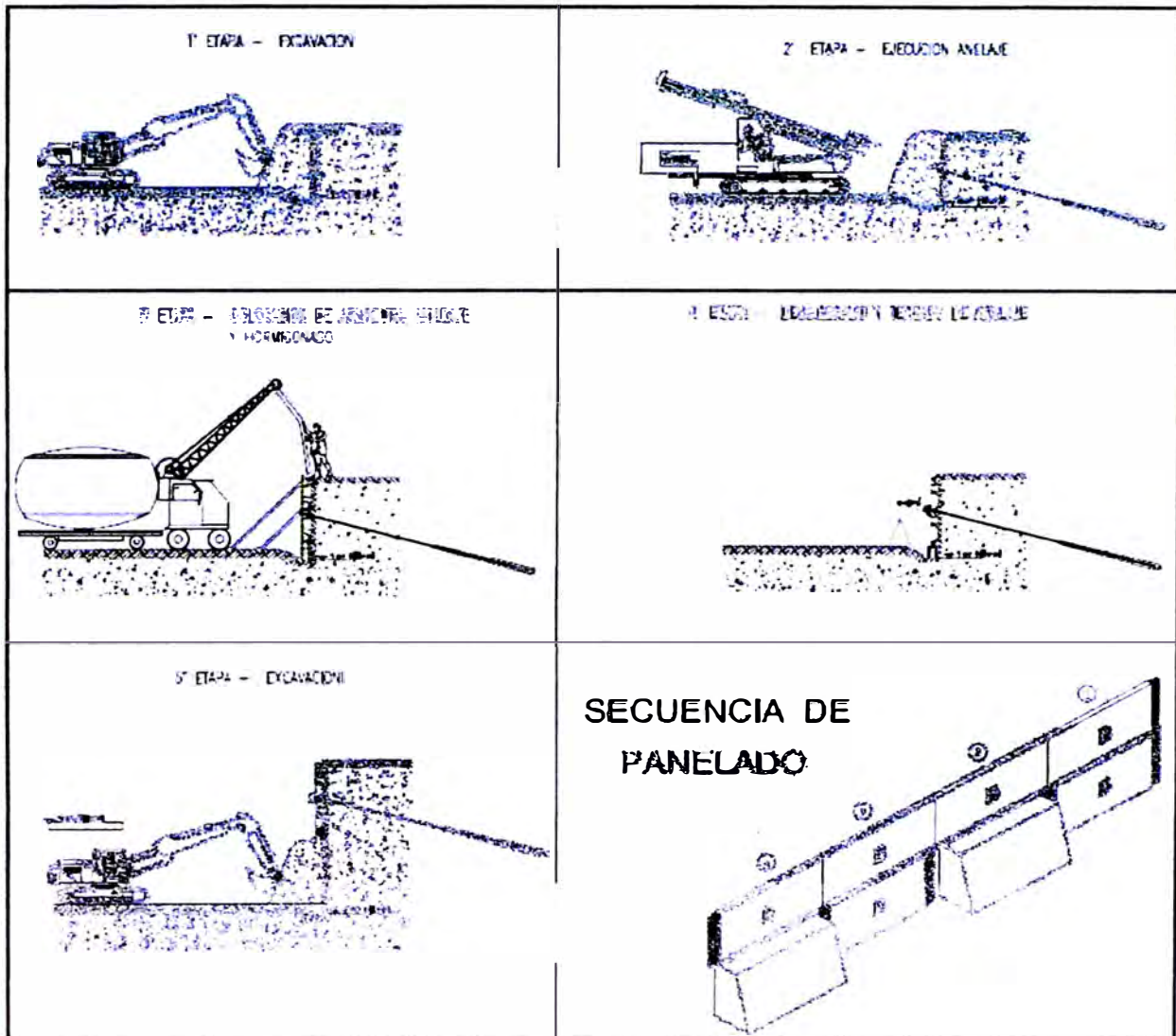


Fig.7 Esquema de secuencia constructiva

11. Tolerancias y recomendaciones para obras de muros anclados realizados por batches:

- Los anclajes deben quedar como mínimo a 70cm del borde de un panel de muro.
- La posición de los anclajes puede variar ± 50 cm en cualquier dirección, siempre que se respete la distancia mínima al borde de los paneles.
- La posición del anclaje debe ser reforzada contra el punzonamiento.
- El ángulo de los anclajes puede variar $\pm 5^\circ$ tanto de forma horizontal como vertical.
- Todos los anclajes deben ser sometidos a una prueba de aptitud y tensados a la carga de bloqueo estimada en el proyecto.
- La longitud del bulbo puede variar ± 10 cm.
- La longitud libre puede variar ± 10 cm.





12. Bibliografía / Referencias:

- [1] Baugruben (Excavaciones). Weissenbach parte 3, (1977)
- [2] Beitrag zur Stabilitätsuntersuchung mehrfach verankerter Baugrubenumschließungen
Una contribución al cálculo de estabilidad de muros de excavaciones sostenidos por anclajes (múltiples). Ranke / Ostermayer (1968). Die Bautechnik 45 - Pags. 341 - 350
- [3] Ein Beitrag zum Nachweis der Standsicherheit auf der tiefen Gleitfuge.
Una contribución para la verificación de la estabilidad en la línea de falla profunda.
Franke / Heibaum (1988). Bauingenieur 63 - Pags. 391 – 398
- [4] Verpreßanker im Lockergestein.
Anclajes inyectados en suelos.
Feddersen (1974). Der Bauingenieur 49 - Pags. 302 – 310
- [5] Overall Stability of Anchored Retaining Walls
Anderson / Hanna / Abdel-Malek. JGED - ASCE - Vol 109 - Nov. 1983
- [6] Empfehlungen des Arbeitskreises "Baugruben" (EAB) Recomendaciones de la comisión de trabajo:
Excavaciones - Sociedad alemana de suelos y fundaciones - Comisión de trabajo "Excavaciones" - cuarta edición 2006



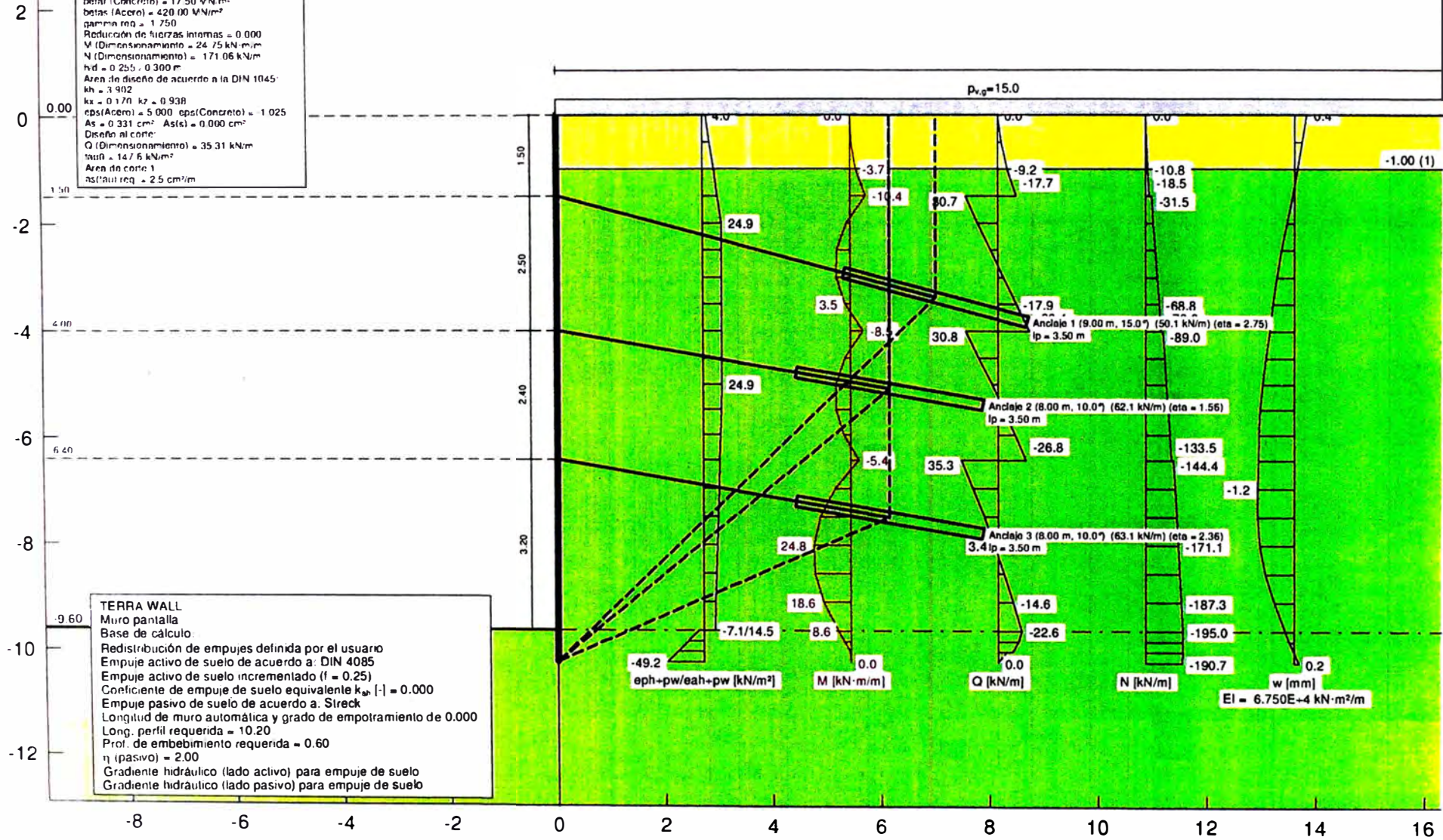


ANEXO 01
MODELOS DE CÁLCULO

Valores de diseño:
Verificación Muro pantalla
C = 3000.00 kN/cm²
I = 225000.00 cm⁴/m
Diseño según la DIN 1045 1 / 2.1. Párrafo (6)
Concreto: B 25
Acero: BS 420:500
beta_c (Concreto) = 17.50 MN/m²
beta_s (Acero) = 420.00 MN/m²
gamma_{red} = 1.750
Reducción de fuerzas internas = 0.000
M (Dimensionamiento) = 24.75 kN·m/m
N (Dimensionamiento) = 171.06 kN/m
hid = 0.255 · 0.300 m
Área de diseño de acuerdo a la DIN 1045:
k_x = 3.902
k_y = 0.170 k_z = 0.938
eps(Acero) = 5.000 eps(Concreto) = 1.025
A_s = 0.331 cm²; A_s(c) = 0.000 cm²
Diseño al corte:
Q (Dimensionamiento) = 35.31 kN/m
tau_{red} = 147.6 kN/m²
Área de corte:
a_s(tau_{red}) = 2.5 cm²/m

Suelo	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	φ [°]	c(a) [kN/m ²]	c(p) [kN/m ²]	δφ activo	δφ pasivo	k [m/s] izquierda	k [m/s] Derecha	Descripción
█	18.0	8.0	30.0	1.0	1.0	0.666	-0.666	1.0 · 10 ⁻⁴	1.0 · 10 ⁻⁴	Relleno
█	20.0	10.0	37.0	15.0	15.0	0.666	-0.666	1.0 · 10 ⁻⁴	1.0 · 10 ⁻⁴	GP

Zona 1 - Via



TERRA WALL
Muro pantalla
Base de cálculo:
Redistribución de empujes definida por el usuario
Empuje activo de suelo de acuerdo a: DIN 4085
Empuje activo de suelo incrementado (I = 0.25)
Coeficiente de empuje de suelo equivalente k_{ah}, [-] = 0.000
Empuje pasivo de suelo de acuerdo a: Streck
Longitud de muro automática y grado de empotramiento de 0.000
Long. perfil requerida = 10.20
Prof. de embebimiento requerida = 0.60
η (pasivo) = 2.00
Gradiente hidráulico (lado activo) para empuje de suelo
Gradiente hidráulico (lado pasivo) para empuje de suelo

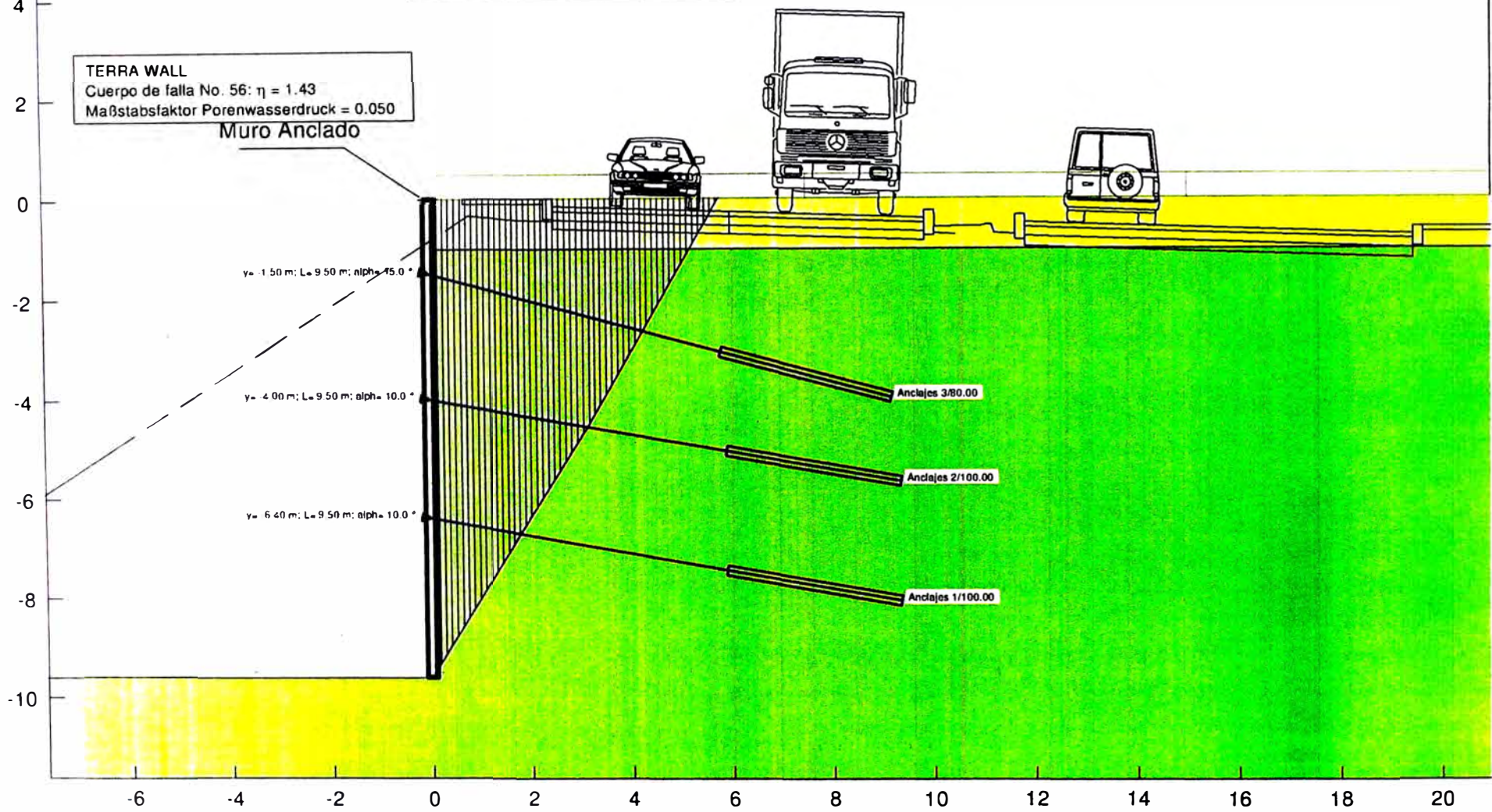
Suelo	ϕ [°]	C [kN/m ²]	γ [kN/m ³]	Denominación
1	30.00	1.00	18.00	Relleno
2	37.00	15.00	20.00	GP (pas)
3	37.00	15.00	20.00	GP
4	37.00	15.00	20.00	GP
5	37.00	15.00	20.00	GP (pas)

Anclajes										
Nr.	Prof. [m]	L [m]	pro. [m]	diámetro [mm]	L.V.P. [m]	Tg [kN/m]	η	C.F. No.	Ta [kN/m]	α [°]
1	6.40	9.50	max	89.00	3.90	59.81	1.43	56		10.0
2	4.00	9.50	max	89.00	3.90	59.81	1.43	56		10.0
3	1.50	9.50	max	89.00	3.90	59.81	1.43	56		10.0

Ta = fuerza del anclaje de acuerdo a la tabla de datos de terreno
Tg = fuerza del anclaje de acuerdo a la tabla de datos de terreno
C.F. No. = número de cables de acero

Zona 1 - Via

TERRA WALL
Cuerpo de falla No. 56: $\eta = 1.43$
Maßstabsfaktor Porenwasserdruck = 0.050
Muro Anclado



Suelo	ϕ [°]	c [kN/m ²]	γ [kN/m ³]	Denominación
[Color 1]	30.00	1.00	18.00	Relleno
[Color 2]	37.00	15.00	20.00	GP (pas)
[Color 3]	37.00	15.00	20.00	GP
[Color 4]	37.00	15.00	20.00	GP
[Color 5]	37.00	15.00	20.00	GP (pas)

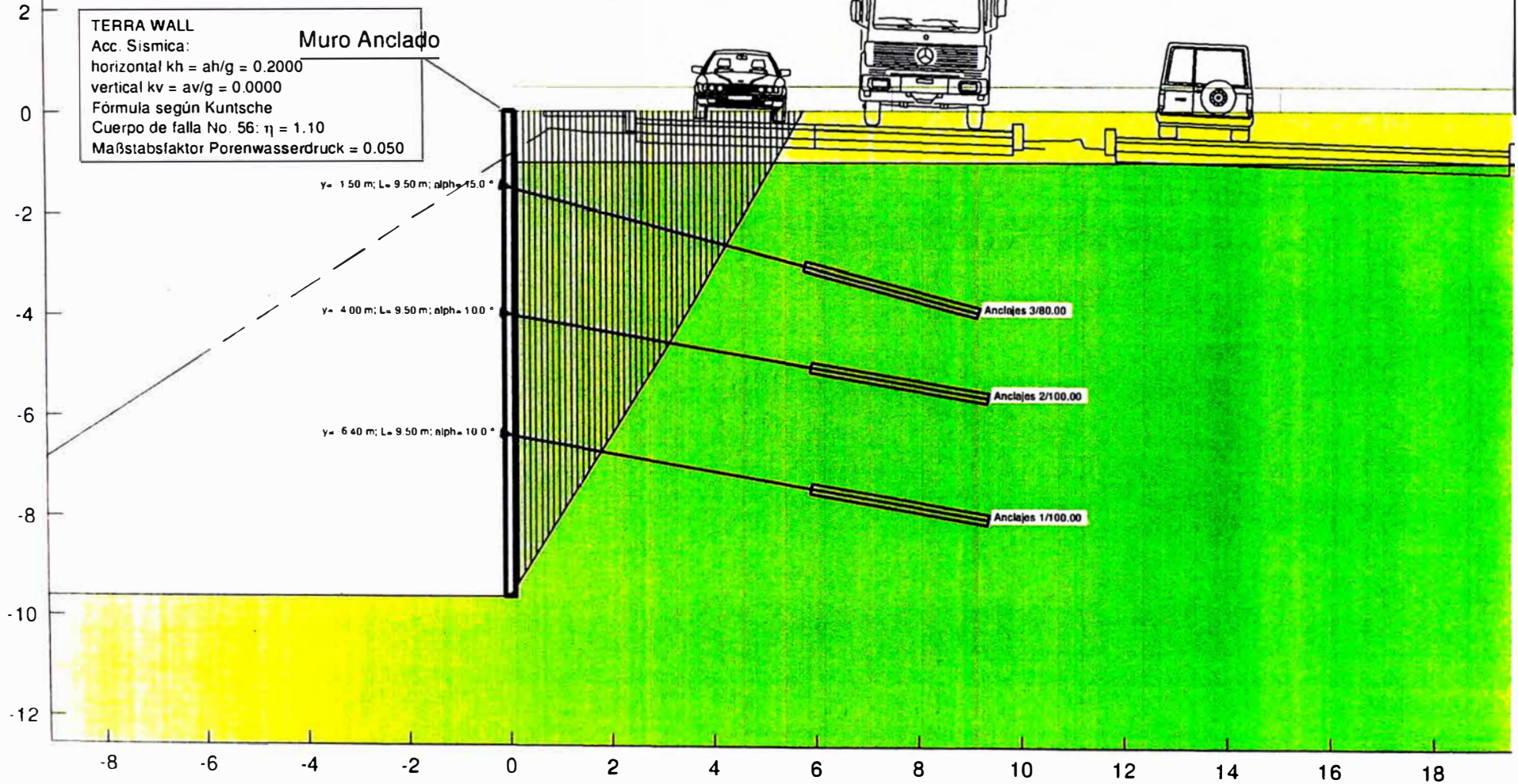
Anclajes										
Nº	Prof [m]	L [m]	Gr. anclado	Gr. libre	L (VPH) [m]	Tg [°]	α [°]	CP Pas [°]	Tg [°]	cm T [cm]
3	1.50	9.50	rebar	80.00	3.50	72.83	+10	56		72.83
2	4.00	9.50	rebar	100.00	3.50	81.03	+10	50		81.03
1	6.40	9.50	rebar	100.00	3.50	81.03	+10	54		81.03

Tg = fuerza del momento de succión sobre el estado activo de inclinación
Tg = fuerza del momento de la falla (anchura 80 cm)
Espesor horizontal de el estribo = 2.00 m

Zona 1 - Via

TERRA WALL
Acc. Sismica:
horizontal $k_h = a_h/g = 0.2000$
vertical $k_v = a_v/g = 0.0000$
Fórmula según Kuntsche
Cuerpo de falla No. 56: $\eta = 1.10$
Maßstabsfaktor Porenwasserdruck = 0.050

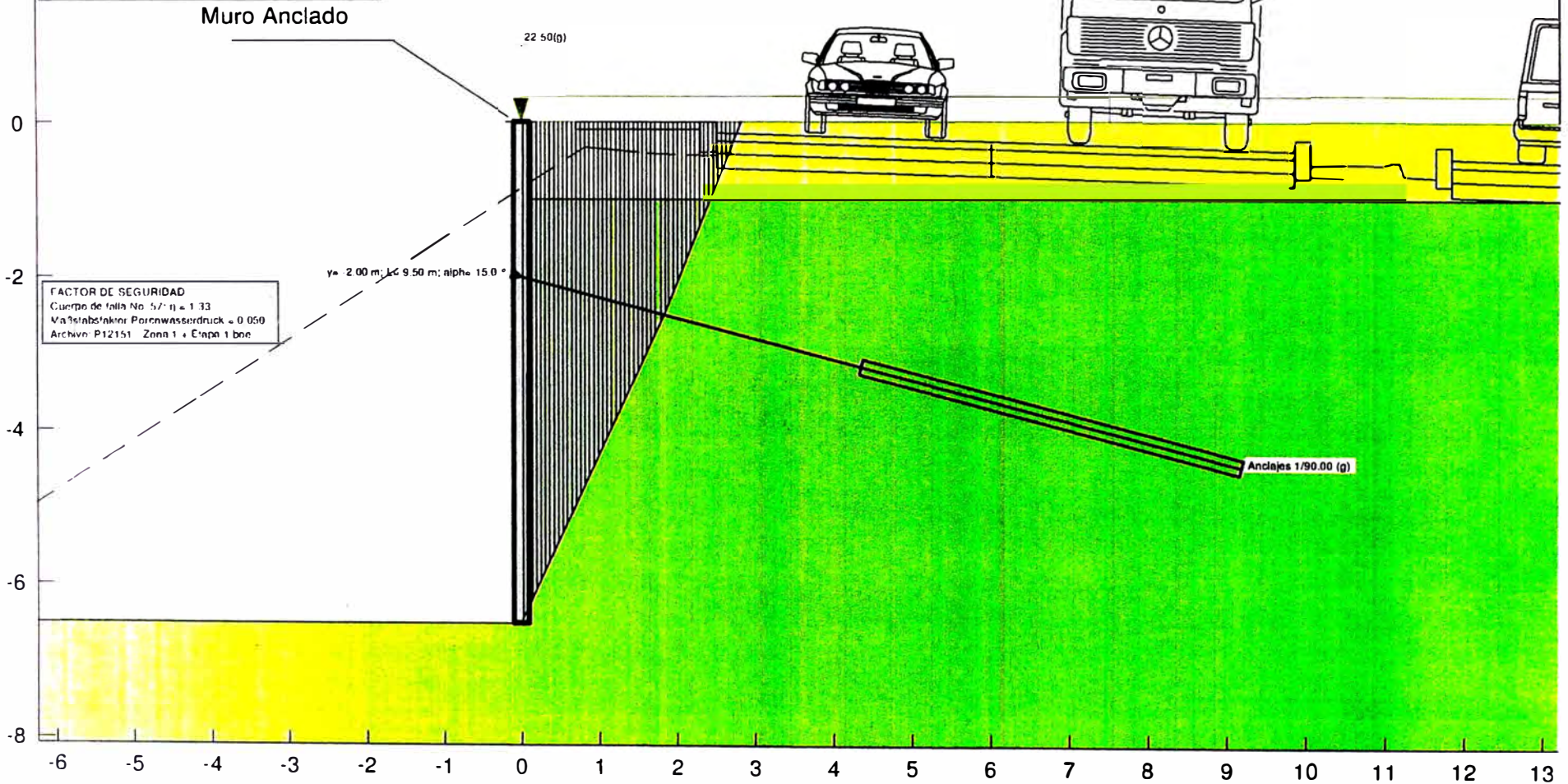
Muro Anclado



Suelo	ϕ [°]	C {kN/m ² }	γ {kN/m ³ }	Denominación
4	30.00	1.00	18.00	Relleno
	37.00	15.00	20.00	GP (pas)
	37.00	15.00	20.00	GP
	37.00	15.00	20.00	GP
	37.00	15.00	20.00	GP (pas)

Anclajes											
Id.	Wid.	Tip.	Prof.	Wid. An.	Wid. An.	Wid. An.	Wid. An.	Wid. An.	Wid. An.	Wid. An.	Wid. An.
1	2.00	AL	9.50	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75

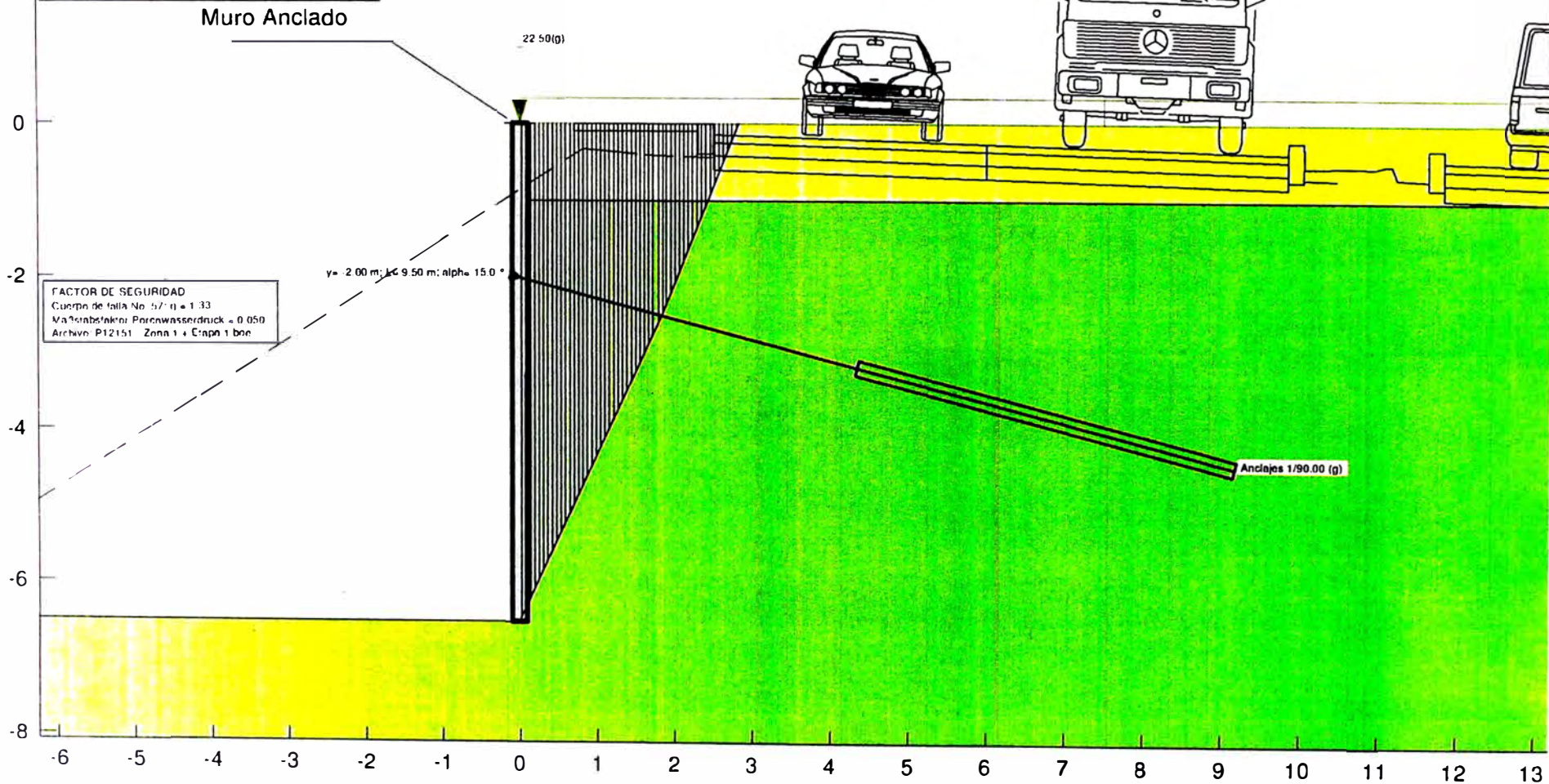
Td: Altura del muro de suelo sobre el nivel de elevación de referencia.
Tg: Altura del anclaje de referencia sobre el nivel de elevación de referencia.
Wid: Ancho del anclaje: 0.75 m.



Suelo	ϕ [°]	C [kN/m ²]	γ [kN/m ³]	Denominación
1	30.00	1.00	18.00	relleno
2	37.00	15.00	20.00	GP (pas)
3	37.00	15.00	20.00	GP
4	37.00	15.00	20.00	GP
5	37.00	15.00	20.00	GP (pas)

Anclajes											
Id	Tip	Long	gros	gros	gros	gros	gros	gros	gros	gros	gros
[m]	[m]	[m]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
1	1	9.50	100	100	100	100	100	100	100	100	100

Ta: Tensión de tracción del suelo sobre el terreno en el nivel de anclaje
Tg: Tensión de tracción del suelo en el nivel de anclaje
Y: Valor del coeficiente de seguridad



FACTOR DE SEGURIDAD
Cuerpo de talla No. 57 / $\eta = 1.33$
Máx. coeficiente de fricción = 0.050
Archivo: P12151_Zona 1 + Etapa 1.bae

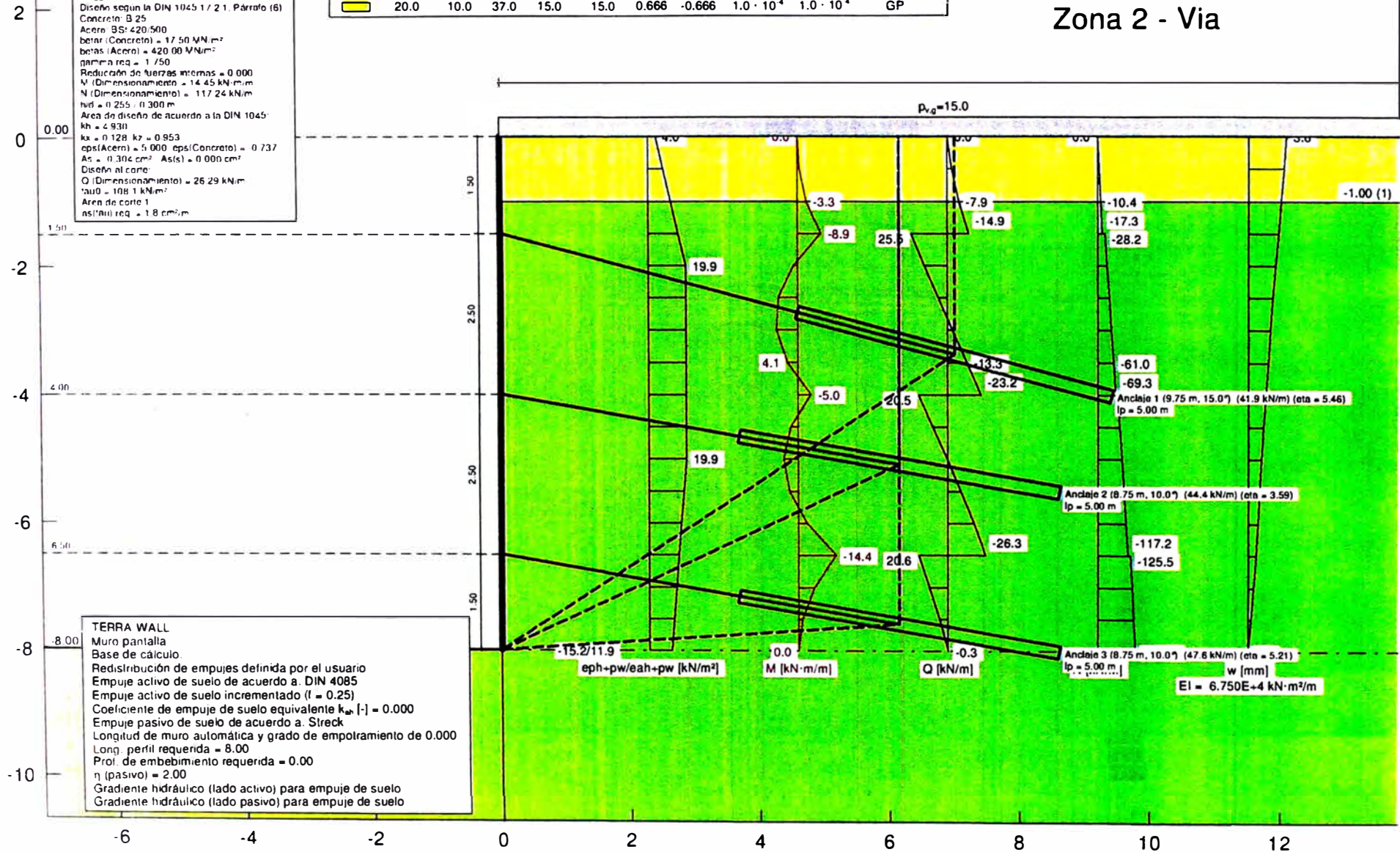
$y = 2.00 \text{ m}; L = 9.50 \text{ m}; \alpha = 15.0^\circ$

Anclajes 1/90.00 (g)

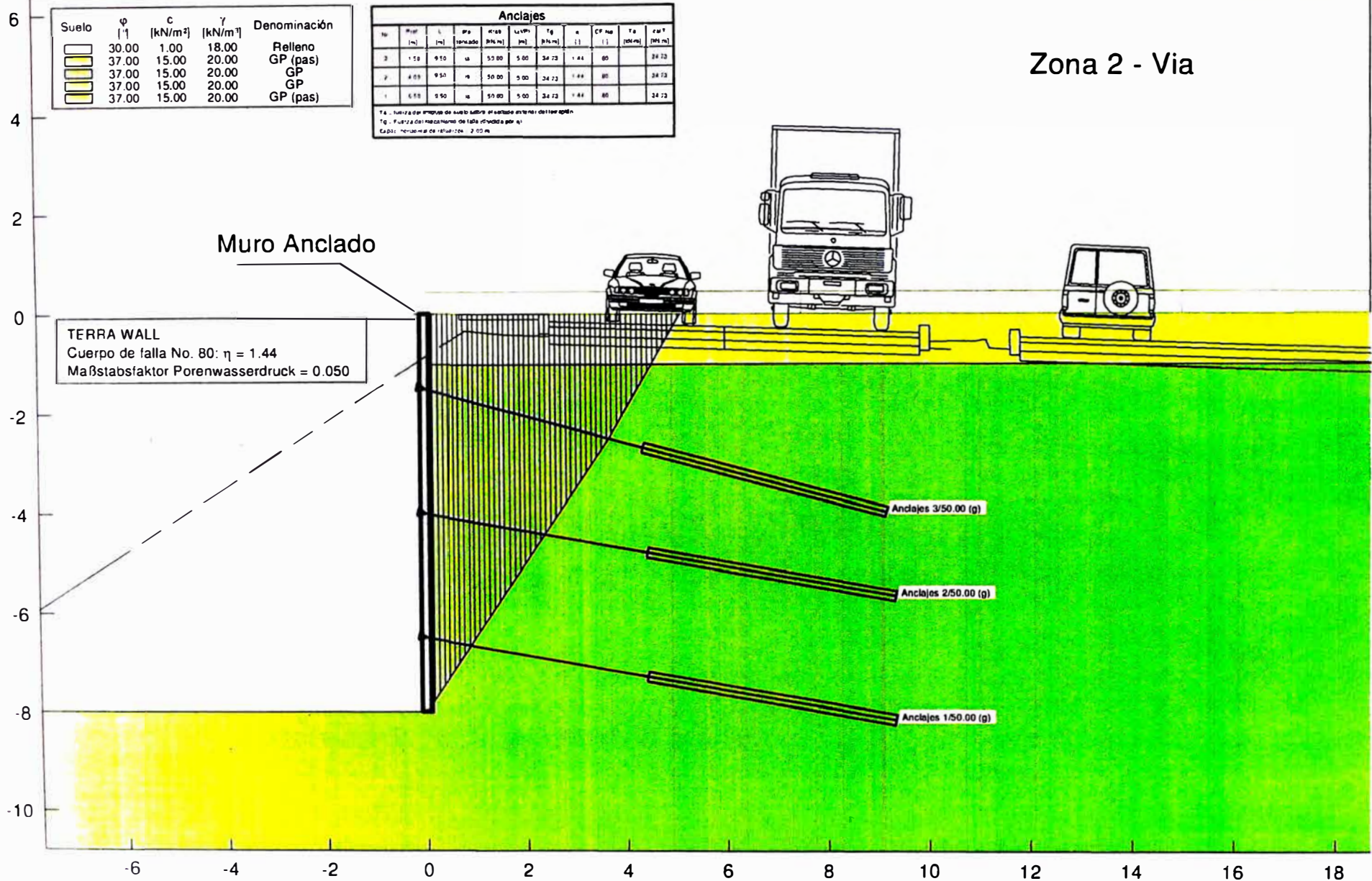
Valores de diseño:
Verificación Muro pantalla
E = 30000.00 kN/cm²
I = 225000.00 cm⁴/m
Diseño según la DIN 1045 1 / 2.1. Párrafo (6)
Concreto: B 25
Acero: BS 420/500
betón (Concreto) = 17.50 MN/m²
betas (Acero) = 420.00 MN/m²
gamma req = 1.50
Reducción de fuerzas internas = 0.000
M (Dimensionamiento) = 14.45 kN·m/m
N (Dimensionamiento) = 117.24 kN/m
red = 0.255 = 0.300 m
Área de diseño de acuerdo a la DIN 1045
kx = 4.930
kx = 0.128 ky = 0.953
eps(Acero) = 5.000 eps(Concreto) = 0.737
As = 0.394 cm² As(s) = 0.000 cm²
Diseño al corte:
Q (Dimensionamiento) = 26.29 kN/m
tau0 = 108.1 kN/m²
Área de corte 1
as(As) req = 1.8 cm²/m

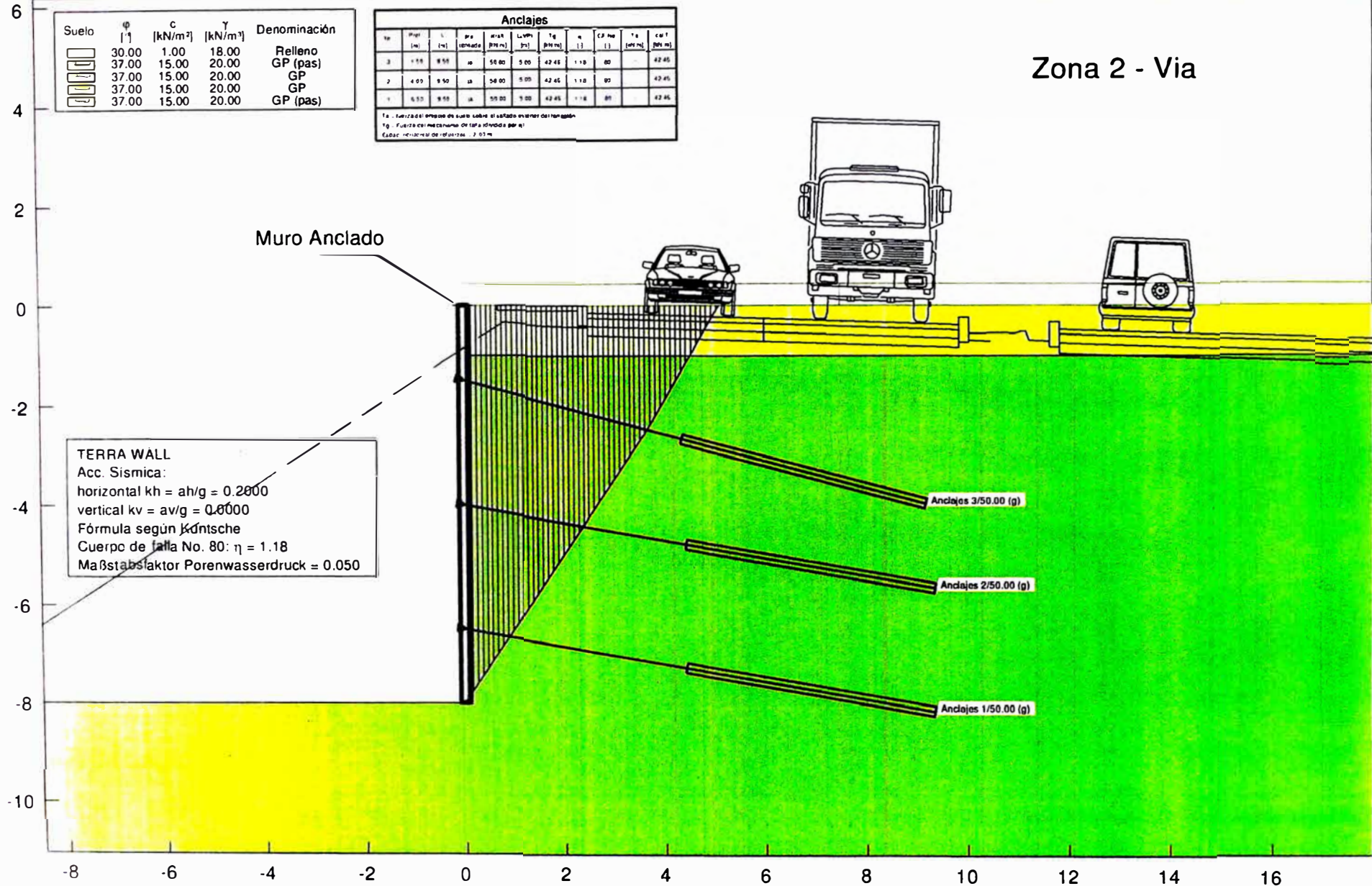
Suelo	γ [kN/m³]	γ' [kN/m³]	ϕ [°]	c(a) [kN/m²]	c(p) [kN/m²]	δ/ϕ activo	δ/ϕ pasivo	k [m/s] Izquierda	k [m/s] Derecha	Descripción
█	18.0	8.0	30.0	1.0	1.0	0.666	-0.666	$1.0 \cdot 10^4$	$1.0 \cdot 10^4$	Relleno GP
█	20.0	10.0	37.0	15.0	15.0	0.666	-0.666	$1.0 \cdot 10^4$	$1.0 \cdot 10^4$	

Zona 2 - Via



TERRA WALL
Muro pantalla
Base de cálculo
Redistribución de empujes definida por el usuario
Empuje activo de suelo de acuerdo a: DIN 4085
Empuje activo de suelo incrementado (I = 0.25)
Coeficiente de empuje de suelo equivalente $k_{a,w}$ [-] = 0.000
Empuje pasivo de suelo de acuerdo a: Streck
Longitud de muro automática y grado de empotramiento de 0.000
Long. perfil requerida = 8.00
Prof. de embestimiento requerida = 0.00
 η (pasivo) = 2.00
Gradiente hidráulico (lado activo) para empuje de suelo
Gradiente hidráulico (lado pasivo) para empuje de suelo





Suelo	ϕ [°]	C [kN/m ²]	γ [kN/m ³]	Denominación
[Yellow]	30.00	1.00	18.00	Relleno
[Orange]	37.00	15.00	20.00	GP (pas)
[Green]	37.00	15.00	20.00	GP
[Light Green]	37.00	15.00	20.00	GP (pas)

FACTOR DE SEGURIDAD
 Cuerpo de falla No. 131 : $\eta = 1.33$
 Maßstabsfaktor Porenwasserdruck = 0.050
 Archivo: P12151 - Zona 2 + Etapa 1.boe

Anclajes											
No.	Tip.	Long.	Dist. entre anclajes	Dist. desde cara de falla	Diámetro	T_d	T_u	T_e	T_a	T_b	Dist. desde cara de falla
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[cm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[m]
1	1	9.50	5.00	2.50	1.33	1.33	1.33	1.33	1.33	1.33	2.50

6
4
2
0
-2
-4
-6
-8
-10

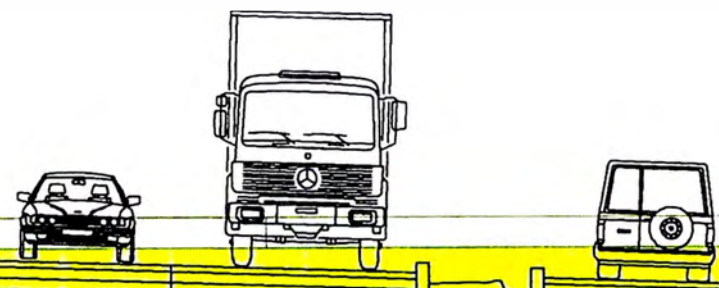
-10 -8 -6 -4 -2 0 2 4 6 8 10 12 14 16 18

Muro Anclado

22.50(g)

$y = 2.00 \text{ m}; L = 9.50 \text{ m}; \alpha = 15.0^\circ$

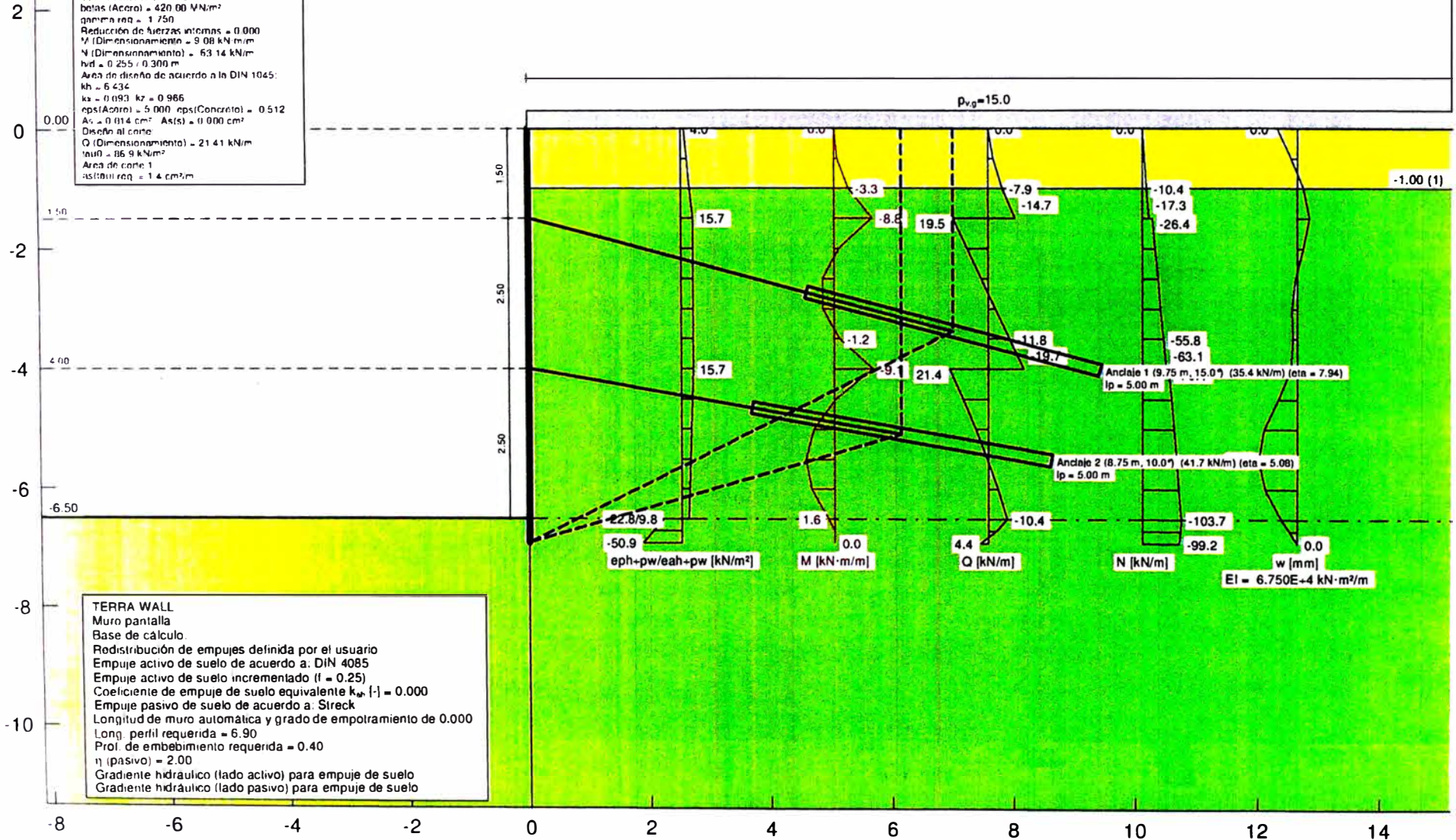
Anclajes 1/50.00 (g)



Valores de diseño
Verificación Muro pantalla
E = 30000.00 kN/m²
I = 225000.00 cm⁴/m
Diseño según la DIN 1045 17 2 1. Párrafo (6)
Concreto: B 25
Acero: BS 420-500
botar (Concreto) = 17.50 MN/m²
betas (Acero) = 420.00 MN/m²
gamma req = 1.750
Reducción de fuerzas internas = 0.000
V (Dimensionamiento) = 9.08 kN/m
N (Dimensionamiento) = 63.14 kN/m
hvd = 0.255 / 0.300 m
Área de diseño de acuerdo a la DIN 1045:
kh = 6.434
ka = 0.093 k2 = 0.966
rho (Acero) = 5.000 rho (Concreto) = 0.512
As = 0.014 cm² As (s) = 0.000 cm²
Diseño al cono:
Q (Dimensionamiento) = 21.41 kN/m
tau0 = 16.9 kN/m²
Área de corte 1:
ast (req) = 1.4 cm²/m

Suelo	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	ϕ [°]	c(a) [kN/m ²]	c(p) [kN/m ²]	δ/ϕ activo	δ/ϕ pasivo	k [m/s] izquierda	k [m/s] Derecha	Descripción
1	18.0	8.0	30.0	1.0	1.0	0.666	-0.666	$1.0 \cdot 10^{-4}$	$1.0 \cdot 10^{-4}$	Relleno GP
2	20.0	10.0	37.0	15.0	15.0	0.666	-0.666	$1.0 \cdot 10^{-4}$	$1.0 \cdot 10^{-4}$	

Zona 3 - Via



TERRA WALL
Muro pantalla
Base de cálculo:
Redistribución de empujes definida por el usuario
Empuje activo de suelo de acuerdo a: DIN 4085
Empuje activo de suelo incrementado (i = 0.25)
Coeficiente de empuje de suelo equivalente k_{sp} [-] = 0.000
Empuje pasivo de suelo de acuerdo a: Sireck
Longitud de muro automática y grado de empotramiento de 0.000
Long. perfil requerida = 6.90
Prof. de embebimiento requerida = 0.40
 η (pasivo) = 2.00
Gradiente hidráulico (lado activo) para empuje de suelo
Gradiente hidráulico (lado pasivo) para empuje de suelo

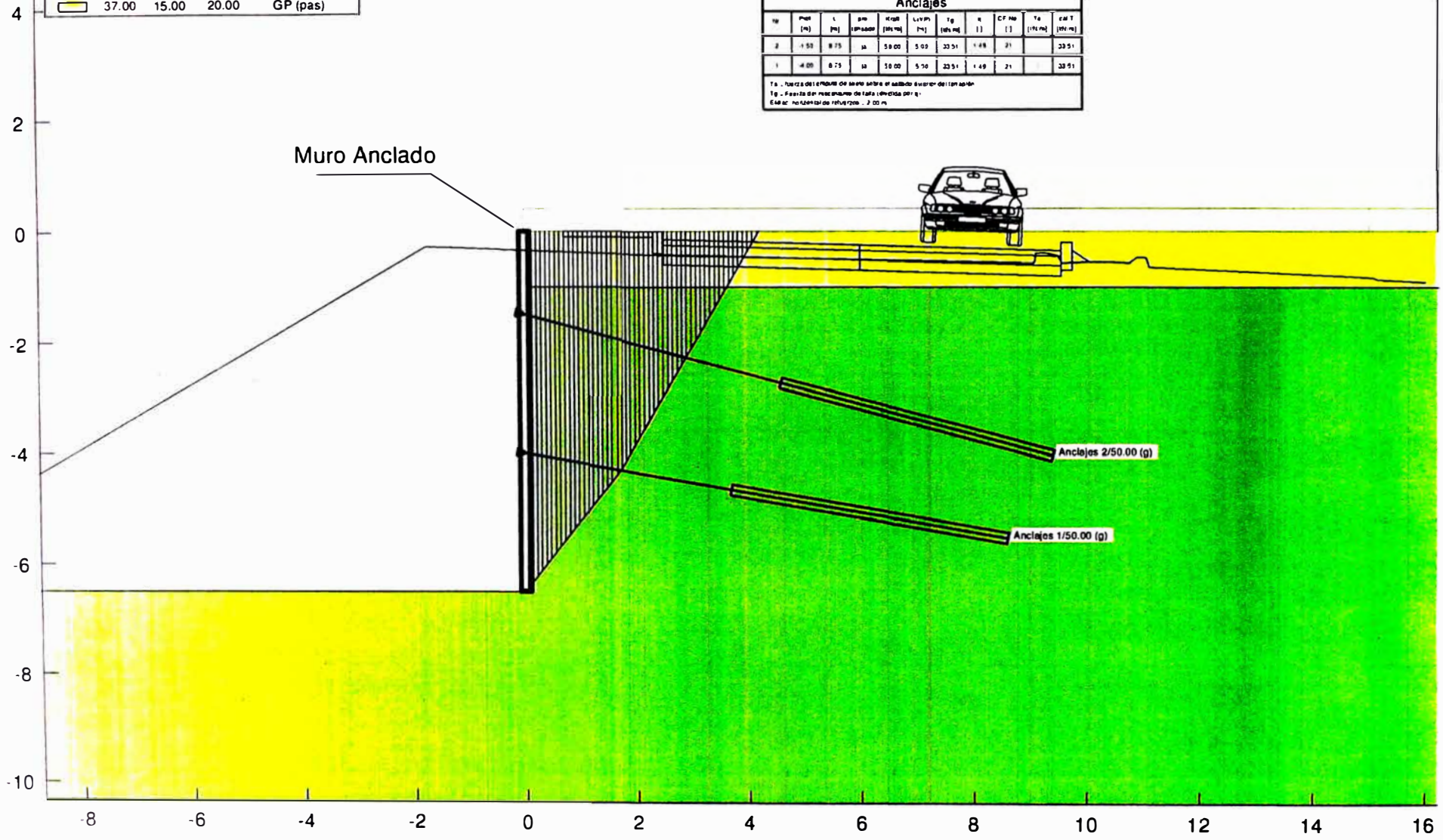
Suelo	ψ [°]	c [kN/m ²]	γ [kN/m ³]	Denominación
[Color]	30.00	1.00	18.00	Relleno
[Color]	37.00	15.00	20.00	GP (pas)
[Color]	37.00	15.00	20.00	GP
[Color]	37.00	15.00	20.00	GP
[Color]	37.00	15.00	20.00	GP (pas)

TERRA WALL
Cuerpo de falla No. 21: $\eta = 1.49$
Maßstabsfaktor Porenwasserdruck = 0.050

Anclajes										
Nº	Prof [m]	L [m]	g	h [m]	L' [m]	Tg [kN/m]	η	CF No	Ta [kN]	cal T [kN/m]
2	-1.53	8.75	ja	5.00	5.00	33.51	1.49	21		33.51
1	-4.00	8.75	ja	5.00	5.50	33.51	1.49	21		33.51

Ta - Fuerza del estribo en el suelo sobre el sistema exterior del anclaje
Tg - Fuerza del resaca en el suelo sobre el sistema interior del anclaje
E.M.B.: no idealizar los refuerzos - 2.00 m

Zona 3 - Via



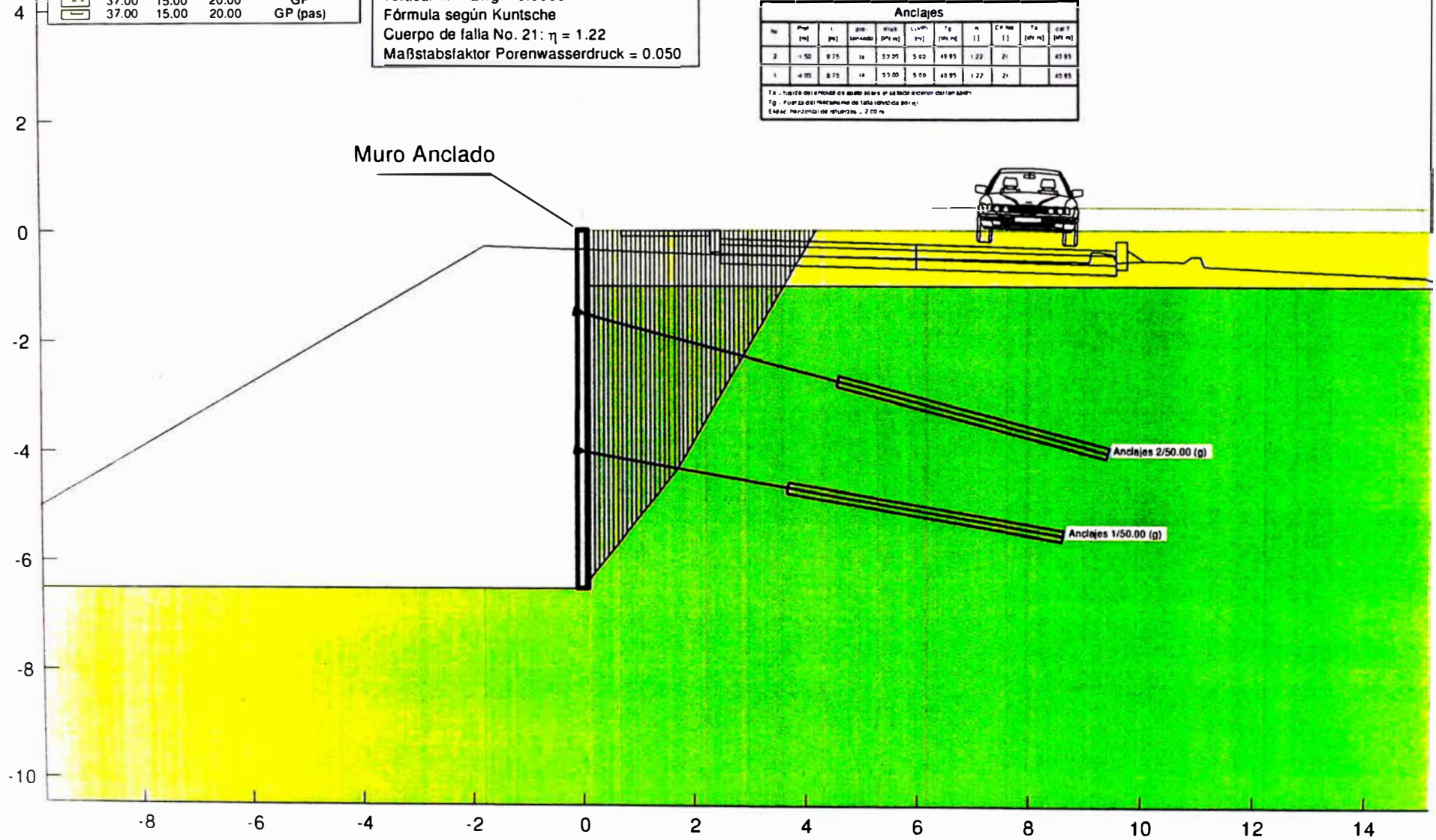
Suelo	ϕ [°]	C [kN/m ²]	γ [kN/m ³]	Denominación
[Symbol]	30.00	1.00	18.00	Relleno
[Symbol]	37.00	15.00	20.00	GP (pas)
[Symbol]	37.00	15.00	20.00	GP
[Symbol]	37.00	15.00	20.00	GP
[Symbol]	37.00	15.00	20.00	GP (pas)

TERRA WALL
Acc. Sismica:
horizontal $k_h = a_h/g = 0.2000$
vertical $k_v = a_v/g = 0.0000$
Fórmula según Kuntsche
Cuerpo de falla No. 21: $\eta = 1.22$
Maßstabsfaktor Porenwasserdruck = 0.050

Anclajes										
Nº	Prof. [m]	l [m]	Ø [cm]	Ø [cm]	L _Ø [m]	T _g [kg/m]	n	C _p No.	T _a [kg/m]	Ø _a [cm]
2	-1.50	8.75	1a	5.00	5.00	48.95	1.22	21		45.85
1	-4.00	8.75	1a	5.00	5.00	48.95	1.22	21		45.85

T_a = Tensión de estado de reposo en la base inferior del anclaje.
T_g = Fuerza de resistencia de cada cable de 60 m.
Ø_a: Diámetro de superficie = 2.00 m.

Zona 3 - Via

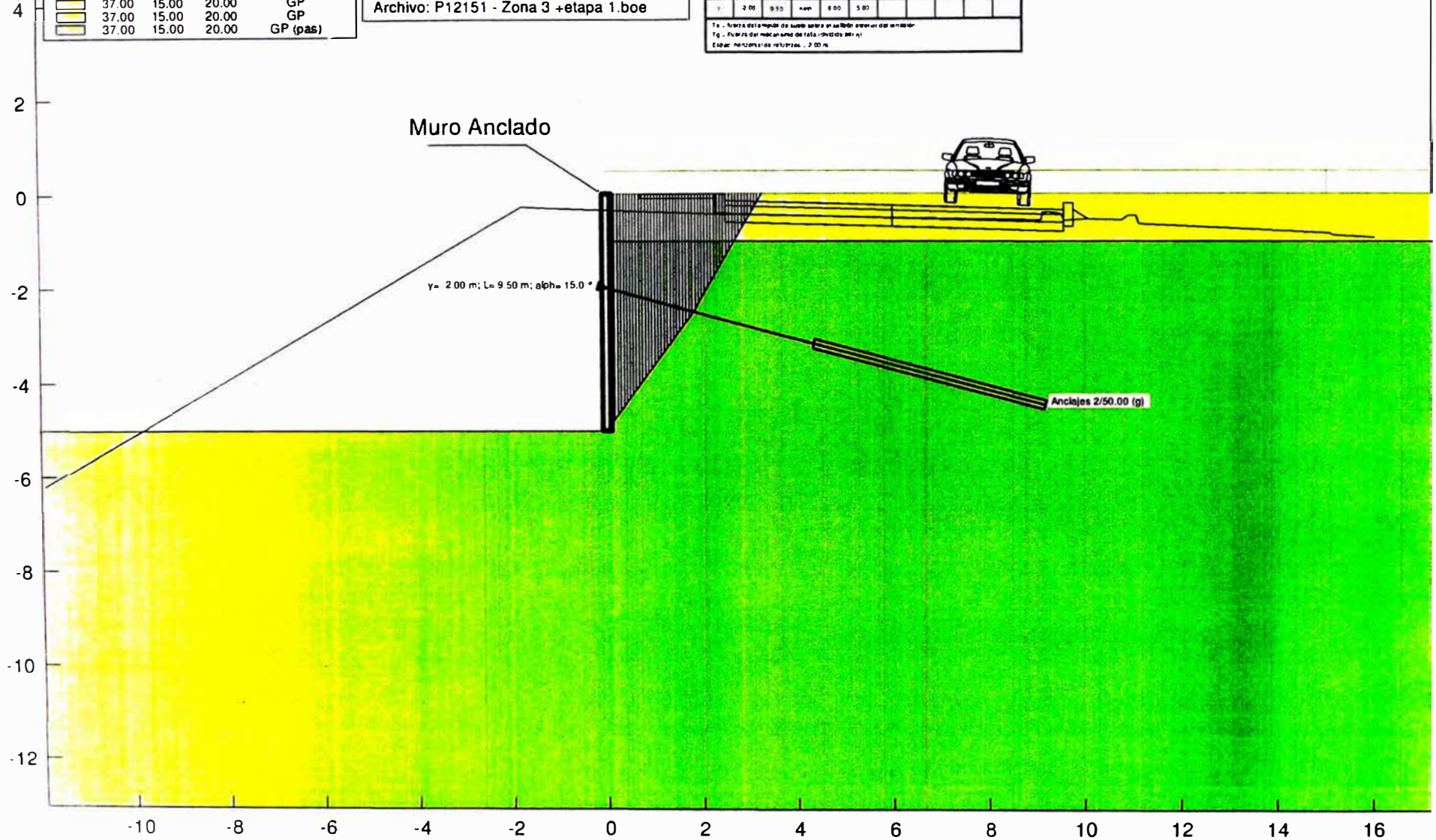


Suelo	ϕ [°]	c [kN/m ²]	γ [kN/m ³]	Denominación
	30.00	1.00	18.00	Relleno
	37.00	15.00	20.00	GP (pas)
	37.00	15.00	20.00	GP
	37.00	15.00	20.00	GP
	37.00	15.00	20.00	GP (pas)

FACTOR DE SEGURIDAD
Cuerpo de falla No. 57: $\eta = 1.42$
Maßstabfaktor Porenwasserdruck = 0.050
Archivo: P12151 - Zona 3 +etapa 1.boe

Anclajes										
no	Prof [m]	L [m]	θ ° orientación	σ'_{ult} [kN/m ²]	$L \cdot \sigma'_{ult}$ [kN]	T_g [kN/m]	n []	CF no	T_a [kN/m]	$T_a \cdot L$ [kN·m]
2	2.00	9.50	15	50.00	475.00	25.24	1.42	57		25.24
1	2.00	9.50	15	8.00	76.00					

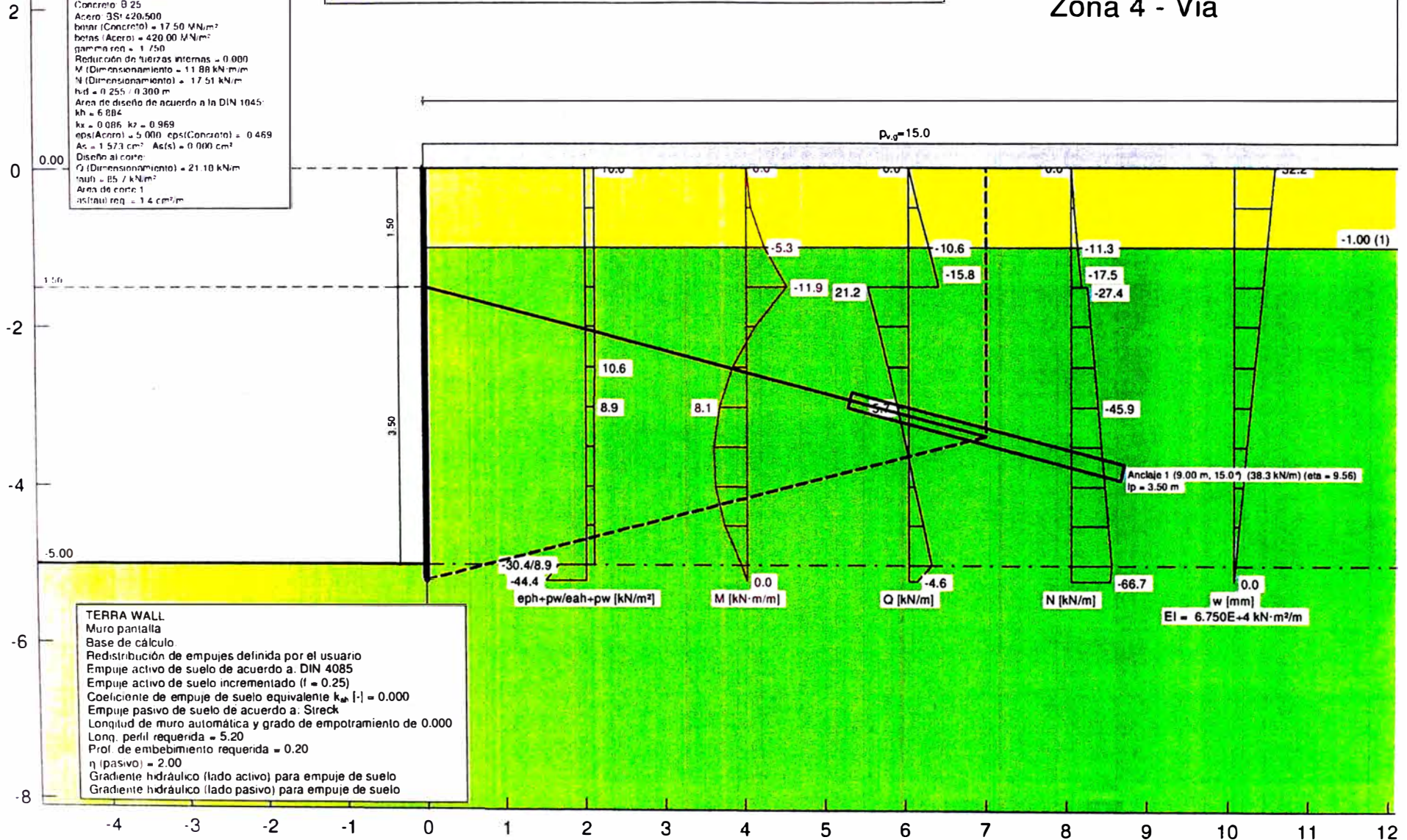
T_a : fuerza de tracción de sujeción sobre el anclaje en estado de servicio
T_g : fuerza del mecanismo de falla (dividida por n)
Escala: horizontal de referencias : 2.00 m



Valores de diseño:
Verificación Muro pantalla
C = 30000.00 kN/cm²
f = 225000.00 cm²/m
Diseño según la DIN 1045 / 7.2.3. Párrafo (6)
Concreto B 25
Acero SSt 420.500
betón (Concreto) = 17.50 MN/m²
betón (Acero) = 420.00 MN/m²
gamma red = 1.750
Reducción de fuerzas internas = 0.000
M (Dimensionamiento) = 11.88 kN·m/m
N (Dimensionamiento) = 17.91 kN/m
h·d = 0.255 / 0.300 m
Área de diseño de acuerdo a la DIN 1045:
k_h = 6.884
k_x = 0.086 k_y = 0.969
eps(Acero) = 5.000 eps(Concreto) = 0.469
A_s = 1.573 cm² A_s(s) = 0.000 cm²
Diseño al corte:
Q (Dimensionamiento) = 21.10 kN/m
tau(s) = 85.7 kN/m²
Área de corte 1
As(tau) req = 1.4 cm²/m

Suelo	γ [kN/m³]	γ' [kN/m³]	ϕ [°]	c(a) [kN/m²]	c(p) [kN/m²]	δ/ϕ activo	δ/ϕ pasivo	k [m/s] Izquierda	k [m/s] Derecha	Descripción
1	18.0	8.0	30.0	1.0	1.0	0.666	-0.666	$1.0 \cdot 10^{-4}$	$1.0 \cdot 10^{-4}$	Relleno GP
2	20.0	10.0	37.0	15.0	15.0	0.666	-0.666	$1.0 \cdot 10^{-4}$	$1.0 \cdot 10^{-4}$	

Zona 4 - Via



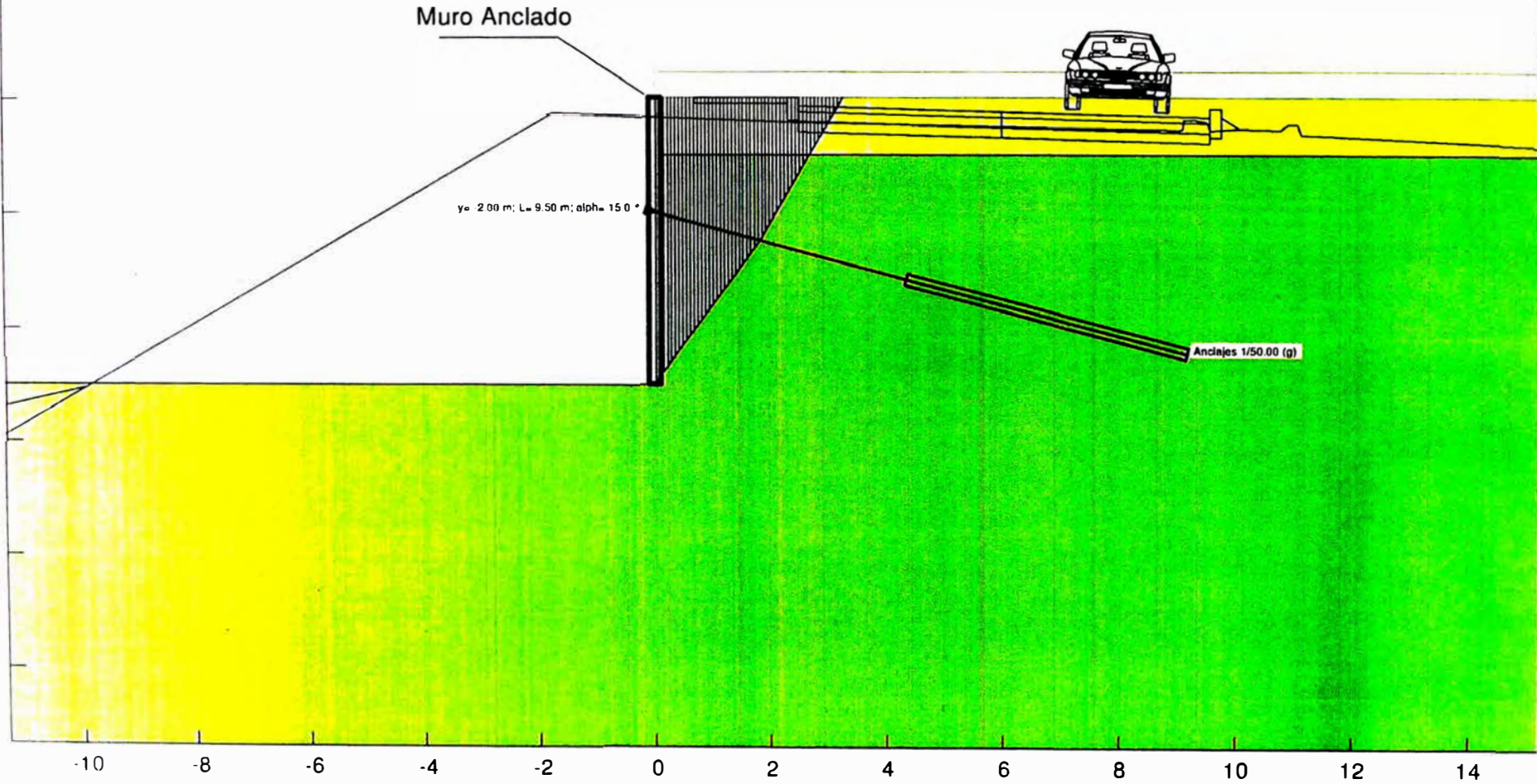
TERRA WALL
Muro pantalla
Base de cálculo
Redistribución de empujes definida por el usuario
Empuje activo de suelo de acuerdo a DIN 4085
Empuje activo de suelo incrementado (I = 0.25)
Coeficiente de empuje de suelo equivalente k_{ah} [-] = 0.000
Empuje pasivo de suelo de acuerdo a: Strech
Longitud de muro automática y grado de empotramiento de 0.000
Long. perfil requerida = 5.20
Prof. de embibimiento requerida = 0.20
 η (pasivo) = 2.00
Gradiente hidráulico (lado activo) para empuje de suelo
Gradiente hidráulico (lado pasivo) para empuje de suelo

Suelo	ϕ [°]	C [kN/m ²]	γ [kN/m ³]	Denominación
█	30.00	1.00	18.00	Relleno
█	37.00	15.00	20.00	GP (pas)
█	37.00	15.00	20.00	GP
█	37.00	15.00	20.00	GP
█	37.00	15.00	20.00	GP (pas)

FACTOR DE SEGURIDAD
 Acc. Sismica:
 horizontal $k_h = a_h/g = 0.2000$
 vertical $k_v = a_v/g = 0.0000$
 Fórmula según Kuntsche
 Cuerpo de falla No. 124: $\eta = 1.18$
 Maßstabsfaktor Porenwasserdruck = 0.050
 Archivo: P12151 - Zona 4 (NFC -5,00) + sismico.boe

Anclajes									
Nº	Tip	Tip	Tip	Tip	Tip	Tip	Tip	Tip	Tip
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1

4
2
0
-2
-4
-6
-8
-10



Suelo	ϕ [°]	C [kN/m ²]	γ [kN/m ³]	Denominación
1	30.00	1.00	18.00	Relleno
2	37.00	15.00	20.00	GP (pas)
3	37.00	15.00	20.00	GP
4	37.00	15.00	20.00	GP
5	37.00	15.00	20.00	GP (pas)

FACTOR DE SEGURIDAD
Cuerpo de falla No. 124: $\eta = 1.41$
Maßstabsfaktor Porenwasserdruck = 0.050
Archivo: P12151 - Zona 4 (NFC -5.00) estatico.boe

Anclajes											
Nº	Tip	Tip	Tip	Tip	Tip	Tip	Tip	Tip	Tip	Tip	Tip
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
1	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

4

2

0

-2

-4

-6

Muro Anclado

$y = -1.50 \text{ m}; L = 9.50 \text{ m}; \alpha = 15.0^\circ$

Anclajes 1/50.00 (g)

-8 -7 -6 -5 -4 -3 -2 -1 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11

