



ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA EL DISEÑO DEL SITIO CRÍTICO K16+750 - CAÑOFISTO

INFORME GEOTÉCNICO - VERSIÓN 2.

CONTRATO DE OBRA -2096-2022



INVIAS
INSTITUTO NACIONAL DE VIAS

JUNIO DE 2022

TABLA DE CONTENIDO

1	INTRODUCCIÓN	3
1.1	OBJETIVOS	3
2	LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	3
2.1	ANTECEDENTES	5
3	CONTEXTO GEOLÓGICO	6
4	DIAGNOSTICO	10
5	CONSIDERACIONES DE DISEÑO	14
5.1	CARACTERIZACIÓN SÍSMICA	14
5.2	MODELO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO	14
5.3	NIVEL FREÁTICO	16
5.4	CAMPAÑA DE EXPLORACIÓN	16
5.4.1	Geofísica	18
5.5	PARÁMETROS DE RESISTENCIA Y CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA	23
5.5.1	Referencias bibliográficas	23
5.5.2	Caracterización de unidades rocosas	24
5.5.3	Caracterización de depósitos de ladera y/o antrópicos	26
5.6	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD	27
5.6.1	Empujes y carga lateral	33
5.7	Capacidad axial	34
5.8	Deformaciones	36
7	CONSIDERACIONES CONSTRUCTIVAS	38
8	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	40
8.1	ALCANCE	41
9	ANEXOS	42
	EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA	43
	MEMORIA ESTRUCTURAL	44
	PLANOS CONSTRUCTIVOS	45

ÍNDICE DE TABLAS Y FIGURAS

Imagen 1. Castilla – Coyaima - Ataco	4
Imagen 2. Sitio crítico - tramo de análisis	4
Imagen 3 planta aérea del sector – fuente Google Earth	8
Imagen 4 registro fotográfico K16+750	11
Imagen 5 modelo geológico – geotécnico sección 1-1 - Fuente elaboración propia	15
Imagen 6 <i>Esquema de adquisición de datos sísmicos y de los principales tipos de ondas según sus características de propagación</i>	19
Imagen 7 <i>Ejemplo de impacto en sector geófono 1 (inicio del tendido)</i>	19
Imagen 8 <i>Ejemplo de impacto en sector geófonos 12 y 13 (mitad del tendido)</i>	19
Imagen 9 <i>Ejemplo de impacto en sector geófono 24 (final del tendido)</i>	19
Imagen 11 Análisis Hoek & Brown Arcillolita – Tgmi	24
Imagen 12 Análisis Hoek & Brown Limolita – Tgmi	25
Tabla 1 Descripción de unidades del perfil geológico geotécnico.....	14
Tabla 2 Localización líneas sísmicas	16
Tabla 3 registro estratigráfico apoyo margen izquierda puente Q. Montalvo	17
Tabla 4 registro estratigráfico apoyo margen derecha puente Q. Montalvo	17
Tabla 5 <i>Clasificación sísmica de suelos IBC 2006</i>	21
Tabla 6 Clasificación de rocas ISRM – Rodríguez 2007	23
Tabla 7 Propiedades de rocas arcillosas con diferentes grados de alteración – Sadisun et al. 2000	23
Tabla 8 Clasificación y parámetros de resistencia al corte drenado en rocas lodosas (Czerewko y Cripps,2006)	23
Tabla 9 Parámetros de resistencia modelo de estabilidad	27
Tabla 10 coeficientes de presión de tierras y cálculo de empujes	33
Tabla 11 módulos de reacción horizontal elementos de transferencia	34
Tabla 12 análisis de carga lateral pilote 6m de longitud y 1.20m de diámetro	34
Tabla 13 Capacidad de carga axial elementos de transferencia – ELR.....	36

1 INTRODUCCIÓN

La vía que conecta los municipios de Ataco y Planadas hace parte de la red vial secundaria del departamento del Tolima, la cual requiere mejoramiento, rehabilitación, la adecuación de su sección transversal junto con la intervención en zonas de inestabilidad geotécnica, para garantizar la normal operación en el corredor. Estas últimas han sido motivo de re nivelaciones y pérdidas de banca parcial o total, que a la fecha las dejan en condiciones de vulnerabilidad, que compromete la seguridad de los usuarios y obligan a proveer una solución. Por tal razón La Gobernación del Tolima y El Instituto Nacional de Vías INVIAS delegó al CONSORCIO VIAS Y EQUIPOS TOLIMA SUR 2023 mediante el contrato No. 2096 de 2022 “El Mejoramiento de la vía Ataco – Planadas en el departamento del Tolima”. Que a cargo de su departamento técnico realizó la inspección de la información existente, verificación de las condiciones de capacidad, deformabilidad y estabilidad al momento de ejecución del contrato.

Los estudios y diseños mostrados en el presente documento contemplan análisis geotécnicos basados en el plan de exploración del subsuelo, información secundaria, visita diagnóstica y levantamiento topográfico, evaluación de la condición de capacidad deformabilidad y estabilidad, proponiendo finalmente el sistema de cimentación más favorable en razón a las condiciones de terreno y proceso constructivo.

1.1 OBJETIVOS

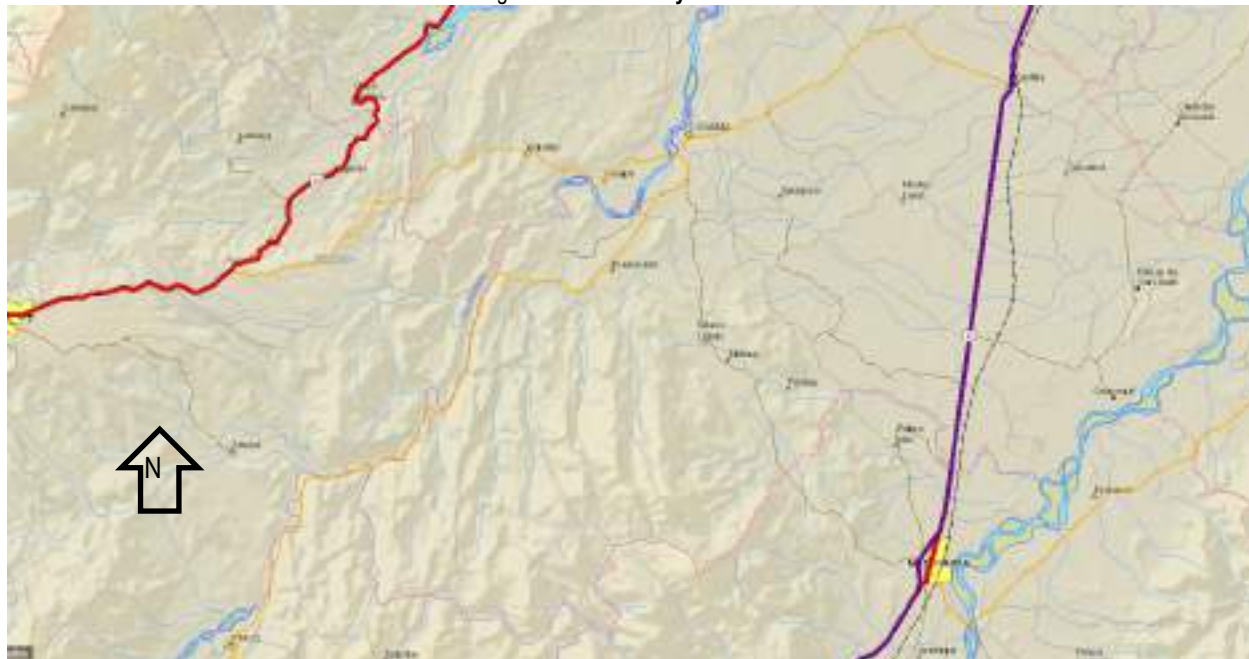
- Reconocer las condiciones geológicas y geomorfológicas del sitio.
- Identificar y caracterizar los estratos en profundidad con base en la información de referencia y verificaciones de campo.
- Desarrollar los análisis de capacidad, deformabilidad y estabilidad, acorde a la caracterización de los materiales y a los procesos constructivos planteados.
- Realizar las recomendaciones constructivas relacionadas con la ejecución de las actividades de cimentación o adecuación del terreno.
- Realizar la implantación y definición de niveles de cimentación acordes con el proyecto geométrico y niveles aprobados para la rasante de la vía, con la menor afectación predial.
- Realizar la atención de las observaciones recibidas en recorrido de campo del pasado 17 mayo del año en curso en donde se observó lo siguiente:
 - Se debe justificar mediante ensayos de laboratorio los parámetros de resistencia del depósito aluvial.
 - Se debe indicar la referencia para la obtención de los parámetros de compresión en roca.
 - Se debe realizar análisis de estabilidad temporal.
- Dar respuesta al memorando de observaciones fechadas del 31 de mayo y remitidas al correo electrónico el 3 de junio en la temática de geotecnia.

2 LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El objeto del presente estudio se localiza en el departamento del Tolima, específicamente en la vía que conecta a los municipios de Planadas – Ataco (ver **Imagen 1**), a la que se puede acceder desde el interior del país a través de la ruta 40, por el segmento Bogotá - Ibagué, desviando a la altura del municipio de Espinal, este último en dirección sur en ruta 45 con rumbo al municipio de Natagaima, y derivando al occidente a la altura del Corregimiento de Castilla en busca de los municipios de Coyaima y ataco respectivamente. Como se indica en la **Imagen 2** a la altura del K16+750 en el municipio de Planadas se aprecia la pérdida de banca e inestabilidad en talud inferior, que ha afectado la estabilidad de los llenos de la vía y unidades rocosas dejando marcadas evidencias de inestabilidad con génesis en la dinámica del río Atá que transcurre marginalmente a la carretera. Con base en lo anterior se proyecta en este informe

las alternativas de solución y propuesta de intervención, de manera de proveer el ancho de banca acorde con las consideraciones de diseño geométrico protegiendo las posibles ampliaciones del proceso en dirección aguas arriba.

Imagen 1. Castilla – Coyaima - Ataco



Fuente: Instituto Nacional de Vías (INVIAS)

Imagen 2. Sitio crítico - tramo de análisis



Fuente: Consorcio Vías y Equipos Tolima sur (Abril 2022)

La vía secundaria que comunica los municipios de Ataco y Planadas en el departamento del Tolima, transcurre en un alineamiento sur – norte coincidente con la dirección del Rio Atá, esta colindancia genera la interrelación de dicho

cauce con las laderas adyacentes a sus márgenes sobre las cuales se encuentra desarrollado el corredor vial en mención. Es por ello que en algunos sectores es común que la dinámica de flujo de este río genere desgastes erosivos en sus márgenes afectando puntualmente la continuidad de la carretera. El segmento vial afectado por la pérdida de soporte presenta las siguientes características:

- Sección transversal promedio 7.40m entre cunetas, con calzada bidireccional de 3.0m por carril.
- Cota promedio aproximada 800 msnm
- Localización K16+750¹; Latitud: 3°17'52.75"N; Longitud: -75°36'42.14"E
- Municipio de Planadas.
- La media banca se encuentra ubicada a media ladera con una diferencia de nivel de 7 a 9m, respecto del nivel base del río Atá.
- Ubicado en la margen izquierda del río Atá
- Alineamiento de la vía SE-NW

2.1 ANTECEDENTES

Como se mencionó con anterioridad existen distintos sectores de este importante corredor del sur del Tolima que presentan afectación de estabilidad de la banca con motivo de la incursión de los ríos Atá y Saldaña, de los cuales se hace mención de los siguientes documentos:

- Municipio Atáco, entre la abscisas K35+900 – K41+450, sector vereda Aguadulce presentó múltiples interrupciones con motivo de la incursión del río Atá, condición que motivó la realización de estudio Hidráulico mediante contrato de consultoría 280379, entre la Federación Nacional de Cafeteros y la empresa AIM LTDA. Producto del estudio resultó la construcción de obras de protección marginal en dicho río, mediante espolones.
- De manera general se comenta que existen al menos 14 puntos de erosión marginal en la carretera Coyaima – Planadas en los cuales se ve comprometida la transitabilidad en el corto a mediano plazo, como ejemplo de este comportamiento la emergencia ocurrida a la altura del K2+350 de la vía Ataco - Coyaima.
- Con alcance en contrato de obra **No.CN2013-1190 de 2013**, se adelantó la construcción del puente sobre la Quebrada Montalvo² en el año 2015, el autor acompañó el proceso constructivo de la cimentación, la consultoría estuvo a cargo de la empresa UG21 para el DPS - 2012.

¹ Con origen en Planadas y K57+980 con origen en Ataco

² Obra localizada 80m al norte de la pérdida de banca

3 CONTEXTO GEOLÓGICO

El área se encuentra geográficamente en el flanco oriental de la Cordillera Central de Colombia, al sur del municipio de Ataco, dentro de la plancha 301 “Planadas” del Servicio Geológico Colombiano. Esta plancha se encuentra en escala 1:100.000 y se ha utilizado para definir el marco geológico. El insumo fundamental para la delimitación del marco geológico regional corresponde a la extensión de las unidades geológicas, así como a la presencia de fallas geológicas regionales, que en definitiva son las que determinan las características geológicas particulares del área donde se localiza el punto crítico.

Litológicamente las rocas ígneas intrusivas del Batolito de Ibagué cubren más de un 80% de la plancha donde forman relieves abruptos, de pendientes fuertes, que han sido suavizados por la profunda meteorización ocasionada por la combinación de tectónica y clima. Al oriente del área, hay presencia de rocas sedimentarias blandas, que facilitan el socavamiento por parte de los ríos, formando cañones profundos y estrechos con altas pendientes.

A continuación, se describe las unidades geológicas encontradas en el marco regional, de la más antigua a la más reciente, la nomenclatura usada corresponde a la de la Plancha 301 - Planadas.

- Formación Payandé (TRp) Nombre dado por Renz (1943 en Trumphy, 1943), para describir una secuencia de calizas grises, en parte arenosa o silíceas, con intercalaciones de chert, cortada por muchos diques de pórfidos gris verdosos, que ocasionan metamorfismo de contacto (INGEOMINAS, 2002). La unidad se encuentra constituida, en general, por calizas, limolitas y lodolitas. (Mosquera, Nuñez, & Vesga, 1982), en la Plancha 301 - Planadas, describen la Formación Payandé como una secuencia conformada, en general, por calizas micríticas, gris azulosas, ocasionalmente arenáceas, con intercalaciones menores de arenitas y arcillolitas calcáreas, y citan para la parte baja del río Coello, varias capas ricas en yeso. Toda la secuencia se encuentra cortada por diques andesíticos y graníticos e intruida por apófisis granodioríticas y cuarzodioríticas, que producen marmolización local de las calizas. (Geyer, 1973) realizó un recuento faunístico detallado y completo que le permitió datar gran parte de la Formación Payandé como Noriano (límite Triásico – Jurásico).
- Formación Saldaña (JR) La Formación Saldaña está constituida por rocas piroclásticas y sedimentarias, flujos de lava y algunos cuerpos porfíricos hipoabisales; Posterior a que (Geyer, 1973) propone el nombre de Formación Salitre, (Cediel, Mojica, & Macía, 1980) redefinen la unidad bajo el nombre de Formación Saldaña y proponen como localidad tipo los afloramientos observados a lo largo del río Saldaña, en la carretera Ataco-Planadas (Departamento del Tolima), donde se levanta la sección tipo de la unidad y se determinan sus relaciones con las unidades adyacentes (INGEOMINAS, 2002). El reporte de improntas de vertebrados del Liasico (Jurásico temprano) en (Mojica & Macía, 1982, 1987) permite ubicar la Formación Saldaña en el lapso comprendido entre el Triásico tardío y el Jurásico temprano, pudiendo alcanzar hasta el Jurásico Medio.
- Batolito de Ibagué (Jgdi) El Batolito de Ibagué aflora a lo largo del flanco oriental de la Cordillera Central y conforma una franja continua desde un poco al norte de Armero, en el norte del departamento del Tolima, hasta el sur de La Plata, en el Departamento del Huila; (Nuñez, 1999) afirma que el Batolito del Páez, Macizo de La Plata – La Topa y el Plutón Granitoide de La Plata corresponden a la extensión sur del Batolito. Según (Nuñez, 1999), el Batolito es un cuerpo intrusivo de composición variada que va desde cuarzodiorita hasta granito; la roca más común es holocristalina fanerítica con tamaño de cristales medio a grueso. Está constituida por cuarzo vítreo de color gris, feldspatos blancos grises, ocasionalmente rosado, en el caso de los potásicos, hornblenda verde oscura y biotita parda a negra.

Las relaciones estratigráficas del Batolito de Ibagué indican que el Plutón se emplazó después del Triásico y antes del Aptiano – Albiano, tiempo que corresponde al lapso Jurásico (Nuñez, 1999). Esta afirmación ha sido confirmada por varias dataciones isotópicas que indican el rango entre 131 y 151Ma aproximadamente que corresponde al lapso Jurásico medio – tardío a Cretácico temprano.

- Formación Guaduas (TKg) Su posición estratigráfica y su carácter litológico llevaron a Hubach (1957) a darle el nombre de Formación Guaduas a la unidad arcillosa expuesta en la plancha 301 – Planadas, al oeste del río Atá. La naturaleza de las rocas que conforman la unidad da lugar a una morfología suave, observándose depresiones que resaltan entre unidades litológicas recientes. La formación consta en un 90% de arcillolitas rojas y violáceas, ocasionalmente amarillentas y grises, con delgadas intercalaciones de limolitas. La estratificación es pobre, lo que sumado con la ausencia de buenas exposiciones y a la tectónica del área, no permite establecer una sucesión estratigráfica detallada y menos aún determinar su espesor. La formación se considera como perteneciente al lapso Maastrichtiano – Paleoceno, edad que es comúnmente aceptada. La unidad representa la transición marina a continental de finales del Cretáceo e inicios del Terciario, en el valle superior del río Magdalena.
- Grupo Gualanday (Tmg) El Grupo Gualanday es unidad geológica netamente sedimentaria localizada en los alrededores de la población de Gualanday; Raasveldt (1956) divide la unidad en tres miembros informales; Téllez & Navas (1962) proponen su localidad tipo sobre la carretera Gualanday-Chicoral que sigue el canal de irrigación en la margen derecha del río Coello; van Houten & Travis (1968) lo suben a la categoría de grupo y sus divisiones a formaciones.

La unidad inferior (Formación Gualanday Inferior - Tgmi) consta de capas medias a gruesas de arenitas de cuarzo con intercalaciones de arcillolitas.

La unidad intermedia (Formación Gualanday Medio - Tgmm) consiste en una secuencia de lodolitas abigarradas, generalmente moradas y rojizas, físilas, con alto contenido de moscovita. Hacia la parte media y superior de la unidad ocurren intercalaciones de arenitas lodosas, de grano medio, en capas delgadas a gruesas, con geometría lenticular.

Finalmente, la unidad superior (Formación Gualanday Superior - Tgms) se encuentra conformada por conglomerados gruesos (gravas a cantos), clastosoportados, con cantos redondeados de cuarzo, chert, rocas ígneas y metamórficas, que alcanzan cerca de 10-15 cm de diámetro, dentro de una matriz de arena gruesa.

Localmente, el sitio se encuentra ubicado sobre rocas del Grupo Gualanday, más exactamente sobre arenitas y arcillolitas del miembro inferior del mismo, estas rocas se encuentran buzando entre 45 y 48° hacia el noreste con rumbo paralelo al trazo del río Atá lo que las hace muy susceptibles a ser socavadas (Ver Foto 5).



Imagen 3 planta aérea del sector – fuente Google Earth

Con relación a las condiciones morfológicas del río Atá se manifiesta que a la altura del proceso de inestabilidad, corresponde al segmento de transición de subcuenca alta a media, condiciones que se caracterizan por cauces encañonados con evidencias de socavación y erosión, junto con la capacidad de transferencia de sedimentos. El lecho de este afluente se labra en rocas tipo arenisca de la formación Gualanday, que ejercen resistencia o control de fondo, sin embargo localmente pueden existir secuencias de arcillolita que generen comportamientos puntuales erosivos; el control estructural de los materiales de la formación Gualanday de fondo en el alineamiento del cauce se refiere a una estructura de falla de tipo inverso, que pone en contacto rocas del grupo Gualanday al occidente con Rocas del batolito de Ibagué al oriente, contacto en medio del cual transcurre el río Atá, ver Figura 1.



Figura 1 corte geológico en la zona de influencia del proyecto – plancha 301 Planadas Esc 1:100.000

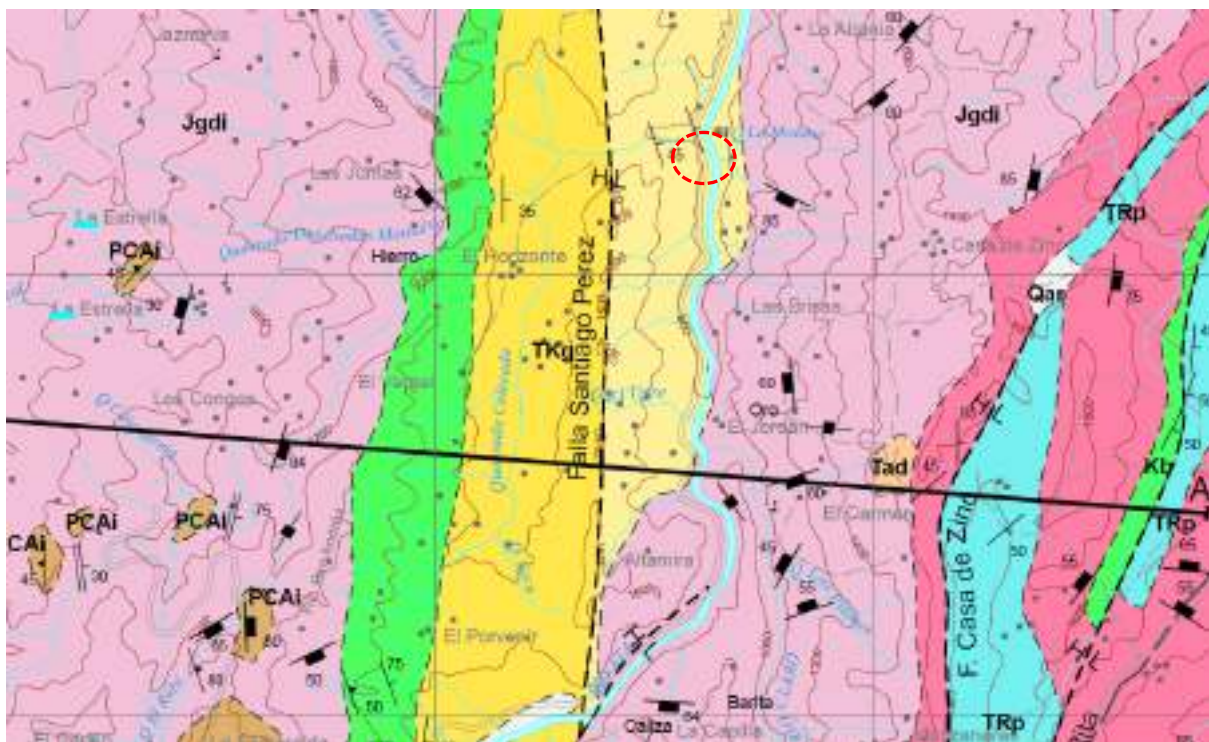


Figura 2 cartografía geológica SGC – 1991 – ESC 1:100.000 plancha 301 planadas

4 DIAGNOSTICO

Metodológicamente la visita de diagnóstico tuvo como objeto inspeccionar los rasgos morfológicos de la ladera y del río Atá con el fin de llegar a la caracterización del proceso de inestabilidad respecto de los agentes detonantes y condicionantes y determinar el grado de actividad.

En primera medida se realiza la descripción de las condiciones de terreno y posteriormente se correlacionan las evidencias de campo en diagnóstico del sitio, a continuación lo anunciado.

Se representan las características principales del tramo, en principio se aprecia el Río Atá recostado en su margen izquierda a la altura de la quebrada la Molano y antes de la quebrada Montalvo, producto de controles estructurales que ofrecen los afloramientos rocosos en sus márgenes. En este sentido se aprecia desde el punto de vista morfológico, que el río Atá se encuentra, en una estructura conocida como de Valle en valle, que corresponde a un control estructural en roca aflorante en las márgenes y fondo del valle, el cual ha sido rellenado por depósitos recientes y someros de origen aluvial que se encuentran disectados parcialmente por la corriente, dejando a manera de barras materiales de origen aluvial suelto, de textura granular heterogénea y de características erodables y con posibilidad de ser retrabajados. Esta condición encañona el río y puede generar regímenes hidráulicos de láminas elevadas y velocidades altas. Respecto de las barras e islas de sedimento, canalizan y direccionan los múltiples canales de corriente induciendo flujo contra las márgenes del río.



Foto 1 y 2. Como se muestra en esta secuencia de imágenes, el ataque del flujo contra la margen derecha, generó el desgaste erosivo de la base de la ladera dejando las siguientes condiciones:

- Una pendiente mayor
- Degradando las condiciones de soporte de las estructuras de confinamiento.
- Propiciando el desplome de materiales y fallas del tipo erosión diferencial y/o falla traslacional.

Se aprecia el colapso de tres módulos de muros en voladizo de al menos 2.5m, que se encontraban ubicados a la corona de vía y que paulatinamente quedaron sin soporte, esta primera depresión suma al menos 25m en la corona de deslizamiento.



Fotos 3 y 4. Muestra grietas de relajación a nivel del carril exterior, incluso hasta la mitad del carril interno, en el segmento adyacente a la pérdida de banca, incluso con carcavas en la zona sin muro, mostrando una condición marginal de estabilidad en 25m aguas arriba del río Atá, sumando el segmento crítico al menos 50m, los cuales cuentan con cuatro módulos de muros adicionales (22m aproximadamente) que se encontraban en condición de inminente falla, y que a la fecha ya han colapsado por los efectos erosivos del río y la verticalización del talud.



Foto 4 y 5. Respecto de la condición litológica se puede mencionar, que la margen afectada por el río y las laderas adyacentes se constituyen por secuencias sedimentarias asociadas al segmento inferior de la Formación Gualanday, compuesta por secuencias de areniscas y arcillolitas, las primeras más rígidas en el tope, descansando sobre las arcillolitas altamente erodables y con posibilidad de generar comportamientos de erosión diferencial y desplomes.

Adicionalmente a lo antes mencionado y confrontando lo establecido en la cartografía geológica se aprecia una condición de ladera estructural, es decir que los estratos de rocas sedimentarias buzan desfavorablemente contra el talud de la vía y de la misma manera contra el talud contra el río generando la posibilidad de fallas traslacionales.

Imagen 4 registro fotográfico K16+750³

³ K57+980 desde Ataco

Partiendo de las observaciones de campo, se realiza la caracterización del proceso de inestabilidad como una falla traslacional en consecuencia del buzamiento $E40^{\circ} - 45^{\circ}$ en dirección perpendicular al flujo del río Atá, con secuencia de repetición progresiva y vector desplazamiento al este. Proceso detonado por la acción erosiva del río a la base de la ladera, en los niveles de roca arcillolita de la formación Gualanday, que dejaron sin sustento a los niveles de arenisca⁴, que se desplazaron generando una falla sucesiva en control del buzamiento⁵.

En consecuencia de lo anterior se concluye que la falla fue súbita con desplazamientos rápidos en la etapa inicial, pero suspendido en la zona de cárcava en la actualidad, se estima un potencial de ampliación de la falla de 50m en dirección sur con posibilidad de evolución de días y claramente controlado por los regímenes del río. Adicionalmente a las áreas referenciadas se estima un potencial de afectación de 80m adicionales en dirección sur, para un total de 150m de daño inminente en el corto a mediano plazo. Se estima una distancia de viaje de 10m como máximo con lo cual se descartan represamientos por esta causa sobre el río.

En complemento a las condiciones fenomenológicas descritas, se realiza el listado de los principales aspectos condicionantes y detonantes para el proceso de inestabilidad a fin de poder orientar adecuadamente los puntos de control de proceso y por consiguiente su solución.

Aspectos condicionantes:

a) **De los materiales:**

- Presencia de secuencias sedimentarias del grupo Gualanday, que combinan niveles de rocas blandas tipo arcillolita y rocas más rígidas tipo arenisca, estas diferencias de rigidez posibilitan la erosión diferenciada, desplomes y fallas traslacionales.
- Las arcillolitas corresponden a rocas blandas que ejercen un bajo control a la profundización y socavación y/o erosión marginal del cauce.
- La presencia de barras aluviales en el cauce, origina la concentración de este en algunos sectores, aumentando el desgaste de los materiales que lo conforman localmente.
- Disposición de las secuencias sedimentarias de la formación Gualanday en pendiente desfavorable, lo que conduce a que cualquier modificación del control base, induzca procesos de inestabilidad traslacional o fallas en cuña.

b) **De las condiciones hidráulicas**

- El flujo paralelo en la ladera erosiona la arcillolita por flujo concentrado y altas velocidades en la margen izquierda del río, posibilitando su desgaste.
- El encañonamiento del cauce, genera elevaciones en la lámina de agua en los momentos de crecientes, generando el re trabajo de niveles superiores en el cauce.
- Comportamiento rectilíneo del cauce asociado a control estructural y los cambios de dirección asociados al eje del río generan posibilidad de desgaste de las márgenes en primera medida y en segunda medida al tratarse de un drenaje trenzado, la interrelación local de las barras aluviales depositadas generan la deflexión de los flujos contra las márgenes.
- El río Atá corresponde a un drenaje anastomosado, que principalmente se exhibe en poca profundidad pero de gran ancho.

c) **De la cobertura de suelo y sus usos**

- Los usos del suelo no son condicionantes de procesos de inestabilidad, sin embargo la cobertura de los taludes contra el río se encuentran desprovistos de vegetación, lo cual genera que los procesos de desgaste erosivos se aceleren en el tiempo.

⁴ Hace referencia a un proceso de erosión diferencial

⁵ Hace referencia a una falla traslacional en control del buzamiento

d) De las condiciones preexistentes de inestabilidad

- No existen condiciones preexistentes de inestabilidad.

Expuesto el marco condicional se concluye que el aspecto detonante de la inestabilidad se relaciona con el ataque del río a la base de una ladera estructural que desconfinan los depósitos y bloques de roca talud arriba en un proceso de falla traslacional, alcanzando los confinamientos y corona de la vía de la vía entre 100 y 150 m talud arriba, expuesto lo anterior se concluye en la siguiente secuencia de falla:

1. Procesos de erosión marginal y disección de fondo en el río Atá.
2. Erosión diferencial: Consecuencia de la socavación y profundización del cauce en las rocas menos rígidas, originan el desplome en los niveles más rígidos de roca de las secuencias sedimentarias o fallas traslacionales.
3. El desplome del nivel de soporte de los muros y degradación del talud al borde del río, generan el despate de la ladera dispuestos en ladera estructural.
4. La propagación de la erosión progresivamente degrada las condiciones de estabilidad.

Se indica en la Figura 3 de manera esquemática la secuencia de falla en una sección transversal típica al río

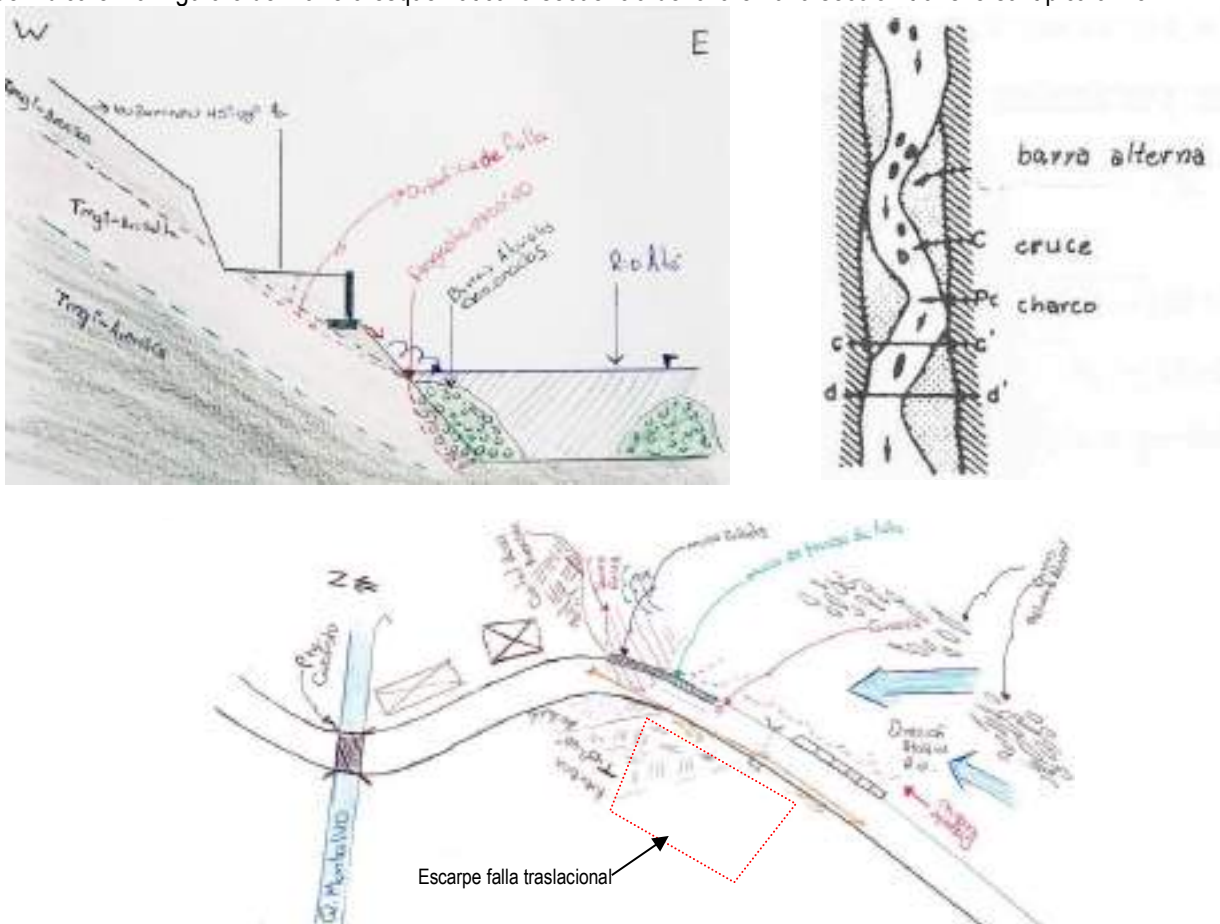


Figura 3 condiciones locales esquemáticas

5 CONSIDERACIONES DE DISEÑO

El sitio inestable denominado “Cañofisto” se localiza a la altura del K16+750, y presenta un riesgo de falla superficial en mecanismos de entre 3m y 8m ante desgaste erosivo y profundos por falla traslacional, en consecuencia del diagnóstico conceptual se procede a definir las verificaciones numéricas correspondientes.

5.1 CARACTERIZACIÓN SÍSMICA

El Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes (CCDSP-14) en su numeral 3.10, clasifica el área de estudio dentro de una **zona de amenaza sísmica alta**, para los que espera un coeficiente de aceleración horizontal pico efectiva (**PGA⁶**) **igual a 0.25g**, respecto del coeficiente de aceleración espectral para periodos cortos **S_s:0.50g** correspondiente a la zona 5 y un coeficiente de aceleración espectral para periodos intermedios **S_i:0.25g** correspondiente a la zona 5, coeficientes determinados para una probabilidad de excedencia del 7% en 75 años y un amortiguamiento crítico del 5%.

De la misma forma el numeral 3.10 del CCDSP-14, indica los criterios para la determinación del coeficiente sísmico para la estimación de los efectos de sitio para estructuras que por sus características no requieren de un estudio de respuesta particular de los efectos de sitio: Partiendo de esta información y en razón de la presencia de depósitos de suelo espesos, se clasifica el **perfil de suelo Tipo C**, al cual le corresponde un coeficiente de amplificación (**F_{pga},F_a**) de 1.15 y 1.20 respectivamente, (**F_v**) igual a 1.55.

De acuerdo al procedimiento indicado en la tabla C.3.10.3.1-1 para la clasificación del tipo de perfil de suelo, recomendado para definir los efectos de sitio se establece un perfil de suelo tipo C, en consideración al criterio de velocidad de onda de corte.

- Respecto de la aceleración en superficie se tiene lo siguiente:
 $A_s = PGA \cdot F_{PGA} \cdot I = 0.25g \cdot 1.15 \cdot 1.0 = 0.2875g$
- Respecto del coeficiente sísmico horizontal K_h se emplea el 80% de A_s , es decir 0.23g
- Respecto del coeficiente sísmico vertical K_v se emplea el 20% del K_h , es decir: 0.046g

$$\bar{V}_s = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{V_i}} = \frac{30}{\frac{8}{200} + \frac{22}{1450}} = 538 \text{ m/s}$$

5.2 MODELO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

Con base en los resultados del plan de reconocimiento de campo y la información de referencia geológica, se obtuvieron los siguientes modelos de comportamiento y distribución lito-estratigráfica en profundidad (ver **Tabla 1** y **Imagen 5**).

Tabla 1 Descripción de unidades del perfil geológico geotécnico

Nivel	Profundidad	Descriptor	Caracterización
A	0-3.0	Tgmi – Secuencia sedimentaria F. Gualanday	Compuesto por secuencias sedimentarias de arcillolitas con degradación fuerte a moderada relacionada con intemperismo y ciclos de humedecimiento y secado, se presentan en secuencia estructural. Las Arcillolitas de tonalidades rojizas caracterizadas como rocas blandas a moderadamente duras, dispuestas en paquetes métricos, el

⁶ Zona número 5

Nivel	Profundidad	Descriptor	Caracterización
			grado de fracturamiento es moderado (ver Imagen 4), exhibe superficies rugosas. GSI 40 – 55; γ_t : 21 - 23KN/m; V_p < 2378m/s.
B	3.0 – ¿?	Tgmi – Secuencia sedimentaria F. Gualanday	Compuesto por secuencias sedimentarias limolitas con degradación moderada, en secuencia estructural. Las limolitas violáceas caracterizadas como rocas blandas a moderadamente duras, dispuestas en paquetes métricos, el grado de fracturamiento es moderado (ver Imagen 4), exhibe superficies rugosas. GSI 55 – 65 cm; γ_t : 21 - 23KN/m; V_p : 2378m/s – 3457m/s.
C	0.0 – 4.0m	Qal/Qco/Qra – Depósitos aluviales, coluviales y/o antrópicos	Depósito de gravas y arenas de arrastre aluvial matriz soportado, con cantos de entre 0.30m y 0.50m, composición 50% grava - 50% Arena a 40%G – 60A%, el porcentaje de cantos es cercano al 15%, plasticidad nula y medianamente denso a denso; V_p : 370m/s – 600m/s.

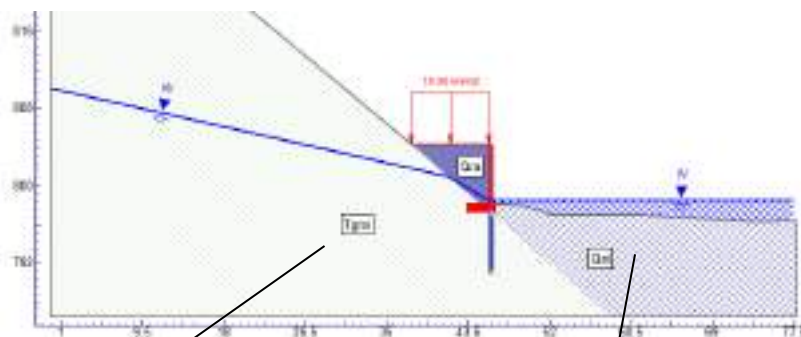


Imagen 5 modelo geológico – geotécnico sección 1-1 - Fuente: elaboración propia



Aspecto del afloramiento, se visualizan materiales correspondientes al perfil de alteración de rocas rojizas de la secuencia sedimentaria Gualanday

Depósitos de barra aluvial en el cauce activo, no se aprecia conformación de terrazas

Figura 4 inspección de afloramientos para definición de modelo geológico - geotécnico

5.3 NIVEL FREÁTICO

Partiendo de la presencia del río Atá al este del proceso, se considera como un nivel control de las condiciones de flujo subsuperficial, en la **Imagen 5** se indica la posición asumida en la cota 798.5msnm

5.4 CAMPAÑA DE EXPLORACIÓN

Partiendo de los rasgos geológicos y morfológicos indicados en el numeral del contexto geológico y diagnóstico, partiendo de la base que se requiere corroborar los contrastes de impedancia de los materiales presentes, se plantea el desarrollo de una campaña de exploración indirecta, mediante el empleo de líneas de refracción sísmica como se indica en la Tabla 2 y Figura 5.

Tabla 2 Localización líneas sísmicas

ID	Latitud	Longitud
LRS2	3°17'49.72"N	-75°36'40.75"E
LRS3	3°17'51.60"N	-75°36'41.60"E



Figura 5 Localización líneas sísmicas

En el mismo sentido se revisó la información antecedente de geotecnia contenida en el estudio de fundaciones para la construcción del puente vehicular K57+783 en su versión cero "puente sobre Quebrada Montalvo", que incluye dentro del aparte de exploración la ejecución de una línea de exploración indirecta mediante georadar GPR y un sondeo de 20m de profundidad, se adjunta dentro de los antecedentes, mas no se procesa debido a inconsistencias relacionadas con el espesor de los materiales aluviales reportados y a la imprecisión en la localización del sondeo.

En este sentido, el autor realizó seguimiento al proceso constructivo de dicho puente en el tercer trimestre del año 2015 en el marco del contrato de obra No.CN2013-1190 de 2013 y sobre el cual se realizó el levantamiento en los niveles estratigráficos en las pilas excavadas para la subestructura de dicho puente, me permito incluir a manera informativa la información levantada e incluida en el oficio del contratista IYD00084 de diciembre de 2015. Se menciona la dificultad de excavación de las unidades rocosas requiriendo el empleo de explosivos para el avance en profundidad, pese a tratarse a rocas tipificadas como blandas ver Tabla 3Tabla 4.

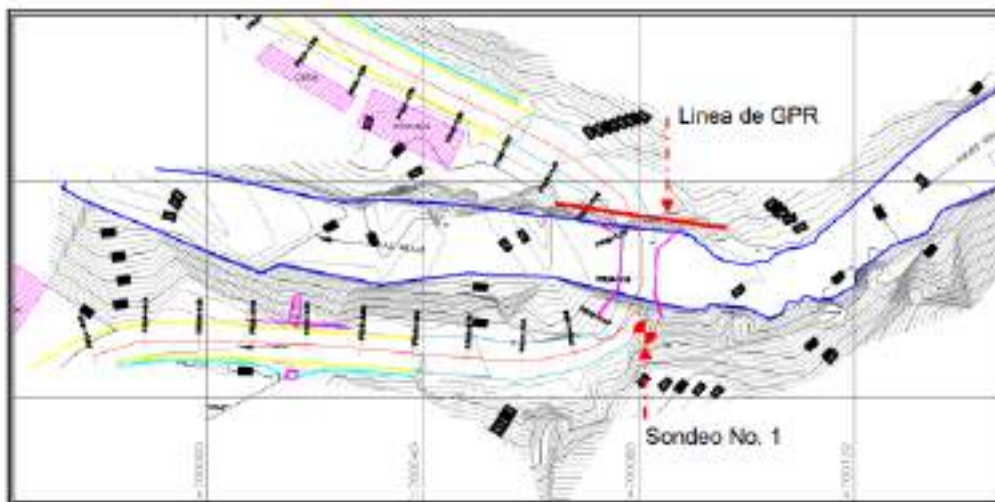


Figura 6 localización de programa de exploración antecedente en el contexto del contrato de consultoría UG21-2012 – Puente K57+783

Tabla 3 registro estratigráfico apoyo margen izquierda puente Q. Montalvo

Profundidad (m)	Caisson 1	Caisson 2	Caisson 3
1.0	Depósito de ladera compuesto por arenas limosas habanas sub angulares a subredondeadas de humedad moderada con presencia de lentes de arena	Depósito de ladera idéntico al caisson 1	Depósito de ladera idéntico al del caisson 1
2.0			
3.0	Arcillolitas alteradas de tonalidad rojiza de consistencia firme	Arcillolitas alteradas de tonalidad rojiza de consistencia firme	Arcillolitas alteradas de tonalidad rojiza de consistencia firme
4.0			
5.0			
6.0	Limolitas violetas de consistencia dura	Limolitas violetas de consistencia dura	Limolitas violetas de consistencia dura
7.0			

Tabla 4 registro estratigráfico apoyo margen derecha puente Q. Montalvo

Profundidad (m)	Caisson 4	Caisson 5	Caisson 6
-----------------	-----------	-----------	-----------

		Depósito de ladera compuesto por arenas limosas habanas subredondeadas de humedad moderada con presencia de lentes de arena	Depósito de ladera compuesto por arenas limosas habanas subredondeadas de humedad moderada con presencia de lentes de arena
1.0	Depósito de ladera compuesto por arenas limosas habanas subredondeadas de humedad moderada con presencia de lentes de arena		
2.0			
3.0			
4.0	Depósito aluvial heterogéneo, matriz soportado con presencia de bloques hasta de 6", de tonalidades grises, material limpio.	Depósito aluvial heterogéneo, matriz soportado con presencia de bloques hasta de 2m, de tonalidades grises, material limpio.	Depósito aluvial heterogéneo, matriz soportado con presencia de bloques hasta de 8", de tonalidades grises, material limpio.
5.0			
6.0			
7.0	Arcillolitas de tonalidad rojiza de consistencia dura	Arcillolitas de tonalidad rojiza de consistencia dura	Arcillolitas de tonalidad rojiza de consistencia dura
8.0			
9.0			
10.0			Arcillolitas de tonalidad rojiza de consistencia dura
11.0			
12.0			

5.4.1 Geofísica

Para obtener un perfil sísmico por refracción se instala, en línea recta, un tendido de 24 geófonos espaciados 4 mts entre sí hasta alcanzar 100 mts de longitud; estos geófonos están conectados a un sismógrafo de alta precisión que se encarga de recibir, almacenar y geo referenciar la información del sitio de exploración.

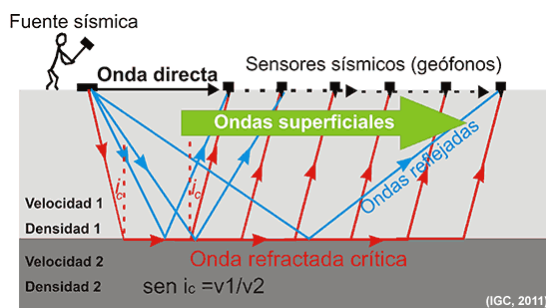


Imagen 6 Esquema de adquisición de datos sísmicos y de los principales tipos de ondas según sus características de propagación

Para la obtención definitiva de los datos se realiza una serie de 4 impactos en cinco sectores del tendido:

- Al inicio del mismo próximo al geófono 1
- Entre los geófonos 6 y 7
- Entre los geófonos 12 y 13
- Entre los geófonos 18 y 19
- Al extremo final próximo al geófono 24

De esta manera, los impactos aplicados en cada uno de los sitios antes mencionados permiten reunir información “saturada” que se emplea estadísticamente para obtener una sola lectura con una significativa probabilidad de precisión.

Para la obtención definitiva de los datos se realizan una serie de impactos en tres sectores del tendido: Al inicio del mismo (próximo al geófono 1, en la mitad del tendido (entre los geófono 12 y 13) y al final del tendido, próximo al geófono 24. De tal manera, los impactos aplicados en cada uno de los sitios antes mencionados permiten reunir información “saturada” que se emplea para obtener una sola lectura con elevada probabilidad de precisión.

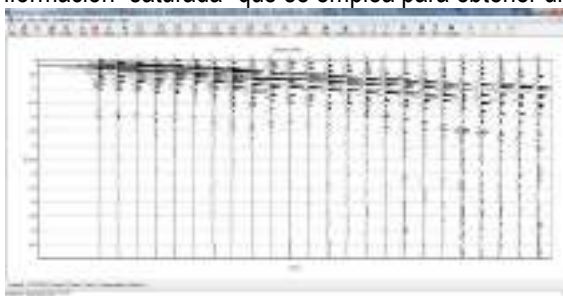


Imagen 7 Ejemplo de impacto en sector geófono 1 (inicio del tendido)

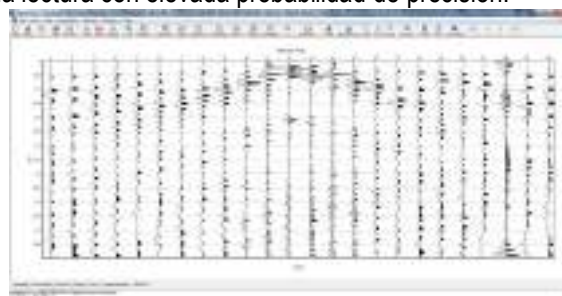


Imagen 8 Ejemplo de impacto en sector geófonos 12 y 13 (mitad del tendido)

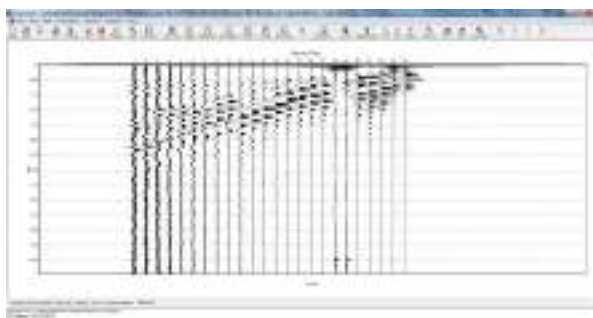


Imagen 9 Ejemplo de impacto en sector geófono 24 (final del tendido)



Figura 7 Localización líneas sísmicas

Una vez realizados los impactos y verificados los resultados en campo, se lleva a cabo el procesamiento e interpretación de la información mediante el empleo de software especializado. Estas herramientas informáticas permiten realizar los cálculos, las curvas de dispersión y todo a una serie de operaciones que arrojan como resultado gráficos en color que identifican cada material con la velocidad de onda correspondiente. Las ondas sísmicas que atraviesan un terreno pueden ser: Longitudinales o de compresión, Transversales o de cizallamiento y Superficiales.

La velocidad de propagación de las ondas sísmicas en el terreno depende de sus características de deformabilidad. En la hipótesis de suponer un comportamiento elástico para el terreno, la velocidad de las ondas longitudinales y transversales es función del módulo elástico y del coeficiente de Poisson (ambos dinámicos), por lo que con ambas expresiones pueden obtenerse dichos parámetros. Las ondas longitudinales (Ondas P) son más rápidas que las transversales (Ondas S), lo que dificulta la detección de estas últimas en campo.

El método sísmico de refracción se basa, tanto en el hecho de la diferencia de velocidad de la onda sísmica en los distintos terrenos, como en que las ondas al cruzar la frontera entre dos tipos de terreno distinto sufren refracción, (al igual que sucede con las ondas de luz), cambiando su dirección en un ángulo cuyo valor depende de la relación entre las velocidades de onda de cada terreno. A pesar de existir un amplio espectro de velocidades relacionadas con materiales puros en condiciones de laboratorio para arcillas, arenas, calizas, granitos, etc., los entes de investigación y parametrización internacional han procesado infinidad de datos provenientes de todo el mundo para establecer una

escala bastante aproximada de las velocidades de propagación de onda en los materiales del subsuelo de acuerdo con su solidez, tal y como se puede apreciar en la Tabla 5, correspondiente recomendación del IBC (International Building Code) de 2006 para las ondas S u ondas de corte (compatible con el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente)

Tabla 5 Clasificación sísmica de suelos IBC 2006

Tipo	V_{s30} (m/s)	Descripción
A	>1500	Roca Dura
B	760 – 1500	Roca
C	360 – 760	Roca Blanda y Suelo muy denso
D	180 – 360	Suelo rígido
E	<180	Suelo Blando
F	Suelos especiales (licuables, colapsables, arcillas muy plásticas, suelos orgánicos)	

Con el fin de contrastar las condiciones obtenidas en el plan de exploración directa se ordenó la realización de dos líneas sísmicas en las localizaciones que se indican en la Figura 7 los tendidos ejecutados comprendieron caracterizar el espesor de los depósitos a lo largo del hombro de la vía y verificar la variación longitudinal del contacto del mecanismo con el material parental.

Como se muestra en la Figura 8 y Figura 9 se identifica un contraste de impedancia entre los 5m y 10m, caracterizando el primer estrato con una velocidad de onda de compresional V_p de 370m/s a 600m/s (azul) que corresponde a materiales de rigidez media y subyaciendo a este materiales con V_p de 2378m/s a 3457 (morado) que indican la presencia de materiales como rocas blandas a moderadamente duras, a partir de la anterior información, se realizan la estimación de las velocidades de onda de corte mediante el empleo de correlaciones de medio elástico .

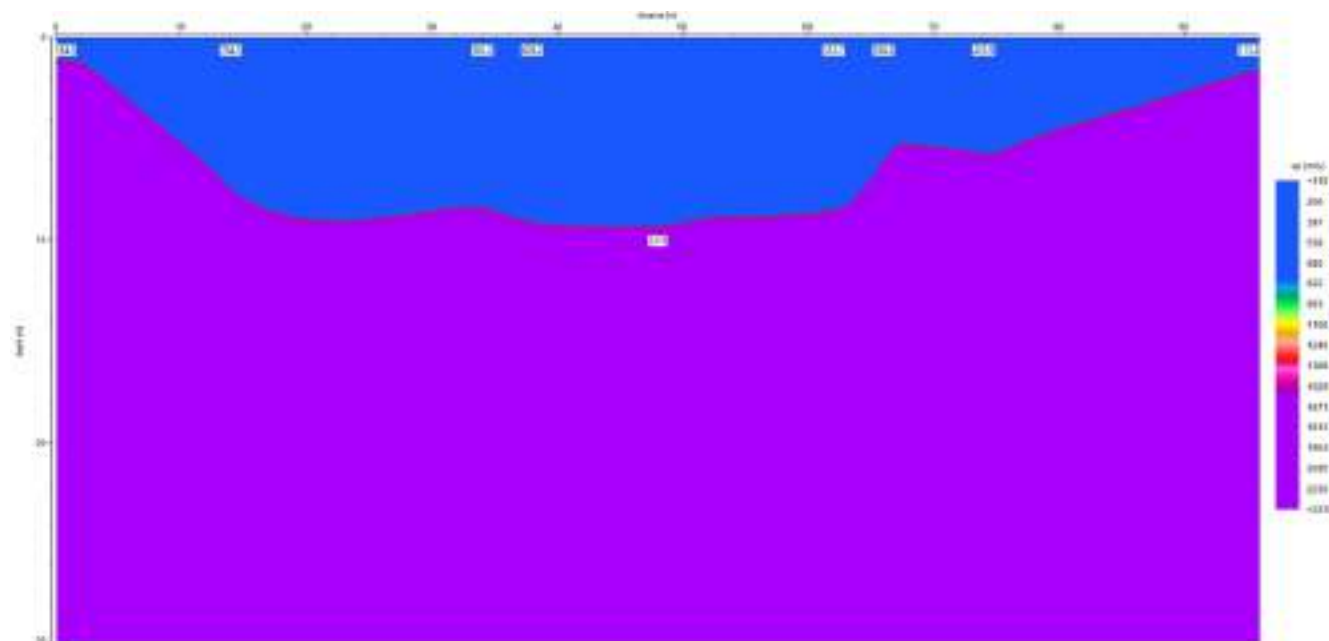


Figura 8 línea de refracción sísmica 2 – Costado Planadas

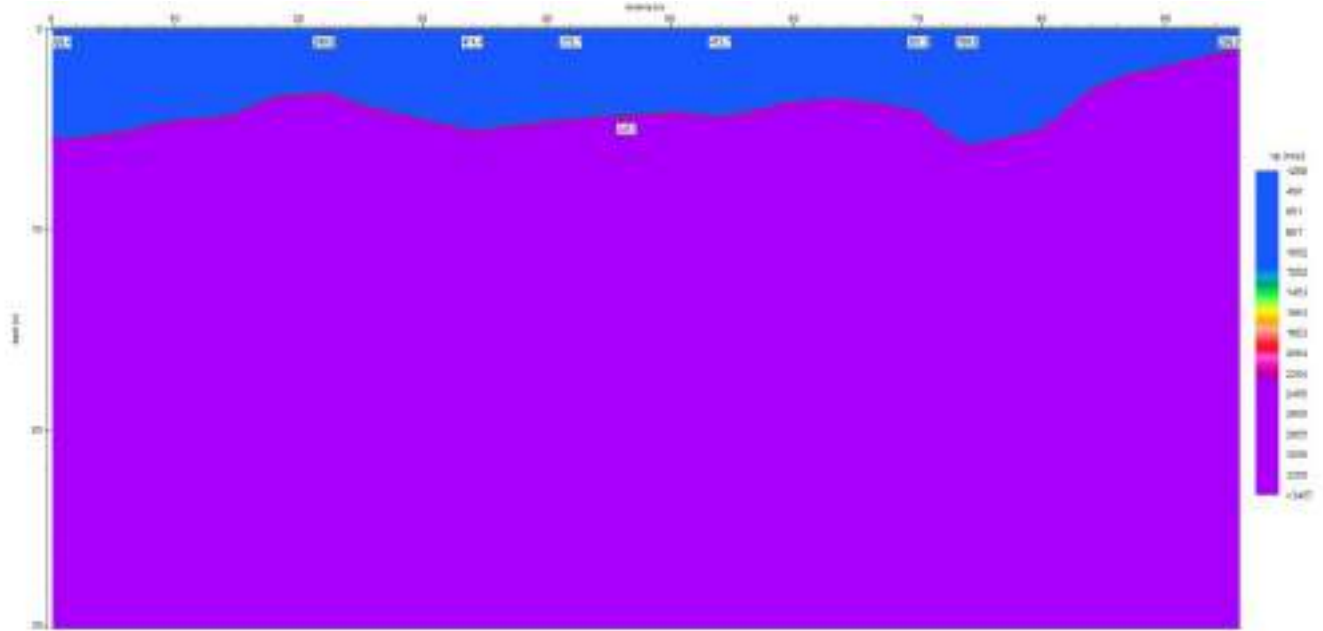


Figura 9 línea de refracción sísmica 3 – Costado Atáco

5.5 PARÁMETROS DE RESISTENCIA Y CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

Partiendo de la interpretación de la información disponible, se seleccionan los parámetros de diseño mediante referencias del proyecto y bibliográficas relacionadas con las litologías encontradas.

5.5.1 Referencias bibliográficas

Con base a las consideraciones geológicas y teniendo en cuenta el predominio de rocas continentales en el trazado de la vía se presentan a continuación cuatro criterios relacionados con rocas lodosas en virtud de los diferentes grados de alteración y parámetros de estado que faciliten la selección de parámetros de diseño para las estructuras requeridas en términos de las principales propiedades índice, en la Tabla 6 a Tabla 8 se indica el rango de variación dichas propiedades físicas y geomecánicas.

En razón de lo anterior y partiendo de las condiciones probables esperadas en superficie se estima la presencia de materiales correspondientes a los grados II y III, del perfil de meteorización de Dearman (1974) y Deere & Patton (1971) correspondientes a rocas moderadamente meteorizadas.

Tabla 6 Clasificación de rocas ISRM – Rodríguez 2007

Clasificación	Descripción	σ_c - MPa
R0	Roca extremadamente blanda	0.25 – 1.0
R1	Roca muy blanda	1.0 – 5.0
R2	Roca blanda	5.0 – 25.0
R3	Roca moderadamente dura	25.0 – 50.0
R4	Roca dura	50.0 – 100.0

Tabla 7 Propiedades de rocas arcillosas con diferentes grados de alteración – Sadisun et al. 2000

Grado alteración	η	γ (Kg/m ³)	I_s (Kg/cm ²)	C' (Kg/cm ²)	ϕ°
VI - Suelo residual	30.78 - 49.45	1.614 – 1.802	0.12 – 0.20	0.0474 – 0.1708	8.5 – 14.0
V - Completamente degradada	31.28 – 46.46	1.785 – 1.922	0.16 – 0.42	0.1224 – 0.2921	10.0 – 20.0
IV - Fuertemente degradada	17.94 – 32.66	1.868 – 2.172	0.38 – 0.94	0.2484 – 0.3485	18.5 – 26.0
III - Moderadamente degradada	12.88 – 20.08	1.904 – 2.307	0.85 – 1.36	0.3329 – 0.5141	20.0 – 32.0
II - Ligeramente degradada	8.51 – 17.94	2.195 – 2.379	1.02 – 1.83	0.3086 – 0.6330	27.0 – 32.5
I - Roca sana	3.69 – 9.66	2.322 – 2.714	1.72 – 2.66	0.5351 – 0.7612	30.5 – 42.0

Tabla 8 Clasificación y parámetros de resistencia al corte drenado en rocas lodosas (Czerewko y Cripps, 2006)

Material	LL%	LP%	IP	C' - KPa	ϕ°	ϕ_r°
Mudstone	42	29	29	20 – 131	30.0 – 45.5	-
F – S Weathered	39 - 49	30	30	15 – 30	21.0 – 30.0	12 - 14
Mudstone						
M – H Weathered						

F: Fresca; S: Ligeramente; M: Moderadamente; H: Altamente

5.5.2 Caracterización de unidades rocosas

Las unidades rocosas se caracterizaron de acuerdo con las consideraciones de la propuesta de Hoek & Brown 2002 que reconstruye la envolvente de resistencia a partir de parámetros de curvatura y de resistencia sobre muestras inalteradas a saber de la resistencia a la compresión simple⁷ de los materiales y parámetros de curvatura relacionados con el origen, tipo de roca y estado de alteración, en razón de ello y de las pruebas de caracterización del estudio de la referencia, se desarrollaron los análisis indicados a continuación (ver Imagen 10 e Imagen 11).

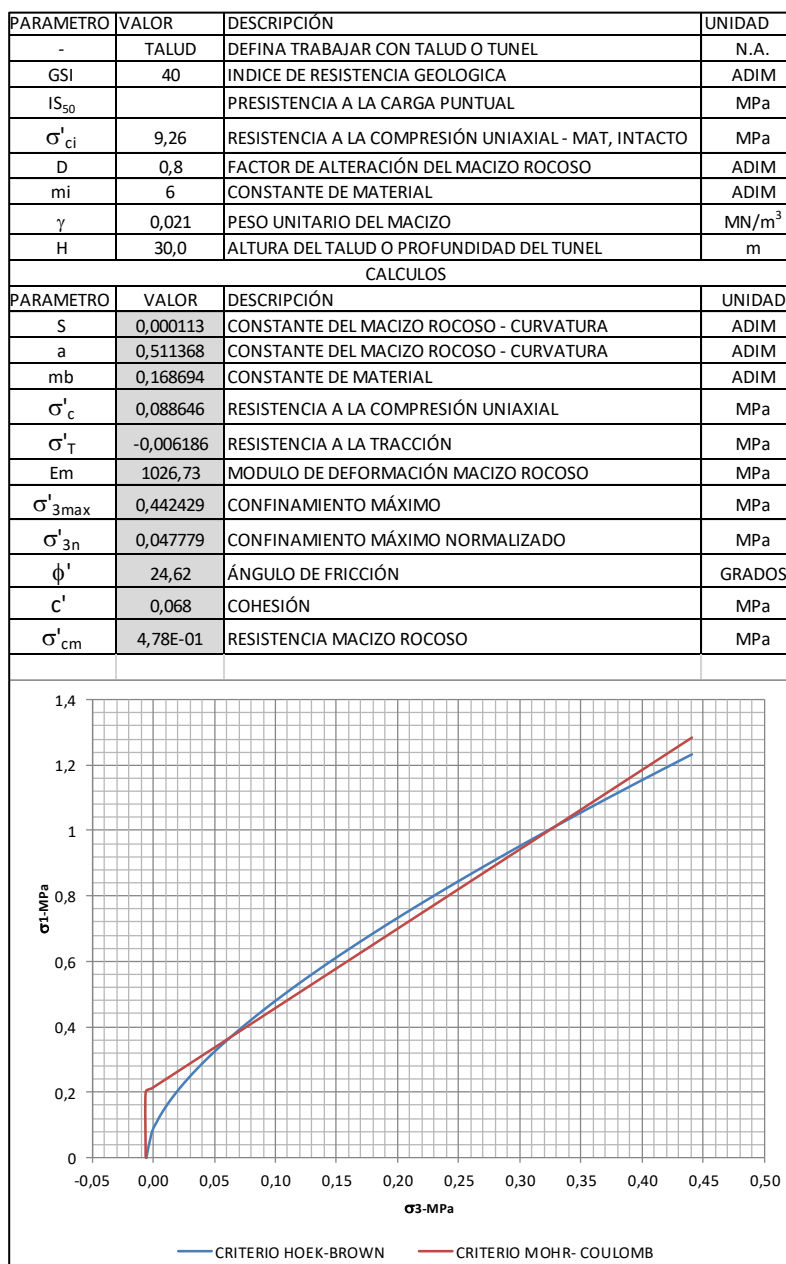


Imagen 10 Análisis Hoek & Brown Arcillolita – Tgmi

⁷ Valores correlacionados de los ensayos de geofísica

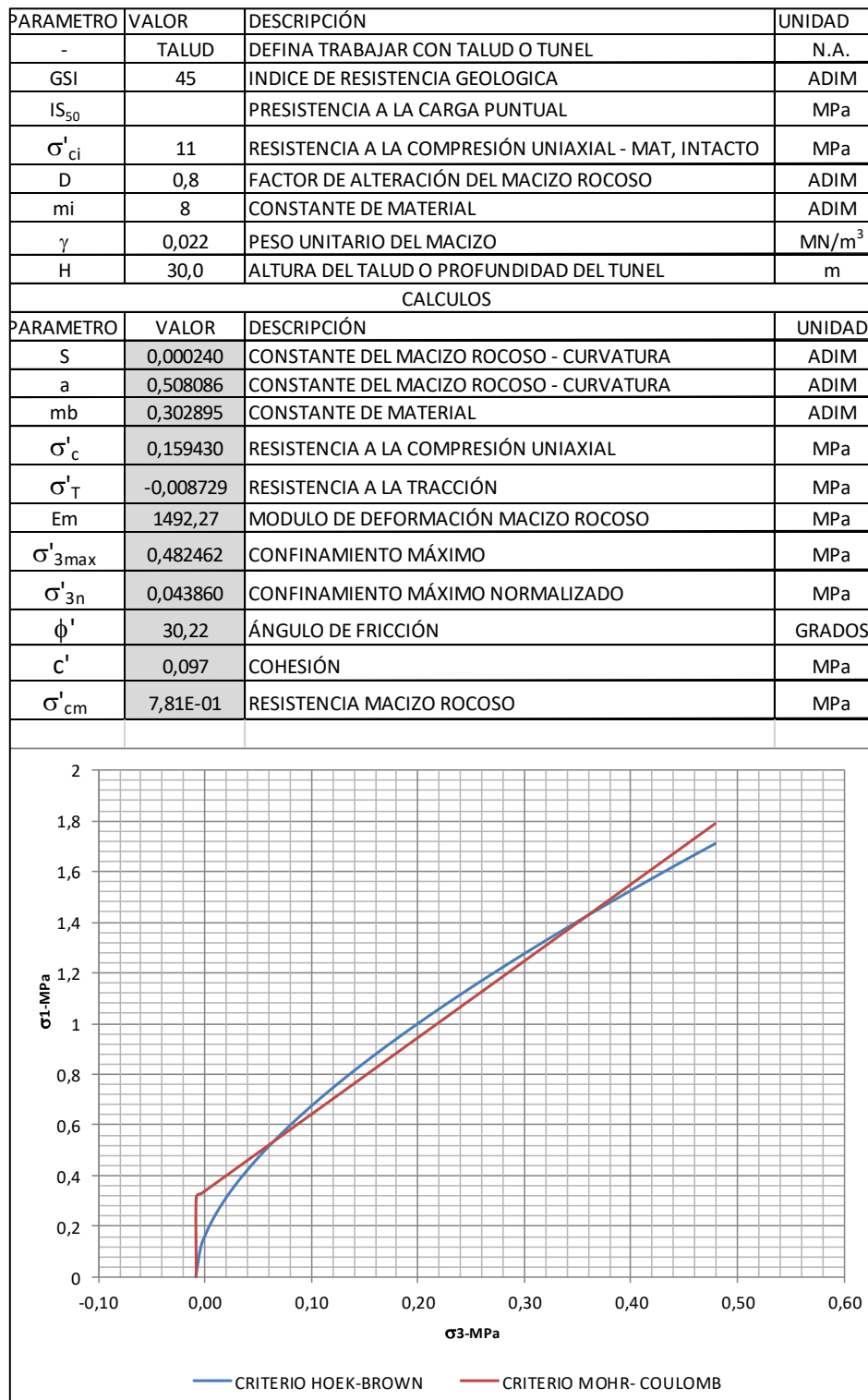


Imagen 11 Análisis Hoek & Brown Limolita – Tgmi

5.5.3 Caracterización de depósitos de ladera y/o antrópicos

Con el propósito de realizar una aproximación al orden de magnitud de los parámetros de resistencia de los depósitos de ladera y/o antrópicos, que se encuentran a la fecha en condición marginal de estabilidad y que fallaron ante cambios sensibles en la geometría de la base de la ladera, se realiza una aproximación a los parámetros de resistencia mediante análisis retrospectivo.

Se realiza el análisis reconstituyendo la geometría del talud fallado, se aprecia en la Figura 10 la falla expuesta para pérdida de banca existente para parámetros de resistencia como se indica en la figura, se indica equilibrio marginal.

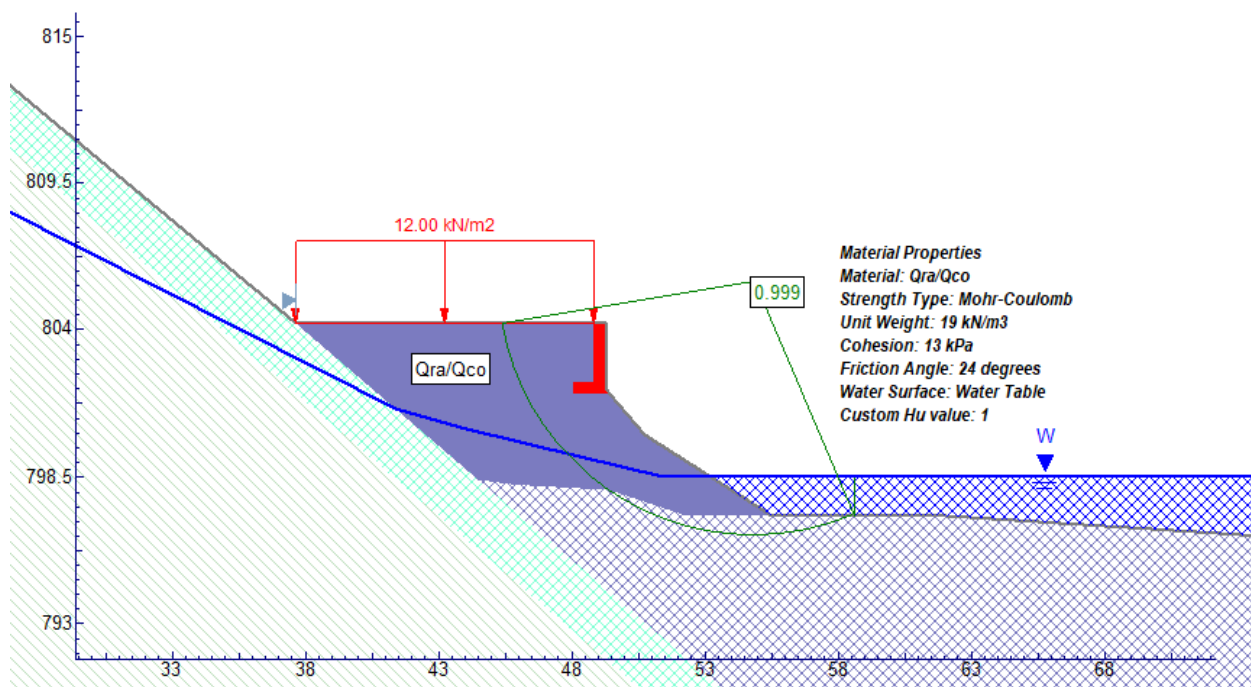


Figura 10 análisis retrospectivos sección 1 – depósitos de ladera

Partiendo de las consideraciones anteriores se seleccionan los parámetros de diseño a emplear, teniendo en cuenta las características de alteración de las rocas presentes en el área de estudio y acotando la caracterización de parámetros de resistencia empleados en la zona. A continuación, se indica la selección de parámetros en la Tabla 9.

Tabla 9 Parámetros de resistencia modelo de estabilidad

Descriptor	Parámetro	Ensayos de laboratorio	Correlaciones HOEK-BROWN	Bibliografía y/o análisis retrospectivo	Diseño
Qco / Qra	C' (KPa)	-	-	13	13
	ϕ°	-	-	24	24
	γ (KN/m ³)	-	-	19	19
	Vp (m/s)	370 - 600	-	-	370
	Vs (m/s)	186 - 303	-	-	186
	ν	-	-	-	-
Qal	E (MPa)	-	-	-	-
	C' (KPa)	0.04	N.A.	-	0
	ϕ°	37.74 ⁸	N.A.	28 - 37	31
	γ (KN/m ³)	1.925	-	17.0 - 20	18.5
	Vp (m/s)	370 - 600	-	-	370
	Vs (m/s)	186 - 303	-	-	200
	ν	-	0.33	-	0.33
	E (MPa)	-	9.842	-	9.842
Tgmi Arcillolita Nivel alterado	C' (KPa)	-	68	24.84 - 34.8	34.8
	ϕ°	-	24.62	18.5 - 26.0	24.62
	γ (KN/m ³)	-	21	19.04 - 23.79	21
	Vp (m/s) ⁹	-	1210 - 1282	-	1210
	Vs (m/s) ¹⁰	-	740 - 785	-	740
	ν	-	0.20	-	0.20
	E (MPa)	-	1026	-	1026
	σ_{ci} (MPa)	-	9.26 - 13.8 ¹¹	5 - 25	9.26
Tgmi Limolita Nivel fresco	C' (KPa)	-	97	30.86 - 63.3	63.3
	ϕ°	-	30.2	27.0 - 32.5	30.2
	γ (KN/m ³)	-	22	21.95 - 23.79	22
	Vp (m/s)	-	2378 - 3457	-	2400
	Vs (m/s)	-	1457 - 2118 ¹²	-	1450
	ν	-	0.20	-	0.2
	E (MPa)	-	1066.9	-	1492
	σ_{ci} (MPa)	-	9.26 - 13.8 ¹³	5 - 25	11

5.6 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

Para la valoración de estabilidad en la geometría de conformación propuesta se empleó el método analítico de equilibrio límite, con modelos constitutivos tipo Mohr-Coulomb, verificando mecanismos de falla para los métodos de cálculo Bishop simplificado, GLE/Morgenstern - Price y Spencer. Implementados en el software de análisis Slide V5.0.

⁸ Ensayo de resistencia al corte en muestra reconstituida realizada en muestra tomada del río el 18 de mayo de 2022

⁹ se obtiene como el promedio aritmético entre los depósitos y niveles de frescos de roca

¹⁰ Obtenido por correlaciones elásticas

¹¹ Correlación de Ohkubo & Tenesaki -1977

¹² Obtenido por correlaciones elásticas

¹³ Correlación de Ohkubo & Tenesaki -1977

Las condiciones de estabilidad son verificadas en dos secciones, la número uno a la altura del K16+295 y la sección número 2 a la altura del K16+233, se distingue en ambas secciones en talud superior la pendiente estructural que contrasta topográficamente con una zona plana indicativa del cauce del río Atá y sus correspondientes depósitos aluviales.

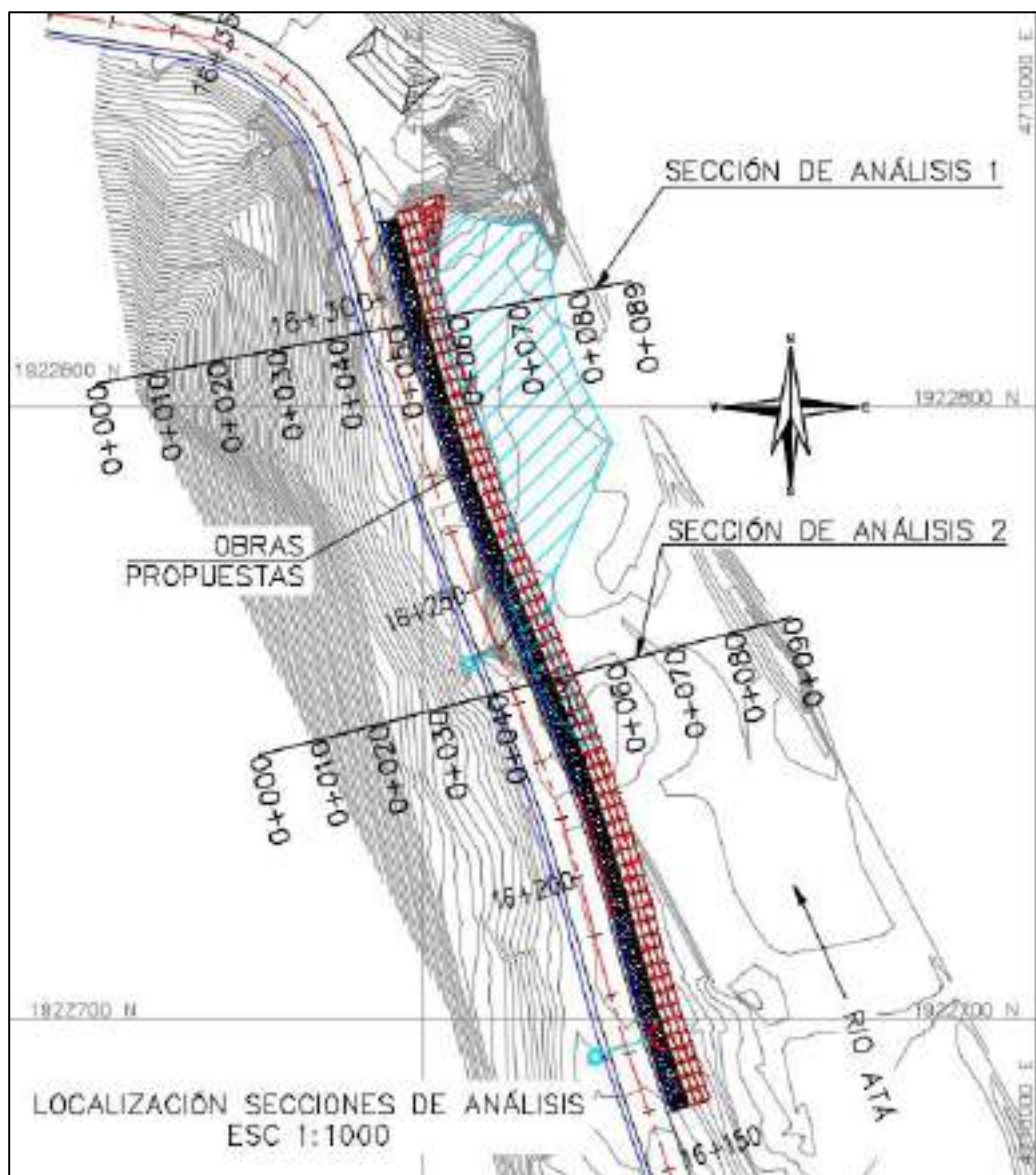


Figura 11 Localización en planta de secciones de análisis

El dimensionamiento de la solución tuvo como criterios de selección las siguientes condiciones:

- El desnivel típico entre la rasante de la vía y el nivel del cauce del río se encuentra entre 6 y 7m.

- Al tratarse de una estructura de alto porte se debe dimensionar o una solución de contención con zarpa, que ayude estructuralmente a la compensación de los empujes con llenos, adicionalmente que controle escenarios de vaciado del lleno por efectos de erosión marginal.
- La propuesta corresponde a un muro de 7m de altura, que requerirá elementos que ayuden a la rigidez¹⁴ del vástago y a las correspondientes deformaciones para evitar la construcción de tensores.
- Se requiere la inclusión de elementos de transferencia verticales para realizar el control base y propagación de mecanismos de falla traslacionales con origen en la degradación base del río.

Respecto de los análisis, es presentado en la Figura 12 y Figura 13 el escenario estático en las dos secciones, con valores para el factor de seguridad de 1.742 a 1.806 en para falla al corte de los elementos de transferencia. De la misma manera el caso pseudoestático plantea valores de 1.061 a 1.256 en el caso de mecanismos por cortante en los elementos de transferencia, valores antes mencionados satisfacen los márgenes de estabilidad planteados por la normativa nacional ver Figura 14 y Figura 15.

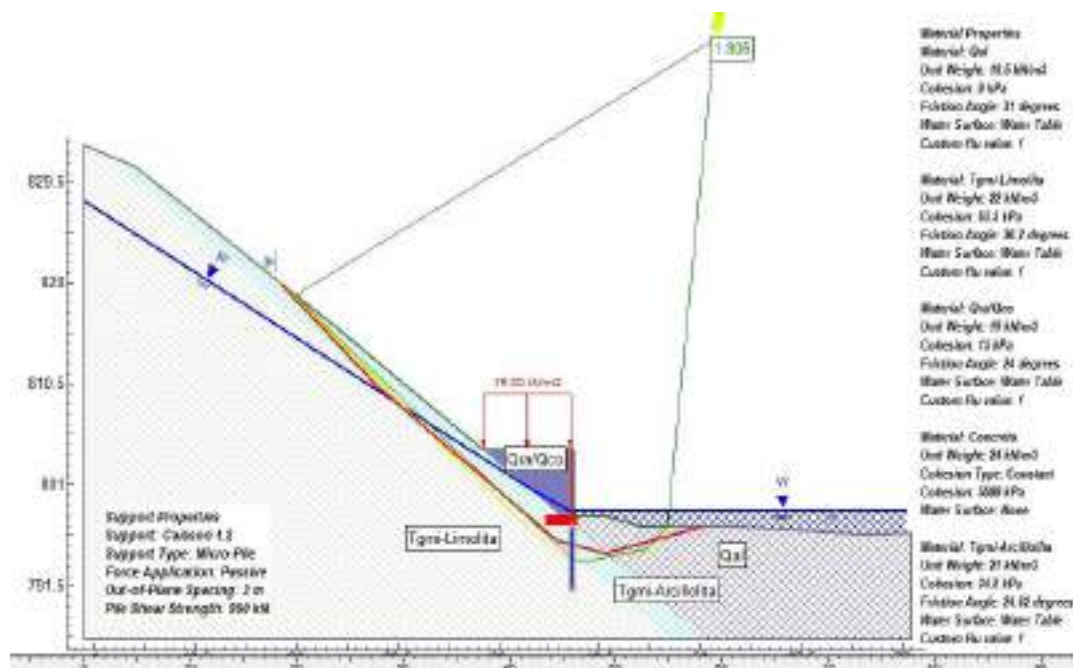


Figura 12 Sección de análisis 1 – caso estático

¹⁴ Contrafuertes o caisson columna

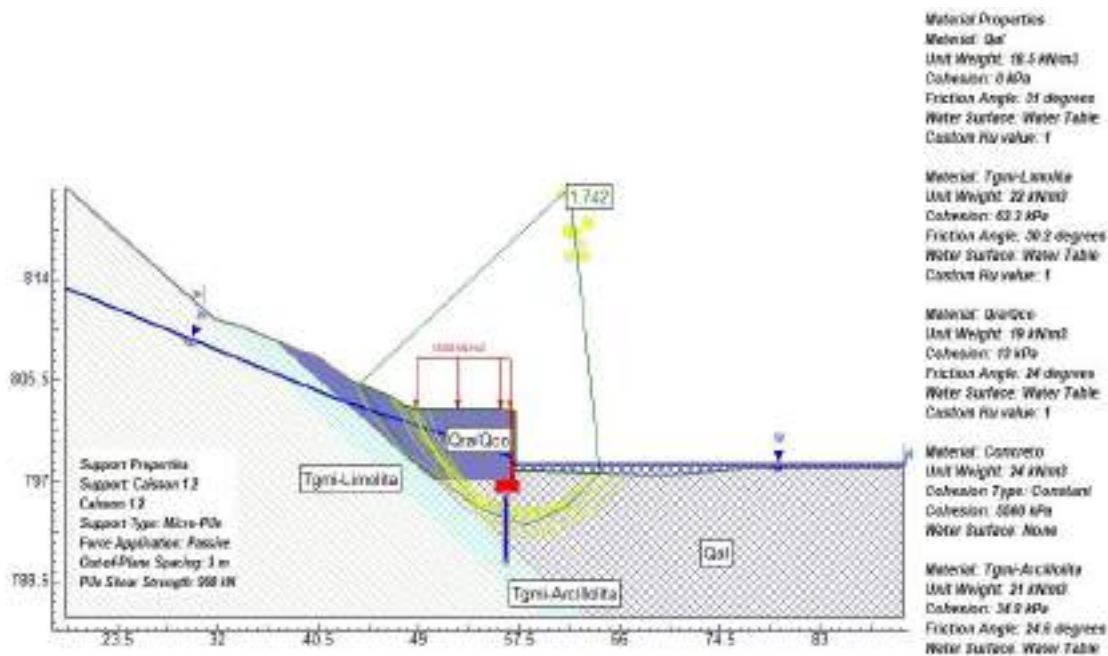


Figura 13 Sección de análisis 2 – caso estático

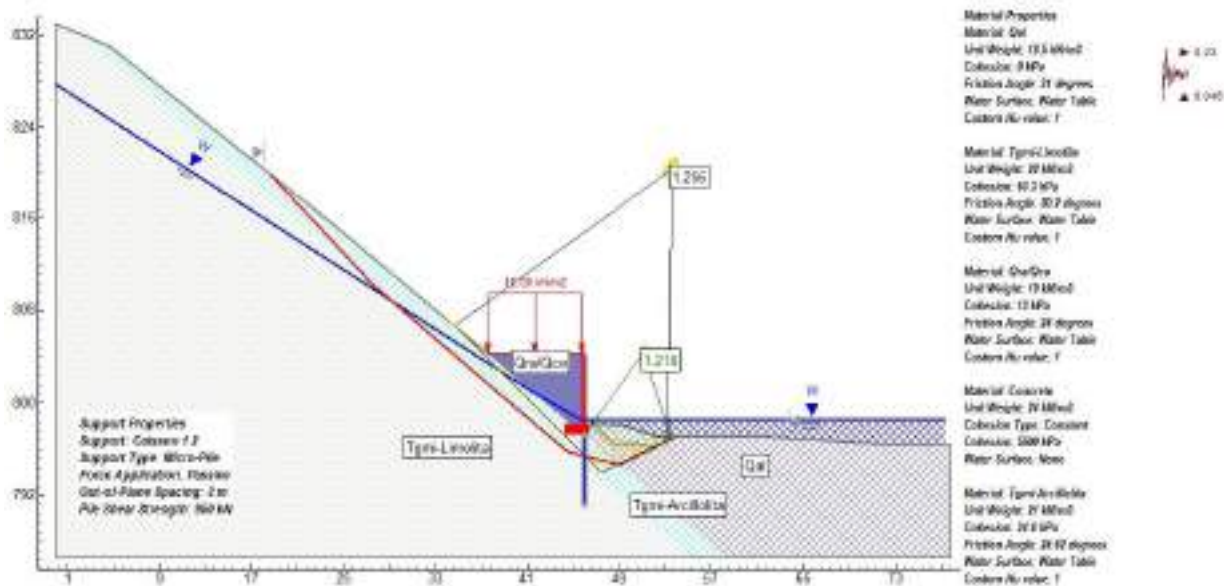


Figura 14 Sección de análisis 1 – caso seudoestático

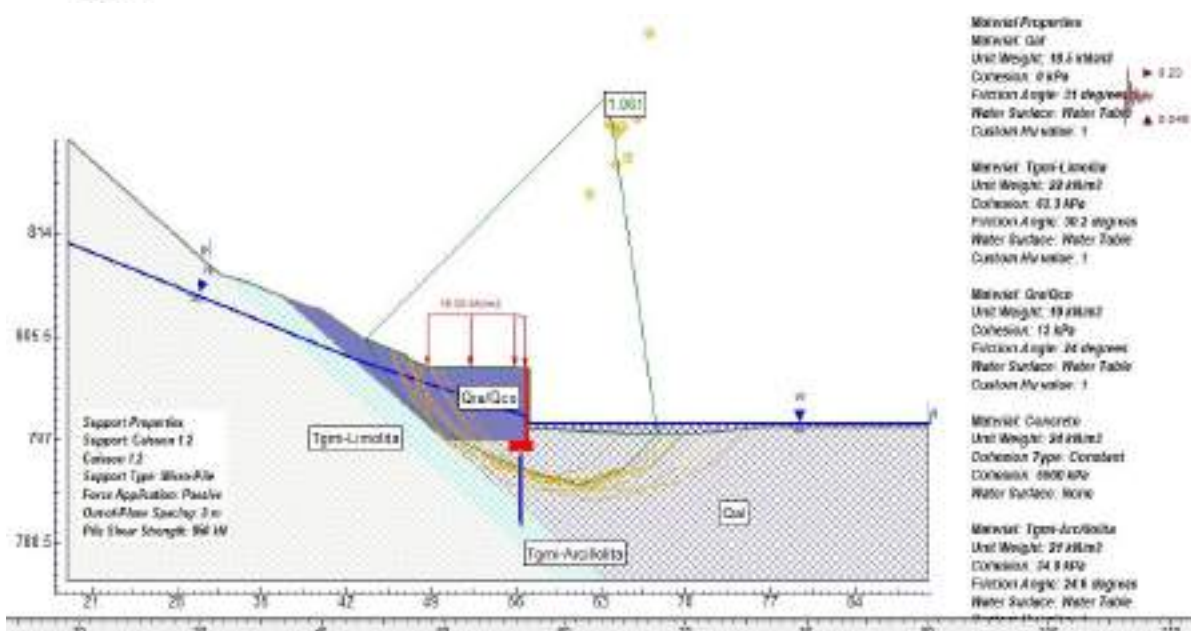


Figura 15 Sección de análisis 2 – caso pseudoestático

De otro lado se realiza la atención de las observaciones verbales de la interventoría relacionadas con los análisis de estabilidad temporal, se adjunta la secuencia de imágenes, como era de esperarse la condición actual de estabilidad es marginal aspecto que queda en evidencia en la presencia de grietas de tracción y evidencias resientes de movilización a saber de caída de muros y reducción en el ancho de banca, tal y como es representado en la Figura 16. Debido a esta condición se busca mejorar los márgenes de estabilidad temporales, razón por la cual se recomienda la construcción de una ataguía temporal que reduzca la altura del talud actual, esta ataguía tendrá una cota superior de 800 msnm la cual busca aportar una compensación pasiva, de esta forma se obtienen factores de seguridad aceptables para el proceso constructivo (ver Figura 17 y Figura 18).

En consecuencia de lo anterior se recomienda dar inicio a la excavación a las pilas de cimentación desde la cota recomendada 800 msnm, con su posterior descabece, hasta la cota de zarpa¹⁵.

¹⁵ Estas actividades deberán ser reconocidas como cantidades de obra a saber de la ejecución de anillos falsos y la excavación correspondiente

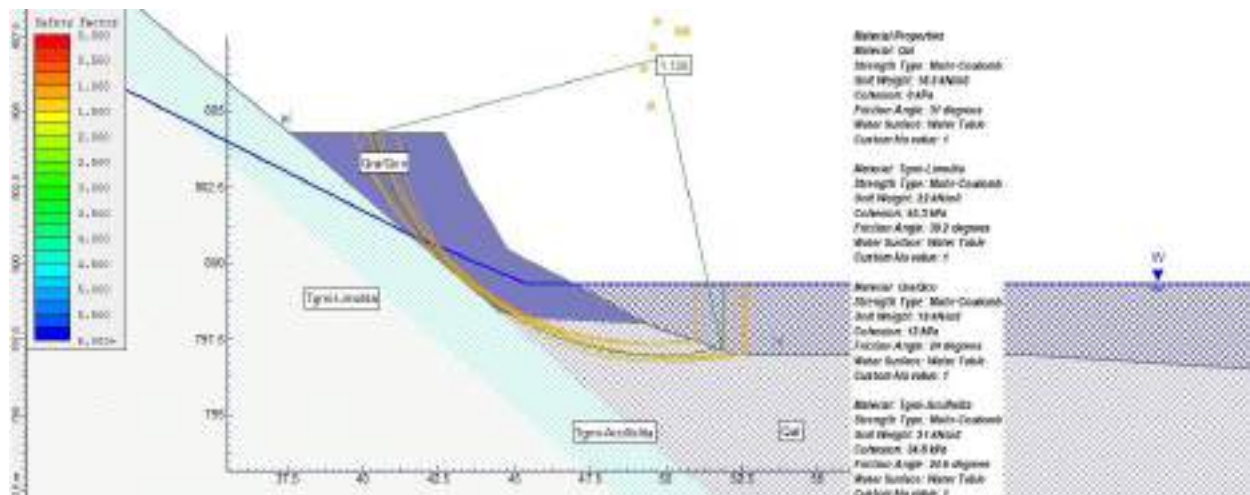


Figura 16 análisis de estabilidad actual



Figura 17 análisis de estabilidad empleando estabilización temporal con ataguía

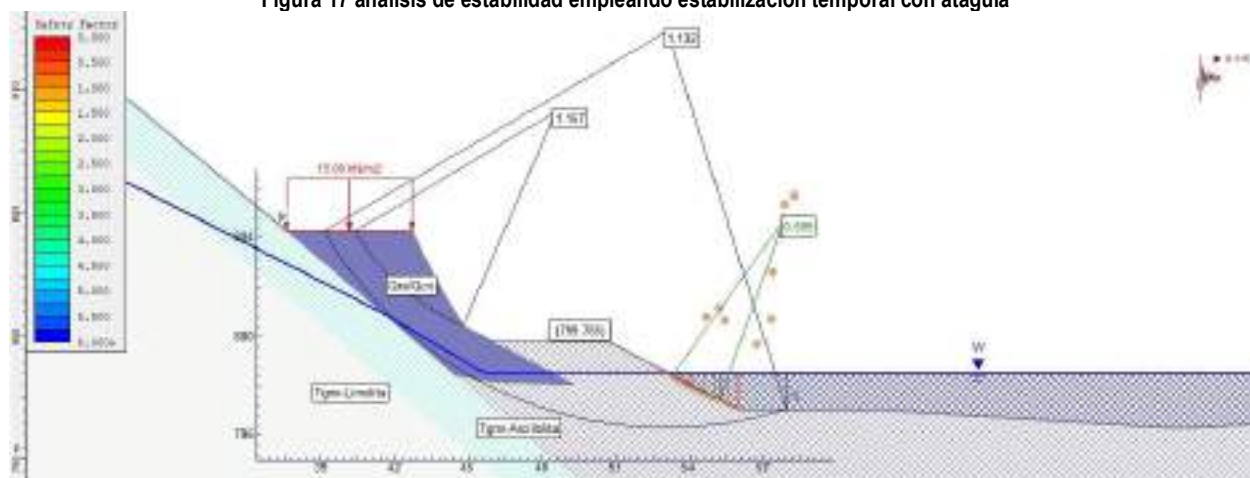


Figura 18 análisis de estabilidad empleando estabilización temporal con ataguía caso seudoestático

5.6.1 Empujes y carga lateral

Para la verificación de los empujes se empleó el método de cuñas rígidas propuesto por Coulomb y su extensión para el caso seudoestático mediante la formulación de Mononobe-Okabe, a continuación lo anunciado

Tabla 10 coeficientes de presión de tierras y cálculo de empujes

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2(\theta) * \cos(\delta + \theta) * \left[1 + \frac{\sin(\delta + \phi) * \sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \theta) * \cos(\theta - \beta)} \right]^2} \quad \begin{matrix} \gamma=20.0\text{kN/m}^3 \\ \beta=0.0^\circ \\ \phi=31^\circ \\ \delta=20.7^\circ \\ \theta=1.9^\circ \\ \Psi=13.6^\circ \\ K_h=0.23g \\ K_v=0.046g \end{matrix} \quad K_a=0.30$$

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \Psi)}{\cos(\Psi) * \cos^2(\theta) * \cos(\delta + \theta + \Psi) * \left[1 + \frac{\sin(\delta + \phi) * \cos(\phi - \beta - \Psi)}{\cos(\delta + \theta + \Psi) * \cos(\beta - \theta)} \right]^2} \quad K_{ae}=0.5$$

$$\sigma_v = 20.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 7\text{m} = 140 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Ec.1}$$

$$\sigma_h = 140 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 0.30 = 42 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Ec.2}$$

$$H = 42 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 7\text{m} * \frac{1}{2} = 147 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Ec.3}$$

$$Hu = 147 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 3\text{m} = 441\text{kN} \quad \text{Ec.4}$$

$$Mu = 441 * 2.1\text{m} = 926.1\text{kN}\cdot\text{m} \quad \text{Ec.5}$$

Análisis en condición estática

$$\sigma_v = 20.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 7\text{m} = 140 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Ec.1a}$$

$$\sigma_h = 140 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 0.5 = 70 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Ec.2a}$$

$$H = 70 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 7\text{m} * \frac{1}{2} = 245 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Ec.3a}$$

$$Hu = 245 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 3\text{m} = 735\text{kN} \quad \text{Ec.4a}$$

$$Mu = 735\text{kN} * 2.1\text{m} = 1543.5\text{kN}\cdot\text{m} \quad \text{Ec.5a}$$

Análisis en condición seudo-estática

Para la verificación del módulo de reacción del terreno para los elementos de transferencia se empleó el método de Poulos & Davis 1980 y Reese & Matlock 1956 (ver Tabla 11 y Ecuación 1) y para carga lateral por la metodología de Broms, condiciones de frontera definidos por la estratigrafía y solicitaciones estimadas con anterioridad (ver Tabla 12), a continuación se indican los resultados.

Ecuación 1 modelo obtención módulo de reacción horizontal

$$K_h = N_h * \frac{Z}{D}$$

Dónde:

Nh: constante de proporcionalidad

Z: Profundidad

D: diámetro del elemento de transferencia

Tabla 11 módulos de reacción horizontal elementos de transferencia

prof		Pilotes ϕ 1.2m	
		Nh:ton/m ³	KH:ton/m ³
0,00	-1,00	1.246,00	1.038,3
-1,00	-2,00	1.246,00	2.076,7
-2,00	-3,00	1.246,00	3.115,0
-3,00	-4,00	1.246,00	4.153,3
-4,00	-5,00	1.246,00	5.191,7
-5,00	-6,00	1.246,00	6.230,0
-6,00	-7,00	1.246,00	7.268,3
-7,00	-8,00	1.246,00	8.306,7
-8,00	-9,00	1.246,00	9.345,0
-9,00	-10,00	1.246,00	10.383,3
-10,00	-11,00	1.246,00	11.421,7
-11,00	-12,00	1.246,00	12.460,0
-12,00	-13,00	1.246,00	13.498,3
-13,00	-14,00	1.246,00	14.536,7
-14,00	-15,00	1.246,00	15.575,0

Tabla 12 análisis de carga lateral pilote 6m de longitud y 1.20m de diámetro

PROFUNDIDAD DE EMPOTRAMIENTO (m)	Nh	kh	ϕ°	γ	Kp	Rígido - no restringido	
	KN/m3	KN/m3		(KN/m ³)		Hu - (KN)	Mmáx - (KN*m)
1	12460	5192	31,0	18,5	3,12	1,1	2,4
2	12460	15575	31,0	18,5	3,12	21,7	52,1
3	12460	25958	31,0	18,5	3,12	78,5	210,6
4	12460	36342	24,6	21,0	2,43	156,2	464,3
5	12460	46725	24,6	21,0	2,43	281,6	921,6
6	12460	57108	30,2	22,0	3,02	582,6	2083,8
7	12460	67492	30,2	22,0	3,02	849,9	3300,4
8	12460	77875	30,2	22,0	3,02	1169,6	4903,0
9	12460	88258	30,2	22,0	3,02	1541,9	6942,1
10	12460	98642	30,2	22,0	3,02	1967,1	9468,2
11	12460	109025	30,2	22,0	3,02	2445,2	12531,7
12	12460	119408	30,2	22,0	3,02	2976,3	16183,2
13	12460	129792	30,2	22,0	3,02	3560,3	20473,0
14	12460	140175	30,2	22,0	3,02	4197,5	25451,6
15	12460	150558	30,2	22,0	3,02	4887,8	31169,3

5.7 CAPACIDAD AXIAL

El modelo matemático empleado para la obtención de la capacidad de carga corresponde a un planteamiento semiempírico para pilotes cargados axialmente, para el cual se desarrolla el cálculo de la capacidad ultima individual de pilotes por cada una de sus componentes (punta y fuste) entendiendo que este es un proceso no acoplado con las deformaciones, de manera tal que la presunción de asumir la suma de cada una de estas componentes obedece al pleno conocimiento del comportamiento de los materiales en función de la capacidad de movilización de resistencia al corte, en el entendido que las condiciones de contorno tales como fundaciones con aproximación materiales de alta rigidez en la punta controlan cinemáticamente el desplazamiento de los elementos de transferencia, reduciendo o anulando el aporte por fricción, caso contrario en pilotes flotantes. Finalmente, al producto de las componentes de

resistencia por fuste y punta, es descontada la diferencia de la carga asociada al peso del elemento de transferencia y al volumen de suelo retirado en la excavación del mismo. La formulación empleada se indicada en la Ecuación 2.

Ecuación 2 modelo matemático de capacidad de carga

Dónde:

Modelo general

$$Q_t = Q_s SFS + Q_p SFP - WP$$

- Q_t : Capacidad de carga total
- Q_s : Capacidad por fricción en el fuste
- Q_p : Capacidad por punta
- W_p : Diferencia entre el peso del pilote y el suelo excavado
- SF_s : Factor de seguridad por fricción en el fuste
- SF_p : Factor de seguridad por punta

Dónde:

Capacidad por fricción en el Fuste

$$Q_s = P * K_0 * \sigma'_v * \tan 2/3 \phi$$

- P : Perímetro del elemento de transferencia
- K_0 : Coeficiente de presión de tierras en reposo
- σ'_v : Esfuerzo vertical efectivo
- ϕ : Angulo de fricción interna del material

Dónde:

Capacidad por punta

$$Q_p = C N_c + \sigma'_v N_q$$

- C' : Cohesión
- σ'_v : Esfuerzo vertical efectivo
- N_c, N_q : Factores adimensionales de capacidad de carga obtenidos por teoría de la plasticidad.

Aun cuando el criterio de carga vertical no es determinante para la tipología de estructura proyectada se evalúa a manera de verificación para la proyección de las características geométricas planteadas, cargas y operativas se plantea la proyección de pilas excavadas a mano (caisson) y fundidos "in-situ", los cuales trabajaran por punta en el estrato denominado "**Tgmi – Formación Gualanday**" correspondiente a un segmento de rocas blandas, identificadas en el terreno como arcillolitas, areniscas y limolitas rojizas y violáceas de estratificación gruesa, que de acuerdo la información estratigráfica obtenida mediante afloramientos se encuentra a nivel de vía cota aproximada **803 m.s.n.m.** Las pilas proyectadas como sistema de cimentación del muro tendrán una longitud mínima de 6.0m, empotrándose al menos 3.0m en el estrato identificado como lodolitas (Tgmi), contados como mínimo a partir de las cotas indicadas en la **Imagen 5** como modelo geológico-geotécnico.

Las consideraciones de los análisis de capacidad se listan a continuación, el resumen de los resultados es presentado en la Tabla 13, para la metodología LRFD, considerando como estado límite de resistencia.

- Nivel freático 0.0m
- Factor de reducción capacidad por punta 0.50
- Diámetro de elemento de transferencia 1.20m
- Longitud de las pilas y/o pilotes preexcavados de 0.0 a 15.0m
- Componente de capacidad a compresión axial por punta
- Componente de capacidad a tensión fricción en el fuste y peso propio.

Tabla 13 Capacidad de carga axial elementos de transferencia – ELR

profundidad (m)		C (ton/m ²)	φ (°)	γ (ton/m ³)	Ko	Nq	Nc	σvp - (ton/m ²) Esfuerzo vertical promedio	σw (ton/m ²) Esfuerzo hidrostático	σv' - (ton/m ²) Esfuerzo vertical efectivo	σh' (ton/m ²) Esfuerzo horizontal	Capacidad friccional en el fuste (ton)	Capacidad por punta (Ton)	Capacidad por tracción (Ton)	Capacidad total (ton)
0	-1	0,00	31,00	1,85	0,48	20,63	32,67	1,85	1	0,85	0,41221764	0,0	9,9	1,3	8,8
-1	-2	0,00	31,00	1,85	0,48	20,63	32,67	3,7	2	1,7	0,82443527	0,0	19,8	2,8	17,6
-2	-3	0,00	31,00	1,85	0,48	20,63	32,67	5,55	3	2,55	1,23665291	0,0	29,7	4,7	26,4
-3	-4	3,48	24,62	2,10	0,58	10,25	20,17	7,65	4	3,65	7,44551674	0,0	60,8	14,6	56,3
-4	-5	3,48	24,62	2,10	0,58	10,25	20,17	9,75	5	4,75	8,08725877	0,0	67,2	26,3	61,6
-5	-6	6,30	30,20	2,20	0,50	18,82	30,62	11,95	6	5,95	11,8396297	0,0	172,4	44,4	165,7
-6	-7	6,30	30,20	2,20	0,50	18,82	30,62	14,15	7	7,15	12,4360057	0,0	185,2	64,0	177,3
-7	-8	6,30	30,20	2,20	0,50	18,82	30,62	16,35	8	8,35	13,0323818	0,0	198,0	84,0	188,9
-8	-9	6,30	30,20	2,20	0,50	18,82	30,62	18,55	9	9,55	13,6287578	0,0	210,8	104,4	200,6
-9	-10	6,30	30,20	2,20	0,50	18,82	30,62	20,75	10	10,75	14,2251339	0,0	223,5	125,2	212,2
-10	-11	6,30	30,20	2,20	0,50	18,82	30,62	22,95	11	11,95	14,82151	0,0	236,3	146,5	223,9
-11	-12	6,30	30,20	2,20	0,50	18,82	30,62	25,15	12	13,15	15,417886	0,0	249,1	168,1	235,5
-12	-13	6,30	30,20	2,20	0,50	18,82	30,62	27,35	13	14,35	16,0142621	0,0	261,9	190,2	247,2
-13	-14	6,30	30,20	2,20	0,50	18,82	30,62	29,55	14	15,55	16,6106382	0,0	274,6	212,6	258,8
-14	-15	6,30	30,20	2,20	0,50	18,82	30,62	31,75	15	16,75	17,2070142	0,0	287,4	235,5	270,4

5.8 DEFORMACIONES

Los asentamientos elásticos esperados en pilotes bajo cargas axiales están establecidos bajo tres componentes, la primera asociada al asentamiento en el fuste del pilote asociado a la movilización de resistencia al corte en la interfaz suelo pilote, la segunda componente asociada a la deformación ocasionada por la carga transferida por la punta del pilote, la tercera y última componente de los asentamientos hace referencia al acortamiento elástico del pilote debido a la carga transmitida.

El análisis para la determinación de los asentamientos esperados se desarrolló mediante la metodología propuesta por Reese y O'Neill (1988 y 1989) para pilas empotradas en rocas, descrito en el libro de Braja M. Das (Quinta edición), a continuación, se resume la formulación y resultados:

Ecuaación 3 modelo matemático asentamientos elásticos

Modelo general
 $S_e = S_f + S_p + S_a$

Asentamiento elástico del fuste
 $S_f = (Q_{wp} + \xi \cdot Q_{wf}) A_p \cdot E_p$

Asentamiento elástico en la punta
 $S_p = Q_{wp} A_p \cdot D E_s \cdot 1 - \nu_s^2 \cdot I_{wp}$

Asentamiento por acortamiento elástico
 $S_a = Q_{wf} p \cdot L \cdot D E_s \cdot 1 - \nu_s^2 \cdot I_{ws}$

Dónde:

S_e : Asentamiento elástico total
 S_f : Asentamiento elástico del fuste
 S_p : Asentamiento elástico en la punta
 S_a : Asentamiento por acortamiento elástico del pilote

Dónde:

Q_{wp} : Carga en la punta del pilote
 Q_{wf} : Carga en el fuste del pilote
 ξ : Factor de distribución de fricción a lo largo del pilote
 A_p : Área de la sección transversal del pilote
 L : Longitud del pilote

E_p : Módulo elástico del pilote

Dónde:

D : Ancho o diámetro del pilote
 E_s : Módulo elástico del suelo por debajo del pilote
 ν_s : Relación de Poisson del suelo por debajo del pilote
 I_{wp} : Factor de influencia

Dónde:

P : Perímetro del pilote
 L : Longitud del pilote
 I_{ws} : Factor de influencia

Las consideraciones de los análisis de asentamientos se listan a continuación:

- Pilote trabajando por punta
- Longitud del pilote 6.0m
- Diámetro del pilote 1.2m
- Modulo elástico del macizo rocoso en la zona de empotramiento: 1066.9MPa
- Relación de Poisson del macizo rocoso 0.2
- ξ :0.67
- I_{wp} : 0.85
- I_{ws} : 2.78
- Q_{wp} :172.4 ton
- Q_{ws} :0 ton

Partiendo de los anteriores valores se obtiene como resultado un asentamiento en la punta del pilote " S_p " de 0.00030m, un acortamiento elástico " S_a " de 0.0139m y un asentamiento elástico en el fuste " S_f " de 0.0m, para un asentamiento total de 0.0143m, resultados antes indicados para la metodología LRFD.

7 CONSIDERACIONES CONSTRUCTIVAS

Con el propósito de establecer, clarificar y definir el orden y condiciones constructivas que deben ser atendidas para el adecuado comportamiento de los taludes, partiendo para ello de las condiciones de estabilidad marginal actual y los momentos críticos durante el proceso constructivo, a continuación, se realizan dichas consideraciones.

Se debe dar inicio con la reconformación del cauce, realizando una ataguía de al menos 3.0m de altura en toda la longitud de la solución, sumando unos metros aguas arriba y aguas abajo, de manera que se desvíe todo el flujo durante el proceso constructivo, generando una franja de terreno aislada de los flujos de agua para favorecer las excavaciones. Esta actividad podrá efectuarse mediante la reconformación de las barras aluviales existentes en el cauce activo del río, si bien esta es una actividad o condición provisional, permitirá construir de manera segura. Se debe realizar la inspección de este dique una vez por jornada o después de lluvias o niveles copiosos realizando el mantenimiento preventivo correspondiente. Cabe mencionar que ante riesgo inminente de falla o colapso de esta obra temporal, se suspenderán las actividades de excavación como medida de protección al personal y equipos.

Se aprecia en la imagen aérea que la sedimentación y anastomosado del río tiene génesis en la contracción del flujo generada aguas abajo por la sedimentación, se recomienda el despeje parcial para mejorar el comportamiento hidráulico ver globo a trazos blanco en imagen 2.

Paso seguido se desarrollara el replanteo de los caisson, generando siempre la posibilidad de excavación por encima del nivel de fundación empleando anillos falsos, así evitar problemas de estabilidad locales para la aproximación de la cota de plataforma de zarpa, estos anillos falsos se descabezaran hasta el nivel de fundación de zarpa una vez fundidos todas las pilas del módulo en construcción.

Se estima que durante la excavación se generen flujos de agua al interior, teniendo en cuenta de los depósitos aluviales adyacentes y la permeabilidad secundaria del macizo rocoso, se estima la necesidad de desarrollar bombeo permanente de los pozos excavados y así evitar colapso de los anillos por ciclos de carga – descarga durante el proceso de excavación.

Se evitará en la primera etapa de excavaciones, intervenir caisson contiguos, se recomienda dejar como mínimo dos pilas intermedias, afín de evitar posibles colapsos entre pilas adyacentes, una vez fundidas las primeras pilas se intervendrán las intermedias para conformar grupos de módulos completos.

Se recomienda emplear concretos acelerados en la fundición de las zarpas para acelerar la recuperación de los niveles perdidos por cuenta de la incursión del río Atá.

Para la ejecución de los caisson se recomienda el siguiente orden constructivo:

Etapas 1 – Desmonte, limpieza y rocería: Esta actividad deberá adelantarse para despejar el área dispuesta para la construcción de las obras proyectadas, se debe verificar el retiro y relocalización de los individuos arbóreos que se localicen en la proyección de la obra.

Etapas 2 - Localización y replanteo de las obras: Esta actividad deberá adelantarse de acuerdo con lo ilustrado en los planos de detalle, Por lo que se recomienda sistemas de precisión que permitan fijar adecuadamente los puntos de referencia necesarios para la construcción de los elementos de contención y drenaje recomendados.

Etapas 3 – Excavación y verificación del nivel de cimentación: actividad realizada bajo los parámetros de inclinación y conformación del talud indicada en los planos de detalle, se verificará la implementación de las medidas de protección temporal superficial como malla pañete y obras de conducción de los flujos de escorrentía. Se verificará el nivel de cimentación indicado en los planos y se retirarán todos los ductos, desagües y raíces por debajo de la proyección de estos niveles.

Se deberá garantizar el retiro total de cualquier tipo de escombros o material con contenido orgánico, en caso de encontrar dicha condición se deberá sobreexcavar dicho material y plantear la nivelación de la superficie del terreno mediante la implementación de rellenos en concreto ciclópeo o material seleccionado hasta obtener una superficie nivelada, actividad que será complementada con la implementación de un concreto de limpieza que mejore el comportamiento y durabilidad de la zarpa del muro en la zona en contacto con el terreno.

Etapas 3A – Construcción de elementos de transferencia: para los casos en que se requiera emplear cimentación profunda mediante elementos de transferencia se recomienda en este caso emplear el sistema constructivo de pozo de cimentación “Pila excavada a mano”, el proceso constructivo se resume en los siguientes pasos:

- Localización geométrica y trazado del elemento en planta
- Excavación del primer segmento, esta excavación contemplará el diámetro del elemento más el anillo de confinamiento y protección de la excavación, se debe tener especial cuidado conservar la forma de las paredes para no generar sobre excavaciones importantes.
- Vaciado anillo inicial, se deberá instalar el encofrado que permita confinar el Vaciado del concreto, previa instalación del acero de refuerzo, que en ningún caso deberá suprimirse, incluso deberá propender por dar continuidad entre anillos.
- Instalación del sistema de transporte vertical y evacuación, se debe proveer de un sistema que permita el transporte y evacuación del personal, equipos y herramientas, y retiro del material excavado.
- Se deben implementar medidas de control de la posición y verticalidad del elemento durante su excavación.
- Se debe verificar las condiciones de estabilidad de las paredes de la excavación para proceder con la excavación sucesiva de los anillos hasta la profundidad indicada, de manera tal que se garantice la seguridad del personal y las condiciones de diseño indicadas en los planos.
- Se procederá sistemáticamente con las etapas indicadas anteriormente hasta alcanzar la profundidad recomendada en los cimientos.
- posteriormente se instala la armadura de refuerzo teniendo en cuenta los cuidados básicos como instalación de espaciadores y amarre de la armadura en profundidad y continuidad del acero de refuerzo según lo indicado en los planos de detalle.
- Finalmente se procede con el vaciado del concreto garantizando la continuidad del elemento empleando procedimientos que eviten la segregación de la mezcla en la colocación, se curará y protegerá en los siete días secuentes y se evitará realizar procedimientos en el área de trabajo adyacente por lo menos en las 12 horas siguientes a la finalización de la fundida, por último, se deberá realizar procedimientos de curado del concreto en las superficies expuestas transitoriamente.

Culminadas las elevaciones de los muros, se podrá dar inicio a la construcción de la protección con Bolsacretos a la base de la zarpa, la recomendación de estos elementos se basa en el control de escenarios de vaciado del lleno por debajo del nivel de cimentación en condiciones de flujo concentrado. Su construcción se realizará dando inicio aguas arriba y procurando acompañar el talud y muro de una manera lineal y sin generar geometrías abruptas que generen la degradación de dicha barrera, se realizarán los anclajes correspondientes según planos de detalle.

8 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Tal y como se indicó en la etapa de diagnóstico, la pérdida de banca actual se produce como un efecto de degradación erosiva de la orilla por el flujo concentrado del río Atá, siendo un evento de difícil intervención se recomendó la elaboración de estructuras de contención de cimentación profunda, fundadas a nivel del río y aproximada a estratos de cimentación firmes, mediante el empleo de pilas de cimentación dispuestas en el estrato de rocas de la formación Gualanday identificadas como rocas blandas de tonalidades rojizas a violáceas, se garantizará un empotramiento de tres metros en dicho estrato, en caso de no aproximarse se prolongaran las pilas hasta los 8m de profundidad.

El carácter del río Atá es trezado, este tipo de drenajes se caracterizan por bajas profundidades y anchos importantes, razón por la cual el escenario de socavación no cobra importancia, pero si el desgaste marginal por condiciones erosivas, condición principal para la cual se proyecta la protección marginal con bolsacretos.

Teniendo en cuenta que la altura de los muros es considerable se recomienda la instalación de caisson columna a manera de contrafuerte para minimizar los desplazamientos horizontales de la solución de contención.

Los llenos de nivelación se realizaran en material de crudo de río hasta 5m de altura, eliminando los sobretamaños mayores a las 3", se deberá dar un periodo de 3 semanas al tráfico, para garantizar el mejor arreglo en la configuración del lleno, la compactación se realizará con abundante agua. La estructura asfáltica de recuperación corresponderá a la que especifique el especialista de pavimentos.

Para efectos de garantizar las condiciones de estabilidad temporal se desarrollará ataguía a pata de ladera a una cota mínima de 800msnm, esta actividad se podrá constituir con los materiales aluviales en taludes 1.5H:1.0V, dicho material deberá ser atravesado por anillos falsos que deberán ser construidos en provisionalidad y descabezados para alcanzar el nivel de cimentación de la zarpa de muro. Esta actividad se considera parte del plan de obras teniendo en cuenta que está encaminada a garantizar las condiciones de estabilidad de la banca de la vía. Para culminar con la construcción de los muros de contención se desarrollará excavación atrincherada de forma intercalada.

Se recomienda realizar la inspección de la ataguía de protección de crecientes de manera permanente y mínimo una vez por jornada, el resultado de esta inspección debe reportarse en la bitácora de obra, como también los refuerzos desarrollados, esta inspección se desarrollará también con posterioridad a lluvias copiosas. En este sentido se recomienda suspender las actividades de excavación de pilas de cimentación, cuando se detecte riesgo inminente de incursión del río al frente de obra.

8.1 ALCANCE

Las recomendaciones contenidas en el presente informe se basan en los datos obtenidos del diseño detallado del sitio y la verificación de los parámetros e hipótesis de diseño. Este documento no podrá ser alterado o modificado sin autorización explícita del autor.

Si durante la construcción se presentan situaciones o condiciones no previstas en este informe, deberá darse aviso oportuno a esta oficina para estudiar la solución más adecuada. Esto también incluye cambios significativos en el diseño del proyecto final, que puedan generar una variación en la localización, uso, niveles y cargas utilizados para este informe



GERARDO RODRÍGUEZ ROMERO

Ingeniero Geotecnista

MP:25202-153294

CONSORCIO VIAS Y EQUIPOS TOLIMA SUR 2023.

9 ANEXOS

- Exploración Geotécnica
- Planos constructivos
- Memoria estructural

EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA

**INFORME DE EXPLORACIÓN INDIRECTA MEDIANTE REFRACCIÓN SÍSMICA
ASOCIADO AL ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA EL DISEÑO DEL SITIO CRÍTICO
K16+750 - CAÑOFISTO**



CONTRATO DE OBRA -2096-2022



**CONCORDIA Y EQUIPOS
TOLIMA SUR
2023**



**GOBERNACIÓN
DEL TOLIMA**



**El Tolima
nos une**



INVIAS
INSTITUTO NACIONAL DE VIAS

ABRIL DE 2022

ÍNDICE

2.	DESCRIPCIÓN DEL EQUIPO DE REFRACCIÓN SÍSMICA	2
3.	DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO	4
4.	UBICACIÓN Y TRABAJO DE CAMPO	9
5.	INFORMACIÓN EXISTENTE	12
7.	PERFILES OBTENIDOS	13
8.	LIMITACIONES	14
9.	ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN-PERFIL ESTRATIGRÁFICO APARENTE	14
10.	CONCLUSIONES	14

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1	Ejemplo de tendido y señales de onda	3
Ilustración 2	Partes del equipo en campo	3
Ilustración 3	Esquema de adquisición de datos sísmicos y de los principales tipos de ondas según sus características de propagación	4
Ilustración 4	Ejemplo de impacto en sector geófono 1 (inicio del tendido)	5
Ilustración 5	Ejemplo de impacto en sector geófonos 12 y 13 (mitad del tendido)	6
Ilustración 6	Ejemplo de impacto en sector geófono 24 (final del tendido)	6
Ilustración 7	Departamento de Antioquia	9
Ilustración 8	Perfil obtenido por la LRS-2 y velocidades de onda P	13
Ilustración 9	Perfil obtenido por la LRS-3 y velocidades de onda P	13

INFORME DE EXPLORACIÓN INDIRECTA MEDIANTE REFRACCIÓN SÍSMICA ASOCIADO AL ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA EL DISEÑO DEL SITIO CRÍTICO K16+750 - CAÑOFISTO

1. INTRODUCCIÓN

DISEÑOS GEOTÉCNICOS S.A.S, contrató a EXINS S.A.S. con el fin de ejecutar la exploración indirecta mediante la realización de DIEZ (10) líneas de refracción sísmica para establecer los contactos aproximados entre los materiales subyacentes en la VÍA COMPRENDIDA ENTRE LOS MUNICIPIOS DE Ataco y Planadas en el departamento del Tolima.

El presente informe contiene el compendio de las actividades de campo efectuadas por la firma EXINS S.A.S., así como los análisis y resultados de la exploración en la zona en estudio denominada K16+600 en la cual se ejecutaron dos líneas de refracción sísmica (LRS2 y LRS3).

2. DESCRIPCIÓN DEL EQUIPO DE REFRACCIÓN SÍSMICA

El Data Aquisition System (DAQ), es un equipo que se emplea para la caracterización sísmica de un sector del subsuelo sujeto a un estudio con propósitos estructurales, constructivos y/o de análisis geotécnico. Esta caracterización se realiza mediante el análisis de una correlación probabilística de datos originados en fuentes sísmicas artificiales y/o de origen antrópico. Este equipo es producido por la firma Optim, creadora de la técnica REMI, ubicada en Reno (Nevada – USA).

La caracterización sísmica busca determinar los parámetros propios del sismo y la evaluación de la actuación de estos parámetros en el terreno mediante la aplicación de las normas sismos resistentes, de forma tal que pueda suministrar al ingeniero toda la información necesaria para la realización del análisis suelo-estructura, necesario para el diseño y la construcción.

El DAQ permite emplear (cuando el usuario así lo requiera) el método de Refracción por Micro tremores (REMI) y el método de Sísmica de Refracción tradicional con los cuales se pueden determinar las velocidades de onda propias de cada capa de material subyacente.

Ilustración 1 Ejemplo de tendido y señales de onda



En los estudios geotécnicos y de ingeniería civil para la caracterización de los suelos destinados a la construcción, es necesario el análisis de los efectos generados por el ruido sísmico artificial. Este ruido es grabado por un equipo de sísmica de refracción y es analizado a partir de un modelo de dispersión de la velocidad con respecto a la frecuencia de las ondas superficiales Rayleigh, las cuales son generadas por fuentes de carácter activo o pasivo. Las ondas Rayleigh, son medidas por un sismógrafo, a través de un tendido de geófonos. Este método fue desarrollado por John Louie en 2001 y su principal ventaja es la buena aplicabilidad en las zonas urbanas densamente transitadas.

Ilustración 2 Partes del equipo en campo

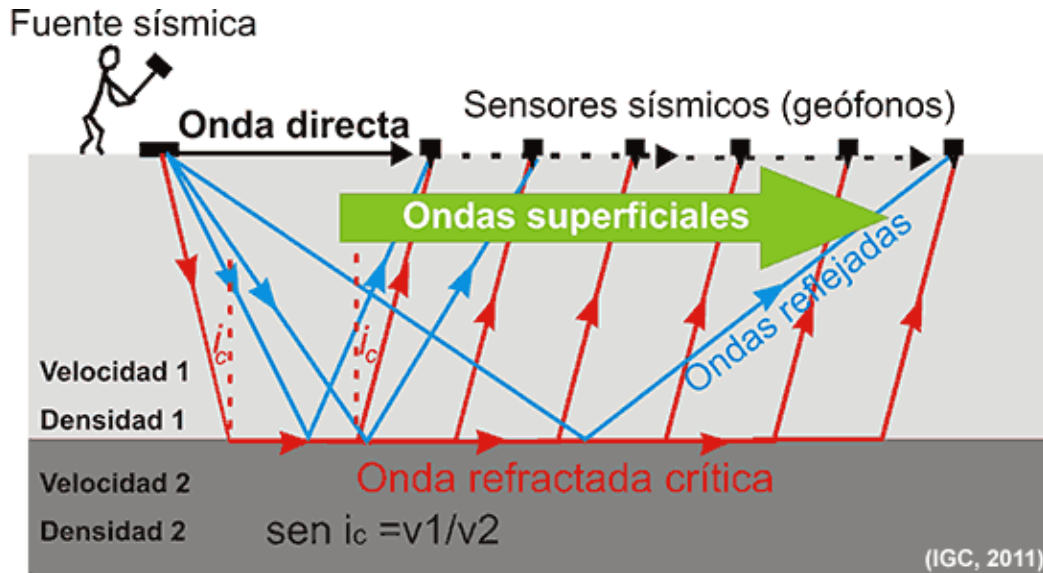


Elaboración propia

3. DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO

Para obtener un perfil sísmico por refracción se instala, en línea recta, un tendido de 12 a 24 geófonos espaciados 4 m entre sí hasta alcanzar 50 m a 100 m de longitud; estos geófonos están conectados a un sismógrafo de alta precisión que se encarga de recibir, almacenar y geo referenciar la información del sitio de exploración.

Ilustración 3 Esquema de adquisición de datos sísmicos y de los principales tipos de ondas según sus características de propagación



Fuente: IGC,2011

Para la obtención definitiva de los datos se realizan una serie de impactos en 3 a 5 sectores del tendido dependiendo de la longitud de exploración: asumiendo la línea de 100 m de longitud la ubicación de los impactos es la siguiente tomando como referencia el primer geofono (2 m):

- Al inicio del tendido – dos (2) metros antes del primer geofono- Posición (0 m)
- Entre geofono 6 y 7 – Abscisa 22 m con respecto al geofono 1 – Posición (24m)
- Entre geofono 12 y 13- Abscisa 46 m con respecto al geofono 1 – Posición (48m)
- Entre Geofono 18 y 19 – Abscisa 70 m con respecto al geofono 1 – Posición (72m)
- Al final del tendido – dos (2) metros después de último geofono – Posición (96m)

En el caso de líneas de 50m la distribución es la siguiente al utilizar la misma cantidad de geofonos (24m) con espaciamentos de 2m:

- Al inicio del tendido – dos (2) metros antes del primer geofono- Posición (0 m)
- Entre geofono 6 y 7 – Abscisa 11 m con respecto al geofono 1 – Posición (13m)
- Entre geofono 12 y 13- Abscisa 23 m con respecto al geofono 1 – Posición (25m)
- Entre Geofono 18 y 19 – Abscisa 35 m con respecto al geofono 1 – Posición (37m)
- Al final del tendido – dos (2) metros abscisa 48 m despues de ultimo geofono – Posición (50m)

De tal manera, los impactos aplicados en cada uno de los sitios antes mencionados permiten reunir información “saturada” que se emplea para obtener una sola lectura con elevada probabilidad de precisión.

Ilustración 4 Ejemplo de impacto en sector geófono 1 (inicio del tendido)

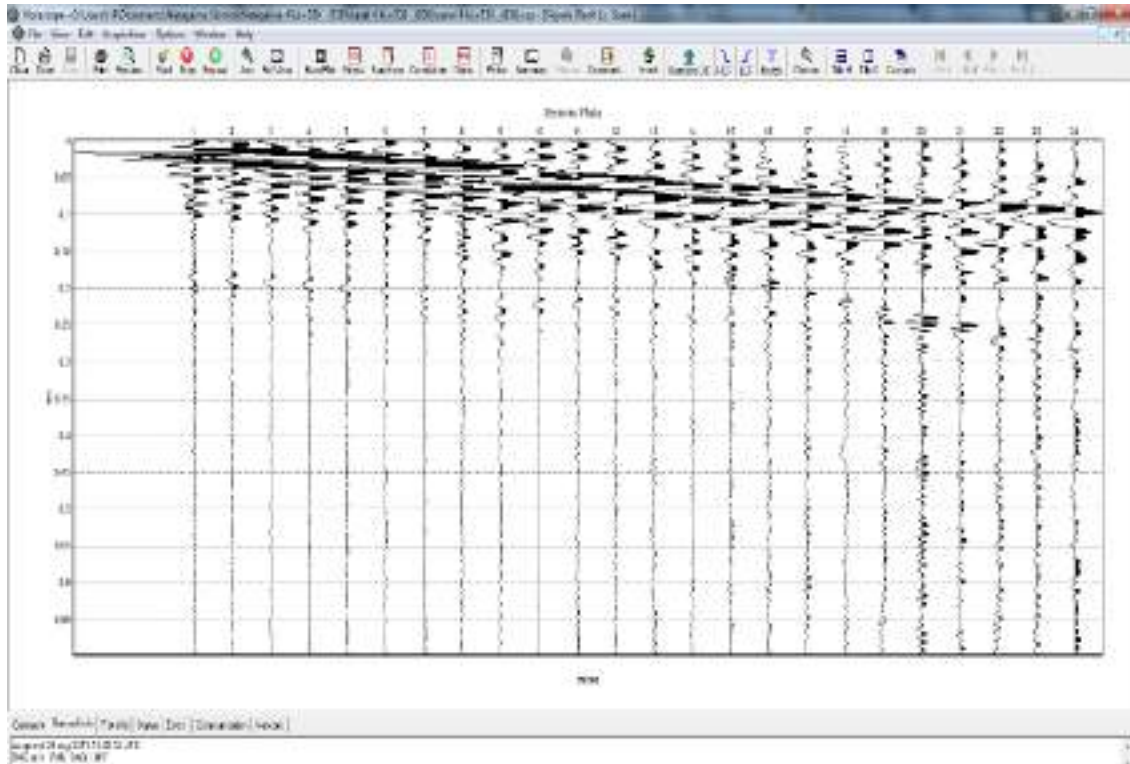


Ilustración 5 Ejemplo de impacto en sector geófonos 12 y 13 (mitad del tendido)

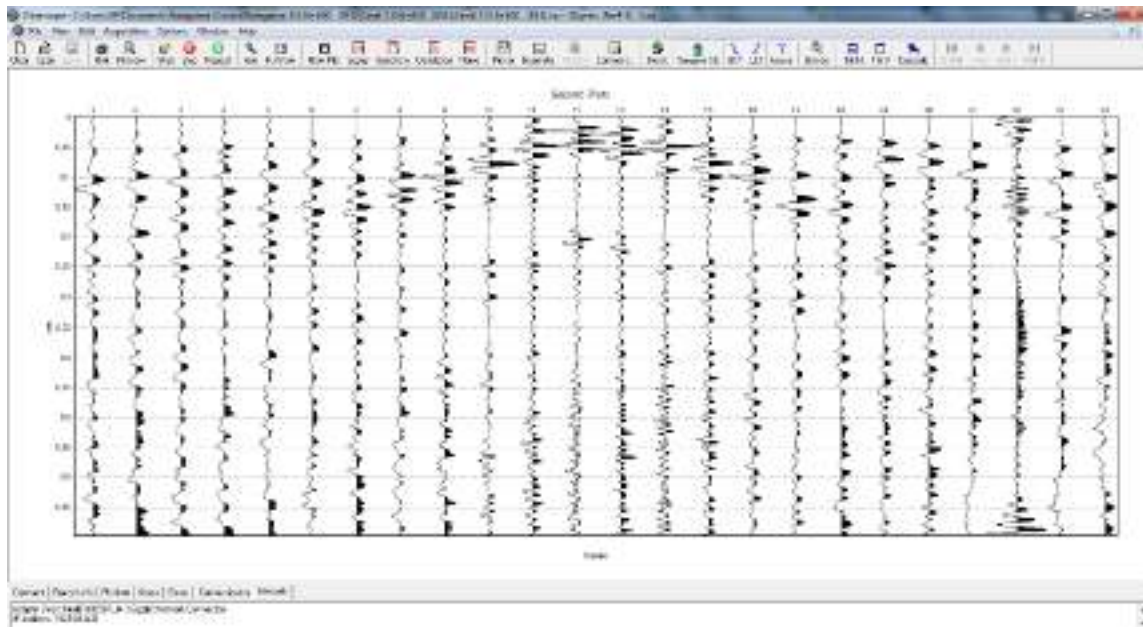
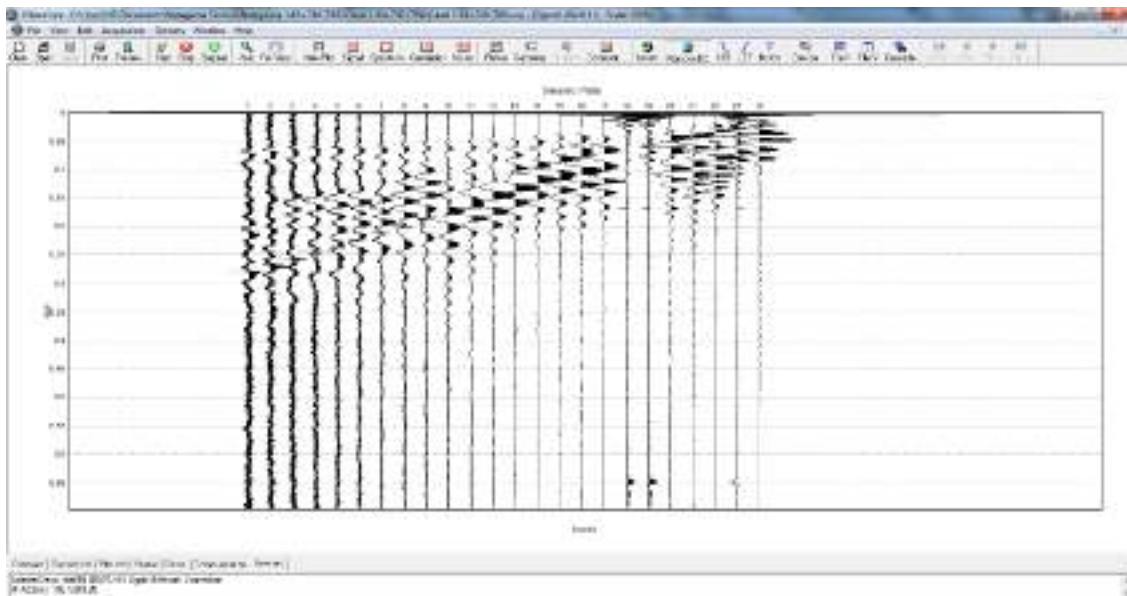


Ilustración 6 Ejemplo de impacto en sector geófono 24 (final del tendido)



Una vez realizados los impactos y verificados los resultados en campo, se lleva a cabo el procesamiento e interpretación de la información mediante el empleo de software especializado.

Estas herramientas informáticas permiten realizar los cálculos, las curvas de dispersión y toda una serie de ponderaciones que arrojan como resultado gráficos en color que identifican cada material con la velocidad de onda correspondiente. Las ondas sísmicas que atraviesan un terreno pueden ser: Longitudinales o de compresión, Transversales o de cizallamiento y Superficiales.

La velocidad de propagación de las ondas sísmicas en el terreno depende de sus características de deformabilidad. En la hipótesis se supone un comportamiento elástico para el terreno, la velocidad de las ondas longitudinales y transversales es función del módulo elástico y del coeficiente de Poisson (ambos dinámicos), por lo que con ambas expresiones pueden obtenerse dichos parámetros.

Las ondas longitudinales (Ondas P) son más rápidas que las transversales (Ondas S), lo que dificulta la detección de estas últimas en campo. El método sísmico de refracción se basa, tanto en el hecho de la diferencia de velocidad de la onda sísmica en los distintos terrenos, como en que las ondas al cruzar la frontera entre dos tipos de terreno distinto sufren refracción, (al igual que sucede con las ondas de luz), cambiando su dirección en un ángulo cuyo valor depende de la relación entre las velocidades de onda de cada terreno. A pesar de existir un amplio espectro de velocidades relacionadas con materiales puros en condiciones de laboratorio para arcillas, arenas, calizas, granitos, etc., los entes de investigación y parametrización internacional han procesado infinidad de datos provenientes de todo el mundo para establecer una escala bastante aproximada de las velocidades de propagación de onda en los materiales del subsuelo de acuerdo con su solidez, tal y como se puede apreciar en la figura 3-5. correspondiente a la tabla de la norma ASTM-D5777 para las ondas p u ondas de compresión (valores de referencia).

Tabla 1 Clasificación sísmica de suelos ASTM-D5777

Valores Promedio Vp según la norma ASTM-D5777	
Descripción	Velocidad Vp m/s
Suelo intemperizado	240 a 610
Gravas o arena seca	460 a 915
Arena saturada	1220 a 1830
Arcilla saturada	910 a 2750
Agua	1430 a 1665
Agua de mar	1460 a 1525
Arenisca	1830 a 3960
Esquistos, arcilla esquistosa	2750 a 4270
Tiza	1830 a 3960
Caliza	2134 a 6100
Granito	4575 a 5800
Roca metamórfica	3050 a 7000

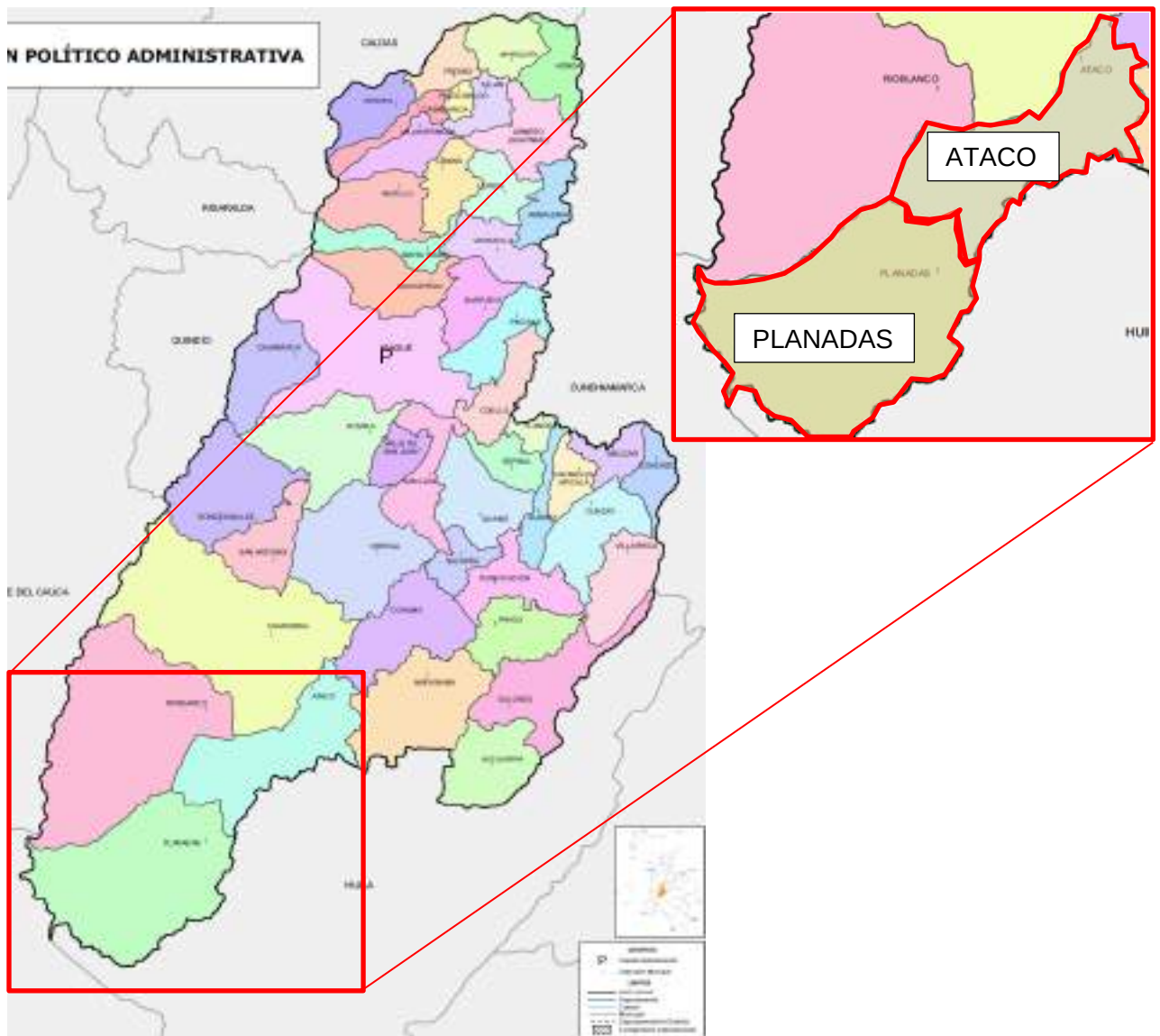
Fuente: ASTM-D5777

La línea sísmica de 100 m de longitud tiene un alcance de exploración en profundidad correspondiente a una cuarta parte de esa dimensión, es decir 25-30 m mientras la línea de 50 m de longitud posee un alcance de 12-15m.

4. UBICACIÓN Y TRABAJO DE CAMPO

El sitio de estudio se encuentra localizado entre los municipios de Ataco y Planadas, departamento del Tolima como se muestra en la siguiente imagen.

Ilustración 7 Departamento de Antioquia



Fuente: IGAC

A continuación, se presentan las coordenadas en las cuales se ubicó el sismógrafo para la ejecución de cada línea de refracción sísmica, el sismógrafo se ubica en la mitad del tendido entre los geófonos 12 y 13.

Table 1 Coordenadas sismógrafo LRS (2 y 3)

Coordenadas sismógrafo LRS-2	
Latitud	3°17'49.72"N
Longitud	75°36'40.75"O

Coordenadas sismógrafo LRS-3	
Latitud	3°17'51.60"N
Longitud	75°36'41.60"O

Elaboración propia

Figure 1 Ubicación LRS



Consorcio Vías y Equipos Tolima sur (Abril 2022)

Registro fotográfico ejecución de Líneas sísmicas

Figure 2 Registro fotográfico-Líneas de refracción sísmica 2 Y 3



Elaboración propia

5. INFORMACIÓN EXISTENTE

El contraste de la exploración directa con la exploración indirecta proveniente de líneas de refracción sísmica, permite un mejor procesamiento de los datos sísmicos sirviendo de apoyo para la interpretación de los resultados, sin embargo, al no contar con los registros de perforación se procedió a consultar la geología de lo cual se realizan las siguientes precisiones:

- Presencia de secuencias sedimentarias del grupo Gualanday. Que combina niveles de rocas blandas tipo arcillolitas y rocas más rígidas tipo arenisca.
- Las arcillolitas corresponden a rocas blandas.

Del informe geotécnico se obtiene la siguiente descripción del perfil geológico-geotécnico

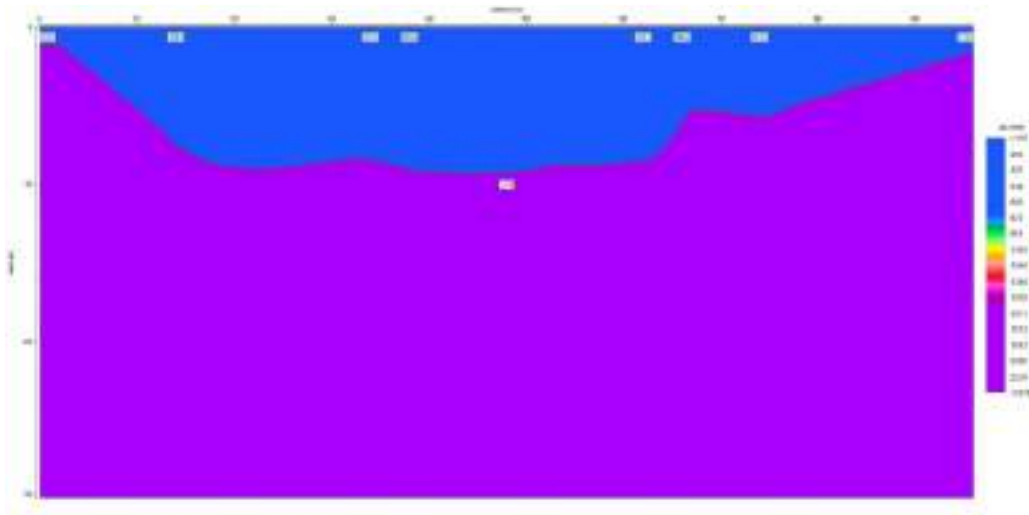
Nivel	Profundidad	Descriptor	Caracterización
A	0.0 – ¿?	Tgmi – Secuencia sedimentaria F. Gualanday	Compuesto por secuencias sedimentarias de arcillolitas y limolitas con degradación moderada, en secuencia estructural. Las Arcillolitas de tonalidades rojizas y limolitas violáceas caracterizadas como rocas blandas a moderadamente duras, dispuestas en paquetes métricos, el grado de fracturamiento es moderado exhibe superficies rugosas. GSI 55 – 65 cm; γ_t^1 : 21 - 23KN/m
B	0.0 – 4.0m	Qal – Depósitos aluviales	Depósito de gravas y arenas de arrastre aluvial matriz soportado, con cantos de entre 0.30m y 0.50m, composición 50% grava - 50%Arena a 40%G – 60A%, el porcentaje de cantos es cercano al 15%, plasticidad nula y medianamente densa a denso.

¹ Corresponde al peso unitario de la lutita calcarea

7. PERFILES OBTENIDOS

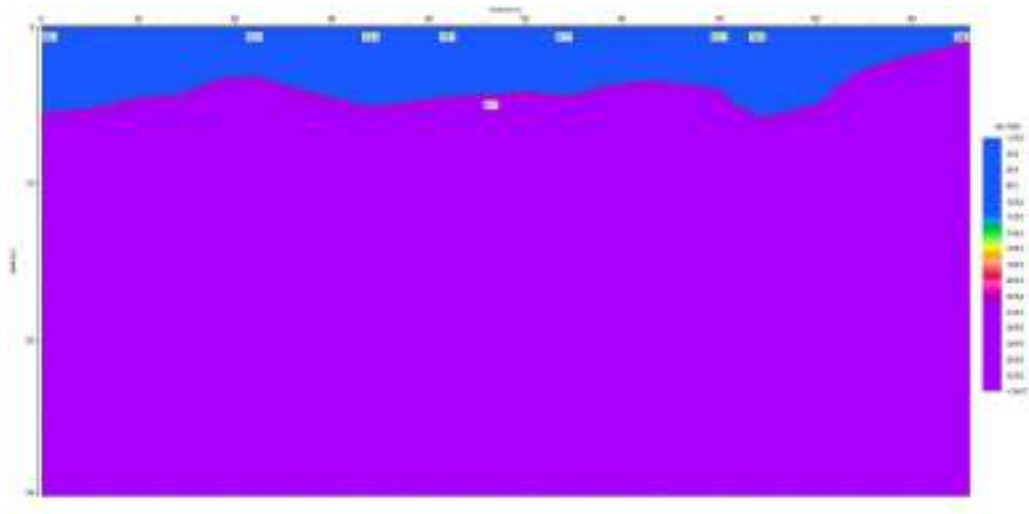
De acuerdo con la línea de refracción sísmica ejecutada, a continuación se presentan los perfiles obtenidos.

Ilustración 8 Perfil obtenido por la LRS-2 y velocidades de onda P



Fuente: Elaboración propia

Ilustración 9 Perfil obtenido por la LRS-3 y velocidades de onda P



Fuente: Elaboración propia

8. LIMITACIONES

El metodo de refracción sismica cuenta con algunas limitaciones las cuales se describen a continuación y las cuales se han de tener en cuenta en el momento de la interpretación.

- Cuando existe un estrato o una capa delgada de suelo cuya velocidad es menor que la de la capa superior, no hay refracción crítica, de tal manera que no habria indicios de su presencia en las primeras llegas en cada punto de la línea sismica.
- Cuando existe una capa demasiado delgada, a pesar de tener velocidades mayores, no alcanza a producir primeror arribos por el hecho mismo de ser tan delgada.
- Cuando el Subsuelo está constituido por intervalos duros y blandos, alternados, la respuesta del sondeo sísmico estará más influenciada por el material de mayor velocidad de propagación y suprime el material mas blando.
- Cuando la superficie de refracción no es horizontal , tambien son afectados los resultados, obteniendose diferentes velocidades en sentido ascendente o descendente. Si no se conoce el buzamiento de la discontinuidad especifica, no es posible corregir el resultado.
- La presencia de agua en el subsuelo cuya velocidad de propagación de la onda sismica es del orden de 1540 m/s, aumenta hasta este valor la velocidad de propagación de suelos poco densos y rocas muy descompuestas con velocidades sísmicas menores que dicho valor.
- La presencia de cantos rodados de roca en dimensiones considerables en una matriz más blanda, tambien afecta los resultados de la geofisica, dependiendo del porcentaje de cantos existente.
- El tipo de ondas registrada, depende diferencialidad de los geofonos utilizados (uniaxial o verticales, biaxiales o triaxiales).

9. ANALISIS DE LA INFORMACIÓN-PERFIL ESTRATIGRAFICO

De acuerdo a los resultados obtenidos del procesamiento de la información sísmica, las limitaciones método y la geología se presentan la posible estratigrafía aparente de la zona.

Estratigrafía aparente LRS-2.

Se identificaron 2 estratos los cuales se describen a continuación en profundidad:

Desde la superficie del terreno y hasta la profundidad variable entre 1.0/9.0 m se identifica un estrato el cual tiene velocidades de ondas P variables entre 113.8 a 603.2 m/s, lo cual pueden clasificar el suelo como un suelo intemperizado, con base en la geología este suelo podría corresponder a un suelo compuesto por secuencias sedimentarias de arcillolitas y limolitas con alta degradación debido al intemperismo.

Subyaciendo al estrato anterior desde la profundidad variable de 1.0/9.0 m y hasta la profundidad máxima de exploración de 30.0m se identifica un estrato con velocidades de ondas P promedio de 2378 m/s las cuales pueden clasificar al suelo como una arcilla saturada y/o arcilla esquistosa, con base en la información geológica este suelo podría corresponder a el mismo suelo del estrato 1, suelo compuesto por secuencias sedimentarias de arcillolitas y limolitas con degradación moderada y moderadamente duras.

Estratigrafía aparente LRS-3.

Se identificaron 2 estratos los cuales se describen a continuación en profundidad:

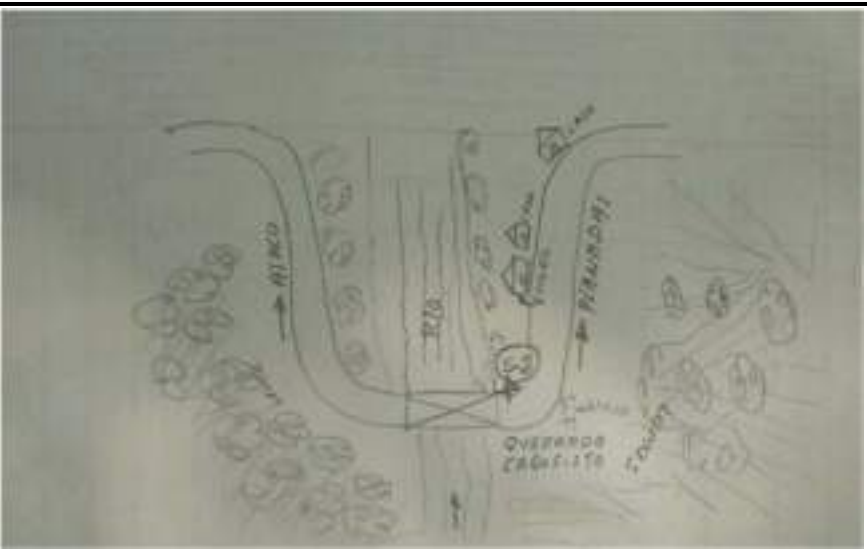
Desde la superficie del terreno y hasta la profundidad variable entre 1.0/6.0 m se identifica un estrato el cual tiene velocidades de ondas P variables entre 249.9 a 799.8 m/s, lo cual pueden clasificar el suelo como un suelo intemperizado, con base en la geología este suelo podría corresponder a un suelo compuesto por secuencias sedimentarias de arcillolitas y limolitas con alta degradación debido al intemperismo.

Subyaciendo al estrato anterior desde la profundidad variable de 1.0/6.0 m y hasta la profundidad máxima de exploración de 30.0m se identifica un estrato con velocidades de ondas P promedio de 3457 m/s las cuales pueden clasificar al suelo como una arcilla saturada y/o arcilla esquistosa, con base en la información geológica este suelo podría corresponder a el mismo suelo del estrato 1, suelo compuesto por secuencias sedimentarias de arcillolitas y limolitas con degradación moderada y moderadamente duras.

10. CONCLUSIONES

Con base en la interpretación de los resultados derivados de la geología y complementada, ha sido posible establecer las siguientes conclusiones.

- Los datos de velocidades se ven afectados por la compacidad y consistencia de los materiales a su vez que las condiciones de humedad y cercanía al río generan ruido en el dato sísmico.
- En general la zona presenta un estrato correspondiente a secuencias sedimentarias de arcillolitas y limolitas meteorizadas en superficie y moderadamente degradadas en profundidad.
- Debido a que se presenta un incremento progresivo de la resistencia de los materiales, el límite real entre ellos deberá ser establecido por el ingeniero geotécnista con base en la sobre posición de los registros de las perforaciones.
- La información presentada en este documento se ofrece como referencia y aporte al geotecnista para la complementación del modelo geotécnico. Para cada una de las líneas efectuadas se dan diferentes interpretaciones que pueden ser contrastadas por el especialista una vez confrontadas la totalidad de las exploraciones efectuadas para el proyecto.

 LOCALIZACIÓN		SONDEO : Sondeo 1	
		PROYECTO: P&G-104-2013 - Perforación Ataco Planadas	
		OBJETO: Sondeo 01 - Ataco Planadas	
		FECHA:	
LOCALIZACIÓN:	DEPARTAMENTO: TOLIMA	MUNICIPIO: ATACO - PLANADAS	
	DIRECCIÓN O ABCISA:	COORDENADAS:	N: E:
			
			
			

CONVENCIONES										PROYECTO: P&G-104-2013 - Perforación Ataco Planadas					
LP Penetración Estándar WN Compresión LL Muestra de tubo partido (Split Spoon) Muestra inalterada (Tubo Shelby) Perforación con corona Nx y Bx Muestra alterada (Bolsa) Nivel Freático dentro del Sondeo % Pasa Tamiz No. 200 Penetrómetro Veleta de Idem.										PERFORACIÓN No: Sondeo 1 N E OPERADOR: HERNÁN MORENO SUPERVISOR: ING. DARIO OCANDO LOCALIZACIÓN: VÍA ATACO - PLANADAS ABSCISA: K57+783 EQUIPO USADO: MECÁNICO PROFUNDIDAD: 20 m NIVEL FREÁTICO: 2 m FECHA INICIO: 25-feb-13 FECHA FIN: 1-mar-13					
PROF. (m)	REVESTIM. ENTO	COLOR AGUA	UBC	DESCRIPCIÓN	PERFORA. CON MUESTRA	(% PASA TAMIZ No 200)		No. GOLPES POR PIE (N)		σ 1 - σ 3 máx. (t/m²)					
	SI	NO				LÍMITES Y HUMEDAD NATURAL		PESO UNITARIO T/M³							
0,35				Muestra N° 1: SUELO Profundidad: 0,00 - 0,50 m Descripción: Relleno con material de aluvión, con arena de grano grueso de color habano.	1										
0,70				Muestra N°2: SUELO Profundidad: 0,50 - 1,50 m Descripción: Suelo limo arenoso con gravas fina de color habano claro, con matriz arcillosa. Humedad: humedad.	2										
1,05															
1,40				Muestra N°3: SUELO Profundidad: 1,50 - 2,00 m Descripción: ÍDEM. Vetas de oxidación. Plasticidad: media. Humedad: baja. Recuperación: 30% N° golpes de SPT: 5-7-10 golpes/pie Observaciones: Se lava de 2,00 a 3,50 m. Se inicia tricono. Se encontró el nivel de aguas a 2 metros de profundidad.	3										
1,75															
2,10															
2,45			H												
2,80			A												
3,15			B												
3,50			A												
3,85			N												
4,20			O												
4,55				Muestra N° 4: SUELO Profundidad: 3,50 - 3,95 m Descripción: Arena de grano fino y gravas de tamaño regular, color habano. Presenta oxidación. Humedad: baja. N° golpes de SPT: 12-17-22 golpes/pie Recuperación: 25% Observaciones: Se inyecta 25 kg de Bentonita.	4										
4,90															
5,25				Muestra N° 5: SUELO Profundidad: 5,45 - 5,90 m Descripción: Gravas de tamaño regular con arena fina de color habano, con puntos de cuarzo, arenisca y caliza. N° golpes de SPT: 33-36-R golpes/pie Recuperación: 35% Observaciones: Se lava a 5,45m	5										
5,60				Cambio a 5,90 m											
5,95															
6,30															
6,65				Muestra N° 6: ALUVIÓN Profundidad: 5,90 - 7,40 m Descripción: Cantos de roca caliza con cuarzo de color gris. Gravas de tamaño regular. Recuperación: 35%	6										
7,00															
7,35															
7,70															
8,05				Muestra N° 7: ALUVIÓN Profundidad: 7,40 - 8,90 m Descripción: ÍDEM. Recuperación: 90% Observaciones: Se lava de 8,90 a 10,40 m.	7										
8,40															
8,75				Cambio a 8,90 m											
9,10															
9,45															
9,80															
10,15															
10,50															



MEMORIA ESTRUCTURAL

ANEXO: Diseño estructural muro sobre caisson Cañofisto PR16+580

1. INTRODUCCIÓN

En el presente proyecto realizado tiene como objetivo principal el diseño estructural de un muro $H = 7.0\text{m}$ sobre caisson de 1.2 m de diámetro separados cada 3.00 m con una longitud de 6 , en módulos de 9.0 m .

2. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

En este capítulo se presentan los datos de entrada y salida del modelo realizado, las verificaciones de desplazamientos y de capacidad del suelo para asegurar su buen funcionamiento. A partir de los datos obtenidos se realiza la revisión de los elementos en concreto reforzado.

2.1. MODELO NUMÉRICO

El análisis estructural se realizó en un programa de elementos finitos en unidades de t-m. Donde se modelaron la pantalla y las zarpas con elementos Shell tipo Thick y para los caissons y/o pilotes elementos tipo frame.

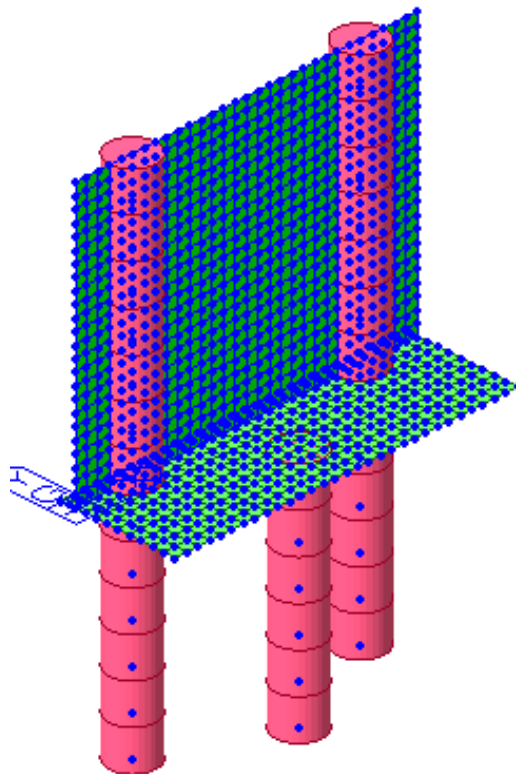


Figura 1 Modelo general

Los módulos de reacción tenidos en cuenta para el modelo son:

Profundidad (m)			Módulo Horizontal K_{sh} (ton/m ³)	K_{fh} (ton/m)
0.00	-	1.00	1038	1246
1.00	-	2.00	2077	2492
2.00	-	3.00	3115	3738
3.00	-	4.00	4153	4984
4.00	-	5.00	5192	6230
5.00	-	6.00	6230	7476
6.00	-	7.00	7268	8722
7.00	-	8.00	8307	9968
8.00	-	9.00	9345	11214
9.00	-	10.00	10383	12460

Tabla 1 Módulos reacción

En los modelos numéricos se tuvo en cuenta las propiedades de los materiales, secciones y cargas, las cuales fueron proporcionadas en el estudio geotécnico.

2.2. MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

Las especificaciones de los materiales de construcción para el proyecto son:

1. Concretos y Acero de Refuerzo:

- De limpieza: $f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$ (14 MPa)
- Muros y pilotes $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (28MPa)
- 3/8" y mayores: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (420 MPa) NTC-2289
- 1/4" y menores: $f_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$ (240 MPa) NTC-2289

2.3. MATERIALES DE RELLENO

ϕ (ángulo fricción)=	31 °
γ_s (peso unitario)=	2.00 t/m ³
$K_A = \frac{1 - \sin \theta}{1 + \sin \theta} =$	0.300
K_p	3.33
Sobrecarga	1.20 t/m ²

2.4. CARGAS Y COMBINACIONES

Las combinaciones de carga usadas en los modelos se tomaron de la Norma Colombiana de diseño de Puentes CCP-14 se presentan en la Tabla 2.

Load Combination Limit State	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Use One of These at a Time			
										EQ	IC	CT	CV
STRENGTH I (unless noted)	γ_f	1.75	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{DC}	γ_{SE}	—	—	—	—
STRENGTH II	γ_f	1.35	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{DC}	γ_{SE}	—	—	—	—
STRENGTH III	γ_f	—	1.00	1.40	—	1.00	0.50/1.20	γ_{DC}	γ_{SE}	—	—	—	—
STRENGTH IV	γ_f	—	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	—	—	—	—	—	—
STRENGTH V	γ_f	1.35	1.00	0.40	1.0	1.00	0.50/1.20	γ_{DC}	γ_{SE}	—	—	—	—
EXTREME EVENT I	γ_f	γ_{EQ}	1.00	—	—	1.00	—	—	—	1.00	—	—	—
EXTREME EVENT II	γ_f	0.50	1.00	—	—	1.00	—	—	—	—	1.00	1.00	1.00
SERVICE I	1.00	1.00	1.00	0.30	1.0	1.00	1.00/1.20	γ_{DC}	γ_{SE}	—	—	—	—
SERVICE II	1.00	1.30	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	—	—	—	—	—	—
SERVICE III	1.00	0.80	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	γ_{DC}	γ_{SE}	—	—	—	—
SERVICE IV	1.00	—	1.00	0.70	—	1.00	1.00/1.20	—	1.0	—	—	—	—
FATIGUE— LL, IM & CE ONLY	—	0.75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Type of Load, Foundation Type, and Method Used to Calculate Downdrag		Load Factor	
		Maximum	Minimum
DC: Component and Attachments		1.25	0.90
DC: Strength IV only		1.50	0.90
DD: Downdrag	Piles, α Terzaghi Method	1.4	0.25
	Piles, λ Method	1.05	0.30
	Drilled shafts, O'Neill and Reese (1999) Method	1.25	0.35
DW: Wearing Surfaces and Utilities		1.50	0.65
EH: Horizontal Earth Pressure			
• Active		1.50	0.90
• At-Rest		1.35	0.90
• AEP for anchored walls		1.35	N/A
EL: Locked-in Erection Stresses		1.00	1.00
EV: Vertical Earth Pressure			
• Overall Stability		1.00	N/A
• Retaining Walls and Abutments		1.35	1.00
• Rigid Buried Structure		1.30	0.90
• Rigid Frames		1.35	0.90
• Flexible Buried Structures other than Metal Box Culverts		1.95	0.90
• Flexible Metal Box Culverts		1.50	0.90
ES: Earth Surcharge		1.50	0.75

Tabla 2 Combinaciones de carga.

2.4.1. Combinaciones del programa.

LIST OF LOAD COMBINATIONS

NUM	NAME	ACTIVE	TYPE	LOADCASE(FACTOR) +	LOADCASE(FACTOR) +	LOADCASE(FACTOR)
-----	------	--------	------	--------------------	--------------------	------------------

1	cLCB1	Strength/Stress	Add	ppropio(1.250) + LS(1.750)	EH(1.500) +	anclaje(1.500)
+						
2	cLCB2	Strength/Stress	Add	ppropio(1.250) + LS(1.750)	EH(0.900) +	anclaje(0.900)
+						
3	cLCB3	Strength/Stress	Add	ppropio(0.900) + LS(1.750)	EH(1.500) +	anclaje(1.500)
+						
4	cLCB4	Strength/Stress	Add	ppropio(0.900) + LS(1.750)	EH(0.900) +	anclaje(0.900)
+						
5	cLCB5	Strength/Stress	Add	ppropio(1.250) + LS(1.350)	EH(1.500) +	anclaje(1.500)
+						
6	cLCB6	Strength/Stress	Add	ppropio(1.250) + LS(1.350)	EH(0.900) +	anclaje(0.900)
+						
7	cLCB7	Strength/Stress	Add	ppropio(0.900) + LS(1.350)	EH(1.500) +	anclaje(1.500)
+						
8	cLCB8	Strength/Stress	Add	ppropio(0.900) + LS(1.350)	EH(0.900) +	anclaje(0.900)
+						
9	cLCB9	Strength/Stress	Add	ppropio(1.250) +	EH(1.500) +	anclaje(1.500)
10	cLCB10	Strength/Stress	Add	ppropio(1.250) +	EH(0.900) +	anclaje(0.900)
11	cLCB11	Strength/Stress	Add	ppropio(0.900) +	EH(1.500) +	anclaje(1.500)
12	cLCB12	Strength/Stress	Add	ppropio(0.900) +	EH(0.900) +	anclaje(0.900)
13	cLCB13	Strength/Stress	Add	ppropio(1.500) +	EH(1.500) +	anclaje(1.500)
14	cLCB14	Strength/Stress	Add	ppropio(1.500) +	EH(0.900) +	anclaje(0.900)
15	cLCB15	Strength/Stress	Add	ppropio(1.250) + LS(0.500) +	EH(1.500) + EQ(1.000)	anclaje(1.500)
16	cLCB16	Strength/Stress	Add	ppropio(1.250) + EQ(1.000) +	EH(1.500) + anclaje(1.500)	LS(0.500)
17	cLCB17	Strength/Stress	Add	ppropio(1.250) + LS(0.500) +	EH(0.900) + EQ(1.000)	anclaje(0.900)
18	cLCB18	Strength/Stress	Add	ppropio(1.250) + EQ(1.000) +	EH(0.900) + anclaje(0.900)	LS(0.500)
19	cLCB19	Strength/Stress	Add	ppropio(0.900) +	EH(1.500) +	anclaje(1.500)

+	LS(0.500) +	EQ(1.000)	
20	cLCB20	Strength/Stress	Add
		ppropio(0.900) +	EH(1.500) +
+		EQ(1.000) +	anclaje(1.500)
21	cLCB21	Strength/Stress	Add
		ppropio(0.900) +	EH(0.900) +
+		LS(0.500) +	anclaje(0.900)
22	cLCB22	Strength/Stress	Add
		ppropio(0.900) +	EH(0.900) +
+		EQ(1.000) +	anclaje(0.900)
23	cLCB23	Strength/Stress	Add
		ppropio(1.250) +	EH(1.500) +
+		LS(0.500) +	CT(1.000)
24	cLCB24	Strength/Stress	Add
		ppropio(1.250) +	EH(0.900) +
+		LS(0.500) +	CT(1.000)
25	cLCB25	Strength/Stress	Add
		ppropio(0.900) +	EH(1.500) +
+		LS(0.500) +	CT(1.000)
26	cLCB26	Strength/Stress	Add
		ppropio(0.900) +	EH(0.900) +
+		LS(0.500) +	CT(1.000)

3. REVISIÓN ESTRUCTURAL

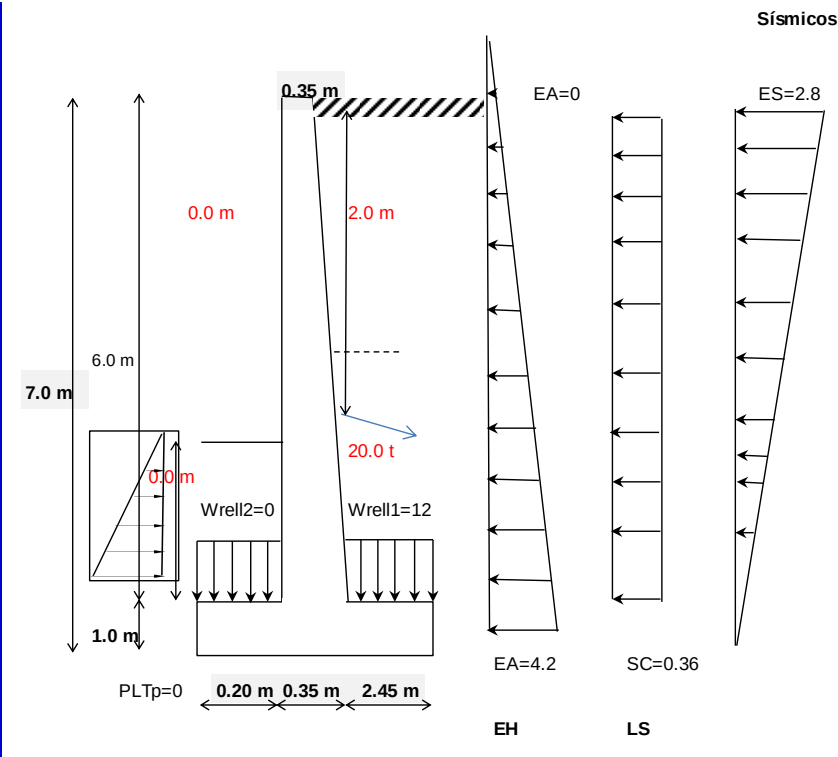
El diseño realizado sigue los lineamientos de la Norma Colombiana de diseño de Puentes CCP-14 para estructuras en concreto reforzado. El diseño se realizó para las combinaciones últimas antes descritas, considerando las cargas máximas para los elementos. **Para el diseño de los elementos se obtienen los momentos máximos de las combinaciones últimas en los sentidos principales y a partir de estos valores se asignan aceros de refuerzo en los dos sentidos.**

4. Cargas

Análisis de Mononobe - Okabe

Aa:		0.25	g
Tipo de suelo		C	
Fpga		1.15	
Kho		0.29	
Análisis de Mononobe - Okabe			
Ángulo de fricción del suelo equivalente	$\phi =$	31 °	0.54 rad
Peso unitario del suelo	$\gamma =$		2.00 t/m ³
Ángulo de fricción suelo-estructura $\phi/2$	$\delta =$	15.5	0.27 rad
Ángulo de falla suelo estructura - Muro recto	$\beta =$	0	0.00 rad
Coefficiente de Aceleración del sitio	A =		0.25
Coefficiente sísmico horizontal	Kh =		0.14
Coefficiente sísmico vertical	Kv =		0.12
Artan(Kh / 1-Kv)	$\theta =$	9.28 °	0.16 rad
Ángulo del talud del terraplén	i =	10	0.17 rad
Coefficiente Activo Estático	Ka1 =		0.300
	Ka2 =		0.30
	$\psi =$		1.98
	Kae =		0.50
	Keq =		0.200
Coefficiente Activo Sísmico			

Empujes sobre el muro del estudio de suelos por metro



FUERZA SÍSMICA

$E_{eq\ MO}$		176.40 kN
W_m		114.00 kN
W_s		294.00 kN
DP_{ae}		176.40
$P_{ir} =$	$Kh(W_m + W_s)$	58.65 kN
$P_{ae} =$		323.40 kN
$DP_{ae} + .5P_{ir} =$		205.73 kN
$.5DP_{ae} + P_{ir} =$		146.85 kN

Fuerza de Colisión vehicular (CT)

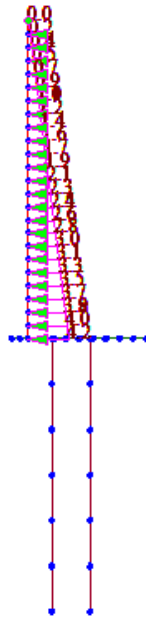
Por tratarse de una vía principal, las barreras del puente se diseñan para un nivel de prueba 4 (TL4). De este modo los parámetros de diseño son los presentados a continuación:

$F_T =$	240 kN	$L_T =$	1070 mm
$F_L =$	80 kN	$L_L =$	1070 mm
$F_v =$	80 kN	$L_v =$	5500 mm

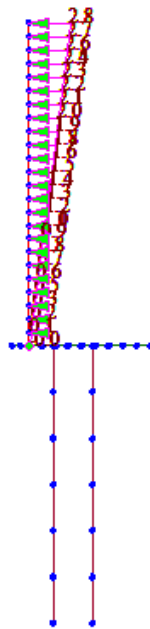
4.1.1. Carga Muerta.

La carga muerta se obtiene del peso propio de los elementos y es calculado por el programa de análisis.

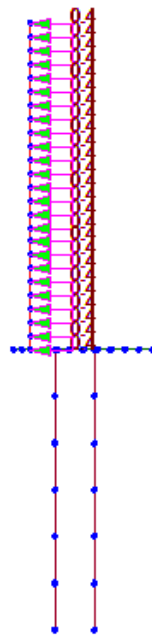
4.1.2. Presión lateral de tierra.



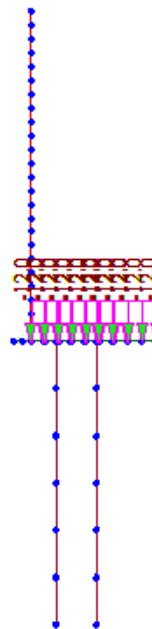
4.1.3. Empuje sísmico.



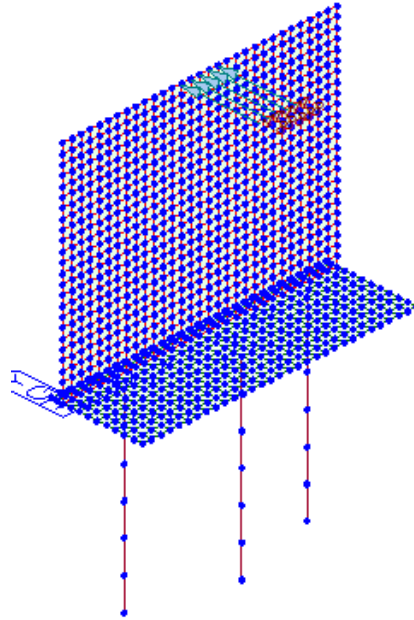
4.1.4.Sobrecarga.



4.1.5.EV.



4.1.6. Colisión vehicular (CT).



4.1.7.Fuerzas en los elementos

4.1.8.Solicitaciones elementos verticales

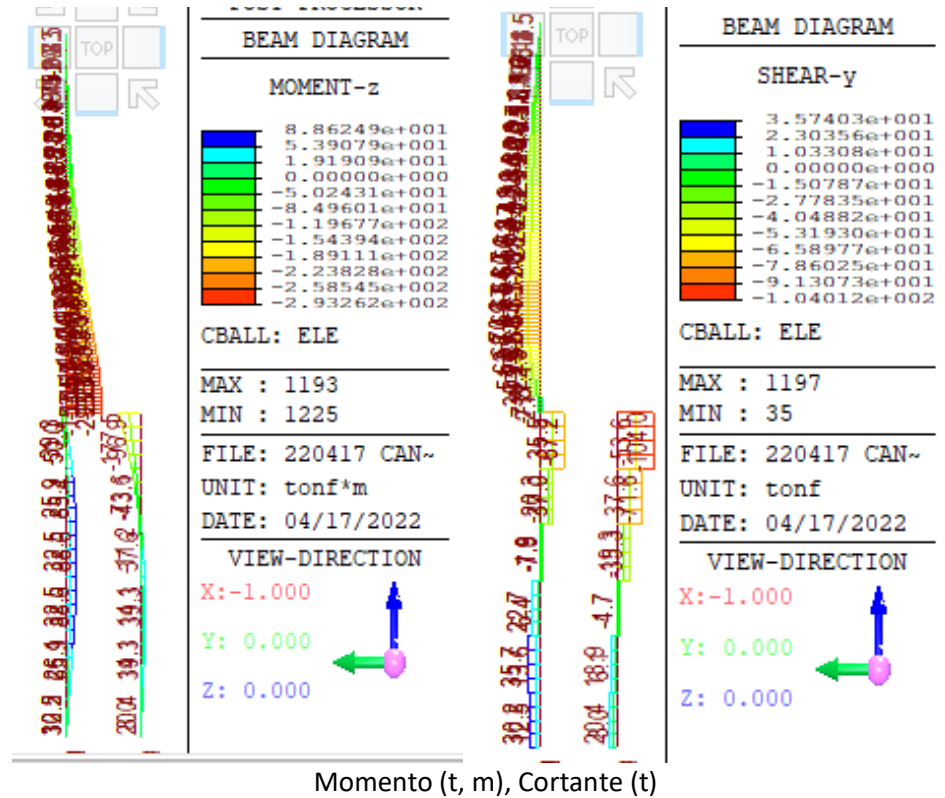
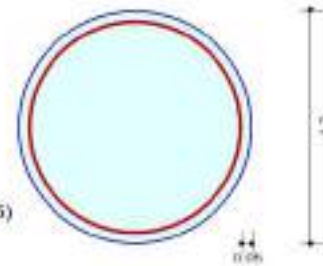


Figura 2 Solicitaciones elementos verticales.

4.1.9. Diseño caissons l= 6.0 m

1. Design Condition

Design Code AASHTO-LRFD12
 Unit System tonf, m
 Member Number 35
 Material Data $f_c = 2812.28$, $f_y = 42184.2$, $f_{ys} = 42184.2$ tonf/m²
 Column Height 1 m
 Section Property c120 (No : 3)
 Rebar Pattern Total Rebar Area $A_{st} = 0.022054$ m² ($R_{host} = 0.0195$)



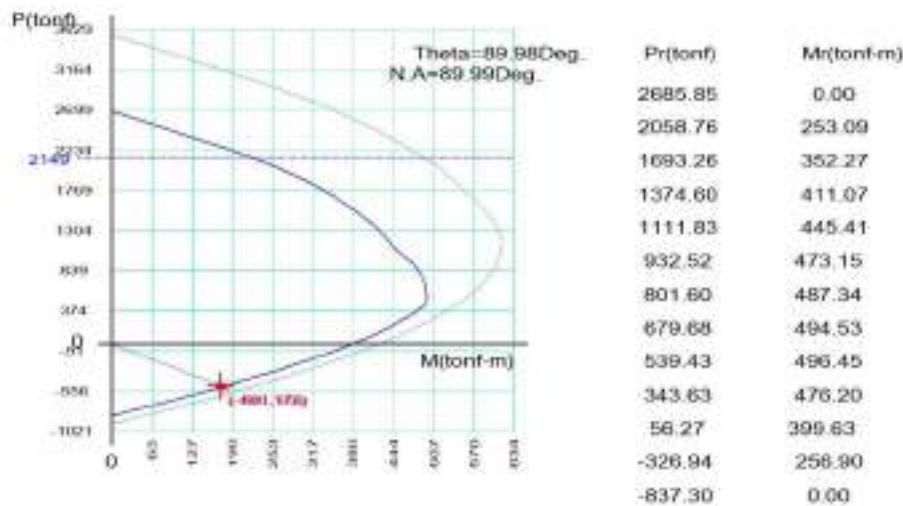
2. Applied Loads

Load Combination 32 AT (I) Point
 $P_u = -489.82$ tonf, $M_{cy} = -0.0441$, $M_{cz} = -171.51$, $M_o = 171.506$ tonf-m

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load	$P_r\text{-max}$	$= 2148.68$ tonf	
Axial Load Ratio	P_u/P_r	$= -489.82 / -501.49$	$= 0.977 < 1.000$ O.K
Moment Ratio	M_{cy}/M_{ry}	$= -0.0441 / 0.04939$	$= 0.892 < 1.000$ O.K
	M_{cz}/M_{rz}	$= -171.51 / 176.212$	$= 0.973 < 1.000$ O.K
	M_o/M_r	$= 171.506 / 176.212$	$= 0.973 < 1.000$ O.K

4. P-M Interaction Diagram



5. Shear Force Capacity Check

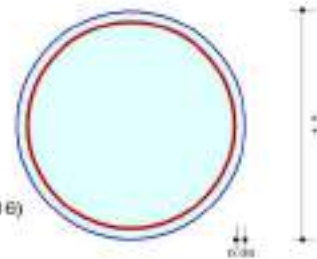
Applied Shear Force	V_u	$= 103.899$ tonf (Load Combination 29)
Shear Strength by Conc	ΦV_c	$= 78.7482$ tonf
Shear Strength by Rebar	ΦV_s	$= 69.1071$ tonf (2.0-#3 @270)
Shear Ratio	V_u/V_r	$= 103.899 / 147.855 = 0.703 < 1.000$ O.K

Suministrar 44 varillas No 8

4.1.10. Diseño caissons l= 13.0 m

1. Design Condition

Design Code AASHTO-LRFD12
 Unit System tonf, m
 Member Number 1202
 Material Data $f_c = 2812.28$, $f_y = 42184.2$, $f_{ys} = 42184.2$ tonf/m²
 Column Height 0.291867 m
 Section Property c120 (No : 3)
 Rebar Pattern Total Rebar Area $A_{st} = 0.0131478$ m² ($R_{hoist} = 0.0116$)



2. Applied Loads

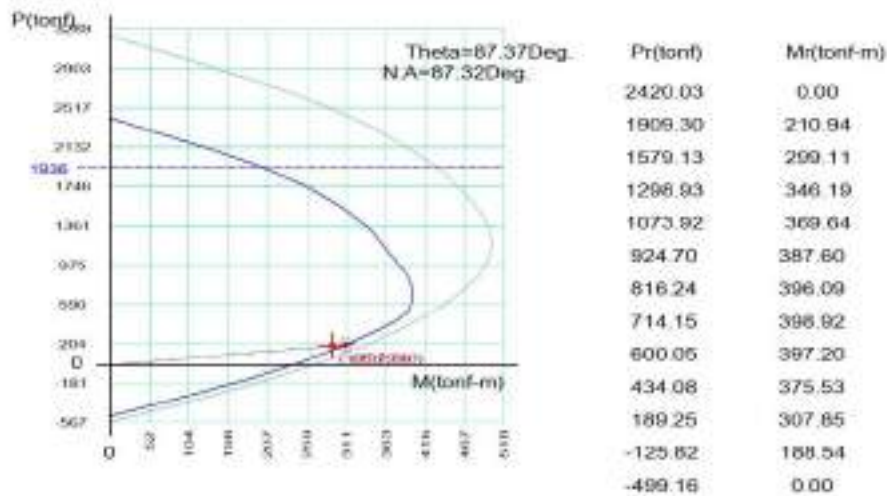
Load Combination 32 AT (I) Point

$P_u = 185.122$ tonf, $M_{cy} = -13.685$, $M_{cz} = -292.89$, $M_o = 293.311$ tonf-m

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load	$P_r\text{-max}$	$= 1936.03$ tonf	
Axial Load Ratio	P_u/P_r	$= 185.122 / 197.351$	$= 0.938 < 1.000$ O.K
Moment Ratio	M_{cy}/M_{ry}	$= -13.685 / 14.2206$	$= 0.963 < 1.000$ O.K
	M_{cz}/M_{rz}	$= -292.89 / 310.115$	$= 0.945 < 1.000$ O.K
	M_o/M_r	$= 293.311 / 310.441$	$= 0.945 < 1.000$ O.K

4. P-M Interaction Diagram

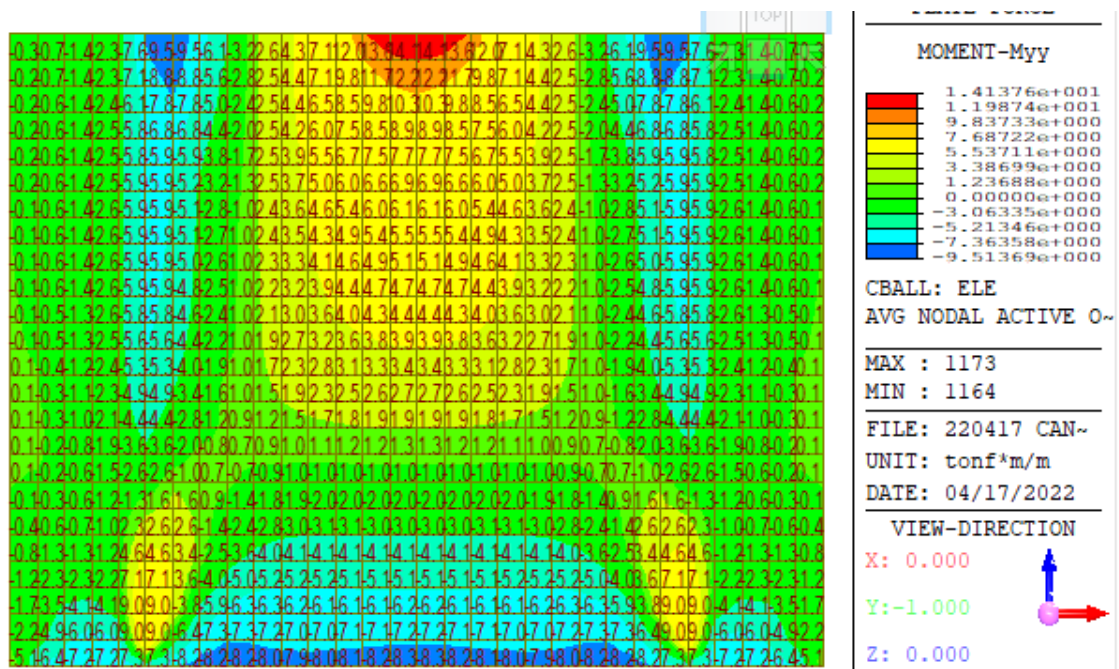
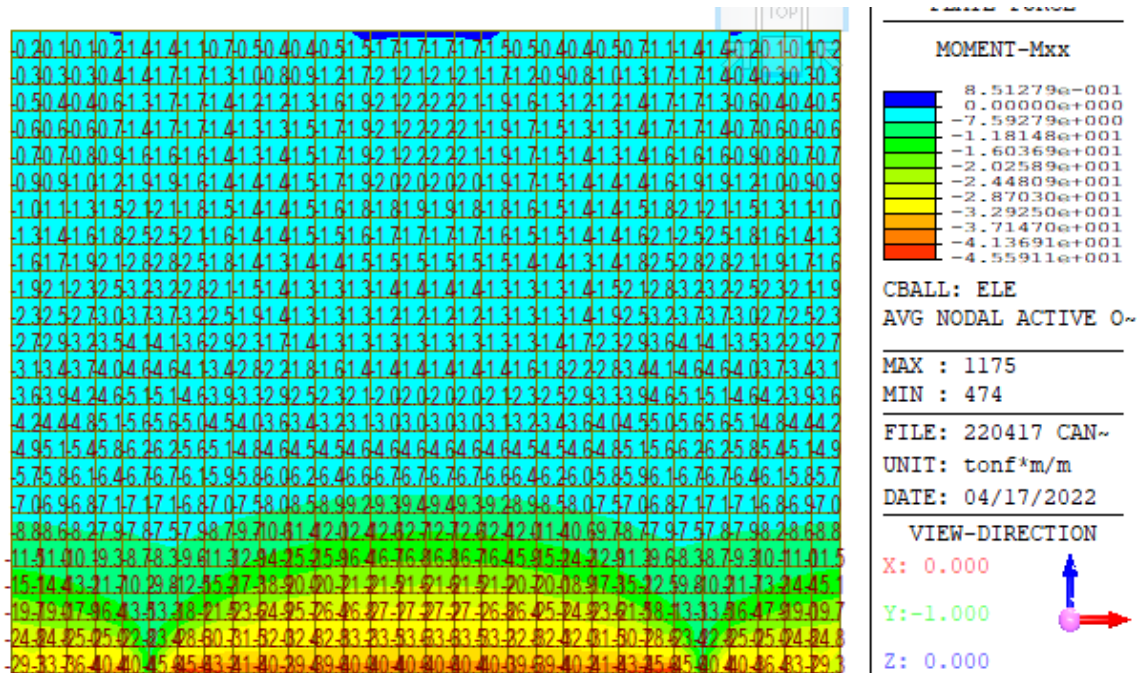


5. Shear Force Capacity Check

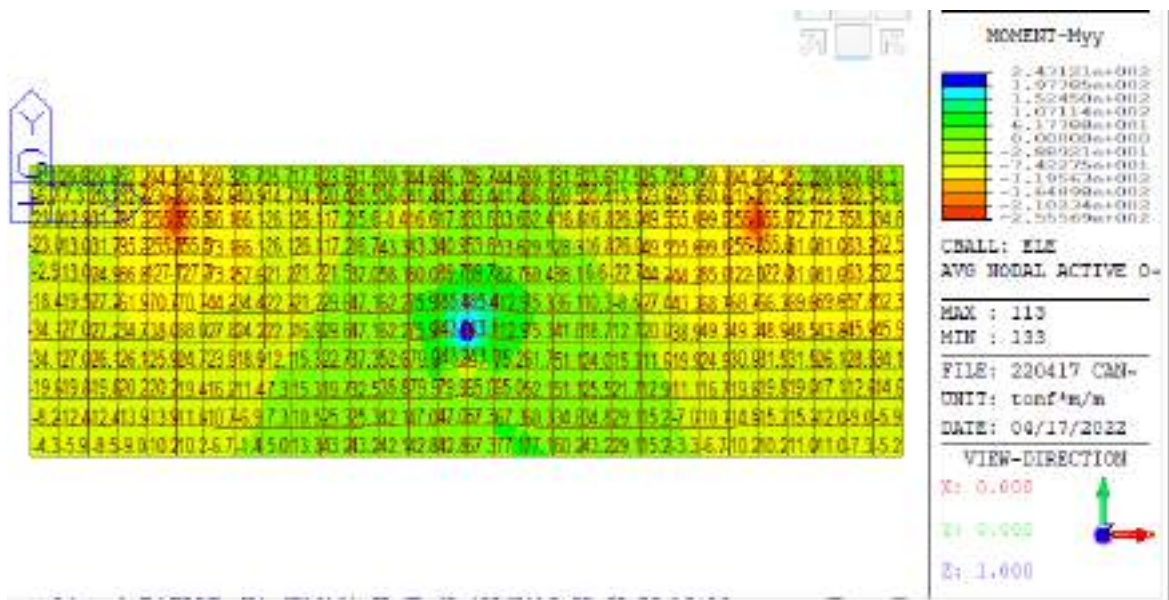
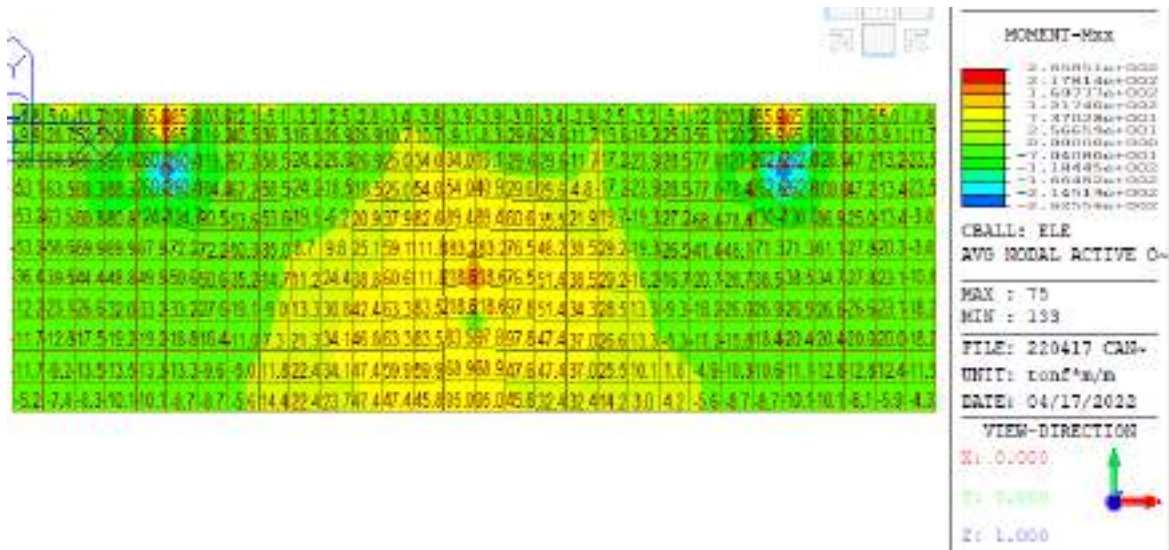
Applied Shear Force	V_u	$= 31.0145$ tonf (Load Combination 32)
Shear Strength by Conc	ΦV_c	$= 105.203$ tonf
Shear Strength by Rebar	ΦV_s	$= 13.1106$ tonf (2.0-#3 @600)
Shear Ratio	V_u/V_r	$= 31.0145 / 118.314 = 0.262 < 1.000$ O.K

Suministrar 26 varillas No 8

4.1.11. Solicitaciones vástago.



4.1.12. Solicitaciones zarpa.



4.1.13. Diseño vástago.

Materiales				Geometría						
$f_y =$	4200	kg/cm ²		$b =$	100	cm				
$f'_c =$	280	kg/cm ²		$h =$	35	cm				
β_1	0.85			$\phi =$	0.9					
$E_c =$	25426.08	MPa								
Resistencia Última										
	d' (cm)	d (cm)	M _u (ton.m)	ρ	A _s (cm ² /m)	A _{s min} (cm ² /m)	1.33A _s	M _{cr}	As mcr	As ryt cm2
M _{ppal} ⁺	7.50	27.50	21.60	0.0081	22.39	4.58	29.86	6.43	6.31	4.95
M _{ppal} ⁻	7.50	27.50	6.43	0.0023	6.31	4.58	8.42	6.43	6.31	0.99
M _{hor} ⁺	7.50	27.50	6.43	0.0023	6.31	5.50	8.42	6.43	6.31	4.95
M _{hor} ⁻	7.50	27.50	14.00	0.0051	14.11	5.50	18.81	6.43	6.31	0.99
Calculado					Suministrado					
	A _s calculada (cm ² /m)	A _{barra} (cm ²)	ϕ Barra	Refuerzo		ϕ Barra	Refuerzo			
	22.39	2.84	3/4	# 6 c./ 0.12		3/4	#6 c./ 0.12			
	6.31	1.27	1/2	# 4 c./ 0.2		1/2	#4 c./ 0.20			
	6.31	1.27	1/2	# 4 c./ 0.2		1/2	#4 c./ 0.20			
	14.11	1.98	5/8	# 5 c./ 0.14		5/8	#5 c./ 0.15			

CORTE

$V_{ud} =$	17.00	ton
$d =$	27.50	cm
$\beta =$	1.83	

$$\phi v_c = \phi 0.083 B \cdot \sqrt{f'_c (Mpa)} = 8.0266 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_{ud} = \frac{V_u}{b \cdot d} = 6.18 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_n < \phi v_c \text{ CUMPLE}$$

5.7.3.4 Control de agrietamiento

γ_e	1
Bs	1.3896
s<	294.08 mm
	29.408 cm

OK

5.7.3.3.2 Refuerzo mínimo

γ_1	1.6
γ_3	0.75
M _{cr}	64.3 kN m

5.10.8 Retracción y temperatura

As>=	231.48 mm ² /m
As>=	231.48 mm ² /m

4.1.14. Diseño zarpa.

Materiales			Geometría	
$f_y =$	4200	kg/cm ²	$b =$	100 cm
$f'_c =$	280	kg/cm ²	$h =$	100 cm
β_1	0.85		$\phi =$	0.9
$E_c =$	25426.08	MPa		

Resistencia Última

	d' (cm)	d (cm)	M _u (ton.m)	ρ	A _s (cm ² /m)	A _{s min} (cm ² /m)	1.33A _s	M _{cr}	As mcr
M _{ppal} ⁺	7.50	92.50	51.40	0.0016	14.91	18.50	19.88	52.50	15.237153
M _{ppal} ⁻	7.50	92.50	53.15	0.0017	15.43	18.50	20.57	52.50	15.237153
M _{hor} ⁺	7.50	92.50	66.00	0.0021	19.23	18.50	25.64	52.50	15.237153
M _{hor} ⁻	7.50	92.50	47.10	0.0015	13.65	18.50	18.20	52.50	15.237153

REFUERZO

Calculado				Suministrado		
A _s calculada (cm ² /m)	A _{barra} (cm ²)	ϕ Barra	Cantidad	ϕ Barra	Refuerzo	
18.50	2.84	3/4	# 6 c./ 0.15	3/4	#6 c./	0.15
18.50	2.84	3/4	# 6 c./ 0.15	3/4	#6 c./	0.15
19.23	2.84	3/4	# 6 c./ 0.14	3/4	#6 c./	0.15
18.20	2.84	3/4	# 6 c./ 0.15	3/4	#6 c./	0.15

CORTE

V _{ud} =	27.70	ton
d =	92.50	cm
$\beta =$	1.11	

$$\phi v_c = \phi 0.083 B \cdot \sqrt{f'_c (Mpa)} = 4.88 \text{ kg/cm}^2 \quad v_{ud} = \frac{V_u}{b \cdot d} = 2.99 \text{ kg/cm}^2 \quad v_n < \phi v_c \text{ CUMPLE}$$

5.7.3.4 Control de agrietamiento

γ_e	1
Bs	1.1158
s<	307.79 mm
	30.779 cm
	OK

5.7.3.3.2 Refuerzo mínimo

γ_1	1.6
γ_3	0.75
M _{cr}	525 kN m

5.10.8 Retracción y temperatura

A _s >=	446.43 mm ² /m
A _s >=	446.43 mm ² /m

4.1.15. Desplazamiento superior de la solución.

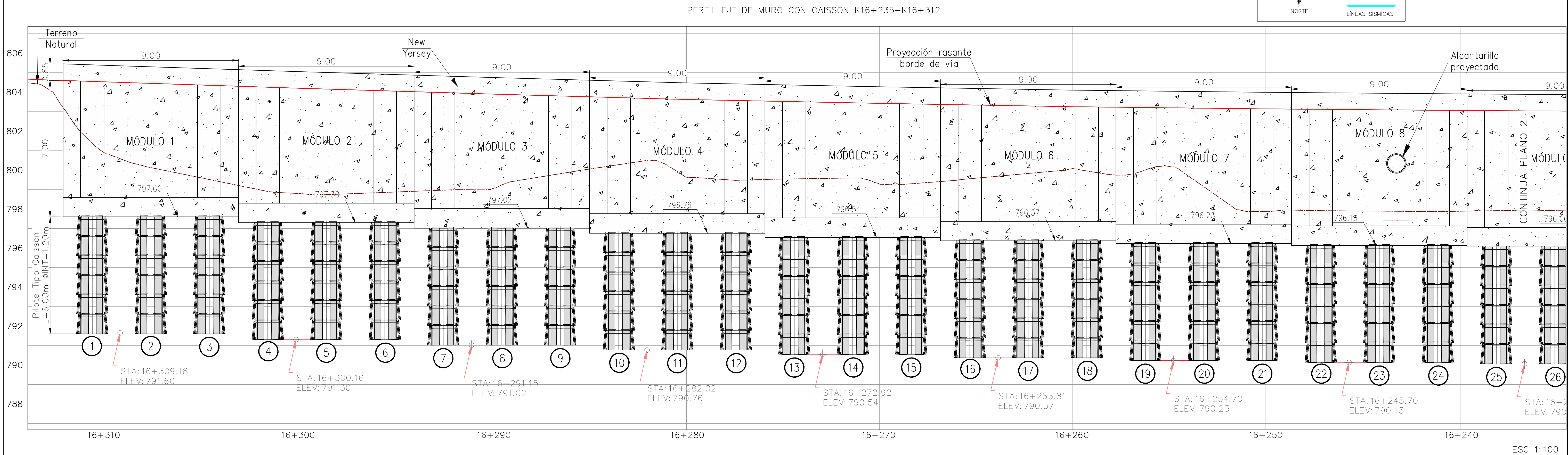
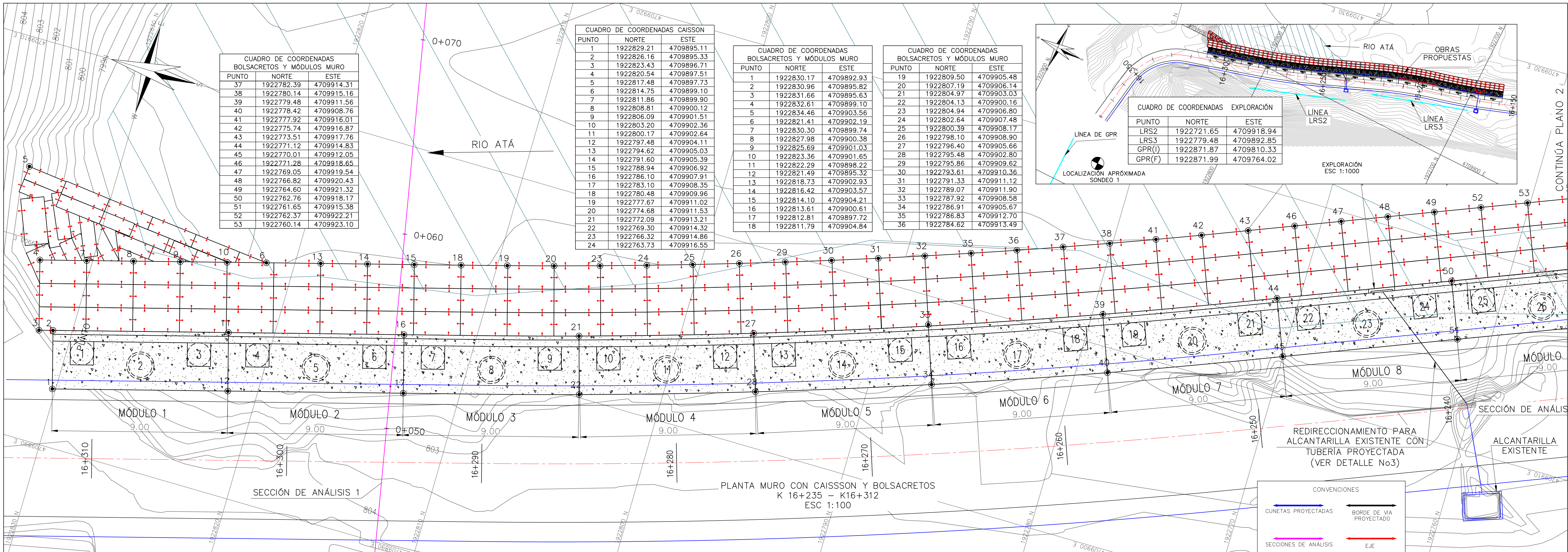
Load : ST: EH/Base Stage/
Node:30
Coordinates : X=0, Y=0, Z=7
Displacement:
DX:3.096731655e-005
DY:0.0237132271
DZ:-0.0003444547618
RX:-0.00252764262
RY:-5.519648339e-007
RZ:7.688587392e-005

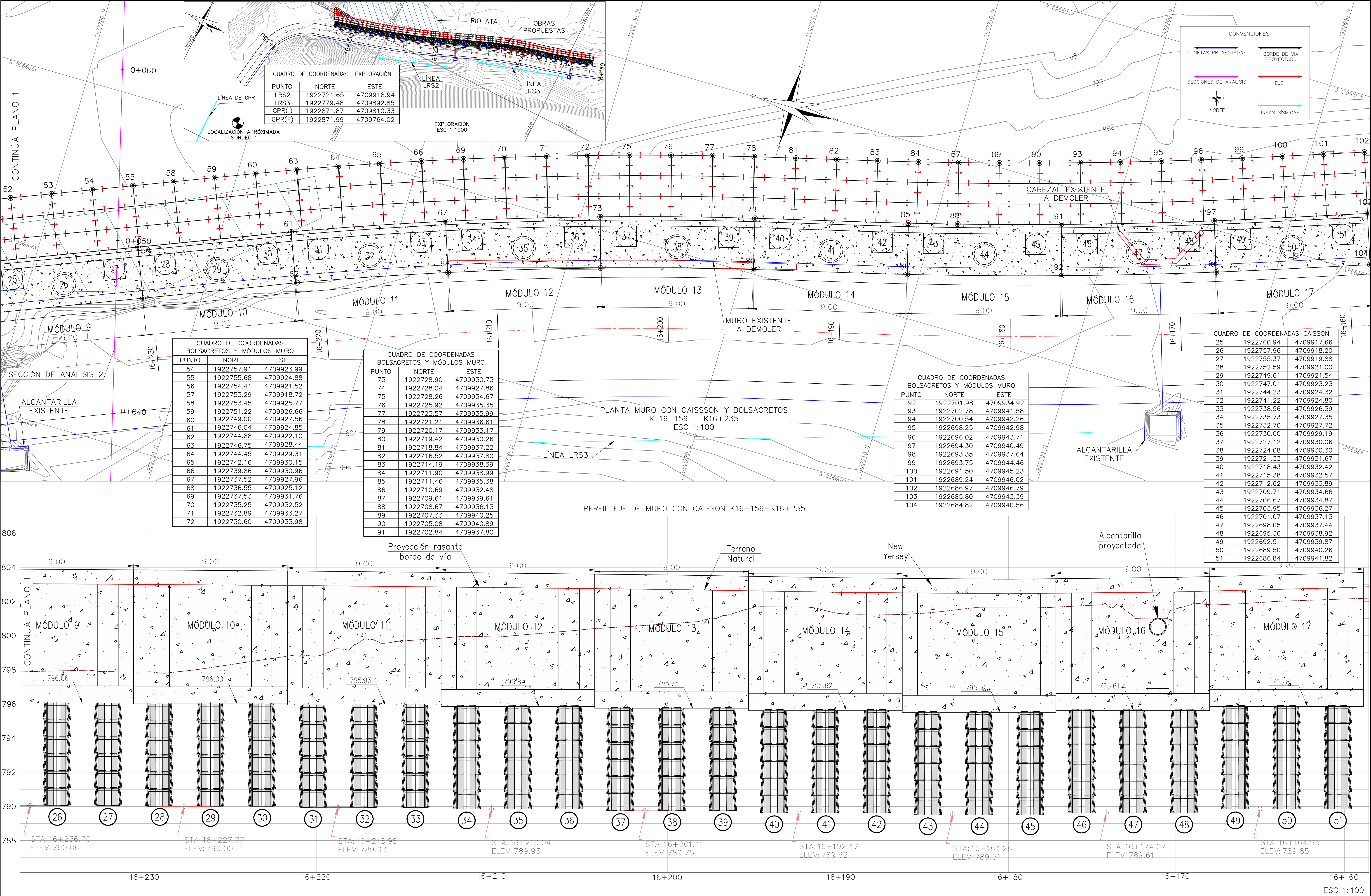
0.009
0.008
0.007
0.006

0.006	0.006
0.004	0.004
0.002	0.003
0.001	0.001
-0.000	0.000
-0.002	-0.001

Desplazamiento = 2.37 cm

PLANOS CONSTRUCTIVOS





OBJETO:
CONTRATAR EL MEJORAMIENTO
DE LA VÍA ATACO-PLANADAS EN
EL DEPARTAMENTO DEL TOLIMA

DIRECTOR CONSTRUCTORA:
ING. ORLANDO CAMARGO RUIZ
ESPECIALISTA CONSTRUCTORA:
ING. GERARDO RODRIGUEZ ROMERO
ESPECIALISTA EN GEOTECNIA
MAT. 2502-15394 GND

DIRECTOR INTERVENTORIA:
ESPECIALISTA INTERVENTORIA:

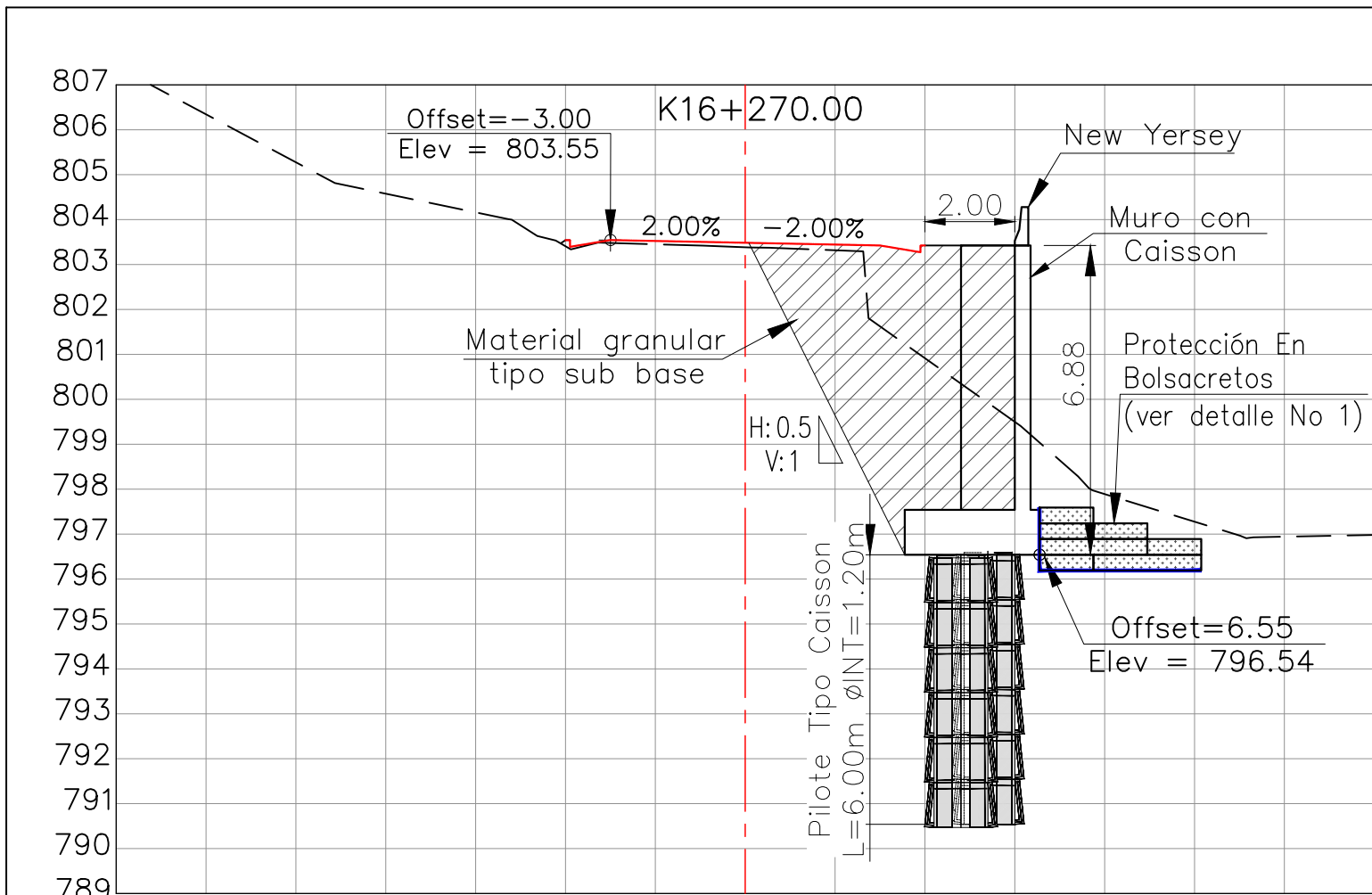
MODIFICACIONES Y REVISIONES		
FECHA	MODIFICACION	NOMBRE ING. RESPONSABLE
JUNIO/2022	VERSIÓN INICIAL	

TRAMO:
K16+159 - K16+235

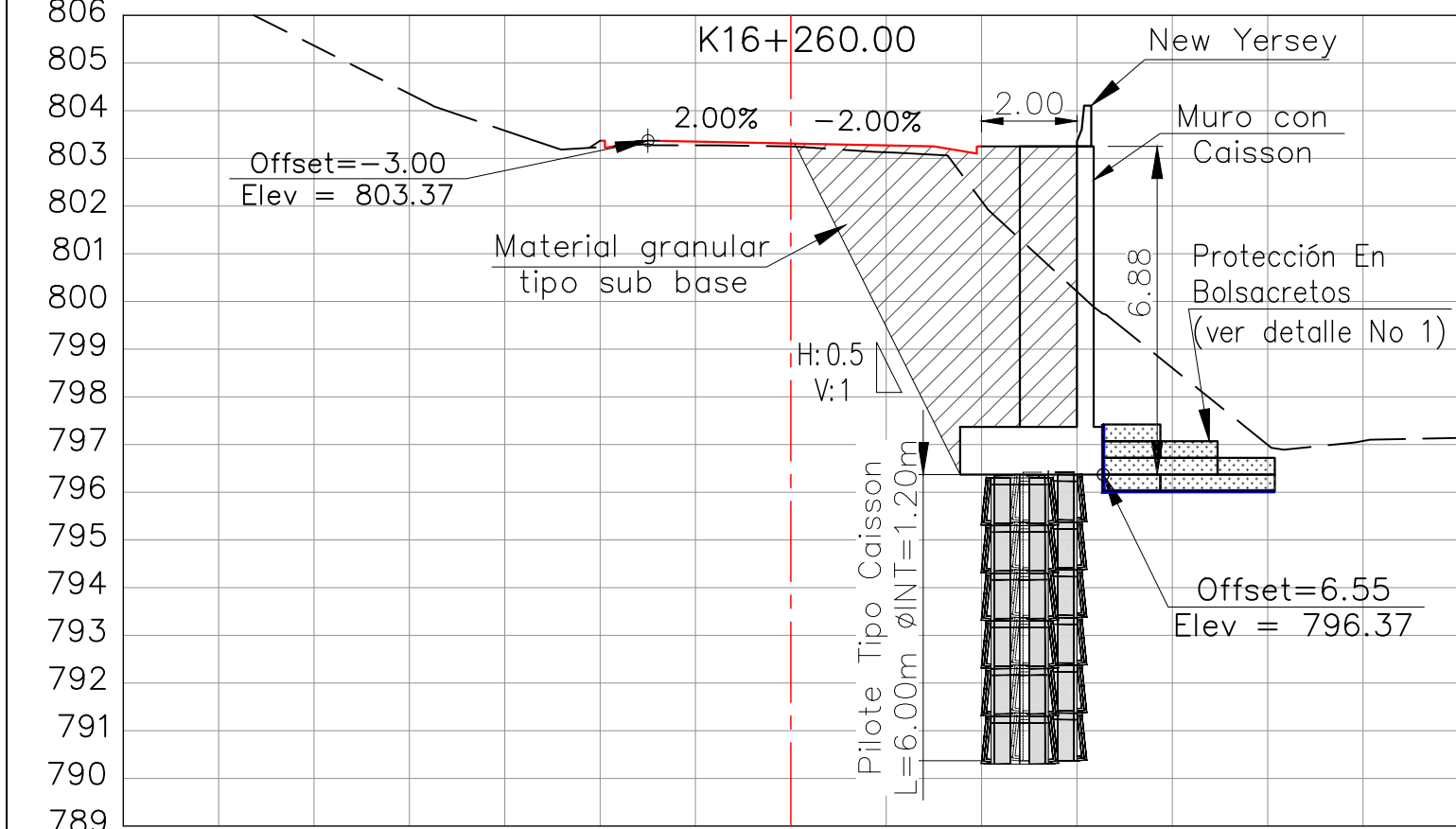
CONTIENE:
SECCIONES MURO Y
BOLSACRETOS
CAÑOFISTO K16+250
SOBRE RIO ATÁ

ESCALA:
INDICADA
ARCHIVO:
Implantación muro
Cañofisto.dwg

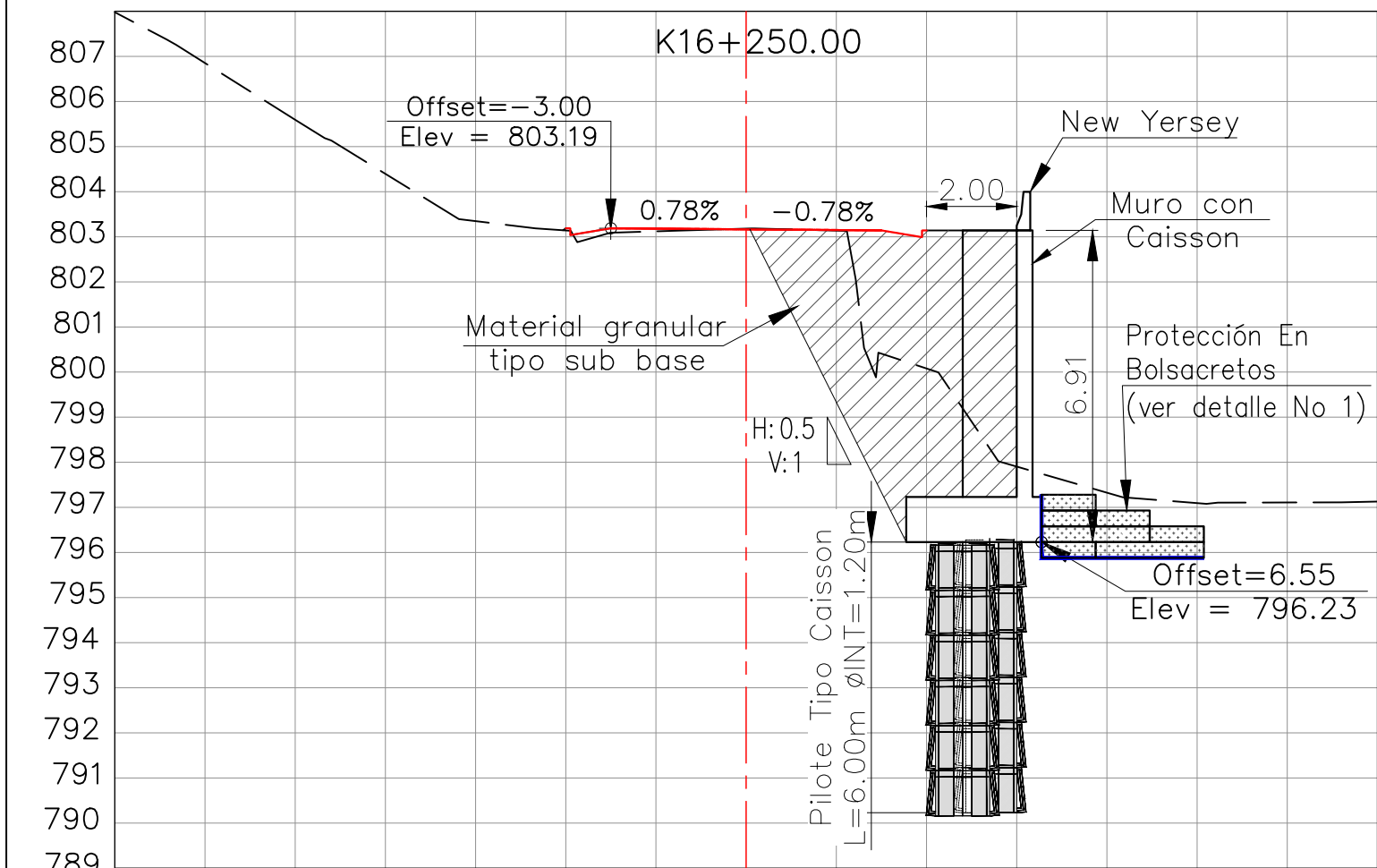
FECHA:
JUNIO 2022
PLANO:
2/5
REV:
V-1



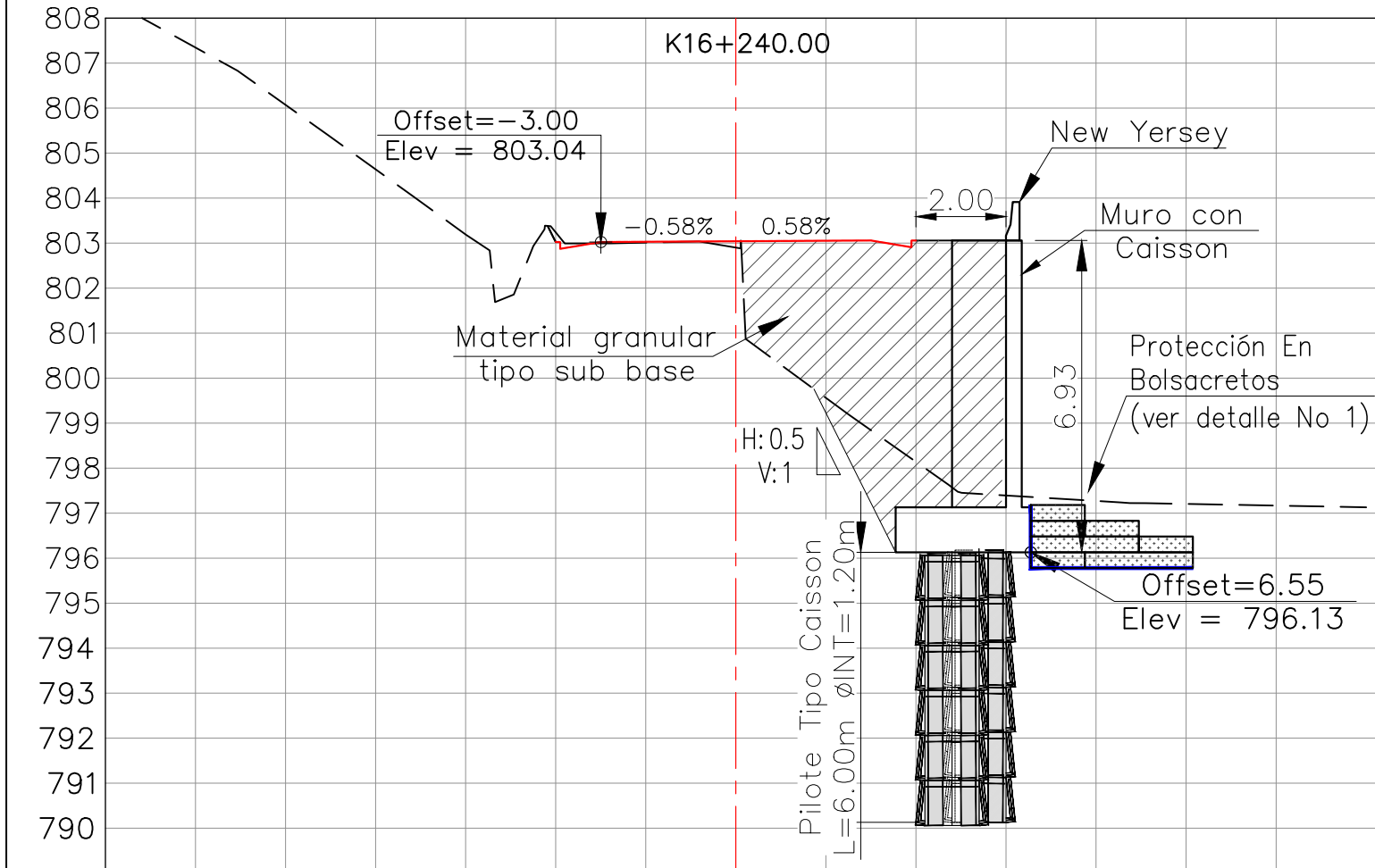
ESC 1:150



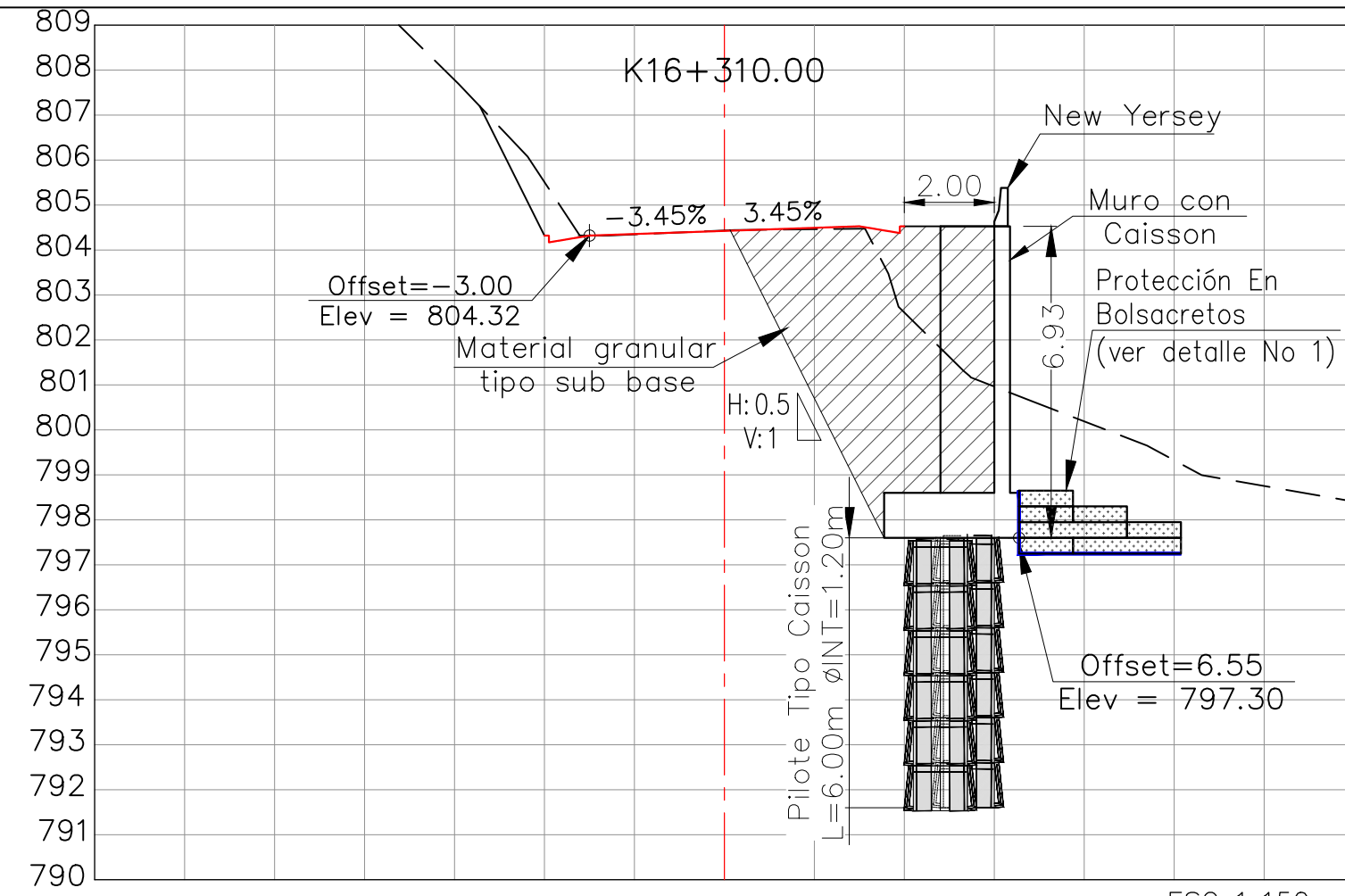
ESC 1:150



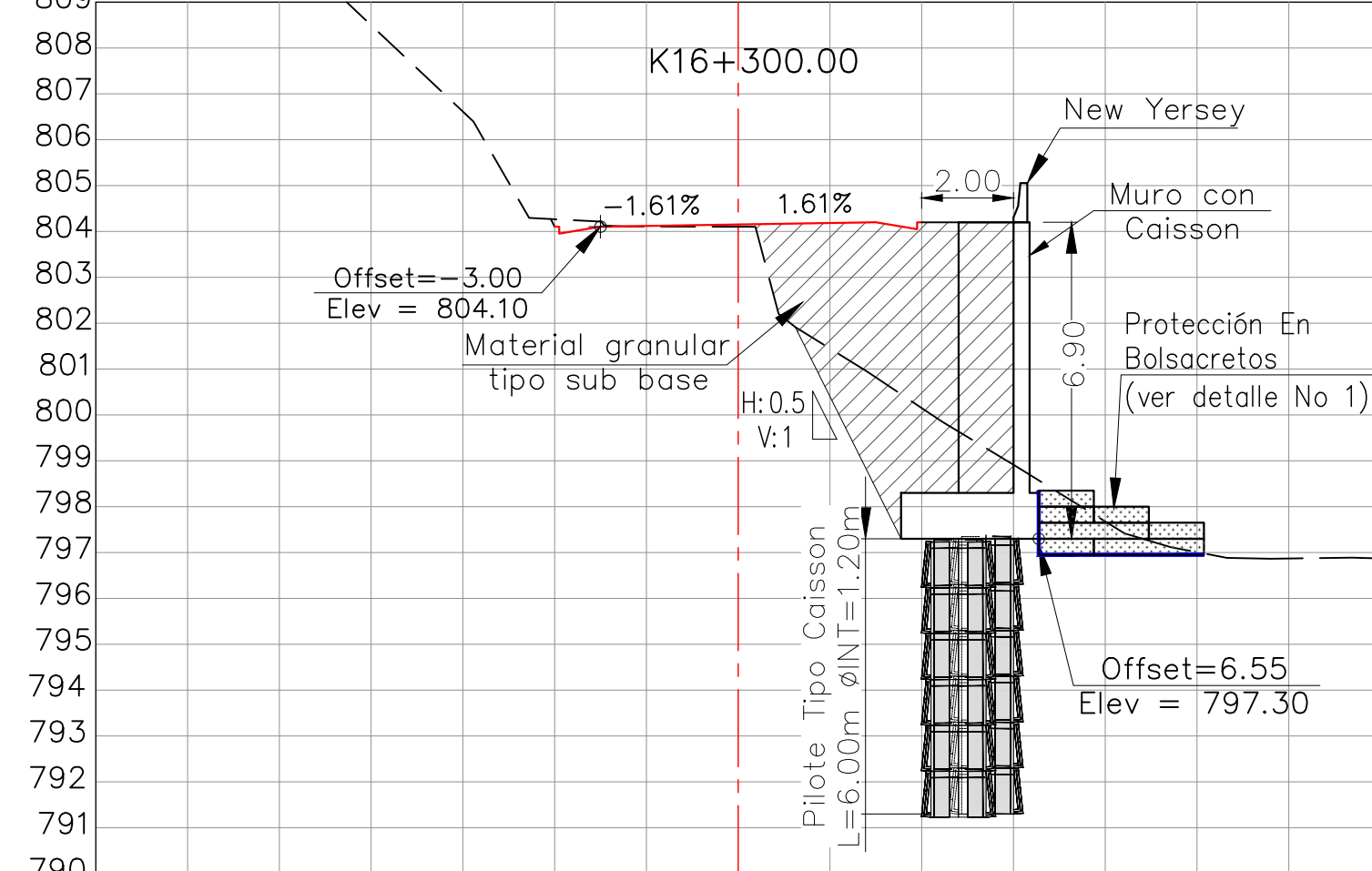
ESC 1:150



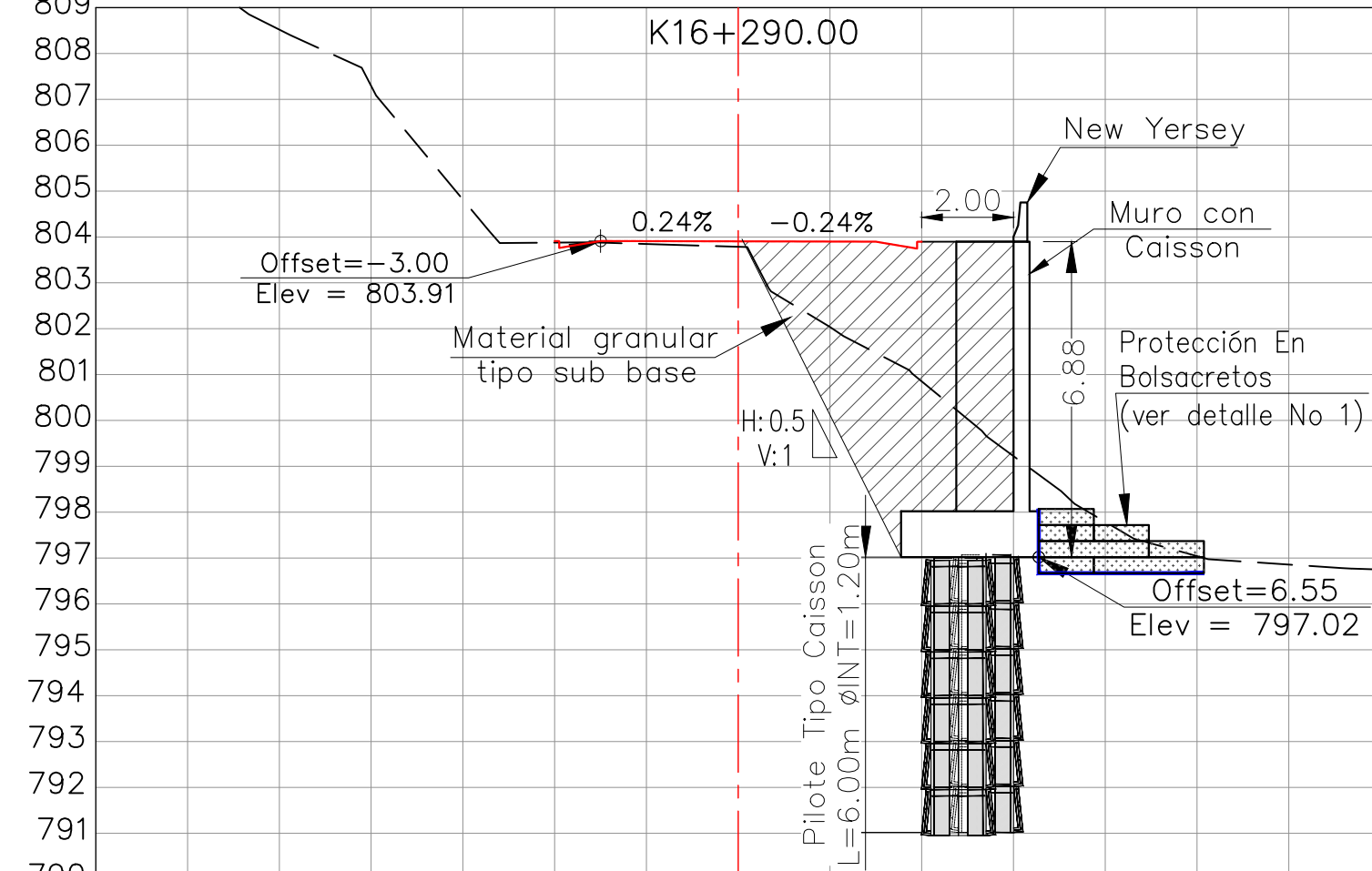
ESC 1:150



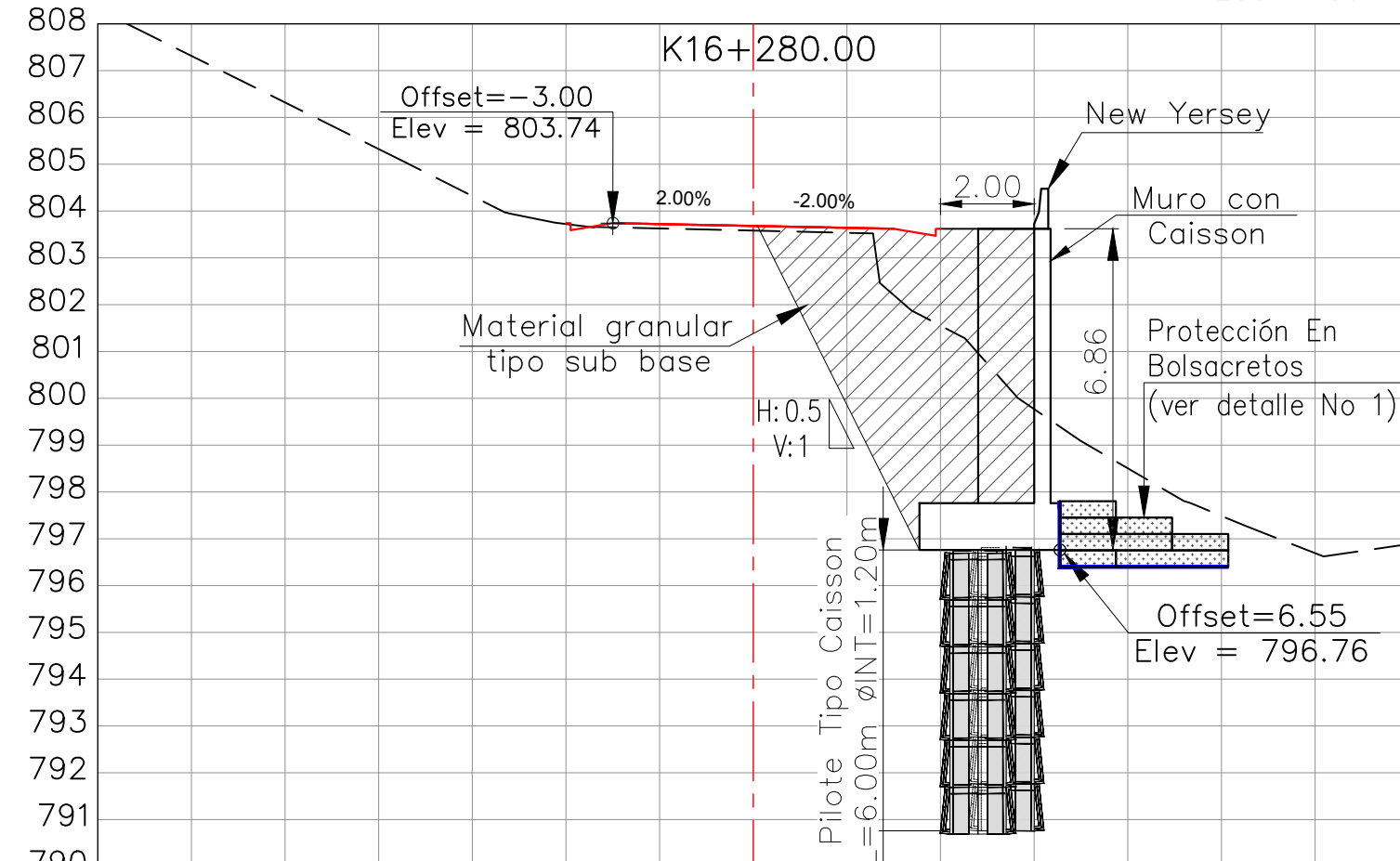
ESC 1:150



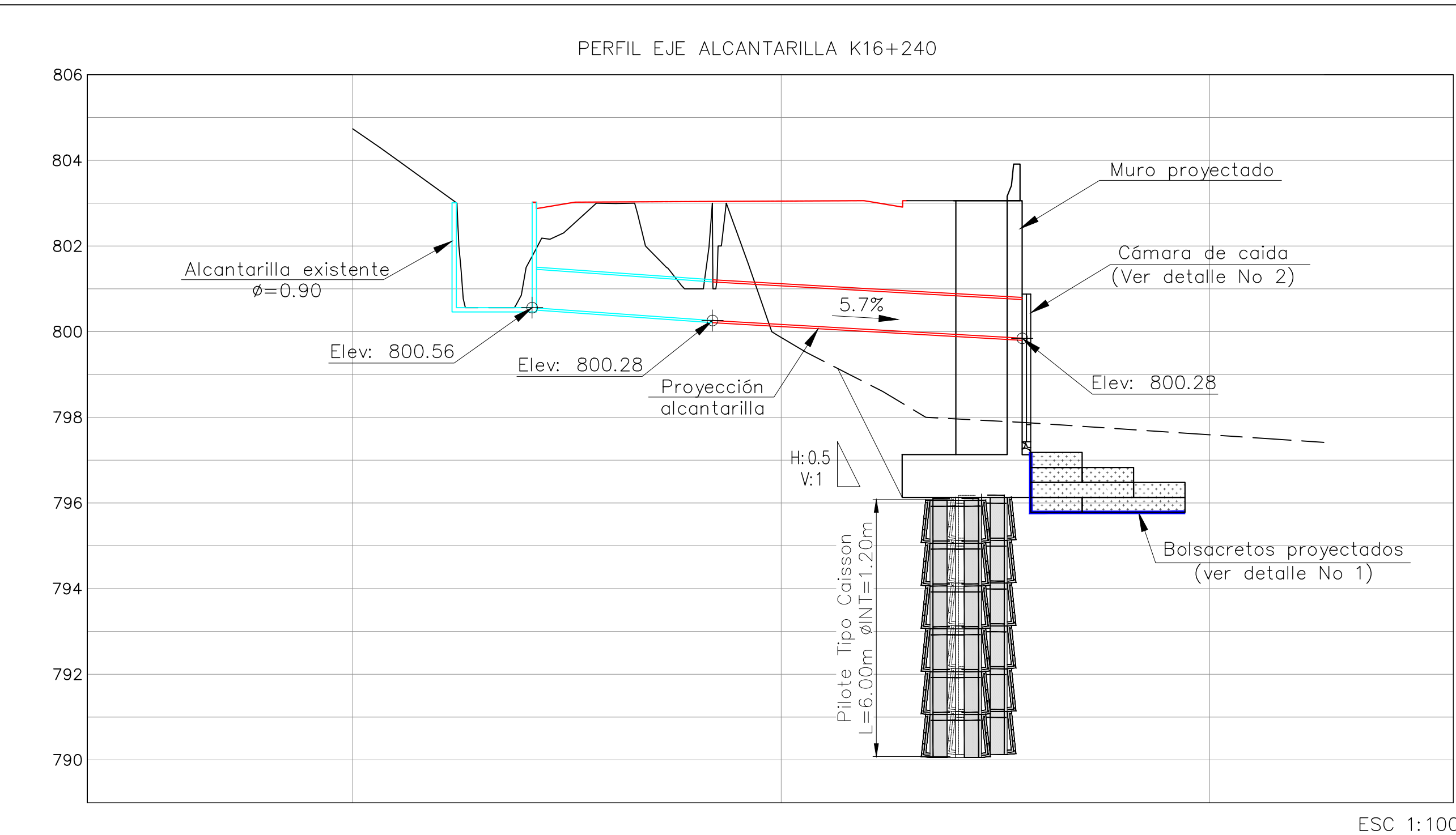
ESC 1:150



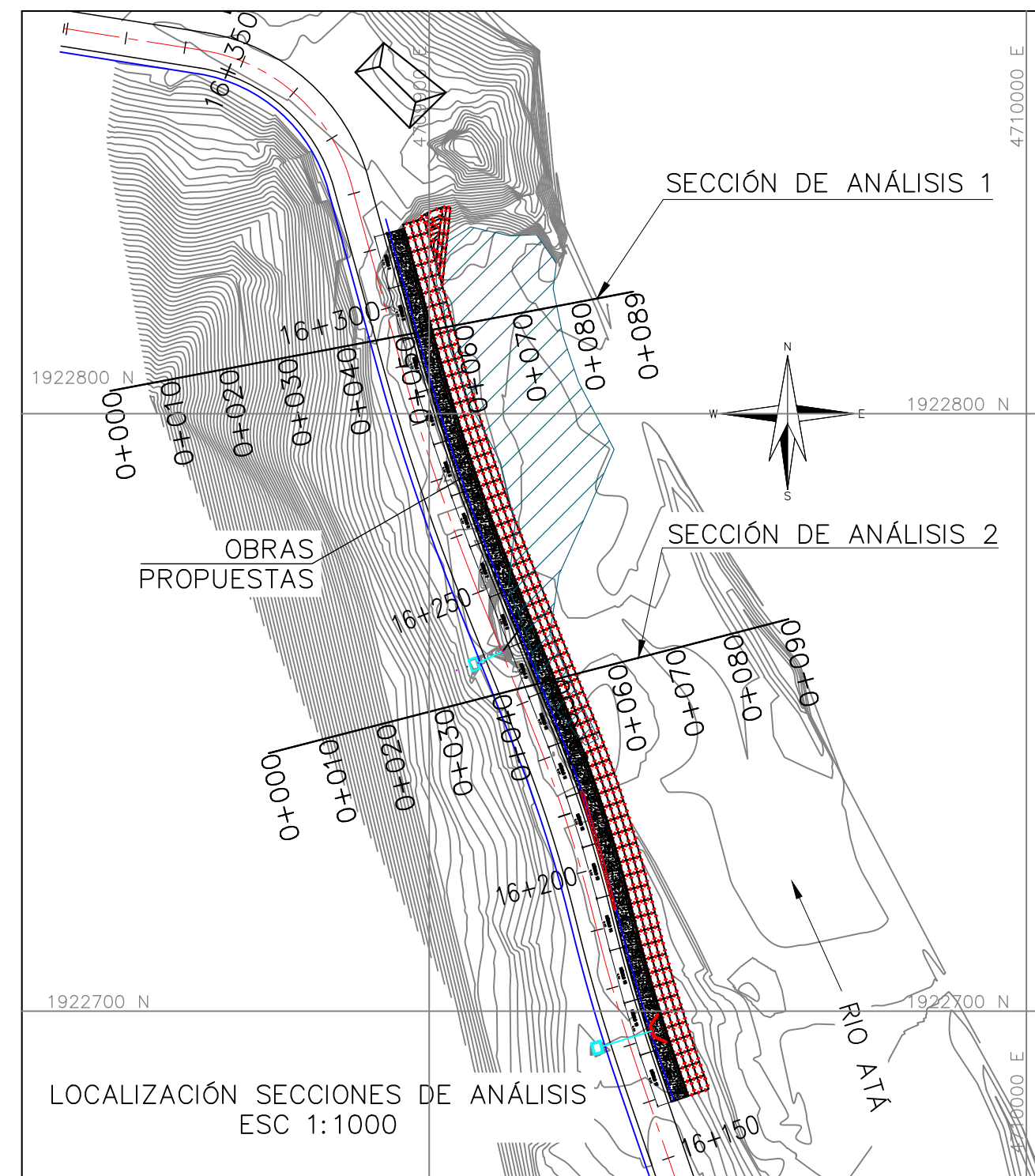
ESC 1:150



ESC 1:150



ESC 1:100



- NOTAS:**
- El estrato de cimentación corresponderá al nivel de arcillolitas y/o limolitas de la formación Guadanday de tonalidades rojizas a violáceas, en caso de no encontrarse suelo de fundación las pilas deberán tener una longitud de 8m como mínimo en material aluvial.
 - No se construirán cimientos sobre tuberías preexistentes, para lo cual se recomienda sean retiradas y relocalizadas.
 - Para la ejecución de los caissons se recomienda el siguiente orden constructivo:
Etapas 1-Desmonte, limpieza y rocería: Esta actividad deberá adelantarse para despejar el área dispuesta para la construcción de las obras proyectadas, se debe verificar el retiro y relocalización de los individuos arbóreos que se localicen en la obra.
Etapas 2-Localización y replanteo de las obras: Esta actividad deberá adelantarse de acuerdo con lo ilustrado en los planos de detalle, por lo que se recomiendan sistemas de precisión que permitan fijar adecuadamente los puntos de referencia necesarios para la construcción de los elementos de contención y drenaje propuestos.
Etapas 3-Excavación y verificación del nivel de cimentación: actividad realizada bajo los parámetros de protección temporal superficial como malla, pañete y obras de conducción de los flujos de escorrentía. Se verificará el nivel de la cimentación indicado en los planos y se retirarán todos los ductos, desagües y raíces por debajo de la proyección de estos niveles. Se debe garantizar el retiro total de cualquier tipo de escombros o material con contenido orgánico, en caso de encontrar dicha condición se deberá sobre excavar dicho material y plantear la nivelación de la superficie del terreno mediante la implementación de rellenos en concreto ciclópeo o material seleccionado hasta obtener una superficie nivelada, actividad que será completada con la implementación de un concreto de limpieza que mejore el comportamiento y durabilidad de la zarpa del muro en la zona de contacto con el terreno.
Etapas 3A- Construcción de elementos de transferencia: para los casos en que se requiera emplear cimentación profunda mediante elementos de transferencia se recomienda emplear el sistema constructivo de pozo de cimentación "pila excavada a mano", el proceso constructivo se resume en los siguientes pasos:
*Localización geométrica y trazado del elemento en planta.
*Excavación del primer segmento, esta excavación contemplará el diámetro del elemento más el anillo de confinamiento y protección de la excavación, se debe tener especial cuidado en conservar la forma de las paredes para no generar sobre excavaciones importantes.
*Vaciado anillo inicial, se deberá instalar el encofrado que permita confinar el vaciado del concreto, previa instalación del acero de refuerzo, que en ningún caso deberá suprimirse, incluso deberá propender por dar continuidad entre anillos.
*Instalación del sistema de transporte vertical y evacuación, se debe proveer de un sistema que permita el transporte y evacuación del personal, equipos, herramientas y retiro del material excavado.
*Se deben implementar medidas de control de la posición y verticalidad del elemento durante su excavación.
*Se debe verificar las condiciones de estabilidad de las paredes de la excavación para poder proceder con la excavación sucesiva de los anillos hasta la profundidad indicada, de manera tal que se garantice la seguridad del personal y las condiciones indicadas en los planos; se deben planear sistemas de ventilación en las excavaciones.
*Se procederá sistemáticamente con los etapas indicadas anteriormente hasta alcanzar la profundidad recomendada en los cimientos.
*Posteriormente se instalará la armadura de refuerzo teniendo en cuenta los cuidados básicos como, instalación de espaciadores, amarrado de la armadura en profundidad y continuidad del acero de refuerzo según lo indicado en los planos de detalle.
*Finalmente se procede con el vaciado del concreto, garantizando la continuidad del elemento empleando procedimientos que eviten la segregación de la mezcla en la colocación, se curará y protegerá en los siete días secuentes y se evitará realizar procedimientos en el área de trabajo adyacente por lo menos en las 12 horas siguientes a la finalización de la fundición; por último se deberán realizar procedimientos de curado del concreto en las superficies expuestas transitoriamente.
*Luego de finalizado se recomienda realizar la suspensión de los descoles de las alcantarillas que descargan sus aguas sobre los depósitos dispuestos en el talud inferior de la proyección de la zona de inestabilidad, en cuyo caso se deberá desplazar sus descargos a las alcantarillas adyacentes, mediante canales revestidos en concreto hasta un punto posterior al cambio de pendiente topográfica.
 - Se dejarán juntas de construcción por cada módulo, dejando la junta en el vástago, la base se puede vaciar continua.
 - La profundidad final de cimentación y los niveles de los caissons serán determinados en el terreno con base en los hallazgos durante las excavaciones y deberán ser ensayados y aprobados por el geotecnista, geotecnólogo o personal técnico de la obra.
 - Se recomienda que las excavaciones se desarrollen por módulos, evitando el desconfinamiento de la vía en grandes longitudes. Para ello se plantea acometer las excavaciones en los módulos extremos y posteriormente los intermedios.
 - Las excavaciones de los caissons se deben hacer de manera intercalada, evitando excavaciones contiguas. Se deben fundir los caissons intercalados antes de iniciar las excavaciones de los intermedios.
 - La excavación temporal deberá ir escalonada como lo muestra las secciones, y deberá ser protegida con chapeado de lechada y mantenida abierta el menor tiempo posible. Para proteger la excavación se deberá implementar concreto chapeado.
 - Suspender el desagüe de los descoles que aportan flujos directos al talud inferior de la vía.



CONSORCIO VIAS
Y EQUIPOS
TOLIMA SUR 2023

OBJETO:
CONTRATAR EL MEJORAMIENTO
DE LA VÍA ATACO-PLANADAS EN
EL DEPARTAMENTO DEL TOLIMA

DIRECTOR CONSTRUCTORA:
ING. ORLANDO CAMARGO RUIZ
ESPECIALISTA CONSTRUCTORA:
ING. GERARDO RODRIGUEZ ROMERO
ESPECIALISTA EN GEOTECNIA
MAT. 2502-15384 GND

DIRECTOR INTERVENTORIA:
ESPECIALISTA INTERVENTORIA:

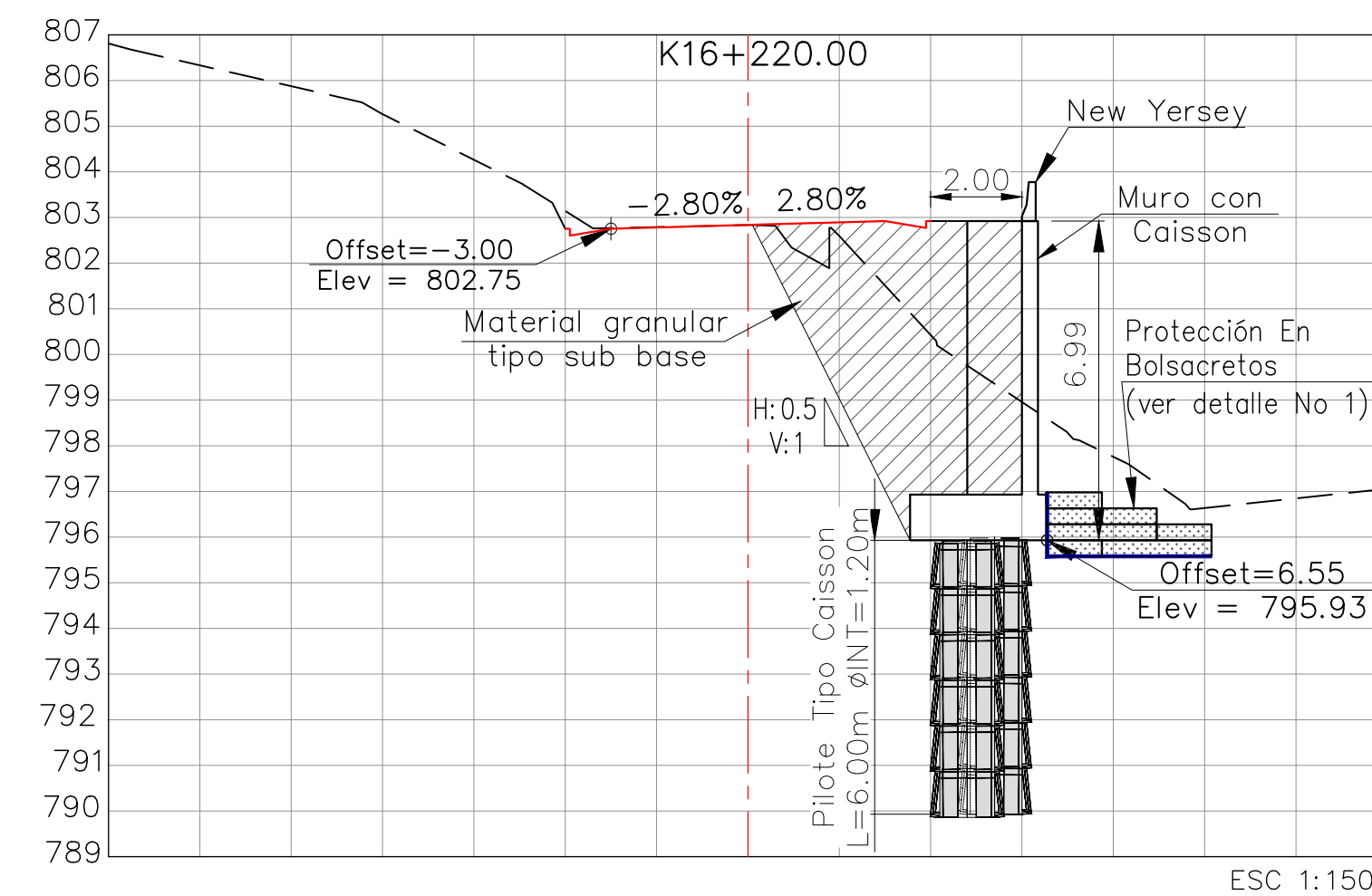
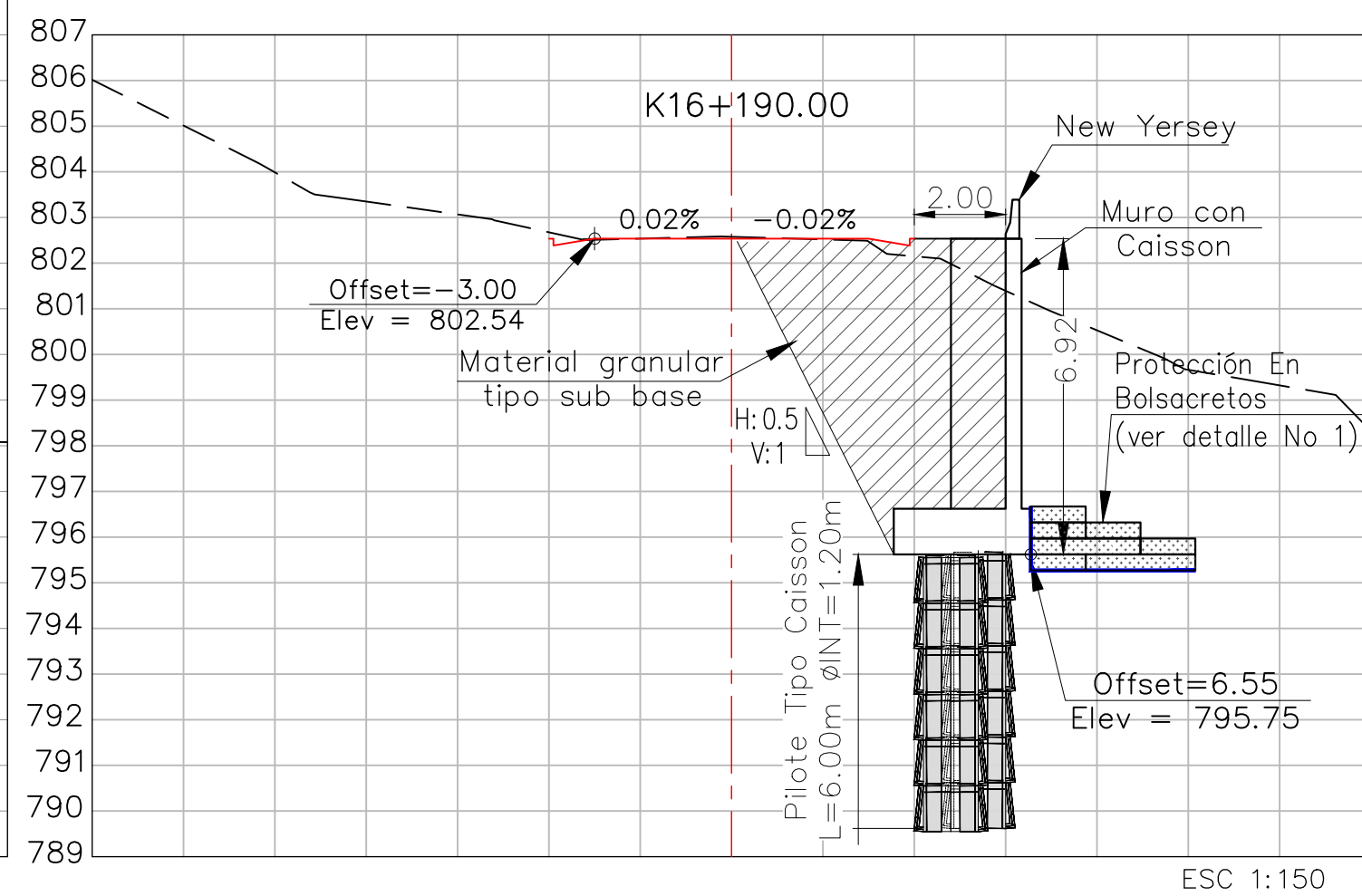
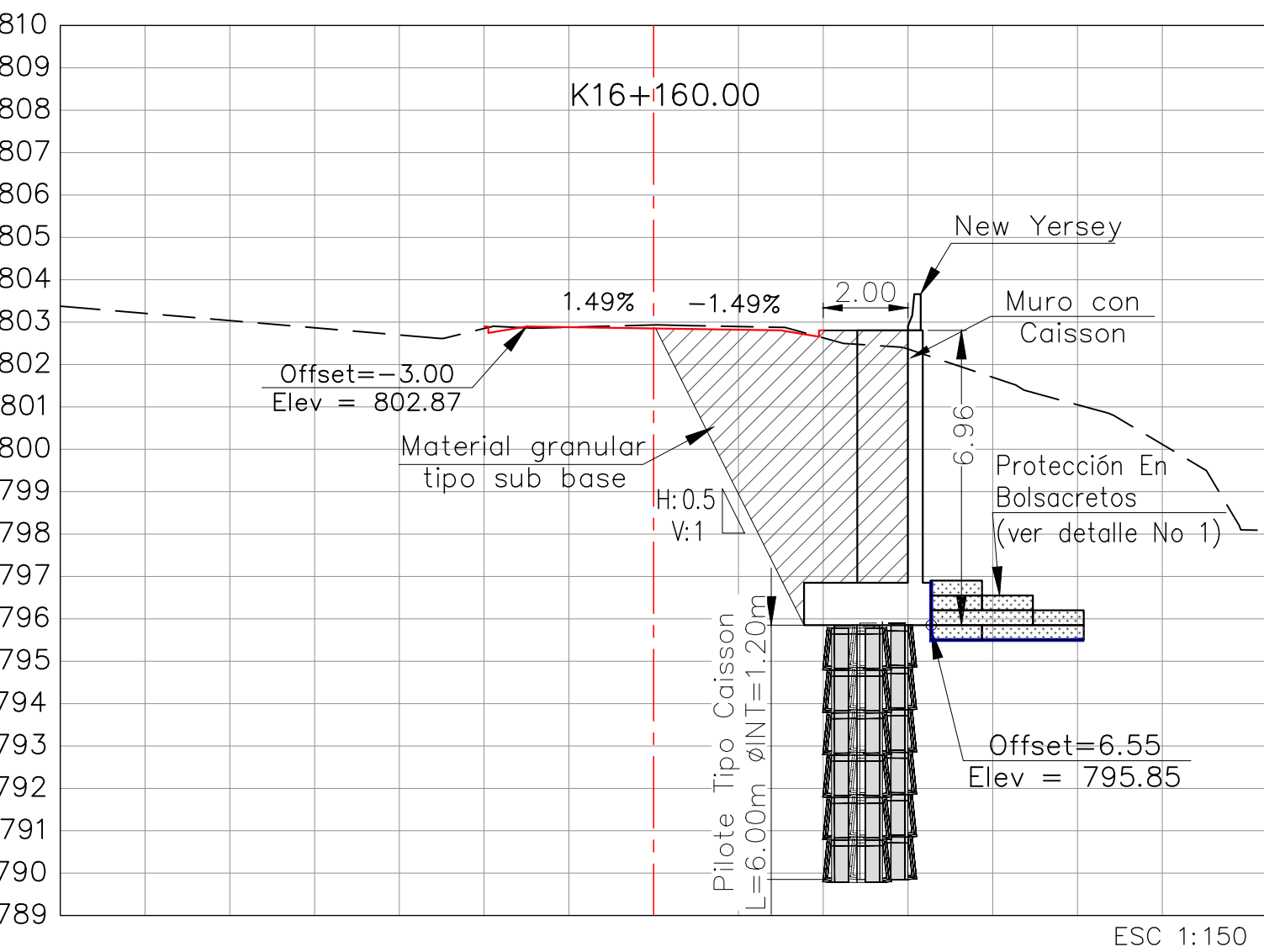
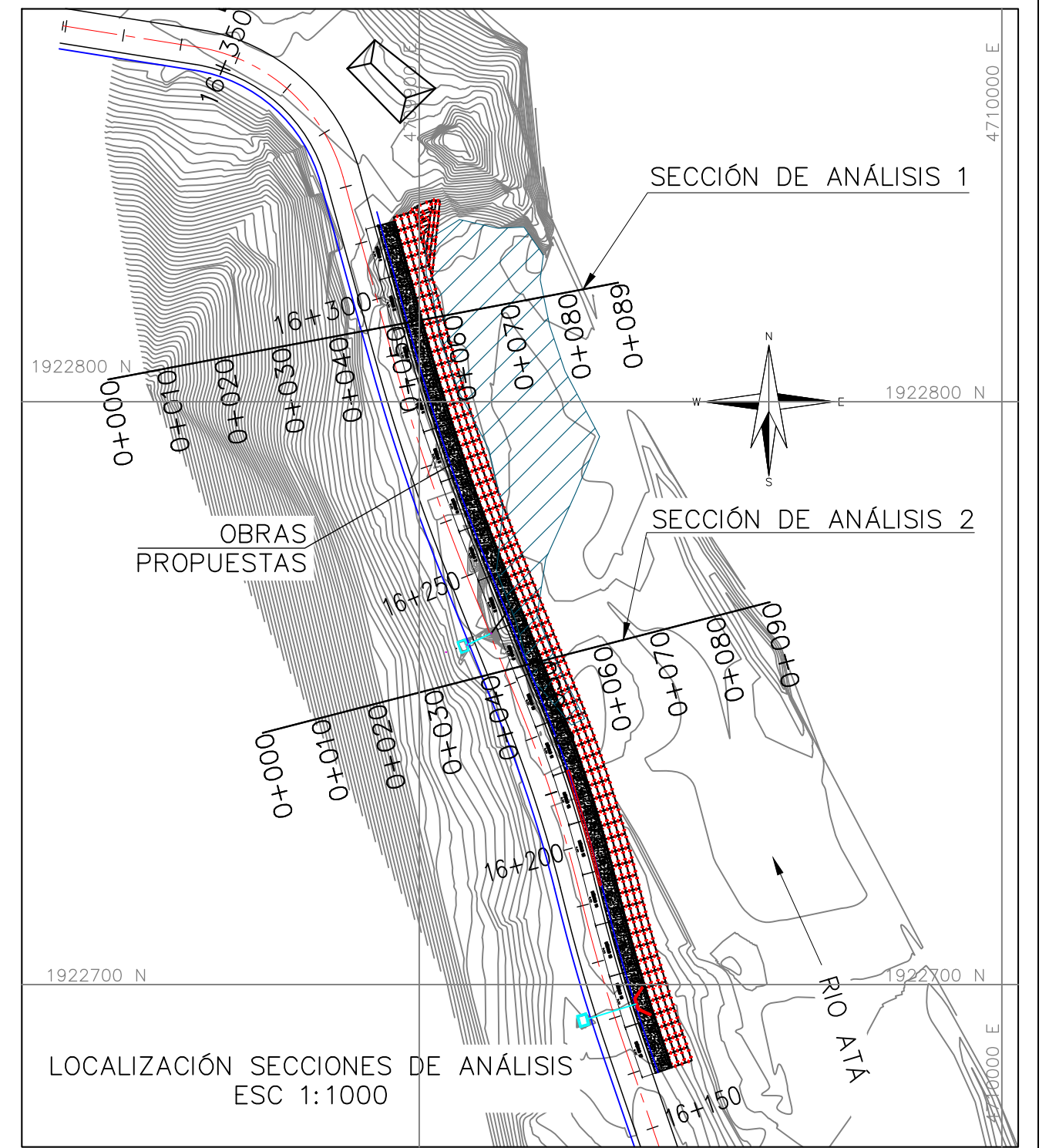
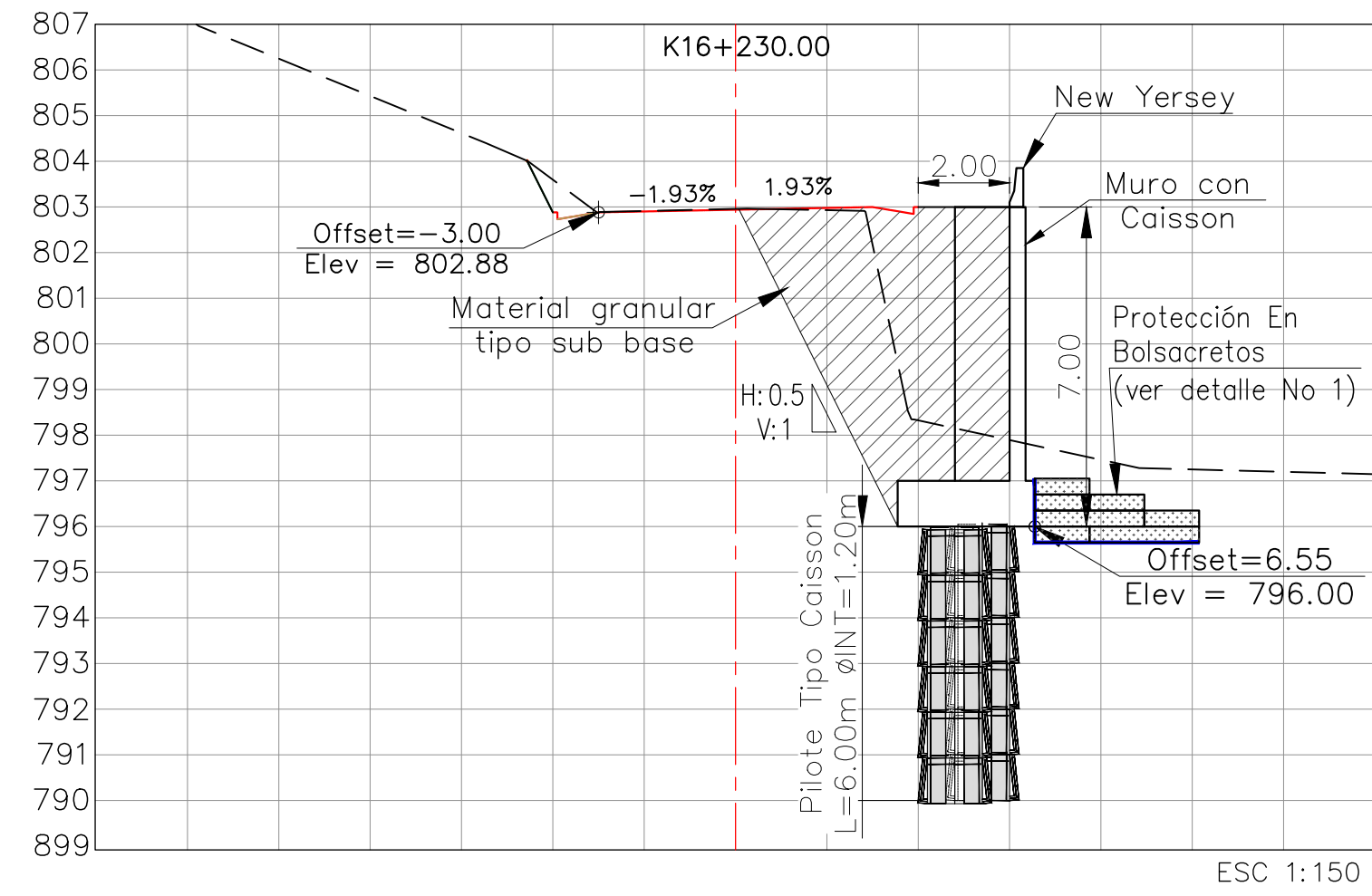
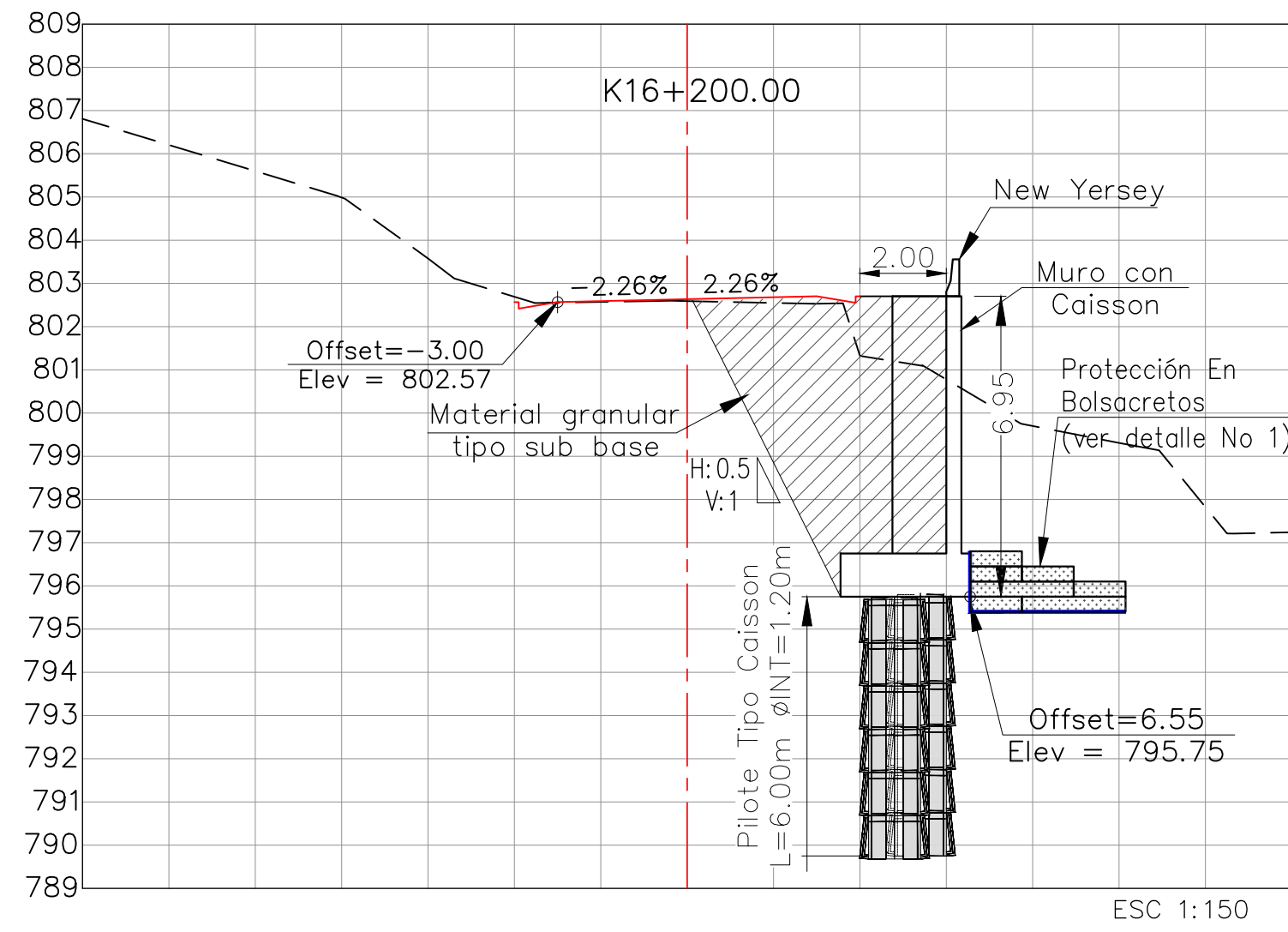
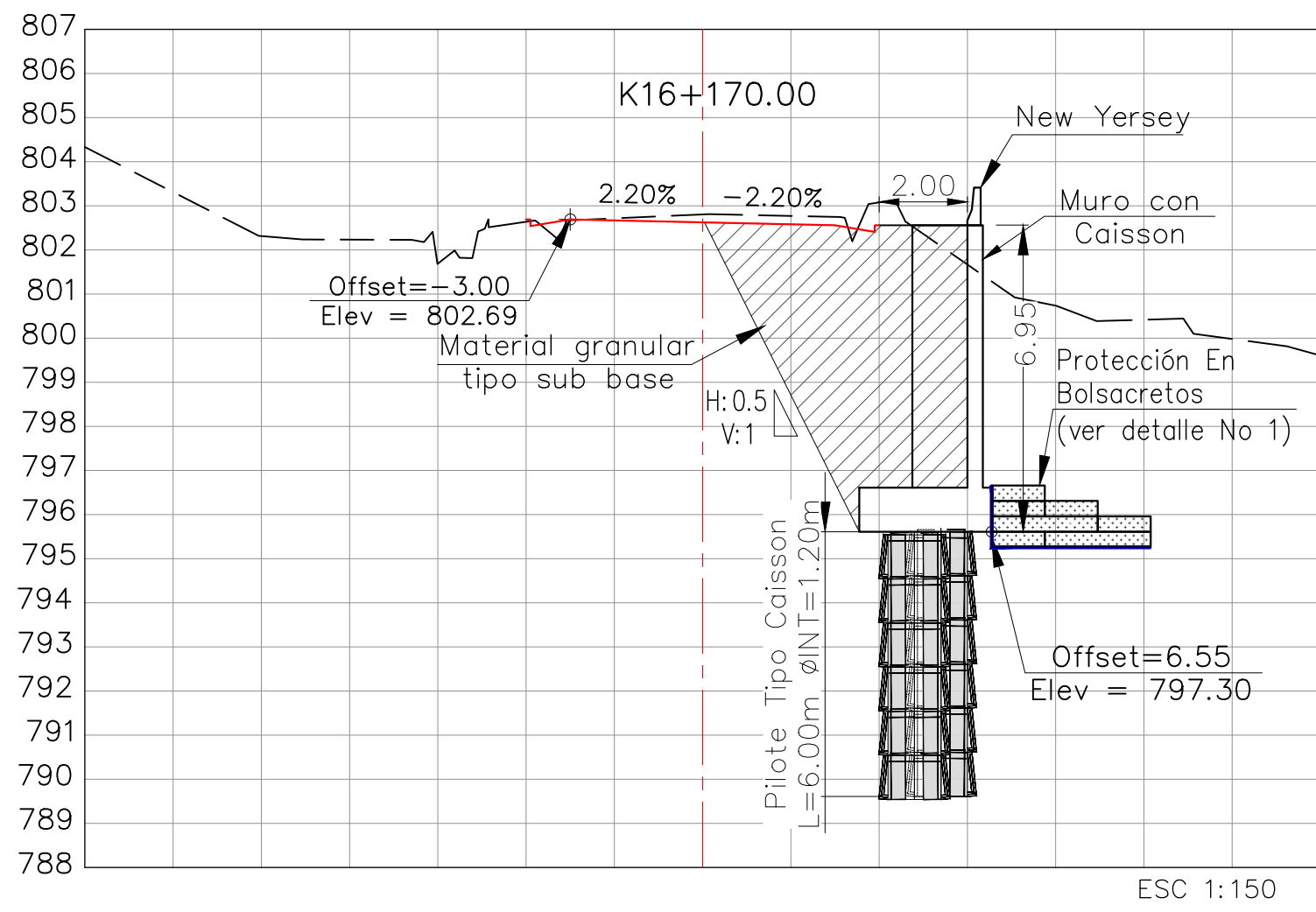
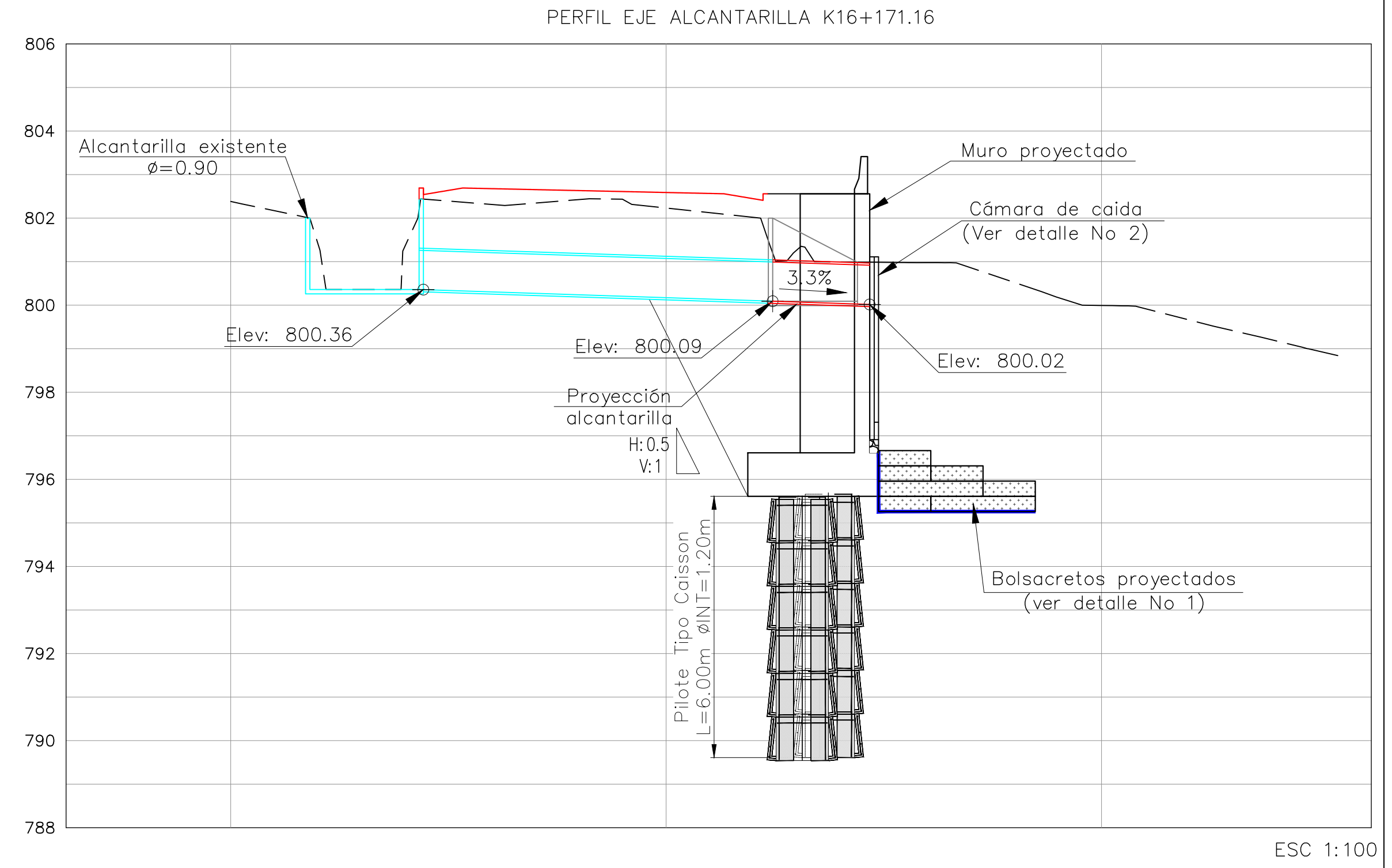
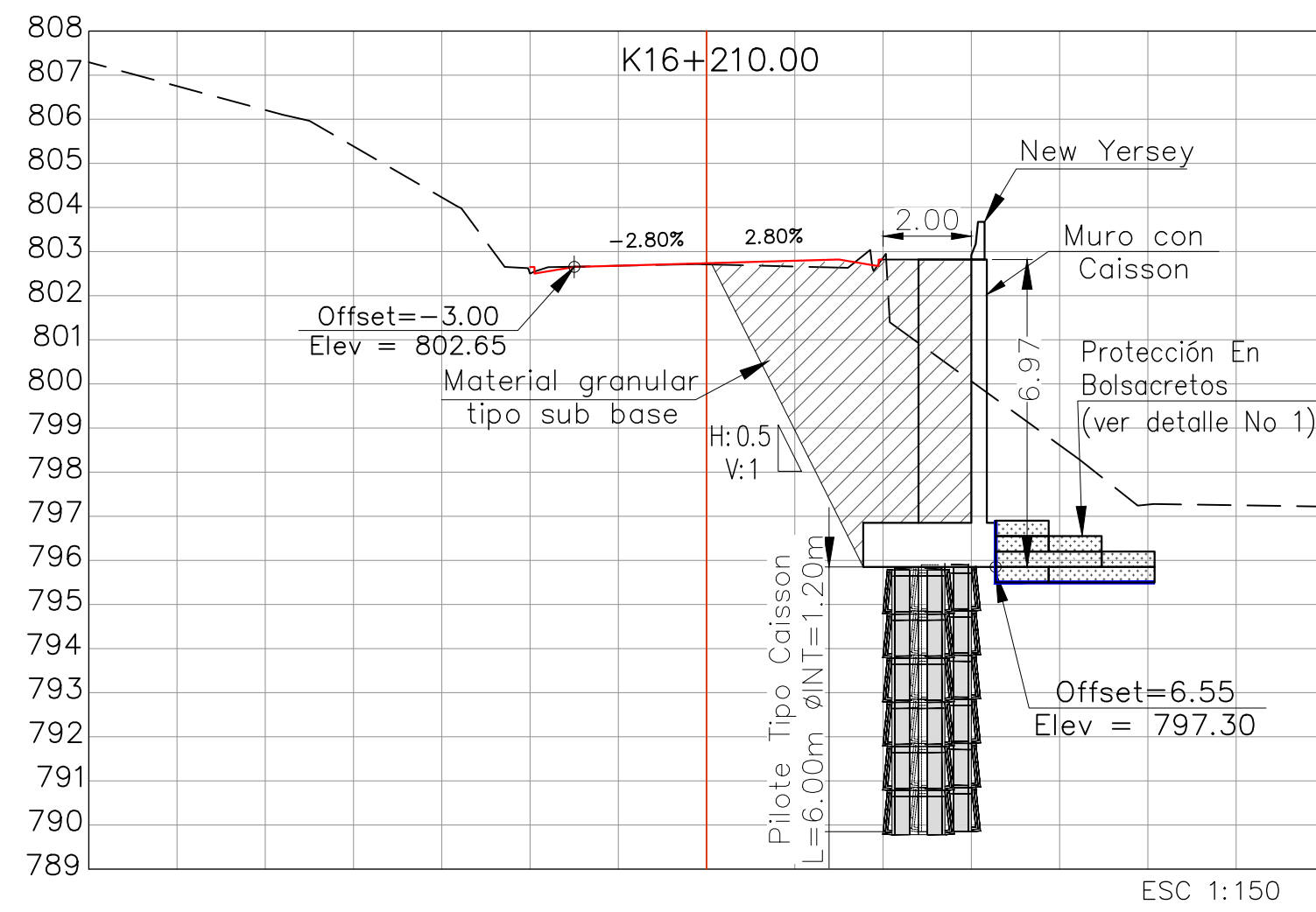
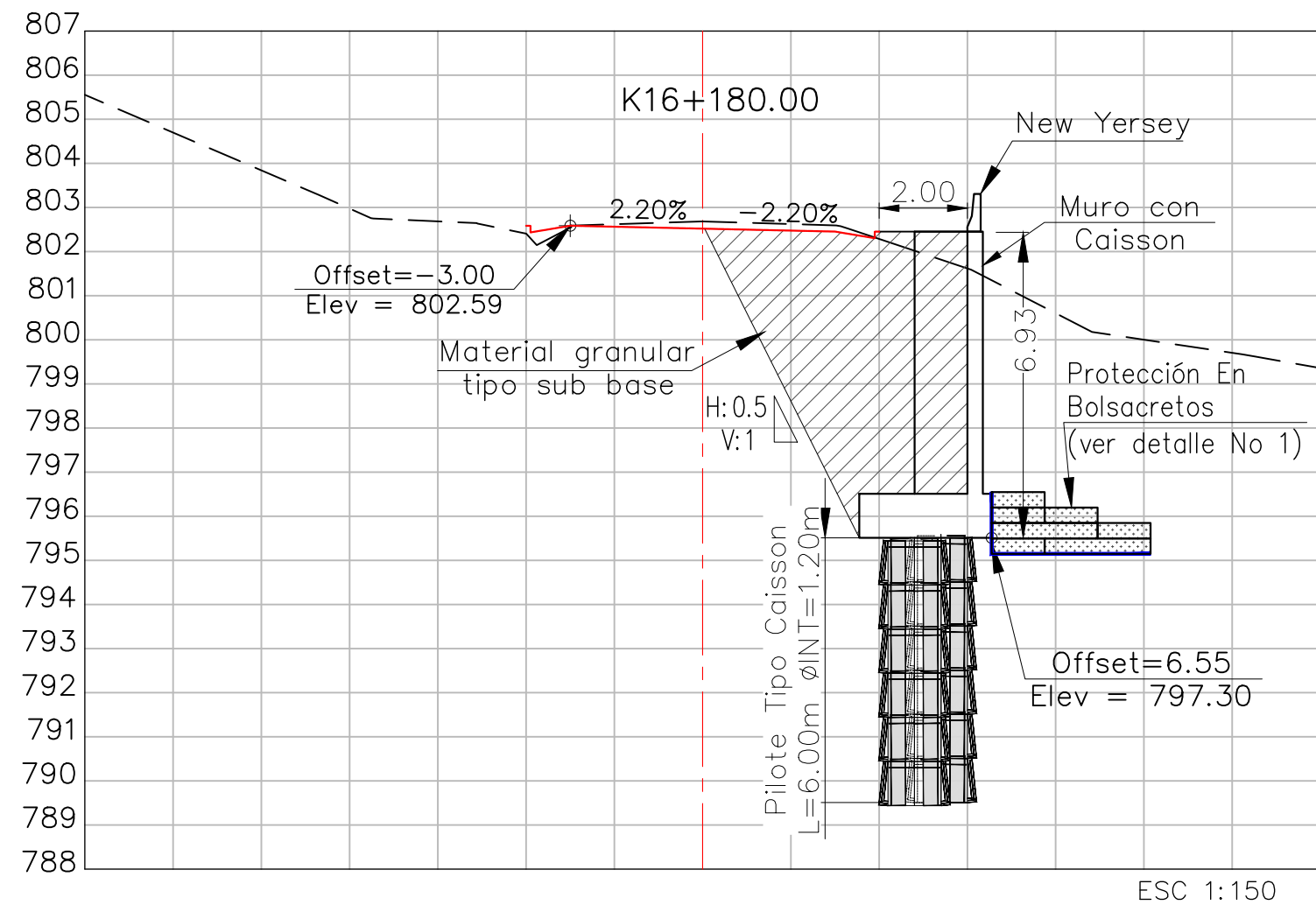
FECHA	MODIFICACIONES Y REVISIONES	
	MODIFICACIÓN	NOMBRE ING. RESPONSABLE
JUNIO 2022	VERSIÓN INICIAL	

TRAMO:
K16+240 - K16+310

CONTIENE:
SECCIONES MURO Y
BOLSACRETOS
CAÑOFISTO K16+250
SOBRE RIO ATÁ

ESCALA:
INDICADA
ARCHIVO:
Implantación muro
Cañofisto.dwg

FECHA:
JUNIO 2022
PLANO:
3/5
REV:
V-1



OBJETO:
CONTRATAR EL MEJORAMIENTO DE LA VÍA ATACO-PLANADAS EN EL DEPARTAMENTO DEL TOLIMA

DIRECTOR CONSTRUCTORA:
ING. ORLANDO CAMARGO RUIZ
ESPECIALISTA CONSTRUCTORA:
ING. GERARDO RODRIGUEZ ROMERO
ESPECIALISTA EN GEOTECNIA
MAT. 25002-150394 GND

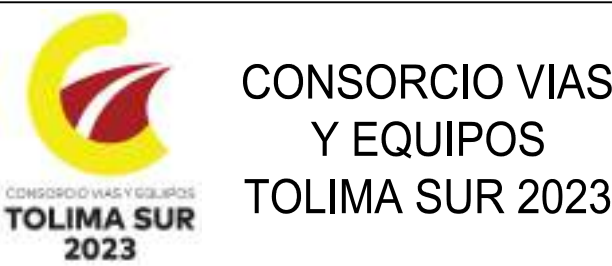
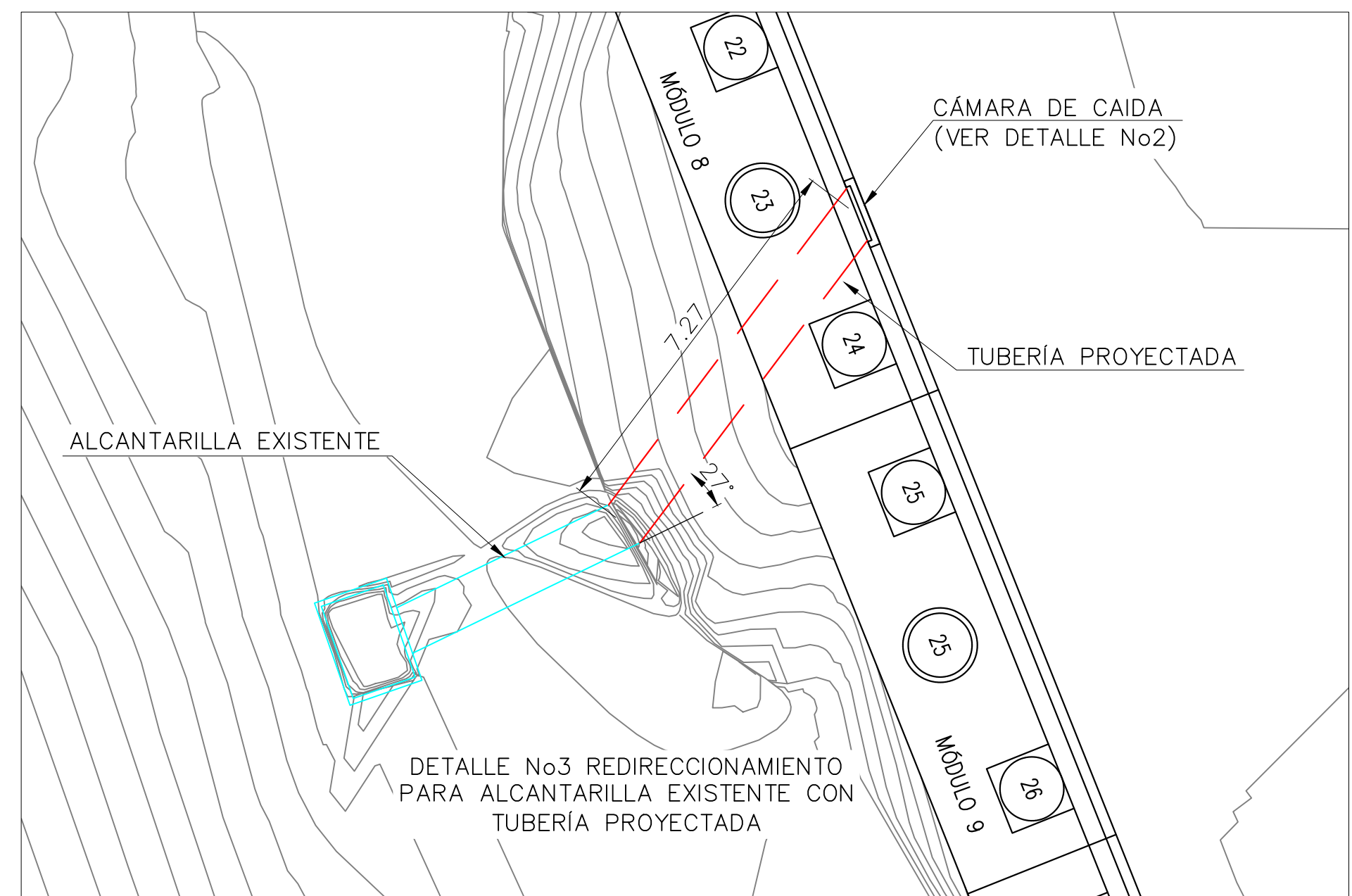
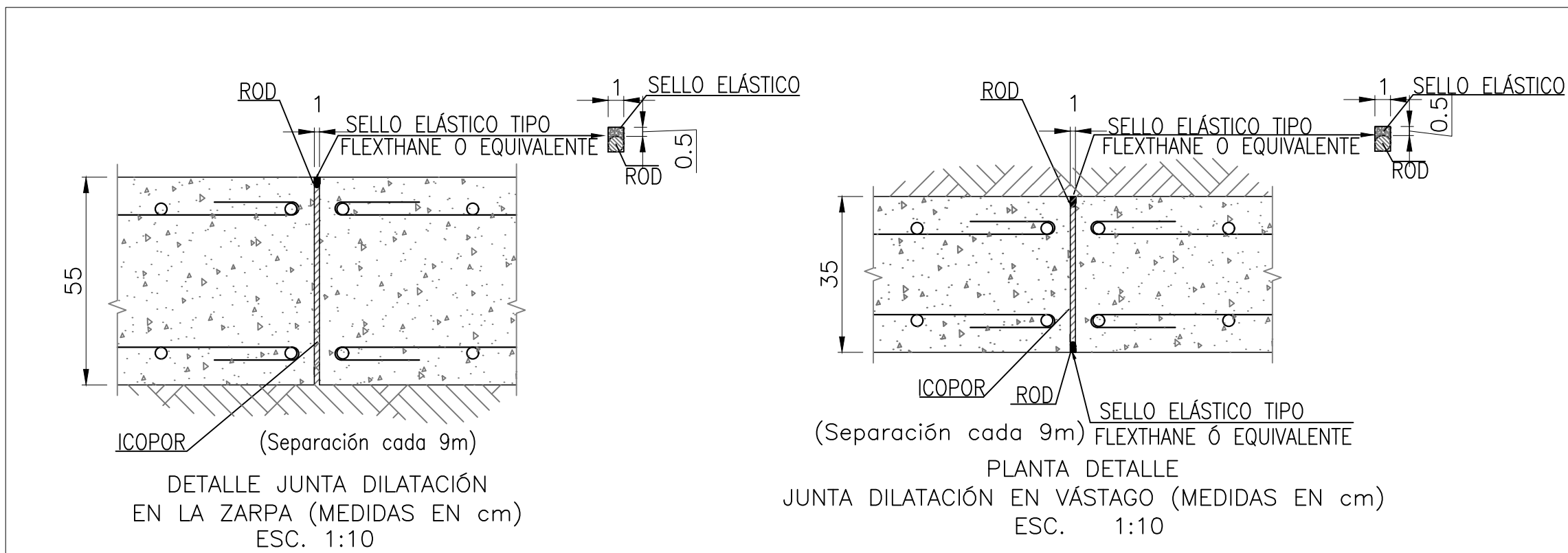
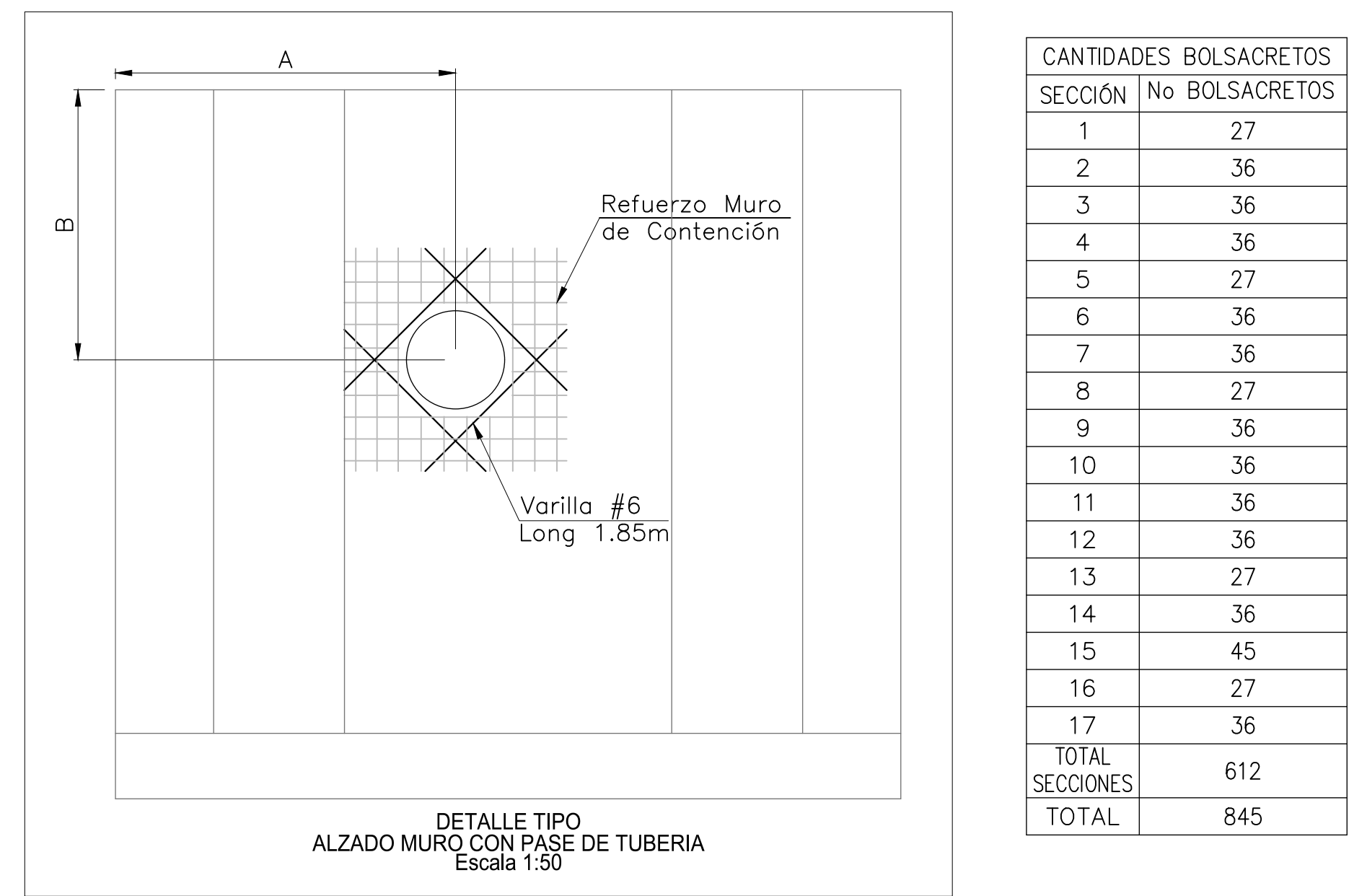
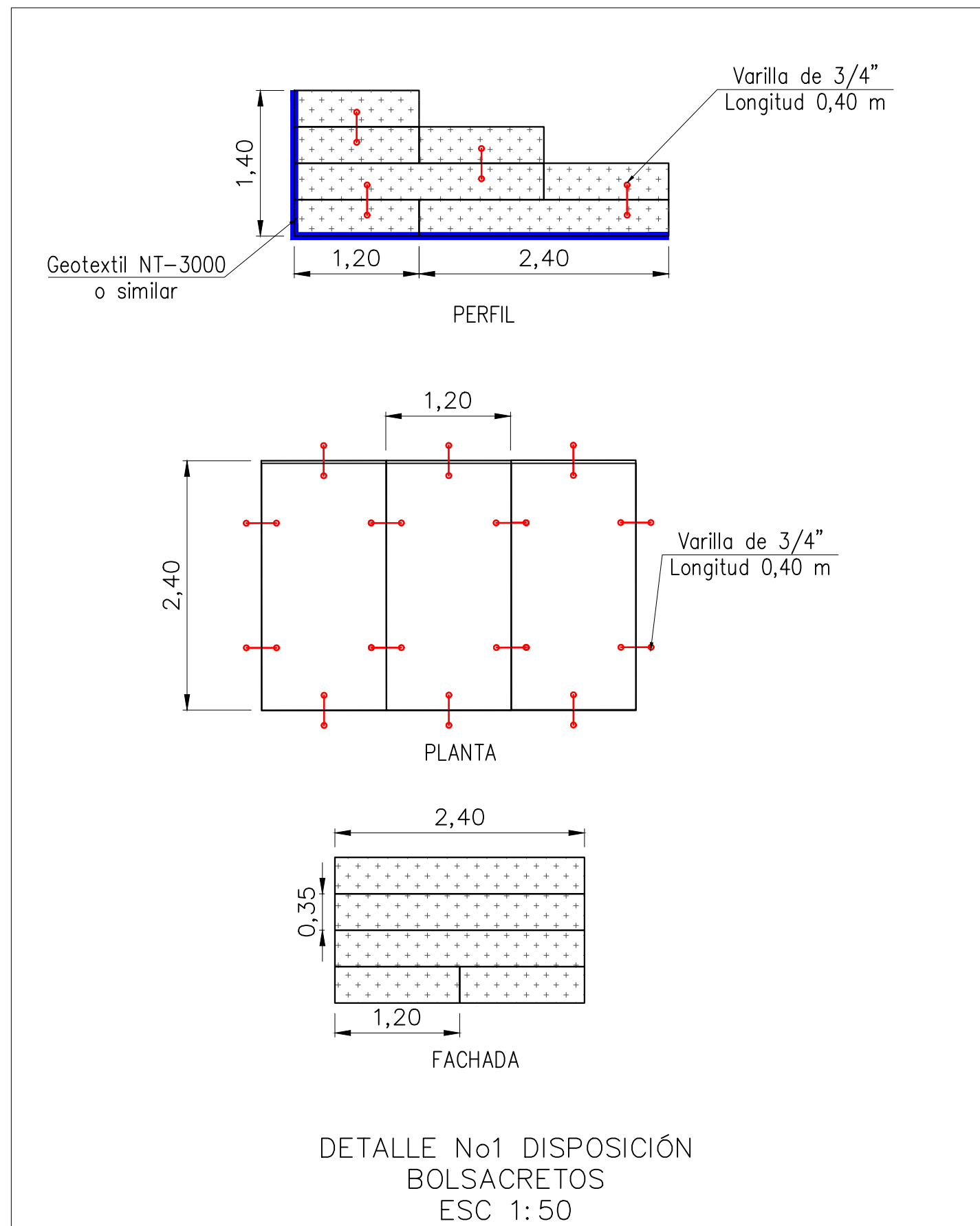
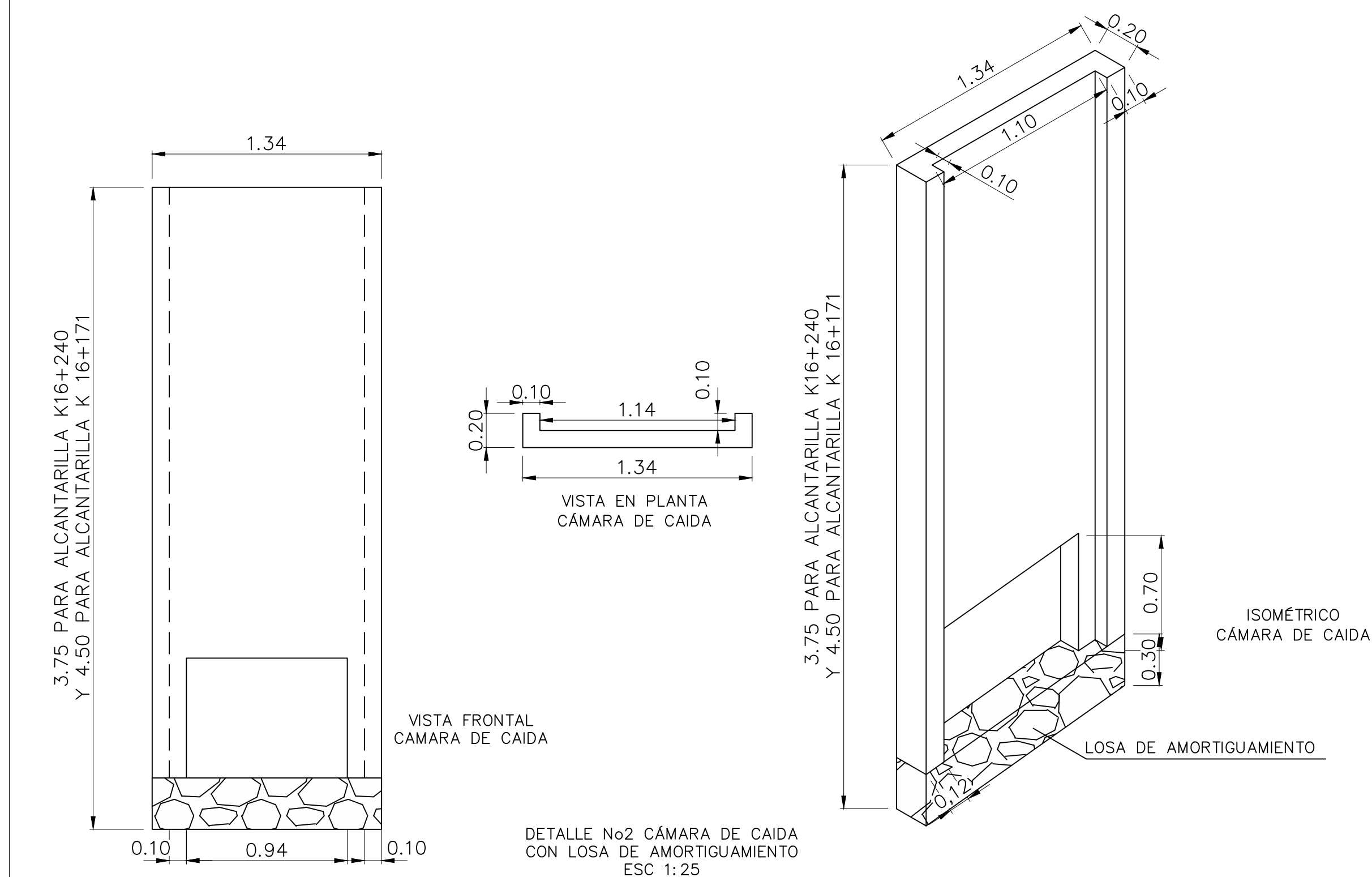
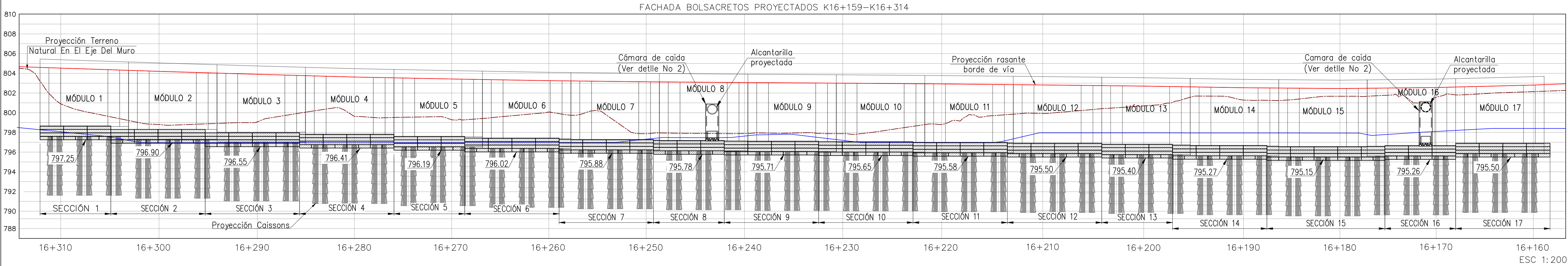
DIRECTOR INTERVENTORIA:
ESPECIALISTA INTERVENTORIA:

MODIFICACIONES Y REVISIONES		
FECHA	MODIFICACION	NOMBRE ING. RESPONSABLE
JUNIO 2022	VERSIÓN INICIAL	

TRAMO:
K16+160 - K16+230

CONTIENE:
SECCIONES MURO Y BOLSACRETOS CAÑOFISTO K16+250 SOBRE RIO ATÁ

ESCALA:
INDICADA
FECHA:
JUNIO 2022
ARCHIVO:
Implantación muro Cañofisto.dwg
PLANO:
4/5
REV:
V-1



OBJETO:

CONTRATAR EL MEJORAMIENTO DE LA VÍA ATACO-PLANADAS EN EL DEPARTAMENTO DEL TOLIMA

DIRECTOR CONSTRUCTORA:

ING. ORLANDO CAMARGO RUIZ

ESPECIALISTA CONSTRUCTORA:

ING. GERARDO RODRIGUEZ ROMERO
ESPECIALISTA EN GEOTECNIA
MAT. 25002-150394 GND

DIRECTOR INTERVENTORIA:

ESPECIALISTA INTERVENTORIA:

MODIFICACIONES Y REVISIONES		
FECHA	MODIFICACIÓN	NOMBRE ING. RESPONSABLE
JUNIO/2022	VERSIÓN INICIAL	

TRAMO:

CAÑOFISTO

CONTIENE:

DETALLES MURO Y BOLSACRETOS CAÑOFISTO K16+250 SOBRE RIO ATÁ

ESCALA:

INDICADA

ARCHIVO:

Implantación muro Cañofisto.dwg

FECHA:

JUNIO 2022

PLANO:

5/5

REV.

V-1