



ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA EL DISEÑO DEL PUENTE LOCALIZADO EN EL SECTOR K38+800

INFORME GEOTÉCNICO - VERSIÓN 3

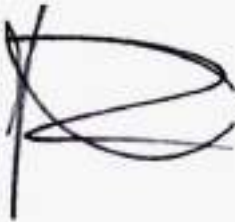
CONTRATO DE OBRA -2096-2022



INVIAS
INSTITUTO NACIONAL DE VIAS

FEBRERO DE 2024

Aprobaciones

ESPECIALISTA CONSTRUCTORA	DIRECTOR CONSTRUCTORA
	
JOSÉ MANUEL ÁLVAREZ ESPECIALISTA EN GEOTECNIA MAT. No 25202- 37165 CND	JHON JAIRO MORALES DIRECTOR DE OBRA MAT No. 70202-089613 TLM

Control de Cambios

VERSIÓN	FECHA	OBSERVACIONES
V0	08/2022	Informe inicial
V1	18/10/2023	Actualización informe
V2	30/01/2024	Atención de observaciones Interv.
V3	21/02/2024	Atención de observaciones Interv. Oficio No. 20240220310618123

TABLA DE CONTENIDO

1	INTRODUCCIÓN	6
1.1	OBJETIVOS	6
2	LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	7
2.1	ANTECEDENTES	8
3	DIAGNÓSTICO	9
3.1	ALTERNATIVA SOLUCIÓN	11
4	GEOLOGÍA	12
4.1	OBJETIVO GENERAL	12
4.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	12
4.3	ALCANCE	12
4.4	METODOLOGÍA	12
4.4.1	REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA	13
4.4.2	ESTUDIOS DE CAMPO	13
4.4.3	CARTOGRAFÍA GEOLÓGICA Y GEOMORFOLÓGICA	13
4.4.4	LEVANTAMIENTO DE COLUMNA ESTRATIGRÁFICA	13
4.4.5	DESCRIPCIÓN GEOMORFOLÓGICA Y MORFODINÁMICA	14
4.4.6	CAPÍTULO DE GEOLOGÍA	14
4.5	GEOLOGÍA REGIONAL Y OBSERVACIONES DE CAMPO	14
5	CONSIDERACIONES DE DISEÑO	22
5.1	CARACTERIZACIÓN SÍSMICA	22
5.2	EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO	23
5.3	ENSAYOS DE LABORATORIO	25
5.4	PERFIL ESTRATIGRÁFICO PROMEDIO – MODELO GEOLÓGICO GEOTÉCNICO	26
5.5	CONDICIONES ESPECIALES DEL SUBSUELO	30
5.5.1	SUELOS EXPANSIVOS	30
5.5.2	SUELOS COLAPSABLES	31
5.5.3	SUELOS LICUABLES	32
5.6	NIVEL FREÁTICO	33
5.7	SOCAVACIÓN	33
6	DISEÑO GEOTÉCNICO	36

6.1	PARÁMETROS DE DISEÑO	36
6.2	PARÁMETROS DE RESISTENCIA EN ROCAS	38
6.3	CAPACIDAD DE CARGA PARA CIMIENTOS PROFUNDOS	41
6.4	DETERMINACIÓN DE PRESIONES DE TIERRA PARA LAS ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN	50
6.5	CORTES TEMPORALES	51
7	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	53
8	CANTIDADES DE OBRA	55
9	LIMITACIONES	56
10	ANEXOS	56
	ANEXO 1. EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO	57
	ANEXO 2. MEMORIAS DE CÁLCULO	58
	ANEXO 3. PLANOS Y FIGURAS	59

ÍNDICE DE IMÁGENES

Imagen 1. Castilla – Coyaima - Ataco	7
Imagen 2. Localización Puente K38+800.	10
Imagen 3. Mapa Geológico del sector K38+800. Fuente: modificado de Plancha 301 Planadas, SGC.	15
Imagen 4. Afloramiento de rocas cristalinas del Batolito de Ibagué en cercanías a la abscisa 22+700 vía Ataco - Planadas. Fuente: Modificado de Google Earth (2022).	16
Imagen 5. Afloramiento de rocas de la Formación Gualanday Inferior, vía Ataco - Planadas.	17
Imagen 6. Afloramiento de rocas de la Formación Gualanday Medio, casco urbano de Santiago Pérez.	18
Imagen 7. Depósitos recientes, Santiago Pérez.	18
Imagen 8. Depósitos Aluviales sobre el sitio K38+800	19
Imagen 9. Depósitos Aluviales muestra 5, sondeo 1.	20
Imagen 10. Arcillolitas rojizas, muestra 13, sondeo 1.	20
Imagen 11. Geomorfología del sitio K38+800	21
Imagen 12. Localización en planta de los sondeos ejecutados sector K38+800	24
Imagen 13. Resumen grafico de las propiedades índice sondeo 1	28
Imagen 14. Resumen grafico de las propiedades índice sondeo 2	29
Imagen 15. modelo geológico – geotécnico sector K38+800	30
Imagen 16. Relación de esfuerzos Críticos e inducidos en el terreno. A) Sondeo 1 y B) Sondeo 2.	33
Imagen 17. Lámina de Agua Para un Periodo de Retorno de 100 Años.	34
Imagen 18. Perfil de Velocidades	36
Imagen 19. Parámetros de roca según el criterio de Hoek-Brown basadas en el software RocLab de Roc Science.	40
Imagen 20. Parámetros de roca según el criterio de Hoek-Brown basadas en el software RocLab de Roc Science.	40
Imagen 21. Capacidad de carga de seguridad caisson sector puente K38+800	45
Imagen 22. Coeficiente de reacción horizontal (Kh) K38+300	46
Imagen 23. Capacidad de carga de seguridad caisson tramos K38+300– estado límite de evento extremo	47
Imagen 24. Capacidad de carga Lateral de seguridad para la geometría del caisson seleccionado	49
Imagen 25. Resistencia a la Tracción para el caisson seleccionado	50
Imagen 26. Implantación del puente, cortes temporales.	52
Imagen 27. Implantación del puente, cortes temporales.	52

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Condiciones sísmicas del Proyecto.....	22
Tabla 2. Localización de sondeos	23
Tabla 3. Resumen ensayos de laboratorio sondeos 1 y 2	26
Tabla 4. Método para la identificación de suelos potencialmente expansivos (Reese y O'Neill, 1989)	31
Tabla 5. Resultados de clasificación de suelos	31
Tabla 6. Niveles de Socavación	35
Tabla 7. Parámetros Hidráulicos Aguas Arriba y Aguas Abajo del Puente	36
Tabla 8. Corrección de N - Número de golpes promedio del ensayo de penetración estándar (SPT), estrato 1, sondeo 1 y 2.....	37
Tabla 9. Correlación N vs. Peso Unitario (fuente: Design of Sheet Pile Walls, U. S. Army Corps of Engineers, Table 3-1 Granular Soil Properties).....	37
Tabla 10. Constantes elásticas de diferentes suelos modificadas de acuerdo con el U.S.Department of the Navy (1982) y Bowles (1988) (fuente: Manual de Cimentaciones del Invias)	38
Tabla 11. Obtención de la resistencia a la compresión a partir de ensayos de laboratorio.....	39
Tabla 12. Parámetros de diseño seleccionados sector K38+800 - Puente	41
Tabla 13. Resistencia Axial de pilotes	42

Tabla 14. Resistencia carga lateral.....	43
Tabla 15. Resistencia a la tracción de pilotes.....	43
Tabla 16. Factor de reducción por efecto de grupo	44
Tabla 17. Capacidad de carga de seguridad para los caisson sector Puente K38+800.....	44
Tabla 18. Factor de resistencia	47
Tabla 19. Capacidad de carga de seguridad para los caisson K38+300 – Puente, estado límite de evento extremo .	47
Tabla 20. Capacidad de carga Lateral de seguridad para la geometría del caisson seleccionado.....	48
Tabla 21. Resistencia a la Tracción	49
Tabla 22. Coeficiente de presión activa, coeficiente de presión en reposo y Mononobe Okabe	51
Tabla 23 Especificaciones técnicas	55
Tabla 24. Cantidades de obra Puente K38 (Geotecnia).....	55

ÍNDICE DE FOTOGRAFÍAS

Fotografía 1. Panorámica general del pontón localizado en el sector K38+300	8
Fotografía 2. Detalle de los estribos Izquierdo y Derecho del pontón localizado en el sector K38+300.....	10
Fotografía 3. Detalle del cauce de la Qda en el sector K38+300 aguas abajo del puente existente.....	11
Fotografía 4 y 5. Exploración de subsuelo sondeo 1 sector Pontón K38+300.....	24
Fotografía 6 y 7. Exploración de subsuelo sondeo 2 sector Pontón K38+300.....	25
Fotografía 8 y 9. Materiales de depósito característicos del estrato 1	26
Fotografía 10 y 11. Materiales característicos del estrato 2	27
Fotografía 12 y 13. Fractura y condición de las superficies de fractura de los materiales identificados.....	39

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

Se ha determinado como objetivo general el diseño de fundaciones para el nuevo puente localizado en la abscisa K38+800 de la vía Ataco-Planadas, y la realización del análisis geotécnico de las obras necesarias para garantizar la estabilidad en la zona y el paso seguro de los vehículos y usuarios de la vía.

Para dar cumplimiento al objetivo principal se requiere establecer los siguientes alcances:

- Visita técnica de reconocimiento a la zona del proyecto por parte de los especialistas en geotecnia y geología.
- Realización e interpretación del programa de exploración del subsuelo, que permita la caracterización física y mecánica de los materiales que conforman el perfil estratigráfico de la zona en estudio.
- Planteamiento del modelo geológico-geotécnico de análisis, con base en la topografía del sector en estudio y en los parámetros geomecánicos derivados de la evaluación de la etapa de exploración del subsuelo.
- Determinar el nivel de fundación para las estructuras proyectadas de acuerdo con las con las propiedades físicas y mecánicas del material que lo constituye, con el fin de establecer la resistencia del sistema de cimentación.
- Efectuar análisis de resistencia, deformabilidad y estabilidad, de acuerdo a los materiales reportados durante la etapa de exploración del subsuelo 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 diseño geométrico y niveles aprobados para la rasante de la vía, con la menor afectación predial.

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.

Imagen 1. Castilla – Coyaima - Ataco



Fuente: Instituto Nacional de Vías (INVIAS)

En el sector objeto de estudio se encuentra localizado en la abscisa K38+800 de la vía Ataco – Planadas, en la que se observa un pontón de aproximadamente 8m de longitud en regulares condiciones, esta estructura permite el paso y la comunicación entre las poblaciones de Ataco y Santiago Pérez, sin embargo dicha estructura se encuentra deteriorada la cual ha perdido parte del tablero en la parte inferior quedando expuesta la parrilla que conforma dicha estructura, a su vez los estribos presentan socavación por la acción que ejerce la quebrada sobre ellos.

Por otra parte, los taludes adyacentes a la estructura se encuentran estables, exhiben vegetación espesa hacia aguas arriba, mientras que aguas abajo la vegetación es escasa presentando pastos los cuales son utilizados para el pastoreo.

En las fotografías a continuación se muestra la panorámica general de la zona y del estado actual del pontón y de su entorno en general.



Fotografía 1. Panorámica general del pontón localizado en el sector K38+300

Fuente: Elaboración propia.

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:

- Municipio Ataco, entre las 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 Montalvo¹ 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.

3 DIAGNÓSTICO

En este aparte se presentan los principales aspectos observados durante los trabajos de campo para identificar las causas que se presentan en sector de estudio desarrollados por **DISEÑOS GEOTÉCNICOS S.A.S.** en el marco de Esta Consultoría; identificando la magnitud de la afectación, su naturaleza, los factores detonantes y la alternativa solución.

De acuerdo con las visitas de reconocimiento y en la exploración del subsuelo efectuada, se considera que en el estado actual del sitio objeto de estudio se debe desarrollar una intervención importante siendo necesario diseñar la cimentación para la nueva estructura del pontón el cual deberá ser reemplazado, y se deberán adelantar las obras complementarias que garanticen la estabilidad de la zona y el tránsito vehicular, para esto fue necesario adelantar un análisis de tipo geológico, geotécnico e hidráulico, con el fin evaluar la condición de estabilidad general de la estructura proyectada. Tal y como se presenta en la Fotografía 1 en el sector objeto de estudio se identifica que el alineamiento de la vía existente cruza sobre la Quebrada localizada a la altura del K38 de la vía entre los municipios de Ataco y Planadas. Para este efecto existe un pontón en concreto que permiten salvar el drenaje mencionado. El puente actual es una estructura en concreto con una luz total de 11m y un ancho de 4,0m, está conformada por dos Apoyos o Estribos en concreto apoyados de forma directa sobre el material de depósito. El tablero es un elemento en concreto con un espesor estimado de 20cm que descansa sobre dos vigas en concreto de 30cm de ancho 1,2m de altura aproximadamente.

Como se presenta en el registro fotográfico el puente del K38 es una estructura antigua, cuya datación no se ha determinado, sin embargo exhibe un notorio deterioro en el tablero y los apoyos, además de una pérdida total de la estructura de rodadura y barandas del puente. En el tablero se identifican múltiples fracturas de concreto y se evidencia claramente como en el 30% de la estructura el concreto de recubrimiento se ha perdido dejando expuesto la parrilla de acero inferior. Adicionalmente se observan múltiples fracturas verticales sobre los dos apoyos existentes del puente; en los apoyos no hay evidencia de socavación sin embargo parece existir una profundización del mismo, que considerando la cimentación superficial actual los vuelve elementos vulnerables ante este fenómeno. Es de resaltar que además el ancho del puente actual no es suficiente para considerar la sección transversal típica del corredor.

¹ Obra localizada 80m al norte de la pérdida de banca



Fotografía 2. Detalle de los estribos Izquierdo y Derecho del pontón localizado en el sector K38+300

Fuente: Elaboración propia.

De conformidad con lo anterior, durante la gestión del contrato la Gobernación identificó este sitio como un sector de atención y por tanto es posible concluir la necesidad de reemplazo de la respectiva estructura. Es de resaltar que además de las condiciones anteriormente descritas al encontrarse sobre una curva el alineamiento debe considerar un ancho adicional en la sección transversal y el Consorcio constructor debe garantizar la circulación ininterrumpida de la vía, por tanto hace necesario efectuar un desplazamiento del eje actual de la vía. Por tanto, se ha desplazado el eje de la vía hacia aguas abajo del puente actual, toda vez que la curva existente en la entrada del puente limita el desarrollo geométrico hacia aguas arriba del puente actual. En el tramo de estudio, como se ha mencionado anteriormente se requiere el reemplazo de la estructura existente (Pontón) por una nueva la cual deberá alcanzar una longitud de 21m aproximadamente, esta luz se ha considerado con el fin de evitar rellenos excesivos para la conformación de los accesos y alejar los apoyos del cuerpo de agua evitando estrechamientos a lo largo del flujo.

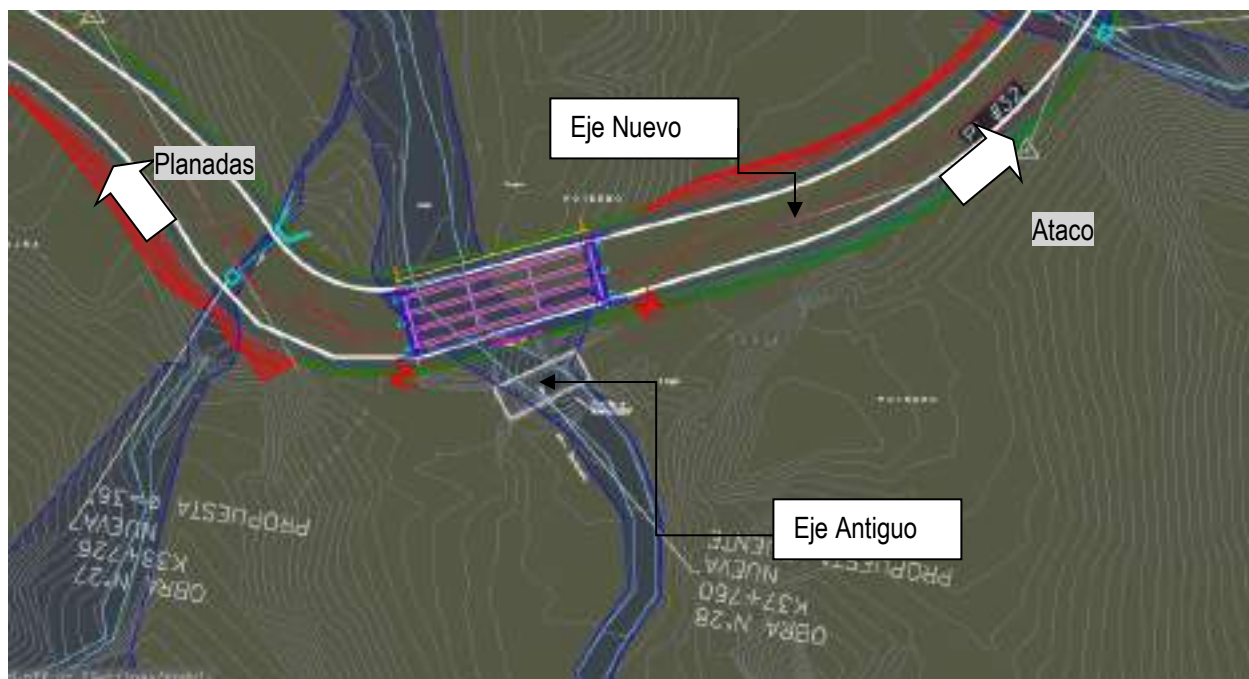


Imagen 2. Localización Puente K38+800.

En virtud de lo anterior, en este sector se llevó a cabo la ejecución de dos (2) sondeos con equipo mecánico los cuales alcanzaron profundidades de 25m, con el fin de conocer el perfil estratigráfico promedio de la zona y así definir la cimentación técnica y económicamente más adecuada para la estructura proyectada y de las obras de contención necesarias para garantizar la estabilidad y el paso seguro de los vehículos y comunidad en el sector de la referencia.

Dada la proximidad del puente al cauce del Río Atá se efectuó la investigación relacionada con la amenaza por inundaciones del corredor vial y específicamente del Puente objeto de estudio, sin embargo, actualmente el municipio de Ataco no cuenta con dicha información. No obstante como se puede ver en las siguientes fotografías no hay evidencia reciente que los niveles de agua del río Atá hayan alcanzado el cruce del puente, pues la vegetación está sana y no hay zonas de depositación de materiales de arrastre del Río.



Fotografía 3. Detalle del cauce de la Qda en el sector K38+300 aguas abajo del puente existente.

También se llevó a cabo la definición del modelo el modelo geológico geotécnico que permitió establecer las obras más adecuadas teniendo en cuenta el estado actual del contrato y los recursos disponibles.

De igual forma y con base en la topografía detallada se verificó la condición de capacidad portante y la estabilidad general de la estructura propuesta, adicionalmente se llevó a cabo un reconocimiento detallado desde el punto de vista geológico y geotécnico.

Por otra parte, es importante mencionar que, se ha hecho desde la componente de diseño geométrico una corrección al alineamiento del nuevo trazado de la vía, dadas las condiciones particulares que se presentan, sin embargo, esta corrección beneficia al nuevo trazado ya que se logra disminuir tramo curvo de la vía.

3.1 ALTERNATIVA SOLUCIÓN

De acuerdo a las condiciones de entorno, al grado de deterioro de la estructura actual y a la variación de los espesores de los materiales reportados, se plantea la construcción de un nuevo pontón el cual estará apoyado sobre estribos los cuales descansarán sobre elementos profundos tipo caisson, los cuales contarán con un diámetro de 1,20m y longitud de 11m.

El pontón proyectado contará con una luz aproximada de 21m y un ancho de tablero de 9,6m. Adicionalmente, detrás de los apoyos se deberá construir un muro mecánicamente estabilizado el cual contará con una altura de 5m, y un talud con inclinación de 75°.

4 GEOLOGÍA

4.1 OBJETIVO GENERAL

El objetivo general del estudio de geología consiste en la descripción y análisis de las características geológicas y geomorfológicas del sector localizado en la vía Ataco – Planadas en la abscisa K38+800. Con base a los resultados obtenidos se define la configuración geológica y geomorfológica de la zona, además de las condiciones de estabilidad y reconocimiento de las posibles causas de fallamiento del sitio.

4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Generación de los mapas geológicos del tramo del corredor vial con base a la cartografía existente 1:100.000 y el análisis realizado a la topografía y mapa de amenazas y susceptibilidad a movimientos en masa. Los mapas geológicos delimitan las unidades litológicas presentes en la zona de estudio. De igual forma, los mapas generados van acompañados de la memoria explicativa que describe la composición litológica de la unidad, características de resistencia de las rocas y comportamiento geomecánico general acompañado de la respectiva columna estratigráfica. De igual forma, se incluyen análisis de estructuras como fallas locales y regionales presentes en la zona y planos de foliación.
- Generación de los mapas geomorfológicos del tramo del corredor vial con base al análisis realizado a topografía, y mapa de susceptibilidad a movimientos en masa. Los mapas geológicos delimitan las unidades geomorfológicas y homogéneas presentes en la zona de estudio.

De igual forma, los mapas generados van acompañados de la memoria explicativa que describe la morfología y geometría de cada una de las unidades plasmadas en los planos.

4.3 ALCANCE

El alcance del estudio en el componente geológico, consiste en efectuar un análisis vertical y en planta con el objetivo de identificar las litologías que se presentan en la zona de estudio. Adicionalmente, se establecen las estructuras geológicas y geomorfológicas más importantes, las cuales pueden evidenciar la morfodinámica de la zona. Con base a los resultados obtenidos de correlación de sondeos geotécnicos y perfiles transversales se pueden obtener conclusiones útiles para el geotecnista encargado del diseño de las estructuras de soporte del corredor vial. Así mismo, la recuperación de muestras y la ejecución de los ensayos de campo son fundamentales para realizar una validación de los resultados obtenidos del levantamiento de los perfiles geológicos.

4.4 METODOLOGÍA

Para este estudio se llevó a cabo en primer lugar la revisión bibliográfica de la información existente de la zona proporcionada por el Servicio Geológico Colombiano y el Instituto Geográfico Agustín Codazzi. Seguidamente con la campaña exploratoria en campo se logró la caracterización y mapeo de las unidades geológicas del área, además del levantamiento de la estratigrafía y caracterización geomorfológica.

4.4.1 REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

La revisión bibliográfica consistió en la búsqueda de toda la información que pudiera ser relevante al estudio de geología. Para ello se buscó información en planchas y memorias geológicas, informes de geología y literatura. El detalle listado de esta información se presentó en una sección previa a este capítulo. Toda la información obtenida se complementó con base a los estudios realizados en campo.

4.4.2 ESTUDIOS DE CAMPO

Los estudios de campo consistieron en la caracterización geológica la zona aferente al punto K38+800. Para ello se tomaron diferentes muestras tanto de suelo rodado como de roca in situ para poder realizar la caracterización litológica de las rocas. Algunos de los parámetros identificados fueron: grado de meteorización, caracterización de la matriz rocosa, forma de los clastos, selección de los clastos, etc. Adicionalmente, esta caracterización se realizó de la mano de los sondeos realizados en campo y que se describen más adelante en la sección del programa de exploración. Con ayuda de las muestras adquiridas en campo, se realizó la cartografía geológica en una escala relevante al proyecto. Para realizar el mapeo se tomó como base la cartografía geológica a escala 1:100.000.

Con base a la cartografía geomorfológica, amenazas y susceptibilidad a movimientos en masa también se identificaron unidades geomorfológicas del proyecto en estudio. Con base en estas unidades se describen los procesos morfodinámicos que pueden llegar a afectar el sitio crítico.

4.4.3 CARTOGRAFÍA GEOLÓGICA Y GEOMORFOLÓGICA

La cartografía de la zona de estudio se mapeo en los tramos de interés del corredor vial con base a la visita realizada en campo. La cartografía se realizó teniendo como base la topografía, el diseño geométrico definitivo, áreas de corte, áreas de terraplén y localización de los sondeos realizados. La información obtenida en campo consistió en descripciones litológicas, análisis de afloramientos, toma de datos de lineaciones en zonas de taludes y toma de registros fotográficos y de georreferenciación. Adicionalmente, se buscaron los contactos entre las unidades geológicas descritas en la memoria explicativa de la plancha 301 Planadas. Con base a lo descrito en la literatura y las observaciones realizadas en campo, se realizó un mapa geológico y geomorfológico actualizado que muestre a detalle los contactos, lineaciones (foliaciones, fallas y diaclasas), procesos morfodinámicos, drenajes erosivos que se presentan en toda el área de estudio.

4.4.4 LEVANTAMIENTO DE COLUMNA ESTRATIGRÁFICA

El levantamiento de la columna estratigráfica y de los cortes geológicos se realizó con base a los sondeos realizados en campo y con la exploración de campo. La definición de los horizontes litológicos permite al geotecnista establecer la resistencia de suelos y rocas. Estos parámetros son necesarios para generar los modelos de estabilidad en las zonas críticas del proyecto.

4.4.5 DESCRIPCIÓN GEOMORFOLÓGICA Y MORFODINÁMICA

El análisis geomorfológico y morfodinámico se basa principalmente en la topografía de la zona de estudio. Para ello se definieron las unidades geomorfológicas presentes en toda la zona abarcada por la Plancha geológica 301 Planadas definida por el Servicio Geológico Colombiano. Para ello se consultó además la memoria explicativa del mapa geomorfológico de la zona, la cual se mencionó previamente. Adicionalmente, se consulta la literatura para correlacionar los resultados del análisis realizado con otros estudios ejecutados en la misma zona. La topografía de la zona de estudio fue obtenida de los estudios realizados en campo.

De esta forma, con ayuda de la topografía se empieza a realizar una correlación de información para finalmente obtener el mapa de geomorfología de la zona junto con su respectiva morfodinámica. Las zonas erosivas, depósitos aluviales y coluviales, etc., son algunas de las zonas más importantes a identificar. De igual forma, la identificación de zona inestables da indicios de la morfodinámica de la zona tales como reptaciones, erosiones concentradas, terracetas, entre otras.

4.4.6 CAPÍTULO DE GEOLOGÍA

El informe final consiste en la presentación de toda la información obtenida del análisis geológico y geomorfológico. De esta forma, las demás áreas asociadas al proyecto podrán definir los parámetros, geometrías, corredores etc. que deberán utilizarse para la ejecución del proyecto.

El informe final de geología consistirá en la memoria detallada de las unidades geológicas y geomorfológicas que atraviesan el tramo vial analizados junto con su análisis respectivo. Adicionalmente, el informe final incluye la presentación de los mapas geológicos, geomorfológicos y cortes geológicos longitudinales al corredor vial.

4.5 GEOLOGÍA REGIONAL Y OBSERVACIONES DE CAMPO

El área asociada al sector K38+800 se localiza en la plancha 301 Planadas, definida por el Servicio Geológico Colombiano (SGC). La plancha cubre un área de 1960 km² que comprende el borde oriental de la Cordillera Central. Las unidades más importantes que afloran en cercanías a la zona de estudio son las rocas ígneas plutónicas del Batolito de Ibagué que representan un 75% aproximado del área; el restante corresponde a las formaciones sedimentarias y volcánicas con algunos cuerpos intrusivos, que abarcan desde el Triásico hasta el Reciente.

A continuación, se presenta el mapa geológico del sector a escala 1:10000 y la descripción de las principales unidades geológicas que afloran o componen el sector. Como se observa el sitio de estudio se encuentra sobre rocas de la Formación Gualanday Medio (Tmgm). Durante la visita de campo se caracterizaron y delimitaron las unidades geológicas y geomorfológicas presentes en el sector.

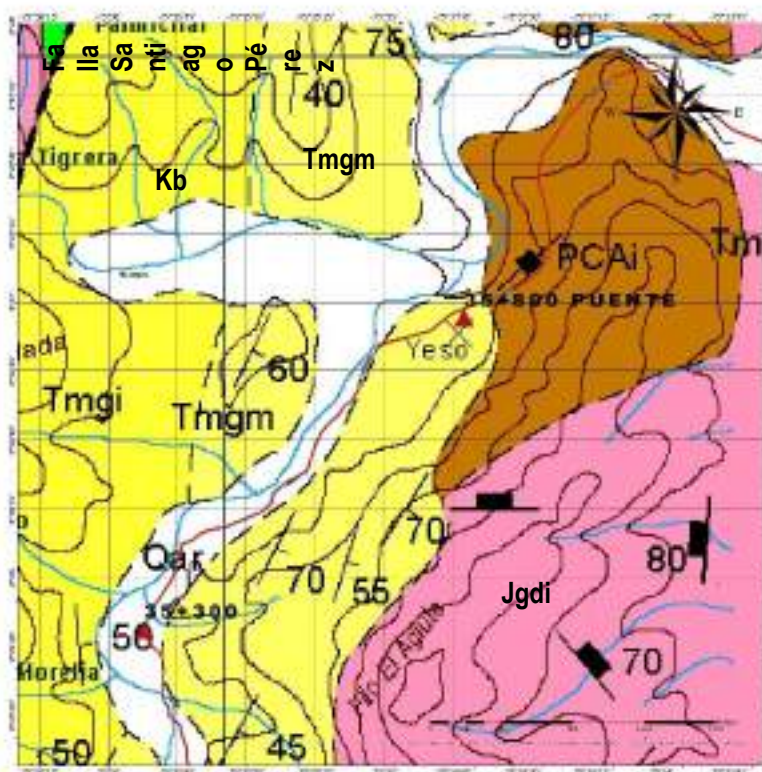


Imagen 3. Mapa Geológico del sector K38+800. Fuente: modificado de Plancha 301 Planadas, SGC.

BATOLITO DE IBAGUÉ (JGDI)

De acuerdo con el Servicio Geológico Colombiano, en este cuerpo intrusivo mayoritariamente se presentan rocas granodioritas, sin embargo, se pueden diferenciar zonas donde predominan las tonalitas y cuarzdioritas, en otros sectores afloran en menor proporción granitos, cuarzomonzonitas y cuarzomonzodioritas. Se le ha asignado un edad Jurásica superior mediante dataciones radiométricas. Geomorfológicamente estos cuerpos constituyen el principal relieve montañoso del área.



Imagen 4. Afloramiento de rocas cristalinas del Batolito de Ibagué en cercanías a la abscisa 22+700 vía Ataco - Planadas. Fuente: Modificado de Google Earth (2022).

ROCAS SEDIMENTARIAS DE LA QUEBRADA BARRANCO

Esta formación se compone de una sucesión de rocas sedimentarias marinas que afloran desde el sur de Planadas hasta el norte de Santiago Pérez. Tiene un espesor aproximado de 575 m, su base está en contacto con el Batolito de Ibagué y la Formación Yaví, mientras que en su tope se encuentra concordante con la Formación Guaduas. Se conforma de areniscas y niveles de conglomerados cuarzosos irregulares en su base, a medida que se asciende en la sucesión las areniscas pasan de arcósicas a cuarcíticas. Un segundo conjunto intermedio de la sucesión se encuentra constituido por bancos gruesos de caliza muy resistente. Seguidamente aparece un conjunto de lutitas oscuras con concreciones de tamaño variable, mientras que el miembro superior de la formación se conforma de cuarzoareniscas con cemento calcáreo con intercalaciones delgadas de limolitas y lutitas calcáreas. La edad de esta formación corresponde al Cretácico entre Aptiano y Maestrchiano.

GRUPO GUALANDAY (TMGI – TMGM)

Este grupo se ha subdividido en tres miembros, sin embargo, en el área de estudio solo afloran dos de estos: el miembro Gualanday inferior y Gualanday medio.

Formación Gualanday Inferior (Tmgi)

Se limita en su base con la Formación Guaduas con un contacto tectónico y en su tope concordantemente con la Formación Gualanday Medio. Esta formación se compone de una sucesión de conglomerados y areniscas conglomeráticas con algunas intercalaciones de arcillolitas con tonos rojizos en conjunto. En su base son comunes los conglomerados cuyos clastos están conformados principalmente por chert en una matriz areno-arcillosa de color crema.

Hacia el tope son más abundantes las areniscas conglomeráticas y silíceas. Se le ha asignado una edad de Eoceno medio.



Imagen 5. Afloramiento de rocas de la Formación Gualanday Inferior, vía Ataco - Planadas.
Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

Formación Gualanday Medio (Tmgm)

Se puede observar en gran parte de la vía Ataco – Planadas, en los sectores de Las Señoritas y Santiago Pérez. Está en contacto concordante con la Formación Gualanday Inferior en su base, mientras que el contacto superior está erosionado por lo que no aparecen los bancos conglomeráticos gruesos del miembro superior del Grupo Gualanday.

Esta formación está compuesta en su mayoría por arcillolitas rojizas con algunos niveles de areniscas arcillosas y conglomerados de grano fino. No presenta una estratificación bien definida y se pueden ver cambios de facies. Debido a los pocos afloramientos no se tiene una estratificación completa y su espesor aún no se determina. Se le ha asignado una edad entre Eoceno y Oligoceno.



Imagen 6. Afloramiento de rocas de la Formación Gualanday Medio, casco urbano de Santiago Pérez.
Fuente: Modificado de Google Earth (2022).

DEPÓSITOS RECIENTES (QAR)

Son depósitos sedimentarios de origen aluvial y coluvial cuya edad es cuaternaria, se encuentran en las zonas bajas comúnmente en el río Atá. Estas acumulaciones consisten en cantos de rocas ígneas y sedimentarias en matriz areno-arcillosa.



Imagen 7. Depósitos recientes, Santiago Pérez.
Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

OBSERVACIONES DE CAMPO

Durante los días 28 de marzo a 01 de abril de 2022 se realizó una visita exploratoria donde se caracterizaron las unidades geológicas que afloran en la zona y los factores de inestabilidad de varios sectores de la vía Ataco - Planadas.

A continuación, se muestran las principales observaciones de la exploración geológica sobre la zona inestable referente al sitio K38+800.

Coordenadas. 3°26'56.72"N, 75°34'42.64" W, h = 628 m.s.n.m.

El sector se ubica sobre las rocas de la Formación Gualanday Medio (Tmgm), la cual se compone en la zona de arcillolitas rojizas fracturadas, con algunas oxidaciones. El grado de meteorización de las rocas del sector es alto y el desarrollo de suelos residuales espesos permiten inferir los altos índices de degradación son elevados en la zona debido a la quebrada que pasa sobre el sector.

Se observan algunos depósitos aluviales que cubren una gran área y han sido depositados por la quebrada. Estos depósitos se conforman por material fino, arenas y bloques rodados que se depositan a los márgenes del cauce de la quebrada. No se evidencian características de inestabilidad sobre la zona más allá de la inherente al grado de meteorización de las rocas.



Imagen 8. Depósitos Aluviales sobre el sitio K38+800
Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

DEPÓSITOS ALUVIALES (Qda)

Este material alcanza un espesor promedio de 8 metros en el sector y se compone de arenas y gravas en matriz limosa. Corresponde a un material no consolidado de edad reciente. Geomorfológicamente esta unidad forma pequeñas colinas erosionadas y zonas de planicie a lo largo de la quebrada cubriendo a las rocas de la formación Gualanday.



Imagen 9. Depósitos Aluviales muestra 5, sondeo 1.
Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

FORMACIÓN GUALANDAY MEDIO (Tmgm)

Esta unidad se compone en el sector de arcillolitas rojizas en capas gruesas que aparecen sobre los 8 metros de profundidad. Son rocas bien consolidadas, sin embargo, los 3 primeros metros de espesor se encuentran con una meteorización moderada debido a la acción de agentes como el agua. Su expresión geomorfológica en el sector es pobre debido a que se encuentran cubiertas por los depósitos aluviales, sin embargo, conforman laderas en contrapendiente hacia el oriente del sector.



Imagen 10. Arcillolitas rojizas, muestra 13, sondeo 1.
Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

PLANICIE DE INUNDACIÓN (Fpi)

Esta geoforma con morfología plana y superficies onduladas, principalmente se identifica bordeando el cauce fluvial del río Atá (Fca) limitado localmente por escarpes de terraza. Está constituida de sedimentos finos producto de la sedimentación durante eventos de inundación fluvial asociados al río Atá.

LOMA DENUDADA (Did)

Corresponde a una prominencia topográfica con una altura menor de 200 metros sobre su nivel de base local, de morfología alomada y elongada, con relieve relativo baja, de laderas cortas a muy cortas, de forma convexa, cuyas pendientes varían entre muy inclinadas a muy abruptas. Su origen está asociado a procesos intensos de meteorización y de erosión diferencial.

LADERAS CONTRAPENDIENTE DE SIERRA HOMOCLINAL (Sshlc)

Morfológicamente corresponde a un relieve montañoso, con índices altos, de pendientes escarpadas, con laderas moderadamente larga, de forma cóncava, generalmente denudada, definida por la inclinación de los estratos de la Formación Gualanday Medio en contra de la pendiente, escalonada, festoneada, constituida por una interestratificación de rocas duras, intermedias y blandas. Se determinan suelos de espesores variables, bajo grado de consolidación, donde se presentaban pequeños flujos de tierras y deslizamientos traslacionales principalmente.

La susceptibilidad a los movimientos en masa en el sector se considera alta debido a las fuertes pendientes sobre la zona oriental y la presencia de suelos no consolidados conformados a partir de la meteorización y erosión de las arcillolitas de la Formación Gualanday Medio. Sin embargo, sobre la zona puntual del puente no existen afloramientos o geoformas prominentes que puedan generar este tipo de eventos.

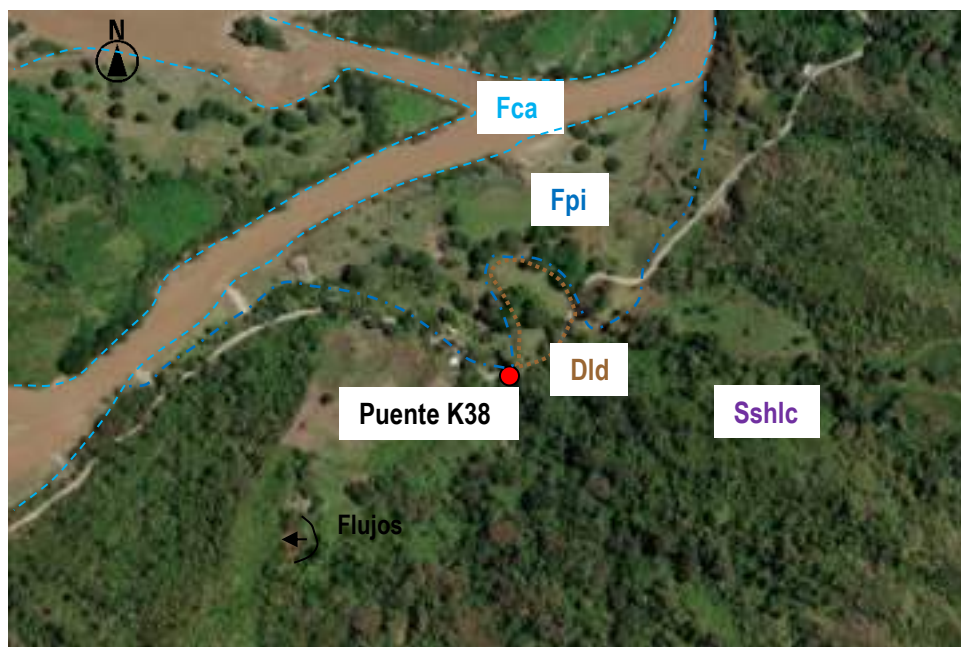


Imagen 11. Geomorfología del sitio K38+800
Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

5 CONSIDERACIONES DE DISEÑO

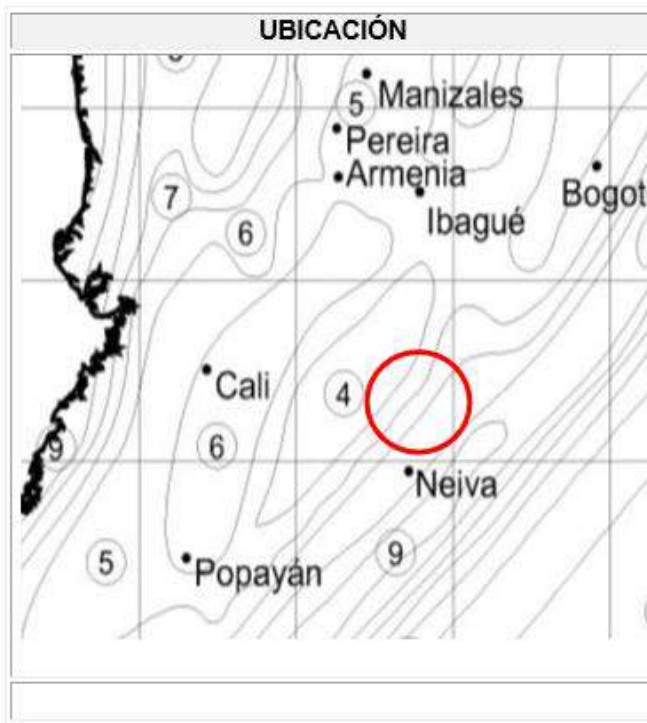
5.1 CARACTERIZACIÓN SÍSMICA

De acuerdo con el perfil promedio del sitio, los inventarios de fuentes sísmicas del país y especialmente con el contenido de la nueva versión del Código Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes (NSR-10), y lo estipulado en la Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-14, fue posible establecer los con coeficientes de aceleración pico horizontal del terreno (PGA) de 0,25, y coeficientes de aceleración espectral horizontal de periodos de vibración corto y periodo de vibración largo (Ss y S1) respectivamente.

De acuerdo con lo anterior y a lo establecido en la norma el nivel de amenaza sísmica de la zona es alta.

En la siguiente tabla se presenta un resumen de las propiedades sísmicas del proyecto:

Tabla 1 Condiciones sísmicas del Proyecto

UBICACIÓN	PARÁMETRO	VALOR
	Coeficiente de aceleración pico Horizontal del terreno PGA (Región 5)	0,25
	Coeficiente de aceleración espectral horizontal periodo corto Ss	0,50
	Coeficiente de aceleración espectral horizontal periodo largo S1	0,25
	Valor del factor de sitio Fpga	1,3
	Perfil suelo de Cimentación	C

Fuente: Código Colombiano de Diseño de puentes CCP-14 – NSR-10

Como se muestra en la tabla 1, el valor de PGA es de 0,25 y de acuerdo con lo considerado en el código de puentes CCP14 el coeficiente de aceleración horizontal para los análisis de estabilidad puede ser considerado como $K_h = PGA \cdot F_{PGA}$, que para estructuras sin ningún tipo de restricción al desplazamiento puede considerarse un factor multiplicador entre 0,5 y 1,0. De conformidad con lo anterior el coeficiente de aceleración pico horizontal corresponde a un valor de 0.26 utilizando un factor de 0,8, y el coeficiente de aceleración vertical corresponde al 10% del coeficiente horizontal. Sin embargo, para las

modelaciones de estabilidad solo se considera el coeficiente de aceleración horizontal toda vez que estas aceleraciones no suelen presentarse simultáneamente.

Se adopta el perfil de suelo tipo C, dadas las condiciones del suelo en el cual se apoyará la estructura proyectada, tomando como base el ensayo de resistencia a la penetración estándar y adoptando lo descrito en la tabla 3.10.3.1-1 "Definición de los tipos de perfil de suelo" del CCP-14. Conforme a lo anterior, se obtuvo que para los dos sondeos el numero promedio de golpes por ensayo de penetración estándar para clasificar el suelo era superior a 50 golpes/pie. Se anexa la hoja de cálculo respectiva identificada como "Perfil del suelo."

5.2 EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO

Con el fin de establecer las propiedades físicas y mecánicas de los materiales que conforman el subsuelo y las afectaciones que se presentan en este sector, fue llevado a cabo un programa de exploración, el cual consistió en la ejecución dos (2) perforaciones con equipo mecánico de rotación, percusión y lavado, las cuales alcanzaron profundidades de 25m, adicionalmente fueron recuperadas muestras para para la ejecución de ensayos de laboratorio.

Durante la ejecución de los sondeos fueron identificados y descritos visualmente los diferentes estratos. En los suelos en donde debido a la elevada consistencia de los materiales finos o a la presencia de materiales granulares no fue posible la recuperación de muestras inalteradas, fue adelantado el ensayo de penetración estándar (SPT), con la respectiva recuperación de la muestra alterada mediante el tubo de cuchara partida (Split Spoon).

En la tabla a continuación se observa la localización de las perforaciones ejecutadas

Tabla 2. Localización de sondeos

Sondeo No	Profundidad (m)	Tipo de perforación	Localización	Coordenadas	
				ESTE	NORTE
1	25	Mecánica	Estribo costado norte	4713633, 274	1939524,950
2	25	Mecánica	Estribo costado sur	4713598,526	1939521,260

Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

En la Imagen a continuación se muestra en planta la localización de los sondeos efectuados en cada uno de los tramos objeto de estudio



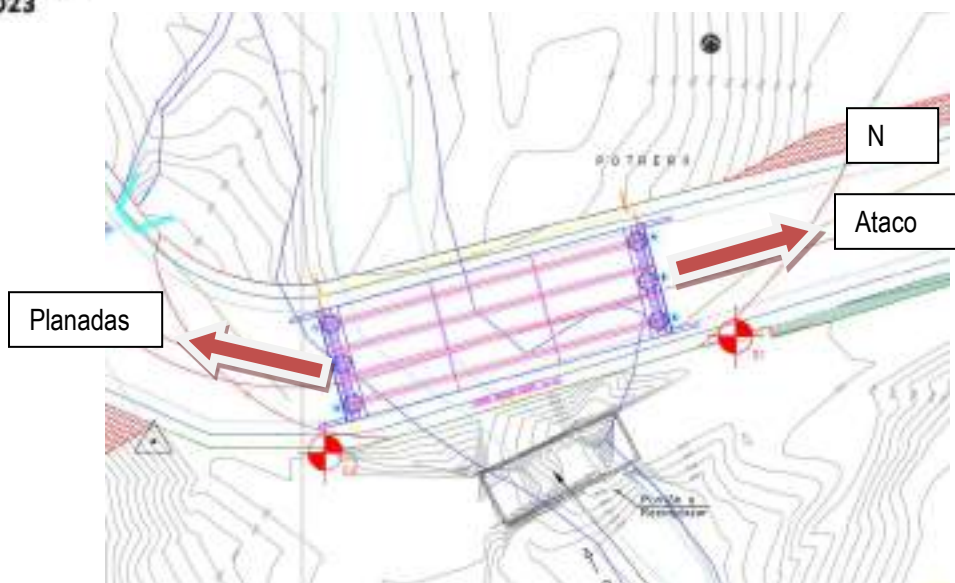


Imagen 12. Localización en planta de los sondeos ejecutados sector K38+800
Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

En las fotografías a continuación se muestran las actividades de exploración asociadas al sector K38+300

Sondeo No 1



Fotografía 4 y 5. Exploración de subsuelo sondeo 1 sector Pontón K38+300
Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S



Fotografía 6 y 7. Exploración de subsuelo sondeo 2 sector Pontón K38+300
Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

5.3 ENSAYOS DE LABORATORIO

Todas las muestras obtenidas durante la etapa de exploración fueron identificadas visualmente, rotuladas y empacadas cuidadosamente para su posterior envío al laboratorio y sobre un número representativo de ellas llevar a cabo ensayos tendientes a conocer su comportamiento geomecánico. Las pruebas de laboratorio que se ejecutaron son:

- **Clasificación**

La clasificación de los materiales encontrados se realizó mediante los límites de Atterberg y la composición granulométrica de los materiales muestreados.

- **Condiciones In situ**

El contenido de humedad y la densidad de los materiales en el sitio del proyecto, se establecieron mediante los ensayos de humedad natural y peso unitario.

Estas pruebas junto con las de clasificación, permiten establecer una primera aproximación del comportamiento mecánico de los materiales encontrados.

- **Resistencia al corte**

Los parámetros de diseño fueron seleccionados empleando diferentes metodologías de análisis, como lo son las correlaciones empíricas con el ensayo de penetración estándar, y entre las cuales se pueden mencionar a De Mello (1971), Muromachi (1974), Peck (1974), Meyerhof (1956), teniendo en cuenta que fueron calibradas con la formulación propuesta por el Japan Road Bureau (JRB) al constituir una de las formulaciones más conservadoras para la

determinación del ángulo de fricción. Adicionalmente se adelantó el ensayo de penetración estándar (SPT) y se correlacionó con parámetros de resistencia no drenados con el fin de calibrar y verificar los parámetros derivados de los ensayos de laboratorio. En las tablas a continuación se presenta el resumen de los ensayos de laboratorio ejecutados.

Tabla 3. Resumen ensayos de laboratorio sondeos 1 y 2

[illegible]

Fuente: Diseños Geotécnicos

5.4 PERFIL ESTRATIGRÁFICO PROMEDIO – MODELO GEOLÓGICO GEOTÉCNICO

Con base en los trabajos de exploración del subsuelo llevados a cabo en los dos sectores objeto de estudio y en los ensayos de laboratorio efectuados, se establece la siguiente secuencia estratigráfica promedio para el sector en estudio.

Desde la superficie actual del terreno y hasta una profundidad promedio de 8,0m, se detecta la presencia de un depósito aluvial (Qad), el cual está conformado por arenas y gravas de color gris y algunas oxidaciones, de compacidad suelta a media. Presenta valores de resistencia promedio a la penetración estándar entre 5 y 26 golpes/pie. En las fotografías a continuación se observan los materiales característicos de este estrato.



Fotografía 8 y 9. Materiales de depósito característicos del estrato 1

Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

Subyaciendo el estrato anterior y hasta la máxima profundidad de exploración (25m), se reporta la existencia de areniscas de color café con vetas grises, pertenecientes a la formación Gualanday (Tmgm) miembro medio, fracturadas. Exhiben valores de rechazo al ensayo de resistencia a la penetración estándar SPT. En las fotografías a continuación se observan los materiales característicos de este estrato.



Fotografía 10 y 11. Materiales característicos del estrato 2
Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

En las figuras a continuación se muestra el resumen gráfico de las propiedades índice de cada uno de los sondeos efectuados en los tramos objeto de estudio.

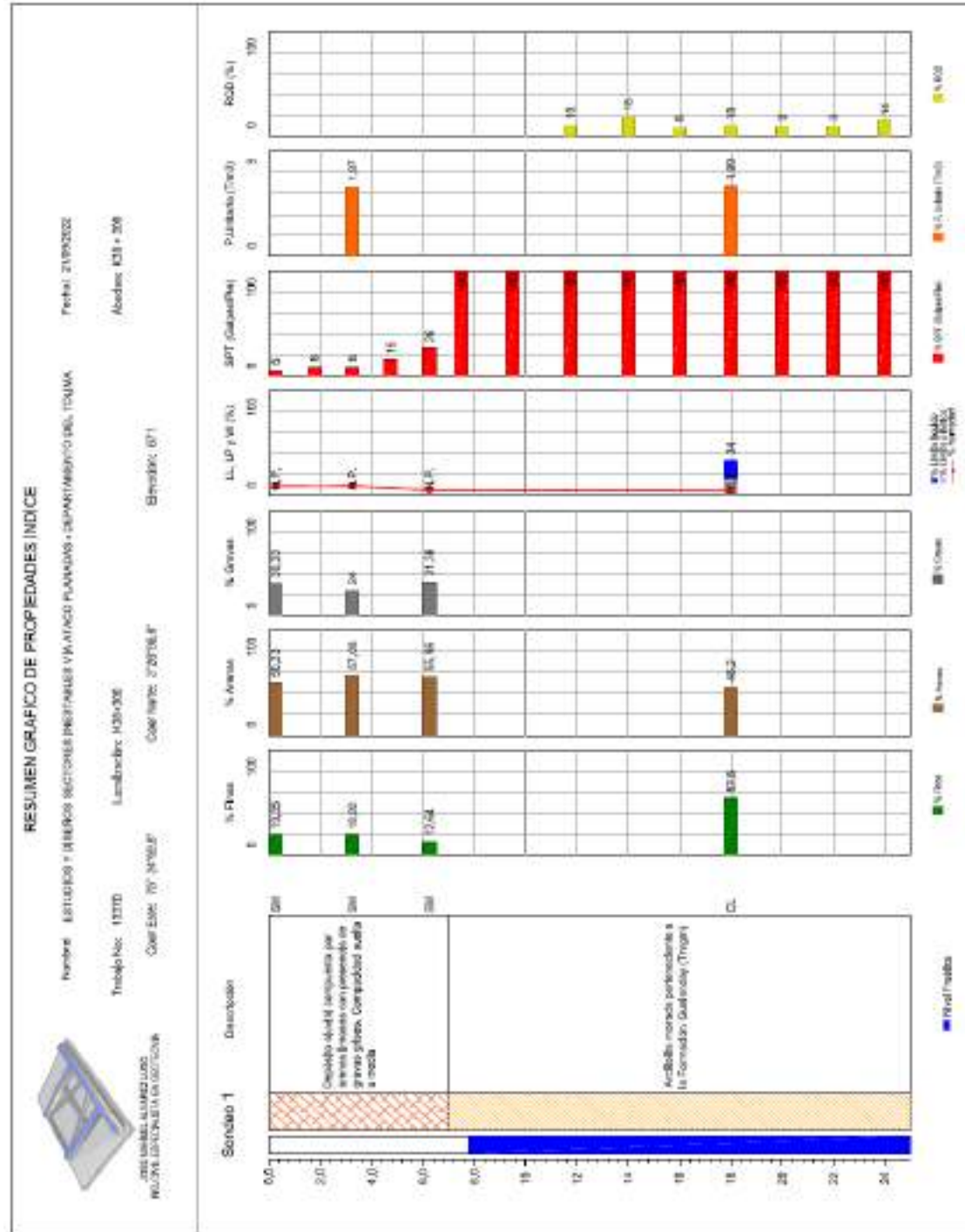


Imagen 13. Resumen gráfico de las propiedades índice sondeo 1
Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

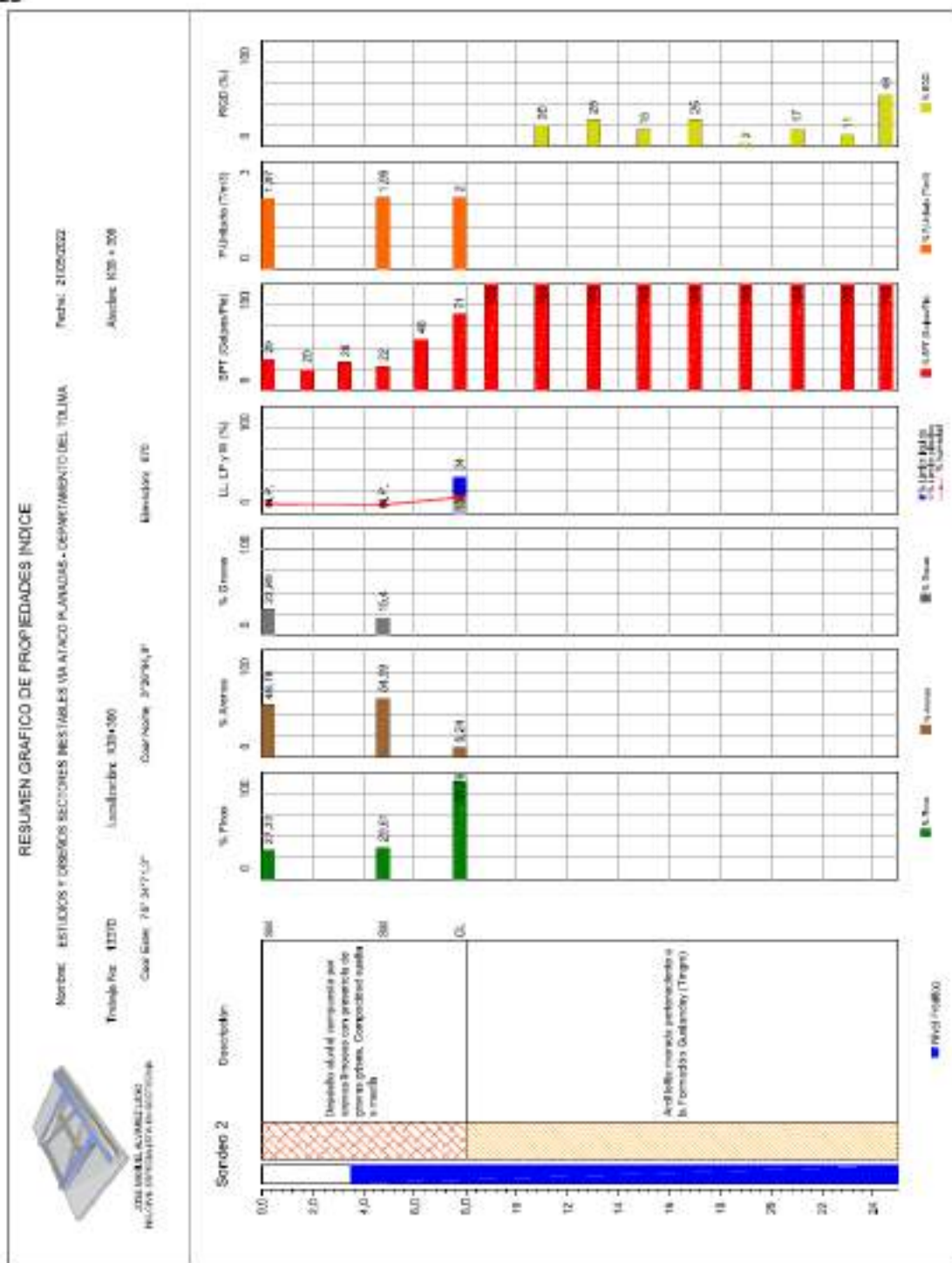


Imagen 14. Resumen grafico de las propiedades índice sondeo 2
Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

En la imagen a continuación se muestra el modelo geológico – geotécnico definido para el sector del pontón localizado en el K38+800

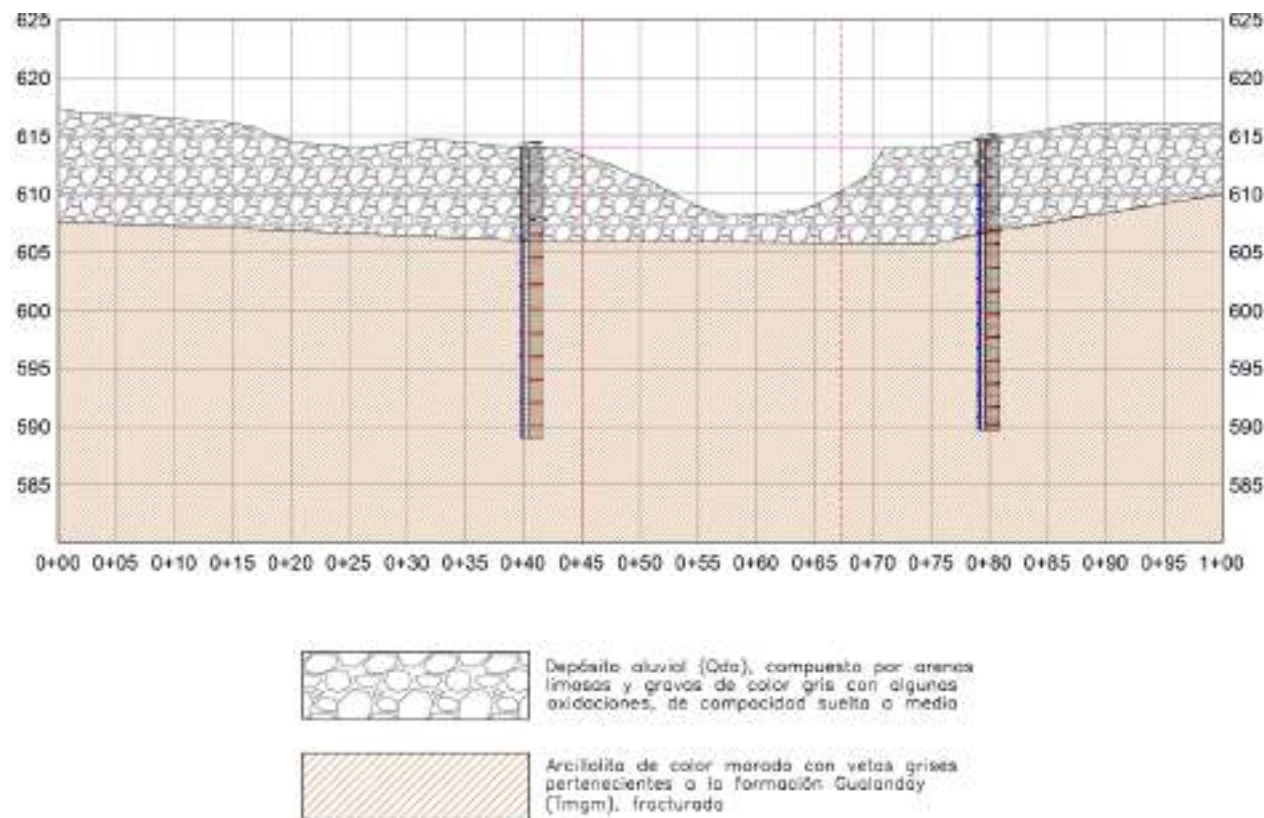


Imagen 15 modelo geológico – geotécnico sector K38+800
Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

5.5 CONDICIONES ESPECIALES DEL SUBSUELO

En el caso de identificar condiciones especiales del subsuelo, tales como presencia de suelos orgánicos, expansivos, colapsables, susceptibles de licuación, etc., se identificará su espesor y mediante análisis se establecerá su incidencia en el proyecto y se establecerán las medidas de control pertinentes.

5.5.1 SUELOS EXPANSIVOS

La expansión de suelos se refiere al fenómeno en el cual ciertos tipos de suelos aumentan su volumen cuando absorben agua. Esto puede ocurrir debido a varios factores, incluyendo la composición mineralógica del suelo y la presencia de arcillas expansivas. Cuando estos suelos absorben agua, las partículas individuales de arcilla pueden hincharse, lo que resulta en un aumento en el volumen total del suelo. El potencial hinchamiento del suelo puede dar lugar al levantamiento de las cimentaciones profundas o balanceo de cimentaciones superficiales, a continuación se hace la verificación del potencial de expansión de los suelos identificados en el sitio de estudio con base en la Tabla 10.4.6.3-1 del CCP14 con base en los resultados de los Límites Líquido y Plástico medido en los diferentes materiales.

De conformidad con lo presentado en la Tabla 4 y la Tabla 5 se puede observar que los materiales se encuentran conformados principalmente por materiales tipo arenas con finos No Plásticos (N.P.) y solo en el Sondeo 2 a una profundidad de 7,75m se identifica un material arcillosos de baja plasticidad, con valores de Límite Líquido (LL) y Límite Plástico (LP) de 34% y 15% respectivamente. En consecuencia se concluye que los materiales identificados en el sector del puente no son potencialmente expansivos.

Tabla 4. Método para la identificación de suelos potencialmente expansivos (Reese y O'Neill, 1989)

Límite líquido <i>LL</i> (%)	Límite plástico <i>LP</i> (%)	Succión de suelo (MPa)	Potencial de hinchamiento (%)	Clasificación del potencial de hinchamiento
>60	>35	>0.38	>1.5	Alto
50-60	25-35	0.14-0.38	0.5-1.5	Marginal
<50	<25	<0.14	<0.5	Bajo

Fuente: Tabla 10.4.6.3-1 CCP14

Tabla 5. Resultados de clasificación de suelos

Perforación	Código muestra	MUESTRA No	TIPO	Desde (m)	Hasta (m)	Prof. Media	USC	Wn(%)	LL(%)	LP(%)	IP(%)
Sondeo 1	1337D-P001-M001	1	SS	0	0,5	0,25	SM	8,64	N.P.		
Sondeo 1	1337D-P001-M002	2	SS	1,5	2	1,75					
Sondeo 1	1337D-P001-M003	3	SS	3	3,5	3,25	SM	8,91	N.P.		
Sondeo 1	1337D-P001-M004	4	SS	4,5	5	4,75					
Sondeo 1	1337D-P001-M005	5	SS	6	6,5	6,25	SM	5,31	N.P.		
Sondeo 2	1337D-P002-M001	1	SS	0	0,5	0,25	SM	8,08	N.P.		
Sondeo 2	1337D-P002-M002	2	SS	1,5	2	1,75					
Sondeo 2	1337D-P002-M003	3	SS	3	3,5	3,25					
Sondeo 2	1337D-P002-M004	4	SS	4,5	5	4,75	SM	7,19	N.P.		
Sondeo 2	1337D-P002-M005	5	SS	6	6,5	6,25					
Sondeo 2	1337D-P002-M006	6	SS	7,5	8	7,75	CL	14,41	34	15	19

Fuente: Diseños Geotécnicos SAS

5.5.2 SUELOS COLAPSABLES

Se identifican como suelos colapsables aquellos depósitos formados por arenas y limos, en algunos casos cementados por arcillas y sales (carbonato de calcio), que si bien resisten cargas considerables en su estado seco, sufren pérdidas de su conformación estructural, acompañadas de severas reducciones en el volumen exterior cuando se aumenta su humedad o se saturan. A continuación se hace la verificación del potencial de COLAPSO de los suelos identificados en el sitio de estudio con base en el tipo de suelos encontrados y su peso unitario seco crítico (ver H.9.3.3 NSR10). Teniendo en cuenta que el criterio del Peso Unitario Crítico se hace para materiales arcillosos se evalúa solo para la muestra 6 del sondeo 2 que clasificó como CL.

$$\gamma_{dcrít} = \frac{\gamma_w}{(1/G_s) + w_l}$$

$$\frac{\gamma_d}{\gamma_{dcrít}} > 1 \text{ el suelo es estable}$$

$$\frac{\gamma_d}{\gamma_{dcrít}} \leq 1 \text{ el suelo es colapsable}$$

En donde:

$\gamma_{dcrítico}$: Peso Unitario Crítico

γ_d : Peso Unitario Seco (1,75 ton/m³ en promedio)

γ_w : Peso Unitario del agua (1,0 ton/m³)

G_s : Gravedad Específica del Suelo (2,7 Look, 2007)

w_l : Límite Líquido en fracción decimal (0,34)

$$\gamma_{dcrítico} = \frac{\gamma_w}{\frac{1}{G_s} + w_l} = \frac{1,0}{\frac{1}{2,7} + 0,34} = 1,408$$

$$\frac{\gamma_d}{\gamma_{dcrítico}} = \frac{1,75}{1,41} = 1,24$$

De acuerdo con lo anterior no se identifican suelos potencialmente Colapsables pues se identifican aluviales conformados por arenas y gravas de color gris muy densos clasificados como SM y areniscas de la formación Gualanday sobre los cuales no se identifican diaclasas llenas de carbonato de calcio como cementantes que se puedan perder ante la presencia de agua; adicionalmente la relación peso unitario seco y peso unitario seco crítico ($\frac{\gamma_d}{\gamma_{dcrítico}}$) es mayor que 1,0.

5.5.3 SUELOS LICUABLES

La licuefacción de suelos es un fenómeno geotécnico en el cual un suelo saturado, usualmente granular, pierde momentáneamente su resistencia y se comporta como un líquido. Esto ocurre típicamente durante eventos sísmicos, cuando las fuerzas vibratorias generadas por un terremoto provocan que los espacios entre los granos del suelo se llenen de agua, aumentando la presión de poros y como resultado una reducción en el esfuerzo efectivo ocasionando que el material se comporte como fluido. A continuación se hace la verificación de la licuación de suelos con base en lo descrito en el numeral 10.5.4.2 del CCP14, en donde se efectúa una comparación entre la RELACIÓN DE ESFUERZO CÍCLICO (CSR) y la RELACIÓN DE RESISTENCIA CÍCLICA (CRR) que corresponden a los esfuerzos inducidos durante el sismo y la resistencia del suelo respectivamente, en donde la verificación simplemente busca que los esfuerzos resistentes sean mayores que los inducidos (Youd e Idriss, 1998). Se observa en la siguiente imagen que los esfuerzos inducidos son siempre inferiores a los resistentes o críticos para las condiciones que se identificaron y la Zona sísmica definida.

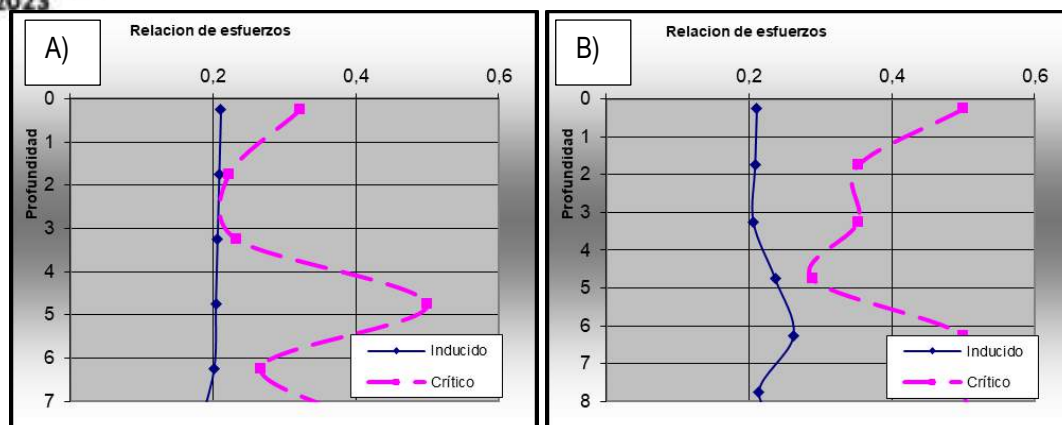


Imagen 16 Relación de esfuerzos Críticos e inducidos en el terreno. A) Sondeo 1 y B) Sondeo 2.
Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

5.6 NIVEL FREÁTICO

El nivel freático fue detectado en la perforación No 1 a 7,80m, y en la perforación 2 fue detectada a una profundidad de 3,50m.

5.7 SOCAVACIÓN

De acuerdo al Manual de Drenaje para Carreteras del INVIAS, el análisis hidráulico finaliza con el cálculo de la socavación general, y de los estribos, si tuviera interacción con estos. De esta manera, con base en la modelación hidráulica para el periodo de retorno de 100 años, y la curva granulométrica realizada, se determinan los niveles de socavación que podría tener el cauce a partir de la ecuación para suelos granulares, teniendo en cuenta la granulometría de la zona.

Con base en lo anterior, se utiliza el método de Lischvan-Lebediev, ya que es el método de mayor aplicación para determinar la socavación general en el lecho de un cauce. Las ecuaciones utilizadas para el cálculo del parámetro son las siguientes:

$$Y_s = \left(\frac{\alpha Y_0^{5/3}}{0.68 \beta \mu \phi d_m} \right)$$

Donde:

Ys: Profundidad del flujo después de ocurrida la socavación. Se mide desde el nivel del agua cuando pasa la creciente, hasta el nivel del fondo del cauce erosionado, en metros (m).

Y0: Profundidad inicial existente en una línea vertical predeterminada de la sección medida desde el nivel del agua cuando pasa la creciente, hasta el nivel del cauce antes del proceso de socavación, en metros (m).

α: Coeficiente de sección, definido como:

$$\alpha = \frac{Q_d}{Y_m^{5/3} B_e}$$

Qd: Caudal de diseño asociado al periodo de retorno, en metros cúbicos por segundo (m³/s).

Ym: Profundidad media, en metros (m), definida como:

$$Y_m = \frac{A}{B_e}$$

A: Área hidráulica, en metros cuadrados (m²).

Be: Ancho efectivo de la superficie del agua en la sección transversal, en metros (m).

β: Coeficiente de frecuencia (1).

μ: Coeficiente de contracción (1)

φ: Coeficiente de corrección por el efecto de la densidad del agua durante la creciente. Para agua clara (clear water) este valor es igual a 1.0.

Así mismo, se cuantifica la socavación a partir de los tirantes máximos que arroja el software de modelación, y la velocidad promedio del flujo resultante del modelamiento bidimensional del río formulado a partir de las ecuaciones de Saint-Venant (Gil, 2013). De este modo, se evidencia el nivel de lámina que puede tener el flujo para el Periodo de retorno mencionado

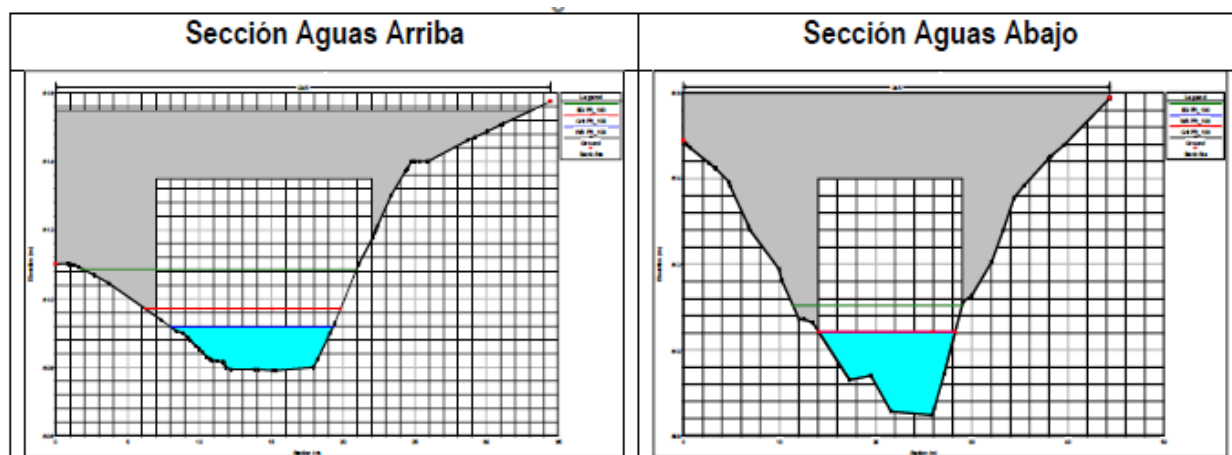


Imagen 17. Lámina de Agua Para un Periodo de Retorno de 100 Años.
(Tomado del informe Hidráulico e Hidrológico PUENTE K38+800)

Con base en la imagen 12 se evidencia que la eventualidad para este periodo de retorno no tiene influencia sobre los estribos del puente, lo que acrecienta la posible ubicación de la estructura. De este modo, se determina que el flujo, al

no tener incidencia sobre los estribos del puente, presenta únicamente socavación general en el cauce. Por consiguiente, se procede a determinar el abscisado de los niveles máximos de agua, junto a la cota del fondo. Lo anterior, de acuerdo con el modelo generado en HecRas, como se evidencia en la Tabla 4.

Abscisa	Cota de Fondo	Nivel agua Máximo para Tr=100 años	Yo	dm (mm)	Ys (m)	Ys-Yo (m)	Cota Socavación General
13.86	611.84	611.19	0.00	16.47	0.00	0.00	611.84
14.29	611.57	611.19	0.00	16.47	0.00	0.00	611.57
14.86	610.70	611.19	0.49	16.47	0.77	0.28	610.42
16.01	610.69	611.19	0.50	16.47	0.79	0.29	610.40
20.61	610.10	611.19	1.09	16.47	2.11	1.02	609.08
20.67	609.84	611.19	1.35	16.47	2.76	1.41	608.43
20.86	609.82	611.19	1.37	16.47	2.81	1.44	608.38
27.80	609.83	611.19	1.36	16.47	2.79	1.43	608.40
28.98	610.27	611.19	0.92	16.47	1.70	0.78	609.49
30.88	609.98	611.19	1.21	16.47	2.40	1.19	608.79
32.15	610.09	611.19	1.10	16.47	1.26	0.16	609.93
32.51	610.90	611.19	0.29	16.47	0.17	-0.12	611.02
33.00	611.19	611.19	0.00	16.47	0.00	0.00	611.19

Tabla 6. Niveles de Socavación
(Tomado del informe Hidráulico e Hidrológico PUENTE K38+800)

De acuerdo con la Tabla 4, se presentan los niveles de socavación y agradación fluvial presentados en el cauce. Cuando $Y_s - Y_0$ es menor a cero, se presenta el fenómeno de agradación, en el cual se produce la acumulación de sedimentos en el cauce, lo anterior, sucede cuando los sedimentos del río superan la cantidad de material que el cauce puede arrastrar por las condiciones hidráulicas de este. Lo anterior, puede tener consecuencias de bloqueo en las estructuras hidráulicas por la carga de sedimento, que pueden conllevar a la colmatación de la zona en periodos mencionados (Bohórquez et al., 2015).

Sin embargo, según los resultados obtenidos, para un Periodo de retorno de 100 años, la probabilidad (1%) de que se presente este caudal y estas condiciones para este evento son muy bajas. No obstante, se obtiene un nivel máximo de agradación de 0.12m cerca al estribo derecho

Respecto a los niveles de socavación, se tiene un nivel máximo de 1.44m, este nivel máximo se presenta en el eje del río. Esto debido a que la distribución de velocidades es mayor en el eje central en los canales abiertos, sin olvidar que esta no está uniformemente distribuida. De ahí que, los esfuerzos cortantes sean mayores en esta zona, lo que levanta y arrastra el material del río (Moreno et al., 2008). Dicho lo anterior, se presentan los parámetros hidráulicos transversales a la estructura propuesta (aguas arriba y aguas debajo de este), tal como se muestra en la Tabla 5.

	Numero de Froude	Profundidad Hidráulica (m)	Radio Hidráulico	Perimetro Mojado (m)	Velocidad Media (m/s)
Aguas Arriba	0.74	1.26	1.2	19.67	2.61
Aguas Abajo	1	1.24	1.16	15.19	3.5

Tabla 7. Parámetros Hidráulicos Aguas Arriba y Aguas Abajo del Puente
(Tomado del informe Hidráulico e Hidrológico PUENTE K38+800)

Por último, se evidencia la distribución de los perfiles de velocidad en la sección transversal al cauce, la velocidad del flujo es no-uniforme en todo su dominio. Lo anterior, se debe a la relación directa de la capa límite con la sección del lecho del canal. De este modo, la resistencia del flujo en las orillas y en el fondo es mayor que la resistencia superficial. Lo anterior, se puede evidenciar en la imagen 13.

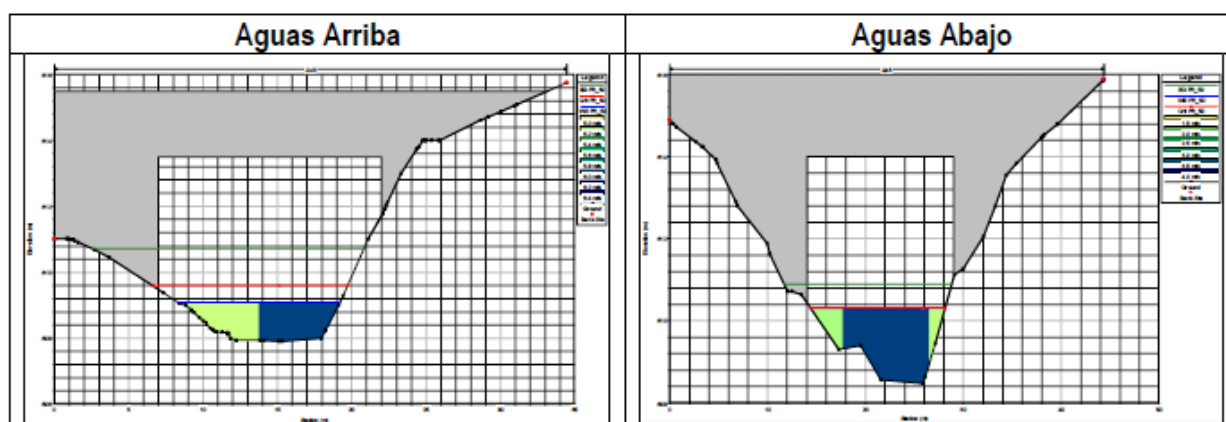


Imagen 18. Perfil de Velocidades
(Tomado del informe Hidráulico e Hidrológico PUENTE K38+800)

6 DISEÑO GEOTÉCNICO

Con base en las propiedades geomecánicas de los materiales que conforman el perfil estratigráfico del tramo en estudio, y teniendo en cuenta tanto las condiciones de entorno como las características del mismo, fueron llevados a cabo los análisis geotécnicos

6.1 PARÁMETROS DE DISEÑO

Para la selección de los parámetros de diseño, ante la inexistencia de muestras inalteradas debido a la densidad relativa de los materiales granulares con N de campo de hasta 26 golpes/pie, se emplearon los datos de resistencia derivados de ensayos de penetración estándar SPT. Adicionalmente, tal y como se muestra en el modelo geotécnico, fueron tenidos en cuenta aspectos como el porcentaje de finos y la presión de confinamiento para la evaluación y selección de los parámetros.

Así las cosas, los parámetros de diseño fueron seleccionados a partir de diferentes metodologías de análisis, como son correlaciones empíricas con el ensayo de penetración estándar considerando entre las cuales se pueden mencionar a De Mello (1971), Muromachi (1974), Peck (1974), Meyerhof (1956), las cuales a su vez fueron calibradas

con la formulación propuesta por el Japan Road Bureau (JRB) que constituye una de las formulaciones más conservadoras para la determinación del ángulo de fricción.

En cuanto a la componente cohesiva, se ha considerado teniendo en cuenta los porcentajes de finos reportados en la matriz. Para tal fin fueron empleadas las correlaciones de Stroud and Butler (1974) y de la NAVFAC (1971) este último en función del índice de plasticidad de la fracción fina.

Conforme a lo anterior, se calculo el N promedio a partir de los resultados de ensayos de SPT corregidos al 60% de la energía obteniendo los siguientes resultados, la correlación utilizada corresponde a $1,25 \times N$ campo

Tabla 8. Corrección de N - Número de golpes promedio del ensayo de penetración estándar (SPT), estrato 1, sondeo 1 y 2

Sondeo	SONDEO 1		SONDEO 2	
	Ni	N60i	Ni	N60i
NPROM	5	6,25	19	23,75
	8	10	20	25
	8	10	26	32,5
	15	18,75	22	27,5
Nprom	11		27	

Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

Con base en los resultados obtenidos, se escoge el N obtenido del sondeo 1 el cual es la condición más desfavorable para el proyecto. A partir del N corregido se obtienen valores de ángulo de fricción y cohesión como se evidencia a continuación:

Tabla 6. Obtención de cohesión y fricción a partir del ensayo de SPT.

Nprom	% Finos	Cu (kN/m²)	Cu (Ton/m2)	C (Ton/m2)	Φ eq ° min (Peck)	Φ eq ° min (Peck, Hanson y	Φ eq ° min (kishida)	Φ eq ° min (Schmertman)	Φ eq ° min (JNR)	Φ eq ° min (JRB)	Φ eq ° min Muromachi	Φ eq ° min (Prom)
11	0,22	60,50	6,05	1,00	31,25	30,52	26,73	39,92	29,06	25,16	31,61	25,94

Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

Los valores de peso unitario de los materiales identificados fueron tomados en promedio de los resultados de los ensayos de laboratorio, sin embargo y teniendo en cuenta los valores de N obtenidos del ensayo de SPT, estos han sido calibrados y verificados de acuerdo a la literatura existente tal y como se relaciona en la tabla a continuación.

Tabla 9. Correlación N vs. Peso Unitario (fuente: Design of Sheet Pile Walls, U. S. Army Corps of Engineers, Table 3-1 Granular Soil Properties)

N	Peso Unitario
≤ 6	1600
≤ 10	1680
≤ 15	1750
≤ 20	1800
≤ 25	1850
≤ 30	1900
≤ 40	1950
> 40	2000

A partir del manual de cimentaciones del INVIAS, se tomaron las relaciones para el cálculo del módulo de elasticidad y coeficiente de poisson presentadas en la tabla 4.6.2 Constantes elásticas de diferentes suelos modificadas de acuerdo con el U.S. Department of the Navy (1982) y Bowles (1988).

Tabla 10. Constantes elásticas de diferentes suelos modificadas de acuerdo con el U.S.Department of the Navy (1982) y Bowles (1988)

(fuente: Manual de Cimentaciones del Invias)

TIPO DE SUELO	RANGO DE VALORES TÍPICOS MÓDULO DE YOUNG E_s (MPa)	COEFICIENTE DE POISSON μ (ADIMENSIONAL)	ESTIMACIÓN DE E_s A PARTIR DE N	
			TIPO DE SUELO	E_s (MPa)
Arcilla: Blanda	2.4-15	0,2 – 0,5	Limos, limos arenosos, mezclas levemente cohesivas.	0,4N
sensible	15-50	0,4-0,5 (no drenada)	Arenas limpias finas a medias y arenas levemente limosas.	0,7N
Medianamente rígida a rígida	50-100	0,20 – 0,5	Arena gruesa y arena con poca grava.	1,0N
Muy rígida	> 60	0,20 – 0,5	Grava arenosa y gravas.	1,1N
Loes Limo	15-60 2-20	0,1-0,3 0,3-0,35	Grava arenosa y gravas	1,1N

Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

6.2 PARÁMETROS DE RESISTENCIA EN ROCAS

El criterio de rotura de macizos rocosos de Hoek-Brown: Es considerablemente aceptado y muy aplicado en un gran número de proyectos a nivel mundial. Aunque el criterio se considera agradable, existen algunas incertidumbres e inexactitudes que ha creado inconvenientes en su implementación a modelos numéricos y a programas de computación de equilibrio límite. En particular, la dificultad de encontrar un ángulo de fricción y resistencia cohesiva equivalentes para un macizo rocoso dado, ha sido un inconveniente desde la publicación original del criterio en 1980. Un programa de computación asociado, denominado "RocLab", ha sido desarrollado con la finalidad de ser un medio conveniente para la obtención de parámetros de resistencia por Hoek-Brown al criterio más conocido mohr coulomb.

Para adquirir los parámetros bajo el criterio de mohr coulomb, se debe alimentar el programa bajo el análisis de 4 parámetros:

La resistencia a la compresión no confinada de la roca intacta σ_{ci}

El parámetro de la roca intacta m_i

El índice de resistencia geológica GSI

El factor de perturbación D

El índice de resistencia geológica GSI, fue desarrollado por Hoek (1994) para corregir los problemas detectados con el uso del índice RMR para evaluar la resistencia de macizos rocosos según el criterio generalizado de Hoek-Brown. Se sostiene bajo criterios de la composición mineralógica y proceso de formación de la roca, y el RQD.

Para el caso en estudio, encontramos que el macizo está compuesto de areniscas y arcillolitas altamente fracturadas, por tal razón se optó por un GSI= 52, de una resistencia regular, en las fotografías se presenta la condición del maciso muy fracturado y las superficies de las fracturas ligeramente rugosas y meteorizadas.



Fotografía 12 y 13. Fractura y condición de las superficies de fractura de los materiales identificados.

Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

Así mismo para la compresión en roca, se utilizó el promedio de los valores obtenidos en los ensayos de laboratorio para las siguientes muestras:

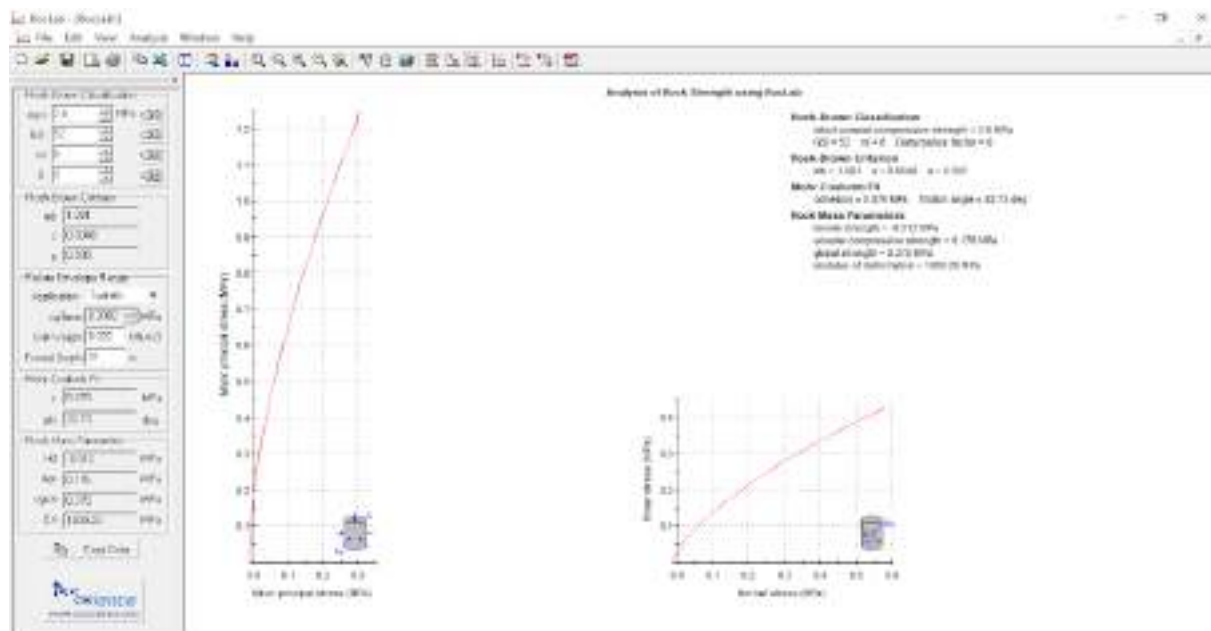
Tabla 11. Obtención de la resistencia a la compresión a partir de ensayos de laboratorio.

Muestra	Resistencia a compresión (Mpa)
P1- Br 8	1,48
P1-Br 11	1,66
P1 - Br 13	2,5
P1 - Br 14	1,94
P2 - Br 8	2,74
P2 - Br 10	5,03
PROM	2,6

Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

A partir de lo anterior, se obtuvieron los siguientes parámetros de resistencia para la roca en el sector.

Imagen 19. Parámetros de roca según el criterio de Hoek-Brown basadas en el software RocLab de Roc Science.



Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

Pick Q _u Value		SURFACE CONDITIONS				
Rock Type:	General	VERY GOOD	GOOD	FAR	POOR	VERY POOR
Q _u Selection:	R ₂					
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY →				
	INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90			N/A	N/A
	BLOCKY - well interlocked un-disrupted rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80	70			
	VERY BLOCKY - interlocked, partially disrupted mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets		60	50		
	ROCK IN DISTURBANCE - angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Presence of bedding planes or schistosity			40	30	
	DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces				20	10
	LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes	N/A	N/A			

Imagen 20. Parámetros de roca según el criterio de Hoek-Brown basadas en el software RocLab de Roc Science.

En las tablas a continuación se presentan los parámetros de diseño seleccionados para la ejecución de los análisis geotécnicos requeridos para el diseño de las alternativas propuestas para cada uno de los pontones en estudio.

Tabla 12. Parámetros de diseño seleccionados sector K38+800 - Puente

Material	Profundidad (m)	Cohesión (t/m ²)	Angulo de fricción (φ)	γ (t/m ³)	Módulo de elasticidad (t/m ²)
Depósito coluvial (Qda), el cual está conformado por gravas y bloques en matriz arcillosa de color café con vetas rojizas y moradas, de compacidad suelta a media en los granulares y de consistencia blanda a firme en la matriz	0,00 /8,0	1,0	26	1,97	840
Arcillolita de color morado con vetas grises pertenecientes a la formación Gualanday (Tmgm) miembro medio, fracturadas.	8,0-30,0	7,5	33	2,20	180920

Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

6.3 CAPACIDAD DE CARGA PARA CIMIENTOS PROFUNDOS

De acuerdo a las condiciones de entorno, y a la variación de los espesores de los materiales reportados, se plantea para la construcción del nuevo puente que este se apoye sobre estribos los cuales a su vez descansarán sobre elementos profundos tipo caisson, los cuales contarán con un diámetro mínimo de 1,20m y longitud mínima de 11m. Es importante aclarar que tanto el diámetro como la longitud mínima están asociados a un ábaco de trabajo generado por la componente geotécnica en el cual el Ingeniero estructural puede escoger dentro de un rango de valores, la longitud y diámetro que mejor se acople a los requerimientos estructurales. Se hace la aclaración que la longitud final y su respectivo diámetro será definido por la componente estructural y debe estar dentro de los rangos definidos por la componente geotécnica.

El nivel de cimentación se obtendrá haciendo la excavación a la altura correspondiente y garantizando la uniformidad de los materiales.

Los caisson estarán separados tres veces el diámetro entre ejes.

Entre los análisis realizados fueron llevados a cabo modelos de resistencia por punta para suelos principalmente friccionantes, en función de las propiedades geomecánicas del subsuelo de la zona donde se implantarán las estructuras en mención.

Conforme a lo establecido en la norma CCP 14 para los pilotes perforados se debe considerar el diseño a partir de los estados límites, con lo cual a continuación se hace una descripción general de lo requerido para el diseño de cimentaciones profundas asociadas a cada estado límite.

Estado límite de Resistencia

El presente estado límite debe considerar el diseño bajo los siguientes criterios:

- Resistencia a la compresión axial de los pilotes individuales
- Resistencia a la compresión del grupo de pilotes
- Resistencia al levantamiento de los pilotes individuales
- Resistencia al levantamiento del grupo de pilotes

- Resistencia lateral del pilote.

A continuación, se realiza la descripción de lo contemplado en cada subnumeral

- RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN AXIAL DE PILOTES

Para las cimentaciones profundas, los análisis realizados fueron llevados a cabo modelos de resistencia por punta para suelos principalmente friccionantes, en función de las propiedades geomecánicas del subsuelo en el área establecida para la construcción del puente vehicular proyectado.

La capacidad por punta fue evaluada mediante las propuestas analíticas de Meyerhof, Poulos y Coyle y Castello entre otros, en función del área de la punta del pilote y la resistencia al corte del material de fundación. Debido a la competencia de los materiales en los que descansará la punta de los pilotes, y a su baja probabilidad de generación de deformaciones que permitan el desarrollo de la resistencia por fricción, este aporte no fue tenido en cuenta para el cálculo de la resistencia total de los elementos de cimentación.

Así las cosas, la ecuación utilizada para el cálculo de la capacidad por punta corresponde a Terzaghi – Meyerhoff (1963) es la siguiente:

$$P_{bu} = \left((N_c * C) + (\gamma D * N_q) \right) * \pi * \frac{D^2}{4}$$

Conforme a la norma CCP14 el factor de resistencia para la cimentación con pilotes perforados corresponde a la siguiente:

Tabla 13. Resistencia Axial de pilotes

Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

Método	Suelo	Factor de Resistencia Máx
Resistencia nominal a la compresión axial de los pilotes perforados individualmente	Resistencia por punta en roca	0,50
Resistencia al levantamiento de pilotes perforados individualmente	Roca	0,40

- CARGA LATERAL

El análisis de capacidad de carga lateral ha sido evaluado a partir de la metodología de Broms (1964), para la geometría del pilote seleccionada como sistema de cimentación de las estructuras de contención aledañas al puente.

Adicional a las cargas a compresión que puede soportar una cimentación, es posible que la misma requiera soportar cargas laterales como resultado de empujes de tierras, corrientes de río sobre pilas de puentes, cargas sísmicas, cargas a tensión entre otras. El método de Broms proporciona un procedimiento de cálculo manual para determinar las cargas laterales y las deflexiones de la pila en la superficie del suelo.

La ecuación planteada para suelos granulares, corresponde a la siguiente:

$$H_u = K_p * \gamma * L^2 * D$$

Conforme a la norma CCP14 el factor de resistencia para la cimentación con pilotes perforados corresponde a la siguiente:

Tabla 14. Resistencia carga lateral
Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

Método	Suelo	Factor de Resistencia Máx
Resistencia geotécnica horizontal del pilote individual o grupo de pilotes	Todos los materiales	1,0

- RESISTENCIA A LA TRACCIÓN DE PILOTES

Corresponde a la fuerza en sentido contrario a la aplicación de la carga vertical por efecto de empujes o subpresiones del suelo o cargas de viento que podrían levantar la estructura. La resistencia a la tracción se calcula como la sumatoria de la resistencia a fricción del pilote más el peso del mismo. Conforme a la norma CCP 14 se establece los siguientes factores de resistencia.

Tabla 15. Resistencia a la tracción de pilotes
Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

Método	Suelo	Factor de Resistencia Máx
Resistencia al levantamiento de pilotes perforados	Roca	0,40

- COEFICIENTE DE REACCIÓN HORIZONTAL

El coeficiente de reacción horizontal (K_h) fue calculado a partir de la resistencia del suelo de confinamiento a lo largo del fuste hasta la máxima profundidad de diseño de los elementos de cimentación considerando la resistencia al corte lateral del suelo de acuerdo a las propuestas de W. G. K. Fleming (1992) para suelos granulares y asociada al número de golpes obtenidos por ensayo de SPT.

Bajo esta condición, la ecuación utilizada corresponde a la siguiente:

$$K_h * D = 38,042 * N * \Delta h$$

Estos valores de resorte se presentan patronados al diámetro del pilote, es decir para determinar el valor de resorte horizontal volumétrico (relación esfuerzo/deformación) basta con dividir el valor de la gráfica entre el diámetro.

Adicionalmente, se da la alternativa para el diseño estructural, si se va a aplicar a un modelo de resistencia lineal (Winkler) (relación fuerza/deformación) debido a la diferencia conceptual en los parámetros utilizados, en donde el valor del K_h será establecido multiplicando el valor de la gráfica por el diámetro.

Para la determinación del coeficiente de reacción horizontal en el material aluvial se utilizó la mediana del número de golpes corregido obtenido por la metodología de Álvaro González descrita previamente. Para el caso específico de los materiales tipo roca, se utilizó la ecuación de Vesic (1971) en donde se utiliza el módulo de elasticidad del pilote, el diámetro, la inercia y el módulo de elasticidad del concreto.

$$K_h * D = 0,65 \sqrt[12]{\frac{E_s}{E_p} \left(\frac{E_s}{(1 - \nu^2)} \right)}$$

- GRUPO DE PILOTES

Con el propósito de evaluar la incidencia que tiene la separación de los elementos de cimentación tipo pilote sobre la eficiencia del grupo de pilotes, a continuación, se presenta los coeficientes que permiten tener en cuenta la reducción de la resistencia a compresión debido al efecto de grupo.

Tabla 16. Factor de reducción por efecto de grupo
Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

Configuración del grupo	Espaciamiento Centro A Centro	Factor de reducción para efectos de grupo η
Fila Única	2D	0,90
	>3D	1

Así las cosas y con el fin de brindar varias alternativas para la selección del sistema de cimentación, se ha evaluado la magnitud de la capacidad de carga de seguridad para diversas geometrías de caisson, con diámetros variables entre 1,20 y 1,6m y longitudes entre 11m y 20m, para el sector en mención.

En la tabla y figura a continuación se presentan los valores de capacidad de seguridad de los caisson a carga vertical, ya se les ha afectado por el factor de reducción y se ha descontado el peso de los mismos.

Tabla 17. Capacidad de carga de seguridad para los caisson sector Puente K38+800.

Diam (m)	Carga de trabajo (ton)				
	Longitud (m)				
	11	13	15	17	20
1,20	931,39	1026,219	1121,049	1215,878	1358,122
1,3	1093,090	1204,382	1315,68	1426,968	1593,91
1,4	1267,725	1396,799	1525,872	1654,945	1848,555
1,5	1455,30	1603,468	1751,64	1899,809	2122,066
1,6	1655,804	1824,390	1992,975	2161,561	2414,439

*carga en toneladas

Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

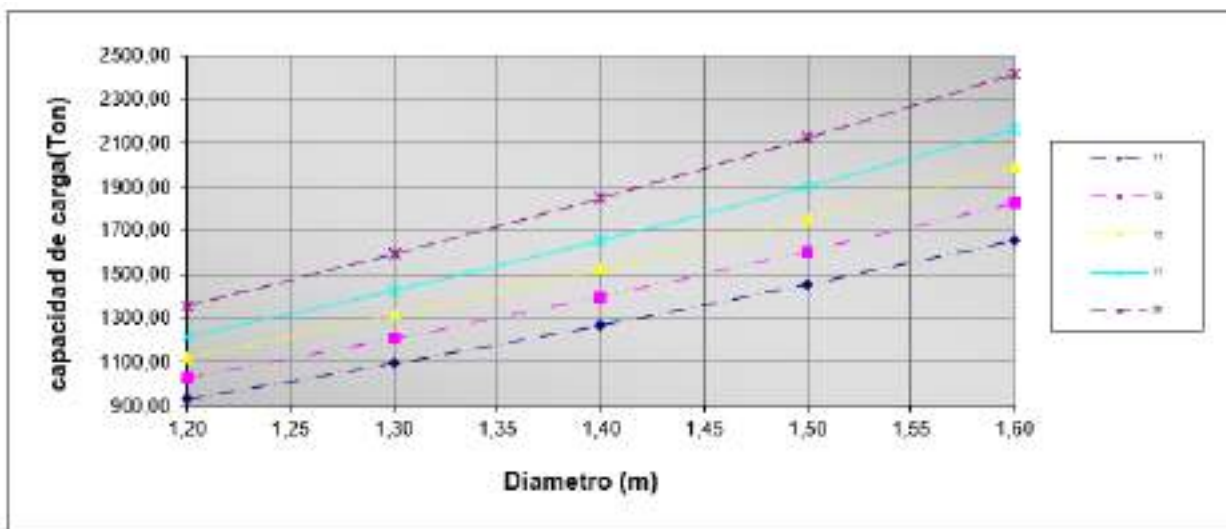


Imagen 21. Capacidad de carga de seguridad caisson sector puente K38+800

Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

Estado límite de servicio

El estado límite de servicio está determinado por lo expuesto en el numeral 10.5.2.1 y 10.8.2.2.1 del Código Colombiano de Diseño de Puentes CCP-14.

De acuerdo con el numeral 10.5.2.1, el diseño de la cimentación en el estado límite de servicio debe incluir:

- Asentamientos
- Movimientos horizontales
- Estabilidad global y
- Socavación para la inundación de diseño.

Así las cosas, para este caso en particular no se ha contemplado socavación. A continuación, se presentan los valores de asentamientos elásticos esperados y de los coeficientes de reacción vertical y horizontal.

El análisis de asentamientos se llevó a cabo mediante la Teoría Elástica y fue realizado de acuerdo con las propuestas existentes, fundamentadas en correlaciones entre el módulo de elasticidad, la relación de Poisson del material de fundación y coeficientes en función de la geometría del cimient.

Para el cálculo de los asentamientos y el coeficiente de reacción vertical se establece una geometría tal que represente la disposición en planta del estribo donde "B" corresponde al ancho del estribo y "L" corresponde a la longitud del mismo. Bajo esta condición, a profundidad se utiliza la metodología de asentamiento para grupo de pilotes en donde la profundidad a partir de la cual se calcula los asentamientos es a partir de $2/3$ de la longitud total del grupo de pilotes.

Los módulos de elasticidad de los materiales para el análisis de asentamientos elásticos han sido establecidos con base en las correlaciones propuestas por Bowles (1982) y el U.S. Department of the Navy (1982).

Con base en lo anterior, han sido determinados los asentamientos elásticos máximos esperados para la estructura proyectada los cuales son de **5,6cm**.

Coeficiente de reacción vertical (K_v)

El objetivo de este parámetro es el de reemplazar una masa de suelo por resortes elásticos equivalentes, con una constante k por unidad de área, lo que realmente es una conveniencia matemática que facilita los cálculos de esfuerzos y deformaciones en las interfaces estructura-suelo, puesto que las deformaciones se hacen directamente proporcionales a los esfuerzos aplicados.

En caso de emplear un solo resorte en la base de los caisson el valor correspondiente será de **16402,48 ton/m**, si es de preferencia del Ingeniero Estructural utilizar los resortes repartidos cada metro a lo largo del fuste el valor de dicho resorte será de **1064,92ton/m³**.

Valores de Resorte Horizontal (K_h)

El coeficiente de reacción horizontal (K_h) fue calculado a partir de la resistencia de los suelos de confinamiento a lo largo del fuste hasta la máxima profundidad de diseño de los elementos de cimentación considerando la resistencia al corte lateral del suelo de acuerdo a las propuestas de W. G. K. Fleming.

Estos valores de resorte se presentan patronados al diámetro del caisson, es decir para determinar el valor de resorte horizontal volumétrico (relación esfuerzo/deformación) basta con dividir el valor de la gráfica entre el diámetro.

Adicionalmente, se da la alternativa para el diseño estructural, si se va a aplicar a un modelo de resistencia lineal (Winkler) (relación fuerza/deformación) debido a la diferencia conceptual en los parámetros utilizados, en donde el valor del K_h será establecido multiplicando el valor de la gráfica por el diámetro.

En la gráfica siguiente se presentan los valores de resorte horizontal (K_h) hasta una profundidad de 11m.



Imagen 22. Coeficiente de reacción horizontal (K_h) K38+300
Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

Estado límite de evento extremo

Corresponde al cálculo en condiciones extremas en las cuales se prevenga el colapso de la estructura y permita proteger la vida de los usuarios. El cálculo de la capacidad se efectuó con las mismas ecuaciones del Estado Límite de Resistencia, el cambio obedece al Factor de reducción de resistencia considerado en cada caso. Corresponde a las siguientes condiciones:

- Socavación
- Tracción en pilotes

Tabla 18. Factor de resistencia
Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

Método	Factor de resistencia Máx.
Socavación	1,0
Tracción	1,0

Tabla 19. Capacidad de carga de seguridad para los caisson K38+300 – Puente, estado límite de evento extremo

Diam (m)	Carga de trabajo (ton)				
	Longitud (m)				
	11	13	15	17	20
1,20	2794,17	3078,658	3363,146	3647,634	4074,366
1,3	3279,269	3613,147	3947,03	4280,904	4781,72
1,4	3803,176	4190,396	4577,615	4964,835	5545,665
1,5	4365,89	4810,403	5254,92	5699,428	6366,197
1,6	4967,413	5473,170	5978,926	6484,683	7243,318

*carga en toneladas

Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

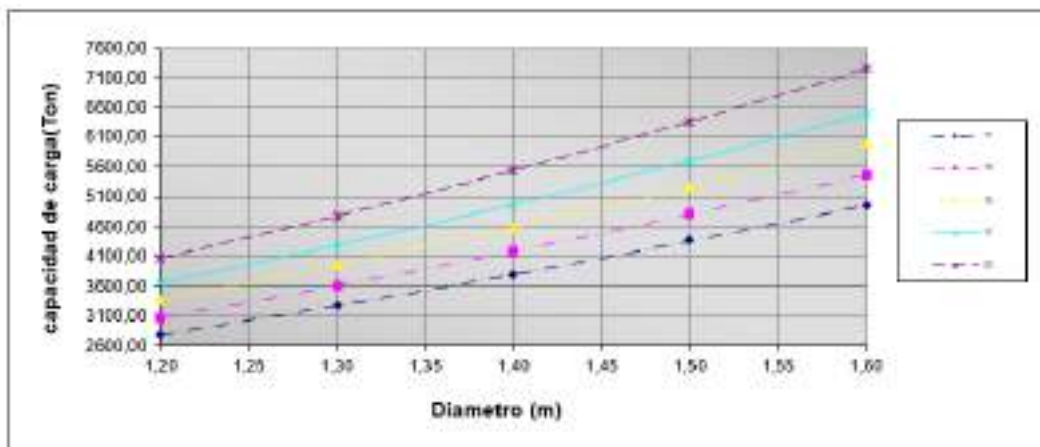


Imagen 23. Capacidad de carga de seguridad caisson tramos K38+300– estado límite de evento extremo

Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

Capacidad de carga lateral - Método de Broms

Broms desarrolló un método para calcular los desplazamientos y momentos de pilotes en suelos cohesivos y no cohesivos utilizando el coeficiente de Balasto, mediante este método se pueden analizar pilotes aislados de cualquier longitud, libres o con restricción a la rotación en la cabeza.

Broms Limita este método a cargas de servicio que se encuentren entre $1/3$ y $1/2$ de la carga última. Para este rango de cargas, Broms, asume que el suelo es linealmente elástico, adicionalmente, para simplificar el análisis consideró, que para los suelos cohesivos el coeficiente de balasto es constante con la profundidad y que aumenta linealmente con esta en suelos no cohesivos.

Para el cálculo de la carga última en suelos cohesivos, Broms asume una distribución de la reacción del suelo uniforme e igual a 9 veces el diámetro por la resistencia a cortante del suelo, excepto para la parte más cercana a la superficie en la que considera que el sustrato no ofrece resistencia.

En suelos no cohesivos considera que la reacción del suelo aumenta con la profundidad, alcanzando una resistencia última de 3 veces el empuje pasivo de Rankine. Así las cosas, a continuación, se presentan los resultados de los análisis de carga lateral.

Tabla 20. Capacidad de carga Lateral de seguridad para la geometría del caisson seleccionado

Diam (m)	Longitud (m)				
	11	13	15	17	20
1,2	387,08	560,39	748,31	950,84	1266
1,3	419,34	607,09	810,66	1030,07	1371
1,4	451,59	653,78	873,02	1109,31	1496
1,5	483,85	700,48	935,38	1188,55	1603
1,7	516,11	747,18	997,74	1267,78	1709

*carga en toneladas

Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

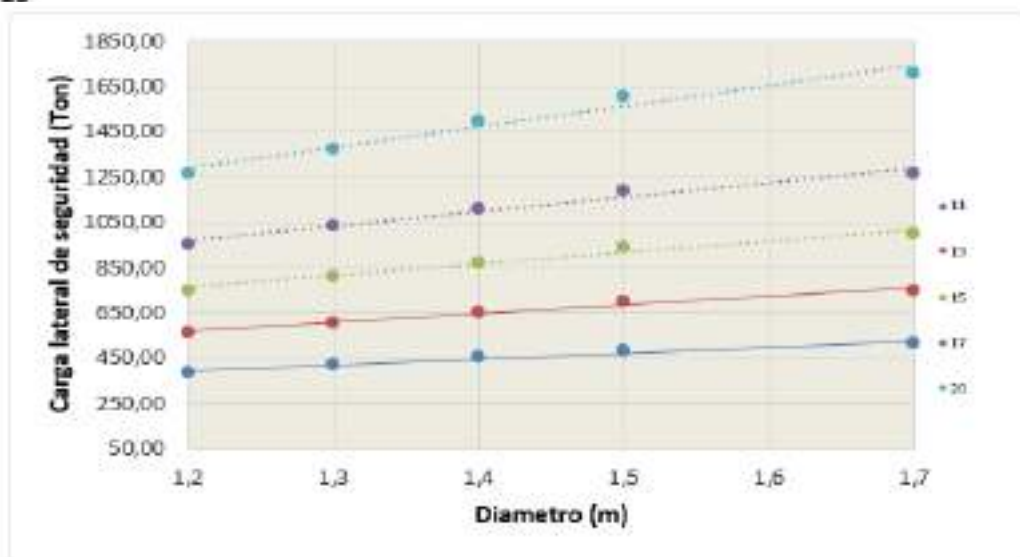


Imagen 24. Capacidad de carga Lateral de seguridad para la geometría del caisson seleccionado
Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

Resistencia a la Tracción

Los valores a continuación corresponden a la resistencia a la tracción de los caisson para para el puente del K38+300, ya se les ha afectado por el factor de reducción

Tabla 21. Resistencia a la Tracción

Diam (m)	Longitud (m)				
	11	13	15	17	20
1,2	138,20	188,63	242,49	299,80	388,34
1,3	152,42	207,53	266,38	328,95	425,60
1,4	167,04	226,93	290,83	358,74	468,13
1,5	182,09	246,81	315,84	389,17	507,23
1,6	197,54	267,19	341,42	420,24	547,07

* carga en toneladas

Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

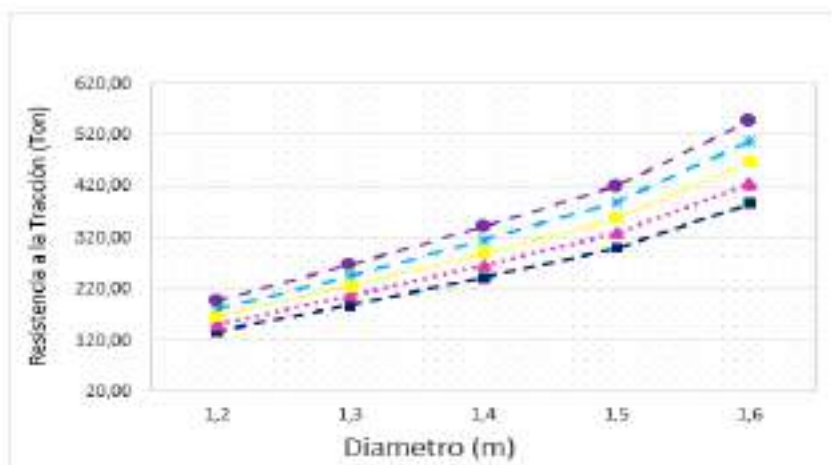


Imagen 25. Resistencia a la Tracción para el caisson seleccionado
Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

6.4 DETERMINACIÓN DE PRESIONES DE TIERRA PARA LAS ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN

Para el diseño de los elementos estructurales del muro de contención que soportan la acción de cargas generadas por los materiales de relleno, han sido realizados los análisis de esfuerzos laterales, los cuales fueron evaluados mediante la teoría clásica de Rankine, la cual se fundamenta en las teorías del *equilibrio plástico*, que en suelos se refiere a la condición en que cada punto en una masa de suelo está a punto de fallar.

De la misma forma con base en la formulación pseudo-estática propuesta por Mononobe – Okabe, fueron determinados los coeficientes de presión de tierras para condición dinámica.

De acuerdo a lo anterior, se recomienda utilizar diagramas de presiones laterales triangulares, propias de suelos friccionantes, considerando los siguientes parámetros:

Tabla 22. Coeficiente de presión activa, coeficiente de presión en reposo y Mononobe Okabe

DATOS		
Aceleración A_a	0,25	CCP-14
Peso unitario del material de Relleno	2	t/m ³
Angulo de fricción interna	30	(°)
Sobrecarga tránsito vehicular (H.5.1.2 — Estados límite de falla-NSR-10)	1,5	t/m ²
Coeficiente de presión activa (K_a)		
$K_a = (1 - \sin \phi) / (1 + \sin \phi)$		
$K_a =$	0,333	
Coeficiente de presión en reposo (K_o):		
$K_o = (1 + \sin \phi)$		
$K_o =$	0,5	
CALCULO DE MONONOBE OKABE		
A_a	0,25	
A_v	0	
ϕ	30	
δ	20	
ψ	-	
DA	2,262684636	
K_a (mononobe okabe)	0,3082	
K_o	0,5000	
K_a	0,3333	

Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

Los materiales de relleno, deberán seleccionarse de acuerdo con los lineamientos establecidos por el artículo No. 610 del INVIAS denominado “Relleno para Estructuras”, garantizando como mínimo la colocación de materiales tipo “Adecuados”.

6.5 CORTES TEMPORALES

A partir de la implantación generada desde el área de estructuras, se evidencia que se requieren cortes temporales para la ejecución de los apoyos del puente. A continuación, se presenta la implantación generada en donde se evidencia los requisitos asociados a cortes temporales.

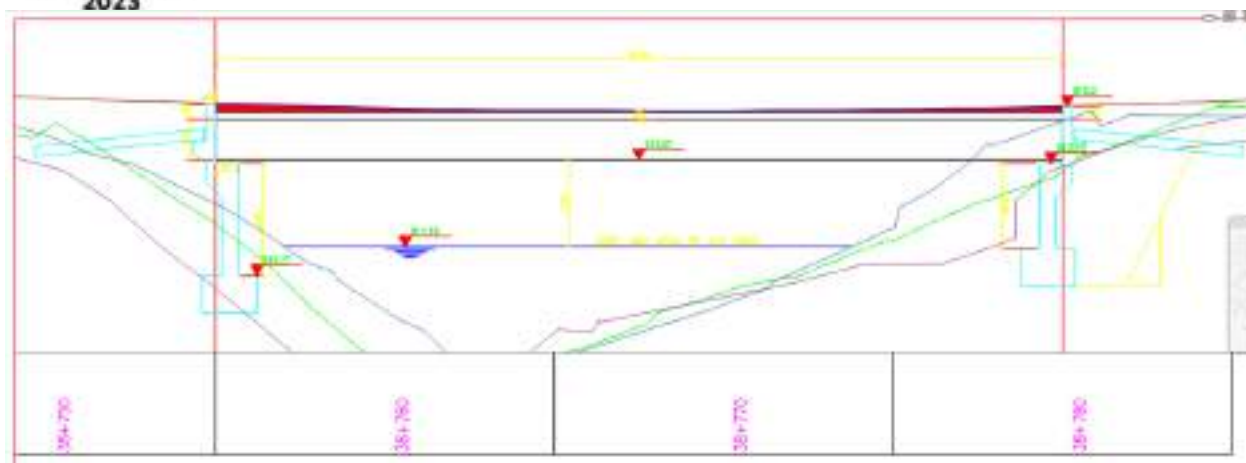


Imagen 26. Implantación del puente, cortes temporales.

Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

Conforme a lo anterior, se proyectaron cortes temporales con un talud 1H:2V y se verificó la estabilidad de taludes, obteniendo un factor de seguridad de 1.26 durante el proceso constructivo como se evidencia a continuación:

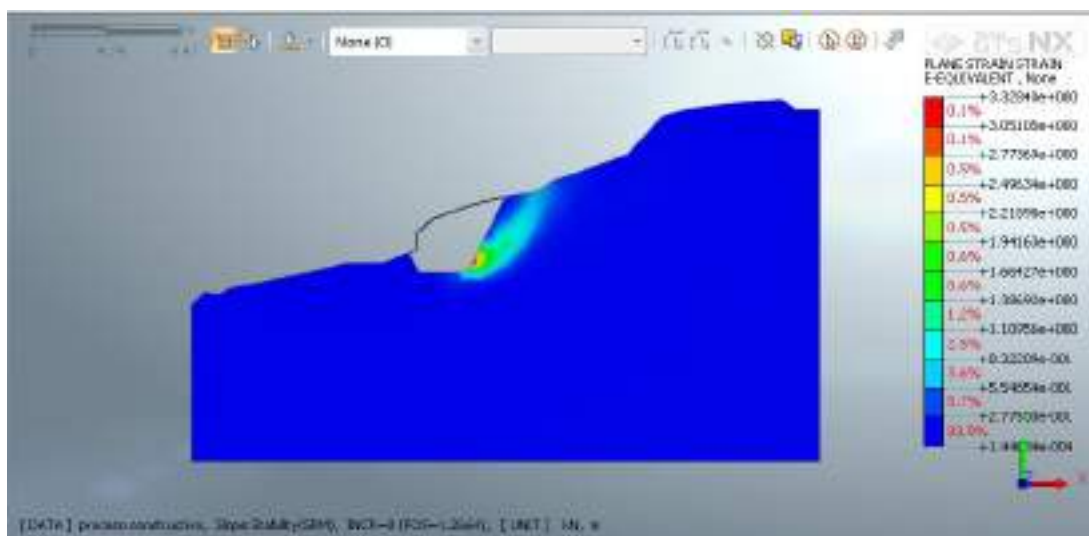


Imagen 27. Implantación del puente, cortes temporales.

Bajo estas condiciones las recomendaciones para el proceso constructivo son las siguientes:

- Se recomienda un talud de corte 1H:2V con altura media de 5m.
- El corte debe protegerse durante el proceso constructivo para evitar generación de surcos de erosión.
- Para reconfigurar hasta la altura de rasante, se recomienda utilizar material tipo "relleno". Deberán seleccionarse de acuerdo con los lineamientos establecidos por el artículo No. 610 del INVIAS denominado "Relleno para Estructuras", garantizando como mínimo la colocación de materiales tipo "Adecuados".
- Se recomienda compactar el material en capas no superiores a 30cm y realizar compactación del mismo garantizándolo al 95% del Proctor modificado.

- Los empujes asociados a la presión de tierras que se van a generar en el trasdós del apoyo son descritos en el numeral "6.4 determinación de presión de tierra para estructuras de contención."
- No se ha considerado una sobrecarga en la corona del movimiento pues el alineamiento proyectado se aleja de la vía existente evitando la circulación de vehículos próximos a la excavación.

7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Con base en las observaciones de detalle ejecutadas durante la visita técnica adelantada, en el programa de investigación del subsuelo, en la interpretación de los resultados de los ensayos de laboratorio, así como en las hipótesis de diseño, ha sido posible establecer las siguientes conclusiones y recomendaciones

Perfil Estratigráfico promedio:

Teniendo en cuenta lo anterior y a la exploración del subsuelo, ha sido posible establecer la existencia de dos (2) estratos los cuales se relacionan a continuación:

Desde la superficie actual del terreno se observa un depósito aluvial (Qda), el cual está conformado por arenas limosas con presencia de gravas de color gris y algunas oxidaciones, de compactación suelta a media, presenta espesores promedio de 8,0m.

Subyaciendo el estrato anterior y hasta la máxima profundidad de exploración (25m), se reporta la existencia de arcillolitas de color morado con vetas grises, pertenecientes a la formación Gualanday (Tmgm) miembro medio, fracturadas.

Estructuras proyectadas:

De acuerdo a las condiciones de entorno, y a la variación de los espesores de los materiales reportados, se plantea la construcción de un puente el cual estará apoyado sobre estribos los cuales a su vez descansarán sobre elementos profundos tipo caisson, contarán con un diámetro de 1,20m y longitud de 11m.

El nivel de cimentación se obtendrá haciendo la excavación a la altura correspondiente y garantizando la uniformidad de los materiales.

Los materiales de fundación corresponden a arcillolitas de color morado con vetas grises, pertenecientes a la formación Gualanday (Tmgm) miembro medio, fracturadas.

Respecto a las capacidades de carga

Los valores de resistencia a compresión para un caisson de diámetro 1,2m y 11m de longitud en estado límite de resistencia es de 931,39 ton, y los asentamientos esperados son de 5,6cm.

Respecto a los cortes temporales:

Se proyectan cortes temporales para la construcción de los apoyos, se proyectaron taludes temporales 1H:2V, las recomendaciones asociadas al proceso constructivo están descritos en el numeral 6.5 Cortes temporales del presente informe.

Respecto a los procesos constructivos:

- Se debe efectuar la localización y replanteo de todas las estructuras incluyendo el nuevo alineamiento de la vía y sus respectivos empalmes con el alineamiento existente.
- Los pilotes que conforman la cimentación del puente serán pilotes pre-excavados a mano, tipo caisson. La excavación de los pilotes debe hacerse mediante la conformación secuencial de camisas en concreto en toda la longitud del elemento.
- Si bien es poco frecuente, ha sido una práctica en la ingeniería la construcción de caisson mediante deslizamiento vertical de camisas prefabricadas, este método constructivo debido a las características del terreno suele presentar fricciones muy elevadas a lo largo del fuste lo que típicamente para profundidades superiores a 5 metros impide la movilización de la camisa. Por lo anteriormente expuesto se recomienda que el encamisado sea fundido y no hincado.
- Con el fin de evitar mantener excavaciones abiertas durante la construcción de los caisson, se recomienda iniciar la excavación de estos elementos desde el nivel actual del terreno, para lo cual se debe considerar unos metros iniciales de encamisado perdido. Es de resaltar que el armado y la fundida final de los caisson respetarán lo establecido en el diseño estructural.
- La excavación se efectuará dentro de la camisa para evitar que se produzca una sobreexcavación. Las camisas deberán ser de concreto lo suficientemente resistentes para soportar los esfuerzos del terreno y agua. El diámetro interior de las camisas no deberá ser inferior al tamaño especificado para el diámetro del pilote.
- Estos elementos deben excavar y fundirse de manera intercalada es decir no consecutiva, con el fin de no generar zonas muy amplias de desconfinamiento, de igual manera se recomienda que se dé inicio a su construcción desde los extremos hacia el centro.
- El Constructor deberá suministrar equipo para verificar las dimensiones y alineamientos de cada excavación de pilotes. Tal verificación deberá hacerla bajo la dirección del Interventor. La profundidad final del pozo se medirá luego de completar la limpieza final.
- Cuando se coloque el concreto por medio de tubería de vaciado, se deberán utilizar dispositivos de anclaje temporales, para evitar que la canasta se levante durante la colocación del concreto
- Se debe identificar en obra que se haya alcanzado el material de fundación antes de iniciar el armado o izaje del acero o la fundida del pilote.
- Una vez fundidos los caisson y hayan alcanzado la resistencia requerida por el diseño estructural se puede iniciar el armado de los estribos del puente. Se puede iniciar la excavación de los estribos y la construcción simultánea de las estructuras de contención previstas toda vez que los procesos identificados son independientes.
- Se debe iniciar la excavación temporal hasta el nivel superior de los caisson o hasta el nivel inferior del estribo definido en los planos estructurales. Se debe conservar una pendiente 1H:2V en los cortes y se debe garantizar una protección del talud de excavación. Se debe evitar que se presenten flujos superficiales hacia la excavación. En caso de presentarse un flujo se debe evacuar mediante bombeo y bloquear su acceso a la excavación.
- Una vez se llegue al nivel deseado, este se debe verificar mediante topografía e iniciar la localización de los ejes de los caisson.

- En caso que durante el proceso de excavación para la construcción de la base de los rellenos se detecten tramos puntuales en donde se presenten concentraciones de suelos blandos, materia orgánica o rellenos de basuras y/o escombros, es necesario retirarlos en su totalidad y reemplazarlos por material seleccionado tipo sub-base debidamente compactado.
- En caso de ser necesarias las labores de nivelación o mejoramiento durante la construcción de cimientos superficiales, el material sobre el cual se apoya el sistema de cimentación, el relleno debe ser material granular seleccionado tipo SBG-1 del INVIAS, con una densidad del 95% de la máxima obtenida en el ensayo de próctor modificado, hasta alcanzar la cota requerida en el diseño estructural.
- Una vez fundidos los estribos y que estos hayan alcanzado la resistencia requerida por el diseño estructural se puede iniciar llenado del materia que conformará los accesos del puente.
- El material de lleno debe ser efectuado con material para terraplenes según Artículo INV 220-22.

Especificaciones Técnicas

Las especificaciones a seguir serán las establecidas por el Instituto Nacional de Vías INVIAS.

Tabla 23 Especificaciones técnicas

No	ESPECIFICACIÓN	ENTIDAD
INV 610-22	Rellenos	INVIAS
INV 600-22	Excavaciones	INVIAS
INV 200-22	Desmante, limpieza, demoliciones y traslado de estructuras	INVIAS
INV 210-22	Excavaciones de la explanación, canales y préstamos	INVIAS
INV 220-22	Terraplenes	INVIAS
INV 621-22	Pilotes Preexcavados/Caisson	INVIAS

Fuente: Elaboración Propia

8 CANTIDADES DE OBRA

Tabla 24. Cantidades de obra Puente K38 (Geotecnia)

Descripción	Unidad	Cantidad
EXCAVACIÓN MANUAL PARA ESTRUCTURAS DE CIMENTACIÓN TIPO CAISSON ($\phi=1,4$, incluye anillo)	M3	105.6
EXCAVACIÓN MANUAL PARA ANILLOS TEMPORALES ($\phi=1,4$, incluye anillo)	M3	36,9
ANILLOS TEMPORALES	ML	24

Fuente: Elaboración Propia

9 LIMITACIONES

Todos los análisis, conclusiones y recomendaciones se basan en los resultados del programa de exploración del subsuelo, el cual es de carácter puntual, si en el momento de ejecutar las obras se aprecian condiciones diferentes a las expuestas en el presente documento se debe dar aviso oportuno, con el fin de evaluar su incidencia en el proyecto.

10 ANEXOS

- Anexo 1. Exploración del subsuelo
- Anexo 2. Memorias de cálculo
- Anexo 3. Planos constructivos

ANEXO 1. EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO

ANEXO 2. MEMORIAS DE CÁLCULO

ANEXO 3. PLANOS Y FIGURAS
