

ESTUDIO GEOTÉCNICO PUENTE QUEBRADA LA HONDA TUMACO - NARIÑO

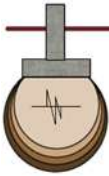
TABLA DE CONTENIDO

1.	INTRODUCCIÓN	4
2.	OBJETIVOS	6
3.	GEOLOGÍA DEL MUNICIPIO DE TUMACO	7
4.	CARACTERÍSTICAS DEL LUGAR Y DE LA ESTRUCTURA	13
5.	INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO Y LABORATORIOS	13
5.1.	TRABAJOS DE CAMPO	13
6.	IDENTIFICACIÓN DE LOS DIFERENTES ESTRATOS DEL SUBSUELO	16
7.	CORRECCIÓN, ANÁLISIS, OBTENCIÓN DE LOS PARÁMETROS Y CONFORMACIÓN DEL MODELO PARA EL DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN DEL PUENTE.	19
7.1.	CORRECCIÓN DE LOS ENSAYOS DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR	19
8.	CHEQUEO DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN	21
9.	ANÁLISIS PARA LA OBTENCIÓN DE LOS PARÁMETROS DE DISEÑO GEOTÉCNICO DE LOS ESTRIBOS DEL PUENTE.	26
10.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	31



LISTA DE TABLAS

TABLA 1. RESUMEN DE LAS EXPLORACIONES DE CAMPO REALIZADAS EN CADA ESTRIBO.....	13
TABLA 2. ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR A PARTIR DE LOS PENETRÓMETROS MARGEN IZQUIERDO.....	18
S-1 Y MARGEN DERECHO S-2.....	18
TABLA 3. RESUMEN RESULTADOS EXPLORACIONES DE CAMPO.....	18
TABLA 4. PARÁMETROS DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR PARA CORREGIR DE CADA ESTRIBO DEL PUENTE.....	20
TABLA 5. FACTORES DE CORRECCIÓN DEL ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR DE CAMPO.....	20
TABLA 6-FIGURA 4. PARÁMETROS DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR CORREGIDOS PARA LOS ESTRIBOS DEL PUENTE.....	21
TABLA 7. PENETRACIONES ESTÁNDAR N_{160} PARA EL CHEQUEO DE LA SUSCEPTIBILIDAD DE LICUACIÓN DE LOS ESTRIBOS DEL PUENTE.....	22
TABLA 8 FIGURA 8. OBTENCIÓN DE PARÁMETROS DE RESISTENCIA CORREGIDOS ESTRIBO SUR.....	27
TABLA 9 FIGURA 9. OBTENCIÓN DE PARÁMETROS DE RESISTENCIA CORREGIDOS ESTRIBO NORTE.....	28
TABLA 10. PARÁMETROS FÍSICO- MECÁNICOS DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR, CORTE DIRECTO, COEFICIENTES DE PRESIÓN LATERAL Y PESO UNITARIO A USAR EN EL DISEÑO DE LOS ESTRIBOS.....	29
TABLA 11, FIGURA 11. CAPACIDADES PERMISIBLES PARA EL CÁLCULO DE LAS CIMENTACIONES CUADRADAS-ESTRIBO SUR.....	32
TABLA 12, FIGURA 12. CAPACIDADES PERMISIBLES PARA EL CÁLCULO DE LAS CIMENTACIONES RECTANGULARES-ESTRIBO SUR.....	33
TABLA 13, FIGURA 13. CAPACIDADES PERMISIBLES PARA EL CÁLCULO DE LAS CIMENTACIONES ALARGADAS-ESTRIBO SUR.....	34
TABLA 14, FIGURA 14. CAPACIDADES PERMISIBLES PARA EL CÁLCULO DE LAS CIMENTACIONES CUADRADAS-ESTRIBO NORTE.....	35
TABLA 15, FIGURA 15. CAPACIDADES PERMISIBLES PARA EL CÁLCULO DE LAS CIMENTACIONES RECTANGULARES-ESTRIBO NORTE.....	36
TABLA 16, FIGURA 16. CAPACIDADES PERMISIBLES PARA EL CÁLCULO DE LAS CIMENTACIONES ALARGADAS-ESTRIBO NORTE.....	37
TABLA 17. SE INDICAN LOS COEFICIENTES DE PRESIÓN LATERAL SEGÚN RANKINE (1944) PARA EL ESTRIBO SUR.....	38
TABLA 18. SE INDICAN LOS COEFICIENTES DE PRESIÓN LATERAL SEGÚN RANKINE (1944) PARA EL ESTRIBO NORTE.....	39
TABLA 19. GRANULOMETRÍA PARA LOS FILTROS.....	42
TABLA 20. CARACTERÍSTICAS DEL MATERIAL DE AFIRMADO SEGÚN NORMAS INVIAS 311-2 Y 311-3.....	43
TABLA 21. GRANULOMETRÍAS PARA FILTROS.....	45
TABLA 22. VARIACIÓN DEL COEFICIENTE DE BALASTO CON LA PROFUNDIDAD, PARA SER USADO EN EL ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN DEL PUENTE-ESTRIBO SUR.....	46
TABLA 23. VARIACIÓN DEL COEFICIENTE DE BALASTO CON LA PROFUNDIDAD, PARA SER USADO EN EL ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN DEL PUENTE-ESTRIBO NORTE.....	47
TABLA 24-FIGURA 20. PERFIL SÍSMICO PARA LOS DOS ESTRIBOS DE LA CIMENTACIÓN DEL PUENTE.....	48
TABLA 25-FIGURA 23. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS DEBIDOS AL SISMO PARA EL CÁLCULO DEL EMPUJES ACTIVO Y PASIVO DEL ESTRIBO SUR.....	53
TABLA 26-FIGURA 24. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS DEBIDOS AL SISMO PARA EL CÁLCULO DEL EMPUJES ACTIVO Y PASIVO DEL ESTRIBO NORTE.....	54
TABLA 27. PERIODO FUNDAMENTAL DEL SUELO ESTRIBOS SUR Y NORTE.....	55

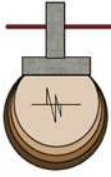


LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1. LOCALIZACIÓN DEL MUNICIPIO DE TUMACO Y SECTOR DEL PROYECTO.....	5
FIGURA 2. LOCALIZACIÓN DE LAS EXPLORACIONES DE CAMPO.....	14
FIGURA 3. ESTRATIGRAFÍA ESTRIBO NORTE, TRINCHERA T-2 Y ESTRIBO SUR, TRINCHERA T-1.....	17
FIGURA 5. SUSCEPTIBILIDAD A LA LICUACIÓN EN FUNCIÓN DEL $NSPT_{60}$ PARA UN SISMO DE MAGNITUD 7.5 BASADO EN CASOS HISTÓRICOS, Youd Idriss, 2001.....	23
FIGURA 6. CÁLCULOS DE LA EVALUACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN DEL PUENTE-ESTRIBO NORTE.....	25
FIGURA 7. CÁLCULOS DE LA EVALUACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN DEL PUENTE-ESTRIBO SUR.....	26
FIGURA 10. ESQUEMA DEL MODELO DE LA CIMENTACIÓN DE LOS ESTRIBOS DEL PUENTE CON SUS PARÁMETROS DE DISEÑO.....	30
FIGURA 17. FRANJA DE GRANULOMETRÍAS DEL MATERIAL DE FILTRO A USAR.....	41
FIGURA 18. FRANJAS GRANULOMÉTRICAS DEL MATERIAL DE AFIRMADO PARA SER USADO COMO MATERIAL DE MEJORAMIENTO SEGÚN INVIAS 311-2.	43
FIGURA 19. DISEÑO DE FILTROS.....	44
FIGURA 21. ESPECTRO DE DISEÑO ELÁSTICO DE ACELERACIONES PARA EL ESTRIBO SUR.....	50
FIGURA 22. ESPECTRO DE DISEÑO ELÁSTICO DE ACELERACIONES PARA EL ESTRIBO NORTE.....	50

LISTA DE FOTOGRAFÍAS

FOTOGRAFÍAS 1 Y 2. VISTA GENERAL DEL SECTOR OBJETO DEL ESTUDIO.....	6
FOTOGRAFÍAS 3 Y 4. EXPLORACIONES DE CAMPO Y ESTRATIGRAFÍA TRINCHERA T-1 (ESTRIBO SUR).....	15
FOTOGRAFÍAS 5 Y 6. EXPLORACIONES DE CAMPO Y ESTRATIGRAFÍA TRINCHERA T-2 (ESTRIBO NORTE).....	15
FOTOGRAFÍAS 7 Y 8. EXPLORACIONES DE CAMPO Y ESTRATIGRAFÍA SONDEOS S-1 Y S-2.....	16
FOTOGRAFÍAS 9 A 13. PROCESAMIENTO DE LAS MUESTRAS EN EL LABORATORIO.....	19



ESTUDIO GEOTÉCNICO

CONSTRUCCIÓN PUENTE QUEBRADA LA HONDA

MUNICIPIO DE TUMACO - NARIÑO

I. INTRODUCCIÓN

1.1. DESCRIPCIÓN GENERAL

El siguiente documento contiene aspectos geotécnicos básicos con el entorno físico relacionado al proyecto "CONSTRUCCION PUENTE QUEBRADA LA HONDA MUNICIPIO DE SAN ANDRÉS DE TUMACO – NARIÑO".

Localización del Proyecto

El proyecto se localiza en la zona sur del País, en el Departamento de Nariño, Municipio de San Andrés de Tumaco, en la Quebrada La Honda, entre las Veredas Restrepo y Alcuán.

Localización del Municipio de San Andrés de Tumaco

El Municipio de San Andrés de Tumaco se encuentra localizado a 300 kilómetros de la Ciudad de San Juan de Pasto, capital del Departamento de Nariño, a $1^{\circ}42'24''N$ $78^{\circ}45'53''O$. Ver figura 1.

Tumaco limita por el Norte con el océano Pacífico y el Municipio de Francisco Pizarro; por el Sur, con la República del Ecuador; por el Oriente, con los Municipios de Roberto Payán y Barbacoas y por el Occidente, con el Océano Pacífico.

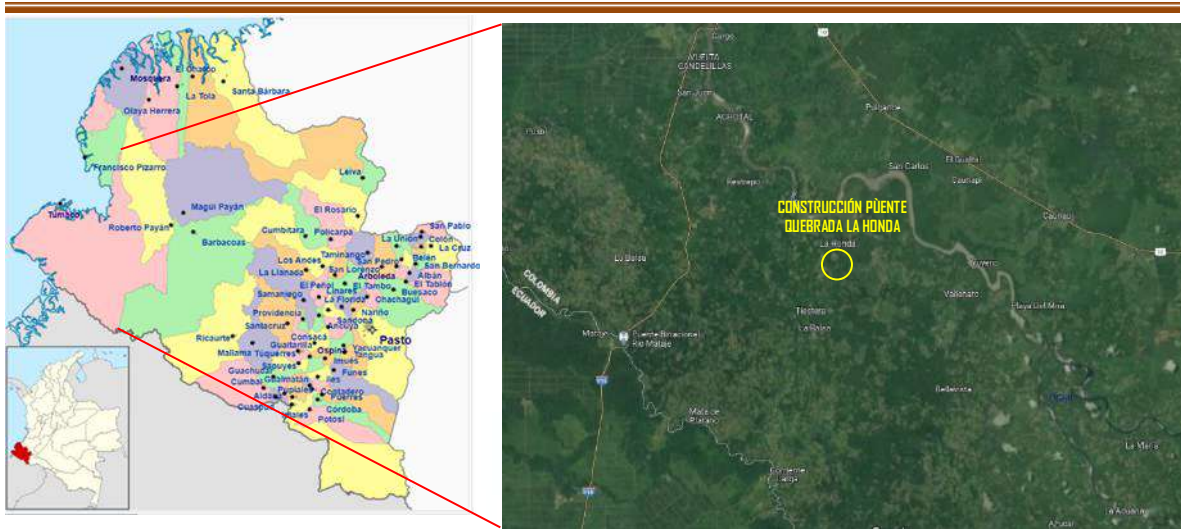
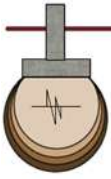
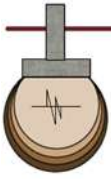


Figura 1. Localización del Municipio de Tumaco y sector del proyecto.

El estudio que a continuación se detalla, se elaboró a solicitud de la empresa TEKMAN S.A.S., atentamente Ingeniero William Plazas, responsables del proyecto.

El Análisis Geotécnico se realizó sobre el puente peatonal construido en madera que pasa la Quebrada La Honda y comunica las Veredas Restrepo y Alcuán, donde se proyecta la construcción de un nuevo puente de aproximadamente 24 metros de luz en el Municipio de Tumaco – Departamento de Nariño.

En el sector, en el momento de realizar este estudio, se encuentra construido un puente peatonal en madera. Una vista general del sitio se muestra en las fotografías 1 y 2.



Fotografías 1 y 2. Vista general del sector objeto del estudio.

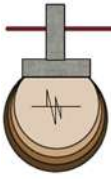
El estudio que a continuación se detalla comprende:

- ❖ Trabajo de campo y toma de muestras.
- ❖ Ejecución, cálculo y presentación de los diferentes ensayos de laboratorio y de campo realizados.
- ❖ Descripción e identificación de la estratigrafía encontrada en los dos flancos de ubicación del puente.
- ❖ Análisis y recomendaciones para el diseño geotécnico de la cimentación más adecuada del puente.
- ❖ Informe fotográfico de los trabajos de campo.

2. OBJETIVOS

Los objetivos que se anotan a continuación se orientan a dar recomendaciones geotécnicas para el diseño de la cimentación del puente **vehicular**.

- 2.1 Conocer el perfil estratigráfico del subsuelo de los dos flancos donde se ubicarán los estribos del puente y la posición del nivel freático.
- 2.2 Determinar los parámetros necesarios para el diseño de la cimentación del puente vehicular.
- 2.3 Identificar las propiedades ingenieriles de los suelos propios del sitio.



- 2.4 Hacer un análisis y dar recomendaciones para la cimentación más adecuada, teniendo en cuenta que la presión máxima de contacto sobre el terreno sea inferior a la capacidad portante del suelo existente, que no se presenten grandes asentamientos y que sea la más económica; con lo que se garantiza el funcionamiento y la estabilidad de la estructura bajo la solitud de las cargas de trabajo.
- 2.5 Recomendar procesos constructivos específicos de la obra.
- 2.6 Suministrar parámetros sísmicos para la obtención del espectro elástico de diseño.

3. GEOLOGÍA DEL MUNICIPIO DE TUMACO

La información presentada a continuación, hace parte de la recopilación de diferentes estudios desarrollados por el Instituto de Minería, Geociencias y Estudios Ambientales – INGEMINAS.

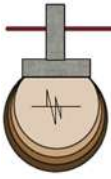
Desde el punto de vista geológico, el Municipio de Tumaco al estar localizado al occidente de la Cordillera occidental, se encuentra sobre la gran fractura del Chocó denominada también sistema de fallas del Río Atrato, y más exactamente en la sub-unidad geomorfológica Fosa Pacífica, la cual se compone por sedimentos abisales del cretáceo, turbiditas pre- miocenas y sedimentos del mioceno, depósitos cuaternarios: aluviales, flujos de lodo, o flujos piroclásticos.

El litoral pacífico sur colombiano hace parte del terreno suprayacente Atrato – San Juan - Tumaco, y es el resultado de la colmatación, desde el Eoceno superior hasta el plioceno de la cuenca formada durante la colisión de las placas oceánica y continental. La litología del terreno está constituida principalmente por Shales, areniscas, conglomerados, y calizas en menor proporción.

En la zona afloran una secuencia de arcillolitas y limolitas con bancos de areniscas y conglomerados que consolidan la formación Naya-Guapi. Las rocas de esta formación que afloran en la Isla del Morro corresponden al Mioceno superior de acuerdo con las determinaciones paleontológicas de fósiles de lamelibranquios.

Sobre esta unidad se encuentran localmente niveles de tobas de composición intermedia, y horizontes de suelos rojos altamente arcillosos, que no presentan evidencias de estructuras geológicas. El resto de la planicie costera está constituido principalmente por gravas, arenas, limos y localmente arcillas.

El principal elemento estructural lo constituye una serie de domos y cuencas alargadas, paralelos a la cordillera occidental. Estos domos y las cuencas han sido asociados con los últimos movimientos importantes de los Andes Colombianos hacia el fin del Pleistoceno inferior. Al Noroccidente de la Isla del Morro y de la Punta Cascajal presenta



los restos de un domo alargado, mientras que al oeste del río Mejicano está ubicada una cuenca tectónica. Hacia el NE, exactamente al SE del río Patía, se localizan tres (3) domos separados por cuencas menores.

Esta zona presenta afectación por las fallas de El Charco y Tumaco; la primera falla tiene expresión superficial sobre los sedimentos cuaternarios y presenta algunas evidencias de neotectonismo en la Punta Cascajal. La falla se prolonga desde el norte de esta punta hasta el SO de Tumaco. Las rocas que atraviesa esta falla se han levantado progresivamente, insinuando basculamiento del bloque oriental hacia el SO y del bloque oeste hacia el NE. A la falla de Tumaco le asigna un rumbo N 45° W y se clasifica como transcurrente.

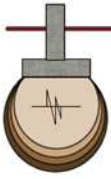
Es así como se evidencia que la geología del Municipio de Tumaco, discurre por diferentes unidades que han sido consolidadas a partir de la orogenia característica de la zona.

Al sur de la Espriella hay una zona ondulada que en su base consta de rocas sedimentarias del Terciario, como pizarras, areniscas y conglomerados, que además contienen intrusiones ígneas básicas y extrusiones en forma de una roca Tobácea-brecha. Esta última se encuentra en la región de Candelillas en casi todos los sitios donde los ríos y quebradas cortan las colinas.

Esta zona continúa al norte en forma de lenguas alargadas de un terreno de colinas con mayores pendientes. Una lengua conspicua se encuentra entre el río Mira y el Océano Pacífico (Monte Alto), otra entre el río Caunapí y el río Rosario y una tercera al Este del río Rosario, la cual se adentra más hacia el norte. Algunos restos de esa formación geológica aparecen en partes como colinas aisladas, por ejemplo, en Peña Colorada, El Morro, en la isla del mismo nombre.

Posiblemente la zona se formó en el Cenozoico, específicamente a fines del Mioceno (terciario), durante un periodo de mucha actividad volcánica. Los ríos de la región empezaron después de erodar, la formación y aparentemente la erosión fue más fuerte, cerca del mar donde todavía se encuentran las pendientes más fuertes.

Ya muy avanzada la erosión se hundió la región a un nivel inferior al mar en el Plioceno (Terciario) o en el principio del Pleistoceno (Cuaternario) y las desembocaduras de los ríos se convirtieron en bahías del mar. Mas o menos en esta época la zona fue cubierta con depósitos de cenizas volcánicas que forman ahora la superficie de la mayoría de las colinas y han formado los suelos rojos arcillosos ácidos latosoles rojos, tan característicos de las colinas: de igual manera las Terrazas están compuestas por arena volcánica y en el perfil del suelo a una profundidad entre 80 a 200 cm., se encuentra una capa con muchos cascajos en descomposición, que posiblemente son los productos derivados



de la erosión de las colinas. La última capa tiene una superficie, ligeramente ondulada debido a una erosión fluvial de pequeñas fuentes, encontrándose a diferentes profundidades y desconociendo si se extiende sobre toda la terraza.

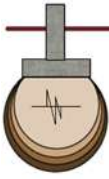
Por los perfiles se tiene la impresión que el mar cubrió la mayoría del terreno, aunque posiblemente más hacia el sur, intervino una cierta influencia aluvial. Las capas superficiales que cubren la capa con cascajo en descomposición, son derivados de ceniza volcánica, que se depositaron allá, ya sea en el mar poco profundo o en las partes revueltas por el río. Estos sedimentos pertenecen al Pleistoceno superior o al Holoceno inferior, es decir, son subrecientes.

Por otra parte, esta formación litoral fue sometida a un cambio relativo con respecto al nivel del mar. Es difícil decir si el nivel del mar bajó o si el terreno se elevó; posiblemente ambos factores tienen un papel importante. Ciertamente es que ahora la formación litoral en su parte baja se encuentra a 3 - 4 metros encima del nivel del mar. La terraza fue atacada por la erosión en dos formas: por el río y por el mar.

De los ríos involucrados en este proceso de erosión sobresale el Mira; abrió valles en la terraza y, el mar con su oleaje, atacó el límite norte de la terraza, es decir, la costa en estos tiempos. No hay mucha diferencia en tiempo entre la formación y la erosión parcial de la terraza. Posiblemente la erosión más fuerte del río Mira ocurrió durante la última glaciación con el nivel del mar más bajo.

El Holoceno es el periodo en que se formaron los aluviones de los ríos y de la zona de los manglares firmes cerca de la costa. Al terminar el pleistoceno y principiar el holoceno el nivel del mar subió con el resultado de que el declive natural de los ríos disminuyó, creando así las condiciones favorables a una sedimentación hasta ahora continua del material aluvial. Los desbordes de los ríos causan una deposición de material grueso cerca de la orilla de los diques naturales y de material más fino en las bateas donde se forman pantanos, el lecho del río queda encerrado entre dos diques naturales y se eleva más y más sobre el nivel de la batea en los pantanos, hasta que el río cambia bruscamente su cauce y busca otro lecho en un sitio más bajo. El río Mira ya ha tenido varios cambios de cauces, de los cuales son testigos el estero Guinul, la quebrada Aguaclara y el brazo del río Mira, para nombrar únicamente los cauces antiguos más evidentes. Naturalmente no todo el material traído por el río Mira se depositó en su propia planada, la mayoría fue transportado paralelamente hacia el mar y depositado en los manglares en forma de limos y arcillas de color gris muy oscuro.

La zonificación de las anteriores formaciones geológicas ha sido evidenciada por INGEDMINAS y el Departamento de Nariño, a través de la identificación de las siguientes unidades:



CODIGO	DESCRIPCION	AREA (HAS)
Qa	Conformados por sedimentos recientes no consolidados: grava, arena, limo y arcilla en valles y llanuras aluviales, terrazas, abanicos aluviales, costas y manglares.	157393,5640
Tmgn	La formación Guapi-Naya está conformada por rocas sedimentarias del Mioceno Superior, que están constituidas por areniscas y limolitas tobáceas, arcillolitas, algunos conglomerados; faunas de lamelibranchios y gasterópodos; niveles con alto contenido de materia orgánica. Además de arcillas y lutitas, con restos vegetales que yacen discontinuamente sobre el grupo del pacífico, e infrayacen, también discordantemente, a la formación Guapi, que son unidades muy semejante a la formación Naya, que presentan además niveles resedimentados; su edad se supone que sea del Plioceno.	26540,5800
TQs	Compuestos por terrazas y abanicos de origen fluvio – volcánico; alternancia de capas conglomeráticas con cantos de rocas volcánicas, capas de Pumita y cenizas y capas de arena, limo y arcilla con alto contenido de material carbonáceo, predominio de capas con cantos ígneo-metamórficos en el Piedemonte Oriental.	157078,404
TQvf	Conformadas por flujos de lodo volcánico de composición heterogénea, intercalaciones de lavas andesíticas cerca a conos volcánicos y lahares.	19160,3900
TOTAL HAS		360172,9380

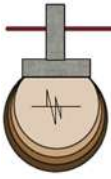
3.1. Estratigrafía

El litoral Pacífico presenta rocas intrusivas y efusivas de composición diorítica y tonalítica que forman una amplia, pero discontinua franja al oeste de la cordillera Occidental; aunque la composición más frecuente de las rocas plutónicas es de tonalita, a veces se observan también garbos, una variación atribuible a la asimilación de materiales ultrabásicos.

En las vulcanitas se nota una variación similar, aunque menos acentuada; en general, se trata de rocas calcoalcalinas con bajo contenido en potasio, por lo cual son pobres en minerales tales como ortoclasa, sanidina o biotita. De todas ellas se encuentran buenos afloramientos, de extensión variable, desde la Serranía del Darién, en los límites con Panamá, hasta las cuencas del Patía y Telembí, en el departamento de Nariño, entre los que se destacan las del Batolito de Mandé, que corre paralelo a los ríos Atrato y San Juan, las cuales se habrían emplazado durante el Eoceno.

Al final del episodio magmático mencionado, comenzó una sedimentación marina al oeste de la cadena volcánica originada por él. Se trata de una secuencia, Eoceno tardía, integrada ante todo por liditas, calizas silíceas, areniscas grauváquicas y hititas oscuras laminares (shales), que en conjunto han recibido diversos nombres: Formación Clavo, Cacarcicá, Suruco, Chigorodó, etc.

Sobre los sedimentos mencionados, y traslapando lateralmente a estos, aparece una sucesión, depositada durante el Oligoceno, que comprende margas, calizas puras, calizas arenosas y tobas. A esta sucesión se le han dado nombres



distintos como: Formación Uva, Formación Truandó, Formación Ciego, Formación Sierra, entre Otros. Sigue luego urja espesa acumulación, a la que se atribuye edad miocena, de areniscas arcillosas de color oscuro, con algunos niveles de conglomerados y ocasionales lentes de lignito. Se trata de la unidad que se conoce con los nombres de Formación Naya, Formación Condoto, Formación Napipí y Formación Bojayá.

El final del Cenozoico está representado por sedimentos fluviales de alta energía, en forma de tenazas y aluviones que se ven levantados por encima de los lechos actuales; sobre ellos se presentan, además, extensos depósitos de brechas, tobas y aglomerados volcánicos, como bien se aprecia al sur, en la llanura pacífica, y al norte, en la depresión Atrato-San Juan. Testigos de dicho vulcanismo pitoclastico se encuentran también en las partes altas de la cordillera Occidental.

Al tiempo con la depositación de las anteriores unidades en el área del denominado "Geosinclinal de Bolívar", en la cordillera Occidental tuvo lugar una actividad magmática que abarcó gran parte del Cenozoico y que permitió, el emplazamiento de numerosas intrusiones medianas a pequeñas, de composición tonalítica/diorítica, entre las que se cuentan: el Batolito de Piedra Ancha, los Plutones de Micay-Aguaclara y de Anchicayá, y las intrusiones de Calima y del Páramo de Frontino.

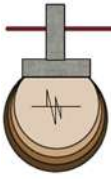
En todos los casos, se trata de rocas compuestas sobre todo de cuarzo, plagiocasa y anfíbol; la edad de emplazamiento disminuye de oriente a occidente, tanto en la cordillera como en la Depresión Cauca-Patía.

Además, junto con el plutonismo en cuestión, hubo también actividad volcánica intensa que aportó grandes cantidades de lavas y piroclastitas dacíticas y andesíticas, hacia ambos flancos de la cordillera Occidental; ello es evidenciado por la presencia de vulcanitas interestratificadas con sedimentos del Oligoceno en la planicie costera del Pacífico.

3.2. Evolución Geológica

La vertiente pacífica de Colombia presenta características que permitirían interpretarla como un arco de islas adosado, durante el Terciario, a la Región Andina, y su evolución se podría resumir así: En un lapso no definido entre el Cretácico tardío y el Eoceno, mar adentro, y en la corteza oceánica, ocurrió una ruptura en dirección NW que dio lugar al cabalgamiento del bloque nororiental con respecto al suroccidental y dio paso a la iniciación de un proceso de subducción.

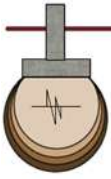
La placa inferior, o en subducción, se fue sumergiendo lentamente, hasta profundidades de 50 a 60 kms, donde las presiones y las altas temperaturas fueron suficientes para producir fusión parcial de los materiales descendentes, que se acumularon en cámaras de las cuales ascendió el magma, dando origen a un vulcanismo lineal. Los conos



volcánicos producto de esos procesos formaron una cadena de islas, similar a las Antillas Menores, o a los numerosos archipiélagos del Pacífico Occidental. Así se generó un arco de islas que se extiende ahora desde Costa Rica hasta el occidente del Ecuador. Dicho arco fue aproximándose tangencialmente a la plataforma que hoy comprende los Andes colombo-venezolanos. De esta manera comenzó a producirse el levantamiento paulatino y la emersión posterior de las grandes unidades integrantes del arco de islas, como son:

El arco externo y la zona de mezcla ("mélange") en la Serranía del Baudó; la cuenca intermedia en el Valle del Atrato-San Juan y su continuación en la llanura costera del Valle, Cauca y Nariño; y el arco interno, o arco magmático en la cadena de batolitos y rocas volcánicas que bordean el flanco oeste de la cordillera Occidental. La última representa, en este modelo, la cuenca de transarco ("backarc-basin"), ahora intensamente plegada. La sedimentación de la cuenca intermedia cambió gradualmente de un ambiente profundo durante el Eoceno, a aguas más someras en el Oligoceno, condiciones litorales en el Mioceno y, finalmente, sedimentación fluvial y acumulaciones piroclásticas subaéreas. El levantamiento de la cuenca transarco es mucho más reciente y parece ser efecto de la presión ejercida por dos grandes bloques: el del arco de islas y el Andino, con el consecuente plegamiento intenso que caracteriza la cordillera Occidental.

Con el progreso de la subducción de la masa occidental (llamada por algunos Placa de Cocos) hacia el oriente, se produjo un avance del frente magmático en el mismo sentido, que causa hoy el vulcanismo de la cordillera Central.



4. CARACTERÍSTICAS DEL LUGAR Y DE LA ESTRUCTURA

Según la información suministrada por Ingeniero William Plazas representante de la empresa TEKMAN S.A.S., su estructura será mixta y estará conformada por un sistema de tuberías petroleras en el sentido largo con estructura de concreto reforzado en los estribos, obras de contención, vigas transversales y losa.

5. INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO Y LABORATORIOS

Los trabajos de campo y ensayos de laboratorio se elaboraron de acuerdo a la NORMA COLOMBIANA DE DISEÑO DE Puentes CCP-14. Y LA NORMA COLOMBIANA DE DISEÑO SISMO RESISTENTE NSR-10.

De acuerdo con 10.4.2. del CCP-14, Las exploraciones se realizaron teniendo en cuenta la variabilidad de la estratigrafía y posición del N.F., posibilidad de suelos licuables, expansivos o dispersivos.

5.1. TRABAJOS DE CAMPO

El trabajo de campo realizado se resume en la tabla 1.

ESTRIBO SUR:

EXPLORACIONES	No.	PROF. MÁX (m)
TRINCHERA - 1	1	h=3.0m
SONDEOS S - 1	1	2.50

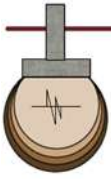
ESTRIBO NORTE:

EXPLORACIONES	No.	PROF. MÁX (m)
TRINCHERA - 2	1	h=1.10m
SONDEO S - 2	1	1.60

Tabla 1. Resumen de las exploraciones de campo realizadas en cada estribo.

Las exploraciones se ubicaron convenientemente en cada sector de los estribos del puente. Ver figura 2. Localización de exploraciones.

De las exploraciones se tomaron muestras a medida que la estratigrafía cambiaba, para realizarles las pruebas de



laboratorio como granulometrías, límites, gravedad específica, corte directo, compresión inconfiada y penetración estándar deducida a partir del penetrómetro dinámico liviano. Al final del informe se anexan los resultados de las diferentes pruebas.

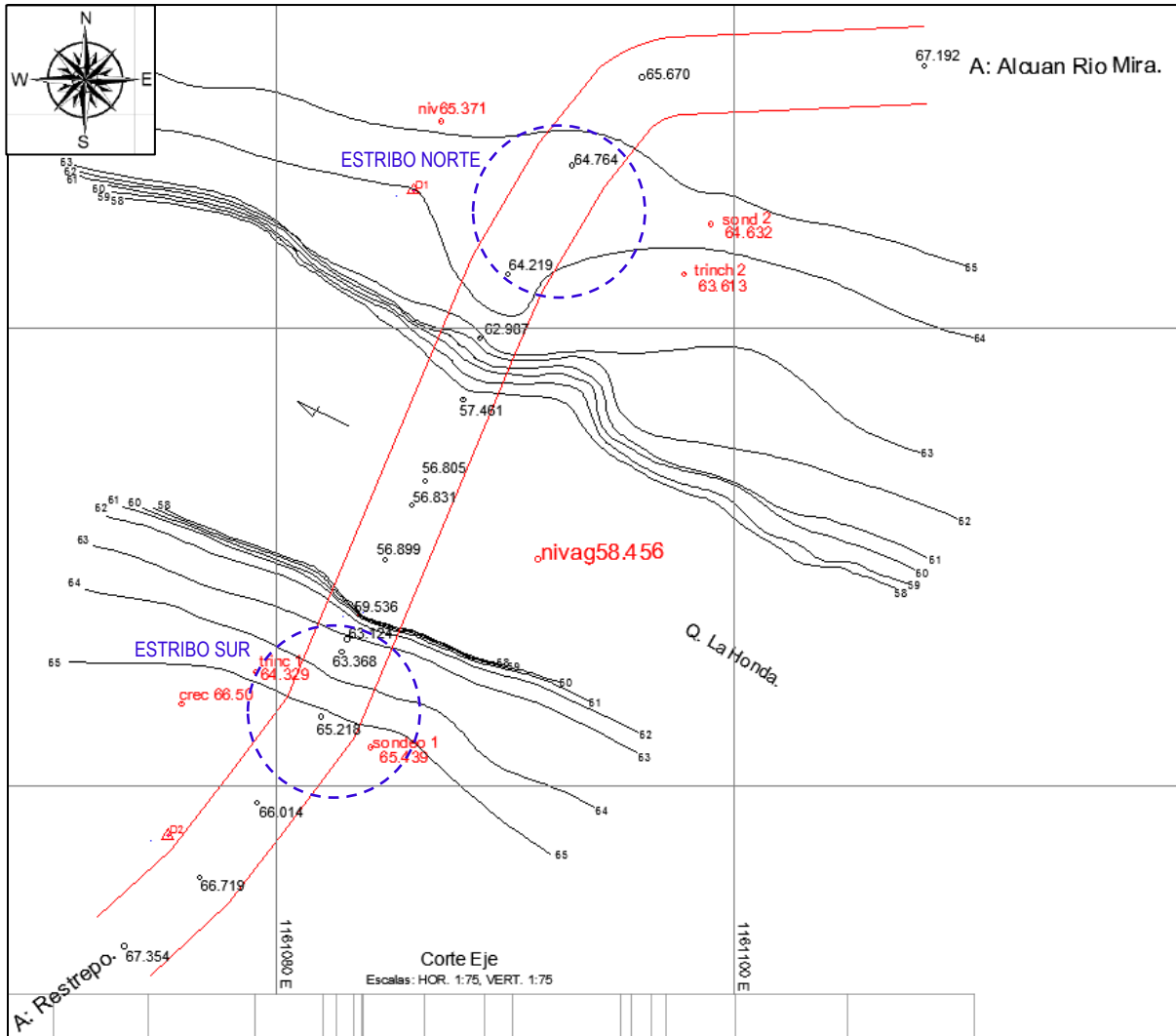
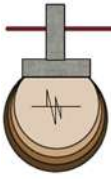


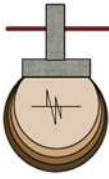
Figura 2. Localización de las exploraciones de campo.



Fotografías 3 y 4. Exploraciones de campo y estratigrafía trinchera T-1 (estribo sur).



Fotografías 5 y 6. Exploraciones de campo y estratigrafía trinchera T-2 (estribo norte).



Fotografías 7 y 8. Exploraciones de campo y estratigrafía Sondeos S-1 y S-2.

6. IDENTIFICACIÓN DE LOS DIFERENTES ESTRATOS DEL SUBSUELO

Teniendo en cuenta la estratigrafía observada, ensayos de laboratorio y de campo; ésta se presenta en general con homogeneidad para cada uno de los flancos. Teniendo en cuenta el sentido de avance del río:

El ESTRIBO SUR, trinchera izquierda, está conformada por arcillas limosas muy plásticas color tabaco - CH con presencia de bolos de diámetro máximo 30cms. y limos poco plásticos color tabaco -ML con presencia de bolos de diámetro máximo 40cms. finalmente se encuentra una roca en proceso de formación que clasifica como arena limosa color gris - SM.

EL ESTRIBO NORTE, trinchera derecha, se inicia con un limo muy plástico color tabaco - MH con presencia de bolos de diámetro máximo 30cms. finalmente se encuentra una roca en proceso de formación que clasifica como arena limosa color gris -SM.

La estratigrafía se puede observar en la figura 3. El nivel freático no se presentó.

Se aclara que, por el comportamiento del régimen pluviométrico de la región, el N.F. (nivel del río) puede superar el nivel del puente peatonal actual.

Esta estratigrafía se realizó con la escala que nos presenta el topografo en el perfil de la quebrada.

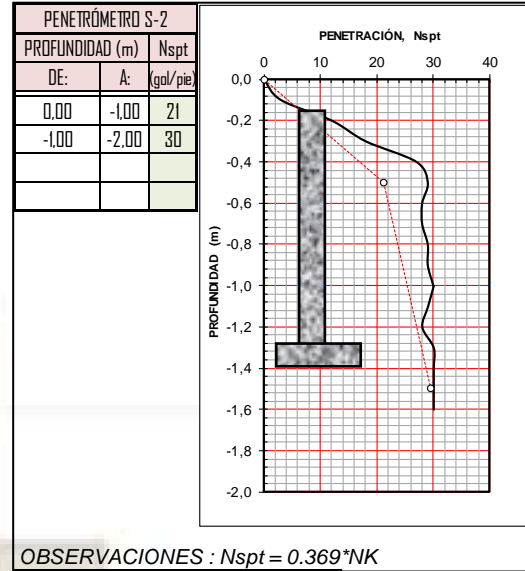
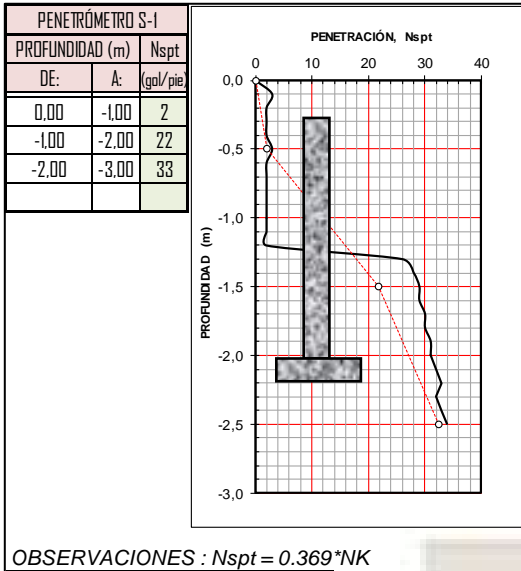
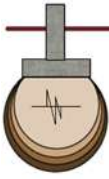
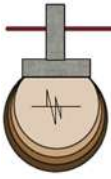


Tabla 2. Ensayo de penetración estándar a partir de los penetrómetros margen izquierdo S-1 y margen derecho S-2.

En la Tabla 3. Se anotan los diferentes resultados de los ensayos de laboratorio.

ESTUDIO GEOTÉCNICO PUENTE QUEBRADA LA HONDA										FECHA: MARZO 21 DE 2023				
TUMACO - NARIÑO														
Trinchera No.	Altura (msnm)	SÍMBOLO	Descripción	Humedad (%)	γ_{sat} (t/m ³)	Granulom. No. 4	% pasa No.200	Límites LL - Ip	Clasificación U.S.C.	Resistencia sin Qu (k/cm ²)	P.Unitario Seco	(t/m ³) Húmedo	Corte c (k/cm ²)	Directo ϕ (°)
ESTRIBO SUR														
T - 1	64.329msnm		ARCILLA LIMOSA MUY PLÁSTICA COLOR TABACO	67.3	1.58	99.7	91.5	73.89 - 41.46	CH	0.5	0.95	1.48		
	62.329		LIMO POCO PLÁSTICO COLOR TABACO	49.9	1.70	92.2	71.0	45.55 - 5.25	ML	0.4	1.10	1.61		
	62.329		CORTE DIRECTO								1.14	1.61	0.29	14.50
			GRAVEDAD ESPECÍFICA = 2.60											
	61.329		ROCA EN PROCESO DE FORMACIÓN - ARENA LIMOSA COLOR GRIS	29.7	1.90	60.0	31.0	NL - NP	SM					
				γ (t/m ³)	1.64									
				w(%)	48.95									
				LL (%)	59.72									
				Ip (%)	23.36	%FINOS	64.5							
ESTRIBO NORTE														
T - 2	63.613msnm		ROCA EN PROCESO DE FORMACIÓN - ARENA LIMOSA COLOR GRIS	17.0	2.11	85.2	43.5	NL - NP	SM					
	64.613		LIMO MUY PLÁSTICO COLOR TABACO	62.4	1.61	92.7	82.9	53.40 - 8.24	MH	0.2	0.94	1.49		
	64.713		LIMO MUY PLÁSTICO COLOR TABACO	64.7	1.60	83.3	67.7	50.69 - 8.08	MH					
	64.713		CORTE DIRECTO								0.91	1.48	0.16	22.49
			GRAVEDAD ESPECÍFICA	2.60							PROMEDIO	1.5		
				γ_{sat} (t/m ³)	1.77	%FINOS	64.7							
				w(%)	48.0									
				LL (%)	52.0									
				Ip (%)	8.2									

Tabla 3. Resumen resultados exploraciones de campo.



En las fotografías 9 a 13 se indica el procesamiento de los ensayos de laboratorio.



Fotografías 9 a 13. Procesamiento de las muestras en el laboratorio.

7. CORRECCIÓN, ANÁLISIS, OBTENCIÓN DE LOS PARÁMETROS Y CONFORMACIÓN DEL MODELO PARA EL DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN DEL PUENTE.

7.1. CORRECCIÓN DE LOS ENSAYOS DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR

Con el propósito de tener en cuenta los parámetros de resistencia a la penetración estándar obtenidos, Ver Tabla 4, se corrigen teniendo en cuenta los factores de corrección que se muestran en la tabla 5.

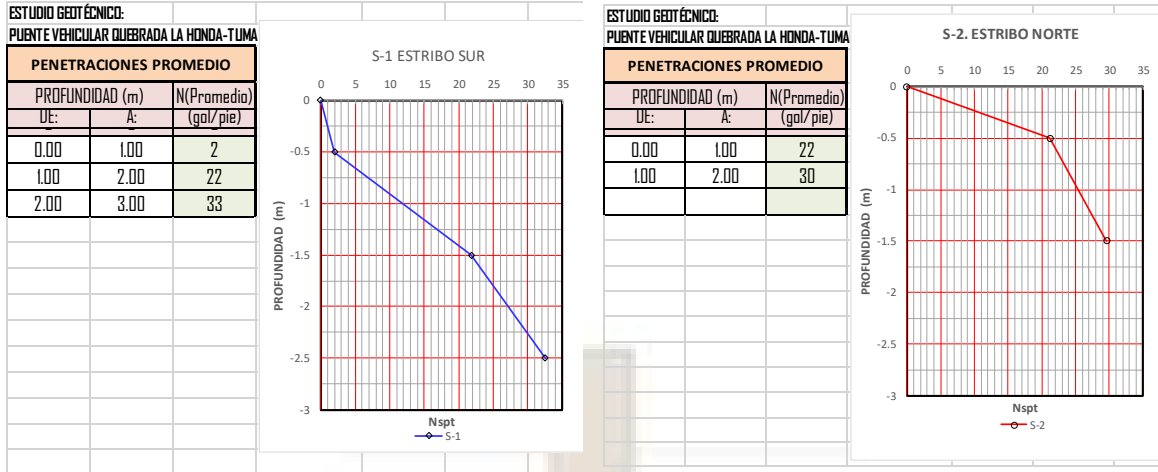
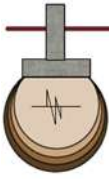


Tabla 4. Parámetros de penetración estándar para corregir de cada estribo del puente.

Los valores corregidos de penetración estándar se calculan de la siguiente forma:

$$N_{60} = N \cdot C_N \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot \eta_4$$

Donde,

N_{60} : Valor de N corregido al 60 % de energía.

N : Valor de N de campo.

C_N : Factor de corrección por confinamiento efectivo.

η_1 : Factor de corrección por energía del martillo.

η_2 : Factor de corrección por longitud de la varilla.

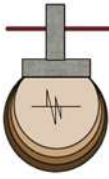
η_3 : Factor de corrección por revestimiento interno del tomamuestras.

η_4 : Factor de corrección por diámetro de la perforación.

FACTORES DE CORRECCIÓN-PRUEBA DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR							
POR CONFINAMIENTO EFECTIVO	POR ENERGÍA DEL MARTILLO	POR LONGITUD DE LA TUBERÍA (m)		POR TIPO DE MUESTREADOR	POR DIÁMETRO DE LA PERFORACIÓN (mm)		
C_N	η_1	η_2		η_3	η_4		
$C_N = \log_0 \frac{10}{\sigma}$ $C_N < 2,0$ González, 1999	$ER = \frac{E_{campo}}{E_{teórico}} = 60\%$ $N_{60} = \frac{ER_r}{60} \cdot N = 1.0$	0,00-4,00	0,75	M. ESTÁNDAR	1,00	60-120	1
		4,00-6,00	0,85	U.S. SIN LINERS	1,20	150	1,05
		6,00-10,00	0,95			200	1,15
		>10,0	1,00				
				Bowles, 1996		Bowles, 1996	

$N_{CORREGIDO} = N \cdot C_N \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot \eta_4$

Tabla 5. Factores de corrección del ensayo de Penetración estándar de campo.



Las correcciones anteriormente anotadas y los valores de penetración estándar ya corregidos (N_{60} y $N_{1(60)}$) se muestran en la Tabla 6 y Figura 4.

ESTUDIO GEOTECNICO: PUENTE VEHICULAR QUEBRADA LA HONDA-TUMACO												
PENETRACIÓN ESTÁNDAR CORREGIDA												
DATOS		%	%									
ENERGÍA		60.00	45.00									
ENERGÍA, η_1		1.00	0.75									
TIPO, η_2		1.00	1.00									
ESTRIBO SUR												
PRODUNDIDAD (m)		ESPESOR ESTRATO (m)	N campo (gol/pie)	CLASIFICACIÓN	FACTORES DE CORRECCIÓN		PESO UNITARIO (ton/m ²)	N.F.	PRESIÓN EFECTIVA (ton/m ²)	CN, González,1999	N_{60}	$N_{1(60)}^*$
DE:	A:			USC	LONG.TUB, η_2	DIAM.PER, η_4						
0.00	1.00	1.00	2	SM	0.75	0.96	1.64	SI	0.64	2	1	3
1.00	2.00	1.00	22	SM	0.75	0.96	1.64	SI	1.28	1.89	16	30
2.00	3.00	1.00	33	SM	0.75	0.96	1.64	SI	1.92	1.72	24	41
										PROMEDIO	14	25

* PARA POTENCIAL DE LICUACIÓN:
POSICIÓN DEL N.F.:Se lo considera en la parte superior de las exploraciones por probable inundación
EL ESFUERZO EFECTIVO SE MIDE EN LA PARTE INFERIOR DEL ESTRATO

ESTUDIO GEOTECNICO: PUENTE VEHICULAR QUEBRADA LA HONDA-TUMACO												
PENETRACIÓN ESTÁNDAR CORREGIDA												
DATOS		%	%									
ENERGÍA		60.00	45.00									
ENERGÍA, η_1		1.00	0.75									
TIPO, η_2		1.00	1.00									
ESTRIBO NORTE												
PRODUNDIDAD (m)		ESPESOR ESTRATO (m)	N campo (gol/pie)	CLASIFICACIÓN	FACTORES DE CORRECCIÓN		PESO UNITARIO (ton/m ²)	N.F.	PRESIÓN EFECTIVA (ton/m ²)	CN, González,1999	N_{60}	$N_{1(60)}^*$
DE:	A:			USC	LONG.TUB, η_2	DIAM.PER, η_4						
0.00	1.00	1.00	22	SM	0.75	0.96	1.77	SI	0.77	2	16	32
1.00	2.00	1.00	30	SM	0.75	0.96	1.77	SI	1.54	1.81	22	39
										PROMEDIO	19	35

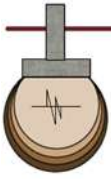
* PARA POTENCIAL DE LICUACIÓN:
POSICIÓN DEL N.F.:Se lo considera en la parte superior de las exploraciones por inundaciones
EL ESFUERZO EFECTIVO SE MIDE EN LA PARTE INFERIOR DEL ESTRATO

Tabla 6-Figura 4. Parámetros de penetración estándar corregidos para los estribos del puente.

8. CHEQUEO DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN.

Previo al análisis para la obtención de los parámetros geotécnicos para el diseño de la cimentación del puente, se realiza el chequeo de la susceptibilidad de licuación.

Teniendo en cuenta que el proyecto se encuentra en una zona de amenaza sísmica alta y los depósitos de suelos donde se implementará la construcción del puente, son arenas limosas y areniscas de color tabaco; se puede presentar el fenómeno de licuación no solamente por la actividad sísmica sino también por el cambio de mares. Por lo anterior se



chequea el potencial de licuación teniendo en cuenta la metodología de Seed et al, 1975,-Boulanger, 2006, Ver figuras 6 y 7.

Para este chequeo se tiene en cuenta el N_{160} , tal como se indica en la Tabla 7.

PRODUNDIDAD (m)		$N_{1(60)}$	ϕ° EQUIVAL Kishida	PRODUNDIDAD (m)		$N_{1(60)}$	ϕ° EQUIVAL Kishida
DE:	A:			DE:	A:		
0.00	1.00	3	19.90	0.00	1.00	32	31.26
1.00	2.00	30	31.26	1.00	2.00	39	33.98
2.00	3.00	41	34.91	ESTRIBO NORTE		35	32.62
ESTRIBO SUR		25	28.69				

Tabla 7. Penetraciones estándar N_{160} para el chequeo de la susceptibilidad de licuación de los estribos del puente.

Una vez obtenidos los valores del N_{160} corregido se procede a determinar el esfuerzo cíclico para las diferentes profundidades.

A continuación, siguiendo con el método simplificado, se calcula la demanda sísmica (CSR) para cada estrato de suelo, la cual se define básicamente como el esfuerzo cortante promedio (τ_{av} o $\tau_{m\acute{a}x}$) actuante en un estrato, normalizado por el esfuerzo efectivo de sobrecarga (σ'_{vo}), y se expresa como la siguiente ecuación:

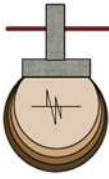
$$CSR = \left(\frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}} \right) = 0.65 \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right) r_d$$

Donde,

σ_{vo} , es el esfuerzo total a la profundidad de análisis y 0.65 es un factor de reducción del esfuerzo cortante máximo para un "esfuerzo cortante cíclico uniforme".

a_{max} : Aceleración pico efectiva para la zona de análisis según el Código NSR-10.

r_d : Coeficiente de corrección por profundidad obtenido de las ecuaciones, donde h es la profundidad en metros:



$$\begin{aligned} 0m < h < 9.15m & r_d = 1 - (0.00765 h) \\ 9.15m < h < 23.0m & r_d = 1.174 - (0.0267 h) \\ 23.0m < h < 30.0m & r_d = 10.744 - (0.008 h) \\ h > 30.0m & r_d = 0.50 \end{aligned}$$

A continuación, se calcula la relación de resistencia cíclica (*CRR*). Posteriormente, los valores de *CSR* calculados, se comparan con la curva de referencia de la relación de resistencia cíclica *CRR*. Dicha curva, reúne las menores relaciones cíclicas de esfuerzos que se sabe producen licuación, para un valor dado de resistencia normalizada de penetración estándar N_{60} . Esta curva, la cual depende (entre otros) de la magnitud del sismo, es considerada como una frontera para limitar las condiciones en las que la licuación puede o no ocurrir, figura 5.

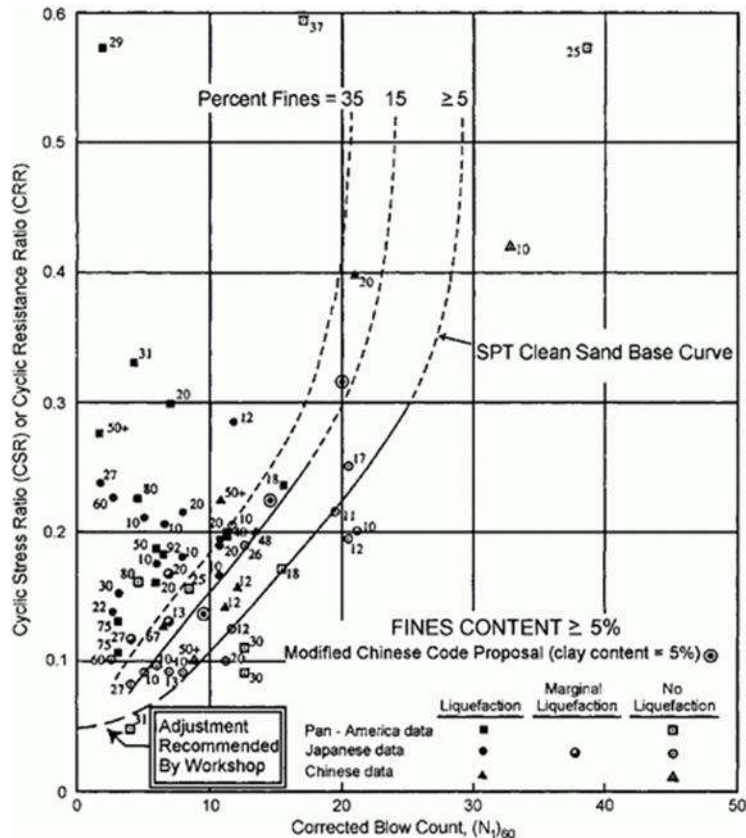
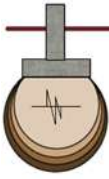


Figura 5. Susceptibilidad a la licuación en función del N_{spt60} para un sismo de magnitud 7.5 basado en casos históricos, Youd Idriss, 2001.



Finalmente, después de calcular N_{spt60} , el valor de la relación de resistencia cíclica **CRR**, se calcula aplicando el criterio de Blake, válido para valores de N_{60} menores a 30m. Además, corregida por el porcentaje de finos del material. Para este caso se utiliza las últimas investigaciones al respecto de esta metodología (Tomado de: LICUACIÓN DE ARENAS EN LA REFINERÍA GENERAL LÁZARO CÁRDENAS, Tesis de Maestría, J. Zapata Ch., UNAM, 2005):

Cálculo del Factor de Seguridad (FS_{lic})

El factor de seguridad contra la licuación, FS_{lic} , se define como:

$$FS_{lic} = \frac{(\tau_{av/\sigma'_o})_{crit}}{(\tau_{av/\sigma'_o})} = \frac{CRR}{\tau_{av/\sigma'_o}} = \frac{CRR}{CSR}$$

Como se mencionó anteriormente, el numerador es el cociente de esfuerzo cortante cíclico promedio que producirá licuación: el denominador representa los esfuerzos cortantes cíclicos que induce en el suelo un sismo con cierta intensidad determinada por la aceleración máxima del terreno.

Cuando el valor de este factor de seguridad es menor que la unidad, se presenta el fenómeno de licuación a la profundidad analizada.

Todos los cálculos de la evaluación del potencial de licuación se muestran en las Figuras 6 y 7.

En conclusión del análisis anterior se puede inferir que los estratos donde se implementará la construcción de los estribos del puente no presenta riesgo al fenómeno de licuación. El resultado de 0 a 1.0m del ESTRIBO NORTE que indica licuación, no afecta la estabilidad del estribo por ser un estrato superficial.

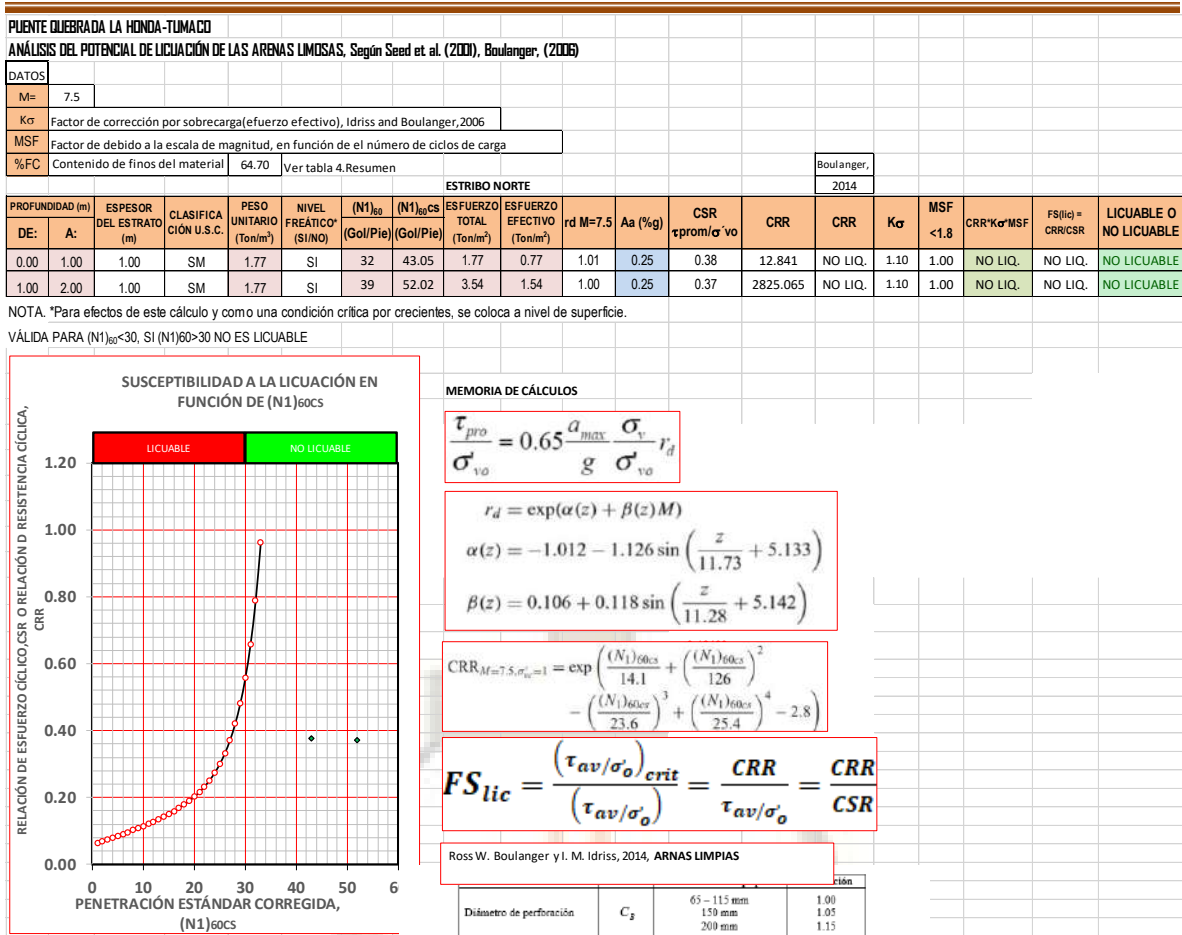
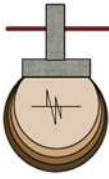


Figura 6. Cálculos de la evaluación del potencial de licuación del Puente-ESTRIBO NORTE.

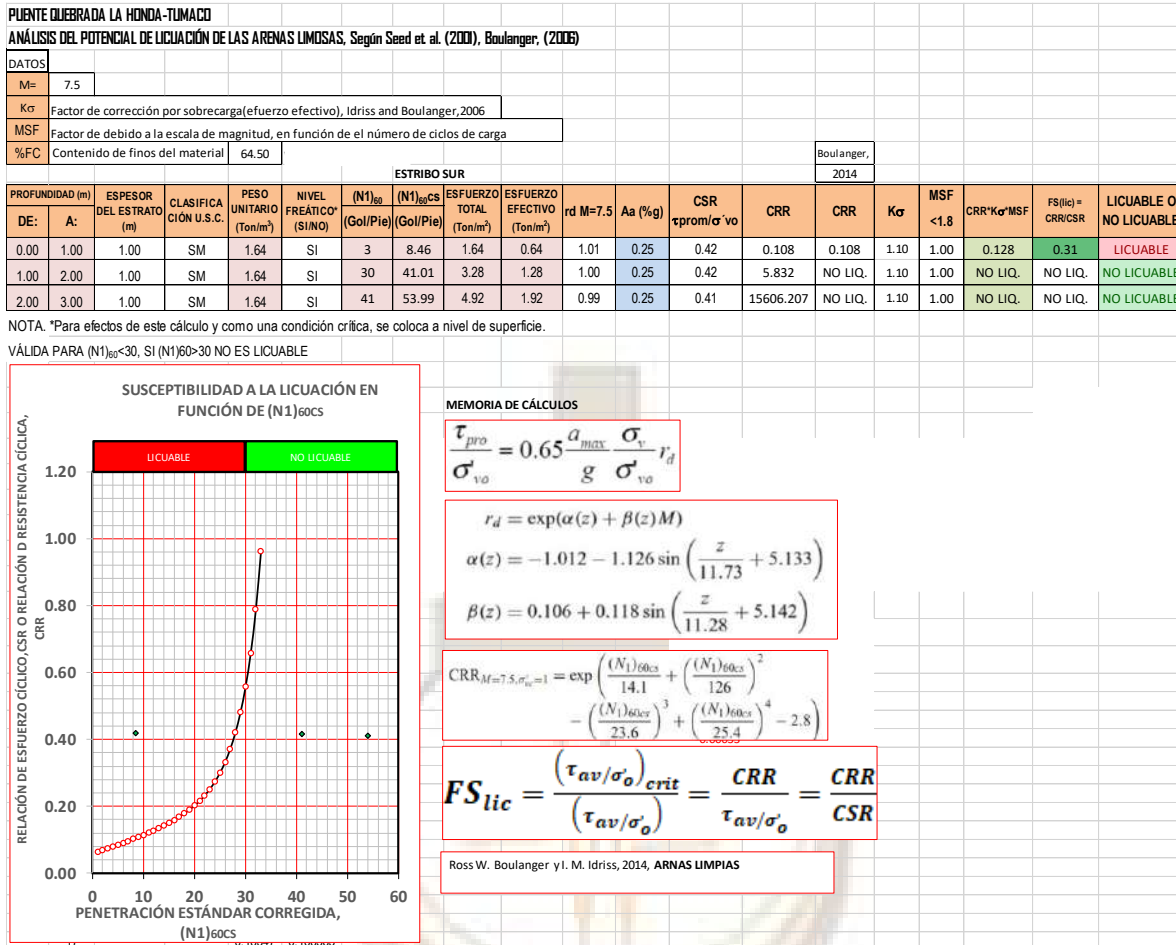
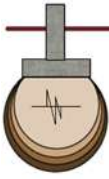
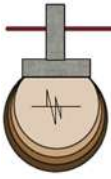


Figura 7. Cálculos de la evaluación del potencial de licuación del Puente-ESTRIBO SUR.

En conclusión del análisis anterior se puede inferir que los estratos donde se implementará la construcción de los estribos del puente NO presentara susceptibilidad al fenómeno de licuación.

9. ANÁLISIS PARA LA OBTENCIÓN DE LOS PARÁMETROS DE DISEÑO GEOTÉCNICO DE LOS ESTRIBOS DEL PUNTE.

Teniendo en cuenta que se disponen de ensayos de penetración estándar y de corte directo, estos se analizan para obtener los parámetros mecánicos de diseño geotécnico del puente. Se aclara que los resultados de los ensayos de compresión confinada y obrando con criterio, no se tienen en cuenta debido a que no son representativos para este caso.



El valor del ángulo de fricción interna, ϕ' equivalente que se muestra en la tabla 8 y figura 8 anteriores, se obtienen a partir de la siguiente expresión:

$$\phi' = \sqrt{16.67 \cdot N_{60}} + 15 \text{ (Kishida, 1967)}$$

Los valores del ángulo de fricción interna ϕ' así obtenidos, se tendrán en cuenta en el análisis para obtener el modelo geotécnico a usar en el diseño de la cimentación del puente. Ver tabla 8 figura 8 (estribo sur), tabla 9 figura 9 (estribo norte).

OBTENCIÓN DE PARÁMETROS DE RESISTENCIA CORREGIDOS											
ESTUDIO GEOTECNICO: PUENTE QUEBRADA LA HONDA-TUMACO											
ESTRIBO SUR											
PRODUNDIDAD (m)		ESPESOR ESTRATO (m)	CLASIFICACIÓN	Peso unitario (ton/m ³)	N.F.	PRESIÓN EFECTIVA (ton/m ²)	N ₆₀	N ₁₍₆₀₎	ϕ' EQUIVAL Kishida	COMPACIDAD RELATIVA	τ (ton/m ²)
DE:	A:	(m)	USC	(ton/m ³)		(ton/m ²)					
0.00	1.00	1.00	SM	1.64	SI	0.64	1	3	19.90	Muy suelta	0.23
1.00	2.00	1.00	SM	1.64	SI	1.28	16	30	31.26	Compacta	0.78
2.00	3.00	1.00	SM	1.64	SI	1.92	24	41	34.91	Compacta	1.34
							PROMEDIO	14	25	28.69	

ϕ'	
DEDUCIDO	32.94
MÍNIMO	19.90
TIPO CIMENTACIÓN	
ZAPATAS CONVENC	VER ANÁLISIS

PESO UNIT.	γ (t/m ³)	1.64
------------	------------------------------	------

COEFICIENTES DE PRESIÓN LATERAL			
Φ	K REPOSO	K ACTIVO	K PASIVO
28.7	0.52	0.35	2.85

Coeficientes dinámicos:
Ver CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Tabla 8 figura 8. Obtención de parámetros de resistencia corregidos estribo sur.

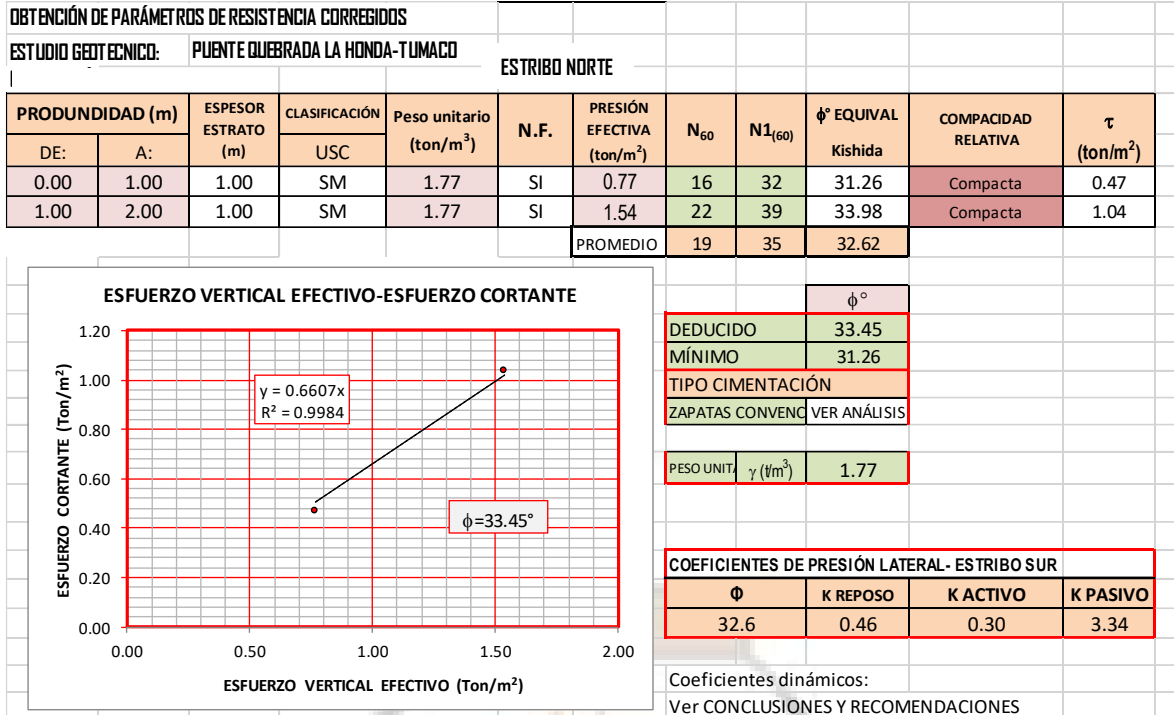
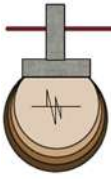
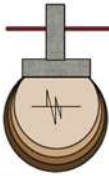


Tabla 9 figura 9. Obtención de parámetros de resistencia corregidos estribo norte.

Los parámetros seleccionados para el cálculo de la capacidad portante, asentamientos y presiones laterales de las cimentaciones del puente, son las que se indican en la tabla 10.



ESTRIBO SUR					
PROFUNDIDAD (m)	N ₆₀	φ (°)	γ(t/m ³)	CORTE DIRECTO	
				c(k/cm ²)	φ (°)
2.00	24	35.00	1.64	0.29	14.50

COEFICIENTES DE PRESIÓN LATERAL - ESTRIBO SUR			
Φ	K REPOSO	K ACTIVO	K PASIVO
28.7	0.52	0.35	2.85

Coeficientes dinámicos:
Ver CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

ESTRIBO NORTE					
PROFUNDIDAD (m)	N ₆₀	φ (°)	γ(t/m ³)	CORTE DIRECTO	
				c(k/cm ²)	φ (°)
2.0	22	34.2	1.77	0.16	22.49

COEFICIENTES DE PRESIÓN LATERAL - ESTRIBO SUR			
Φ	K REPOSO	K ACTIVO	K PASIVO
32.6	0.46	0.30	3.34

Coeficientes dinámicos:
Ver CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Tabla 10. Parámetros físico- mecánicos de penetración estándar, corte directo, coeficientes de presión lateral y peso unitario a usar en el diseño de los estribos.

Luego del análisis de los ensayos de laboratorio para obtener los parámetros de capacidad de soporte para cada estribo se llegó al modelo que se ilustra en la Figura 10.

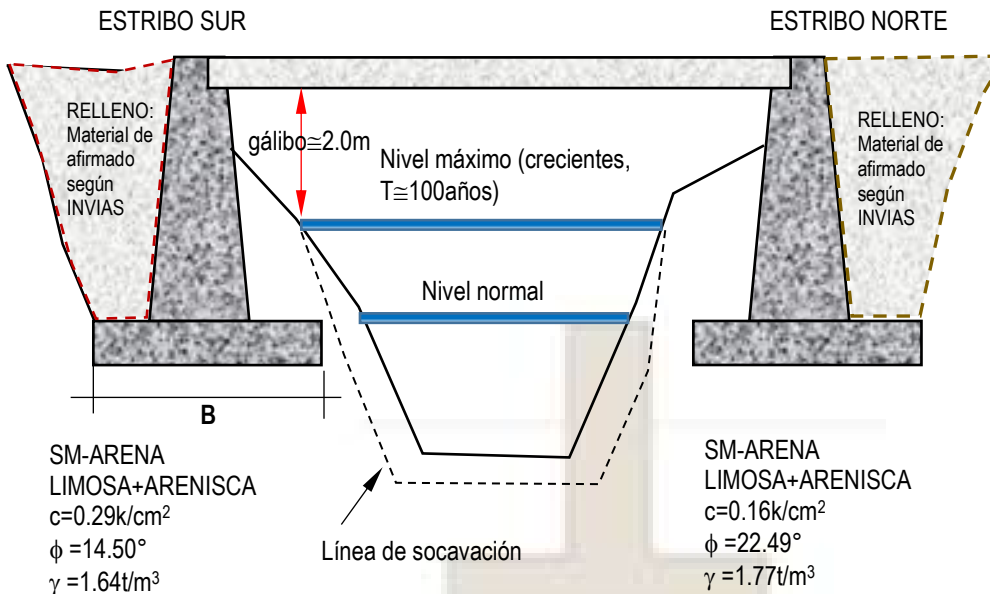
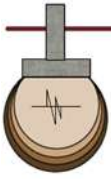


Figura 10. Esquema del modelo de la cimentación de los estribos del puente con sus parámetros de diseño.

Los estribos tendrán un desplante de 2.0 metros contados a partir de la cota del terreno actual.

Las obras de contención tendrán un desplante de 2.0 metros o menos sin ser inferior a 1.0 metro.

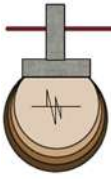
Los coeficientes de presión lateral dinámicos se anotan en las conclusiones y recomendaciones.

Las cimentaciones de los estribos del puente deben quedar fuera de la zona de socavación.

Es de anotar que el análisis y las recomendaciones se hacen teniendo en cuenta la información de las exploraciones realizadas y suponiendo que la estratigrafía del sector es como el perfil deducido que se muestra en la Figura 3.

Si al realizar la excavación para la cimentación, se presenta una estratigrafía diferente a la aquí anotada, se debe informar inmediatamente al ingeniero de suelos para hacer las pruebas complementarias y obtener los parámetros de diseño, que eventualmente pueden conducir a un chequeo del tipo de cimentación diseñado.

Lo expuesto anteriormente se debe a que se está caracterizando un material que por su naturaleza es un medio discontinuo, multifase, particulado y de calidad no controlada.



10. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

10.1. Según las características del PUENTE VEHICULAR LA HONDA, TUMACO-NARIÑO de una luz aproximada de 24 metros y teniendo en cuenta el análisis del apartado anterior y dadas las condiciones de la estratigrafía del sector y las características físico-mecánicas del suelo que va a soportar las cargas, con una compacidad relativa compacta para ambas márgenes, se recomienda realizar una cimentación del tipo convencional consistente en zapatas cuadradas o rectangulares para las columnas o alargadas para los muros o varias columnas como es el caso de los estribos y las obras de contención. Los estribos se deben llevar hasta una profundidad estimada de 2.0 metros contados a partir de la cota actual del terreno.

10.2. Las anteriores cimentaciones se diseñarán teniendo en cuenta las diferentes combinaciones de cargas de trabajo (vivas, muertas, de viento y de sismo) que actúan sobre el terreno no excedan de las dadas en las tablas de capacidad portante que se anotan, No olvidar el peso propio de las cimentaciones. (Ver CCP-10.6.3.1.) así:

ESTRIBO SUR

Tabla 11- Figura 11; Cimientos cuadrados

Tabla 12-Figura 12: Cimientos rectangulares y

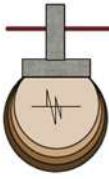
Tabla 13-Figura 13: cimientos alargados.

ESTRIBO NORTE

Tabla 14- Figura 14; Cimientos cuadrados

Tabla 15-Figura 15: Cimientos rectangulares y

Tabla 16-Figura 16: cimientos alargados.



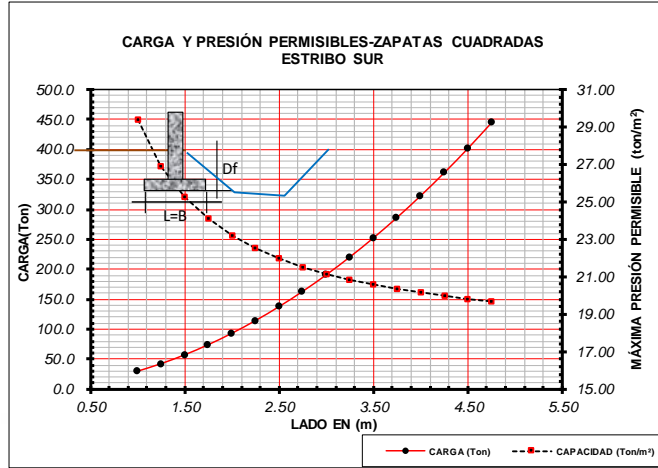
PROYECTO: ESTUDIO GEOTÉCNICO PUENTE QUEBRADA LA HONDA -TUMACO, NARIÑO

ESTRIBO SUR

CARGA Y CAPACIDADES PERMISIBLES

ZAPATAS CUADRADAS

LADO (m)	CARGA (Ton)	CAPACIDAD (Ton/m ²)
1.00	29.41	29.41
1.25	42.07	26.93
1.50	56.86	25.27
1.75	73.77	24.09
2.00	92.83	23.21
2.25	114.02	22.52
2.50	137.35	21.98
2.75	162.83	21.53
3.00	190.47	21.16
3.25	220.25	20.85
3.50	252.20	20.59
3.75	286.30	20.36
4.00	322.57	20.16
4.25	361.01	19.99
4.50	401.63	19.83
4.75	444.42	19.70



MEMORIA DE CÁLCULOS:

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot F_{cs} \cdot F_{cd} \cdot F_{ci} + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot F_{qs} \cdot F_{qd} \cdot F_{qi} + \frac{1}{2} \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot F_{\gamma s} \cdot F_{\gamma d} \cdot F_{\gamma i}$$

Donde,

N_c, N_q, N_γ , son factores de capacidad portante que están en función del ángulo de fricción interna, ϕ

F_{cs}, F_{cd}, F_{ci} Representan los factores de corrección que afectan al término de cohesión debidos a la forma, desplante e inclinación, respectivamente.

F_{qs}, F_{qd}, F_{qi} Representan los factores de corrección que afectan al término de la sobrecarga debidos a la forma, desplante e inclinación, respectivamente.

$F_{\gamma s}, F_{\gamma d}, F_{\gamma i}$ Representan los factores de corrección que afectan al término del peso debidos a la forma, desplante e inclinación, respectivamente.

$$N_q = \text{Tang}^2(\pi/4 + \phi'/2) e^{2\text{Tang}\phi'}$$

$$N_c = (N_q - 1) \text{Ctg} \phi'$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \text{Tang} \phi'$$

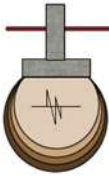
FACTOR	RELACION	FUENTE
FORMA	$F_{cs} = 1 + 0,20 \cdot K_p \cdot \frac{B}{L}$	bowles, 1997-pag 222
	$F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$	D. Beer, 1970 Hansen, 1970
	$F_{\gamma s} = 1 - 0,4 \frac{B}{L}$	D. Beer, 1970 Hansen, 1970
DESPLANTE	$F_{cd} = 1 + 0,4 \frac{D_f}{B}; \frac{D_f}{B} \leq 1,0$ $F_{cd} = 1 + (0,4) \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right); \frac{D_f}{B} > 1,0$	Hansen, 1970
	$F_{qd} = 1 + 2 \tan \theta (1 - \sin \theta)^2 \frac{D_f}{B}; \frac{D_f}{B} \leq 1,0$ $F_{qd} = 1 + 2 \tan \theta (1 - \sin \theta)^2 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right); \frac{D_f}{B} > 1,0$	Hansen, 1970
	$F_{\gamma d} = 1,0$	
INCLINACIÓN	$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^2}{90^\circ} \right)^2$	Meyerhof, 1963 Hannay Meyerhpj, 1981
	$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi} \right)^2$	Meyerhof, 1963 Hannay Meyerhpj, 1981

PARÁMETROS-MODELO

γ_1 :	1.64
γ_2 :	0.64
Df:	2.00
c:	2.90
ϕ :	14.50
β :	5.00

NOTA: Si $\phi = 0$, $N_c = 5,14$

Tabla 11, Figura 11. Capacidades permisibles para el cálculo de las cimentaciones cuadradas-ESTRIBO SUR.



PROYECTO: ESTUDIO GEOTÉCNICO PUENTE QUEBRADA LA HONDA - TUMACO, NARIÑO

ESTRIBO SUR

CARGA Y CAPACIDADES PERMISIBLES
ZAPATAS RECTANGULARES

LADO 1 (m)	LADO 2 (m)	CARGA (Ton)	CAPACIDAD (Ton/m ²)
1.50	3.00	111.36	24.75
1.75	3.00	128.39	24.46
2.00	3.00	146.35	24.39
2.25	3.00	165.21	24.48
2.50	3.00	184.98	24.66
2.75	3.00	205.65	24.93
3.00	3.00	227.23	25.25
3.25	3.00	249.70	25.61
1.50	3.25	118.62	24.33
1.75	3.25	136.48	24.00
2.00	3.25	155.26	23.89
2.25	3.25	174.96	23.93
2.50	3.25	195.56	24.07
2.75	3.25	217.08	24.29
3.00	3.25	239.49	24.56
3.25	3.25	262.81	24.88
1.50	3.50	125.89	23.98
1.75	3.50	144.57	23.60
2.00	3.50	164.18	23.45
2.25	3.50	184.71	23.45
2.50	3.50	206.15	23.56
2.75	3.50	228.50	23.74
3.00	3.50	251.76	23.98
3.25	3.50	275.92	24.26
1.50	3.75	133.15	23.67
1.75	3.75	152.66	23.26
2.00	3.75	173.10	23.08
2.25	3.75	194.46	23.05
2.50	3.75	216.73	23.12
2.75	3.75	239.92	23.27
3.00	3.75	264.02	23.47
3.25	3.75	289.02	23.71
1.50	4.00	140.42	23.40
1.75	4.00	160.75	22.96
2.00	4.00	182.02	22.75
2.25	4.00	204.21	22.69
2.50	4.00	227.32	22.73
2.75	4.00	251.34	22.85
3.00	4.00	276.28	23.02
3.25	4.00	302.13	23.24
1.50	4.25	147.68	23.17
1.75	4.25	168.84	22.70
2.00	4.25	190.93	22.46
2.25	4.25	213.96	22.37
2.50	4.25	237.90	22.39
2.75	4.25	262.77	22.48
3.00	4.25	288.55	22.63
3.25	4.25	315.24	22.82

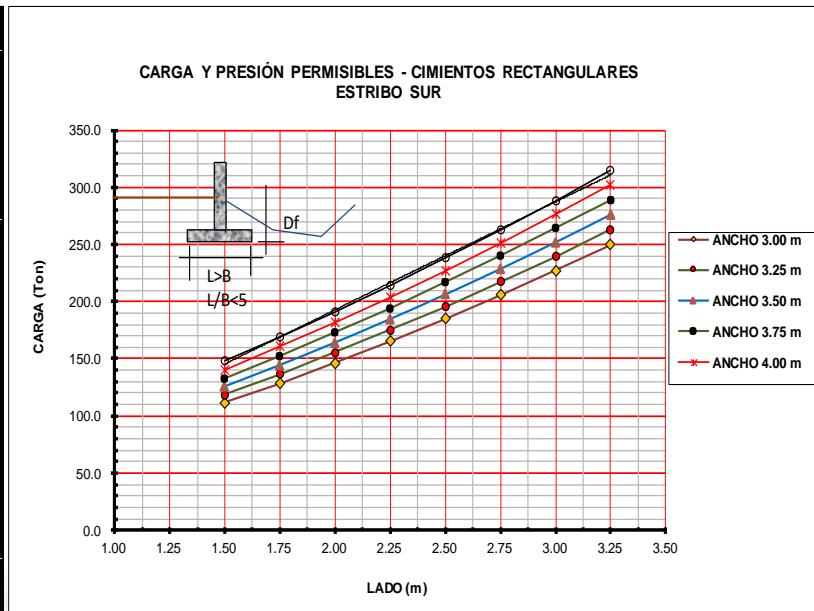
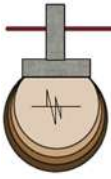


Tabla 12, Figura 12. Capacidades permisibles para el cálculo de las cimentaciones RECTANGULARES-ESTRIBO SUR.



**PROYECTO: ESTUDIO GEOTÉCNICO PUENTE QUEBRADA LA HONDA -TUMACO, NARIÑO
ESTRIBO SUR**

CARGA Y CAPACIDADES PERMISIBLES
CIMENTOS ALARGADAS: OBRAS DE CONTENCIÓN Y MUROS EN MAMPOSTERÍA

LARGO-L (m)	ANCHO-B (m)	CARGA (Ton)	CAPACIDAD (Ton/m ²)
4.50	1.50	143.65	21.28
4.75	1.50	150.88	21.18
5.00	1.50	158.12	21.08
5.25	1.50	165.35	21.00
5.50	1.50	172.58	20.92
5.75	1.50	179.82	20.85
6.00	1.50	187.05	20.78
6.25	1.50	194.28	20.72
4.50	1.75	162.33	20.61
4.75	1.75	170.38	20.50
5.00	1.75	178.43	20.39
5.25	1.75	186.48	20.30
5.50	1.75	194.53	20.21
5.75	1.75	202.58	20.13
6.00	1.75	210.63	20.06
6.25	1.75	218.68	19.99
4.50	2.00	181.52	20.17
4.75	2.00	190.39	20.04
5.00	2.00	199.26	19.93
5.25	2.00	208.13	19.82
5.50	2.00	217.00	19.73
5.75	2.00	225.87	19.64
6.00	2.00	234.74	19.56
6.25	2.00	243.61	19.49
4.50	2.25	201.24	19.88
4.75	2.25	210.93	19.74
5.00	2.25	220.62	19.61
5.25	2.25	230.31	19.50
5.50	2.25	240.00	19.39
5.75	2.25	249.69	19.30
6.00	2.25	259.38	19.21
6.25	2.25	269.07	19.13
4.50	2.50	221.47	19.69
4.75	2.50	231.98	19.54
5.00	2.50	242.50	19.40
5.25	2.50	253.01	19.28
5.50	2.50	263.52	19.17
5.75	2.50	274.04	19.06
6.00	2.50	284.55	18.97
6.25	2.50	295.07	18.88
4.50	2.75	242.21	19.57
4.75	2.75	253.55	19.41
5.00	2.75	264.89	19.26
5.25	2.75	276.23	19.13
5.50	2.75	287.57	19.01
5.75	2.75	298.91	18.90
6.00	2.75	310.25	18.80
6.25	2.75	321.59	18.71

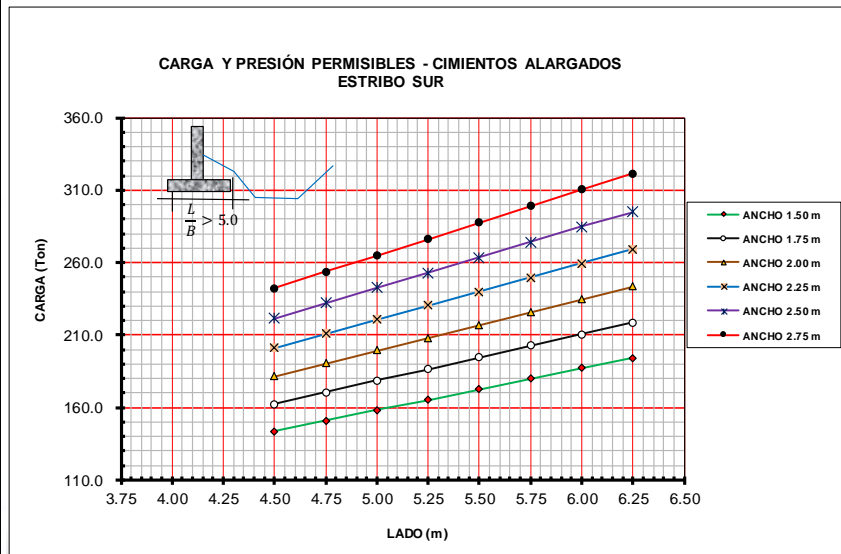
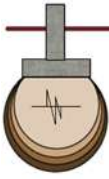


Tabla 13, Figura 13. Capacidades permisibles para el cálculo de las cimentaciones ALARGADAS-ESTRIBO SUR.



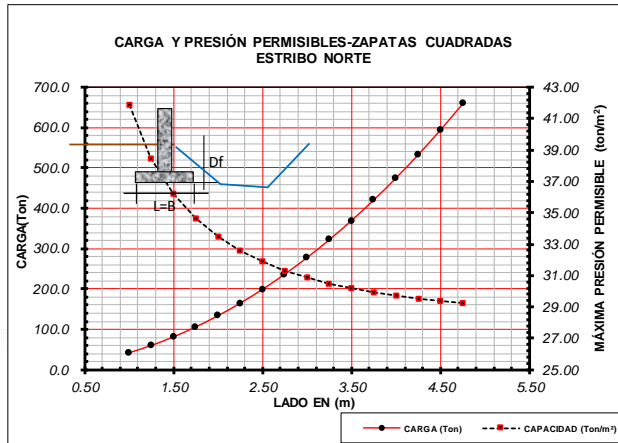
PROYECTO: ESTUDIO GEOTÉCNICO PUENTE QUEBRADA LA HONDA -TUMACO, NARIÑO

ESTRIBO NORTE

CARGA Y CAPACIDADES PERMISIBLES

ZAPATAS CUADRADAS

LADO (m)	CARGA (Ton)	CAPACIDAD (Ton/m ²)
1.00	41.86	41.86
1.25	60.10	38.46
1.50	81.50	36.22
1.75	106.09	34.64
2.00	133.89	33.47
2.25	164.93	32.58
2.50	199.24	31.88
2.75	236.83	31.32
3.00	277.75	30.86
3.25	322.01	30.49
3.50	369.64	30.17
3.75	420.67	29.91
4.00	475.12	29.70
4.25	533.02	29.51
4.50	594.39	29.35
4.75	659.27	29.22



MEMORIA DE CÁLCULOS:

$$\sigma_u = c \cdot N_c \cdot F_{cs} \cdot F_{cd} \cdot F_{ci} + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot F_{qs} \cdot F_{qd} \cdot F_{qi} + \frac{1}{2} \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot F_{\gamma s} \cdot F_{\gamma d} \cdot F_{\gamma i}$$

Donde,

N_c, N_q, N_γ , son factores de capacidad portante que están en función del ángulo de fricción interna, ϕ

F_{cs}, F_{cd}, F_{ci} Representan los factores de corrección que afectan al término de cohesión debidos a la forma, desplante e inclinación, respectivamente.

F_{qs}, F_{qd}, F_{qi} Representan los factores de corrección que afectan al término de la sobrecarga debidos a la forma, desplante e inclinación, respectivamente.

$F_{\gamma s}, F_{\gamma d}, F_{\gamma i}$ Representan los factores de corrección que afectan al término del peso debidos a la forma, desplante e inclinación, respectivamente.

$$N_q = \text{Tang}^2(\pi/4 + \phi/2) e^{2\phi \text{Tang} \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) C \text{Tg} \phi$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \text{Tang} \phi$$

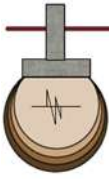
FACTOR	RELACIÓN	FUENTE
FORMA	$F_{cs} = 1 + 0,20 \cdot K_p \cdot \frac{B}{L}$	bowles, 1997-pag 222
	$F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \text{tan} \phi$	D. Beer, 1970 Hansen, 1970
	$F_{\gamma s} = 1 - 0,4 \frac{B}{L}$	D. Beer, 1970 Hansen, 1970
DESPLANTE	$F_{cd} = 1 + 0,4 \frac{D_f}{B}; \frac{D_f}{B} \leq 1,0$ $F_{cd} = 1 + (0,4) \text{tan}^{-1}(\frac{D_f}{B}); \frac{D_f}{B} > 1,0$	Hansen, 1970
	$F_{qd} = 1 + 2 \text{tan} \theta (1 - \text{sen} \theta)^2 \frac{D_f}{B}; \frac{D_f}{B} \leq 1,0$ $F_{qd} = 1 + 2 \text{tan} \theta (1 - \text{sen} \theta)^2 \text{tan}^{-1}(\frac{D_f}{B}); \frac{D_f}{B} > 1,0$	Hansen, 1970
	$F_{\gamma d} = 1,0$	
INCLINACIÓN	$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	Meyerhof, 1963 Hanna y Meyerhpf, 1981
	$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{\theta}\right)^2$	Meyerhof, 1963 Hanna y Meyerhpf, 1981

NOTA: Si $\phi = 0$, $N_c = 5,14$

PARÁMETROS-MODELO

γ_1 :	1.77
γ_2 :	0.77
Df:	2.00
c:	1.60
ϕ :	22.49
β :	5.00

Tabla 14, Figura 14. Capacidades permisibles para el cálculo de las cimentaciones CUADRADAS-ESTRIBO NORTE.



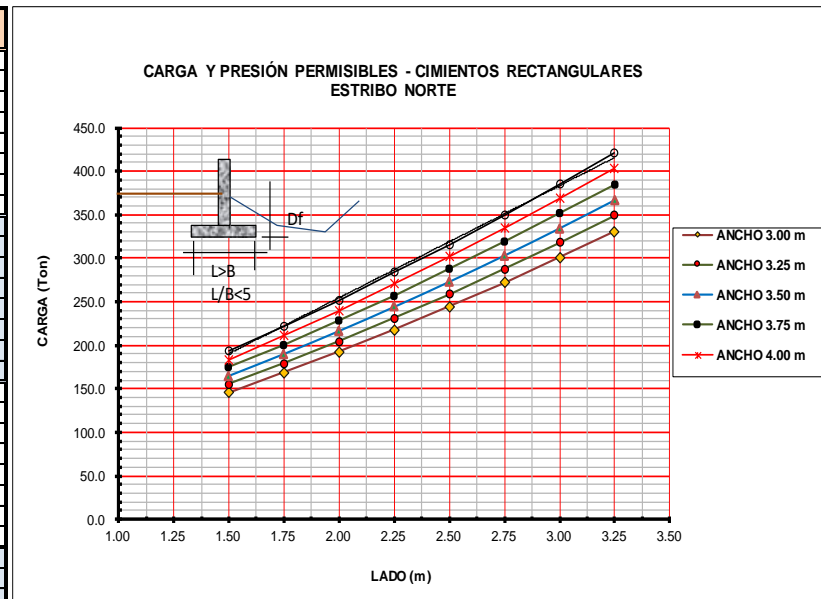
PROYECTO: ESTUDIO GEOTÉCNICO PUENTE QUEBRADA LA HONDA - TUMACO, NARIÑO

ESTRIBO NORTE

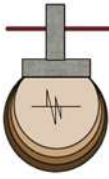
CARGA Y CAPACIDADES PERMISIBLES

ZAPATAS RECTANGULARES

LADO 1 (m)	LADO 2 (m)	CARGA (Ton)	CAPACIDAD (Ton/m ²)
1.50	3.00	145.49	32.33
1.75	3.00	168.38	32.07
2.00	3.00	192.50	32.08
2.25	3.00	217.85	32.27
2.50	3.00	244.40	32.59
2.75	3.00	272.13	32.98
3.00	3.00	301.01	33.45
3.25	3.00	331.04	33.95
1.50	3.25	155.08	31.81
1.75	3.25	179.13	31.50
2.00	3.25	204.44	31.45
2.25	3.25	230.99	31.59
2.50	3.25	258.75	31.85
2.75	3.25	287.71	32.19
3.00	3.25	317.84	32.60
3.25	3.25	349.14	33.05
1.50	3.50	164.67	31.37
1.75	3.50	189.89	31.00
2.00	3.50	216.38	30.91
2.25	3.50	244.12	31.00
2.50	3.50	273.10	31.21
2.75	3.50	303.29	31.51
3.00	3.50	334.67	31.87
3.25	3.50	367.23	32.28
1.50	3.75	174.26	30.98
1.75	3.75	200.65	30.57
2.00	3.75	228.32	30.44
2.25	3.75	257.26	30.49
2.50	3.75	287.45	30.66
2.75	3.75	318.87	30.92
3.00	3.75	351.50	31.24
3.25	3.75	385.32	31.62
1.50	4.00	183.85	30.64
1.75	4.00	211.40	30.20
2.00	4.00	240.26	30.03
2.25	4.00	270.40	30.04
2.50	4.00	301.80	30.18
2.75	4.00	334.45	30.40
3.00	4.00	368.33	30.69
3.25	4.00	403.41	31.03
1.50	4.25	193.44	30.34
1.75	4.25	222.16	29.87
2.00	4.25	252.19	29.67
2.25	4.25	283.53	29.65
2.50	4.25	316.15	29.76
2.75	4.25	350.03	29.95
3.00	4.25	385.16	30.21
3.25	4.25	421.51	30.52



**Tabla 15, Figura 15. Capacidades permisibles para el cálculo de las cimentaciones
RECTANGULARES-ESTRIBO NORTE.**



**PROYECTO: ESTUDIO GEOTÉCNICO PUENTE QUEBRADA LA HONDA -TUMACO, NARIÑO
ESTRIBO NORTE**

CARGA Y CAPACIDADES PERMISIBLES
CIMENTOS ALARGADOS: OBRAS DE CONTENCIÓN Y MUROS EN MAMPOSTERÍA

LARGO-L (m)	ANCHO-B (m)	CARGA (Ton)	CAPACIDAD (Ton/m ²)
4.50	1.50	197.21	29.22
4.75	1.50	206.85	29.03
5.00	1.50	216.49	28.87
5.25	1.50	226.14	28.72
5.50	1.50	235.78	28.58
5.75	1.50	245.42	28.45
6.00	1.50	255.06	28.34
6.25	1.50	264.71	28.24
4.50	1.75	224.84	28.55
4.75	1.75	235.64	28.35
5.00	1.75	246.44	28.16
5.25	1.75	257.23	28.00
5.50	1.75	268.03	27.85
5.75	1.75	278.82	27.71
6.00	1.75	289.62	27.58
6.25	1.75	300.42	27.47
4.50	2.00	253.53	28.17
4.75	2.00	265.49	27.95
5.00	2.00	277.46	27.75
5.25	2.00	289.42	27.56
5.50	2.00	301.39	27.40
5.75	2.00	313.35	27.25
6.00	2.00	325.32	27.11
6.25	2.00	337.28	26.98
4.50	2.25	283.25	27.98
4.75	2.25	296.40	27.73
5.00	2.25	309.54	27.52
5.25	2.25	322.69	27.32
5.50	2.25	335.84	27.14
5.75	2.25	348.98	26.97
6.00	2.25	362.13	26.82
6.25	2.25	375.28	26.69
4.50	2.50	313.99	27.91
4.75	2.50	328.33	27.65
5.00	2.50	342.68	27.41
5.25	2.50	357.02	27.20
5.50	2.50	371.36	27.01
5.75	2.50	385.71	26.83
6.00	2.50	400.05	26.67
6.25	2.50	414.40	26.52
4.50	2.75	345.72	27.94
4.75	2.75	361.28	27.66
5.00	2.75	376.83	27.41
5.25	2.75	392.39	27.18
5.50	2.75	407.95	26.97
5.75	2.75	423.50	26.78
6.00	2.75	439.06	26.61
6.25	2.75	454.61	26.45

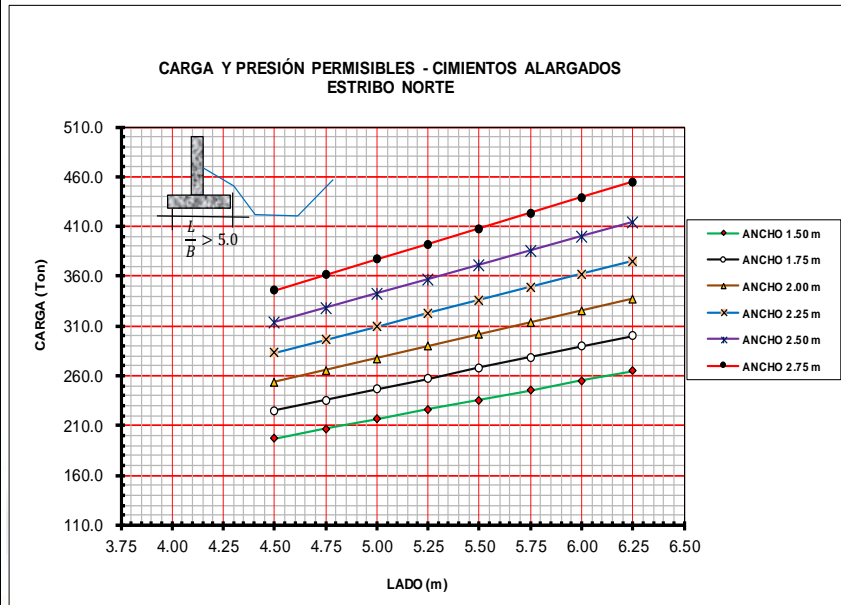
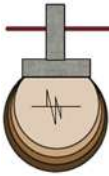


Tabla 16, Figura 16. Capacidades permisibles para el cálculo de las cimentaciones ALARGADAS-ESTRIBO NORTE.



10.3. Las cimentaciones de los estribos del puente deben quedar fuera de la zona de socavación para evitar el colapso de estas cimentaciones por este fenómeno. Para el cálculo de la zona de socavación se debe realizar un análisis HIDROLÓGICO de eventos extremos con un período de retorno, al menos de unos entre 50 y 100 años.

10.4. ESTRIBOS DEL PUENTE Y OBRAS DE CONTENCIÓN

Para efectos de diseños de los estribos y muros de contención, pantallas o muros de aletas del puente de sostenimiento, se recomienda los siguientes coeficientes de presión lateral estáticos para obtener el empuje.

ESTRIBO SUR: Ver Tabla 17

COEFICIENTES DE PRESIÓN LATERAL- ESTRIBO SUR			
ϕ	K REPOSO	K ACTIVO	K PASIVO
28.7	0.52	0.35	2.85

Tabla 17. Se indican los coeficientes de presión lateral según Rankine (1944) para el ESTRIBO SUR.

Donde,

Kreposito, Coeficiente de presión lateral en estado reposo,

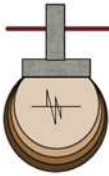
Kactivo, Coeficiente de presión lateral en estado activo,

Kpasivo, Coeficiente de presión lateral en estado pasivo,

Coeficiente de presión lateral activo según Mononobe Okabe, para la condición seuestática (con sismo) se anota más adelante: PARÁMETROS SÍSMICOS PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PROYECTO.

El peso del material a soportar es de 1.64 ton/m³ y la fricción suelo-muro será de 0.85 ϕ , donde $\phi = 28.7^\circ$.

ESTRIBO NORTE. Ver Tabla 18.



COEFICIENTES DE PRESIÓN LATERAL – ESTRIBO NORTE			
Φ	K REPOSO	K ACTIVO	K PASIVO
32.6	0.46	0.30	3.34

Tabla 18. Se indican los coeficientes de presión lateral según Rankine (1944) para el ESTRIBO NORTE.

Coeficiente de presión lateral activo según Mononobe Okabe, para la condición pseudo-estática (con sismo) se anota más adelante (7.7.2.); PARÁMETROS SÍSMICOS PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PROYECTO.

El peso del material a soportar es de 1.77 ton/m^3 y la fricción suelo-muro será de 0.85ϕ , donde $\phi = 32.6^\circ$.

10.5. ASENTAMIENTOS INSTANTÁNEOS

Por razón a que en el material del estrato resistente prevalece el comportamiento friccionante, los asentamientos se calculan según:

ESTRIBO SUR:

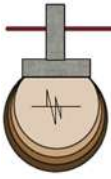
$$S_e = \frac{[q_o \cdot B(1 - \mu^2)]}{E_S} \alpha_r$$

Donde,

q_o , esfuerzo vertical aplicado, para nuestro caso se estima en $30 \text{ t/m}^2 = 3.0 \text{ k/cm}^2$

S_e , asentamiento elástico en m.

E_S , módulo de elasticidad del suelo en k/cm^2 .



Se adopta: $E_s \left(\frac{k}{m^2} \right) = 40 + [12(N_{60} - 6)]$, Bowles, 1997

$$E_s \left(\frac{k}{cm^2} \right) = 40 + [12(22 - 6)] = 232 \frac{k}{cm^2}$$

α_r , factor de corrección debido a la forma que para el caso vale 1.40, Das, 2001

μ , Relación de Poisson, tomada como=0.30

$$S_e = \frac{\left[3.0 \frac{k}{cm^2} \cdot 2m(1 - 0.3^2) \right]}{232 \frac{k}{cm^2}} \cdot 1.4 = 0.033m = 3.3cm$$

Asentamiento aceptable para este tipo de cimentación rígida (NSR-10)

ESTRIBO NORTE:

$$S_e = \frac{[q_o \cdot B(1 - \mu^2)]}{E_s} \alpha_r$$

q_o , esfuerzo vertical aplicado, para nuestro caso se estima en $30t/m^2=3.0k/cm^2$

S_e , asentamiento elástico en m.

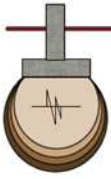
E_s , módulo de elasticidad del suelo en k/cm^2 .

Se adopta: $E_s \left(\frac{k}{m^2} \right) = 40 + [12(N_{60} - 6)]$, Bowles, 1997

$$E_s \left(\frac{k}{cm^2} \right) = 40 + [12(24 - 6)] = 256 \frac{k}{cm^2}$$

α_r , factor de corrección debido a la forma que para el caso vale 1.40, Das, 2001

μ , Relación de Poisson, tomada como=0.30



$$S_e = \frac{\left[3.0 \frac{k}{\text{cm}^2} \cdot 2m(1 - 0.3^2)\right]}{256 \frac{k}{\text{cm}^2}} \cdot 1.4 = 0.030m = 3.0\text{cm}$$

Asentamiento aceptable para este tipo de cimentación rígida (NSR-10)

10.6. DRENAJE

La filtración se debe controlar instalando filtros de drenaje detrás de las obras de contención (muros, pantallas, estribos, etc.) que se deben llevar desde el fondo hasta un nivel de 30 cm por debajo de la corona del muro. Esto evitará posibles presiones hidrostáticas para las cuales, normalmente no se diseñan las obras de contención. El ancho de los filtros se estima en unos 60 cm.

El material para filtro se escoge en función de las características, fundamentalmente la granulometría del suelo que se va a proteger (material adyacente). Terzaghi y Peck (1967).

En la Figura 17 y Tabla 19, se muestran las franjas granulométricas del material de filtro a usar.

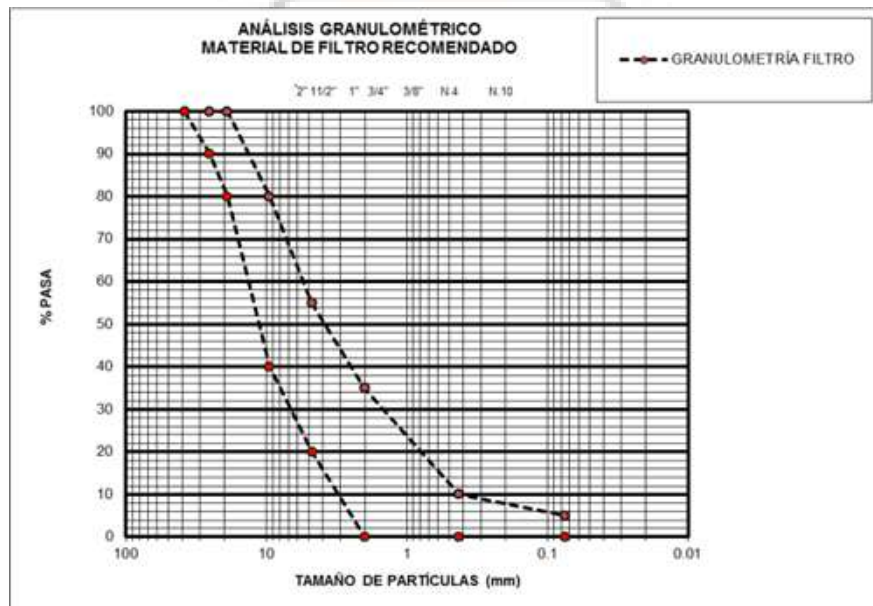
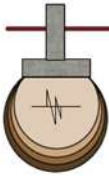


Figura 17. Franja de granulométrías del material de filtro a usar.



GRANULOMETRÍA FILTRO			
TAMIZ	ABERTURA (mm)	% PASA	% PASA
2"	50.8		
1.1/2"	38.1	100	100
1"	25.4	90	100
3/4"	19	80	100
3/8"	9.525	40	80
No. 4	4.75	20	55
No. 10	2	0	35
No. 40	0.425	0	10
No. 200	0.075	0	5
Pasa No.200			

Tabla 19. Granulometría para los filtros

10.7. Inmediatamente terminadas las excavaciones para la construcción de la cimentación recomendada, está deberá protegerse en el fondo con un solado de concreto pobre de 10 a 20 cm de espesor, para evitar el remoldeo y la alteración de las propiedades físico-mecánicas del suelo de fundación por acción de las lluvias y el intemperismo.

10.8. SUSCEPTIBILIDAD A LA LICUACIÓN

Respecto a la susceptibilidad de presentarse licuación, teniendo en cuenta el análisis realizado a ambos sectores de los estribos, este fenómeno no se presentará.

10.9. MATERIALES DE RELLENO

Para los rellenos, se recomienda usar un material de recebo limpio y bien gradado (material de afirmado según norma INVIAS 311-2 y 311-3), que cumpla con las características que se muestra en la Tabla 20 y Figura 18 y que su índice de plasticidad este entre 4 y 9% debidamente compactado por capas de 30 centímetros de espesor al 95% del Proctor Modificado.

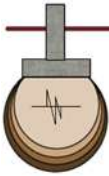


Tabla 311 - 2. Franjas granulométricas del material de afirmado

TIPO DE GRADACIÓN	TAMIZ (mm / U.S. Standard)							
	37.5	25.0	19.0	9.5	4.75	2.00	0.425	0.075
	1 1/2"	1"	3/4"	3/8"	No. 4	No. 10	No. 40	No. 200
% PASA								
A-38	100	-	80-100	60-85	40-65	30-50	13-30	9-18
A-25	-	100	90-100	65-90	45-70	35-55	15-35	10-20
Tolerancias en producción sobre la fórmula de trabajo (±)	0 %	7 %			6 %			3 %

Tabla 311 - 3. Relaciones que debe cumplir el material de afirmado

RELACIÓN	REQUISITO
$\frac{\% \text{ pasa tamiz No. 200}}{\% \text{ pasa tamiz No. 10}}$	0.20 a 0.45
$\frac{\% \text{ pasa tamiz No. 200}}{\% \text{ pasa tamiz No. 40}}$	$\leq \frac{2}{3}$
$\{(\% \text{ pasa tamiz de 1"} - (\% \text{ pasa tamiz No. 10})) \times (\% \text{ pasa tamiz No. 4})\}$	16 a 34
$(\% \text{ de contracción lineal}) \times (\% \text{ pasa tamiz No. 40})$	100 a 240

Tabla 20. Características del material de afirmado según normas INVIAS 311-2 y 311-3.

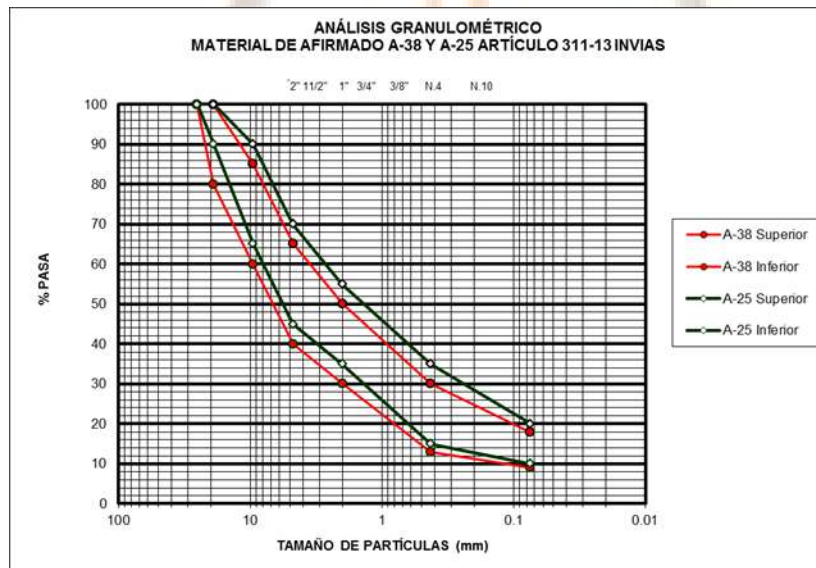
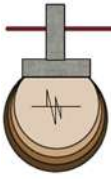


Figura 18. Franjas granulométricas del material de afirmado para ser usado como material de mejoramiento según INVIAS 311-2.



10.10. CHEQUEO DE SUELOS DISPERSIVOS O ERODABLES

No se presentan arenas muy finas, por tanto, no manifiestan vulnerabilidad ante la presencia de agua. Ver H.9.2 del NSR-10. El estudio de socavación verificará este fenómeno.

10.11. SUELOS COLAPSABLES:

Este fenómeno natural se presenta en arenas y limos. Ver H.9.3.1 del NSR-10. A continuación se soporta la no colapsabilidad, (H.9.3.3.1):

$$\gamma_{d_{crit}} = \frac{\gamma_w}{\frac{1}{G_s} + w_l} = \frac{1.0}{\frac{1}{2.60} + 0.59} = 1.02$$

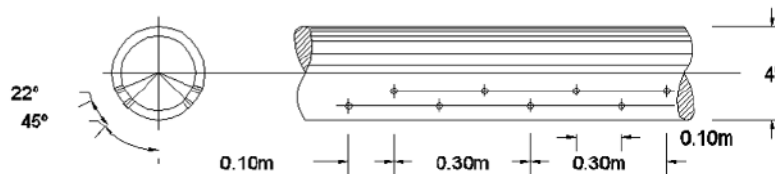
$$\frac{\gamma_d}{\gamma_{d_{crit}}} = \frac{1.05}{1.02} = 1.03 > 1.0, \text{ el suelo es estable}$$

$\gamma_d=1.05$, obtenido a partir del límite líquido según Principios de Ingeniería de Cimentaciones, Das, página 732

Por lo anterior el suelo es ESTABLE y no se presentará el fenómeno de COLAPSABILIDAD.

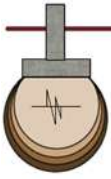
10.12. DISEÑO DE FILTROS.

Debido a la presencia de agua superficialmente, presente o futura, se recomienda construir un filtro alrededor de la excavación de la cimentación. Ver Figura 19.



DETALLE DE PERFORACIONES
TUBERÍA PVC 4" DEL FILTRO

Figura 19. Diseño de filtros.



La granulometría para el diseño de los filtros se muestra en la tabla 21.

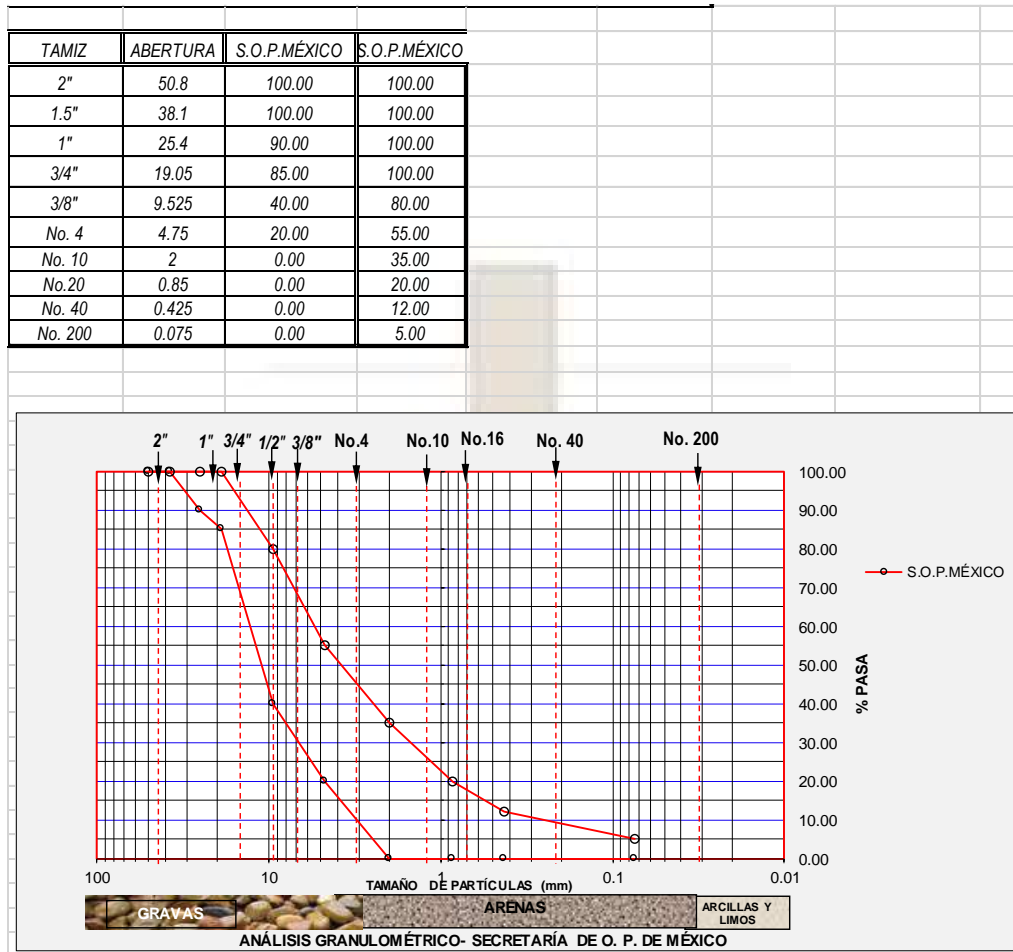


Tabla 21. Granulometrías para filtros

10.13. COEFICIENTES DE BALASTO

Los coeficientes de balasto, para el cálculo de las cimentaciones de los estribos del puente, se muestran en la Tabla 22 y en la Tabla 23.

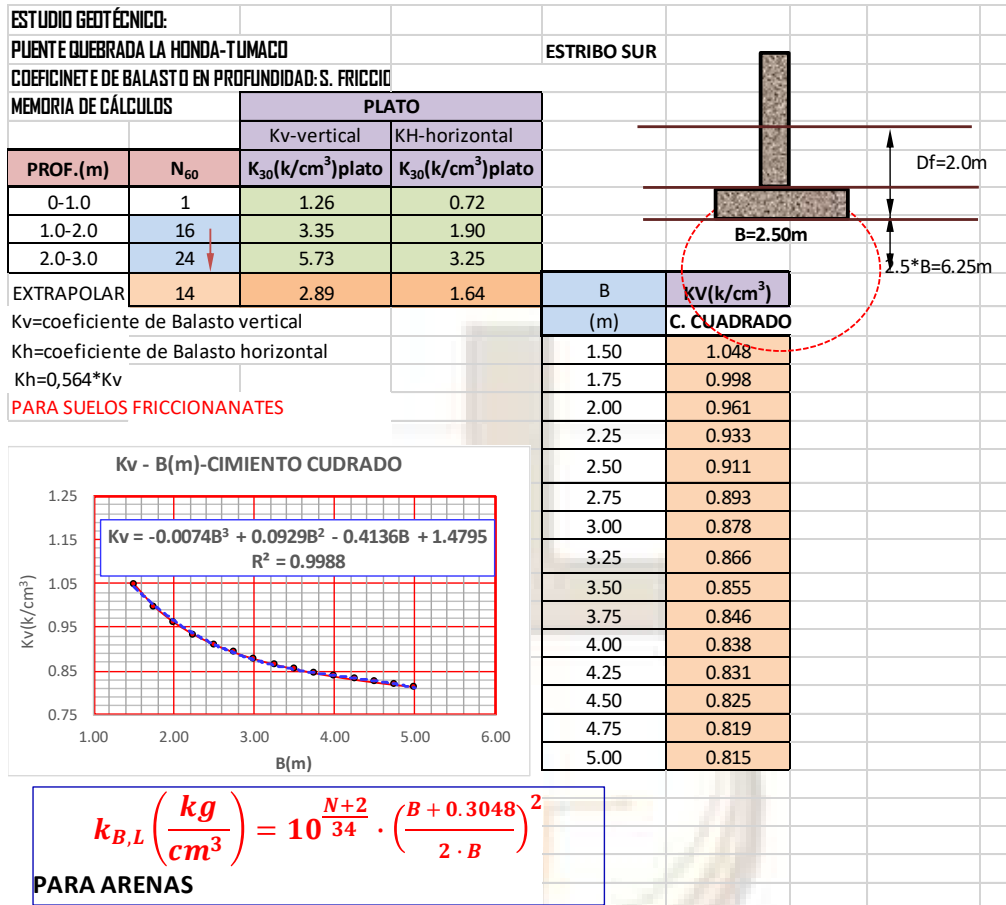
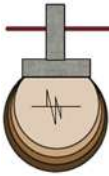


Tabla 22. Variación del coeficiente de balasto con la profundidad, para ser usado en el análisis de la cimentación del puente- ESTRIBO SUR.

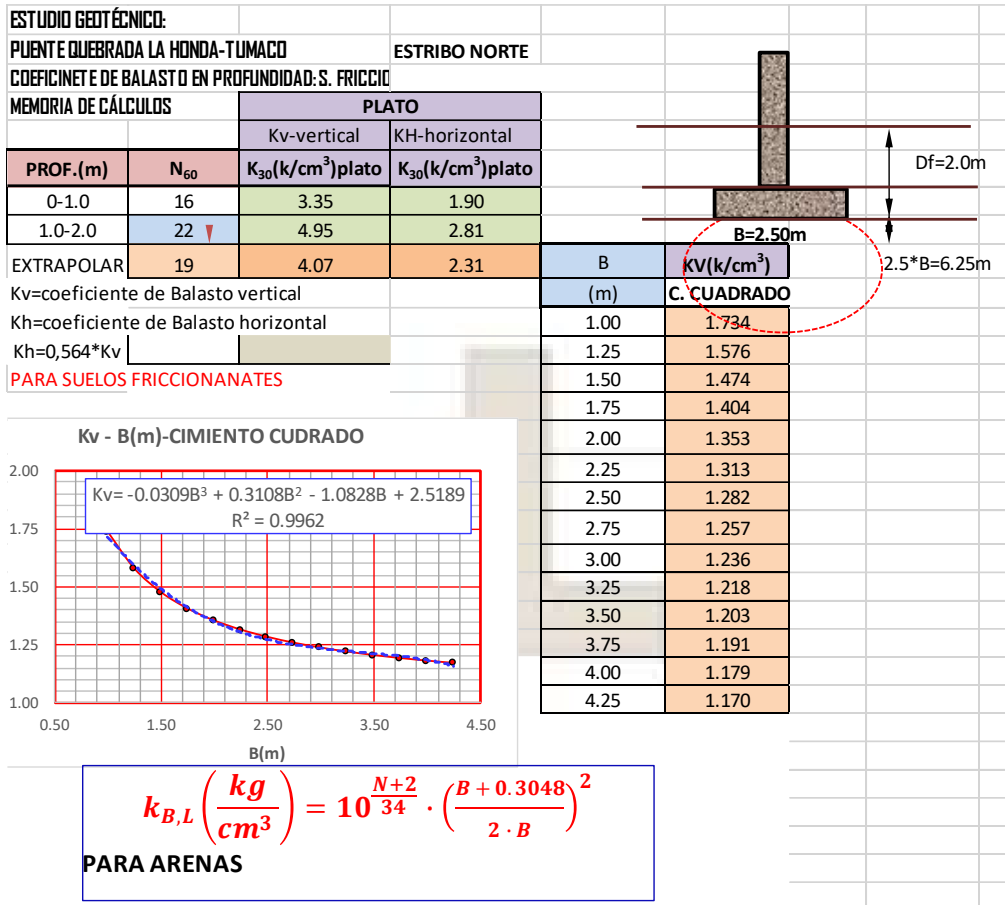
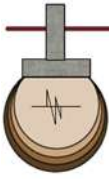
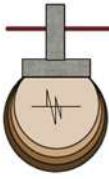


Tabla 23. Variación del coeficiente de balasto con la profundidad, para ser usado en el análisis de la cimentación del puente- ESTRIBO NORTE.

10.14. PARÁMETROS SÍSMICOS: ESPECTRO DE DISEÑO, PERÍODO FUNDAMENTAL DEL SUELO Y COEFICIENTES DE EMPUJE DINÁMICOS (Ver 11.6.5.2.- CCP-15)

10.14.1. PARÁMETROS SÍSMICOS PARA LA OBTENCIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO.

La clasificación del tipo de perfil de suelo, de acuerdo al NSR-10 Tabla A.2.4-1, se realiza a partir de la evaluación del criterio de la velocidad de ondas de corte (Vs), la cual se obtiene de la penetración estándar corregida (N₆₀) promedio



obtenidas a partir de las exploraciones realizadas en los sectores de los dos estribos. Acorde con las velocidades de ondas de corte, al ESTRIBO SUR le corresponde el PERFIL E y al NORTE PERFIL D.

$$V_s = 72.92 \times N_{spt}^{0.3775}; \text{ Coral Moncayo, 2002. Ver Tabla 24 y Figura 20.}$$

PUENTE QUEBRADA LA HONDA-TUMACO					
PERFIL SÍSMICO DEL PROYECTO			ESTRIBO SUR		
PROFUNDIDAD (m)	di (m)	N ₆₀	VS	di/vs	
0.00	1.00	1.00	1	83.711	0.012
1.00	2.00	1.00	16	206.970	0.005
2.00	3.00	1.00	24	241.203	0.004
		3.00	14	$\bar{v}_s \left(\frac{m}{s}\right) = 143.380$	
PERFIL SÍSMICO:		E	ARENAS LIMOSAS		
	<180	E	180		
	<=180	D	360		
	>=360	C	760		
	>=760	B	1500		
	>1500	A			

$$\bar{v}_s = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{v_{st}}} \quad (\text{A.2.4-1})$$

donde:
 v_{st} = velocidad media de la onda de cortante del suelo del estrato i, medida en campo, en m/s
 d_i = espesor del estrato i, localizado dentro de los 30 m superiores del perfil

PUENTE QUEBRADA LA HONDA-TUMACO					
PERFIL SÍSMICO DEL PROYECTO			ESTRIBO NORTE		
PROFUNDIDAD (m)	di (m)	N ₆₀	VS	di/vs	
0.00	1.00	1.00	16	206.970	0.005
1.00	2.00	1.00	22	232.679	0.004
		2.00	19	$\bar{v}_s \left(\frac{m}{s}\right) = 219.073$	
PERFIL SÍSMICO:		D	ARENAS LIMOSAS		
	<180	E	180		
	<=180	D	360		
	>=360	C	760		
	>=760	B	1500		
	>1500	A			

$$\bar{v}_s = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{v_{st}}} \quad (\text{A.2.4-1})$$

donde:
 v_{st} = velocidad media de la onda de cortante del suelo del estrato i, medida en campo, en m/s
 d_i = espesor del estrato i, localizado dentro de los 30 m superiores del perfil

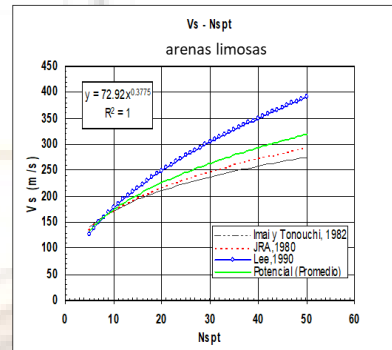
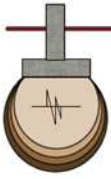


Tabla 24-Figura 20. Perfil sísmico para los dos estribos de la cimentación del puente.



De tal manera que para tener en cuenta los efectos locales ante el probable Sismo se usarán los siguientes coeficientes para obtener el espectro elástico de diseño:

ESTRIBO SUR:

Grupo de uso = IV

Coefficiente de importancia, $I = 1.50$

Aceleración pico efectiva, $A_a = 0.45g$. (Fracción de la gravedad)

$A_v = 0.40g$. (Fracción de la gravedad)

Valores de coeficiente $F_a = 0.90$ y $F_v = 2.4$

ESTRIBO NORTE:

Grupo de uso = IV

Coefficiente de importancia, $I = 1.50$

Aceleración pico efectiva, $A_a = 0.45g$. (Fracción de la gravedad)

$A_v = 0.40g$. (Fracción de la gravedad)

Valores de coeficiente $F_a = 1.05$ y $F_v = 1.60$

En las figuras 21 y 22 se indica el espectro de diseño para el puente **PARA CADA ESTRIBO.**

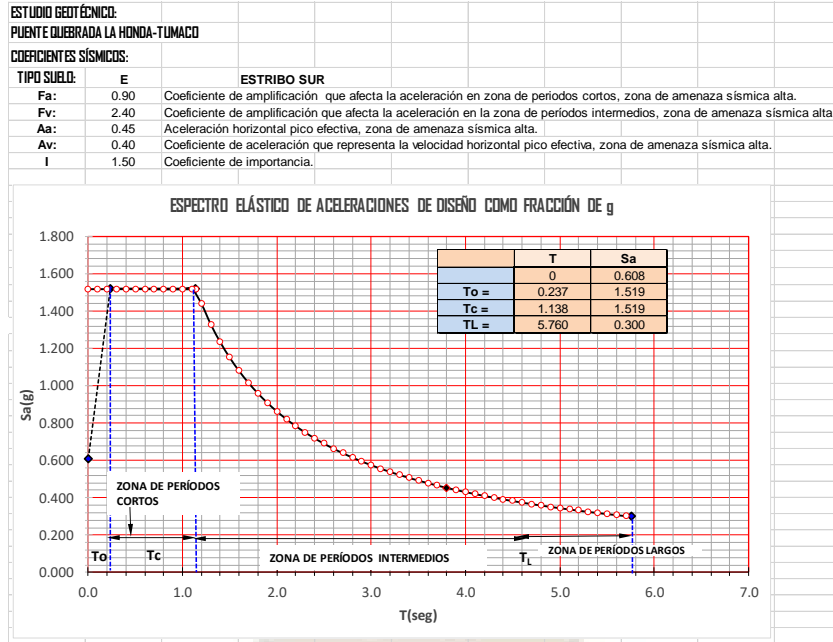
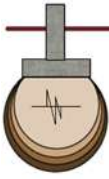


Figura 21. Espectro de diseño elástico de aceleraciones para el ESTRIBO SUR.

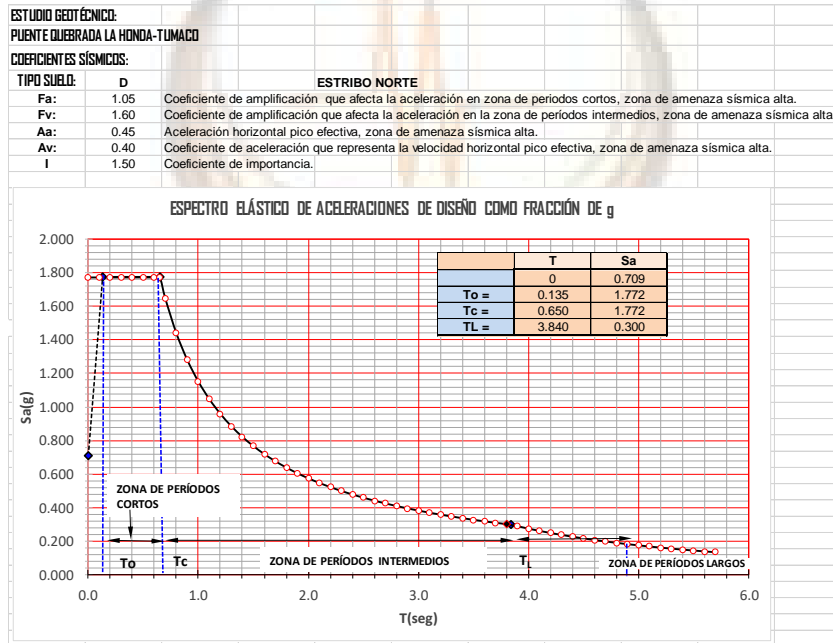
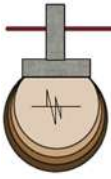


Figura 22. Espectro de diseño elástico de aceleraciones para el ESTRIBO NORTE.



10.14.2. PARÁMETROS SÍSMICOS PARA EL DISEÑO DE OBRAS DE CONTENCIÓN (PRESIÓN LATERAL)-MUROS (Ver 11.6.5.3. del CCP-15)

COEFICIENTE DE EMPUJE SÍSMICO. Teniendo en cuenta que la zona donde se localiza el puente corresponde a una amenaza sísmica alta y si se requieran obras de contención, es conveniente calcular los empujes activos dinámicos acorde con la teoría de Mononobe Okabe (1929) que toma en cuenta adicionalmente dos componentes vertical y horizontal producidas por el sismo (k_h y k_v). Ver NSR-10 H.6.8-EMPUJES SÍSMICOS.

El número considerable de daños parciales y totales sufridos por muros de contención durante terremotos pone de manifiesto la necesidad de diseñar estas obras aplicando procedimientos y criterios que permitan establecer un adecuado nivel de seguridad.

El empuje activo dinámico (E_{ae}) responde a la expresión:

$$E_{ae} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 (1 - K_v) \cdot K_{ae}$$

Donde,

- γ , es el peso unitario del suelo del relleno
- H, altura del muro de contención
- K_v , Coeficiente sísmico vertical
- K_{ae} , Coeficiente de empuje activo dinámico

Los parámetros geotécnicos debidos al sismo:

$$A_a = k_h \cdot g \quad \text{y} \quad A_v = k_v \cdot A_a$$

Para Tumaco: $A_a = 0.45g$.

$A_v = 0.45g$
según (NSR-10. A.2.8),

ESTRIBO SUR:

$$K_h = 2/3 A_a F_a = 0.27,$$

$$K_v = 4/9 \cdot A_a F_a = 0.18$$

ESTRIBO NORTE:

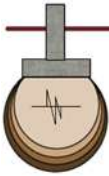
$$K_h = 2/3 A_a F_a = 0.32$$

$$K_v = 4/9 \cdot A_a F_a = 0.21$$

A_a , aceleración horizontal pico efectiva

A_v , aceleración vertical pico efectiva

k_h , coeficiente sísmico horizontal



k_v , coeficiente sísmico vertical

Donde el coeficiente dinámico activo y pasivo de presión del suelo, K_{ae} y K_{pe} (Mononobe Okabe), están dados por:

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\varphi - \psi - \alpha)}{\cos \psi \cos^2 \alpha \cos(\psi + \alpha + \delta) \left(1 + \frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \psi - \beta)}{\cos(\delta + \psi + \alpha) \cos(\beta + \alpha)} \right)^2}$$

$$K_{pe} = \frac{\cos^2(\varphi - \psi + \alpha)}{\cos \psi \cos^2 \alpha \cos(\psi - \alpha + \delta) \left(1 - \frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \psi + \beta)}{\cos(\delta + \psi - \alpha) \cos(\beta - \alpha)} \right)^2}$$

Donde,

γ , Peso unitario del suelo

H, altura de la estructura

ϕ , ángulo de fricción interna

δ , ángulo de fricción estructura-suelo

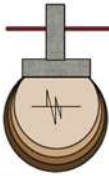
α , inclinación de la cara posterior de la estructura

β , inclinación del terreno

ψ , ángulo de inercia sísmico

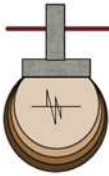
$$\psi = \arctg \left(\frac{Kh}{1 - K_v} \right)$$

A continuación, en la Tabla 25-Figura 23 y Tabla 26 y Figura 24, se anotan estos parámetros geotécnicos debidos al sismo.



PROYECTO: PUNTE QUEBRADA LA HONDA, TUMA CO-NARIÑO			ESTRIBO SUR	
PARÁMETROS GEOTÉCNICOS DEBIDOS AL SISMO				
COEFICIENTES DEPRESIÓN LATERAL SÍSMICO, MONONOBE OKABE, 1929				
	ah	0.45		
	av	0.40		
NSR-10	g	9.81		
$K_h = 2/3 * a_h * F_a$	K_h	0.27		
$k_v = 4/9 * a_h * F_a$	K_v	0.18		
suelo-suelo	ϕ	28.70		
Inclinación del talud	β	0.00		
ángulo de inercia sísmico	ψ	18.23		
Fricción suelo-concreto: $2/3 * \phi$	δ	19.13		
Pendiente de atrás del muro	θ	0.00		
	$K_{AE} =$	0.643		
	$K_A =$	0.313		
	K_{AE} :	Coeficiente dinámico de empuje activo según Mononobe Okabe		
	K_A :	Coeficiente estático de empuje activo según Coulomb, 1976		
	$\phi - \beta \geq \psi$	K_0	0.52	Coef. en reposo, según Jaky
		K_a :	0.35	Coef. Activo, Rankine sin fricción
		K_A :	0.31	Coef. Activo, Coulomb con fricción
		K_{AE} :	0.64	Coef. dinámico empuje activo-Monono
		K_p :	2.85	Coef. Pasivo, Rankine sin fricción
		K_P :	5.46	Coef. Pasivo, Coulomb con fricción
		K_{PE} :	3.70	Coef. dinámico empuje pasivo-Mononobe-O

Tabla 25-Figura 23. Parámetros geotécnicos debidos al sismo para el cálculo del empujes activo y pasivo del ESTRIBO SUR.



Donde,

H: espesor del estrato y V_s : es la velocidad de ondas de corte:

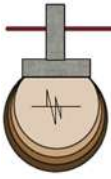
$$V_s = 72.92 \times N_{spt}^{0.3775}; \text{ Coral Moncayo, 2002.}$$

ESTUDIO GEOTÉCNICO:						
PUENTE QUEBRADA LA HONDA-TUMACO						
PERÍODO FUNDAMENTAL DEL SUELO			ESTRIBO SUR			
ESTRATO	DE	A	Hi(m)	N_{60} (gol-pie)	V_s (m/seg)	$V_s \cdot H_i$
1	0.00	1.00	1.00	1	83.71	83.71
2	1.00	2.00	1.00	16	206.97	206.97
3	2.00	3.00	1.00	24	241.20	241.20
		SUMA	3.00	$v_s = \frac{\sum V_{si} \cdot H_i}{H}$	177.29	531.88
				$T_s = \frac{4 \cdot H_i}{V_{si}}$	Ts= 0.068	(seg)
Ts=PERÍODO FUNDAMENTAL DEL SUELO						

ESTUDIO GEOTÉCNICO:						
PUENTE QUEBRADA LA HONDA-TUMACO						
PERÍODO FUNDAMENTAL DEL SUELO			ESTRIBO NORTE			
ESTRATO	DE	A	Hi(m)	N_{60} (gol-pie)	V_s (m/seg)	$V_s \cdot H_i$
1	0.00	1.00	1.00	16	206.97	206.97
2	1.00	2.00	1.00	22	232.68	232.68
		SUMA	2.00	$v_s = \frac{\sum V_{si} \cdot H_i}{H}$	219.82	439.65
				$T_s = \frac{4 \cdot H_i}{V_{si}}$	Ts= 0.036	(seg)
Ts=PERÍODO FUNDAMENTAL DEL SUELO						

Tabla 27. Periodo fundamental del suelo estribos sur y norte.

Para efectos de un análisis más detallado, el autor sugiere, suponer un rango de períodos próximos a este período fundamental del sector, como condiciones de frontera y realizar el análisis de resonancia de frente al periodo de vibración de las estructuras que conforman el proyecto. Este rango puede ser, teniendo en cuenta la amenaza sísmica alta de esta zona, de: $R = 0.67 \leq R \leq 0.90$, entonces,




$$T'_s = \frac{T_s}{R}, = \frac{0.068}{0.67} = 0.10s \leq \frac{0.068}{0.90} = 0.076s \text{ para } \mathbf{EL \text{ ESTRIBO SUR}}$$

$$T'_s = \frac{T_s}{R}, = \frac{0.036}{0.67} = 0.05s \leq \frac{0.036}{0.90} = 0.04s \text{ para } \mathbf{ESTRIBO NORTE}$$

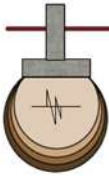
El valor del periodo fundamental se muestra en la Tablas 27.

Gustosamente se aclararán dudas relacionadas con este estudio de suelos.


ING. HUGO CORAL MONCAYO
Mat/1017 del C. P. del Cauca
Master en Geotecnia - Ph. D.
Universidad Nacional de Colombia
Universidad Politécnica de
Cataluña (España)

Se prohíbe la reproducción o transmisión total o parcial del texto del presente estudio geotécnico bajo cualquier forma electrónica, incluyendo el fotocopiado, el almacenamiento en algún sistema de reproducción de información o el grabado, sin la autorización expresa de la empresa INGENIERÍA DE SUELOS Y CIMENTACIONES LTDA.

San Juan de Pasto, marzo 23 de 2023.



Certificado de vigencia y antecedentes disciplinarios
CVAD-2022-1339225

**CONSEJO PROFESIONAL NACIONAL DE INGENIERÍA
COPNIA**

EL DIRECTOR GENERAL

CERTIFICA:

1. Que HUGO EDMUNDO CORAL MONCAYO, identificado(a) con CEDULA DE CIUDADANIA 12955421, se encuentra inscrito(a) en el Registro Profesional Nacional que lleva esta entidad, en la profesión de INGENIERIA CIVIL con MATRICULA PROFESIONAL 19000-01017 desde el 19 de Diciembre de 1978, otorgado(a) mediante Resolución Nacional 3340.
2. Que el(la) MATRICULA PROFESIONAL es la autorización que expide el Estado para que el titular ejerza su profesión en todo el territorio de la República de Colombia, de conformidad con lo dispuesto en la Ley 842 de 2003.
3. Que el(la) referido(a) MATRICULA PROFESIONAL se encuentra **VIGENTE**
4. Que el profesional no tiene antecedentes disciplinarios ético-profesionales.
5. Que la presente certificación se expide en Bogotá, D.C., a los dieciseis (16) días del mes de Marzo del año dos mil veintidos (2022).

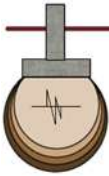
Rubén Darío Ochoa Arbeláez

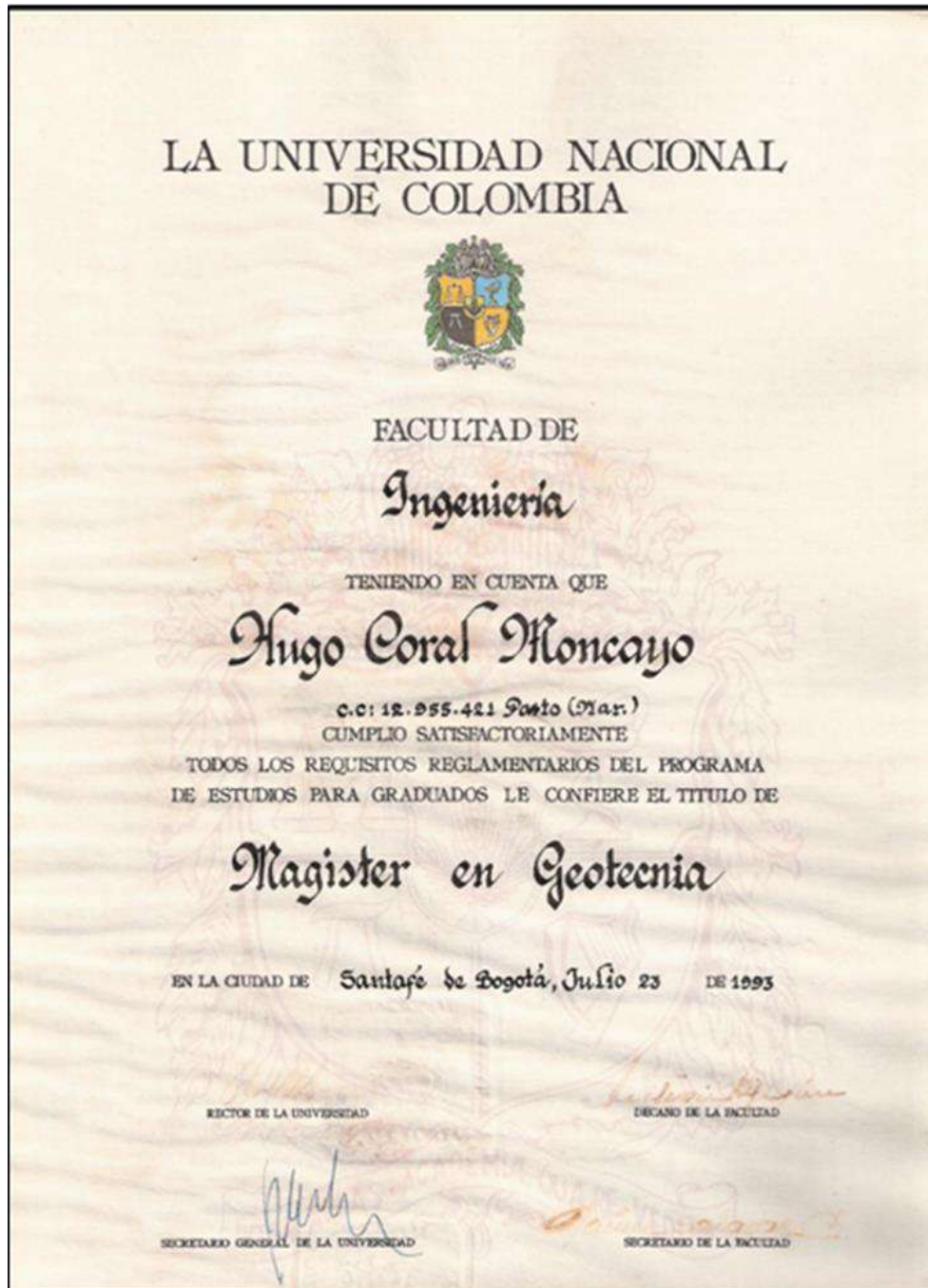
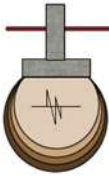
Firma del titular (*)

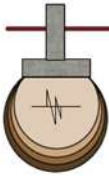
(*Con el fin de verificar que el titular autoriza su participación en procesos estatales de selección de contratistas, la falta de firma del titular no invalida el Certificado

El presente es un documento público expedido electrónicamente con firma digital que garantiza su plena validez jurídica y probatoria según lo establecido en la Ley 527 de 1995. Para verificar la firma digital, consulte las propiedades del documento original en formato .pdf.

Para verificar la integridad e inalterabilidad del presente documento, consulte en el sitio web https://tramites.copnia.gov.co/Copnia_Microsite/CertificatesOfGoodStanding/CertificateOfGoodStandingStart indicado el número del certificado que se encontrará en la esquina superior derecha de este documento.









Juan Carlos I, Rey de España

l en nom seu el y en su nombre el

Rector de la Universitat Politècnica de Catalunya



Hugo Edmundo Coral Moncayo

DEPARTAMENT D'ENGINYERIA DEL TERRENY, CARTOGRÀFICA I GEOFÍSICA

TÍTOL de DOCTOR per la UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA

La persona interessada



Hugo Edmundo Coral Moncayo

El rector



Jaume Ferrer Llop

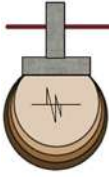
La responsable de la Unitat de Gestió de l'Expedient Acadèmic i Plaça d'Estudi del Secret de Gestió Acadèmica



Mari Cruz Anglada Andorra

1-BC-252630

Registro Nacional de Títulos / Código de CENTRO	Registro Universitario de Títulos
2005/108917 0054	66021



San Juan de Pasto, marzo 23 de 2023

**Señores
TEKMAN S.A.S.
Atte. Ing. William Plazas**

Referencia: ESTUDIO GEOTÉCNICO

Yo, HUGO EDMUNDO CORAL MONCAYO, identificado con cédula de ciudadanía No. 12.955.421 y Matrícula Profesional No. 1017 del C.P. del Cauca. En calidad de especialista en Geotecnia y asesor de la empresa INGENIERIA DE SUELOS Y CIMENTACIONES S.A.S., certifico que he realizado el Estudio de Suelos del proyecto "ESTUDIO GEOTÉCNICO PUENTE QUEBRADA LA HONDA DE TUMACO - NARIÑO" marzo 23 de 2023 y que consta de 56 páginas y sus anexos, el cual ha sido efectuado de acuerdo al Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 y demás disposiciones legales que rigen al respecto. Siendo pertinente expresar que la ejecución y construcción de las obras debe realizarse bajo el contenido expreso en el estudio de suelos.

Atentamente,

HUGO CORAL MONCAYO
Mat. 1017 del C. P. del Cauca
Master en Geotecnia – Ph. D.
Universidad Nacional de Colombia
Universidad Politécnica de Cataluña (España)