INGENSAYOS COLOMBIA S.A.S.
NIT 901 329 729 – 2
Laboratorio
Suelos – Concretos – Pavimentos - Materiales

GOBERNACIÓN DEL DEL HUILA

ESTUDIO DE SUELOS
PARA EL CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE

ESTUDIO GEOTÉCNICO
MEJORAMIENTO DE VIA DE TERCER ORDEN CODIGO 30HL01 EN EL CORREGIMIENTO DE VEGALARGA - VEREDA SAN ANTONIO DE ANACONIA COMPONENTE: MURO L: 40M - H:3.0 M
MUNICIPIO DE NEIVA - DEPARTAMENTO DEL HUILA.

NEIVA
SEPTIEMBRE - 2025

Oficina Ingensayos Colombia S.A.S. - Calle 25N No. 9 BW - 08 Barrio Villa del Rio
Tel-Fax: 8717314 - Celular 3212972575
email: ingensayoscolombiasas@gmail.com NEIVA - HUILA - COLOMBIA

GOBERNACIÓN DEL DEL HUILA

ESTUDIO DE SUELOS
PARA EL CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE

ESTUDIO GEOTÉCNICO: MEJORAMIENTO DE VIA DE TERCER ORDEN CODIGO 30HL01 EN EL CORREGIMIENTO DE VEGALARGA - VEREDA SAN ANTONIO DE ANACONIA COMPONENTE: MURO L: 40M - H:3.0 M
MUNICIPIO DE NEIVA - DEPARTAMENTO DEL HUILA.

CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE

NEIVA
SEPTIEMBRE - 2025

INFORME GEOTÉCNICO

MEJORAMIENTO DE VIA DE TERCER ORDEN CODIGO 30HL01 EN EL CORREGIMIENTO DE VEGALARGA - VEREDA SAN ANTONIO DE ANACONIA DEL MUNICIPIO DE NEIVA, DEPARTAMENTO DEL HUILA.

COMPONENTE: MURO DE CONTENCIÓN L=40.0m, H=3.00m

ELABORÓ:

INGENSAYOS COLOMBIA S.A.S.

NEIVA

OCTUBRE DE 2025

TABLA DE CONTENIDOS

		Pág.
	INTRODUCCIÓN	7
	OBJETIVOS	8
1	**ANÁLISIS DE INGENIERÍA**	9
1.1	ALCANCE	9
1.2	DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL	9
1.3	CARGAS CONSIDERADAS EN EL ANÁLISIS	10
2	**NIVEL FREÁTICO**	12
3	**ANÁLISIS GEOTÉCNICOS**	13
3.1	CLASIFICACIÓN DEL SUELO DE SOPORTE	13
3.2	TIPO DE CIMENTACIÓN	13
3.3	PROFUNDIDAD DE DESPLANTE	15
3.4	ESTANDARIZACIÓN DEL SUELO DE SOPORTE	15
4	**DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS DE RESISTENCIA**	20
4.1	ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA	20
4.2	MÓDULO DE ELASTICIDAD	20
5	**DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS DE EMPUJE**	22
5.1	RELACIÓN DE POISSON	22
5.2	MÓDULO DE CORTE	22
5.3	COEFICIENTES DE EMPUJE DE RANKINE	22
5.4	COMPRESIBILIDAD DEL SUELO	23
6	**GENERALIDADES DE LOS ESTADOS LÍMITES DE RESISTENCIA**	24
6.1	ESTADO LÍMITE DE SERVICIO	24
6.2	ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA	24
6.3	ESTADO LÍMITE DE EVENTO EXTREMO	24
6.4	ESTADO LÍMITE DE FATIGA	24
6.5	REQUISITOS DE DISEÑO Y FACTORES DE CARGA	24
6.6	SOLICITACIONES SOBRE LAS ESTRUCTURAS	27
6.7	CONSIDERACIONES DE ESTABILIDAD DE LOS TALUDES	28
6.8	CONSIDERACIONES PARA ESTRUCTURAS EN PENDIENTES	29

Pág.

7	**CÁLCULO DE ESTADOS LÍMITES DE RESISTENCIA**	31
7.1	CÁLCULO INICIAL DE CAPACIDAD PORTANTE PARA FALLA LOCAL	31
7.2	REVISIÓN DE LOS ESTADOS LÍMITES DE RESISTENCIA	33
8	**CÁLCULO DEL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO**	37
8.1	ASENTAMIENTOS ELÁSTICOS	37
8.2	ASENTAMIENTOS PRIMARIOS O EDOMÉTRICOS	38
8.3	ASENTAMIENTOS TOTALES. CHEQUEO	38
9	**CÁLCULO DEL ESTADO LÍMITE DE EVENTO EXTREMO**	42
9.1	CLASIFICACIÓN DEL TIPO DE PERFIL DEL SUELO	42
9.2	PARÁMETROS SÍSMICOS CÓDIGO COLOMBIANO DE PUENTES CCP-14	42
9.3	REVISIÓN DE ESTADO LÍMITE DE EVENTO EXTREMO	47
10	**PARÁMETROS DE INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA**	50
11	**IDENTIFICACIÓN DE PROBLEMÁTICAS EN EL SUELO**	52
11.1	POTENCIAL DE COLAPSO	52
11.2	POTENCIAL DE EXPANSIÓN	53
11.3	POTENCIAL DE LICUACIÓN	54
12	**RECOMENDACIONES**	55
12.1	RECOMENDACIONES DE FUNDACIÓN	55
12.2	RECOMENDACIONES ADICIONALES PARA EL PROCESO CONSTRUCTIVO	55
12.3	MANEJO DE AGUAS	56
12.4	CONTROL DE EXCAVACIONES	57
13	**RESUMEN DE LOS PARÁMETROS DE DISEÑO**	60
14	**CONCLUSIONES**	62
15	**BIBLIOGRAFÍA**	69
	ANEXO: FÓRMULAS EMPLEADAS	70
	ANEXO: PROPIEDADES DEL MATERIAL DE MEJORAMIENTO	74
	LIMITACIONES	75

ÍNDICE DE FIGURAS

		Pág.
2	**NIVEL FREÁTICO**	
2.1	Modificación de la Capacidad de Carga Admisible con el NF	12
3	**ANÁLISIS GEOTÉCNICOS**	
3.1	No. de golpes corregidos SPT vs Profundidad. Sondeo 1	18
3.2	No. de golpes corregidos SPT vs Profundidad. Sondeo 2	19
6	**GENERALIDADES DE LOS ESTADOS LÍMITES DE RESISTENCIA**	
6.1	Falla por Estabilidad Global	28
6.2	Factores de capacidad de apoyo para estructuras en o junto a laderas	30
7	**CÁLCULO DE ESTADOS LÍMITES DE RESISTENCIA**	
7.1	Estados Límites de Resistencia	35
8	**CÁLCULO DEL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO**	
8.1	Asentamientos por cargas flexible y rígida	37
8.2	Estados Límites de Servicio	39
8.3	Asentamientos elásticos para la Carga Máxima Admisible de Servicio	40
9	**CÁLCULO DEL ESTADO LÍMITE DE EVENTO EXTREMO**	
9.1	Mapa de Valores PGA del CCP-14	44
9.2	Mapa de Valores Ss del CCP-14	45
9.3	Mapa de Valores S_1 del CCP-14	46
9.4	Capacidad por E.L. Evento Extremo	48
12	**RECOMENDACIONES**	
12.1	Esquema de la cimentación	55
12.2	Recomendaciones de excavación para profundidades mayores a la crítica	57
14	**CONCLUSIONES**	
14.1	Capacidad portante del suelo	62

ÍNDICE DE TABLAS

		Pág.
1	**ANÁLISIS DE INGENIERÍA**	
1.1	Cargas y combinaciones de carga según CCP-14	10
3	**ANÁLISIS GEOTÉCNICOS**	
3.1	Zona de influencia de la Cimentación	15
3.2	Normalización de N y q_u	15
4	**DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS DE RESISTENCIA**	
4.1	Ensayo SPT y Ángulo de Fricción Interna Equivalente	20
4.2	Valores del Módulo de Elasticidad en función de N	21
5	**DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS DE EMPUJE**	
5.1	Parámetros de Empuje del Suelo	23
5.2	Compresibilidad del Suelo (según Zeevaert, 1976)	23
7	**CÁLCULO DE ESTADOS LÍMITES DE RESISTENCIA**	
7.1	Capacidad de carga para falla por Cortante Local	32
7.2	Estados Límites de Resistencia	34
8	**CÁLCULO DEL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO**	
8.1	Parámetros empleados en el cálculo del asentamiento elástico esperado	37
8.2	Estados Límites de Servicio	39
8.3	Asentamientos elásticos para la Carga Máxima Admisible de Servicio	40
8.4	Asentamientos totales para la Carga Máxima Admisible de Servicio	40
9	**CÁLCULO DEL ESTADO LÍMITE DE EVENTO EXTREMO**	
9.1	Clasificación del Perfil del Suelo	42
9.2	Parámetros sísmicos CCP-14	47
9.3	Capacidad portante E. L. Evento Extremo	48
10	**PARÁMETROS DE INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA**	
10.1	Cálculo del Módulo de Reacción del Suelo	50
11	**IDENTIFICACIÓN DE PROBLEMÁTICAS EN EL SUELO**	
11.1	Determinación de la Colapsabilidad del Suelo	53
11.2	Determinación del Potencial de Licuación del Suelo	54

Pág.

12 RECOMENDACIONES
12.1 Análisis de Amplificación Mínimo según el material 58

13 RESUMEN DE LOS PARÁMETROS DE DISEÑO
13.1 Parámetros de Diseño del Suelo 60

14 CONCLUSIONES
14.1 Valores de asentamientos para carga esperada y carga admisible (E. L. Servicio) 63
14.2 Capacidad de carga admisible en E.L.R. 63
14.3 Capacidad de carga admisible en E.L.S. 63
14.4 Capacidad de carga admisible en E.L.E.E. 64

INTRODUCCIÓN

El presente informe geotécnico se elabora como parte del proceso de mejoramiento de la vía de tercer orden código 30HL01, localizada en el corregimiento de Vegalarga – vereda San Antonio de Anaconia, municipio de Neiva, departamento del Huila. Dentro de los componentes de la intervención vial se incluye el diseño y evaluación de un muro de contención de 40 m de longitud y 3.0 m de altura, estructura necesaria para garantizar la estabilidad del terreno adyacente a la vía y el adecuado comportamiento geotécnico–estructural en condiciones de servicio, resistencia y evento extremo.

Dado que este tipo de infraestructura corresponde a una obra asociada a la contención y soporte de cargas provenientes del terreno y la vía, su diseño debe seguir lo estipulado en el Código Colombiano de Puentes CCP-14, normativa aplicable a estructuras vinculadas a obras civiles lineales. Bajo dicho marco regulatorio se evalúan las propiedades del suelo de fundación, las condiciones de nivel freático, las cargas actuantes y los parámetros geotécnicos necesarios para estimar la capacidad portante, el empuje activo del terreno, la estabilidad global y los asentamientos previstos.

El estudio incluye la revisión de información obtenida mediante dos (2) sondeos, ensayos de laboratorio asociados y correlaciones geotécnicas para la determinación de parámetros de resistencia, deformación y empuje. Con base en ello se definen las características del estrato de soporte, los criterios de cimentación, la profundidad de desplante, las solicitaciones a considerar y la verificación de los distintos estados límite exigidos por la normativa. Finalmente, se formulan recomendaciones de diseño, construcción, manejo de aguas y control de excavaciones, así como las conclusiones relevantes para la toma de decisiones durante la ejecución del proyecto.

OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL

- Realizar el estudio geotécnico necesario para evaluar las condiciones del subsuelo, determinar los parámetros de diseño y establecer las recomendaciones técnicas para la cimentación y estabilidad del muro de contención de 40 m de longitud y 3.0 m de altura, proyectado para el mejoramiento de la vía de tercer orden código 30HL01 en la vereda San Antonio de Anaconia, de acuerdo con los criterios y exigencias establecidas en el Código Colombiano de Puentes CCP-14.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Caracterizar geotécnicamente el suelo de la zona de estudio mediante la ejecución e interpretación de los sondeos exploratorios y los ensayos de laboratorio asociados, determinando su clasificación, estratigrafía y variabilidad.

- Identificar la presencia y profundidad del nivel freático, evaluando su incidencia en la capacidad portante, empujes laterales y comportamiento mecánico del terreno.

- Determinar los parámetros de resistencia y deformación del suelo (ϕ', cohesión no drenada, módulo de elasticidad, módulo de corte, relación de Poisson), utilizando correlaciones basadas en el SPT y metodologías aceptadas por el CCP-14.

- Calcular los coeficientes de empuje activo, pasivo y en reposo, así como las presiones laterales del terreno aplicables al diseño del muro.

- Estimar la capacidad portante del terreno considerando los posibles modos de falla (cortante general, cortante local, punzonamiento y condición no drenada), incorporando los factores de reducción y estados límite exigidos por la normativa.

- Definir la profundidad de desplante y el tipo de cimentación más adecuado para garantizar el desempeño seguro del muro de contención.

- Calcular los asentamientos esperados y admisibles bajo cargas de servicio, determinando su compatibilidad con la funcionalidad de la estructura proyectada.

- Establecer recomendaciones específicas para la construcción, incluyendo manejo de aguas, control de excavaciones, tratamiento del terreno de fundación y medidas para prevenir fallas por inestabilidad o saturación.

1 ANÁLISIS DE INGENIERÍA

1.1 ALCANCE

Después de efectuar la recolección de la información que puede extraerse a partir de la exploración del subsuelo y los ensayos de laboratorio efectuados, se procede a establecer el conjunto de recomendaciones, así como determinar la solución más conveniente para la cimentación requerida para el proyecto referenciado, al igual que definir los criterios y parámetros de diseño, elaborar los cálculos y producir las conclusiones y recomendaciones contenidas en este informe, teniendo en cuenta que los asentamientos de la estructuras se encuentren dentro de los límites permisibles y se puedan identificar posibles factores de riesgo, como la presencia de suelos colapsables, expansivos y/o licuefactibles o cualquier otra condición que pueda amenazar la construcción objeto del estudio o las construcciones vecinas.

Características del Proyecto:

Nombre proyecto:	**Informe de estudio geotécnico para el MEJORAMIENTO DE VIA DE TERCER ORDEN CODIGO 30HL01 EN EL CORREGIMIENTO DE VEGALARGA - VEREDA SAN ANTONIO DE ANACONIA COMPONENTE: MURO L: 40M - H:3.0 M, localizado en zona rural del municipio de Neiva, departamento del Huila.**
Ubicación:	Vía de tercer orden Neiva - Vegalarga, vereda San Antonio de Anaconia.
Municipio:	Neiva.
Departamento:	Huila.
Número de sondeos efectuados:	2
Profundidad máxima alcanzada:	6.50 m

1.2 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

El proyecto estructural presentado corresponde a la construcción de un muro de contención vinculado a una via. Por tratarse de una estructura de esta naturaleza, este estudio geotécnico se elaborará conforme a las estipulaciones y requisitos contenidos en el Código Colombiano de Puentes CCP-14. De acuerdo con la entidad, se espera que la altura máxima a contener del muro sea aproximadamente de unos 3.00 m, por lo cual se proyectarán estás recomendaciones para un MURO EN VOLADIZO EN CONCRETO REFORZADO.

Se supone que el concreto reforzado tendrá una resistencia mínima f'c = 21 MPa (210 kg/cm²), de conformidad con lo estipulado en las secciones 5.4.2 Concreto estructural (Requisitos generales) y 8.6. (Muros de contención) del CCP-14, obedeciendo a criterios de resistencia, durabilidad y control de fisuración, aunque el Invías sugiere un f'c = 28 MPa (280 kg/cm²) para estructuras de contención.

1.3 CARGAS CONSIDERADAS EN EL ANÁLISIS

Para el diseño de estas estructuras usualmente no se requiere emplear todas las combinaciones de carga que contempla el CCP-14 para el análisis de la estructura. En este caso se analizarán las cargas verticales, horiizontales y los momentos generados sobre la estructura a partir de las siguientes cargas contempladas en el CCP-14:

Estado Límite de Servicio, cargas verticales: DC. EV. LS.
Estado Límite de Servicio, cargas horizontales: EH, LS.
Estado Límite de Servicio, momentos: DC. EH, EV. LS.
Estado Límite de Resistencia, cargas verticales: DC. EV. LS.
Estado Límite de Resistencia, cargas horizontales: EH, LS.
Estado Límite de Resistencia, momentos: DC. EH, EV. LS.
Estado Límite de Evento Extremo, cargas verticales: DC. EV. LS.
Estado Límite de Evento Extremo, cargas horizontales: EH, LS, EQ.
Estado Límite de Evento Extremo, momentos: DC. EH, EV. LS, EQ.

Las combinaciones de carga y su descripción se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 1.1 - Cargas y combinaciones de carga según CCP-14

Estado Lím. Combinaciones	Servicio I		Resistencia I		Ev. Extremo I		Denominación carga	
	γ_{max}	γ_{min}	γ_{max}	γ_{min}	γ_{max}	γ_{min}	Cod	Descripción
DC	1.00	1.00	1.25	0.90	1.25	0.90	**DC**	Peso propio Estructura y Acces.
DW	1.00	1.00	1.50	0.65	1.50	0.65	**DW**	Peso propio Rodadura e Instalac.
LL	1.00	1.00	1.75	1.75	0.00	0.00	**LL**	Carga viva vehicular
BR	1.00	1.00	1.75	1.75	0.00	0.00	**BR**	Fuerza frenado vehicular
EH	1.00	1.00	1.50	0.90	1.50	0.90	**EH**	Empuje horizontal del suelo
EV	1.00	1.00	1.35	1.00	1.35	1.00	**EV**	Presión vert. Suelo relleno
LS	1.00	1.00	1.75	1.75	0.00	0.00	**LS**	Sobrecarga por Carga Viva
TU	1.00	1.20	0.50	1.20	0.50	1.20	**TU**	Fuerza por temp uniforme
SH	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	**SH**	Fuerzas por retracción
WA	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	**WA**	Presión agua y corriente
WS	0.30	0.00	0.00	0.00	1.40	0.00	**WS**	Viento sobre estructura
WL	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	**WL**	Viento sobre carga viva
EQ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	**EQ**	Carga sísmica

Para más detalle acerca de las Cargas, Combinaciones y Factores de Carga, favor remitirse a la Tabla 3.4.1-1 COMBINACIONES Y FACTORES DE CARGA, y la Tabla 3.4.1-2 FACTORES PARA CARGAS PERMANENTES en el Código CCP-14.

Otras referencias normativas en el CCP-14 con respecto a las cargas actuantes en estas estructuras se encuentran en los siguientes apartados:

Sección 3.3 - Clasificación de cargas y combinaciones.
Sección 3.9 - Fuerzas de frenado y centrífugas.
Sección 3.10 - Fuerzas sísmicas.
Sección 3.11 - Empujes de tierra y sobrecargas.
Sección 5.4.2 - Requisitos del concreto.
Sección 8.6 - Requisitos específicos para muros de contención.

2 NIVEL FREÁTICO

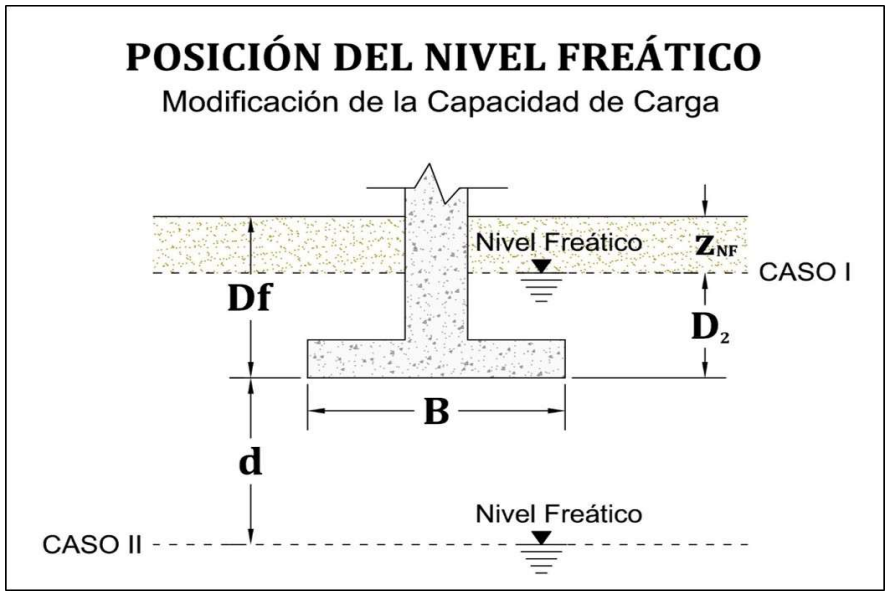
Uno de los aspectos que suele generar problemas con mayor frecuencia durante las etapas de excavación y construcción consiste en la existencia de agua subterránea, ya sea libre o confinada.

La presencia del agua afecta negativamente las propiedades de los suelos, por lo que, si el nivel freático se encuentra próximo a la cimentación, es necesario modificar las ecuaciones de la capacidad de carga, dependiendo de la localización del agua libre.

No se encontró nivel de aguas freáticas (NAF) en ninguno de los dos sondeos efectuados, por lo que de acuerdo al perfil de suelos que se ha encontrado, para el cálculo de la capacidad portante se ubicará el nivel de aguas freáticas en la cota correspondiente a 3 m bajo el nivel superior del estrato granular, con lo cual se establece lo siguiente:

Cota de nivel freático para cálculos, Znf = **-3.00 m**

Figura 2.1 - Modificación de la Capacidad de Carga Admisible con el NF.



El caso I considera la posición del nivel freático por encima de la profundidad de desplante; el caso II considera que se ubica a una profundidad d por debajo de la profundidad de desplante, y que solamente es significativa cuando d ≤ B/2; el caso III es cuando d > B/2.

3 ANÁLISIS GEOTÉCNICOS

En esta etapa de este estudio, se dedica a los aspectos geotécnicos basados en los resultados de laboratorio y se analizan el tipo de material del suelo de soporte, tipo de cimentación a elegir y profundidad de desplante.

3.1 CLASIFICACIÓN DEL SUELO DE SOPORTE

De acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos U.S.C.S., el material de soporte para el muro de contención puede ser Arena arcillosa (SC) o Grava arcillosa (GC), dependiendo de la ubicación y de la profundidad, hallándose también Arcilla de baja plasticidad (CL) y Limo de baja plasticidad (ML). No se encuentra material de tipo orgánico en ninguna de las exploraciones realizadas.

La profundidad alcanzada fue de 6.50 m para ambos sondeos.

3.2 TIPO DE CIMENTACIÓN

La cimentación para el muro de contención consiste en una **ZAPATA DE SECCIÓN RECTANGULAR,** cuyas dimensiones están supeditadas a las condiciones de equilibrio (resistencia al deslizamiento, resistencia al vuelco, capacidad de carga), además de los asentamientos admisibles en condiciones de servicio, los cuales no están especificados expresamente en el CCP14.

Debido a que no se tienen las cargas definitivas de la estructura, se tomará la carga mácima probable para los estados límtes de resistencia (ELR), servicio (ELS) y Evento Extremo (ELEE), a partir de lo cual se determinarán la capacidad portante y asentamiento para hallar la interacción suelo – estructura. Si el diseñador considera que la propuesta formulada no se adapta a sus requerimientos, deberá informarlo al laboratorio para estudiar otro tipo de solución.

La estructura a proyectar consiste en un muro de contención de concreto reforzado de altura aproximada 3.0 m y con dimensiones en planta B= 1.40 a 2.60 m y longitud L=40.00 m pero se tomará L=6.00 m (distancia sugerida entre juntas). Los parámetros iniciales para el análisis son los siguientes:

ARCILLA DE BAJA PLASTICIDAD (CL):

Peso específico húmedo, γ_h =	**1.99**	**T/m³**	(Promedio aritmético)
Peso específico seco, γ_s =	**1.74**	**T/m³**	(Promedio aritmético)
Gravedad específica, Gs =	**2.75**	**T/m³**	(Promedio aritmético)
Humedad natural, Wn =	**14.5**	**%**	(Promedio aritmético)

LIMO DE BAJA PLASTICIDAD (ML):

Peso específico húmedo, γ_h =	**2.01**	**T/m³**	(Promedio aritmético)
Peso específico seco, γ_s =	**1.74**	**T/m³**	(Promedio aritmético)
Gravedad específica, Gs =	**2.75**	**T/m³**	(Promedio aritmético)
Humedad natural, Wn =	**15.2**	**%**	(Promedio aritmético)

GRAVA ARCILLOSA (GC)

Peso específico húmedo, γ_h =	**1.97**	**T/m³**	(Promedio aritmético)
Peso específico seco, γ_s =	**1.84**	**T/m³**	(Promedio aritmético)
Gravedad específica, Gs =	**2.60**	**T/m³**	(Promedio aritmético)
Humedad natural, Wn =	**7.1**	**%**	(Promedio aritmético)

ARENA ARCILLOSA (SC)

Peso específico húmedo, γ_h =	**2.04**	**T/m³**	(Promedio aritmético)
Peso específico seco, γ_s =	**1.84**	**T/m³**	(Promedio aritmético)
Gravedad específica, Gs =	**2.73**	**T/m³**	(Promedio aritmético)
Humedad natural, Wn =	**10.4**	**%**	(Promedio aritmético)
Límite Líquido, LL =	**28.0**	**%**	(Promedio aritmético)
Índice de plasticidad IP =	**8.6**	**%**	(Promedio aritmético)
Presión máxima , Pmax =	**11.0**	**T/m²**	(Presión asumida en la punta)
Presión mínima , Pmin =	**8.0**	**T/m²**	(Presión asumida en el talón)
Ancho de la cimentación, B =	**2.00**	**m**	(Valor asumido)
Longitud de la cimentación, L =	**6.00**	**m**	(Distancia entre juntas)
Esfuerzo promedio en el suelo, q=	**9.5**	**T/m²**	

El recubrimiento de acero en la cimentación al contacto directo del suelo deberá ser de **75 mm.**

3.3 PROFUNDIDAD DE DESPLANTE

- La zapata del estribo se supone que se desplantará a profundidades entre 1.00 m y 2.20 m, con respecto al nivel +0.00 definido como la cota rasante. Para los cálculos de capacidad portante se ha tomado el valor:

Profundidad de desplante Df = **-1.40** **m**

- Se recomienda que en caso de encontrar material orgánico o demasiado blando en las excavaciones para la cimentación, éste se debe reemplazar por material de afirmado granular o recebo, compactado al 95% de la densidad máxima obtenida en el ensayo Proctor modificado, en capas de máximo 20 cm, empleando un apisonador tipo canguro.

3.4 ESTANDARIZACIÓN DEL SUELO DE SOPORTE

De acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, el suelo de soporte puede ser no cohesivo (granular o friccionante) o cohesivo. Según el Sistema S.C.U.S., el suelo de soporte en este caso es GRANULAR, consistiendo en Arena arcillosa (SC) y Grava arcillosa (GC).

Siguiendo las sugerencias para la normalización de N, se tomará en un espesor que esté una distancia "B/2" sobre la profundidad de desplante y "2B" bajo este nivel.

Tabla 3.1 - Zona de Influencia de la Cimentación

Df	1.40	m	Profundidad de desplante
B	2.00	m	Ancho de la cimentación
γh	2.04	T/m^3	Peso específico húmedo del suelo
Zsup	0.40	m	Profundidad superior [B/2 sobre Df]
Zinf	7.40	m	Profundidad inferior [3B bajo DF]
Zmed	3.90	m	Profundidad media influencia

Tabla 3.2 - Normalización de N y q_u

N_{6pr}	9	golpes	Valor N campo sondeo 6 en zona de influencia
N_{7pr}	9	golpes	Valor N campo sondeo 7 en zona de influencia
N_{pr}	**9.0**	**golpes**	**N promedio corregido campo sondeos**
q_{6pr}	1.55	kg/cm^2	Valor q campo sondeo 6 en zona de influencia
q_{7pr}	-	kg/cm^2	Valor q campo sondeo 7 en zona de influencia
q_{pr}	**1.55**	**kg/cm^2**	**q promedio corregido campo sondeos**

Valores normalizados: **N = 9.0 golpes** ***(N1 60 para Colombia)***
6.0 golpes ***N equivalente CL***

Estrato cohesivo CL:
c_{u1} = 7.8 T/m^2 *(Compresión simple)*
c_{u2} = 3.6 T/m^2 *(Bowles cu=0.6*N1 45)*
c''_u = 5.1 T/m^2 *(Pérdida cohesión 10% en el tiempo)*
q''_u = 10.2 T/m^2 *(Pérdida cohesión 10% en el tiempo)*

Estratos granulares: **c"$_u$ = 0.0 T/m^2** *(Pérdida cohesión 10% en el tiempo)*
q"$_u$ = 0.0 T/m^2 *(Pérdida cohesión 10% en el tiempo)*

El valor normalizado de q_u y c_u se obtiene de la Norma Rusa SNiP 11-15-74 tomada de Oteo (1989) en función del tipo de suelo, el índice de liquidez promedio, la relación de vacíos y el ángulo de fricción interna (para suelos mixtos) y/o del ensayo de compresión inconfinada (para suelos cohesivos). La normalización del valor de qu se deduce de acuerdo con lo dispuesto en la norma NSR-10, en concordancia con la norma ASTM D 1586. La información obtenida como el valor de qu del ensayo de compresión no confinada se obtiene por medio de la expresión consignada en A.2.4.3.2. Para el cálculo de la capacidad portante se puede el valor $c"_u = k.c_u$ con k<1 como factor de seguridad adicional para tener en cuenta la disminución de la cohesión con el tiempo. En este caso se ha tomado el valor $c"_u$ a partir del valor obtenido en el ensayo de compresión simple, afectado por un factor de k=0.90 para considerar una pérdida de cohesión en el tiempo del 20%.

Número medio de golpes del SPT:

$$\overline{N} = \frac{\sum_{i=1}^{n} d_i}{\sum_{i=1}^{n} \frac{d_i}{N_i}} \qquad (N_i \le 100)$$

Resistencia media al corte:

$$\overline{s_u} = \frac{d_c}{\sum_{i=1}^{k} \frac{d_i}{s_{ui}}} \qquad (S_{ui} \le 2.50\ kg/cm^2)$$

Profundidad de influencia = 7.40 m

SONDEO No. 6

No.	Inicia	Fin	Prof.	Hm	C_N	N	N_{corr}	H/N_{corr}
1	0.00	0.20	0.20	0.10	2.00	9	13	0.015
2	0.20	0.50	0.30	0.35	2.00	4	6	0.050
3	0.50	1.00	0.50	0.75	1.94	6	8	0.063
4	1.00	1.50	0.50	1.25	1.71	5	6	0.083
5	1.50	2.00	0.50	1.75	1.55	6	6	0.083
6	2.00	2.50	0.50	2.25	1.41	6	6	0.083
7	2.50	3.00	0.50	2.75	1.35	9	8	0.063
8	3.00	3.50	0.50	3.25	1.25	6	5	0.100
9	3.50	4.00	0.50	3.75	1.13	20	16	0.031
10	4.00	4.50	0.50	4.25	1.05	27	20	0.025

11	4.50	5.00	0.50	4.75	0.99	15	10	0.050		
12	5.00	5.50	0.50	5.25	0.94	28	18	0.028		
13	5.50	6.00	0.50	5.75	0.90	30	19	0.026		
14	6.00	6.50	0.50	6.25	0.86	29	17	0.029		
Σ			**6.50**					**0.73**	**N_{S6} = 9**	**N_{pr6} = 8.9**

SONDEO No. 7

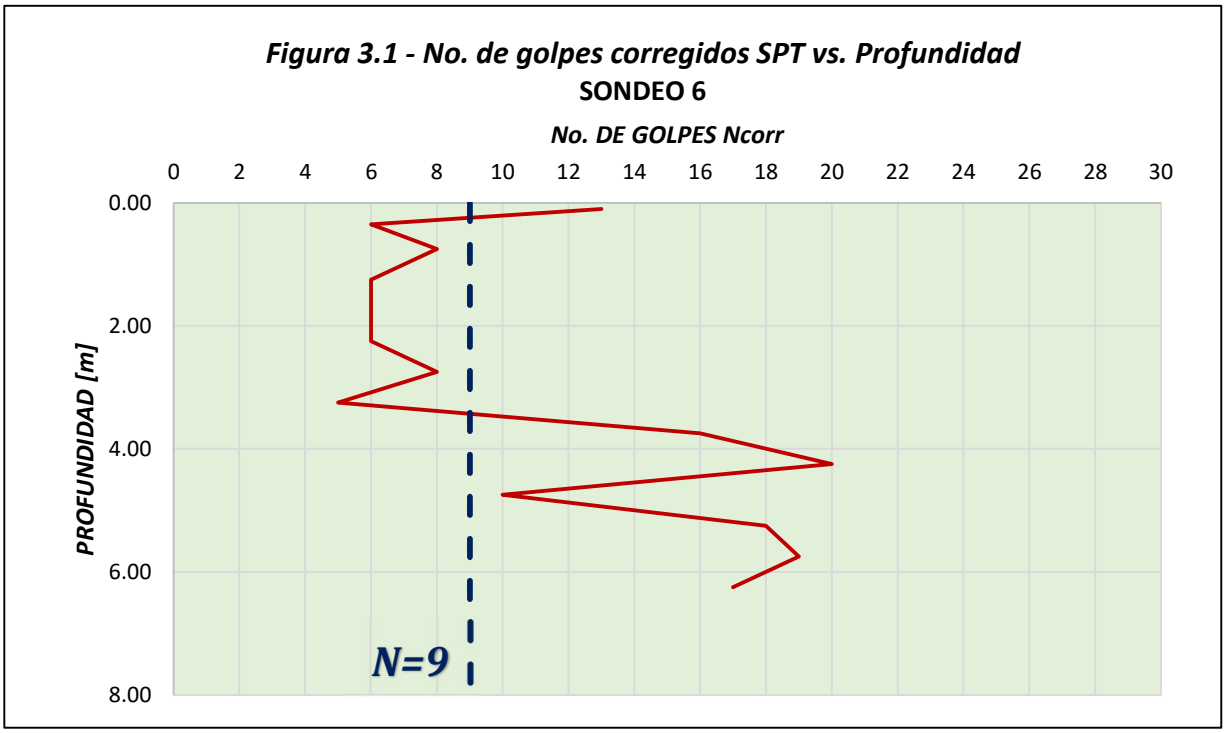
No.	Inicia	Fin	Prof.	Hm	C_N	N	Ncorr	H/Ncorr
1	0.00	0.20	0.20	0.10	2.00	8	11	0.018
2	0.20	0.50	0.30	0.35	2.00	9	13	0.023
3	0.50	1.00	0.50	0.75	1.94	6	8	0.063
4	1.00	1.50	0.50	1.25	1.71	6	7	0.071
5	1.50	2.00	0.50	1.75	1.55	5	5	0.100
6	2.00	2.50	0.50	2.25	1.41	6	6	0.083
7	2.50	3.00	0.50	2.75	1.30	8	7	0.071
8	3.00	3.50	0.50	3.25	1.21	9	8	0.063
9	3.50	4.00	0.50	3.75	1.13	22	17	0.029
10	4.00	4.50	0.50	4.25	1.05	23	17	0.029
11	4.50	5.00	0.50	4.75	0.99	15	10	0.050
12	5.00	5.50	0.50	5.25	0.94	26	17	0.029
13	5.50	6.00	0.50	5.75	0.90	28	18	0.028
14	6.00	6.50	0.50	6.25	0.86	30	18	0.028
Σ			**6.50**					**0.69**	**N_{S7} = 9**	**N_{pr7} = 9.5**

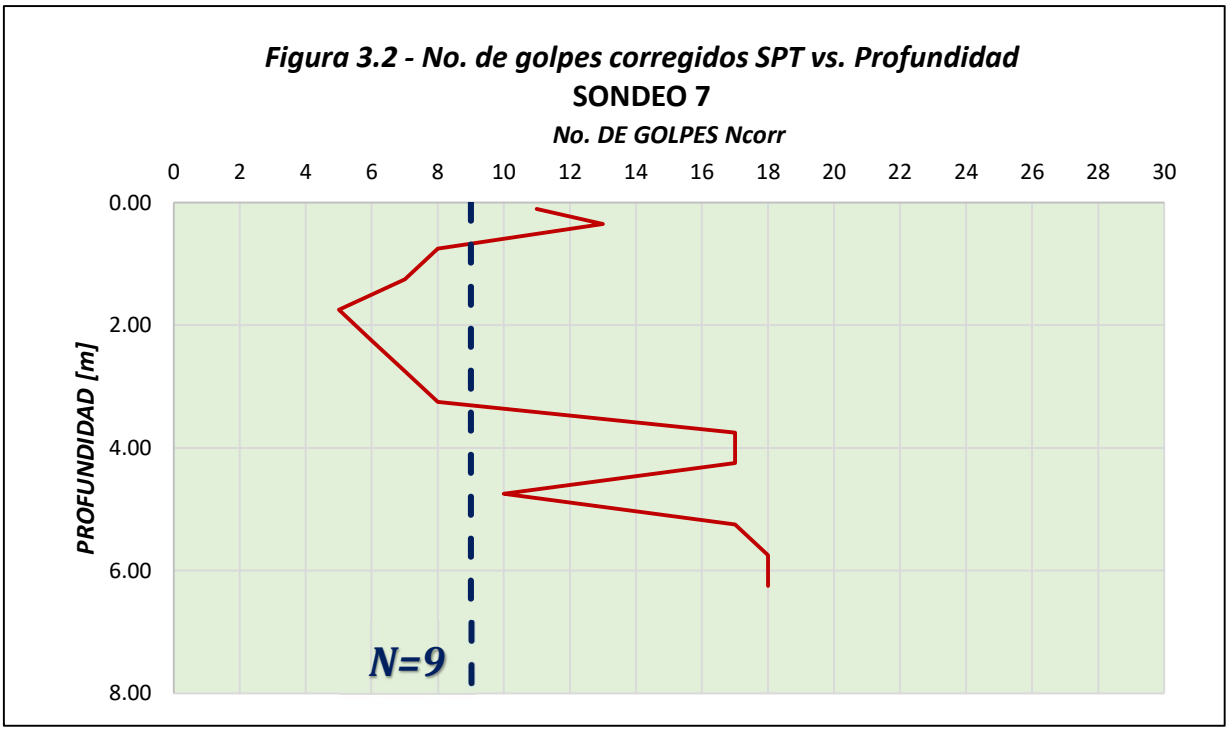
De esta forma se calculan los valores de $N1_{60}$ y Nprom:

$N1_{60}$ = 9.0

N_{prom} = 9.2

Posteriormente se procede a elaborar la gráfica respectiva, en la cual se representa el número de golpes para las diferentes profundidades.


Figura 3.1 - No. de golpes corregidos SPT vs. Profundidad
SONDEO 6
No. DE GOLPES Ncorr
0 2 4 6 8 10 12 14 16 18 20 22 24 26 28 30
0.00
2.00
4.00
6.00
8.00
PROFUNDIDAD [m]
N=9


Figura 3.2 - No. de golpes corregidos SPT vs. Profundidad
SONDEO 7
No. DE GOLPES Ncorr
0 2 4 6 8 10 12 14 16 18 20 22 24 26 28 30
0.00
2.00
4.00
6.00
8.00
PROFUNDIDAD [m]
N=9

4 DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS DE RESISTENCIA

4.1 ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA

Para estimar el ángulo de fricción interna ϕ' equivalente se emplearán diversas metodologías, las cuales se han ajustado para los suelos colombianos con una energía correspondiente al valor de N145, de acuerdo al trabajo de autores colombianos incluidos en la bibliografía (Ruge, González y Montenegro) y modificadas de acuerdo al tipo de suelo, según modelo tomado de la Asociación de Transporte de California Caltrans.

Tabla 4.1 - ENSAYO SPT Y ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA EQUIVALENTE CORRELACIONES AJUSTADAS PARA COLOMBIA ENTRE $N1_{60}$ Y φ'_{eq}	
SUELO: SC	**$N1_{60}$: 9.0**
RELACIÓN	**φ'_{eq}**
φ' equivalente Peck & Terzaghi [1948]	30.75
φ' equivalente Peck, Hanson & Thornburn [1953]	29.80
φ' equivalente Kishida [1969]	25.61
φ' equivalente Schmertmann [1970]	30.38
φ' equivalente Japan National Railway [1999]	28.69
φ' equivalente Japan Road Bureau [1986]	24.19
φ' equivalente Hatanaka & Uchida [1996]	30.61
φ' equivalente Montenegro & González [2014]	24.85
φ' equivalente Media acotada	*26.82*
φ' equivalente Media geométrica	*26.48*
φ' equivalente Mediana	*27.74*
φ' equivalente diseño ajustado	**27.02**

Por lo tanto, se puede tomar el valor **ϕ'_{eq}= 27.0 °**

Adicionalmente, se pueden adoptar los valores:

Ángulo de fricción entre suelo y concreto δ = *17.6* °
Coeficiente de fricción entre suelo y concreto μ = *0.32*

4.2 MÓDULO DE ELASTICIDAD

Para calcular el módulo de elasticidad del suelo se efectuará el promedio de los valores obtenidos a través de relaciones con el valor de N del ensayo SPT, específicas para el tipo de suelo bajo estudio,como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 4.2 - Valores del Módulo de Elasticidad en función de N

ENSAYO SPT Y MÓDULO DE ELASTICIDAD	
Arenas arcillosas y limosas	**Promedio**
Bowles - 1997	1,200
Webb - 1974	792
Schmertman - 1970	720
Es Promedio (T/m²) =	**904**

Por tanto el módulo de elasticidad del suelo se toma: **Es = 904 T/m²** (Promedio)

5 DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS DE EMPUJE

5.1 RELACIÓN DE POISSON

La presión en reposo, representada por K_0, es la presión horizontal del terreno. Esta puede ser medida directamente por el test dilatométrico (DMT) o por un "borehole pressuremeter test" (PMT). Estos experimentos son caros, por eso se usan relaciones empíricas para predecir el resto de presiones que son más difíciles de obtener y que dependen más del ángulo de rozamiento interno.

Se toma $K_0 = 1 – \text{sen } \phi'$

Se calcula la relación de Poisson como: $\upsilon = \frac{K_0}{1 + K_0}$

5.2 MÓDULO DE CORTE

El módulo de corte se encuentra en función del módulo de elasticidad del suelo y de la relación de Poisson, y puede calcularse con la siguiente expresión:

El módulo de corte está dador por: $G = \frac{E_s}{2(1 + \upsilon)}$

5.3 COEFICIENTES DE EMPUJE DE RANKINE

El estado activo ocurre cuando existe una relajación en la masa de suelo que lo permite moverse hacia fuera del espacio que limitaba la tensión del suelo (por ejemplo, un muro de tierra que se rompe); esto es que el suelo está fallando por extenderse. Ésta es la presión mínima a la que el suelo puede ser sometido para que no se rompa.

Al contrario, el estado pasivo ocurre cuando la masa de suelo está sometida a una fuerza externa que lleva al suelo a la tensión límite de confinamiento. Esta es la máxima presión a la que puede ser sometida un suelo en el plano horizontal.

Coeficientes de Empuje de Rankine

Coeficiente de presión activa de Rankine: $K_d = \cos\beta \frac{\cos\beta - (cos^2\beta - cos^2\emptyset)^{1/2}}{\cos\beta + (cos^2\beta - cos^2\emptyset)^{1/2}}$

Coeficiente de presión pasiva de Rankine: $K_p = \cos\beta \frac{\cos\beta + (cos^2\beta - cos^2\emptyset)^{1/2}}{\cos\beta - (cos^2\beta - cos^2\emptyset)^{1/2}}$

En el caso particular en que β = 0°, las ecuaciones anteriores se simplifican como:

$$K_d = \tan^2\left(45 - \frac{\emptyset}{2}\right) \qquad K_p = \tan^2\left(45 + \frac{\emptyset}{2}\right)$$

Tabla 5.1 - Parámetros de Empuje del Suelo

Parámetro	Valor	Unidad	Descripción
ϕ	27.0	°	Ángulo de fricción interna del suelo
Es	904	T/m²	Módulo de Elasticidad del suelo
υ	0.353		Relación de Poisson
G	334	T/m²	Módulo de Corte del Suelo
E_0	1,470	T/m²	Módulo Edométrico del Suelo
m_v	0.0068		Módulo de compresibilidad volumétrica
K_0	0.55		Presión de reposo
K_d	0.38		Coeficiente de presión activa de Rankine
K_P	2.66		Coeficiente de presión pasiva de Rankine
K_a	0.35		Coeficiente de presión activa de Coulomb
K_P	3.49		Coeficiente de presión pasiva de Coulomb

5.4 COMPRESIBILIDAD DEL SUELO

Tabla 5.2 - Compresibilidad del Suelo (según Zeevaert, 1976)

Módulo Edométrico Eo [T/m²]	Compresibilidad
< 100	Muy Alta
100 - 500	Alta
500 - 2,000	**Media**
2,000 - 5,000	Baja
> 5,000	Muy Baja

El suelo en análisis presenta compresibilidad **MEDIA.**

6 GENERALIDADES DE LOS ESTADOS LÍMITES DE RESISTENCIA

6.1 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

El estado límite de servicio se debe considerar como el conjunto de restricciones impuestas a las tensiones, deformaciones, y anchos de fisura bajo condiciones regulares de servicio.

6.2 ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA

El estado límite de resistencia se debe considerar para garantizar que se provee resistencia y estabilidad, tanto local como global, para resistir las combinaciones de carga estadísticamente significativas que se espera que una estructura experimente durante su ciclo de vida de diseño.

6.3 ESTADO LÍMITE DE EVENTO EXTREMO

El estado límite de eventos extremos se debe considerar para garantizar la supervivencia estructural de una estructura durante un sismo o inundación severos, o cuando se presenta choque con un vehículo, o posiblemente bajo condiciones de socavación para estructuras en contacto permanente con el agua.

6.4 ESTADO LÍMITE DE FATIGA

El estado límite de fatiga se debe considerar como el conjunto de restricciones impuestas al rango de tensiones como resultado del paso de un único camión de diseño, ocurriendo el número anticipado de ciclos del rango de tensión. El estado límite de fatiga no se considerará para el análisis geotécnico.

6.5 REQUISITOS DE DISEÑO Y FACTORES DE CARGA

Las estructuras deben diseñarse para los tres (3) estados límites especificados (Servicio, Resistencia y Evento Extremo) para obtener los objetivos de constructibilidad, seguridad y servicio, considerando debidamente aspectos relacionados con la economía y la estética. Independientemente del tipo de análisis utilizado, debe satisfacerse la ecuación 1.3.2.1-1 para todas las solicitaciones y combinaciones esperadas:

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \qquad \text{[Ec. 1.3.2.1-1]}$$

Para cargas en las cuales se toma el valor máximo del factor de carga:

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95 \qquad \text{[Ec. 1.3.2.1-2]}$$

Para cargas en las cuales se toma el valor máximo del factor de carga:

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1.0 \qquad \text{[Ec. 1.3.2.1-3]}$$

En las cuales se tiene lo siguiente:

γ_i = factor de carga: multiplicador de base estadística que se aplica a las solicitaciones

ϕ = factor de resistencia: multiplicador base estadística que se aplica a la resistencia nominal, como se especifica en las Secciones 5, 6, 7, 8, 10, 11 y 12

η_i = factor de modificación de las cargas: factor relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operativa.

η_D = factor relacionado con la ductilidad, como se especifica en el Artículo 1.3.3

η_R = factor relacionado con la redundancia, como se especifica en el Artículo 1.3.4

η_I = factor relacionado con la importancia operativa, como se especifica en el Artículo 1.3.5

Q_i = Solicitación

R_n = Resistencia nominal

R_r = Resistencia mayorada: ϕR_n

Todos los componentes y conexiones deben satisfacer la ecuación 1.3.2.1-1 para cada estado limite, Para los estados límites de servicio y de evento extremo los factores de resistencia deben tomarse como 1.0. Todos los estados límites deben considerarse de igual importancia.

Factor de ductilidad:

Para el estado límite de resistencia:

$\eta_D \geq$ 1.05 para componentes y conexiones no dúctiles

= 1.00 para diseños convencionales y detalles que cumplen con estas especificaciones.

≥ 0.95 para los componentes y conexiones para las cuales se han especificado medidas adicionales para mejorar la ductilidad más allá de las requeridas por estas especificaciones.

Para todos los demás estados límite:

η_D = 1.00

Factor de redundancia:

Para el estado límite de resistencia:

η_R ≥ 1.05 para miembros no redundantes
= 1.00 para niveles convencionales de redundancia, elementos de cimentación donde ϕ representa la redundancia, como se especifica en el Artículo 10.5
= 0.95 para niveles excepcionales de redundancia más allá de vigas continuas y una sección transversal cerrada a la torsión

Para todos los demás estados límite:

η_R = 1.00

Factor de importancia operacional:

Para el estado límite de resistencia:

η_I ≥ 1.05 para puentes críticos o esenciales
= 1.00 para puentes típicos
= 0.95 para puentes de relativamente poca importancia

Para todos los demás estados límite:

η_I = 1.00

6.6 SOLICITACIONES SOBRE LAS ESTRUCTURAS

Para efectos de cuantificar las solicitaciones sobre las estructuras, se toman las siguientes cargas actuantes para cada uno de los tres estados límites de resistencia:

- *ESTADO LÍMITE DE SERVICIO:*

Pu = Sumatoria de Cargas Verticales:
- DC: Peso propio componentes estructurales y accesorios.
- EV: Presión vertical del suelo de relleno.
- LS: Sobrecarga por carga viva.

Hu = Sumatoria de Cargas Horizontales:
- EH: Presión horizontal del suelo de relleno.
- LS: Sobrecarga por carga viva.

Mu = Sumatoria de Momentos actuantes:
- DC: Peso propio componentes estructurales y accesorios.
- EH: Presión horizontal del suelo de relleno.
- EV: Presión vertical del suelo de relleno.
- LS: Sobrecarga por carga viva.

- *ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA:*

Pu = Sumatoria de Cargas Verticales:
- DC: Peso propio componentes estructurales y accesorios.
- EV: Presión vertical del suelo de relleno.
- LS: Sobrecarga por carga viva.

Hu = Sumatoria de Cargas Horizontales:
- EH: Presión horizontal del suelo de relleno.
- LS: Sobrecarga por carga viva.

Mu = Sumatoria de Momentos actuantes:
- DC: Peso propio componentes estructurales y accesorios.
- EH: Presión horizontal del suelo de relleno.
- EV: Presión vertical del suelo de relleno.
- LS: Sobrecarga por carga viva.

- *ESTADO LÍMITE DE EVENTO EXTREMO:*

Pu = Sumatoria de Cargas Verticales:

DC: Peso propio componentes estructurales y accesorios.
EV: Presión vertical del suelo de relleno.
LS: Sobrecarga por carga viva.

Hu = Sumatoria de Cargas Horizontales:

EH: Presión horizontal del suelo de relleno.
LS: Sobrecarga por carga viva.
EQ: Carga sísmica.

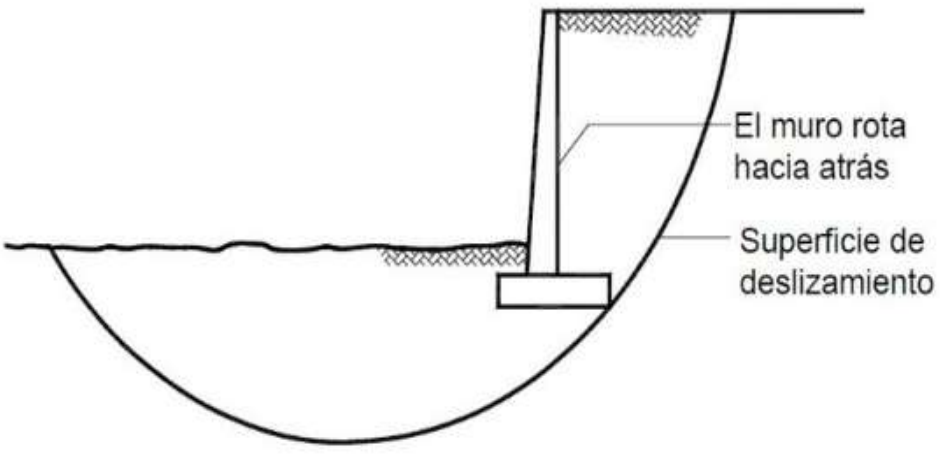
Mu = Sumatoria de Momentos actuantes:

DC: Peso propio componentes estructurales y accesorios.
EH: Presión horizontal del suelo de relleno.
EV: Presión vertical del suelo de relleno.
LS: Sobrecarga por carga viva.
EQ: Carga sísmica.

6.7 CONSIDERACIONES DE ESTABILIDAD DE LOS TALUDES

La evaluación de la estabilidad global debe hacerse en el Estado Límite de Servicio de acuerdo con los estipulado en el numeral 11.6.2.3 del CCP-14.

Fig. 6.1 - Falla por Estabilidad Global



En este caso, el factor de resistencia se tomará como 0.65, el cual se especifica en los casos en los cuales los parámetros geotécnicos se basan en información limitada o cuando el talud contiene o soporta un elemento estructural.

$\varphi = 0.65$

De acuerdo con el CCP-14, se pueden utilizar los siguientes métodos: Bishop modificado, Janbu simplificado o Spencer. En este caso, se menciona que los programas para análisis de estabilidad de taludes disponibles producen un factor de seguridad único, por lo cual el factor de resistencia especificado es esencialmente el inverso del Factor de Seguridad que debe fijarse como objetivo en el programa de estabilidad de taludes.

FS ≥ 1.54 Mínimo

6.8 CONSIDERACIONES PARA ESTRUCTURAS EN PENDIENTES

De acuerdo con el numeral 10.6.3.1.2c del CCP-14, para zapatas apoyadas en o cerca de laderas se consdera cero el factor Nq.

$N_q = 0.0$

Los factores de capacidad de apoyo N_c y N_y se sustituyen por N_{cq} y N_{yq} respectivamente, los cuales se toman de la Figura 9.3. Para zapatas apoyadas en o cerca de las pendientes , el factor de estabilidad de taludes se tomará como:

Para B < H:

$N_s = 0.0$

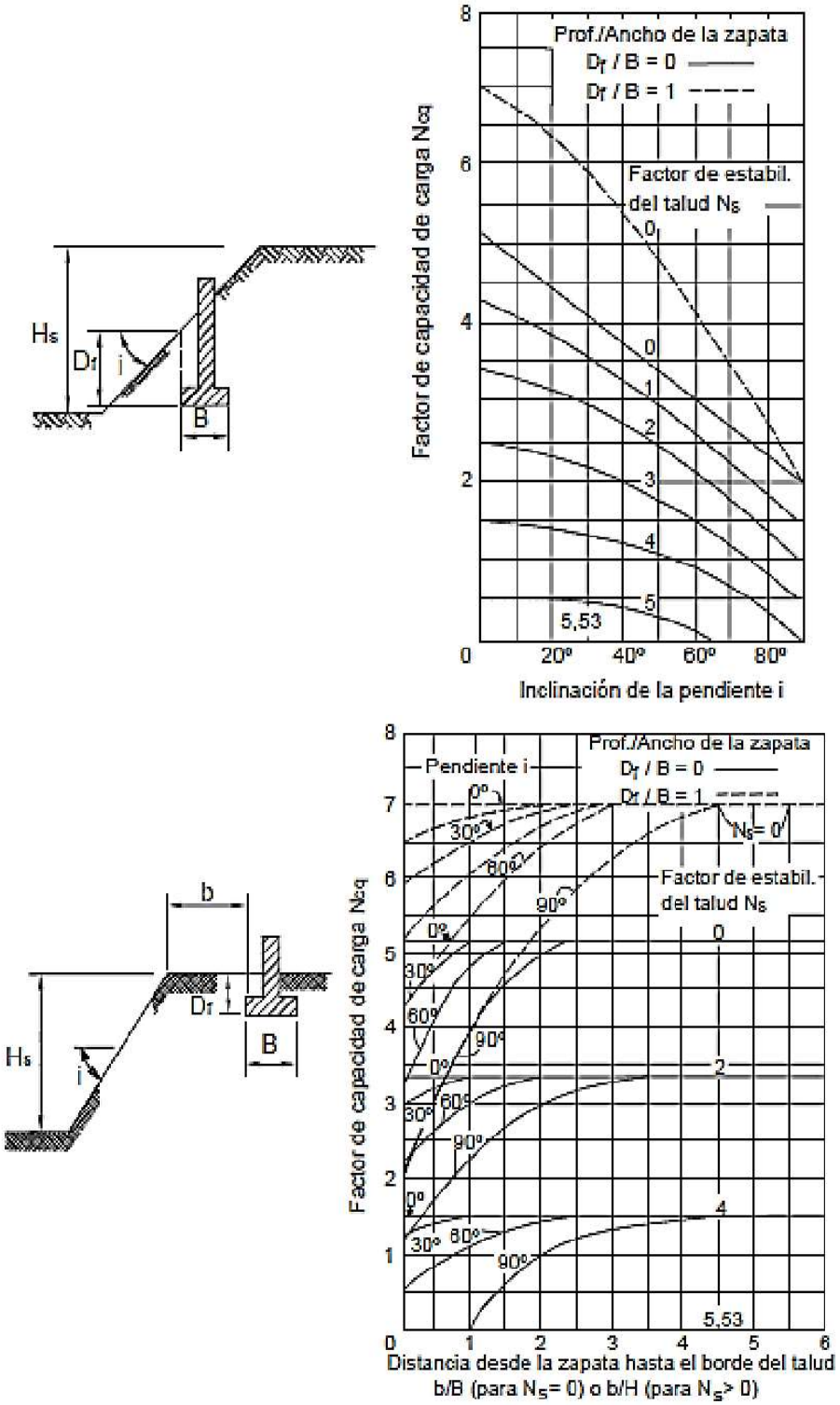
Para B ≥ H:

$$Ns = \frac{\gamma H_s}{c}$$

En donde se tiene que:

B = ancho de la zapata (mm)
Hs = altura de la pendiente de la masa de tierra (mm)

Fig. 6.2 - Factores de capacidad de apoyo para estructuras en o junto a laderas



7 CÁLCULO DE ESTADOS LÍMITES DE RESISTENCIA

La capacidad de carga admisible es la carga admisible última afectada por un factor de seguridad; el cual no depende exclusivamente del terreno, sino también del tipo de fundación, modo esperado de falla, característica de la estructura y del factor de seguridad adoptado. La presión de contacto estática a nivel de sello de fundación no deberá ser superior a la presión máxima admisible por capacidad de soporte.

- En las cimentaciones sobre suelos cohesivos y en especial arcillosos, se debe tener en cuenta que éstas varían de los correspondientes a las blandas normalmente consolidadas a las duras preconsolidadas.

- este aumento no se disipa rápidamente. Por lo tanto, cuando menos durante un corto tiempo después de la carga, prevalecen condiciones de resistencia en que puede tomarse la no drenada, siendo aplicable el análisis de φ = 0.

- Se recomienda la carga admisible que puede ser aplicada en una fundación sin producir daños a la construcción soportada. Si el proyectista de la estructura considera que para el proyecto se requiere que los asentamientos tolerables sean menores a los especificados por la NSR-10, deberá informar oportunamente para efectuar los cálculos de la capacidad portante con la restricción de que no superen los valores suministrados.

7.1 CÁLCULO INICIAL DE CAPACIDAD PORTANTE PARA FALLA LOCAL

Además de la falla por cortante general, se estudiarán las posibles fallas por cortante local. Por lo tanto, se evalúa la capacidad portante de acuerdo a la formulación de Vesic (1963) para todo tipo de suelos, modificada para falla local, en caso de ser necesario, e incorporando la corrección por nivel freático, que en este caso no es significativa.

Esta metodología es una de las más completas en la bibliografía, ya que incluye la modificación por factores de forma del cimiento, profundidad de desplante, presencia del nivel freático, inclinación de las cargas actuantes y compresibilidad del suelo.

Se ha considerado que las cargas horizontales no exceden el 10% de las cargas verticales. De ocurrir esto según el reporte del análisis estructural, se debería cambiar el cálculo para darle una mayor participación a las cargas horizontales.

Expresión para determinar la capacidad por Falla por Cortante Local (Vesic, 1963):

$$q_u = cN_cF_{cs}F_{cd}F_{cc}F_{ci} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qc}F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma^* BN_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma c}F_{\gamma i}$$

Tabla 7.1 - Capacidad de carga para falla por Cortante local

Df	1.40	m	Profundidad de desplante
B	2.00	m	Ancho del cimiento
L	6.00	m	Longitud del cimiento
Znf	3.00	m	Nivel freático
Caso	III		Según posición nivel freático
q_{SC}	2.86	T/m^2	Sobrecarga efectiva
γ_h	2.04	T/m^3	Peso específico húmedo
γ_s	1.84	T/m^3	Peso específico seco
G_s	2.73		Gravedad específica de los sólidos
e	1.030		Relación de vacíos
w	0.104		Humedad natural
γ_{sat1}	2.347	T/m^2	Peso específico saturado calculado con e
γ_{sat2}	2.347	T/m^2	Peso específico saturado calculado con w
γ_{sat}	2.347	T/m^3	Peso específico saturado promedio
γ'	1.347	T/m^3	$\gamma_{sat} - \gamma_w$
$\bar{\gamma}$	2.456	T/m^3	Peso específico para cálculo en Caso II
γ^*	2.040	T/m^3	Peso específico fórmula Vesic
ϕ'	27.00	°	Ángulo de fricción interna equivalente del suelo
ϕ'	0.47	rad	Ángulo de fricción interna equivalente del suelo
ϕ''	18.76	°	Ángulo de fricción reducido para falla local
ϕ''	0.33	rad	Ángulo de fricción reducido para falla local
δ	0.00	°	Ángulo de inclinación de la carga
δ	0.00	rad	Ángulo de inclinación de la carga
K_{ep}	2.66		Coeficiente de empuje pasivo Rankine
k_{fp}	0.70		Factor de forma y profundidad
$q'_{Df+B/2}$	4.90	T/m^2	Sobrecarga efectiva a z=Df+B/2
G	334.0	T/m^2	Módulo de corte del suelo
c''_u	0.00	T/m^2	Cohesión para cálculo
I_r	200.83		Índice de rigidez a z=Df+B/2
ω	0.62	rad	45 - ϕ/2, en radianes
$I_{r(cr)}$	40.59		Índice de rigidez crítico
Factores de Capacidad de Carga			
Nq	7.74		Factor de carga q
Nc	19.85		Factor de carga c
Nγ	5.94		Factor de carga γ
Factores de Forma			
$S_c = F_{cs}$	1.13		Factor de forma c
$S_q = F_{qs}$	1.11		Factor de forma q

$S_\gamma = F_{\gamma s}$	0.87		Factor de forma γ
Factores de Profundidad			
$d_c = F_{cd}$	1.25		Factor de profundidad c
$d_q = F_{qd}$	1.22		Factor de profundidad q
$d_\gamma = F_{\gamma d}$	1.00		Factor de profundidad γ
Factores de Inclinación de la carga			
$i_c = F_{ci}$	1.00		Factor de inclinación c
$i_q = F_{qi}$	1.00		Factor de inclinación q
$i_\gamma = F_{\gamma i}$	1.00		Factor de inclinación γ
Factores de Compresibilidad			
F_{cc}	1.00		Factor de compresibilidad c
F_{qc}	1.00		Factor de compresibilidad q
$F_{\gamma c}$	1.00		Factor de compresibilidad γ
Cálculo de la capacidad de carga			
q_{ult}	40.50	T/m²	Capacidad de carga última
ϕ	0.45		Factor de resistencia para E.L. Resistencia (máximo 0.45)
F.S.	2.24		Factor de seguridad
q_{adm}	**17.00**	**T/m²**	**Capacidad de carga admisible**
Cargas y esfuerzos máximos por cortante local			
A	12.00	m²	Área cimiento
P	203.47	T	Carga máx sobre cimiento
w_{es}	9.50	T/m²	Esfuerzo esperado sobre cimiento

La capacidad de carga admisible calculada se ha estimado inicialmente en 17 T/m², el cual es un valor particular válido únicamente para cimientos de 2 m de ancho por 6 m de largo con una profundidad de desplante de –1.4 m considerando solamente el estado de falla por corte local.

Inicialmente se revisarán los Estados Límites de Resistencia, empleando un factor de resistencia de 0.450 aplicado sobre la capacidad de carga admisible calculada para los posibles tipos de falla, y posteriormente se chequearán los Estados Límites de Servicio, utilizando un factor de carga aplicado sobre los parámetros de resistencia del suelo (resistencia al corte y ángulo de fricción interna), luego de lo cual se entrará a hacer el análisis de los Estados Límites de Evento Extremo.

7.2 REVISIÓN DE LOS ESTADOS LÍMITES DE RESISTENCIA

Para el estado límite de resistencia se debe revisar la falla por capacidad de carga , deslizamiento lateral, excentricidad de la carga, arrancamiento de los anclajes y falla estructural.

De acuerdo al CCP-14, para el caso de parámetros obtenidos a partir del SPT, el factor de resistencia debe ser máximo de 0.45.

Para el cálculo de los valores admisibles, se tendrán en cuenta los siguientes estados críticos y condiciones de falla, inicialmente para cargas de servicio, y solamente gravitacionales (vivas + muertas):

- Falla por cortante general, si se trata de un suelo granular denso.
- Falla por cortante local, si se trata de un suelo granular suelto o un suelo cohesivo.
- Falla por punzonamiento.
- Condición no drenada, para suelos cohesivos con ϕ=0º.

De acuerdo con los resultados obtenidos se elabora la tabla que a continuación se muestra y que contiene las presiones admisibles para diferente profundidad de desplante, de acuerdo a dos formulaciones diferentes:

- *Falla por corte general (Meyerhof):*

$$q_u = cN_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i}$$

- *Falla por corte local (Vesic)*

$$q_u = cN_cF_{cs}F_{cd}F_{cc}F_{ci} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qc}F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma^* BN_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma c}F_{\gamma i}$$

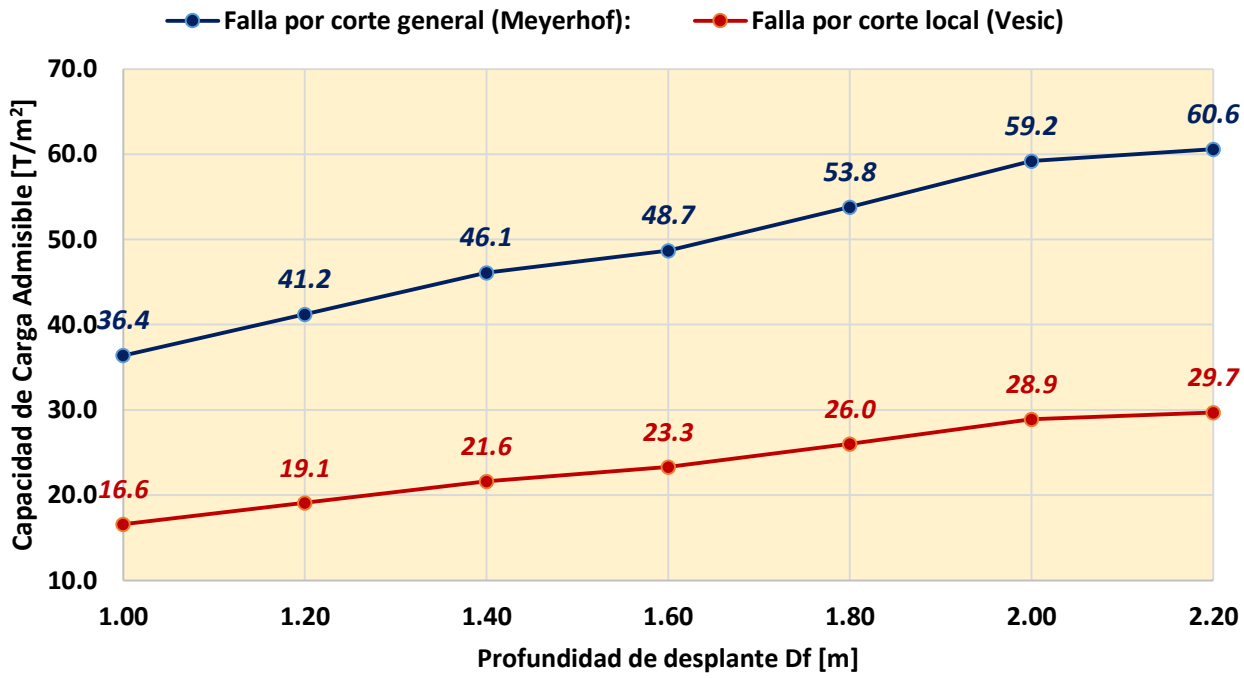
Cálculo de capacidad de carga admisible con mejoramiento propuesto en el capítulo de recomendaciones.

Tabla 7.2 - Estados límites de Resistencia

Df [m]	Capacidad de carga admisible [T/m^2]	
	Falla por corte general (Meyerhof):	Falla por corte local (Vesic)
1.00	36.4	16.6
1.20	41.2	19.1
1.40	46.1	21.6
1.60	48.7	23.3
1.80	53.8	26.0
2.00	59.2	28.9
2.20	60.6	29.7

En el siguiente gráfico se ilustran los valores de capacidad de carga vs profundidad de desplante para el Estado Límite de Resistencia.

Fig. 7.1 - Estados Límites de Resistencia



Profundidad de desplante adoptada: Df =		-1.40	m
Capacidad de carga	*Falla por corte general (Meyerhof):*	46.1	T/m^2
Capacidad de carga	*Falla por corte local (Vesic)*	21.6	T/m^2
Capacidad de carga admisible (ELF-1) =		**21.6**	**T/m^2**

CAPACIDAD E.L. RESISTENCIA =	***21.6***	**T/m^2**

Para el Estado Límite de Resistencia se tiene que:

Sumatoria de momentos estabilizantes:

$\Sigma M_{EST} = M_{DC} + M_{EV}$

Sumatoria de momentos volcadores:

$\Sigma M_{VOL} = M_{EH} + M_{LS}$

Cálculo de la excentricidad;

Excentricidad máxima admisible: $e_{max} = B/3$

Distancia aplicación $d = (\Sigma M_{EST} - \Sigma M_{VOL})/P_U$

Excentricidad calculada: $e_{calc} = (B/2) - d$

Esfuerzo actuante en el terreno:

$\sigma_v = (Pu/(B-2e))/L$

Para chequeo del deslizamiento en el Estado Límite de Resistencia se tiene que:

Fuerzas resistentes:

R_{ep} : Resistencia por empuje pasivo

R_{n_f} : Resistencia por fricción

Fuerzas deslizantes:

H_{u_max} : Fuerza horizontal máxima

Comprobación al deslizamiento:

Si $(H_{u_max}/(R_{ep} + R_{n_f}) > 1.00$ Requiere llave de cortante

Si $(H_{u_max}/(R_{ep} + R_{n_f}) < 1.00$ No requiere llave de cortante

Para el diseño de la llave se tiene que:

F_{res_f} : Fuerza resistente faltante

H_{min_ll} : Altura mínima de la llave

qp2 : Esfuerzo resistente por presión pasiva en el fondo de la llave

F_{res_ll} : Fuerza resistente ejercida por la llave

NOTA: Los valores de capacidad de carga admisible para los Estados Límites de Resistencia se han calculado considerando el suelo de soporte con la sustitución propuesta en el capítulo de Recomendaciones.

8 CÁLCULO DEL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

Cuando a través de la cimentación se aplican las presiones provenientes de la estructura, se pueden identificar los asentamientos que resultan del análisis del gráfico tiempo-asentamiento, donde se deducen tres componentes que están en función del tiempo y de los mecanismos que actúan incrementando los esfuerzos en la microestructura del suelo. Holtz en 1991, propone los siguientes componentes del asentamiento:

- Asentamiento inmediato o de distorsión → Elásticos: ocurren simultáneamente con la aplicación de las cargas.
- Asentamiento por consolidación → Primarios: resulta de la disminución del volumen por la expulsión de agua de los poros.
- Asentamiento por compresión secundaria → Secundarios: que ocurren en el tiempo por deformación o fluencia plástica a esfuerzos efectivos esencialmente constante.

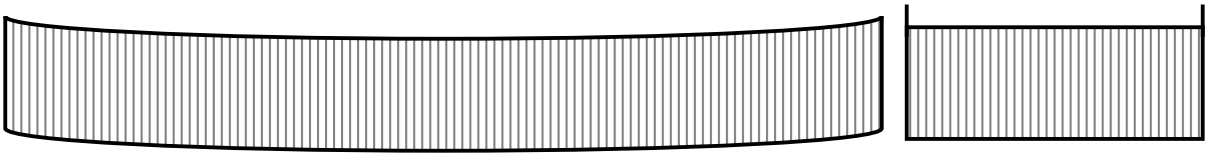
8.1 ASENTAMIENTOS ELÁSTICOS

Los asentamientos elásticos se van a calcular tanto para los valores esperados como para los valores admisibles de acuerdo a la cimentación de diseño.

Tabla 17.1 - Parámetros empleados en el cálculo del asentamiento elástico esperado

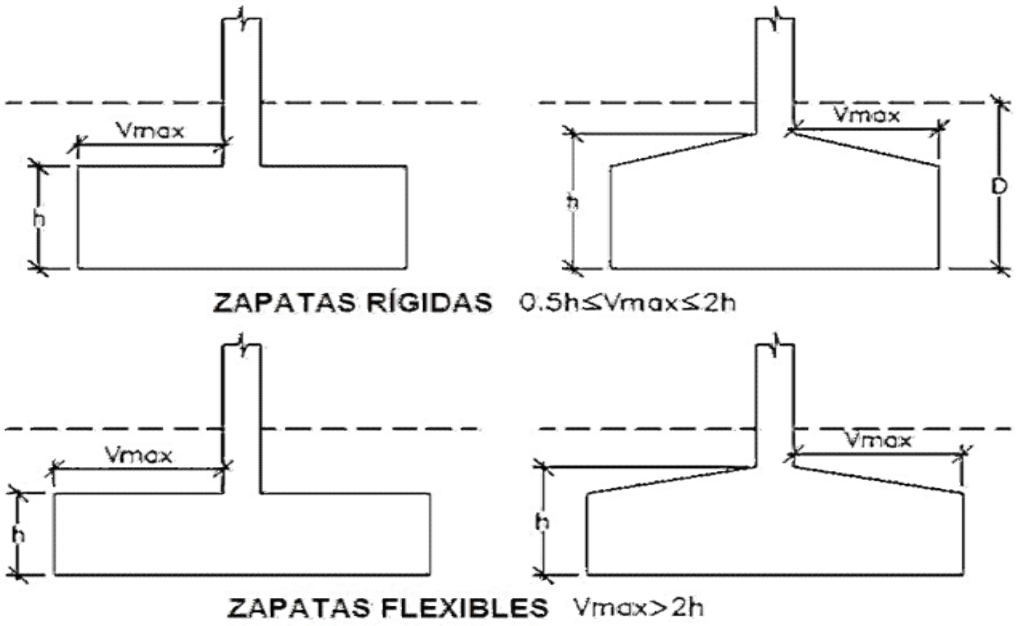
Parámetro	Valor	Und	Descripción
q_{esp}	9.50	T/m^2	Carga promedio esperada
Es	904	T/m^2	Módulo de Elasticidad del suelo
μ	0.35		Relación de Poisson
B	2.00	m	Ancho de la cimentación
L	6.00	m	Longitud de la cimentación
m	3.000		Relación dimensional
ξ	3.162		Coeficiente de influencia
Ip	0.892		Módulo de Inercia corregido

Fig. 8.1 - Asentamientos por carga flexible y rígida



ASENTAMIENTOS POR CARGA FLEXIBLE			POR CARGA RíGIDA
Esquina (mm)	Centro (mm)	Promedio (mm)	(mm)
7.4	14.8	12.5	11.6

Como criterio para determinar si los cimientos son rígidos o flexibles, se puede emplear la relación entre el canto (h) y la distancia entre el borde de la columna y el borde del cimiento (Vmax).



8.2 ASENTAMIENTOS PRIMARIOS O EDOMÉTRICOS

En este caso, no se realizaron ensayos de consolidación. No obstante, la Norma contempla que se deben evaluar los asentamientos por consolidación primaria, los cuales se han estimado en el 125% de los asentamientos elásticos. Esta suposición es bastante razonabe teniendo en cuenta el tipo de suelos que se hallan en esta zona y su historial de esfuerzos.

Asentamientos primarios supuestos Δp = 50% A_i

8.3 ASENTAMIENTOS TOTALES. CHEQUEO.

La zapata por su forma de trabajar genera esfuerzos de contacto mayores, aunque la profundidad del desarrollo del bulbo de presiones es menos significativa. Es necesario revisar los asentamientos diferenciales y límites de giro.

Teniendo en cuenta los asentamientos totales y diferenciales máximos admisibles, lo que constituye el estado límite de servicio, se han determinado unos valores que varían de acuerdo a la profundidad de desplante y las dimensiones en planta, los cuales se muestran en el siguiente cuadro para el rango de profundidades consideradas.

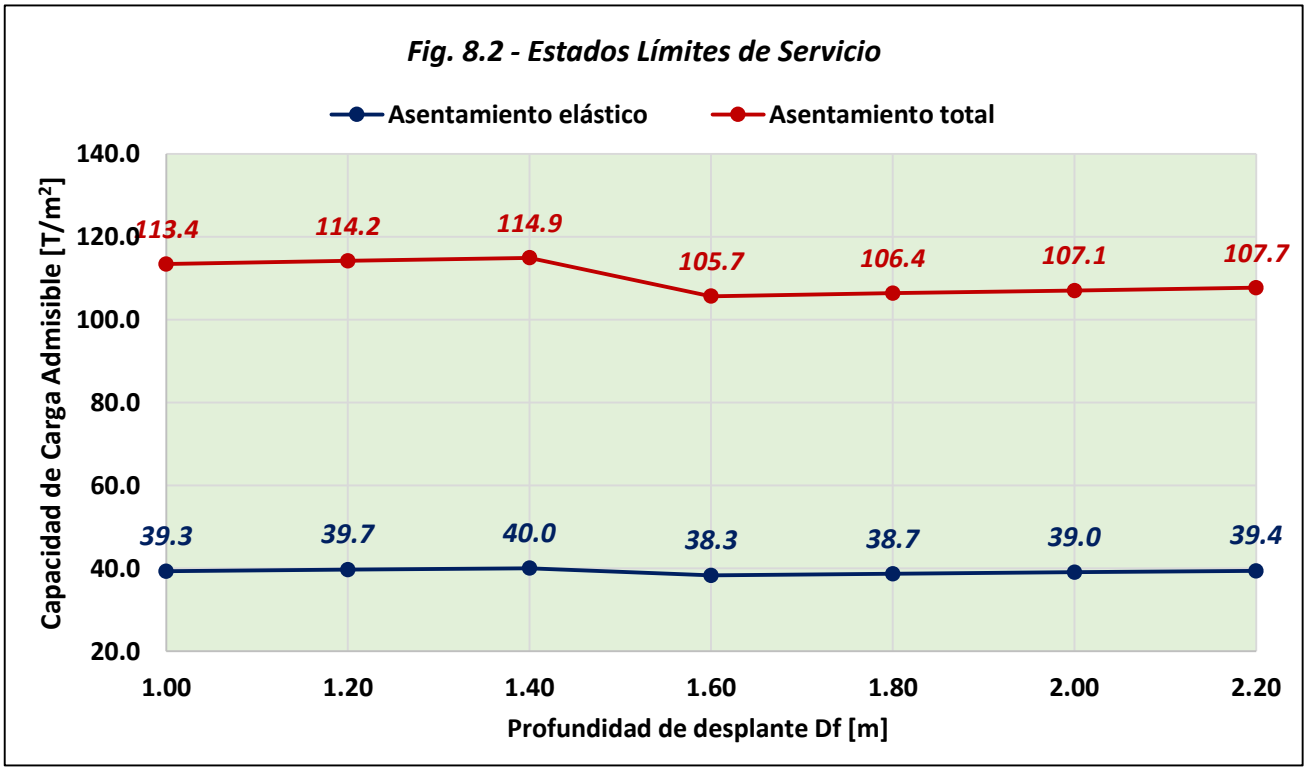
Se calcularon los valores de capacidad de carga en función de la profundidad de desplante para el Estado Límite de Servicio, teniendo en cuenta que no se excedan los valores máximos permitidos para el asentamiento elástico, incluyendo los asentamientos diferenciales de carácter instantáneo, y los asentamientos totales incluyendo los de consolidación en un lapso estimado de 20 años.

Tabla 8.2 - Estados límites de Servicio

Df [m]	Capacidad de carga	
	Asentamiento elástico	Asentamiento total
1.00	39.3	113.4
1.20	39.7	114.2
1.40	40.0	114.9
1.60	38.3	105.7
1.80	38.7	106.4
2.00	39.0	107.1
2.20	39.4	107.7

Profundidad de desplante sugerida: Df = -1.40 m
Capacidad de carga (asentamiento elástico) = 40.0 T/m^2
Capacidad de carga (asentamiento total) = 114.9 T/m^2
Capacidad de carga admisible (ELS) = **40.0** **T/m^2**

Fig. 8.2 - Estados Límites de Servicio



Como ya se conocen los valores de la capacidad de carga admisible para los Estados Límites de Servicio, es factible determinar la capacidad portante del suelo para ellos:

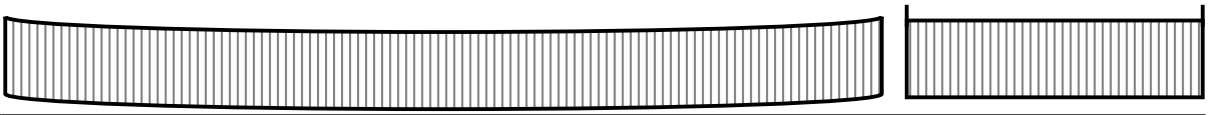
CAPACIDAD E.L. SERVICIO =	***40.0***	**T/m²**

(*) Válida para cargas de servicio a la profundidad de desplante sugerida.

Tabla 8.3 - Asentamientos elásticos para la Carga Máxima Admisible de Servicio

Parámetro	Valor	Und	Descripción
q_{esp}	40.00	T/m²	Carga máxima admisible en el suelo
Es	904.0	T/m²	Módulo de Elasticidad del suelo
μ	0.35		Relación de Poisson
B	2.00	m	Ancho de la cimentación
L	6.00	m	Longitud de la cimentación
m	3.000		Relación dimensional
ξ	3.162		Coeficiente de influencia
Ip	0.892		Módulo de Inercia corregido

Figura 8.3 - Asentamientos elásticos para la Carga Máxima Admisible de Servicio



ASENTAMIENTOS POR CARGA FLEXIBLE			POR CARGA RíGIDA
Esquina (mm)	Centro (mm)	Promedio (mm)	(mm)
31.1	62.2	52.7	49.0

Al conocerse los valores de los asentamientos para las cargas esperadas y máxima admisible se elabora la siguiente tabla:

Tabla 8.4 - Asentamientos totales para la Carga Máxima Admisible de Servicio

Condición de carga	Presión suelo		Asentamientos [mm]		
	T/m²	kg/cm²	Elásticos	Primarios	Totales
Presión esperada	9.5	0.95	11.6	5.8	17.5
Máxima Admisible	40.0	4.00	49.0	24.5	73.6

Relación Carga Admisible / Carga Esperada = 4.21

Esta relación debe ser siempre mayor que 1.0, porque de lo contrario significaría que las cargas admisibles son inferiores a las esperadas, lo que motivaría que se considerara una cimentación tipo de mayores dimensiones.

Para el Estado Límite de Servicio se tiene que:

Sumatoria de momentos estabilizantes:

$\Sigma M_{EST} = M_{DC} + M_{EV}$

Sumatoria de momentos volcadores:

$\Sigma M_{VOL} = M_{EH} + M_{LS}$

Cálculo de la excentricidad;

Excentricidad máxima admisible: $e_{max} = (8B/10)/2$

Distancia aplicación $d = (\Sigma M_{EST} - \Sigma M_{VOL})/P_U$

Excentricidad calculada: $e_{calc} = (B/2) - d$

Esfuerzo actuante en el terreno:

$\sigma_v = (Pu/(B-2e))/L$

Para chequeo del deslizamiento en el Estado Límite de Servicio se tiene que:

Fuerzas resistentes:

R_{ep} : Resistencia por empuje pasivo

R_{n_f} : Resistencia por fricción

Fuerzas deslizantes:

H_{u_max} : Fuerza horizontal máxima

Comprobación al deslizamiento:

Si $(H_{u_max}/(R_{ep} + R_{n_f}) > 1.00$ Requiere llave de cortante

Si $(H_{u_max}/(R_{ep} + R_{n_f}) < 1.00$ No requiere llave de cortante

Para el diseño de la llave se tiene que:

F_{res_f} : Fuerza resistente faltante

H_{min_ll} : Altura mínima de la llave

qp2 : Esfuerzo resistente por presión pasiva en el fondo de la llave

F_{res_ll} : Fuerza resistente ejercida por la llave

NOTA: Es importante tener en cuenta que los valores de capacidad de carga admisible en Estado Límite de Servicio corresponden al suelo de soporte con la sustitución propuesta en el capítulo de Recomendaciones.

9 CÁLCULO DEL ESTADO LÍMITE DE EVENTO EXTREMO

9.1 CLASIFICACIÓN DEL TIPO DE PERFIL DEL SUELO

El perfil de suelo se clasifica de acuerdo al CCP-14 así:

Tabla 9.1 - Clasificación del perfil del suelo

CLASIFICACIÓN DEL PERFIL DEL SUELO Conforme al CCP-14			
CRITERIO	**VALOR**	**CLASIF.**	**PERFIL**
IP > 20	8.6%	D	**D**
W_N > 40%	10.4%	D	
50 < N < 15	8.9	E	
Su < 0.50 Kgf/cm^2	0.51	D	

9.2 PARÁMETROS SÍSMICOS CÓDIGO COLOMBIANO DE PUENTES CCP-14

Se van a tener en cuenta las disposiciones del Código Colombiano de Puentes CCP-14 para establecer el nivel de amenaza sísmica y el espectro sísmico de diseño de acuerdo con lo estipulado en esta norma.

Inicialmente hay que conocer el tipo de perfil de suelo, empleando el criterio de la velocidad de las ondas sísmicas (promedio ponderado si hay estratos de diferente espesor y composición) o utilizando el número de golpes corregido del Ensayo de Penetración Estándar SPT, así como la ubicación del proyecto y los aspectos geológicos y geotécnicos particulares, como también la presencia de arcillas blandas con porcentaje de humedad superior al 40% e índices de plasticidad mayores a 20.

De conformidad con lo señalado en el numeral 3.10.2 del Código CCP-14, la amenaza sísmica en el sitio del muro o puente debe describirse por medio del espectro de aceleraciones para el sitio y los factores de sitio correspondientes al tipo de perfil del suelo en el sitio.

Al no identificarse ninguno de los factores que ameritan un Procedimiento Particular de Sitio (Localización próxima a una falla activa, perfil de suelo Tipo F o puente de importancia indispensable), y al no disponerse de acelerogramas para caracterizar el sismo de diseño, se siguen los pasos a continuación descritos:

- La ubicación debe señalarse en el mapa correspondiente a la Figura 3.10.2.1-1, que divide a Colombia en regiones de acuerdo a los valores de PGA, Aceleración Pico Horizontal del Terreno, con 7% de probabilidad de excedencia en 75 años (aproximadamente 1000 años de período promedio de retorno), expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g.

- Se hace lo mismo con el mapa de la Figura 3.10.2.1-2, que corresponde al Coeficiente de Aceleración Espectral Horizontal Ss para un período de vibración de 0.2 segundos, para 5% del amortiguamiento crítico y para el 7% de probabilidad de excedencia en 75 años.

- Igualmente para el mapa de la Figura 3.10.2.1-3, que señala los valores del Coeficiente de Aceleración Espectral Horizontal S1 para un período de 1.0 segundo, con el mismo amortiguamiento y probabilidad de excedencia. Los tres mapas se muestran adelante.

- Teniendo en cuenta el Tipo de Perfil del Suelo, se emplea la Tabla 3.10.3.2-1 para encontrar el valor del factor de sitio Fpga en el período de vibración cero del Espectro de Aceleraciones, teniendo en cuenta que puede emplearse una interpolación lineal para valores intermedios.

- De la Tabla 3.10.3.2-2 se extrae el valor del factor de sitio Fa en el intervalo de períodos de vibración cortos del Espectro de Aceleraciones.

- El valor del factor de sitio Fv en el intervalo de períodos de vibración largos del Espectro de Aceleraciones se saca de la Tabla 3.10.3.2-3.

Fig. 9.1 - Mapa de Valores PGA del CCP-14

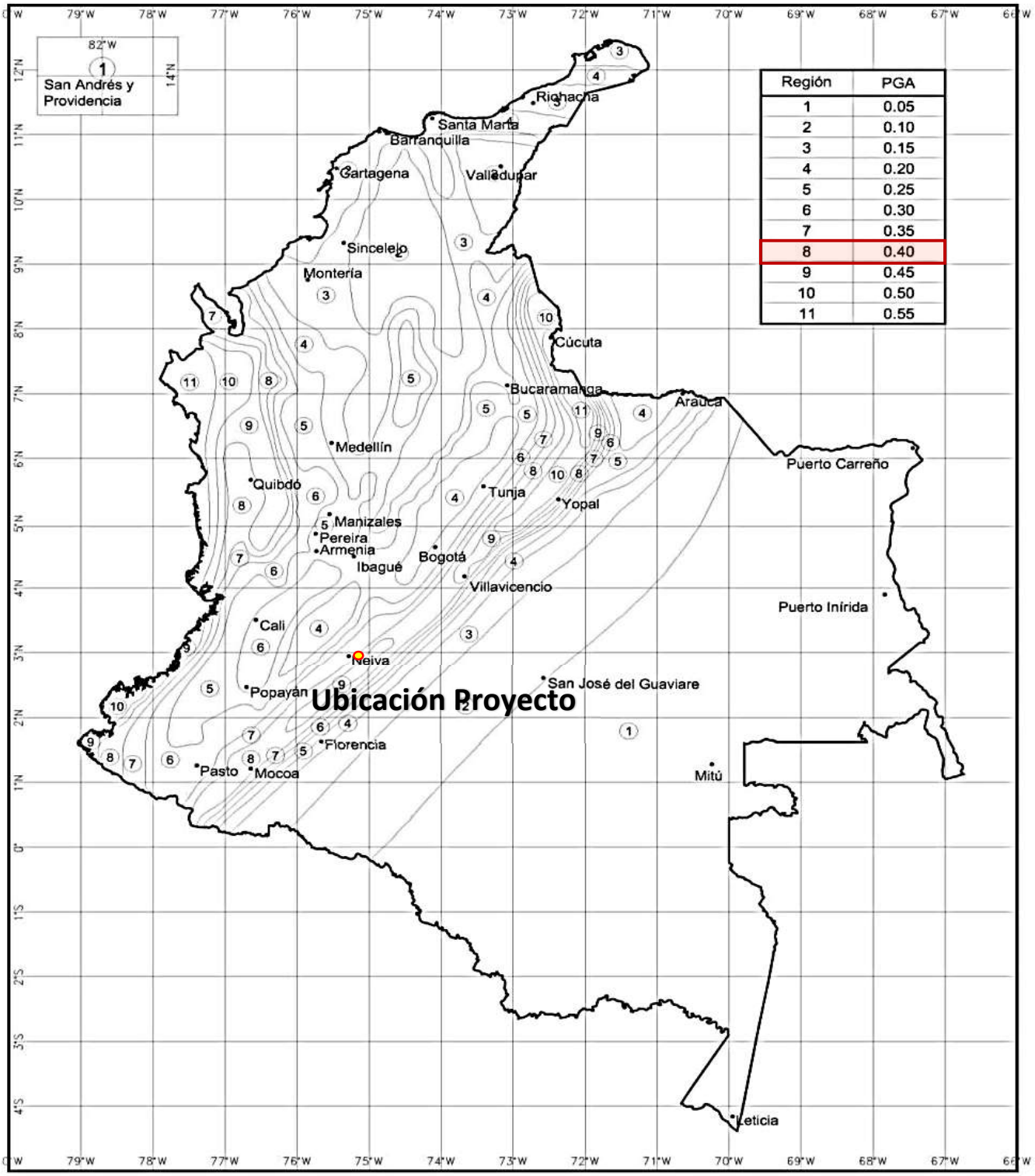


Fig. 9.2 - Mapa de Valores Ss del CCP-14

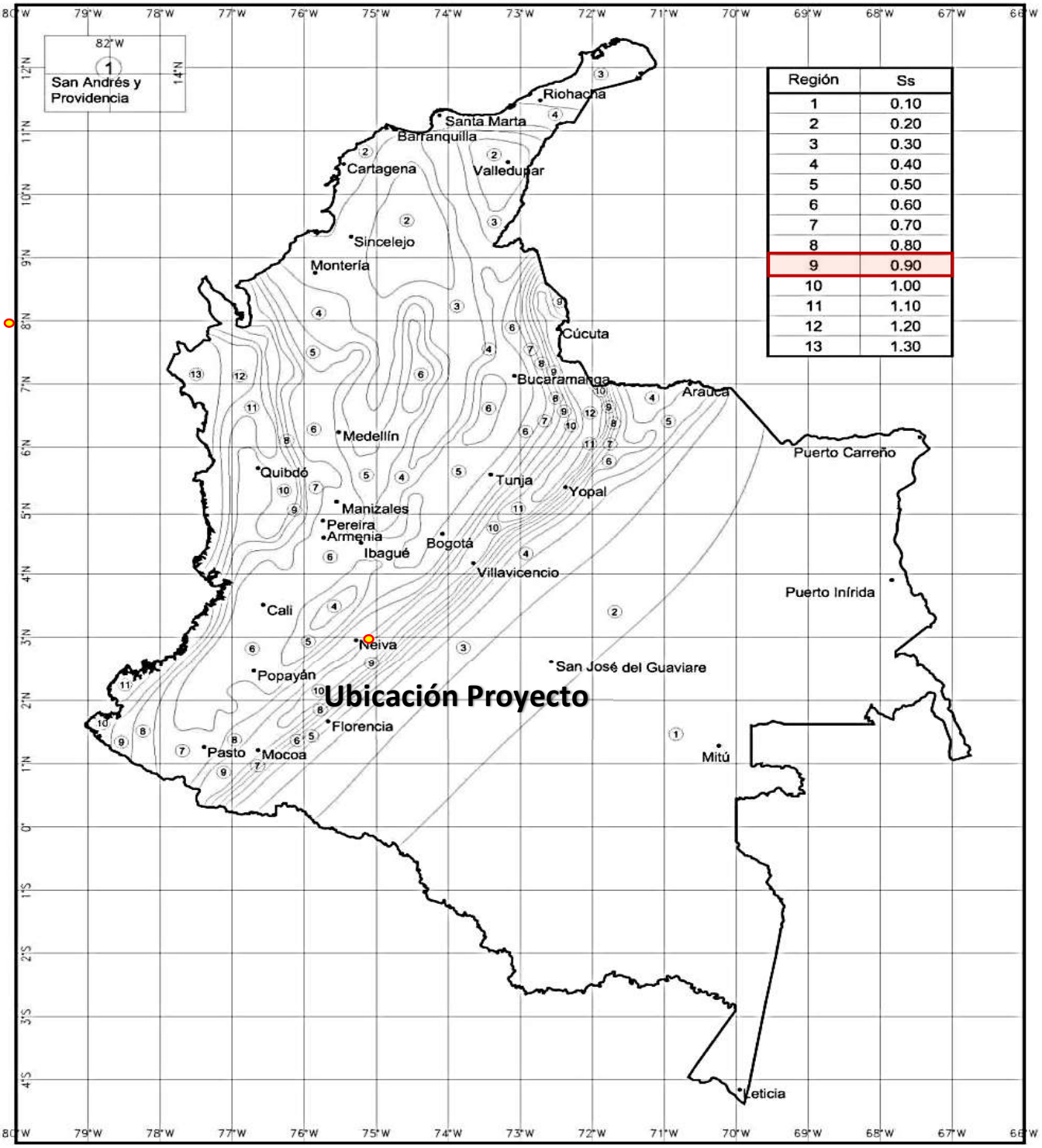
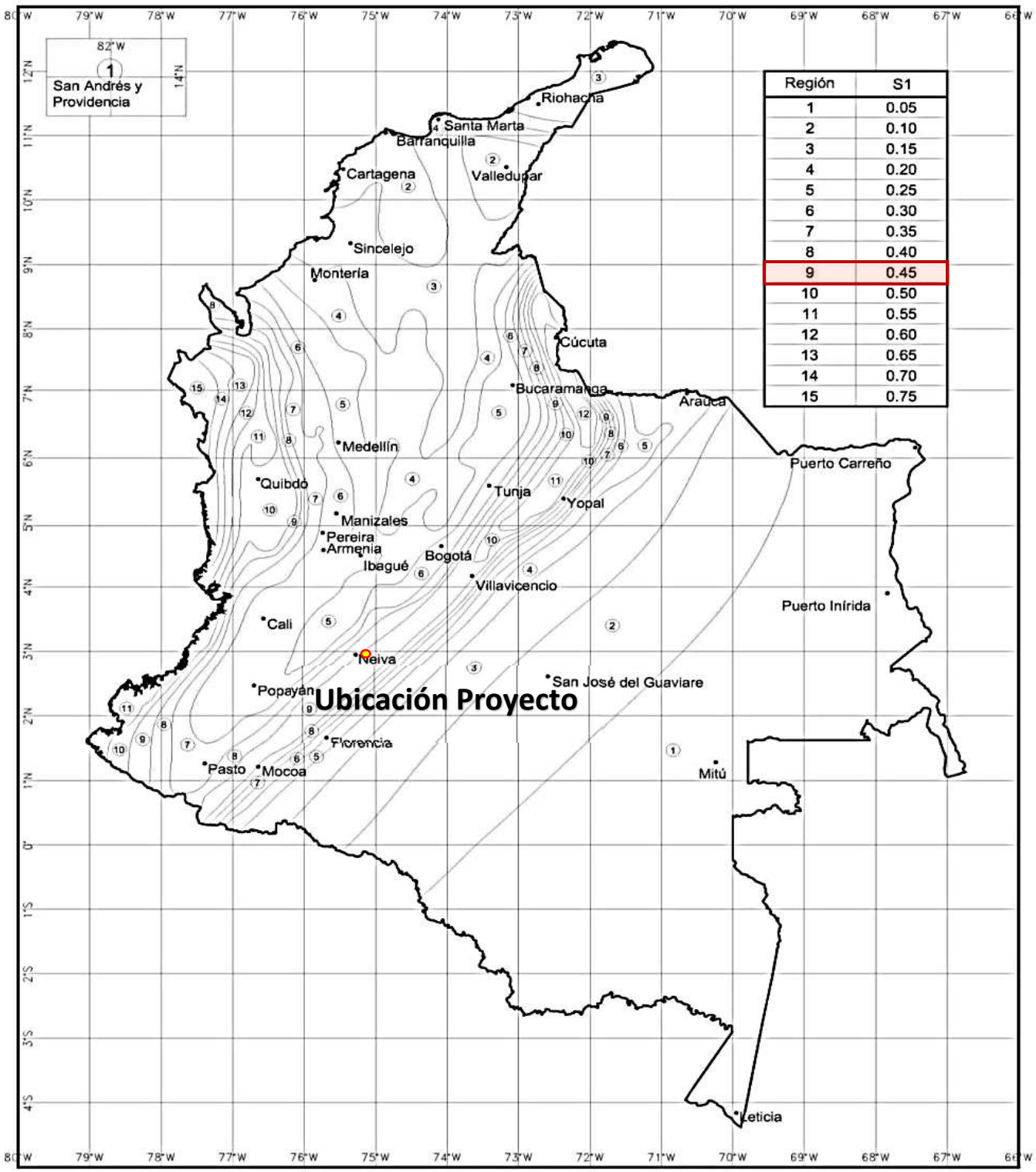


Fig. 9.3 - Mapa de Valores S_1 del CCP-14



Al hallar los parámetros sísmicos conforme al Código CCP-14 se obtiene la tabla:

Tabla 9.2 - Parámetros sísmicos CCP-14

PARÁMETROS SÍSMICOS CCP - 14	
Municipio	**Neiva**
Código Municipio	41001
Nivel de Amenaza Sísmica	ALTA
Tipo de Perfil de Suelo	**D**
Coeficiente de aceleración pico del terreno **PGA** (Zona 8)	0.40
Coeficiente de aceleración espectral horizontal para períodos cortos **Ss** (Zona 9)	0.90
Coeficiente de aceleración espectral horizontal para períodos largos **S1** (Zona 9)	0.45
Factor de sitio en el período de vibración cero **Fpga**	1.10
Factor de sitio en el intervalo de períodos cortos **Fa**	1.14
Factor de sitio en el intervalo de períodos largos **Fv**	1.55
Coeficiente de aceleración pico del suelo modificado para período corto **As**	0.44
Coeficiente de aceleración de respuesta espectral horizontal para período corto **SDS**	1.03
Coeficiente de aceleración espectral **SD**1	0.70
ZONA DE DESEMPEÑO SÍSMICO	**4**

9.3 REVISIÓN DE ESTADO LÍMITE DE EVENTO EXTREMO

Efectuando las consideraciones expuestas para Estado Límite de Evento Extremo, incluyendo las fuerzas sísmicas EQ, se obtiene lo siguiente:

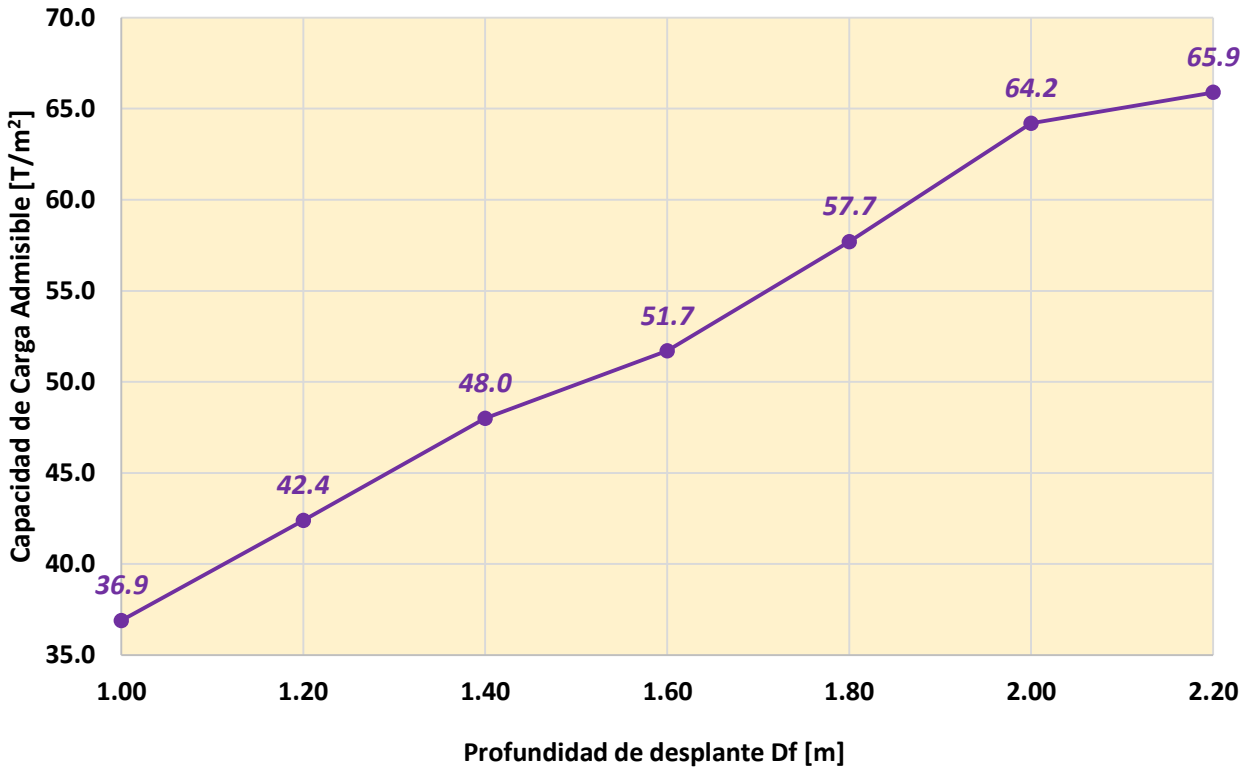
Una vez efectuados los análisis relacionados con el tipo de falla, capacidad portante de acuerdo a factores de seguridad sobre parámetros de resistencia del suelo y a las condiciones extremas de servicio, que corresponden a los valores de asentamiento máximo total permitido por la Norma NSR-10 y elástico, de acuerdo al uso consuetudinario en la mecánica de suelos, se elabora una tabla para la capacidad portante del suelo de soporte, siendo el mínimo de los valores para la profundidad dada.

Tabla 9.3 - Capacidad Portante E.L. Evento Extremo

Df [m]	Capacidad de carga admisible [T/m^2]
1.00	36.9
1.20	42.4
1.40	48.0
1.60	51.7
1.80	57.7
2.00	64.2
2.20	65.9

De esta forma se elabora el siguiente gráfico:

Fig. 9.4 - Capacidad por E.L. Evento Extremo



Por lo tanto, se tiene lo siguiente:

Profundidad de desplante sugerida: Df = -1.40 m

Capacidad de carga (E.L. Evento extremo) = 51.7 T/m^2

En el caso de que se desee optar por una profundidad de desplante diferente, se pueden emplear los valores contemplados en el siguiente gráfico. En caso de que se desee tomar un valor de Df que no aparezca en la gráfica, se permite interpolar linealmente.

CAPACIDAD E.L. EVENTO EXTREMO =	***51.7***	**T/m^2**

Para el Estado Límite de Evento Extremo se tiene que:

Sumatoria de momentos estabilizantes:

$\Sigma M_{EST} = M_{DC} + M_{EV}$

Sumatoria de momentos volcadores:

$\Sigma M_{VOL} = M_{EH} + M_{LS} + M_{EQ}$

Cálculo de la excentricidad;

Excentricidad máxima admisible: $e_{max} = (2B/3)/2$

Distancia aplicación $d = (\Sigma M_{EST} - \Sigma M_{VOL})/P_U$

Excentricidad calculada: $e_{calc} = (B/2) - d$

Esfuerzo actuante en el terreno:

$\sigma_v = (Pu/(B-2e))/L$

Para chequeo del deslizamiento en el Estado Límite de Evento Extremo se tiene que:

Fuerzas resistentes:

R_{ep} : Resistencia por empuje pasivo

R_{n_f} : Resistencia por fricción

Fuerzas deslizantes:

H_{u_max} : Fuerza horizontal máxima

Comprobación al deslizamiento:

Si $(H_{u_max}/(R_{ep} + R_{n_f}) > 1.00$ Requiere llave de cortante

Si $(H_{u_max}/(R_{ep} + R_{n_f}) < 1.00$ No requiere llave de cortante

Para el diseño de la llave se tiene que:

F_{res_f} : Fuerza resistente faltante

H_{min_ll} : Altura mínima de la llave

qp2 : Esfuerzo resistente por presión pasiva en el fondo de la llave

F_{res_ll} : Fuerza resistente ejercida por la llave

NOTA: Los valores de capacidad de carga admisible para los Estados Límites de Evento Extremo se han calculado considerando el suelo de soporte con la sustitución propuesta en el capítulo de Recomendaciones.

10 PARÁMETROS DE INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA

El módulo de reacción o balasto, de amplia utilización en los modelos por elementos finitos de cada vez mayor utilización para el cálculo de la cimentación, corresponde a una magnitud asociada a la rigidez del suelo. Hay que tener en cuenta que también depende de la forma, ya que el módulo de reacción es mucho menor para cimientos grandes.

Existen diferentes metodologías para estimar los parámetros de la interacción suelo-estructura, dependiendo de los valores de la inercia del cimiento, el módulo de elasticidad, la relación de Poisson, la dimensión característica (ancho), la capacidad de carga admisible, los asentamientos elásticos esperados, entre otros.

Para estimar el módulo de reacción Ks, se empleará la presión promedio sobre la cimentación σ y la deformación promedio obtenida sobre la misma Δpr. Por tanto, se tiene que: $Ks = \sigma / \Delta p$

Tabla 10.1 Cálculo del Módulo de Reacción del Suelo

Caso	Presión [T/m^2]	Asentamiento ΔSi promedio [mm]	Módulo de reacción Ks [T/m^3]
Cargas esperadas (ELS)	9.5	11.6	820
Cargas admisibles (ELS)	40.0	49.0	820

Módulo de reacción, K_S = 820 T/m^3 Ancho B= 2.00

A pesar de ser parámetros que corresponden al mismo concepto básico, se determinarán también algunos de los más importantes, los cuales son usados a menudo en los programas de cálculo para estimar los asentamientos, como el módulo de balasto, que corresponde a la presión necesaria para generar un asentamiento dado en una placa estándar de 30 x 30 cm.

Módulo de balasto, K_{30} = 5,870 T/m^3

El módulo de Winkler obedece al mismo principio, de acuerdo a la relación formulada por el ing. dominicano Nelson Morrison en función de la capacidad de carga admisible.

Módulo de Winkler, K_W = 10,340 T/m^3 (Para programa SAFE)

Los coeficientes de reacción horizontal Kh y vertical Kv se han determinado promediando algunas de las principales correlaciones propuestas en la bibliografía.

Coeficiente reacción horizontal, K_h = 5,400 T/m^3

Coeficiente reacción vertical, K_V = 8,100 T/m^3

Para calcular el asentamiento elástico promedio de la cimentación (en mm) se puede emplear la siguiente ecuación:

$$\Delta_{pr} = 1.22 \; W_{pr}$$

Donde W_{pr} es el esfuerzo promedio ejercido por la cimentación sobre el terreno, en T/m^2:

El índice de rigidez del suelo se calcula como:

$$Ir = G / c'_u = 33,400$$

11 IDENTIFICACIÓN DE PROBLEMÁTICAS EN EL SUELO

11.1 POTENCIAL DE COLAPSO

Es importante ejercer un control riguroso sobre la humedad y prevenir la infiltración de aguas superficiales y aguas lluvias, para lo que se deben usar revestimientos arquitectónicos para impermeabilizar la excavación.

COMPORTAMIENTO: Los suelos metaestables, son suelos no saturados que pueden sufrir cambios volumétricos importantes al saturarse. Estos cambios pueden ser o no resultado de la aplicación de cargas.

La cohesión y la humedad natural presente en estos suelos mitigan la metaestabilidad. Gibbs y Bara ofrecen un criterio muy sencillo para evaluar el potencial de colapso partiendo del razonamiento siguiente: un suelo que en estado no saturado posea un volumen de poros suficiente para que al saturarse, llegue a una humedad que alcance el Límite Líquido, entonces tendrá características de colapsable. Este último elemento, potencial de colapso, obliga al proyectista, o bien a limitar la "zona de aceptación" de los Mapas de Resistencia, utilizando el criterio Gibbs y Bara, o bien a asegurar que las propiedades establecidas en el diseño se podrán conservar y en ese sentido deberá ser muy cauteloso al evaluar las condiciones particulares de hidratación: control de drenaje, ubicación del nivel freático, condiciones estacionales y ambientales, que pudieran afectar la humedad del relleno a futuro. Al respecto pudiera usarse geosintéticos.

CRITERIO PARA 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.

Se distinguen cuatro tipos principales de suelos colapsables:

a) **Suelos aluviales y coluviales:** Depositados en ambientes semidesérticos por flujos más o menos torrenciales, tienen con frecuencia una estructura inestable.
b) **Suelos eólicos:** Depositados por el viento, son arenas y limos arenosos con escaso cemento arcilloso en una estructura suelta o inestable.
c) **Cenizas volcánicas:** Provenientes de cenizas arrojadas al aire por eventos recientes de actividad volcánica explosiva, conforman planicies de suelos limosos y limo-arcillosos con manifiesto carácter metaestable.
d) **Suelos residuales:** Derivados de la descomposición in-situ de minerales de ciertas rocas, son luego lixiviados por el agua y pierden su cemento y su sustento por lo cual también terminan con una estructura inestable.

IDENTIFICACIÓN DE COLAPSABILIDAD: Se identifica la colapsabilidad de estos depósitos, cuando el volumen de vacíos iguala la cantidad de agua en el punto del límite líquido. Para mayor cantidad de agua o menor volumen de vacíos el depósito es inestable.

Tabla 11.1 Determinación de la Colapsabilidad del Suelo

γ_s gr/cm³	G_s gr/cm³	L.L. %	$\gamma_{d\ crit}$ gr/cm³	$\gamma_d/\gamma_{d\ crit}$	TIPO DE SUELO
1.94	2.75	38.6%	1.33	1.45	Estable o expansivo
1.99	2.59	20.0%	1.71	1.17	Estable o expansivo

POTENCIAL DE COLAPSO: ***Bajo***

11.2 POTENCIAL DE EXPANSIÓN

De acuerdo a los Límites de Atterberg se calcula el Grado de Expansión del suelo por diversos métodos, principalmente en función del Límite Líquido y el Índice de Plasticidad:

Según Chen f(LL): Bajo

Según Norma IS 1498 f(LL): Bajo

Según Holtz y Gibbs f(IP): Bajo

Según Norma IS 1498 f(IP): Bajo

Cálculo de la succión del suelo:

Método 1: Por LL $\tau_1 =$ **0.0 T/m²**

Método 2: Por IP $\tau_2 =$ **0.0 T/m²**

Succión del suelo $\tau_{nat} =$ **0.0 T/m²**

POTENCIAL DE EXPANSIÓN: ***Bajo***

Los suelos expansivos resultan ser un gran problema para la construcción, porque los incrementos del volumen no se presentan de una manera uniforme, sino todo lo contrario, al producirse incrementos en distintas zonas y al momento de contraerse generan asentamientos, que pueden dañar severamente las estructuras.

Se recomienda mantener las condiciones del terreno un buen drenaje superficial de escorrentías, que determinen la no existencia de gradientes hidráulicos o cabezas de presión que ocasione este fenómeno.

11.3 POTENCIAL DE LICUACIÓN

Es aconsejable hacer verificación de la licuación si se presenta una de estas condiciones:

- El número de golpes corregido del SPT $N1_{60}$ es menor a 25.
- Se presentan estratos de arena y limo no plástico.

Se ha recurrido a los criterios de Boulanger e Idriss (2006) y de Bray y Sancio (2006), los cuales relacionan el potencial de licuación con los límites de Atterberg y la humedad natural del suelo.

Tabla 11.2 Determinación del Potencial de Licuación del Suelo

Índice Plástico IP	W_N/LL	Potencial de Licuación			
		Boulanger - Idriss		Bray-Sancio	
>12	<85%	0%	NO SUSCEPTIBLE	86%	BAJO
<12		100%	SUSCEPTIBLE	14%	MEDIO
<7	>85%			0%	ALTO

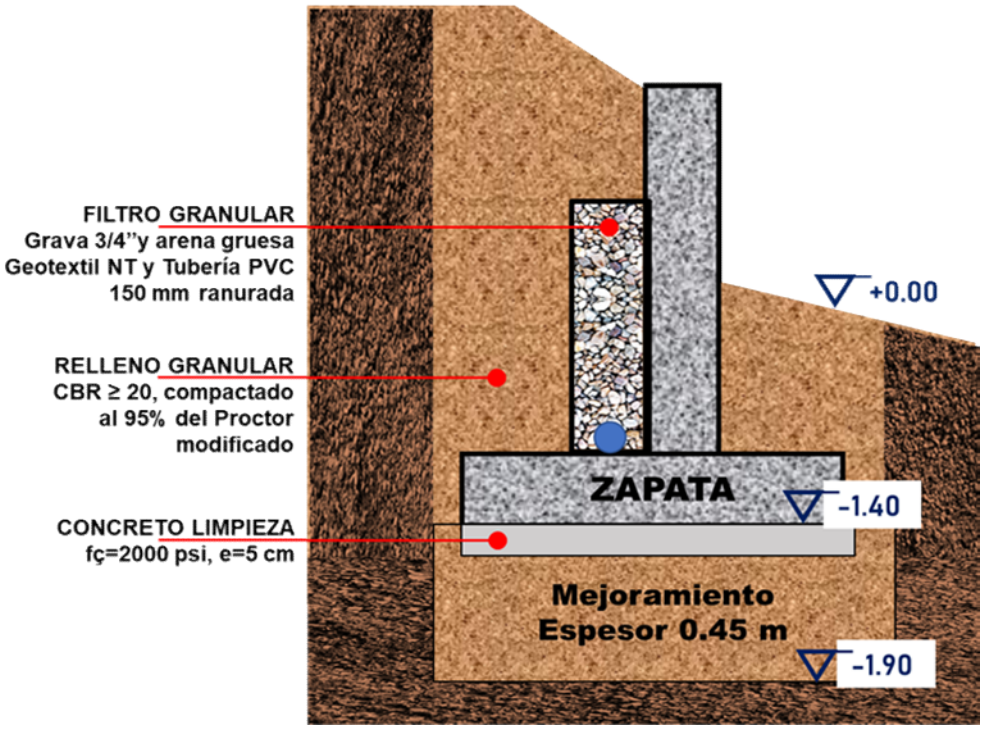
POTENCIAL DE LICUACIÓN: ***Bajo a Medio***

12 RECOMENDACIONES

12.1 RECOMENDACIONES DE FUNDACIÓN

La estructura considerada consiste en un muro de contención en voladizo en concreto reforzado. De conformidad con el análisis geotécnico, la cimentación de la estructura planteada se muestra en el siguiente esquema, con una profundidad de desplante Df de 1.40 m.

Fig. 12.1 - Esquema de la cimentación



12.2 RECOMENDACIONES ADICIONALES PARA EL PROCESO CONSTRUCTIVO

Para la adecuación del sitio de las obras se contemplan las siguientes recomendaciones previas al proceso constructivo:

- Inicialmente se deben retirar elementos orgánicos, cuerpos extraños o escombros de construcción y los rellenos heterogéneos existentes de las áreas a edificar.

- En caso de encontrar material orgánico, no apto o reblandecido por agua de escorrentía en la excavación de la cimentación del muro, se debe retirar y reemplazar por el relleno granular. Este mismo material, y con las especificaciones mencionadas, debe utilizarse para cualquier otro relleno estructural.

- La superficie resultante que se obtiene del proceso de excavación, el cual debe llegar al menos hasta la cota señalada en planos, se debe nivelar y precompactar muy bien. La profundidad de excavación incluye, además del desplante de la cimentación, 5 cm de concreto de nivelación y 55 cm de sustitución por relleno granular compactado al 95% de la densidad máxima obtenida en el ensayo Proctor modificado, y el cual debe tener un IP inferior a 12 y un contenido de materia orgánica inferior al 1%. También se puede optar por un material con un valor de CBR mínimo del 25%.

- Bajo la zapata del muro se fundirá un primario o concreto de limpieza con resistencia a la compresión f'c = 14 Mpa (2,000 psi) y espesor 5 cm.

- La compactación sobre la zapata y en los costados del muro debe hacerse de preferencia con apisonador tipo canguro o similar, en capas de espesor 15 a 20 cm.

- Es aconsejable implementar algún tipo de filtro, a criterio del diseñador, para disipar la presión del agua contenida en el suelo y que puede afectar negativamente la estructura. Se sugiere gravilla de 3/4"con arena gruesa para evitar colmatación, envueltos en geotextil y con tubería PVC perforada de 150 mm.

12.3 MANEJO DE AGUAS

- Se debe contar con un plan de drenaje en obra, disponiendo permanentemente de una motobomba con su respectiva planta eléctrica, para achicar el nivel freático y evitar la presencia de aguas de escorrentía, teniendo en cuenta que se localiza en una zona con pendiente.

- Se deben tener muy buenos drenajes en la corona del muro y a los lados a la construcción para evitar que el agua lluvia se empoce e infiltre hacia la subestructura. Se recomienda colocar un filtro en el espaldar del muro compuesto por un material filtrante que puede consistir en gravas de tamaño máximo 3/4" recubiertas en geotextil, con una tubería perforada en el fondo de diámetro 100 a 150 mm y una pendiente mínima del 1% para que evacúe el agua y alivie la presión en el espaldar del muro. También se puede complementar con drenes de tipo lloradero en tubería PVC de diámetro 2 1/2", a un espaciamiento vertical no mayor a 2.0 m y horizontal no mayor a 3,0 m, para ayudar a evacuar el agua que se puede acumular en el relleno.

- El constructor deberá hacer un adecuado manejo y/o desvío de aguas lluvias y de drenaje natural que se encuentren dentro de la zona de corte para la construcción de la cimentación de la estructura proyectada.

- Como procedimiento constructivo y para garantizar el buen comportamiento estructural, antes de construir se deben realizar todas las obras de drenaje y subdrenaje necesarias.

12.4 CONTROL DE EXCAVACIONES

- Se encuentra que para la profundidad de excavación requerida, se calcula el factor de seguridad para la estabilidad de la excavación como:

  Factor de seguridad de la excavación FS = **0.8**

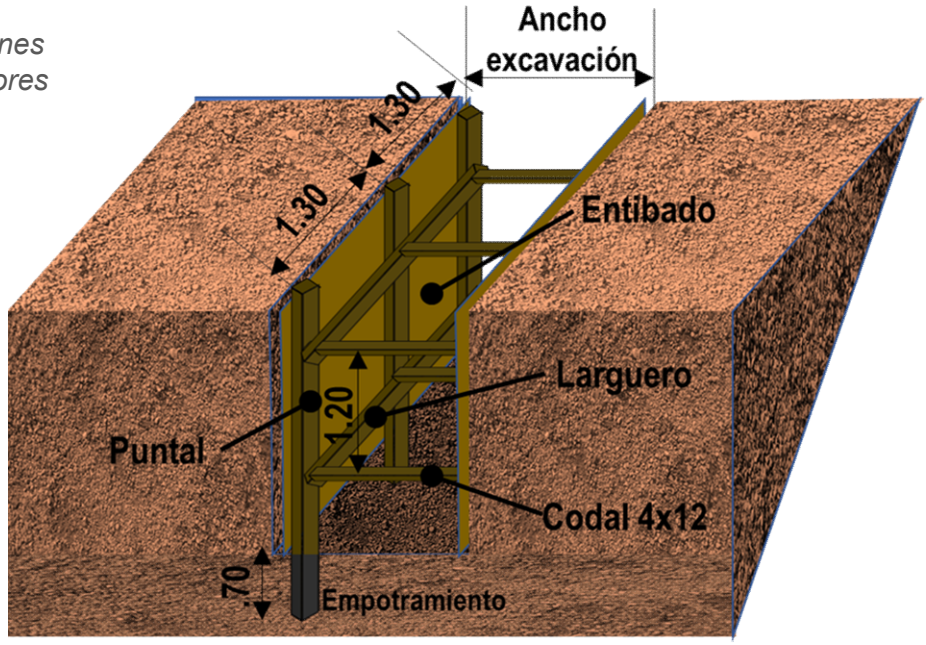
- Por consiguiente, la excavación no es estable, por lo cual se requieren medidas especiales de protección para los taludes, debido a que se excede la profundidad crítica de excavación.

- Se calcula la profundidad crítica de excavación como aquella a la cual el factor de seguridad para la estabilidad es de 1.80, encontrándose que su valor es:

  Profundidad crítica de la excavación Hcr = **1.10 m**

Fig. 12.2 - Recomendaciones de excavación para profundidades mayores a la crítica

Protección de excavaciones para profundidades mayores a 1.10 m



- En caso de no emplear esta sugerencia de excavación, se puede no entibar y realizar las excavaciones con un talud de 1.25 Horizontal por 1.00 Vertical.

- De encontrarse suelos muy blandos o inadecuados en el fondo de la excavación para la sustitución bajo el cimiento, estos deberán removerse y reemplazarse con un material de mejoramiento, el cual debe estar claramente identificado en las especificaciones técnicas.

- La verificación de la seguridad respecto a los estados límite de falla incluirá la revisión de la estabilidad de los taludes o paredes de la excavación con o sin entibado y del fondo de la misma. La sobrecarga uniforme mínima a considerar en la vía pública y zonas libres próximas a excavaciones temporales será de 15 kPa (1.5 T/m²).

- Para el análisis de estabilidad de taludes, en caso de requerirse, se usará lo recomendado en el Capítulo H5 de la NSR-10.

- Para determinar los parámetros de comparación de estabilidad se puede considerar alternativamente lo siguiente:

1 Los factores de seguridad en condición estática y en condiciones pseudoestáticas, se podrán tomar los de la tabla adjunta.

2 Como aspecto aclaratorio en el capítulo final se recomienda la aceleración horizontal mínima, pero esta podrá ser modificada hasta un valor máximo de la aceleración sísmica Horizontal al obtenido mediante la siguiente formulación:

$Ah = (Kst/a_{máximo}) . Fa . Aa$

De donde: Aa: Valor de la aceleración horizontal pico efectiva.
Fa: Coeficiente de amplificación por efecto de sitio.

Valor de ($Kst/a_{máximo}$) correspondiente a recomendación de la tabla H.5.2.1 de la Norma NSR-2010, como se indica

Tabla 12.1 - Análisis de Amplificación Mínimo según el material

Material	K_{ST}/a_{max} Mínimo	Análisis de Amplificación Mínimo
Suelos, enrocados y macizos rocosos muy fracturados (RQD < 50%)	0.8	Ninguno
Macizos rocosos (RQD > 50%)	1	Ninguno
Todos los materiales térreos	0.67	Amplificación de onda unidimensional en dos columnas y promediar
Todos los materiales térreos	0.5	Amplificación de onda bidimensional

- La seguridad y estabilidad de excavaciones sin soporte se revisará tomando en cuenta la influencia de las condiciones de presión del agua en el subsuelo así como la profundidad de excavación, la inclinación de los taludes, el riesgo de agrietamiento en la proximidad de la corona y la presencia de grietas u otras discontinuidades. Se tomará en cuenta que la cohesión de los materiales arcillosos tiende a disminuir con el tiempo, en una proporción que puede alcanzar 30 por ciento en un plazo de un mes.

13 RESUMEN DE LOS PARÁMETROS DE DISEÑO

En la siguiente tabla, se muestra el resumen de los parámetros del suelo obtenidos para el **MEJORAMIENTO DE VIA DE TERCER ORDEN CODIGO 30HL01 EN EL CORREGIMIENTO DE VEGALARGA - VEREDA SAN ANTONIO DE ANACONIA COMPONENTE: MURO L: 40M - H:3.0 M,** localizado en zona rural del municipio de Neiva, departamento del Huila:

Tabla 13.1 - Parámetros de Diseño del Suelo

PARÁMETRO DE INTERÉS	VALOR	UND
CAPACIDAD PORTANTE E.L. RESISTENCIA (Df=1.40 m)	**21.6**	**T/m^2**
CAPACIDAD PORTANTE E.L. SERVICIO (Df=1.40 m)	**40.0**	**T/m^2**
CAPACIDAD PORTANTE E.L. EVENTO EXTREMO (Df=1.40 m)	**51.7**	**T/m^2**
Profundidad de desplante adoptada	**-1.40**	**m**
Esfuerzo cortante esperado sobre el terreno (E.L. Servicio)	9.5 - 40	T/m^2
Peso unitario suelo húmedo γ_h	2.04	T/m^3
Peso unitario suelo seco γ_s	1.84	T/m^3
Gravedad específica Gs	2.73	T/m^3
No de golpes corregido SPT $N1_{45}$	9.0	
PARÁMETROS SUELO		
Clasificación suelo de soporte	Granular	SC / GC
Humedad natural promedio	10.4	%
Ángulo de fricción ϕ’	27.0	°
Cohesión del suelo c'_u	0.00	T/m^2
Posición del nivel freático Znf	3.00	m
Profundidad de influencia Zinf	-7.40	m
Módulo Edométrico Eo	1,470	T/m^2
Módulo de Elasticidad Es	904	T/m^2
Módulo de Corte G	334	T/m^2
Coeficiente de compresibilidad volumétrica m_v	0.0068	m^2/T
Compresibilidad	Media	
Ángulo de fricción suelo - concreto	17.6	°
Coeficiente de fricción suelo - concreto	0.32	
Coeficiente de Poisson υ	0.35	
PARÁMETROS EMPUJE		
Coeficiente de distribución carga en reposo Ko	0.55	
Coeficiente activo de Rankine Kd	0.38	
Coeficiente pasivo de Rankine Kp	2.66	
Coeficiente activo de Coulomb Ka	0.35	
Coeficiente pasivo de Coulomb Kp	3.49	

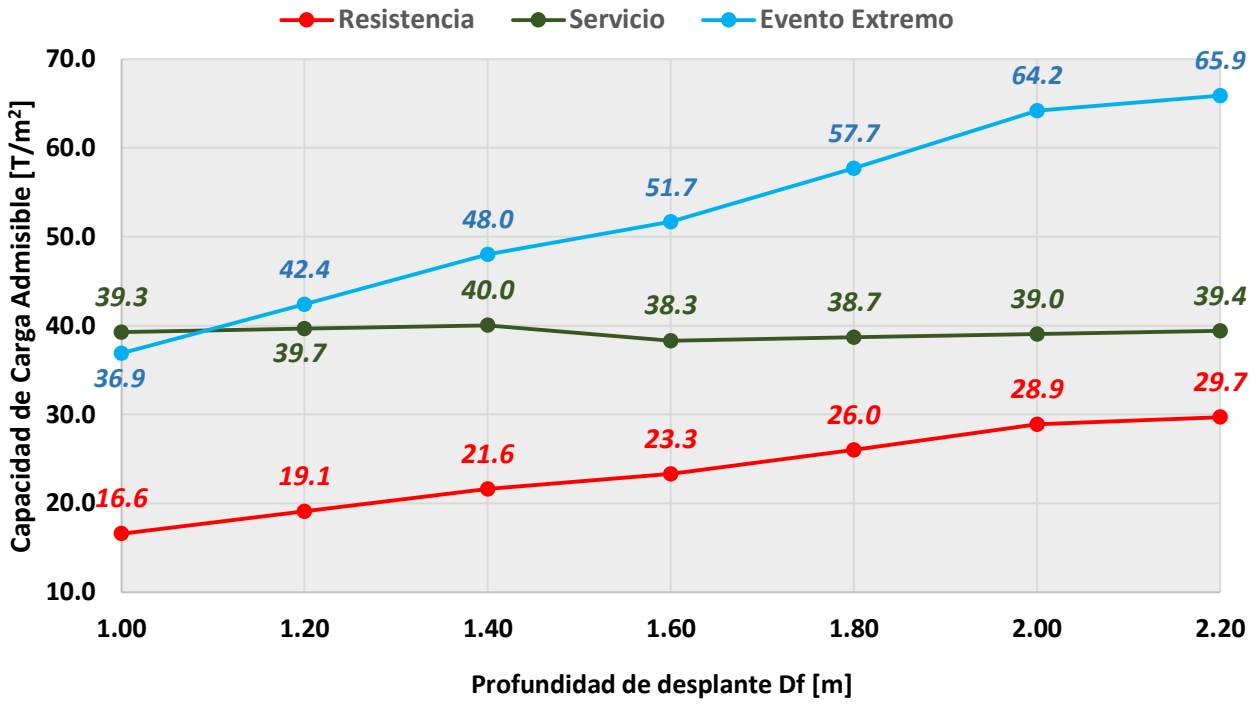
PARÁMETROS INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA		
Módulo de reacción k_S	820	T/m^3
Módulo de balasto k_{30}	5,870	T/m^3
Módulo de Winkler	10,340	T/m^3
Módulo de reacción horizontal del suelo Kh	5,400	T/m^3
Módulo de reacción vertical del suelo Kv	8,100	T/m^3
Índice de rigidez del suelo Ir	33400.0	
PARÁMETROS ASENTAMIENTOS		
Asentamiento elástico promedio ΔSip – Carga máxima admisible	49.0	mm
Asentamiento primario promedio ΔSip – Carga máxima admisible	24.5	mm
Asentamiento total promedio ΔSip – Carga máxima admisible	73.6	mm
Asentamiento diferencial máximo esperado – Carga máxima admisible	6.6	mm
Giro máximo esperado – Carga máxima admisible	5×10^{-4}	
RIESGOS POTENCIALES		
Potencial de colapso	Bajo	
Potencial de expansión	Bajo	
Potencial de licuación	Bajo a Medio	
FACTORES DE SEGURIDAD		
Factor de seguridad de la excavación	0.8	Bajo
Profundidad crítica de excavaciones para un F.S. de 1.80	1.10	m
Factor de seguridad carga esperada para falla cortante local	4.26	Cumple
PARÁMETROS SÍSMICOS CCP-14		
Municipio	**Neiva**	
Código del Municipio	41001	
Nivel de Amenaza Sísmica	ALTA	
Tipo de Perfil de Suelo	**D**	
Coeficiente de aceleración pico del terreno PGA (ZONA 8)	0.40	
Coeficiente de aceleración espectral horizontal para períodos cortos Ss (ZONA 9)	0.90	
Coeficiente de aceleración espectral horizontal para períodos largos S1 (ZONA 9)	0.45	
Factor de sitio en el período de vibración cero Fpga	1.10	
Factor de sitio en el intervalo de períodos cortos Fa	1.14	
Factor de sitio en el intervalo de períodos largos Fv	1.55	
Coeficiente de aceleración pico del suelo modificado para período corto AS	0.440	
Coeficiente de aceleración de respuesta espectral horizontal para período corto SDS	1.026	
Coeficiente de aceleración espectral SD1	0.698	
Zona de Desempeño Sísmico	**4**	

14 CONCLUSIONES

- Se obtuvo para el suelo un perfil tipo **D** de acuerdo a la NSR-10. El valor de N promedio corregido del ensayo SPT está entre 0 y 15 golpes, la velocidad media de la onda de corte se halla entre 0 y 180 m/s, pero la resistencia al corte es superior a 0.5 Kgf/cm² . No se detectan arcillas blandas en las exploraciones.

- La presión máxima admisible para la zapata (de ancho B=2.00 m) es de 21.6 T/m² para el Estado Límite de Resistencia; 40.0 T/m² para el Estado Límite de Servicio y de 48.0 T/m² para el Estado Límite de Evento Extremo. Estos valores corresponden a la capacidad portante calculada a una profundidad de desplante de -1.40 m, con respecto a la cota rasante. En caso de querer cambiar la profundidad de desplante sugerida, se puede emplear el gráfico 23.1. Las TABLAS PARA DiSEÑO son las Tablas 23.2, 23.3 y 23.4, en las cuales se suministran los valores de capacidad de carga en estado límite de resistencia ELR, servicio ELS y evento extremo ELEE, para anchos de zapata de B = 1.4 a 2.6 m y profundidades de desplante de Df = 1.0 a 2.2 m.

Fig. 14.1 - Capacidad Portante del Suelo



- Los asentamientos totales bajo la carga máxima impuesta serán valores inferiores al máximo permisible para este tipo de estructuras. Para la cimentación propuesta (zapata corrida bajo muro), los asentamientos esperados son:

Tabla 14.1 - Valores de asentamientos para carga esperada y carga admisible (E.L. Servicio)

Condición de Carga	Valor [T/m^2]	Asentamientos [mm]			
		Elásticos	Primarios	Totales	Diferenciales
Cargas Esperadas	9.5	11.6	5.8	17.5	1.0
Cargas Admisibles	40.0	49.0	24.5	73.6	4.4

- **TABLAS DE DISEÑO:** Para los anchos de zapata B indicados, variando la profundidad de desplante Df, se obtuvieron las siguientes tablas para la capacidad de carga admisible en el estado límite de resistencia E.L.R., estado límite de servicio E.L.S. y Estado Límite de Evento Extremo E.L.E.E. como se muestra en las Tablas 23.2, 23.3 y 23.4:

Tabla 14.2 - Capacidad de carga admisible en E.L.R.

Ancho zapata B [m]	Profundidad de desplante Df [m]						
	1.00	1.20	1.40	1.60	1.80	2.00	2.20
1.40	15.2	17.9	20.7	21.4	23.8	26.2	28.7
1.60	15.6	18.2	20.9	22.8	24.2	26.7	28.8
1.80	16.1	18.6	21.2	23.0	25.8	27.1	29.2
2.00	16.6	19.1	21.6	23.3	26.0	28.9	29.7
2.20	17.1	19.5	22.1	23.7	26.3	29.1	31.5
2.40	17.6	20.0	22.5	24.1	27.1	29.4	31.7
2.60	18.1	20.5	23.0	24.5	27.5	29.7	31.9

Tabla 14.3 - Capacidad de carga admisible en E.L.S.

Ancho zapata B [m]	Profundidad de desplante Df [m]						
	1.00	1.20	1.40	1.60	1.80	2.00	2.20
1.40	49.8	50.3	50.7	48.5	49.0	49.5	49.9
1.60	45.5	45.9	46.4	44.4	44.8	45.2	45.6
1.80	42.1	42.5	42.9	41.0	41.4	41.8	42.2
2.00	39.3	39.7	40.0	38.3	38.7	39.0	39.4
2.20	36.9	37.2	37.6	36.0	36.3	36.7	37.0
2.40	35.0	35.3	35.7	34.1	34.4	34.8	35.1
2.60	33.3	33.6	33.9	32.5	32.8	33.1	33.4

Tabla 14.4 - Capacidad de carga admisible en E.L.E.E.

Ancho zapata B [m]	Profundidad de desplante Df [m]						
	1.00	1.20	1.40	1.60	1.80	2.00	2.20
1.40	33.7	39.7	46.0	47.5	52.8	58.2	63.7
1.60	34.6	40.4	46.4	50.6	53.7	59.3	63.9
1.80	35.7	41.3	47.1	51.1	57.3	60.2	64.8
2.00	36.9	42.4	48.0	51.7	57.7	64.2	65.9
2.20	38.0	43.3	49.1	52.6	58.4	64.6	69.9
2.40	39.1	44.4	50.0	53.5	60.2	65.3	70.4
2.60	40.2	45.5	51.1	54.4	61.1	65.9	70.8

EJEMPLO DE UTILIZACIÓN 1: Para un muro de contención con una zapata de ancho B = 2.20 m a una profundidad de desplante B=1.60 m, se tomarán los siguientes valores de capacidad de carga admisible:

Estado Límite de Resistencia: 23.7 Ton/m^2
Estado Límite de Servicio: 36.0 Ton/m^2
Estado Límite de Evento extremo: 52.6 Ton/m^2

EJEMPLO DE UTILIZACIÓN 2: Si se trata de un ancho que no está incluido, como B=2.10 m a la misma profundidad de desplante B=1.60 m, se tomará el menor valor entre el que presenta el ancho inmediatamente superior y el ancho inmediatamente inferior, resultando en este caso:

Estado Límite de Resistencia: 23.3 Ton/m^2
Estado Límite de Servicio: 36.0 Ton/m^2
Estado Límite de Evento extremo: 52.6 Ton/m^2

- Se evaluaron las cargas máximas admisibles en la cimentación para las condiciones siguientes:
  - Estado límite de resistencia:
    - Falla por corte general (Meyerhof).
    - Falla por corte local (Vesic).
    - Falla por punzonamiento.
    - Condición no drenada (Skempton).
  - Estado límite de servicio:.
    - Asentamientos elásticos.
    - Asentamientos totales.
    - Giros.
  - Estado límite de Evento Extremo.
    - Cargas de servicio y sismo.

- Otras condiciones de evento extremo.

- Se evaluaron las amenazas potenciales sobre el suelo encontrándose que son:
  - Potencial de colapsabilidad: Bajo
  - Potencial de expansión: Bajo
  - Potencial de licuación: Bajo a Medio

- Los valores de capacidad de carga admisible para los Estados Límites de Resistencia, Servicio y Evento Extremo, se han calculado considerando la sustitución propuesta bajo la zapata del muro de 45 cm en recebo granular compactado.

  Para los **Estados Límites de Resistencia y Evento Extremo** se ha considerado que, si bien lo ideal de una sustitución sería que la superficie de falla se encontrase dentro del material de sustitución, ello implicaría un espesor de 4 a 5 m que no sería viable en la realidad. Por ello, se deberá considerar el caso típico de cimentación sobre suelo estratificado, con una capa resistente sobre una capa débil, analizado por Meyerhof y Hanna (1978). Como la capa granular no es lo suficientemente gruesa para que la superficie de falla se desarrolle enteramente en ella, la falla ocurre por punzonamiento a través de la capa más competente hacia la más blanda. Meyerhof y Hanna proponen la siguiente expresión de capacidad última:

$$q_u = q_b + \frac{2C_a H}{B} + \frac{\gamma_1 H^2}{B}\left[1 + \frac{2D_f}{H}\right] K_s \tan\phi_1 - \gamma_1 H$$

  en donde:

  - q_b: capacidad última de la capa inferior (capa 2)
  - C_a: adhesión entre la capa granular y la subyacente ($\approx \alpha c_2$, con α entre 0.5 y 1)
  - K_s: coeficiente de punzonamiento, función de ϕ_1 y de la relación q_2/q_1
  - ϕ_1: ángulo de fricción del material granular
  - γ_1: peso unitario de la capa granular
  - H: espesor de la capa granular de mejoramiento
  - B: ancho de la cimentación

  El factor de mejoramiento **Iq** se define como la razón entre la capacidad última del sistema estratificado $q_{u,\ mejorado}$ (por Meyerhof-Hanna) y la capacidad última de la capa débil q_{u2}. Para calcular el espesor H del mejoramiento requerido, se empleó un modelo de proyección de carga suponiendo un material de afirmado granular con un peso unitario de 2.0 Ton/m^2 y un ángulo de fricción de 35 °.

El método clásico de Terzaghi y Peck para "arena sobre arcilla" considera que el afirmado distribuye la carga con un ángulo de difusión, de modo que a la profundidad de la arcilla la carga se reparte sobre un ancho efectivo mayor. Aceptando que usualmente el ángulo de difusión es de 45° más la mitad del ángulo de fricción, entonces a una profundidad H (espesor de la sustitución en afirmado), el ancho efectivo es:

$$B' = B + 2H\tan\left(45^\circ + \frac{\varphi_1'}{2}\right)$$

El corte relevante ocurre en la arcilla, pero la tensión vertical allí abajo es menor porque la misma carga Q está repartida en un ancho mayor B'. La carga total aplicada por la zapata (por metro de muro) es Q=q.B, por lo que la tensión media en la arcilla es:

$$q_{\text{arcilla}} = \frac{Q}{B'} = q\frac{B}{B'}$$

Como la arcilla tiene una presión admisible original $q_{adm,\,CL}$, para que no se exceda se requiere que se cumpla lo siguiente:

$$q_{\text{arcilla}} \le q_{\text{adm,CL}} \quad \Rightarrow \quad q\frac{B}{B'} \le q_{\text{adm,CL}}$$

De acuerdo a la definición del factor de mejoramiento de la capacidad portante, se tenía que:

$$I_q(H) = \frac{q_{\text{adm,mejorada}}}{q_{\text{adm,CL}}} = \frac{B'}{B} = \frac{B + 2H\tan\left(45^\circ + \frac{\varphi_1'}{2}\right)}{B}$$

Por lo tanto, resulta la siguiente expresión, la cual permite conocer cuánto aumenta la capacidad portante por sustitución granular bajo el modelo de proyección de carga:

$$\boxed{I_q(H) = 1 + \frac{2H}{B}\tan\left(45^\circ + \frac{\varphi_1'}{2}\right)}$$

De esta manera, se evaluaron diferentes espesores de sustitución H, los cuales arrojaron los siguientes resultados, teniendo unos valores originales de capacidad de carga admisible sin mejoramiento de 11.0 Ton/m^2 (ELR) y 26.4 Ton/m^2 (ELEE):

Tabla 14.5 - Capacidad portante para varios espesores de mejoramiento

H (m)	B' (m)	Iq	Tensión admisible (Ton/m^2)		Estatus
			E.L.R.	E.L.E.E.	
0.20	2.77	1.38	15.2	36.5	Insuficiente
0.30	3.15	1.58	17.3	41.6	Insuficiente
0.50	3.92	1.96	21.6	51.7	OK

Para el **Estado Límite de Servicio** y para el cálculo de los asentamientos elásticos, totales y diferenciales, el parámetro fundamental es el Módulo de Elasticidad del Suelo Es, el cual se verá incrementado al efectuar la sustitución de material granular, debido a que obviamente la capa de afirmado presenta un mayor valor del módulo elástico. Existen diversas formas de abordar este problema, siendo una de ellas el módulo equivalente por capas, considerando el valor original como $E_2=E_{CL}$ y el módulo del afirmado como E_1.

$$E_{eq} = \frac{\sum h_i}{\sum \frac{h_i}{E_i}}$$

Para un mismo asentamiento s_{adm}, la presión admisible por asentamientos será:

$$q_{adm,sett,mejorada} = \frac{s_{adm}\, E_{eq}}{B\, I_s}$$

En este orden de ideas, el Factor de mejoramiento por asentamientos **Is** se define como la relación entre el módulo elástico equivalente del conjunto estratificado y el módulo elástico equivalente del suelo original.

Para calcular el módulo de elasticidad de la capa de afirmado en función del CBR mínimo, se puede usar una correlación no lineal recomendada por IRC, la cual se expresa como:

$$E_1\ [MPa] = 17.6 \times CBR^{0.64}$$

Existen diferentes enfoques para la estimación del módulo de elasticidad equivalente, como los basados en la teoría de Boussinesq, Schmertmann o en la transformación de Odemark. Si empleamos un modelo oedométrico, con la suposición de un material elástico, isótropo, bajo carga vertical con deformaciones laterales restringidas, podemos relacionar el módulo oedométrico con el el módulo de elasticidad E y la relación de Poisson υ:

$$M = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}$$

Hasta la profundidad de influencia de la cimentación $H_T = H_1 = H_2$, en donde H_1 es el espesor del mejoramiento, se tiene que la deformación vertical en cada capa es:

$$\varepsilon_{z1} = \frac{\sigma_z}{M_1}, \qquad \varepsilon_{z2} = \frac{\sigma_z}{M_2}$$

Por lo que el asentamiento total se calcula como:

$$s = \varepsilon_{z1} H_1 + \varepsilon_{z2} H_2 = \sigma_z \left(\frac{H_1}{M_1} + \frac{H_2}{M_2} \right)$$

Se puede definir un módulo oedométrico equivalente tal que:

$$s = \frac{\sigma_z H_{\text{tot}}}{M_{\text{eq}}}$$

Si se igualan ambas expresiones:

$$\frac{\sigma_z H_{\text{tot}}}{M_{\text{eq}}} = \sigma_z \left(\frac{H_1}{M_1} + \frac{H_2}{M_2} \right)$$

Simplificando y despejando se obtiene:

$$M_{\text{eq}} = \frac{H_{\text{tot}}}{\frac{H_1}{M_1} + \frac{H_2}{M_2}}$$

Una vez determinado el valor del módulo oedométrico equivalente, se puede también hallar un valor de la relación de Poisson equivalente, como un promedio ponderado:

$$\nu_{\text{eq}} \approx \frac{\nu_1 H_1 + \nu_2 H_2}{H_{\text{tot}}}$$

Ahora, se invierte la relación mencionada para M y se despeja Eeq, resultando:

$$E_{\text{eq}} = M_{\text{eq}} \frac{(1+\nu_{\text{eq}})(1-2\nu_{\text{eq}})}{(1-\nu_{\text{eq}})}$$

CAPA	E [Ton/m²]	U	M [Ton/m²]	H [m]	Meq [Ton/m²]	U_{eq}	Eeq [Ton/m²]
Afirmado granular	12,200	0.299	16,377	0.50	1,747	0.356	1060.3
Arena arcillosa	904	0.364	1,550	3.50			
Total				4.00			

Por consiguiente, se espera que la capa de afirmado granular reduzca los asentamientos elásticos en más de un 17%, lo cual brindaría unas mejores condiciones de apoyo para el muro de contención, ayudando a prevenir agrietamientos por asentamientos diferenciales.

15 BIBLIOGRAFÍA

[1] ALVA HURTADO, Jorge E. Diseño de Cimentaciones. Fondo Editorial Instituto de la Construcción y Gerencia. Lima, 2009. 226 p.

[2] BERRY, Peter y otro. Mecánica de Suelos. MacGraw Hill. Bogotá, 1993. 415 p.

[3] CALAVERA, José. Cálculo de Estructuras de Cimentación. 4ta Edición. Publicaciones Intemac. Madrid, 2000. 519 p.

[4] CANUTO, Gabriela. Diseño Geotécnico de Cimentaciones. Instituto Politécnico Nacional. Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura. México, 2013. 55 p.

[5] CARMONA, July y otro. Análisis de las Correlaciones Existentes del Ángulo de Fricción Efectivo Para Suelos del Piedemonte Oriental de Bogotá Usando Ensayos In-Situ. En Tecno Lógicas Vol. 18 No. 35, páginas 93 – 104. Bogotá, 2015. 12 p.

[6] COLLAZOS, Carlos y otros. Ensayo de Penetración Estándar. Universidad del Cauca. Popayán, 2006. 26 p.

[7] CRESPO VILLALAZ, Carlos. Mecánica de Suelos y Cimentaciones. 5ta Edición. Editorial Limusa. México, 2004. 650 p.

[8] DAS, Braja M. Fundamentos de Ingeniería Geotécnica. 4ta Edición. Cengage Learning. México, 2015. 636 p.

[9] DAS, Braja M. Principios de ingeniería de Cimentaciones. 4ta Edición. Thompson Editores. México, 2001. 862 p.

[10] GONZÁLEZ, Álvaro J. Estimativos de Parámetros Efectivos de Resistencia con el SPT. X Jornadas Geotécnicas de la Ingeniería Colombiana. Bogotá, 1999. 12 p.

[11] GONZÁLEZ, Yoermes. Identificación y Estabilización de Suelos Dispersivos. XIV Convención Científica de Ingeniería y Arquitectura. La Habana, 2008. 8 p.

[12] HOLGUÍN, Ernesto y otros. Diseño Geotécnico de Cimentaciones. TGC. México, 1992. 175 p.

[13] JIMÉNEZ SALAS, José Antonio y otro. Geotecnia y Cimientos. 2da Edición. Editorial Rueda. Madrid, 1975. 465 p.

[14] JUÁREZ BADILLO, Eulalio y otro. Mecánica de Suelos. Tomos 1 y 2. 5ta Edición. Editorial Limusa. México, 2005. 642 p y 597 p.

[15] en Suelos de la Región Llanera Colombiana. Universidad Nacional de Colombia. Bogotá, 2014. 92 p.

[16] PECK, Ralph y otros. Ingeniería de Cimentaciones. 2da Edición. Editorial Limusa. México, 1983. 558 p.

[17] RODRÍGUEZ, José María y otros. Curso Aplicado de Cimentaciones. 4ta edición. Servicio de Publicaciones del COAM. Madrid, 1989. 266 p.

[18] TÁMEZ, Enrique. Ingeniería de Cimentaciones. Conceptos Básicos desde la Práctica. Editorial TGC. México, 2001. 571 p.

[19] ZEEVAERT, Leonardo. Interacción Suelo – Estructura de Cimentación. Editorial Limusa. México, 1980. 265 p.

ANEXO: FÓRMULAS EMPLEADAS

En el desarrollo del presente informa se emplearon las fórmulas que a continuación se enuncian, junto con el numeral o capítulo respectivo.

3.4 Estandarización del suelo de soporte

Para determinar el factor de corrección por confinamiento C_N se han promediado los valores obtenidos mediante las tres formulaciones que se consideran las más confiables para el medio colombiano, considerando que Rs = σ'v/σ'vr, donde σ'v se toma como 1 atm:

Skempton: $C_N = 2 / (1 + Rs)$

Seed-Idriss: $C_N = 1 - K \cdot \text{Log } Rs$, en donde K=1.41 si Rs<1 y K=0.92 si Rs>=1

Meyerhoff: $C_N = 1.7 / (0.7 + Rs)$

$c_{u2} = 0.6 \cdot N1_{45}$, en donde c_{u2} se expresa en T/m^2

Número medio de golpes del SPT: $$\overline{N} = \frac{\sum_{i=1}^{n} d_i}{\sum_{i=1}^{n} \frac{d_i}{N_i}}$$ (Ni ≤ 100)

Resistencia media al corte: $$\overline{s_u} = \frac{d_c}{\sum_{i=1}^{k} \frac{d_i}{s_{ui}}}$$ (Sui ≤ 2.50 kg/cm²)

4.1.1. Ángulo de fricción interna

φ' equivalente Peck & Terzaghi [1948]	$\varphi'_{eq} = 28.5 + 0.25\ N1_{45}$
φ' equivalente Peck, Hanson & Thornburn [1953]	$\varphi'_{eq} = 26.25 * [2 - \exp(-N1_{45}/62)]$
φ' equivalente Kishida [1969]	$\varphi'_{eq} = 15 + (12.5 * N1_{45})^{0.5}$
φ' equivalente Schmertmann [1970]	$\varphi'_{eq} = \arctan[(N1_{45}/43.3)^{0.34}]$
φ' equivalente Japan National Railway [1999]	$\varphi'_{eq} = 27 + 0.1875 * N1_{45}$
φ' equivalente Japan Road Bureau [1986]	$\varphi'_{eq} = 15 + [9.375 * N1_{45}]^{0.5}$
φ' equivalente Hatanaka & Uchida [1996]	$\varphi'_{eq} = 20 + (12.5 * N1_{45})[0.5$
φ' equivalente Montenegro & González [2014]	$\varphi'_{eq} = 12.79 + (16.16 * N1_{45})^{0.5}$

4.1.2. Módulo de Elasticidad (suelos cohesivos)

Limos:

Bowles - 1997	$Es = 30 (N1_{45} + 6)$
Limos IP > 30	$Es = 50 * Cu$
Limos IP < 30	$Es = 100 * Cu$
Butler - 1974	$Es = 110 * Cu$
Meigh & Nixon - 1961	$Es = 50 * N1_{45}$

Arcillas:

Butler - 1974	$Es = 130 * Cu$
Webb - 1974	$Es = 33 (N1_{45} + 15)$
Bowles - 1997	Es = 4200 - 142.54 IP + 1.73 IP^2 - 0.007 IP^3

Módulo de Elasticidad (suelos granulares)

Arenas limosas y arcillosas:

Bowles - 1997	$Es = 50 (N1_{45} + 15)$
Webb - 1974	$Es = 33 (15 - N1_{45})$
Arena normalmente consolidada	$Es = 260 * N1_{45}$
Arena sobreconsolidada	$Es = 400 + 105 * N1_{45}$

Gravas limosas y arcillosas:

Beguemann, N > 15	$Es = 400 + 120 (N1_{45} - 6)$
Beguemann, N <= 15	$Es = 120 (N1_{45} + 6)$
Bowles, N > 15	$Es = 200 + 60 (N1_{45} + 6)$
Bowles, N <= 15	$Es = 60 (N1_{45} + 6)$

4.2. Módulo de Poisson y empujes sobre el terreno

Presión horizontal en reposo: $K_0 = 1 – \text{sen } \phi'$

Módulo de Poisson: $\boldsymbol{\upsilon} = \frac{K_o}{1 + K_o}$

Módulo de corte: $\mathbf{G} = \frac{E_s}{2(1 + \upsilon)}$

Coeficiente de presión activa de Rankine: $K_d = \cos\beta \frac{\cos\beta - (cos^2\beta - cos^2\emptyset)^{1/2}}{\cos\beta + (cos^2\beta - cos^2\emptyset)^{1/2}}$

Coeficiente de presión pasiva de Rankine: $K_p = \cos\beta \frac{\cos\beta + (cos^2\beta - cos^2\emptyset)^{1/2}}{\cos\beta - (cos^2\beta - cos^2\emptyset)^{1/2}}$

En el caso particular en que β = 0°, las ecuaciones anteriores se simplifican como:

$$K_d = \tan^2\left(45 - \frac{\emptyset}{2}\right)$$

$$K_p = \tan^2\left(45 + \frac{\emptyset}{2}\right)$$

4.3. Cálculo de la capacidad portante del terreno

Capacidad de carga (Terzaghi) - Falla general

$$q_u = k_c c N_c + q N_q + k_\gamma 0.5 \gamma B N_\gamma$$

Capacidad de carga (Terzaghi) - Falla local

$$q_u = k'_c c N'_c + q N'_q + k_\gamma 0.5 \gamma B N'_\gamma$$

Capacidad de carga (Vesic) - Falla por cortante local

$$q_u = c N_c F_{cs} F_{cd} F_{cc} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qc} F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma^* B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma c} F_{\gamma i}$$

Capacidad de carga (Meyerhof) - Falla general

$$q_u = c N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Capacidad de carga suelo cohesivo (Hansen) - Condición no drenada ϕ=0

$$q_u = 5.14\, s_u\, (1 + s'_c + d'_c + i'_c + b'_c + g'_c) + q$$

Capacidad de carga suelo cohesivo (Skempton) - Condición no drenada ϕ=0

$$q_u = 5c(1 + 0.2\frac{Df}{B})(1 + 0.2\frac{B}{L})$$

ANEXO: PROPIEDADES DEL MATERIAL DE MEJORAMIENTO

Para el material de mejoramiento se proponen las siguientes propiedades, estableciendo un rango deseable, así como los valores que se pueden emplear para el diseño:

PARÁMETRO	VR DISEÑO	MÁXIMO	MÍNIMO
Peso unitario o densidad γ [Tonf/m³]	**1.90**	2.00	1.80
Peso unitario saturado γ_{sat} [Tonf/m³]	**2.30**	2.40	2.15
Peso unitario sumergido γ' [Tonf/m³]	**1.30**	1.40	1.20
Gravedad específica Gs [Tonf/m³]	**2.65**	2.80	2.55
Ángulo de fricción interna ϕ' [°]	**35.0**	38.0	33.0
Módulo de elasticidad [Es]	**2,100**	2,300	1,850
Relación de Poisson υ	**0.30**	0.32	0.28
Cohesión c' [Tonf/m²]	**0.00**	0.00	0.00

LIMITACIONES

Los resultados, conclusiones y recomendaciones anteriores, están enunciadas para un proyecto específico y para las condiciones de suelo encontradas, bajo las cuales se analizó el presente estudio.

Si durante la construcción se presentan condiciones diferentes a las aquí planteadas como típicas, o si el proyecto sufre variaciones, solicitamos informarnos a la mayor brevedad posible para resolver sobre las modificaciones o adiciones a que haya lugar. Cualquier decisión inconsulta nos exime de responsabilidad.

Forman parte integral del informe, los procesos normativos para ensayo de materiales del Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación, ICONTEC y de la Sociedad Americana para Ensayos y Materiales, ASTM, en los códigos ASTM D 4318, ASTM D 2216, ASTM D 2166.



CAMILO PAREDES CASTAÑEDA
Ingeniero Civil
M.P. 25202-356027 CND

INGENSAYOS COLOMBIA S.A.S.
NIT 901 329 729 – 2
Laboratorio
Suelos – Concretos – Pavimentos - Materiales

GOBERNACIÓN DEL DEL HUILA

ESTUDIO DE SUELOS
PARA EL CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE

ESTUDIO GEOTÉCNICO: MEJORAMIENTO DE VIA DE TERCER ORDEN CODIGO 30HL01 EN EL CORREGIMIENTO DE VEGALARGA - VEREDA SAN ANTONIO DE ANACONIA COMPONENTE: MURO L: 40M - H:3.0 M MUNICIPIO DE NEIVA - DEPARTAMENTO DEL HUILA.

INFORME DE CAMPO

NEIVA
SEPTIEMBRE - 2025

INTRODUCCION

Adjunto, la información geotécnica obtenida en la exploración del subsuelo dentro del área para el proyecto **MEJORAMIENTO DE VIA DE TERCER ORDEN CODIGO 30HL01 EN EL CORREGIMIENTO DE VEGALARGA - VEREDA SAN ANTONIO DE ANACONIA COMPONENTE: MURO L: 40M - H:3.0 M** ubicado en el municipio de Neiva – departamento del Huila, estos trabajos se refieren a los análisis de los suelos de la zona estimada al alcance del proyecto.

El trabajo se realizó el día 30 de agosto del 2025 a solicitud de la: **GOBERNACIÒN DEL HUILA.**

El estudio incluye un informe Geotécnico preliminar del área del proyecto, la auscultación se realiza mediante dos (2) exploraciones del subsuelo, iniciando con herramienta manual y posteriormente con equipo mecánico de percusión alcanzando una profundidad máxima de -6.50 metros, efectuando ensayos de campo y un muestreo sistemático de acuerdo a la Norma A.S.T.M. D1586-67; para realizar posteriormente los ensayos de laboratorio requeridos en la determinación de las características de resistencia y compresibilidad del subsuelo, propiedades necesarias en los análisis de estabilidad y deformación para las alternativas de fundación. Estas variables se evalúan de acuerdo con las teorías y leyes sobre fundaciones y cimentaciones más aceptadas dentro del ámbito de la ingeniería.

El informe presenta todos los detalles del estudio, memorias de los resultados de la investigación basado en los parámetros exigidos en las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-10, las conclusiones y recomendaciones que deben tenerse en cuenta para el sistema de cimentación más adecuado y los parámetros sísmicos del perfil de suelo.

La organización **Ingensayos Colombia SAS** agradece la confianza depositada y espera prestar sus servicios en futuras oportunidades.

I LOCALIZACION E INSPECCION GENERAL DEL PROYECTO.

El sitio destinado para desarrollar el proyecto**, MEJORAMIENTO DE VIA DE TERCER ORDEN CODIGO 30HL01 EN EL CORREGIMIENTO DE VEGALARGA - VEREDA SAN ANTONIO DE ANACONIA COMPONENTE: MURO L: 40M - H:3.0 M** ubicado en el municipio de Neiva – departamento del Huila.

SONDEO No.	LOCALIZACIÓN	PROFUNDIDAD
6	N: 2º55'28.3116" W: 75º6'3.6504"	6.50 M
7	N: 2º55'28.1172" W: 75º6'3.276"	6.50 M

II CARATERISTICAS DEL PROYECTO

El proyecto civil corresponde a el: **MEJORAMIENTO DE VIA DE TERCER ORDEN CODIGO 30HL01 EN EL CORREGIMIENTO DE VEGALARGA - VEREDA SAN ANTONIO DE ANACONIA**, en concreto estructural**,** que hace parte del **COMPONENTE: MURO L: 40M - H:3.0 M** ubicado en el municipio de Neiva – departamento del Huila.

Dichas construcciones serán diseñadas de acuerdo a la Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-10.

III FINALIDAD Y CONTENIDO DEL ESTUDIO DE SUELOS

El presente estudio de suelos se realizó con el propósito de conocer – confirmar las propiedades del subsuelo del terreno para el **MEJORAMIENTO DE VIA DE TERCER ORDEN CODIGO 30HL01 EN EL CORREGIMIENTO DE VEGALARGA - VEREDA SAN ANTONIO DE ANACONIA COMPONENTE: MURO L: 40M - H:3.0 M** ubicado en el municipio de Neiva – departamento del Huila.
Las cuales nos permitieron establecer sus condiciones portantes y poder presentar los criterios generales de cimentación y obras de adecuación del terreno.

Este informe incluye perfiles estratigráficos, ensayos de laboratorio, localización de las exploraciones del subsuelo, determinación del nivel freático, recomendaciones a la cota de fundación, capacidad portante, tipo de cimientos, asentamientos probables, y demás datos necesarios en el diseño o ejecución de las cimentaciones.

IV EXPLORACION Y ENSAYOS DE LABORATORIO.

1. Exploración de Campo

Las investigaciones geotécnicas consistieron en la realización de dos (2) exploraciones del subsuelo (sondeo), con herramienta manual, equipo mecánico de perforación a percusión y penetración estándar SPT, hasta una profundidad máxima posible explorada de seis puntos cincuenta (6.50) metros.

La exploración se realizara con equipo mecánico de perforación, utilizando el método de Penetración Estándar (SPT -Standard Penetra Bon Test). El SPT se realiza dejando caer un martillo de 63,5 kg sobre la barra de perforación, desde una altura de 76 cm. El número de golpes N necesarios para producir una penetración de 30 cm se considera la resistencia a la penetración.

Localización de las perforaciones y profundidades:

SONDEO No.	LOCALIZACIÓN	PROFUNDIDAD
6	N: 2º55'28.3116" W: 75º6'3.6504"	6.50 M
7	N: 2º55'28.1172" W: 75º6'3.276"	6.50 M

2. Toma de muestras.

Se tomaron aleatoria y sistemáticamente muestras alteras e inalteradas de los estratos y / o horizontes hallados durante la fase de exploratoria en cada uno de los sondeos.
Las muestras son protegidas y almacenadas en bolsas plásticas para evitar contaminación y perdida de humedad, se rotulan cuidadosamente y transportadas al laboratorio.

3. Ensayos de Laboratorio.

El programa de laboratorio contemplo la realización de los siguientes ensayos de laboratorio:

- Determinación en laboratorio de contenido de agua (Humedad) Norma de Ensayo INV E-122
- Análisis Granulométrico de Agregados Gruesos y Finos. Norma de Ensayo INV E – 213 / 214
- Determinación del Límite Líquido Norma de Ensayo INV E-125
- Límite Plástico e Índice de Plasticidad de los suelos. Norma de Ensayo INV E- 126.
- Determinación de los factores de contracción de los suelos. Norma de Ensayo INV E-127.
- Determinación “Resistencia a la penetración Normal” o valor N, Ensayo de Penetración Normal y Muestreo con Tubo Partido de los Suelos Norma de Ensayo INV E – 211.
- Determinación de la Gravedad especifica de los suelos y de la llenante mineral Norma de Ensayo INV E-128.
- Determinación Peso Unitario del suelo muestra parafinada.
- Compresión Inconfinada en muestras de suelo Norma de Ensayo INV E – 152.

4 análisis de los resultados

Los resultados de los ensayos de laboratorio realizados a las muestras obtenidas en la exploración de campo proporcionan los elementos básicos para:

- Clasificación de los suelos mediante los sistemas de la U.S.C.
- Determinación del qu
- El análisis de asentamientos
- Facilitar el calcular la capacidad portante del suelo.
- Desde el punto de vista de la ingeniería civil y cimentaciones, el número de sondeos realizados durante la fase de exploración, las profundidades máximas posibles de perforación alcanzada, fueron suficientes en la obtención de toda la información geotécnica de los estratos.
- En el cuadro “resumen *resultados ensayos de laboratorio estudio de suelos*”, se puede apreciar humedad, límites de consistencia, índice de plasticidad, granulometría, clasificación, Gs, Peso Unitario y resistencia a la penetración normal N de cada estrato.

V PERFIL ESTRATIGRAFICO O CONFORMACION DEL SUBSUELO

El subsuelo explorado a través del área del proyecto muestra características estratigráficas homogéneas para el perfil de la zona, las capas encontradas presentan discontinuidad, con variaciones en los espesores. Conforme a la distribución del área de estudio se encontró la siguiente estratigrafía:

SONDEO No. 6 **MURO DE CONTENCIÓN: L: 40M - H:3.0 M**
N: 2º55'28.3116"
W: 75º6'3.6504"

Profundidad (m)		e (m)	Clas USC	SPT N	Descripción
Desde	Hasta				
0.00	0.50	0.50	**ML**	**4-9**	LIMO INORGANICO DE BAJA PLASTICIDAD - COLOR HABANO CLARO VETAS BLANCAS. Humedad Media. Consistencia Media a Firme. PRESENCIA DE ROCAS PARTIDAS.
0.50	1.50	1.00	**GC**	**5-6**	GRAVA ARCILLOSA - COLOR HABANO CLARO VETAS GRICES. Humedad Baja. Consistencia Media. PRESENCIA DE FRAGMENTOS DE ROCA.
1.50	2.50	1.00	**SC**	**6-6**	ARENA ARCILLOSA - COLOR HABANO CLARO. Humedad Baja. Consistencia Media. PRESENCIA DE FRAGMENTOS DE ROCA.
2.50	3.50	1.00	**CL**	**9-6**	ARCILLA INORGANICA DE BAJA PLASTICIDAD - COLOR CAFÉ CLARO. Humedad Media. Consistencia Media a Firme. PRESENCIA DE FRAGMENTOS DE ROCA. **qµ= 1,55 kg/cm²** **c = 0,78 kg/cm²**
3.50	4.50	1.00	**GC**	**20-27**	GRAVA ARCILLOSA - COLOR HABANO CLARO VETAS AMARILLAS/GRICES. Humedad Baja. Consistencia Muy Firme. PRESENCIA DE FRAGMENTOS DE ROCA
4.50	5.50	1.00	**SC**	**15-28**	ARENA ARCILLOSA - COLOR HABANO CLARO. Humedad Baja. Consistencia Muy Firme. PRESENCIA DE FRAGMENTOS DE ROCA.
5.50	6.50	1.00	**GC**	**29-30**	GRAVA ARCILLOSA - COLOR HABANO CLARO VETAS GRICES. Humedad Baja. Consistencia Muy Firme a Dura. PRESENCIA DE FRAGMENTOS DE ROCA.
6.50					**Fin del Sondeo** **NO SE DERERMINO NAF**

SONDEO No. 7 **MURO DE CONTENCIÓN: L: 40M - H:3.0 M**
N: 2º55'28.1172"
W: 75º6'3.276"

Profundidad (m)		e (m)	Clas USC	SPT N	Descripción
Desde	Hasta				
0.00	0.50	0.50	**GM**	**8-9**	GRAVA LIMOSA - COLOR HABANO CLARO. Humedad Baja. Consistencia Firme. PRESENCIA DE ROCA.
0.50	1.50	1.00	**SC**	**6-6**	ARENA ARCILLOSA - COLOR HABANO CLARO. Humedad Baja. Consistencia Media - Baja. PRESENCIA DE ROCA.
1.50	2.50	1.00	**SC**	**5-6**	ARENA ARCILLOSA - COLOR HABANA CLARO. Humedad Baja. Consistencia Media. PRESENCIA DE FRAGMENTO DE ROCA.
2.50	3.50	1.00	**CL**	**8-9**	ARCILLA INORGANICA DE BAJA PLASTICIDAD - COLOR HABANO CLARO VETAS AMARILLAS. Humedad Media - Baja. PRESENCIA DE FRAGMENTOS DE ROCA.
3.50	4.50	1.00	**SC**	**22-23**	ARENA ARCILLOSA - COLOR HABANO CLARO. Humedad Media - Baja. Consistencia Muy Firme. PRESENCIA DE FRAGMENTOS DE ROCA.
4.50	5.50	1.00	**SC**	**15-26**	ARENA ARCILLOSA - COLOR HABANO CLARO. Humedad Media - Baja. Consistencia Muy Firme. PRESENCIA DE FRAGMENTOS DE ROCA.
5.50	6.50	1.00	**CL**	**28-30**	ARCILLA INORGANICA DE BAJA PLASTICIDAD - COLOR HABANO CLARO AMARILLO. Humedad Media - Baja. Consistencia Muy Firme a Dura. PRESENCIA DE FRAGMENTOS DE ROCA.
6.50					**Fin del Sondeo** **NO SE DERERMINO NAF**

VI ANALISIS DEL PERFIL ESTRATIGRAFICO

La estratigrafía del subsuelo del sitio, destinado para el **MEJORAMIENTO DE VIA DE TERCER ORDEN CODIGO 30HL01 EN EL CORREGIMIENTO DE VEGALARGA - VEREDA SAN ANTONIO DE ANACONIA COMPONENTE: MURO L: 40M - H:3.0 M** ubicado en el municipio de Neiva – departamento del Huila.

SONDEO 6-7

Se presenta confirmación de suelos gruesos conformados por suelos gruesos como: *GRAVA LIMOSA (GM) – ARENA ARCILLOSA (SC)* y suelos finos compuestos por: *ARCILLA INORGANICA DE BAJA PLASTICIDAD (CL) – LIMO INORGANICO DE BAJA PLASTICIDAD (ML).*

Los valores de los índices de plasticidad (IP) y las características de los finos predominantes (Pasa Tamiz No. 200), nos indican un potencial de expansión bajo en el subsuelo estudiado, garantizando la muy poca o ninguna probabilidad de cambios volumétricos o expansión, capaces de afectar las cimentaciones y por consiguiente las estructuras.

VII NIVEL DE AGUAS FREATICAS (NAF)

Durante el proceso de exploración del subsuelo para el **MEJORAMIENTO DE VIA DE TERCER ORDEN CODIGO 30HL01 EN EL CORREGIMIENTO DE VEGALARGA - VEREDA SAN ANTONIO DE ANACONIA COMPONENTE: MURO L: 40M - H:3.0 M** ubicado en el municipio de Neiva – departamento del Huila.

Por medio de sondeos **NO SE DETERMINO NIVEL DE AGUAS FREATICAS (NAF).**

La determinación del Nivel de Aguas Freáticas se realiza, en una época en dónde predomina el invierno, durante la fecha de exploración agosto 30 - 2025**, se presentan lloviznas en horas de la tarde y tiempo seco – soleado en horas de la mañana.**

Los cambios que el Nivel de Aguas Freáticas sufre durante el año con las estaciones climáticas, se producen de preferencia en zonas bajas con escasa escorrentía lateral. Los cambios de humedad que el suelo sufre por este motivo, dependen tanto de la profundidad media del Nivel de Aguas Freáticas, como de la capilaridad del suelo.

VIII CLIMA

El clima es el resultado de la combinación de elementos de la atmósfera, tales como la precipitación, temperatura, humedad relativa, presión, vientos y los factores que inciden en ellos pueden modificarlo (latitud, altitud y continentalidad). De la distribución y combinación de estos elementos y factores dependen en buena medida la vegetación, los tipos de suelo, la erosión, los regímenes hidrológicos y, en general, las condiciones favorables para asentamiento humano.

Se entiende por clima al conjunto fluctuante de las condiciones atmosféricas, caracterizado por los estados y las evoluciones del tiempo en una porción determinada del espacio geográfico. Las condiciones de la atmósfera en una región de la superficie terrestre, se calcula tomando en consideración los promedios de los estados del tiempo en un período largo de 30 o 40 años.

Además de factores geográficos derivados de la latitud, altitud, cinturones globales de presión y continentalidad, el clima es el resultado de la interrelación de elementos atmosféricos, tales como la precipitación, la temperatura, la humedad relativa, la evaporación, los vientos, la radiación y la insolación, entre otros, que permiten determinar las características climáticas de una región.

El clima es importante, desde el punto de vista físico-biótico por su directa intervención en la evolución de los suelos y el paisaje. Además por ser uno de los elementos o insumos necesarios para la determinación de las amenazas naturales y desde el punto de vista socioeconómico por su influencia en la decisión de utilización de las tierras para determinados usos.

IX COTA 00 DE LAS EXPLORACIONES

La cota **00** de los sondeos realizados, en la exploración del subsuelo para el **MEJORAMIENTO DE VIA DE TERCER ORDEN CODIGO 30HL01 EN EL CORREGIMIENTO DE VEGALARGA - VEREDA SAN ANTONIO DE ANACONIA COMPONENTE: MURO L: 40M - H:3.0 M** ubicado en el municipio de Neiva – departamento del Huila, corresponde a la superficie actual del terreno donde se localizaron cada uno.

Esperando en prestarle el mejor servicio a tiempo, confiable y con calidad.

Atentamente,

Ingensayos Colombia SAS
Laboratorio

MAIRA BONILLA RAMOS
Ingeniera Civil
MAT. 19202-21665 CAU

INGENSAYOS COLOMBIA S.A.S.
NIT 901 329 729 – 2
Laboratorio
Suelos – Concretos – Pavimentos - Materiales

GOBERNACIÓN DEL DEL HUILA

ESTUDIO DE SUELOS
PARA EL CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE

ESTUDIO GEOTÉCNICO: MEJORAMIENTO DE VIA DE TERCER ORDEN CODIGO 30HL01 EN EL CORREGIMIENTO DE VEGALARGA - VEREDA SAN ANTONIO DE ANACONIA COMPONENTE: MURO L: 40M - H:3.0 M
MUNICIPIO DE NEIVA - DEPARTAMENTO DEL HUILA.

RESULTADOS DE LABORATORIO

NEIVA
SEPTIEMBRE - 2025

Oficina Ingensayos Colombia S.A.S. - Calle 25N No. 9 BW - 08 Barrio Villa del Rio
Tel-Fax: 8717314 - Celular 3212972575
email: ingensayoscolombiasas@gmail.com NEIVA - HUILA - COLOMBIA

INGENSAYOS COLOMBIA S.A.S.
NIT 901 329 729 – 2
Laboratorio
Suelos – Concretos – Pavimentos - Materiales

PERFIL ESTRATIGRAFICO

CLIENTE : GOBERNACIÒN DEL HUILA — **FECHA INICIO** AGOSTO 30 - 2025

PROYECTO: MEJORAMIENTO DE VIA DE TERCER ORDEN CODIGO 30HL01 EN EL CORREGIMIENTO DE VEGALARGA - VEREDA SAN ANTONIO DE ANACONIA **COMPONENTE: MURO L: 40M - H:3.0 M** DEL MUNICIPIO DE NEIVA, HUILA. — **FECHA ENSAYO** AGOSTO 31 - 2025

LOCALIZACION CORREGIMIENTO: VEGALARGA - MUNICIPIO: NEIVA - DEPARTAMENTO: HUILA

APIQUE No. 6 — **LADO** EJE IZQUIERDO — **COORDENADAS** N: 2º55'28.3116" W: 75º6'3.6504"

Profundidad metros		Mtra No.	SIMBOLO GRAFICO	DESCRIPCION	SPT N	LIMITES (%) LL	LP	IP	HUMEDAD %	CLASIFICACION U.S.C.S.
0.00-0.20	SPT	1		LIMO INORGANICO DE BAJA PLASTICIDAD - COLOR HABANO CLARO VETAS BLANCAS. Humedad Media. Consistencia Media a Firme. PRESENCIA DE ROCAS PARTIDAS.	9	28,7	22,5	6,2	15,2	ML
0.20-0.50	SPT				4					
	0,50									
0,50-1,00	SPT	2		GRAVA ARCILLOSA - COLOR HABANO CLARO VETAS GRICES. Humedad Baja. Consistencia Media. PRESENCIA DE FRAGMENTOS DE ROCA.	6	28,4	21,2	7,2	6,4	GC
	1,00									
1,00-1,50	SPT				5					
	1,50									
1,50-2,00	SPT	3		ARENA ARCILLOSA - COLOR HABANO CLARO. Humedad Baja. Consistencia Media. PRESENCIA DE FRAGMENTOS DE ROCA.	6	28,4	20,5	7,9	8,8	SC
	2,00									
2,00-2,50	SPT				6					
	2,50			ARCILLA INORGANICA DE BAJA PLASTICIDAD - COLOR CAFÉ CLARO. Humedad Media. Consistencia Media a Firme. PRESENCIA DE FRAGMENTOS DE ROCA.						
2,50-3,00	SPT				9					
TOMA DE COMPRESIÓN INCONFINADA		4		**qμ= 1,55 kg/cm²**	SH1	27,0	19,5	7,47	15,0	CL
				c = 0,78 kg/cm²						
	3,00									
3,00-3,50	SPT			ARCILLA INORGANICA DE BAJA PLASTICIDAD - COLOR CAFÉ CLARO. Humedad Media. Consistencia Media a Firme. PRESENCIA DE FRAGMENTOS DE ROCA.	6					
	3,50									
3,50-4,00	SPT	5		GRAVA ARCILLOSA - COLOR HABANO CLARO VETAS AMARILLAS/GRICES. Humedad Baja. Consistencia Muy Firme. PRESENCIA DE FRAGMENTOS DE ROCA	20	27,4	19,2	8,1	7,7	GC
	4,00									
4,00-4,50	SPT				27					
	4,50									
4,50-5,00	SPT	6		ARENA ARCILLOSA - COLOR HABANO CLARO. Humedad Baja. Consistencia Muy Firme. PRESENCIA DE FRAGMENTOS DE ROCA.	15	27,6	17,6	10,0	9,6	SC
	5,00									
5,00-5,50	SPT				28					
	5,50									
5,50-6,00	SPT	7		GRAVA ARCILLOSA - COLOR HABANO CLARO VETAS GRICES. Humedad Baja. Consistencia Muy Firme a Dura. PRESENCIA DE FRAGMENTOS DE ROCA.	30	27,1	16,3	10,7	8,0	GC
	6,00									
6,00-6,50	SPT				29					
	6,50			***FIN DEL SONDEO***						
				NO SE DETERMINO NIVEL FREATICO						

NAF INICIAL ____ **metros** — NAF 2 HRAS ____ **metros**

SH : *TUBO SHELBY* — **S.P.T** : PENETRACION ESTANDAR — **BR :** *BARRENO* — **MAN BOL** *MANUAL EN BOLSA*

MAIRA BONILLA RAMOS
INGENIERA CIVIL
ESPECIALISTA EN VÍAS TERRESTRES
MAT. 19202-21665 CAU

INGENSAYOS COLOMBIA S.A.S.
NIT 901 329 729 – 2
Laboratorio
Suelos – Concretos – Pavimentos - Materiales

ANALISIS GRANULOMETRICO Y LIMITES DE CONSISTENCIA LIQUIDO Y PLASTICO

(NORMAS I.N.V. E - 125 / E - 126/ E-123)

CLIENTE GOBERNACIÒN DEL HUILA

PROYECTO MEJORAMIENTO DE VIA DE TERCER ORDEN CODIGO 30HL01 EN EL CORREGIMIENTO DE VEGALARGA - VEREDA SAN ANTONIO DE ANACONIA COMPONENTE: MURO L: 40M - H:3.0 M DEL MUNICIPIO DE NEIVA, HUILA.

LOCALIZACION CORREGIMIENTO: VEGALARGA - MUNICIPIO: NEIVA - DEPARTAMENTO: HUILA

DESCRIPCION LIMO INORGANICO DE BAJA PLASTICIDAD

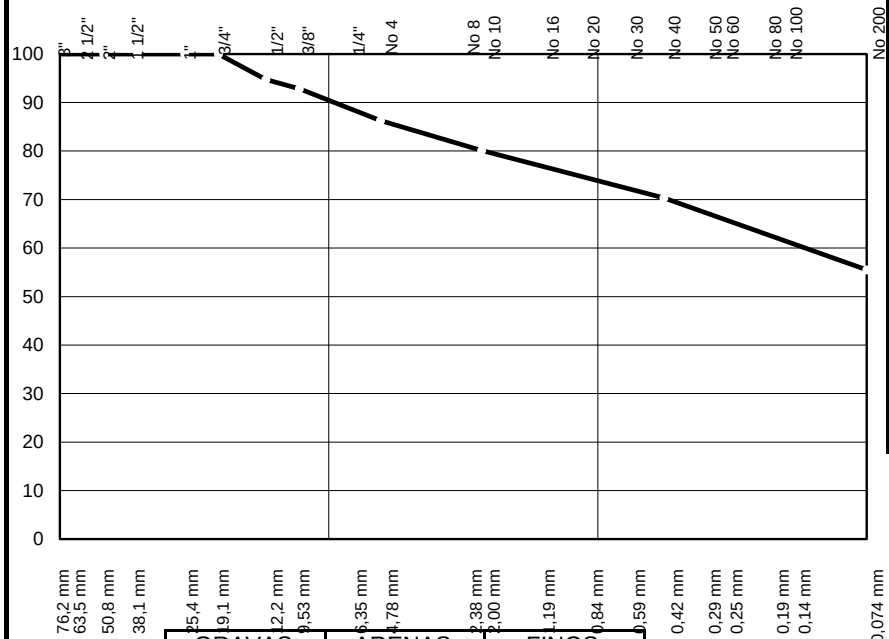
COLOR HABANO CLARO VETAS BLANCAS

SONDEO: **6** MUESTRA: **1**

FECHA ENSAYO: **AGOSTO 31 - 2025**

PROFUNDIDAD: **0,10-1,10** **metros**

GRADACIÓN



PESO INICIAL (gr) : 517,4

TAMIZ No	PESO RETENIDO	% RETENIDO	% PASA
3"		0,0	100,0
2"		0,0	100,0
1 1/2"		0,0	100,0
1"		0,0	100,0
3/4"		0,0	100,0
1/2"	27,1	5,2	94,8
3/8"	9,9	1,9	92,8
No 4	33,9	6,6	86,3
10	31,9	6,2	80,1
40	50,6	9,8	70,4
200	76,7	14,8	55,5
-200	287,3	55,5	

GRAVAS:	ARENAS:	FINOS:
13,7%	30,8%	55,5%

LIMITES DE ATTERBERG

LÍMITE LíQUIDO

No GOLPES	15	25	36	
P_1 (gr)	10,49	10,72	11,55	
P_2 (gr)	9,16	9,34	10,03	
P_3 (gr)	4,74	4,48	4,53	
% HUMEDAD	30,1	28,4	27,6	

LÍMITE PLÁSTICO

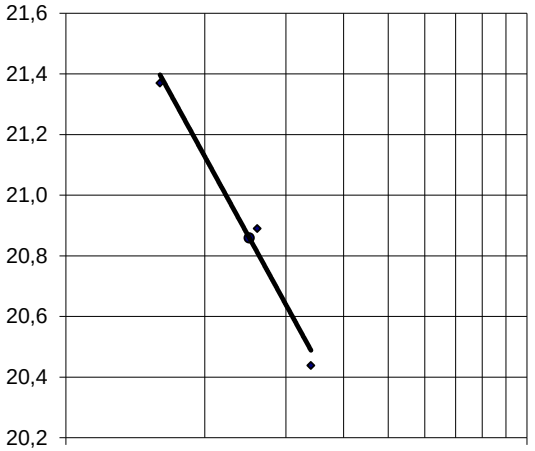
w. Nral

P_1 (gr)	10,92	10,50		676,6
P_2 (gr)	9,85	9,37		598,1
P_3 (gr)	4,77	4,66		80,7
% HUMEDAD	21,1	24,0		15,2

	Especific.	Resultado
LÍMITE LÍQUIDO:		28,7
LÍMITE PLASTICO:		22,5
ÍNDICE DE PLASTICIDAD:		6,2
HUMEDAD NATURAL:		15,2
ÍNDICE DE LIQUIDEZ:		

C_u = _____ C_c = _____

LÍMITES DE ATTERBERG



CLASIFICACIÓN
ML
LIMO INORGANICO DE BAJA PLASTICIDAD

OBSERVACIONES:

REVISÓ

Oficina Ingensayos Colombia S.A.S. - Calle 25N 9BW 08 Barrio Villa del Rio - Tel-Fax : 6088661664 - Celular 321-2972575
email: ingensayocolombiasas@gmail.com NEIVA - HUILA - COLOMBIA

INGENSAYOS COLOMBIA S.A.S.
NIT 901 329 729 – 2
Laboratorio
Suelos – Concretos – Pavimentos - Materiales

ANALISIS GRANULOMETRICO Y LIMITES DE CONSISTENCIA LIQUIDO Y PLASTICO

(NORMAS I.N.V. E - 125 / E - 126/ E-123)

CLIENTE GOBERNACIÒN DEL HUILA

PROYECTO MEJORAMIENTO DE VIA DE TERCER ORDEN CODIGO 30HL01 EN EL CORREGIMIENTO DE VEGALARGA - VEREDA SAN ANTONIO DE ANACONIA COMPONENTE: MURO L: 40M - H:3.0 M DEL MUNICIPIO DE NEIVA, HUILA.

LOCALIZACION CORREGIMIENTO: VEGALARGA - MUNICIPIO: NEIVA - DEPARTAMENTO: HUILA

DESCRIPCION GRAVA ARCILLOSA

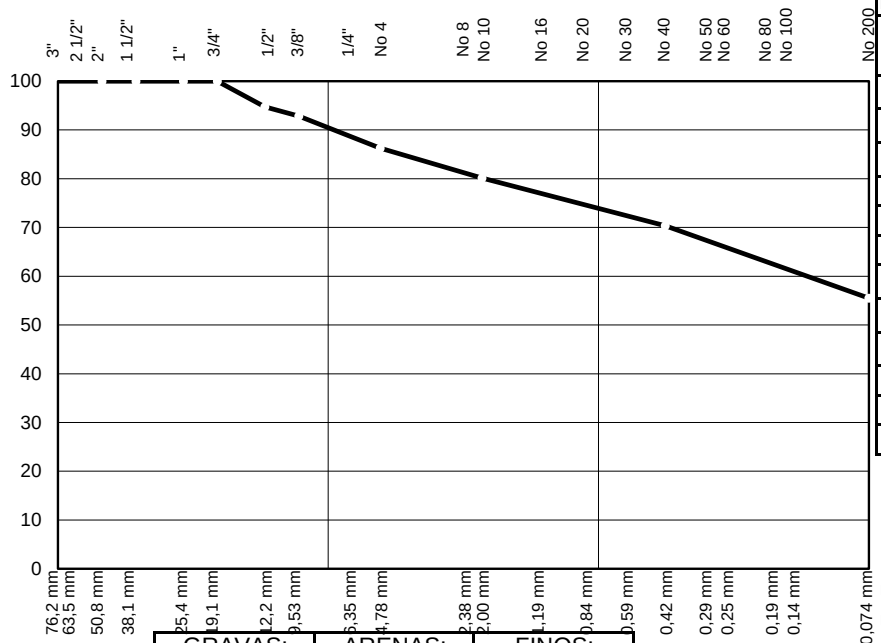
COLOR HABANO CLARO VETAS GRICES

SONDEO: **6** MUESTRA: **2**

FECHA ENSAYO: **AGOSTO 31 - 2025**

PROFUNDIDAD: **1,10-2,10** **metros**

GRADACIÓN



PESO INICIAL (gr) : 80,3

TAMIZ No	PESO RETENIDO	% RETENIDO	% PASA
3"		0,0	100,0
2"		0,0	100,0
1 1/2"		0,0	100,0
1"		0,0	100,0
3/4"	15,9	19,8	80,2
1/2"	12,8	15,9	64,3
3/8"	5,3	6,6	57,7
No 4	7,4	9,2	48,4
10	5,9	7,3	41,1
40	6,9	8,6	32,5
200	6,4	8,0	24,5
-200	19,7	24,5	

GRAVAS:	ARENAS:	FINOS:
51,6%	23,9%	24,5%

LIMITES DE ATTERBERG

LÍMITE LíQUIDO

No GOLPES	14	25	35	
P_1 (gr)	10,52	10,78	11,00	
P_2 (gr)	9,18	9,44	9,58	
P_3 (gr)	4,61	4,68	4,48	
% HUMEDAD	29,3	28,2	27,8	

LÍMITE PLÁSTICO

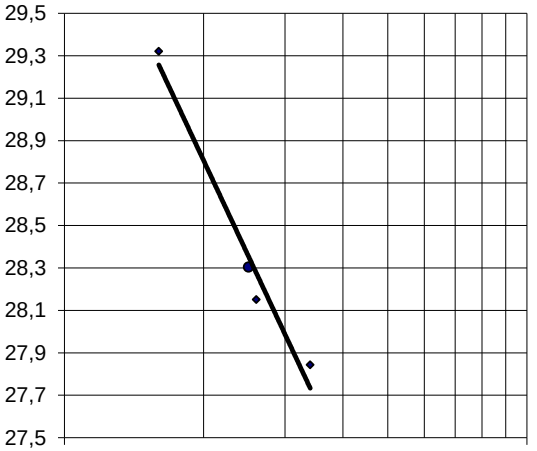
w. Nral

P_1 (gr)	10,90	10,58		124,9
P_2 (gr)	9,78	9,45		119,8
P_3 (gr)	4,35	4,26		39,5
% HUMEDAD	20,6	21,8		6,4

	Especific.	Resultado
LÍMITE LÍQUIDO:		28,4
LÍMITE PLASTICO:		21,2
ÍNDICE DE PLASTICIDAD:		7,2
HUMEDAD NATURAL:		6,4
ÍNDICE DE LIQUIDEZ:		

C_u = _____ C_c = _____

LÍMITES DE ATTERBERG



OBSERVACIONES:

CLASIFICACIÓN
GC
GRAVA ARCILLOSA

REVISÓ

Oficina Ingensayos Colombia S.A.S. - Calle 25N 9BW 08 Barrio Villa del Rio - Tel-Fax : 6088661664 - Celular 321-2972575
email: ingensayocolombiasas@gmail.com NEIVA - HUILA - COLOMBIA

INGENSAYOS COLOMBIA S.A.S.
NIT 901 329 729 – 2
Laboratorio
Suelos – Concretos – Pavimentos - Materiales

ANALISIS GRANULOMETRICO Y LIMITES DE CONSISTENCIA LIQUIDO Y PLASTICO

(NORMAS I.N.V. E - 125 / E - 126/ E-123)

CLIENTE GOBERNACIÒN DEL HUILA

PROYECTO MEJORAMIENTO DE VIA DE TERCER ORDEN CODIGO 30HL01 EN EL CORREGIMIENTO DE VEGALARGA - VEREDA SAN ANTONIO DE ANACONIA COMPONENTE: MURO L: 40M - H:3.0 M DEL MUNICIPIO DE NEIVA, HUILA.

LOCALIZACION CORREGIMIENTO: VEGALARGA - MUNICIPIO: NEIVA - DEPARTAMENTO: HUILA

DESCRIPCION ARENA ARCILLOSA

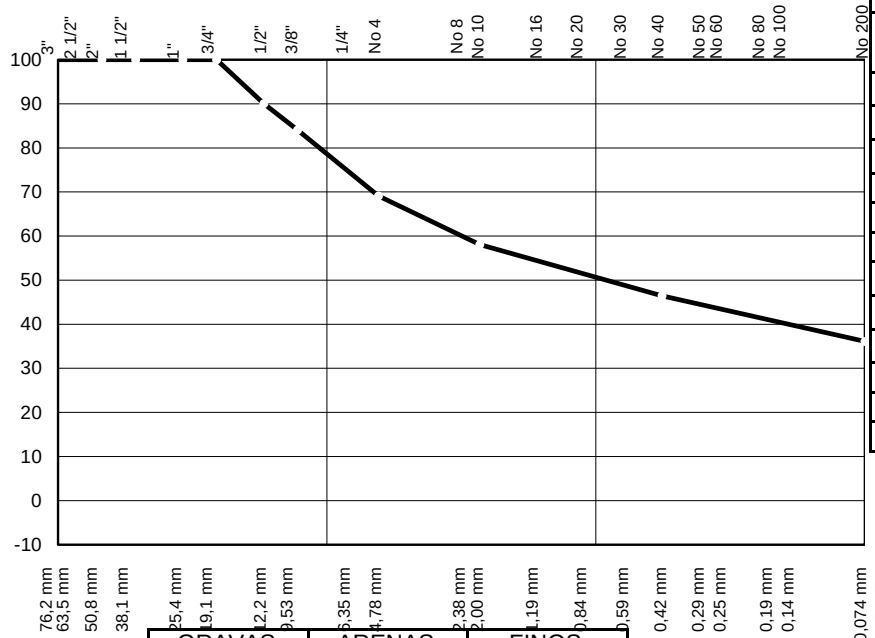
COLOR HABANO CLARO

SONDEO: **6** MUESTRA: **3**

FECHA ENSAYO: **AGOSTO 31 - 2025**

PROFUNDIDAD: **2,10-3,10** **metros**

GRADACIÓN



PESO INICIAL (gr) :			77,3
TAMIZ No	PESO RETENIDO	% RETENIDO	% PASA
3"		0,0	100,0
2"		0,0	100,0
1 1/2"		0,0	100,0
1"		0,0	100,0
3/4"		0,0	100,0
1/2"	7,7	10,0	90,0
3/8"	4,6	6,0	84,1
No 4	11,6	15,0	69,1
10	8,5	11,0	58,1
40	9,0	11,6	46,4
200	8,0	10,3	36,1
-200	27,9	36,1	

GRAVAS:	ARENAS:	FINOS:
30,9%	33,0%	36,1%

LIMITES DE ATTERBERG

LÍMITE LíQUIDO

No GOLPES	15	26	35	
P_1 (gr)	10,55	10,70	11,29	
P_2 (gr)	9,18	9,33	9,84	
P_3 (gr)	4,53	4,45	4,62	
% HUMEDAD	29,5	28,1	27,8	

LÍMITE PLÁSTICO

w. Nral

P_1 (gr)	10,91	10,77		124,5
P_2 (gr)	9,84	9,69		117,7
P_3 (gr)	4,52	4,52		40,4
% HUMEDAD	20,1	20,9		8,8

	Especific.	Resultado
LÍMITE LÍQUIDO:		28,4
LÍMITE PLASTICO:		20,5
ÍNDICE DE PLASTICIDAD:		7,9
HUMEDAD NATURAL:		8,8
ÍNDICE DE LIQUIDEZ:		

C_u = _____ C_c = _____

LÍMITES DE ATTERBERG



OBSERVACIONES:

CLASIFICACIÓN
SC
ARENA ARCILLOSA

REVISÓ

Oficina Ingensayos Colombia S.A.S. - Calle 25N 9BW 08 Barrio Villa del Rio - Tel-Fax : 6088661664 - Celular 321-2972575
email: ingensayocolombiasas@gmail.com NEIVA - HUILA - COLOMBIA

INGENSAYOS COLOMBIA S.A.S.
NIT 901 329 729 – 2
Laboratorio
Suelos – Concretos – Pavimentos - Materiales

ANALISIS GRANULOMETRICO Y LIMITES DE CONSISTENCIA LIQUIDO Y PLASTICO

(NORMAS I.N.V. E - 125 / E - 126/ E-123)

CLIENTE GOBERNACIÒN DEL HUILA

PROYECTO MEJORAMIENTO DE VIA DE TERCER ORDEN CODIGO 30HL01 EN EL CORREGIMIENTO DE VEGALARGA - VEREDA SAN ANTONIO DE ANACONIA COMPONENTE: MURO L: 40M - H:3.0 M DEL MUNICIPIO DE NEIVA, HUILA.

LOCALIZACION CORREGIMIENTO: VEGALARGA - MUNICIPIO: NEIVA - DEPARTAMENTO: HUILA

DESCRIPCION ARCILLA INORGANICA DE BAJA A MEDIA PLASTICIDAD

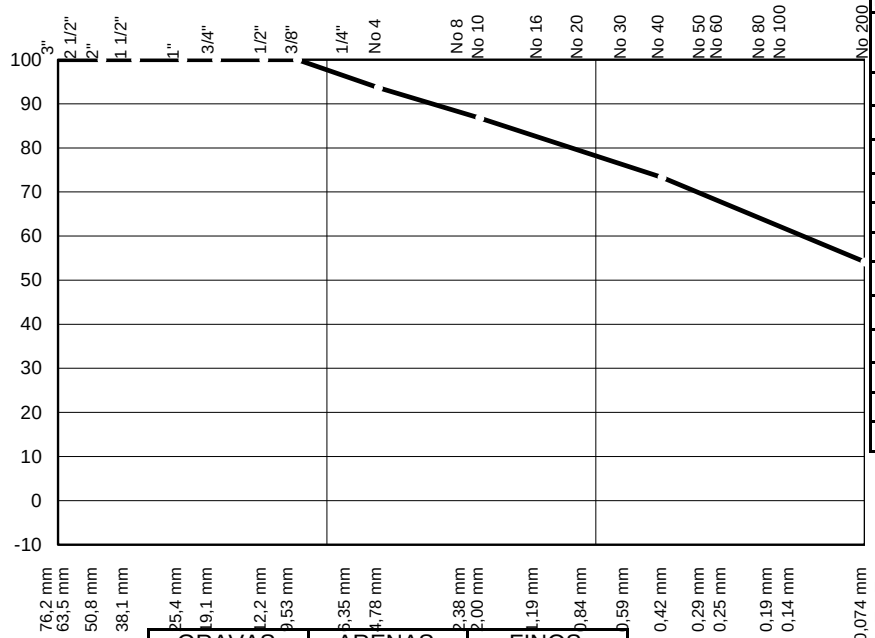
COLOR CAFÉ CLARO

SONDEO: **6** MUESTRA: **4**

FECHA ENSAYO: **AGOSTO 31 - 2025**

PROFUNDIDAD: **3,10-4,10** **metros**

GRADACIÓN



PESO INICIAL (gr) : 81,6

TAMIZ No	PESO RETENIDO	% RETENIDO	% PASA
3"		0,0	100,0
2"		0,0	100,0
1 1/2"		0,0	100,0
1"		0,0	100,0
3/4"		0,0	100,0
1/2"		0,0	100,0
3/8"		0,0	100,0
No 4	5,2	6,4	93,6
10	5,6	6,9	86,8
40	11,0	13,5	73,3
200	15,6	19,1	54,2
-200	44,2	54,2	

GRAVAS:	ARENAS:	FINOS:
6,4%	39,5%	54,2%

LIMITES DE ATTERBERG

LÍMITE LíQUIDO

No GOLPES	15	25	34	
P_1 (gr)	10,50	10,85	11,00	
P_2 (gr)	9,13	9,48	9,68	
P_3 (gr)	4,33	4,37	4,51	
% HUMEDAD	28,5	26,8	25,5	

LÍMITE PLÁSTICO

				w. Nral
P_1 (gr)	11,00	10,28		139,9
P_2 (gr)	9,92	9,34		127,7
P_3 (gr)	4,35	4,54		46,1
% HUMEDAD	19,4	19,6		15,0

	Especific.	Resultado
LÍMITE LÍQUIDO:		27,0
LÍMITE PLASTICO:		19,5
ÍNDICE DE PLASTICIDAD:		7,5
HUMEDAD NATURAL:		15,0
ÍNDICE DE LIQUIDEZ:		

C_u = _____ C_c = _____

LÍMITES DE ATTERBERG



OBSERVACIONES:

CLASIFICACIÓN
CL
ARCILLA INORGANICA DE BAJA A MEDIA PLASTICIDAD

REVISÓ

Oficina Ingensayos Colombia S.A.S. - Calle 25N 9BW 08 Barrio Villa del Rio - Tel-Fax : 6088661664 - Celular 321-2972575
email: ingensayocolombiasas@gmail.com NEIVA - HUILA - COLOMBIA

INGENSAYOS COLOMBIA S.A.S.
NIT 901 329 729 – 2
Laboratorio
Suelos – Concretos – Pavimentos - Materiales

ANALISIS GRANULOMETRICO Y LIMITES DE CONSISTENCIA LIQUIDO Y PLASTICO

(NORMAS I.N.V. E - 125 / E - 126/ E-123)

CLIENTE GOBERNACIÒN DEL HUILA

PROYECTO MEJORAMIENTO DE VIA DE TERCER ORDEN CODIGO 30HL01 EN EL CORREGIMIENTO DE VEGALARGA - VEREDA SAN ANTONIO DE ANACONIA COMPONENTE: MURO L: 40M - H:3.0 M DEL MUNICIPIO DE NEIVA, HUILA.

LOCALIZACION CORREGIMIENTO: VEGALARGA - MUNICIPIO: NEIVA - DEPARTAMENTO: HUILA

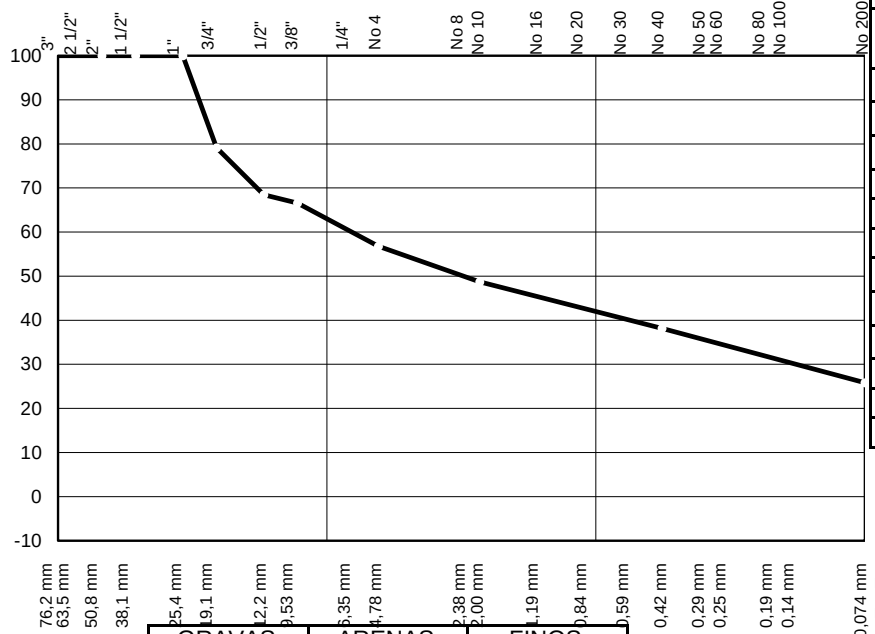
DESCRIPCION GRAVA ARCILLOSA

COLOR HABANO CLARO VETAS AMARILLAS/GRICES

SONDEO: **6** MUESTRA: **5**

FECHA ENSAYO: **AGOSTO 31 - 2025**

PROFUNDIDAD: **4,10-5,10** **metros**



GRAVAS:	ARENAS:	FINOS:
43,2%	30,9%	25,8%

GRADACIÓN

PESO INICIAL (gr) : 80,5

TAMIZ No	PESO RETENIDO	% RETENIDO	% PASA
3"		0,0	100,0
2"		0,0	100,0
1 1/2"		0,0	100,0
1"		0,0	100,0
3/4"	16,8	20,9	79,1
1/2"	8,6	10,7	68,4
3/8"	1,5	1,9	66,6
No 4	7,9	9,8	56,8
10	6,5	8,1	48,7
40	8,5	10,6	38,1
200	9,9	12,3	25,8
-200	20,8	25,8	

	Especific.	Resultado
LÍMITE LÍQUIDO:		27,4
LÍMITE PLASTICO:		19,2
ÍNDICE DE PLASTICIDAD:		8,1
HUMEDAD NATURAL:		7,7
ÍNDICE DE LIQUIDEZ:		

C_u = C_c =

LIMITES DE ATTERBERG

LÍMITE LíQUIDO

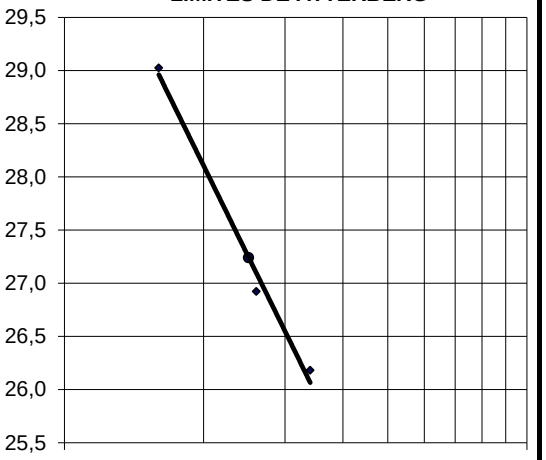
No GOLPES	16	25	35	
P_1 (gr)	10,41	10,53	10,88	
P_2 (gr)	9,04	9,27	9,55	
P_3 (gr)	4,32	4,59	4,47	
% HUMEDAD	29,0	26,9	26,2	

LÍMITE PLÁSTICO

w. Nral

P_1 (gr)	10,80	11,10		126,6
P_2 (gr)	9,77	10,00		120,4
P_3 (gr)	4,24	4,46		39,9
% HUMEDAD	18,6	19,9		7,7

LÍMITES DE ATTERBERG



OBSERVACIONES:

CLASIFICACIÓN
GC
GRAVA ARCILLOSA

REVISÓ

Oficina Ingensayos Colombia S.A.S. - Calle 25N 9BW 08 Barrio Villa del Rio - Tel-Fax : 6088661664 - Celular 321-2972575
email: ingensayocolombiasas@gmail.com NEIVA - HUILA - COLOMBIA

INGENSAYOS COLOMBIA S.A.S.
NIT 901 329 729 – 2
Laboratorio
Suelos – Concretos – Pavimentos - Materiales

ANALISIS GRANULOMETRICO Y LIMITES DE CONSISTENCIA LIQUIDO Y PLASTICO

(NORMAS I.N.V. E - 125 / E - 126/ E-123)

CLIENTE GOBERNACIÒN DEL HUILA

PROYECTO MEJORAMIENTO DE VIA DE TERCER ORDEN CODIGO 30HL01 EN EL CORREGIMIENTO DE VEGALARGA - VEREDA SAN ANTONIO DE ANACONIA COMPONENTE: MURO L: 40M - H:3.0 M DEL MUNICIPIO DE NEIVA, HUILA.

LOCALIZACION CORREGIMIENTO: VEGALARGA - MUNICIPIO: NEIVA - DEPARTAMENTO: HUILA

DESCRIPCION ARENA ARCILLOSA

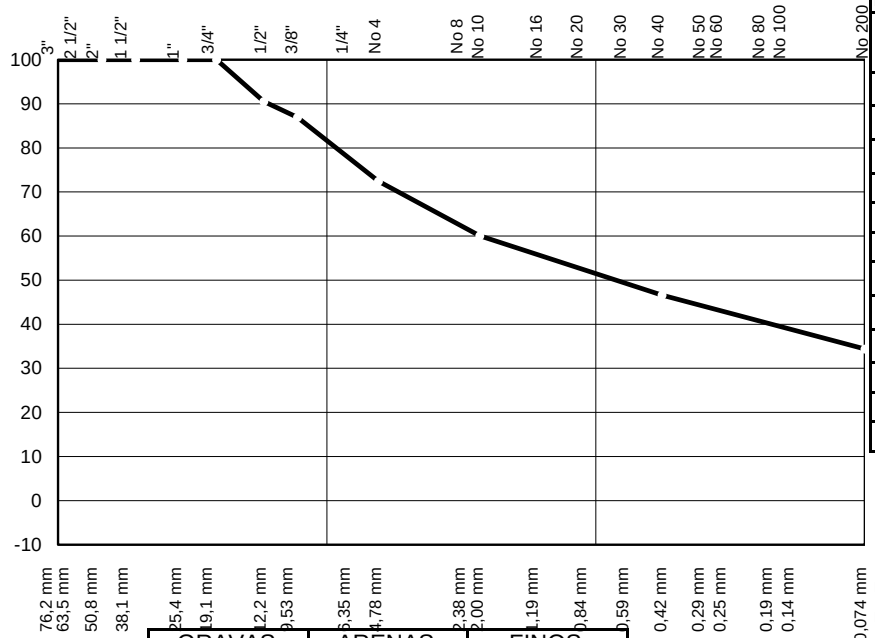
COLOR HABANO CLARO

SONDEO: **6** MUESTRA: **6**

FECHA ENSAYO: **AGOSTO 31 - 2025**

PROFUNDIDAD: **5,10-6,10** **metros**

GRADACIÓN



GRAVAS:	ARENAS:	FINOS:
27,6%	38,0%	34,4%

PESO INICIAL (gr) : 79,4

TAMIZ No	PESO RETENIDO	% RETENIDO	% PASA
3"		0,0	100,0
2"		0,0	100,0
1 1/2"		0,0	100,0
1"		0,0	100,0
3/4"		0,0	100,0
1/2"	7,5	9,4	90,6
3/8"	2,9	3,7	86,9
No 4	11,5	14,5	72,4
10	9,8	12,3	60,1
40	10,7	13,5	46,6
200	9,7	12,2	34,4
-200	27,3	34,4	

	Especific.	Resultado
LÍMITE LÍQUIDO:		27,6
LÍMITE PLASTICO:		17,6
ÍNDICE DE PLASTICIDAD:		10,0
HUMEDAD NATURAL:		9,6
ÍNDICE DE LIQUIDEZ:		

C_u = C_c =

LIMITES DE ATTERBERG

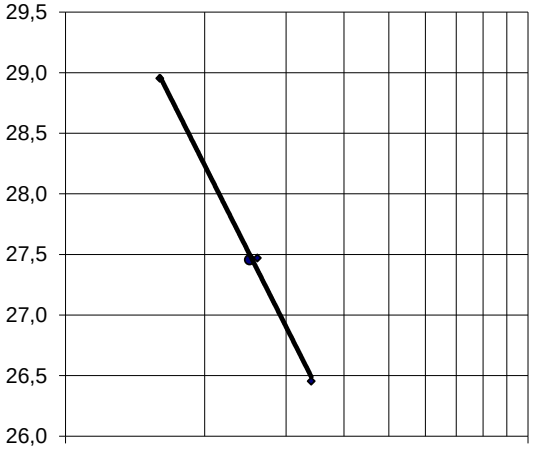
LÍMITE LíQUIDO

No GOLPES	15	25	35	
P_1 (gr)	10,70	11,00	11,23	
P_2 (gr)	9,29	9,61	9,82	
P_3 (gr)	4,42	4,55	4,49	
% HUMEDAD	29,0	27,5	26,5	

LÍMITE PLÁSTICO

				w. Nral
P_1 (gr)	10,52	10,69		124,6
P_2 (gr)	9,63	9,74		117,0
P_3 (gr)	4,33	4,57		37,6
% HUMEDAD	16,8	18,4		9,6

LÍMITES DE ATTERBERG



OBSERVACIONES:

CLASIFICACIÓN
SC
ARENA ARCILLOSA

REVISÓ

Oficina Ingensayos Colombia S.A.S. - Calle 25N 9BW 08 Barrio Villa del Rio - Tel-Fax : 6088661664 - Celular 321-2972575
email: ingensayocolombiasas@gmail.com NEIVA - HUILA - COLOMBIA

INGENSAYOS COLOMBIA S.A.S.
NIT 901 329 729 – 2
Laboratorio
Suelos – Concretos – Pavimentos - Materiales

ANALISIS GRANULOMETRICO Y LIMITES DE CONSISTENCIA LIQUIDO Y PLASTICO

(NORMAS I.N.V. E - 125 / E - 126/ E-123)

CLIENTE GOBERNACIÒN DEL HUILA

PROYECTO MEJORAMIENTO DE VIA DE TERCER ORDEN CODIGO 30HL01 EN EL CORREGIMIENTO DE VEGALARGA - VEREDA SAN ANTONIO DE ANACONIA COMPONENTE: MURO L: 40M - H:3.0 M DEL MUNICIPIO DE NEIVA, HUILA.

LOCALIZACION CORREGIMIENTO: VEGALARGA - MUNICIPIO: NEIVA - DEPARTAMENTO: HUILA

DESCRIPCION GRAVA ARCILLOSA

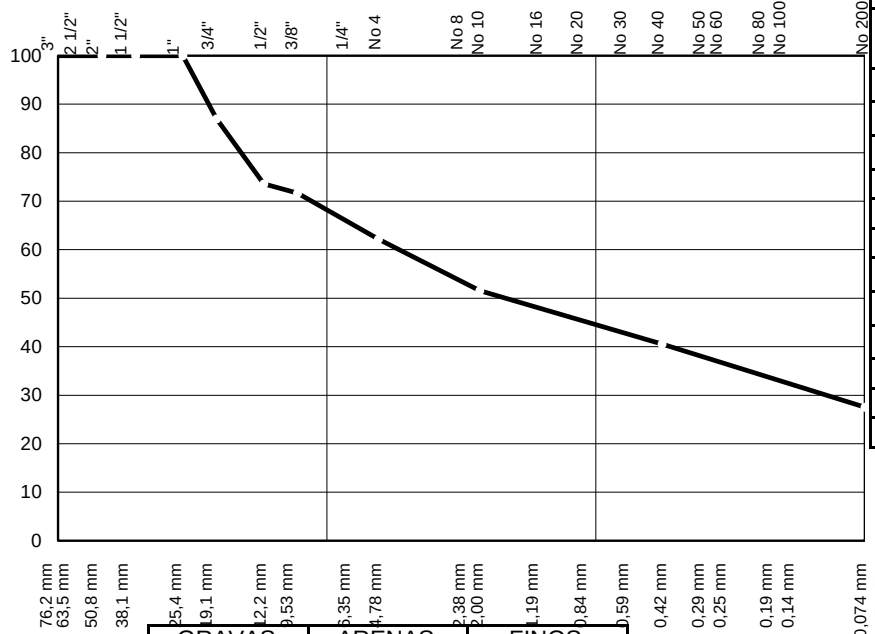
COLOR HABANO CLARO VETAS GRICES

SONDEO: **6** MUESTRA: **7**

FECHA ENSAYO: **AGOSTO 31 - 2025**

PROFUNDIDAD: **5,10-6,10** **metros**

GRADACIÓN



PESO INICIAL (gr) : 87,5

TAMIZ No	PESO RETENIDO	% RETENIDO	% PASA
3"		0,0	100,0
2"		0,0	100,0
1 1/2"		0,0	100,0
1"		0,0	100,0
3/4"	11,4	13,0	87,0
1/2"	11,7	13,4	73,6
3/8"	1,7	1,9	71,7
No 4	8,3	9,5	62,2
10	9,3	10,6	51,5
40	9,6	11,0	40,6
200	11,4	13,0	27,5
-200	24,1	27,5	

GRAVAS:	ARENAS:	FINOS:
37,8%	34,6%	27,5%

LIMITES DE ATTERBERG

LÍMITE LíQUIDO

No GOLPES	16	25	36	
P_1 (gr)	10,69	11,00	11,38	
P_2 (gr)	9,28	9,64	9,94	
P_3 (gr)	4,25	4,60	4,43	
% HUMEDAD	28,0	27,0	26,1	

LÍMITE PLÁSTICO

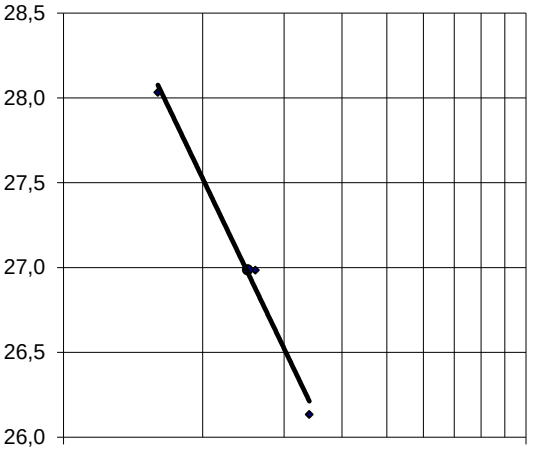
w. Nral

P_1 (gr)	10,70	11,12		141,0
P_2 (gr)	9,81	10,16		134,0
P_3 (gr)	4,30	4,35		46,5
% HUMEDAD	16,2	16,5		8,0

	Especific.	Resultado
LÍMITE LÍQUIDO:		27,1
LÍMITE PLASTICO:		16,3
ÍNDICE DE PLASTICIDAD:		10,7
HUMEDAD NATURAL:		8,0
ÍNDICE DE LIQUIDEZ:		

C_u = _____ C_c = _____

LÍMITES DE ATTERBERG



OBSERVACIONES:

CLASIFICACIÓN
GC
GRAVA ARCILLOSA

REVISÓ

Oficina Ingensayos Colombia S.A.S. - Calle 25N 9BW 08 Barrio Villa del Rio - Tel-Fax : 6088661664 - Celular 321-2972575
email: ingensayocolombiasas@gmail.com NEIVA - HUILA - COLOMBIA

INGENSAYOS COLOMBIA S.A.S.
NIT 901 329 729 – 2
Laboratorio
Suelos – Concretos – Pavimentos - Materiales

PERFIL ESTRATIGRAFICO

CLIENTE : **GOBERNACIÒN DEL HUILA** — **FECHA INICIO** AGOSTO 31 - 2025

PROYECTO: MEJORAMIENTO DE VIA DE TERCER ORDEN CODIGO 30HL01 EN EL CORREGIMIENTO DE VEGALARGA - VEREDA SAN ANTONIO DE ANACONIA **COMPONENTE: MURO L: 40M - H:3.0 M** DEL MUNICIPIO DE NEIVA, HUILA. — **FECHA ENSAYO** SEPTIEMBRE 1 2025

LOCALIZACION CORREGIMIENTO: VEGALARGA - MUNICIPIO: NEIVA - DEPARTAMENTO: HUILA

APIQUE No. 7 **LADO** EJE DERECHO **COORDENADAS** N: 2º55'28.1172" W: 75º6'3.276"

Profundidad (metros)		Mtra No.	SIMBOLO GRAFICO	DESCRIPCION	SPT N	LIMITES (%) LL	LP	IP	HUMEDAD %	CLASIFICACION U.S.C.S.
0.00-0.20	SPT	1		GRAVA LIMOSA - COLOR HABANO CLARO. Humedad Baja. Consistencia Firme. PRESENCIA DE ROCA.	8	28,7	N: 22,5	6,2	5,9	GM
0.20-0,50	SPT				9					
	0,50									
0,50-1,00	SPT	2		ARENA ARCILLOSA - COLOR HABANO CLARO. Humedad Baja. Consistencia Media - Baja. PRESENCIA DE ROCA.	6	28,4	21,2	7,2	11,6	SC
	1,00									
1,00-1,50	SPT				6					
	1,50									
1,50-2,00	SPT	3		ARENA ARCILLOSA - COLOR HABANA CLARO. Humedad Baja. Consistencia Media. PRESENCIA DE FRAGMENTO DE ROCA.	5	28,5	20,5	8,0	9,2	SC
	2,00									
2,00-2,50	SPT				6					
	2,50									
2,50-3,00	SPT	4		ARCILLA INORGANICA DE BAJA PLASTICIDAD - COLOR HABANO CLARO VETAS AMARILLAS. Humedad Media - Baja. PRESENCIA DE FRAGMENTOS DE ROCA.	8	27,0	19,5	7,47	14,3	CL
	3,00									
3,00-3,50	SPT				9					
	3,50									
3,50-4,00	SPT	5		ARENA ARCILLOSA - COLOR HABANO CLARO. Humedad Media - Baja. Consistencia Muy Firme. PRESENCIA DE FRAGMENTOS DE ROCA.	22	27,6	19,2	8,3	11,2	SC
	4,00									
4,00-4,50	SPT				23					
	4,50									
4,50-5,00	SPT	6		ARENA ARCILLOSA - COLOR HABANO CLARO. Humedad Media - Baja. Consistencia Muy Firme. PRESENCIA DE FRAGMENTOS DE ROCA.	15	27,6	17,6	10,0	12,2	SC
	5,00									
5,00-5,50	SPT				26					
	5,50									
5,50-6,00	SPT	7		ARCILLA INORGANICA DE BAJA PLASTICIDAD - COLOR HABANO CLARO AMARILLO. Humedad Media - Baja. Consistencia Muy Firme a Dura. PRESENCIA DE FRAGMENTOS DE ROCA.	28	27,1	16,3	10,7	14,1	CL
	6,00									
6,00-6,50	SPT				30					
	6,50									

FIN DEL SONDEO
NO SE DETERMINO NIVEL FREATICO

NAF INICIAL metros — NAF 2 HRAS metros

SH : *TUBO SHELBY* **S.P.T** : PENETRACION ESTANDAR **BR :** *BARRENO* **MAN BOL** *MANUAL EN BOLSA*

MAIRA BONILLA RAMOS
INGENIERA CIVIL
ESPECIALISTA EN VÍAS TERRESTRES
MAT. 19202-21665 CAU

Oficina Ingensayos Colombia S.A.S. - Calle 25N 9BW 08 Barrio Villa del Rio - Tel-Fax : 8717314 - Celular 3212972575
email: ingensayoscolombiasas@gmail.com NEIVA - HUILA - COLOMBIA

INGENSAYOS COLOMBIA S.A.S.
NIT 901 329 729 – 2
Laboratorio
Suelos – Concretos – Pavimentos - Materiales

ANALISIS GRANULOMETRICO Y LIMITES DE CONSISTENCIA LIQUIDO Y PLASTICO

(NORMAS I.N.V. E - 125 / E - 126/ E-123)

CLIENTE GOBERNACIÒN DEL HUILA

PROYECTO MEJORAMIENTO DE VIA DE TERCER ORDEN CODIGO 30HL01 EN EL CORREGIMIENTO DE VEGALARGA - VEREDA SAN ANTONIO DE ANACONIA COMPONENTE: MURO L: 40M - H:3.0 M DEL MUNICIPIO DE NEIVA, HUILA.

LOCALIZACION CORREGIMIENTO: VEGALARGA - MUNICIPIO: NEIVA - DEPARTAMENTO: HUILA

DESCRIPCION GRAVA LIMOSA

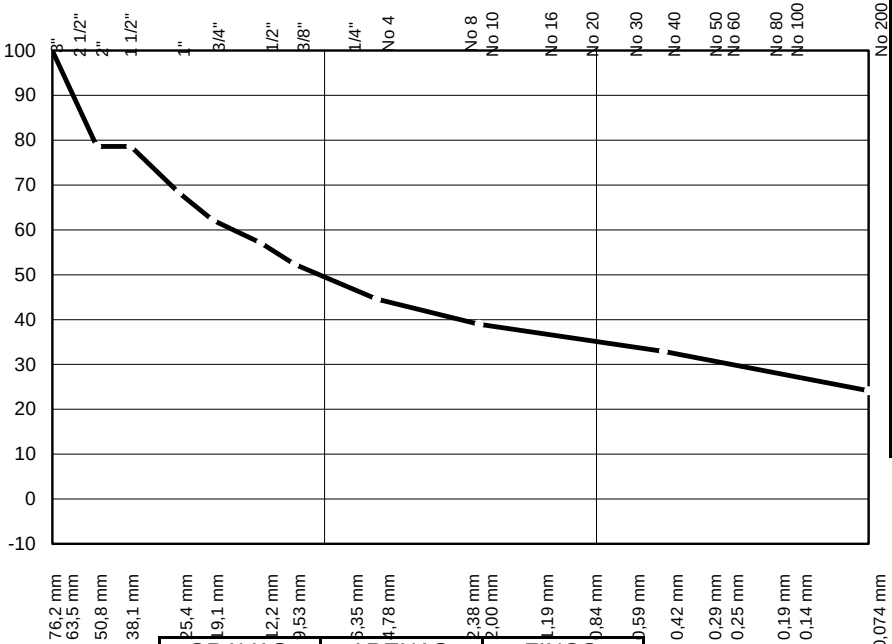
COLOR HABANO CLARO

SONDEO: 7 MUESTRA: 1

FECHA ENSAYO: SEPTIEMBRE 1 2025

PROFUNDIDAD: 0,10-1,10 metros

GRADACIÓN



PESO INICIAL (gr) :			1007,6
TAMIZ No	PESO RETENIDO	% RETENIDO	% PASA
3"		0,0	100,0
2"	215,3	21,4	78,6
1 1/2"	0,0	0,0	78,6
1"	103,5	10,3	68,4
3/4"	62,5	6,2	62,2
1/2"	51,2	5,1	57,1
3/8"	47,7	4,7	52,3
No 4	78,0	7,7	44,6
10	57,1	5,7	38,9
40	60,5	6,0	32,9
200	88,6	8,8	24,1
-200	243,2	24,1	

GRAVAS:	ARENAS:	FINOS:
55,4%	20,5%	24,1%

LIMITES DE ATTERBERG

LÍMITE LíQUIDO

No GOLPES	15	25	36	
P_1 (gr)	10,49	10,72	11,55	
P_2 (gr)	9,16	9,34	10,03	
P_3 (gr)	4,74	4,48	4,53	
% HUMEDAD	30,1	28,4	27,6	

LÍMITE PLÁSTICO

w. Nral

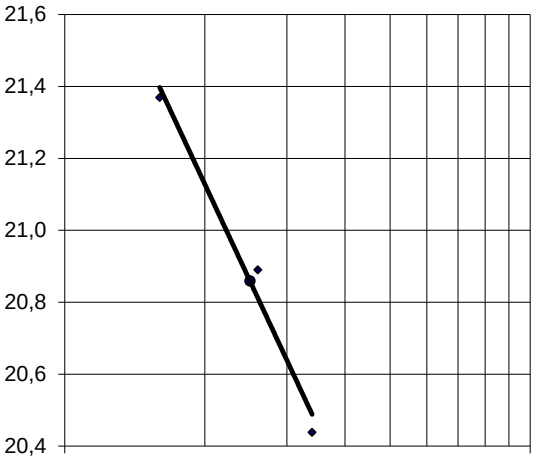
P_1 (gr)	10,92	10,50		1147,2
P_2 (gr)	9,85	9,37		1087,7
P_3 (gr)	4,77	4,66		80,1
% HUMEDAD	21,1	24,0		5,9

	Especific.	Resultado
LÍMITE LÍQUIDO:		28,7
LÍMITE PLASTICO:		22,5
ÍNDICE DE PLASTICIDAD:		6,2
HUMEDAD NATURAL:		5,9
ÍNDICE DE LIQUIDEZ:		

C_u = _____ C_c = _____

CLASIFICACIÓN
GM
GRAVA LIMOSA

LÍMITES DE ATTERBERG



OBSERVACIONES:

REVISÓ

Oficina Ingensayos Colombia S.A.S. - Calle 25N 9BW 08 Barrio Villa del Rio - Tel-Fax : 6088661664 - Celular 321-2972575
email: ingensayocolombiasas@gmail.com NEIVA - HUILA - COLOMBIA

INGENSAYOS COLOMBIA S.A.S.
NIT 901 329 729 – 2
Laboratorio
Suelos – Concretos – Pavimentos - Materiales

ANALISIS GRANULOMETRICO Y LIMITES DE CONSISTENCIA LIQUIDO Y PLASTICO

(NORMAS I.N.V. E - 125 / E - 126/ E-123)

CLIENTE GOBERNACIÒN DEL HUILA

PROYECTO MEJORAMIENTO DE VIA DE TERCER ORDEN CODIGO 30HL01 EN EL CORREGIMIENTO DE VEGALARGA - VEREDA SAN ANTONIO DE ANACONIA COMPONENTE: MURO L: 40M - H:3.0 M DEL MUNICIPIO DE NEIVA, HUILA.

LOCALIZACION CORREGIMIENTO: VEGALARGA - MUNICIPIO: NEIVA - DEPARTAMENTO: HUILA

DESCRIPCION ARENA ARCILLOSA

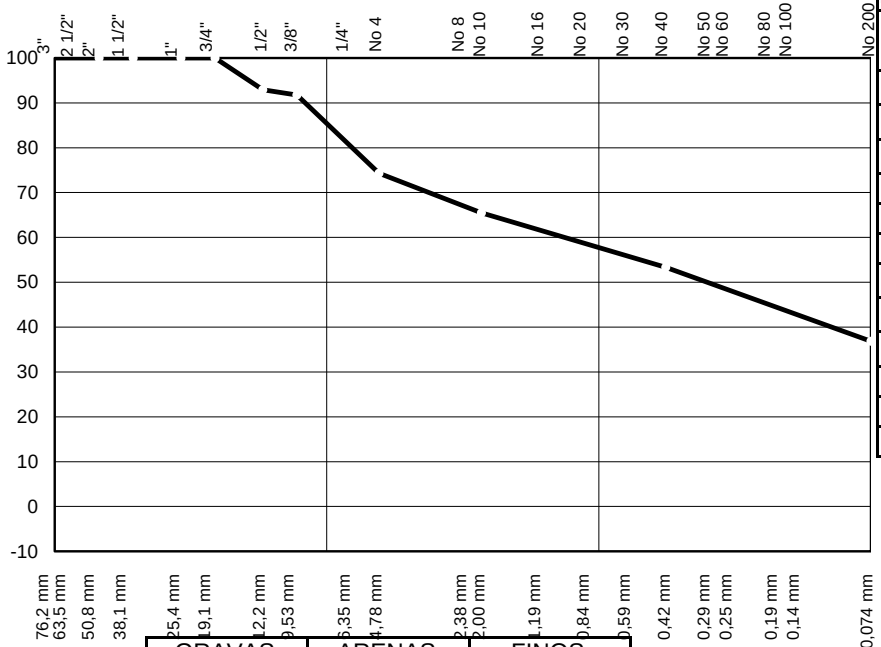
COLOR HABANO CLARO

SONDEO: 7 MUESTRA: 2

FECHA ENSAYO: SEPTIEMBRE 1 2025

PROFUNDIDAD: 1,10-2,10 metros

GRADACIÓN



GRAVAS:	ARENAS:	FINOS:
25,7%	37,4%	36,9%

PESO INICIAL (gr) : 119,1

TAMIZ No	PESO RETENIDO	% RETENIDO	% PASA
3"		0,0	100,0
2"		0,0	100,0
1 1/2"		0,0	100,0
1"		0,0	100,0
3/4"		0,0	100,0
1/2"	8,4	7,1	92,9
3/8"	1,4	1,2	91,8
No 4	20,8	17,5	74,3
10	10,5	8,8	65,5
40	14,5	12,2	53,3
200	19,6	16,5	36,9
-200	43,9	36,9	

LIMITES DE ATTERBERG

LÍMITE LíQUIDO

No GOLPES	15	24	35	
P_1 (gr)	10,52	10,78	11,00	
P_2 (gr)	9,18	9,44	9,58	
P_3 (gr)	4,61	4,68	4,48	
% HUMEDAD	29,3	28,2	27,8	

LÍMITE PLÁSTICO

w. Nral

P_1 (gr)	10,90	10,58		175,1
P_2 (gr)	9,78	9,45		161,3
P_3 (gr)	4,35	4,26		42,2
% HUMEDAD	20,6	21,8		11,6

	Especific.	Resultado
LÍMITE LÍQUIDO:		28,4
LÍMITE PLASTICO:		21,2
ÍNDICE DE PLASTICIDAD:		7,2
HUMEDAD NATURAL:		11,6
ÍNDICE DE LIQUIDEZ:		

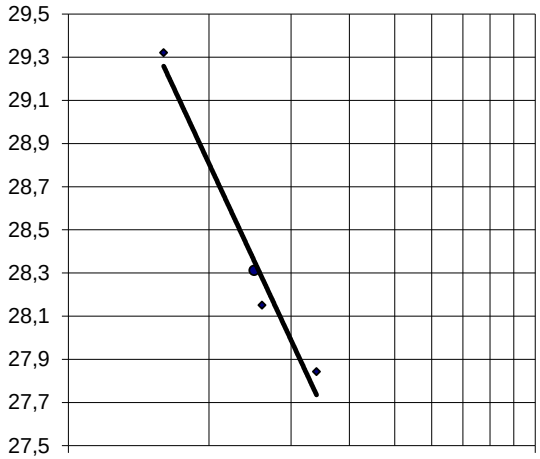
C_u = C_c =

CLASIFICACIÓN

SC

ARENA ARCILLOSA

LÍMITES DE ATTERBERG



OBSERVACIONES:

REVISÓ

Oficina Ingensayos Colombia S.A.S. - Calle 25N 9BW 08 Barrio Villa del Rio - Tel-Fax : 6088661664 - Celular 321-2972575
email: ingensayocolombiasas@gmail.com NEIVA - HUILA - COLOMBIA

INGENSAYOS COLOMBIA S.A.S.
NIT 901 329 729 – 2
Laboratorio
Suelos – Concretos – Pavimentos - Materiales

ANALISIS GRANULOMETRICO Y LIMITES DE CONSISTENCIA LIQUIDO Y PLASTICO

(NORMAS I.N.V. E - 125 / E - 126/ E-123)

CLIENTE **GOBERNACIÒN DEL HUILA**

PROYECTO MEJORAMIENTO DE VIA DE TERCER ORDEN CODIGO 30HL01 EN EL CORREGIMIENTO DE VEGALARGA - VEREDA SAN ANTONIO DE ANACONIA COMPONENTE: MURO L: 40M - H:3.0 M DEL MUNICIPIO DE NEIVA, HUILA.

LOCALIZACION CORREGIMIENTO: VEGALARGA - MUNICIPIO: NEIVA - DEPARTAMENTO: HUILA

DESCRIPCION ARENA ARCILLOSA

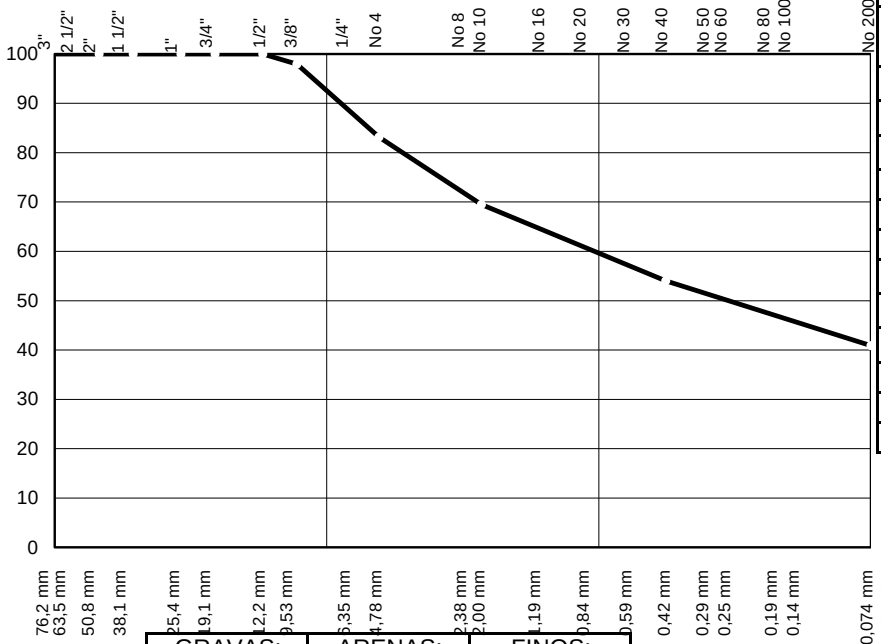
COLOR HABANA CLARO

SONDEO: **7** MUESTRA: **3**

FECHA ENSAYO: **SEPTIEMBRE 1 2025**

PROFUNDIDAD: **2,10-3,10** **metros**

GRADACIÓN



GRAVAS:	ARENAS:	FINOS:
16,8%	42,3%	40,9%

PESO INICIAL (gr) : 73,1

TAMIZ No	PESO RETENIDO	% RETENIDO	% PASA
3"		0,0	100,0
2"		0,0	100,0
1 1/2"		0,0	100,0
1"		0,0	100,0
3/4"		0,0	100,0
1/2"		0,0	100,0
3/8"	1,5	2,1	97,9
No 4	10,8	14,8	83,2
10	10,0	13,7	69,5
40	11,3	15,5	54,0
200	9,6	13,1	40,9
-200	29,9	40,9	

LIMITES DE ATTERBERG

LÍMITE LíQUIDO

No GOLPES	15	25	35	
P_1 (gr)	10,55	10,70	11,29	
P_2 (gr)	9,18	9,32	9,84	
P_3 (gr)	4,53	4,45	4,62	
% HUMEDAD	29,5	28,3	27,8	

LÍMITE PLÁSTICO

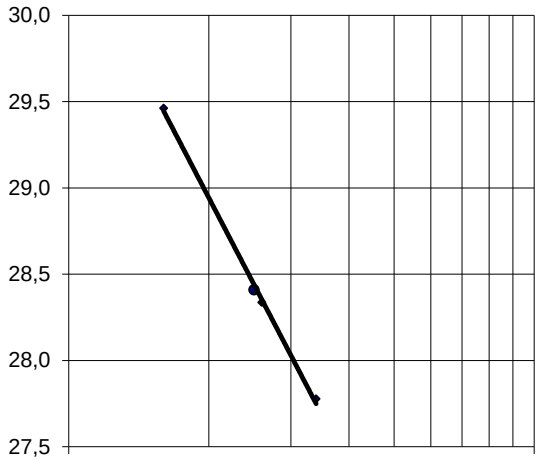
w. Nral

P_1 (gr)	10,91	10,77		124,2
P_2 (gr)	9,84	9,69		117,5
P_3 (gr)	4,52	4,52		44,4
% HUMEDAD	20,1	20,9		9,2

	Especific.	Resultado
LÍMITE LÍQUIDO:		28,5
LÍMITE PLASTICO:		20,5
ÍNDICE DE PLASTICIDAD:		8,0
HUMEDAD NATURAL:		9,2
ÍNDICE DE LIQUIDEZ:		

C_u = _____ C_c = _____

LÍMITES DE ATTERBERG



OBSERVACIONES:

CLASIFICACIÓN
SC
ARENA ARCILLOSA

REVISÓ

Oficina Ingensayos Colombia S.A.S. - Calle 25N 9BW 08 Barrio Villa del Rio - Tel-Fax : 6088661664 - Celular 321-2972575
email: ingensayocolombiasas@gmail.com NEIVA - HUILA - COLOMBIA

INGENSAYOS COLOMBIA S.A.S.
NIT 901 329 729 – 2
Laboratorio
Suelos – Concretos – Pavimentos - Materiales

ANALISIS GRANULOMETRICO Y LIMITES DE CONSISTENCIA LIQUIDO Y PLASTICO

(NORMAS I.N.V. E - 125 / E - 126/ E-123)

CLIENTE GOBERNACIÒN DEL HUILA

PROYECTO MEJORAMIENTO DE VIA DE TERCER ORDEN CODIGO 30HL01 EN EL CORREGIMIENTO DE VEGALARGA - VEREDA SAN ANTONIO DE ANACONIA COMPONENTE: MURO L: 40M - H:3.0 M DEL MUNICIPIO DE NEIVA, HUILA.

LOCALIZACION CORREGIMIENTO: VEGALARGA - MUNICIPIO: NEIVA - DEPARTAMENTO: HUILA

DESCRIPCION ARCILLA INORGANICA DE BAJA A MEDIA PLASTICIDAD

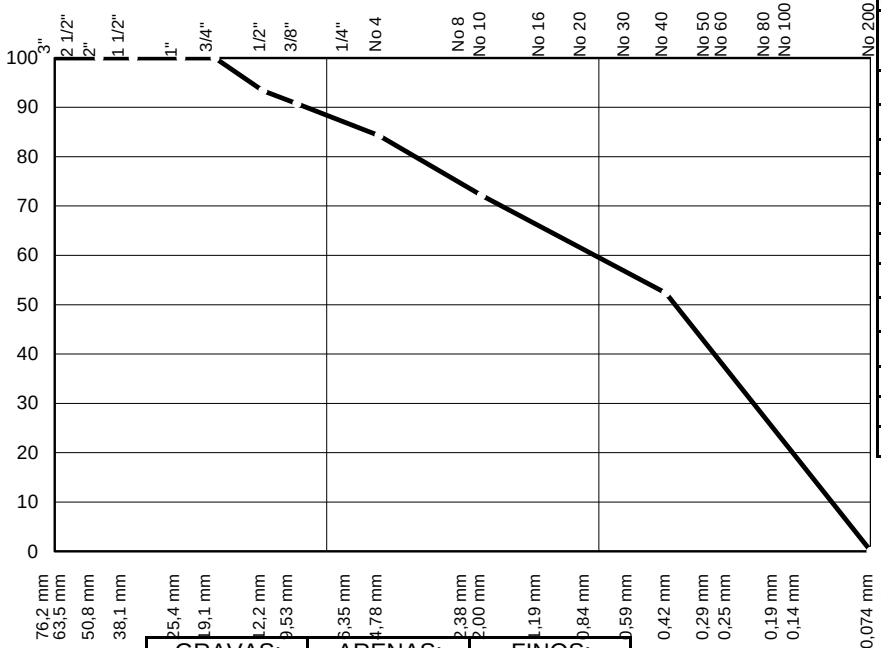
COLOR HABANO CLARO VETAS AMARILLAS

SONDEO: 7 MUESTRA: 4

FECHA ENSAYO: SEPTIEMBRE 1 2025

PROFUNDIDAD: 3,10-4,10 metros

GRADACIÓN



PESO INICIAL (gr) :			69,3
TAMIZ No	PESO RETENIDO	% RETENIDO	% PASA
3"		0,0	100,0
2"		0,0	100,0
1 1/2"		0,0	100,0
1"		0,0	100,0
3/4"		0,0	100,0
1/2"		0,0	100,0
3/8"	4,6	6,6	93,4
No 4	1,8	2,6	90,8
10	4,5	6,5	84,3
40	8,4	12,1	72,2
200	13,7	19,8	52,4
-200	36,3	52,4	

GRAVAS:	ARENAS:	FINOS:
9,2%	38,4%	52,4%

LIMITES DE ATTERBERG

LÍMITE LíQUIDO

No GOLPES	15	25	35	
P_1 (gr)	10,50	10,85	11,00	
P_2 (gr)	9,13	9,48	9,68	
P_3 (gr)	4,33	4,37	4,51	
% HUMEDAD	28,5	26,8	25,5	

LÍMITE PLÁSTICO w. Nral

P_1 (gr)	11,00	10,28		126,0
P_2 (gr)	9,92	9,34		116,1
P_3 (gr)	4,35	4,54		46,8
% HUMEDAD	19,4	19,6		14,3

	Especific.	Resultado
LÍMITE LÍQUIDO:		27,0
LÍMITE PLASTICO:		19,5
ÍNDICE DE PLASTICIDAD:		7,5
HUMEDAD NATURAL:		14,3
ÍNDICE DE LIQUIDEZ:		

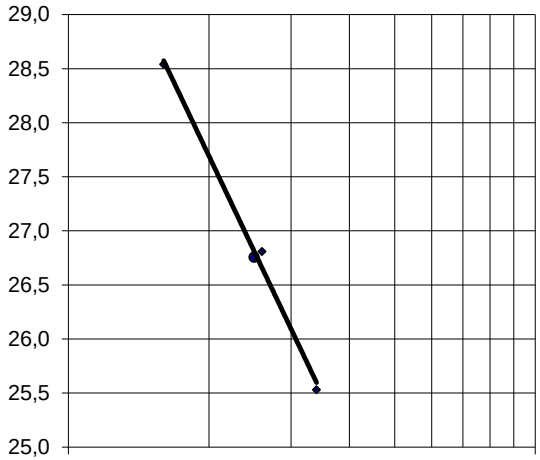
C_u = _____ C_c = _____

CLASIFICACIÓN

CL

ARCILLA INORGANICA DE BAJA A MEDIA PLASTICIDAD

LÍMITES DE ATTERBERG



OBSERVACIONES:

REVISÓ

Oficina Ingensayos Colombia S.A.S. - Calle 25N 9BW 08 Barrio Villa del Rio - Tel-Fax : 6088661664 - Celular 321-2972575
email: ingensayocolombiasas@gmail.com NEIVA - HUILA - COLOMBIA

INGENSAYOS COLOMBIA S.A.S.
NIT 901 329 729 – 2
Laboratorio
Suelos – Concretos – Pavimentos - Materiales

ANALISIS GRANULOMETRICO Y LIMITES DE CONSISTENCIA LIQUIDO Y PLASTICO

(NORMAS I.N.V. E - 125 / E - 126/ E-123)

CLIENTE GOBERNACIÒN DEL HUILA

PROYECTO MEJORAMIENTO DE VIA DE TERCER ORDEN CODIGO 30HL01 EN EL CORREGIMIENTO DE VEGALARGA - VEREDA SAN ANTONIO DE ANACONIA COMPONENTE: MURO L: 40M - H:3.0 M DEL MUNICIPIO DE NEIVA, HUILA.

LOCALIZACION CORREGIMIENTO: VEGALARGA - MUNICIPIO: NEIVA - DEPARTAMENTO: HUILA

DESCRIPCION ARENA ARCILLOSA

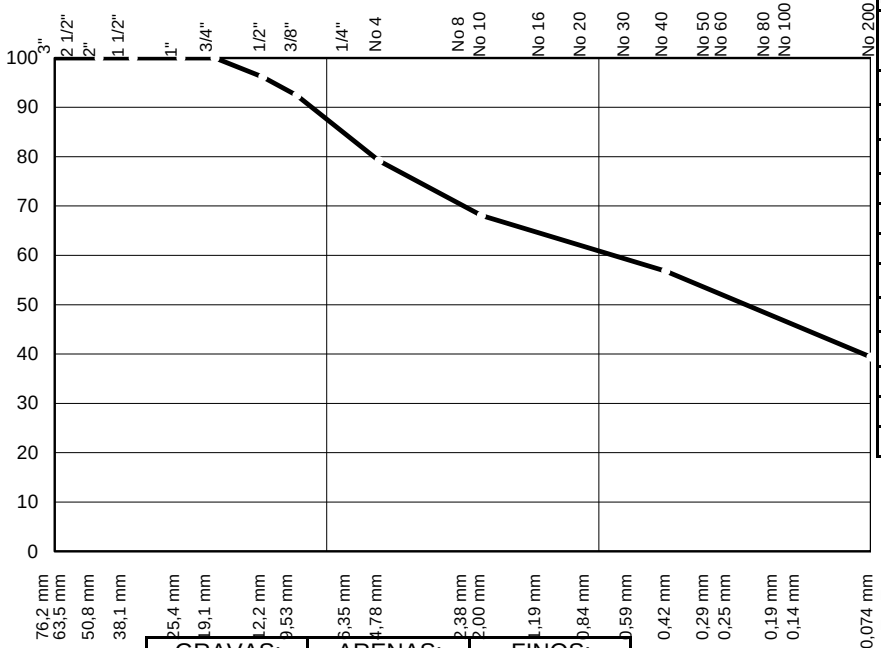
COLOR HABANO CLARO

SONDEO: 7 MUESTRA: 5

FECHA ENSAYO: SEPTIEMBRE 1 2025

PROFUNDIDAD: 4,10-5,10 metros

GRADACIÓN



GRAVAS:	ARENAS:	FINOS:
20,9%	39,8%	39,4%

PESO INICIAL (gr) : 72,4

TAMIZ No	PESO RETENIDO	% RETENIDO	% PASA
3"		0,0	100,0
2"		0,0	100,0
1 1/2"		0,0	100,0
1"		0,0	100,0
3/4"		0,0	100,0
1/2"	2,8	3,9	96,1
3/8"	2,7	3,7	92,4
No 4	9,6	13,3	79,1
10	8,0	11,0	68,1
40	8,2	11,3	56,8
200	12,6	17,4	39,4
-200	28,5	39,4	

	Especific.	Resultado
LÍMITE LÍQUIDO:		27,6
LÍMITE PLASTICO:		19,2
ÍNDICE DE PLASTICIDAD:		8,3
HUMEDAD NATURAL:		11,2
ÍNDICE DE LIQUIDEZ:		

C_u = _____ C_c = _____

CLASIFICACIÓN

SC

ARENA ARCILLOSA

LIMITES DE ATTERBERG

LÍMITE LíQUIDO

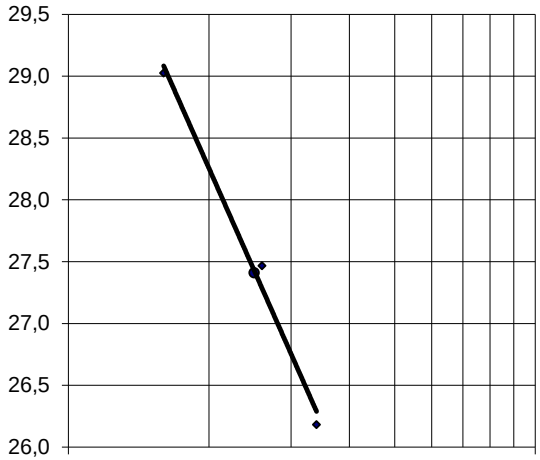
No GOLPES	15	26	35	
P_1 (gr)	10,41	10,53	10,88	
P_2 (gr)	9,04	9,25	9,55	
P_3 (gr)	4,32	4,59	4,47	
% HUMEDAD	29,0	27,5	26,2	

LÍMITE PLÁSTICO

w. Nral

P_1 (gr)	10,80	11,10		125,6
P_2 (gr)	9,77	10,00		117,5
P_3 (gr)	4,24	4,46		45,1
% HUMEDAD	18,6	19,9		11,2

LÍMITES DE ATTERBERG



OBSERVACIONES:

REVISÓ

Oficina Ingensayos Colombia S.A.S. - Calle 25N 9BW 08 Barrio Villa del Rio - Tel-Fax : 6088661664 - Celular 321-2972575
email: ingensayocolombiasas@gmail.com NEIVA - HUILA - COLOMBIA

INGENSAYOS COLOMBIA S.A.S.
NIT 901 329 729 – 2
Laboratorio
Suelos – Concretos – Pavimentos - Materiales

ANALISIS GRANULOMETRICO Y LIMITES DE CONSISTENCIA LIQUIDO Y PLASTICO

(NORMAS I.N.V. E - 125 / E - 126/ E-123)

CLIENTE GOBERNACIÒN DEL HUILA

PROYECTO MEJORAMIENTO DE VIA DE TERCER ORDEN CODIGO 30HL01 EN EL CORREGIMIENTO DE VEGALARGA - VEREDA SAN ANTONIO DE ANACONIA COMPONENTE: MURO L: 40M - H:3.0 M DEL MUNICIPIO DE NEIVA, HUILA.

LOCALIZACION CORREGIMIENTO: VEGALARGA - MUNICIPIO: NEIVA - DEPARTAMENTO: HUILA

DESCRIPCION ARENA ARCILLOSA

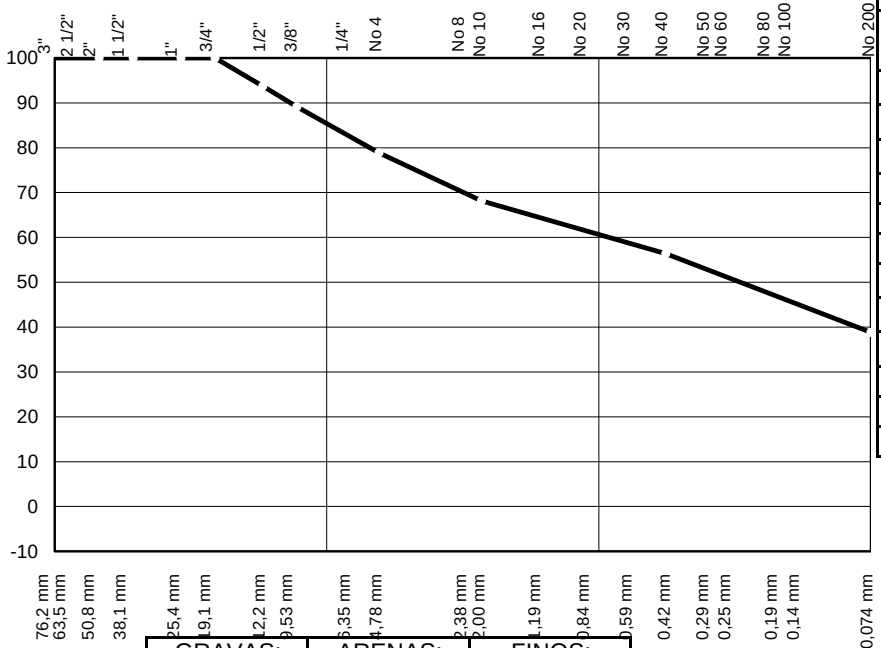
COLOR HABANO CLARO

SONDEO: 7 MUESTRA: 6

FECHA ENSAYO: SEPTIEMBRE 1 2025

PROFUNDIDAD: 5,10-6,10 metros

GRADACIÓN



GRAVAS:	ARENAS:	FINOS:
21,2%	40,0%	38,8%

PESO INICIAL (gr) : 102,0

TAMIZ No	PESO RETENIDO	% RETENIDO	% PASA
3"		0,0	100,0
2"		0,0	100,0
1 1/2"		0,0	100,0
1"		0,0	100,0
3/4"		0,0	100,0
1/2"	6,4	6,3	93,7
3/8"	4,7	4,6	89,1
No 4	10,5	10,3	78,8
10	10,9	10,7	68,1
40	12,0	11,8	56,4
200	17,9	17,5	38,8
-200	39,6	38,8	

LIMITES DE ATTERBERG

LÍMITE LíQUIDO

No GOLPES	15	25	35	
P_1 (gr)	10,70	11,00	11,23	
P_2 (gr)	9,29	9,61	9,82	
P_3 (gr)	4,42	4,55	4,49	
% HUMEDAD	29,0	27,5	26,5	

LÍMITE PLÁSTICO

w. Nral

P_1 (gr)	10,52	10,69		153,9
P_2 (gr)	9,63	9,74		141,5
P_3 (gr)	4,33	4,57		39,5
% HUMEDAD	16,8	18,4		12,2

	Especific.	Resultado
LÍMITE LÍQUIDO:		27,6
LÍMITE PLASTICO:		17,6
ÍNDICE DE PLASTICIDAD:		10,0
HUMEDAD NATURAL:		12,2
ÍNDICE DE LIQUIDEZ:		

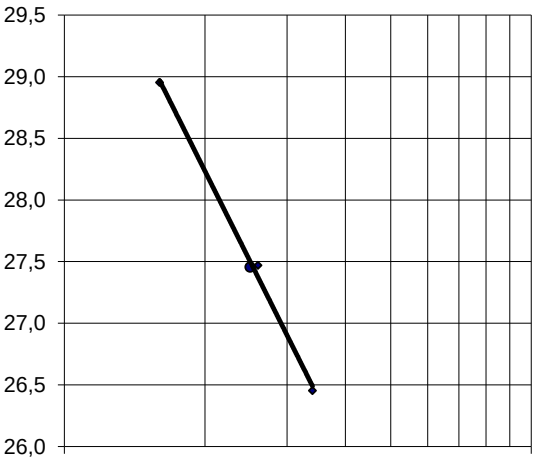
C_u = _____ C_c = _____

CLASIFICACIÓN

SC

ARENA ARCILLOSA

LÍMITES DE ATTERBERG



OBSERVACIONES:

REVISÓ

Oficina Ingensayos Colombia S.A.S. - Calle 25N 9BW 08 Barrio Villa del Rio - Tel-Fax : 6088661664 - Celular 321-2972575
email: ingensayocolombiasas@gmail.com NEIVA - HUILA - COLOMBIA

INGENSAYOS COLOMBIA S.A.S.
NIT 901 329 729 – 2
Laboratorio
Suelos – Concretos – Pavimentos - Materiales

ANALISIS GRANULOMETRICO Y LIMITES DE CONSISTENCIA LIQUIDO Y PLASTICO

(NORMAS I.N.V. E - 125 / E - 126/ E-123)

CLIENTE GOBERNACIÒN DEL HUILA

PROYECTO MEJORAMIENTO DE VIA DE TERCER ORDEN CODIGO 30HL01 EN EL CORREGIMIENTO DE VEGALARGA - VEREDA SAN ANTONIO DE ANACONIA COMPONENTE: MURO L: 40M - H:3.0 M DEL MUNICIPIO DE NEIVA, HUILA.

LOCALIZACION CORREGIMIENTO: VEGALARGA - MUNICIPIO: NEIVA - DEPARTAMENTO: HUILA

DESCRIPCION ARCILLA INORGANICA DE BAJA A MEDIA PLASTICIDAD

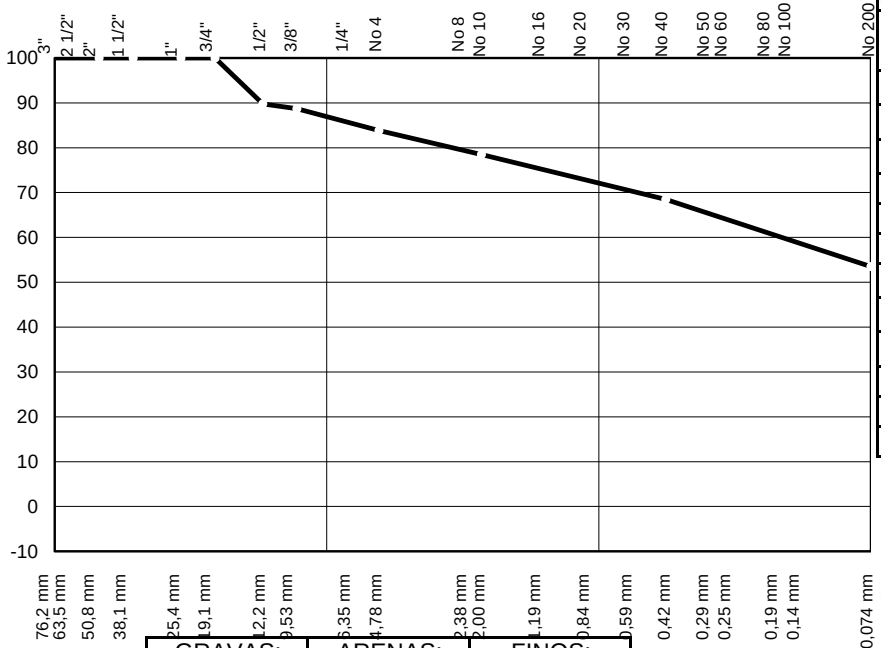
COLOR HABANO CLARO AMARILLO

SONDEO: 7 MUESTRA: 7

FECHA ENSAYO: SEPTIEMBRE 1 2025

PROFUNDIDAD: 5,10-6,10 metros

GRADACIÓN



GRAVAS:	ARENAS:	FINOS:
16,2%	30,4%	53,5%

PESO INICIAL (gr) : 110,7

TAMIZ No	PESO RETENIDO	% RETENIDO	% PASA
3"		0,0	100,0
2"		0,0	100,0
1 1/2"		0,0	100,0
1"		0,0	100,0
3/4"		0,0	100,0
1/2"	11,3	10,2	89,8
3/8"	1,2	1,1	88,7
No 4	5,4	4,9	83,8
10	5,9	5,3	78,5
40	11,1	10,0	68,5
200	16,6	15,0	53,5
-200	59,2	53,5	

LIMITES DE ATTERBERG

LÍMITE LíQUIDO

No GOLPES	16	24	35	
P_1 (gr)	10,69	11,00	11,38	
P_2 (gr)	9,28	9,64	9,94	
P_3 (gr)	4,25	4,60	4,43	
% HUMEDAD	28,0	27,0	26,1	

LÍMITE PLÁSTICO

w. Nral

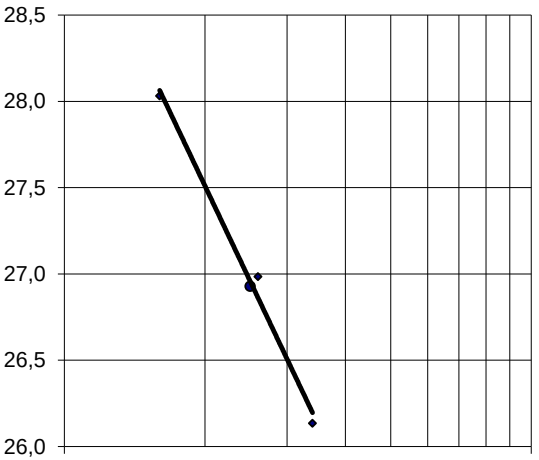
P_1 (gr)	10,70	11,12		162,9
P_2 (gr)	9,81	10,16		147,3
P_3 (gr)	4,30	4,35		36,6
% HUMEDAD	16,2	16,5		14,1

	Especific.	Resultado
LÍMITE LÍQUIDO:		27,1
LÍMITE PLASTICO:		16,3
ÍNDICE DE PLASTICIDAD:		10,7
HUMEDAD NATURAL:		14,1
ÍNDICE DE LIQUIDEZ:		

C_u = _____ C_c = _____

CLASIFICACIÓN
CL
ARCILLA INORGANICA DE BAJA A MEDIA PLASTICIDAD

LÍMITES DE ATTERBERG



OBSERVACIONES:

REVISÓ

Oficina Ingensayos Colombia S.A.S. - Calle 25N 9BW 08 Barrio Villa del Rio - Tel-Fax : 6088661664 - Celular 321-2972575
email: ingensayocolombiasas@gmail.com NEIVA - HUILA - COLOMBIA

INGENSAYOS COLOMBIA S.A.S.
NIT 901 329 729 – 2
Laboratorio
Suelos – Concretos – Pavimentos – Materiales

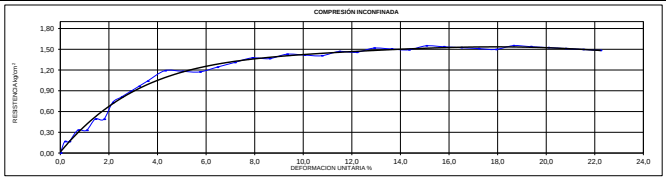
COMPRESION INCONFINADA EN MUESTRAS DE SUELO

NORMA DE ENSAYO INV E-152

CLIENTE	**GOBERNACIÒN DEL HUILA**		
PROYECTO	MEJORAMIENTO DE VIA DE TERCER ORDEN CODIGO 30HL01 EN EL CORREGIMIENTO DE VEGALARGA - VEREDA SAN ANTONIO DE ANACONIA **COMPONENTE: MURO L: 40M - H:3.0 M** DEL MUNICIPIO DE NEIVA, HUILA.	**FECHA INGRESO**	AGOSTO 30- 2025
LOCALIZACION	CORREGIMIENTO: VEGALARGA - MUNICIPIO: NEIVA - DEPARTAMENTO: HUILA	**FECHA ENSAYO**	AGOSTO 31 - 2025
DESCRIPCION	ARCILLA INORGÁNICA DE BAJA PLASTICIDAD - COLOR CAFÉ CLARO	**ESPECIFICACION**	**NA**
COORDENADAS	N: 2º55'28.3116" W: 75º6'3.6504"	**SONDEO No.** 6	**MUESTRA No.** SH3 **PROFUNDIDAD** 2,50-3,50 metros

RESULTADOS DE LABORATORIO

LECTURA DIAL DEFORMACION $1x10^{-3}$ pulg.	DEFORMACION UNITARIA E (%)	1 - E	AREA CORREGIDA cm^2	LECTURA CELDA DE CARGA	CARGA Kg	RESISTENCIA Kg/cm^2
0	0,0000	1,0000	12,06	0	0,0000	0,000
5	0,1792	0,9982	12,08	2	2,0000	0,166
10	0,3584	0,9964	12,10	2	2,0000	0,165
20	0,7168	0,9928	12,15	4	4,0000	0,329
30	1,0751	0,9892	12,19	4	4,0000	0,328
40	1,4335	0,9857	12,24	6	6,0000	0,490
50	1,7919	0,9821	12,28	6	6,0000	0,489
60	2,1503	0,9785	12,33	9	9,0000	0,730
70	2,5086	0,9749	12,37	10	10,0000	0,808
80	2,8670	0,9713	12,42	11	11,0000	0,886
90	3,2254	0,9677	12,46	12	12,0000	0,963
100	3,5838	0,9642	12,51	13	13,0000	1,039
120	4,3005	0,9570	12,60	15	15,0000	1,190
140	5,0173	0,9498	12,70	15	15,0000	1,181
160	5,7340	0,9427	12,79	15	15,0000	1,172
180	6,4508	0,9355	12,89	16	16,0000	1,241
200	7,1675	0,9283	12,99	17	17,0000	1,309
220	7,8843	0,9212	13,09	18	18,0000	1,375
240	8,6011	0,9140	13,20	18	18,0000	1,364
260	9,3178	0,9068	13,30	19	19,0000	1,429
280	10,0346	0,8997	13,41	19	19,0000	1,417
300	10,7513	0,8925	13,51	19	19,0000	1,406
320	11,4681	0,8853	13,62	20	20,0000	1,468
340	12,1848	0,8782	13,73	20	20,0000	1,456
360	12,9016	0,8710	13,85	21	21,0000	1,517
380	13,6183	0,8638	13,96	21	21,0000	1,504
400	14,3351	0,8566	14,08	21	21,0000	1,492
420	15,0519	0,8495	14,20	22	22,0000	1,550
440	15,7686	0,8423	14,32	22	22,0000	1,536
460	16,4854	0,8351	14,44	22	22,0000	1,523
480	17,2021	0,8280	14,57	22	22,0000	1,510
500	17,9189	0,8208	14,69	22	22,0000	1,497
520	18,6356	0,8136	14,82	23	23,0000	1,552
540	19,3524	0,8065	14,95	23	23,0000	1,538
560	20,0691	0,7993	15,09	23	23,0000	1,524
580	20,7859	0,7921	15,23	23	23,0000	1,511
600	21,5026	0,7850	15,36	23	23,0000	1,497
620	22,2194	0,7778	15,51	23	23,0000	1,483



MEDIDAS DE LA MUESTRA		
DIAMETRO	cm	3,92
ALTURA	cm	7,09
AREA	cm2	**12,06**
VOLUMEN	cm3	**85,48**
HUMEDAD		
PESO HUMEDO	gr	182,50
PESO SECO	gr	159,60
HUMEDAD	%	**14,3**
PESOS UNITARIOS		
P.UNITARIO HUMED	gr/cm3	**2,135**
P. UNITARIO SECO	gr/cm3	**1,867**
CONSTANTE		
ANILLO DE CARGA	Kgf	**1**
MARCA	CELDA DE CARGA	
NUMERO	SG-5T	
DEFORMIMETRO	pulg.	$1x10^{-3}$
MARCA	STM	

PARAMETROS DE RESISTENCIA		
q_u	kg/cm^2	**1,55**
C	kg/cm^2	**0,78**

ESQUEMA DE FALLA

OBSERVACIONES

Los resultados de los ensayos de laboratorio que se presentan en este informe, solo son aplicables a las muestras procesadas.

Las muestras son tomadas por

Cliente	
Ingensayos colombia SAS	x

REVISA

MAIRA BONILLA RAMOS
MAT. 19202-21665 CAU

INGENSAYOS COLOMBIA S.A.S.
NIT 901 329 729 – 2
Laboratorio
Suelos – Concretos – Pavimentos - Materiales

DETERMINACION DE LA GRAVEDAD ESPECIFICA DE LOS SUELOS Y DEL LLENANTE MINERAL

NORMA DE ENSAYO INV E - 128 - 07

CLIENTE	**GOBERNACIÒN DEL HUILA**						
PROYECTO	MEJORAMIENTO DE VIA DE TERCER ORDEN CODIGO 30HL01 EN EL CORREGIMIENTO DE VEGALARGA - VEREDA SAN ANTONIO DE ANACONIA **COMPONENTE: MURO L: 40M - H:3.0 M** DEL MUNICIPIO DE NEIVA, HUILA.				**FECHA MUESTREO**	AGOSTO 30 - 2025	
LOCALIZACION	CORREGIMIENTO: VEGALARGA - MUNICIPIO: NEIVA - DEPARTAMENTO: HUILA				**FECHA ENSAYO**	AGOSTO 31 - 2025	
DESCRIPCION	GRAVA ARCILLOSA - COLOR HABANO CLARO VETAS GRICES - (GC)				**ESPECIFICACION**	NO APLICA	
FUENTE	N: 2º55'28.3116" W: 75º6'3.6504"	**SONDEO No.**	**6**	**MUESTRA No.**	**2**	**PROFUNDIDAD**	**0,50-1,50** **metros**

RESULTADOS DE LABORATORIO

PRUEBA No.		**1**		**PROMEDIO**
PICNOMETRO No.		1		
TEMPERATURA DE ENSAYO	° C	28,3		
PESO PICNOMETRO + AGUA	gr	663,44		
PESO PICNOMETRO + MUESTRA + AGUA	gr	688,28		
PESO MUESTRA SECA	gr	40,3		
K		0,99795		
GRAVEDAD ESPECIFICA DE LOS SOLIDOS	gr/cm^3	**2,602**		**2,602**

Observaciones: Material pasa tamiz No. 40

Los resultados de los ensayos de laboratorio que se presentan en este informe, solo son aplicables a las muestras ensayadas.

REVISA

MAIRA BONILLA RAMOS
MAT. 19202-21665 CAU

Las muestras son tomadas por	
Cliente	
Ingensayos Colombia SAS	X

INGENSAYOS COLOMBIA S.A.S.
NIT 901 329 729 – 2
Laboratorio
Suelos – Concretos – Pavimentos - Materiales

DETERMINACION DE LA GRAVEDAD ESPECIFICA DE LOS SUELOS Y DEL LLENANTE MINERAL

NORMA DE ENSAYO INV E - 128 - 07

CLIENTE	**GOBERNACIÒN DEL HUILA**						
PROYECTO	MEJORAMIENTO DE VIA DE TERCER ORDEN CODIGO 30HL01 EN EL CORREGIMIENTO DE VEGALARGA - VEREDA SAN ANTONIO DE ANACONIA **COMPONENTE: MURO L: 40M - H:3.0 M** DEL MUNICIPIO DE NEIVA, HUILA.				**FECHA MUESTREO**	AGOSTO 31 - 2025	
LOCALIZACION	CORREGIMIENTO: VEGALARGA - MUNICIPIO: NEIVA - DEPARTAMENTO: HUILA				**FECHA ENSAYO**	SEPTIEMBRE 1 - 2025	
DESCRIPCION	ARENA ARCILLOSA - COLOR HABANA CLARO - (SC)				**ESPECIFICACION**	NO APLICA	
FUENTE	N: 2º55'28.1172" W: 75º6'3.276"	**SONDEO No.**	**7**	**MUESTRA No.**	**3**	**PROFUNDIDAD**	**1,50-2,50** **metros**

RESULTADOS DE LABORATORIO

PRUEBA No.		**2**		**PROMEDIO**
PICNOMETRO No.		2		
TEMPERATURA DE ENSAYO	° C	28,0		
PESO PICNOMETRO + AGUA	gr	688,33		
PESO PICNOMETRO + MUESTRA + AGUA	gr	713,99		
PESO MUESTRA SECA	gr	40,5		
K		0,99804		
GRAVEDAD ESPECIFICA DE LOS SOLIDOS	gr/cm^3	**2,725**		**2,725**

Observaciones: Material pasa tamiz No. 40

Los resultados de los ensayos de laboratorio que se presentan en este informe, solo son aplicables a las muestras ensayadas.

REVISA

MAIRA BONILLA RAMOS
MAT. 19202-21665 CAU

Las muestras son tomadas por	
Cliente	
Ingensayos Colombia SAS	X

INGENSAYOS COLOMBIA S.A.S.
NIT 901 329 729 – 2
Laboratorio
Suelos – Concretos – Pavimentos - Materiales

DETERMINACION
PESO UNITARIO NATURAL DEL SUELO
METODO MUESTRA PARAFINADA

CLIENTE **GOBERNACIÒN DEL HUILA**

PROYECTO MEJORAMIENTO DE VIA DE TERCER ORDEN CODIGO 30HL01 EN EL CORREGIMIENTO DE VEGALARGA - VEREDA SAN ANTONIO DE ANACONIA **COMPONENTE: MURO L: 40M - H:3.0 M** DEL MUNICIPIO DE NEIVA, HUILA.

LOCALIZACION CORREGIMIENTO: VEGALARGA - MUNICIPIO: NEIVA - DEPARTAMENTO: HUILA **FECHA ENSAYO** AGOSTO 30 - 2025

RESULTADOS DE LABORATORIO

SONDEO No. **6** **PR**

N: 2º55'28.3116"
W: 75º6'3.6504"

ENSAYO No.		1	2	3	4	5	6	7	
PROFUNDIDAD	**metros**	**0,00-0,50**	**0,50-1,50**	**1,50-2,50**	**2,50-3,50**	**3,50-4,50**	**4,50-5,50**	**5,50-6,50**	
PESO MUESTRA EN AIRE	gr	34,3	44,0	55,7	56,3	42,0	88,8	90,1	
PESO MUESTRA PARAFINADA	gr	36,5	46,2	57,1	58,3	44,4	90,9	92,5	
PESO MUESTRA PARAFINADA SUMERGIDA EN AGUA	gr	17,0	22,0	28,0	27,0	20,0	42,0	45,0	
PESO PARAFINA	gr	2,20	2,20	1,40	2,00	2,40	2,10	2,40	
PESO UNITARIO PARAFINA	gr/cm^3	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	
VOLUMEN PARAFINA	cm^3	2,4	2,4	1,5	2,2	2,6	2,3	2,6	
VOLUMEN MUESTRA	cm^3	17,1	21,8	27,6	29,1	21,8	46,6	44,9	
PESO UNITARIO DEL SUELO HUMEDO	gr/cm^3	**2,005**	**2,018**	**2,020**	**1,933**	**1,927**	**1,905**	**2,007**	
HUMEDAD	%	15,2	6,4	8,8	15,0	7,7	9,6	8,0	
PESO UNITARIO DEL SUELO SECO	gr/cm^3	**1,740**	**1,896**	**1,856**	**1,681**	**1,790**	**1,738**	**1,858**	

SONDEO No. **7** **PR**

N: 2º55'28.1172"
W: 75º6'3.276"

ENSAYO No.		1	2	3	4	5	6	7	
PROFUNDIDAD	**metros**	**0,00-0,50**	**0,50-1,50**	**1,50-2,50**	**2,50-3,50**	**3,50-4,50**	**4,50-5,50**	**5,50-6,50**	
PESO MUESTRA EN AIRE	gr	36,3	40,1	60,5	70,2	80,1	90,1	80,1	
PESO MUESTRA PARAFINADA	gr	38,5	42,5	66,3	73,5	82,3	92,5	84,5	
PESO MUESTRA PARAFINADA SUMERGIDA EN AGUA	gr	17,0	21,0	32,0	35,0	40,0	45,0	40,0	
PESO PARAFINA	gr	2,20	2,40	5,80	3,30	2,20	2,40	4,40	
PESO UNITARIO PARAFINA	gr/cm^3	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	
VOLUMEN PARAFINA	cm^3	2,4	2,6	6,3	3,6	2,4	2,6	4,8	
VOLUMEN MUESTRA	cm^3	19,1	18,9	28,0	34,9	39,9	44,9	39,7	
PESO UNITARIO DEL SUELO HUMEDO	gr/cm^3	**1,900**	**2,123**	**2,161**	**2,011**	**2,007**	**2,007**	**2,017**	
HUMEDAD	%	5,9	11,6	9,2	14,3	11,2	12,2	14,1	
PESO UNITARIO DEL SUELO SECO	gr/cm^3	**1,794**	**1,902**	**1,979**	**1,759**	**1,805**	**1,789**	**1,768**	

OBSERVACION

MAIRA BONILLA RAMOS
INGENIERA CIVIL
ESPECIALISTA EN VÍAS TERRESTRES
MAT. 19202-21665 CAU

Oficina Ingensayos Colombia S.A.S. - Calle 25N 9BW 08 Barrio Villa del Rio - Tel-Fax : 8661664 - Celular 3212972575
email: ingensayoscolombiasas@gmail.com NEIVA - HUILA - COLOMBIA

INGENSAYOS COLOMBIA S.A.S.
NIT 901 329 729 – 2
Laboratorio
Suelos – Concretos – Pavimentos - Materiales

RESUMEN

RESULTADOS ENSAYOS DE LABORATORIO

ESTUDIO DE SUELOS

CLIENTE **GOBERNACIÒN DEL HUILA**

OBRA MEJORAMIENTO DE VIA DE TERCER ORDEN CODIGO 30HL01 EN EL CORREGIMIENTO DE VEGALARGA - VEREDA SAN ANTONIO DE ANACONIA **COMPONENTE: MURO L: 40M - H:3.0 M** DEL MUNICIPIO DE NEIVA, HUILA.

FECHA INFORME SEPTIEMBRE 1 2025

LOCALIZACION CORREGIMIENTO: VEGALARGA - MUNICIPIO: NEIVA - DEPARTAMENTO: HUILA

SP	MTRA	PROF.	H. N.	L. L.	L. P.	I. P.	I.L.	I.C.	A	GRANULOMETRIA - % PASA											CLAS	Gs	PESO UNITARIO		COMPRESION SIMPLE						SPT	
																								HUMEDO	SECO	Prof.	H.N	PESO UNITARIO gr/cm³		q_u	C	Prof.	N
No.	No.	m.	%	%	%	%				3"	2"	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	4	10	40	200	U.S.C.	gr/cm³	gr/cm³	gr/cm³	m.	%	HUMEDO	SECO	kg/cm²		m.	
6		PR	N: 2º55'28.3116" - W: 75º6'3.6504"																													
	1	0,00-0,50	15,2	28,7	22,5	6,2	-1,18	2,18	0,11					100,0	94,8	92,8	86,3	80,1	70,4	55,5	ML		2,005	1,740							0,00-0,20	9
																															0,20-0,50	4
	2	0,50-1,50	6,4	28,4	21,2	7,2	-2,06	3,06	0,29				100,0	80,2	64,3	57,7	48,4	41,1	32,5	24,5	GC	2,602	2,018	1,896							0,50-1,00	6
																															1,00-1,50	5
	3	1,50-2,50	8,8	28,4	20,5	7,9	-1,48	2,48	0,22					100,0	90,0	84,1	69,1	58,1	46,4	36,1	SC		2,020	1,856							1,50-2,00	6
																															2,00-2,50	6
	4	2,50-3,50	15,0	27,0	19,5	7,5	-0,60	1,60	0,14							100,0	93,6	86,8	73,3	54,2	CL		1,933	1,681							2,50-3,00	9
																									2,50-3,50	14,3	2,135	1,867	1,55	0,78		
																															3,00-3,50	6
	5	3,50-4,50	7,7	27,4	19,2	8,2	-1,40	2,40	0,32				100,0	79,1	68,4	66,6	56,8	48,7	38,1	25,8	GC		1,927	1,790							3,50-4,00	20
																															4,00-4,50	27
	6	4,50-5,50	9,6	27,6	17,6	10,0	-0,80	1,80	0,29					100,0	90,6	86,9	72,4	60,1	46,6	34,4	SC		1,905	1,738							4,50-5,00	15
																															5,00-5,50	28
	7	5,50-6,50	8,0	27,1	16,3	10,8	-0,77	1,77	0,39				100,0	87,0	73,6	71,7	62,2	51,5	40,6	27,5	GC		2,007	1,858							5,50-6,00	30
																															6,00-6,50	29
7		PR	N: 2º55'28.1172" - W: 75º6'3.276"																													
	1	0,00-0,50	5,9	28,7	22,5	6,2	-2,68	3,68	0,26	100,0	78,6	78,6	68,4	62,2	57,1	52,3	44,6	38,9	32,9	24,1	GM		1,900	1,794							0,00-0,20	8
																															0,20-0,50	9
	2	0,50-1,50	11,6	28,4	21,2	7,2	-1,33	2,33	0,20					100,0	92,9	91,8	74,3	65,5	53,3	36,9	SC		2,123	1,902							0,50-1,00	6
																															1,00-1,50	6
	3	1,50-2,50	9,2	28,5	20,5	8,0	-1,41	2,41	0,20						100,0	97,9	83,2	69,5	54,0	40,9	SC	2,725	2,161	1,979							1,50-2,00	5
																															2,00-2,50	6
	4	2,50-3,50	14,3	27,0	19,5	7,5	-0,69	1,69	0,14						100,0	93,4	90,8	84,3	72,2	52,4	CL		2,011	1,759							2,50-3,00	8
																															3,00-3,50	9
	5	3,50-4,50	11,2	27,6	19,2	8,4	-0,95	1,95	0,21					100,0	96,1	92,4	79,1	68,1	56,8	39,4	SC		2,007	1,805							3,50-4,00	22
																															4,00-4,50	23
	6	4,50-5,50	12,2	27,6	17,6	10,0	-0,54	1,54	0,26					100,0	93,7	89,1	78,8	68,1	56,4	38,8	SC		2,007	1,789							4,50-5,00	15
																															5,00-5,50	26
	7	5,50-6,50	14,1	27,1	16,3	10,8	-0,20	1,20	0,20					100,0	89,8	88,7	83,8	78,5	68,5	53,5	CL		2,017	1,768							5,50-6,00	28
																															6,00-6,50	30



NO SE DETERMINA NAF

Revisado:

CLASIFICACION DE LAS ARCILLAS SEGUN SU ACTIVIDAD

ACTIVIDAD	VALORES
INACTIVA	< 0,75
NORMALES	0,75 A 1,25
ACTIVAS	> 1,25

N.A.F. (m)		
SP No.	INICIAL	2 HORAS

Oficina Ingensayos Colombia S.A.S. - Calle 25N 9BW 08 Barrio Villa del Rio - Tel-Fax : 8717314 - Celular 3014481064 - 3153622889
email: ingensayoscolombiasas@gmail.com NEIVA - HUILA - COLOMBIA

INGENSAYOS COLOMBIA S.A.S.
NIT 901 329 729 – 2
Laboratorio
Suelos – Concretos – Pavimentos - Materiales

GOBERNACIÓN DEL DEL HUILA

ESTUDIO DE SUELOS
PARA EL CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE

ESTUDIO GEOTÉCNICO: MEJORAMIENTO DE VIA DE TERCER ORDEN CODIGO 30HL01 EN EL CORREGIMIENTO DE VEGALARGA - VEREDA SAN ANTONIO DE ANACONIA COMPONENTE: MURO L: 40M - H:3.0 M
MUNICIPIO DE NEIVA - DEPARTAMENTO DEL HUILA

LOCALIZACIÓN

NEIVA
SEPTIEMBRE - 2025

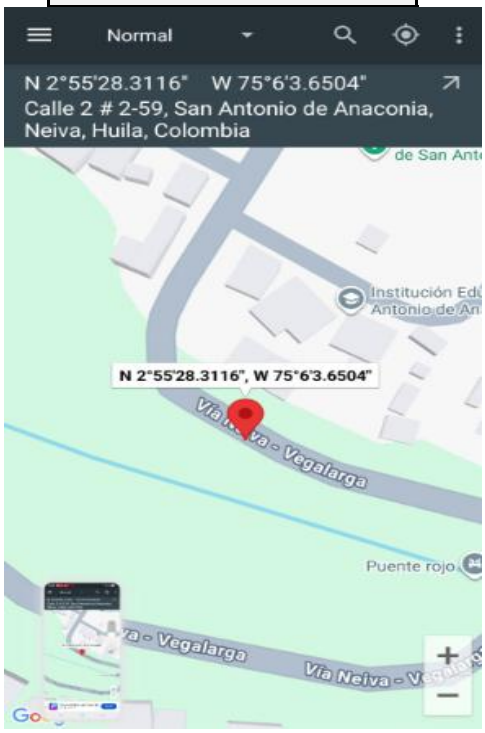
Oficina Ingensayos Colombia S.A.S. - Calle 25N No. 9 BW - 08 Barrio Villa del Rio
Tel-Fax: 8717314 - Celular 3212972575
email: ingensayoscolombiasas@gmail.com NEIVA - HUILA - COLOMBIA

INGENSAYOS COLOMBIA S.A.S.
NIT 901 329 729 – 2
Laboratorio
Suelos – Concretos – Pavimentos - Materiales

LOCALIZACION SONDEOS

CLIENTE	**GOBERNACIÒN DEL HUILA**		
PROYECTO	MEJORAMIENTO DE VIA DE TERCER ORDEN CODIGO 30HL01 EN EL CORREGIMIENTO DE VEGALARGA - VEREDA SAN ANTONIO DE ANACONIA **COMPONENTE: MURO L: 40M - H:3.0 M** DEL MUNICIPIO DE NEIVA, HUILA.	**FECHA REGISTRO**	AGOSTO 30 - 2025
LOCALIZACION	CORREGIMIENTO: VEGALARGA - MUNICIPIO: NEIVA - DEPARTAMENTO: HUILA	**FECHA INFORME**	SEPTIEMBRE 1 - 2025

SONDEO No.6



No. SONDEO	DIRECCIÓN	PROFUNDIDAD
6	N: 2º55'28.3116" W: 75º6'3.6504"	6.50 M

Los resultados de los ensayos de laboratorio que se presentan en este informe, solo son aplicables a las muestras ensayadas.

REVISA

MAIRA BONILLA RAMOS
MAT. 19202-21665 CAU

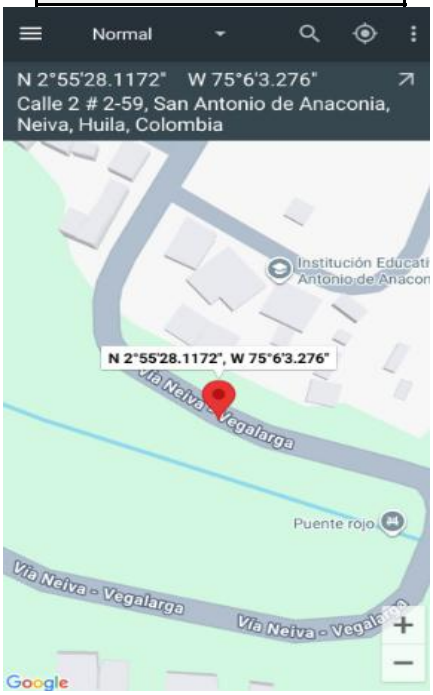
Las muestras son tomadas por	
Cliente	
Ingensayos Colombia SAS	X

INGENSAYOS COLOMBIA S.A.S.
NIT 901 329 729 – 2
Laboratorio
Suelos – Concretos – Pavimentos - Materiales

LOCALIZACION SONDEOS

CLIENTE	**GOBERNACIÒN DEL HUILA**		
PROYECTO	MEJORAMIENTO DE VIA DE TERCER ORDEN CODIGO 30HL01 EN EL CORREGIMIENTO DE VEGALARGA - VEREDA SAN ANTONIO DE ANACONIA **COMPONENTE: MURO L: 40M - H:3.0 M** DEL MUNICIPIO DE NEIVA, HUILA.	**FECHA REGISTRO**	AGOSTO 30 - 2025
LOCALIZACION	CORREGIMIENTO: VEGALARGA - MUNICIPIO: NEIVA - DEPARTAMENTO: HUILA	**FECHA INFORME**	AGOSTO 31 - 2025

SONDEO No.7



No. SONDEO	DIRECCIÓN	PROFUNDIDAD
7	N: 2º55'28.1172" W: 75º6'3.276"	6.50 M

Los resultados de los ensayos de laboratorio que se presentan en este informe, solo son aplicables a las muestras ensayadas.

REVISA

MAIRA BONILLA RAMOS
MAT. 19202-21665 CAU

Las muestras son tomadas por		
Cliente		
Ingensayos Colombia SAS	X	

GOBERNACIÓN DEL DEL HUILA

ESTUDIO DE SUELOS
PARA EL CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE

ESTUDIO GEOTÉCNICO: MEJORAMIENTO DE VIA DE TERCER ORDEN CODIGO 30HL01 EN EL CORREGIMIENTO DE VEGALARGA - VEREDA SAN ANTONIO DE ANACONIA COMPONENTE: MURO L: 40M - H:3.0 M
MUNICIPIO DE NEIVA - DEPARTAMENTO DEL HUILA

REGISTRO FOTOGRAFICO

NEIVA
SEPTIEMBRE - 2025

INGENSAYOS COLOMBIA S.A.S.
NIT 901 329 729 – 2
Laboratorio
Suelos – Concretos – Pavimentos – Materiales

REGISTRO FOTOGRAFICO

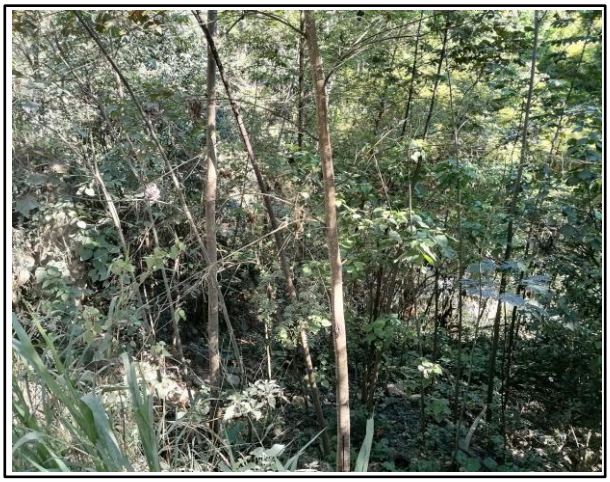
CLIENTE **GOBERNACIÓN DEL HUILA**

MEJORAMIENTO DE VIA DE TERCER ORDEN CODIGO 30HL01 EN EL CORREGIMIENTO DE VEGALARGA - VEREDA SAN ANTONIO DE ANACONIA **COMPONENTE: MURO L: 40M - H:3.0 M** DEL MUNICIPIO DE NEIVA, HUILA.

REGISTRO FOTOGRAFICO













Revisado:

REGISTRO FOTOGRAFICO













Revisado:

INGENSAYOS COLOMBIA S.A.S.
NIT 901 329 729 – 2
Laboratorio
Suelos – Concretos – Pavimentos – Materiales

REGISTRO FOTOGRAFICO

CLIENTE **GOBERNACIÓN DEL HUILA**

MEJORAMIENTO DE VIA DE TERCER ORDEN CODIGO 30HL01 EN EL CORREGIMIENTO DE VEGALARGA - VEREDA SAN ANTONIO DE ANACONIA **COMPONENTE: MURO L: 40M - H:3.0 M** DEL MUNICIPIO DE NEIVA, HUILA.

REGISTRO FOTOGRAFICO













Revisado:

REGISTRO FOTOGRAFICO













Revisado:

INGENSAYOS COLOMBIA S.A.S.
NIT 901 329 729 – 2
Laboratorio
Suelos – Concretos – Pavimentos - Materiales

REGISTRO FOTOGRAFICO

CLIENTE **GOBERNACIÓN DEL HUILA**

MEJORAMIENTO DE VIA DE TERCER ORDEN CODIGO 30HL01 EN EL CORREGIMIENTO DE VEGALARGA - VEREDA SAN ANTONIO DE ANACONIA **COMPONENTE: MURO L: 40M - H:3.0 M** DEL MUNICIPIO DE NEIVA, HUILA.

REGISTRO FOTOGRAFICO













Revisado:

INGENSAYOS COLOMBIA S.A.S.
NIT 901 329 729 – 2
Laboratorio
Suelos – Concretos – Pavimentos – Materiales

REGISTRO FOTOGRAFICO

CLIENTE **GOBERNACIÓN DEL HUILA**

MEJORAMIENTO DE VIA DE TERCER ORDEN CODIGO 30HL01 EN EL CORREGIMIENTO DE VEGALARGA - VEREDA SAN ANTONIO DE ANACONIA **COMPONENTE: MURO L: 40M - H:3.0 M** DEL MUNICIPIO DE NEIVA, HUILA.

REGISTRO FOTOGRAFICO













Revisado:

INGENSAYOS COLOMBIA S.A.S.
NIT 901 329 729 – 2
Laboratorio
Suelos – Concretos – Pavimentos - Materiales

GOBERNACIÓN DEL DEL HUILA

ESTUDIO DE SUELOS
PARA EL CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE

ESTUDIO GEOTÉCNICO: MEJORAMIENTO DE VIA DE TERCER ORDEN CODIGO 30HL01 EN EL CORREGIMIENTO DE VEGALARGA - VEREDA SAN ANTONIO DE ANACONIA COMPONENTE: MURO L: 40M - H:3.0 M
MUNICIPIO DE NEIVA - DEPARTAMENTO DEL HUILA

MEMORIAL DE RESPONSABILIDAD

NEIVA
SEPTIEMBRE - 2025



REPÚBLICA DE COLOMBIA
IDENTIFICACIÓN PERSONAL
CÉDULA DE CIUDADANÍA

NÚMERO 1.010.216.569
PAREDES CASTAÑEDA
APELLIDOS
CAMILO
NOMBRES

FIRMA



INDICE DERECHO

FECHA DE NACIMIENTO 17-AGO-1994
NEIVA
(HUILA)
LUGAR DE NACIMIENTO
1.67 O+ M
ESTATURA G.S. RH SEXO
17-AGO-2012 BOGOTA D.C.
FECHA Y LUGAR DE EXPEDICIÓN

REGISTRADOR NACIONAL
JUAN CARLOS GALINDO VACHA

A-1900100-00081918-M-1010216569-20180224 0059826161A 1 6694842527

REGISTRADURIA NACIONAL DEL ESTADO CIVIL

REPÚBLICA DE COLOMBIA

COPNIA

Consejo Profesional Nacional de Ingeniería

Matrícula Profesional No.
25202-356027 CND
Fecha de Expedición: **12/04/2017**

Nombre:
CAMILO
PAREDES CASTAÑEDA

Identificación:
C.C. 1010216569

Profesión:
INGENIERO CIVIL

Institución:
UNIVERSIDAD DE LOS ANDES



160746/1016

Este es un documento público expedido en virtud de la Ley 842 de 2003, que autoriza al titular a ejercer como Ingeniero en el Territorio Nacional.

PRESIDENTE DEL CONSEJO

En caso de extravío debe ser remitida al COPNIA. Calle 78 No. 9-57 primer piso
Línea Nacional: 01 8000 116590

REPÚBLICA DE COLOMBIA
COPNIA
Consejo Profesional Nacional de Ingeniería

Certificado de vigencia y antecedentes disciplinarios
CVAD-2025-4070356

CONSEJO PROFESIONAL NACIONAL DE INGENIERÍA
COPNIA

EL DIRECTOR GENERAL

CERTIFICA:

1. Que CAMILO PAREDES CASTAÑEDA, identificado(a) con CEDULA DE CIUDADANIA 1010216569, se encuentra inscrito(a) en el Registro Profesional Nacional que lleva esta entidad, en la profesión de INGENIERIA CIVIL con MATRICULA PROFESIONAL 25202-356027 desde el 12 de Abril de 2017, otorgado(a) mediante Resolución Nacional 424.

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 veintiuno (21) días del mes de Noviembre del año dos mil veinticinco (2025).

Rubén Dario Ochoa Arbeláez

Firmal 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 1999. 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/CertificateOfGoodStanding/CertificateOfGoodStandingStart indicado el número del certificado que se encuentra en la esquina superior derecha de este documento.

PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA

FACULTAD DE INGENIERÍA

ACTA DE GRADO N°201909210909

En la ciudad de Bogotá, el día 21 de Septiembre de 2019, se llevó a cabo el acto de graduación en el cual la Pontificia Universidad Javeriana, previo el juramento reglamentario, confirió el título de

ESPECIALISTA EN GEOTECNIA VIAL Y PAVIMENTOS

A

CAMILO PAREDES CASTAÑEDA

identificado(a) con CC N° 1010216569, quien cumplió con los requisitos académicos, las exigencias establecidas en los Reglamentos y las normas legales; y le otorgó el Diploma N° 185021 que lo(a) acredita como tal.

La Universidad está autorizada para conferir este título por las normas legales vigentes en Colombia.

Es fiel copia tomada del original, en lo pertinente.

Bogotá, D.C. 21 de Septiembre de 2019.

PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA 1623 COLOMBIA

Jairo H. Cifuentes Madrid
SECRETARIO GENERAL

Firmada digital y electrónicamente. Según lo dispuesto en la ley colombiana, para su verificación consulte la página web de la Universidad, en Todos Los Servicios, Verificación de Certificados Digitales, código: C525040835535

UNIVERSIDAD DEL ROSARIO
Colegio Mayor de Nuestra Señora del Rosario - 1653

Personería Jurídica Res. 58 del 16 de Septiembre de 1895, expedida por el Ministerio de Gobierno

ESCUELA DE ADMINISTRACIÓN

Programa de ESPECIALIZACIÓN GERENCIA PROYECTOS DE CONSTRUCCIÓN E INFRAESTRUCTURA -NEIVA

Acta individual de Grado No. 51339 - 69394

En la ciudad de Neiva, el día seis (06) de agosto de dos mil veintiuno (2021) siendo las 10:00h, se llevó a cabo el acto de graduación por el cual el Colegio Mayor de Nuestra Señora del Rosario confirió el título de:

ESPECIALISTA EN GERENCIA DE PROYECTOS DE CONSTRUCCIÓN E INFRAESTRUCTURA

a

CAMILO PAREDES CASTAÑEDA

Identificado con Cédula de Ciudadanía. No. 1010216569, quien cumplió con los requisitos académicos y reglamentarios y las normas legales y recibió el diploma No. 24766, registrado bajo el No. 69394 del libro No. 46 folio 61.

Esta acta se encuentra contenida en el Acta General de Grado No. 51339 firmada por:

SANDRA MILENA CHACÓN SÁNCHEZ	Decana
SANDRA LILIANA AMAYA PULIDO	Secretaria Académica

Para constancia se firma en Bogotá D.C. República de Colombia, a los seis (06) días del mes de agosto de dos mil veintiuno (2021).

GERMÁN VILLEGAS GONZÁLEZ

Secretario General

Colegio Mayor de Nuestra Señora del Rosario

MEMORIAL DE RESPONSABILIDAD

Yo, **CAMILO PAREDES CASTAÑEDA**, identificado con cédula de ciudadanía No. **1.010.216.569** expedida en Bogotá D.C, en mi calidad de Ingeniero Civil especialista en Geotecnia Vial y Pavimentos, con matrícula profesional **25202-356027 CND**.

CERTIFICO

Que realicé el **ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA MEJORAMIENTO DE VIA DE TERCER ORDEN CODIGO 30HL01 EN EL CORREGIMIENTO DE VEGALARGA - VEREDA SAN ANTONIO DE ANACONIA - MUNICIPIO DE NEIVA – DEPARTAMENTO DEL HUILA - COMPONENTE: MURO DE CONTENCIÓN L: 40M - H:3.00 M**, de conformidad con el *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10) y la Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP14*.

Aclaro que me responsabilizo por dichos estudios siempre y cuando en la construcción se sigan textual y cabalmente las recomendaciones y parámetros establecidos en el ESTUDIO GEOTÉCNICO.

Para los fines pertinentes, anexo copia de mi Matrícula Profesional y certificado de vigencia de la misma.

Atentamente,

CAMILO PAREDES CASTAÑEDA
MAT. 25202-356027 CND
Ingeniero Civil
Especialista en Geotecnia Vial y Pavimentos
Especialista en Gerencia de Proyectos de Construcción e Infraestructura