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

GOBERNACIÓN DEL HUILA

ESTUDIO DE SUELOS
PARA EL CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE

ESTUDIO GEOTÉCNICO: CONSTRUCCIÓN DE SUBESTRUCTURA PARA PUENTE METÁLICO MODULAR SEMIPERMANENTE EN LA VÍA DE TERCER ORDEN DENOMINADA EL CARMEN - BRISAS DEL MAGDALENA A CARGO DEL MUNICIPIO DE ISNOS, DEPARTAMENTO DEL HUILA

NEIVA
AGOSTO - 2025

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

GOBERNACIÓN DEL HUILA

ESTUDIO DE SUELOS
PARA EL CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE

ESTUDIO GEOTÉCNICO: CONSTRUCCIÓN DE SUBESTRUCTURA PARA PUENTE METÁLICO MODULAR SEMIPERMANENTE EN LA VÍA DE TERCER ORDEN DENOMINADA EL CARMEN - BRISAS DEL MAGDALENA A CARGO DEL MUNICIPIO DE ISNOS, DEPARTAMENTO DEL HUILA

CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE
APOYO 1 - OESTE

NEIVA
AGOSTO - 2025

TABLA DE CONTENIDOS

		Pg.
I	ANÁLISIS DE INGENIERÍA	3
1.1	ALCANCE	3
1.2	DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL	3
1.3	CARGAS CONSIDERADAS EN EL ANÁLISIS	4
II	NIVEL FREÁTICO	6
III	ANÁLISIS GEOTÉCNICO	7
3.1	CLASIFICACIÓN DEL SUELO DE SOPORTE	7
3.2	TIPO DE CIMENTACIÓN	7
3.3	CARGAS CONSIDERADAS EN EL ANÁLISIS	7
3.4	PROFUNDIDAD DE DESPLANTE	9
3.5	ESTANDARIZACIÓN DEL SUELO DE SOPORTE	9
IV	DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS DE RESISTENCIA	13
4.1	ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA	13
4.2	MÓDULO DE ELASTCIDAD	13
V	DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS DE EMPUJE	15
5.1	RELACIÓN DE POISSON	15
5.2	MODULO DE CORTE	15
5.3	COEFICIENTES DE EMPUJE DE RANKINE	15
5.4	COMPRESIBILIDAD DEL SUELO	16
VI	DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS DE EMPUJE	17
6.1	ESTADO LÍMITE DE SERVICIO	17
6.2	ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA	17
6.3	ESTADO LÍMITE DE EVENTO EXTREMO	17
6.4	ESTADO LÍMITE DE FATIGA	17
6.5	REQUISITOS DE DISEÑO Y FACTORES DE CARGA	17
6.6	SOLICITACIONES SOBRE LAS ESTRUCTURAS	20
6.7	CONSIDERACIONES SOBRE LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES	21
6.8	CONSIDERACIONES PARA ESTRUCTURAS EN PENDIENTES	22
VII	CÁLCULO DE ESTADOS LÍMITES DE RESISTENCIA	24
7.1	CALCULO INICIAL DE CAPACIDAD PORTANTE PARA FALLA LOCAL	24

		Pg.
7.2	REVISIÓN DE LOS ESTADOS LÍMITES DE RESISTENCIA	26
VIII	CÁLCULO DEL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO	30
8.1	ASENTAMIENTOS ELÁSTICOS	30
8.2	ASENTAMIENTOS PRIMARIOS O EDOMÉTRICOS	31
8.3	ASENTAMIENTOS TOTALES. CHEQUEO	31
IX	CÁLCULO DEL ESTADO LÍMITE DE EVENTO EXTREMO	35
9.1	CLASIFICACIÓN DEL TIPO DE PERFIL DEL SUELO	35
9.2	PARÁMETROS SÍSMICOS CCP14	35
9.3	REVISIÓN DE ESTADO LÍMITE DE EVENTO EXTREMO	40
X	PARÁMETROS DE INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA	43
XI	IDENTIFICACIÓN DE PROBLEMÁTICAS EN EL SUELO	45
11.1	POTENCIAL DE COLAPSO	45
11.2	POTENCIAL DE EXPANSION	46
11.3	POTENCIAL DE LICUACION	47
XII	RECOMENDACIONES	48
12.1	RECOMENDACIONES DE FUNDACIÓN	48
12.2	RECOMENDACIONES ADICIONALES PARA EL PROCESO CONSTRUCTIVO	48
12.3	MANEJO DE AGUAS	49
12.4	CONTROL DE EXCAVACIONES	50
XIII	RESUMEN DE LOS PARÁMETROS DE DISEÑO	52
XIV	CONCLUSIONES	54
XV	BIBLIOGRAFIA	59
	ANEXO: FÓRMULAS EMPLEADAS	60
	LIMITACIONES	64

I 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 la CONSTRUCCIÓN DE SUBESTRUCTURA PARA PUENTE METÁLICO MODULAR SEMIPERMANENTE EN LA VÍA DE TERCER ORDEN DENOMINADA EL CARMEN - BRISAS DEL MAGDALENA A CARGO DEL MUNICIPIO DE ISNOS, DEPARTAMENTO DEL HUILA, localizado en zona rural del municipio de Isnos, departamento del Huila.**
Ubicación:	Quebrada La Chorrera, vereda Remolino, zona rural.
Municipio:	San José de Isnos.
Departamento:	Huila.
Apoyo:	1 - OESTE
Número de sondeos efectuados:	2
Profundidad máxima alcanzada:	15.10 m

1.2 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

El proyecto estructural presentado corresponde a la implementación de un puente vehicular metálico modular semipermanente PMMS, para salvar el cauce que se indica, y de acuerdo a las características que se enumeran a continuación. Por tratarse de un puente, este estudio geotécnico se elaborará conforme a las estipulaciones y requisitos contenidos en el Código Colombiano de Puentes CCP-14.

Longitud del puente:	39.62 m
Ancho aproximado del cauce:	18.00 m
Número de tramos a emplear:	13
Número de carriles:	1
Ancho del tablero del puente:	4.20 m
Ancho aproximado del estribo:	2.00 m

Longitud aproximada del estribo:	8.00 m
Altura sobre el nivel del mar:	1229
Tipo de terreno:	Quebrado

Igualmente, se analizará la capacidad portante para una plataforma de lanzamiento con un ancho B=7,50 m y una longitud mayor o igual a 40 m, a una cota que corresponde a la misma del estribo, la cual se calculará para ambos apoyos.

NOTA: Se analizarán profundidades de desplante entre 2.00 y 8.00 m, dependiendo de la altura del estribo, la cual se encuentra condicionada en la cota superior por el gálibo del puente, el cual se halla a su vex supeditado por la cota del nivel de aguas máximas extraordinarias N.A.M.E. y en la cota inferior por la profundidad de socavación. En el evento que se requieran profundidades de desplante por fuera del rango considerado, se evaluarán las alternativas de continuar aumentando la altura del estribo o de implementar una cimentación profunda, ya sea con pilotes o con caissons.

1.3 CARGAS CONSIDERADAS EN EL ANÁLISIS

Para el diseño de la cimentación 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.

De acuerdo a la información suministrada por el contratante, se presentan las siguientes cargas:

Peso propio de la superestructura:	80 Ton
Magnitud de las cargas dinámicas:	52 Ton

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.

II NIVEL FREÁTICO

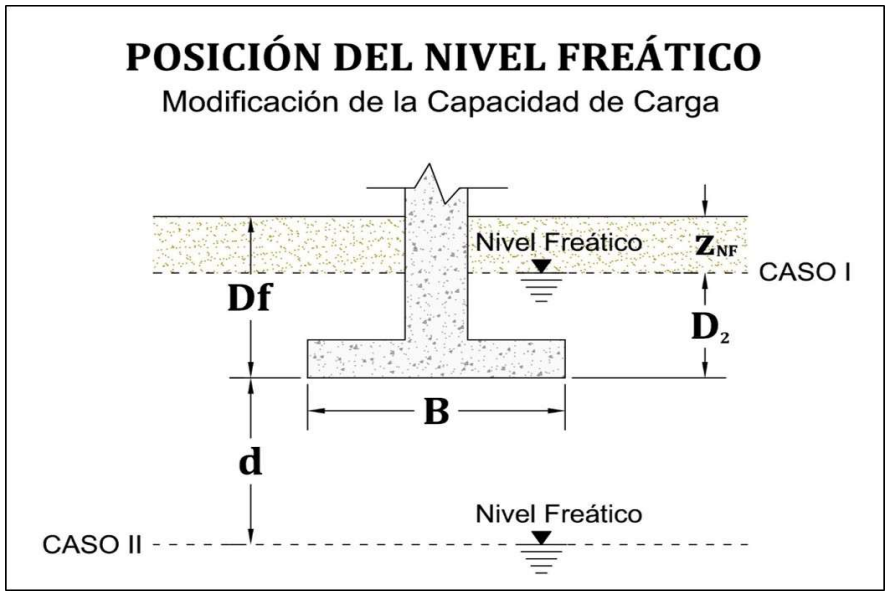
Uno de los aspectos que suele generar problemas con mayor frecuencia durante las etapas de excavación y construcción consiste en la existencia de agua subterránea, ya sea libre o confinada.

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.

Se encontró nivel de aguas freáticas (NAF) en los dos sondeos efectuados, a profundidades de -2.40 y -4.70 m, 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 más desfavorable, con lo cual se establece lo siguiente:

Cota de nivel freático para cálculos, Znf = **0.00** **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.

III 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 la zapata de los estribos puede ser Grava limosa (GM), Arena limosa (SM) o Grava mal gradada (GP) , dependiendo de la profundidad, que va hasta el manto rocoso, hallado a una profundidad de 10.50 m. No se encuentra material de tipo orgánico en las exploraciones.

La profundidad alcanzada fue de 15.10 en ambos sondeos.

3.2 TIPO DE CIMENTACIÓN

Los apoyos de ambos extremos del puente constan de estribos con cimentación superficial, la cual consiste en dos **DADOS DE SECCIÓN CUADRADA** de ancho B = 2.00 m y Longitud L =2.00 m, como se indicó por parte de la entidad contratante.

Debido a que 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 una puente vehicular metálico PMMS de longitud 39.62 m cimentado en dos dados de B=L=2.00 m y con una separación centro a centro entre ellos de 6.00 m. Los parámetros iniciales para el análisis son los siguientes:

GRAVA LIMOSA (GM) - Apoyo Oeste:

Peso específico húmedo, γ_h =	**2.03**	**T/m³**	(Promedio aritmético)
Peso específico seco, γ_s =	**1.92**	**T/m³**	(Promedio aritmético)
Gravedad específica, Gs =	**2.78**	**T/m³**	(Promedio aritmético)
Humedad natural, Wn =	**5.9**	**%**	(Promedio aritmético)

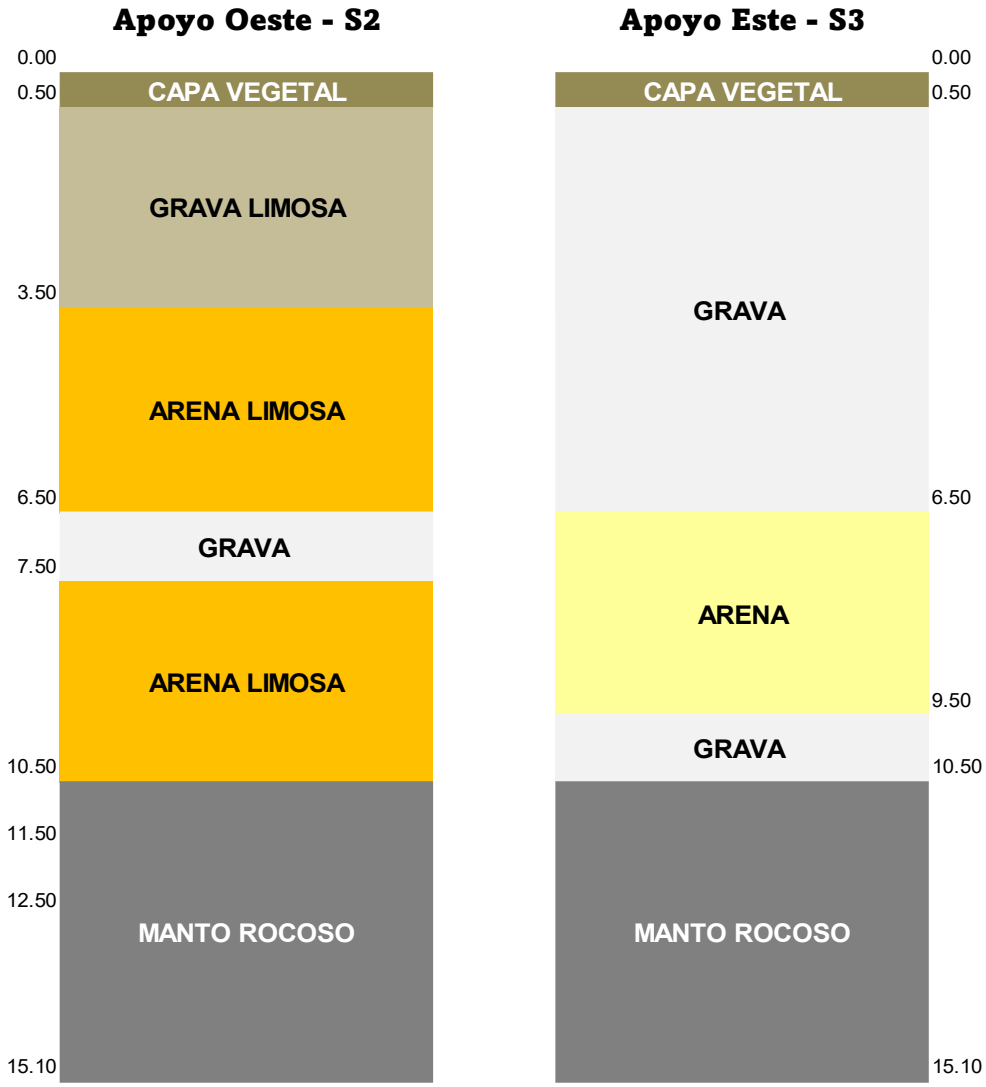
ARENA LIMOSA (SM) - Apoyo Oeste:

Peso específico húmedo, γ_h =	**1.98**	**T/m³**	(Promedio aritmético)
Peso específico seco, γ_s =	**1.75**	**T/m³**	(Promedio aritmético)
Gravedad específica, Gs =	**2.52**	**T/m³**	(Promedio aritmético)
Humedad natural, Wn =	**13.1**	**%**	(Promedio aritmético)

Límite Líquido, LL =	**NL**		
Índice de plasticidad IP =	**NP**		
Cargas peso propio:	**80.0**	**T**	
Cargas dinámicas:	**52.0**	**T**	
Carga esperada en el dado P =	**33.0**	**T**	(Cargas de servicio)
Ancho de la cimentación, B =	**2.00**	**m**	(Suministrado por contratante)
Longitud de la cimentación, L =	**2.00**	**m**	(Suministrado por contratante)
Esfuerzo promedio en el suelo, q=	**11.14**	**T/m²**	

El perfil estratigráfico hallado se muestra en la siguiente figura:

Fig. 3.1 - Perfil estratigráfico de los dos apoyos



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 Sureste se supone que se desplantará a profundidades entre 2.00 m y 8.00 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 = **-4.00 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 Capítulo H.2.5 de la NSR-10, 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 Grava limosa (GM) o Arena limosa (SM).

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 3.2 - Zona de Influencia de la Cimentación

Df	4.00	m	Profundidad de desplante
B	2.00	m	Ancho de la cimentación
γh	1.98	T/m^3	Peso específico húmedo del suelo
Zsup	3.00	m	Profundidad superior [B/2 sobre Df]
Zinf	10.00	m	Profundidad inferior [3B bajo DF]
Zmed	6.50	m	Profundidad media influencia

Tabla 3.3 - Normalización de N y q_u

N_{2pr}	34	golpes	Valor N campo sondeo 2 en zona de influencia
N_{3pr}	34	golpes	Valor N campo sondeo 3 en zona de influencia
N_{pr}	**34.0**	**golpes**	**N promedio corregido campo sondeos**
q_{2pr}	-	kg/cm^2	Valor q campo sondeo 2 en zona de influencia

q_{3pr}	-	kg/cm^2	Valor q campo sondeo 3 en zona de influencia
q_{pr}	**0.00**	**kg/cm^2**	**q promedio corregido campo sondeos**

Valores normalizados:

N =	**34.0**	**golpes**	***(N145 para Colombia)***
	34.0	**golpes**	***N equivalente Apoyo Oeste***
	34.0	**golpes**	***N equivalente Apoyo Este***

Características de la roca:

γ =	**2.67**	**T/m^3**	***Peso unitario***
RCS =	**54.1**	**Mpa**	***Resistencia a la compresión simple***
	DURA		***Clasificación ISRM***

Estratos granulares:

c"$_u$ =	**0.00**	**T/m^2**
q"$_u$ =	**0.00**	**T/m^2**

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:

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

Profundidad de influencia = 10.00 m

SONDEO No. 2 - Apoyo Oeste

No.	Inicia	Fin	Prof.	Hm	C_N	N	N_{corr}	H/N_{corr}
1	0.50	1.50	1.00	1.00	1.83	34	44	0.023
2	1.50	2.50	1.00	2.00	1.49	27	28	0.036
3	2.50	3.50	1.00	3.00	1.27	38	34	0.029
4	3.50	4.50	1.00	4.00	1.11	45	35	0.029
5	4.50	5.50	1.00	5.00	1.01	50	35	0.029
6	5.50	6.50	1.00	6.00	0.96	52	35	0.029
7	6.50	7.50	1.00	7.00	0.92	55	35	0.029
8	7.50	8.50	1.00	8.00	0.88	50	31	0.032
9	8.50	9.50	1.00	9.00	0.86	55	33	0.030
10	9.50	10.50	1.00	10.00	0.85	62	37	0.027
Σ			**8.00**					**0.23**

N_{S2} = 34 **N_{pr2} = 60.6**

SONDEO No. 3 - Apoyo Este

No.	Inicia	Fin	Prof.	Hm	C_N	N	N_{corr}	H/N_{corr}
1	0.50	1.50	1.00	1.00	1.85	37	48	0.021
2	1.50	2.50	1.00	2.00	1.50	28	29	0.034
3	2.50	3.50	1.00	3.00	1.26	40	35	0.029
4	3.50	4.50	1.00	4.00	1.11	40	31	0.032
5	4.50	5.50	1.00	5.00	1.11	50	39	0.026
6	5.50	6.50	1.00	6.00	0.95	53	35	0.029
7	6.50	7.50	1.00	7.00	0.92	52	34	0.029
8	7.50	8.50	1.00	8.00	0.92	50	32	0.031
9	8.50	9.50	1.00	9.00	0.85	52	31	0.032
10	9.50	10.50	1.00	10.00	0.80	60	34	0.029
Σ			**8.00**					**0.24**

N_{S3} = 34 **N_{pr3} = 60.5**

De esta forma se calculan los valores de $N1_{45}$ y Nprom:

$N1_{45}$ = 34.0

N_{prom} = 60.5

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 2 (Apoyo Oeste)

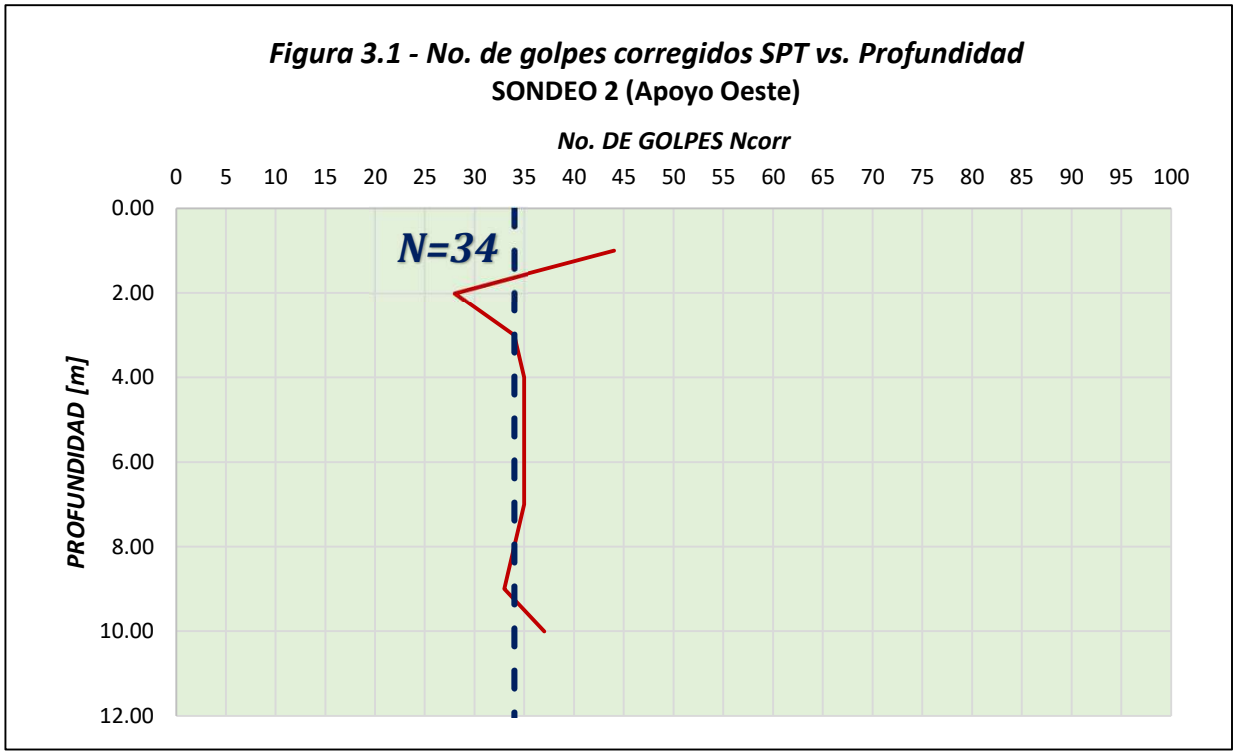
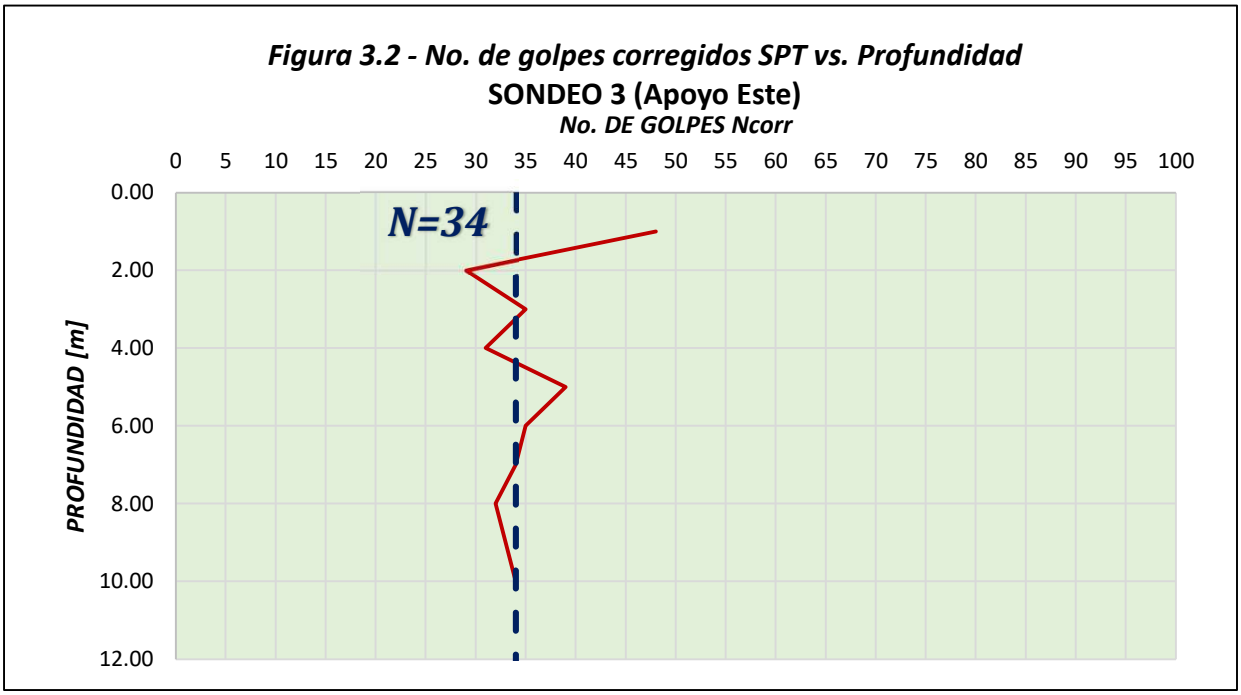


Figura 3.2 - No. de golpes corregidos SPT vs. Profundidad

SONDEO 3 (Apoyo Este)



IV 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 $N1_{45}$ Y φ'_{eq}	
SUELO: SM	**$N1_{45}$: 34.0**
RELACIÓN	**φ'_{eq}**
φ' equivalente Peck & Terzaghi [1948]	37.00
φ' equivalente Peck, Hanson & Thornburn [1953]	37.33
φ' equivalente Kishida [1969]	35.62
φ' equivalente Schmertmann [1970]	42.65
φ' equivalente Japan National Railway [1999]	33.38
φ' equivalente Japan Road Bureau [1986]	32.85
φ' equivalente Hatanaka & Uchida [1996]	40.62
φ' equivalente Montenegro & González [2014]	36.23
φ' equivalente Media acotada	*35.69*
φ' equivalente Media geométrica	*35.83*
φ' equivalente Mediana	*35.62*
φ' equivalente diseño ajustado	**35.71**

Por lo tanto, se puede tomar el valor **ϕ'_{eq}= 35.7 °**

Adicionalmente, se pueden adoptar los valores:

Ángulo de fricción entre suelo y concreto δ = *23.2* °
Coeficiente de fricción entre suelo y concreto μ = *0.43*

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 limosas y arcillosas	**Promedio**
Bowles - 1997	2,450
Webb - 1974	1,617
Arena limosa o arcillosa SC	3,970
Es Promedio (T/m²) =	**2,679**

Por tanto el módulo de elasticidad del suelo se toma: **Es = 2,679 T/m²** (Promedio)

V 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.

<u>Coeficientes de Empuje de Rankine</u>

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	35.7	°	Ángulo de fricción interna del suelo
Es	2,679	T/m²	Módulo de Elasticidad del suelo
υ	0.294		Relación de Poisson
G	1,035	T/m²	Módulo de Corte del Suelo
E_0	3,548	T/m²	Módulo Edométrico del Suelo
m_v	0.0028		Módulo de compresibilidad volumétrica
K_0	0.42		Presión de reposo
K_d	0.26		Coeficiente de presión activa de Rankine
K_P	3.80		Coeficiente de presión pasiva de Rankine
K_a	0.25		Coeficiente de presión activa de Coulomb
K_P	5.96		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 **BAJA.**

VI 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.

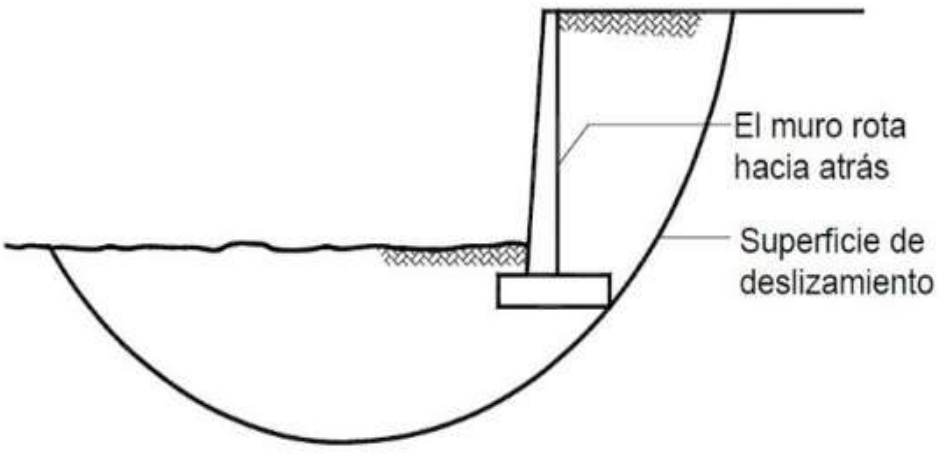
Mu = Sumatoria de Momentos actuantes:

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. 15.1 - 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_γ se sustituyen por N_{cq} y $N_{\gamma q}$ 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:

$N_s = 0.0$

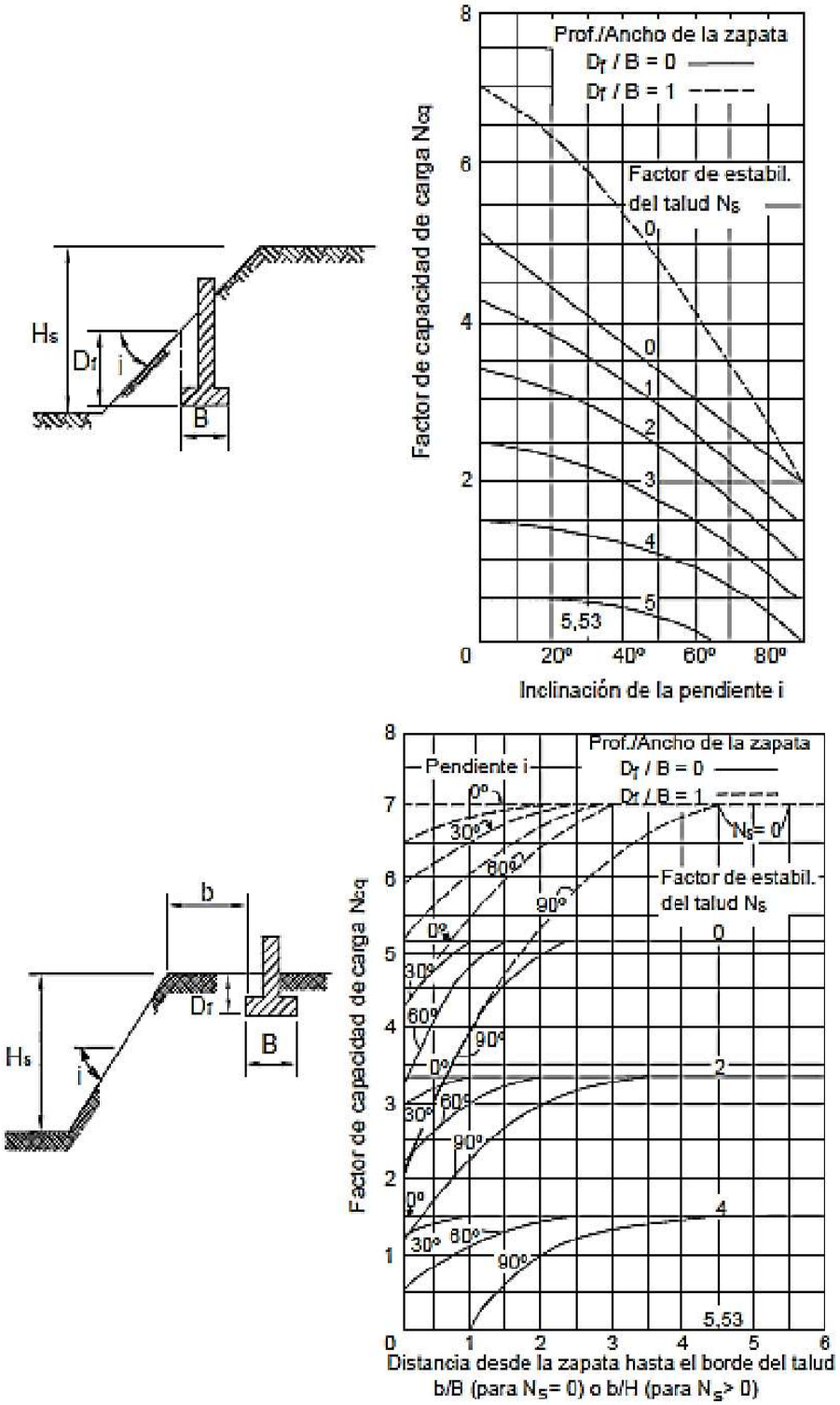
Para B ≥ H:

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

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



VII 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	4.00	m	Profundidad de desplante
B	2.00	m	Ancho del cimiento
L	2.00	m	Longitud del cimiento
Znf	0.00	m	Nivel freático
Caso	I		Según posición nivel freático
q_{SC}	4.57	T/m^2	Sobrecarga efectiva
γ_h	1.98	T/m^3	Peso específico húmedo
γ_s	1.75	T/m^3	Peso específico seco
G_s	2.52		Gravedad específica de los sólidos
e	0.648		Relación de vacíos
w	0.131		Humedad natural
γ_{sat1}	2.143	T/m^2	Peso específico saturado calculado con e
γ_{sat2}	2.143	T/m^2	Peso específico saturado calculado con w
γ_{sat}	2.143	T/m^3	Peso específico saturado promedio
γ'	1.143	T/m^3	$\gamma_{sat} - \gamma_w$
$\bar{\gamma}$	-2.205	T/m^3	Peso específico para cálculo en Caso II
γ^*	1.143	T/m^3	Peso específico fórmula Vesic
ϕ'	35.70	°	Ángulo de fricción interna equivalente del suelo
ϕ'	0.62	rad	Ángulo de fricción interna equivalente del suelo
ϕ''	25.60	°	Ángulo de fricción reducido para falla local
ϕ''	0.45	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}	3.80		Coeficiente de empuje pasivo Rankine
k_{fp}	1.11		Factor de forma y profundidad
$q'_{Df+B/2}$	9.90	T/m^2	Sobrecarga efectiva a z=Df+B/2
G	1035.0	T/m^2	Módulo de corte del suelo
c''_u	0.00	T/m^2	Cohesión para cálculo
I_r	218.24		Índice de rigidez a z=Df+B/2
ω	0.56	rad	45 - ϕ/2, en radianes
$I_{r(cr)}$	46.17		Índice de rigidez crítico
Factores de Capacidad de Carga			
Nq	17.13		Factor de carga q
Nc	33.66		Factor de carga c
Nγ	17.37		Factor de carga γ
Factores de Forma			
$S_c = F_{cs}$	1.51		Factor de forma c
$S_q = F_{qs}$	1.48		Factor de forma q

$S_\gamma = F_{\gamma s}$	0.60		Factor de forma γ
Factores de Profundidad			
$d_c = F_{cd}$	1.36		Factor de profundidad c
$d_q = F_{qd}$	1.34		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}	167.35	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}	**73.30**	**T/m²**	**Capacidad de carga admisible**
Cargas y esfuerzos máximos por cortante local			
A	4.00	m²	Área cimiento
P	293.29	T	Carga máx sobre cimiento
w_{es}	11.14	T/m²	Esfuerzo esperado sobre cimiento

La capacidad de carga admisible calculada se ha estimado inicialmente en 73.3 T/m², el cual es un valor particular válido únicamente para cimientos de 2 m de ancho por 2 m de largo con una profundidad de desplante de –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)*

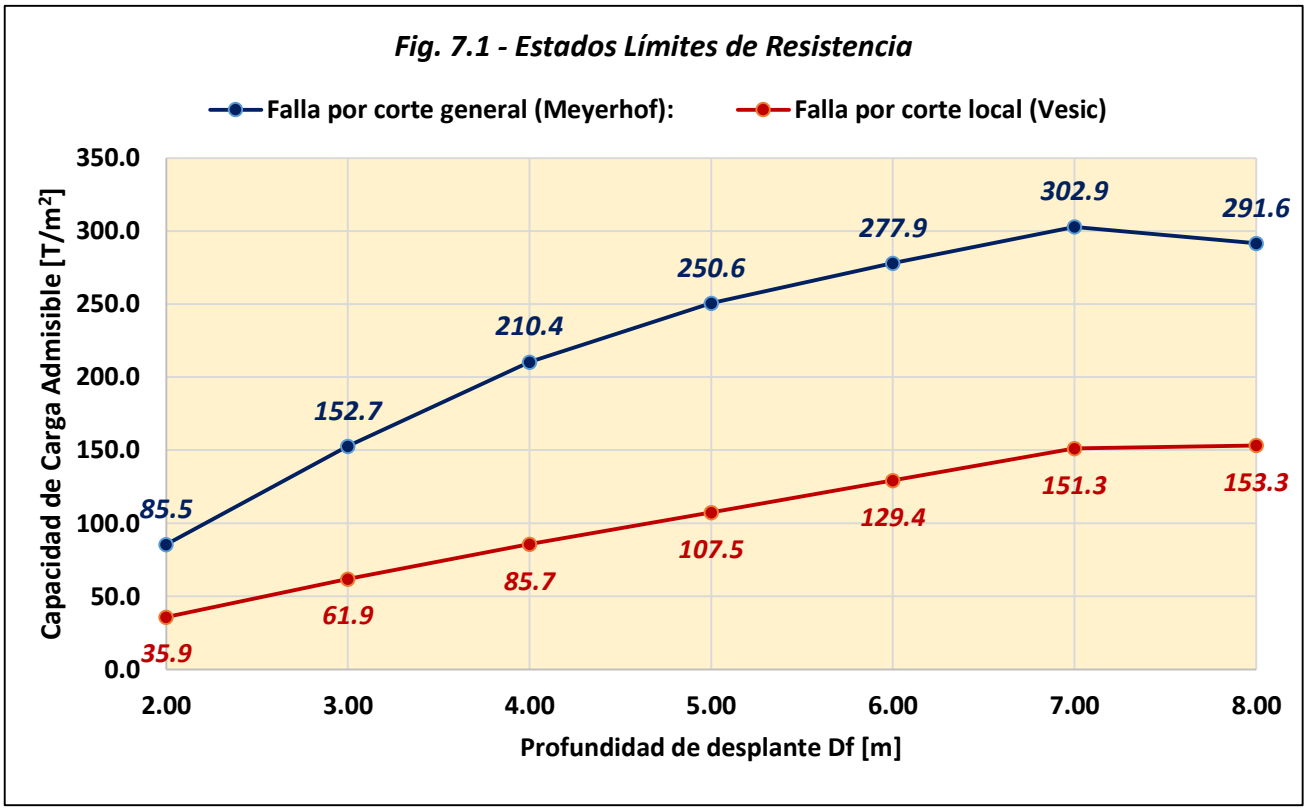
$$q_u = cN_cF_{cs}F_{cd}F_{cc}F_{ci} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qc}F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma^* BN_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma c}F_{\gamma i}$$

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)
2.00	85.5	35.9
3.00	152.7	61.9
4.00	210.4	85.7
5.00	250.6	107.5
6.00	277.9	129.4
7.00	302.9	151.3
8.00	291.6	153.3

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



Profundidad de desplante adoptada: Df =		-4.00	m
Capacidad de carga	*Falla por corte general (Meyerhof):*	210.4	T/m^2
Capacidad de carga	*Falla por corte local (Vesic)*	85.7	T/m^2
Capacidad de carga admisible (ELF-1) =		**85.7**	**T/m^2**

CAPACIDAD E.L. RESISTENCIA =	***85.7***	**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

VIII 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.

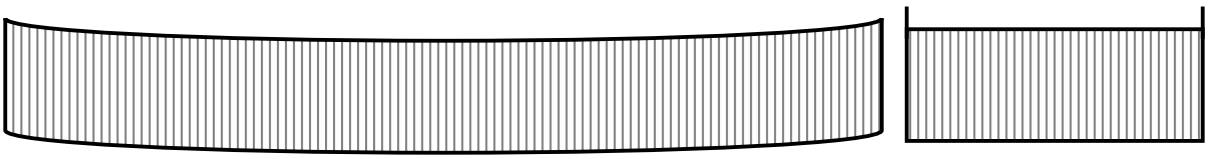
8.1 ASENTAMIENTOS ELÁSTICOS

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 8.1 - Parámetros empleados en el cálculo del asentamiento elástico esperado

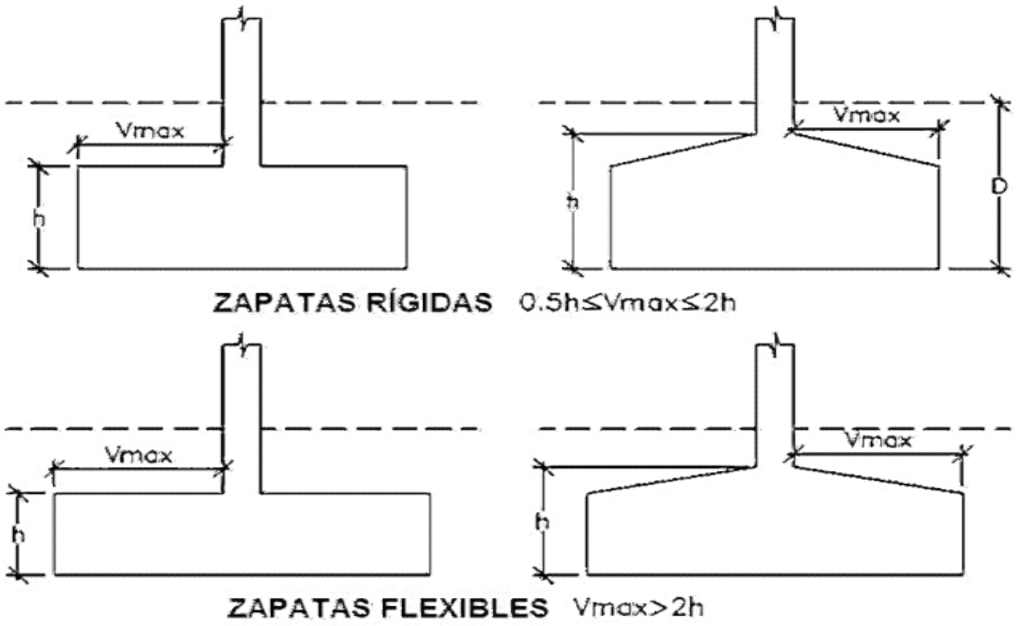
Parámetro	Valor	Und	Descripción
q_{esp}	11.14	T/m^2	Carga promedio esperada
Es	2,679	T/m^2	Módulo de Elasticidad del suelo
μ	0.29		Relación de Poisson
B	2.00	m	Ancho de la cimentación
L	2.00	m	Longitud de la cimentación
m	1.000		Relación dimensional
ξ	1.414		Coeficiente de influencia
Ip	0.561		Módulo 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)
1.9	3.8	3.3	3.0

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 5% 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 = 5% 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.

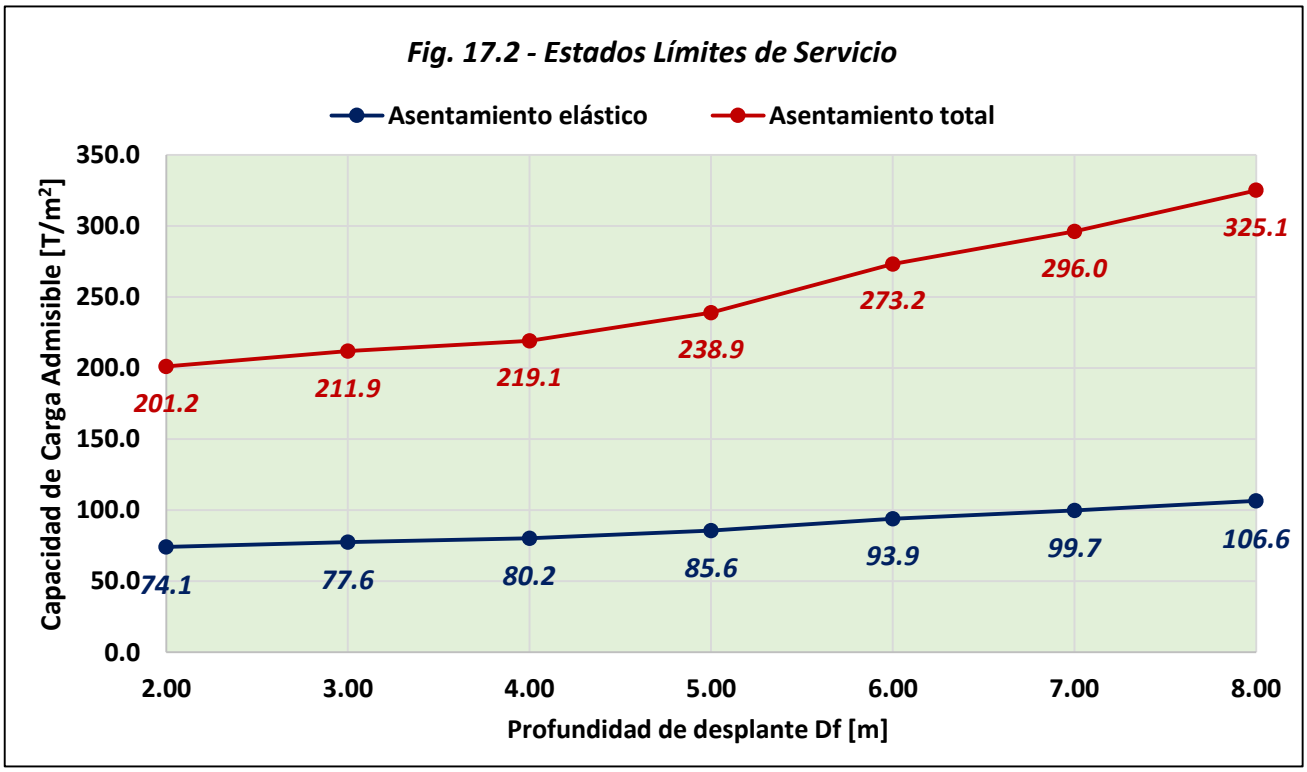
Se calcularon los valores de capacidad de carga en función de la profundidad de desplante para el Estado Límite de Servicio, teniendo en cuenta que no se excedan los valores máximos permitidos para el asentamiento elástico, incluyendo los asentamientos diferenciales de carácter instantáneo, y los asentamientos 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
2.00	74.1	201.2
3.00	77.6	211.9
4.00	80.2	219.1
5.00	85.6	238.9
6.00	93.9	273.2
7.00	99.7	296.0
8.00	106.6	325.1

Profundidad de desplante sugerida: Df = -4.00 m
Capacidad de carga (asentamiento elástico) = 80.2 T/m^2
Capacidad de carga (asentamiento total) = 219.1 T/m^2
Capacidad de carga admisible (ELS) = **80.2** **T/m^2**

Fig. 17.2 - 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:

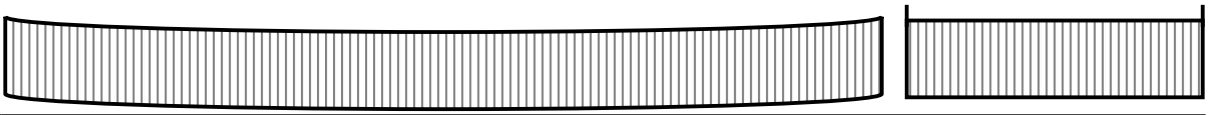
CAPACIDAD E.L. SERVICIO =	***80.2***	**T/m^2**

(*) 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}	80.20	T/m^2	Carga máxima admisible en el suelo
Es	2,679.0	T/m^2	Módulo de Elasticidad del suelo
μ	0.29		Relación de Poisson
B	2.00	m	Ancho de la cimentación
L	2.00	m	Longitud de la cimentación
m	1.000		Relación dimensional
ξ	1.414		Coeficiente de influencia
Ip	0.561		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)
13.8	27.6	23.4	21.8

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

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

Condición de carga	Presión suelo		Asentamientos [mm]		
	T/m^2	kg/cm^2	Elásticos	Primarios	Totales
Presión esperada	11.1	1.11	3.0	0.2	3.2
Máxima Admisible	80.2	8.02	21.8	1.1	22.9

Relación Carga Admisible / Carga Esperada = 7.20

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

IX 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	10.0%	C/D	**C**
W_N > 40%	13.1%	C/D	
50 < N < 15	60.6	C	
Su < 0.50 Kgf/cm^2	0.00	-	

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

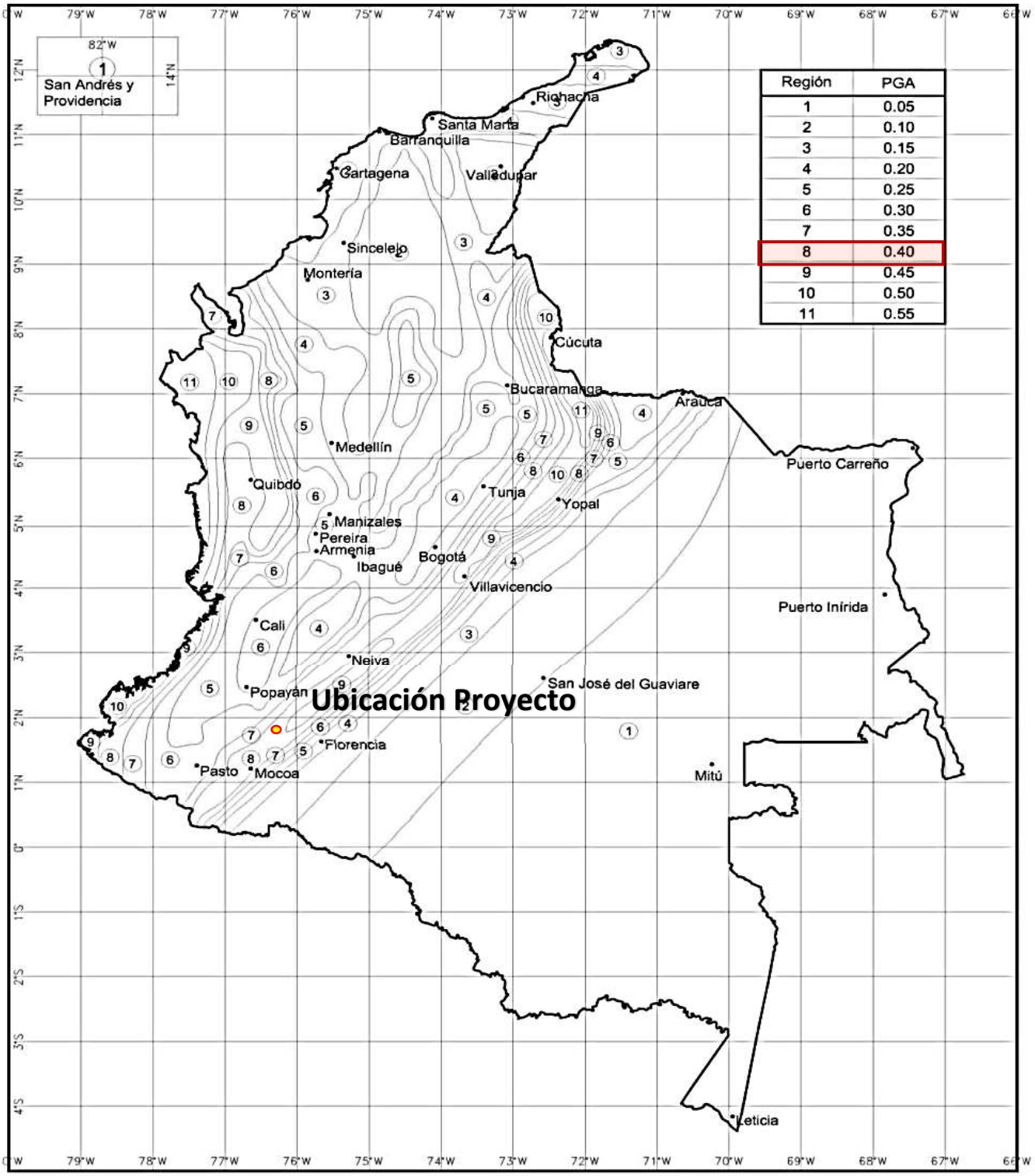
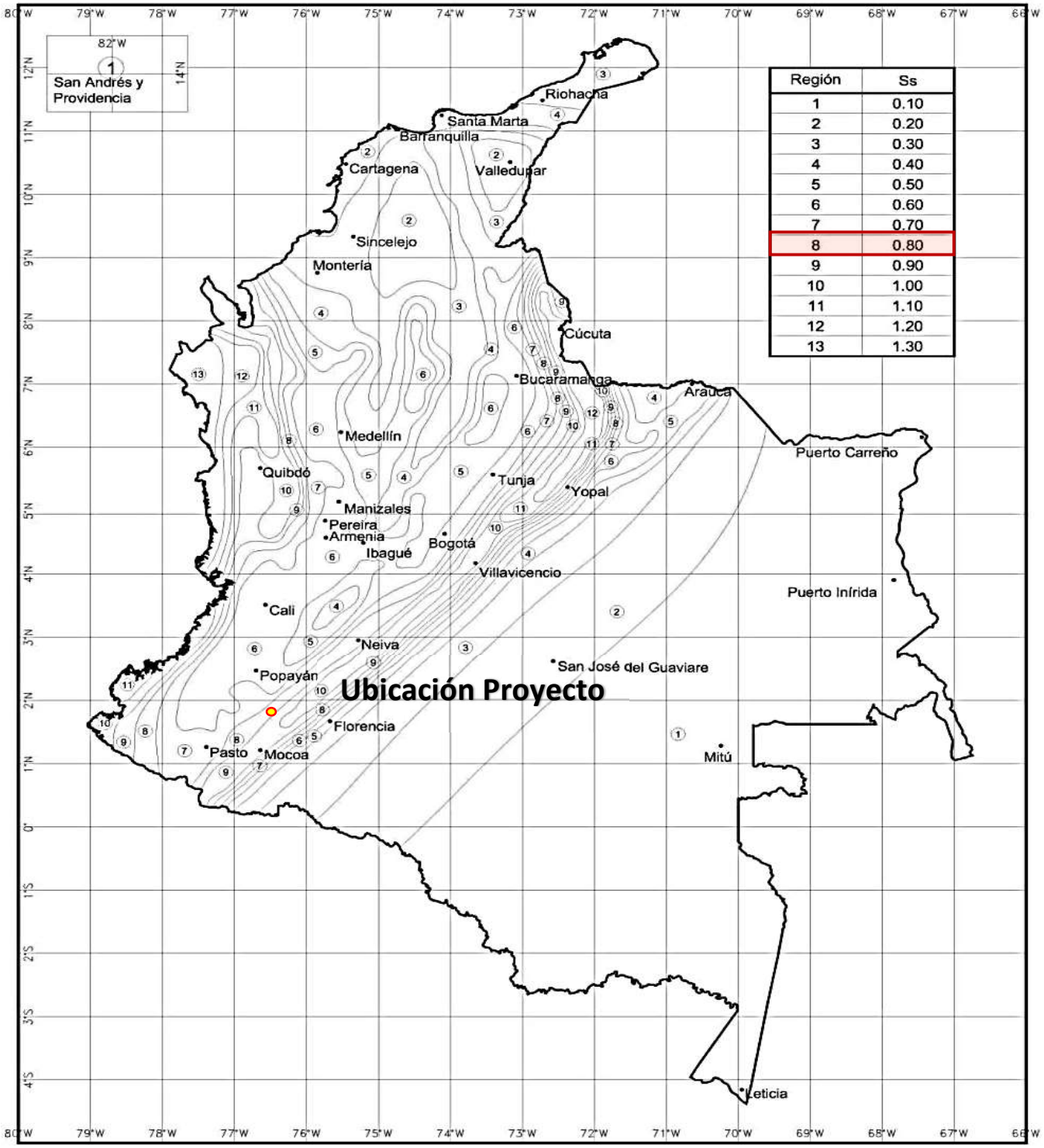
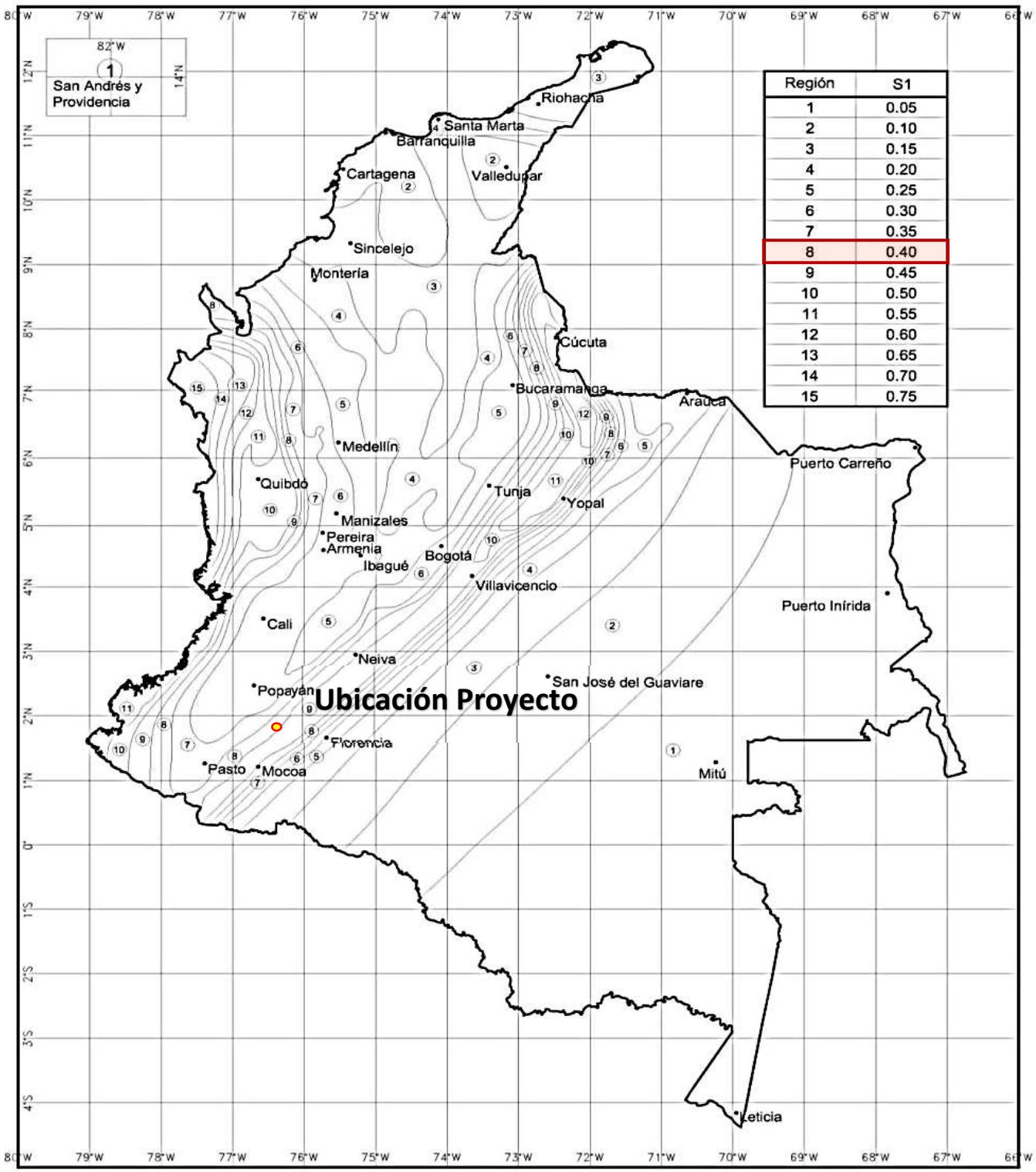


Fig. 9.2 - Mapa de Valores Ss del CCP-14



Región	Ss
1	0.10
2	0.20
3	0.30
4	0.40
5	0.50
6	0.60
7	0.70
8	0.80
9	0.90
10	1.00
11	1.10
12	1.20
13	1.30

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	**Isnos**
Código Municipio	41359
Nivel de Amenaza Sísmica	ALTA
Tipo de Perfil de Suelo	**C**
Coeficiente de aceleración pico del terreno **PGA** (Zona 8)	0.40
Coeficiente de aceleración espectral horizontal para períodos cortos **Ss** (Zona 8)	0.80
Coeficiente de aceleración espectral horizontal para períodos largos **S1** (Zona 8)	0.40
Factor de sitio en el período de vibración cero **Fpga**	1.00
Factor de sitio en el intervalo de períodos cortos **Fa**	1.08
Factor de sitio en el intervalo de períodos largos **Fv**	1.40
Coeficiente de aceleración pico del suelo modificado para período corto **As**	0.40
Coeficiente de aceleración de respuesta espectral horizontal para período corto **SDS**	0.86
Coeficiente de aceleración espectral **SD**1	0.56
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:

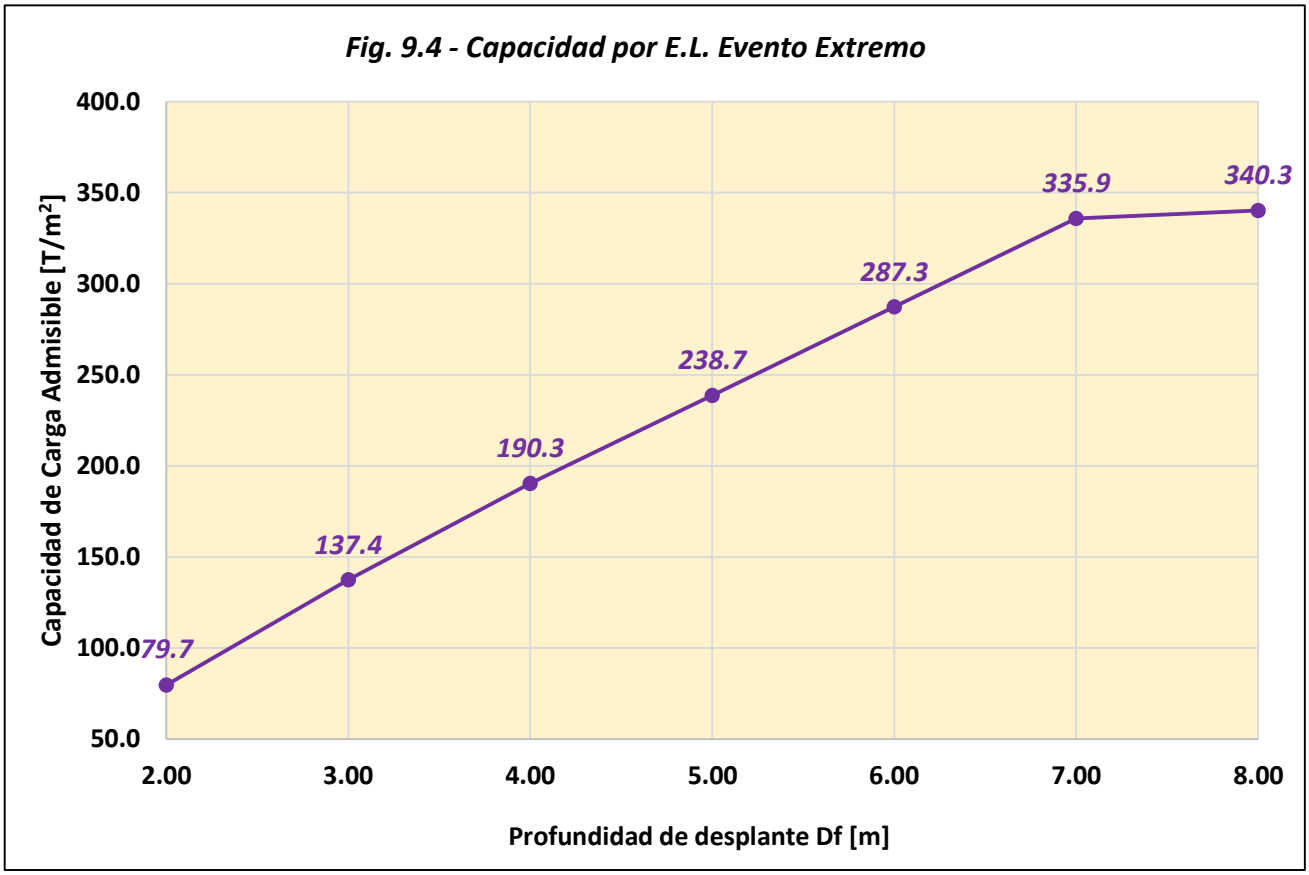
Una vez efectuados los análisis relacionados con el tipo de falla, capacidad portante de acuerdo a factores de seguridad sobre parámetros de resistencia del suelo y a las condiciones extremas de servicio, que corresponden a los valores de asentamiento máximo total permitido por la Norma NSR-10 y elástico, 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]
2.00	79.7
3.00	137.4
4.00	190.3
5.00	238.7
6.00	287.3
7.00	335.9
8.00	340.3

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 = ***-4.00 m***

Capacidad de carga (E.L. Evento extremo) = ***190.3 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 =	***190.3***	**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

X 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)	11.1	3.0	3,680
Cargas admisibles (ELS)	80.2	21.8	3,680

Módulo de reacción, K_S = 3,680 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} = 16,590 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 = 38,060 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 = 18,210 T/m^3

Coeficiente reacción vertical, K_V = 27,320 T/m^3

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

$$\Delta_{pr} = 0.27 \quad W_{pr}$$

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:

$$Ir = G / c'_u = 103,500$$

XI 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
1.93	2.78	30.0%	1.52	1.27	Estable o expansivo
1.80	2.52	30.0%	1.44	1.25	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): Medio

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%	**100%**	**NO SUSCEPTIBLE**	**100% BAJO**
<12		**0%**	**SUSCEPTIBLE**	**0% MEDIO**
<7	>85%			**0% ALTO**

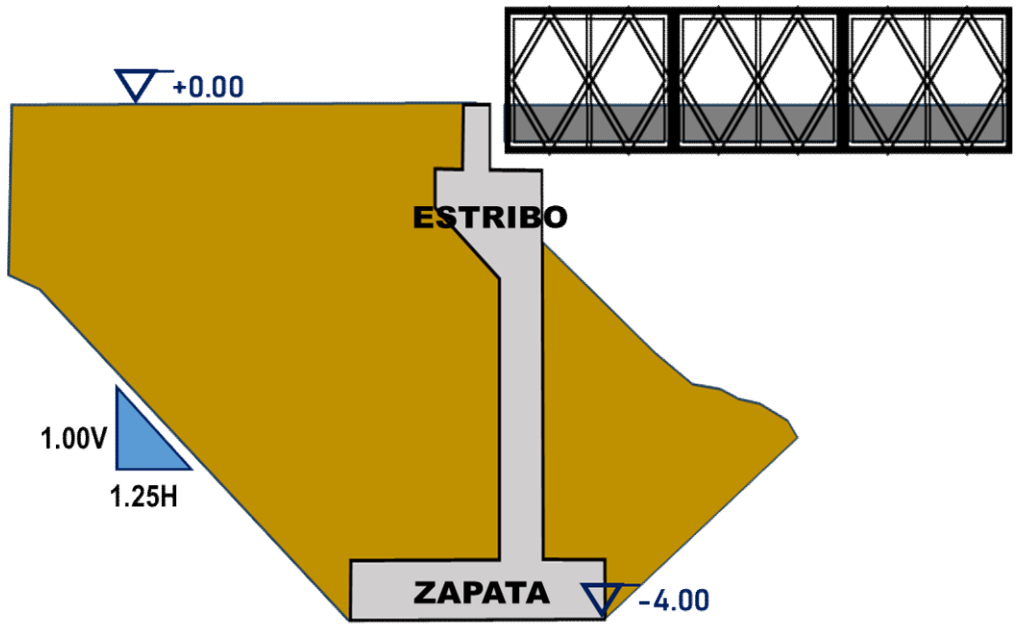
POTENCIAL DE LICUACIÓN: ***Bajo***

XII RECOMENDACIONES

12.1 RECOMENDACIONES DE FUNDACIÓN

La estructura considerada consiste en un puente metálico PMMS de longitud aproximada L=39.62 m y ancho de tablero 4.20 m. De conformidad con el análisis geotécnico, la cimentación de la estructura planteada se muestra en el siguiente esquema. con una profundidad de desplante Df=4.00 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 -4.05 m de acuerdo a los planos estructurales, 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 si se requiere en los costados, 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 cimentación 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 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, en el espaldar del estribo para disipar la presión del agua contenida en el suelo que se encuentra en el trasdós y que puede afectar negativamente la estructura.

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, debido a la posible 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 estribo y a los lados a la construcción para evitar que el agua lluvia se empoce e infiltre hacia la subestructura

- 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 = **0.5**

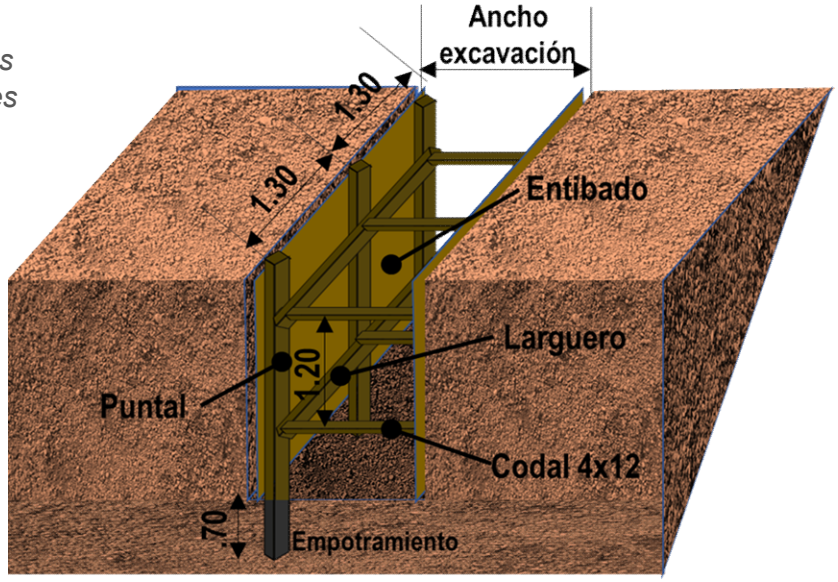
- Por consiguiente, la excavación no es estable, por lo cual se requieren medidas especiales de protección para los taludes, debido a que se excede la profundidad crítica de excavación.

- 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 = **1.50 m**

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

Protección de excavaciones para profundidades mayores a 1.5 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, como se indica en la Figura 21.1 al inicio del capítulo.

- 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).

- 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.

- 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

XIII RESUMEN DE LOS PARÁMETROS DE DISEÑO

En la siguiente tabla, se muestra el resumen de los parámetros del suelo obtenidos para la **CONSTRUCCIÓN DE SUBESTRUCTURA PARA PUENTE METÁLICO MODULAR SEMIPERMANENTE EN LA VÍA DE TERCER ORDEN DENOMINADA EL CARMEN - BRISAS DEL MAGDALENA A CARGO DEL MUNICIPIO DE ISNOS, DEPARTAMENTO DEL HUILA,** localizado en el municipio de San José de Isnos, departamento del Huila:

Tabla 13.1 - Parámetros de Diseño del Suelo

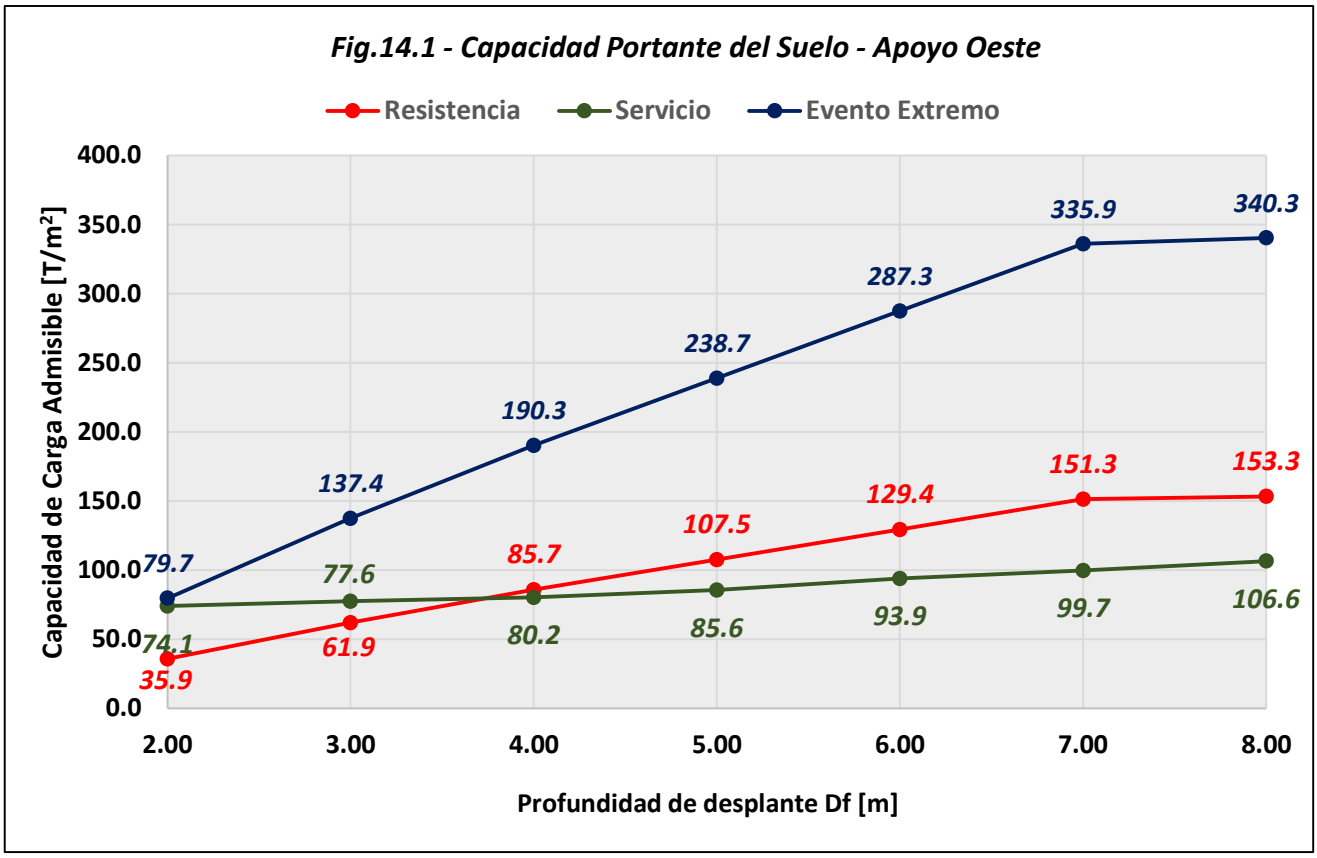
PARÁMETRO DE INTERÉS	VALOR	UND
CAPACIDAD PORTANTE E.L. RESISTENCIA (Df=4.00 m)	**85.7**	**T/m^2**
CAPACIDAD PORTANTE E.L. SERVICIO (Df=4.00 m)	**80.2**	**T/m^2**
CAPACIDAD PORTANTE E.L. EVENTO EXTREMO (Df=4.00 m)	**190.3**	**T/m^2**
Profundidad de desplante adoptada	**-4.00**	**m**
Esfuerzo cortante esperado sobre el terreno (E.L. Servicio)	11.1 - 80.2	T/m^2
Peso unitario suelo húmedo γ_h	1.98	T/m^3
Peso unitario suelo seco γ_s	1.75	T/m^3
Gravedad específica Gs	2.52	T/m^3
No de golpes corregido SPT $N1_{45}$	34.0	
PARÁMETROS SUELO		
Clasificación suelo de soporte	Granular	SM / GM
Humedad natural promedio	13.1	%
Ángulo de fricción ϕ’	35.7	°
Cohesión del suelo c'_u	0.00	T/m^2
Posición del nivel freático Znf	0.00	m
Profundidad de influencia Zinf	-10.00	m
Módulo Edométrico Eo	3,548	T/m^2
Módulo de Elasticidad Es	2,679	T/m^2
Módulo de Corte G	1,035	T/m^2
Coeficiente de compresibilidad volumétrica m_v	0.0028	m^2/T
Compresibilidad	Baja	
Ángulo de fricción suelo - concreto	23.2	°
Coeficiente de fricción suelo - concreto	0.43	
Coeficiente de Poisson υ	0.29	
PARÁMETROS EMPUJE		
Coeficiente de distribución carga en reposo Ko	0.42	
Coeficiente activo de Rankine Kd	0.26	
Coeficiente pasivo de Rankine Kp	3.80	
Coeficiente activo de Coulomb Ka	0.25	

Coeficiente pasivo de Coulomb Kp	5.96	
PARÁMETROS INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA		
Módulo de reacción k_S	3,680	T/m^3
Módulo de balasto k_{30}	16,590	T/m^3
Módulo de Winkler	38,060	T/m^3
Módulo de reacción horizontal del suelo Kh	18,210	T/m^3
Módulo de reacción vertical del suelo Kv	27,320	T/m^3
Índice de rigidez del suelo Ir	103500.0	
PARÁMETROS ASENTAMIENTOS		
Asentamiento elástico promedio ΔSip – Carga máxima admisible	21.8	mm
Asentamiento primario promedio ΔSip – Carga máxima admisible	1.1	mm
Asentamiento total promedio ΔSip – Carga máxima admisible	22.9	mm
Asentamiento diferencial máximo esperado – Carga máxima admisible	2.1	mm
Giro máximo esperado – Carga máxima admisible	2×10^{-4}	
RIESGOS POTENCIALES		
Potencial de colapso	Bajo	
Potencial de expansión	Bajo	
Potencial de licuación	Bajo	
FACTORES DE SEGURIDAD		
Factor de seguridad de la excavación	0.5	Bajo
Profundidad crítica de excavaciones para un F.S. de 1.80	1.50	m
Factor de seguridad carga esperada para falla cortante local	15.03	Cumple
PARÁMETROS SÍSMICOS CCP-14		
Municipio	**Isnos**	
Código del Municipio	41359	
Nivel de Amenaza Sísmica	ALTA	
Tipo de Perfil de Suelo	**C**	
Coeficiente de aceleración pico del terreno PGA (ZONA 5)	0.40	
Coeficiente de aceleración espectral horizontal para períodos cortos Ss (ZONA 6)	0.80	
Coeficiente de aceleración espectral horizontal para períodos largos S1 (ZONA 6)	0.40	
Factor de sitio en el período de vibración cero Fpga	1.00	
Factor de sitio en el intervalo de períodos cortos Fa	1.08	
Factor de sitio en el intervalo de períodos largos Fv	1.40	
Coeficiente de aceleración pico del suelo modificado para período corto AS	0.400	
Coeficiente de aceleración de respuesta espectral horizontal para período corto SDS	0.864	
Coeficiente de aceleración espectral SD1	0.560	
Zona de Desempeño Sísmico	**4**	

XIV CONCLUSIONES

- Se obtuvo para el suelo un perfil tipo **C** de acuerdo a la NSR-10. El valor de N promedio corregido del ensayo SPT está por encima de 50 golpes, la velocidad media de la onda de corte es superior a 360 m/s, y la resistencia al corte es inferior a 0.5 Kgf/cm² . No se detectan arcillas blandas en las exploraciones.

- La presión máxima admisible para la zapata rectangular es de 85.7 T/m² para el Estado Límite de Resistencia; 80.2 T/m² para el Estado Límite de Servicio y de 190.3 T/m² para el Estado Límite de Evento Extremo. Estos valores corresponden a la capacidad portante calculada a una profundidad de desplante de -4.00 m, con respecto a la cota rasante. En caso de querer cambiar la profundidad de desplante sugerida, se puede emplear el gráfico siguiente:



- 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	11.1	3.0	0.2	3.2	0.2
Cargas Admisibles	80.2	21.8	1.1	22.9	1.4

- Los valores de capacidad de carga admisible para la plataforma de lanzamiento, de acuerdo a las características señaladas de ancho B=7.50 m y longitud mayor o igual a 40 m, para la altura propuesta son los siguientes:

Tabla 14.2 - Valores de capacidad de carga admisible de la plataforma de lanzamiento (Ton/m^2)

Estado Límite	Longitud de la plataforma Lp [m]							
	40	42	44	46	48	50	52	54
Resistencia - ELR	19.7	19.7	19.8	19.9	19.9	20.0	20.0	20.1
Servicio - ELS	10.0	9.9	9.8	9.7	9.6	9.5	9.4	9.3
Evento extremo - ELEE	43.7	43.8	44.0	44.2	44.3	44.4	44.5	44.6

- 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

- Se debe tomar en cuenta en el diseño de la cimentación la construcción de drenajes y de filtros en el espaldar del estribo para encauzar el agua evacuada y disponerla apropiadamente. También se debe realizar una excelente precompactación antes de construir el estribo.

XV 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

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

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
MAT. 25202-356027 CND
Ingeniero Civil
Especialista en Geotecnia Vial y Pavimentos

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

GOBERNACIÓN DEL HUILA

ESTUDIO DE SUELOS
PARA EL CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE

ESTUDIO GEOTÉCNICO: CONSTRUCCIÓN DE SUBESTRUCTURA PARA PUENTE METÁLICO MODULAR SEMIPERMANENTE EN LA VÍA DE TERCER ORDEN DENOMINADA EL CARMEN - BRISAS DEL MAGDALENA A CARGO DEL MUNICIPIO DE ISNOS, DEPARTAMENTO DEL HUILA

CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE
APOYO 2 - ESTE

NEIVA
AGOSTO - 2025

TABLA DE CONTENIDOS

		Pg.
I	ANÁLISIS DE INGENIERÍA	3
1.1	ALCANCE	3
1.2	DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL	3
1.3	CARGAS CONSIDERADAS EN EL ANÁLISIS	4
II	NIVEL FREÁTICO	6
III	ANÁLISIS GEOTÉCNICO	7
3.1	CLASIFICACIÓN DEL SUELO DE SOPORTE	7
3.2	TIPO DE CIMENTACIÓN	7
3.3	CARGAS CONSIDERADAS EN EL ANÁLISIS	7
3.4	PROFUNDIDAD DE DESPLANTE	9
3.5	ESTANDARIZACIÓN DEL SUELO DE SOPORTE	9
IV	DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS DE RESISTENCIA	13
4.1	ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA	13
4.2	MÓDULO DE ELASTCIDAD	13
V	DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS DE EMPUJE	15
5.1	RELACIÓN DE POISSON	15
5.2	MODULO DE CORTE	15
5.3	COEFICIENTES DE EMPUJE DE RANKINE	15
5.4	COMPRESIBILIDAD DEL SUELO	16
VI	DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS DE EMPUJE	17
6.1	ESTADO LÍMITE DE SERVICIO	17
6.2	ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA	17
6.3	ESTADO LÍMITE DE EVENTO EXTREMO	17
6.4	ESTADO LÍMITE DE FATIGA	17
6.5	REQUISITOS DE DISEÑO Y FACTORES DE CARGA	17
6.6	SOLICITACIONES SOBRE LAS ESTRUCTURAS	20
6.7	CONSIDERACIONES SOBRE LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES	21
6.8	CONSIDERACIONES PARA ESTRUCTURAS EN PENDIENTES	22
VII	CÁLCULO DE ESTADOS LÍMITES DE RESISTENCIA	24
7.1	CALCULO INICIAL DE CAPACIDAD PORTANTE PARA FALLA LOCAL	24

		Pg.
7.2	REVISIÓN DE LOS ESTADOS LÍMITES DE RESISTENCIA	26
VIII	CÁLCULO DEL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO	30
8.1	ASENTAMIENTOS ELÁSTICOS	30
8.2	ASENTAMIENTOS PRIMARIOS O EDOMÉTRICOS	31
8.3	ASENTAMIENTOS TOTALES. CHEQUEO	31
IX	CÁLCULO DEL ESTADO LÍMITE DE EVENTO EXTREMO	35
9.1	CLASIFICACIÓN DEL TIPO DE PERFIL DEL SUELO	35
9.2	PARÁMETROS SÍSMICOS CCP14	35
9.3	REVISIÓN DE ESTADO LÍMITE DE EVENTO EXTREMO	40
X	PARÁMETROS DE INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA	43
XI	IDENTIFICACIÓN DE PROBLEMÁTICAS EN EL SUELO	45
11.1	POTENCIAL DE COLAPSO	45
11.2	POTENCIAL DE EXPANSION	46
11.3	POTENCIAL DE LICUACION	47
XII	RECOMENDACIONES	48
12.1	RECOMENDACIONES DE FUNDACIÓN	48
12.2	RECOMENDACIONES ADICIONALES PARA EL PROCESO CONSTRUCTIVO	48
12.3	MANEJO DE AGUAS	49
12.4	CONTROL DE EXCAVACIONES	50
XIII	RESUMEN DE LOS PARÁMETROS DE DISEÑO	52
XIV	CONCLUSIONES	54
XV	BIBLIOGRAFIA	59
	ANEXO: FÓRMULAS EMPLEADAS	60
	LIMITACIONES	64

I 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 la CONSTRUCCIÓN DE SUBESTRUCTURA PARA PUENTE METÁLICO MODULAR SEMIPERMANENTE EN LA VÍA DE TERCER ORDEN DENOMINADA EL CARMEN - BRISAS DEL MAGDALENA A CARGO DEL MUNICIPIO DE ISNOS, DEPARTAMENTO DEL HUILA, localizado en zona rural del municipio de Isnos, departamento del Huila.**
Ubicación:	Quebrada La Chorrera, vereda Remolino, zona rural.
Municipio:	San José de Isnos.
Departamento:	Huila.
Apoyo:	2- ESTE
Número de sondeos efectuados:	2
Profundidad máxima alcanzada:	15.10 m

1.2 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

El proyecto estructural presentado corresponde a la implementación de un puente vehicular metálico modular semipermanente PMMS, para salvar el cauce que se indica, y de acuerdo a las características que se enumeran a continuación. Por tratarse de un puente, este estudio geotécnico se elaborará conforme a las estipulaciones y requisitos contenidos en el Código Colombiano de Puentes CCP-14.

Longitud del puente:	39.62 m
Ancho aproximado del cauce:	18.00 m
Número de tramos a emplear:	13
Número de carriles:	1
Ancho del tablero del puente:	4.20 m
Ancho aproximado del estribo:	2.00 m

Longitud aproximada del estribo:	8.00 m
Altura sobre el nivel del mar:	1229
Tipo de terreno:	Quebrado

Igualmente, se analizará la capacidad portante para una plataforma de lanzamiento con un ancho B=7,50 m y una longitud mayor o igual a 40 m, a una cota que corresponde a la misma del estribo, la cual se calculará para ambos apoyos.

NOTA: Se analizarán profundidades de desplante entre 2.00 y 8.00 m, dependiendo de la altura del estribo, la cual se encuentra condicionada en la cota superior por el gálibo del puente, el cual se halla a su vez supeditado por la cota del nivel de aguas máximas extraordinarias N.A.M.E. y en la cota inferior por la profundidad de socavación. En el evento que se requieran profundidades de desplante por fuera del rango considerado, se evaluarán las alternativas de continuar aumentando la altura del estribo o de implementar una cimentación profunda, ya sea con pilotes o con caissons.

1.3 CARGAS CONSIDERADAS EN EL ANÁLISIS

Para el diseño de la cimentación 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.

De acuerdo a la información suministrada por el contratante, se presentan las siguientes cargas:

Peso propio de la superestructura:	80 Ton
Magnitud de las cargas dinámicas:	52 Ton

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.

II NIVEL FREÁTICO

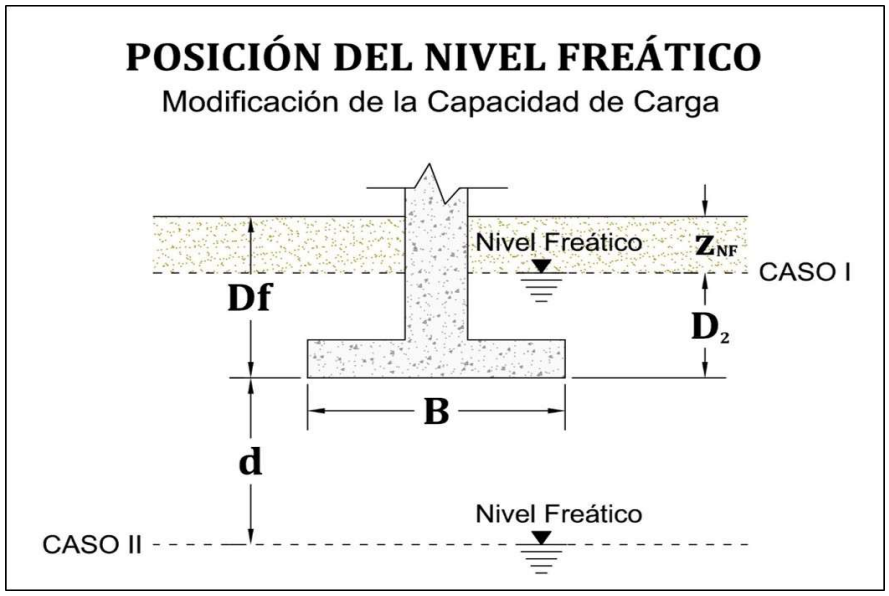
Uno de los aspectos que suele generar problemas con mayor frecuencia durante las etapas de excavación y construcción consiste en la existencia de agua subterránea, ya sea libre o confinada.

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.

Se encontró nivel de aguas freáticas (NAF) en los dos sondeos efectuados, a profundidades de -2.40 y -4.70 m, 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 más desfavorable, con lo cual se establece lo siguiente:

Cota de nivel freático para cálculos, Znf = **0.00** **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.

III 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 la zapata de los estribos puede ser Grava, bien o mal gradada (GW o GP) o Arena bien gradada (SW), dependiendo de la profundidad, que va hasta el manto rocoso, hallado a una profundidad de 10.50 m. No se encuentra material de tipo orgánico en las exploraciones.

La profundidad alcanzada fue de 15.10 en ambos sondeos.

3.2 TIPO DE CIMENTACIÓN

Los apoyos de ambos extremos del puente constan de estribos con cimentación superficial, la cual consiste en dos **DADOS DE SECCIÓN CUADRADA** de ancho B = 2.00 m y Longitud L =2.00 m, como se indicó por parte de la entidad contratante.

Debido a que 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 una puente vehicular metálico PMMS de longitud 39.62 m cimentado en dos dados de B=L=2.00 m y con una separación centro a centro entre ellos de 6.00 m. Los parámetros iniciales para el análisis son los siguientes:

ARENA BIEN GRADADA (SW) - Apoyo Este:

Peso específico húmedo, γ_h =	**1.95**	**T/m³**	(Promedio aritmético)
Peso específico seco, γ_s =	**1.63**	**T/m³**	(Promedio aritmético)
Gravedad específica, Gs =	**2.60**	**T/m³**	(Promedio aritmético)
Humedad natural, Wn =	**19.3**	**%**	(Promedio aritmético)

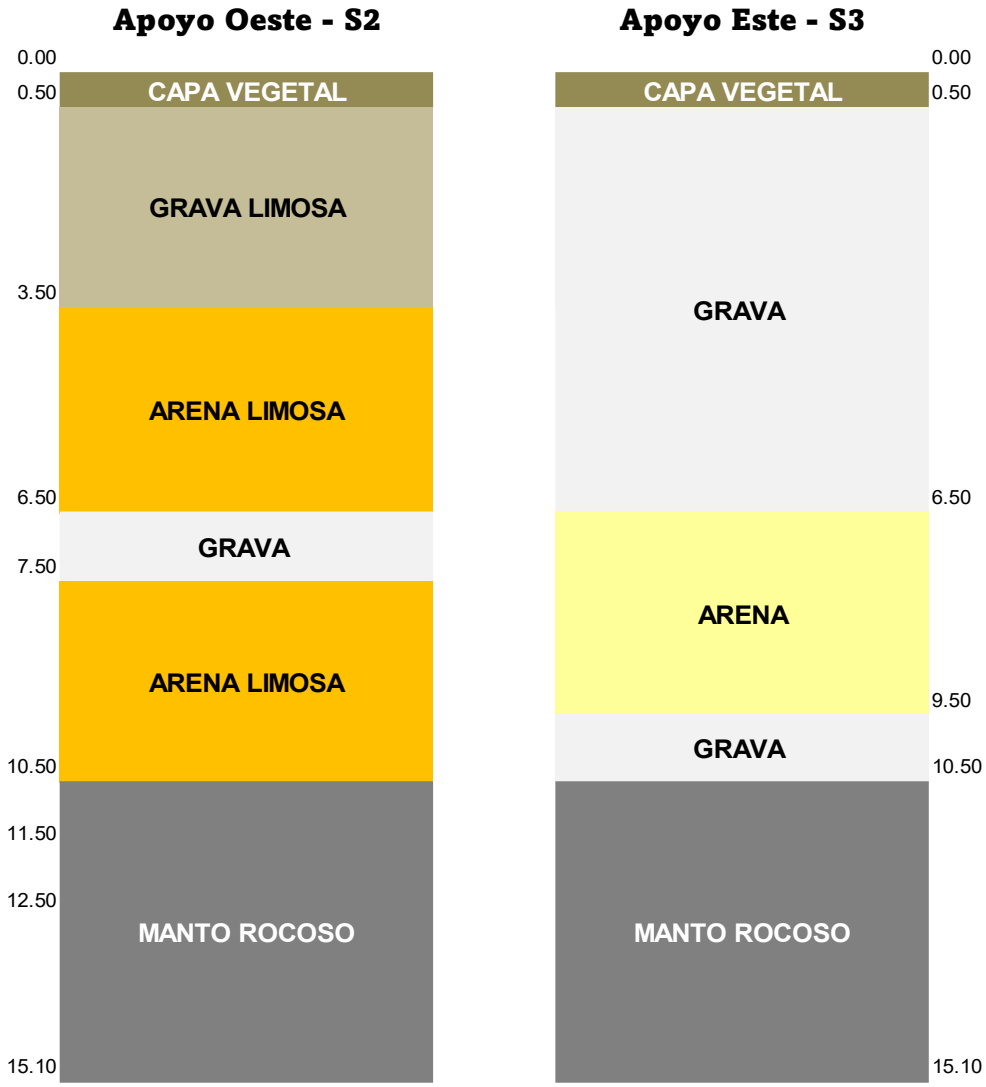
GRAVA (GW/GP) - Apoyo Este:

Peso específico húmedo, γ_h =	**1.96**	**T/m³**	(Promedio aritmético)
Peso específico seco, γ_s =	**1.86**	**T/m³**	(Promedio aritmético)
Gravedad específica, Gs =	**2.56**	**T/m³**	(Promedio aritmético)
Humedad natural, Wn =	**5.5**	**%**	(Promedio aritmético)

Límite Líquido, LL =	**NL**		
Índice de plasticidad IP =	**NP**		
Cargas peso propio:	**80.0**	**T**	
Cargas dinámicas:	**52.0**	**T**	
Carga esperada en el dado P =	**33.0**	**T**	(Cargas de servicio)
Ancho de la cimentación, B =	**2.00**	**m**	(Suministrado por contratante)
Longitud de la cimentación, L =	**2.00**	**m**	(Suministrado por contratante)
Esfuerzo promedio en el suelo, q=	**11.14**	**T/m²**	

El perfil estratigráfico hallado se muestra en la siguiente figura:

Fig. 3.1 - Perfil estratigráfico de los dos apoyos



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 Sureste se supone que se desplantará a profundidades entre 2.00 m y 8.00 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 = **-4.00 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 Capítulo H.2.5 de la NSR-10, 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 Grava limosa (GM) o Arena limosa (SM).

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 3.2 - Zona de Influencia de la Cimentación

Df	4.00	m	Profundidad de desplante
B	2.00	m	Ancho de la cimentación
γh	1.96	T/m^3	Peso específico húmedo del suelo
Zsup	3.00	m	Profundidad superior [B/2 sobre Df]
Zinf	10.00	m	Profundidad inferior [3B bajo DF]
Zmed	6.50	m	Profundidad media influencia

Tabla 3.3 - Normalización de N y q_u

N_{2pr}	34	golpes	Valor N campo sondeo 2 en zona de influencia
N_{3pr}	34	golpes	Valor N campo sondeo 3 en zona de influencia
N_{pr}	**34.0**	**golpes**	**N promedio corregido campo sondeos**
q_{2pr}	-	kg/cm^2	Valor q campo sondeo 2 en zona de influencia

q_{3pr}	-	kg/cm^2	Valor q campo sondeo 3 en zona de influencia
q_{pr}	**0.00**	**kg/cm^2**	**q promedio corregido campo sondeos**

Valores normalizados:

N =	**34.0**	**golpes**	***(N145 para Colombia)***
	34.0	**golpes**	***N equivalente Apoyo Oeste***
	34.0	**golpes**	***N equivalente Apoyo Este***

Características de la roca:

γ =	**2.51**	**T/m^3**	***Peso unitario***
RCS =	**60.9**	**Mpa**	***Resistencia a la compresión simple***
	DURA		***Clasificación ISRM***

Estratos granulares:

c"$_u$ =	**0.00**	**T/m^2**
q"$_u$ =	**0.00**	**T/m^2**

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:

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

Profundidad de influencia = 10.00 m

SONDEO No. 2 - Apoyo Oeste

No.	Inicia	Fin	Prof.	Hm	C_N	N	N_{corr}	H/N_{corr}
1	0.50	1.50	1.00	1.00	1.83	34	44	0.023
2	1.50	2.50	1.00	2.00	1.49	27	28	0.036
3	2.50	3.50	1.00	3.00	1.27	38	34	0.029
4	3.50	4.50	1.00	4.00	1.11	45	35	0.029
5	4.50	5.50	1.00	5.00	1.01	50	35	0.029
6	5.50	6.50	1.00	6.00	0.96	52	35	0.029
7	6.50	7.50	1.00	7.00	0.92	55	35	0.029
8	7.50	8.50	1.00	8.00	0.88	50	31	0.032
9	8.50	9.50	1.00	9.00	0.86	55	33	0.030
10	9.50	10.50	1.00	10.00	0.85	62	37	0.027
Σ			**8.00**					**0.23**

N_{S2} = 34 **N_{pr2} = 60.6**

SONDEO No. 3 - Apoyo Este

No.	Inicia	Fin	Prof.	Hm	C_N	N	N_{corr}	H/N_{corr}
1	0.50	1.50	1.00	1.00	1.85	37	48	0.021
2	1.50	2.50	1.00	2.00	1.50	28	29	0.034
3	2.50	3.50	1.00	3.00	1.26	40	35	0.029
4	3.50	4.50	1.00	4.00	1.11	40	31	0.032
5	4.50	5.50	1.00	5.00	1.11	50	39	0.026
6	5.50	6.50	1.00	6.00	0.95	53	35	0.029
7	6.50	7.50	1.00	7.00	0.92	52	34	0.029
8	7.50	8.50	1.00	8.00	0.92	50	32	0.031
9	8.50	9.50	1.00	9.00	0.85	52	31	0.032
10	9.50	10.50	1.00	10.00	0.80	60	34	0.029
Σ			**8.00**					**0.24**

N_{S3} = 34 **N_{pr3} = 60.5**

De esta forma se calculan los valores de $N1_{45}$ y Nprom:

$N1_{45}$ = 34.0

N_{prom} = 60.5

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 2 (Apoyo Oeste)

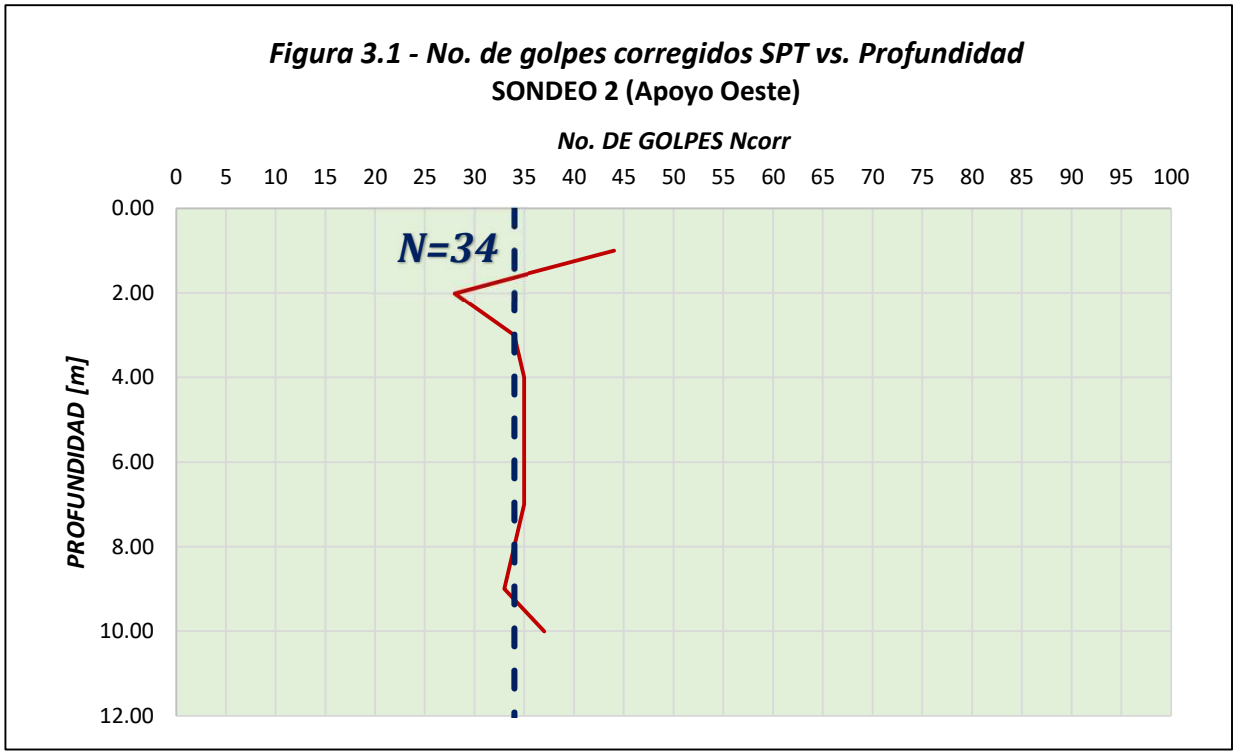
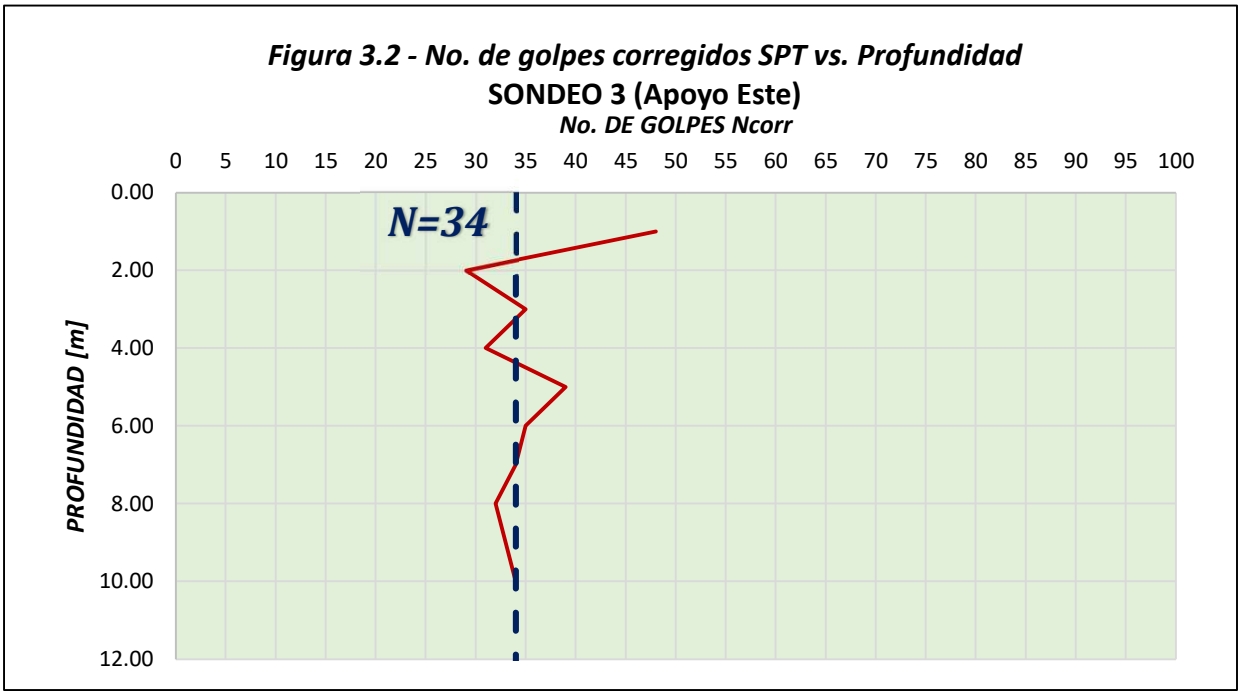


Figura 3.2 - No. de golpes corregidos SPT vs. Profundidad

SONDEO 3 (Apoyo Este)



IV 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 $N1_{45}$ Y φ'_{eq}	
SUELO: SM	**$N1_{45}$: 34.0**
RELACIÓN	**φ'_{eq}**
φ' equivalente Peck & Terzaghi [1948]	37.00
φ' equivalente Peck, Hanson & Thornburn [1953]	37.33
φ' equivalente Kishida [1969]	35.62
φ' equivalente Schmertmann [1970]	42.65
φ' equivalente Japan National Railway [1999]	33.38
φ' equivalente Japan Road Bureau [1986]	32.85
φ' equivalente Hatanaka & Uchida [1996]	40.62
φ' equivalente Montenegro & González [2014]	36.23
φ' equivalente Media acotada	*35.69*
φ' equivalente Media geométrica	*35.83*
φ' equivalente Mediana	*35.62*
φ' equivalente diseño ajustado	**35.71**

Por lo tanto, se puede tomar el valor **ϕ'_{eq}= 35.7 °**

Adicionalmente, se pueden adoptar los valores:

Ángulo de fricción entre suelo y concreto δ = *23.2* °
Coeficiente de fricción entre suelo y concreto μ = *0.43*

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	
Grava	**Promedio**
Beguemann - 1974	3,760
Bowles - 1996	2,600
Meigh & Nixon - 1961	2,720
Es Promedio (T/m²) =	**3,027**

Por tanto el módulo de elasticidad del suelo se toma: **Es = 3,027 T/m²** (Promedio)

V 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.

<u>Coeficientes de Empuje de Rankine</u>

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	35.7	°	Ángulo de fricción interna del suelo
Es	3,027	T/m²	Módulo de Elasticidad del suelo
υ	0.294		Relación de Poisson
G	1,170	T/m²	Módulo de Corte del Suelo
E_0	4,009	T/m²	Módulo Edométrico del Suelo
m_v	0.0025		Módulo de compresibilidad volumétrica
K_0	0.42		Presión de reposo
K_d	0.26		Coeficiente de presión activa de Rankine
K_P	3.80		Coeficiente de presión pasiva de Rankine
K_a	0.25		Coeficiente de presión activa de Coulomb
K_P	5.96		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 **BAJA.**

VI 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.

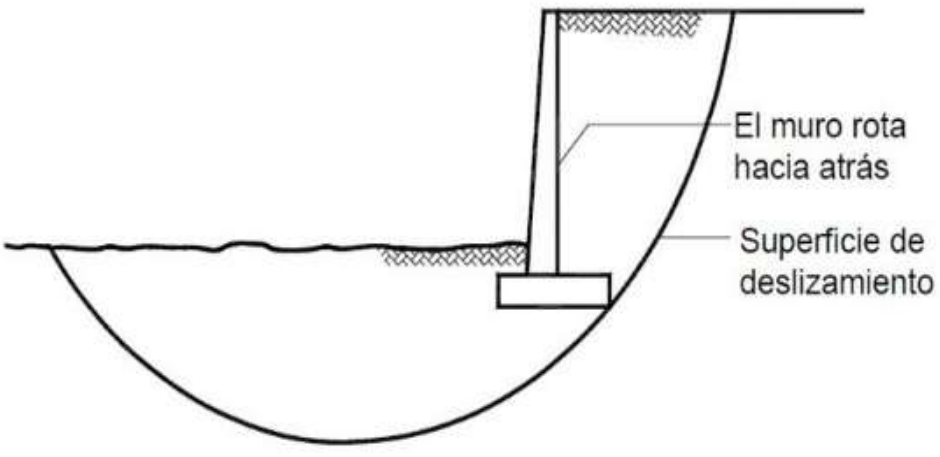
Mu = Sumatoria de Momentos actuantes:

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_γ se sustituyen por N_{cq} y $N_{\gamma q}$ 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:

$N_s = 0.0$

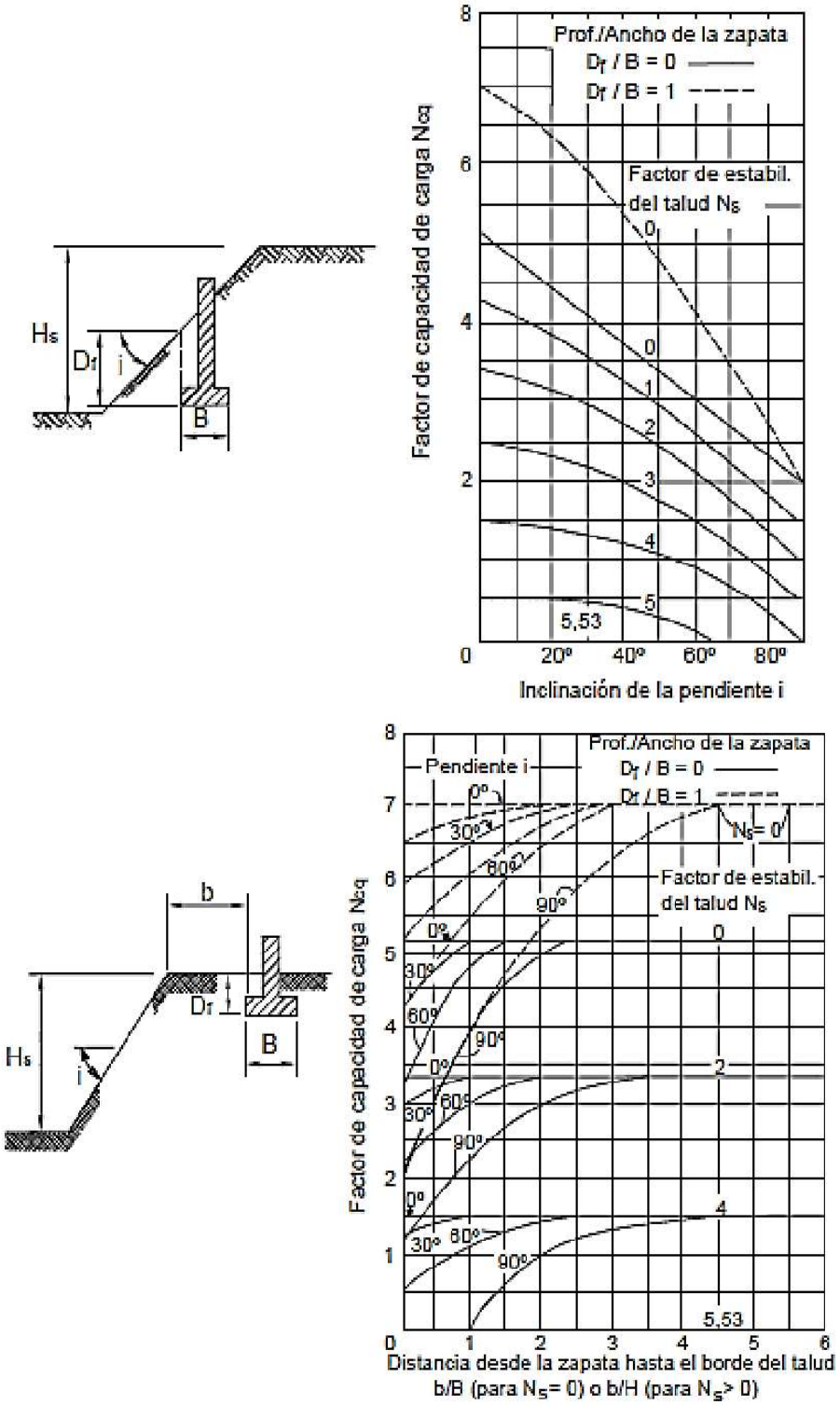
Para B ≥ H:

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

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



VII 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	4.00	m	Profundidad de desplante
B	2.00	m	Ancho del cimiento
L	2.00	m	Longitud del cimiento
Znf	0.00	m	Nivel freático
Caso	I		Según posición nivel freático
q_{SC}	5.47	T/m^2	Sobrecarga efectiva
γ_h	1.96	T/m^3	Peso específico húmedo
γ_s	1.86	T/m^3	Peso específico seco
G_s	2.56		Gravedad específica de los sólidos
e	1.030		Relación de vacíos
w	0.055		Humedad natural
γ_{sat1}	2.367	T/m^2	Peso específico saturado calculado con e
γ_{sat2}	2.367	T/m^2	Peso específico saturado calculado con w
γ_{sat}	2.367	T/m^3	Peso específico saturado promedio
γ'	1.367	T/m^3	$\gamma_{sat} - \gamma_w$
$\bar{\gamma}$	-1.003	T/m^3	Peso específico para cálculo en Caso II
γ^*	1.367	T/m^3	Peso específico fórmula Vesic
ϕ'	35.70	°	Ángulo de fricción interna equivalente del suelo
ϕ'	0.62	rad	Ángulo de fricción interna equivalente del suelo
ϕ''	25.60	°	Ángulo de fricción reducido para falla local
ϕ''	0.45	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}	3.80		Coeficiente de empuje pasivo Rankine
k_{fp}	1.11		Factor de forma y profundidad
$q'_{Df+B/2}$	9.80	T/m^2	Sobrecarga efectiva a z=Df+B/2
G	1170.0	T/m^2	Módulo de corte del suelo
c''_u	0.00	T/m^2	Cohesión para cálculo
I_r	249.22		Índice de rigidez a z=Df+B/2
ω	0.56	rad	45 - ϕ/2, en radianes
$I_{r(cr)}$	46.17		Índice de rigidez crítico
Factores de Capacidad de Carga			
Nq	17.13		Factor de carga q
Nc	33.66		Factor de carga c
Nγ	17.37		Factor de carga γ
Factores de Forma			
$S_c = F_{cs}$	1.51		Factor de forma c
$S_q = F_{qs}$	1.48		Factor de forma q

$S_\gamma = F_{\gamma s}$	0.60		Factor de forma γ
Factores de Profundidad			
$d_c = F_{cd}$	1.36		Factor de profundidad c
$d_q = F_{qd}$	1.34		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}	200.21	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}	**87.70**	**T/m²**	**Capacidad de carga admisible**
Cargas y esfuerzos máximos por cortante local			
A	4.00	m²	Área cimiento
P	350.88	T	Carga máx sobre cimiento
w_{es}	11.14	T/m²	Esfuerzo esperado sobre cimiento

La capacidad de carga admisible calculada se ha estimado inicialmente en 87.7 T/m², el cual es un valor particular válido únicamente para cimientos de 2 m de ancho por 2 m de largo con una profundidad de desplante de –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)*

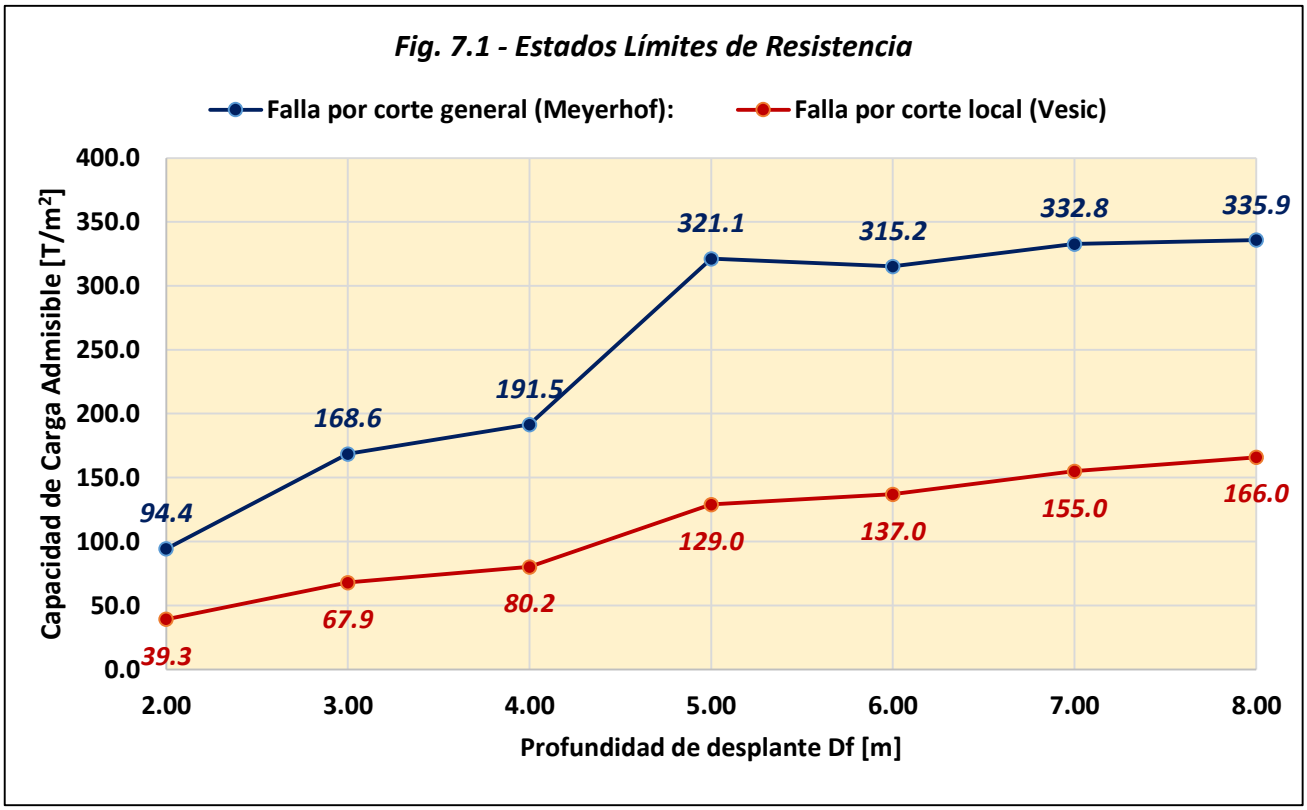
$$q_u = cN_cF_{cs}F_{cd}F_{cc}F_{ci} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qc}F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma^* BN_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma c}F_{\gamma i}$$

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)
2.00	94.4	39.3
3.00	168.6	67.9
4.00	191.5	80.2
5.00	321.1	129.0
6.00	315.2	137.0
7.00	332.8	155.0
8.00	335.9	166.0

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



Profundidad de desplante adoptada: Df =		-4.00	m
Capacidad de carga	*Falla por corte general (Meyerhof):*	191.5	T/m^2
Capacidad de carga	*Falla por corte local (Vesic)*	80.2	T/m^2
Capacidad de carga admisible (ELF-1) =		**80.2**	**T/m^2**

CAPACIDAD E.L. RESISTENCIA =	***80.2***	**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

VIII 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.

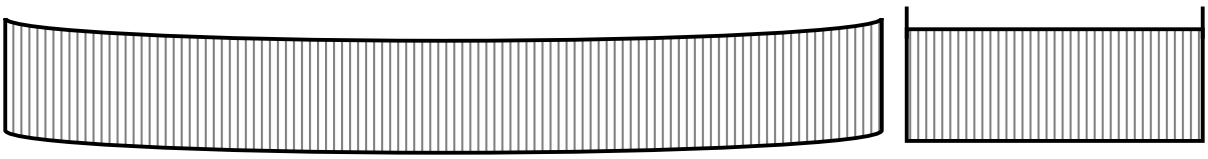
8.1 ASENTAMIENTOS ELÁSTICOS

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 8.1 - Parámetros empleados en el cálculo del asentamiento elástico esperado

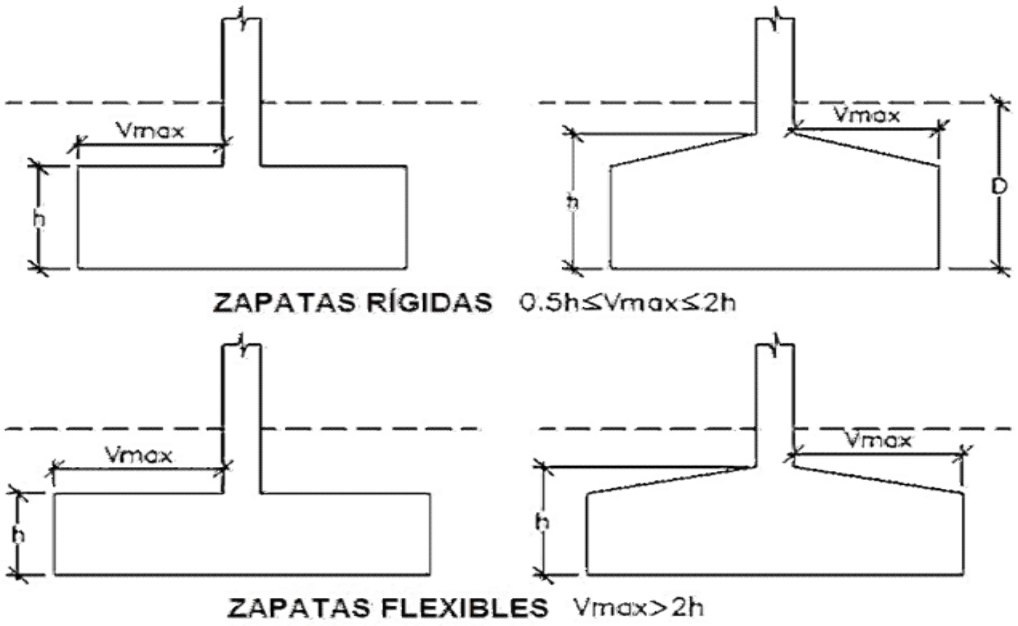
Parámetro	Valor	Und	Descripción
q_{esp}	11.14	T/m^2	Carga promedio esperada
Es	3,027	T/m^2	Módulo de Elasticidad del suelo
μ	0.29		Relación de Poisson
B	2.00	m	Ancho de la cimentación
L	2.00	m	Longitud de la cimentación
m	1.000		Relación dimensional
ξ	1.414		Coeficiente de influencia
Ip	0.561		Módulo 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)
1.7	3.4	2.9	2.7

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 5% 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 = 5% 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.

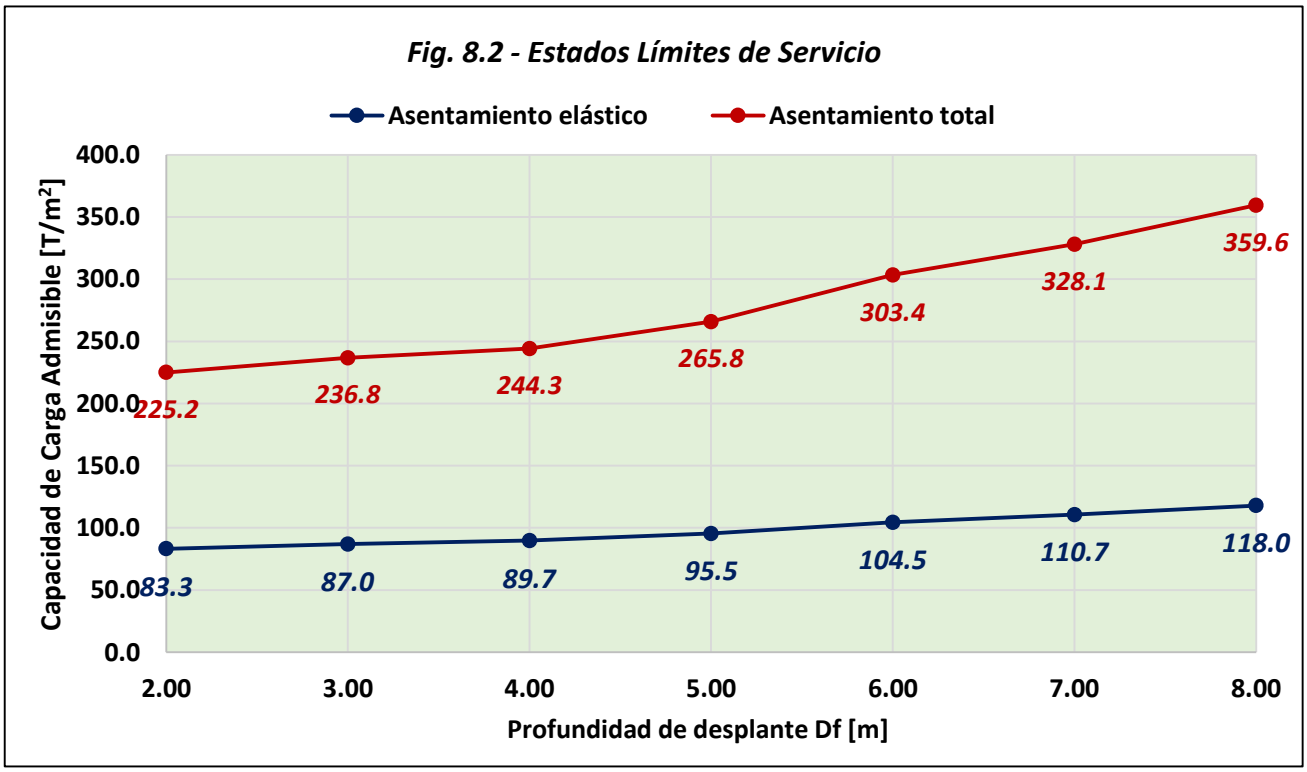
Se calcularon los valores de capacidad de carga en función de la profundidad de desplante para el Estado Límite de Servicio, teniendo en cuenta que no se excedan los valores máximos permitidos para el asentamiento elástico, incluyendo los asentamientos diferenciales de carácter instantáneo, y los asentamientos 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
2.00	83.3	225.2
3.00	87.0	236.8
4.00	89.7	244.3
5.00	95.5	265.8
6.00	104.5	303.4
7.00	110.7	328.1
8.00	118.0	359.6

Profundidad de desplante sugerida: Df = -4.00 m
Capacidad de carga (asentamiento elástico) = 89.7 T/m^2
Capacidad de carga (asentamiento total) = 244.3 T/m^2
Capacidad de carga admisible (ELS) = **89.7** **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:

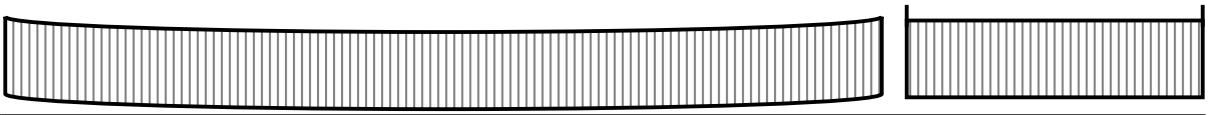
CAPACIDAD E.L. SERVICIO =	***89.7***	**T/m²**

(*) 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}	89.70	T/m²	Carga máxima admisible en el suelo
Es	3,027.0	T/m²	Módulo de Elasticidad del suelo
μ	0.29		Relación de Poisson
B	2.00	m	Ancho de la cimentación
L	2.00	m	Longitud de la cimentación
m	1.000		Relación dimensional
ξ	1.414		Coeficiente de influencia
Ip	0.561		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)
13.7	27.3	23.2	21.6

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

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

Condición de carga	Presión suelo		Asentamientos [mm]		
	T/m²	kg/cm²	Elásticos	Primarios	Totales
Presión esperada	11.1	1.11	2.7	0.1	2.8
Máxima Admisible	89.7	8.97	21.6	1.1	22.6

Relación Carga Admisible / Carga Esperada = 8.05

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

IX 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	10.0%	C/D	**C**
W_N > 40%	5.5%	C/D	
50 < N < 15	60.6	C	
Su < 0.50 Kgf/cm^2	0.00	-	

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

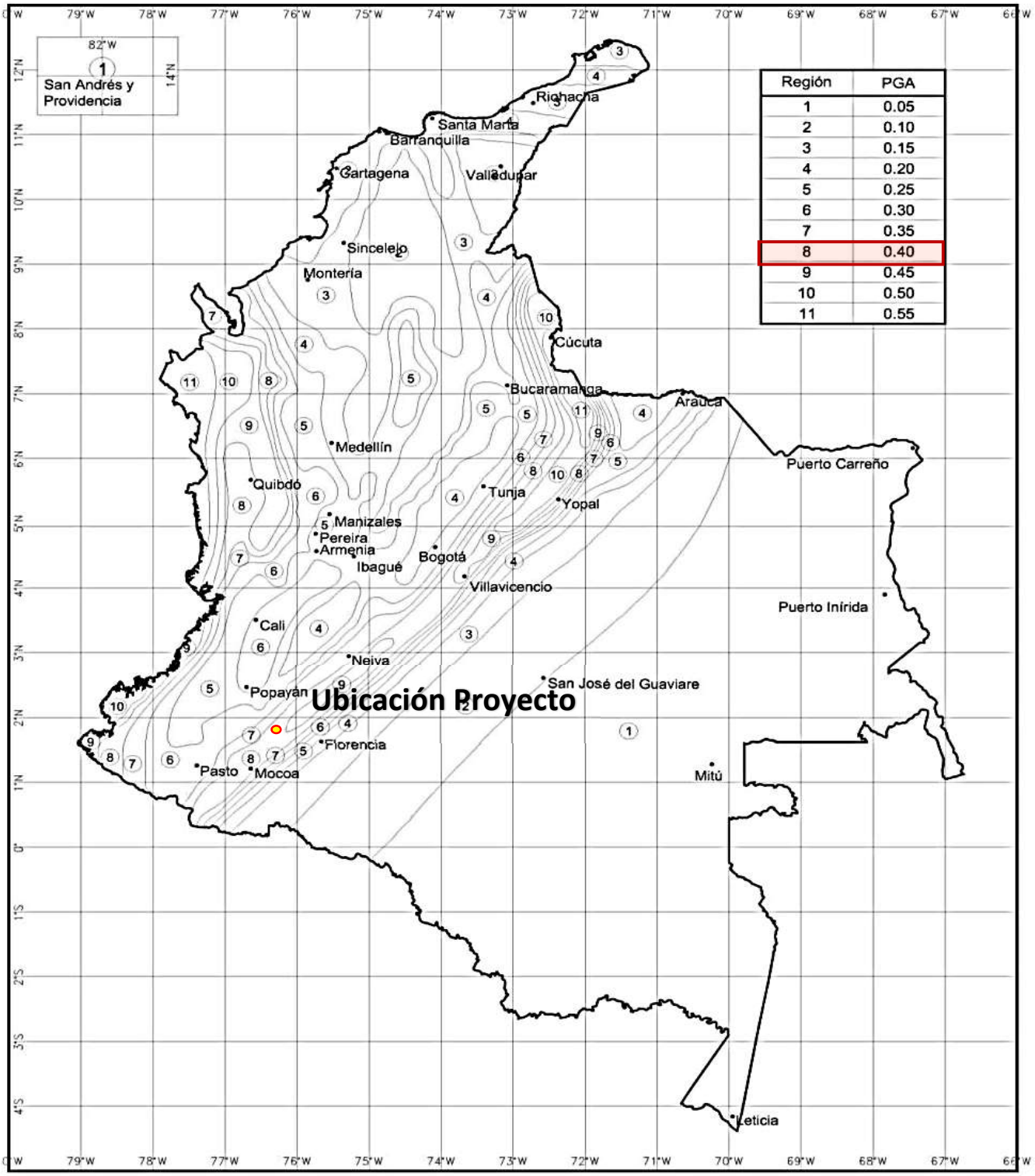
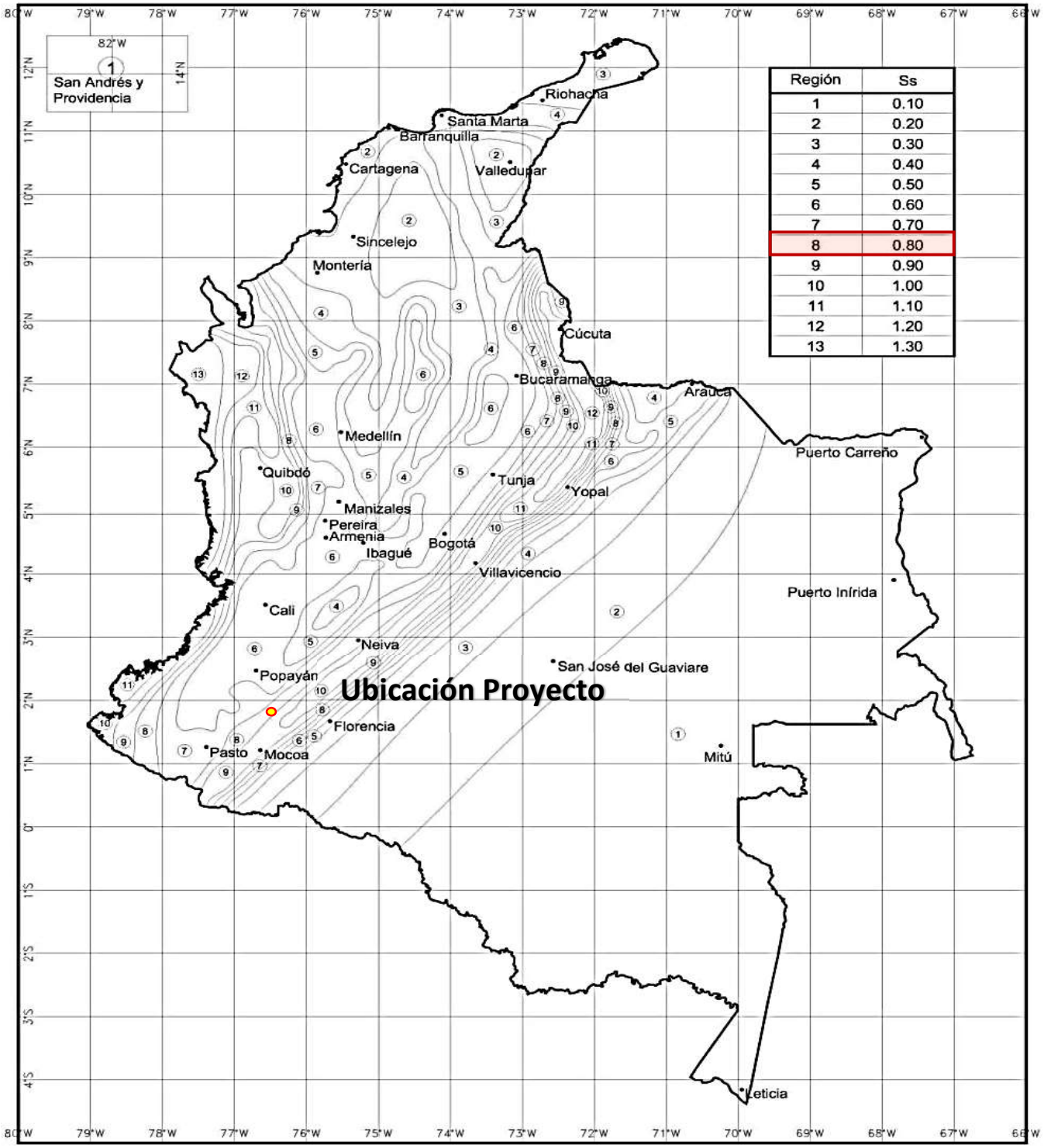
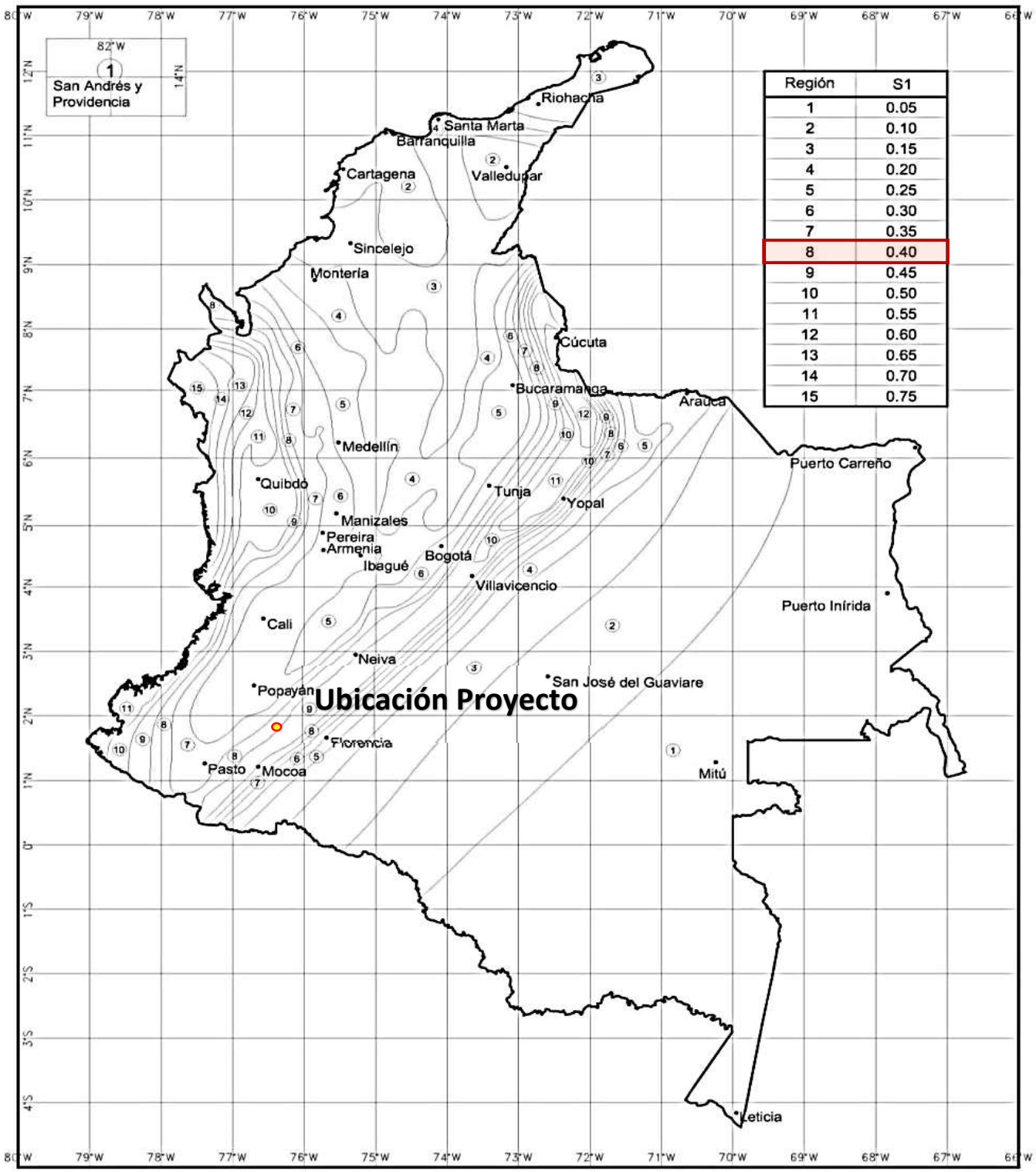


Fig. 9.2 - Mapa de Valores Ss del CCP-14



Región	Ss
1	0.10
2	0.20
3	0.30
4	0.40
5	0.50
6	0.60
7	0.70
8	0.80
9	0.90
10	1.00
11	1.10
12	1.20
13	1.30

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	**Isnos**
Código Municipio	41359
Nivel de Amenaza Sísmica	ALTA
Tipo de Perfil de Suelo	**C**
Coeficiente de aceleración pico del terreno **PGA** (Zona 8)	0.40
Coeficiente de aceleración espectral horizontal para períodos cortos **Ss** (Zona 8)	0.80
Coeficiente de aceleración espectral horizontal para períodos largos **S1** (Zona 8)	0.40
Factor de sitio en el período de vibración cero **Fpga**	1.00
Factor de sitio en el intervalo de períodos cortos **Fa**	1.08
Factor de sitio en el intervalo de períodos largos **Fv**	1.40
Coeficiente de aceleración pico del suelo modificado para período corto **As**	0.40
Coeficiente de aceleración de respuesta espectral horizontal para período corto **SDS**	0.86
Coeficiente de aceleración espectral **SD**1	0.56
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:

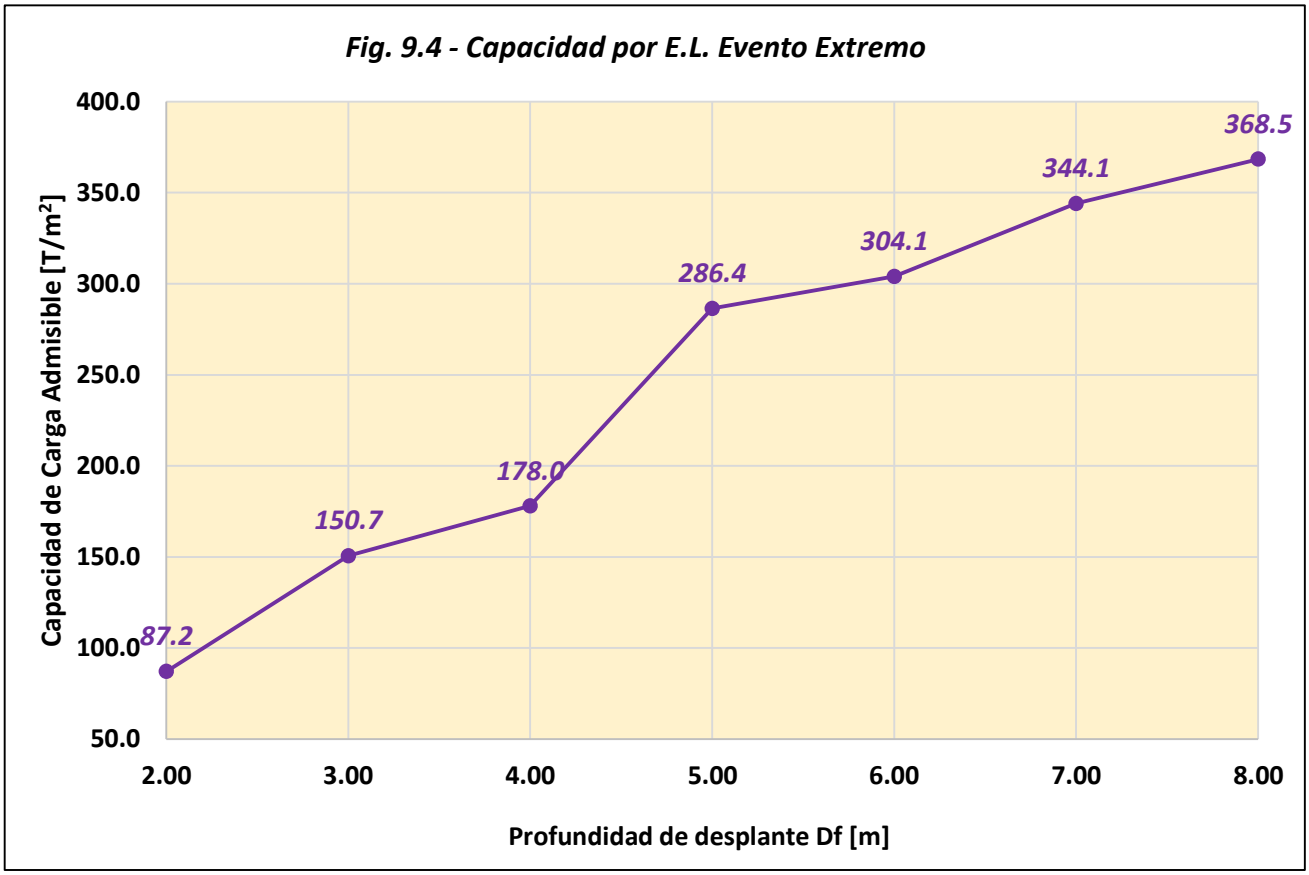
Una vez efectuados los análisis relacionados con el tipo de falla, capacidad portante de acuerdo a factores de seguridad sobre parámetros de resistencia del suelo y a las condiciones extremas de servicio, que corresponden a los valores de asentamiento máximo total permitido por la Norma NSR-10 y elástico, 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]
2.00	87.2
3.00	150.7
4.00	178.0
5.00	286.4
6.00	304.1
7.00	344.1
8.00	368.5

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 = -4.00 m

Capacidad de carga (E.L. Evento extremo) = 178.0 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 =	***178.0***	**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

X 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)	11.1	2.7	4,160
Cargas admisibles (ELS)	89.7	21.6	4,160

Módulo de reacción, K_S = 4,160 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} = 18,850 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 = 35,600 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 = 18,150 T/m^3

Coeficiente reacción vertical, K_V = 27,220 T/m^3

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

$$\Delta_{pr} = 0.24 \quad W_{pr}$$

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:

$$Ir = G / c'_u = 117,000$$

XI 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
1.96	2.56	30.0%	1.45	1.35	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): Medio

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%	**100%**	**NO SUSCEPTIBLE**	**100% BAJO**
<12		**0%**	**SUSCEPTIBLE**	**0% MEDIO**
<7	>85%			**0% ALTO**

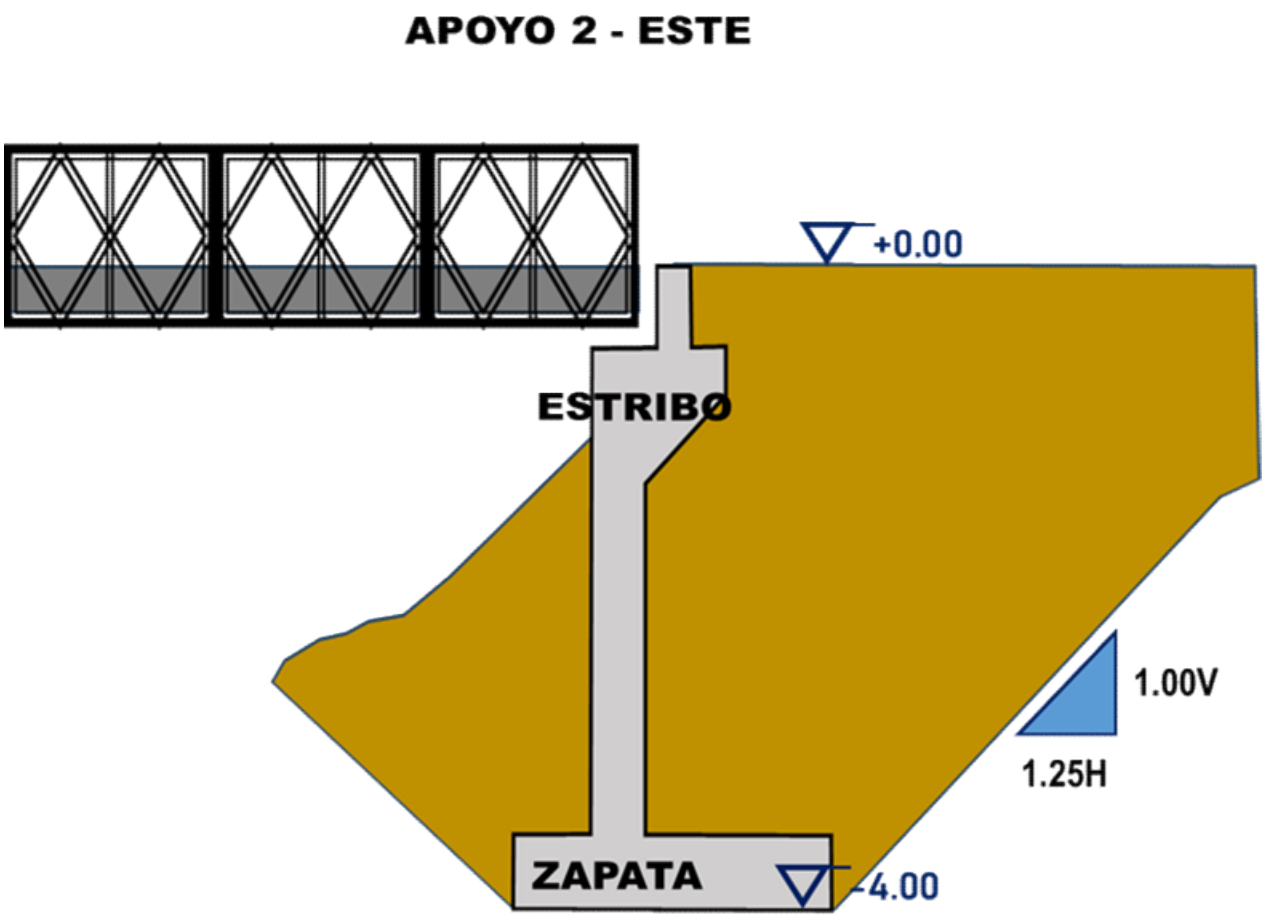
POTENCIAL DE LICUACIÓN: ***Bajo***

XII RECOMENDACIONES

12.1 RECOMENDACIONES DE FUNDACIÓN

La estructura considerada consiste en un puente metálico PMMS de longitud aproximada L=39.62 m y ancho de tablero 4.20 m. De conformidad con el análisis geotécnico, la cimentación de la estructura planteada se muestra en el siguiente esquema. con una profundidad de desplante Df=4.00 m.

Fig. 21.1 - Esquema de la cimentación



- NOTA: En el presente informe se recomienda una cimentación superficial con una profundidad de desplante de 4.00 m con respecto al nivel del terreno. Sin embargo, esta cota puede modificarse de acuerdo a los requerimientos del proyecto, a condiciones nuevas de erosion o a cambios en la topografía, por lo cual se suministran los valores de capacidad de diseño para profundidades diferentes.

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 -4.05 m de acuerdo a los planos estructurales, 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 si se requiere en los costados, 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 cimentación 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 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, en el espaldar del estribo para disipar la presión del agua contenida en el suelo que se encuentra en el trasdós y que puede afectar negativamente la estructura.

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, debido a la posible 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 estribo y a los lados a la construcción para evitar que el agua lluvia se empoce e infiltre hacia la subestructura

- 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 = **0.5**

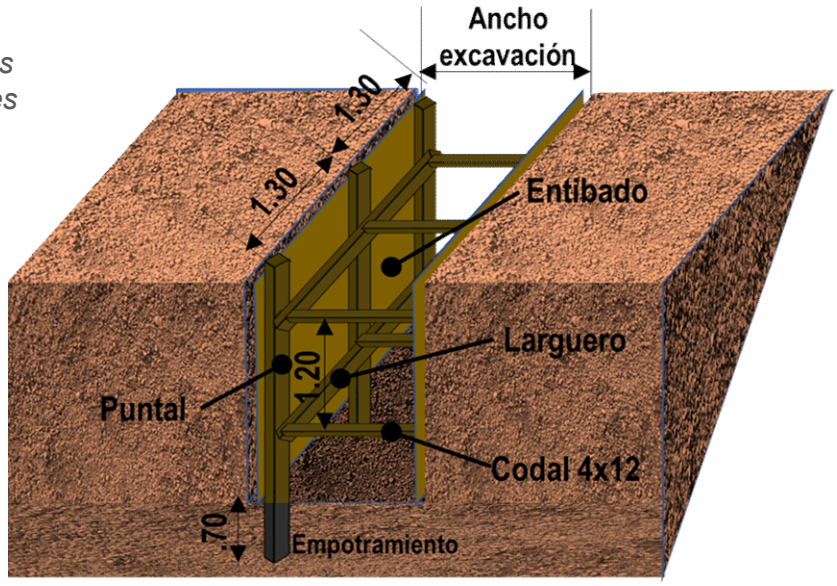
- Por consiguiente, la excavación no es estable, por lo cual se requieren medidas especiales de protección para los taludes, debido a que se excede la profundidad crítica de excavación.

- 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 = **1.50 m**

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

Protección de excavaciones para profundidades mayores a 1.5 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, como se indica en la Figura 21.1 al inicio del capítulo.

- 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.

XIII RESUMEN DE LOS PARÁMETROS DE DISEÑO

En la siguiente tabla, se muestra el resumen de los parámetros del suelo obtenidos para la **CONSTRUCCIÓN DE SUBESTRUCTURA PARA PUENTE METÁLICO MODULAR SEMIPERMANENTE EN LA VÍA DE TERCER ORDEN DENOMINADA EL CARMEN - BRISAS DEL MAGDALENA A CARGO DEL MUNICIPIO DE ISNOS, DEPARTAMENTO DEL HUILA,** localizado en el municipio de San José de Isnos, departamento del Huila:

Tabla 13.1 - Parámetros de Diseño del Suelo

PARÁMETRO DE INTERÉS	VALOR	UND
CAPACIDAD PORTANTE E.L. RESISTENCIA (Df=4.00 m)	**80.2**	**T/m^2**
CAPACIDAD PORTANTE E.L. SERVICIO (Df=4.00 m)	**89.7**	**T/m^2**
CAPACIDAD PORTANTE E.L. EVENTO EXTREMO (Df=4.00 m)	**178.0**	**T/m^2**
Profundidad de desplante adoptada	**-4.00**	**m**
Esfuerzo cortante esperado sobre el terreno (E.L. Servicio)	11.1 - 89.7	T/m^2
Peso unitario suelo húmedo γ_h	1.96	T/m^3
Peso unitario suelo seco γ_s	1.86	T/m^3
Gravedad específica Gs	2.56	T/m^3
No de golpes corregido SPT $N1_{45}$	34.0	
PARÁMETROS SUELO		
Clasificación suelo de soporte	Granular	GP/GW/SW
Humedad natural promedio	5.5	%
Ángulo de fricción ϕ’	35.7	°
Cohesión del suelo c'_u	0.00	T/m^2
Posición del nivel freático Znf	0.00	m
Profundidad de influencia Zinf	-10.00	m
Módulo Edométrico Eo	4,009	T/m^2
Módulo de Elasticidad Es	3,027	T/m^2
Módulo de Corte G	1,170	T/m^2
Coeficiente de compresibilidad volumétrica m_v	0.0025	m^2/T
Compresibilidad	Baja	
Ángulo de fricción suelo - concreto	23.2	°
Coeficiente de fricción suelo - concreto	0.43	
Coeficiente de Poisson υ	0.29	
PARÁMETROS EMPUJE		
Coeficiente de distribución carga en reposo Ko	0.42	
Coeficiente activo de Rankine Kd	0.26	
Coeficiente pasivo de Rankine Kp	3.80	
Coeficiente activo de Coulomb Ka	0.25	

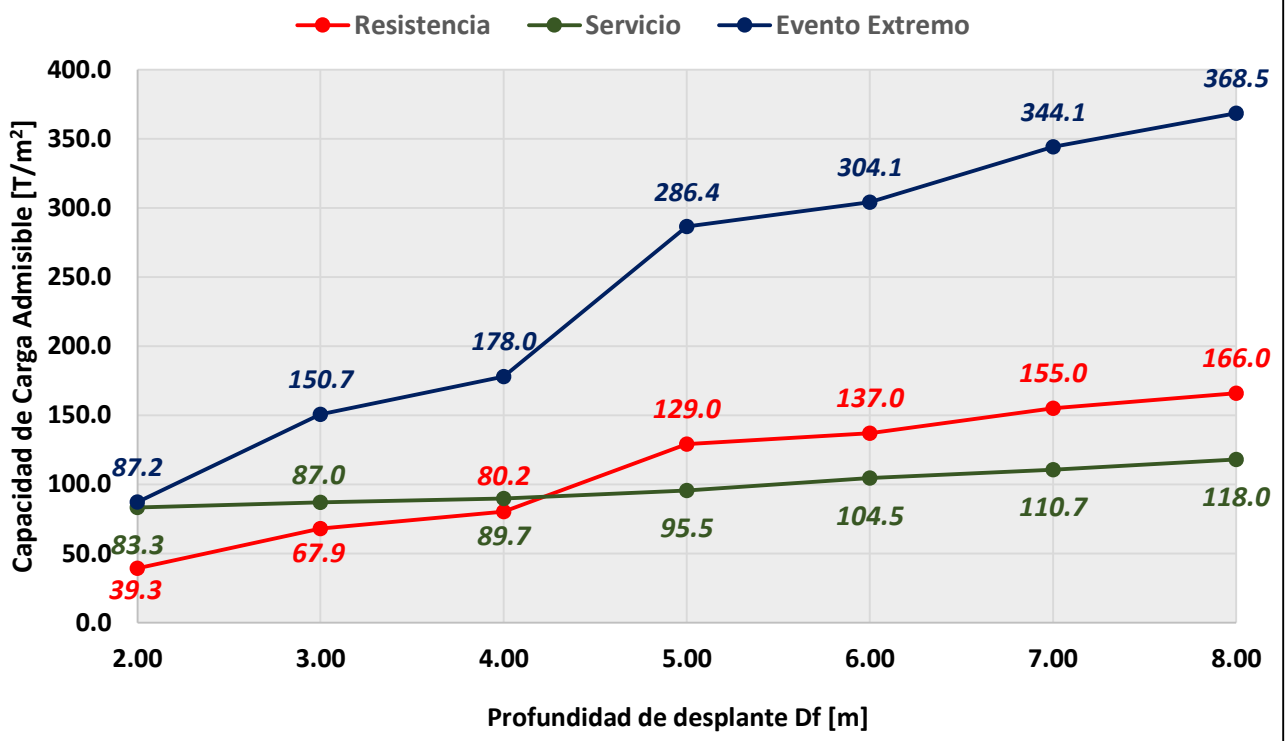
Coeficiente pasivo de Coulomb Kp	5.96	
PARÁMETROS INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA		
Módulo de reacción k_S	4,160	T/m^3
Módulo de balasto k_{30}	18,850	T/m^3
Módulo de Winkler	35,600	T/m^3
Módulo de reacción horizontal del suelo Kh	18,150	T/m^3
Módulo de reacción vertical del suelo Kv	27,220	T/m^3
Índice de rigidez del suelo Ir	117000.0	
PARÁMETROS ASENTAMIENTOS		
Asentamiento elástico promedio ΔSip – Carga máxima admisible	21.6	mm
Asentamiento primario promedio ΔSip – Carga máxima admisible	1.1	mm
Asentamiento total promedio ΔSip – Carga máxima admisible	22.6	mm
Asentamiento diferencial máximo esperado – Carga máxima admisible	2.0	mm
Giro máximo esperado – Carga máxima admisible	2×10^{-4}	
RIESGOS POTENCIALES		
Potencial de colapso	Bajo	
Potencial de expansión	Bajo	
Potencial de licuación	Bajo	
FACTORES DE SEGURIDAD		
Factor de seguridad de la excavación	0.5	Bajo
Profundidad crítica de excavaciones para un F.S. de 1.80	1.50	m
Factor de seguridad carga esperada para falla cortante local	17.98	Cumple
PARÁMETROS SÍSMICOS CCP-14		
Municipio	**Isnos**	
Código del Municipio	41359	
Nivel de Amenaza Sísmica	ALTA	
Tipo de Perfil de Suelo	**C**	
Coeficiente de aceleración pico del terreno PGA (ZONA 5)	0.40	
Coeficiente de aceleración espectral horizontal para períodos cortos Ss (ZONA 6)	0.80	
Coeficiente de aceleración espectral horizontal para períodos largos S1 (ZONA 6)	0.40	
Factor de sitio en el período de vibración cero Fpga	1.00	
Factor de sitio en el intervalo de períodos cortos Fa	1.08	
Factor de sitio en el intervalo de períodos largos Fv	1.40	
Coeficiente de aceleración pico del suelo modificado para período corto AS	0.400	
Coeficiente de aceleración de respuesta espectral horizontal para período corto SDS	0.864	
Coeficiente de aceleración espectral SD1	0.560	
Zona de Desempeño Sísmico	**4**	

XIV CONCLUSIONES

- Se obtuvo para el suelo un perfil tipo **C** de acuerdo a la NSR-10. El valor de N promedio corregido del ensayo SPT está por encima de 50 golpes, la velocidad media de la onda de corte es superior a 360 m/s, y la resistencia al corte es inferior a 0.5 Kgf/cm² . No se detectan arcillas blandas en las exploraciones.

- La presión máxima admisible para la zapata rectangular es de 80.2 T/m² para el Estado Límite de Resistencia; 89.7 T/m² para el Estado Límite de Servicio y de 178.0 T/m² para el Estado Límite de Evento Extremo. Estos valores corresponden a la capacidad portante calculada a una profundidad de desplante de -4.00 m, con respecto a la cota rasante. En caso de querer cambiar la profundidad de desplante sugerida, se puede emplear el gráfico siguiente:

Fig.14.1 - Capacidad Portante del Suelo - Apoyo Este



- De acuerdo con el estudio hidrológico e hidráulico y los perfiles de socavación en el lugar del puente sobre el Apoyo 2, no se considera necesaria la implementación de cimentación profunda (pilotes o caissons), pero se recomienda la ejecución de obras complementarias de protección debido a la existencia de amenazas geológicas y geomorfológicas por las interfases de geoformas generadas por flujos de lava y flujos laháricos aterrazados y geoformas denudacionales de escarpe.

- Es aconsejable incluir la implementación de un sistema de monitoreo y mantenimiento periódico de la estructura y sus accesos, con énfasis en la inspección después de sismos, crecientes o temporadas de lluvia intensa.

- La dinámica fluvial en el sitio del puente es susceptible de generar fenómenos como migración del cauce, socavación lateral, formación y reactivación de terrazas, procesos erosivos y remoción en masa que pueden generar afectaciones o exponer las cimentaciones y generar pérdidas del material de fundación, por lo cual se aconseja contratar el diseño de medidas estructurales de protección, como las que a continuación se listan:

  - **Enrocado de protección o defensa marginal**
    Descripción: Colocación de bloques de roca de tamaño medio a grande (D50 entre 0.3 y 0.8 m), dispuestos en una o varias capas sobre un filtro granular o geotextil.
    Función: Disipar la energía del flujo y evitar la erosión directa en los márgenes del cauce o en las zonas de cimentación de los estribos.
    Aplicación recomendada: En ambos márgenes del cauce, especialmente aguas arriba y aguas abajo del puente, en tramos de transición entre talud natural y estructura.
    Recomendación adicional: El enrocado debe extenderse al menos 2 veces la profundidad de socavación esperada aguas abajo del estribo, y anclarse bajo la cota de fondo estimada por cálculo hidráulico

  - **Espolones o espigones de protección**
    Descripción: Estructuras longitudinales o transversales al cauce, construidas en enrocado o gaviones, que desvían el flujo hacia el eje principal del río, reduciendo la acción erosiva sobre los taludes.
    Función: Controlar la dirección del flujo y estabilizar márgenes inestables.
    Aplicación: Espolones en forma de “T” o “L” aguas arriba del estribo más expuesto (probablemente el apoyo 1-Este), espaciados cada 15–25 m dependiendo del ancho hidráulico.
    Materiales: Gaviones o enrocado graduado con geotextil; en algunos casos pueden combinarse con bioingeniería (vegetación en la cabeza de espolones).

  - **Muros de contención o muros de encauzamiento**
    Descripción: Estructuras rígidas de concreto ciclópeo, concreto reforzado o gaviones apilados, diseñadas para estabilizar los márgenes del cauce y soportar empujes hidráulicos.
    Función: Contener el terreno en los accesos y evitar deslizamientos o erosión regresiva.
    Aplicación: En los accesos al puente, donde los taludes son altos o los estribos están cercanos al cauce.
    Complemento técnico: Se recomienda dotar a estas estructuras de drenajes en el trasdós (tubos o drenes aligerantes) y filtro granular para aliviar presiones de poros.

- **Colchones reno o gaviones de pie**
  Descripción: Mallas metálicas tipo triple torsión rellenas con piedra, instaladas en el lecho del cauce o en los pies de talud.
  Función: Controlar la erosión local en la base del estribo o en la transición entre el cauce y las defensas laterales.
  Ventaja: Gran flexibilidad ante socavaciones y adaptabilidad a movimientos diferenciales.
  Diseño: Deben considerarse al menos 2 m de ancho y 0.3–0.5 m de espesor, extendiéndose bajo el estribo y aguas abajo.

- **Obras de disipación de energía (rampas o cuencas amortiguadoras)**
  Descripción: Estructuras hidráulicas colocadas aguas abajo del puente para disminuir la velocidad del flujo, reduciendo la erosión del lecho.
  Tipos: Cuencas de disipación tipo stilling basin, trampas de piedras, o rampas de roca compactada.
  Aplicación: Especialmente útil si el cauce presenta una diferencia de nivel significativa entre ambos márgenes o pendientes mayores al 5%.

- **Bioingeniería y control vegetal**
  Descripción: Uso de especies vegetales con raíces profundas (guadua, matarratón, chachafruto, vetiver) para reforzar la estabilidad superficial de taludes.
  Complemento: Se puede combinar con enrocados o gaviones para formar sistemas mixtos (bioestructurales).
  Ventaja: Mejora estética, control de escorrentía y protección natural a largo plazo.

- 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	11.1	2.7	0.1	2.8	0.2
Cargas Admisibles	89.7	21.6	1.1	22.6	1.4

- Los valores de capacidad de carga admisible para la plataforma de lanzamiento, de acuerdo a las características señaladas de ancho B=7.50 m y longitud mayor o igual a 40 m, para la altura propuesta son los siguientes:

Tabla 14.2 - Valores de capacidad de carga admisible de la plataforma de lanzamiento (Ton/m²)

Estado Límite	Longitud de la plataforma Lp [m]							
	40	**42**	**44**	**46**	**48**	**50**	**52**	**54**
Resistencia - ELR	25.3	25.4	25.5	25.6	25.7	25.7	25.8	25.9
Servicio - ELS	11.3	11.1	11.0	10.8	10.7	10.6	10.5	10.3
Evento extremo - ELEE	56.2	56.4	56.6	56.8	57.1	57.1	57.3	57.5

- 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

- Se debe tomar en cuenta en el diseño de la cimentación la construcción de drenajes y de filtros en el espaldar del estribo para encauzar el agua evacuada y disponerla apropiadamente. También se debe realizar una excelente precompactación antes de construir el estribo.

XV 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

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

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
MAT. 25202-356027 CND
Ingeniero Civil
Especialista en Geotecnia Vial y Pavimentos

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

GOBERNACIÓN DEL HUILA

ESTUDIO DE SUELOS
PARA EL CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE

ESTUDIO GEOTÉCNICO: CONSTRUCCIÓN DE SUBESTRUCTURA PARA PUENTE METÁLICO MODULAR SEMIPERMANENTE EN LA VÍA DE TERCER ORDEN DENOMINADA EL CARMEN - BRISAS DEL MAGDALENA A CARGO DEL MUNICIPIO DE ISNOS, DEPARTAMENTO DEL HUILA

INFORME DE CAMPO

NEIVA
AGOSTO - 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

INTRODUCCION

Adjunto, la información geotécnica obtenida en la exploración del subsuelo dentro del área para el proyecto **CONSTRUCCIÓN DE SUBESTRUCTURA PARA PUENTE METÁLICO MODULAR SEMIPERMANENTE EN LA VÍA DE TERCER ORDEN DENOMINADA EL CARMEN - BRISAS DEL MAGDALENA A CARGO DEL MUNICIPIO DE ISNOS, 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 08 de agosto del 2025 a solicitud de el: **GOBERNACIÓN 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 -15.10 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**,** para el proyecto **CONSTRUCCIÓN DE SUBESTRUCTURA PARA PUENTE METÁLICO MODULAR SEMIPERMANENTE EN LA VÍA DE TERCER ORDEN DENOMINADA EL CARMEN - BRISAS DEL MAGDALENA A CARGO DEL MUNICIPIO DE ISNOS, DEPARTAMENTO DEL HUILA**.

SONDEO No.	LOCALIZACIÓN	PROFUNDIDAD
2	E: 1096637,035 M N: 697801,721 M Z: 1246,88 M	15.10 Metros
3	E: 1096665,78 M N: 697796,205 M Z: 1255,80 M	15.10 Metros

II CARATERISTICAS DEL PROYECTO

El proyecto civil corresponde a la: **CONSTRUCCIÓN DE SUBESTRUCTURA PARA PUENTE METÁLICO MODULAR SEMIPERMANENTE EN LA VÍA DE TERCER ORDEN DENOMINADA EL CARMEN - BRISAS DEL MAGDALENA A CARGO DEL MUNICIPIO DE ISNOS, DEPARTAMENTO DEL HUILA**, en concreto estructural**,** que hace parte **SOBRE LA QUEBRADA LA CHORRERA EN LA VEREDA REMOLINO DEL MUNICIPIO DE SAN JOSÉ DE ISNOS - DEPARTAMENTO DEL HUILA**.

Dichas construcciones serán diseñadas de acuerdo a la Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-10 y Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-14.

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 **CONSTRUCCIÓN DE SUBESTRUCTURA PARA PUENTE METÁLICO MODULAR SEMIPERMANENTE EN LA VÍA DE TERCER ORDEN DENOMINADA EL CARMEN - BRISAS DEL MAGDALENA A CARGO DEL MUNICIPIO DE ISNOS, 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 doce puntos cincuenta (15.00) 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
2	E: 1096637,035 M N: 697801,721 M Z: 1246,88 M	15.10 Metros
3	E: 1096665,78 M N: 697796,205 M Z: 1255,80 M	15.10 Metros

Ver anexo *“Localización sondeos”.*

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. 2 **PUENTE VEHICULAR**
E: 1096637,035 M
N: 697801,721 M
Z: 1246,88 M

Profundidad (m)		e (m)	Clas USC	SPT N	Descripción
Desde	Hasta				
0.00	0.50	0.50			***CAPA ORGANICA***
0.50	1.50	1.00	**GP**		GRAVA MAL GRADADA - COLOR NEGRO. Humedad Media - Baja. Consistencia Muy Firme. Presencia de Piedra Fina TM. 3" Pulgadas.
1.50	2.50	1.00	**GW-GM**		GRAVA BIEN GRADADA LIGERAMENTE LIMOSA - COLOR GRIS CON VETAS CAFES. Humedad Media - Baja. Consistencia Muy Firme a Dura. Fragmentos de Piedra Fina.
2.50	3.50	1.00	**GW-GM**		GRAVA BIEN GRADADA LIGERAMENTE LIMOSA - COLOR GRIS. Humedad Media - Baja. Consistencia Muy Firme a Dura. Fragmentos de Piedra Fina.
3.50	4.50	1.00	**SP**		ARENA MAL GRADADA - COLOR GRIS. Humedad Media - Baja. Consistencia Muy Dura. Presencia de Mucha Piedra Fina.
4.50	5.50	1.00	**SP-SM**		ARENA MAL GRADADA LIGERAMENTE LIMOSA - COLOR GRIS. Humedad Media - Baja. Consistencia Muy Dura. Presencia de Mucha Piedra Fina.
5.50	6.50	1.00	**SP-SM**		ARENA MAL GRADADA LIGERAMENTE LIMOSA - COLOR GRIS. Humedad Media - Baja. Consistencia Muy Dura. Presencia de Mucha Piedra Fina.
6.50	7.50	1.00	**GP**		GRAVA MAL GRADADA - COLOR GRIS. Humedad Media - Baja. Consistencia Muy Dura. Presencia de Piedra Fina.
7.50	8.50	1.00	**SP-SM**		ARENA MAL GRADADA LIGERAMENTE LIMOSA - COLOR GRIS. Humedad Media - Baja. Consistencia Muy Dura. Presencia de Mucha Piedra Fina.
8.50	9.50	1.00	**SP**		ARENA MAL GRADADA - COLOR GRIS. Humedad Media - Baja. Consistencia Muy Dura. Presencia de Mucha Piedra Fina.
9.50	10.50	1.00	**SP-SM**		ARENA MAL GRADADA LIGERAMENTE LIMOSA - COLOR GRIS. Humedad Media - Baja. Consistencia Muy Dura. Presencia de Mucha Piedra Fina.
10.50	11.50	1.00			**MANTO ROCOSO** **NUCLEO: RC: 628 kg/cm2**
11.50	12.50	1.00			**MANTO ROCOSO**

				NUCLEO: RC: 474 kg/cm2	
12.50	13.50	1.00		**MANTO ROCOSO** **NUCLEO: RC: 462 kg/cm2**	
13.50	15.10	1.60		**MANTO ROCOSO** **NUCLEO: RC: 721 kg/cm2**	
15.10				**Fin del Sondeo** **Inicial= 2.40 Final= 4.70**	

SONDEO No. 3 **PUENTE VEHICULAR**
E: 848869.125 M
N:811762.303 M
Z: 576.75 M

Profundidad (m)		e (m)	Clas USC	SPT N	Descripción
Desde	Hasta				
0.00	0.50	0.50			***CAPA ORGANICA***
0.50	1.50	1.00			GRAVA MAL GRADADA - COLOR GRIS. Humedad Media - Baja. Consistencia Muy Firme. Presencia de Piedra Fina TM. 3" Pulgadas.
1.50	2.50	1.00			GRAVA BIEN GRADADA - COLOR GRIS. Humedad Media - Baja. Consistencia Muy Firme a Dura. Fragmentos de Piedra Fina.
2.50	3.50	1.00			GRAVA MAL GRADADA - COLOR GRIS. Humedad Media - Baja. Consistencia Muy Firme a Dura. Fragmentos de Piedra Fina.
3.50	4.50	1.00			GRAVA MAL GRADADA - COLOR GRIS. Humedad Media - Baja. Consistencia Muy Dura. Presencia de Mucha Piedra Fina.
4.50	5.50	1.00			GRAVA BIEN GRADADA - COLOR GRIS. Humedad Media - Baja. Consistencia Muy Dura. Presencia de Mucha Piedra Fina.
5.50	6.50	1.00			GRAVA MAL GRADADA LIGERAMENTE LIMOSA - COLOR GRIS. Humedad Media - Baja. Consistencia Muy Dura. Presencia de Mucha Piedra Fina.
6.50	7.50	1.00			ARENA BIEN GRADADA - COLOR GRIS. Humedad Media - Baja. Consistencia Muy Dura. Presencia de Piedra Fina.
7.50	8.50	1.00			ARENA BIEN GRADADA LIGERAMENTE LIMOSA - COLOR GRIS. Humedad Media - Baja. Consistencia Muy Dura. Presencia de Mucha Piedra Fina.
8.50	9.50	1.00			ARENA BIEN GRADADA - COLOR GRIS. Humedad Media - Baja. Consistencia Muy Dura. Presencia de Mucha Piedra Fina.
9.50	10.50	1.00			ARENA MAL GRADADA - COLOR GRIS. Humedad Media - Baja. Consistencia Muy Dura. Presencia de Mucha Piedra Fina.
10.50	11.50	1.00			**MANTO ROCOSO** **NUCLEO: RC: 691 kg/cm2**
11.50	12.50	1.00			

			MANTO ROCOSO **NUCLEO: RC: 506 kg/cm2**		
12.50	13.50	1.00	MANTO ROCOSO **NUCLEO: RC: 577 kg/cm2**		
13.50	15.10	1.60	MANTO ROCOSO **NUCLEO: RC: 777 kg/cm2**		
15.10					**Fin del Sondeo** **Inicial= 2.40 Final= 4.70**

VI ANALISIS DEL PERFIL ESTRATIGRAFICO

La estratigrafía del subsuelo del sitio, destinado para el **ESTUDIO GEOTECNICOS PARA INSTALACIÓN DE PUENTES METALICOS MODULARES SEMIPERMANENTES (PMMS), SOBRE LA QUEBRADA LA CHORRERA EN LA VEREDA REMOLINO DEL MUNICIPIO DE ISNOS - DEPARTAMENTO DEL HUILA**.

SONDEO 1,2,3

Se presenta confirmación de suelos gruesos conformados por suelos gruesos como: GRAVA MAL GRADADA (GP*), GRAVA BIEN GRADADA (GW), GRAVA BIEN GRADADA LIGERAMENTE LIMOSA (GW-GM), GRAVA MAL GRADADA (GP),ARENA MAL GRADADA (SP), ARENA MAL GRADADA LIGERAMENTE LIMOSA (SP-SM), .*

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 **ESTUDIO GEOTECNICOS PARA INSTALACIÓN DE PUENTES METALICOS MODULARES SEMIPERMANENTES (PMMS), SOBRE LA QUEBRADA LA CHORRERA EN LA VEREDA REMOLINO DEL MUNICIPIO DE ISNOS - DEPARTAMENTO DEL HUILA**.
Por medio de sondeos **SE DETERMINO NIVEL DE AGUAS FREATICAS (NAF).**

SONDEO N.	NAF INICIAL	NAF FINAL
S2	**2.40**	**4.70**
S3	**2.40**	**4.70**

La determinación del Nivel de Aguas Freáticas se realiza, en una época en dónde predomina el invierno, durante la fecha de exploración agosto 08, 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 **ESTUDIO GEOTECNICOS PARA INSTALACIÓN DE PUENTES METALICOS MODULARES SEMIPERMANENTES (PMMS), SOBRE LA QUEBRADA LA CHORRERA EN LA VEREDA REMOLINO DEL MUNICIPIO DE ISNOS - 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
Especialista en Vías Terrestre
MAT. 19202-21665 CAU

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

GOBERNACIÓN DEL HUILA

ESTUDIO DE SUELOS
PARA EL CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE

ESTUDIO GEOTÉCNICO: CONSTRUCCIÓN DE SUBESTRUCTURA PARA PUENTE METÁLICO MODULAR SEMIPERMANENTE EN LA VÍA DE TERCER ORDEN DENOMINADA EL CARMEN - BRISAS DEL MAGDALENA A CARGO DEL MUNICIPIO DE ISNOS, DEPARTAMENTO DEL HUILA

RESULTADOS DE LABORATORIO

NEIVA
AGOSTO - 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 : **GOBERNACIÓN DEL HUILA** — **FECHA INICIO** AGOSTO 08 - 2025

PROYECTO: ESTUDIO GEOTÉCNICO: CONSTRUCCIÓN DE SUBESTRUCTURA PARA PUENTE METÁLICO MODULAR SEMIPERMANENTE EN LA VÍA DE TERCER ORDEN DENOMINADA EL CARMEN - BRISAS DEL MAGDALENA A CARGO DEL MUNICIPIO DE ISNOS, DEPARTAMENTO DEL HUILA — **FECHA ENSAYO** AGOSTO 11 - 2025

LOCALIZACION QUEBRADA: LA CHORRERA / VEREDA: REMOLINO / MUNICIPIO: SAN JOSÉ DE ISNOS / DEPARTAMENTO: HUILA

APIQUE No. 2 — **LADO** EJE DERECHO — **COORDENADAS** E: 1096637,035 M; N: 697801,721 M; Z: 1246,88 M

Profundidad metros		Mtra No.	SIMBOLO GRAFICO	DESCRIPCION	SPT N	LIMITES (%) LL	LP	IP	HUMEDAD %	CLASIFICACION U.S.C.S.
				CAPA ORGANICA						
	0,50									
0,50-1,00	SPT	1		GRAVA MAL GRADADA - COLOR NEGRO. Humedad Media - Baja. Consistencia Muy Firme. Presencia de Piedra Fina TM. 3" Pulgadas.	34	N.L	N.P	0,0	5,6	GP
	1,00									
1,00-1,50	SPT				32					
	1,50									
1,50-2,00	SPT	2		GRAVA BIEN GRADADA LIGERAMENTE LIMOSA - COLOR GRIS CON VETAS CAFES. Humedad Media - Baja. Consistencia Muy Firme a Dura. Fragmentos de Piedra Fina.	27	N.L	N.P	0,0	6,7	GW-GM
	2,00									
2,00-2,50	SPT				35					
	2,50			GRAVA BIEN GRADADA LIGERAMENTE LIMOSA - COLOR GRIS . Humedad Media - Baja. Consistencia Muy Firme a Dura. Fragmentos de Piedra Fina.						
2,50-3,00	SPT				38					
NIVEL FREATICO		3		**NAF INICIAL: 2,30 NAF FINAL: 4,50**		N.L	N.P	0,0	5,0	GW-GM
	3,00			GRAVA BIEN GRADADA LIGERAMENTE LIMOSA - COLOR GRIS . Humedad Media - Baja. Consistencia Muy Firme a Dura. Fragmentos de Piedra Fina.						
3,00-3,50	SPT				42					
	3,50									
3,50-4,00	SPT	4		ARENA MAL GRADADA - COLOR GRIS. Humedad Media - Baja. Consistencia Muy Dura. Presencia de Mucha Piedra Fina.	45	N.L	N.P	0,0	7,0	SP
	4,00									
4,00-5,00	SPT				48					
	4,50									
5,00-5,50	SPT	5		ARENA MAL GRADADA LIGERAMENTE LIMOSA - COLOR GRIS. Humedad Media - Baja. Consistencia Muy Dura. Presencia de Mucha Piedra Fina.	50	N.L	N.P	0,0	22,2	SP-SM
	5,00				50					
5,50-6,00	SPT									
	5,50									
6,00-6,50	SPT	6		ARENA MAL GRADADA LIGERAMENTE LIMOSA - COLOR GRIS. Humedad Media - Baja. Consistencia Muy Dura. Presencia de Mucha Piedra Fina.	52	N.L	N.P	0,0	13,3	SP-SM
	6,00									
6,50-7,00	SPT				54					
	6,50									
6,50-7,00	SPT	7		GRAVA MAL GRADADA - COLOR GRIS. Humedad Media - Baja. Consistencia Muy Dura. Presencia de Piedra Fina.	55	N.L	N.P	0,0	10,1	GP
	7,00									
7,00-7,50	SPT				56					

NAF INICIAL **2,30** **metros** — NAF 2 HRAS **4,50** **metros**

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

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

PERFIL ESTRATIGRAFICO

CLIENTE : **GOBERNACIÓN DEL HUILA** — **FECHA INICIO** AGOSTO 08 - 2025

PROYECTO: ESTUDIO GEOTÉCNICO: CONSTRUCCIÓN DE SUBESTRUCTURA PARA PUENTE METÁLICO MODULAR SEMIPERMANENTE EN LA VÍA DE TERCER ORDEN DENOMINADA EL CARMEN - BRISAS DEL MAGDALENA A CARGO DEL MUNICIPIO DE ISNOS, DEPARTAMENTO DEL HUILA — **FECHA ENSAYO** AGOSTO 11 - 2025

LOCALIZACION QUEBRADA: LA CHORRERA / VEREDA: REMOLINO / MUNICIPIO: SAN JOSÉ DE ISNOS / DEPARTAMENTO: HUILA

APIQUE No. 2 **LADO** EJE DERECHO **COORDENADAS** E: 1096637,035 M N: 697801,721 M Z: 1246,88 M

Profundidad metros		Mtra No.	SIMBOLO GRAFICO	DESCRIPCION	SPT N	LIMITES (%) LL	LP	IP	HUMEDAD %	CLASIFICACION U.S.C.S.
	7,50									
7,50-8,00	SPT	8		ARENA MAL GRADADA LIGERAMENTE LIMOSA - COLOR GRIS. Humedad Media - Baja. Consistencia Muy Dura. Presencia de Mucha Piedra Fina.	50	N.L	N.P	0,0	11,5	SP-SM
	8,00									
8,00-8,50	SPT				54					
	8,50									
8,50-9,00		9		ARENA MAL GRADADA - COLOR GRIS. Humedad Media - Baja. Consistencia Muy Dura. Presencia de Mucha Piedra Fina.	55	N.L	N.P	0,00	13,44	SP
	9,00									
9,00-9,50	SPT				60					
	9,50									
9,50-10,00	SPT	10		ARENA MAL GRADADA LIGERAMENTE LIMOSA - COLOR GRIS. Humedad Media - Baja. Consistencia Muy Dura. Presencia de Mucha Piedra Fina.	62	N.L	N.P	0,0	11,3	SP-SM
	10,00									
10,00-10,50	SPT				60					
						DETERMINACIONES			HUMEDAD	ABSORCION
						W Humedo	W seco	W sss	%	%
	10,50			**FORMACIÓN ROCOSA.**						
10,50-11,00		11		**NUCLEO: RC : 628 kg/cm2** Humedad Media - Baja. Resistencia a la compresión Alta.	R	248,5	247,2	248,9	0,53	0,69
	11,00			***R = RECHAZO*** ***R = N > 100***						
11,00-11,50					R					
	11,50			**FORMACIÓN ROCOSA**						
11,50-12,00		12		**NUCLEO: RC : 474 kg/cm2** Humedad Media - Baja. Resistencia a la compresión Alta.	R	315,8	314,2	316,9	0,51	0,86
	12,00			***R = RECHAZO*** ***R = N > 100***						
12,00-12,50					R					
	12,50			**FORMACIÓN ROCOSA**						
12,50-13,00		13		**NUCLEO: RC : 462 kg/cm2** Humedad Media - Baja. Resistencia a la compresión Alta.	R	313,2	312,8	315,6	0,13	0,90
	13,00			***R = RECHAZO*** ***R = N > 100***						
13,00-13,50					R					
	13,50			**FORMACIÓN ROCOSA**						
13,50-14,00		14		**NUCLEO: RC : 721 kg/cm2** Humedad Media - Baja. Resistencia a la compresión Alta.	R	260,8	259,2	261,6	0,62	0,93
	14,00			***R = RECHAZO*** ***R = N > 100***						
14,00-15,10					R					
	15,10			***FIN DEL SONDEO*** ***SE DETERMINO NIVEL FREATICO***						
				NAF INICIAL 2.30 metros		NAF 2 HRAS		4.50	metros	

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

MAIRA BONILLA RAMOS
INGENIERA CIVIL
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 GOBERNACIÓN DEL HUILA

PROYECTO ESTUDIO GEOTECNICO: CONSTRUCCION DE SUBESTRUCTURA PARA PUENTE METALICO MODULAR SEMIPERMANENTE EN LA VÍA DE TERCER ORDEN DENOMINADA EL CARMEN - BRISAS DEL MAGDALENA A CARGO DEL MUNICIPIO DE ISNOS, DEPARTAMENTO DEL HUILA

APIQUE: 2 MUESTRA: 1

LOCALIZACION QUEBRADA: LA CHORRERA / VEREDA: REMOLINO / MUNICIPIO: SAN JOSÉ DE ISNOS / DEPARTAMENTO: HUILA

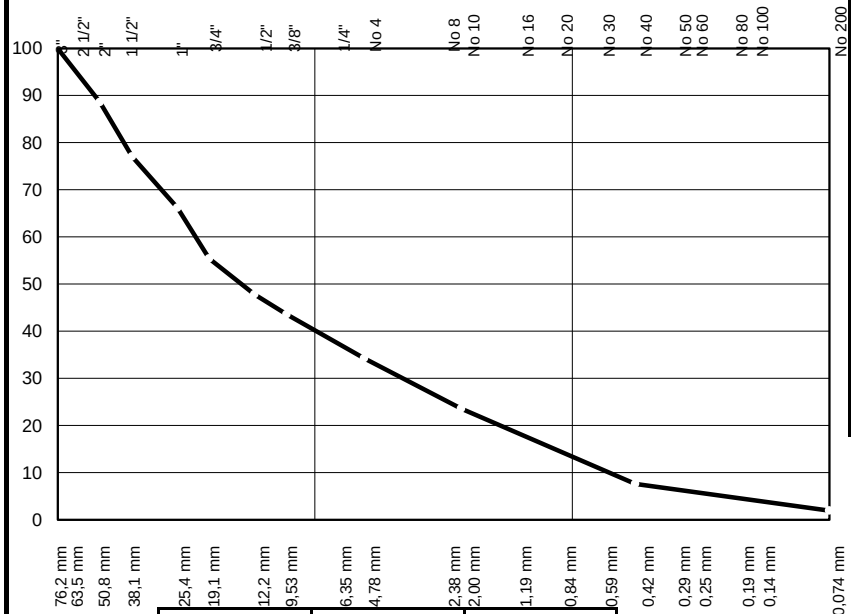
FECHA ENSAYO: AGOSTO 11 - 2025

DESCRIPCION GRAVA MAL GRADADA

PROFUNDIDAD: 0,50-1,50 metros

COLOR NEGRO

GRADACIÓN



PESO INICIAL (gr) :			2863,1
TAMIZ No	PESO RETENIDO	% RETENIDO	% PASA
3"		0,0	100,0
2"	325,4	11,4	88,6
1 1/2"	332,2	11,6	77,0
1"	310,4	10,8	66,2
3/4"	307,2	10,7	55,5
1/2"	219,5	7,7	47,8
3/8"	120,8	4,2	43,6
No 4	267,5	9,3	34,2
10	306,0	10,7	23,5
40	454,8	15,9	7,7
200	164,6	5,7	1,9
-200	54,7	1,9	

GRAVAS:	ARENAS:	FINOS:
65,8%	32,3%	1,9%

LIMITES DE ATTERBERG

LÍMITE LíQUIDO

No GOLPES				
P_1 (gr)				
P_2 (gr)		N.L		
P_3 (gr)				
% HUMEDAD				

LÍMITE PLÁSTICO

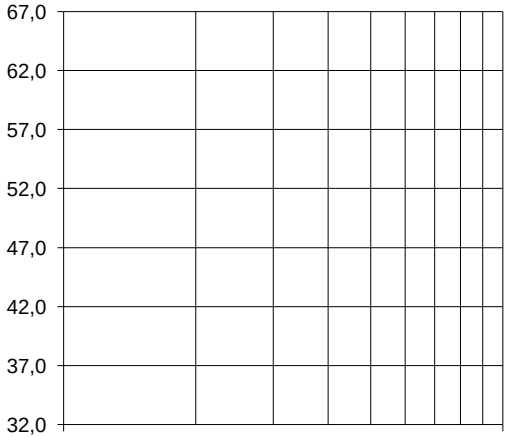
	w. Nral
P_1 (gr)	3136,6
P_2 (gr)	2976,3
P_3 (gr)	113,2
% HUMEDAD	5,6

N.P

	Especific.	Resultado
LÍMITE LÍQUIDO:		N.L
LÍMITE PLASTICO:		N.P
ÍNDICE DE PLASTICIDAD:		0,0
HUMEDAD NATURAL:		5,6
ÍNDICE DE LIQUIDEZ:		

C_u = C_c =

LÍMITES DE ATTERBERG



OBSERVACIONES:

CLASIFICACIÓN
GP
GRAVA MAL GRADADA

REVISÓ

Oficina Ingensayos Colombia S.A.S. - Calle 25N 9BW 08 Barrio Villa del Rio - Tel-Fax : 8717314 - 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 GOBERNACIÓN DEL HUILA

PROYECTO ESTUDIO GEOTECNICO: CONSTRUCCION DE SUBESTRUCTURA PARA PUENTE METALICO MODULAR SEMIPERMANENTE EN LA VÍA DE TERCER ORDEN DENOMINADA EL CARMEN - BRISAS DEL MAGDALENA A CARGO DEL MUNICIPIO DE ISNOS, DEPARTAMENTO DEL HUILA

APIQUE: 2 MUESTRA: 2

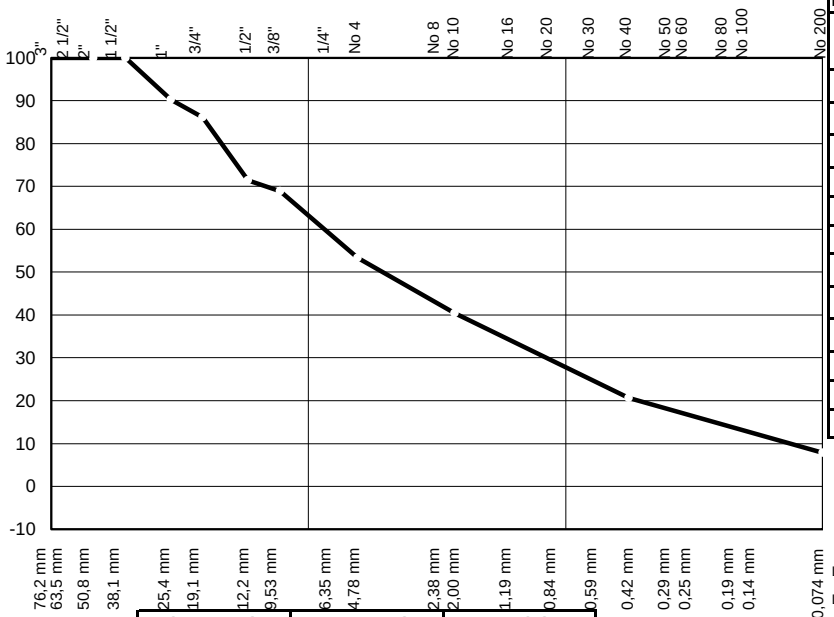
LOCALIZACION QUEBRADA: LA CHORRERA / VEREDA: REMOLINO / MUNICIPIO: SAN JOSÉ DE ISNOS / DEPARTAMENTO: HUILA

FECHA ENSAYO: AGOSTO 11 - 2025

DESCRIPCION GRAVA BIEN GRADADA LIGERAMENTE LIMOSA

PROFUNDIDAD: 1,50-2,50 metros

COLOR GRIS CON VETAS CAFES



GRAVAS:	ARENAS:	FINOS:
46,6%	45,5%	7,9%

GRADACIÓN

PESO INICIAL (gr) : 223,2

TAMIZ No	PESO RETENIDO	% RETENIDO	% PASA
3"		0,0	100,0
2"		0,0	100,0
1 1/2"		0,0	100,0
1"	21,7	9,7	90,3
3/4"	9,3	4,2	86,1
1/2"	32,7	14,7	71,5
3/8"	5,8	2,6	68,9
No 4	34,6	15,5	53,4
10	28,8	12,9	40,5
40	44,2	19,8	20,7
200	28,5	12,8	7,9
-200	17,6	7,9	

LIMITES DE ATTERBERG

LÍMITE LíQUIDO

No GOLPES				
P_1 (gr)				
P_2 (gr)	N.L			
P_3 (gr)				
% HUMEDAD				

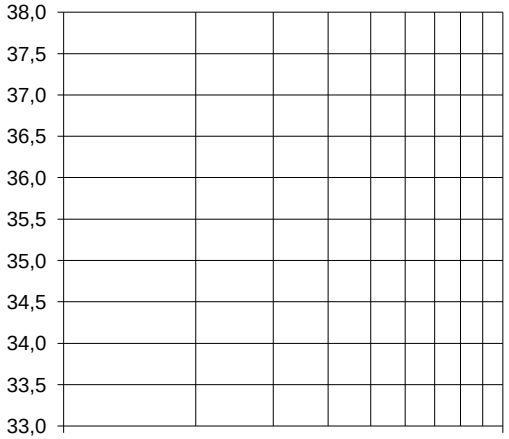
LÍMITE PLÁSTICO

	w. Nral
P_1 (gr)	280,8
P_2 (gr) N.P	265,8
P_3 (gr)	42,6
% HUMEDAD	6,7

	Especific.	Resultado
LÍMITE LÍQUIDO:		N.L
LÍMITE PLASTICO:		N.P
ÍNDICE DE PLASTICIDAD:		0,0
HUMEDAD NATURAL:		6,7
ÍNDICE DE LIQUIDEZ:		

C_u = C_c =

LÍMITES DE ATTERBERG



OBSERVACIONES:

CLASIFICACIÓN
GW-GM
GRAVA BIEN GRADADA LIGERAMENTE LIMOSA

REVISÓ

Oficina Ingensayos Colombia S.A.S. - Calle 25N 9BW 08 Barrio Villa del Rio - Tel-Fax : 8717314 - 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 GOBERNACIÓN DEL HUILA

PROYECTO ESTUDIO GEOTECNICO: CONSTRUCCION DE SUBESTRUCTURA PARA PUENTE METALICO MODULAR SEMIPERMANENTE EN LA VÍA DE TERCER ORDEN DENOMINADA EL CARMEN - BRISAS DEL MAGDALENA A CARGO DEL MUNICIPIO DE ISNOS, DEPARTAMENTO DEL HUILA

APIQUE: 2 MUESTRA: 3

LOCALIZACION QUEBRADA: LA CHORRERA / VEREDA: REMOLINO / MUNICIPIO: SAN JOSÉ DE ISNOS / DEPARTAMENTO: HUILA

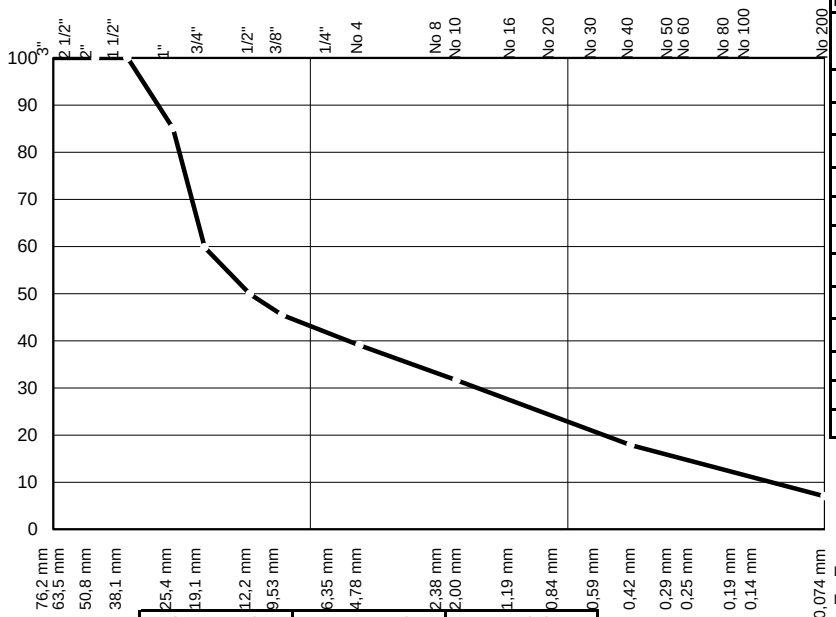
FECHA ENSAYO: AGOSTO 11 - 2025

DESCRIPCION GRAVA BIEN GRADADA LIGERAMENTE LIMOSA

PROFUNDIDAD: 2,50-3,50 metros

COLOR GRIS

GRADACIÓN



PESO INICIAL (gr) :			180,8
TAMIZ No	PESO RETENIDO	% RETENIDO	% PASA
3"		0,0	100,0
2"		0,0	100,0
1 1/2"		0,0	100,0
1"	27,0	14,9	85,1
3/4"	45,7	25,3	59,8
1/2"	18,0	10,0	49,8
3/8"	8,0	4,4	45,4
No 4	11,5	6,4	39,0
10	13,4	7,4	31,6
40	25,0	13,8	17,8
200	19,6	10,8	7,0
-200	12,6	7,0	

GRAVAS:	ARENAS:	FINOS:
61,0%	32,1%	7,0%

LIMITES DE ATTERBERG

LÍMITE LíQUIDO

No GOLPES				
P_1 (gr)				
P_2 (gr)		N.L		
P_3 (gr)				
% HUMEDAD				

LÍMITE PLÁSTICO

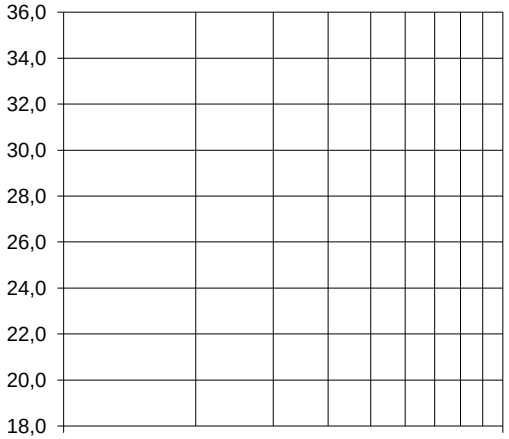
	w. Nral
P_1 (gr)	231,2
P_2 (gr)	222,1
P_3 (gr)	41,3
% HUMEDAD	5,0

N.P

	Especific.	Resultado
LÍMITE LÍQUIDO:		N.L
LÍMITE PLASTICO:		N.P
ÍNDICE DE PLASTICIDAD:		0,0
HUMEDAD NATURAL:		5,0
ÍNDICE DE LIQUIDEZ:		

C_u = _____ C_c = _____

LÍMITES DE ATTERBERG



OBSERVACIONES:

CLASIFICACIÓN
GW-GM
GRAVA BIEN GRADADA LIGERAMENTE LIMOSA

REVISÓ

Oficina Ingensayos Colombia S.A.S. - Calle 25N 9BW 08 Barrio Villa del Rio - Tel-Fax : 8717314 - 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 GOBERNACIÓN DEL HUILA

PROYECTO ESTUDIO GEOTECNICO: CONSTRUCCION DE SUBESTRUCTURA PARA PUENTE METALICO MODULAR SEMIPERMANENTE EN LA VÍA DE TERCER ORDEN DENOMINADA EL CARMEN - BRISAS DEL MAGDALENA A CARGO DEL MUNICIPIO DE ISNOS, DEPARTAMENTO DEL HUILA

APIQUE: 2 MUESTRA: 4

LOCALIZACION QUEBRADA: LA CHORRERA / VEREDA: REMOLINO / MUNICIPIO: SAN JOSÉ DE ISNOS / DEPARTAMENTO: HUILA

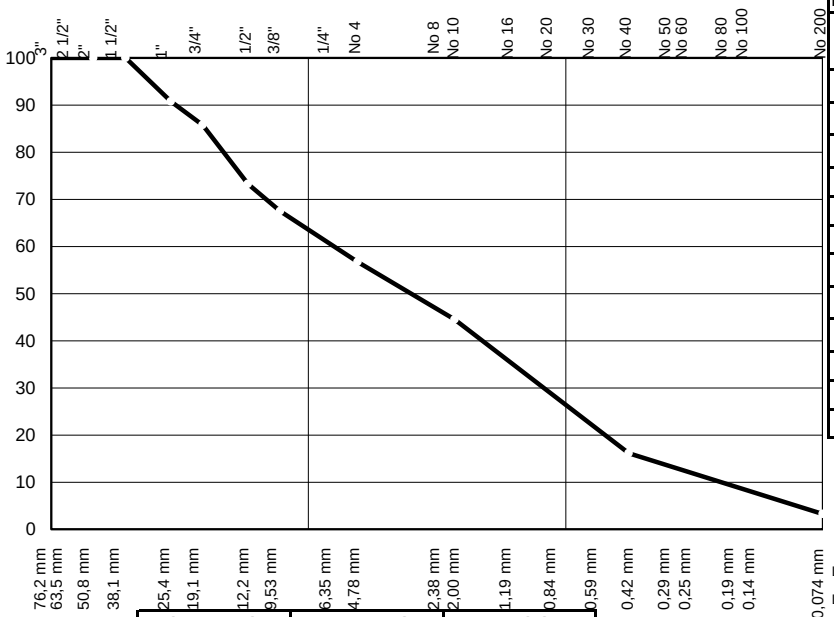
FECHA ENSAYO: AGOSTO 11 - 2025

DESCRIPCION ARENA MAL GRADADA

PROFUNDIDAD: 3,50-4,50 metros

COLOR GRIS

GRADACIÓN



GRAVAS:	ARENAS:	FINOS:
43,3%	53,5%	3,2%

PESO INICIAL (gr) : 311,2

TAMIZ No	PESO RETENIDO	% RETENIDO	% PASA
3"		0,0	100,0
2"		0,0	100,0
1 1/2"		0,0	100,0
1"	28,7	9,2	90,8
3/4"	15,5	5,0	85,8
1/2"	39,1	12,6	73,2
3/8"	17,8	5,7	67,5
No 4	33,6	10,8	56,7
10	38,0	12,2	44,5
40	88,3	28,4	16,1
200	40,1	12,9	3,2
-200	10,1	3,2	

	Especific.	Resultado
LÍMITE LÍQUIDO:		N.L
LÍMITE PLASTICO:		N.P
ÍNDICE DE PLASTICIDAD:		0,0
HUMEDAD NATURAL:		7,0
ÍNDICE DE LIQUIDEZ:		

C_u = C_c =

OBSERVACIONES:

CLASIFICACIÓN
SP
ARENA MAL GRADADA

REVISÓ

LIMITES DE ATTERBERG

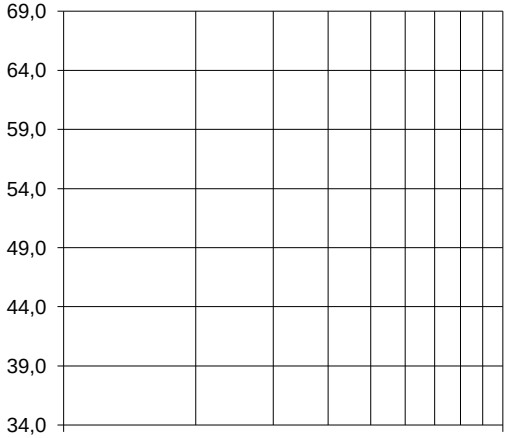
LÍMITE LíQUIDO

No GOLPES				
P_1 (gr)				
P_2 (gr)	N.L			
P_3 (gr)				
% HUMEDAD				

LÍMITE PLÁSTICO w. Nral

P_1 (gr)				375,1
P_2 (gr)	N.P			353,2
P_3 (gr)				42,0
% HUMEDAD				7,0

LÍMITES DE ATTERBERG



Oficina Ingensayos Colombia S.A.S. - Calle 25N 9BW 08 Barrio Villa del Rio - Tel-Fax : 8717314 - 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 GOBERNACIÓN DEL HUILA

PROYECTO ESTUDIO GEOTECNICO: CONSTRUCCIÓN DE SUBESTRUCTURA PARA PUENTE METÁLICO MODULAR SEMIPERMANENTE EN LA VÍA DE TERCER ORDEN DENOMINADA EL CARMEN - BRISAS DEL MAGDALENA A CARGO DEL MUNICIPIO DE ISNOS, DEPARTAMENTO DEL HUILA

APIQUE: 2 MUESTRA: 5

LOCALIZACION QUEBRADA: LA CHORRERA / VEREDA: REMOLINO / MUNICIPIO: SAN JOSÉ DE ISNOS / DEPARTAMENTO: HUILA

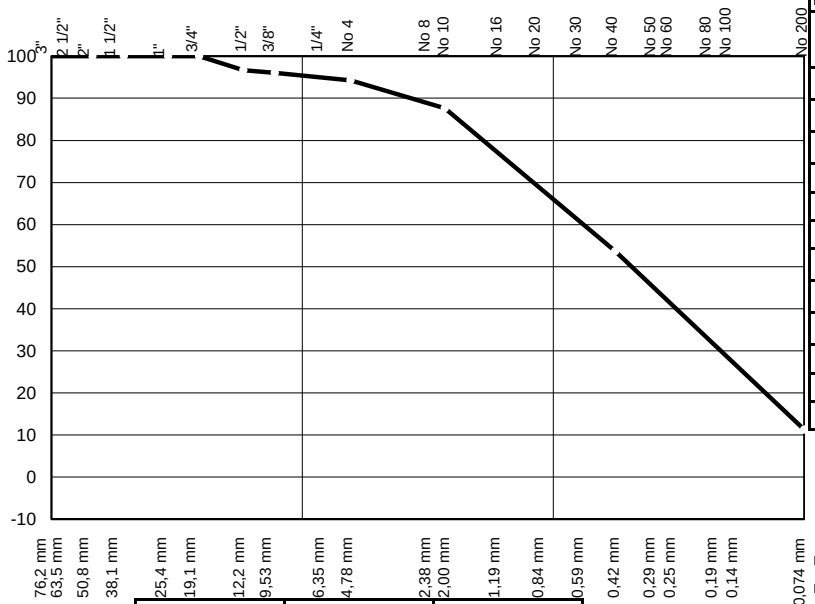
FECHA ENSAYO: AGOSTO 11 - 2025

DESCRIPCION ARENA MAL GRADADA LIGERAMENTE LIMOSA

PROFUNDIDAD: 4,50-5,50 metros

COLOR GRIS

GRADACIÓN



PESO INICIAL (gr) :		196,2	
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"	6,6	3,4	96,6
3/8"	1,1	0,6	96,1
No 4	3,6	1,8	94,2
10	13,0	6,6	87,6
40	66,7	34,0	53,6
200	83,1	42,4	11,3
-200	22,1	11,3	

GRAVAS:	ARENAS:	FINOS:
5,8%	83,0%	11,3%

LIMITES DE ATTERBERG

LÍMITE LíQUIDO

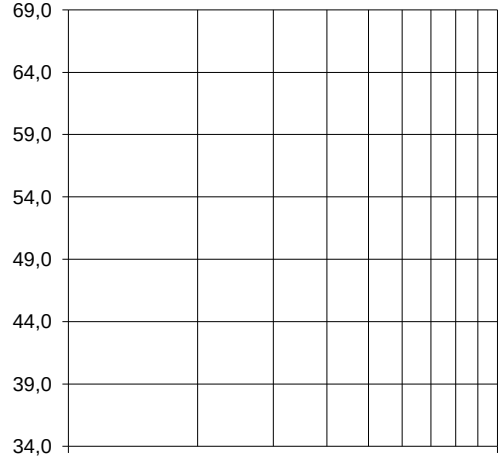
No GOLPES				
P_1 (gr)				
P_2 (gr)		N.L		
P_3 (gr)				
% HUMEDAD				

LÍMITE PLÁSTICO

	w. Nral
P_1 (gr)	282,2
P_2 (gr)	238,7
P_3 (gr)	42,5
% HUMEDAD	22,2

N.P

LÍMITES DE ATTERBERG



	Especific.	Resultado
LÍMITE LÍQUIDO:		N.L
LÍMITE PLASTICO:		N.P
ÍNDICE DE PLASTICIDAD:		0,0
HUMEDAD NATURAL:		22,2

ÍNDICE DE LIQUIDEZ:

C_u = _____ C_c = _____

OBSERVACIONES:

CLASIFICACIÓN
SP-SM
ARENA MAL GRADADA LIGERAMENTE LIMOSA

REVISÓ

Oficina Ingensayos Colombia S.A.S. - Calle 25N 9BW 08 Barrio Villa del Rio - Tel-Fax : 8717314 - 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 GOBERNACIÓN DEL HUILA

PROYECTO ESTUDIO GEOTECNICO: CONSTRUCCION DE SUBESTRUCTURA PARA PUENTE METALICO MODULAR SEMIPERMANENTE EN LA VÍA DE TERCER ORDEN DENOMINADA EL CARMEN - BRISAS DEL MAGDALENA A CARGO DEL MUNICIPIO DE ISNOS, DEPARTAMENTO DEL HUILA

APIQUE: 2 MUESTRA: 6

LOCALIZACION QUEBRADA: LA CHORRERA / VEREDA: REMOLINO / MUNICIPIO: SAN JOSÉ DE ISNOS / DEPARTAMENTO: HUILA

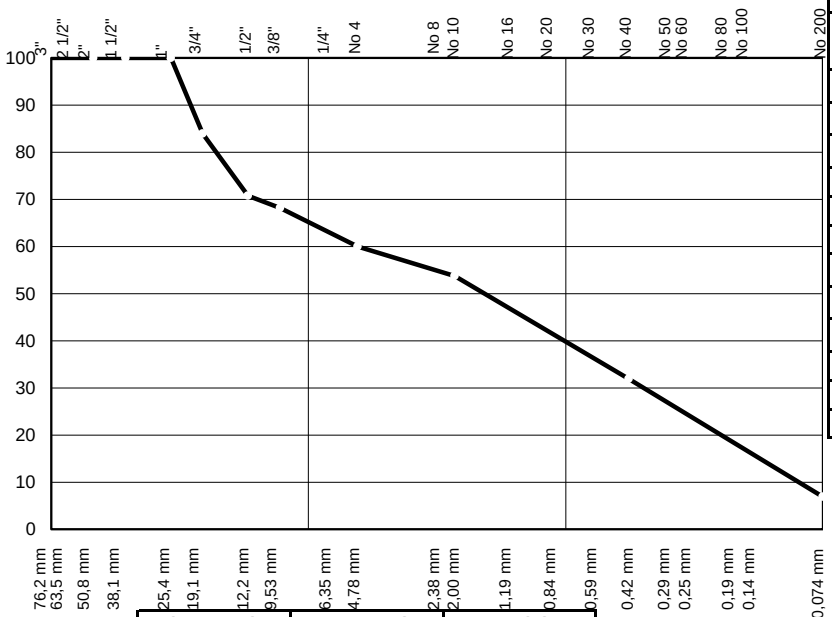
FECHA ENSAYO: AGOSTO 11 - 2025

DESCRIPCION ARENA MAL GRADADA LIGERAMENTE LIMOSA

PROFUNDIDAD: 5,50-6,50 metros

COLOR GRIS

GRADACIÓN



PESO INICIAL (gr) :			268,3
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"	43,2	16,1	83,9
1/2"	35,4	13,2	70,7
3/8"	6,8	2,5	68,2
No 4	21,9	8,2	60,0
10	16,9	6,3	53,7
40	58,6	21,8	31,9
200	67,1	25,0	6,9
-200	18,4	6,9	

GRAVAS:	ARENAS:	FINOS:
40,0%	53,1%	6,9%

	Especific.	Resultado
LÍMITE LÍQUIDO:		N.L
LÍMITE PLASTICO:		N.P
ÍNDICE DE PLASTICIDAD:		0,0
HUMEDAD NATURAL:		13,3
ÍNDICE DE LIQUIDEZ:		

C_u = C_c =

OBSERVACIONES:

CLASIFICACIÓN
SP-SM
ARENA MAL GRADADA LIGERAMENTE LIMOSA

REVISÓ

LIMITES DE ATTERBERG

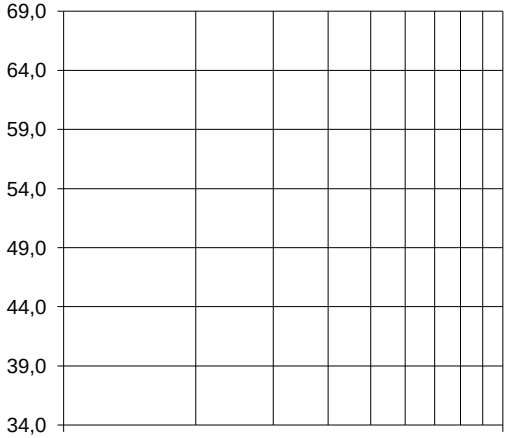
LÍMITE LíQUIDO

No GOLPES				
P_1 (gr)				
P_2 (gr)	N.L			
P_3 (gr)				
% HUMEDAD				

LÍMITE PLÁSTICO w. Nral

P_1 (gr)				353,4
P_2 (gr)	N.P			317,8
P_3 (gr)				49,5
% HUMEDAD				13,3

LÍMITES DE ATTERBERG



Oficina Ingensayos Colombia S.A.S. - Calle 25N 9BW 08 Barrio Villa del Rio - Tel-Fax : 8717314 - 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 GOBERNACIÓN DEL HUILA

PROYECTO ESTUDIO GEOTECNICO: CONSTRUCCION DE SUBESTRUCTURA PARA PUENTE METALICO MODULAR SEMIPERMANENTE EN LA VÍA DE TERCER ORDEN DENOMINADA EL CARMEN - BRISAS DEL MAGDALENA A CARGO DEL MUNICIPIO DE ISNOS, DEPARTAMENTO DEL HUILA

APIQUE: 2 MUESTRA: 7

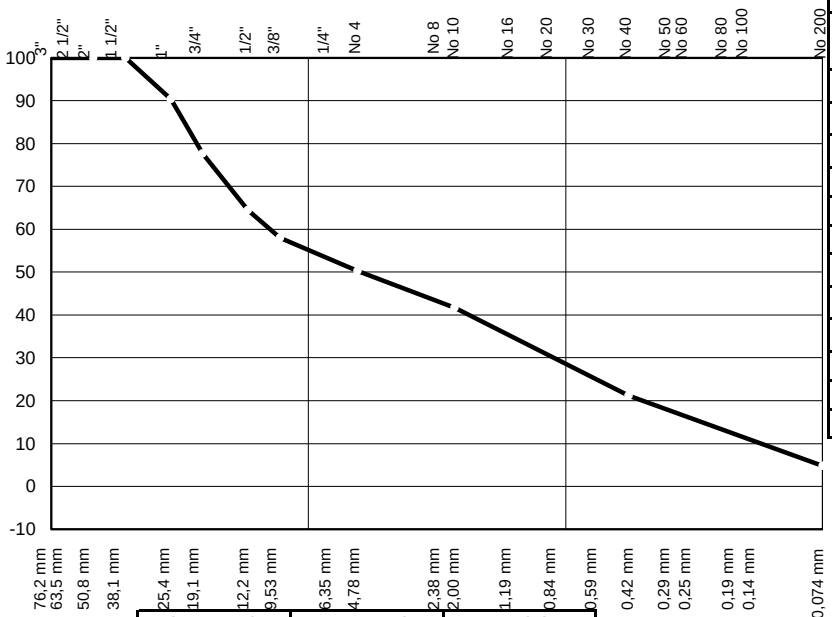
LOCALIZACION QUEBRADA: LA CHORRERA / VEREDA: REMOLINO / MUNICIPIO: SAN JOSÉ DE ISNOS / DEPARTAMENTO: HUILA

FECHA ENSAYO: AGOSTO 11 - 2025

DESCRIPCION GRAVA MAL GRADADA

PROFUNDIDAD: 6,50-7,50 metros

COLOR GRIS



GRAVAS:	ARENAS:	FINOS:
49,7%	45,5%	4,8%

GRADACIÓN

PESO INICIAL (gr) : 230,4

TAMIZ No	PESO RETENIDO	% RETENIDO	% PASA
3"		0,0	100,0
2"		0,0	100,0
1 1/2"		0,0	100,0
1"	22,3	9,7	90,3
3/4"	29,2	12,7	77,6
1/2"	30,5	13,2	64,4
3/8"	14,7	6,4	58,0
No 4	17,8	7,7	50,3
10	19,9	8,6	41,7
40	47,3	20,5	21,1
200	37,6	16,3	4,8
-200	11,1	4,8	

	Especific.	Resultado
LÍMITE LÍQUIDO:		N.L
LÍMITE PLASTICO:		N.P
ÍNDICE DE PLASTICIDAD:		0,0
HUMEDAD NATURAL:		10,1
ÍNDICE DE LIQUIDEZ:		

C_u = C_c =

OBSERVACIONES:

CLASIFICACIÓN
GP
GRAVA MAL GRADADA

REVISÓ

LIMITES DE ATTERBERG

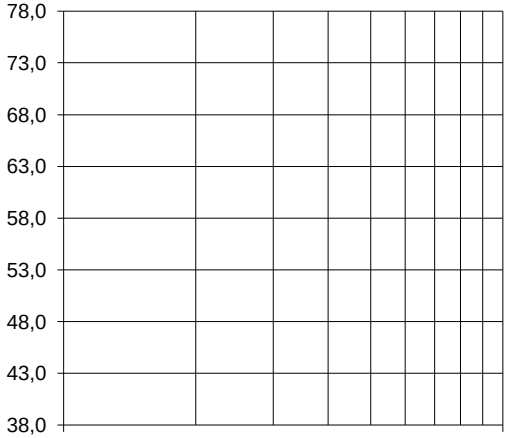
LÍMITE LíQUIDO

No GOLPES				
P_1 (gr)				
P_2 (gr)	N.L			
P_3 (gr)				
% HUMEDAD				

LÍMITE PLÁSTICO w. Nral

P_1 (gr)				304,0
P_2 (gr)	N.P			280,7
P_3 (gr)				50,3
% HUMEDAD				10,1

LÍMITES DE ATTERBERG



Oficina Ingensayos Colombia S.A.S. - Calle 25N 9BW 08 Barrio Villa del Rio - Tel-Fax : 8717314 - 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 GOBERNACIÓN DEL HUILA

PROYECTO ESTUDIO GEOTECNICO: CONSTRUCCION DE SUBESTRUCTURA PARA PUENTE METALICO MODULAR SEMIPERMANENTE EN LA VÍA DE TERCER ORDEN DENOMINADA EL CARMEN - BRISAS DEL MAGDALENA A CARGO DEL MUNICIPIO DE ISNOS, DEPARTAMENTO DEL HUILA

APIQUE: 2 MUESTRA: 8

LOCALIZACION QUEBRADA: LA CHORRERA / VEREDA: REMOLINO / MUNICIPIO: SAN JOSÉ DE ISNOS / DEPARTAMENTO: HUILA

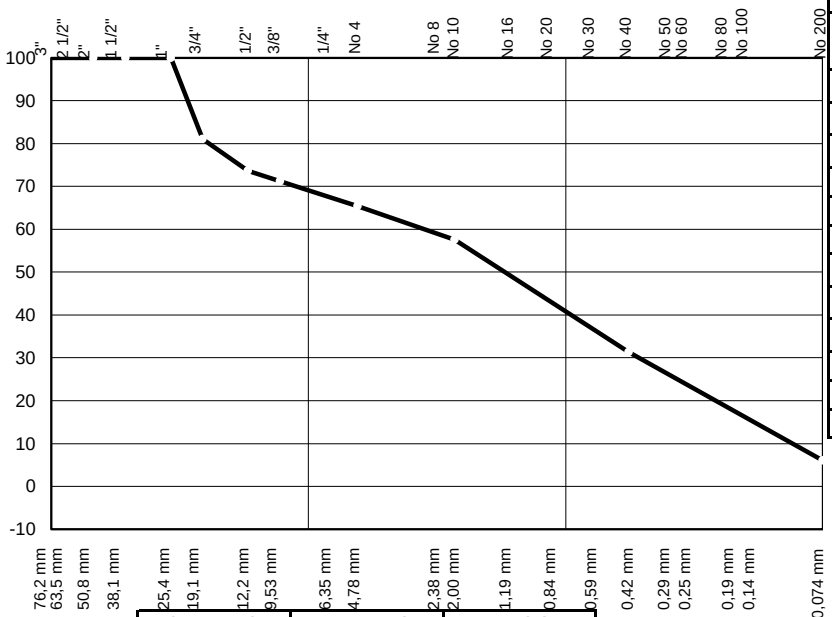
FECHA ENSAYO: AGOSTO 11 - 2025

DESCRIPCION ARENA MAL GRADADA LIGERAMENTE LIMOSA

PROFUNDIDAD: 7,50-8,50 metros

COLOR GRIS

GRADACIÓN



PESO INICIAL (gr) :			221,5
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"	41,9	18,9	81,1
1/2"	16,6	7,5	73,6
3/8"	5,2	2,3	71,2
No 4	13,0	5,9	65,4
10	17,4	7,9	57,5
40	58,0	26,2	31,3
200	56,0	25,3	6,0
-200	13,4	6,0	

GRAVAS:	ARENAS:	FINOS:
34,6%	59,3%	6,0%

LIMITES DE ATTERBERG

LÍMITE LíQUIDO

No GOLPES				
P_1 (gr)				
P_2 (gr)	N.L			
P_3 (gr)				
% HUMEDAD				

LÍMITE PLÁSTICO

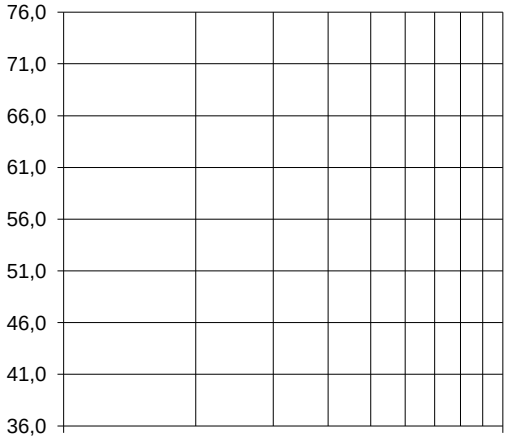
				w. Nral
P_1 (gr)				296,1
P_2 (gr)	N.P			270,7
P_3 (gr)				49,2
% HUMEDAD				11,5

	Especific.	Resultado
LÍMITE LÍQUIDO:		N.L
LÍMITE PLASTICO:		N.P
ÍNDICE DE PLASTICIDAD:		0,0
HUMEDAD NATURAL:		11,5
ÍNDICE DE LIQUIDEZ:		

C_u = _____ C_c = _____

CLASIFICACIÓN
SP-SM
ARENA MAL GRADADA LIGERAMENTE LIMOSA

LÍMITES DE ATTERBERG



OBSERVACIONES:

REVISÓ

Oficina Ingensayos Colombia S.A.S. - Calle 25N 9BW 08 Barrio Villa del Rio - Tel-Fax : 8717314 - 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 **GOBERNACIÓN DEL HUILA**

PROYECTO ESTUDIO GEOTECNICO: CONSTRUCCION DE SUBESTRUCTURA PARA PUENTE METALICO MODULAR SEMIPERMANENTE EN LA VÍA DE TERCER ORDEN DENOMINADA EL CARMEN - BRISAS DEL MAGDALENA A CARGO DEL MUNICIPIO DE ISNOS, DEPARTAMENTO DEL HUILA

APIQUE: **2** MUESTRA: **9**

LOCALIZACION QUEBRADA: LA CHORRERA / VEREDA: REMOLINO / MUNICIPIO: SAN JOSÉ DE ISNOS / DEPARTAMENTO: HUILA

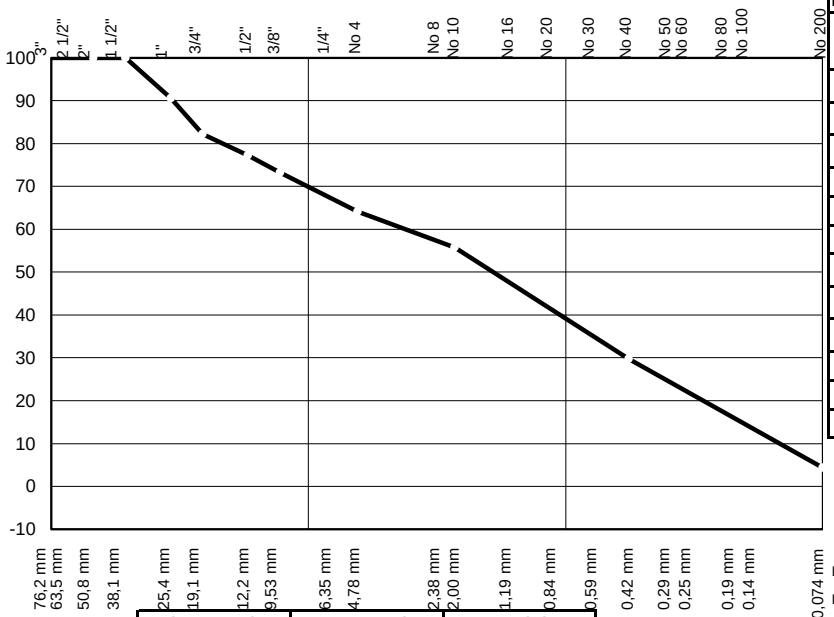
FECHA ENSAYO: **AGOSTO 11 - 2025**

DESCRIPCION ARENA MAL GRADADA

PROFUNDIDAD: **8,50-9,50** **metros**

COLOR GRIS

GRADACIÓN



PESO INICIAL (gr) : 197,1

TAMIZ No	PESO RETENIDO	% RETENIDO	% PASA
3"		0,0	100,0
2"		0,0	100,0
1 1/2"		0,0	100,0
1"	18,5	9,4	90,6
3/4"	16,6	8,4	82,2
1/2"	9,7	4,9	77,3
3/8"	8,0	4,1	73,2
No 4	17,9	9,1	64,1
10	16,6	8,4	55,7
40	51,1	25,9	29,8
200	50,1	25,4	4,4
-200	8,6	4,4	

GRAVAS:	ARENAS:	FINOS:
35,9%	59,8%	4,4%

LIMITES DE ATTERBERG

LÍMITE LíQUIDO

No GOLPES				
P_1 (gr)				
P_2 (gr)	N.L			
P_3 (gr)				
% HUMEDAD				

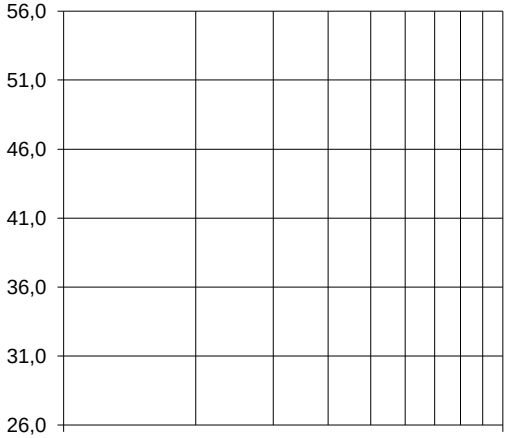
LÍMITE PLÁSTICO **w. Nral**

P_1 (gr)				266,2
P_2 (gr)	N.P			239,7
P_3 (gr)				42,6
% HUMEDAD				13,4

	Especific.	Resultado
LÍMITE LÍQUIDO:		N.L
LÍMITE PLASTICO:		N.P
ÍNDICE DE PLASTICIDAD:		0,0
HUMEDAD NATURAL:		13,4
ÍNDICE DE LIQUIDEZ:		

C_u = _____ C_c = _____

LÍMITES DE ATTERBERG



OBSERVACIONES:

CLASIFICACIÓN
SP
ARENA MAL GRADADA

REVISÓ

Oficina Ingensayos Colombia S.A.S. - Calle 25N 9BW 08 Barrio Villa del Rio - Tel-Fax : 8717314 - 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 **GOBERNACIÓN DEL HUILA**

PROYECTO ESTUDIO GEOTECNICO: CONSTRUCCION DE SUBESTRUCTURA PARA PUENTE METALICO MODULAR SEMIPERMANENTE EN LA VÍA DE TERCER ORDEN DENOMINADA EL CARMEN - BRISAS DEL MAGDALENA A CARGO DEL MUNICIPIO DE ISNOS, DEPARTAMENTO DEL HUILA

APIQUE: **2** MUESTRA: **10**

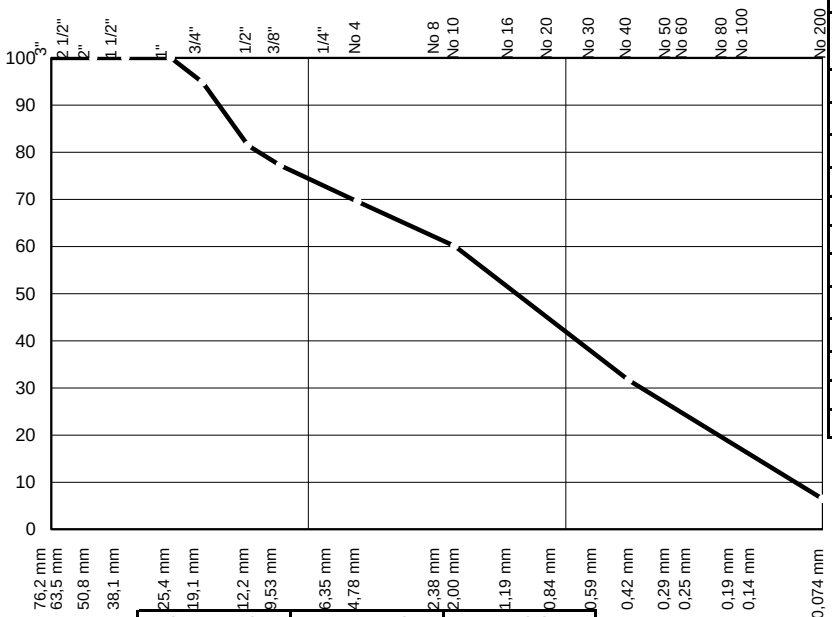
LOCALIZACION QUEBRADA: LA CHORRERA / VEREDA: REMOLINO / MUNICIPIO: SAN JOSÉ DE ISNOS / DEPARTAMENTO: HUILA

FECHA ENSAYO: **AGOSTO 11 - 2025**

DESCRIPCION ARENA MAL GRADADA LIGERAMENTE LIMOSA

PROFUNDIDAD: **9,50-10,50 metros**

COLOR GRIS



GRAVAS:	ARENAS:	FINOS:
30,5%	63,1%	6,4%

GRADACIÓN

PESO INICIAL (gr) : 229,6

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"	11,9	5,2	94,8
1/2"	30,8	13,4	81,4
3/8"	9,7	4,2	77,2
No 4	17,7	7,7	69,5
10	21,5	9,4	60,1
40	65,5	28,5	31,6
200	57,9	25,2	6,4
-200	14,6	6,4	

	Especific.	Resultado
LÍMITE LÍQUIDO:		N.L
LÍMITE PLASTICO:		N.P
ÍNDICE DE PLASTICIDAD:		0,0
HUMEDAD NATURAL:		11,3
ÍNDICE DE LIQUIDEZ:		

C_u = C_c =

LIMITES DE ATTERBERG

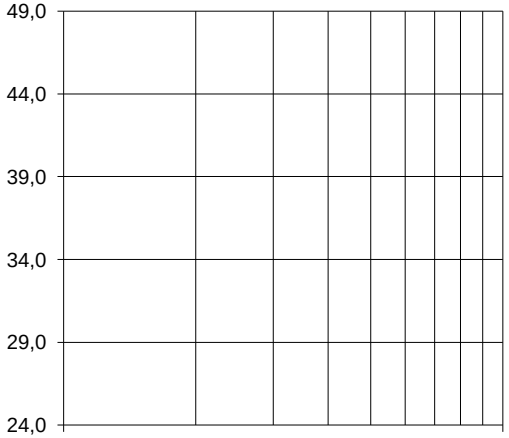
LÍMITE LíQUIDO

No GOLPES				
P_1 (gr)				
P_2 (gr)	N.L			
P_3 (gr)				
% HUMEDAD				

LÍMITE PLÁSTICO **w. Nral**

P_1 (gr)				297,0
P_2 (gr)	N.P			271,0
P_3 (gr)				41,4
% HUMEDAD				11,3

LÍMITES DE ATTERBERG



OBSERVACIONES:

CLASIFICACIÓN
SP-SM
ARENA MAL GRADADA LIGERAMENTE LIMOSA

REVISÓ

Oficina Ingensayos Colombia S.A.S. - Calle 25N 9BW 08 Barrio Villa del Rio - Tel-Fax : 8717314 - 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 : **GOBERNACIÓN DEL HUILA** — **FECHA INICIO** AGOSTO 10 - 2025

PROYECTO: CONSTRUCCIÓN DE SUBESTRUCTURA PARA PUENTE METÁLICO MODULAR SEMIPERMANENTE EN LA VÍA DE TERCER ORDEN DENOMINADA EL CARMEN - BRISAS DEL MAGDALENA A CARGO DEL MUNICIPIO DE ISNOS, DEPARTAMENTO DEL HUILA — **FECHA ENSAYO** AGOSTO 12 - 2025

LOCALIZACION QUEBRADA: LA CHORRERA / VEREDA: REMOLINO / MUNICIPIO: SAN JOSÉ DE ISNOS / DEPARTAMENTO: HUILA

APIQUE No. 3 — **LADO** EJE DERECHO — **COORDENADAS** E: 1096665,78 M, N: 697796,205 M, Z: 1255,80 M

Profundidad (metros)		Mtra No.	SIMBOLO GRAFICO	DESCRIPCION	SPT N	LIMITES (%) LL	LP	IP	HUMEDAD %	CLASIFICACION U.S.C.S.
				CAPA ORGANICA						
	0,50									
0,50-1,00	SPT	1		GRAVA MAL GRADADA - COLOR GRIS. Humedad Media - Baja. Consistencia Muy Firme. Presencia de Piedra Fina TM. 3" Pulgadas.	37	N.L	N.P	0,0	4,8	GP
	1,00									
1,00-1,50	SPT				34					
	1,50									
1,50-2,00	SPT	2		GRAVA BIEN GRADADA - COLOR GRIS . Humedad Media - Baja. Consistencia Muy Firme a Dura. Fragmentos de Piedra Fina.	28	N.L	N.P	0,0	5,5	GW
	2,00									
2,00-2,50	SPT				34					
	2,50			GRAVA MAL GRADADA - COLOR GRIS . Humedad Media - Baja. Consistencia Muy Firme a Dura. Fragmentos de Piedra Fina.						
2,50-3,00	SPT				40					
NIVEL FREATICO		3		**NAF INICIAL: 2,30 NAF FINAL: 4,50**		N.L	N.P	0,0	5,0	GP
	3,00									
3,00-3,50	SPT			GRAVA MAL GRADADA - COLOR GRIS . Humedad Media - Baja. Consistencia Muy Firme a Dura. Fragmentos de Piedra Fina.	41					
	3,50									
3,50-4,00	SPT	4		GRAVA MAL GRADADA - COLOR GRIS. Humedad Media - Baja. Consistencia Muy Dura. Presencia de Mucha Piedra Fina.	40	N.L	N.P	0,0	6,5	GP
	4,00									
4,00-5,00	SPT				42					
	4,50									
5,00-5,50	SPT	5		GRAVA BIEN GRADADA - COLOR GRIS. Humedad Media - Baja. Consistencia Muy Dura. Presencia de Mucha Piedra Fina.	50	N.L	N.P	0,0	5,8	GW
	5,00									
5,50-6,00	SPT				51					
	5,50									
6,00-6,50	SPT	6		GRAVA MAL GRADADA LIGERAMENTE LIMOSA - COLOR GRIS. Humedad Media - Baja. Consistencia Muy Dura. Presencia de Mucha Piedra Fina.	53	N.L	N.P	0,0	5,4	GP
	6,00									
6,50-7,00	SPT				50					
	6,50									
6,50-7,00	SPT	7		ARENA BIEN GRADADA - COLOR GRIS. Humedad Media - Baja. Consistencia Muy Dura. Presencia de Piedra Fina.	52	N.L	N.P	0,0	20,8	SW
	7,00									
7,00-7,50	SPT				54					

NAF INICIAL 2,30 metros — NAF 2 HRAS 4,50 metros

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

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

PERFIL ESTRATIGRAFICO

CLIENTE : **GOBERNACIÓN DEL HUILA** — **FECHA INICIO** AGOSTO 10 - 2025

PROYECTO: CONSTRUCCIÓN DE SUBESTRUCTURA PARA PUENTE METÁLICO MODULAR SEMIPERMANENTE EN LA VÍA DE TERCER ORDEN DENOMINADA EL CARMEN - BRISAS DEL MAGDALENA A CARGO DEL MUNICIPIO DE ISNOS, DEPARTAMENTO DEL HUILA — **FECHA ENSAYO** AGOSTO 12 - 2025

LOCALIZACION QUEBRADA: LA CHORRERA / VEREDA: REMOLINO / MUNICIPIO: SAN JOSÉ DE ISNOS / DEPARTAMENTO: HUILA

APIQUE No. 3 **LADO** EJE DERECHO **COORDENADAS** E: 1096665,78 M N: 697796,205 M Z: 1255,80 M

Profundidad metros		Mtra No.	SIMBOLO GRAFICO	DESCRIPCION	SPT N	LIMITES (%) LL	LP	IP	HUMEDAD %	CLASIFICACION U.S.C.S.
	7,50									
7,50-8,00	SPT				50					
		8		ARENA BIEN GRADADA LIGERAMENTE LIMOSA - COLOR GRIS. Humedad Media - Baja. Consistencia Muy Dura. Presencia de Mucha Piedra Fina.		N.L	N.P	0,0	19,5	SW
	8,00									
8,00-8,50	SPT				53					
	8,50									
8,50-9,00					52					
		9		ARENA BIEN GRADADA - COLOR GRIS. Humedad Media - Baja. Consistencia Muy Dura. Presencia de Mucha Piedra Fina.		N.L	N.P	0,00	17,70	SW
	9,00									
9,00-9,50	SPT				50					
	9,50									
9,50-10,00	SPT				60					
		10		ARENA MAL GRADADA - COLOR GRIS. Humedad Media - Baja. Consistencia Muy Dura. Presencia de Mucha Piedra Fina.		N.L	N.P	0,0	16,4	SP
	10,00									
10,00-10,50	SPT				64					
						DETERMINACIONES			HUMEDAD	ABSORCION
						W Humedo	W seco	W sss	%	%
	10,50									
10,50-11,00				**FORMACIÓN ROCOSA.**	R					
		11		**NUCLEO: RC : 691 kg/cm2**		249,5	248,3	250,5	0,48	0,89
				Humedad Media - Baja. Resistencia a la compresión Alta.						
	11,00			***R = RECHAZO*** ***R = N > 100***						
11,00-11,50					R					
	11,50									
11,50-12,00				**FORMACIÓN ROCOSA**	R					
		12		**NUCLEO: RC : 506 kg/cm2**		230,2	229,8	230,5	0,17	0,30
				Humedad Media - Baja. Resistencia a la compresión Alta.						
	12,00			***R = RECHAZO*** ***R = N > 100***						
12,00-12,50					R					
	12,50									
12,50-13,00				**FORMACIÓN ROCOSA**	R					
		13		**NUCLEO: RC : 577 kg/cm2**		250,5	248,9	251,0	0,64	0,84
				Humedad Media - Baja. Resistencia a la compresión Alta.						
	13,00			***R = RECHAZO*** ***R = N > 100***						
13,00-13,50					R					
	13,50									
13,50-14,00				**FORMACIÓN ROCOSA**	R					
		14		**NUCLEO: RC : 777 kg/cm2**		222,5	221,9	223,5	0,27	0,72
	14,00			Humedad Media - Baja. Resistencia a la compresión Alta.						
14,00-15,10				***R = RECHAZO*** ***R = N > 100***	R					
	15,10									
				FIN DEL SONDEO ***SE DETERMINO NIVEL FREATICO***						
				NAF INICIAL 2.30 metros		NAF 2 HRS		4.50	metros	

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

MAIRA BONILLA RAMOS
INGENIERA CIVIL
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 GOBERNACIÓN DEL HUILA

PROYECTO CONSTRUCCIÓN DE SUBESTRUCTURA PARA PUENTE METÁLICO MODULAR SEMIPERMANENTE EN LA VÍA DE TERCER ORDEN DENOMINADA EL CARMEN - BRISAS DEL MAGDALENA A CARGO DEL MUNICIPIO DE ISNOS, DEPARTAMENTO DEL HUILA

LOCALIZACION QUEBRADA: LA CHORRERA / VEREDA: REMOLINO / MUNICIPIO: SAN JOSÉ DE ISNOS / DEPARTAMENTO: HUILA

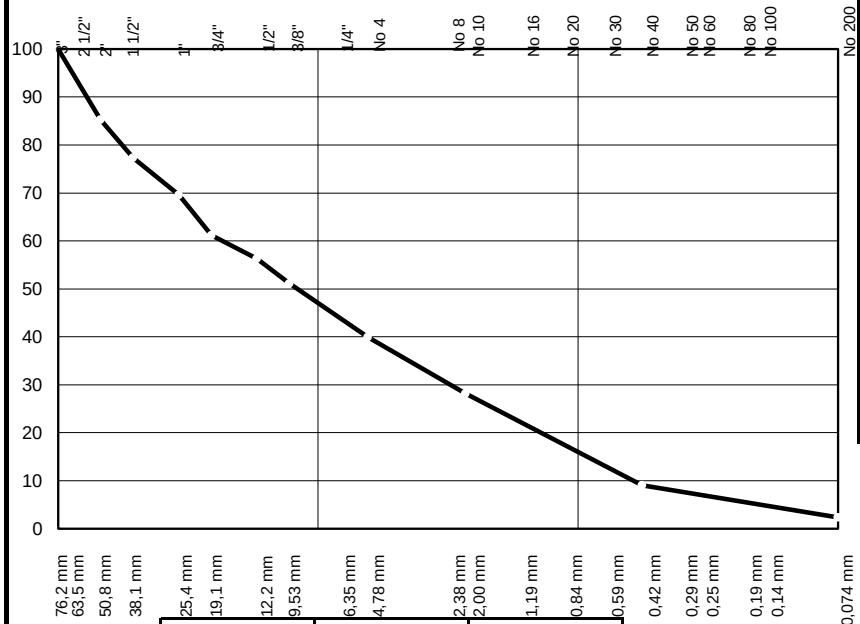
DESCRIPCION GRAVA MAL GRADADA

COLOR GRIS

APIQUE: 3 MUESTRA: 1

FECHA ENSAYO: AGOSTO 12 - 2025

PROFUNDIDAD: 0,50-1,50 metros



GRAVAS:	ARENAS:	FINOS:
60,0%	37,6%	2,4%

GRADACIÓN

PESO INICIAL (gr) : 4863,8

TAMIZ No	PESO RETENIDO	% RETENIDO	% PASA
3"		0,0	100,0
2"	717,8	14,8	85,2
1 1/2"	384,3	7,9	77,3
1"	376,0	7,7	69,6
3/4"	409,5	8,4	61,2
1/2"	236,6	4,9	56,3
3/8"	253,0	5,2	51,1
No 4	543,4	11,2	40,0
10	575,0	11,8	28,1
40	929,2	19,1	9,0
200	324,4	6,7	2,4
-200	114,6	2,4	

	Especific.	Resultado
LÍMITE LÍQUIDO:		N.L
LÍMITE PLASTICO:		N.P
ÍNDICE DE PLASTICIDAD:		0,0
HUMEDAD NATURAL:		4,8
ÍNDICE DE LIQUIDEZ:		

C_u = C_c =

CLASIFICACIÓN

GP

GRAVA MAL GRADADA

LIMITES DE ATTERBERG

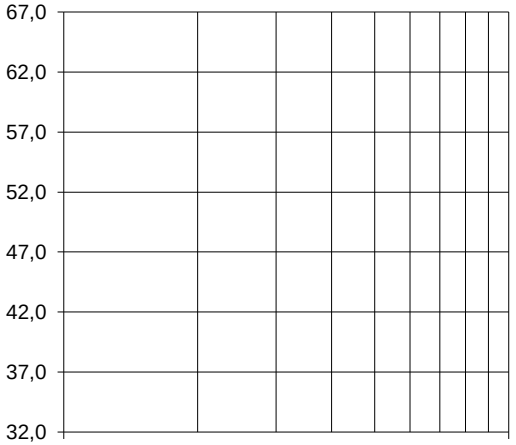
LÍMITE LíQUIDO

No GOLPES				
P_1 (gr)				
P_2 (gr)		N.L		
P_3 (gr)				
% HUMEDAD				

LÍMITE PLÁSTICO w. Nral

P_1 (gr)				5349,9
P_2 (gr)		N.P		5117,2
P_3 (gr)				253,4
% HUMEDAD				4,8

LÍMITES DE ATTERBERG



OBSERVACIONES:

REVISÓ

Oficina Ingensayos Colombia S.A.S. - Calle 25N 9BW 08 Barrio Villa del Rio - Tel-Fax : 8717314 - 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 GOBERNACIÓN DEL HUILA

PROYECTO CONSTRUCCIÓN DE SUBESTRUCTURA PARA PUENTE METÁLICO MODULAR SEMIPERMANENTE EN LA VÍA DE TERCER ORDEN DENOMINADA EL CARMEN - BRISAS DEL MAGDALENA A CARGO DEL MUNICIPIO DE ISNOS, DEPARTAMENTO DEL HUILA

LOCALIZACION QUEBRADA: LA CHORRERA / VEREDA: REMOLINO / MUNICIPIO: SAN JOSÉ DE ISNOS / DEPARTAMENTO: HUILA

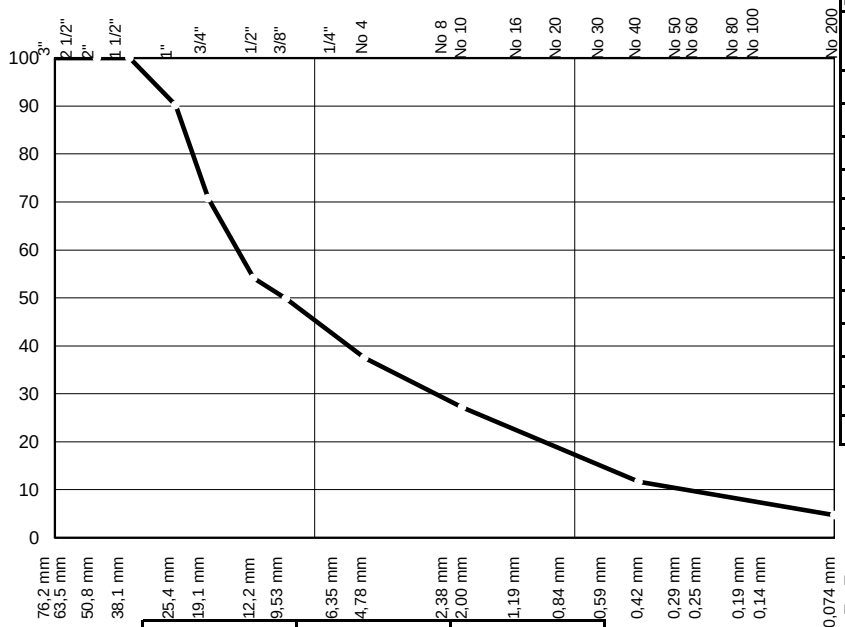
DESCRIPCION GRAVA BIEN GRADADA

COLOR GRIS

APIQUE: 3 MUESTRA: 2

FECHA ENSAYO: AGOSTO 12 - 2025

PROFUNDIDAD: 1,50-2,50 metros



GRAVAS:	ARENAS:	FINOS:
62,5%	32,8%	4,7%

GRADACIÓN

PESO INICIAL (gr) : 416,8

TAMIZ No	PESO RETENIDO	% RETENIDO	% PASA
3"		0,0	100,0
2"		0,0	100,0
1 1/2"		0,0	100,0
1"	40,8	9,8	90,2
3/4"	81,2	19,5	70,7
1/2"	69,0	16,6	54,2
3/8"	18,0	4,3	49,9
No 4	51,5	12,4	37,5
10	43,0	10,3	27,2
40	64,5	15,5	11,7
200	29,4	7,1	4,7
-200	19,4	4,7	

	Especific.	Resultado
LÍMITE LÍQUIDO:		N.L
LÍMITE PLASTICO:		N.P
ÍNDICE DE PLASTICIDAD:		0,0
HUMEDAD NATURAL:		5,5
ÍNDICE DE LIQUIDEZ:		

C_u = C_c =

CLASIFICACIÓN
GW
GRAVA BIEN GRADADA

LIMITES DE ATTERBERG

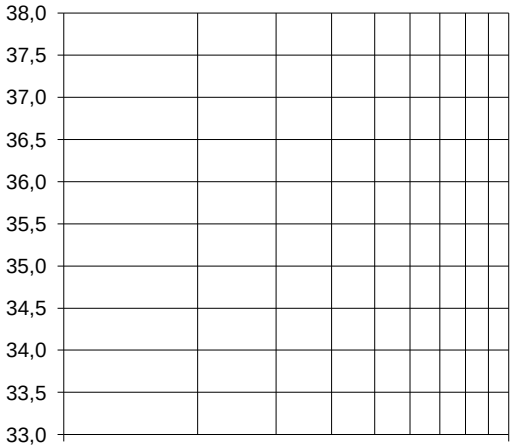
LÍMITE LíQUIDO

No GOLPES				
P_1 (gr)				
P_2 (gr)	N.L			
P_3 (gr)				
% HUMEDAD				

LÍMITE PLÁSTICO w. Nral

P_1 (gr)				523,1
P_2 (gr)	N.P			500,1
P_3 (gr)				83,3
% HUMEDAD				5,5

LÍMITES DE ATTERBERG



OBSERVACIONES:

REVISÓ

Oficina Ingensayos Colombia S.A.S. - Calle 25N 9BW 08 Barrio Villa del Rio - Tel-Fax : 8717314 - 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 GOBERNACIÓN DEL HUILA

PROYECTO CONSTRUCCIÓN DE SUBESTRUCTURA PARA PUENTE METÁLICO MODULAR SEMIPERMANENTE EN LA VÍA DE TERCER ORDEN DENOMINADA EL CARMEN - BRISAS DEL MAGDALENA A CARGO DEL MUNICIPIO DE ISNOS, DEPARTAMENTO DEL HUILA

LOCALIZACION QUEBRADA: LA CHORRERA / VEREDA: REMOLINO / MUNICIPIO: SAN JOSÉ DE ISNOS / DEPARTAMENTO: HUILA

DESCRIPCION GRAVA MAL GRADADA

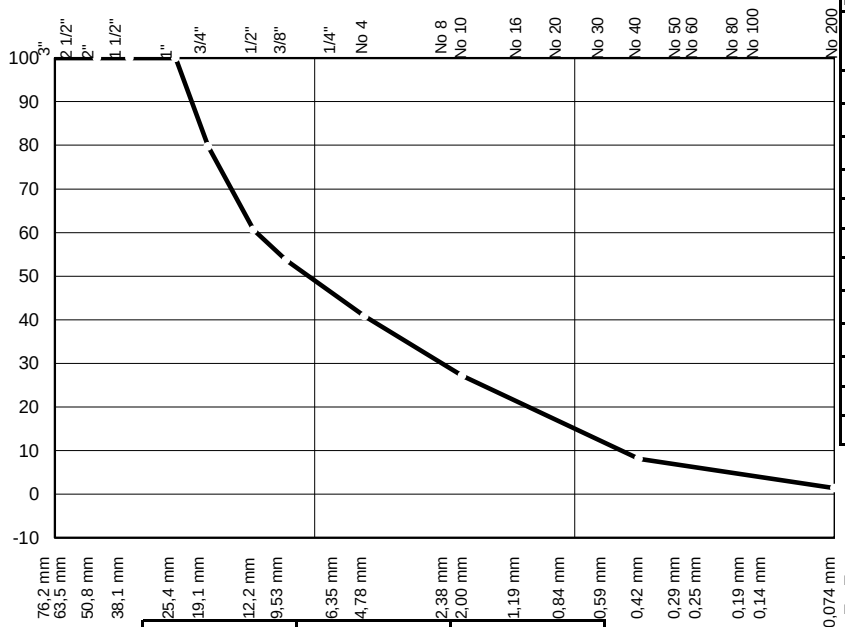
COLOR GRIS

APIQUE: 3 MUESTRA: 3

FECHA ENSAYO: AGOSTO 12 - 2025

PROFUNDIDAD: 2,50-3,50 metros

GRADACIÓN



PESO INICIAL (gr) : 327,5

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"	66,5	20,3	79,7
1/2"	62,7	19,1	60,5
3/8"	22,7	6,9	53,6
No 4	41,8	12,8	40,9
10	44,9	13,7	27,1
40	62,5	19,1	8,1
200	22,0	6,7	1,3
-200	4,4	1,3	

GRAVAS:	ARENAS:	FINOS:
59,1%	39,5%	1,3%

LIMITES DE ATTERBERG

LÍMITE LíQUIDO

No GOLPES				
P_1 (gr)				
P_2 (gr)		N.L		
P_3 (gr)				
% HUMEDAD				

LÍMITE PLÁSTICO

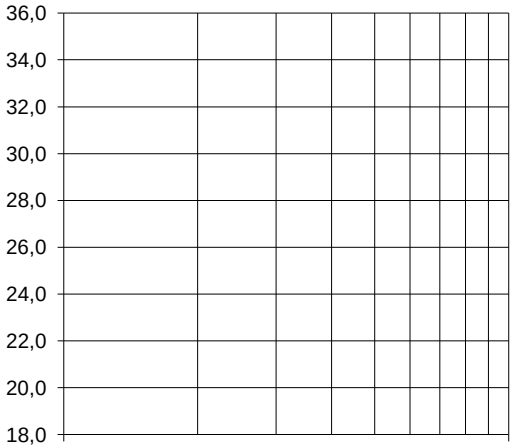
w. Nral

P_1 (gr)				393,6
P_2 (gr)		N.P		377,3
P_3 (gr)				49,8
% HUMEDAD				5,0

	Especific.	Resultado
LÍMITE LÍQUIDO:		N.L
LÍMITE PLASTICO:		N.P
ÍNDICE DE PLASTICIDAD:		0,0
HUMEDAD NATURAL:		5,0
ÍNDICE DE LIQUIDEZ:		

C_u = C_c =

LÍMITES DE ATTERBERG



OBSERVACIONES:

CLASIFICACIÓN
GP
GRAVA MAL GRADADA

REVISÓ

Oficina Ingensayos Colombia S.A.S. - Calle 25N 9BW 08 Barrio Villa del Rio - Tel-Fax : 8717314 - 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 GOBERNACIÓN DEL HUILA

PROYECTO CONSTRUCCIÓN DE SUBESTRUCTURA PARA PUENTE METÁLICO MODULAR SEMIPERMANENTE EN LA VÍA DE TERCER ORDEN DENOMINADA EL CARMEN - BRISAS DEL MAGDALENA A CARGO DEL MUNICIPIO DE ISNOS, DEPARTAMENTO DEL HUILA

LOCALIZACION QUEBRADA: LA CHORRERA / VEREDA: REMOLINO / MUNICIPIO: SAN JOSÉ DE ISNOS / DEPARTAMENTO: HUILA

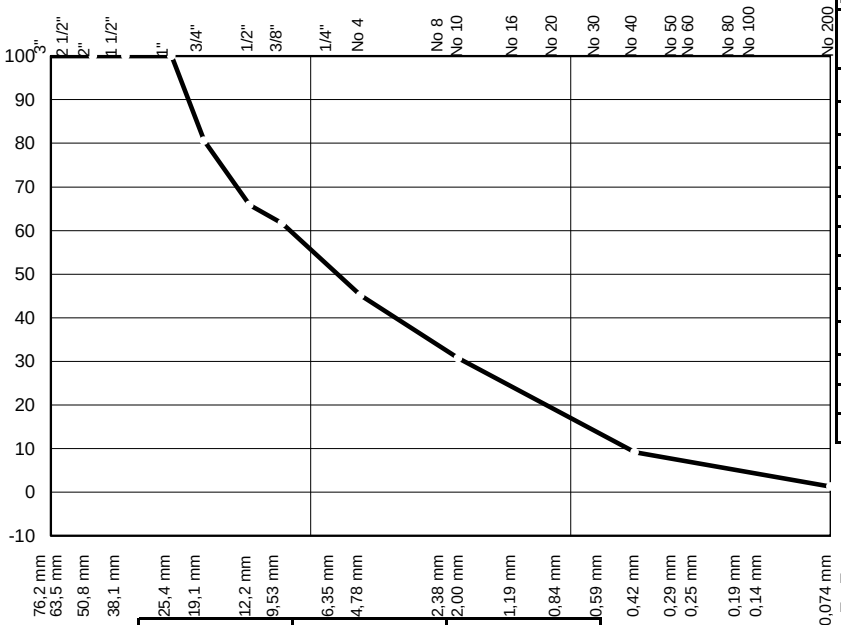
DESCRIPCION GRAVA MAL GRADADA

COLOR GRIS

APIQUE: 3 MUESTRA: 4

FECHA ENSAYO: AGOSTO 12 - 2025

PROFUNDIDAD: 3,50-4,50 metros



GRAVAS:	ARENAS:	FINOS:
54,9%	43,8%	1,3%

GRADACIÓN

PESO INICIAL (gr) : 274,0

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"	53,1	19,4	80,6
1/2"	40,5	14,8	65,8
3/8"	11,5	4,2	61,6
No 4	45,2	16,5	45,1
10	39,5	14,4	30,7
40	59,1	21,6	9,2
200	21,5	7,8	1,3
-200	3,6	1,3	

LIMITES DE ATTERBERG

LÍMITE LíQUIDO

No GOLPES				
P_1 (gr)				
P_2 (gr)		N.L		
P_3 (gr)				
% HUMEDAD				

LÍMITE PLÁSTICO

w. Nral

P_1 (gr)				334,4
P_2 (gr)		N.P		316,5
P_3 (gr)				42,5
% HUMEDAD				6,5

	Especific.	Resultado
LÍMITE LÍQUIDO:		N.L
LÍMITE PLASTICO:		N.P
ÍNDICE DE PLASTICIDAD:		0,0
HUMEDAD NATURAL:		6,5
ÍNDICE DE LIQUIDEZ:		

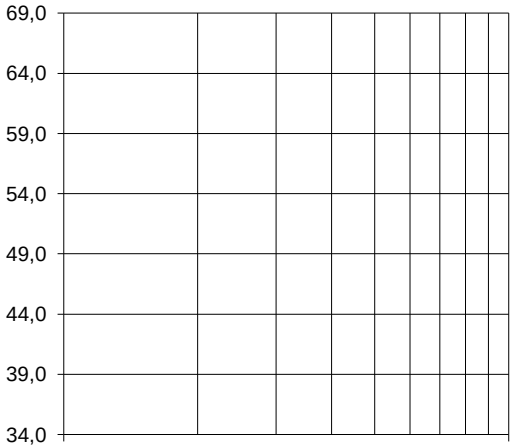
C_u = C_c =

CLASIFICACIÓN

GP

GRAVA MAL GRADADA

LÍMITES DE ATTERBERG



OBSERVACIONES:

REVISÓ

Oficina Ingensayos Colombia S.A.S. - Calle 25N 9BW 08 Barrio Villa del Rio - Tel-Fax : 8717314 - 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 **GOBERNACIÓN DEL HUILA**

PROYECTO CONSTRUCCIÓN DE SUBESTRUCTURA PARA PUENTE METÁLICO MODULAR SEMIPERMANENTE EN LA VÍA DE TERCER ORDEN DENOMINADA EL CARMEN - BRISAS DEL MAGDALENA A CARGO DEL MUNICIPIO DE ISNOS, DEPARTAMENTO DEL HUILA

LOCALIZACION QUEBRADA: LA CHORRERA / VEREDA: REMOLINO / MUNICIPIO: SAN JOSÉ DE ISNOS / DEPARTAMENTO: HUILA

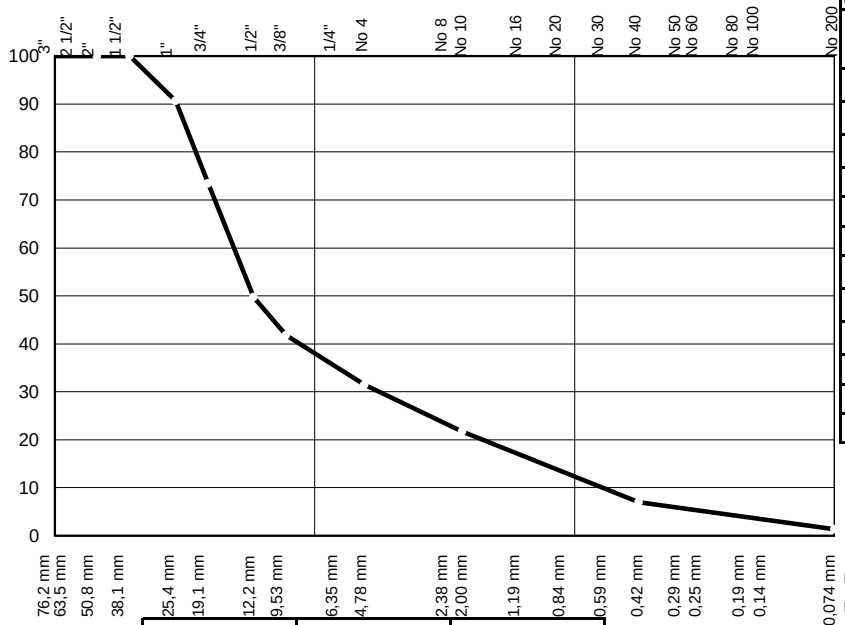
DESCRIPCION GRAVA BIEN GRADADA

COLOR GRIS

APIQUE: **3** MUESTRA: **5**

FECHA ENSAYO: **AGOSTO 12 - 2025**

PROFUNDIDAD: **4,50-5,50** **metros**



GRAVAS:	ARENAS:	FINOS:
68,5%	30,2%	1,3%

GRADACIÓN

PESO INICIAL (gr) : 291,4

TAMIZ No	PESO RETENIDO	% RETENIDO	% PASA
3"		0,0	100,0
2"		0,0	100,0
1 1/2"		0,0	100,0
1"	27,3	9,4	90,6
3/4"	50,2	17,2	73,4
1/2"	69,1	23,7	49,7
3/8"	23,0	7,9	41,8
No 4	30,0	10,3	31,5
10	28,6	9,8	21,7
40	42,8	14,7	7,0
200	16,6	5,7	1,3
-200	3,8	1,3	

LIMITES DE ATTERBERG

LÍMITE LíQUIDO

No GOLPES				
P_1 (gr)				
P_2 (gr)	N.L			
P_3 (gr)				
% HUMEDAD				

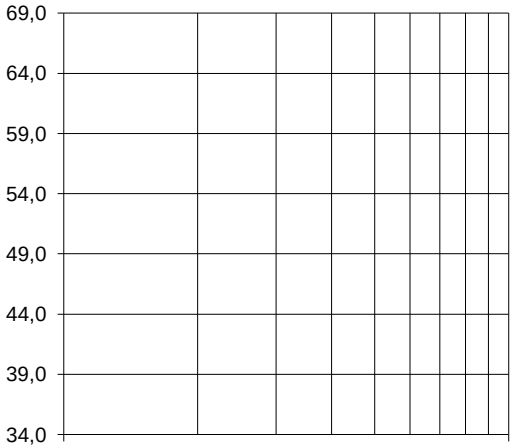
LÍMITE PLÁSTICO **w. Nral**

P_1 (gr)				351,7
P_2 (gr)	N.P			334,8
P_3 (gr)				43,4
% HUMEDAD				5,8

	Especific.	Resultado
LÍMITE LÍQUIDO:		N.L
LÍMITE PLASTICO:		N.P
ÍNDICE DE PLASTICIDAD:		0,0
HUMEDAD NATURAL:		5,8
ÍNDICE DE LIQUIDEZ:		

C_u = C_c =

LÍMITES DE ATTERBERG



OBSERVACIONES:

CLASIFICACIÓN
GW
GRAVA BIEN GRADADA

REVISÓ

Oficina Ingensayos Colombia S.A.S. - Calle 25N 9BW 08 Barrio Villa del Rio - Tel-Fax : 8717314 - 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 GOBERNACIÓN DEL HUILA

PROYECTO CONSTRUCCIÓN DE SUBESTRUCTURA PARA PUENTE METÁLICO MODULAR SEMIPERMANENTE EN LA VÍA DE TERCER ORDEN DENOMINADA EL CARMEN - BRISAS DEL MAGDALENA A CARGO DEL MUNICIPIO DE ISNOS, DEPARTAMENTO DEL HUILA

LOCALIZACION QUEBRADA: LA CHORRERA / VEREDA: REMOLINO / MUNICIPIO: SAN JOSÉ DE ISNOS / DEPARTAMENTO: HUILA

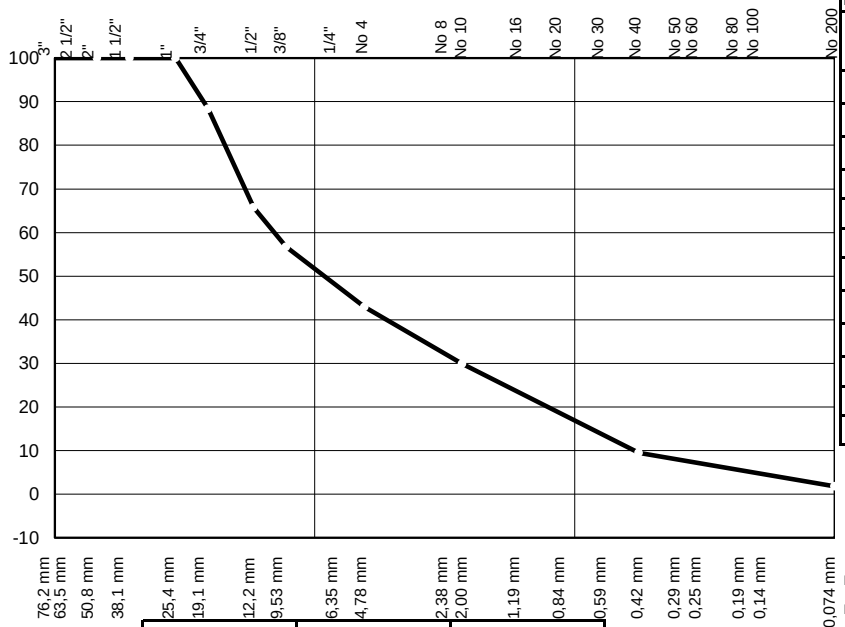
DESCRIPCION GRAVA MAL GRADADA

COLOR GRIS

APIQUE: 3 MUESTRA: 6

FECHA ENSAYO: AGOSTO 12 - 2025

PROFUNDIDAD: 5,50-6,50 metros



GRAVAS:	ARENAS:	FINOS:
57,1%	41,2%	1,7%

GRADACIÓN

PESO INICIAL (gr) : 293,8

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"	34,3	11,7	88,3
1/2"	66,5	22,6	65,7
3/8"	26,3	9,0	56,7
No 4	40,6	13,8	42,9
10	38,4	13,1	29,9
40	59,8	20,4	9,5
200	22,8	7,8	1,7
-200	5,1	1,7	

LIMITES DE ATTERBERG

LÍMITE LíQUIDO

No GOLPES				
P_1 (gr)				
P_2 (gr)		N.L		
P_3 (gr)				
% HUMEDAD				

LÍMITE PLÁSTICO

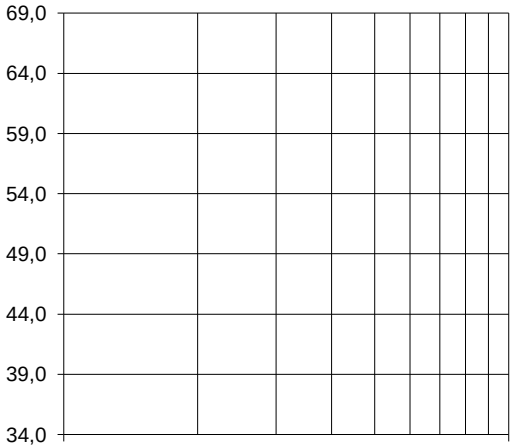
w. Nral

P_1 (gr)				352,6
P_2 (gr)		N.P		336,7
P_3 (gr)				42,9
% HUMEDAD				5,4

	Especific.	Resultado
LÍMITE LÍQUIDO:		N.L
LÍMITE PLASTICO:		N.P
ÍNDICE DE PLASTICIDAD:		0,0
HUMEDAD NATURAL:		5,4
ÍNDICE DE LIQUIDEZ:		

C_u = C_c =

LÍMITES DE ATTERBERG



OBSERVACIONES:

CLASIFICACIÓN
GP
GRAVA MAL GRADADA

REVISÓ

Oficina Ingensayos Colombia S.A.S. - Calle 25N 9BW 08 Barrio Villa del Rio - Tel-Fax : 8717314 - 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 GOBERNACIÓN DEL HUILA

PROYECTO CONSTRUCCIÓN DE SUBESTRUCTURA PARA PUENTE METÁLICO MODULAR SEMIPERMANENTE EN LA VÍA DE TERCER ORDEN DENOMINADA EL CARMEN - BRISAS DEL MAGDALENA A CARGO DEL MUNICIPIO DE ISNOS, DEPARTAMENTO DEL HUILA

LOCALIZACION QUEBRADA: LA CHORRERA / VEREDA: REMOLINO / MUNICIPIO: SAN JOSÉ DE ISNOS / DEPARTAMENTO: HUILA

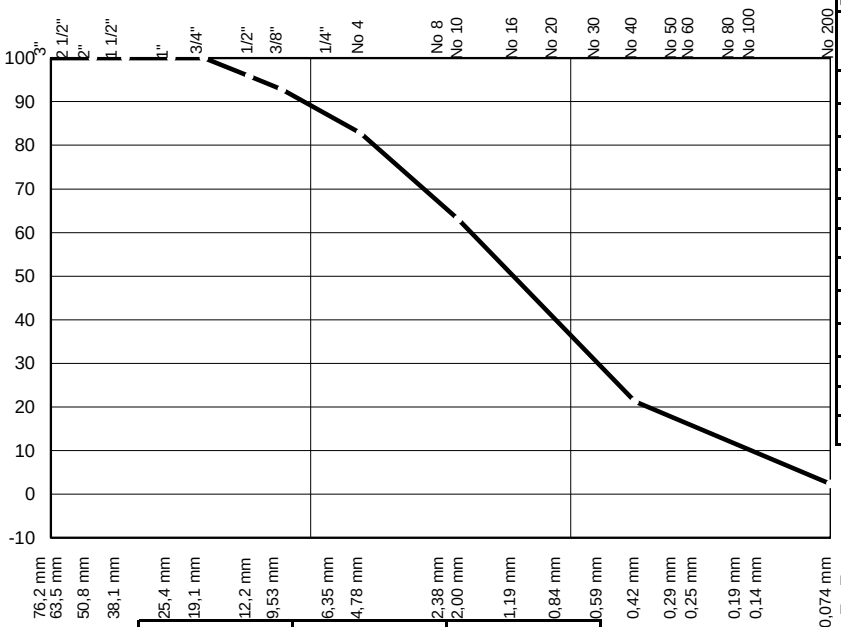
DESCRIPCION ARENA BIEN GRADADA

COLOR GRIS

APIQUE: 3 MUESTRA: 7

FECHA ENSAYO: AGOSTO 12 - 2025

PROFUNDIDAD: 6,50-7,50 metros



GRAVAS:	ARENAS:	FINOS:
17,2%	80,5%	2,3%

GRADACIÓN

PESO INICIAL (gr) : 210,1

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"	8,8	4,2	95,8
3/8"	6,3	3,0	92,8
No 4	21,0	10,0	82,8
10	41,6	19,8	63,0
40	87,8	41,8	21,2
200	39,7	18,9	2,3
-200	4,9	2,3	

LIMITES DE ATTERBERG

LÍMITE LíQUIDO

No GOLPES				
P_1 (gr)				
P_2 (gr)		N.L		
P_3 (gr)				
% HUMEDAD				

LÍMITE PLÁSTICO

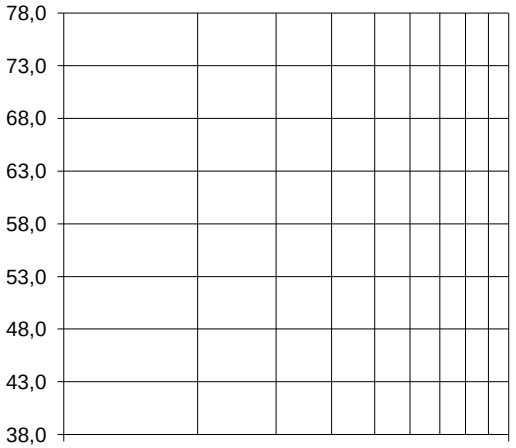
w. Nral

P_1 (gr)				295,6
P_2 (gr)		N.P		252,0
P_3 (gr)				41,9
% HUMEDAD				20,8

	Especific.	Resultado
LÍMITE LÍQUIDO:		N.L
LÍMITE PLASTICO:		N.P
ÍNDICE DE PLASTICIDAD:		0,0
HUMEDAD NATURAL:		20,8
ÍNDICE DE LIQUIDEZ:		

C_u = C_c =

LÍMITES DE ATTERBERG



OBSERVACIONES:

CLASIFICACIÓN
SW
ARENA BIEN GRADADA

REVISÓ

Oficina Ingensayos Colombia S.A.S. - Calle 25N 9BW 08 Barrio Villa del Rio - Tel-Fax : 8717314 - 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 GOBERNACIÓN DEL HUILA

PROYECTO CONSTRUCCIÓN DE SUBESTRUCTURA PARA PUENTE METÁLICO MODULAR SEMIPERMANENTE EN LA VÍA DE TERCER ORDEN DENOMINADA EL CARMEN - BRISAS DEL MAGDALENA A CARGO DEL MUNICIPIO DE ISNOS, DEPARTAMENTO DEL HUILA

LOCALIZACION QUEBRADA: LA CHORRERA / VEREDA: REMOLINO / MUNICIPIO: SAN JOSÉ DE ISNOS / DEPARTAMENTO: HUILA

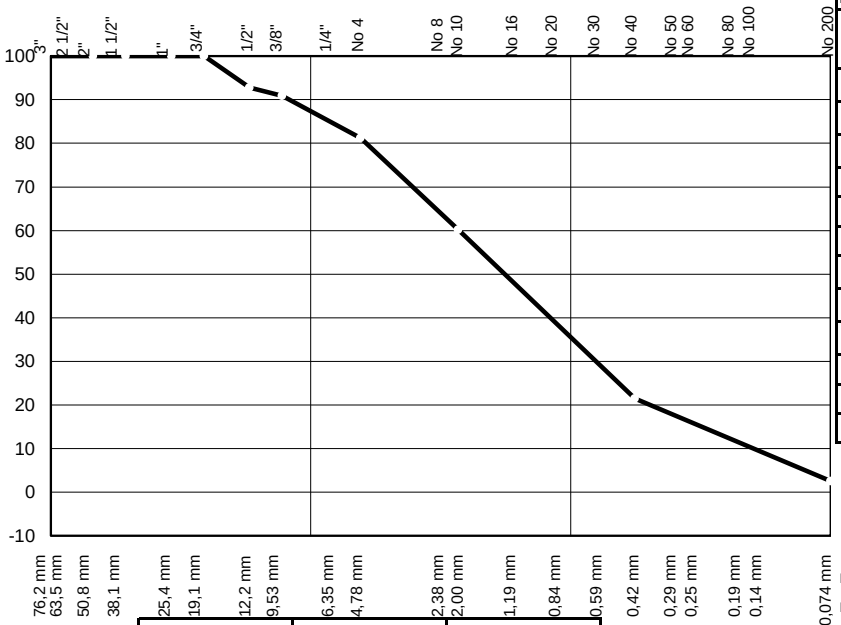
DESCRIPCION ARENA BIEN GRADADA

COLOR GRIS

APIQUE: 3 MUESTRA: 8

FECHA ENSAYO: AGOSTO 12 - 2025

PROFUNDIDAD: 7,50-8,50 metros



GRAVAS:	ARENAS:	FINOS:
18,8%	78,7%	2,5%

GRADACIÓN

PESO INICIAL (gr) : 193,5

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"		0,0	100,0
1/2"	13,9	7,2	92,8
3/8"	3,7	1,9	90,9
No 4	18,8	9,7	81,2
10	40,6	21,0	60,2
40	75,0	38,8	21,4
200	36,7	19,0	2,5
-200	4,8	2,5	

LIMITES DE ATTERBERG

LÍMITE LíQUIDO

No GOLPES				
P_1 (gr)				
P_2 (gr)		N.L		
P_3 (gr)				
% HUMEDAD				

LÍMITE PLÁSTICO

w. Nral

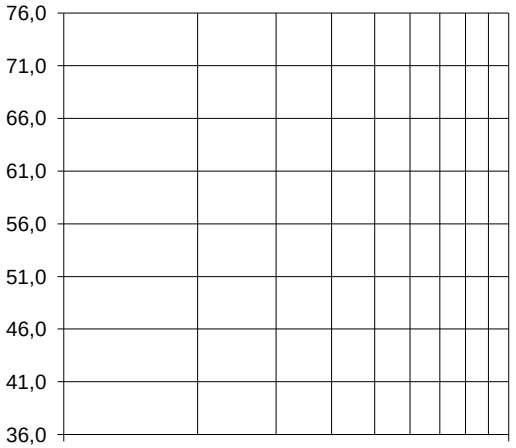
P_1 (gr)				279,2
P_2 (gr)		N.P		241,5
P_3 (gr)				48,0
% HUMEDAD				19,5

	Especific.	Resultado
LÍMITE LÍQUIDO:		N.L
LÍMITE PLASTICO:		N.P
ÍNDICE DE PLASTICIDAD:		0,0
HUMEDAD NATURAL:		19,5
ÍNDICE DE LIQUIDEZ:		

C_u = C_c =

CLASIFICACIÓN
SW
ARENA BIEN GRADADA

LÍMITES DE ATTERBERG



OBSERVACIONES:

REVISÓ

Oficina Ingensayos Colombia S.A.S. - Calle 25N 9BW 08 Barrio Villa del Rio - Tel-Fax : 8717314 - 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 GOBERNACIÓN DEL HUILA

PROYECTO CONSTRUCCIÓN DE SUBESTRUCTURA PARA PUENTE METÁLICO MODULAR SEMIPERMANENTE EN LA VÍA DE TERCER ORDEN DENOMINADA EL CARMEN - BRISAS DEL MAGDALENA A CARGO DEL MUNICIPIO DE ISNOS, DEPARTAMENTO DEL HUILA

LOCALIZACION QUEBRADA: LA CHORRERA / VEREDA: REMOLINO / MUNICIPIO: SAN JOSÉ DE ISNOS / DEPARTAMENTO: HUILA

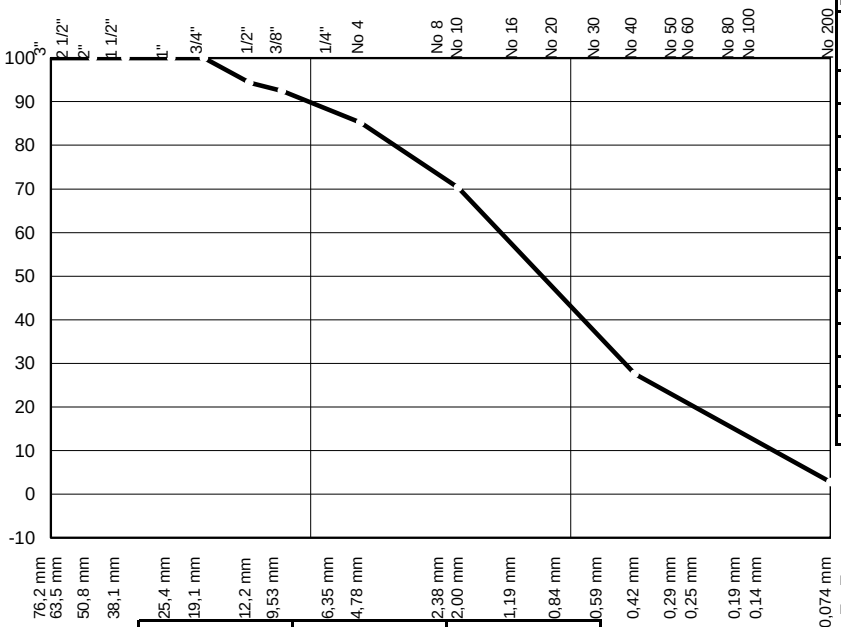
DESCRIPCION ARENA BIEN GRADADA

COLOR GRIS

APIQUE: 3 MUESTRA: 9

FECHA ENSAYO: AGOSTO 12 - 2025

PROFUNDIDAD: 8,50-9,50 metros



GRADACIÓN

PESO INICIAL (gr) : 233,3

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"	13,1	5,6	94,4
3/8"	4,6	2,0	92,4
No 4	16,9	7,2	85,2
10	34,7	14,9	70,3
40	99,6	42,7	27,6
200	57,9	24,8	2,8
-200	6,5	2,8	

GRAVAS:	ARENAS:	FINOS:
14,8%	82,4%	2,8%

LIMITES DE ATTERBERG

LÍMITE LíQUIDO

No GOLPES				
P_1 (gr)				
P_2 (gr)		N.L		
P_3 (gr)				
% HUMEDAD				

LÍMITE PLÁSTICO

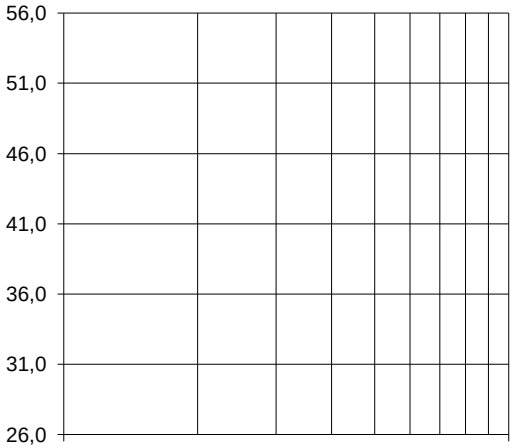
w. Nral

P_1 (gr)				316,8
P_2 (gr)		N.P		275,5
P_3 (gr)				42,2
% HUMEDAD				17,7

	Especific.	Resultado
LÍMITE LÍQUIDO:		N.L
LÍMITE PLASTICO:		N.P
ÍNDICE DE PLASTICIDAD:		0,0
HUMEDAD NATURAL:		17,7
ÍNDICE DE LIQUIDEZ:		

C_u = C_c =

LÍMITES DE ATTERBERG



OBSERVACIONES:

CLASIFICACIÓN
SW
ARENA BIEN GRADADA

REVISÓ

Ofidina Ingensayos Colombia S.A.S. - Calle 25N 9BW 08 Barrio Villa del Rio - Tel-Fax : 8717314 - 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 GOBERNACIÓN DEL HUILA

PROYECTO CONSTRUCCIÓN DE SUBESTRUCTURA PARA PUENTE METÁLICO MODULAR SEMIPERMANENTE EN LA VÍA DE TERCER ORDEN DENOMINADA EL CARMEN - BRISAS DEL MAGDALENA A CARGO DEL MUNICIPIO DE ISNOS, DEPARTAMENTO DEL HUILA

LOCALIZACION QUEBRADA: LA CHORRERA / VEREDA: REMOLINO / MUNICIPIO: SAN JOSÉ DE ISNOS / DEPARTAMENTO: HUILA

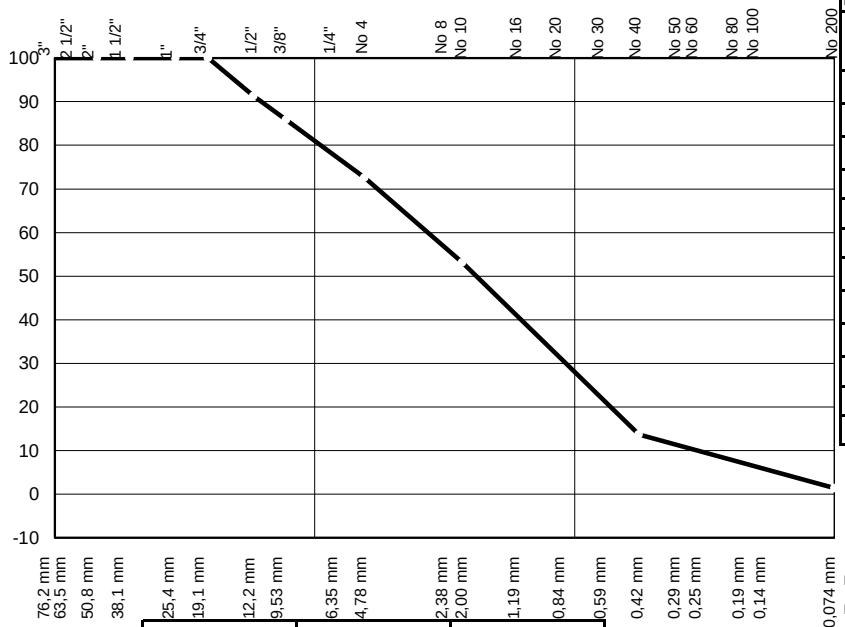
DESCRIPCION ARENA MAL GRADADA

COLOR GRIS

APIQUE: **3** MUESTRA: **10**

FECHA ENSAYO: **AGOSTO 12 - 2025**

PROFUNDIDAD: **9,50-10,50** **metros**



GRAVAS:	ARENAS:	FINOS:
27,5%	71,2%	1,3%

GRADACIÓN

PESO INICIAL (gr) : 217,3

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"	18,9	8,7	91,3
3/8"	11,8	5,4	85,9
No 4	29,0	13,3	72,5
10	42,2	19,4	53,1
40	85,7	39,4	13,7
200	26,8	12,3	1,3
-200	2,9	1,3	

LIMITES DE ATTERBERG

LÍMITE LíQUIDO

No GOLPES				
P_1 (gr)				
P_2 (gr)		N.L		
P_3 (gr)				
% HUMEDAD				

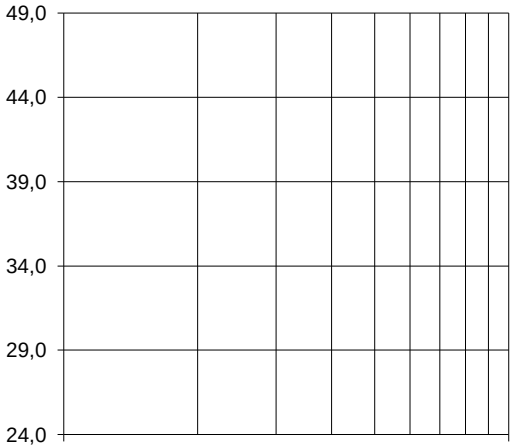
LÍMITE PLÁSTICO

				w. Nral
P_1 (gr)				296,0
P_2 (gr)		N.P		260,4
P_3 (gr)				43,1
% HUMEDAD				16,4

	Especific.	Resultado
LÍMITE LÍQUIDO:		N.L
LÍMITE PLASTICO:		N.P
ÍNDICE DE PLASTICIDAD:		0,0
HUMEDAD NATURAL:		16,4
ÍNDICE DE LIQUIDEZ:		

C_u = C_c =

LÍMITES DE ATTERBERG



OBSERVACIONES:

CLASIFICACIÓN
SP
ARENA MAL GRADADA

REVISÓ

Oficina Ingensayos Colombia S.A.S. - Calle 25N 9BW 08 Barrio Villa del Rio - Tel-Fax : 8717314 - 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

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

NORMA DE ENSAYO INV E - 128 - 07

CLIENTE	**GOBERNACIÓN DEL HUILA**						
PROYECTO	ESTUDIO GEOTÉCNICO: CONSTRUCCIÓN DE SUBESTRUCTURA PARA PUENTE METÁLICO MODULAR SEMIPERMANENTE EN LA VÍA DE TERCER ORDEN DENOMINADA EL CARMEN - BRISAS DEL MAGDALENA A CARGO DEL MUNICIPIO DE ISNOS, DEPARTAMENTO DEL HUILA				**FECHA MUESTREO**	AGOSTO 08 - 2025	
LOCALIZACION	QUEBRADA: LA CHORRERA / VEREDA: REMOLINO / MUNICIPIO: SAN JOSE DE ISNOS / DEPARTAMENTO: HUILA				**FECHA ENSAYO**	AGOSTO 11 - 2025	
DESCRIPCION	GRAVA BIEN GRADADA LIGERAMENTE LIMOSA - COLOR GRIS - (GW - GM)				**ESPECIFICACION**	NO APLICA	
COORDENADAS	E: 1096637,035 M N:697801,721 M Z: 1246,88 M	**SONDEO No.**	**2**	**MUESTRA No.**	**3**	**PROFUNDIDAD**	**2,50-3,50** **metros**

RESULTADOS DE LABORATORIO

PRUEBA No.		**1**		**PROMEDIO**
PICNOMETRO No.		1		
TEMPERATURA DE ENSAYO	° C	29,0		
PESO PICNOMETRO + AGUA	gr	663,33		
PESO PICNOMETRO + MUESTRA + AGUA	gr	682,90		
PESO MUESTRA SECA	gr	30,5		
K		0,99775		
GRAVEDAD ESPECIFICA DE LOS SOLIDOS	gr/cm^3	**2,783**		**2,783**

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

Las muestras son tomadas por	
Cliente	
Ingensayos Colombia SAS	X

MIRA 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	**GOBERNACIÓN DEL HUILA**						
PROYECTO	ESTUDIO GEOTÉCNICO: CONSTRUCCIÓN DE SUBESTRUCTURA PARA PUENTE METÁLICO MODULAR SEMIPERMANENTE EN LA VÍA DE TERCER ORDEN DENOMINADA EL CARMEN - BRISAS DEL MAGDALENA A CARGO DEL MUNICIPIO DE ISNOS, DEPARTAMENTO DEL HUILA				**FECHA MUESTREO**	AGOSTO 08 - 2025	
LOCALIZACION	QUEBRADA: LA CHORRERA / VEREDA: REMOLINO / MUNICIPIO: SAN JOSE DE ISNOS / DEPARTAMENTO: HUILA				**FECHA ENSAYO**	AGOSTO 11 - 2025	
DESCRIPCION	ARENA MAL GRADADA LIGERAMENTE LIMOSA - COLOR GRISARENA MAL GRADADA LIGERAMENTE LIMOSA - COLOR GRIS (SP-SM)				**ESPECIFICACION**	NO APLICA	
COORDENADAS	E: 1096637,035 M N:697801,721 M Z: 1246,88 M	**SONDEO No.**	**2**	**MUESTRA No.**	**6**	**PROFUNDIDAD**	**5,50-6,50** **metros**

RESULTADOS DE LABORATORIO

PRUEBA No.		**2**		**PROMEDIO**
PICNOMETRO No.		2		
TEMPERATURA DE ENSAYO	° C	29,0		
PESO PICNOMETRO + AGUA	gr	688,18		
PESO PICNOMETRO + MUESTRA + AGUA	gr	702,00		
PESO MUESTRA SECA	gr	22,9		
K		0,99775		
GRAVEDAD ESPECIFICA DE LOS SOLIDOS	gr/cm^3	**2,518**		**2,518**

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.

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	**GOBERNACIÓN DEL HUILA**						
PROYECTO	ESTUDIO GEOTÉCNICO: CONSTRUCCIÓN DE SUBESTRUCTURA PARA PUENTE METÁLICO MODULAR SEMIPERMANENTE EN LA VÍA DE TERCER ORDEN DENOMINADA EL CARMEN - BRISAS DEL MAGDALENA A CARGO DEL MUNICIPIO DE ISNOS, DEPARTAMENTO DEL HUILA				**FECHA MUESTREO**	AGOSTO 08 - 2025	
LOCALIZACION	QUEBRADA: LA CHORRERA / VEREDA: REMOLINO / MUNICIPIO: SAN JOSE DE ISNOS / DEPARTAMENTO: HUILA				**FECHA ENSAYO**	AGOSTO 11 - 2025	
DESCRIPCION	GRAVA MAL GRADADA - COLOR GRIS - (GP)				**ESPECIFICACION**	NO APLICA	
COORDENADAS	E: 1096665,78 M N:697796,205 M Z: 1255,80 M	**SONDEO No.**	**3**	**MUESTRA No.**	**3**	**PROFUNDIDAD**	**2,50-3,50** **metros**

RESULTADOS DE LABORATORIO

PRUEBA No.		**3**		**PROMEDIO**
PICNOMETRO No.		3		
TEMPERATURA DE ENSAYO	° C	28,5		
PESO PICNOMETRO + AGUA	gr	677,29		
PESO PICNOMETRO + MUESTRA + AGUA	gr	689,80		
PESO MUESTRA SECA	gr	20,5		
K		0,99790		
GRAVEDAD ESPECIFICA DE LOS SOLIDOS	gr/cm^3	**2,561**		**2,561**

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.

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
PESO UNITARIO NATURAL DEL SUELO
METODO MUESTRA PARAFINADA

CLIENTE **GOBERNACIÓN DEL HUILA**

PROYECTO ESTUDIO GEOTÉCNICO: CONSTRUCCIÓN DE SUBESTRUCTURA PARA PUENTE METÁLICO MODULAR SEMIPERMANENTE EN LA VÍA DE TERCER ORDEN DENOMINADA EL CARMEN - BRISAS DEL MAGDALENA A CARGO DEL MUNICIPIO DE ISNOS, DEPARTAMENTO DEL HUILA

LOCALIZACION QUEBRADA: LA CHORRERA / VEREDA: REMOLINO / MUNICIPIO: SAN JOSÉ DE ISNOS / DEPARTAMENTO: HUILA

FECHA ENSAYO AGOSTO 11 - 2025

RESULTADOS DE LABORATORIO

SONDEO No. **2** **PR**

E: 1096637,035 M
N: 697801,721 M
Z: 1246,88 M

ENSAYO No.		1	2	3	4	5	6	7	8
PROFUNDIDAD	**metros**	**0,50-1,50**	**1,50-2,50**	**2,50-3,50**	**3,50-4,50**	**4,50-5,50**	**5,50-6,50**	**6,50-7,50**	**7,50-8,50**
PESO MUESTRA EN AIRE	gr	20,5	30,5	40,5	50,6	40,5	80,2	90,2	60,2
PESO MUESTRA PARAFINADA	gr	22,4	33,5	45,6	55,9	44,6	88,6	99,5	66,4
PESO MUESTRA PARAFINADA SUMERGIDA EN AGUA	gr	10,2	15,2	20,1	25,1	20,1	40,1	45,0	30,1
PESO PARAFINA	gr	1,90	3,00	5,10	5,30	4,10	8,40	9,30	6,20
PESO UNITARIO PARAFINA	gr/cm^3	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92
VOLUMEN PARAFINA	cm^3	2,1	3,3	5,5	5,8	4,5	9,1	10,1	6,7
VOLUMEN MUESTRA	cm^3	10,1	15,0	20,0	25,0	20,0	39,4	44,4	29,6
PESO UNITARIO DEL SUELO HUMEDO	gr/cm^3	**2,023**	**2,028**	**2,029**	**2,021**	**2,021**	**2,037**	**2,032**	**2,036**
HUMEDAD	%	5,6	6,7	5,0	7,0	22,2	13,3	10,1	11,5
PESO UNITARIO DEL SUELO SECO	gr/cm^3	**1,915**	**1,901**	**1,933**	**1,889**	**1,654**	**1,798**	**1,846**	**1,826**

SONDEO No. **2** **PR**

E: 1096637,035 M
N: 697801,721 M
Z: 1246,88 M

ENSAYO No.		9	10	11	12	13	14	15	
PROFUNDIDAD	**metros**	**8,50-9,50**	**9,50-10,50**	**M**	**M**	**M**	**M**	**M**	
PESO MUESTRA EN AIRE	gr	42,5	58,8	**A**	**A**	**A**	**A**	**A**	
PESO MUESTRA PARAFINADA	gr	44,6	64,5	**N**	**N**	**N**	**N**	**N**	
PESO MUESTRA PARAFINADA SUMERGIDA EN AGUA	gr	20,5	25,6	**T**	**T**	**T**	**T**	**T**	
PESO PARAFINA	gr	2,10	5,70	**O**	**O**	**O**	**O**	**O**	
PESO UNITARIO PARAFINA	gr/cm^3	0,92	0,92						
VOLUMEN PARAFINA	cm^3	2,3	6,2	**R**	**R**	**R**	**R**	**R**	
VOLUMEN MUESTRA	cm^3	21,8	32,7	**O**	**O**	**O**	**O**	**O**	
PESO UNITARIO DEL SUELO HUMEDO	gr/cm^3	**1,948**	**1,798**	**C**	**C**	**C**	**C**	**C**	
HUMEDAD	%	13,4	11,3	**O**	**O**	**O**	**O**	**O**	
PESO UNITARIO DEL SUELO SECO	gr/cm^3	**1,718**	**1,615**	**S**	**S**	**S**	**S**	**S**	
				O	**O**	**O**	**O**	**O**	

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 : 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

DETERMINACION
PESO UNITARIO NATURAL DEL SUELO
METODO MUESTRA PARAFINADA

CLIENTE **GOBERNACIÓN DEL HUILA**

PROYECTO ESTUDIO GEOTÉCNICO: CONSTRUCCIÓN DE SUBESTRUCTURA PARA PUENTE METÁLICO MODULAR SEMIPERMANENTE EN LA VÍA DE TERCER ORDEN DENOMINADA EL CARMEN - BRISAS DEL MAGDALENA A CARGO DEL MUNICIPIO DE ISNOS, DEPARTAMENTO DEL HUILA

LOCALIZACION QUEBRADA: LA CHORRERA / VEREDA: REMOLINO / MUNICIPIO: SAN JOSÉ DE ISNOS / DEPARTAMENTO: HUILA

FECHA ENSAYO AGOSTO 12 - 2025

RESULTADOS DE LABORATORIO

SONDEO No. **3** **PR**

E: 1096665,78 M
N:697796,205 M
Z: 1255,80 M

ENSAYO No.		1	2	3	4	5	6	7	8
PROFUNDIDAD	**metros**	**0,50-1,50**	**1,50-2,50**	**2,50-3,50**	**3,50-4,50**	**4,50-5,50**	**5,50-6,50**	**6,50-7,50**	**7,50-8,50**
PESO MUESTRA EN AIRE	gr	33,5	40,5	60,2	80,5	70,5	83,0	50,5	70,5
PESO MUESTRA PARAFINADA	gr	36,5	44,6	69,5	88,0	77,5	88,6	56,5	79,5
PESO MUESTRA PARAFINADA SUMERGIDA EN AGUA	gr	15,9	20,0	30,1	40,2	28,0	42,5	25,0	30,9
PESO PARAFINA	gr	3,00	4,10	9,30	7,50	7,00	5,60	6,00	9,00
PESO UNITARIO PARAFINA	gr/cm^3	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92
VOLUMEN PARAFINA	cm^3	3,3	4,5	10,1	8,2	7,6	6,1	6,5	9,8
VOLUMEN MUESTRA	cm^3	17,3	20,1	29,3	39,6	41,9	40,0	25,0	38,8
PESO UNITARIO DEL SUELO HUMEDO	gr/cm^3	**1,932**	**2,011**	**2,055**	**2,030**	**1,683**	**2,074**	**2,022**	**1,816**
HUMEDAD	%	4,8	5,5	5,0	6,5	5,8	5,4	20,8	19,5
PESO UNITARIO DEL SUELO SECO	gr/cm^3	**1,844**	**1,906**	**1,957**	**1,906**	**1,591**	**1,968**	**1,674**	**1,520**

SONDEO No. **3** **PR**

E: 1096665,78 M
N:697796,205 M
Z: 1255,80 M

ENSAYO No.		9	10	11	12	13	14	15	
PROFUNDIDAD	**metros**	**8,50-9,50**	**9,50-10,50**	**M**	**M**	**M**	**M**	**M**	
PESO MUESTRA EN AIRE	gr	40,5	40,9	**A**	**A**	**A**	**A**	**A**	
PESO MUESTRA PARAFINADA	gr	44,6	49,5	**N**	**N**	**N**	**N**	**N**	
PESO MUESTRA PARAFINADA SUMERGIDA EN AGUA	gr	20,0	21,0	**T**	**T**	**T**	**T**	**T**	
PESO PARAFINA	gr	4,10	8,60	**O**	**O**	**O**	**O**	**O**	
PESO UNITARIO PARAFINA	gr/cm^3	0,92	0,92						
VOLUMEN PARAFINA	cm^3	4,5	9,3	**R**	**R**	**R**	**R**	**R**	
VOLUMEN MUESTRA	cm^3	20,1	19,2	**O**	**O**	**O**	**O**	**O**	
PESO UNITARIO DEL SUELO HUMEDO	gr/cm^3	**2,011**	**2,136**	**C**	**C**	**C**	**C**	**C**	
HUMEDAD	%	17,7	16,4	**O**	**O**	**O**	**O**	**O**	
PESO UNITARIO DEL SUELO SECO	gr/cm^3	**1,708**	**1,835**	**S**	**S**	**S**	**S**	**S**	
				O	**O**	**O**	**O**	**O**	

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 : 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

RESISTENCIA A LA COMPRESION DE NUCLEOS DE ROCA

NORMA DE ENSAYO INV E - 410

CLIENTE: **GOBERNACION DEL HUILA**

PROYECTO: ESTUDIO GEOTÉCNICO: CONSTRUCCIÓN DE SUBESTRUCTURA PARA PUENTE METÁLICO MODULAR SEMIPERMANENTE EN LA VÍA DE TERCER ORDEN DENOMINADA EL CARMEN - BRISAS DEL MAGDALENA A CARGO DEL MUNICIPIO DE ISNOS, DEPARTAMENTO DEL HUILA

FECHA REPORTE: AGOSTO 11 - 2025

LOCALIZACION: QUEBRADA: LA CHORRERA / VEREDA: REMOLINO / MUNICIPIO: SAN JOSÉ DE ISNOS / DEPARTAMENTO: HUILA

RESULTADOS DE LABORATORIO

NUCLEO No.	LOCALIZACION	FECHA TOMA	FECHA ROTURA	DIAMETRO cm	ALTURA cm	PESO gr	FUERZA KN	RC OBTENIDA		PESO UNITARIO	L/D	FACTOR	RC CORREGIDA	
								P.S.I.	kg / cm^2				P.S.I.	kg / cm^2
1	PERFORACION 1 (10,50 - 11,50 metros)	08-ago-25	13-ago-25	4,741	4,990	230,3	122,8	10.088	709	2,614	1,053	0,886	**8.939**	**628**
2	PERFORACION 1 (11,50 - 12,50 metros)	08-ago-25	13-ago-25	4,708	4,738	217,5	92,7	7.727	543	2,637	1,006	0,872	**6.738**	**474**
3	PERFORACION 1 (12,50 - 13,50 metros)	08-ago-25	13-ago-25	4,744	5,071	230,8	89,8	7.371	518	2,575	1,069	0,891	**6.565**	**462**
4	PERFORACION 1 (13,50 - 15,50 metros)	08-ago-25	13-ago-25	4,745	9,118	400,4	125,3	10.279	723	2,484	1,922	0,998	**10.260**	**721**

OBSERV.:

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

RESUMEN ESTUDIO DE SUELOS - SUB RASANTE

RESULTADOS ENSAYOS DE LABORATORIO

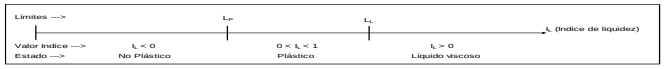
CLIENTE **GOBERNACIÓN DEL HUILA**

PROYECTO ESTUDIO GEOTÉCNICO: CONSTRUCCIÓN DE SUBESTRUCTURA PARA PUENTE METÁLICO MODULAR SEMIPERMANENTE EN LA VÍA DE TERCER ORDEN DENOMINADA EL CARMEN - BRISAS DEL MAGDALENA A CARGO DEL MUNICIPIO DE ISNOS, DEPARTAMENTO DEL HUILA

LOCALIZACION QUEBRADA: LA CHORRERA / VEREDA: REMOLINO / MUNICIPIO: SAN JOSÉ DE ISNOS / DEPARTAMENTO: HUILA

FECHA INFORME **AGOSTO 11 - 2025**

SP	Muestra	Profundidad	H. N.	L. L.	L. P.	I. P.	I.L.	I.C.	A	ANALISIS GRANULOMETRICO - (%) PASA										Clasificación	Gs	PESO UNITARIO		RESISTENCIA A LA COMPRESION NUCLEOS DE ROCA						SPT	
																					Llenante	Humedo	Seco	Profundidad	H.N	PESO UNITARIO gr/cm³		RC	Profundidad	N
No.	No.	metros	%	%	%	%				2"	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	4	10	40	200	U.S.C.	gr/cm³	gr/cm³	gr/cm³	metros	%	HUMEDO	SECO	kg/cm²	metros	
		0,00-0,50	CAPA VEGETAL																											
2	1	0,50-1,50	5,6	NL	NP	0,0			0,00	88,6	77,0	66,2	55,5	47,8	43,6	34,2	23,5	7,7	1,9	GP		2,023	1,915							0,50-1,50	34
	2	1,50-2,50	6,7	NL	NP	0,0			0,00		100,0	90,3	86,1	71,5	68,9	53,4	40,5	20,7	7,9	GW-GM		2,028	1,901							1,50-2,50	27
	3	2,50-3,50	5,0	NL	NP	0,0			0,00		100,0	85,1	59,8	49,8	45,4	39,0	31,6	17,8	7,0	GW-GM	2,783	2,029	1,933							2,50-3,50	38
	4	3,50-4,50	7,0	NL	NP	0,0			0,00		100,0	90,8	85,8	73,2	67,5	56,7	44,5	16,1	3,2	SP		2,021	1,889							3,50-4,50	45
	5	4,50-5,50	22,2	NL	NP	0,0			0,00				100,0	96,6	96,1	94,2	87,6	53,6	11,3	SP-SM		2,021	1,654							4,50-5,50	50
	6	5,50-6,50	13,3	NL	NP	0,0			0,00			100,0	83,9	70,7	68,2	60,0	53,7	31,9	6,9	SP-SM	2,518	2,037	1,798							5,50-6,50	52
	7	6,50-7,50	10,1	NL	NP	0,0			0,00		100,0	90,3	77,6	64,4	58,0	50,3	41,7	21,1	4,8	GP		2,032	1,846							6,50-7,50	55
	8	7,50-8,50	11,5	NL	NP	0,0			0,00			100,0	81,1	73,6	71,2	65,4	57,5	31,3	6,0	SP-SM		2,036	1,826							7,50-8,50	50
	9	8,50-9,50	13,4	NL	NP	0,0			0,00		100,0	90,6	82,2	77,3	73,2	64,1	55,7	29,8	4,4	SP		1,948	1,718							8,50-9,50	55
	10	9,50-10,50	11,3	NL	NP	0,0			0,00			100,0	94,8	81,4	77,2	69,5	60,1	31,6	6,4	SP-SM		1,798	1,615							9,50-10,50	62
		10,50-11,50	*FORMACIÓN ROCOSA*																					10,50-11,50	0,20	2,740	2,735	628		
		11,50-12,50	*FORMACIÓN ROCOSA*																					11,50-12,50	0,40	2,715	2,704	474		
		12,50-13,50	*FORMACIÓN ROCOSA*																					12,50-13,50	0,50	2,551	2,538	462		
		13,50-15,10	*FORMACIÓN ROCOSA*																					13,50-15,10	0,56	2,659	2,644	721		
		0,00-0,50	CAPA VEGETAL																											
3	1	0,50-1,50	4,8	NL	NP	0,0				85,20	77,3	69,6	61,2	56,3	51,1	40,0	28,1	9,0	2,4	GP		1,932	1,844							0,50-1,50	37
	2	1,50-2,50	5,5	NL	NP	0,0				100,00	90,2	70,7	54,2	49,9	37,5	27,2	27,5	11,7	4,7	GW		2,011	1,906							1,50-2,50	28
	3	2,50-3,50	5,0	NL	NP	0,0						100,0	79,7	60,5	53,6	40,9	27,1	8,1	1,3	GP	2,561	2,055	1,957							2,50-3,50	40
	4	3,50-4,50	6,5	NL	NP	0,0						100,0	80,6	65,8	61,6	45,1	30,7	9,2	1,3	GP		2,030	1,906							3,50-4,50	40
	5	4,50-5,50	5,8	NL	NP	0,0					100,0	90,6	73,4	49,7	41,8	31,5	21,7	7,0	1,3	GW		1,683	1,591							4,50-5,50	50
	6	5,50-6,50	5,4	NL	NP	0,0						100,0	88,3	65,7	56,7	42,9	29,9	9,5	1,7	GP		2,074	1,968							5,50-6,50	53
	7	6,50-7,50	20,8	NL	NP	0,0							100,0	95,8	92,8	82,8	63,0	21,2	2,3	SW		2,022	1,674							6,50-7,50	52
	8	7,50-8,50	19,5	NL	NP	0,0							100,0	92,8	90,9	81,2	60,2	21,4	2,5	SW		1,816	1,520							7,50-8,50	50
	9	8,50-9,50	17,7	NL	NP	0,0							100,0	94,4	92,4	85,2	70,3	27,6	2,8	SW		2,011	1,708							8,50-9,50	52
	10	9,50-10,50	16,4	NL	NP	0,0							100,0	91,3	85,9	72,5	53,1	13,7	1,3	GP		2,136	1,835							9,50-10,50	60
		10,50-11,50	*FORMACIÓN ROCOSA*																					10,50-11,50	0,55	2,730	2,715	691		
		11,50-12,50	*FORMACIÓN ROCOSA*																					11,50-12,50	0,32	2,710	2,701	506		
		12,50-13,50	*FORMACIÓN ROCOSA*																					12,50-13,50	0,55	2,450	2,437	577		
		13,50-15,10	*FORMACIÓN ROCOSA*																					13,50-15,10	0,32	2,150	2,143	777		



Rangos del indice de liquidez

CLASIFICACION DE LAS ARCILLAS SEGÚN 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
2	2,30	4,50
3	2,30	4,50

OBSERVACIONES **SE DETERMINO NAF**

AUTORIZA

ING. MAIRA BONILLA RAMOS
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

GOBERNACIÓN DEL HUILA

ESTUDIO DE SUELOS
PARA EL CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE

ESTUDIO GEOTÉCNICO: CONSTRUCCIÓN DE SUBESTRUCTURA PARA PUENTE METÁLICO MODULAR SEMIPERMANENTE EN LA VÍA DE TERCER ORDEN DENOMINADA EL CARMEN - BRISAS DEL MAGDALENA A CARGO DEL MUNICIPIO DE ISNOS, DEPARTAMENTO DEL HUILA

LOCALIZACIÓN

NEIVA
AGOSTO - 2025

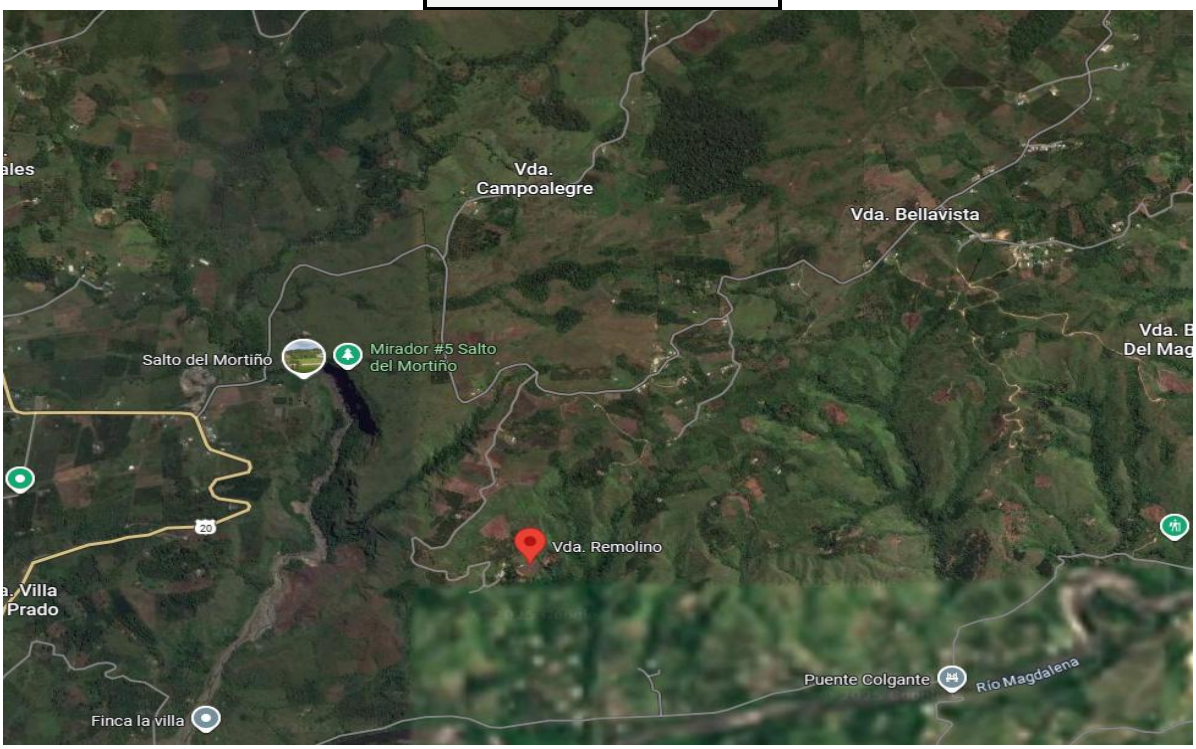
Oficina Ingensayos Colombia S.A.S. - Calle 25N No. 9 BW - 08 Barrio Villa del Rio
Tel-Fax: 8717314 - Celular 3212972575
email: ingensayoscolombiasas@gmail.com NEIVA - HUILA - COLOMBIA

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

LOCALIZACION SONDEOS

CLIENTE	**GOBERNACIÓN DEL HUILA**		
PROYECTO	ESTUDIO GEOTÉCNICO: CONSTRUCCIÓN DE SUBESTRUCTURA PARA PUENTE METÁLICO MODULAR SEMIPERMANENTE EN LA VÍA DE TERCER ORDEN DENOMINADA EL CARMEN - BRISAS DEL MAGDALENA A CARGO DEL MUNICIPIO DE ISNOS, DEPARTAMENTO DEL HUILA	**FECHA REGISTRO**	AGOSTO 08 - 2025
LOCALIZACION	QUEBRADA: LA CHORRERA / VEREDA: REMOLINO / MUNICIPIO: SAN JOSÉ DE ISNOS / DEPARTAMENTO: HUILA	**FECHA INFORME**	AGOSTO 11 - 2025

GENERAL



No. SONDEO	DIRECCIÓN	PROFUNDIDAD
2	E: 1096637,035 M N:697801,721 M Z: 1246,88 M	15.10 M
3	E: 1096665,78 M N:697796,205 M Z: 1255,80 M	15.10 M

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

Las muestras son tomadas por	
Cliente	
Ingensayos Colombia SAS	X

REVISA

MAIRA BONILLA RAMOS
MAT. 19202-21665 CAU

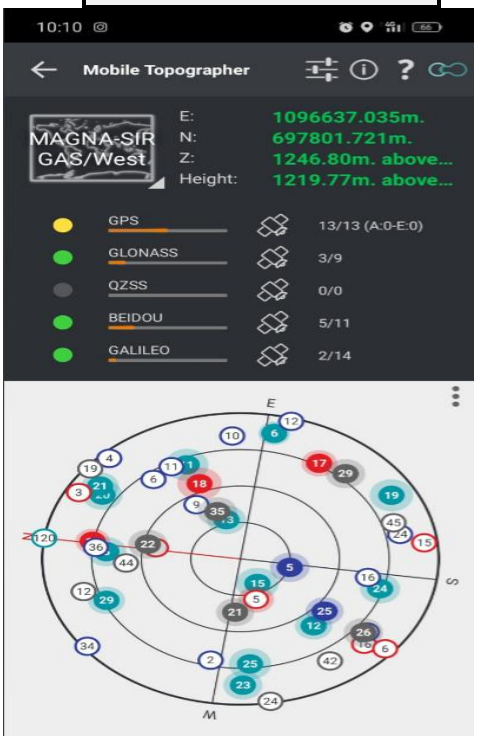
Oficina Ingensayos Colombia S.A.S. - Calle 25N 9BW 08 Barrio Villa del Rio - Tel-Fax : 8717314 - Celular 3212972575
email: ingensayoscolombiasas@gmail.com NEIVA - HUILA - COLOMBIA

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

LOCALIZACION SONDEOS

CLIENTE	**GOBERNACIÓN DEL HUILA**		
PROYECTO	ESTUDIO GEOTÉCNICO: CONSTRUCCIÓN DE SUBESTRUCTURA PARA PUENTE METÁLICO MODULAR SEMIPERMANENTE EN LA VÍA DE TERCER ORDEN DENOMINADA EL CARMEN - BRISAS DEL MAGDALENA A CARGO DEL MUNICIPIO DE ISNOS, DEPARTAMENTO DEL HUILA	**FECHA REGISTRO**	AGOSTO 08 - 2025
LOCALIZACION	QUEBRADA: LA CHORRERA / VEREDA: REMOLINO / MUNICIPIO: SAN JOSÉ DE ISNOS / DEPARTAMENTO: HUILA	**FECHA INFORME**	AGOSTO 11 - 2025

SONDEO No.2



No. SONDEO	DIRECCIÓN	PROFUNDIDAD
2	E: 1096637,035 M N:697801,721 M Z: 1246,88 M	15.10 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. 70202-432493 TLM

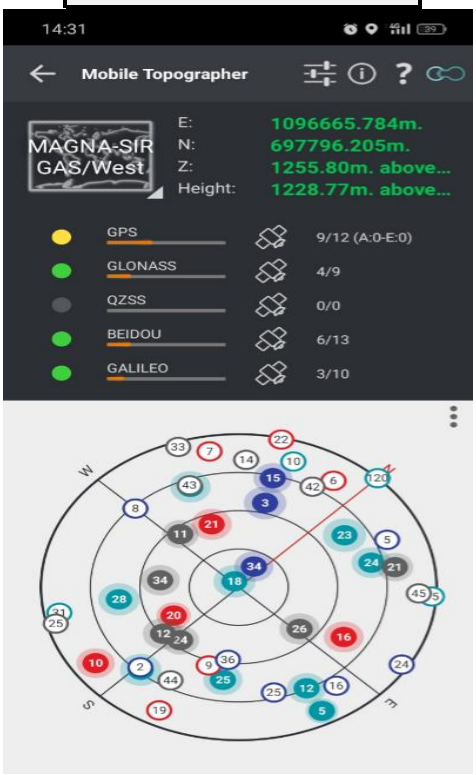
Las muestras son tomadas por	
Cliente	
Ingensayos Colombia SAS	X

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

LOCALIZACION SONDEOS

CLIENTE	**GOBERNACIÓN DEL HUILA**		
PROYECTO	ESTUDIO GEOTÉCNICO: CONSTRUCCIÓN DE SUBESTRUCTURA PARA PUENTE METÁLICO MODULAR SEMIPERMANENTE EN LA VÍA DE TERCER ORDEN DENOMINADA EL CARMEN - BRISAS DEL MAGDALENA A CARGO DEL MUNICIPIO DE ISNOS, DEPARTAMENTO DEL HUILA	**FECHA REGISTRO**	AGOSTO 08 - 2025
LOCALIZACION	QUEBRADA: LA CHORRERA / VEREDA: REMOLINO / MUNICIPIO: SAN JOSÉ DE ISNOS / DEPARTAMENTO: HUILA	**FECHA INFORME**	AGOSTO 11 - 2025

SONDEO No.3



No. SONDEO	DIRECCIÓN	PROFUNDIDAD
3	E: 1096665,78 M N:697796,205 M Z: 1255,80 M	15.10 M

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

REVISA

Las muestras son tomadas por	
Cliente	
Ingensayos Colombia SAS	X

MAIRA BONILLA RAMOS
MAT. 70202-432493 TLM

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

GOBERNACIÓN DEL HUILA

ESTUDIO DE SUELOS
PARA EL CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE

ESTUDIO GEOTÉCNICO: CONSTRUCCIÓN DE SUBESTRUCTURA PARA PUENTE METÁLICO MODULAR SEMIPERMANENTE EN LA VÍA DE TERCER ORDEN DENOMINADA EL CARMEN - BRISAS DEL MAGDALENA A CARGO DEL MUNICIPIO DE ISNOS, DEPARTAMENTO DEL HUILA

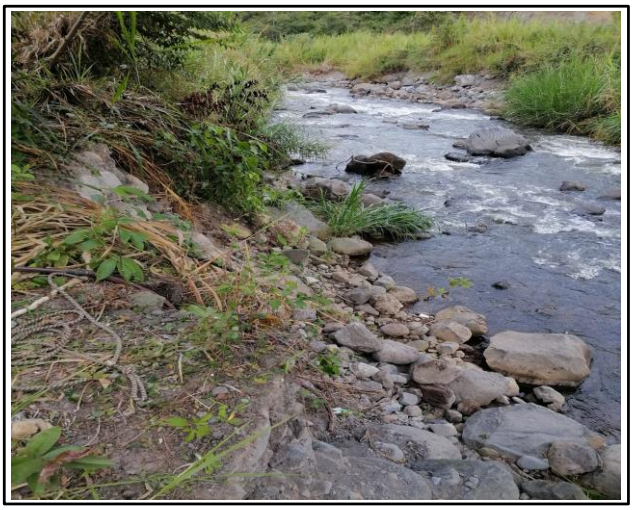
REGISTRO FOTOGRAFICO

NEIVA
AGOSTO - 2025

REGISTRO FOTOGRAFICO













Revisado:

REGISTRO FOTOGRAFICO













Revisado:

REGISTRO FOTOGRAFICO













Revisado:

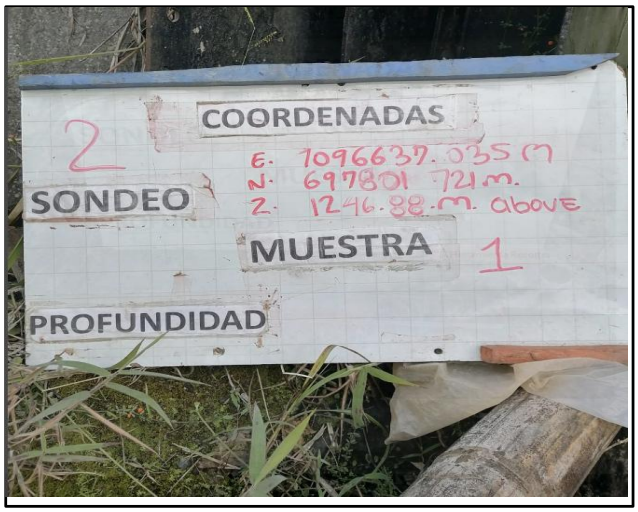
INGENSAYOS COLOMBIA S.A.S.
NIT 901 329 729 – 2
Laboratorio
Suelos – Concretos – Pavimentos - Materiales

REGISTRO FOTOGRAFICO

CLIENTE **GOBERNACIÓN DEL HUILA**

ESTUDIO GEOTÉCNICO: CONSTRUCCIÓN DE SUBESTRUCTURA PARA PUENTE METÁLICO MODULAR SEMIPERMANENTE EN LA VÍA DE TERCER ORDEN DENOMINADA EL CARMEN - BRISAS DEL MAGDALENA A CARGO DEL MUNICIPIO DE ISNOS, DEPARTAMENTO DEL HUILA

REGISTRO FOTOGRAFICO













Revisado:

REGISTRO FOTOGRAFICO









Revisado:

REGISTRO FOTOGRAFICO

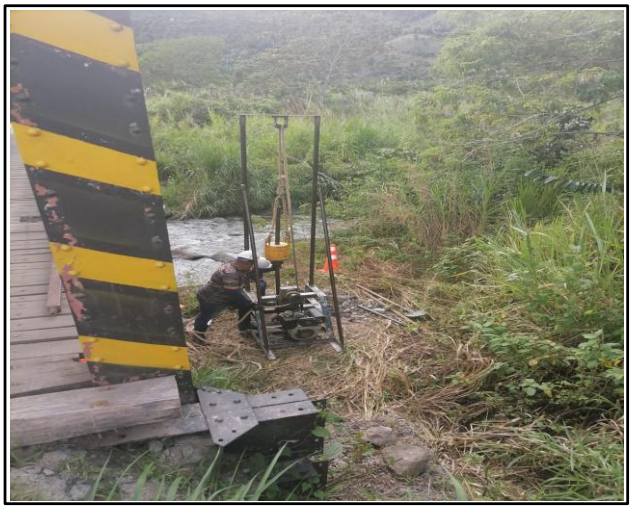












Revisado:

REGISTRO FOTOGRAFICO













Revisado:

REGISTRO FOTOGRAFICO













Revisado:

REGISTRO FOTOGRAFICO









Revisado:

REGISTRO FOTOGRAFICO













Revisado:

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

GOBERNACIÓN DEL HUILA

ESTUDIO DE SUELOS
PARA EL CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE

ESTUDIO GEOTÉCNICO: CONSTRUCCIÓN DE SUBESTRUCTURA PARA PUENTE METÁLICO MODULAR SEMIPERMANENTE EN LA VÍA DE TERCER ORDEN DENOMINADA EL CARMEN - BRISAS DEL MAGDALENA A CARGO DEL MUNICIPIO DE ISNOS, DEPARTAMENTO DEL HUILA

INFORME GEOLÓGICO Y GEOMORFOLÓGICO

NEIVA
AGOSTO - 2025

INFORME GEOLÓGICO Y GEOMORFOLÓGICO

CONSTRUCCIÓN DE SUBESTRUCTURA PARA PUENTE METÁLICO MODULAR SEMIPERMANENTE EN LA VÍA DE TERCER ORDEN DENOMINADA EL CARMEN - BRISAS DEL MAGDALENA A CARGO DEL MUNICIPIO DE ISNOS, DEPARTAMENTO DEL HUILA

ELABORÓ:

INGENSAYOS COLOMBIA S.A.S.

NEIVA

SEPTIEMBRE DE 2025

TABLA DE CONTENIDOS

		Pág.
1.	**INTRODUCCIÓN**	2
2.	**DATOS GENERALES**	3
2.1.	PROYECTO	3
2.2.	LOCALIZACIÓN	3
3.	**MARCO NORMATIVO Y DE REFERENCIA**	6
4.	**ASPECTOS GEOLÓGICOS Y GEOMORFOLÓGICOS**	8
4.1.	GEOLOGÍA GENERAL Y REGIONAL	8
4.2.	GEOLOGÍA ESTRUCTURAL	11
4.3.	GEOMORFOLOGÍA	12
5.	**AMENAZAS Y RIESGOS GEOLÓGICOS**	16
5.1.	AMENAZAS GEOMORFOLÓGICAS	16
5.2.	AMENAZA SÍSMICA	16
5.3.	AMENAZA POR REMOCIÓN EN MASA	18
5.4.	AMENAZA POR EROSIÓN	18
5.5.	AMENAZA POR INUNDACIÓN Y AVENIDAS TORRENCIALES	18
6.	**CONCLUSIONES**	20
7.	**RECOMENDACIONES**	21
8.	**REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS Y CARTOGRÁFICAS**	23

1. INTRODUCCIÓN

El presente informe geológico y geomorfológico se elabora como complemento del estudio geotécnico desarrollado para el proyecto que se describe en el capítulo 2. DATOS GENERALES, contratado por la Gobernación del Huila y ejecutado por la firma Ingensayos Colombia S.A.S.

El propósito principal de este estudio es caracterizar las condiciones geológicas y geomorfológicas del área de implantación de la estructura, con el fin de aportar criterios técnicos para el análisis integral de la cimentación y la estabilidad de los apoyos del puente. En concordancia con lo establecido por el Código Colombiano de Diseño de Puentes CCP-14, se busca identificar los factores relacionados con la litología, la estructura geológica, la dinámica geomorfológica y los procesos activos que puedan influir en el comportamiento de la obra y en su interacción con el entorno.

La información utilizada proviene de fuentes cartográficas oficiales, principalmente la Plancha 388 Pitalito del Instituto Geográfico Agustín Codazzi (IGAC), complementada con observaciones de campo y correlaciones directas con los resultados del estudio geotécnico. Dado que la estructura proyectada cuenta con dos apoyos principales, se preparó un análisis individualizado para cada uno de ellos: Apoyo 1 – Oeste y Apoyo 2 – Este, de manera que se reconocen las particularidades geológicas y geomorfológicas que condicionan su comportamiento y las implicaciones que representan para el diseño.

Este documento, por tanto, constituye un insumo esencial para la toma de decisiones de ingeniería, al establecer un marco descriptivo y analítico de los factores del terreno que inciden sobre la seguridad y la durabilidad del puente metálico modular semipermanente proyectado.

2. DATOS GENERALES

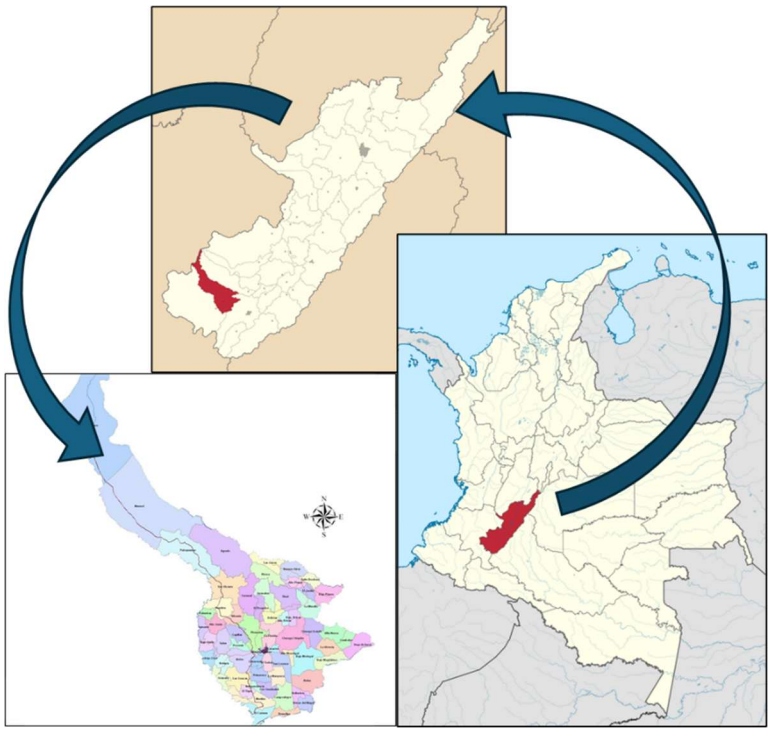
2.1. PROYECTO

El presente estudio corresponde al proyecto denominado **"CONSTRUCCIÓN DE SUBESTRUCTURA PARA PUENTE METÁLICO MODULAR SEMIPERMANENTE EN LA VÍA DE TERCER ORDEN DENOMINADA EL CARMEN - BRISAS DEL MAGDALENA A CARGO DEL MUNICIPIO DE ISNOS, DEPARTAMENTO DEL HUILA"**, contratado por la **Gobernación del Huila** y para el cual el estudio geotécnico fue desarrollado por la firma **Ingensayos Colombia S.A.S.** El informe geológico y geomorfológico constituye un insumo técnico complementario que fortalece el análisis integral de las condiciones del terreno y su influencia en el diseño de la cimentación y estabilidad de los apoyos del puente proyectado.

2.2. LOCALIZACIÓN

El área de estudio se encuentra en jurisdicción de la vereda Remolinos, municipio de San José de Isnos, departamento del Huila, sobre la vía terciaria denominada El Carmen – Brisas del Magdalena. La localización corresponde a la zona de cruce sobre el cauce de la Quebrada La Chorrera donde se proyecta la instalación del puente metálico modular semipermanente.

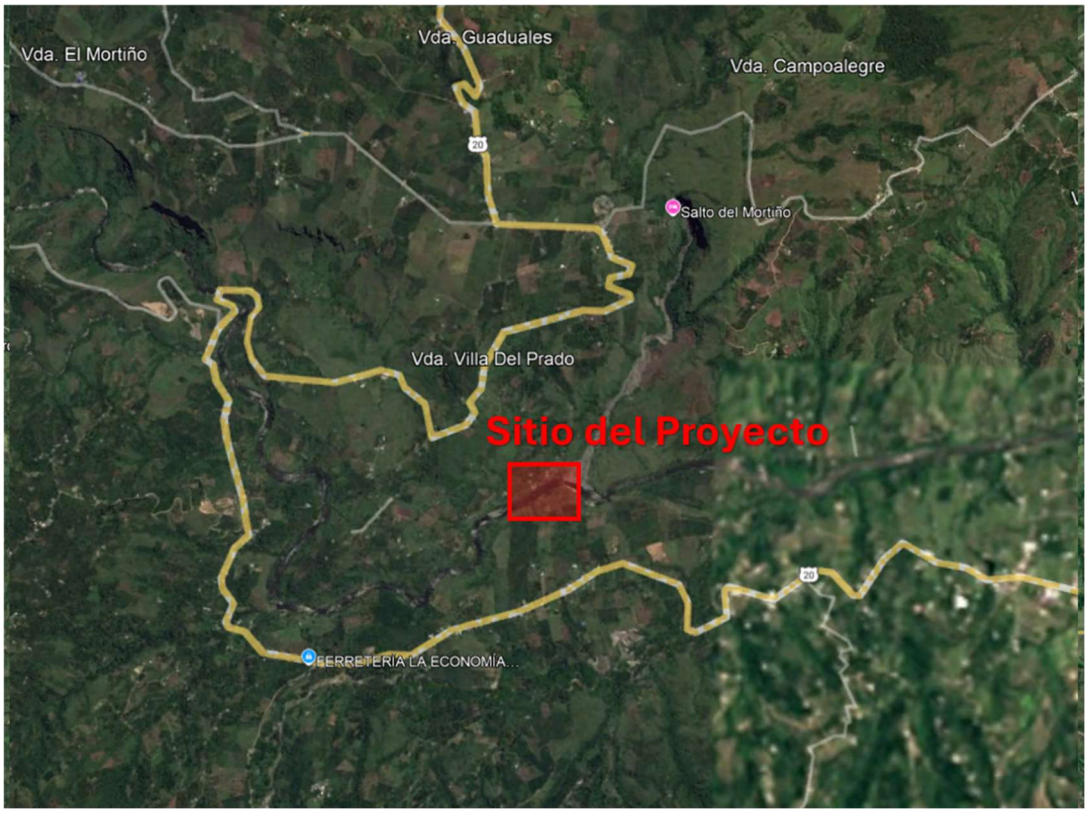
Fig. 2.1 – Localización geográfica del municipio de Isnos



Localización aproximada:

- Norte: 01°51’47.3” N
- Oeste: 76°12’31.8” W
- Altitud: 1.230 m.s.n.m.

Fig. 2.2 – Localización del sitio del proyecto



El objetivo del informe es caracterizar las condiciones geológicas y geomorfológicas del área de emplazamiento, aportando criterios técnicos al análisis integral de la cimentación y estabilidad de los apoyos del puente. En concordancia con lo establecido por el Código Colombiano de Diseño de Puentes CCP-14, se busca identificar factores relacionados con la litología, la estructura geológica, la dinámica geomorfológica y los procesos activos que puedan incidir en el comportamiento de la obra y su interacción con el entorno.

La información base proviene de la Plancha 388 del Instituto Geográfico Agustín Codazzi (IGAC), complementada con estudios técnicos del Servicio Geológico Colombiano (SGC) y con observaciones de campo realizadas en la vereda Remolinos, municipio de Isnos, donde se localiza el cruce sobre la Quebrada La Chorrera.

El análisis se desarrolla de manera diferenciada para los sitios de cimentación, correspondientes a los apoyos **1 – Este** y **2 – Este**, con el fin de reconocer las particularidades geológicas y geomorfológicas que condicionan la estabilidad de cada estribo y pila.

Dada la condición geodinámica del Macizo Colombiano y su influencia directa en la región sur del Huila, se incluyen valoraciones específicas sobre el control tectónico, la amenaza sísmica alta que caracteriza al municipio de Isnos y los procesos geomorfológicos dominantes en la cuenca de la quebrada La Chorrera.

3. MARCO NORMATIVO Y DE REFERENCIA

El informe aquí presentado se sustenta principalmente en los lineamientos técnicos y normativos vigentes en Colombia para el diseño, construcción y evaluación de puentes, así como en la normativa aplicable a estudios geotécnicos y geológicos. Las principales referencias son:

CÓDIGO COLOMBIANO DE PUENTES CCP-14: Constituye la normativa principal de aplicación, en la cual se establecen los requisitos de investigación del sitio, caracterización geotécnica, análisis de cargas y diseño de cimentaciones, con énfasis en la seguridad estructural y la durabilidad de las obras de infraestructura vial.

REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIONES SISMO RESISTENTES NSR-10 – Título H: Norma complementaria que define los alcances mínimos de los estudios geotécnicos y geológicos, incluyendo aspectos relacionados con exploración de suelos, caracterización de materiales y evaluación de amenazas geotécnicas y sísmicas.

MANUAL DE GEOLOGÍA PARA INGENIEROS – INVÍAS: Documento técnico que orienta la interpretación de las condiciones geológicas y geomorfológicas en proyectos de infraestructura vial, proporcionando criterios metodológicos para la identificación de procesos activos, clasificación de unidades y evaluación de riesgos.

CARTOGRAFÍA Y FUENTES OFICIALES (IGAC, SGC, IDEAM): Incluyen la Plancha 388 del Instituto Geográfico Agustín Codazzi (IGAC) como soporte cartográfico básico, complementada con información del Servicio Geológico Colombiano (SGC) y registros hidrometeorológicos del IDEAM, necesarios para la comprensión integral del medio físico en el área de estudio.

ESQUEMA DE ORDENAMIENTO TERRITORIAL (EOT) DEL MUNICIPIO DE ISNOS: El municipio de Isnos cuenta con instrumentos de planeación territorial que regulan el uso del suelo, zonas de protección ambiental, vías, cuencas hídricas y aspectos urbanos-rurales. En particular, el **Acuerdo Municipal 025 de 2000** adoptó la revisión general del **Esquema de Ordenamiento Territorial (EOT) de Isnos**. Este acuerdo define componentes rurales y urbanos del municipio, mapas de usos del suelo, normas de densidad, restricciones en áreas de conservación, zonas de amenaza y criterios para la expansión urbana.

PLAN DE DESARROLLO MUNICIPAL "SERVIR PARA UN BUEN VIVIR" 2024-2027: Constituye la hoja de ruta del gobierno local. Este plan señala las prioridades, estrategias e inversiones orientadas al desarrollo socioeconómico, ambiental y de infraestructura, y puede

incluir directrices que condicionan proyectos viales, manejo del territorio, protección del entorno natural y obras de conectividad, aspectos que pueden influir en la definición de la obra de puente.

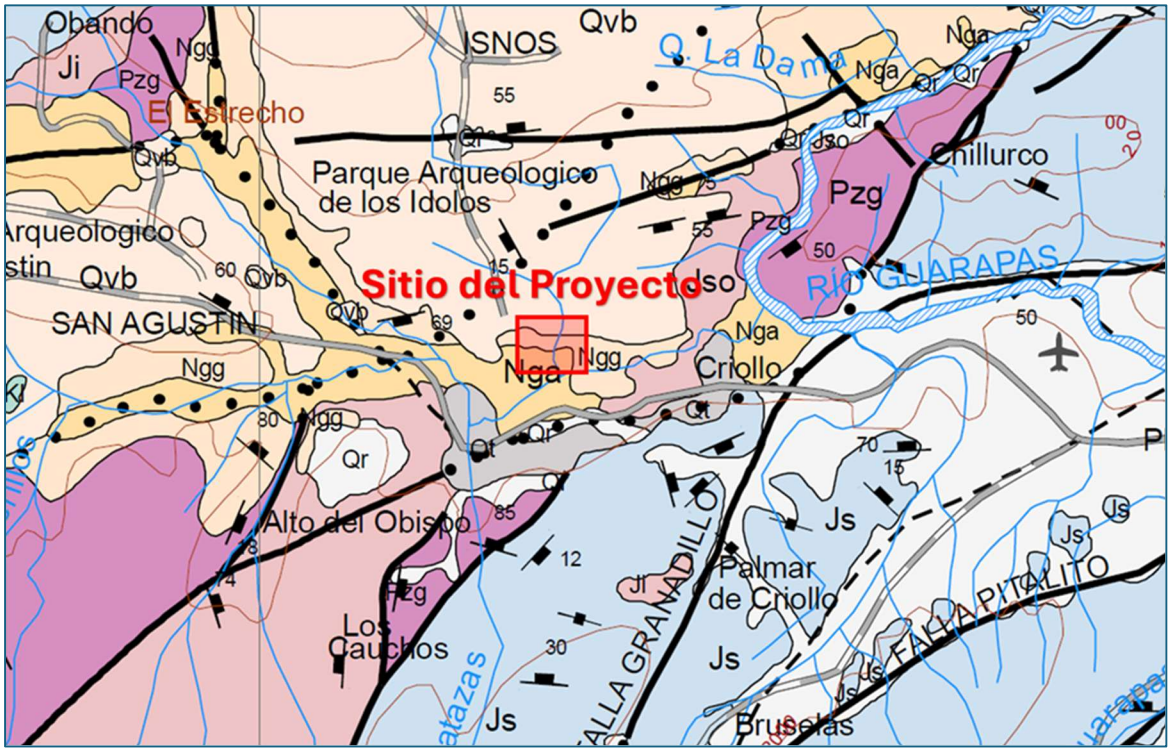
En conjunto, estas referencias permiten enmarcar la investigación dentro de un contexto normativo y técnico actualizado, garantizando que los resultados sean coherentes con los estándares nacionales para el diseño y la ejecución de puentes.

4. ASPECTOS GEOLÓGICOS Y GEOMORFOLÓGICOS

4.1. GEOLOGÍA GENERAL Y REGIONAL

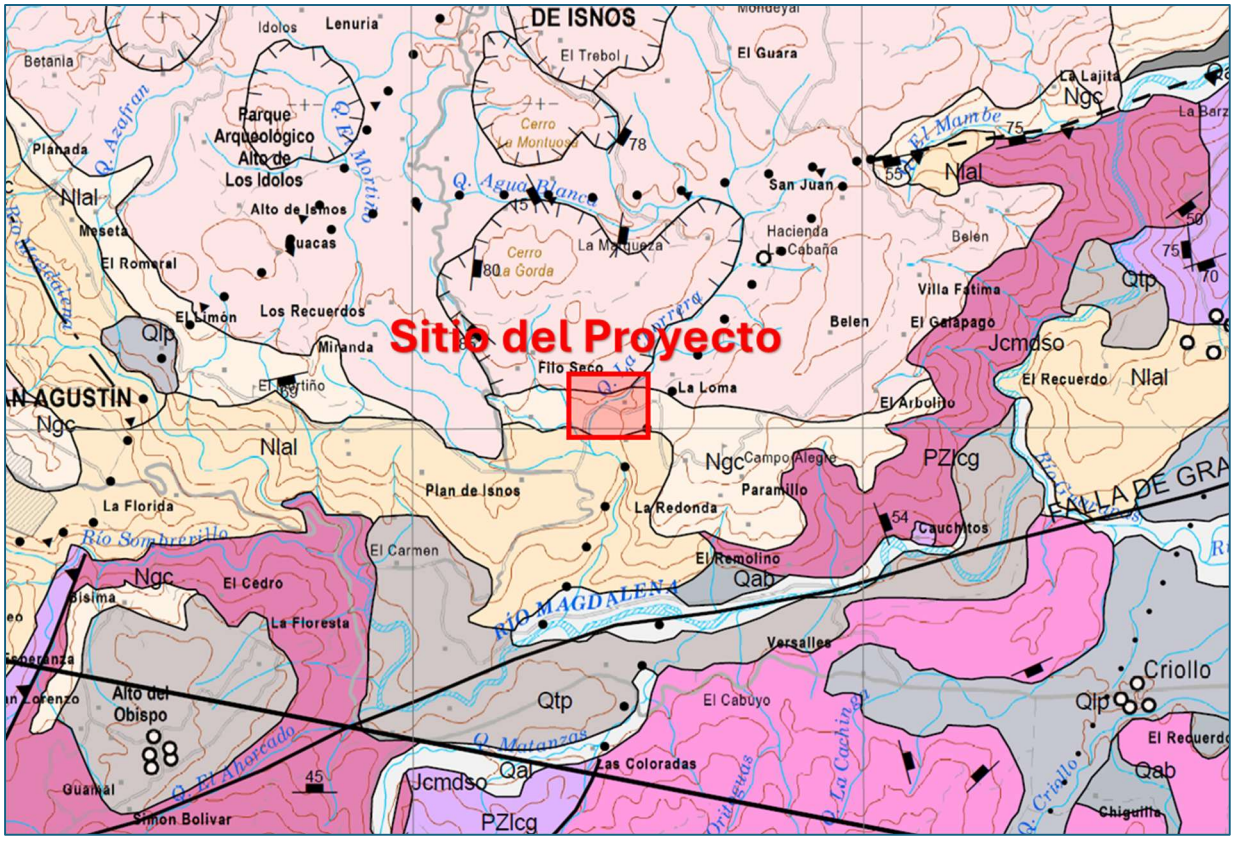
El departamento del Huila, localizado en el suroccidente colombiano, comprende cuatro grandes unidades morfológicas, las cuales corresponden a la Cordillera Central, la Cordillera Oriental, el Macizo Colombiano y el Valle Superior del Río Magdalena. Desde el punto de vista geológico es una región de gran complejidad, la cual se encuentra conformada por rocas metamórficas, ígneas y sedimentarias, que datan del Precámbrico hasta el Neógeno reciente, y por depósitos cuaternarios de origen clástico, fluvial y volcánico. En las figuras 4.1 y 4.2 se aprecian las unidades geológicas en la zona del proyecto.

Fig. 4.1 – Unidades cronoestratigráficas en la zona del proyecto
(Fuente: Mapa Geológico del Huila, 2001 – Velandia, Núñez y Marquínez)



Unidad Ngg: Formación Guacacallo (Neógeno).
Unidad Nga: Lahar de Altamira (Neógeno).
Unidad Qr: Depósitos recientes (Cuaternario).
Unidad Qt: Terrazas medias y altas fluviovolcánicas (Cuaternario).
Unidad Jso: Granitoide de Sombrerillos (Jurásico).

Fig. 4.2 – Unidades cronoestratigráficas en la zona del proyecto
(Fuente: Geología de la Plancha 388 Pitalito, 2003 – Cárdenas, Núñez y Fúquen)



Unidad Ngc: Formación Guacacallo (Neógeno)
Unidad Nlal: Lahar de Atamira (Neógeno)
Unidad Qvb: Vulcanitas básicas (Cuaternario).
Unidad PZlgc: Lodolitas y calizas de Granadillo (Jurásico).

En la zona del proyecto se encuentran varias unidades litológicas que se clasifican de diversas maneras de acuerdo a la fuente. Tomando como referencia el Mapa Geológico del Huila (Ingeominas, 2001), se trata de la Formación Guacacallo, el Lahar de Altamira, Depósitos y terrazas recientes. De acuerdo con el Levantamiento Geológico de la Plancha 388 Pitalito (2003), la unidad en el sitio también corresponde a la Forrmación Guacacallo, el Lahar de Altamira y las Vulcanitas básicas. También cerca, pero sin vecindad directa con las unidades en el sitio, se encuentran las Lodolitas y calizas de Granadillo, en lugar del Granitoide de Sombrerillos que se encontraba en la referencia anterior, datados ambos en el Jurásico.

4.1.1. Formación Guacacallo (Ngc)

Corresponde a una secuencia sedimentaria de origen continental y volcánico–sedimentario, compuesta principalmente por conglomerados, areniscas y limolitas, en algunos sectores con intercalaciones de depósitos piroclásticos. Presenta espesores variables y una disposición en bloques controlada por fallamiento. Su importancia geotécnica radica en la heterogeneidad de sus materiales, donde los niveles de conglomerado ofrecen mayor competencia, mientras que las capas de limolitas y materiales tobáceos son susceptibles a meteorización y deslizamientos superficiales.

4.1.2. Lahar de Altamira (Nlal)

Está constituida por depósitos volcánicos de flujo de escombros (lahares), conformados por fragmentos líticos de composición variada (ígnea, volcánica y sedimentaria) inmersos en una matriz limo–arcillosa. Estos depósitos suelen presentar estructuras masivas, baja estratificación y fuerte heterogeneidad en el tamaño de clastos. Se consideran geotécnicamente materiales de baja consistencia y alta susceptibilidad a procesos de remoción en masa, especialmente cuando se saturan, ya que la matriz fina reduce la capacidad de drenaje y aumenta la presión de poros..

4.1.3. Vulcanitas básicas (Qvb)

Constituyen afloramientos de coladas y depósitos piroclásticos de composición basáltica, asociados al volcanismo cuaternario del Macizo Colombiano. Se presentan como rocas de textura afanítica a porfídica, con fracturamiento columnar y disyunción en bloques. Geotécnicamente, ofrecen alta competencia mecánica en sus tramos frescos, pero pueden desarrollar coberturas de alteración arcillosa en zonas meteorizadas, reduciendo su resistencia al corte y facilitando la generación de movimientos en masa en laderas abruptas.

4.1.4. Lodolitas y calizas de Granadillo (PZlgc)

Unidad sedimentaria de edad jurásica, conformada por lodolitas grises a negras intercaladas con bancos de calizas micríticas y nodulares. La secuencia representa ambientes marinos de plataforma somera a transicional. Estas rocas suelen presentarse fuertemente plegadas y fracturadas, lo que condiciona su estabilidad. Desde el punto de vista geotécnico, los niveles de caliza ofrecen resistencia alta y relativa estabilidad, mientras que las lodolitas son susceptibles a disgregación y pérdida de cohesión bajo meteorización e intemperismo prolongado.

La coexistencia de unidades sedimentarias jurásicas, depósitos neógenos de origen volcánico y sedimentario, y vulcanitas cuaternarias, reflejan la interacción entre procesos tectónicos compresivos, sedimentación continental y actividad volcánica del Macizo Colombiano. Esta diversidad litológica condiciona los procesos geomorfológicos locales (inestabilidad de laderas, erosión diferencial, depósitos aluviales) y representa un factor clave en la determinación de la capacidad de soporte y estabilidad de los apoyos del puente proyectado en la quebrada La Chorrera.

4.2. GEOLOGÍA ESTRUCTURAL

El área del proyecto en la quebrada La Chorrera (vereda Remolinos, Isnos) se encuentra dentro de un contexto tectónico activo, con presencia de fallas de escala regional y local que condicionan la distribución de unidades litológicas, controlan fracturación y planos de debilidad, y pueden influir directamente en la estabilidad de laderas, migración de cauces y diseño de cimentaciones. En esta sección se describen las principales estructuras reconocidas en la zona de estudio.

4.2.1. Falla Granadillo - Timaná

Ubicada al sur del emplazamiento del puente, esta falla de orientación general norte–sur se considera una estructura de importancia regional que separa bloques con diferencias estratigráficas y estructurales. Su cinemática dominante es de tipo inversa con componente compresivo, implicando acortamiento en el eje orogénico. Se le atribuye influencia sobre la disposición de la Formación Guacacallo y los depósitos neógenos circundantes, así como control sobre zonas de fracturación preferencial y debilitamiento del terreno. En su traza se observan alineamientos de drenajes y cambios de pendiente marcados que evidencian su papel estructural.

4.2.2. Falla de Oritoguaz

La Falla de Oritoguaz, localizada al norte del sitio del proyecto, presenta orientación aproximada noroccidente–sureste. Se caracteriza por ser una estructura oblicua compresiva, con desplazamientos menores en la escala local. Actúa como línea de debilidad secundaria que puede favorecer la apertura de fracturas y grietas en los materiales adyacentes, especialmente en las unidades laharísticas (Nlal) o en zonas de transición entre litologías contrastantes. Su influencia estructural puede modificar la resistencia de sectores de cimentación si éstos están cerca de su zona de influencia.

4.2.3. Falla Suacita

Localizada al suroriente del sitio del proyecto y orientada con dirección noroeste–sureste, la Falla Suacita se clasifica como una falla de carácter inverso local, con posible componente lateral. Aunque su desplazamiento no es de magnitud comparable con las fallas mayores, su cercanía al área del puente la convierte en una estructura de interés para estudios locales. En superficie puede manifestarse mediante escarpes suaves, microlineamientos y control de fracturas en rocas aflorantes, lo que implica la necesidad de revisar la orientación de fracturación en las zonas de cimentación para evitar planos débiles.

4.2.4. Falla Matanzas

La Falla Matanzas constituye una de las estructuras tectónicas relevantes del sur del Huila y del piedemonte del Macizo Colombiano. Presenta una orientación predominante noreste–sudoeste, con cinemática principalmente inversa a transpresiva, relacionada con los esfuerzos compresivos que afectan la región andina. Su traza se asocia a la deformación de unidades neógenas y cuaternarias, y en superficie se manifiesta mediante lineamientos de drenajes, cambios abruptos de pendiente y alineamientos topográficos rectilíneos.

Desde el punto de vista geomecánico, la Falla Matanzas genera zonas de intensa fracturación y cizallamiento que favorecen la infiltración de aguas subterráneas, la alteración de materiales y la reducción de la resistencia al corte en rocas y suelos circundantes. Este comportamiento implica que en áreas adyacentes a su zona de influencia pueden desarrollarse procesos de remoción en masa y erosión diferencial, factores a considerar en el diseño de infraestructura civil.

4.3. GEOMORFOLOGÍA

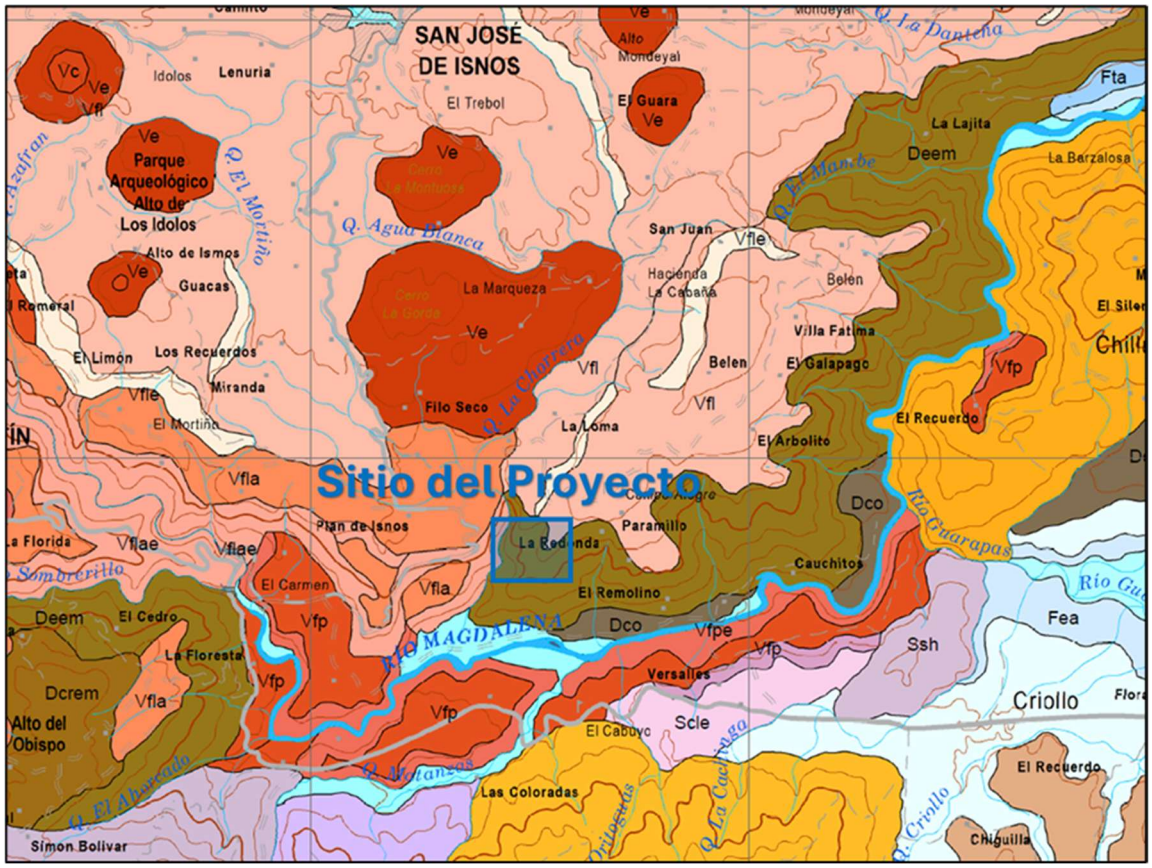
El área de emplazamiento del puente proyectado sobre la quebrada La Chorrera, en la vereda Remolinos del municipio de Isnos, se encuentra dentro de un entorno geomorfológico caracterizado por unidades fluviales y denudacionales propias del piedemonte del Macizo Colombiano. De acuerdo con la cartografía geomorfológica de la Plancha 388 del IGAC, las unidades de interés son las siguientes.

4.3.1. Flujo lahárico aterrazado (Vfla)

Corresponde a lóbulos alomados de aspecto tabular, plano a suavemente inclinado (2°–3°), delimitados por escarpes de diferente altura. Se disponen de manera paralela a los cauces principales, actuando como franjas de acumulación. Su génesis se asocia a la deposición de

productos volcánicos (bloques, cenizas y pómez) transportados y redistribuidos por flujos de agua superficial.

Fig. 4.3 – Mapa geomorfológico de la zona del proyecto
(Fuente: Mapa Geomorfológico aplicado a Movimientos en masa Plancha 388, 2014 - UIS)



4.3.2. Volcán o edificio volcánico (Ve)

Se manifiesta como cerros montañosos de morfología cónica, integrados por uno o varios cráteres, escarpes de cráter y laderas abruptas. Su origen está ligado a la acumulación de coladas lávicas, piroclastos y depósitos de caída durante episodios eruptivos.

Desde el punto de vista geotécnico, combina sectores de alta competencia en coladas consolidadas con áreas de baja estabilidad en depósitos piroclásticos y laderas empinadas. Estas condiciones favorecen la ocurrencia de deslizamientos superficiales y procesos erosivos intensos.

4.3.3. Flujo de lava (Vfl)

Constituido por lóbulos alargados, relativamente estrechos y delgados, con frentes festoneados y delimitados por escarpes de distinta altura. Las pendientes varían según la viscosidad, el volumen emitido y la topografía preexistente. Las rocas lávicas son, en general, de alta resistencia mecánica, aunque su fracturamiento columnar y la alteración superficial generan coberturas de suelos arcillosos que disminuyen la estabilidad de taludes. Son unidades que requieren especial atención en excavaciones y cimentaciones, pues presentan transiciones abruptas entre roca fresca y alterada.

4.3.4. Escarpe de erosión mayor (Deem)

Se conforma por laderas abruptas, de altura variable, generadas por la acción conjunta de la tectónica, la incisión fluvial y procesos gravitacionales. Se asocian a relieves inestables donde la meteorización, la socavación lateral y los movimientos en masa son frecuentes.

4.3.5. Implicaciones geomorfológicas para el proyecto

La combinación de depósitos laháricos aterrazados (Vfla), flujos de lava (Vfl), edificaciones volcánicas (Ve) y escarpes de erosión mayor (Deem) define un entorno de **dinámica volcánica y erosiva activa**, donde los procesos de remoción en masa y la erosión fluvial constituyen las principales amenazas. Geotécnicamente, los depósitos de flujo lahárico presentan heterogeneidad y baja consolidación, lo que los hace susceptibles a erosión, colapsos locales y procesos de remoción en masa cuando alcanzan condiciones de saturación. Los escarpes de erosión mayor son geoformas que representan sectores de alta susceptibilidad a deslizamientos y caídas de bloques, lo que condiciona tanto la estabilidad de los taludes cercanos al cauce como el diseño de accesos viales al puente. Para el emplazamiento del puente, se resalta la necesidad de mitigar la socavación lateral en el cauce y estabilizar taludes en los accesos, considerando la influencia directa de la geodinámica del Macizo Colombiano.

5. AMENAZAS Y RIESGOS GEOLÓGICOS

El municipio de San José de Isnos (Vereda Remolinos) se localiza en un sector de alta complejidad geomorfológica y estructural (macizo Colombiano) donde coexisten unidades fluviales y morfoestructurales. Estas condiciones, junto con la continuidad de importantes fallas regionales y la clasificación de amenaza sísmica del país, generan un conjunto de amenazas geológicas que deben ser integradas en el diseño de la subestructura del puente.

5.1. AMENAZAS GEOMORFOLÓGICAS

El área del proyecto se ubica en la interfase entre unidades de origen volcánico y geoformas denudacionales de escarpe. La dinámica fluvial (migración del cauce, socavación lateral, formación y reactivación de terrazas) y la presencia de escarpes y laderas con pendientes moderadas–altas configuran amenazas geomorfológicas relevantes para pilas y estribos.

- **Socavación y migración del cauce sobre Vfla y Vfl**: Las unidades de valle fluvial aluvial (Vfla) y valle fluvial lateral (Vfl) están directamente asociadas al cauce activo o antiguo del drenaje. Las crecidas pueden inducir corte lateral, desplazamiento de la línea de ribera o migración del cauce, provocando pérdida de terreno de fundación o exposición de cimentaciones.
- **Interacción entre especies geomorfológicas volcánicas y erosión local**: Las unidades volcánicas (Ve, Vfl) presentan rocas más competentes, pero su alteración superficial y fracturación favorecen la generación de materiales sueltos que pueden ser remobilizados por arrastre hídrico. Esta combinación puede generar taludes susceptibles a ajuste morfológico.
- **Escarpes de erosión mayor (Deem)**: Representan pendientes abruptas formadas por la combinación de tectónica, incisión fluvial y colapso gravitacional. Estas geoformas son proclives a desprendimientos, caídas de bloques y deslizamientos, especialmente si están afectadas por fracturación o infiltración de agua.

5.2. AMENAZA SÍSMICA

El departamento del Huila, y en particular su sector montañoso, figura dentro de las zonas de amenaza sísmica ALTA en Colombia, según estudios realizados por INGEOMINAS/SGC. Por ejemplo, en la *Memoria Explicativa del Mapa Geológico del Departamento del Huila* se identifican fuentes sismogénicas regionales que pueden incidir con aceleraciones de diseño para obras críticas.

En el contexto del proyecto, la amenaza sísmica puede desencadenar:

- **Amplificación local del movimiento**: Las unidades de depósito aluvial (Vfla) pueden comportarse como depósitos blandos que amplifican la señal sísmica, aumentando las aceleraciones en superficie.
- **Activación de fallas cercanas**: La presencia de estructuras tectónicas activas, combinada con un evento sísmico, puede reactivar fallas menores o fracturas en el entorno del puente, generando deformaciones diferenciales o planes débiles.
- **Fenómenos secundarios inducidos**: Un sismo puede desencadenar deslizamientos en unidades Deem, desbordamientos de cauces o colapsos en laderas, con efecto sobre los accesos, taludes y la estabilidad general de la subestructura.

Implicaciones para el proyecto:

- El diseño de la subestructura del puente debe realizarse conforme a lo establecido en el CCP-14, incorporando parámetros de aceleración espectral según el SGC.
- Se recomienda analizar la respuesta sísmica local (efecto de sitio) dado que los depósitos cuaternarios de la llanura de inundación pueden amplificar la señal sísmica.

En conclusión, la amenaza sísmica en el municipio de San José de Isnos es elevada, y el diseño del puente debe considerar no solo las solicitaciones dinámicas directas, sino también los efectos indirectos derivados de la interacción entre la sismicidad, la geología local y la geomorfología activa.

5.3. AMENAZA POR REMOCIÓN EN MASA

Las laderas asociadas a escarpes Deem y áreas de transición entre unidades geomorfológicas volcánicas y depósitos aluviales son áreas de alta susceptibilidad a movimientos en masa. La Guía Metodológica para Estudios de Amenaza por Movimientos en Masa del SGC establece criterios técnicos para la evaluación (factores condicionantes, factores detonantes, mapas de susceptibilidad) que pueden aplicarse en este tipo de terreno.

Entre los mecanismos esperados se pueden presentar:

- Deslizamientos superficiales o translacionales en depósitos laháricos alterados (Vfla, Vfl) en laderas con pendientes moderadas a fuertes.
- Caídas de bloques o desprendimientos en escarpes Deem, especialmente en sectores fracturados o litológicamente heterogéneos.
- Flujos de detritos o coladas mixtas ante lluvias intensas o saturación súbita de materiales volcánicos sueltos.

El Decreto 1807 de 2014 exige que los estudios básicos de amenaza por movimientos en masa integren variables como litología, pendiente, cobertura, geología e hidrología (artículo 8). Esto orienta la metodología para analizar la amenaza en la zona del puente.

5.4. AMENAZA POR EROSIÓN

La erosión fluvial y la erosión regresiva (incisión hacia cabecera) son procesos constantes en un entorno de cauces activos y terrenos volcánicos. Según fuentes generales de erosión, el agua fluida socava bases, remueve sedimentos en riberas y expande cauces hacia tierra firme. Para el proyecto se espera:

- Socavación de bordes del cauce, con afectación potencial a estribos y pilotes si no se protegen adecuadamente.
- Erosión superficial en taludes o coberturas alteradas, especialmente en laderas volcánicas (Ve) o depósitos alterados asociados a Vfl.
- Erosión remontante o regresiva, donde el cauce puede profundizar y avanzar hacia zonas altas si no hay control hidráulico (fenómeno de erosión remontante). Wikipedia

La combinación de erosión fluvial y remoción en masa representa un riesgo sinérgico que debe incluirse en los diseños de defensa marginal y protección de taludes.

5.5. AMENAZA POR INUNDACIÓN Y AVENIDAS TORRENCIALES

La quebrada La Chorrera transita por unidades aluviales (Vfla) y valles laterales (Vfl), situación que favorece los desbordamientos e inundaciones durante eventos de lluvia intensa. La acumulación de agua, sedimentos o troncos puede generar aumentado de caudal y presiones inusuales. La normativa colombiana para diseño hidráulico de obras exige el cálculo de avenidas de retorno (Q50, Q100, Q500) y dimensionamiento de defensas en estribos. Un evento extremo podría causar:

- Inundación del tablero y socavación de cimentaciones si la elevación libre no es suficiente.
- Arrastre de sedimentos y troncos que colapsen pilares o generen obstrucciones.

6. CONCLUSIONES

1. El área del proyecto, ubicada en la quebrada La Chorrera (vereda Remolinos, municipio de Isnos), se encuentra en un entorno de alta complejidad geológica y geomorfológica, caracterizado por la presencia de unidades volcánicas y sedimentarias de distinta edad y competencia mecánica (Neógeno, Cuaternario y Jurásico), además de estructuras tectónicas como la Falla Matanzas, Falla de Suacita, Falla Granadillo – Timaná y la Falla de Oritoguaz.

2. Las unidades litológicas predominantes —Formación Guacacallo (Ngc), Lahar de Altamira (Nlal), Vulcanitas básicas (Qvb) y Lodolitas–Calizas de Granadillo (PZlgc)— presentan contrastes importantes en su comportamiento geotécnico, lo que exige un análisis diferenciado para cada apoyo del puente.

3. La geología estructural evidencia la presencia de fallas regionales y locales (Granadillo–Timaná, Oritoguaz, Suacita, Pitalito y Matanzas) que pueden influir en la estabilidad de los macizos rocosos y en la respuesta sísmica local, lo que refuerza la necesidad de un diseño estructural acorde con la amenaza sísmica alta del municipio de Isnos.

4. Geomorfológicamente, el área integra depósitos lahéricos aterrazados (Vfla), flujos de lava (Vfl), escarpes de erosión mayor (Deem) y relieves volcánicos (Ve), lo cual condiciona procesos activos de erosión, remoción en masa e inestabilidad de taludes.

5. Entre las amenazas geológicas más relevantes identificadas se destacan:

    - **Amenazas geomorfológicas**: socavación de márgenes fluviales, migración de cauces y erosión lateral en terrazas.
    - **Amenaza sísmica**: aceleraciones de diseño significativas que requieren aplicación estricta de normas sismorresistentes.
    - **Remoción en masa**: susceptibilidad a deslizamientos en laderas y escarpes con pendientes pronunciadas.
    - **Erosión**: procesos activos de erosión fluvial y superficial, con riesgo para accesos y cimentaciones, socavación en el cauce de la quebrada. Es muy importante disponer de un buen estudio hidrológico e hidráulico.
    - **Inundación y avenidas torrenciales**: alta probabilidad de desbordamientos estacionales y descargas súbitas de sedimentos y detritos en el cauce del Baché y sus afluentes.

6. El emplazamiento del puente metálico modular semipermanente exige considerar simultáneamente la amenaza sísmica regional, los procesos geomorfológicos activos y las condiciones litológicas y estructurales del terreno, con el fin de garantizar la estabilidad y seguridad de la infraestructura durante su vida útil.

7. RECOMENDACIONES

Diseño estructural y sísmico:

- Aplicar los parámetros de amenaza sísmica establecidos por el **CCP-14** y la **NSR-10**, considerando aceleraciones de diseño para zona de amenaza alta.
- Evaluar la **respuesta sísmica local** mediante estudios de sitio que considere la influencia de los depósitos aluviales y laháricos en la amplificación del movimiento.

Cimentaciones:

- De acuerdo con los perfiles de socavación resultantes del estudio hidrológico e hidráulico, se determinará si es suficiente con una cimentación superficial o si es necesario adoptar cimentaciones profundas (pilotes o caissons) ancladas en estratos competentes para reducir vulnerabilidad frente a socavación y variaciones del cauce.
- Verificar la capacidad portante de depósitos volcánicos.
- En el evento de requerir una cimentación profunda, se sugiere diseñarla de forma diferenciada según el apoyo, con especial atención a las zonas con depósitos sueltos (Vfla, Nlal), que requieren profundización de pilotes o cimentaciones especiales con medidas de mejoramiento del suelo

Protección hidráulica y contra erosión:

- En caso de que el proyectista de la subestructura, lo considere pertinente, y dependiendo de los resultados de la modelación hidráulica, se podrían implementar obras de protección contra la socavación y erosión fluvial, tales como defensas enrocadas, espolones o muros de contención en los estribos. Si considera que las obras de protección no son necesarias, puede obviar dicha implementación.
- Diseñar las cimentaciones considerando profundidades seguras frente a erosión general y local.

Estabilidad de laderas y accesos:

- Si se observan in situ pendientes demasiado pronunciadas y evidencias de procesos erosivos, se podría analizar la posibilidad de ejecutar un plan de manejo y estabilización de taludes en los accesos al puente, con técnicas de bioingeniería, drenajes superficiales y control de escorrentías, para reducir el riesgo de deslizamientos.

- Implementar drenajes superficiales y subdrenajes para reducir presiones de poro y controlar erosión laminar.

Gestión del riesgo por inundación y avenidas torrenciales:

- Ejecutar modelación hidráulica (Q50, Q100, Q500) para definir cotas de coronación, gálibos y diseño de protecciones.

Monitoreo y mantenimiento:

- Establecer un programa de seguimiento periódico de socavación, erosión y estabilidad de taludes en caso de requerirse.
- Incluir planes de mantenimiento preventivo de las estructuras de protección y drenaje, especialmente tras temporadas de lluvias intensas o sismos significativos.

8. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS Y CARTOGRÁFICAS

Normativa y códigos

- Instituto Nacional de Vías – INVIAS. (2014). *Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-14*. INVIAS. https://www.invias.gov.co
- Servicio Geológico Colombiano (SGC). (2020). *Modelo nacional de amenaza sísmica para Colombia*. Servicio Geológico Colombiano. https://libros.sgc.gov.co

Memorias y cartografía geológica / geomorfológica (Plancha 323 y departamento del Huila)

- Instituto Geográfico Agustín Codazzi – IGAC. (2014). *Plancha 388 – Mapa geomorfológico aplicado a movimientos en masa, escala 1:100.000*. Convenio IGAC – Universidad Industrial de Santander.
- INGEOMINAS (hoy Servicio Geológico Colombiano – SGC). (s. f.). *Mapa geológico de la Plancha 388 – San Agustín, escala 1:100.000*. INGEOMINAS.

Documentos y manuales técnicos relevantes

- Servicio Geológico Colombiano (SGC). (2013). *Propuesta metodológica para la generación de mapas geomorfológicos analíticos aplicados a la zonificación de amenaza por movimientos en masa (escala 1:100.000)*. Servicio Geológico Colombiano.
- Grupo GEMMA (Proyecto Multinacional Andino). (2005). *Glosario de términos relacionados con movimientos en masa — Geociencia para las Comunidades Andinas (GEMMA)*. GEMMA / Pontificia Universidad Javeriana.
- Ministerio de Obras Públicas y Transportes — M.O.P.T. (1990). *Guías para la elaboración de estudios del medio físico — Capítulo 5: Geomorfología*. MOPT.
- Universidad de los Andes / Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS) / INGEOMINAS. (s. f.). *Estudio general de amenazas sísmicas de Colombia* (documentos y reportes técnicos que sirvieron de antecedente al modelo nacional). Universidad de los Andes / AIS / INGEOMINAS.

Instrumentos de planeación municipal y regional

- Alcaldía Municipal de Isnos (Huila). (2000). *Esquema de Ordenamiento Territorial – EOT Isnos*. Acuerdo Municipal No. 025 de 2000. Alcaldía Municipal de Isnos.
- Alcaldía Municipal de Isnos (Huila). (2024). *Plan de Desarrollo Municipal 2024–2027 "Servir para un Buen Vivir"*. Alcaldía Municipal de Isnos

Referencias técnicas y trabajos de síntesis regional

- Cárdenas, J., Núñez, A., & Fuquen, J. (2003). *Geología de la Plancha 388 — Pitalito (memoria explicativa, escala 1:100.000)*. INGEOMINAS.
- Universidad Nacional de Colombia. (2013). *Memoria explicativa — mapa geomorfológico aplicado a movimientos en masa, Plancha 388 (Pitalito)*. Servicio Geológico Colombiano / Universidad ejecutora.

- Servicio Geológico Colombiano (SGC). (2013). *Documento metodológico para zonificación de susceptibilidad y amenaza relativa por movimientos en masa (versión 1 y 2)*. Servicio Geológico Colombiano.
- Gómez, J., Morales, C., & Velandia, F. (s. f.). *Memoria explicativa del mapa geológico del departamento del Huila*. INGEOMINAS / SGC.

Recursos y guías complementarias (uso recomendado para el informe)

- CARVAJAL, J. (2008). *Propuesta de estandarización de la cartografía geomorfológica en Colombia*. Servicio Geológico Colombiano.
- GEMMA — Proyecto Multinacional Andino. (2007). *Geociencias para las comunidades andinas: Movimientos en masa en la región andina — Guía para evaluación de amenazas*. Pontificia Universidad Javeriana / GEMMA.

INGENSAYOS COLOMBIA S.A.S.

MAYRA NATALIA OVIEDO VARGAS
INGENIERA CIVIL
MAT. 70202-432493 TLM

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

GOBERNACIÓN DEL HUILA

ESTUDIO DE SUELOS
PARA EL CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE

ESTUDIO GEOTÉCNICO: CONSTRUCCIÓN DE SUBESTRUCTURA PARA PUENTE METÁLICO MODULAR SEMIPERMANENTE EN LA VÍA DE TERCER ORDEN DENOMINADA EL CARMEN - BRISAS DEL MAGDALENA A CARGO DEL MUNICIPIO DE ISNOS, DEPARTAMENTO DEL HUILA

PROFESIONALES

NEIVA
AGOSTO - 2025

CÉDULA DE CIUDADANÍA

REPÚBLICA DE COLOMBIA

NUIP 36.310.261



Apellidos
OVIEDO VARGAS

Nombres
MAYRA NATALIA

Nacionalidad
COL

Estatura
1.62

Sexo
F

Fecha de nacimiento
12 MAYO 1982

G.S.
O+

Lugar de nacimiento
NEIVA (HUILA)

Fecha y lugar de expedición
26 ENE 2001, NEIVA

Firma

Fecha de expiración
14 AGO 2033

.CO

028973302

REGISTRADOR NACIONAL
Alexander Vega Rocha

ICCOL028973302419001<<<<<<<<<<<
8205122F3308143COL36310261<<<7
OVIEDO<VARGAS<<MAYRA<NATALIA<<

REPÚBLICA DE COLOMBIA

COPNIA

Consejo Profesional Nacional de Ingeniería

70202-432493 TLM

Fecha de Expedición **06/09/2019**

Matrícula Profesional

Nombre:
MAYRA NATALIA
OVIEDO VARGAS

Identificación:
C.C. 36310261

Profesión:
INGENIERA CIVIL

Institución:
UNIVERSIDAD COOPERATIVA
DE COLOMBIA



190287/0319

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.

DIRECTOR GENERAL

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
COPNIACOPNIACOPNIACO

MEMORIAL DE RESPONSABILIDAD

Yo, **MAYRA NATALIA OVIEDO VARGAS**, identificada con cédula de ciudadanía No. **36.310.261** expedida en Neiva, en mi calidad de Ingeniero Civil, con matrícula profesional **70202-432493** TLM, representante legal de INGENSAYOS COLOMBIA S.A.S.

CERTIFICO

Que realicé el **ESTUDIO GEOLÓGICO Y GEOMORFOLÓGICO*: CONSTRUCCIÓN DE SUBESTRUCTURA PARA PUENTE METÁLICO MODULAR SEMIPERMANENTE EN LA VÍA DE TERCER ORDEN DENOMINADA EL CARMEN - BRISAS DEL MAGDALENA A CARGO DEL MUNICIPIO DE ISNOS, DEPARTAMENTO DEL HUILA****, *de conformidad con normas existentes.*

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 GEOLÓGICO Y GEOMORFOLÓGICO.

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

Atentamente,

INGENSAYOS COLOMBIA S.A.S. NIT 901 329 729 - 2

MAYRA NATALIA OVIEDO VARGAS
Representante Legal
INGENSAYOS COLOMBIA SAS



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
COPNIACOPNIACOPNIACO

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 DE SUELOS PARA ESTUDIO GEOTÉCNICO: CONSTRUCCIÓN DE SUBESTRUCTURA PARA PUENTE METÁLICO MODULAR SEMIPERMANENTE EN LA VÍA DE TERCER ORDEN DENOMINADA EL CARMEN - BRISAS DEL MAGDALENA A CARGO DEL MUNICIPIO DE ISNOS, DEPARTAMENTO DEL HUILA**, 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

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

GOBERNACIÓN DEL HUILA

ESTUDIO DE SUELOS
PARA EL CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE

ESTUDIO GEOTÉCNICO: CONSTRUCCIÓN DE SUBESTRUCTURA PARA PUENTE METÁLICO MODULAR SEMIPERMANENTE EN LA VÍA DE TERCER ORDEN DENOMINADA EL CARMEN - BRISAS DEL MAGDALENA A CARGO DEL MUNICIPIO DE ISNOS, DEPARTAMENTO DEL HUILA

CERTIFICADOS DE CALIBRACIÓN

NEIVA
AGOSTO - 2025

COLTEST INGENIERIA S.A.S
EL PRINCIPIO DE LA CALIDAD

CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN
Calibration Certificate

NÚMERO: COLT 0236
Number

MAGNITUD: MASA Y BALANZA
Magnitude

FECHA DE CALIBRACIÓN: 23 de septiembre de 2024
Date of Calibration

SOLICITANTE: INGENSAYOS COLOMBIA SAS
Customer

DIRECCIÓN: CALLE 6B # 24-22
Address

CIUDAD: NEIVA, HUILA
City

INSTRUMENTO: Balanza
Instrument

MARCA: LEXUS
Brand

MODELO: FENIX
Model

SERIE: YS070441
Serial

TIPO: Digital
Type

CAPACIDAD: 15,000 kg
Capacity

NÚMERO DE PAGINAS: TRES (3)
Number of Pages

PATRÓN DE REFERENCIA: MASAS
Reference Standard
Juego de pesas
Serie: S. I.
Código: 76
CERTIFICADO No. IM-OF40419-LP-932-19

Este certificado expresa fielmente el resultado de las mediciones realizadas. No podrá ser reproducido total o parcialmente
This certificate is an accurate record of the perfomed measurements results. This certificate may not be partially or totaly reproduced,
El usuario es responsable de la recalibración de sus instrumentos a intervalos apropiados.
The user is responsable for having his instruments calibrated at appropiate intervals.
Los patrones de de calibración son trazados por la empresa Meister Ingeniería SAS

Calle 24F No. 100B-08 Bogotá -TEL 287 86 47 - 315 6089819
Email: coltestingenieria@homtail.com / coltestingenieria@gmail.com

COLTEST INGENIERIA S.A.S
EL PRINCIPIO DE LA CALIDAD

CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN
Calibration Certificate

NÚMERO: COLT 0236
Number

MAGNITUD: MASA Y BALANZA
Magnitude

MÉTODO: COMPARACIÓN
División de Escala: 0,001 kg

TEMPERATURA: 20°C
HUMEDAD RELATIVA: 62%

RESULTADO DE LA CALIBRACIÓN

MEDICIÓN EN ASCENSO Y DESCENSO					
PATRÓN	INSTRUMENTO	ERROR	PATRÓN	INSTRUMENTO	ERROR
(kg)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg)
0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,020	0,020	0,000	0,020	0,020	0,000
0,100	0,100	0,000	0,100	0,100	0,000
0,500	0,500	0,000	0,500	0,500	0,000
1,000	1,000	0,000	1,000	1,000	0,000
3,000	3,000	0,000	3,000	3,000	0,000
5,000	5,000	0,000	5,000	5,000	0,000
10,000	9,998	-0,002	10,000	9,998	-0,002
15,000	14,999	-0,001	15,000	14,999	-0,001

ERROR POR REPETICIÓN					
PATRÓN	INSTRUMENTO	PATRÓN	INSTRUMENTO	PATRÓN	INSTRUMENTO
(kg)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg)
1,000	1,000	5,000	4,999	15,000	14,999
1,000	1,000	5,000	5,000	15,000	15,000
1,000	1,000	5,000	4,999	15,000	14,999
1,000	1,000	5,000	5,000	15,000	15,000
1,000	1,000	5,000	5,000	15,000	14,999

PUNTO	CARGA	INDICACIÓN	ERROR
	(kg)	(kg)	(kg)
1	5,000	4,999	-0,001
2	5,000	4,998	-0,002
3	5,000	4,999	-0,001
4	5,000	4,999	-0,001
5	5,000	5,000	0,000

5		2
	1	
4		3

Calle 24F No. 100B-08 Bogotá -TEL 287 86 47 - 315 6089819
Email: coltestingenieria@homtail.com / coltestingenieria@gmail.com

CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN
Calibration Certificate

NÚMERO: COLT 0236 **MAGNITUD:** MASA Y BALANZA
Number ***Magnitude***

La incertidumbre reportada se ha determinado multiplicando la incertidumbre estándar combinada, por el factor de cubrimiento k = 2, con el cual se logra un nivel de confianza del 95,45 %, aproximadamente.

TRAZABILIDAD

COLTES INGENIERÍA., asegura el mantenimiento de la trazabilidad de los patrones de trabajo, utilizados en las mediciones, los cuales han sido certificados por el laboratorio Industria y Metrología Ltda.

OBSERVACIONES

Una nueva calibración se deberá llevar a cabo cuando el instrumento sea sometido a reparaciones, ajustes ó uso inapropiado; independientemente del tiempo transcurrido desde la presente calibración.

Calibro:

HUGO ERNESTO FERNANDEZ TORRES
Metrólogo

Aprobó:

NICOLAS HERNANDEZ
Director de Gestión y Calidad

FIN DE CERTIFICADO

Calle 24F No. 100B-08 Bogotá -TEL 287 86 47 - 315 6089819
Email: coltestingenieria@homtail.com / coltestingenieria@gmail.com

COLTEST INGENIERIA S.A.S
EL PRINCIPIO DE LA CALIDAD

CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN
Calibration Certificate

NÚMERO: CLT 0237
Number

MAGNITUD: MASA Y BALANZA
Magnitude

FECHA DE CALIBRACIÓN: *Date of Calibration*	23 de septiembre de 2024
SOLICITANTE: *Customer*	INGENSAYOS COLOMBIA SAS
DIRECCIÓN: *Address*	CALLE 6B # 24-22
CIUDAD: *City*	NEIVA, HUILA
INSTRUMENTO: *Instrument*	Balanza
MARCA: *Brand*	A&D CO
MODELO: *Model*	EK-120
SERIE: *Serial*	J801 3639
TIPO: *Type*	Digital
CAPACIDAD: *Capacity*	120 gr
NÚMERO DE PAGINAS: *Number of Pages*	TRES (3)
PATRÓN DE REFERENCIA: *Reference Standard*	MASAS Juego de pesas Serie: S. I. Código: 76 CERTIFICADO No. IM-OF40419-LP-932-19

Este certificado expresa fielmente el resultado de las mediciones realizadas. No podrá ser reproducido total o parcialmente
This certificate is an accurate record of the perfomed measurements results. This certificate may not be partially or totaly reproduced,

El usuario es responsable de la recalibración de sus instrumentos a intervalos apropiados.
The user is responsable for having his instruments calibrated at appropiate intervals.
Los patrones de de calibración son trazados por la empresa Meister Ingeniería SAS

Calle 24F No. 100B-08 Bogotá -TEL 287 86 47 - 315 6089819
Email: coltestingenieria@homtail.com / coltestingenieria@gmail.com

COLTEST INGENIERIA S.A.S
EL PRINCIPIO DE LA CALIDAD

CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN
Calibration Certificate

NÚMERO: CLTE 0237
Number

MAGNITUD: MASA Y BALANZA
Magnitude

MÉTODO: COMPARACIÓN
División de Escala: 0,001 kg

TEMPERATURA: 23°C
HUMEDAD RELATIVA: 62%

RESULTADO DE LA CALIBRACIÓN

MEDICIÓN EN ASCENSO Y DESCENSO					
PATRÓN	INSTRUMENTO	ERROR	PATRÓN	INSTRUMENTO	ERROR
(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
1	1,000	0,000	1,000	1,000	0,000
2	2,000	0,000	50	2,000	0,000
5	5,001	0,000	100	5,001	0,000
10	10,000	0,000	500	10,000	0,000
20	20,000	0,000	1000	20,000	0,000
50	50,000	0,000	1500	50,000	0,000
80	80,001	0,000	2000	80,000	0,000
120	120,002	0,000	3000	120.00	0,000

ERROR POR REPETICIÓN					
PATRÓN	INSTRUMENTO	PATRÓN	INSTRUMENTO	PATRÓN	INSTRUMENTO
(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)
5	5,00	50	50,000	120	120,001
5	5,00	50	50,000	12	120,002
5	5,00	50	50,000	120	120,002
5	5,00	50	50,000	120	120,001
5	5,00	50	50,000	120	120,002

PUNTO	CARGA	INDICACIÓN	ERROR
	(g)	(g)	(g)
1	40	40,001	0,001
2	40	40,002	0,0002
3	40	40,000	0,000
4	40	40,001	0,001
5	40	40,002	0,002

5		2
	1	
4		3

Calle 24F No. 100B-08 Bogotá -TEL 287 86 47 - 315 6089819
Email: coltestingenieria@homtail.com / coltestingenieria@gmail.com

CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN
Calibration Certificate

NÚMERO: COLT 0237
Number

MAGNITUD: MASA Y BALANZA
Magnitude

La incertidumbre reportada se ha determinado multiplicando la incertidumbre estándar combinada, por el factor de cubrimiento k = 2, con el cual se logra un nivel de confianza del 95,45 %, aproximadamente.

TRAZABILIDAD

COLTES INGENIERÍA., asegura el mantenimiento de la trazabilidad de los patrones de trabajo, utilizados en las mediciones, los cuales han sido certificados por el laboratorio Industria y Metrología Ltda.

OBSERVACIONES

Una nueva calibración se deberá llevar a cabo cuando el instrumento sea sometido a reparaciones, ajustes ó uso inapropiado; independientemente del tiempo transcurrido desde la presente calibración.

Calibro:

HUGO ERNESTO FERNANDEZ TORRES
Metrólogo

Aprobó:

NICOLAS HERNANDEZ
Director de Gestión y Calidad

FIN DE CERTIFICADO

Calle 24F No. 100B-08 Bogotá -TEL 287 86 47 - 315 6089819
Email: coltestingenieria@homtail.com / coltestingenieria@gmail.com

COLTEST INGENIERIA S.A.S
EL PRINCIPIO DE LA CALIDAD

CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN
Calibration Certificate

NÚMERO: COLT 0235
Number

MAGNITUD: MASA Y BALANZA
Magnitude

FECHA DE CALIBRACIÓN: *Date of Calibration*	23 de Septiembre de 2024
SOLICITANTE: *Customer*	INGENSAYOS COLOMBIA SAS
DIRECCIÓN: *Address*	CALLE 6B # 24-22
CIUDAD: *City*	NEIVA, HUILA
INSTRUMENTO: *Instrument*	Balanza
MARCA: *Brand*	Lexus
MODELO: *Model*	Fenix
SERIE: *Serie*	YS071518
TIPO: *Type*	Digital
CAPACIDAD: *Capacity*	6000 g
NÚMERO DE PAGINAS: *Number of Pages*	TRES (3)
PATRÓN DE REFERENCIA: *Reference Standard*	MASAS Juego de pesas Serie: S. I. Código: 76 CERTIFICADO No. IM-OF40419-LP-932-19

Este certificado expresa fielmente el resultado de las mediciones realizadas. No podrá ser reproducido total o parcialmente
This certificate is an accurate record of the perfomed measurements results. This certificate may not be partially or totaly reproduced,
El usuario es responsable de la recalibración de sus instrumentos a intervalos apropiados.
The user is responsable for having his instruments calibrated at appropiate intervals.
Los patrones de de calibración son trazados por la empresa Meister Ingeniería SAS

Calle 24F No. 100B-08 Bogotá -TEL 287 86 47 - 315 6089819
Email: coltestingenieria@homtail.com / coltestingenieria@gmail.com

COLTEST INGENIERIA S.A.S
EL PRINCIPIO DE LA CALIDAD

CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN
Calibration Certificate

NÚMERO: COLT 0235
Number

MAGNITUD: MASA Y BALANZA
Magnitude

MÉTODO: COMPARACIÓN
División de Escala: 0,1 g

TEMPERATURA: 20,8°C
HUMEDAD RELATIVA: 59%

RESULTADO DE LA CALIBRACIÓN

MEDICIÓN EN ASCENSO Y DESCENSO					
PATRÓN	INSTRUMENTO	ERROR	PATRÓN	INSTRUMENTO	ERROR
(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)
0	0,0	0,0	0	0,0	0,0
5	5,0	0,0	5	5,1	0,1
50	50,0	0,0	50	50,0	0,0
500	500,0	0,0	500	500,0	0,0
1000	100,0	0,0	1000	1000,1	0,1
3000	3000,0	0,0	3000	3000,1	0,1
4500	4500,0	0,0	4500	4500,0	0,1
6000	6000,0	0,0	6000	6000,0	0,0

ERROR POR REPETICIÓN					
PATRÓN	INSTRUMENTO	PATRÓN	INSTRUMENTO	PATRÓN	INSTRUMENTO
(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)
50	50,0	3000	3000,0	6000	6000,0
50	50,0	3000	3000,0	6000	6000,1
50	50,0	3000	3000,0	6000	6000,0
50	50,0	3000	3000,1	6000	6000,0
50	50,0	3000	3000,0	6000	6000,1

PUNTO	CARGA	INDICACIÓN	ERROR
	(g)	(g)	(g)
1	2000	2000,0	0,0
2	2000	2000,0	0,0
3	2000	2000,1	0,1
4	2000	2000,1	0,1
5	2000	2000,2	0,2

5		2
	1	
4		3

Calle 24F No. 100B-08 Bogotá -TEL 287 86 47 - 315 6089819
Email: coltestingenieria@homtail.com / coltestingenieria@gmail.com

CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN
Calibration Certificate

NÚMERO: COLT 0235
Number

MAGNITUD: MASA Y BALANZA
Magnitude

La incertidumbre reportada se ha determinado multiplicando la incertidumbre estándar combinada, por el factor de cubrimiento k = 2, con el cual se logra un nivel de confianza del 95,45 %, aproximadamente.

TRAZABILIDAD

COLTEST INGENIERIA., asegura el mantenimiento de la trazabilidad de los patrones de trabajo, utilizados en las mediciones, los cuales han sido certificados por el laboratorio Industria y Metrología Ltda.

OBSERVACIONES

Una nueva calibración se deberá llevar a cabo cuando el instrumento sea sometido a reparaciones, ajustes ó uso inapropiado; independientemente del tiempo transcurrido desde la presente calibración.

Calibro:

HUGO ERNESTO FERNANDEZ TORRES
Metrólogo

Aprobó:

NICOLAS HERNANDEZ
Director de Gestión y Calidad

FIN DE CERTIFICADO

Calle 24F No. 100B-08 Bogotá -TEL 287 86 47 - 315 6089819
Email: coltestingenieria@homtail.com / coltestingenieria@gmail.com

Laboratorio de metrología COLTEST SAS

CERTIFICADO DE CARACTERIZACIÓN

Characterization Certificate

Laboratorio de temperatura

INSTRUMENTO: *Instrument*	Horno Eléctrico
FABRICANTE: *Manufacturer*	HACEB
MODELO: *Model*	CEB10
NUMERO DE SERIE: *Serial Number*	H 2190
RANGO DE MEDICIÓN: *Measurement Range*	30 °C a 300 °C
SOLICITANTE: *Customer*	INGENSAYOS COLOMBIA SAS
DIRECCIÓN: *Address*	CALLE 6B # 24-22
FECHA DE RECEPCIÓN: *Date of Reception*	23 septiembre 2024
FECHA DE CALIBRACIÓN: *Date of Verification*	23 septiembre 2024
FECHA DE EXPEDICIÓN: *Date of Issue*	23 septiembre 2024

El instrumento fue caracterizado por el método de comparación directa, distribuyendo sensores en el volumen útil del medio isotermo. se calculan la inestabilidad e homogeneidad, siguiendo los lineamientos expuestos en la norma DKD-R 5-7 Edición 07/2004. "Directriz para la calibración de cámaras climáticas".

The instrument was characterized by the direct comparison method, distributing sensors in the useful volume of the isothermal medium. the instability and homogeneity are calculated, following the guidelines set forth in the DKD-R standard 5-7 Edition 07/2004. "Guideline for the calibration of climatic chambers"..

Es responsabilidad del usuario establecer intervalos apropiados de calibración de sus instrumentos.

It is the responsibility of the user to establish appropriate calibration intervals for their instruments.

FIRMAS AUTORIZADAS

Authorized signatories

NICOLÁS HERNANDEZ

Director de gestión y calidad

Responsable de la calibración

HUGO ERNESTO FERNANDEZ

Metrólgo

Aprobó

Este documento tiene validez solo en original, no se autoriza la reproducción parcial del total sin permiso expreso del laboratorio. El presente documento certifica al instrumento y los resultados en el descritos, con las condiciones y las características presentes en el momento en que se realizó la calibración. El Laboratorio que lo emite no se responsabiliza de los perjuicios que se derivan del uso inadecuado de los resultados e instrumentos calibrados.

This document is valid only in original, partial reproduction of the total is not authorized without the express permission of the laboratory. This document certifies to the instrument and the results in the described, with the conditions and the characteristics present at the moment in which the calibration was carried out. The Laboratory that issues it is not responsible for the damages that result from the improper use of results and calibrated instruments.

COLTEST S.A.S

Calle 13A No 122 32

Bogotá - Colombia

E-mail: coltestingenieria@hotmail.com

Laboratorio de metrología COLTEST SAS

CERTIFICADO DE CARACTERIZACIÓN

Characterization Certificate

Laboratorio de temperatura

DATOS DEL INSTRUMENTO BAJO CARACTERIZACIÓN			
Rango de medición:	30 °C a 300 °C	***Ubicación:***	Laboratorio
Resolución:	0,1 °C		

Sitio de la calibración: *Instalaciones del cliente*

TRAZABILIDAD

Las mediciones que se realizan en el laboratorio de masa son trazables al sistema internacional de unidades, los patrones de trabajo destinados a realizar las calibraciones han sido calibrados por SICOTRÓNICA E.U. laboratorio acreditado por ONAC (Organismo Nacional de Acreditación de Colombia).

DATOS DEL INSTRUMENTO PATRÓN					
Instrumento	***Valor nomina***	***Marca***	***Serie***	***Certificado***	***Fecha de calibración***
Termómetro digital /sensor	150 °C	Center	170112144	4414011ZC	2024-09-24

INCERTIDUMBRE DE MEDICIÓN

La incertidumbre de la medición fue estimada de acuerdo a la Guía para la expresión de la incertidumbre en las Mediciones (GUM) teniendo en cuenta las contribuciones debidas a los patrones empleados, la resolución con carga y sin carga, la excentricidad y la dispersión de los datos al medir. La incertidumbre expandida se obtiene a partir de la incertidumbre estándar combinada, multiplicada por un factor de cobertura k. Este factor de cobertura corresponde a un nivel de confianza aproximado del 95%.

CONDICIONES AMBIENTALES DURANTE LA CARACTERIZACIÓN	
Temperatura (max):	20,2 °C
Temperatura (min):	20,1 °C
Humedad relativa:	54 %HR

La variación máxima de la temperatura durante la caracterización: *0,1 °C*

Laboratorio de metrología COLTEST
SAS

CERTIFICADO DE CARACTERIZACIÓN

Characterization
Certificate

Calle 13A No 122 32
Bogotá - Colombia
Laboratorio de temperatura

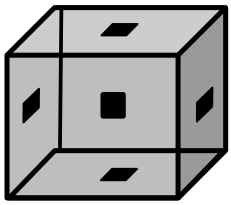
Laboratorio de metrología COLTEST SAS

CERTIFICADO DE CARACTERIZACIÓN

Characterization Certificate

Laboratorio de temperatura

UBICACIÓN DE LOS SENSORES EN EL MEDIO

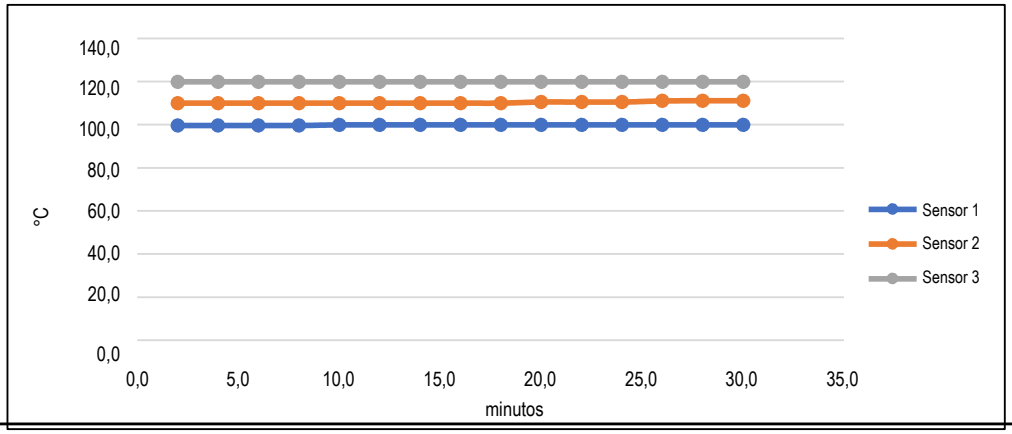


Volúmen Calculado: 90 L

RESULTADOS DE LA

Temperatura de	Lectura promedio	Corrección	Inestabilidad	Inhomegeneidad	Incertidumbre
°C	°C	°C	°C	°C	°C
100	99,90	-0,10	0,00	0,00	0,34
110	110,31	0,31	0,79	0,79	0,34
120	119,90	-0,10	0,00	0,00	0,34

GRÁFICO DE ESTABILIDAD 100 °C



******FIN DE CERTIFICADO******

CERTIFICADO DE CARACTERIZACIÓN

Characterization
Certificate

Bogotá - Colombia

E-mail: coltestingenieria@hotmail.com

Laboratorio de temperatura

COLTEST INGENIERIA S.A.S
EL PRINCIPIO DE LA CALIDAD

Certificado de Calibración

Calibration Certificate

Número: 013863
Number

Página /Pages 1 de 1

Número de páginas incluyendo anexos
Number of pages and documents attached 1

Objeto: Tamiz 1 "
Object

Fabricante: Tamiequipos
Manufacturer

Modelo: 8" Número de Identificación: N/P
Model *Identificación number*

Rango de Medición: N/A
Measurement Range

Usuario final del certificado: INGENSAYOS COLOMBIA SAS
Certificate end user

Direccion del Usuario: Calle 6B No. 24-22 Neiva - Huila
User´s address

Fecha de Calibracion: 23 de septiembre de 2024
Date of calibration

Desisgnación alternativa	*Abertura Nominal*	*Abertura Promedio Medida*	*Variación Permisible en la abertura*	*Diametro Promedio del alambre medido*	*Variación Permisible en el alambre*
1"	*25,00 mm*	*25,6 mm*	± 0,800 mm	3,550 mm	2,900 a 4,100 mm

Este certificado de calibración solo puede ser reproducido totalmente con la autorización del laboratorio de metrología de COLTEST S.A.S. Los certificados de calibración no son válidos sin las firmas y estampilla de calibración.

This calibration certificate may not be reproduced other than in full except with the permission of the issuing laboratory of metrology SENCAL S.A.S. Calibration certificates without signature and seal are not valid.

Los resultados contenidos en el presente certificado se refieren al momento y condiciones en que se realizaron las mediciones. El laboratorio no se responsabiliza de los perjuicios que puedan derivarse del uso inadecuado de los instrumentos calibrados.

The results of this certificate refer to the moment and conditions in which the measurements were made. The issuing laboratory no responsability for damages ensuing mis use of the calibrated instruments.

El usuario es responsable de la recalibración de sus instrumentos a intervalos apropiados.

The user is responsible for having the apparatus calibrated at apropiate intervals

Fecha de emisión: 23 de septiembre de 2024
Date of issue

Número: 013863
Number

FIRMA(S) AUTORIZADA(S)
AUTORIZED SIGNATURE (S)

Hugo Ernesto Fernández
Realizado por:
Performed by

Nicolas Hernández
Verificado por:
Reviewed by

Calle 24F No. 100B-08 Bogotá -TEL 287 86 47 - 315 6089819
Email: coltestingenieria@homtail.com / coltestingenieria@gmail.com

COLTEST INGENIERIA S.A.S
EL PRINCIPIO DE LA CALIDAD

Certificado de Calibración

Calibration Certificate

Número: 013862
Number

Página /Pages 1 de 1

Número de páginas incluyendo anexos
Number of pages and documents attached 1

Objeto: Tamiz 1-1/2"
Object

Fabricante: Tamiequipos
Manufacturer

Modelo: 8" Número de Identificación: N/P
Model *Identificación number*

Rango de Medición: N/A
Measurement Range

Usuario final del certificado: INGENSAYOS COLOMBIA SAS
Certificate end user

Direccion del Usuario: Calle 6B No. 24-22 Neiva - Huila
User´s address

Fecha de Calibracion: 23 de septiembre de 2024
Date of calibration

Desisgnación alternativa	*Abertura Nominal*	*Abertura Promedio Medida*	*Variación Permisible en la abertura*	*Diametro Promedio del alambre medido*	*Variación Permisible en el alambre*
1-1/2"	*37,90 mm*	*37,8 mm*	± 1,100 mm	4,510 mm	4,100 a 5,200 mm

Este certificado de calibración solo puede ser reproducido totalmente con la autorización del laboratorio de metrología de COLTEST S.A.S. Los certificados de calibración no son válidos sin las firmas y estampilla de calibración.

This calibration certificate may not be reproduced other than in full except with the permission of the issuing laboratory of metrology SENCAL S.A.S. Calibration certificates without signature and seal are not valid.

Los resultados contenidos en el presente certificado se refieren al momento y condiciones en que se realizaron las mediciones. El laboratorio no se responsabiliza de los perjuicios que puedan derivarse del uso inadecuado de los instrumentos calibrados.

The results of this certificate refer to the moment and conditions in which the measurements were made. The issuing laboratory no responsability for damages ensuing mis use of the calibrated instruments.

El usuario es responsable de la recalibración de sus instrumentos a intervalos apropiados.

The user is responsible for having the apparatus calibrated at apropiate intervals

Fecha de emisión: 23 de septiembre de 2024
Date of issue

Número: 013862
Number

FIRMA(S) AUTORIZADA(S)
AUTORIZED SIGNATURE (S)

Hugo Ernesto Fernández
Realizado por:
Performed by

Nicolas Hernández
Verificado por:
Reviewed by

Calle 24F No. 100B-08 Bogotá -TEL 287 86 47 - 315 6089819
Email: coltestingenieria@homtail.com / coltestingenieria@gmail.com

COLTEST INGENIERIA S.A.S
EL PRINCIPIO DE LA CALIDAD

Certificado de Calibración

Calibration Certificate

Número: **013861**
Number

Página /Pages 1 de 1

Número de páginas incluyendo anexos
Number of pages and documents attached 1

Objeto: Tamiz 2"
Object

Fabricante: Tamiequipos
Manufacturer

Modelo: 8" Número de Identificación: N/P
Model *Identificación number*

Rango de Medición: N/A
Measurement Range

Usuario final del certificado: INGENSAYOS COLOMBIA SAS
Certificate end user

Direccion del Usuario: Calle 6B No. 24-22 Neiva - Huila
User´s address

Fecha de Calibracion: 23 de septiembre de 2024
Date of calibration

Desisgnación alternativa	*Abertura Nominal*	*Abertura Promedio Medida*	*Variación Permisible en la abertura*	*Diametro Promedio del alambre medido*	*Variación Permisible en el alambre*
2"	*50,00 mm*	*50,74 mm*	± 1,500 mm	5,200 mm	4,900 a 5,800 mm

Este certificado de calibración solo puede ser reproducido totalmente con la autorización del laboratorio de metrología de COLTEST S.A.S. Los certificados de calibración no son válidos sin las firmas y estampilla de calibración.

This calibration certificate may not be reproduced other than in full except with the permission of the issuing laboratory of metrology SENCAL S.A.S. Calibration certificates without signature and seal are not valid.

Los resultados contenidos en el presente certificado se refieren al momento y condiciones en que se realizaron las mediciones. El laboratorio no se responsabiliza de los perjuicios que puedan derivarse del uso inadecuado de los instrumentos calibrados.

The results of this certificate refer to the moment and conditions in which the measurements were made. The issuing laboratory no responsability for damages ensuing mis use of the calibrated instruments.

El usuario es responsable de la recalibración de sus instrumentos a intervalos apropiados.

The user is responsible for having the apparatus calibrated at apropiate intervals

Fecha de emisión: 23 de septiembre de 2024
Date of issue

Número: **013861**
Number

FIRMA(S) AUTORIZADA(S)
AUTORIZED SIGNATURE (S)

Hugo Ernesto Fernández
Realizado por:
Performed by

Nicolas Hernández
Verificado por:
Reviewed by

Calle 24F No. 100B-08 Bogotá -TEL 287 86 47 - 315 6089819
Email: coltestingenieria@homtail.com / coltestingenieria@gmail.com

COLTEST INGENIERIA S.A.S
EL PRINCIPIO DE LA CALIDAD

Certificado de Calibración

Calibration Certificate

Número: 013865
Number

Página /Pages 1 de 1

Número de páginas incluyendo anexos
Number of pages and documents attached 1

Objeto: Tamiz 3/8”
Object

Fabricante: Tamiequipos
Manufacturer

Modelo: 8" Número de Identificación: N/P
Model *Identificación number*

Rango de Medición: N/A
Measurement Range

Usuario final del certificado: INGENSAYOS COLOMBIA SAS
Certificate end user

Direccion del Usuario: Calle 6B No. 24-22 Neiva - Huila
User´s address

Fecha de Calibracion: 23 de septiembre de 2024
Date of calibration

Desisgnación alternativa	*Abertura Nominal*	*Abertura Promedio Medida*	*Variación Permisible en la abertura*	*Diametro Promedio del alambre medido*	*Variación Permisible en el alambre*
3/8”	*9,50 mm*	*9,54 mm*	± 0,300 *mm*	2,250 *mm*	1,900 a 2,800 *mm*

Este certificado de calibración solo puede ser reproducido totalmente con la autorización del laboratorio de metrología de COLTEST S.A.S. Los certificados de calibración no son válidos sin las firmas y estampilla de calibración.

This calibration certificate may not be reproduced other than in full except with the permission of the issuing laboratory of metrology SENCAL S.A.S. Calibration certificates without signature and seal are not valid.

Los resultados contenidos en el presente certificado se refieren al momento y condiciones en que se realizaron las mediciones. El laboratorio no se responsabiliza de los perjuicios que puedan derivarse del uso inadecuado de los instrumentos calibrados.

The results of this certificate refer to the moment and conditions in which the measurements were made. The issuing laboratory no responsability for damages ensuing mis use of the calibrated instruments.

El usuario es responsable de la recalibración de sus instrumentos a intervalos apropiados.

The user is responsible for having the apparatus calibrated at apropiate intervals

Fecha de emisión: 23 de septiembre de 2024
Date of issue

Número: 013865
Number

FIRMA(S) AUTORIZADA(S)
AUTORIZED SIGNATURE (S)

Hugo Ernesto Fernández
Realizado por:
Performed by

Nicolas Hernández
Verificado por:
Reviewed by

Calle 24F No. 100B-08 Bogotá -TEL 287 86 47 - 315 6089819
Email: coltestingenieria@homtail.com / coltestingenieria@gmail.com

COLTEST INGENIERIA S.A.S
EL PRINCIPIO DE LA CALIDAD

Certificado de Calibración

Calibration Certificate

Número: 013864
Number

Página /Pages 1 de 1

Número de páginas incluyendo anexos
Number of pages and documents attached 1

Objeto: Tamiz 1/2"
Object

Fabricante: Tamiequipos
Manufacturer

Modelo: 8" Número de Identificación: N/P
Model *Identificación number*

Rango de Medición: N/A
Measurement Range

Usuario final del certificado: INGENSAYOS COLOMBIA SAS
Certificate end user

Direccion del Usuario: Calle 6B No. 24-22 Neiva - Huila
User´s address

Fecha de Calibracion: 23 de septiembre de 2024
Date of calibration

Desisgnación alternativa	*Abertura Nominal*	*Abertura Promedio Medida*	*Variación Permisible en la abertura*	*Diametro Promedio del alambre medido*	*Variación Permisible en el alambre*
1/2"	*12,50 mm*	*12,75 mm*	± 0,390 mm	2,510 mm	2,200 a 3,100 mm

Este certificado de calibración solo puede ser reproducido totalmente con la autorización del laboratorio de metrología de COLTEST S.A.S. Los certificados de calibración no son válidos sin las firmas y estampilla de calibración.

This calibration certificate may not be reproduced other than in full except with the permission of the issuing laboratory of metrology SENCAL S.A.S. Calibration certificates without signature and seal are not valid.

Los resultados contenidos en el presente certificado se refieren al momento y condiciones en que se realizaron las mediciones. El laboratorio no se responsabiliza de los perjuicios que puedan derivarse del uso inadecuado de los instrumentos calibrados.

The results of this certificate refer to the moment and conditions in which the measurements were made. The issuing laboratory no responsability for damages ensuing mis use of the calibrated instruments.

El usuario es responsable de la recalibración de sus instrumentos a intervalos apropiados.

The user is responsible for having the apparatus calibrated at apropiate intervals

Fecha de emisión: 23 de septiembre de 2024
Date of issue

Número: 013864
Number

FIRMA(S) AUTORIZADA(S)
AUTORIZED SIGNATURE (S)

Hugo Ernesto Fernández
Realizado por:
Performed by

Nicolas Hernández
Verificado por:
Reviewed by

Calle 24F No. 100B-08 Bogotá -TEL 287 86 47 - 315 6089819
Email: coltestingenieria@homtail.com / coltestingenieria@gmail.com

COLTEST INGENIERIA S.A.S
EL PRINCIPIO DE LA CALIDAD

Certificado de Calibración

Calibration Certificate

Número: 013866
Number

Página /Pages 1 de 1

Número de páginas incluyendo anexos
Number of pages and documents attached 1

Objeto: Tamiz No. 4
Object

Fabricante: Tamiequipos
Manufacturer

Modelo: 8" Número de Identificación: N/P
Model *Identificación number*

Rango de Medición: N/A
Measurement Range

Usuario final del certificado: INGENSAYOS COLOMBIA SAS
Certificate end user

Direccion del Usuario: Calle 6B No. 24-22 Neiva - Huila
User´s address

Fecha de Calibracion: 23 de septiembre de 2024
Date of calibration

Desisgnación alternativa	*Abertura Nominal*	*Abertura Promedio Medida*	*Variación Permisible en la abertura*	*Diametro Promedio del alambre medido*	*Variación Permisible en el alambre*
No. 4	*4,75 mm*	*4,77 mm*	± 0,150 mm	1,350 mm	1,300 a 1,900 mm

Este certificado de calibración solo puede ser reproducido totalmente con la autorización del laboratorio de metrología de COLTEST S.A.S. Los certificados de calibración no son válidos sin las firmas y estampilla de calibración.

This calibration certificate may not be reproduced other than in full except with the permission of the issuing laboratory of metrology SENCAL S.A.S. Calibration certificates without signature and seal are not valid.

Los resultados contenidos en el presente certificado se refieren al momento y condiciones en que se realizaron las mediciones. El laboratorio no se responsabiliza de los perjuicios que puedan derivarse del uso inadecuado de los instrumentos calibrados.

The results of this certificate refer to the moment and conditions in which the measurements were made. The issuing laboratory no responsability for damages ensuing mis use of the calibrated instruments.

El usuario es responsable de la recalibración de sus instrumentos a intervalos apropiados.

The user is responsible for having the apparatus calibrated at apropiate intervals

Fecha de emisión: 23 de septiembre de 2024
Date of issue

Número: 013866
Number

FIRMA(S) AUTORIZADA(S)
AUTORIZED SIGNATURE (S)

Hugo Ernesto Fernández
Realizado por:
Performed by

Nicolas Hernández
Verificado por:
Reviewed by

Calle 24F No. 100B-08 Bogotá -TEL 287 86 47 - 315 6089819
Email: coltestingenieria@homtail.com / coltestingenieria@gmail.com

COLTEST INGENIERIA S.A.S
EL PRINCIPIO DE LA CALIDAD

Certificado de Calibración

Calibration Certificate

Número: 013867
Number

Página /Pages 1 de 1

Número de páginas incluyendo anexos
Number of pages and documents attached 1

Objeto: Tamiz No. 10
Object

Fabricante: Tamiequipos
Manufacturer

Modelo: 8" Número de Identificación: N/P
Model *Identificación number*

Rango de Medición: N/A
Measurement Range

Usuario final del certificado: INGENSAYOS COLOMBIA SAS
Certificate end user

Direccion del Usuario: Calle 6B No. 24-22 Neiva - Huila
User´s address

Fecha de Calibracion: 23 de septiembre de 2024
Date of calibration

Desisgnación alternativa	*Abertura Nominal*	*Abertura Promedio Medida*	*Variación Permisible en la abertura*	*Diametro Promedio del alambre medido*	*Variación Permisible en el alambre*
No. 10	*2,00 mm*	*2,08 mm*	± 0,070 mm	0,775 mm	0,770 a 1,040 mm

Este certificado de calibración solo puede ser reproducido totalmente con la autorización del laboratorio de metrología de COLTEST S.A.S. Los certificados de calibración no son válidos sin las firmas y estampilla de calibración.

This calibration certificate may not be reproduced other than in full except with the permission of the issuing laboratory of metrology SENCAL S.A.S. Calibration certificates without signature and seal are not valid.

Los resultados contenidos en el presente certificado se refieren al momento y condiciones en que se realizaron las mediciones. El laboratorio no se responsabiliza de los perjuicios que puedan derivarse del uso inadecuado de los instrumentos calibrados.

The results of this certificate refer to the moment and conditions in which the measurements were made. The issuing laboratory no responsability for damages ensuing mis use of the calibrated instruments.

El usuario es responsable de la recalibración de sus instrumentos a intervalos apropiados.

The user is responsible for having the apparatus calibrated at apropiate intervals

Fecha de emisión: 23 de septiembre de 2024
Date of issue

Número: 013867
Number

FIRMA(S) AUTORIZADA(S)
AUTORIZED SIGNATURE (S)

Hugo Ernesto Fernández
Realizado por:
Performed by

Nicolas Hernández
Verificado por:
Reviewed by

Calle 24F No. 100B-08 Bogotá -TEL 287 86 47 - 315 6089819
Email: coltestingenieria@homtail.com / coltestingenieria@gmail.com

COLTEST INGENIERIA S.A.S
EL PRINCIPIO DE LA CALIDAD

Certificado de Calibración

Calibration Certificate

Número: 013868
Number

Página /Pages 1 de 1

Número de páginas incluyendo anexos
Number of pages and documents attached 1

Objeto: Tamiz No. 20
Object

Fabricante: Tamiequipos
Manufacturer

Modelo: 8" Número de Identificación: N/P
Model *Identificación number*

Rango de Medición: N/A
Measurement Range

Usuario final del certificado: INGENSAYOS COLOMBIA SAS
Certificate end user

Direccion del Usuario: Calle 6B No. 24-22 Neiva - Huila
User´s address

Fecha de Calibracion: 23 de septiembre de 2024
Date of calibration

Desisgnación alternativa	*Abertura Nominal*	*Abertura Promedio Medida*	*Variación Permisible en la abertura*	*Diametro Promedio del alambre medido*	*Variación Permisible en el alambre*
No. 20	*850,00 µm*	*858 µm*	*± 35,000 µm*	*0,475 µm*	*0,430 a 0,580 µm*

Este certificado de calibración solo puede ser reproducido totalmente con la autorización del laboratorio de metrología de COLTEST S.A.S. Los certificados de calibración no son válidos sin las firmas y estampilla de calibración.

This calibration certificate may not be reproduced other than in full except with the permission of the issuing laboratory of metrology SENCAL S.A.S. Calibration certificates without signature and seal are not valid.

Los resultados contenidos en el presente certificado se refieren al momento y condiciones en que se realizaron las mediciones. El laboratorio no se responsabiliza de los perjuicios que puedan derivarse del uso inadecuado de los instrumentos calibrados.

The results of this certificate refer to the moment and conditions in which the measurements were made. The issuing laboratory no responsability for damages ensuing mis use of the calibrated instruments.

El usuario es responsable de la recalibración de sus instrumentos a intervalos apropiados.

The user is responsible for having the apparatus calibrated at apropiate intervals

Fecha de emisión: 23 de septiembre de 2024
Date of issue

Número: 013868
Number

FIRMA(S) AUTORIZADA(S)
AUTORIZED SIGNATURE (S)

Hugo Ernesto Fernández
Realizado por:
Performed by

Nicolas Hernández
Verificado por:
Reviewed by

Calle 24F No. 100B-08 Bogotá -TEL 287 86 47 - 315 6089819
Email: coltestingenieria@homtail.com / coltestingenieria@gmail.com

COLTEST INGENIERIA S.A.S
EL PRINCIPIO DE LA CALIDAD

Certificado de Calibración

Calibration Certificate

Número: **013869**
Number

Página /Pages 1 de 1

Número de páginas incluyendo anexos
Number of pages and documents attached 1

Objeto: Tamiz No. 40
Object

Fabricante: Tamiequipos
Manufacturer

Modelo: 8" Número de Identificación: N/P
Model *Identificación number*

Rango de Medición: N/A
Measurement Range

Usuario final del certificado: INGENSAYOS COLOMBIA SAS
Certificate end user

Direccion del Usuario: Calle 6B No. 24-22 Neiva - Huila
User´s address

Fecha de Calibracion: 23 de septiembre de 2024
Date of calibration

Desisgnación alternativa	*Abertura Nominal*	*Abertura Promedio Medida*	*Variación Permisible en la abertura*	*Diametro Promedio del alambre medido*	*Variación Permisible en el alambre*
No. 40	*425,00 µm*	*428 µm*	± 19,000 *µm*	0,260 *µm*	0,240 a 0,320 *µm*

Este certificado de calibración solo puede ser reproducido totalmente con la autorización del laboratorio de metrología de COLTEST S.A.S. Los certificados de calibración no son válidos sin las firmas y estampilla de calibración.

This calibration certificate may not be reproduced other than in full except with the permission of the issuing laboratory of metrology SENCAL S.A.S. Calibration certificates without signature and seal are not valid.

Los resultados contenidos en el presente certificado se refieren al momento y condiciones en que se realizaron las mediciones. El laboratorio no se responsabiliza de los perjuicios que puedan derivarse del uso inadecuado de los instrumentos calibrados.

The results of this certificate refer to the moment and conditions in which the measurements were made. The issuing laboratory no responsability for damages ensuing mis use of the calibrated instruments.

El usuario es responsable de la recalibración de sus instrumentos a intervalos apropiados.

The user is responsible for having the apparatus calibrated at apropiate intervals

Fecha de emisión: 23 de septiembre de 2024
Date of issue

Número: **013869**
Number

FIRMA(S) AUTORIZADA(S)
AUTORIZED SIGNATURE (S)

Hugo Ernesto Fernández
Realizado por:
Performed by

Nicolas Hernández
Verificado por:
Reviewed by

Calle 24F No. 100B-08 Bogotá -TEL 287 86 47 - 315 6089819
Email: coltestingenieria@homtail.com / coltestingenieria@gmail.com

COLTEST INGENIERIA S.A.S
EL PRINCIPIO DE LA CALIDAD

Certificado de Calibración

Calibration Certificate

Número: **013870**
Number

Página /Pages 1 de 1

Número de páginas incluyendo anexos
Number of pages and documents attached 1

Objeto: Tamiz No. 100
Object

Fabricante: Tamiequipos
Manufacturer

Modelo: 8" Número de Identificación: N/P
Model *Identificación number*

Rango de Medición: N/A
Measurement Range

Usuario final del certificado: INGENSAYOS COLOMBIA SAS
Certificate end user

Direccion del Usuario: Calle 6B No. 24-22 Neiva - Huila
User´s address

Fecha de Calibracion: 23 de septiembre de 2024
Date of calibration

Desisgnación alternativa	*Abertura Nominal*	*Abertura Promedio Medida*	*Variación Permisible en la abertura*	*Diametro Promedio del alambre medido*	*Variación Permisible en el alambre*
No. 100	*150,00 µm*	*153 µm*	± 8,000 *µm*	0,092 *µm*	0,085 a 0,115 *µm*

Este certificado de calibración solo puede ser reproducido totalmente con la autorización del laboratorio de metrología de COLTEST S.A.S. Los certificados de calibración no son válidos sin las firmas y estampilla de calibración.

This calibration certificate may not be reproduced other than in full except with the permission of the issuing laboratory of metrology SENCAL S.A.S. Calibration certificates without signature and seal are not valid.

Los resultados contenidos en el presente certificado se refieren al momento y condiciones en que se realizaron las mediciones. El laboratorio no se responsabiliza de los perjuicios que puedan derivarse del uso inadecuado de los instrumentos calibrados.

The results of this certificate refer to the moment and conditions in which the measurements were made. The issuing laboratory no responsability for damages ensuing mis use of the calibrated instruments.

El usuario es responsable de la recalibración de sus instrumentos a intervalos apropiados.

The user is responsible for having the apparatus calibrated at apropiate intervals

Fecha de emisión: 23 de septiembre de 2024
Date of issue

Número: **013870**
Number

FIRMA(S) AUTORIZADA(S)
AUTORIZED SIGNATURE (S)

Hugo Ernesto Fernández
Realizado por:
Performed by

Nicolas Hernández
Verificado por:
Reviewed by

Calle 24F No. 100B-08 Bogotá -TEL 287 86 47 - 315 6089819
Email: coltestingenieria@homtail.com / coltestingenieria@gmail.com

COLTEST INGENIERIA S.A.S
EL PRINCIPIO DE LA CALIDAD

Certificado de Calibración

Calibration Certificate

Número: **013871**
Number

Página /Pages 1 de 1

Número de páginas incluyendo anexos
Number of pages and documents attached 1

Objeto: Tamiz No. 140
Object

Fabricante: Tamiequipos
Manufacturer

Modelo: 8" Número de Identificación: N/P
Model *Identificación number*

Rango de Medición: N/A
Measurement Range

Usuario final del certificado: INGENSAYOS COLOMBIA SAS
Certificate end user

Direccion del Usuario: Calle 6B No. 24-22 Neiva - Huila
User´s address

Fecha de Calibracion: 23 de septiembre de 2024
Date of calibration

Desisgnación alternativa	*Abertura Nominal*	*Abertura Promedio Medida*	*Variación Permisible en la abertura*	*Diametro Promedio del alambre medido*	*Variación Permisible en el alambre*
No. 140	*106,00 µm*	*105,23 µm*	± 6,000 *µm*	0,072 *µm*	0,060 a 0,082 *µm*

Este certificado de calibración solo puede ser reproducido totalmente con la autorización del laboratorio de metrología de COLTEST S.A.S. Los certificados de calibración no son válidos sin las firmas y estampilla de calibración.

This calibration certificate may not be reproduced other than in full except with the permission of the issuing laboratory of metrology SENCAL S.A.S. Calibration certificates without signature and seal are not valid.

Los resultados contenidos en el presente certificado se refieren al momento y condiciones en que se realizaron las mediciones. El laboratorio no se responsabiliza de los perjuicios que puedan derivarse del uso inadecuado de los instrumentos calibrados.

The results of this certificate refer to the moment and conditions in which the measurements were made. The issuing laboratory no responsability for damages ensuing mis use of the calibrated instruments.

El usuario es responsable de la recalibración de sus instrumentos a intervalos apropiados.

The user is responsible for having the apparatus calibrated at apropiate intervals

Fecha de emisión: 23 de septiembre de 2024
Date of issue

Número: **013871**
Number

FIRMA(S) AUTORIZADA(S)
AUTORIZED SIGNATURE (S)

Hugo Ernesto Fernández
Realizado por:
Performed by

Nicolas Hernández
Verificado por:
Reviewed by

Calle 24F No. 100B-08 Bogotá -TEL 287 86 47 - 315 6089819
Email: coltestingenieria@homtail.com / coltestingenieria@gmail.com

COLTEST INGENIERIA S.A.S
EL PRINCIPIO DE LA CALIDAD

Certificado de Calibración

Calibration Certificate

Número: **013872**
Number

Página /Pages 1 de 1

Número de páginas incluyendo anexos
Number of pages and documents attached 1

Objeto: Tamiz No. 200
Object

Fabricante: Tamiequipos
Manufacturer

Modelo: 8" Número de Identificación: N/P
Model *Identificación number*

Rango de Medición: N/A
Measurement Range

Usuario final del certificado: INGENSAYOS COLOMBIA SAS
Certificate end user

Direccion del Usuario: Calle 6B No. 24-22 Neiva - Huila
User´s address

Fecha de Calibracion: 23 de septiembre de 2024
Date of calibration

Desisgnación alternativa	*Abertura Nominal*	*Abertura Promedio Medida*	*Variación Permisible en la abertura*	*Diametro Promedio del alambre medido*	*Variación Permisible en el alambre*
No. 200	*75,00 µm*	*75,4 µm*	± 5,000 *µm*	0,046 *µm*	0,043 a 0,058 *µm*

Este certificado de calibración solo puede ser reproducido totalmente con la autorización del laboratorio de metrología de COLTEST S.A.S. Los certificados de calibración no son válidos sin las firmas y estampilla de calibración.

This calibration certificate may not be reproduced other than in full except with the permission of the issuing laboratory of metrology SENCAL S.A.S. Calibration certificates without signature and seal are not valid.

Los resultados contenidos en el presente certificado se refieren al momento y condiciones en que se realizaron las mediciones. El laboratorio no se responsabiliza de los perjuicios que puedan derivarse del uso inadecuado de los instrumentos calibrados.

The results of this certificate refer to the moment and conditions in which the measurements were made. The issuing laboratory no responsability for damages ensuing mis use of the calibrated instruments.

El usuario es responsable de la recalibración de sus instrumentos a intervalos apropiados.

The user is responsible for having the apparatus calibrated at apropiate intervals

Fecha de emisión: 23 de septiembre de 2024
Date of issue

Número: **013872**
Number

FIRMA(S) AUTORIZADA(S)
AUTORIZED SIGNATURE (S)



Hugo Ernesto Fernández
Realizado por:
Performed by



Nicolas Hernández
Verificado por:
Reviewed by

Calle 24F No. 100B-08 Bogotá -TEL 287 86 47 - 315 6089819
Email: coltestingenieria@homtail.com / coltestingenieria@gmail.com

ÁREA DIMENSIONAL

LABORATORIO DE METROLOGIA

CERTIFICADO VERIFICACIÓN No LD-035-21

Solicitante	:	**INGENSAYOS COLOMBIA S.A.S.**
Dirección	:	Calle 68 No 24-22
Cuidad	:	Neiva (Huila)
Fecha de Calibración	:	2024-09-23
Temperatura	:	28
Humedad	:	48%

Características del equipo

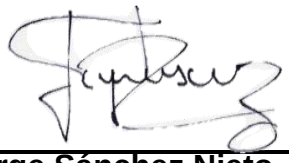
Equipo	:	**CAZUELA CASAGRANDE**
Marca	:	Coltest
Modelo	:	COL-01-CC
Serie	:	COL-0123

Características

Método de Calibración	Comparación directa
Norma de referencia	N.A

Firmas autorizadas

Calibración por:



Jorge Sánchez Nieto
Jefe de Técnico