



Rehabilitación del camino hacia el Fuerte de San Lorenzo, distrito de Colón

G-ME-01 MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL DEL PUENTE SOBRE
RÍO ARENAL

The logo for ininfra, consisting of the word "ininfra" written in a blue, cursive, handwritten-style font. The letters are connected by vertical and horizontal lines, giving it a dynamic, flowing appearance.

Versión:

G-ME-01_CÁCLULO ESTRCUTURAL_001

Fecha:

1 de noviembre de 2019



MINISTERIO DE
OBRAS PÚBLICAS

Índice.

1	Memoria de cálculo de puente	2
1.1	Introducción	2
1.1	Cálculo del tablero.....	15
1.2	Cálculo de estribos	21
2	Conclusión.....	34

Apéndice 1. Estudio geotécnico

1 Memoria de cálculo de puente

1.1 Introducción

1.1.1 Normativa empleada

Para el diseño del puente se emplea la AASTHO LFRD Bridge design 2012 con actualizaciones de 2014 y 2016, la REP-14 para la determinación de coeficientes sísmicos y la AASTHO seismic bridge design 2014.

1.1.2 Descripción de la estructura

Se trata de un puente de 45 m de luz y 9.3 m de anchura, incluyendo 2 carriles de 3.65 m y acera de 1.20 m.

La estructura principal está compuesta por 4 NU180 postesadas.

Sobre estas vigas apoyará una losa en hormigón G4000 psi de 20 cm de espesor total (18 cm estructural) ejecutada sobre metaldeck.

La subestructura apoya en cuatro pilotes de 1200 mm de diámetro, dos por estribo.

1.1.3 Cargas empleadas

Según la AASTHO LFRD se emplean como cargas:

- Peso propio de la estructura y el acerado con densidad 25 kN/m³
- Cargas muertas de los pretilés (0.55 KN/m)
- Sobrecargas de tráfico de la AASTHO vigente. LA HP-93: En este caso la HS 20-44, con un peso camión de peso total de 72.000 libras (32.4 ton) de 3 ejes, más una carga lineal de 640 libras/pie por carril (9 KN/m), que actuará alternativamente con un tandem de 2 ejes de 113.4 KN por eje.

La carga del vehículo pesado se aumentará por un factor de corrección dinámica en cuanto a sus efectos verticales (no para frenado ni fuerza centrífuga) de valor $f=(1+IM/100)$ siendo IM 75 para juntas, 15 para fatiga y 33 para el resto de estados límite.

- Carga peatonal en la acera, por ser de más de dos pies de ancho, de 3.3 KN/m^2 extendida a toda la acera.
- Viento
- Incremento térmico uniforme
- Gradiente térmico
- Sismo
- Frenado
- Empuje de tierras en estribos, con un ángulo de rozamiento de 30° y una densidad de 18 KN/m^3 .

No se aplican la carga de hielo por no ser climáticamente representativa ni la fuerza centrífuga por ser recto.

1.1.3.1 Viento

La LFRD parte de una velocidad base de 100 millas por hora (161 km/h) del viento a una altura de 30 pies (9.6 m) y la extrae con la siguiente fórmula:

$$V_{DZ} = 2.5V_0 \left(\frac{V_{30}}{V_B} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right)$$

Siendo:

V_{DZ} = velocidad de viento de diseño

V_o y Z_o valores tipo para cada zona:

Valor	Zona rural	Suburbana	Urbana
V_o (m/s)	3.66	4.87	5.33
Z_o (m)	0.07	1.05	2.62

V_b =Velocidad base de 161 km/h a 9.6 m del suelo.

V_{30} =velocidad a 30 pies del suelo (9.6 m), si no hay datos se tomará 161 km/h.

Z =altura

En nuestro caso nos encontramos claramente en un área rural, con una altura sobre el cauce de 9 m.

En Panamá la REP 14 da las siguientes especificaciones sobre el viento:

- La presión neta será mayor de 0.48 N/m².
- La velocidad base será de 140 km/h en la cuenca atlántica y 115 km/h en la pacífica, con un factor de dirección $kd=1$ por emplear las combinaciones de la LFRD. Esta velocidad se da a 10 m del suelo, por lo que es equivalente a la $V_{30}=140/3.6=38.89$ m/s y por tanto $V_{DZ}=2.5*3.66*(140/161)*\ln(5/0.07)=33.94$ m/s=122.2 km/h

Siguiendo en la LFRD, la presión del viento sobre las estructuras valdrá:

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2$$

En nuestro caso $P_D=0.39 P_B$

Siendo P_D la presión a considerar y P_B la presión base dada por la siguiente tabla:

Elemento	Barlovento (KN/m ²)	Sotavento (KN/m ²)
Celosias, columnas y arcos	2.21	1.11
Vigas	2.21	No aplica
Grandes estructuras planas	1.77	No aplica

Puesto que nuestro tablero es básicamente vigas le corresponderá

$P_D=0.39*2.21=0.86$ KN/m² y a las pilas $P_D=0.39*2.21=0.86$ a barlovento y $P_D=0$ a sotavento.

Si consideramos la dirección del viento la presión P_B para cada ángulo será:

Ángulo de ataque (º)	Celosías, columnas y arcos		Vigas	
	Presión lateral (KN/m ²)	Presión longitudinal (KN/m ²)	Presión lateral (KN/m ²)	Presión longitudinal (KN/m ²)
0	3.31	0	2.21	0
15	3.09	0.53	1.94	0.27
30	2.87	1.24	1.81	0.53
45	2.08	1.81	1.46	0.71
60	1.07	2.21	0.75	0.84

En nuestro caso

	Vigas
--	-------

Ángulo de ataque (º)	Presión lateral (KN/m ²)	Presión longitudinal (KN/m ²)
0	0.86	0
15	0.82	0.10
30	0.74	0.19
45	0.61	0.27
60	0.43	0.33

A esta fuerza se le sumará una aplicada sobre los vehículos, que se contará por m de longitud de la estructura, de valor:

Ángulo incidencia	Componente normal (KN/m)	Componente transversal (KN/m)
0	1.41	0
15	1.25	0.17
30	1.16	0.34
45	0.93	0.45
60	0.48	0.53

1.1.3.2 Variación térmica uniforme

Si bien la LFRD proporciona valores para algunos puntos concretos de USA también proporciona los siguientes valores máximos y mínimos de temperatura de estudio en grados centígrados:

Clima	Acero o aluminio	Concreto	Madera
Templado	-17.7 a 48.9	-12.2 a 26.7	-12.2 a 23.9
Frío	-34.4 a 48.9	-17.7 a 26.7	-17.7 a 23.9

La LFRD la contracción o dilatación térmica a aplicar valdrá directamente el valor de (Tmax-Tmin) * coeficiente de dilatación térmica.

Puesto que Panamá se encuentra claramente en una zona “cálida”, no contemplada en la LFRD, se adoptan como temperatura mínima 15º y como máxima 35º, suponiendo una temperatura en el momento de colocación de vigas de 25º.

1.1.3.3 Gradiente Térmico

La LFRD determina cuatro zonas con diferentes saltos térmicos para los USA:

Zona	T2 (ºC)
1	7.8
2	6.7
3	6.1
4	5

La zona 3 incluye a Florida y las islas Hawaí, por lo que se considera lo más próximo climáticamente a Panamá, por esta razón se adopta como valor de salto térmico 6.1º.

El gradiente negativo será 0.2 del positivo si hay rodadura asfáltica y 0.3 si la rodadura es de concreto, como es nuestro caso.

La variación térmica de valor T2 se producirá en una distancia A

- De 30 cm si el canto es superior a 40 cm
- Del espesor menos 10 cm si el canto es inferior a 40 cm.

Al tratarse de una estructura isostática el gradiente térmico no provocará esfuerzos sino solo deformaciones.

1.1.3.4 Frenado

Se considerará la mayor de:

- 25% del Camión de diseño o del eje tandem de diseño
- 5% de la suma de Camión o tandem más la carga lineal.
- En nuestro caso:

Longitud	carries	Frenado LFRD (KN)
45	2	181.25

1.1.3.5 Sismo

Requisitos de diseño sísmico

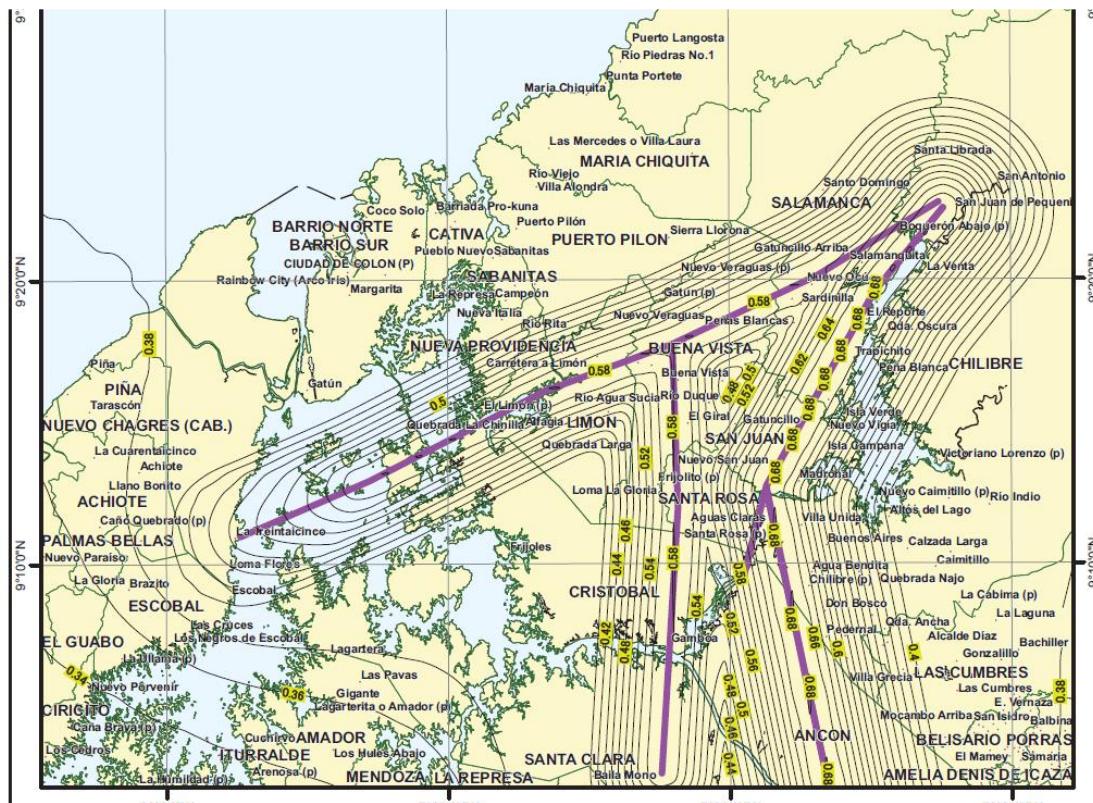
Tal y como indica la REP-14 se determinan los requisitos de diseño según el C15 de la ASCE/SEI 7-05 para estructuras diferentes a edificios.

Determinación de los parámetros de diseño sísmico

A continuación, se procede a calcular los parámetros de diseño sísmico según el Reglamento para el Diseño de Estructuras de la República de Panamá REP 2014

Aceleraciones espectrales

La aceleración pico en diferentes valdrá según REP 14:



Estos valores son similares a los indicados en la tabla 5.12 para Portobelo, que es la ciudad más cercana a nuestro punto.

Tabla 5.12 Aceleraciones Espectrales Ss y S1

CIUDAD	Provincia	Latitud	Longitud	Sitio Clase	Ss	S1
Aguadulce	Coclé	08°15'00"N	80°33'00"W	B	0.720	0.304
Ailigandí	Kuna Yala	09°14'00"N	78°01'00"W	B	0.940	0.380
Almirante	Bocas del Toro	09°18'00"N	82°24'00"W	B	1.282	0.517
Bocas del Toro	Bocas del Toro	09°20'00"N	82°15'00"W	B	1.285	0.522
Boquete	Chiriquí	08°47'00"N	82°26'00"W	B	1.410	0.529
Changuinola	Bocas del Toro	09°26'00"N	82°31'00"W	B	1.349	0.532
Chepo	Panamá	09°10'00"N	79°06'00"W	B	0.940	0.369
Chiriquí Grande	Bocas del Toro	08°57'00"N	82°07'00"W	B	1.078	0.443
Chitré	Herrera	07°58'00"N	80°26'00"W	B	0.776	0.381
Chorrera	Panamá	08°52'40"N	79°46'41"W	Ver mapas		
Colón	Colón	09°21'33"N	79°54'05"W	Ver mapas		
Concepción	Chiriquí	08°31'00"N	82°37'00"W	B	1.500	0.607
Coronado	Coclé	08°31'57"N	79°53'13"W	B	0.596	0.258
David	Chiriquí	08°25'38"N	82°25'51"W	B	1.500	0.564
El Real	Darién	08°06'36"N	77°44'04"W	B	1.445	0.503
El Valle	Coclé	08°36'03"N	80°07'49"W	B	0.592	0.247
Jaqué	Darién	07°31'03"N	78°10'13"W	B	0.940	0.380
La Palma	Darién	08°24'10"N	78°08'43"W	B	0.940	0.380
Las Tablas	Los Santos	07°46'00"N	80°17'00"W	B	0.836	0.390
Panamá	Panamá	08°59'37"N	79°31'11"W	Ver mapas		
Penonomé	Coclé	08°31'00"N	80°22'00"W	B	0.623	0.260
Portobelo	Colón	09°33'00"N	79°39'00"W	B	0.940	0.380
Puerto Armuelles	Chiriquí	08°17'00"N	82°52'00"W	B	1.500	0.636
Puerto Obaldía	Kuna Yala	08°39'52"N	77°25'08"W	B	0.940	0.370
Santiago	Veraguas	08°06'00"N	80°59'00"W	B	0.712	0.347
Soná	Veraguas	08°01'00"N	81°19'00"W	B	0.800	0.368
Tonosí	Los Santos	07°24'00"N	80°27'00"W	B	1.020	0.517

Tomamos los valores de: Ss=0.94, S1=0.39 con sitio de Clase C, a siguiendo el estudio de suelos.

Estos valores se modifican mediante los coeficientes F, en nuestro caso Fa=1.04 y Fv=1.45.

Table 3.4.2.3-1—Values of F_{pgs} and F_a as a Function of Site Class and Mapped Peak Ground Acceleration or Short-Period Spectral Acceleration Coefficient

Site Class	Mapped Peak Ground Acceleration or Spectral Response Acceleration Coefficient at Short Periods				
	$PGA \leq 0.10$ $S_s \leq 0.25$	$PGA = 0.20$ $S_s = 0.50$	$PGA = 0.30$ $S_s = 0.75$	$PGA = 0.40$ $S_s = 1.00$	$PGA \geq 0.50$ $S_s \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	a	a	a	a	a

Note: Use straight line interpolation for intermediate values of PGA and S_s , where PGA is the peak ground acceleration and S_s is the spectral acceleration coefficient at 0.2 sec obtained from the ground motion maps.

^a Site-specific response geotechnical investigation and dynamic site response analyses should be considered (Article 3.4.3).

Table 3.4.2.3-2—Values of F_v as a Function of Site Class and Mapped 1-sec Period Spectral Acceleration Coefficient

Site Class	Mapped Spectral Response Acceleration Coefficient at 1-sec Periods				
	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	a	a	a	a	a

Note: Use straight line interpolation for intermediate values of S_1 , where S_1 is the spectral acceleration coefficient at 1.0 sec obtained from the ground motion maps.

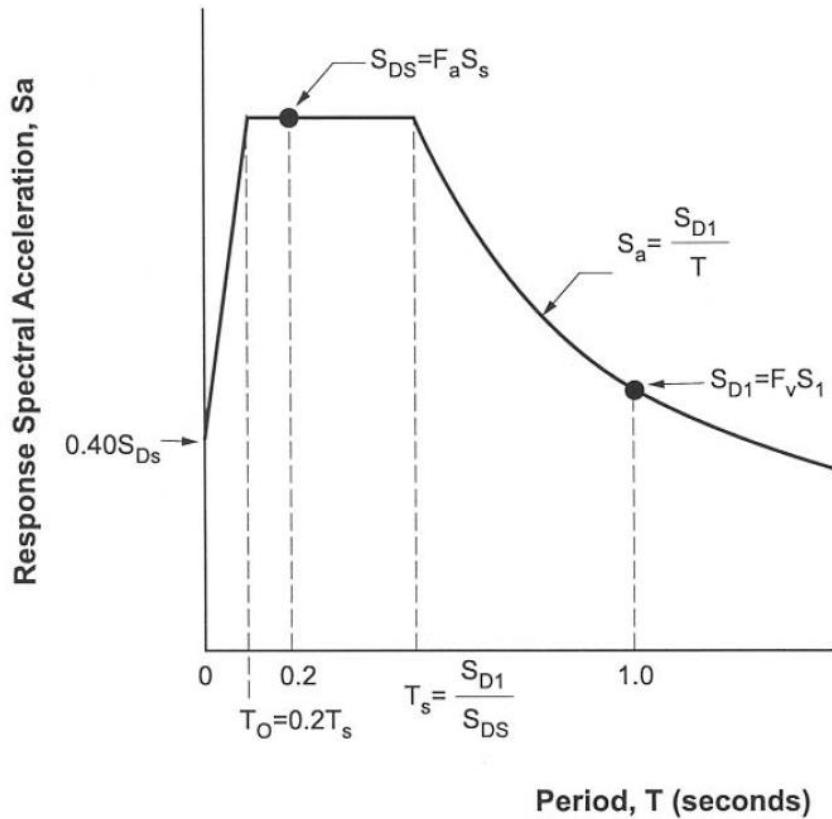
^a Site-specific response geotechnical investigation and dynamic site response analyses should be considered (Article 3.4.3).

Periodo de transición

Se toma $T_L=10$ seg

Espectro de respuesta

El espectro de respuesta viene dado por:



Donde S_{D1} es la aceleración espectral para un periodo de 1 seg y S_{DS} la correspondiente a 0.2 seg.

$$S_{D1}=0.39*1.04=0.40$$

$$S_{DS}=1.45 * 0.94=1.36$$

$$T_s=0.29 \text{ s}$$

$$T_0=0.2 T_s=0.06 \text{ s}$$

Categoría de diseño sísmico según LFRD Seimic bridge desing

La AASTHO LFRD Seimic bridge design clasifica las estructuras según su aceleración espectral S_{D1}

Value of $S_{D1} = F_v S_1$	SDC
$S_{D1} < 0.15$	A
$0.15 \leq S_{D1} < 0.30$	B
$0.30 \leq S_{D1} < 0.50$	C
$0.50 \leq S_{D1}$	D

En nuestro caso $S_{D1}=0.40$ por lo que corresponde categoría C por lo que se emplearán los siguientes elementos de control:

Identificación de ERS.

Análisis de demanda.

Capacidad de desplazamiento.

Capacidad a cortante de las columnas.

Nivel de detalle SDC C.

Estudio de licuefacción.

Estudio de licuefacción

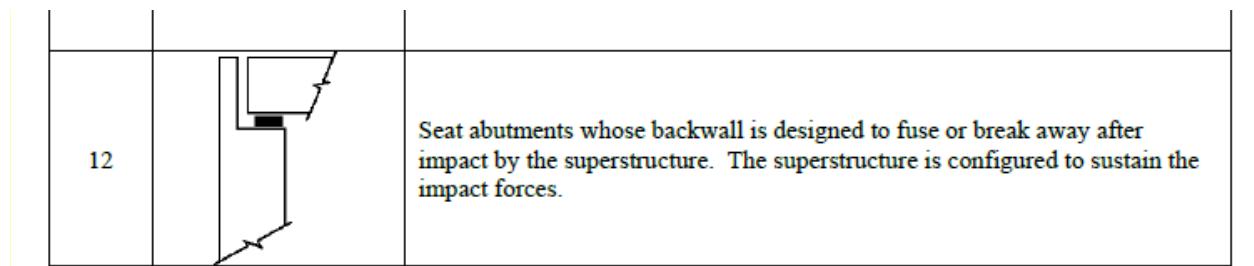
La AASTHO LFRD Bridge Seismic desing indica que es necesario un estudio de licuefacción en SDC C y D si:

1. El nivel freático se encuentra a más de 50 pies
2. Nos encontramos con arenas o limos tales que:
 1. La resistencia al ensayo de penetración cónica es menor de 150;
 2. Los golpeos SPT son menores de 25;
 3. La velocidad de onda de corte , Vs1, es menor de 660 ft/s;
 4. Se halla identificado una unidad geológica que se sabe susceptible a la licuefacción.

En nuestro caso el nivel freático se encuentra en el 4.50, y además nos encontramos con roca blanda con golpeos posiblemente muy superiores a 25, por lo que la posibilidad de licuefacción queda descartada.

Identificación del ERS

El sistema de respuesta frente a sismo propuesto se basa choque contra el murete en estribos. Según el modelo 12 AASTHO LFRD Seimic design:

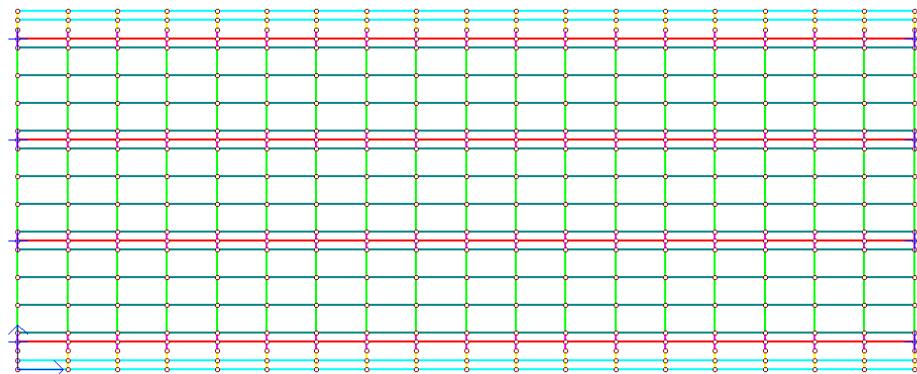


El sistema fusible será el murete de contención, que plastificara bajo esfuerzos sísmicos, mientras que el tablero permanecerá en rango elástico.

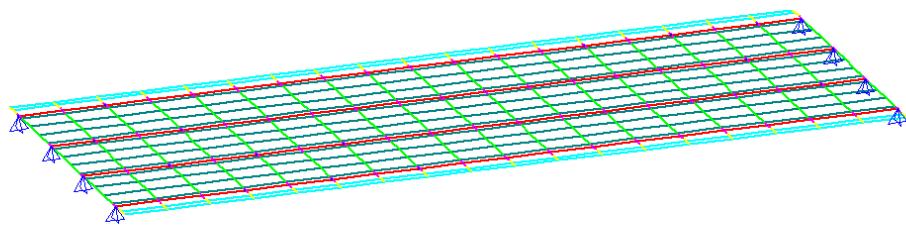
1.1 Cálculo del tablero

El tablero se ha calculado empleando un emparrillado espacial que se confronta con los resultados de los factores de distribución indicados en el capítulo 4 de la AASTHO LFRD. El modelo empleado es el siguiente.

 www.Yettones.com



 www.Yettones.com



1.1.4 Cálculo de vigas principales comprobaciones de tensiones

Punto	x (m)	Tensiones en VIGA . Sobrecarga (Sección homogénea con losa)			
		σ_{supmax}	σ_{upmin}	σ_{infmax}	σ_{infmin}
1	0.00	6.7 MPa	6.7 MPa	24.3 MPa	24.3 MPa
2	2.25	9.9 MPa	8.9 MPa	22.7 MPa	20.4 MPa
3	4.50	12.6 MPa	10.8 MPa	21.4 MPa	17.2 MPa
4	6.75	15.1 MPa	12.5 MPa	20.4 MPa	14.5 MPa
5	9.00	17.9 MPa	14.6 MPa	18.9 MPa	11.6 MPa
6	11.25	20.3 MPa	16.5 MPa	17.6 MPa	9.1 MPa
7	13.50	21.8 MPa	17.5 MPa	17.0 MPa	7.6 MPa
8	15.75	23.0 MPa	18.4 MPa	16.6 MPa	6.3 MPa
9	18.00	23.9 MPa	19.0 MPa	16.3 MPa	5.5 MPa
10	20.25	24.5 MPa	19.5 MPa	16.0 MPa	4.9 MPa
11	22.50	24.6 MPa	19.6 MPa	16.0 MPa	4.8 MPa
12	24.75	24.5 MPa	19.5 MPa	16.0 MPa	4.9 MPa
13	27.00	23.9 MPa	19.0 MPa	16.3 MPa	5.5 MPa
14	29.25	23.0 MPa	18.4 MPa	16.6 MPa	6.3 MPa
15	31.50	21.8 MPa	17.5 MPa	17.0 MPa	7.6 MPa
16	33.75	20.3 MPa	16.5 MPa	17.6 MPa	9.1 MPa
17	36.00	17.9 MPa	14.6 MPa	18.9 MPa	11.6 MPa
18	38.25	15.1 MPa	12.5 MPa	20.4 MPa	14.5 MPa
19	40.50	12.6 MPa	10.8 MPa	21.4 MPa	17.2 MPa
20	42.75	9.9 MPa	8.9 MPa	22.7 MPa	20.4 MPa
21	45.00	6.7 MPa	6.7 MPa	24.3 MPa	24.3 MPa

Las tensiones se mantienen entre -2 y 30 MPa → ok

infras



Punto	x (m)	MELU (mn)	Memento decalado	fpesup. (N/mm ²)	fpesint. (N/mm ²)	eMedio (m)	FLEXIÓN: ELLI				
							dp (m)	c (cm)	f _{ps} (N/mm ²)	f _{ps} (kg/cm ²)	qMn (mn)
1	0.00	0.000	3.392	1070.10	1070.10	0.58	1.4185	19.62	1789.83	18245	17.14 MNm
2	2.25	432.182	7.277	1070.10	1070.10	0.48	1.5180	19.67	1794.38	18291	18.45 MNm
3	4.50	819.233	10.720	1070.10	1070.10	0.39	1.6110	19.71	1798.15	18330	19.68 MNm
4	6.75	1161.152	13.720	1070.10	1070.10	0.31	1.63897	19.74	1801.03	18359	20.73 MNm
5	9.00	1457.939	16.277	1070.10	1070.10	0.26	1.7385	19.76	1802.68	18376	21.37 MNm
6	11.25	1709.595	18.392	1070.10	1070.10	0.22	1.7775	19.77	1803.94	18389	21.89 MNm
7	13.50	1916.119	20.064	1070.10	1070.10	0.18	1.8227	19.79	1805.34	18403	22.49 MNm
8	15.75	2077.512	21.293	1070.10	1070.10	0.14	1.8562	19.80	1806.33	18413	22.93 MNm
9	18.00	2193.773	22.079	1070.10	1070.10	0.12	1.8806	19.81	1807.03	18420	23.26 MNm
10	20.25	2264.902	22.423	1070.10	1070.10	0.11	1.8935	19.81	1807.39	18424	23.43 MNm
11	22.50	2290.899	22.5	1070.10	1070.10	0.10	1.9005	19.81	1807.58	18426	23.52 MNm
12	24.75	2264.902	22.423	1070.10	1070.10	0.11	1.8935	19.81	1807.39	18424	23.43 MNm
13	27.00	2193.773	22.079	1070.10	1070.10	0.12	1.8806	19.81	1807.03	18420	23.26 MNm
14	29.25	2077.512	21.293	1070.10	1070.10	0.14	1.8562	19.80	1806.33	18413	22.93 MNm
15	31.50	1916.119	20.064	1070.10	1070.10	0.18	1.8227	19.79	1805.34	18403	22.49 MNm
16	33.75	1709.595	18.392	1070.10	1070.10	0.22	1.7775	19.77	1803.94	18389	21.89 MNm
17	36.00	1457.939	16.277	1070.10	1070.10	0.26	1.7385	19.76	1802.68	18376	21.37 MNm
18	38.25	1161.152	13.720	1070.10	1070.10	0.31	1.63897	19.74	1801.03	18359	20.73 MNm
19	40.50	819.233	10.720	1070.10	1070.10	0.39	1.6110	19.71	1798.15	18330	19.68 MNm
20	42.75	432.182	7.277	1070.10	1070.10	0.48	1.5180	19.67	1794.38	18291	18.45 MNm
21	45.00	0.000	3.392	1070.10	1070.10	0.58	1.4185	19.62	1789.83	18245	17.14 MNm

Los coeficientes de uso son mayores o iguales a 1.0 → ok

1.1.4.1 Comprobación del hormigón a cortante

la resistencia		Contribución del Hormigón; V_c						
Intervalo		eMedio (m)	d (m)	β	ϵ_s	θ	$\operatorname{ctg} \theta$	V_c
0.00	2.25	0.14	1.95	4.80	0.00	29.00	1.80	0.239 MN
2.25	4.50	0.14	1.95	4.80	0.00	29.00	1.80	0.239 MN
4.50	6.75	0.14	1.95	4.80	0.00	29.00	1.80	0.239 MN
6.75	9.00	0.14	1.95	4.80	0.00	29.00	1.80	0.239 MN
9.00	11.25	0.14	1.95	4.80	0.00	29.00	1.80	0.239 MN
11.25	13.50	0.14	1.95	4.80	0.00	29.00	1.80	0.239 MN
13.50	15.75	0.14	1.95	4.57	0.00	29.23	1.79	0.228 MN
15.75	18.00	0.14	1.95	3.54	0.00	30.67	1.69	0.176 MN
18.00	20.25	0.14	1.95	3.06	0.00	31.65	1.62	0.152 MN
20.25	22.50	0.14	1.95	2.88	0.00	32.11	1.59	0.143 MN
22.50	24.75	0.14	1.95	2.78	0.00	32.39	1.58	0.138 MN
24.75	27.00	0.14	1.95	2.78	0.00	32.40	1.58	0.138 MN
27.00	29.25	0.14	1.95	2.97	0.00	31.89	1.61	0.148 MN
29.25	31.50	0.14	1.95	3.40	0.00	30.93	1.67	0.169 MN
31.50	33.75	0.14	1.95	4.36	0.00	29.47	1.77	0.217 MN
33.75	36.00	0.14	1.95	4.80	0.00	29.00	1.80	0.239 MN
36.00	38.25	0.14	1.95	4.80	0.00	29.00	1.80	0.239 MN
38.25	40.50	0.14	1.95	4.80	0.00	29.00	1.80	0.239 MN
40.50	42.75	0.14	1.95	4.80	0.00	29.00	1.80	0.239 MN
42.75	45.00	0.14	1.95	4.80	0.00	29.00	1.80	0.239 MN
---	---	0.14	1.95	4.80	0.00	29.00	1.80	0.239 MN

1.1.4.2 Comprobación de acero a cortante

EVALUACIÓN ELU CORTANTE								
Intervalo		V _u	V _c	V _p	V _s min	d (m)	A _{v/s} (cm ² /m)	Distancia máxima (cm)
0.00	2.25	1.895 MN	0.239 MN	0.396 MN	1.470 MN	1.95	9.95	14.32
2.25	4.50	1.735 MN	0.239 MN	0.371 MN	1.319 MN	1.95	8.92	15.97
4.50	6.75	1.576 MN	0.239 MN	0.314 MN	1.198 MN	1.95	8.11	17.57
6.75	9.00	1.417 MN	0.239 MN	0.195 MN	1.140 MN	1.95	7.72	18.46
9.00	11.25	1.257 MN	0.239 MN	0.156 MN	1.002 MN	1.95	6.78	21.01
11.25	13.50	1.098 MN	0.239 MN	0.181 MN	0.800 MN	1.95	5.42	26.32
13.50	15.75	0.938 MN	0.228 MN	0.134 MN	0.681 MN	1.95	4.66	30.00
15.75	18.00	0.779 MN	0.176 MN	0.097 MN	0.592 MN	1.95	4.29	30.00
18.00	20.25	0.620 MN	0.152 MN	0.051 MN	0.485 MN	1.95	3.65	30.00
20.25	22.50	0.460 MN	0.143 MN	0.028 MN	0.340 MN	1.95	2.61	30.00
22.50	24.75	0.460 MN	0.138 MN	0.028 MN	0.345 MN	1.95	2.67	30.00
24.75	27.00	0.620 MN	0.148 MN	0.051 MN	0.489 MN	1.95	3.79	30.00
27.00	29.25	0.779 MN	0.169 MN	0.097 MN	0.599 MN	1.95	4.55	30.00
29.25	31.50	0.938 MN	0.217 MN	0.134 MN	0.692 MN	1.95	5.06	28.17
31.50	33.75	1.098 MN	0.239 MN	0.181 MN	0.800 MN	1.95	5.52	25.82
33.75	36.00	1.257 MN	0.239 MN	0.156 MN	1.002 MN	1.95	6.78	21.01
36.00	38.25	1.417 MN	0.239 MN	0.195 MN	1.140 MN	1.95	7.72	18.46
38.25	40.50	1.576 MN	0.239 MN	0.314 MN	1.198 MN	1.95	8.11	17.57
40.50	42.75	1.735 MN	0.239 MN	0.371 MN	1.319 MN	1.95	8.92	15.97
42.75	45.00	1.895 MN	0.239 MN	0.396 MN	1.470 MN	1.95	9.95	14.32

1.1.4.3 Comprobación de deflexiones

<u>Comprobación de deflexiones</u>	
tabla 2.5.2.6.3-1 AASTHO LFRD (orientativa)	
Canto viga (m)	1.70
Canto viga+losa (m)	1.90
Luz (m)	45
Canto viga >0.033 L	0.038 ok
Canto viga+losa>0.04 L	0.042 ok
Comprobación flexión	
Flecha de carro (m) incluso IM	0.019
Flecha de sobrecarga por carril (m)	0.021
Flecha total carga viva (m)	0.040
Flecha admisible (L/800)	0.05625
¿Admisible>total?	ok

1.1.1 Cálculo de losa

Se comprueba la losa ejecutada sobre losetas, formando una sección conjunta, que se considera de 18 y 4 de recubrimiento para simular el desgaste en la losa real de 20 cm con 5 cm de recubrimiento:

Espesor losa (m)	0.18	
Espacio entre vigas (m)	2.25	
Espacio entre vigas (ft)	7.38	
Ancho lámina M+ (in)	74.72	
Ancho lámina M+ (m)	1.90	
Ancho lámina M-(in)	70.15	
Ancho lámina M+ (m)	1.78	
carga por rueda (KN)	125	
coef mayoración sobrecargas	1.75	
coef mayoración pesos muertos	1.25	
sobrecarga repartida (KN/m ²)	3	
densidad del hormigón (KN/m ³)	25	
espesor virtual losa (m)	0.16	
Recubrimiento a positivos	0.025	
Recubrimiento a negativos	0.04	
	M+	M-
M sobrecarga (KN*m/m)	26.0	27.57
M pesos (KN*m/m)	0.84	1.69
Mservicio (KN*m/m)	26.8	29.26
M _u (KN*m/m)	46.49	50.4
As necesaria (cm ² / m)	9.65	10.77
	#5 a 15	#6 a 15

1.2 Cálculo de estribos

1.2.1 Análisis sísmico y de pilotes

1.2.1.1 Análisis de desplazamientos

El desplazamiento admisible debe ser aumentado por el factor R_d para considerar los efectos no lineales:

$$R_d = \left(1 - \frac{1}{\mu_D} \right) \frac{T^*}{T} + \frac{1}{\mu_D} \geq 1.0 \text{ for } \frac{T^*}{T} > 1.0$$

$$R_d = 1.0 \text{ for } \frac{T^*}{T} \leq 1.0$$

Con $T^*=1.25$ $T_s=0.61$, $T=0.67$ seg $\mu_d=2$ para categoría B

tomamos 1 por ser $T^* < T$.

El desplazamiento requerido será, según el modelo del apartado Cargas empleadas/sismo, de 12.2 cm.

La capacidad de desplazamiento será:

$$\Delta_c^L = 0.12 H_o (-1.27 \ln(x) - 0.32) \geq 0.12 H_o \quad \text{para categoría B}$$

Con

H_o =altura libre en pilas (o estribos): 2 m

$x=\Lambda B_0/H_o = 0.75$ longitudinalmente y 5.3 trasversalmente

$L=1$ si pilar articulado en 1 extremo y 2 si empotrado en los dos: 1

B_0 : dimensión del pilar en la dirección 1.5 m longitudinalmente y 9.3 m trasversalmente

La capacidad de deformación es $\Delta_c^L = 0.12 * 2 = 0.24$ m para ambas direcciones, superior al requerido de 12 cm.

1.2.1.2 Análisis Capacidad

El choque de tablero contra el murete de estribos producirá la plastificación de este, siendo la fuerza necesaria para plastificarlo transmitida posteriormente a los pilotes.

1.2.1.2.1 Momento de plastificación del murete con overstrength

Se considera un factor de mayoración de resistencias de 1.4.

Proyecto: mureteoverstrnght
Sección : Hormigón Armado

Programa: Vettones v.2.16

1.- Geometría sección

Contorno [0] exterior

i	x	y
0	-4.6500e+00	-1.5000e-01
1	-4.6500e+00	+1.5000e-01
2	+4.6500e+00	+1.5000e-01
3	+4.6500e+00	-1.5000e-01

2.- Resistencias

Resistencia acero pasivo Fy_k : 5.79320e+05
Coeficiente minoración a.p. G_y : 1.11111e+00
Módulo elasticidad a.p. E_y : 2.10000e+08

EpcC : -0.0029 Deformación rotura en compresión
EpcF : -0.0030 Deformación rotura en flexión
EpsT : +0.0500 Deformación rotura acero

F_{ck} : Resistencia característica hormigón a compresión
F_{ct} : Resistencia del hormigón en tracción
G_c : Coeficiente minoración resistencia hormigón
E_c : Módulo de elasticidad hormigón
C_c : Coeficiente de cansancio

c	F _{ck}	F _{ct}	G _c	E _c	C _c
00	2.800e+04	3.281e+03	1.500e+00	2.487e+07	1.000e+00

3.- Armadura pasiva

n : Número de barras
F_i : Diámetro armadura
x_i,y_i : Coordenadas inicio de la capa
x_f,y_f : Coordenadas fin de la capa
A_s : Área de toda la capa (*1e4)

i	n	F _i	x _i	y _i	x _f	y _f	A _s
0	50	1.2700e-02	-4.0050e+00	-1.0500e-01	+4.0050e+00	-1.0500e-01	63.34
1	50	1.2700e-02	-4.0050e+00	+1.0500e-01	+4.0050e+00	+1.0500e-01	63.34

100

126.68

rAs: 0.00521 (--) Cuantía geométrica =As[126.68]/Ab[24300.00]

4.- Áreas e inercias

b: Sección bruta hormigón

n: Sección neta hormigón

p: Sección neta homogeneizada con arm. pasiva

h: Sección neta homogeneizada con arm. pasiva y activa

EcRef : 2.4870e+07

t	xg	yg	A	I _{xg}	I _{yg}	I _{xyg}
b	+0.0000e+00	+0.0000e+00	2.4300e+00	1.8225e-02	1.3286e+01	+0.0000e+00
n	+0.0000e+00	+0.0000e+00	2.4300e+00	1.8225e-02	1.3286e+01	+0.0000e+00
p	+0.0000e+00	+0.0000e+00	2.5243e+00	1.9266e-02	1.3811e+01	+0.0000e+00
h	+0.0000e+00	+0.0000e+00	2.5243e+00	1.9266e-02	1.3811e+01	+0.0000e+00

5.- Esfuerzos

Convenio de signos:

Nz: positivo cuando tracciona la sección

Mx: positivo cuando tracciona el lado superior

My: positivo cuando tracciona el lado izquierdo

Gf: si los esfuerzos son en servicio, es el coeficiente
de ponderación para obtener los de diseño
Cal: tipo de cálculo a realizar

idE	Nz	Mx	My	Gf	Cal
00	0.000	1.000	0.000	1.000	ELU/S

6.- Esfuerzos últimos

cNz : Nu/Nd

cMx : Mxu/Mxd

cMy : Myu/Myd

si : Bloque compresiones (x/h) (excepto Dominio 5)

beta : Ángulo de la dirección de flexión con el eje x

EcComp : Deformación hormigón en compresión (*10³)EsTrac : Deformación acero en tracción (*10³)

H : Canto de la sección

D : Canto útil

Xc : Profundidad bloque de compresiones

Cálculo: Nu=Nd , Mxu/Mxd= Myu/Myd = constante

idE	Nd	Mxd	Myd	Nzu	Mxu	Myu	cNz	cMx	cMy
00	0.000	1.000	0.000	-0.018	813.979	0.601	----	99.00	----

idE	si	beta	EcComp	EsTrac	H	D	Xc
00	0.129	270.00	-3.00	16.80	0.300	0.255	0.039

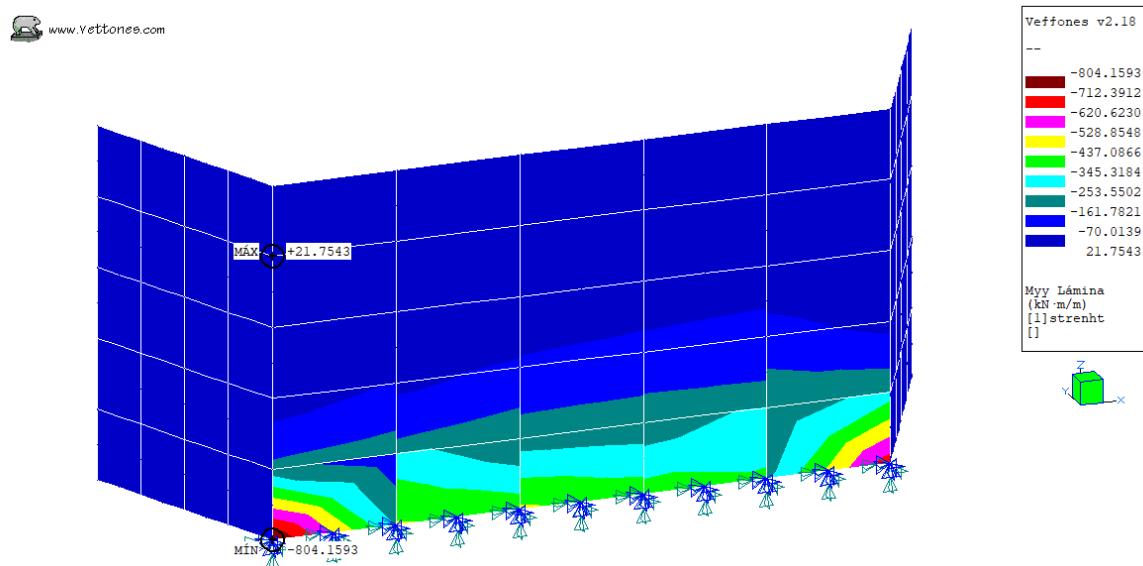
El momento de plastificación del murete es de 813.9 KN*m, que vendrá generado por un cortante de 740 KN.

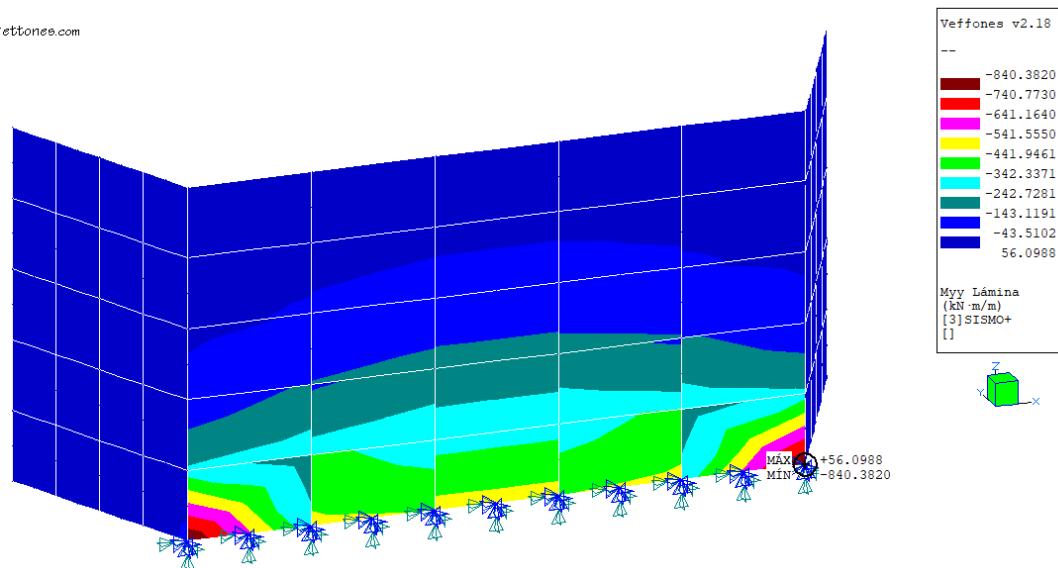
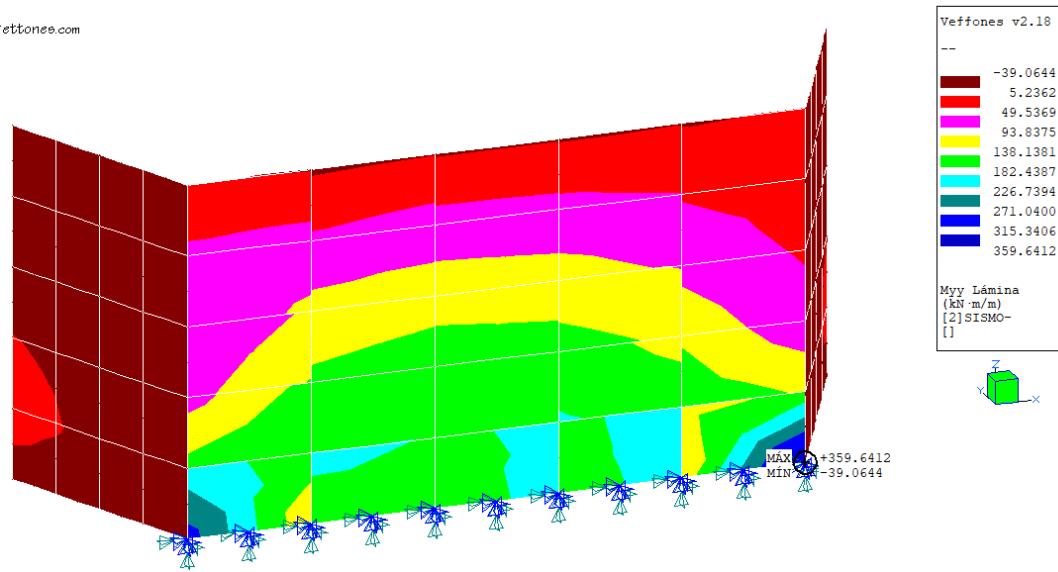
1.2.1.2.2 Esfuerzos en el alzado

Los esfuerzos en el alzado se determinan mediante un modelo de elementos finitos tipo lámina. Sobre este modelo se colocan:

- Cargas del tablero como fuerzas puntuales actuando con excentricidad debido a que no actúan sobre el eje de la lámina sino a 30 cm de borde exterior.
- Empujes de tierras
- Empujes sísmicos de tierras y peso del estribo debido a las fuerzas iniciales
- Choque del tablero contra el murete en sismo negativo.

Los esfuerzos resultantes en las diferentes combinaciones son:





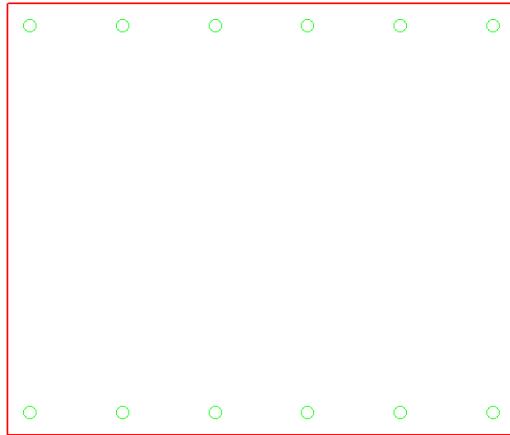
Capacidad del fuste

La capacidad del fuste por metro viene dada por:

Proyecto: 1mdefuste
Sección : Hormigón Armado

Programa: Vettones v.2.18

 www.Vettones.com



Vefftones v2.18
10:05:28
12-VII-2018

lmdefuste

1.- Geometría sección

Contorno [0] exterior

i	x	y
0	-5.0000e-01	-4.2500e-01
1	-5.0000e-01	+4.2500e-01
2	+5.0000e-01	+4.2500e-01
3	+5.0000e-01	-4.2500e-01

2.- Resistencias

Resistencia acero pasivo Fy_k : 4.13800e+05
 Coeficiente minoración a.p. G_y : 1.11111e+00
 Módulo elasticidad a.p. E_y : 2.10000e+08

EpcC : -0.00290 Deformación rotura en compresión
 EpcF : -0.00300 Deformación rotura en flexión
 EpSt : 0.05000 Deformación rotura acero

F_{ck} : Resistencia característica hormigón a compresión
 F_{ct} : Resistencia del hormigón en tracción
 G_c : Coeficiente minoración resistencia hormigón
 E_c : Módulo de elasticidad hormigón
 C_c : Coeficiente de cansancio

c	F _{ck}	F _{ct}	G _c	E _c	C _c
00	2.800e+04	3.281e+03	1.500e+00	2.487e+07	1.000e+00

3.- Armadura pasiva

n : Número de barras
 F_i : Diámetro armadura
 x_i,y_i : Coordenadas inicio de la capa
 x_f,y_f : Coordenadas fin de la capa

As : Área de toda la capa (*1e4)

i	n	Fi	xi	yi	xf	yf	As
0	6	2.5400e-02	-4.5500e-01	-3.8000e-01	+4.5500e-01	-3.8000e-01	30.40
1	6	2.5400e-02	-4.5500e-01	+3.8000e-01	+4.5500e-01	+3.8000e-01	30.40
			12				60.80

rAs: 0.00715 (--) Cuantía geométrica =As[60.80]/Ab[8500.00]

4.- Áreas e inercias

b: Sección bruta hormigón

n: Sección neta hormigón

p: Sección neta homogeneizada con arm. pasiva

h: Sección neta homogeneizada con arm. pasiva y activa

EcRef : 2.4870e+07

t	xg	yg	A	I _{xg}	I _{yg}	I _{xyg}
b	+0.0000e+00	+0.0000e+00	8.5000e-01	5.1177e-02	7.0833e-02	+0.0000e+00
n	+0.0000e+00	+0.0000e+00	8.5000e-01	5.1177e-02	7.0833e-02	+0.0000e+00
p	+0.0000e+00	+0.0000e+00	9.0134e-01	5.8593e-02	7.5796e-02	+0.0000e+00
h	+0.0000e+00	+0.0000e+00	9.0134e-01	5.8593e-02	7.5796e-02	+0.0000e+00

5.- Esfuerzos

Convenio de signos:

Nz: positivo cuando tracciona la sección

Mx: positivo cuando tracciona el lado superior

My: positivo cuando tracciona el lado izquierdo

Gf: (--) Si los esfuerzos son en servicio, es el coeficiente de ponderación para obtener los de diseño

Cal: tipo de cálculo a realizar

idE	Nz	Mx	My	Gf	Cal
00	0.000	840.000	0.000	1.000	ELU/S

6.- Esfuerzos rotura

si : Bloque compresiones (x/h) (excepto Dominio 5)

beta : Ángulo de la dirección de flexión con el eje x

EcComp : Deformación hormigón en compresión (*10³)

EsTrac : Deformación acero en tracción (*10³)

H : Canto de la sección

D : Canto útil

Xc : Profundidad bloque de compresiones

Cálculo: Nu=Nd , Mxu/Mxd= Myu/Myd = constante

idE	Nu	Mxu	Myu	Nzr	Mxr	Myr	cNz	cMx	cMy
00	0.000	840.000	0.000	-0.012	877.466	0.090	----	1.04	----

idE	si	beta	EcComp	EsTrac	H	D	Xc
00	0.067	270.00	-3.00	39.22	0.850	0.805	0.057

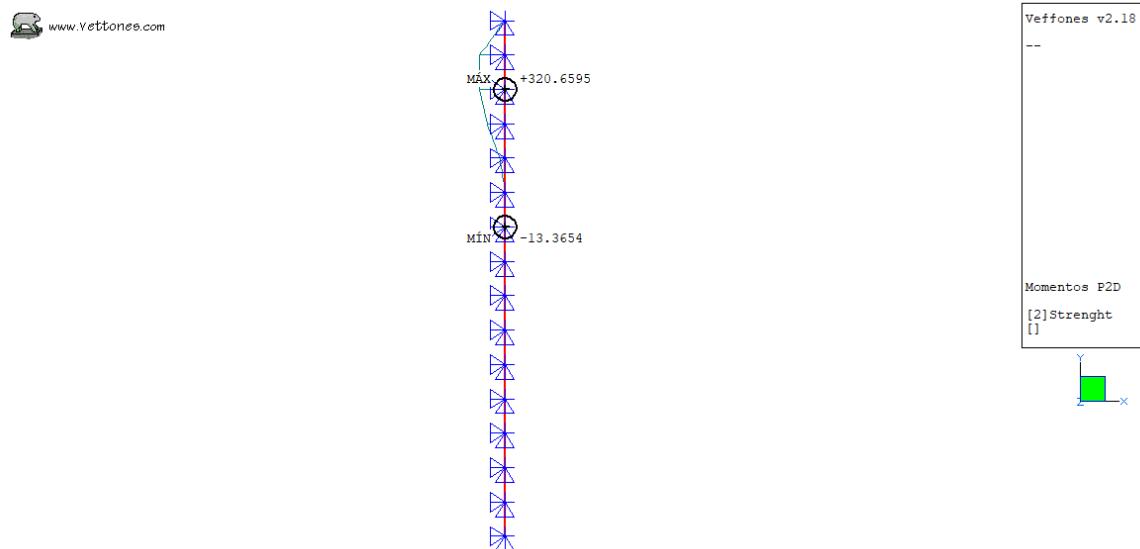
La capacidad resistente $Mr = 877 \text{ KN*m}$ es superior a $Mu = 840 \text{ KN*m}$

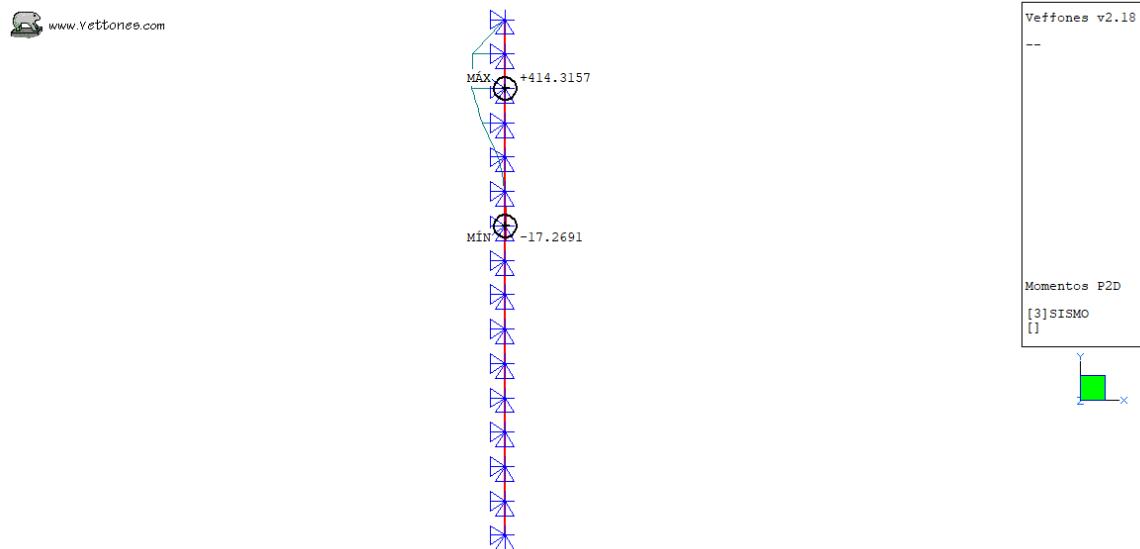
1.2.1.2.3 Esfuerzos en los pilotes.

Según el reparto de fuerzas, los cortantes en cabeza de pilotes alcanzan 915 KN en combinación Strenhgt y 1190 KN en sismo, por lo que va a dimensionarse el pilote con estas fuerzas en cabeza.

Los esfuerzos en pilotes en sismo son superiores a los de strenght, por lo que se diseña el refuerzo de estos bajo sismo:

Los esfuerzos en pilote en ton y m son:



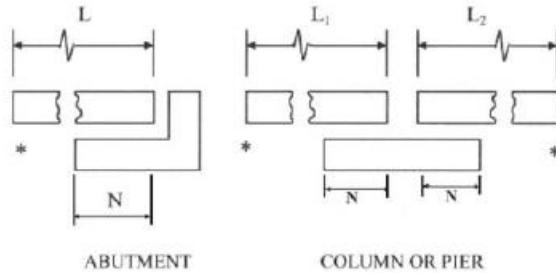


1.1.4.4 Capacidad de los pilotes a cortante

El refuerzo dispuesto a cortante, una espiral de #4 a 15 proporciona 16.9 cm²>14.7 cm² necesarios.

1.1.4.5 Longitud de apoyo en soportes

La longitud de apoyo en soportes N viene dada en pulgadas por:



$$N = (8 + 0.02L + 0.08H)(1 + 0.000125S^2)$$

Con

H= altura pila o alturas media pilas o estribos en pies: 2 m: 6.25 pies

L= longitud hasta la siguiente junta de dilatación en (0 en nuestro caso)

S= ángulo en grados de esvaje entre normal al vano y el eje de pila o estribo:0

Para estribos:

$$N = (8 + 0 + 6.25 * 0.08) * 1 = 8.5 \text{ pulgadas} = 21.6 \text{ cm.}$$

Las dimensiones de apoyo son superiores a 0.25 m en ambos casos, por lo que no se produce problema.

1.1.5 Aparatos de apoyo

Estrado Datos aparato	Cargas y desplazamientos			Comprobaciones		
	Servicio	Permanente	Térmico	Servicio	Permanente	Térmico
Número de capas de neopreno	6	Desplazamiento longitudinal (mm)	3.4	0.8	2.6	< 60 ok
Número de capas de acero	5	Desplazamiento transversal (mm)	1	0	1	< 3 ok
espesor capas neopreno mm	10	Servicio Permanente Sobrecarga				< 5 ok
espesor capas acero mm	4	Carga vertical en servicio (kN)	1300	400	900	0.9 < 2 ok
espesor total neopreno mm	60	Tensión vertical (Mpa) σs	10.6	3.3	7.3	10.6 < 48 ok
espesor total acero mm	20	Rotación eje longitudinal en servicio (rad)	0.015	0.01	0.005	1.2 < 4.00 ok
espesor total mm	80	Rotación eje transversal en servicio (rad)	0.006	0.001	0.005	1.0 < 4.00 ok
Factor de forma (s1)	8.8	Servicio Permanente Sobrecarga				3.0 < 3.74 ok
Longitud mm	350	Deforadación tangencial por carga axial /s	1.70	0.52	1.18	
Anchura mm	350	Deforadación tangencial por giro longitudinal	1.53	1.02	0.51	Entre paréntesis el apartado de la LFRD 2014 donde se indica cada comprobación
Dim mínima	350	Deforadación tangencial por giro transversal	0.61	0.10	0.51	
Dim max	350	Deforadación tangencial total por giro γf	1.65	1.03	0.72	
Grneopreno Mpa	1	Deforadación tangencial por desplazamiento /s	0.06	0.01	0.05	
Límite elástico acero Fy (Mpa)	260	εa		0.0089		
Salto tensional mínimo en fatiga ΔFth (Mpa)	140	α		0.61		
Da	1.4	Cα		0.27		
Dr	0.5	Parámetros de inestabilidad				
Ba	1.6	A	0.19			
		B	0.20			

1.2.2 Aletas

Los esfuerzos de la aleta han sido determinados junto con los del fuste.

Se refuerza en función de la profundidad:

Franja	Mu (Kn*m/m)	As mínima cm ² /m	Dispuesto	As dispuesto (cm ² /m)
0-1.90	8.9	8.5	#5 a 20	9.8
2-4	13.6	13.4	#6 a 20	14.8
4-5.8	25.2	24.8	#8 a 20	25

2 Conclusión

El presente documento ha dimensionado la estructura propuesta en el actual tramo en función de la AASTHO LFRD Bridge Design Specifications 2012-16, la AASTHO Bridge Seismic Specifications 2014 y de los parámetros de vientos y sismo indicados en la REP-14.

APÉNDICE 1. ESTUDIO GEOTÉCNICO

**ESTUDIO DE SUELOS
PROYECTO
REHABILITACIÓN DELA CARRETERA COLÓN –
FUERTE SAN LORENZO
COSTA ABAJO - COLÓN**



CLIENTE:



ELABORADO POR:

ITP INGENIERÍA
TÉCNICA DE
PROYECTOS

INFORME: ITP-247-19-PA

OCTUBRE 2019

www.itp.cr

REPORTE DE ESTUDIO DE SUELOS

PROYECTO REHABILITACIÓN DE LA CARRETERA COLÓN –FUERTE SAN LORENZO

CONTENIDO

1	Introducción	1
2	Objetivos	1
3	Alcance	2
4	Ubicación de área de estudio	3
5	Información utilizada	4
6	Ambiente Tectónico y Sísmico	5
6.1	Sismicidad y Perfil sísmico	6
6.2	Geología Regional	7
7	Metodología de Trabajo	9
7.1	Visita de reconocimiento y planificación	9
7.2	Alcance del trabajo de perforación	9
7.3	Ensayo de campo SPT	10
7.4	Alcance de la descripción Litológica	12
7.5	Descripción de los ensayos de laboratorio	12
8	RESULTADOS OBTENIDOS	14
8.1	Descripción litológica de los Sondeos	14
8.2	Ensayos de laboratorio	17
8.3	Nivel freático	19
9	CONCLUSIONES	20
10	RECOMENDACIONES	22
11	CLASIFICACIÓN DEL PERFIL DEL SUELO	24
12	ANEXO	27
12.1	Ubicación de los trabajos de campo	28

12.2	Reportes	29
12.2.1	Registro fotográfico de emplazamiento	
12.2.2	Registros fotográfico de muestras de suelos	
12.2.3	Columna estratigráfica de los sondeos	
12.2.4	Ensayos de laboratorio	

1. INTRODUCCIÓN

El informe de suelos del proyecto “**REHABILITACIÓN DE LA CARRETERA COLÓN – FUERTE SAN LORENZO**” se realiza a petición de **CONCRETOS ASFALTICOS NACIONALES S.A.**, y lo desarrolla **INGENIERIA TÉCNICA DE PROYECTO S.A.**, utilizando como subcontratista a la firma Laboratorio Nacional de la Construcción **LANCO S.A.**

El presente informe pertenece al proyecto “**REHABILITACIÓN DE LA CARRETERA COLÓN – FUERTE SAN LORENZO**”, ubicado en la costa de Colón, carretera que va desde la esclusa de Gatún distrito de Colón, hasta el fuerte San Lorenzo, provincia de Colón. El estudio realizado comprende las zonas en donde se realizará la construcción de los puentes, (ver anexo de ubicación). El alcance de los trabajos y los ensayos realizados, ha sido determinado por **CONCRETOS ASFALTICOS NACIONALES S.A.**

2. OBJETIVOS

El objetivo fundamental de la presente investigación, es aportar información sobre las características de los materiales del terreno, en la zona estudiada (porción de área, ver anexo de ubicación), de forma tal que pueda ser utilizado para el diseño, planificación y construcción, del mencionado proyecto.

3. ALCANCE

El presente informe geotécnico, está basado en la investigación geotécnica de campo y los ensayos de laboratorio, aportarán la siguiente información:

- Descripción de la investigación realizada, detallándose los datos obtenidos en los sondeos, recuperación en roca y ensayos de laboratorio.
- Determinación de la profundidad de las aguas freáticas y aguas colgadas, si la hubiera.
- Determinación de las irregularidades que puede presentar el terreno, como cavidades desconocidas, presencia de materia orgánica, fallas geológicas,...etc.
- Identificación de las diferentes Unidades Litológicas determinadas en el área de estudio.

4. UBICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

La investigación, es para el proyecto de carretera, que inicia en las Esclusa de Gatún distrito de Colón – Tercer Puente sobre el Canal, hasta fuerte San Lorenzo, República de Panamá (ver anexo de ubicación).

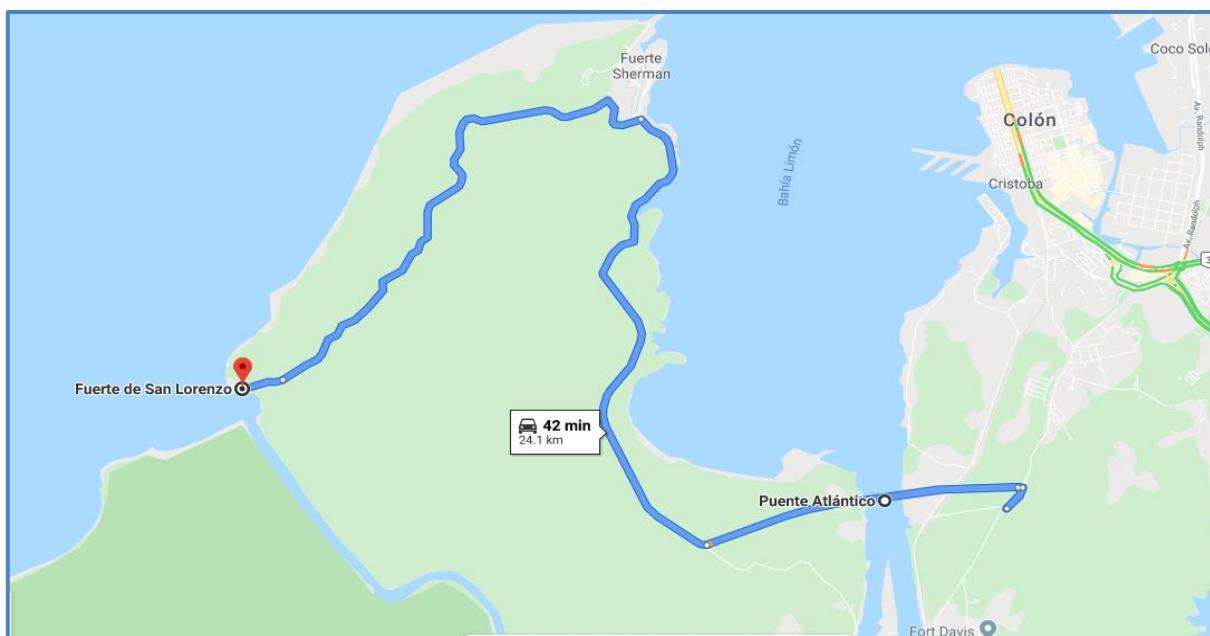


Figura 1. Mapa de ubicación de la ruta- Carretera Puente Atlántico, Colón – Fuerte San Lorenzo

5. INFORMACIÓN UTILIZADA.

La información utilizada para la realización del presente informe a parte de los trabajos de investigación ha sido la siguiente:

- Mapa geológico de Panamá y sus alrededores. R.H y J.L. Stewart con la colaboración de W.P. Woodring
- Reglamento para el diseño estructural en la República de Panamá. REP-2014.
- Información disponible en entidades públicas e internacionales
 - Instituto Geográfico “Tommy Guardia” <http://www.ignpanama.gob.pa/>
 - Ministerio de Obras Públicas de Panamá. <http://www.mop.gob.pa/>
 - Observatorio Sísmico del Occidente de Panamá. <http://www.osop.com.pa/>
 - Empresa de Transmisión Eléctrica, S.A. <http://www.hidromet.com.pa/>
 - Instituto de Geociencias – Red Sismológica Nacional – Universidad de Panamá. <http://www.geocienciaspanama.org/>
 - Autoridad Nacional del Ambiente. <http://www.anam.gob.pa/>
- Material bibliográfico
 - Ingeniería geológica. De Luis I. Gonzalez de Vallejo, 2004, PEARSON EDUCACIÓN S.A.
 - Tropical residual Soils. De Peter G.Fookes, 1997, Series Editor M. EDDELESTON.
 - Handbook of Tropical Residual Soils Engieering. De Bujang B.K. Huat, David G. Toll & Arund Prasad, 2012, Tailor & Francis Group.
 - Tropical Residuals Soils Geological Society Engineerin Group Working Party Report. De The Geological Society of London, 1990, Engineering Geology Special Publications.

6. AMBIENTE TECTÓNICO Y SÍSMICO REGIONAL

El Istmo de Panamá está situado sobre una miniplaca tectónica a la cual se ha denominado Bloque de Panamá. Esta miniplaca se encuentra activa sísmicamente, debido a la colisión de cuatro grandes placas tectónicas de las cuales está rodeada: la Placa Caribe, al norte; la Placa de Nazca, al sur; la Placa del Coco, al sudoeste y la Placa Suramericana, al este. Panamá presenta una historia sismotectónica reciente del Terciario, época en la cual emergen las estructuras que actualmente se conocen.

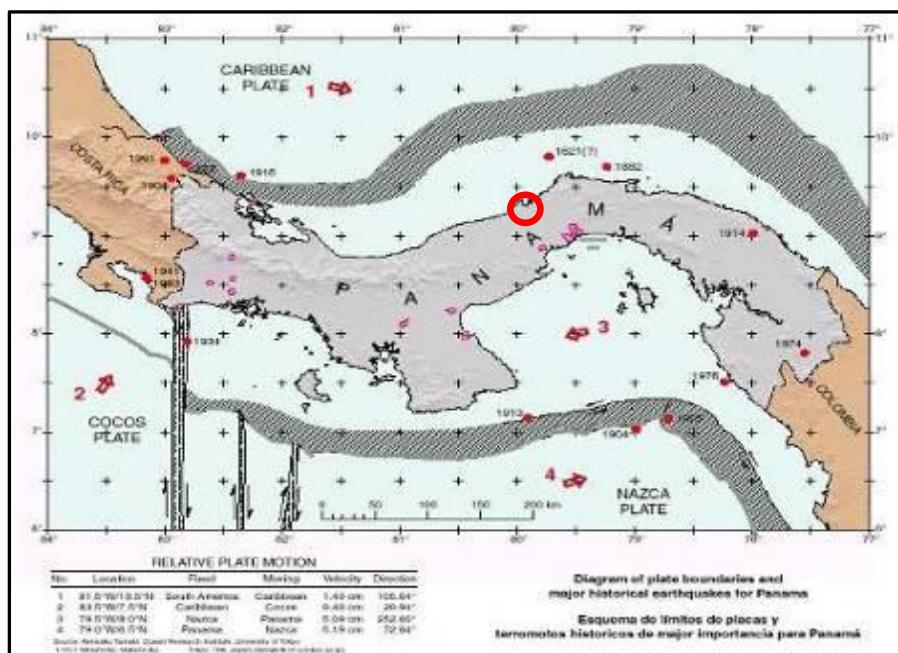


Figura 2. Configuración tectónica del bloque de Panamá. El círculo rojo muestra el lugar donde se ubica el área de estudio.

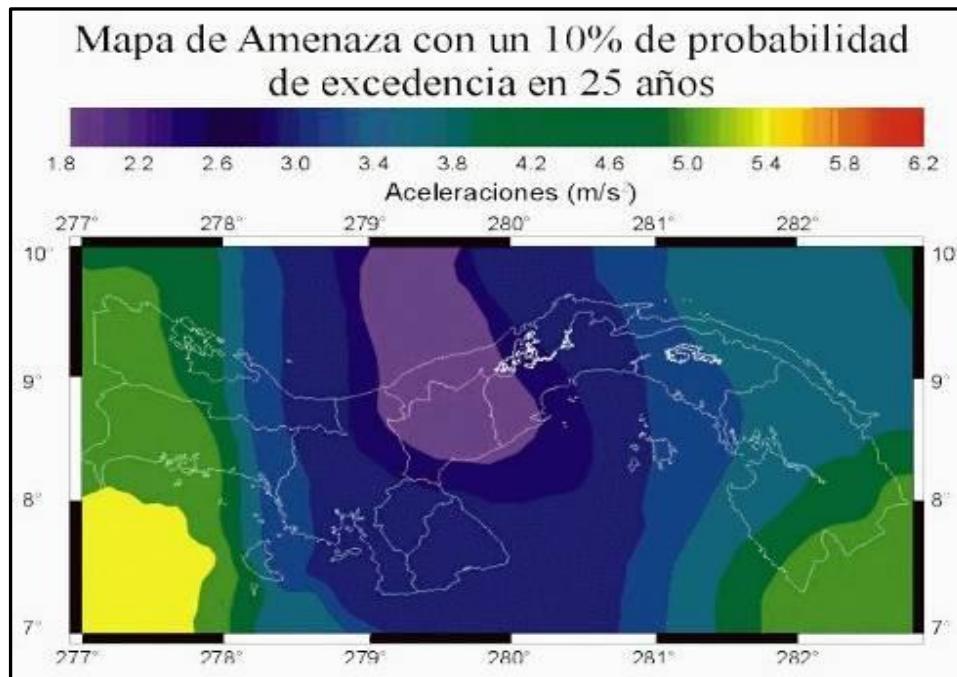


Figura 3. Mapa de amenaza sísmica de la República de Panamá

6.1 SISMICIDAD Y PERFIL SÍSMICO

La tabla que se presenta a continuación, muestra los coeficientes de aceleración para la República de Panamá. Se ha resaltado con un rectángulo rojo la perteneciente a la zona de la provincia Colón, que es el lugar donde se aproxima a la zona en estudio. Datos de aceleración espectral obtenidos de los mapas sísmicos REP-2014(PGA, S_1 y S_s) en la ruta de la Carretera desde el Puente Atlántico, Colón – Fuerte San Lorenzo.

Aceleración Pico del suelo (PGA) /5% Amortiguamiento critico = 0.40g

Aceleración Espectral 1.0 seg. (S_1) /5% Amortiguamiento critico = 0.39g

Aceleración Espectral 0.2 seg. (S_s) /5% Amortiguamiento critico = 0.94g

TABLA 1. Coeficiente de aceleración de velocidades sísmicas (Tomado de REP 2014)

Coeficientes de aceleración						
Ciudad	Provincia	Latitud	Longitud	Sitio Clase	S_s	S_1
Agua Dulce	Coclé	08°15'00"N	80°33'00"W	B	0.720	0.304
Aligandí	Kuna Yala	09°14'00"N	78°01'00"W	B	0.940	0.380
Almirante	Bocas del Toro	09°18'00"N	82°24'00"W	B	1.282	0.517
Bocas del Toro	Bocas del Toro	09°20'00"N	82°15'00"W	B	1.285	0.522
Boquete	Chiriquí	08°47'00"N	82°26'00"W	B	1.410	0.529
Changuinola	Bocas del Toro	09°26'00"N	82°31'00"W	B	1.349	0.532
Chepo	Panamá	09°10'00"N	79°06'00"W	B	0.940	0.369
Chiriquí Grande	Bocas del Toro	08°57'00"N	82°07'00"W	B	1.078	0.443

Coeficientes de aceleración						
Ciudad	Provincia	Latitud	Longitud	Sitio Clase	S_s	S_1
Chitré	Herrera	07°58'00"N	80°26'00"W	B	0.776	0.381
Chorrera	Panamá	08°52'40"N	79°46'41"W	B	Ver Mapas	
Colón	Colón	09°21'33"N	79°54'05"W	B	Ver Mapas	
Concepción	Chiriquí	08°31'00"N	82°37'00"W	B	1.500	0.607
Coronado	Coclé	08°31'57"N	79°53'13"W	B	0.596	0.258
David	Chiriquí	08°25'38"N	82°25'51"W	B	1.500	0.564
El Real	Darién	08°06'36"N	77°44'04"W	B	1.445	0.503
El Valle	Coclé	08°36'03"N	80°07'49"W	B	0.592	0.247
Jaqué	Darién	07°31'03"N	78°10'13"W	B	0.940	0.380
La Palma	Darién	08°24'10"N	78°08'43"W	B	0.940	0.380
Las Tablas	Los Santos	07°46'00"N	80°17'00"W	B	0.836	0.390
Panamá	Panamá	08°59'37"N	79°31'11"W	B	Ver Mapas	
Penonomé	Coclé	08°31'00"N	80°22'00"W	B	0.623	0.260
Portobelo	Colón	09°33'00"N	79°39'00"W	B	0.940	0.380
Puertos Armuelles	Chiriquí	08°17'00"N	82°52'00"W	B	1.500	0.636
Puerto Obaldía	Kuna Yala	08°39'52"N	77°25'08"W	B	0.940	0.370
Santiago	Veraguas	08°06'00"N	80°59'00"W	B	0.712	0.347
Soná	Veraguas	08°01'00"N	81°19'00"W	B	0.800	0.368
Tonosí	Los Santos	07°24'00"N	80°27'00"W	B	1.020	0.517

6.2 GEOLOGÍA REGIONAL

Las rocas presentes en la zona de proyecto, pertenecen a la Formación Roca sedimentaria.

La Formación río Hato (QR-Aha), Grupo Aguadulce de origen Cuaternario, está compuesta por conglomerado, arenisca, lutitas, tobas, arenisca no consolidadas, pómex.

La Formación Chagres (TPL-CH), Grupo Chagres de origen Terciario, está compuesta por arenisca maciza (de granos finos).

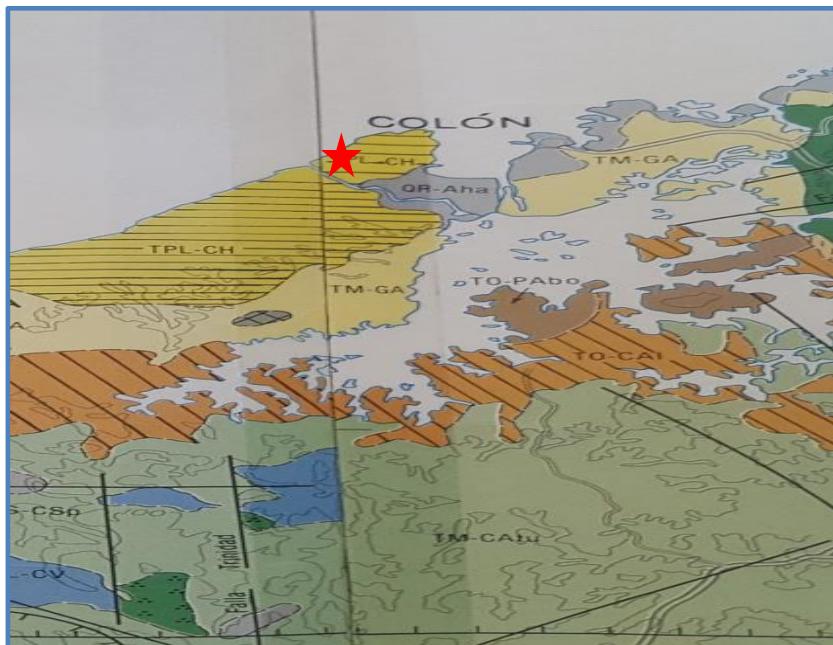


Figura 4. Mapa geológico de la zona de la provincia de Colón- Región Costa Abajo-Fuerte San Lorenzo

PERÍODO	GRUPO	FORMACIÓN	SÍMBOLO	COLOR	DESCRIPCIÓN	FORMACIONES SEDIMENTARIAS
CUATERNARIO	Aguadulce	Las Lajas	QR - Ala		Aluviones, sedimentos consolidados, areniscas, corales, manglares, conglomerados, lutitas carbonosas, deposiciones tipo delta.	
		Río Hato	OR - Aha		Conglomerado, areniscas, lutitas, tobas, areniscas no consolidadas, poméz.	
		B. de Chucará	OR-Abch		Aluviones, arena, lutita carbonosa, depósitos orgánicos con pirita, deposiciones tipo delta.	
		Chagres	TPL - Ch		Arenisca maciza (de grano fino).	
	Gatún	Chucunaque	TPL - Chu		Areniscas, siltitas, arcillas, conglomerados.	
		Charco Azul	TMPL - Chaz		Arcillas, areniscas, limolitas.	
		Pucro	TM-GAPu		Caliza, arenisca, lodoita.	
		Gatún	TM - GA		Areniscas, lutitas, tobas, conglomerados, arcillita arenosa.	
		Tuira	TM - GAtu		Areniscas, lodoita, conglomerado.	
		Punta Valiente	TM - GAV		Areniscas, lutitas, tobas, y conglomerados.	
		Gatún-Uscari	TM - GAus		Lutitas, limolitas, areniscas, conglomerados, piroclásticos.	
TERCIARIO	La Boca	Santiago	TM - SA		Arenisca, conglomerados.	
		La Boca	TM - LB		Esquistos arcillosos, lutitas, arenisca, toba y caliza.	
		Alajuela	TM - LBa		Arenisca tobácea, arenisca calcárea y lutita calcárea.	
	Culebra	Culebra	TM - CU		Arenisca calcárea y lutita calcárea.	
		Topaliza	TOM - TZ		Calizas, limolitas, lutitas, areniscas tobáceas y tobas.	
		Capetí	TO - CP		Areniscas arcillosas, tobas, limolita, conglomerados lutolíticos y calizas interestratificadas.	
	Caimito	Caimito	TO - CAI		Arenisca tobácea, lutita tobácea, toba, caliza foraminífera. Miembro Quebranilla-TOCAIqr.	
		Caraba	TO - CAIca		Aglomerado dacítico, conglomerado, arenisca calcárea y caliza fosilífera.	
	Panamá	Panamá (Fase Marina)	TO - PA		Arenisca Tobácea, lutita, tobácea, caliza algácea y foraminífera.	
		Bohío	TO - PAb		Conglomerados, areniscas y tobas, diques basálticos.	
SECUNDARIO	Macaracas	Macaracas	TO - MAC		Tobas y areniscas tobáceas.	
		Pesé	TO - MACpe		Tobas continentales, areniscas, calizas.	
		El Barro	TO - MACba		Calizas arrecifales fosilíferas.	
	Senosri-Uscari	Senosri-Uscari	TO - SEus		Lutitas, conglomerados, calizas tobáceas y arcillas.	
		Galique	TO - SÉga		Arenisca, lutitas, tobas, limolitas, arenisca con fósiles.	
	Tonosí	Gatuncillo	TE - G		Esquistos arcillosos, lutitas, arenisca de cuarzo, caliza algácea y foraminífera.	
		Darién	TE - T0da		Lodolitas, lodoítas tobáceas, arenisca tobácea, grauvaca, caliza, conglomerado, sub-lapilli, conglomerado, pedernal.	
		Tonosí	TE0 - T0		Lutitas, areniscas.	
		David	TE - Tod		Areniscas, lutitas, calizas, lavas y tobas andesíticas intercaladas.	
		Búcaro	TE - T0b		Calizas arenosas, areniscas, conglomerados y brechas.	
	Chiguirí	Chiguirí	TPA - CHI		Lutitas deformadas.	
		Pta. Matanza	TPA - CHImz		Grauvacas, lutitas y limolitas.	
TERCIARIO	Changuinola	Changuinola	K - CHA		Calizas, lutitas, areniscas, cenizas, tobas, lavas, andesíticas intercaladas.	
		Ocú	K - CHAO		Calizas y Tobas.	
		Piriatí	K - CHAp		Calizas.	
	Paraguito	Paraguito	K - PAR		Limolitas y tobas.	
		Tiurí	K - PART		Lutitas y limolitas silicificadas.	
		C. Sardina	K - PARs		Lutitas y limolitas silicificadas.	
		Cuango	K - CG		Limolitas deformadas.	

PERÍODO	GRUPO	FORMACIÓN	SÍMBOLO	COLOR	DESCRIPCIÓN	FORMACIONES VOLCÁNICAS
CUATER- NARIO	C. Picacho	C. Picacho	OPS - P		Basaltos/andesita, conglomerados, aluviones, coluviones, lodoletas.	
		Barú	OPS - BA		Basaltos/andesita, cenizas, tobas aglomerados y lavas.	
		Cerro Viejo	PI/PS - Cv		Basaltos/andesita, amigdaloides vidriosos. Basaltos Post-ignimbriticos.	
	La Yeguada	El Valle	TMPL-VVA		Dacitas, brechas, plugs, flujos ignimbriticos, pumitas, tobas finas.	
		La Yeguada	TM - Y		Dacitas, Ignimbritas y Tobas.	
		Bale	TM - Yba		Dacitas, riocacitas, riolitas.	
	C. El Encanto	C. El Encanto	TM - Yen		Dacitas, riocacitas, ignimbritas, sub-intrusivos, tobas y lavas.	
		Playa Colorada	TM - PC		Dacitas, Ignimbritas.	
		Virigua	TM - CAvi		Andesitas, basaltos, brechas, tobas, bloques, sub-intrusivos, diques-swarms, sedimentos volcánicos.	
	Cañazas	Tucué	TM - CATu		Andesitas/basaltos, lavas, brechas, tobas y "plugs".	
		Río Culebra	TM - CArc		Andesitas, basaltos y tobas.	
	San Pedrito	Cañazas	TM - CA		Andesitas, basaltos y tobas.	
		San Pedrito	TM - SP		Tobas y aglomerados.	
		Boró	TM - SPb		Andesitas, basaltos, arena, lutitas, sedimentos epiclásticos. Madera silicificada, conglomerado, brechas.	
	Panamá	Pedro Miguel	TM - PM		Aglomerado, grano fino a grueso.	
		Cucaracha	TM - C		Andesitas, tobas, arcillas bentoníticas, areniscas tobáceas.	
		Las Cascadas	TM - CAS		Aglomerados, tobas de grano fino y andesitas.	
	Majé	Las Perlas	TOM - LP		Andesitas/basaltos, lavas y piroclásticas.	
		Panamá (f. volc.)	TO - PA		Andesita, aglomerado, tobas de grano fino, conglomerado depositado por corrientes.	
		Bas Obispo	TO - Pabo		Basaltos/Andesitas, piroclásticos y bloques.	
	Tribique	Complejo Majé	TO-MA		Andesitas/basaltos, piroclásticos y aglomerados.	
		Sur de Soná	TO - MAso		Basaltos y Diabasas.	
		Soná	TEO - SO		Andesitas/basaltos, aglomerados y tobas.	
	Playa Venado	Tribique	TEO - TRI		Diabasas.	
		El Piro	TE - PI		Piroclásticos, tobas y bombas.	
		Caobanera	KT - VEcA		Aglomerados volcánicos, brechas, conglomerados, tobas de granos fino interestratificado.	
	Playa Venado	Pta. Sabana	K - VEpS		Lavas en almohadillas, basaltos y diabasas interestratificados con sedimentos piroclásticos.	
		Playa Veneado	K - VE		Basaltos, pillow lavas.	
SECUNDARIO	Dacitas Loma M.	Dacitas Loma M.	K-LMdA		Dacitas.	
		Quebro	K - QUE		Basaltos pírricos, pírritas y gabros olivínicos	

7. METODOLOGÍA DE TRABAJO

7.1 VISITAS DE RECONOCIMIENTO Y PLANIFICACIÓN

El día 28 de octubre de 2019, se ha realizado una visita de reconocimiento del terreno, así como la ubicación in situ de los trabajos a ejecutar.

7.2 ALCANCE DEL TRABAJO DE PERFORACIÓN

Para la elaboración del presente informe se han realizado un total de dos (2) **sondeos**, donde se perforó **43.00 m** lineales de profundidad en su totalidad, como define en la tabla Nº2:

TABLA 2. Cantidad de longitud perforada por sondeos

Puente	Estación	Estríbo	Coordenadas UTM(WGS84)		Profundidad de perforada(m)
			Este(m)	Norte(m)	
Puente sobre río Arenal	9k+500	Estríbo N°2	613693	1034881	18.00
Puente sobre río Las Lajas	15K+300	Estríbo N°1	610425	1031149	25.00
TOTAL					43.00

La campaña de perforación del sondeo se ha realizado el día 28 al 30 de octubre del 2019, empleando el equipo de perforación modelo ROLATEC RL 48L, el cual es una máquina de perforación a rotación con circulación de fluidos directos, perforaciones saca testigos y SPT estándar integrado (Ver Figura 5).



Figura 5. Equipo de perforación utilizado en la ejecución de los sondeos-Puente sobre río Arenal

7.3 ENSAYOS DE CAMPO SPT

El SPT se realiza introduciendo dinámicamente en el suelo un toma-muestras, del tipo cuchara partida de 50 mm de diámetro externo y 35 mm de diámetro interno, mediante golpes de un martillo de 63.5 kilogramos de peso, con caída libre de 76 cm. El número de golpes del martillo necesarios para hincar los 30 cm centrales del total de 60 cm penetrados del toma-muestras, se registra como valor N_{30}^{SPT} (valor N de resistencia a la penetración), el cual puede ser correlacionado con parámetros geotécnicos.

El ensayo se suspende cuando se exceden 50 golpes para avanzar un tramo de 15 cm, y se considera rechazo.

Una vez detectado rechazo en la prueba SPT se procedió a realizar cortes de roca mediante doble tubo equipado con brocas de diamante en diámetro (HQ), a las muestras obtenidas de los cortes de roca se les determinó la longitud recobrada y se les determinó el índice de calidad de la roca (R.Q.D.).

Para la caracterización geomecánicas de los suelos se recogieron muestras SPT y testigos parafinados a diferente cota.

Para efecto de descripción, se utilizó una escala de clasificación de consistencia y dureza para suelo y roca respectivamente. A continuación se describen las escalas adoptadas para los efectos de clasificación para los suelos.

Tabla 3. Propiedades comunes de suelos cohesivos (Cuadro A6.2.6.6.1- REP-2014)

Tipo Básico de Suelo	Números de goles/pies	Consistencia o Compacidad	Prueba Manual	γ (g/cm ³)	U_c (kPa)
Cohesivo	>30	Dura	Difícil de mellar	>2.0	>400
	15 a 30	Muy Firme	Mellada con las uñas	2.08 2.24	200 – 400
	8 a 15	Firme	Mella por el pulgar	1.92 – 2.08	100 – 200
	4 a 8	Medianamente firme	Moldeada por presión fuerte	1.76 – 1.92	50 – 100
	2 a 4	Suave	Moldeada con presión leve	1.60 – 1.76	25 – 50
	< 2	Muy Suave	Se estruja entre los dedos	1.44 – 1.60	0 – 25
No cohesivo	>50	Muy Densa	N/A	-	N/A
	30 a 50	Densa	N/A	-	N/A
	10 a 30	Medianamente densa	N/A	-	N/A
	4 a 10	Suelta	N/A	-	N/A
	Menor de 4	Muy Suelta	N/A	-	N/A

Dónde:

N (SPT)= resultados de la prueba de penetración estándar (golpes por pie)

γ (g/cm³) = peso unitario saturado

U_c = resistencia a compresión no confinada

7.4 ALCANCE DE LA DESCRIPCIÓN LITOLÓGICA DE LOS SONDEOS

Se describen las características litológicas de las muestras recuperadas en dos (2) sondeos realizados, tomando en cuenta el tipo de material, presencia de fragmentos de roca, nivel de compactación, cimentación, grado de meteorización...etc.

La descripción de visual de las unidades litológicas se ha realizado en base a la norma ASTM D 2488 y ASTM D 5434.

7.5 DESCRIPCIÓN DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO

Las muestras tomadas en campo en los sondeos realizados, son llevadas al laboratorio para realizarles la descripción litológica, y proceder a los análisis correspondientes.

A continuación se describe brevemente el procedimiento de cada ensayo realizado:

- Granulometría (ASTM-D6913): Se toma la muestra del intervalo indicado en la planilla de solicitud de ensayos, se disgrega el material golpeándolo con un mazo de goma, cuchillo o espátula, se mezcla, se cuartea y se escoge el material de dos cuadrantes encontrados, se pesa y se deja con agua en reposo durante 16 horas, para proceder a lavarla a través de la malla 200, de allí se lleva al horno de 16 a 24 horas a 60°C, al sacar la muestra del horno, se pesa y seguidamente se procede a tamizarla con los tamices desde Nº 40 .

De allí se hacen los cálculos para determinar la cantidad de material que es retenido en cada tamiz, y finalmente se procede a elaborar las planillas y gráficas de resultados.

- Límites de Atterberg (ASTM-D4318): La fracción restante de la muestra trabajada en la granulometría, se tamiza por la malla 40, se prepara una mezcla homogénea y se deja en reposo durante 16 horas. Después, con la Cuchara de Casagrande, se

llena hasta la mitad, se enrasa, se realiza un surco con el ranurador del equipo, y se determina el límite líquido a tres puntos hasta completar de 30 a 33 golpes; 24 a 26 golpes y 15 golpes respectivamente, debiendo darse dos golpes por segundo.

Al momento de alcanzar un cierre de las mitades de aproximadamente media pulgada, se extrae la porción unida, se coloca en una tara de peso conocido y se pesa el conjunto; se lleva al horno, a masa constante, a aproximadamente 100°C, se saca y se pesa nuevamente, determinando el contenido de humedad. Este procedimiento se debe repetir en los tres puntos, y luego se calcula el promedio de las lecturas.

Del mismo material colocado en la cuchara de Casagrande, se toma una porción para hacer el límite plástico, creando rollitos a 1/8" hasta fisurarse, se fracciona y se lleva al horno en una tara de peso conocido, a masa constante, se saca del horno y se determina el contenido de humedad (Ver Figura 14). Este procedimiento se repite tres veces. El valor final se determina a partir del promedio de los datos obtenidos.

- Ensayo de la compresión simple o compresión uniaxial (ASTM-D7012): En este ensayo, se le aplica a una probeta una tensión longitudinal en roca, de tal forma que el esfuerzo aplicado se convierte a valores aproximados de la resistencia a la compresión sin confinar, según el diámetro de la muestra. El aparato de compresión puede ser cualquier instrumento de compresión con suficiente capacidad de control para proporcionar la velocidad de carga La carga es medida con un anillo o una celda de carga fijada al marco.
- Humedad natural (ASTM-D2216): Se mide el contenido de agua de un suelo, el cual se determina a partir de la relación entre el peso de agua contenido en el mismo y el peso de su fase sólida, expresándose la medición como porcentaje. Esta propiedad física de los suelos, determina su estado tensional, resistencia y deformabilidad.

8. RESULTADOS OBTENIDOS

A continuación se presentan, los resultados obtenidos a partir del análisis visual de las muestras obtenidas, y los ensayos de laboratorio.

8.1 DESCRIPCIÓN LITOLÓGICA DE LOS SONDEOS

La descripción de visual de las unidades litológicas se ha realizado en base a la norma ASTM-D2488, integrada con la información resultante de los ensayos de laboratorio.

Sondeo Puente sobre el río Arenal – Estribo Nº2-Estación 9k+500

Profundidad: 0.00m a 1.50m

Limo elástico, gris oscuro, con abundante materia orgánica hasta los 0.25m, desde donde es roja, muy plástica, de 0.50m a 0.78m con algunas partes de material pobemente litificado, de textura grasosa, muy húmeda, muy suave, sin olor característico.

Profundidad: 1.50m a 3.00m

Limo elástico, rojo, muy plástico, con algunas partes de material pobemente litificado, de textura grasosa, muy húmeda, muy suave, sin olor característico, con trazas de limo arenoso gris en partes pobemente litificado

Profundidad: 3.00m a 3.45m

Arena arcillosa, marrón rojizo a gris claro, en partes con fragmentos pobemente litificados a arena media a gruesa, sin olor característico, en partes con algo de plasticidad, muy húmedo, el material es suave/suelto, altamente reactivo al HCL, sin olor característico.

Profundidad: 3.45m a 4.95m

Arena arcillosa, marrón pálido claro a gris claro, con abundante fragmentos pobre a moderadamente litificados a arena media a gruesa, sin olor característico, en partes con algo de plasticidad, en partes compacto, muy húmedo, el material es medianamente denso a denso, altamente reactivo al HCL, sin olor característico.

Profundidad: 4.95m a 6.00m

Limo arcilloso, marrón pálido claro a gris claro, con abundante fragmentos pobre a moderadamente litificados a arena media a gruesa, sin olor característico, en partes con algo de plasticidad, en partes compacto, muy húmedo, el material es medianamente

denso a denso, altamente reactivo al HCL, sin olor característico. Desde 5.20m arenisca fina a media, tobacea, ligeramente húmeda, de textura en partes aglomeratica, de media a mal escogimiento gradacional, pobre a moderadamente compacta, densa a muy densa.

Profundidad: 6.00m a 6.30m

Arenisca fina a media, tobacea, ligeramente húmeda, de textura en partes aglomeratica, de medio bueno a mal escogimiento gradacional, pobre a moderadamente compacta, densa a muy densa, material reactivo al HCL, sin olor característico,

Profundidad: 6.30m a 9.25m

Roca Arenisca fina a media, tobacea, ligeramente húmeda, de textura en partes aglomeratica, de medio buena a mal escogimiento gradacional, pobre a moderadamente compacta, densa a muy densa, de buena integridad, de resistencia muy baja a baja RH-1 en partes a RH-2, no meteorizada roca fresca/sana, de muy bajo grado de densidad de fracturamiento material altamente reactivo al HCL, sin olor característico.

Profundidad: 9.25m a 15.00m

Roca Arenisca fina a media, tobacea, ligeramente húmeda, de textura en partes aglomeratica, de medio buena a mal escogimiento gradacional, pobre a moderadamente compacta, densa a muy densa, de buena integridad, de resistencia muy baja a baja RH-1 en partes a RH-2, no meteorizada roca fresca/sana, de muy bajo grado de densidad de fracturamiento, mayormente inducido por acción mecánica de perforación rotativa en planos horizontales lisos y algunos de ocurrencia natural en planos subverticales de 45 grados con material precipitado calcáreo en láminas/hojuelas alojado en planos de fracturamiento altamente reactivo al HCL, sin olor característico. Desde 11.30m con textura a gradación más gruesa.

Profundidad: 15.00m a 18.00m

Roca Arenisca media con textura/gradación a gruesa, tobacea, ligeramente húmeda, de textura aglomeratica, de mal escogimiento gradacional, pobre a moderadamente compacta, densa a muy densa, de buena integridad, de resistencia muy baja a baja RH-1 en partes a RH-2, no meteorizada roca fresca/sana, de muy bajo grado de densidad de fracturamiento, mayormente inducido por acción mecánica de perforación rotativa en planos horizontales lisos y algunos de ocurrencia natural en planos subverticales de 45 grados con material precipitado calcáreo en láminas/hojuelas alojado en planos de

fracturamiento altamente reactivo al HCL, sin olor característico, desde 16.48m moderada a intensamente fracturada con densidad de fracturamiento de 20 a 40cm de espaciamiento, desde 17.80m de color gris oscuro a negro.

Sondeo Puente sobre el río Las Lajas – Estribo Nº1 Estación 15K+300

Profundidad: 0.00m a 1.50m

Material de relleno, fragmentos de roca tobacea de baja densidad relativa en tamaño gravas medias subangulosas, gris oscuro alterado a marrón hasta los 0.30m. Arcilla, marrón rojizo en partes alterado a marrón pálido claro a oscuro, con algo de material limo arenoso, plástica, de 0.45m con algunas partes de material pobre a moderadamente litificado, ligeramente húmeda, muy suave a firme, sin olor característico.

Profundidad: 1.50m a 3.45m

Arena limosa, marrón rojiza, muy plástica, con algunas partículas de material muy pobemente litificado y material detrítico en partículas tamaño limo a arena media, de textura grasosa, muy húmeda, muy suave, sin olor característico,

Profundidad: 3.45m a 4.50m

Arena limosa, marrón rojiza, muy plástica, con algunas partículas de material muy pobemente litificado y material detrítico en partículas tamaño limo a arena fina, de textura grasosa, húmeda, muy suave, sin olor característico, desde 4.12m limo arcilloso de coloración marrón pálido claro con algunas trazas gris claro y rojo, de buena consistencia, cohesivo, moderadamente firme a muy firme, con algo de arena fina.

Profundidad: 4.50m a 9.00m

Limo arenoso arcilloso, de coloración marrón pálido claro con algunas trazas gris claro y rojo, de buena consistencia, cohesivo, algo plástico, húmedo, moderadamente firme a muy firme, con algunas partículas de material pobemente litificado de baja compacidad en tamaño gravas finas a medias, con abundante arena fina, sin olor característico.

Profundidad: 9.00m a 9.45m

Arena pobemente gradada con limo, de coloración marrón pálido claro con algunas trazas gris claro y rojo, de buena consistencia, cohesivo, algo plástico, húmedo, moderadamente firme a muy firme a ligeramente densa, con algunas partículas de material pobemente

litificado de baja compacidad en tamaño gravas finas a medias, con abundante arena fina, sin olor característico.

Profundidad: 9.45m a 25.00m

Arena pobremente gradada con limo, de coloración marrón pálido claro con algunas trazas gris claro y rojo, de buena consistencia, cohesivo, algo plástico, húmedo, moderadamente firme a muy firme a ligeramente densa, con algunas partículas de material pobremente litificado de baja compacidad en tamaño gravas finas a medias, con abundante arena fina, sin olor característico.

8.2 ENSAYOS DE LABORATORIO

La siguiente Tabla resume la cantidad y tipo de ensayos realizados.

TABLA 4. *Ensayos de laboratorio realizados*

Tipo de ensayo	Norma Astm	Cantidad
Sondeos ejecutados	D 420	2
Ensayo de SPT	D 1586	20
Granulometría	D 6913	4
Límite de Atterberg	D 4318	4
Humedad Higroscópica	D 2216	20
Compresión unaxial Roca	D 7012	4

A continuación se presenta una Tabla-resumen de los ensayos realizados:

TABLA 5. Localización de muestras ensayadas.

Tipo de ensayo	Sondeo	Profundidad (m)
Humedad, Granulometría, Límite de Atterberg	Puente sobre río El Arenal Est. 9k+500	1.50
		4.50
	Puente sobre río Las Lajas Est. 15k+300	3.00
		9.00
Ensayo de Compresión en roca	Puente sobre río Arenal Est. 9K+500	7.35
		9.78
		10.98
		12.78

TABLA 6: Resultado ensayos de granulometría, humedad e índice de plasticidad, pasa tamiz Nº200.

Sondeo	Prof. (m)	Clasif. Según USCS	Descripción del suelo	LL (%)	IP (%)	Nº200 (%)	ω (%)
Puente sobre río El Arenal Est. 9k+500	1.50	MH	Limo elástico con algo de arena	67	34	86.8	55.2
	4.50	SC	Arena arcillosa	36	13	39.6	26.7
Puente sobre río Las Lajas Est. 15k+300	3.00	SM	Arena limosa	NP	NP	31.7	49.0
	9.00	SP-SM	Arena pobemente graduada con limo	NP	NP	11.8	33.9

Prof.: profundidad de la muestra.

LL: límite líquido de la muestra de suelos.

IP: índice plástico de la muestra de suelos.

Nº 200(%): porcentaje que pasa en el tamiz Nº200 del ensayo de granulometría de la muestra de suelos.

ω(%): contenido de humedad de la muestra.

TABLA 7. Resultado ensayos a compresión en roca.

Muestra	Profundidad de ensayo(m)	Resistencia a compresión en roca que lab. (kg/cm ²)	Módulo de Young (Kg/cm ²)	Humedad (%)	Densidad húmeda (gr/cm ³)	Densidad seca (gr/cm ³)
Puente sobre río El Arenal Est. 9k+500	7.35	67.38	6223.47	23.3	1.89	1.53
	9.78	68.10	4049.58	25.9	1.90	1.51
	10.98	73.40	4426.89	25.7	1.89	1.51
	12.78	79.76	5412.02	26.5	1.92	1.52

8.3 . NIVEL FREÁTICO

El nivel freático se detecta a las profundidades establecidas en la tabla N°8.

TABLA 8. Datos de profundidad de los niveles freáticos

Sondeos	Nivel Freático(m)
Puente sobre río El Arenal Est. 9k+500	4.50
Puente sobre río Las Lajas Est. 15k+300	6.50

9. CONCLUSIONES

Los cálculos de capacidades portantes han sido realizados usando únicamente los resultados puntuales a la profundidad del ensayo (considerando esta, como profundidad de empotramiento de cimentación).

En la siguiente Tabla se presentan las **capacidades soporte admisibles (qadm)** teóricas, estimadas según profundidad, en los puntos ensayados, y apoyando la cimentación sobre estos, utilizando la ecuación para determinada para la capacidad de soporte admisible de un suelo presentada por Peck, Hanson & Thornburn (1974)

$$qadm = 41 * Cw * N * S \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

Dónde:

N= es el número corregidos de golpes del ensayo SPT

Cw= factor de corrección adimensional que considera el efecto de nivel freático

S= asentamiento total admisible=1.0 in =25.4mm

TABLAS 9. Número de golpes de SPT y consistencia según profundidades, en los puntos ensayados.

Sondeo	N _{SPT}	Prof. (m)	Valores Golpes (N/15cm)			N _{spt30}	Consistencia/ Compacidad Relativa
Puente sobre río Arenal	1A	1.50 – 1.95	2	3	4	7	Medio densa
	2A	3.00 – 3.45	1	2	3	5	Medio densa
	3A	4.50 – 4.77	14	22	28	50	Densa
	4A	6.00 - 6.30	24	50	----	R	Muy densa
Puente sobre río Las Lajas	1A	1.50 – 1.95	1	2	2	4	Muy suelta
	2A	3.00 – 3.45	4	6	7	13	Medianamente densa
	3A	4.50 – 4.80	7	12	15	27	Densa
	4A	6.00 - 6.45	8	12	19	31	Densa
	5A	7.50 - 7.95	10	18	26	44	Densa
	6A	9.00 – 9.45	12	21	32	53	Muy densa
	7A	10.50 – 10.95	23	50	----	R	Muy densa
	8A	12.00 - 12.45	21	50	----	R	Muy densa
	9A	13.50 - 13.95	24	50	----	R	Muy densa
	10A	15.00 - 15.45	21	26	50	R	Muy densa
	11A	16.50 - 16.95	6	25	50	R	Muy densa
	12A	18.00 - 18.45	6	20	50	R	Muy densa
	13A	19.50 - 19.95	28	50	----	R	Muy densa
	14A	21.00 - 21.45	26	50	----	R	Muy densa
	15A	22.50 - 22.95	15	50	----	R	Muy densa
	16A	24.00 - 24.45	27	50	----	R	Muy densa

TABLAS 10. Capacidad admisible promedia según profundidades sondeo Puente sobre río Arenal

Sondeo	N _{SPT}	Prof. (m)	Valores Golpes (N/15cm)			Nspt ₃₀	qadm (Kg/cm ²)	qadm (Ton/m ²)
Puente sobre río Arenal	1A	1.50 – 1.95	2	3	4	7	0.74	7.45
	2A	3.00 – 3.45	1	2	3	5	0.53	5.32
	3A	4.50 – 4.77	14	22	28	50	5.00	50.00
	4A	6.00 - 6.30	24	50	-----	R	+10.00	100.00

TABLAS 11. Capacidad admisible promedia según profundidades sondeo Puente sobre río Las Lajas

Sondeo	N _{SPT}	Prof. (m)	Valores Golpes (N/15cm)			Nspt ₃₀	qadm (Kg/cm ²)	qadm (Ton/m ²)
Puente sobre río Las Lajas	1A	1.50 – 1.95	1	2	2	4	0.43	4.26
	2A	3.00 – 3.45	4	6	7	13	1.38	13.83
	3A	4.50 – 4.80	7	12	15	27	2.87	28.73
	4A	6.00 - 6.45	8	12	19	31	3.30	32.98
	5A	7.50 - 7.95	10	18	26	44	4.68	46.82
	6A	9.00 – 9.45	12	21	32	53	5.64	56.39
	7A	10.50 – 10.80	23	50/15	-----	R	+10.00	100.00
	8A	12.00 - 12.30	21	50/15	-----	R	+10.00	100.00
	9A	13.50 - 13.77	24	50/12	-----	R	+10.00	100.00
	10A	15.00 - 15.40	21	26	50/5	R	8.09	80.86
	11A	16.50 - 16.87	6	25	50/7	R	7.98	79.80
	12A	18.00 - 18.40	6	20	50/10	R	7.45	74.48
	13A	19.50 - 19.80	28	50/15	-----	R	+10.00	100.00
	14A	21.00 - 21.30	26	50/15	-----	R	+10.00	100.00
	15A	22.50 - 22.75	15	50/10	-----	R	+10.00	100.00
	16A	24.00 - 24.25	27	50/10	-----	R	+10.00	100.00

10. RECOMENDACIONES

Los sondeos han sido realizados usando únicamente en donde se presenta resultados puntuales de los ensayos de capacidad admisible, y la profundidad del ensayo (considerando esta, como profundidad de empotramiento de cimentación).

Se recomienda para el tipo de estructura a construir una cimentación profunda, tipo pilote o pilas perforada en sitio dependiendo de las condiciones del entorno de la obra.

- **Cimientos Superficial**

Para el Puente sobre el río Arenal estación 9k+500, estribo N°2, se aconseja cimiento superficial tipo zapata o losa de cimentación como sitio desplante sobre la roca sana. La profundidad a desplantar puede ser considerada a cota de terreno de 6.00m aproximadamente, en donde se encuentra el estrato de roca competente, la resistencia local es de 65kg/cm². Este desplante deberá ser evaluado en base a los análisis topo hidráulico e hidrológico de la zona y a su vez, tomar en cuenta la estabilidad de las paredes de la excavación.

Para el sondeo del puente sobre el río La Lajas del estribo N°1, se podrá considerar cimiento superficial zapata en donde se estima una capacidad admisible de 30-45 Ton/m² a la profundidad entre 6.00m a 7.00m con respecto a la cota de terreno, considerando el estrato arenoso de consistencia muy firme con una compacidad muy densa.

- **Cimientos Profundo**

Para el sondeo realizado en el Puente sobre el río Arenal, se podrá analizar el capacidad de carga del estrato competente, para esto se utilizan los parámetros de cálculo de carga de hundimiento y presión admisible, basados en las teorías más utilizadas (Peck).

Para edificaciones normales y cimentaciones desplantadas sobre la roca, aseguran un esfuerzo de trabajo aceptable. Los códigos americano y el REP-2014, adopta para la siguiente expresión para determinar la resistencia admisible en rocas (**Qadm**) con la siguiente fórmula:

Siendo **qu** la resistencia a compresión simple de la roca.

$$Qadm = 0.2 * qu$$

Se presenta una estimación de la carga admisible a diferentes profundidades en la unidad de apoyo identificada como roca en el caso de considerar cimientos profundo tipo pilotes (insitu).

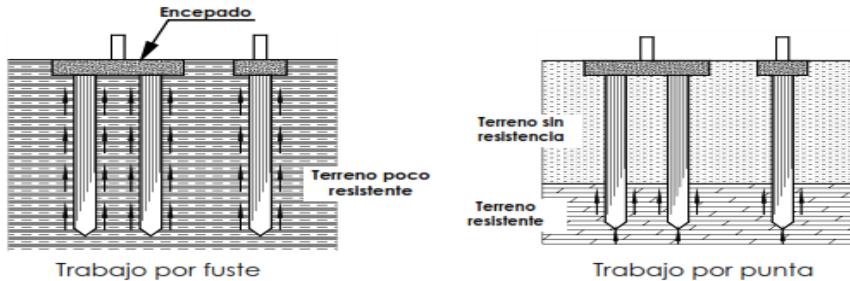


Figura 7. Cimientos profundos tipo pilotes o pilas empotrados en sitio

TABLA 12. Capacidad de resistencia admisible de la roca según profundidades, en los puntos ensayados

Muestra		Profundidad de apoyo(m)	Resistencia a compresión qulab.(kg/cm ²)	Resistencia a compresión Qadm (Ton/m ²)
Puente sobre río Arenal 9k+500	Estribo N°2	7.35	67.38	134.76
		9.78	68.10	136.20
		10.98	73.40	146.80
		12.78	79.76	156.52

Para el sondeo realizado en el Puente sobre el río Arenal, en el caso de requerir mayor capacidad de carga, se aconseja el desplante sobre la roca por método de cimentación de pilotes in situ o micropilotes empotrado en la roca a una profundidad de 7.50m – 9.00m con una resistencia admisible de la roca entre 135 - 145 ton/m².

Para el sondeo realizado en el Puente sobre el río Las Lajas, se deberá ampliar el estudio para considerar utilizar cimientos profundo por método de hincado o micropilotes, la cual a profundidades mayores a los 9.00m de profundidad se observa suelos arenoso muy denso, que se podría considerar como unidad de desplante. Para obtener mayor información de las propiedades mecánicas del suelo existente se recomienda realizar ensayos de C.P.T.

Considera una adecuada protección contra la erosión, debido que estos estratos es susceptible.

Esto deberá ser evaluado en base a los análisis topo hidráulico e hidrológico de la zona.

El recubrimiento mínimo la cimentación deberá ser de 7cm a 10cm si está en contacto directo con el terreno o por la cercanía a la costa debido a la exposición de la reacciones química de los sulfatos y cloruros.

La información entregada en el estudio de suelos, deberá ser revisada por el ingeniero estructural para realizar los ajustes y recomendaciones adicionales que se estimen convenientes de acuerdo a las condiciones del proyecto.

11. CLASIFICACION DEL TIPO DE PERFIL DEL SUELO

Método de ensayo de S.P.T.

Según la estratigrafía del área en estudio y los ensayos de penetración Standard realizados en cada sondeo, el tipo de perfil de suelo lo podemos clasificar según (REP-2014 sección 4.1.4.2). Es importante indicar que esto es válido para el perfil estratigráfico completo. A la profundidad de contacto con la roca la clasificación del tipo perfil será C.

Dónde:

V_s = Velocidad de la onda cortante, m/s

N = Resistencia a la penetración estándar (S.P.T), (golpe por pie)

Uc= Resistencia a la compresión no- confinada

TABLA 13. Clasificación del tipo de perfil del suelo (REP-2014)

Tipo de perfil de suelo	Velocidad de onda cortante, Vs	Numero de Golpes N o Nch	Resistencia cortante no confinada, Su
A Roca dura	>1500 m/s	No es aplicable	No es aplicable
B Roca	>1500 m/s	No es aplicable	No es aplicable
C Suelo denso y roca suave	>1500 m/s	>50	> 100 KPa
D Suelo duro	>1500 m/s	15 a 50	50 a 100 KPa
E Suelo	>1500 m/s	< 15	<50 KPa
F Suelo que quiere evaluación específica del sitio	1. Suelos vulnerables a falla potencial o colapso 2. Arcillas altamente orgánicas 3. Arcillas de plasticidad muy alta. 4. Arcilla suaves a medianamente firmes		

Valores de coeficientes de aceleración espectral para suelo con perfil Clase B

$$\text{PGA} = 0.40 \quad \text{Ss}=0.94 \quad \text{S1}=0.39$$

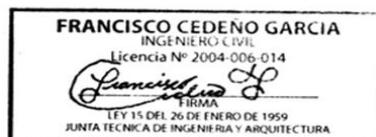
Los valores Fa y Fv (REP-2014 sección 4.1.4.2.-Norma ASCE/SEI7 -05) como función de condiciones de sitio e intensidad sísmica.

Sondeo	Unidad Geotécnica	Profundidad (m)	Tipo de perfil de suelo	PGA	F _a	F _v
Puente sobre río El Arenal Est. 9k+500	Suelo denso y roca suave	4.00 – 18.00	C	1.00	1.00	1.40
Puente sobre río Las Lajas Est. 15k+300	Suelo duro	3.00 – 25.00	D	1.10	1.10	1.60

**Los valores aceleración espectral en función del tipo de suelo (REP-2014 sección 4.1.4.2.-
Norma ASCE/SEI7 -05).**

Sondeo	Unidad Geotécnica	Profundidad (m)	Tipo de perfil de suelo	PGA	Ss	S1
Puente sobre río El Arenal Est. 9k+500	Suelo denso y roca suave	4.00 – 18.00	C	0.40	0.94	0.53
Puente sobre río Las Lajas Est. 15k+300	Suelo duro	3.00 – 25.00	D	0.44	1.03	0.61

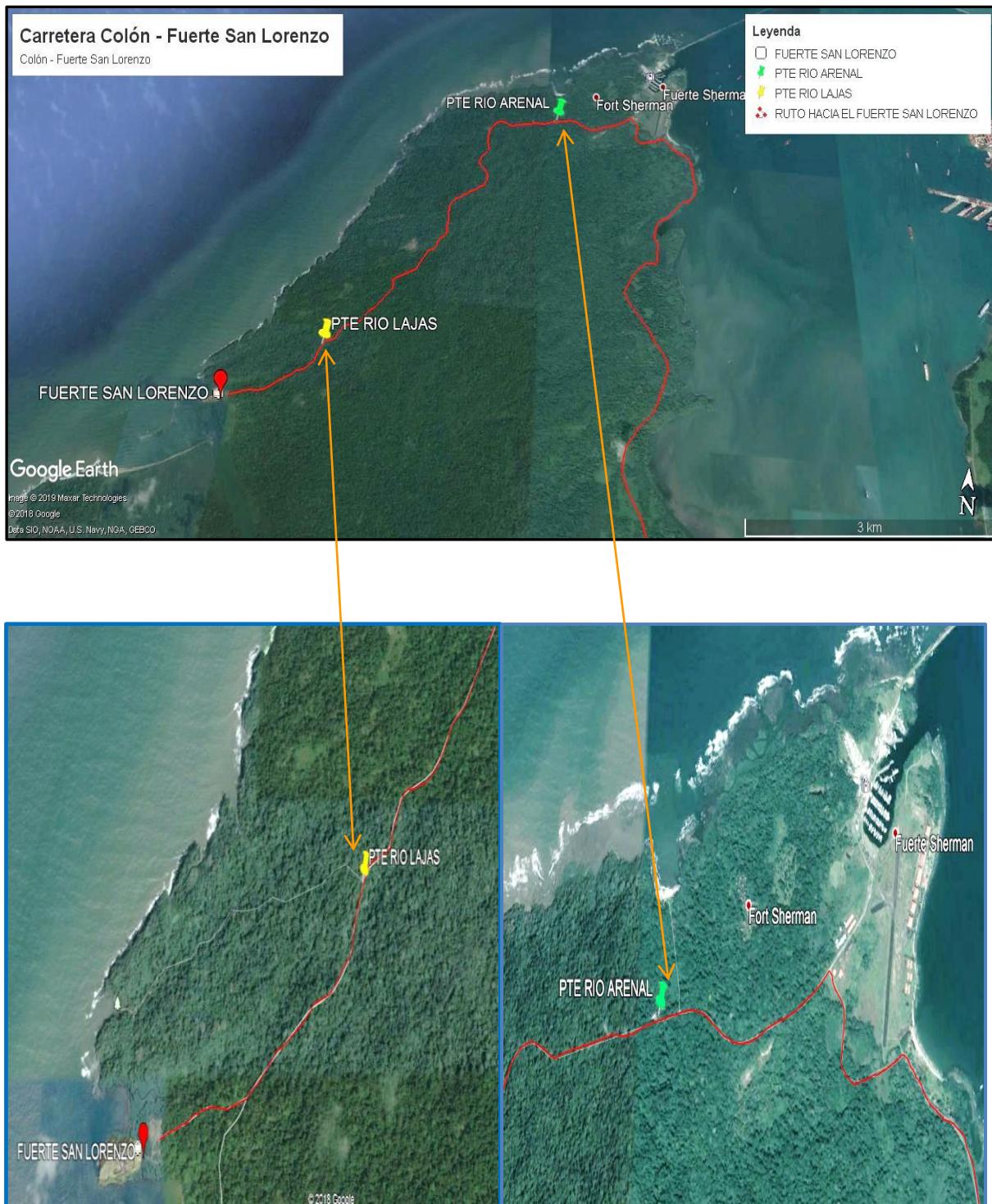
Ciudad de Panamá 12 de noviembre, de 2019



**Ing. Francisco Cedeño García
ITP Panamá**

12. ANEXOS:

12.1 UBICACIÓN DE LOS TRABAJOS DE CAMPO



12.2 REPORTES

- 12.2.1 REGISTRO FOTOGRÁFICO DE EMPLAZAMIENTO
- 12.2.2 REGISTRO FOTOGRÁFICO DE CAJAS DE LOS SONDEOS
- 12.2.3 PERFIL ESTRATIGRÁFICO DE LOS SONDEOS
- 12.2.4 ENSAYOS DE LABORATORIO

12.2.1 REGISTRO FOTOGRÁFICO DE EMPLAZAMIENTO

SONDEO- PUENTE SOBRE EL RIO ARENAL EST. 9K+500 - COLÓN



SONDEO- PUENTE SOBRE EL RIO LAS LAJAS EST. 15K+300



12.2.2 Registros fotográfico de muestras de suelos

S-1 PUENTE RÍO ARENAL 9K+500

SONDEO: 1 Puente Rio Arenal **PROFUNDIDAD: 0.00m – 3.82m**
9K+500
CARRETERA SABANITAS - FUERTE SAN LORENZO CAJA: 1 de 6



S-1 PUENTE RÍO ARENAL 9K+500, CAJA-1

SONDEO: 1 Puente Rio Arenal **PROFUNDIDAD: 3.87m – 7.35m**
9K+500
CARRETERA SABANITAS - FUERTE SAN LORENZO CAJA: 2 de 6



S-1 PUENTE RÍO ARENAL 9K+500, CAJA-2

SONDEO: 1 Puente Rio Arenal PROFUNDIDAD: 7.35m – 10.38m
9K+500
CARRETERA SABANITAS - FUERTE SAN LORENZO CAJA: 3 de 6



S-1 PUENTE RÍO ARENAL 9K+500, CAJA-3

SONDEO: 1 Puente Rio Arenal PROFUNDIDAD: 10.38m – 13.38m
9K+500
CARRETERA SABANITAS - FUERTE SAN LORENZO CAJA: 4 de 6



S-1 PUENTE RÍO ARENAL 9K+500, CAJA-4

SONDEO: 1 Puente Rio Arenal PROFUNDIDAD: 13.38m – 16.48m
9K+500
CARRETERA SABANITAS - FUERTE SAN LORENZO CAJA: 5 de 6



S-1 PUENTE RÍO ARENAL 9K+500, CAJA-5

SONDEO: 1 Puente Rio Arenal PROFUNDIDAD: 16.48m – 18.00m
9K+500
CARRETERA SABANITAS - FUERTE SAN LORENZO CAJA: 6 de 6



S-1 PUENTE RÍO ARENAL 9K+500, CAJA-6

S-1 PUENTE LAS LAJAS 15K+300

SONDEO: 1 Puente Las Lajas PROFUNDIDAD: 0.00m – 4.00m
15K+300
CARRETERA SABANITAS - FUERTE SAN LORENZO CAJA: 1 de 7



S-1 PUENTE LAS LAJAS 15K+300, CAJA-1

SONDEO: 1 Puente Las Lajas PROFUNDIDAD: 4.12m – 8.00m
15K+300
CARRETERA SABANITAS - FUERTE SAN LORENZO CAJA: 2 de 7



S-1 PUENTE LAS LAJAS 15K+300, CAJA-2

SONDEO: 1 Puente Las Lajas **PROFUNDIDAD: 8.00m – 11.55m**
15K+300
CARRETERA SABANITAS - FUERTE SAN LORENZO CAJA: 3 de 7



S-1 PUENTE LAS LAJAS 15K+300, CAJA-3

SONDEO: 1 Puente Las Lajas **PROFUNDIDAD: 11.55m – 14.84m**
15K+300
CARRETERA SABANITAS - FUERTE SAN LORENZO CAJA: 4 de 7



S-1 PUENTE LAS LAJAS 15K+300, CAJA-4

SONDEO: 1 Puente Las Lajas PROFUNDIDAD: 14.84m – 18.60m
15K+300
CARRETERA SABANITAS - FUERTE SAN LORENZO CAJA: 5 de 7



S-1 PUENTE LAS LAJAS 15K+300, CAJA-5

SONDEO: 1 Puente Las Lajas PROFUNDIDAD: 18.60m – 22.00m
15K+300
CARRETERA SABANITAS - FUERTE SAN LORENZO CAJA: 6 de 7



S-1 PUENTE LAS LAJAS 15K+300, CAJA-6

SONDEO: 1 Puente Las Lajas PROFUNDIDAD: 22.00m – 25.00m
15K+300
CARRETERA SABANITAS - FUERTE SAN LORENZO CAJA: 7 de 7



S-1 PUENTE LAS LAJAS 15K+300, CAJA-7

12.2.3 Columna estratigráfica de los sondeos

CLIENTE CONCRETOS ASFALTICOS NACIONALES S.A. PROYECTO CARRETERA FUERTE SAN LORENZO -

COLON _____

LOCALIZACIÓN COLON

COORDENADAS Norte: 1034881 m Este: 613693 m

FECHA COMIENZO 28/10/19 TERMINACIÓN 28/10/19

SUBCONTRATISTA SONDEOS _____

MÉTODO DE PERFORACIÓN PERFORACIÓN CONTINUA

SONDISTA Henry Quiroz GEOLOGO ERICK DIAZ

OBSERVACIONES _____

ELEVACIÓN _____

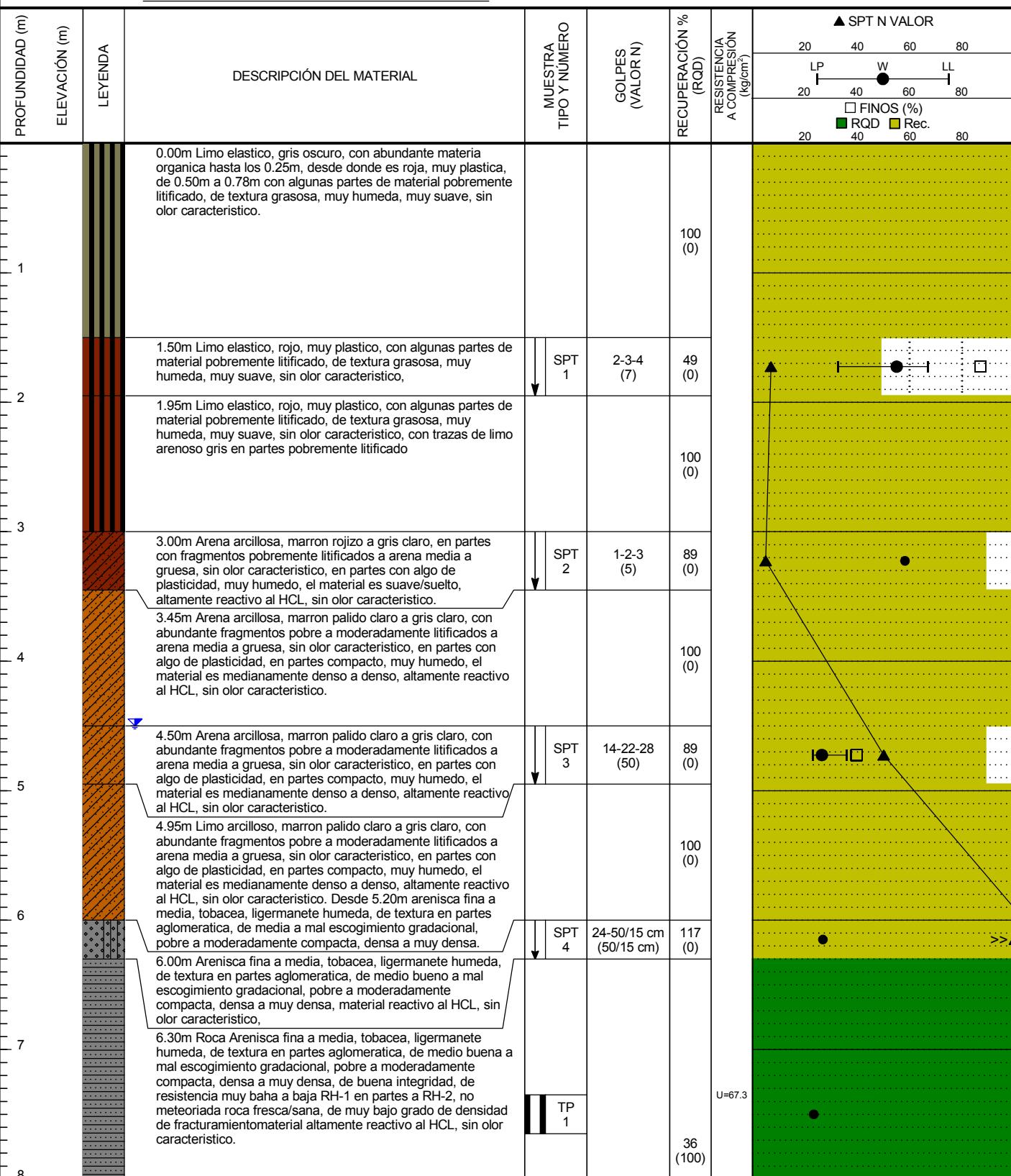
TAMAÑO DE PERFORACIÓN 63.5 mm

NIVEL FREÁTICO

DURANTE LA PERFORACIÓN ---

AL FINAL DE LA PERFORACIÓN ---

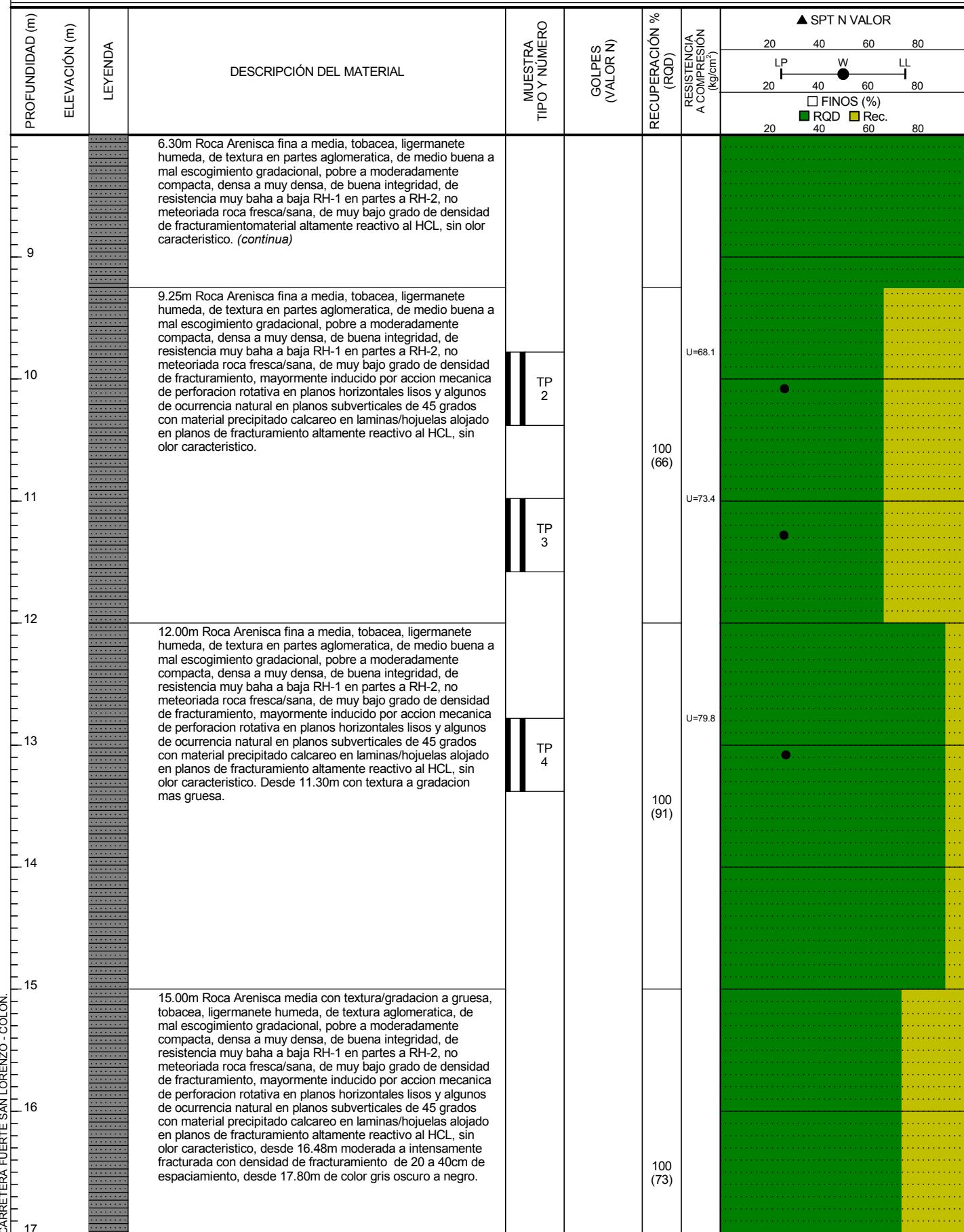
▼ 29.5hrs DESPUES de PERFORACIÓN 4.50 m



CLIENTE CONCRETOS ASFALTICOS NACIONALES S.A. PROYECTO CARRETERA FUERTE SAN LORENZO -

COLON

LOCALIZACIÓN COLON



CLIENTE CONCRETOS ASFALTICOS NACIONALES S.A. PROYECTO CARRETERA FUERTE SAN LORENZO -

COLON

LOCALIZACIÓN COLON

Fin de POZO a 18.00m

CLIENTE CONCRETOS ASFALTICOS NACIONALES S.A. PROYECTO CARRETERA FUERTE SAN LORENZO -

COLON _____

LOCALIZACIÓN COLON

COORDENADAS Norte: 1031149 m Este: 610425 m

FECHA COMIENZO 29/10/19 TERMINACIÓN 30/10/19

SUBCONTRATISTA SONDEOS _____

MÉTODO DE PERFORACIÓN PERFORACIÓN CONTINUA

SONDISTA Henry Quiroz GEOLOGO ERICK DIAZ

OBSERVACIONES _____

ELEVACIÓN _____

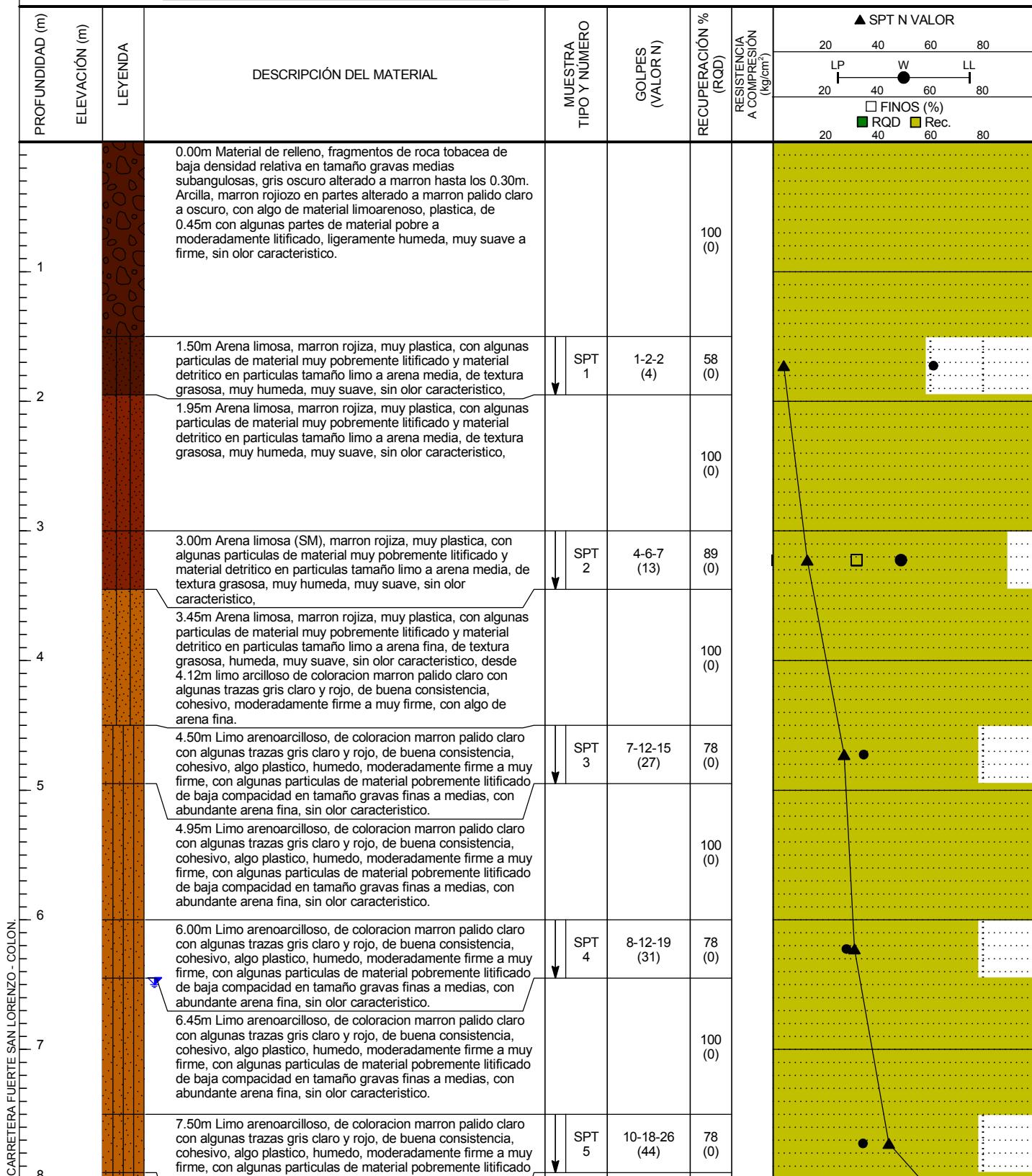
TAMAÑO DE PERFORACIÓN 63.5 mm

NIVEL FREÁTICO

DURANTE LA PERFORACIÓN ---

AL FINAL DE LA PERFORACIÓN ---

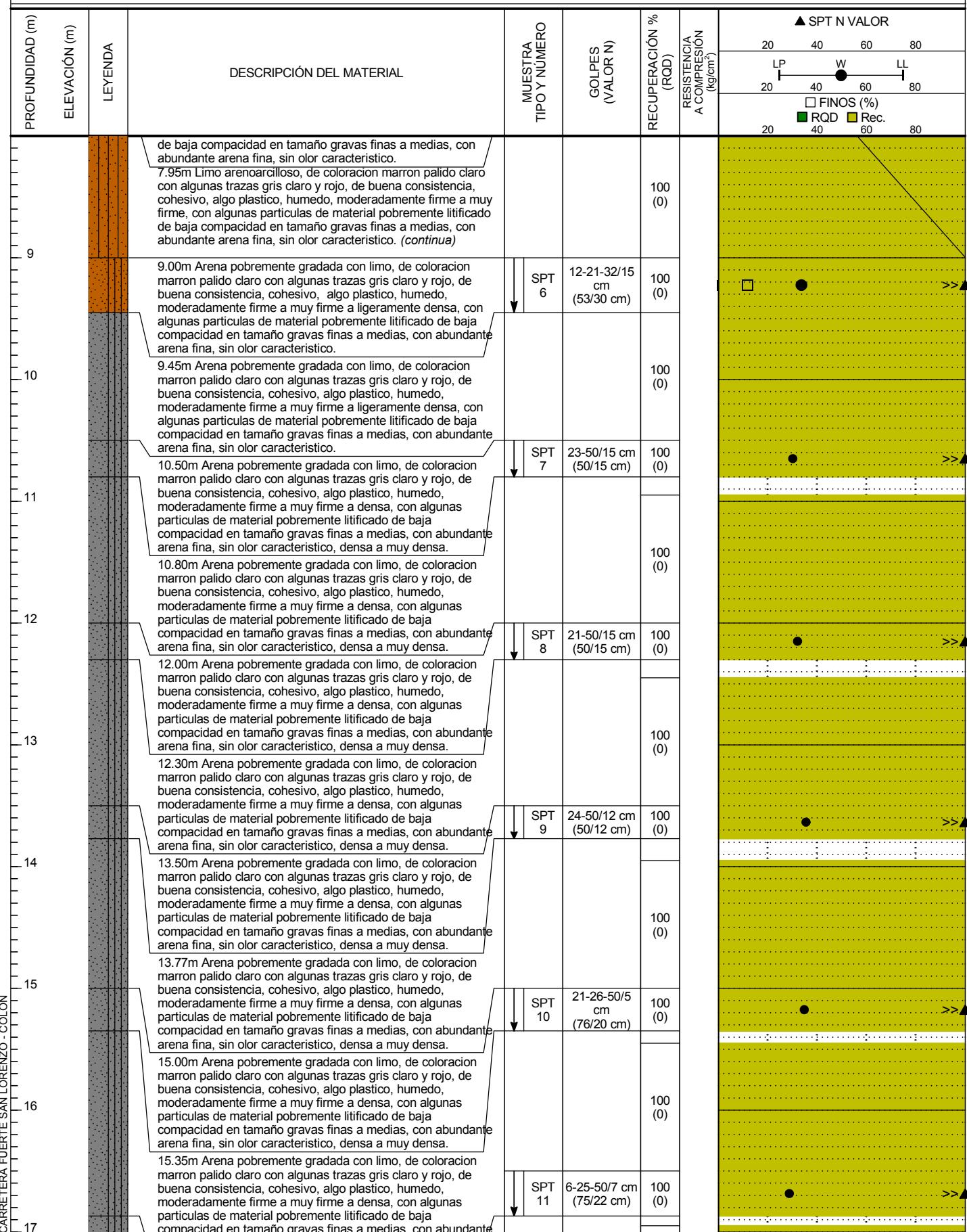
▼ 24hrs DESPUÉS de PERFORACIÓN 6.50 m



CLIENTE CONCRETOS ASFALTICOS NACIONALES S.A. PROYECTO CARRETERA FUERTE SAN LORENZO -

COLON

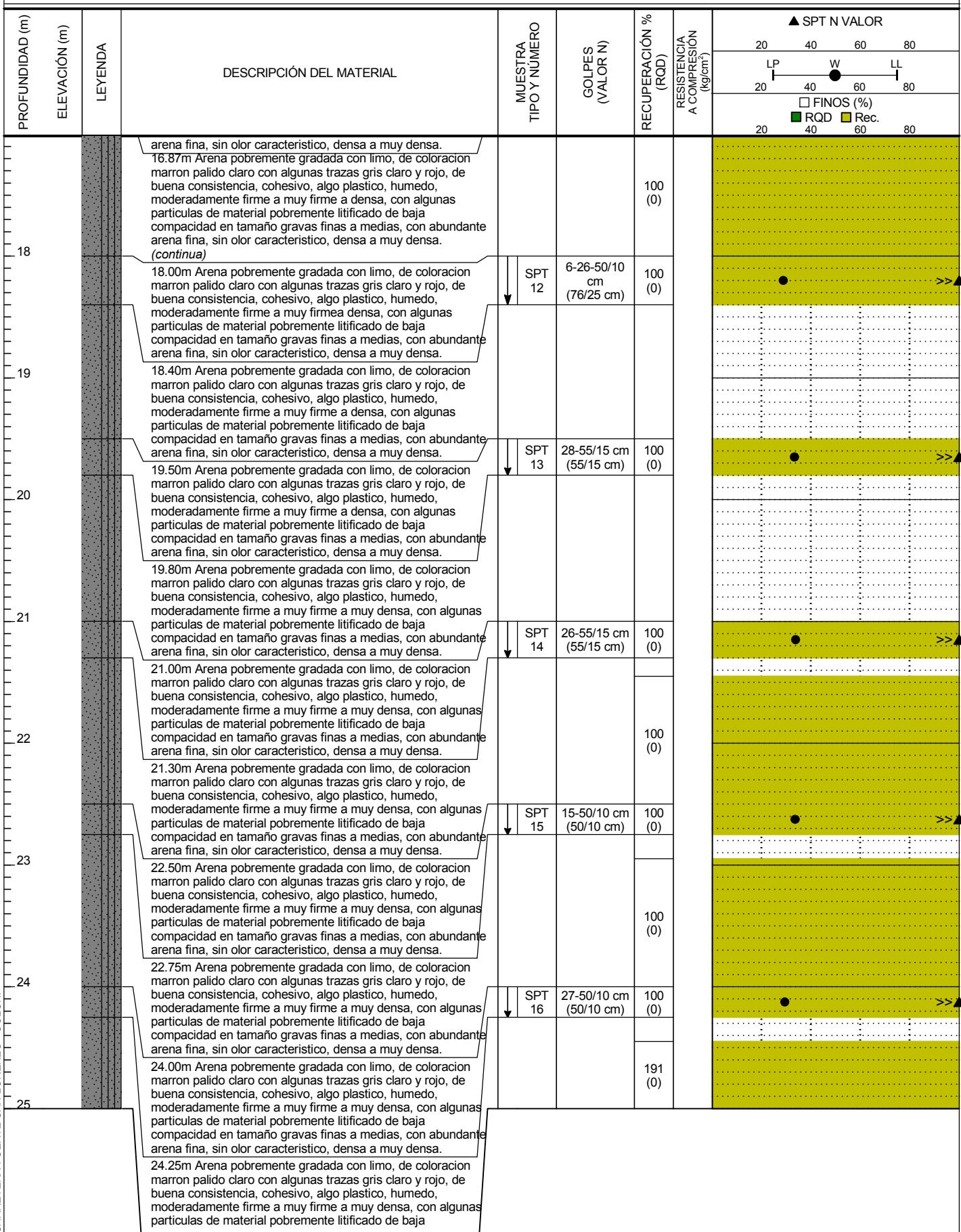
LOCALIZACIÓN COLON



CLIENTE CONCRETOS ASFALTICOS NACIONALES S.A. PROYECTO CARRETERA FUERTE SAN LORENZO -

COLON

LOCALIZACIÓN COLON



CLIENTE CONCRETOS ASFALTICOS NACIONALES S.A. PROYECTO CARRETERA FUERTE SAN LORENZO -

COLON

LOCALIZACIÓN COLON

PROFUNDIDAD (m)	ELEVACIÓN (m)	LEYENDA	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	MUESTRA TIPO Y NÚMERO	GOLPES (VALOR N)	RECUPERACIÓN % A COMPRESIÓN (RQD)	▲ SPT N VALOR			
							20	40	60	80
			compacidad en tamaño gravas finas a medias, con abundante arena fina, sin olor característico, densa a muy densa. Fin de POZO a 25.00m				LP	W	LL	
							20	40	60	80
							□ FINOS (%)	■ RQD	■ Rec.	
							40	60	80	

12.2.4 Ensayos de laboratorio

E.1-Humedades



Exploración	Profundidad (m)	Humedad (%)
S-1 P.A. 9K+500	1.5	55.2
S-1 P.A. 9K+500	3	58.1
S-1 P.A. 9K+500	4.5	26.7
S-1 P.A. 9K+500	6	26.8
S-1 P.A. 9K+500	7.35	23.3
S-1 P.A. 9K+500	9.78	25.9
S-1 P.A. 9K+500	10.98	25.7
S-1 P.A. 9K+500	12.78	26.5

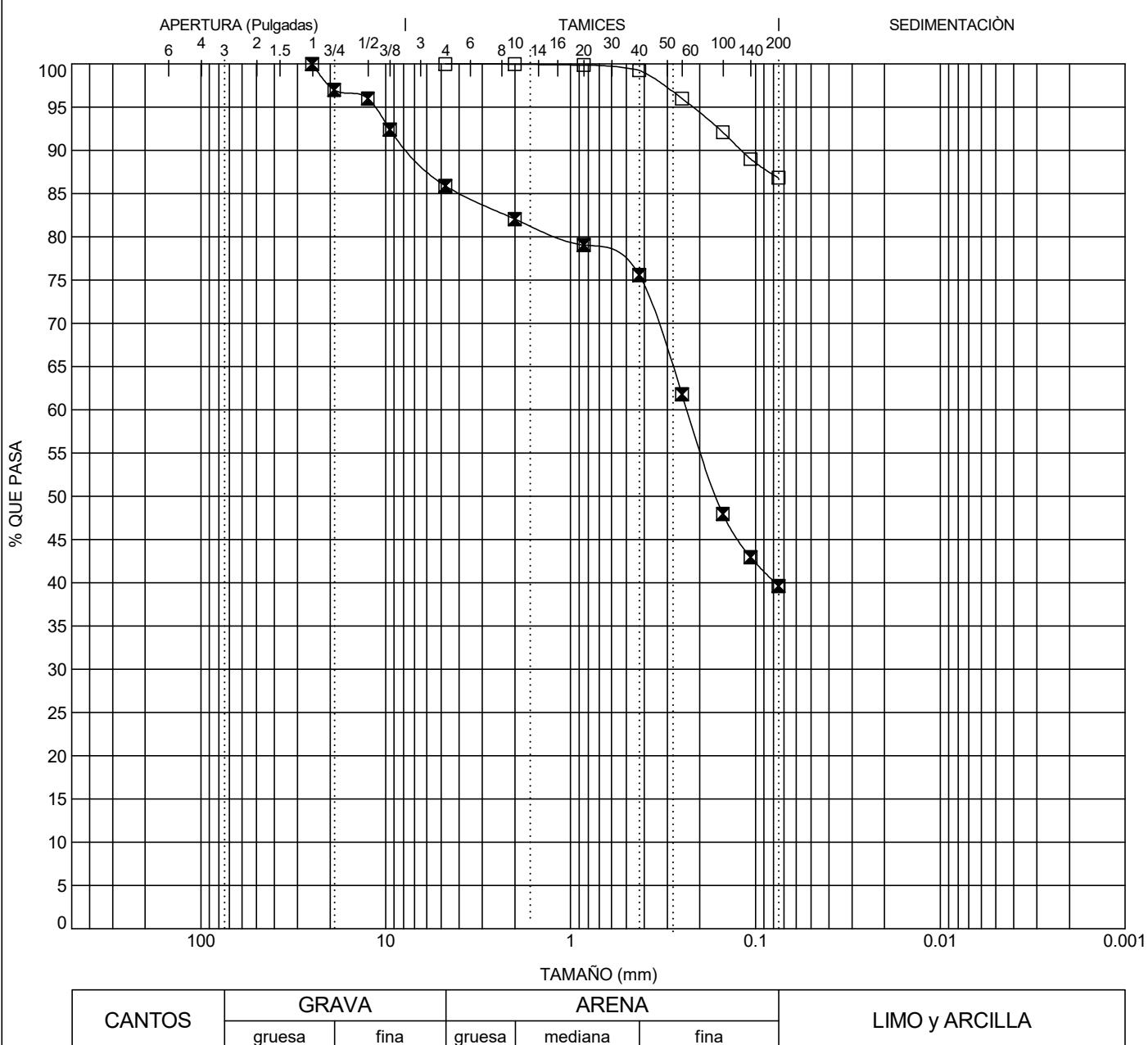
Exploración	Profundidad (m)	Humedad (%)
S-1 P.LL. 15K+300	1.5	61.0
S-1 P.LL. 15K+300	3	49.0
S-1 P.LL. 15K+300	4.5	34.4
S-1 P.LL. 15K+300	6	27.9
S-1 P.LL. 15K+300	7.5	34.2
S-1 P.LL. 15K+300	9	33.9
S-1 P.LL. 15K+300	10.5	30.1
S-1 P.LL. 15K+300	12	32.0
S-1 P.LL. 15K+300	13.5	35.5
S-1 P.LL. 15K+300	15	34.7
S-1 P.LL. 15K+300	16.5	28.7
S-1 P.LL. 15K+300	18	28.7
S-1 P.LL. 15K+300	19.5	33.2
S-1 P.LL. 15K+300	21	33.7
S-1 P.LL. 15K+300	22.5	33.5
S-1 P.LL. 15K+300	24	29.3

E.2-Granulometrías

CLIENTE CONCRETOS ASFALTICOS NACIONALES S.A.

LOCALIZACIÓN COLON

PROYECTO CARRETERA FUERTE SAN LORENZO - COLON

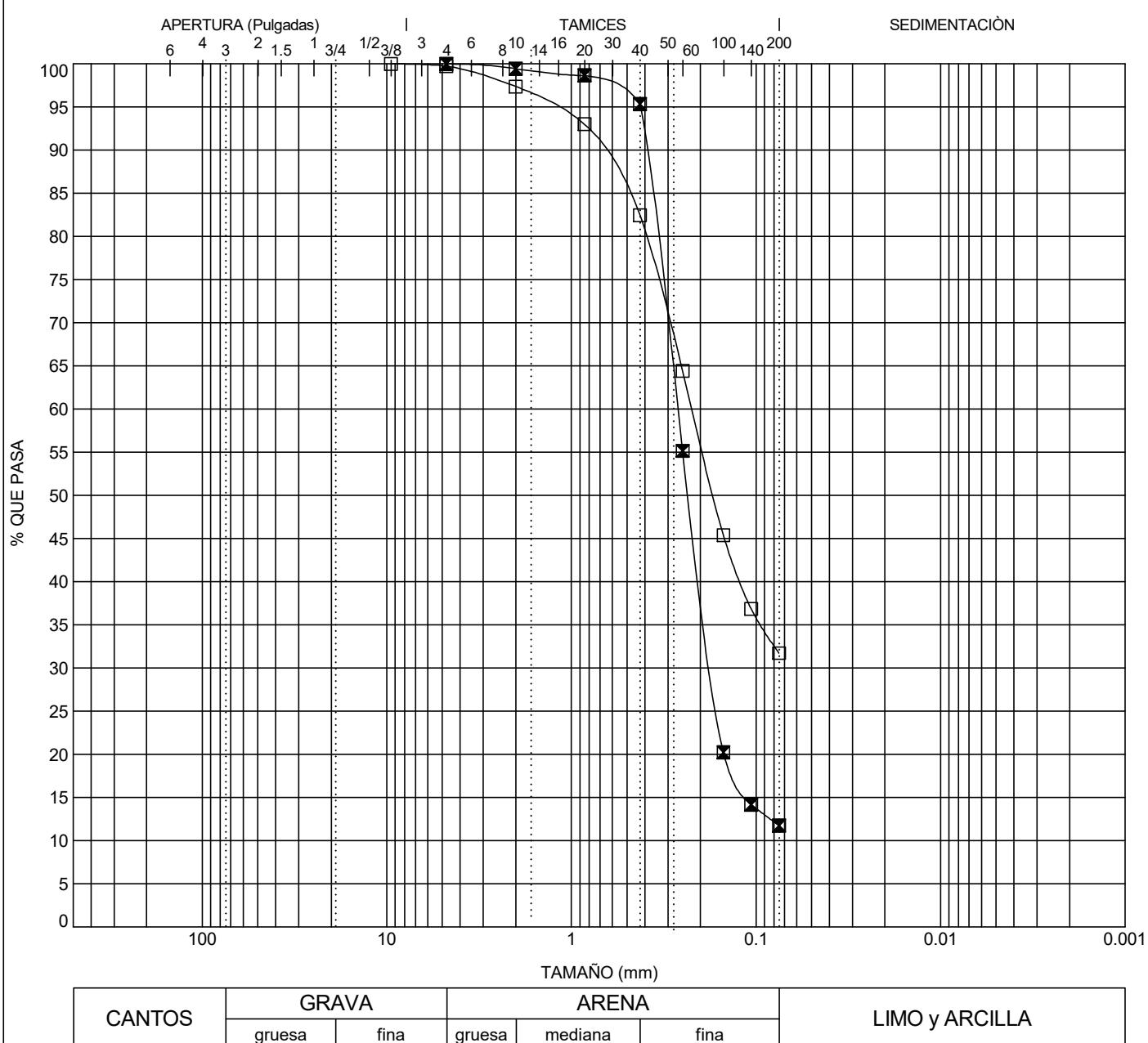


GRANULOMETRIA CARRETERA FUERTE SAN LORENZO - COLON.

CLIENTE CONCRETOS ASFALTICOS NACIONALES S.A.

LOCALIZACIÓN COLON

PROYECTO CARRETERA FUERTE SAN LORENZO - COLON



GRANULOMETRIA CARRETERA FUERTE SAN LORENZO - COLON.

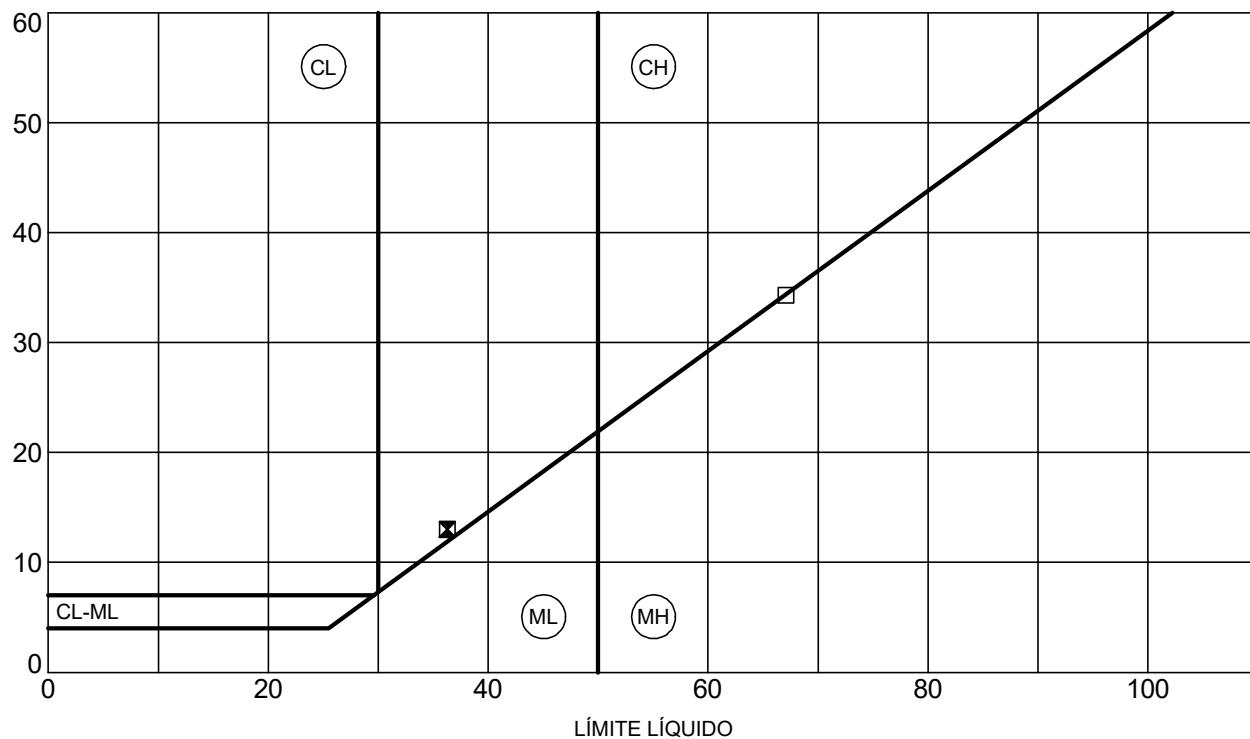
E.3-Límites de Atterberg

CLIENTE CONCRETOS ASFALTICOS NACIONALES S.A.

LOCALIZACIÓN COLON

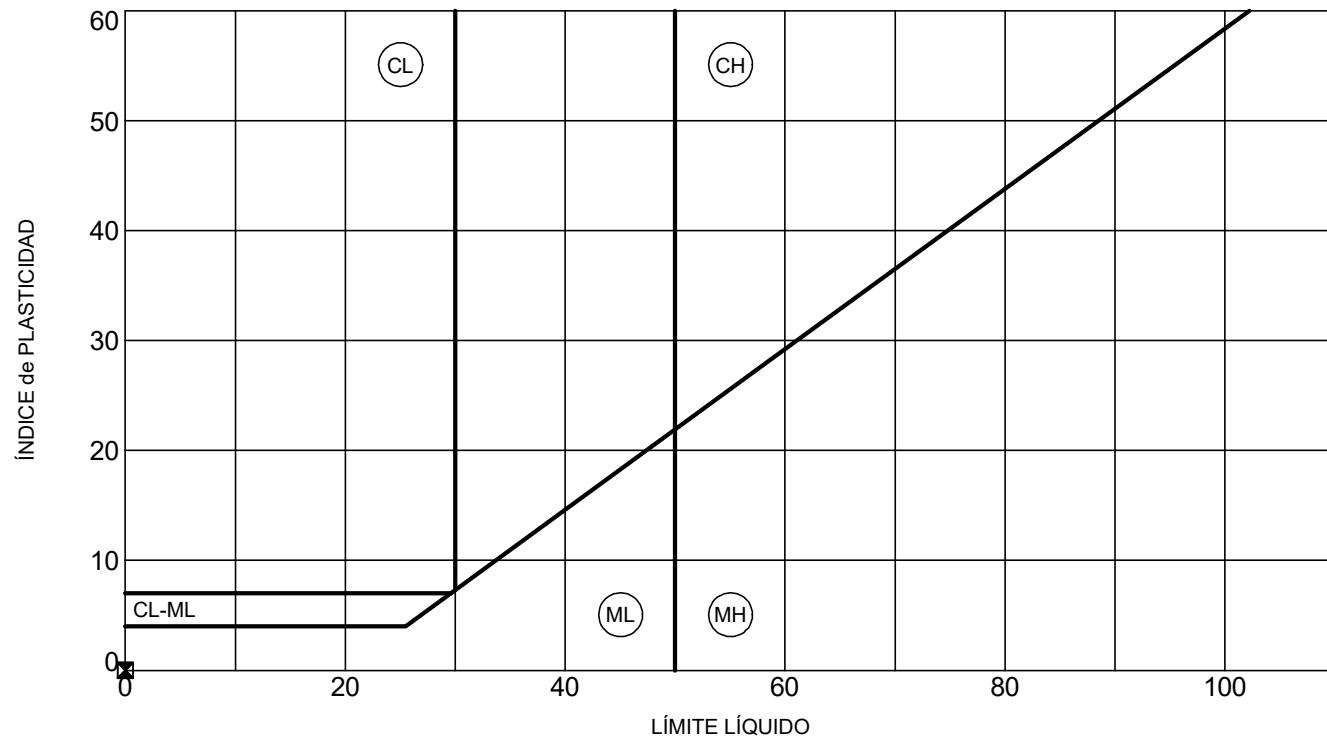
PROYECTO CARRETERA FUERTE SAN LORENZO - COLON

ÍNDICE de PLASTICIDAD



Muestra	Clasificación	LL	LP	ÍP	Finos	%H
<input type="checkbox"/> S-1 P.A. 9K+500, 1, 1.5 m	ELASTIC SILT (MH)	67	33	34	86.8	55.2
<input checked="" type="checkbox"/> S-1 P.A. 9K+500, 3, 4.5 m	CLAYEY SAND (SC)	36	23	13	39.6	26.7

Muestra	%Grava	%Arena	%Limo	%Arcilla	Observaciones
<input type="checkbox"/> S-1 P.A. 9K+500, 1, 1.5 m	0.0	13.2	86.8		
<input checked="" type="checkbox"/> S-1 P.A. 9K+500, 3, 4.5 m	14.1	46.3	39.6		



Muestra		Clasificación				LL	LP	ÍP	Finos	%H
<input type="checkbox"/>	S-1 P.LL. 15K+300, 2, 3 m	SILTY SAND (SM)				NP	NP	NP	31.7	49.0
<input checked="" type="checkbox"/>	S-1 P.LL. 15K+300, 6, 9 m	POORLY GRADED SAND with SILT (SP-SM)				NP	NP	NP	11.8	33.9
Muestra		%Grava	%Arena	%Limo	%Arcilla	Observaciones				
<input type="checkbox"/>	S-1 P.LL. 15K+300, 2, 3 m	0.3	68.0	31.7		No Plástico				
<input checked="" type="checkbox"/>	S-1 P.LL. 15K+300, 6, 9 m	0.0	88.2	11.8		No Plástico				

E.4-Compresión simple

CLIENTE CONCRETOS ASFALTICOS NACIONALES S.A.

LOCALIZACIÓN COLON

PROYECTO CARRETERA FUERTE SAN LORENZO - COLON

Perforación S-1 P.A. 9K+500, Muestra 1, Profundidad 7.35 m

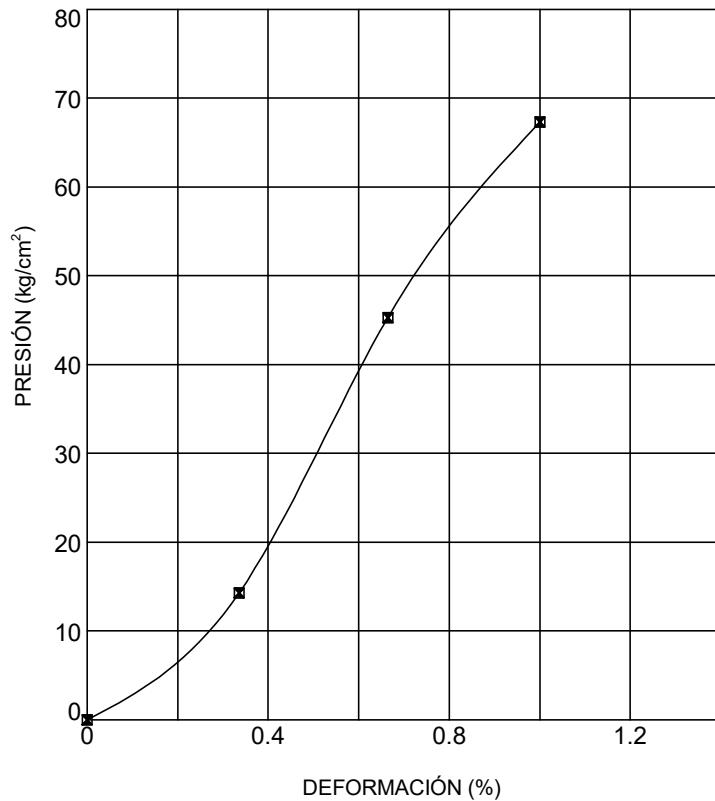
Clasificación

Información de Muestras

Estado Espécimen Intacto
Método Determinación de Humedad ASTM D2216-92
Velocidad de Carga, mm/min 0.033
Velocidad de Carga, %/min 0.55
Duración, min:sec 0:06

Altura, mm	140.00
Diámetro, mm	70.00
Relación de Aspecto	2.0
Peso de la Muestra, g	1017.64
Área Inicial, mm ²	3848.34
Volumen Inicial cm ³	538.78
Humedad Despues Testigo, %	23.3
Densidad Húmeda, g/cm ³	1.89
Densidad Seca, g/cm ³	1.53

Resistencia Maxima, kg/cm² 67.30
Deformación Axial a Esfuerzo Maximo, % 1.00
Modulo de Young E₅₀, kg/cm² 6223.47



OBSERVACIONES:ROCA

CLIENTE CONCRETOS ASFALTICOS NACIONALES S.A.

LOCALIZACIÓN COLON

PROYECTO CARRETERA FUERTE SAN LORENZO - COLON

Perforación S-1 P.A. 9K+500, Muestra 2, Profundidad 9.78 m

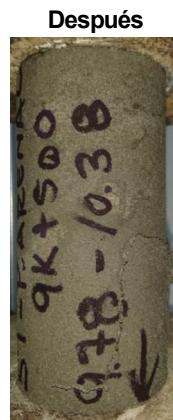
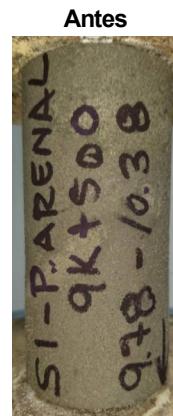
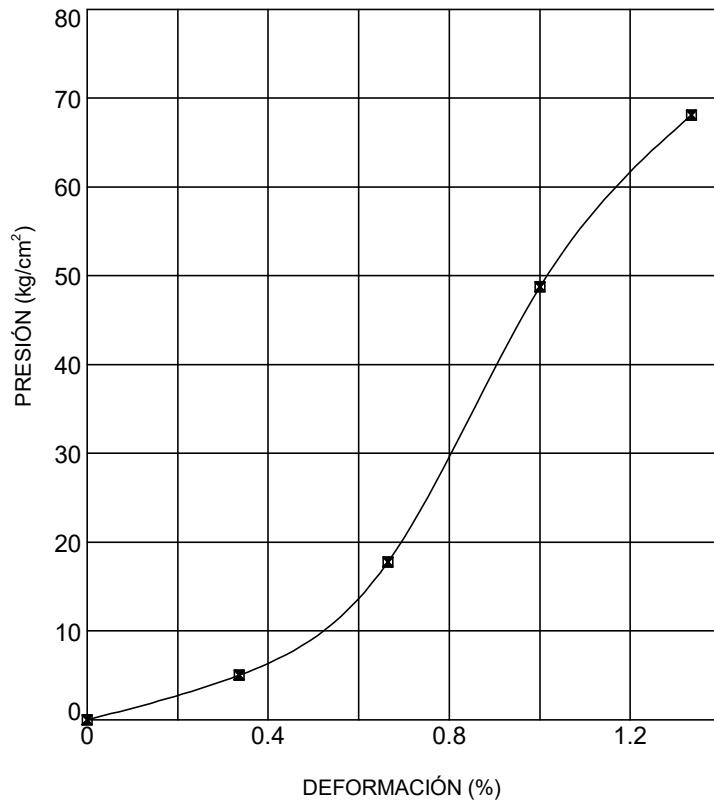
Clasificación

Información de Muestras

Estado Espécimen Intacto
Método Determinación de Humedad ASTM D2216-92
Velocidad de Carga, mm/min 0.034
Velocidad de Carga, %/min 0.54
Duración, min:sec 0:06

	Altura, mm	140.00
	Diámetro, mm	70.00
	Relación de Aspecto	2.0
	Peso de la Muestra, g	1021.56
	Área Inicial, mm ²	3848.34
	Volumen Inicial cm ³	538.78
	Humedad Despues Testigo, %	25.9
	Densidad Húmeda, g/cm ³	1.90
	Densidad Seca, g/cm ³	1.51

Resistencia Maxima, kg/cm² 68.10
Deformación Axial a Esfuerzo Maximo, % 1.34
Modulo de Young E₅₀, kg/cm² 4049.58



OBSERVACIONES:ROCA

CLIENTE CONCRETOS ASFALTICOS NACIONALES S.A.

LOCALIZACIÓN COLON

PROYECTO CARRETERA FUERTE SAN LORENZO - COLON

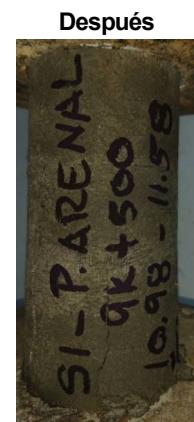
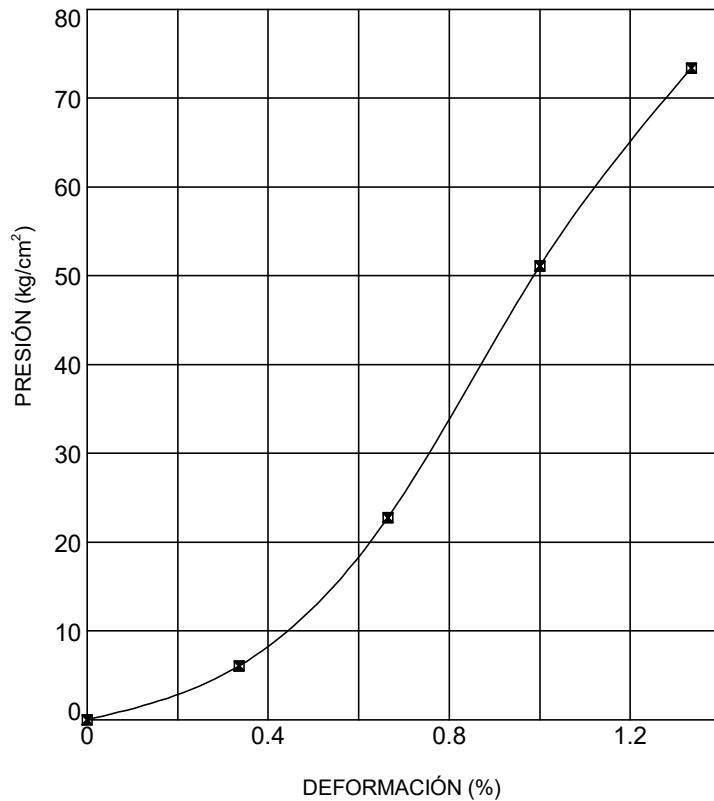
Perforación S-1 P.A. 9K+500, Muestra 3, Profundidad 10.98 m

Clasificación

Información de Muestras

Estado Espécimen	Intacto	Altura, mm	140.00
Método Determinación de Humedad	ASTM D2216-92	Diámetro, mm	70.00
Velocidad de Carga, mm/min	0.035	Relación de Aspecto	2.0
Velocidad de Carga, %/min	0.53	Peso de la Muestra, g	1020.00
Duración, min:seg	0:07	Área Inicial, mm ²	3848.34
		Volumen Inicial cm ³	538.78
		Humedad Despues Testigo, %	25.7
		Densidad Húmeda, g/cm ³	1.89
		Densidad Seca, g/cm ³	1.51

Resistencia Maxima, kg/cm² 73.40
 Deformación Axial a Esfuerzo Maximo, % 1.34
 Modulo de Young E₅₀, kg/cm² 4426.89



OBSERVACIONES:ROCA

CLIENTE CONCRETOS ASFALTICOS NACIONALES S.A.

LOCALIZACIÓN COLON

PROYECTO CARRETERA FUERTE SAN LORENZO - COLON

Perforación S-1 P.A. 9K+500, Muestra 4, Profundidad 12.78 m

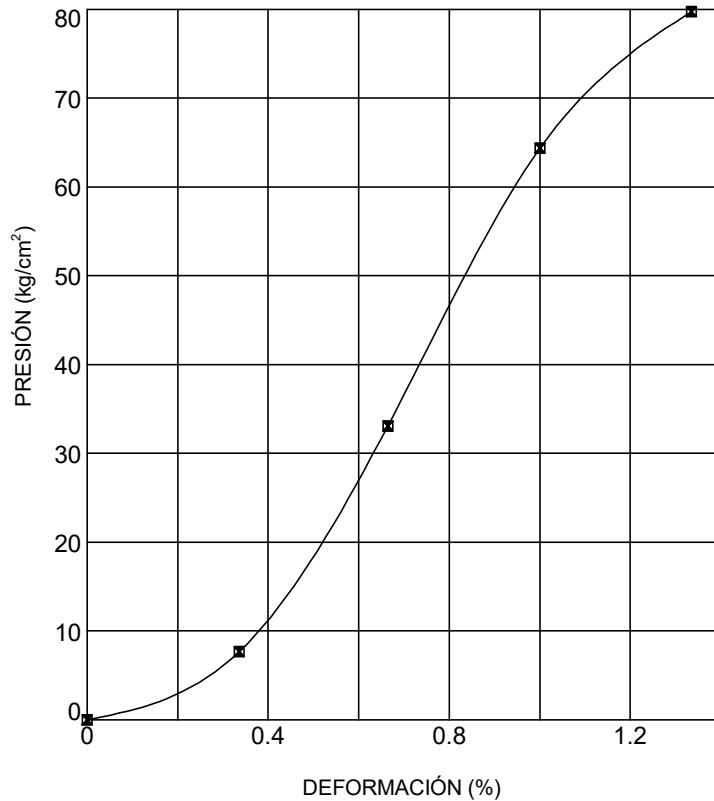
Clasificación

Información de Muestras

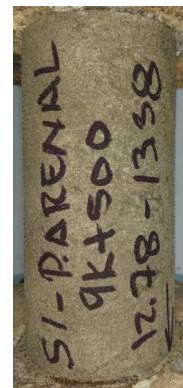
Estado Espécimen Intacto
Método Determinación de Humedad ASTM D2216-92
Velocidad de Carga, mm/min 0.036
Velocidad de Carga, %/min 0.52
Duración, min:sec 0:07

	Altura, mm	140.00
	Diámetro, mm	70.00
	Relación de Aspecto	2.0
	Peso de la Muestra, g	1036.50
	Área Inicial, mm ²	3848.34
	Volumen Inicial cm ³	538.78
	Humedad Despues Testigo, %	26.5
	Densidad Húmeda, g/cm ³	1.92
	Densidad Seca, g/cm ³	1.52

Resistencia Maxima, kg/cm² 79.76
Deformación Axial a Esfuerzo Maximo, % 1.34
Modulo de Young E₅₀, kg/cm² 5412.02



Antes



Después

