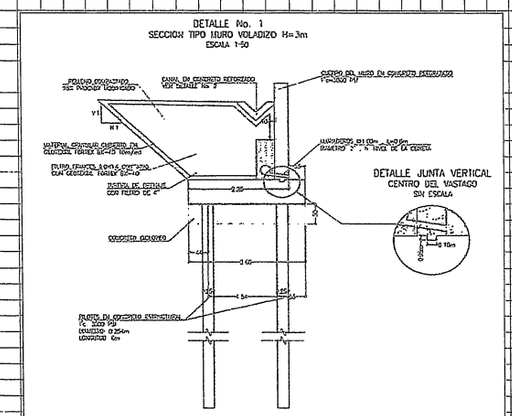
MEMORIAS DE CALCULO Y CANTIDADES DE OBRA

TRAMO PLACA HUELLAS

FECHA	DD	1	MM	7	AA	21	CORTE Nº	NA	HOJA	1	DE	8

OBJETO DEL CONTRATO	0				
CONTRATISTA	NA	NIT O C.C.	NA	CONTRATO Nº	NA
INTERVENTOR	NA	NIT O C.C.	NA	CONTRATO Nº	NA

CAPITULO	CONCRETOS Y ACEROS DE REFUERZO	ITEM	CONCRETO CLASE D		UNID.	M3	UBICACIÓN	CHIMA	
			Localización	CURVA	Dimensiones			CANT	Medida Total
				Acero por ML de muro	265,955			45	11967,975



OBSERVACIONES:	Subtotal	11.967,98
	Vienen	
	TOTAL	11.967,98

ING CIVIL EDWARD FABIAN QUINTANILLA
Mat: 68202-217733 STD

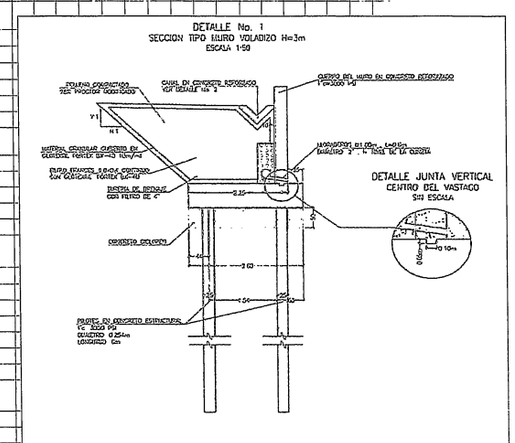
MEMORIAS DE CALCULO Y CANTIDADES DE OBRA

TRAMO PLACA HUELLAS

FECHA	DD	1	MM	7	AA	21	CORTE Nº	NA	HOJA	1	DE	8

OBJETO DEL CONTRATO	0				
CONTRATISTA	NA	NIT O C.C.	NA	CONTRATO Nº	NA
INTERVENTOR	NA	NIT O C.C.	NA	CONTRATO Nº	NA

CAPITULO: FILTROS — ITEM: FILTRO



CURVA	UNID.	ML	UBICACIÓN	CHIMA	
	Dimensiones			CANT	Medida Total
ML de filtro	1			45	45

OBSERVACIONES:	
Subtotal	45,00
Vienen	
TOTAL	45,00

ING CIVIL EDWARD FABIAN QUINTANILLA
Mat: 68202-217733 STD

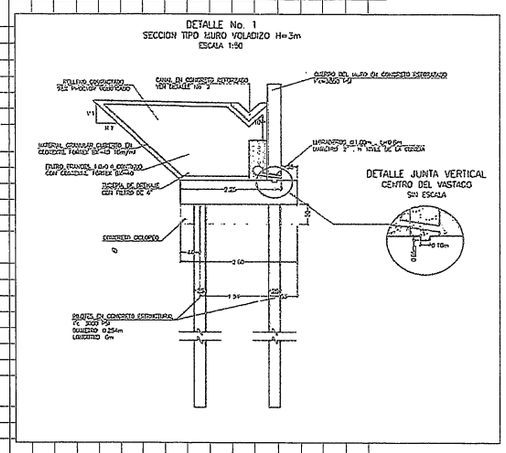
MEMORIAS DE CALCULO Y CANTIDADES DE OBRA

TRAMO PLACA HUELLAS

FECHA	DD	1	MM	7	AA	21	CORTE N°	NA	HOJA	1	DE	8

OBJETO DEL CONTRATO	0				
CONTRATISTA	NA	NIT O C.C.	NA	CONTRATO N°	NA
INTERVENTOR	NA	NIT O C.C.	NA	CONTRATO N°	NA

CAPITULO: FILTROS — ITEM: LLORADERO



UNID.	UND	UBICACIÓN	CHIMA		
CURVA	Dimensiones			CANT	Medida Total
Lloradero por ML	1			45	45

OBSERVACIONES:

Subtotal	45,00
Vienen	
TOTAL	45,00

ING CIVIL EDWARD FABIAN QUINTANILLA
Mat: 68202-217733 STD

REHABILITACION Y RECONSTRUCCION PARA EL MEJORAMIENTO DE LA PLACA HUELLA Y MURO DE CONTENCION EN LA LA VIA DE SEGUNDO ORDEN DESDE EL MUNICIPIO DE CHIMA -GUAPOTA, DEPARTAMENTO DE SANTANDER.									
PROGRAMACIÓN DE OBRA Y FLUJO DE FONDOS DE INVERSION									
CAPITULO	ACTIVIDADES	COSTO EN MILES	MES 1				MES 2			
			Sem. 1	Sem. 2	Sem. 3	Sem. 4	Sem. 5	Sem. 6	Sem. 7	Sem. 8
1	PRELIMINARES	$ 1.237.500	$ 1.237.500,00							
2	EXCAVACIONES Y AFIRMADOS	$ 83.004.876	$ 10.375.609,48	$ 10.375.609,48	$ 10.375.609,48	$ 10.375.609,48	$ 10.375.609,48	$ 10.375.609,48	$ 10.375.609,48	$ 10.375.609,48
3	CONCRETOS Y ACERO DE REFUERZO	$ 319.317.676			$ 53.219.612,60	$ 53.219.612,60	$ 53.219.612,60	$ 53.219.612,60	$ 53.219.612,60	$ 53.219.612,60
4	FILTROS	$ 6.296.265						$ 2.098.755,00	$ 2.098.755,00	$ 2.098.755,00
A.I.U 35%		$ 143.449.711	$ 17.931.213,84	$ 17.931.213,84	$ 17.931.213,84	$ 17.931.213,84	$ 17.931.213,84	$ 17.931.213,84	$ 17.931.213,84	$ 17.931.213,84
INTERVENTORIA		$ 36.878.100	$ 4.609.762,50	$ 4.609.762,50	$ 4.609.762,50	$ 4.609.762,50	$ 4.609.762,50	$ 4.609.762,50	$ 4.609.762,50	$ 4.609.762,50
PMA		$ 4.155.000	$ 519.375,00	$ 519.375,00	$ 519.375,00	$ 519.375,00	$ 519.375,00	$ 519.375,00	$ 519.375,00	$ 519.375,00
PMT		$ 5.400.000	$ 675.000,00	$ 675.000,00	$ 675.000,00	$ 675.000,00	$ 675.000,00	$ 675.000,00	$ 675.000,00	$ 675.000,00
INVERSION SEMANAL DEL PROYECTO EN MILES		$ 599.739.127	$ 35.348.461	$ 34.110.961	$ 87.330.573	$ 87.330.573	$ 87.330.573	$ 89.429.328	$ 89.429.328	$ 89.429.328
INVERSION ACUMULADA EN MILES			$ 35.348.461	$ 69.459.422	$ 156.789.995	$ 244.120.568	$ 331.451.142	$ 420.880.470	$ 510.309.799	$ 599.739.127
PORCENTAJE DE INVERSION			5,89 %	11,58 %	26,14 %	40,70 %	55,27 %	70,18 %	85,09 %	100,00 %

EDWARD FABIAN QUINTANILLA
Mat: 68202-217733 STD

REHABILITACION Y RECONSTRUCCION PARA EL MEJORAMIENTO DE LA PLACA HUELLA Y MURO DE CONTENCION EN LA LA VIA DE SEGUNDO ORDEN DESDE EL MUNICIPIO DE CHIMA -GUAPOTA, DEPARTAMENTO DE SANTANDER.

1,1 LOCALIZACIÒN Y REPLANTEO UNIDAD : M2

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/Hora	Rend.	Valor-Unit.
Herramienta Menor (5% M.O)	...	...		$ 54,66
Estaciòn Total	HORA	$ 50.000,00	440,00	$ 113,64
Nivel de Presiciòn	HORA	$ 50.000,00	440,00	$ 113,64
			Sub-Total	$ 281,93

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.
Puntillas 3"	LB	$ 2.500,00	0,05	$ 125,00
Estacas de madera	UND	$ 950,00	0,50	$ 475,00
Esmalte Sintético	GLN	$ 59.500,00	0,003	$ 178,50
Piola Gruesa X 50 m	ROLLO	$ 4.800,00	0,02	$ 96,00
				$ -
			Sub-Total	$ 874,50

III. TRANSPORTES

Material	Peso ó Cant.	Distancia	M3-Km	Tarifa	Valor-Unit.
				Sub-Total	$ -

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	#	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.
Topógrafo	1	$ 200.000,00	185%	370.000,00	440,000	$ 840,91
Cadenero	1	$ 60.000,00	185%	111.000,00	440,000	$ 252,27
					Sub-Total	$ 1.093,18
					TOTAL COSTO DIRECTOS	$ 2.249,61

V. COSTOS INDIRECTOS

Administraciòn (29%)	$ 652,39
Imprevistos (1%)	$ 22,50
Utilidad (5%)	$ 112,48
TOTAL COSTOS	$ 3.036,97

ING CIVIL EDWARD FABIAN QUINTANILLA DIAZ
Mat: 68202-217733 STD*

REHABILITACIÓN Y RECONSTRUCCION PARA EL MEJORAMIENTO DE LA PLACA HUELLA Y MURO DE CONTENCION EN LA LA VIA DE SEGUNDO ORDEN DESDE EL MUNICIPIO DE CHIMA -GUAPOTA, DEPARTAMENTO DE SANTANDER.

2,1 EXCAVACIÓNES VARIAS EN MATERIAL COMÚN EN SECO — UNIDAD : M3

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/Hora	Rend.	Valor-Unit.
Herramienta Menor (5% M.O)	...	...		$ 1.754,31
			Sub-Total	$ 1.754,31

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.
			Sub-Total	$ -

III. TRANSPORTES

Material	Peso ó Cant.	Distancia	M3-Km	Tarifa	Valor-Unit.
				Sub-Total	$ -

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	#	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.
Cuadrilla B (1 Ofic. + 1 Ayud)	1	$ 110.000,00	185%	203.500,00	5,800	$ 35.086,21
					Sub-Total	$ 35.086,21
					TOTAL COSTO DIRECTOS	$ 36.840,52

V. COSTOS INDIRECTOS

Administraciòn (29%)	$ 10.683,75
Imprevistos (1%)	$ 368,41
Utilidad (5%)	$ 1.842,03
TOTAL COSTOS	$ 49.734,70

ING CIVIL EDWARD FABIAN QUINTANILLA DIAZ
Mat: 68202-217733 STD

REHABILITACION Y RECONSTRUCCION PARA EL MEJORAMIENTO DE LA PLACA HUELLA Y MURO DE CONTENCION EN LA LA VIA DE SEGUNDO ORDEN DESDE EL MUNICIPIO DE CHIMA -GUAPOTA, DEPARTAMENTO DE SANTANDER.

2,2 DEMOLICIÓN DE ESTRUCTURAS EN CONCRETO UNIDAD : M2

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/Hora	Rend.	Valor-Unit.
Herramienta Menor (5% M.O)	...	...		$ 1.047,78
Martillo neumatico	HORA	$ 14.500,00	1,500	$ 9.666,67
Cortadora de concreto	HORA			
			Sub-Total	$ 10.714,44

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.
Derechos de demolicion y/o disposición de materiales	M3	$ 5.600,00	1,30	$ 7.280,00
			Sub-Total	$ 7.280,00

III. TRANSPORTES

Material	Peso ó Cant.	Distancia	M3-Km	Tarifa	Valor-Unit.
				Sub-Total	$ -

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	#	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.
Cuadrilla B (1 Ofic. + 1 Ayud)	1	$ 110.000,00	185%	203.500,00	9,711	$ 20.955,56
					Sub-Total	$ 20.955,56
					TOTAL COSTO DIRECTOS	$ 38.950,00

V. COSTOS INDIRECTOS

Administración (29%)	$ 11.295,50
Imprevistos (1%)	$ 389,50
Utilidad (5%)	$ 1.947,50
TOTAL COSTOS	$ 52.582,50

ING CIVIL EDWARD FABIAN QUINTANILLA DIAZ
Mat: 68202-217733 STD

REHABILITACION Y RECONSTRUCCION PARA EL MEJORAMIENTO DE LA PLACA HUELLA Y MURO DE CONTENCION EN LA LA VIA DE SEGUNDO ORDEN DESDE EL MUNICIPIO DE CHIMA -GUAPOTA, DEPARTAMENTO DE SANTANDER.

2,3 CONFORMACIÓN DE LA CALZADA EXISTENTE UNIDAD : M2

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/Hora	Rend.	Valor-Unit.
Herramienta Menor (5% M.O)	...	...		$ 16,96
Motoniveladora potencia 215HP peso 18 Ton	HORA	$ 154.700,00	400,000	$ 386,75
Vibrocompactador Potencia 153 HP peso 10 Ton	HORA	$ 111.237,00	400,000	$ 278,09
Carrotanque de Agua 1000 galones	HORA	$ 68.443,00	400,000	$ 171,11
			Sub-Total	$ 852,91

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.
Agua	LT	$ 51,00	3,00	$ 153,00
			Sub-Total	$ 153,00

III. TRANSPORTES

Material	Peso ó Cant.	Distancia	M3-Km	Tarifa	Valor-Unit.
				Sub-Total	$ -

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	#	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.
Cuadrilla B (1 Ofic. + 1 Ayud)	1	$ 110.000,00	185%	203.500,00	600,000	$ 339,17
					Sub-Total	$ 339,17
					TOTAL COSTO DIRECTOS	$ 1.345,08

V. COSTOS INDIRECTOS

Administración (29%)	$ 390,07
Imprevistos (1%)	$ 13,45
Utilidad (5%)	$ 67,25
TOTAL COSTOS	$ 1.815,86

ING CIVIL EDWARD FABIAN QUINTANILLA DIAZ
Mat: 68202-217733 STD

REHABILITACIÓN Y RECONSTRUCCION PARA EL MEJORAMIENTO DE LA PLACA HUELLA Y MURO DE CONTENCION EN LA LA VIA DE SEGUNDO ORDEN DESDE EL MUNICIPIO DE CHIMA -GUAPOTA, DEPARTAMENTO DE SANTANDER.

2,4 SUBBASE GRNULAR CLASE B UNIDAD : M3

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/Hora	Rend.	Valor-Unit.
Herramienta Menor (5% M.O)	...	...		$ 33,92
Carrotanque de Agua 1000 galones	HORA	$ 68.443,00	36,000	$ 1.901,19
Motoniveladora potencia 215HP peso 18 Ton	HORA	$ 154.700,00	36,000	$ 4.297,22
Vibrocompactador Potencia 153 HP peso 10 Ton	HORA	$ 111.237,00	36,000	$ 3.089,92
			Sub-Total	$ 9.322,25

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.
Material de Subgranular CBR = 30%	M3	$ 40.000,00	1,30	$ 52.000,00
Agua	LT	$ 51,00	24,00	$ 1.224,00
			Sub-Total	$ 53.224,00

III. TRANSPORTES

Material	Peso ó Cant.	Distancia	M3-Km	Tarifa	Valor-Unit.
Transporte de subgranular	1,30	75,0	M3KM	1.038	$ 101.205,00
				Sub-Total	$ 101.205,00

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	#	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.
Cuadrilla B (1 Ofic. + 1 Ayud)	1	$ 110.000,00	185%	203.500,00	300,000	$ 678,33
					Sub-Total	$ 678,33

TOTAL COSTO DIRECTOS	$ 164.429,58

V. COSTOS INDIRECTOS

Administración (29%)	$ 47.684,58
Imprevistos (1%)	$ 1.644,30
Utilidad (5%)	$ 8.221,48
TOTAL COSTOS	$ 221.979,93

ING. CIVIL EDWARD FABIAN QUINTANILLA DIAZ
Mat. 68202-217733 STD

REHABILITACION Y RECONSTRUCCION PARA EL MEJORAMIENTO DE LA PLACA HUELLA Y MURO DE CONTENCION EN LA LA VÍA DE SEGUNDO ORDEN DESDE EL MUNICIPIO DE CHIMA -GUAPOTA, DEPARTAMENTO DE SANTANDER.

2,5 Relleno estructura con material granular seleccionado — UNIDAD : M3

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/Hora	Rend.	Valor-Unit.
Herramienta Menor (5% M.O)	...	...		$ 63,59
Saltarin	HORA	$ 10.250,00	3,00	$ 3.416,67
			Sub-Total	$ 3.480,26

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.
Relleno material seleccionado	M3	$ 31.301,28	1,30	$ 40.691,66
			Sub-Total	$ 40.691,66

III. TRANSPORTES

Material	Peso ó Cant.	Distancia	M3-Km	Tarifa	Valor-Unit.
Relleno material seleccionado	1,30	23,0	M3-KM	1.038,00	$ 31.036,20
				Sub-Total	$ 31.036,20

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	#	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.
Cuadrilla B (1 Ofic. + 1 Ayud)	1	$ 110.000,00	185%	203.500,00	160,000	$ 1.271,88
					Sub-Total	$ 1.271,88
					TOTAL COSTO DIRECTOS	$ 76.480,00

V. COSTOS INDIRECTOS

Administraciòn (29%)	$ 22.179,20
Imprevistos (1%)	$ 764,80
Utilidad (5%)	$ 3.824,00
TOTAL COSTOS	$ 103.248,00

ING CIVIL EDWARD FABIAN QUINTANILLA DIAZ
Mat. 68202-217733 STD

REHABILITACION Y RECONSTRUCCIÒN PARA EL MEJORAMIENTO DE LA PLACA HUELLA Y MURO DE CONTENCION EN LA LA VIA DE SEGUNDO ORDEN DESDE EL MUNICIPIO DE CHIMA -GUAPOTA, DEPARTAMENTO DE SANTANDER.

3,1 CONCRETO RESISTENCIA 21 MPA (D) UNIDAD : M3

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/Hora	Rend.	Valor-Unit.
Herramienta Menor (5% M.O)	...	...		$ 7.091,67
Mezcladora de Concreto 1but	HORA	$ 6.814,00	1,000	$ 6.814,00
Aspersor manual	HORA	$ 2.966,00	1,000	$ 2.966
Vibrador de concreto motor 3 HP a 18000 rpm	HORA	$ 6.870,00	1,000	$ 6.870
			Sub-Total	$ 23.741,67

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.
Cemento Gris	KG	$ 650,00	350,00	$ 227.500,00
Arena de Rio	M3	$ 85.000,00	0,60	$ 51.000,00
Triturado	M3	$ 95.000,00	0,84	$ 79.800,00
Agua	LT	$ 51,00	180,00	$ 9.180,00
Formaleta (gaviones, juntas de bordillos, juntas de cunetas,muros,concretos lase D,E,FyG	M2	$ 5.724,00	5,00	$ 28.620,00
Antisol Blanco (presentaciò 20kg)	KG	$ 5.787,00	1,00	$ 5.787,00
Desperdicio (4%)	...	...		$ 16.075,48
			Sub-Total	$ 417.962,48

III. TRANSPORTES

Material	Peso ó Cant.	Distancia	M3-Km	Tarifa	Valor-Unit.
Transporte de triturado	0,84	50,0	M3KM	1.038	$ 43.596,00
Transporte de arena	0,60	50,0	M3KM	1.038	$ 31.140,00
				Sub-Total	$ 74.736,00

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	#	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.
Cuadrilla A (1 Ayud)	4	$ 40.000,00	185%	296.000,00	3,000	$ 98.666,67
Oficial	1	$ 70.000,00	185%	129.500,00	3,000	$ 43.166,67
				Sub-Total		$ 141.833,33

TOTAL COSTO DIRECTOS	$ 658.273,48

V. COSTOS INDIRECTOS

Administración (29%)	$ 190.899,31
Imprevistos (1%)	$ 6.582,73
Utilidad (5%)	$ 32.913,67
TOTAL COSTOS	$ 888.669,20

ING CIVIL EDWARD FABIAN QUINTANILLA DIAZ
Mat: 68202-217733 STD

REHABILITACIÓN Y RECONSTRUCCION PARA EL MEJORAMIENTO DE LA PLACA HUELLA Y MURO DE CONTENCION EN LA LA VIA DE SEGUNDO ORDEN DESDE EL MUNICIPIO DE CHIMA -GUAPOTA, DEPARTAMENTO DE SANTANDER.

3,2 CONCRETO RESISTENCIA 14 MPA (G) CICLOPEO UNIDAD : M3

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/Hora	Rend.	Valor-Unit.
Herramienta Menor (5% M.O)	...	...		$ 2.363,89
			Sub-Total	$ 2.363,89

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.
Concreto de 21 Mpa Clase D	M3	$ 751.874,46	0,60	$ 451.124,68
Piedra para concreto ciclópeo (rajón o canto rodado)	M3	$ 42.500,00	0,40	$ 17.000,00
			Sub-Total	$ 468.124,68

III. TRANSPORTES

Material	Peso ó Cant.	Distancia	M3-Km	Tarifa	Valor-Unit.
Transporte de piedra para Ciclópeo	0,40	50,0	M3KM	1.038	$ 20.760,00
				Sub-Total	$ 20.760,00

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	#	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.
Cuadrilla A (1 Ayud)	4	$ 40.000,00	185%	296.000,00	9,000	$ 32.888,89
Oficial	1	$ 70.000,00	185%	129.500,00	9,000	$ 14.388,89
					Sub-Total	$ 47.277,78
					TOTAL COSTO DIRECTOS	$ 538.526,35

V. COSTOS INDIRECTOS

Administraciòn (29%)	$ 156.172,64
Imprevistos (1%)	$ 5.385,26
Utilidad (5%)	$ 26.926,32
TOTAL COSTOS	$ 727.010,57

ING CIVIL EDWARD FABIAN QUINTANILLA DIAZ
Mat: 68202-217733 STD

REHABILITACION Y RECONSTRUCCION PARA EL MEJORAMIENTO DE LA PLACA HUELLA Y MURO DE CONTENCION EN LA LA VIA DE SEGUNDO ORDEN DESDE EL MUNICIPIO DE CHIMA -GUAPOTA, DEPARTAMENTO DE SANTANDER.

3,3 CONCRETO SOLADO DE 2500 PSI UNIDAD : M3

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/Hora	Rend.	Valor-Unit.
Herramienta Menor (5% M.O)	...	...		$ 3.018,42
			Sub-Total	$ 3.018,42

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.
Concreto de 2000 psi	m3	$ 489.000,00	1,00	$ 489.000,00
			Sub-Total	$ 489.000,00

III. TRANSPORTES

Material	Peso ó Cant.	Distancia	M3-Km	Tarifa	Valor-Unit.
					$ -
				Sub-Total	$ -

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	#	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.
Cuadrilla A (1 Ayud)	6	$ 40.000,00	185%	444.000,00	9,500	$ 46.736,84
Oficial	1	$ 70.000,00	185%	129.500,00	9,500	$ 13.631,58
					Sub-Total	$ 60.368,42
					TOTAL COSTO DIRECTOS	$ 552.388,84

V. COSTOS INDIRECTOS

Administraciòn (29%)	$ 160.192,18
Imprevistos (1%)	$ 5.523,87
Utilidad (5%)	$ 27.619,34
TOTAL COSTOS	$ 745.722,23

ING CIVIL EDWARD FABIAN QUINTANILLA DIAZ
Mat: 68202-217733 STD

REHABILITACION Y RECONSTRUCCION PARA EL MEJORAMIENTO DE LA PLACA HUELLA Y MURO DE CONTENCION EN LA LA VIA DE SEGUNDO ORDEN DESDE EL MUNICIPIO DE CHIMA -GUAPOTA, DEPARTAMENTO DE SANTANDER.

3,4 ACERO DE REFUERZO UNIDAD : kg

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/Hora	Rend.	Valor-Unit.
Herramienta Menor (5% M.O)	...	...		$ 101,75
Cizalla manual de 90cm	HORA	$ 800,00	37,500	$ 21,33
			Sub-Total	$ 123,08

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.
Acero PDR-60	KG	$ 4.500,00	1,00	$ 4.500,00
Alambre Negro Para Amarre	KG	$ 3.900,00	0,03	$ 117,00
Desperdicio (4%)	...	...		$ 184,68
				$ -
			Sub-Total	$ 4.801,68

III. TRANSPORTES

Material	Peso ó Cant.	Distancia	M3-Km	Tarifa	Valor-Unit.
				Sub-Total	$ -

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	#	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.
Cuadrilla B (1 Ofic. + 1 Ayud)	1	$ 110.000,00	185%	203.500,00	100,000	$ 2.035,00
					Sub-Total	$ 2.035,00
					TOTAL COSTO DIRECTOS	$ 6.959,76

V. COSTOS INDIRECTOS

Administraciòn (29%)	$ 2.018,33
Imprevistos (1%)	$ 69,60
Utilidad (5%)	$ 347,99
TOTAL COSTOS	$ 9.395,68

ING CIVIL EDWARD FABIAN QUINTANILLA DIAZ
Mat: 68202-217733 STD

REHABILITACION Y RECONSTRUCCION PARA EL MEJORAMIENTO DE LA PLACA HUELLA Y MURO DE CONTENCION EN LA LA VIA DE SEGUNDO ORDEN DESDE EL MUNICIPIO DE CHIMA -GUAPOTA, DEPARTAMENTO DE SANTANDER.

4,1 FILTRO GEODREN UNIDAD : ml

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/Hora	Rend.	Valor-Unit.
Herramienta Menor (5% M.O)	...	...		$ 3.391,67
			Sub-Total	$ 3.391,67

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.
Geodren T2400	m2	$ 4.804,80	2,50	$ 12.012,00
Gravilla	m3	$ 86.169,00	0,26	$ 22.703,52
Material sellante para filtros	m3	$ 18.055,00	0,10	$ 1.805,50
Tubo de 3"	ml	$ 18.668,00	1,03	$ 19.228,04
			Sub-Total	$ 55.749,06

III. TRANSPORTES

Material	Peso ó Cant.	Distancia	M3-Km	Tarifa	Valor-Unit.
				Sub-Total	$ -

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	#	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.
Cuadrilla B (1 Ofic. + 1 Ayud)	1	$ 110.000,00	185%	203.500,00	3,000	$ 67.833,33
					Sub-Total	$ 67.833,33
					TOTAL COSTO DIRECTOS	$ 126.974,06

V. COSTOS INDIRECTOS

Administraciòn (29%)	$ 36.822,48
Imprevistos (1%)	$ 1.269,74
Utilidad (5%)	$ 6.348,70
TOTAL COSTOS	$ 171.414,98

ING CIVIL EDWARD FABIAN QUINTANILLA DIAZ
Mat: 68202-217733 STD

REHABILITACION Y RECONSTRUCCION PARA EL MEJORAMIENTO DE LA PLACA HUELLA Y MURO DE CONTENCION EN LA LA VIA DE SEGUNDO ORDEN DESDE EL MUNICIPIO DE CHIMA -GUAPOTA, DEPARTAMENTO DE SANTANDER.

4,1 Pases o lloraderos d=2" UNIDAD : ml

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/Hora	Rend.	Valor-Unit.
Herramienta Menor (5% M.O)	...	...		$ 407,00
			Sub-Total	$ 407,00

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.
Tubo de 2"	ml	$ 12.560,00	0,35	$ 4.396,00
			Sub-Total	$ 4.396,00

III. TRANSPORTES

Material	Peso ó Cant.	Distancia	M3-Km	Tarifa	Valor-Unit.
				Sub-Total	$ -

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	#	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.
Cuadrilla B (1 Ofic. + 1 Ayud)	1	$ 110.000,00	185%	203.500,00	25,000	$ 8.140,00
					Sub-Total	$ 8.140,00
					TOTAL COSTO DIRECTOS	$ 12.943,00

V. COSTOS INDIRECTOS

Administraciòn (29%)	$ 3.753,47
Imprevistos (1%)	$ 129,43
Utilidad (5%)	$ 647,15
TOTAL COSTOS	$ 17,473,05

ING CIVIL EDWARD FABIAN QUINTANILLA DIAZ
Mat: 68202-217733 STD

417

PRESUPUESTO INTERVENTORÍA

REHABILITACION Y RECONSTRUCCION PARA EL MEJORAMIENTO DE LA PLACA HUELLA Y MURO DE CONTENCION EN LA LA VIA DE SEGUNDO ORDEN DESDE EL MUNICIPIO DE CHIMA -GUAPOTA, DEPARTAMENTO DE SANTANDER.

PLAZO DE EJECUCION 2 MESES

1. COSTOS DIRECTOS DE PERSONAL					
CANT	DESCRIPCION	TIEMPO	MESES	VALOR MENSUAL	VALOR PARCIAL
1	Profesional 1. Director de Interventoría	50%	2	$ 5.500.000,00	$ 5.500.000
1	Profesional 2. Residente de Interventoría	100%	2	$ 3.200.000,00	$ 6.400.000
				SUBTOTAL COSTOS DIRECTOS DE PERSONAL	$ 11.900.000
				FACTOR MULTIPLICADOR	$ 2,10
A= TOTAL COSTOS DIRECTOS DE PERSONAL					$ 24.990.000

2. OTROS COSTOS DIRECTOS						
ITEM	DESCRIPCION	UND	CANT	MESES	VALOR UNT MENSUAL	VALOR PARCIAL
2.1	Transporte (Desplazamientos del personal)	Und	1	2	$ 2.100.000,00	$ 4.200.000
2.2	Edición de Informes, incluye papelería, cd, fotocopias, comunicaciones, telefono, socializaciones, video, y demas gastos administrativos para la correcta ejecución de la interventoría	Und	1	2	$ 900.000,00	$ 1.800.000
B= TOTAL OTROS COSTOS DIRECTOS						$ 6.000.000
C= (A+B) TOTAL COSTOS DE LA INTERVENTORIA						$ 30.990.000,00
IVA 19%						$ 5.888.100
COSTO TOTAL						$ 36.878.100

ING CIVIL EDWARD FABIAN QUINTANILLA DIAZ
Mat: 68202-217733 STD

ANÁLISIS DEL FACTOR MULTIPLICADOR DE LA INTERVENTORIA

REHABILITACION Y RECONSTRUCCION PARA EL MEJORAMIENTO DE LA PLACA HUELLA Y MURO DE CONTENCION EN LA LA VIA DE SEGUNDO ORDEN DESDE EL MUNICIPIO DE CHIMA - GUAPOTA, DEPARTAMENTO DE SANTANDER.

DESCRIPCION	PORCENTAJE	
1. SALARIOS (COSTOS DE PERSONAL)		**100,00%**
2. PRESTACIONES SOCIALES		**58,29%**
2.1 Cesantías	8,33%	
2.2 Intereses a las cesantías	1,00%	
2.3 Vacaciones	4,17%	
2.4 Prima Anual	8,33%	
2.5 Salud	8,50%	
2.6 Pensión	12,00%	
2.7 Riesgos Laborales	6,96%	
2.8 Sena	2,00%	
2.9 ICBF	3,00%	
2.10 Caja de Compensacion	4,00%	
3. COSTOS INDIRECTOS DE ADMINISTRACIÓN		**24,00%**
3.1 Asesoria Contable, tributaria y Juridica	15,00%	
3.2 Personal Administrativo no facturable	2,00%	
3.3 Gastos de Representacion	5,00%	
3.4 Preparacion de la Propuesta	2,00%	
4. IMPUESTOS		**10,00%**
5. HONORARIOS		**18,00%**

TOTAL FACTOR MULTIPLICADOR (%)	210,3%
TOTAL FACTOR MULTIPLICADOR (Decimal)	2,10

ING CIVIL EDWARD FABIAN QUINTANILLA DIAZ
Mat: 68202-217733 STD

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS POR ACTIVIDAD PARA LA REHABILITACION Y RECONSTRUCCION PARA EL MEJORAMIENTO DE LA PLACA HUELLA Y MURO DE CONTENCION EN LA VÍA DE SEGUNDO ORDEN DESDE EL MUNICIPIO DE CHIMA -GUAPOTA ,DEPARTAMENTO DE SANTANDER.

EDWARD FABIAN QUINTANILLA

INGENIERO CIVIL

Contenido

1. CAPÍTULO 1.0.- PRELIMINARES 3

1.1 ÍTEM 1.01 Localización y replanteo 3

2. CAPÍTULO 2.0.- EXCAVACIONES Y AFIMADOS 4

2.1 ÍTEM 2.01 Excavaciones varias en material común en seco 4

2.2 ÍTEM 2.02 Demoliciones de estructuras en concreto 4

2.3 ÍTEM 2.03 Conformación de la calzada existente 5

2.4 ÍTEM 2.04 Subbase granular clase B 5

2.5 ÍTEM 2.05 Relleno en material seleccionado 6

3. CAPÍTULO 3.0.- ESTRUCTURA EN CONCRETO 7

3.1 ÍTEM 3.01 Concreto resistencia 21 MPa (D) 7

3.2 ÍTEM 3.02 Concreto resistencia 14 MPa (G) ciclópeo 7

3.3 ÍTEM 3.03 Concreto solado 8

3.4 ÍTEM 3.04 Acero de Refuerzo Fy= 420 MPa 8

4. CAPÍTULO 4.0.- FILTROS 9

4.1 ÍTEM 4.01 Filtros geodren 9

4.1 ÍTEM 4.02 Lloradero 9

1. CAPÍTULO 1.0.- PRELIMINARES

1.1 ÍTEM 1.01 Localización y replanteo

DESCRIPCIÓN:

El proyecto deberá levantarse horizontal y verticalmente dejando elementos de referencia permanentes con base en las libretas de topografía y los planos del proyecto. Los trabajos de localización, trazado, nivelación y replanteo deberán ser adelantados por personal que posea licencia para ejercer la profesión y equipos de precisión debidamente calibrados y adecuados para los trabajos a realizar.

Incluye la demarcación con pintura, líneas de trazado, estacas, niveles de piso, libretas, planos y referencias. Se debe determinar como referencia planimetría, el sistema de coordenadas empleado en el levantamiento topográfico. También se debe determinar como referencia altimétrica el BM empleado en el levantamiento topográfico. Se deben verificar los linderos, la cabida del lote, los aislamientos propios, así como los ejes extremos del proyecto. Antes de iniciar las obras, el Contratista someterá a la verificación y aprobación de la Interventoría, la localización general del proyecto y sus niveles. Durante la construcción, el Contratista deberá verificar periódicamente las medidas y cotas, cuantas veces sea necesario, para ajustarse al proyecto.

MEDIDA Y PAGO:

Se medirá y pagará por metro cuadrado (M2) de localización de cada uno de los componentes de la obra de acuerdo con los planos del proyecto y a la aceptación por parte de la Interventoría. El precio propuesto debe incluir todos los costos de mano de obra, materiales y su desperdicio, el equipo y las herramientas, así como los costos de vigilancia para la realización de esta actividad. La conservación de puntos de referencia será responsabilidad del Contratista. Su pago se hará de acuerdo al precio pactado en el contrato, el cual deberá incluir la mano de obra, equipos de precisión (tránsito, nivel) y demás recursos para su correcta ejecución.

2. CAPÍTULO 2.0.- EXCAVACIONES Y AFIMADOS

2.1 ÍTEM 2.01 Excavaciones varias en material común en seco

DESCRIPCIÓN:

Esta actividad comprende la ejecución de las excavaciones varias necesarias en el área del proyecto, con el fin de obtener un nivel adecuado el terreno para realizar la ejecución de la obra, el Contratista investigará el sitio por donde cruzan las redes de servicios públicos. Si es necesario remover alguna de estas redes se debe solicitar a la entidad correspondiente la ejecución de estos trabajos, todo con la intervención y autorización de la Interventoría. Las sobre excavaciones hechas para conveniencia del Contratista y las ejecutadas sin autorización escrita por parte de la Interventoría, serán por cuenta y riesgo del Contratista.

MEDIDA Y PAGO:

Se medirá y pagará por metro cúbico (M3) removido suelto (esto es: volumen en sitio más el 30% por concepto del factor de expansión) de conglomerado excavado debidamente ejecutado de acuerdo a los planos de detalle y aceptados por la Interventoría. El precio propuesto debe incluir todos los costos de la mano de obra, equipo y herramientas que requiera la ejecución de esta actividad. Además, tendrán que estar incluidos todos los costos de cargue, retiro y disposición final de los sobrantes de esta actividad.

2.2 ÍTEM 2.02 Demoliciones de estructuras en concreto

Esta actividad comprende la ejecución de demoliciones de estructuras en concreto. después de realizar la excavación, el cual se dispone para facilitar la correcta ejecución de la obra al obtener un terreno más óptimo. El Contratista debe solicitar a la entidad correspondiente la ejecución de estos trabajos, todo con la intervención y autorización de la Interventoría. Las sobre la conformación hecha para conveniencia del Contratista y las ejecutadas sin autorización escrita por parte de la Interventoría, serán por cuenta y riesgo del Contratista.

MEDIDA Y PAGO:

Se medirá y pagará por metro cuadrado (M2) de demoliciones de estructuras en concreto que se encuentre en el total del tramo de la obra de acuerdo con los planos del proyecto y a la aceptación por parte de la Interventoría. El precio propuesto debe incluir todos los costos de mano de obra, materiales y su desperdicio, el equipo y las herramientas, así como los costos de vigilancia para la realización de esta actividad. La conservación de puntos de referencia será responsabilidad del Contratista. Su pago se hará de acuerdo al precio pactado en el contrato, el cual deberá incluir la mano de obra, equipos de precisión (tránsito, nivel) y demás recursos para su correcta ejecución.

2.3 ÍTEM 2.03 Conformación de la calzada existente

Esta actividad comprende la ejecución de la conformación de la calzada existente en el área del proyecto. después de realizar la excavación, el cual corresponde a disponer el terreno con correctas pendientes para facilitar la construcción según lo especificado en los planos, cumpliendo con el bombeo para el desagüe de fuentes hídricas que puede generar efectos ambientales o por intervención humana. El Contratista debe solicitar a la entidad correspondiente la ejecución de estos trabajos, todo con la intervención y autorización de la Interventoría. Las sobre la conformación hecha para conveniencia del Contratista y las ejecutadas sin autorización escrita por parte de la Interventoría, serán por cuenta y riesgo del Contratista.

MEDIDA Y PAGO:

Se medirá y pagará por metro cuadrado (M2) de conformación del suelo del total del tramo de la obra de acuerdo con los planos del proyecto y a la aceptación por parte de la Interventoría. El precio propuesto debe incluir todos los costos de mano de obra, materiales y su desperdicio, el equipo y las herramientas, así como los costos de vigilancia para la realización de esta actividad. La conservación de puntos de referencia será responsabilidad del Contratista. Su pago se hará de acuerdo al precio pactado en el contrato, el cual deberá incluir la mano de obra, equipos de precisión (tránsito, nivel) y demás recursos para su correcta ejecución.

2.4 ÍTEM 2.04 Subbase granular clase B

DESCRIPCIÓN:

Corresponde a la Subbase granular clase B que deberá cumplir con las especificaciones mínimas del INVIAS para Subbase granular clase B en placa huella. Esta actividad comprende el suministro, conformación y compactación de capas de materiales granulares destinados a servir como Subbase granular clase B estructural de la placa huella y se construirá sobre la subrasante preparada y terminada. El material se colocará en una capa de acuerdo a los alineamientos, pendientes y dimensiones indicados en los planos del proyecto o determinados por la Interventoría; El material se extenderá en capas de espesor no mayor de 0.10 m. El Contratista estará obligado a conservar o restaurar todo camino sobre el cual se efectúe el acarreo de material, dejándolo en condiciones tan satisfactorias como las que presentaba antes de iniciar los transportes. La compactación de las zonas próximas a obras tales como andenes, cordones, muros tuberías, ductos cámaras u otras estructuras, se ejecutarán con equipo manual o mecánico adecuado, tomando todas las precauciones para no deteriorar dichas obras. En ningún caso se permitirá colocar la capa superior de base sin que la capa inferior cumpla las condiciones de nivelación, espesor y densidad exigidas. El Contratista conservará la base granular en perfectas condiciones, por su cuenta y riesgo

hasta el momento de colocar la capa siguiente de base y su costo se considerará incluido en el precio cotizado para el presente Ítem.

MEDIDA Y PAGO:

Se medirá y pagará en metros cúbicos (M3) de Subbase granular clase B colocada y compactada de acuerdo a las normas INVIAS. Además, estará en un todo de acuerdo a las cotas, espesores y demás dimensiones mostradas en los planos del Proyecto o las indicaciones de la Interventoría. El precio unitario propuesto deberá cubrir todos los costos directos por adquisición o explotación, selección, clasificación, trituración, cargue, transporte, descargue, colocación, nivelación, humedecimiento y compactación de los materiales utilizados, obtención de derechos de explotación o alquiler de las fuentes de materiales o canteras, la preparación de las zonas por explotar, las instalaciones provisionales, costo de construcción y conservación de las vías de acceso a las fuentes de materiales, los ensayos de laboratorio y pruebas de campo necesarias para demostrar la cantidad y calidad de base granular colocada, la preparación y presentación de los resultados obtenidos a la Interventoría, los trabajos de topografía, la mano de obra, equipos, herramientas, sostenimiento de la base granular hasta su recibo final, señalización de la vía y en general todos los costos relacionados con la correcta construcción de la base granular.

2.5 ÍTEM 2.05 Relleno en material seleccionado

DESCRIPCIÓN:

Se refiere a los rellenos con material de la excavación seleccionado, compactados por métodos manuales o mecánicos, en áreas que soportarán tránsito vehicular o peatonal y alrededor de elementos estructurales, las cuales deben cumplir con las especificaciones mínimas del INVIAS para rellenos con material de préstamo seleccionado. Constituido con materiales que no contenga limo orgánico, materia vegetal, basuras, desperdicios ni escombros. La compactación se hará con pisones apropiados o medios mecánicos apropiados y con la humedad óptima, a fin de obtener una compactación mínima del 95% del Proctor Modificado. Como mínimo para todo tipo de relleno, la Interventoría ordenará, para el material a utilizar la realización de ensayos de compactación (Proctor Modificado), límites de consistencia y contenido de material orgánico. Adicionalmente se deberán efectuar ensayos de densidad en el campo para verificar el grado de compactación. De acuerdo con el tipo de obra, la Interventoría podrá solicitar ensayos de CBR y otros que se consideren necesarios para la aceptación final de esta actividad. La colocación se hará por métodos manuales o mecánicos, en capas de 0,20 m. de espesor máximo.

MEDIDA Y PAGO:

La medida de los rellenos compactados se hará por metro cúbico (M3), con base en el volumen medido de material colocado y compactado según dimensiones mostradas en los planos o indicadas por la Interventoría. El precio propuesto debe incluir todas las operaciones, ensayos, equipos, herramientas, mano de obra, el transporte, almacenamiento y acarreo dentro de la zona de los trabajos, y todos los demás componentes para llevar a cabo esta actividad.

3. CAPÍTULO 3.0.- ESTRUCTURA EN CONCRETO

3.1 ÍTEM 3.01 Concreto resistencia 21 MPa (D)

DESCRIPCIÓN:

Este ítem se refiere a la colocación de un concreto para la placa huella y muro de contención de 3000 PSI, que se utilizará como vía y soporte de esta que entra en contacto directo con el suelo, se debe verificar previamente la estabilidad de la base de suelo compactada, se colocarán separadores que se utilizarán con el fin de mantener constante el recubrimiento del acero especificado en los planos. La placa debe colocarse después de terminada la excavación. El espesor del solado será de máximo 15 centímetros.

MEDIDA Y PAGO:

Se medirá y pagará por metro cúbico (M3) de concreto para placa huella y muro de contención resultantes de las medidas obtenidas en los planos y en la obra, el pago se hará a los precios establecidos en la Propuesta, el valor incluya los Costos de mano de obra, concreto de 3000 PSI, equipos y herramientas, transporte interno y externo y todos los costos que sean necesarios para la ejecución de la actividad.

3.2 ÍTEM 3.02 Concreto resistencia 14 MPa (G) ciclópeo

DESCRIPCIÓN:

Este ítem se refiere a la colocación de un concreto de 2000 PSI en cuya masa se incorporan grandes piedras o bloques que no contiene armadura. La proporción máxima del agregado ciclópeo será en sesenta por ciento (60%) de concreto simple y del cuarenta por ciento (40%) de rocas rajón desplazadas de tamaño máximo, de 10"; éstas deben ser introducidas previa selección y lavado, con el requisito indispensable de que cada piedra en su ubicación definitiva debe estar totalmente rodeada de concreto simple.

MEDIDA Y PAGO:

Se medirá y pagará por metro cubico (M3) de concreto ciclópeos resultantes de las medidas obtenidas en los planos y en la obra, el pago se hará a los precios establecidos en la Propuesta, el valor incluya los Costos de mano de obra, concreto ciclópeo, equipos y herramientas, transporte interno y externo y todos los costos que sean necesarios para la ejecución de la actividad.

3.3 ÍTEM 3.03 Concreto solado

DESCRIPCIÓN:

Este ítem se refiere a la colocación de un concreto de limpieza de 2500 PSI, que se utilizará como superficie protectora entre el suelo y los concretos de las estructuras en contacto con él, se debe verificar previamente la estabilidad de la base de suelo compactada, sobre el solado se colocarán separadores que se utilizarán con el fin de mantener constante el recubrimiento del acero especificado en los planos. El solado de limpieza debe colocarse inmediatamente después de terminada la excavación. El espesor del solado será de máximo 5 centímetros.

MEDIDA Y PAGO:

Se medirá y pagará por metro cúbico (M3) de concreto de limpieza resultantes de las medidas obtenidas en los planos y en la obra, el pago se hará a los precios establecidos en la Propuesta, el valor incluya los Costos de mano de obra, concreto de 2000 psi, equipos y herramientas, transporte interno y externo y todos los costos que sean necesarios para la ejecución de la actividad.

3.4 ÍTEM 3.04 Acero de Refuerzo Fy= 420 MPa

DESCRIPCIÓN:

Este ítem se refiere al suministro, corte, figuración, amarre y colocación del refuerzo de acero de 60000 PSI para los elementos en concreto reforzado según las indicaciones que contienen los planos. De conformidad con lo indicado en las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente, las normas técnicas vigentes y las instrucciones de la Interventoría.

MEDIDA Y FORMA DE PAGO

La unidad de medida de pago será el número de kilogramos (KG) de acero debidamente figurado, armado, colocado en lugar de obra y aprobada por la interventoría.

Su forma de pago se hará según los precios establecidos en el contrato. En este valor se incluye el costo de equipo, herramienta, mano de obra y transporte.

4. CAPÍTULO 4.0.- FILTROS

4.1 ÍTEM 4.01 Filtros geodren

DESCRIPCIÓN:

Este trabajo consiste en la construcción de sistemas de subdrenaje, con geodrén con tubería circular perforada para drenaje, en los sitios señalados en los planos del proyecto o indicados por el Interventor. El Geodrén es un geocompuesto integrado por tres elementos: Geotextil, Geo-red, y Tubería circular perforada para drenaje. El Geodrén debe ser laminado en ambas caras

MEDIDA Y PAGO:

Se medirá y pagará por metro lineal (ML) de filtro de geodren para el muro contención, resultantes de las medidas obtenidas en los planos y en la obra, el pago se hará a los precios establecidos en la Propuesta, el valor incluya los Costos de mano de obra, equipos y herramientas, transporte interno y externo y todos los costos que sean necesarios para la ejecución de la actividad.

4.1 ÍTEM 4.02 Lloradero

DESCRIPCIÓN:

Es objeto de esta especificación establecer los requisitos que deben cumplir las tuberías de cloruro de polivinilo PVC para la construcción de lloraderos que reciben agua de los filtros localizados bajo la cuneta y entregan a la Poceta o cualquier otro dispositivo de recolección. Todas las tuberías de PVC que se utilicen deben cumplir con las normas NTC 369 y NTC 1748 sobre los compuestos de cloruro de poli vinilo - PVC. La tubería deberá ser de sección circular, con longitud máxima para cada tubo de 6.00 m. La superficie interior de los tubos debe ser uniforme, libre de asperezas, muescas, desviaciones o irregularidades de cualquier tipo.

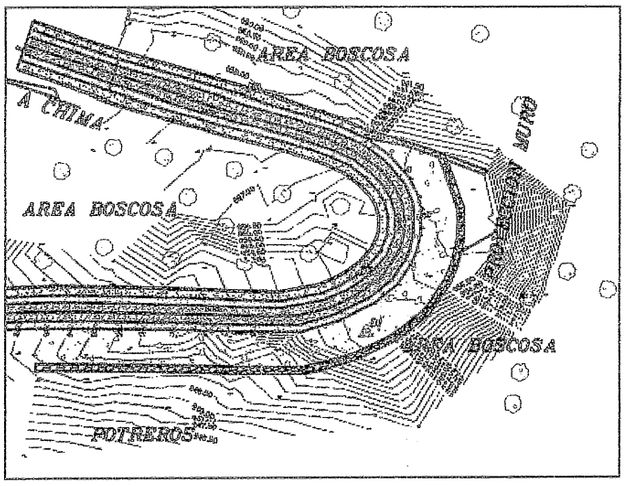
MEDIDA Y PAGO:

Los trabajos realizados para la construcción de TUBERIAS DE PVC se pagarán al CONTRATISTA al Precio Unitario escrito en el formulario de precios de la propuesta para este concepto. El suministro y la instalación de tuberías se pagarán al CONTRATISTA a los

precios unitarios consignados en el formulario de precios del Contrato. Dichos precios serán la compensación total y única que reciba el CONTRATISTA por el suministro en obra de las tuberías; por la mano de obra, manejo de tuberías y demás trabajos relacionados con la instalación de tuberías; por la administración, imprevistos y utilidad del CONTRATISTA; y por todos los demás costos necesarios para entregar instaladas las tuberías de acuerdo con estas especificaciones y a satisfacción del INTERVENTOR.

PROYECTO:

REHABILITACION Y RECONSTRUCCION PARA EL MEJORAMIENTO DE LA PLACA HUELLA Y MURO DE CONTENCION EN LA LA VIA DE SEGUNDO ORDEN DESDE EL MUNICIPIO DE CHIMA -GUAPOTA ,DEPARTAMENTO DE SANTANDER.



Elaborado Por:
ALEXANDER FABIAN DOMINGUEZ LEON
Ingeniero Civil

EDWARD FABIAN GUIVANILLA DIAZ
Ingeniero Civil

MUNICIPIO DE CHIMA
DEPARTAMENTO DE SANTANDER
JULIO DE 2021

TABLA DE CONTENIDO

INTRODUCCION 6

1. OBJETIVOS 7

1.1. OBJETIVO GENERAL 7
1.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS 7

2. GENERALIDADES 8

2.1. METODOLOGÍA 8
2.2. LOCALIZACIÓN GENERAL 9

3. CARACTERÍSTICAS PSEUDO ESTÁTICAS 11

3.1 DETERMINACION DE (N1)60 Y PERFIL DEL SUELO 12
3.2 DETERMINACION DE (N1)60 Y PERFIL DEL SUELO. 18
3.3 ESPECTRO ELÁSTICO DE DISEÑO 21

4. MARCO GEOLOGICO REGIONAL 23

4.1 GEOLOGIA REGIONAL 23
4.2 GEOLOGIA ESTRUCTURAL 24
4.2.1 PROVINCIAS TECTÓNICAS 25
4.3 GEOLOGIA LOCAL 34
4.3.1 Unidades Geoiógicas Superficiales (UGS) 35
4.4 GEOMORFOLOGÍA 36
4.4.1 GEOMORFOLOGÍA LOCAL Y UNIDADES GEOMORFOLOGICAS 36

5. EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA 39

5.1 EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO 40
5.1.1 Ensayo de penetración estándar SPT 41

6. ENSAYOS DE LABORATORIO 47

6.1 CLASIFICACIÓN DE SUELOS (SUCS) 47
6.2 ENSAYO DE CORTE DIRECTO (RESISTENCIA MECÁNICA DEL SUELO) 49
6.3 CARACTERISTICAS EXPANSIVAS DE LOS SUELOS 49

7. MODELO GOLOGICO GEOTÉCNICO 51

7.1 CONSIDERACIONES DE DISEÑO 51
7.2 PARAMETROS GEOMECANICOS EMPLEADOS EN EL MODELO GEOLOGICO GEOTECNICO REPRESENTATIVO 52
7.3 CATEGORIZACIÓN DE LA AMENAZA 53
7.4 ESCENARIOS DEL MODELAMIENTO 54
7.5 DETERMINACION DEL MODELO GEOLOGICO GEOTECNICO 54
7.6 RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD ANTE FENOMENOS DE REMOCION EN MASA 55
7.6.1 ESCENARIO 1: Terreno intervenido con las obras de mitigación y estabilización, para análisis Pseudo-estático y ascenso máximo del nivel freático. 55

8. MARCO TEÓRICO 58

8.1 FUNDACIONES PROFUNDAS 58
8.2 CLASIFICACIÓN DE LAS FUNDACIONES PROFUNDAS 58
8.3 CLASIFICACION DE LAS CARGAS APLICADAS 59
8.4 TRANSFERENCIA DE LAS CARGAS AXIALES AL SUELO 59
8.5 METODOLOGIA PARA DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE 61

9. DISEÑO GEOTECNICO DE LA CIMENTACIÓN PROFUNDA 63

9.1 CAPACIDAD DE CARGA DEL PILOTE MÉTODO RACIONAL MEYERHOF 63

10. DISEÑO GEOTECNICO Y ESTRUCTURAL MURO DE RETENCION 69

10.1. BASES DE DISEÑO 69
10.1.1. MATERIALES 69
10.1.2. ESTRUCTURACIÓN 69
10.1.3. PREDIMENSIONAMIENTO 69
10.1.4. ESTUDIO GEOTECNICO CORRESPONDIENTE 70

COMBINACIONES Y FACTORES DE CARGA: 70

10.2. FORMULACION DE LA ESTABILIDAD DEL MURO EN CONCRETO REFORZADO: 72
10.2.1. Análisis A La Estabilidad Por Volcamiento: 74
10.2.2. ESTABILIDAD POR DESLIZAMIENTO: 75
10.2.3. Falla Por Capacidad de Carga: 76
10.2.4. EVALUACION DEL EMPUJE DE TIERRAS 77
10.2.5. INCREMENTO DINAMICO DE PRESION POR EL EFECTO SISMICO 80
10.2.6. MUROS CON SOBRECARGA UNIFORME 83
10.2.7. MUROS CON PRESENCIA DE AGUA EN EL RELLENO 84
10.3. CONDICIONES DE DISEÑO POR FLEXION Y CORTANTE DE LOS COMPONENTES DEL MURO 85
10.3.1. Chequeo por flexión: 85
10.4. CHEQUEO POR CORTANTE: 87
10.5. EMPALMES MUROS 88

11. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE LAS OBRAS PROPUESTAS 103

11.1 MURO EN CONCRETO REFORZADO H: 3.0 M 103
11.2 PILOTES D: 10 PULGADAS, L: 6 METROS PARA SOPORTAR MURO EN CONCRETO 107

12. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 111

13. BIBLIOGRAFÍA 114

LISTA DE TABLAS

TABLA 1. RESUMEN DE PARÁMETROS PSEUDO ESTÁTICOS PARA EL MUNICIPIO CHIMA, SANTANDER 11
TABLA 2 NSR-10 TABLA A.2.3-1 11
TABLA 3. CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELOS, TABLA A.2.4-1. 19
TABLA 4. TABLA A.2.4-3 VALORES DEL COEFICIENTE FA, PARA LA ZONA DE PERIODOS CORTOS DEL ESPECTRO. 19
TABLA 5. TABLA A.2.4-4 VALORES DEL COEFICIENTE FV, PARA LA ZONA DE PERIODOS INTERMEDIOS DEL ESPECTRO. 20
TABLA 6. VALORES DEL COEFICIENTE DE IMPORTANCIA 20
TABLA 7. RESUMEN DE PARÁMETROS PSEUDO ESTÁTICOS PARA EL SITIO DEL PRESENTE ESTUDIO (GIRÓN, SANTANDER) 21
TABLA 8 GEOFORMAS DE ORIGEN DENUDACIONAL 38
TABLA 9 GEOFORMAS DE ORIGEN ANTROPOGÉNICO 38
TABLA 10. COORDENADAS DE UBICACIÓN EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA. 40
TABLA 11. TABLA RESUMEN DE REGISTRO DE PERFORACIÓN SPT. 43
TABLA 12. PERFIL ESTRATIGRÁFICO SONDEO 1, ENSAYO DE SPT 44
TABLA 13. PERFIL ESTRATIGRÁFICO SONDEO 2, ENSAYO DE SPT 45
TABLA 14. PERFIL ESTRATIGRÁFICO SONDEO 3, ENSAYO DE SPT 46
TABLA 15. ENSAYOS DE LABORATORIO A EJECUTAR 47
TABLA 16. CLASIFICACIÓN UNIFICADA DE SUELOS (SUCS) PARA LOS SONDEOS SPT 48
TABLA 17. RESUMEN DE RESULTADOS ENSAYO DE CORTE DIRECTO 49
TABLA 18. EVALUACIÓN DEL POTENCIAL DE EXPANSIÓN DE ACUERDO CON NSR-10 50

TABLA 19. COEFICIENTES PSEUDO-ESTÁTICOS MUNICIPIO CHIMA 52
TABLA 20. FACTORES DE SEGURIDAD BÁSICOS MÍNIMOS DIRECTOS 53
TABLA 21. ESCENARIOS CRÍTICOS DE MODELAMIENTO 54
TABLA 22. TABLA RESUMEN FACTORES DE SEGURIDAD ESCENARIO 56
TABLA 23: COMBINACIÓN Y FACTORES DE CARGA. 71
TABLA 24: FACTORES DE SEGURIDAD 73
TABLA 25. ALTURA DE RELLENO EQUIVALENTE A SOBRECARGA VEHICULAR 83
TABLA 26: FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA 86
TABLA 27. CLASES DE CONCRETO ESTRUCTURAL 104
TABLA 28 GRANULOMETRÍA DEL AGREGADO FINO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL 104
TABLA 29 REQUISITOS DEL AGREGADO GRUESO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL 105
TABLA 30 DIMENSIONES NOMINALES DE LAS BARRAS DE REFUERZO EXPRESADAS EN MILÍMETROS 106
TABLA 31 DIMENSIONES NOMINALES DE LAS BARRAS DE REFUERZO EXPRESADAS EN OCTAVOS DE PULGADA 106

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1. METODOLOGÍA APLICADA AL ESTUDIO DE GEOTÉCNICO 9
FIGURA 2. LOCALIZACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO, MUNICIPIO DE CHIMA - SANTANDER 10
FIGURA 3. N SPT Y N1(60) 12
FIGURA 4. MAPA TECTÓNICO BUCARAMANGA Y ALREDEDORES. 13
FIGURA 5. ZONAS DE AMENAZA SÍSMICA 14
FIGURA 6. MAPA DE VALORES AA (COEFICIENTE QUE REPRESENTA LA ACELERACIÓN HORIZONTAL PICO EFECTIVA). 15
FIGURA 7. MAPA DE VALORES AV. (COEFICIENTE QUE REPRESENTA LA VELOCIDAD HORIZONTAL PICO EFECTIVA). 16
FIGURA 8. MAPA DE VALORES AV. (COEFICIENTE QUE REPRESENTA LA VELOCIDAD HORIZONTAL PICO EFECTIVA) 17
FIGURA 9. ESPECTRO ELÁSTICO DE DISEÑO. FUENTE: NSR-10. FIGURA A.2.6-1 21
FIGURA 10. ESPECTRO ELÁSTICO DE DISEÑO PARA EL TIPO DE SUELO D. 22
FIGURA 11. UNIDADES LITOLÓGICAS SOBRE SANTANDER 23
FIGURA 12. ESQUEMA TECTÓNICO DEPARTAMENTO DE SANTANDER 26
FIGURA 13. MODELO TECTÓNICO DEL ÁREA METROPOLITANA DE BUCARAMANGA 29
FIGURA 14. UNIDADES ESTRATIGRÁFICAS DE LA PROVINCIA TECTÓNICA DEL MACIZO DE SANTANDER 30
FIGURA 15. UNIDADES ESTRATIGRÁFICAS DE LAS PROVINCIAS TECTÓNICAS DEL VALLE MEDIO DEL MAGDALENA DE LA CORDILLERA ORIENTAL. 31
FIGURA 16. ESQUEMA ESTRUCTURAL DEPARTAMENTO DE SANTANDER 33
FIGURA 17. CLASIFICACIÓN DE UNIDADES GEOLÓGICAS SUPERFICIALES 36
FIGURA 18. CLASIFICACIÓN DE UNIDADES GEOMORFOLÓGICAS SEGÚN SU ORIGEN 37
FIGURA 19. UBICACIÓN DE LA EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA 41
FIGURA 20. REGISTRO FOTOGRÁFICO GENERAL DE LA EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA 42
FIGURA 21. PROPIEDADES DE LOS ESTRATOS 52
FIGURA 22. LOCALIZACIÓN EN PLANTA DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL 54
FIGURA 23. PERFIL 1, ESCENARIO 1 56
FIGURA 24. CLASIFICACIÓN DE LAS FUNDACIONES PROFUNDAS 59
FIGURA 25. TRANSFERENCIA DE CARGAS AXIALES 60
FIGURA 26. DIMENSIONES APROXIMADAS PARA VARIAS COMPONENTES DE MURO DE RETENCIÓN PARA REVISIONES INICIALES DE LA ESTABILIDAD (A) MURO DE GRAVEDAD; (B) MURO EN VOLADIZO. 70
FIGURA 27: APLICACIÓN TÍPICA DE LOS FACTORES DE CARGA PARA DETERMINAR LA CAPACIDAD PORTANTE. (VER FIGURA C11.5.6-1 DE EL CCP-14 EN EL CAPÍTULO 11) 72
FIGURA 28: APLICACIÓN TÍPICA DE LOS FACTORES DE CARGA PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO Y LA EXCENTRICIDAD. (VER FIGURA C11.5.6-2 DE EL CCP-14 EN EL CAPÍTULO 11) 73
FIGURA 29. ESQUEMA DE FUERZAS QUE INTERVIENEN EN EL CHEQUEO POR VOLCAMIENTO 74
FIGURA 30. ESQUEMA DE FUERZAS QUE INTERVIENEN EN EL ANÁLISIS POR DESLIZAMIENTO 75

FIGURA 31. PRESIÓN DE CONTACTO MURO-SUELO DE FUNDACIÓN 77
FIGURA 32.DIAGRAMA DE PRESIONES EN REPOSOS 78
FIGURA 33.DIAGRAMA DE PRESIONES DE TIERRA EN ESTADO ACTIVO 79
FIGURA 34.DIAGRAMA DE PRESIONES DE TIERRA EN ESTADO PASIVO. 79
FIGURA 35. DIAGRAMA DE PRESIONES ESTÁTICA MÁS EL INCREMENTO DINÁMICO DEL EMPUJE EN REPOSO. 80
FIGURA 36. EMPUJE ACTIVO MÁS EL INCREMENTO DINÁMICO DEL EMPUJE. 82
FIGURA 37. EMPUJE PASIVO MÁS EL INCREMENTO DINÁMICO DEL EMPUJE 82
FIGURA 38. EMPUJE DE TIERRA CON SOBRECARGA. 84
FIGURA 39. EMPUJE DE TIERRA CON PRESENCIA DE AGUA EN EL RELLENO. 85
FIGURA 40. MURO EN CONCRETO REFORZADO APOYADO SOBRE MICROPILOTES 103

INTRODUCCION

En la mayoría de las obras de ingeniería es necesario conocer como es el comportamiento del suelo ante solicitaciones en las diferentes obras civiles, estas solicitaciones pueden ser de origen natural (terremotos, maremotos, inundaciones, deslizamientos, etc.) o antrópicas (vibraciones de maquinaria industrial de alto impacto, cargas dinámicas sobre impuestas en las obras civiles, cargas muertas) y son las causantes de daños estructurales a edificaciones, movimientos en masa en suelos y problemas geotécnicos en general. Debido a que toda obra civil debe contemplar los escenarios más críticos posibles, es necesario conocer la interacción del suelo con la estructura, garantizando los estados límites de servicio (hasta donde una estructura puede funcionar eficientemente) y los estados límites de falla (garantizar la funcionalidad de las estructuras para escenarios críticos).

Debido a la necesidad de caracterizar el suelo y las rocas para cargas sobre impuestas y garantizar la funcionalidad eficiente y eficaz de las obras civiles, se desarrolló los estudios de suelos y geotécnicos en general, donde por medio de modelos matemáticos y las ciencias físicas y químicas existentes, se desarrollaron teorías y metodologías aceptadas para la caracterización de los suelos y las rocas, a partir de sus propiedades físicas y mecánicas, obtenidas de ensayos de laboratorio de suelos estándar. Con esta información técnica y los proyectos ingenieriles; que son diferentes de acuerdo al tipo de obra civil (estructuras en concreto, pavimentos, cimentación de estructuras metálicas, geotecnia general), es posible predecir el comportamiento del suelo ante las cargas que lo solicitan e identificar las medidas preventivas, correctivas y de estabilidad, óptimas para solucionar el problema geotécnico, teniendo en cuenta las condiciones más críticas de la estructura de suelo.

Para la estandarización de los estudios geotécnicos, se ha desarrollado normas técnicas, donde se establecen los lineamientos mínimos para los estudios geotécnicos y ensayo de laboratorio de suelo. Las principales normas que definen los lineamientos para estudios geotécnicos y de laboratorios a nivel nacional son: la Norma Sismo resistente Colombiana NSR 10, las especificaciones técnicas y de laboratorio de INVIAS.

435

1. OBJETIVOS

1.1. OBJETIVO GENERAL

Realizar el diseño geotécnico y estructural de un muro en concreto reforzado apoyado sobe micropilotes en el municipio de Chima en el departamento de Santander, con el fin de determinar las recomendaciones necesarias para el diseño de un sistema de cimentación eficiente y eficaz, garantizando el adecuado comportamiento del suelo ante las cargas impuestas para los estados límites de servicio (asentamientos) y Estados Limites de Falla (Capacidad de carga admisible).

1.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Identificar las características geológicas regionales, locales del área de influencia directa del presente proyecto, así como consultar los parámetros geomecánicos obtenidos en laboratorio del estudio de suelos efectuado.

- Efectuar el diseño geotécnico y estructural de las diferentes obras de mitigación y protección, que elimine la problemática observada sobre la banca externa de la, calculando la resistencia por punta y por fuste de la estructura.

- Consultar la información existente del área de influencia directa e indirecta.

- Ejecutar el diseño geotécnico de la cimentación profunda mediante pilotes, recomendando los niveles seguros de cimentación, que dará soporte al muro en concreto.

- Realizar el diseño geotécnico ante volcamiento y deslizamiento del muro en voladizo en concreto reforzado.

- Descartar cualquier tipo de problema geotécnico sobre el área del proyecto y realizar las respectivas recomendaciones pertinentes para mitigar problemas geotécnicos observados.

2. GENERALIDADES

2.1. METODOLOGÍA

❖ **Fase De Aprestamiento**

En esta fase se efectúa la recopilación de la mayor cantidad de información, relacionada con el área de influencia directa del estudio geotécnico, entre la información recopilada, se puede identificar principalmente: topografía general, geología regional, así como estudios geotécnicos existentes cerca al sector, Etc.

❖ **Fase de Campo**

En esta fase, se realiza el reconocimiento del terreno para caracterizar la geomorfología de la zona, la cobertura vegetal (en caso de existir), entre otras características identificadas en el lugar de estudio. También se efectúa la fase de exploración geotécnica realizada, por medio de ensayos SPT y apiques para la toma de muestras de suelo en profundidad.

❖ **Fase de Laboratorio**

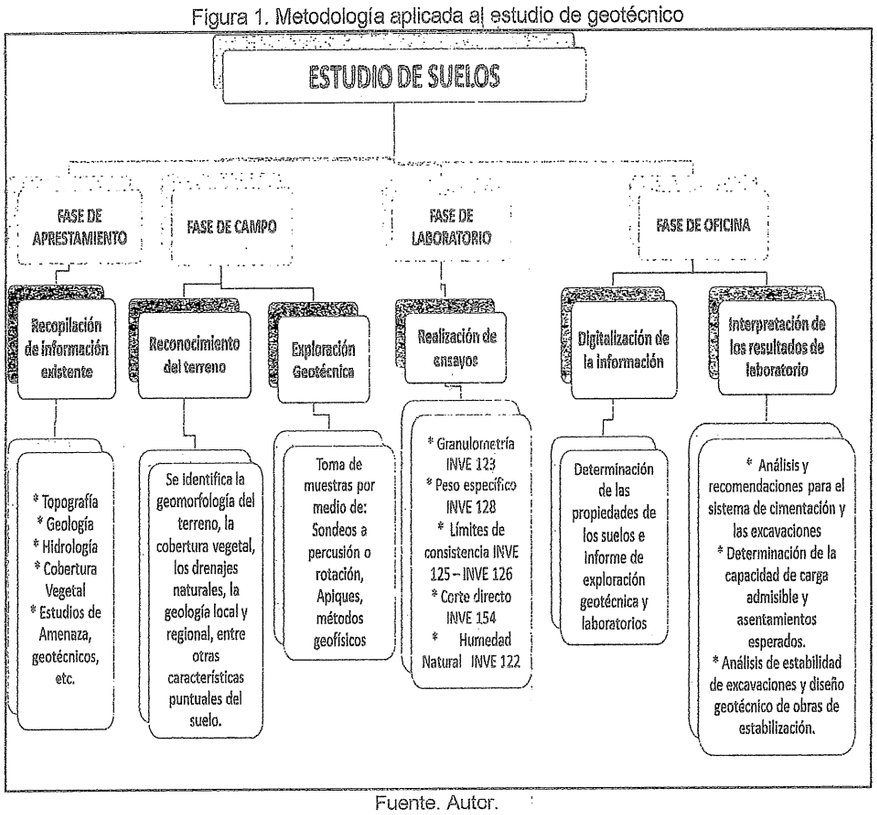
Una vez recepcionadas las muestras de campo, se les efectúa los respectivos ensayos de laboratorio., para la caracterización de sus propiedades físicas y mecánicas, analizando los diferentes tipos de materiales aflorantes sobre los niveles seguros de cimentación.

❖ **Fase de oficina**

Una vez obtenidas las propiedades de geotécnicas, proyectadas con las teorías y metodologías de análisis del comportamiento del suelo, se determina el comportamiento de la estructura de cimentación sobre la profundidad segura, la cual consiste en un muro en voladizo apoyado sobre pilotes, utilizando la base teórica expuesta en el libro de cimentaciones BRAJA DAS.

434

Figura 1. Metodología aplicada al estudio de geotécnico

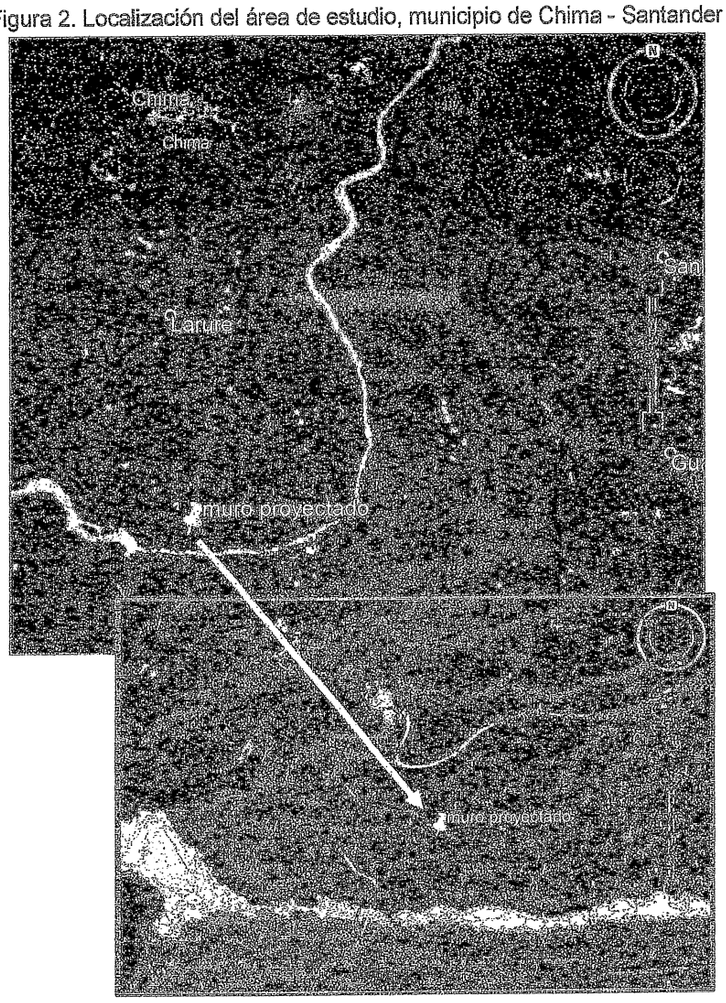


Fuente. Autor.

2.2. LOCALIZACIÓN GENERAL

El área de influencia directa del presente estudio geotécnico, se encuentra localizado sobre la vía que conduce al centro poblado del municipio de Chima - departamento de Santander sobre las coordenadas geodésicas aproximadas Latitud= 6°18'43.22"N; Longitud= 73°22'25.43"O, donde actualmente se evidencian problemas de pérdida de la banca externa de la vía y la falla de un muro en concreto no convencional que fue apoyado superficialmente sobre material no competente. Por lo tanto, en el presente documento se hacen las respectivas recomendaciones para mitigar la problemática observada en campo.

Figura 2. Localización del área de estudio, municipio de Chima - Santander



3. CARACTERÍSTICAS PSEUDO ESTÁTICAS

Con el fin de efectuar modelamientos geotécnicos que contemplen los parámetros sísmicos de diseño, se han desarrollado metodologías para la determinación de este comportamiento por medio de fuerzas estáticas ideales, que representan el comportamiento del máximo pico de un sismo probable de acuerdo a la norma NSR 10. Como no es viable efectuar estudios de efectos locales a todos los proyectos, debido a su complejidad y necesidad de parámetros dinámicos, que son costosos, el estado colombiano ha adoptado unas normas nacionales donde se caracterizó por medio de análisis regionales el comportamiento sísmico de las zonas, de acuerdo a la estructura y actividad tectónica del área, donde se encuentra determinado municipio.

Se consultó la norma sismo resistente colombiana NSR 10, en el titulo A, donde se presenta una zonificación pseudo estática de los suelos, sobre el territorio colombiano, para el municipio de Chima - Santander.

Tabla 1. Resumen de parámetros pseudo estáticos para el municipio Chima, Santander

Municipio	Aa	Av	Ae	Ad	Perfil de suelo	Grupo de uso	Coeficiente de importancia
Chima	0.15	0.20	0.20	0.10	D	I	1

Fuente. Autor.

Tabla 2 NSR-10 Tabla A.2.3-1

Mayor valor entre Aa y Av	Asociado en mapas de las figuras A.2.3-2 y A.2.3-3 a Región N°	Amenaza Sísmica
0,50	10	Alta
0,45	9	Alta
0,40	8	Alta
0,35	7	Alta
0,30	6	Alta
0,25	5	Alta
0,20	4	Intermedia
0,15	3	Intermedia
0,10	2	Baja
0,05	1	Baja

Fuente: NSR-10

3.1 DETERMINACION DE (N1)60 Y PERFIL DEL SUELO

La determinacion del perfil de suelo, es un factor importante en el analisis geotecnico, ya que se caracteriza la rigides del suelo y el espectro elastico de diseño en funcion de este. Para la determinacion del perfil de suelo, se desarrollo por medio de la correccion de los resultados de N de penetracion del ensayo SPT, obteniendose el (N1)60 y determinando el (N1)60 promedio para cualquier estrato de suelo, según el titulo A.2.4.3. de la NSR 10, "Parametros empleados en la definicion del tipo de perfil de suelo"; a contiuacion, se presenta el proceso de determinacion del perfil de suelo.

Figura 3. N SPT y N1(60)

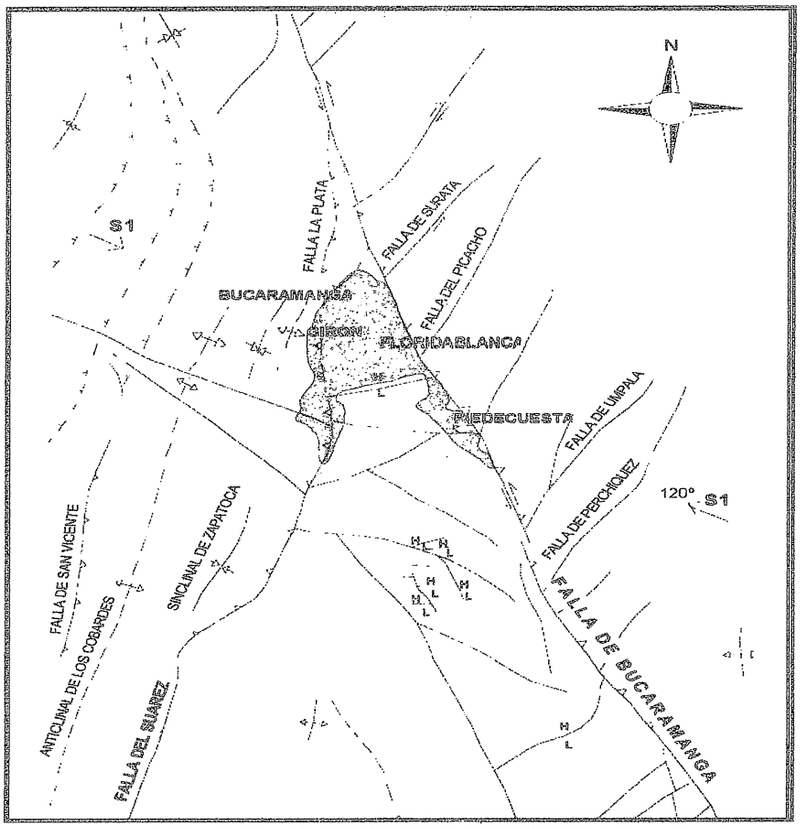
Prof (m)	S1	S2	S3	so (KN/m2)	CN	(N1)60 S1	(N1)60 S2	(N1)60 S3	(N1)60 promedio
0,5	4	9	7	9	2,00	5	10	8	8
1	7	12	10	18	2,00	8	14	11	11
1,5	9	10	9	27	2,00	10	11	10	10
2	8	12	19	36	1,73	8	12	18	13
2,5	9	9	33	45	1,55	8	8	29	15
3	12	13	26	54	1,41	10	10	21	14
3,5	14	10	9	63	1,31	10	7	7	8
4	16	14	8	72	1,22	12	11	6	10
4,5	17	11	18	81	1,15	12	8	13	11
5	21	12	20	90	1,09	15	8	14	12
5,5	17	11	18	99	1,04	11	7	12	10
6	21	10	21	108	1,00	15	7	15	12
6,5	18	9	18	117	0,96	12	6	12	10
7	24	20	19	126	0,92	16	13	13	14
7,5	20	11	16	135	0,91	13	7	10	10
8	25	19	32	144	0,90	16	12	20	16
8,5	27	29	25	153	0,88	17	18	16	17
9	28	30	24	162	0,87	17	19	15	17
9,5	30	20	17	171	0,86	18	12	10	14
10	25	30	25	180	0,85	15	18	15	16
				N1 (60) Prom		17	14	15	
				N Prom para cualquier estrato			15,0		
				Perfil de suelo			D		

Fuente. Autor.

A continuación, se presenta el resumen de los parámetros Pseudo estáticos definidos por la norma NSR 10, para el municipio de Chima - Santander.

441

Figura 4. Mapa tectónico Bucaramanga y alrededores.



Fuente. (INGEOMINAS, 1997)

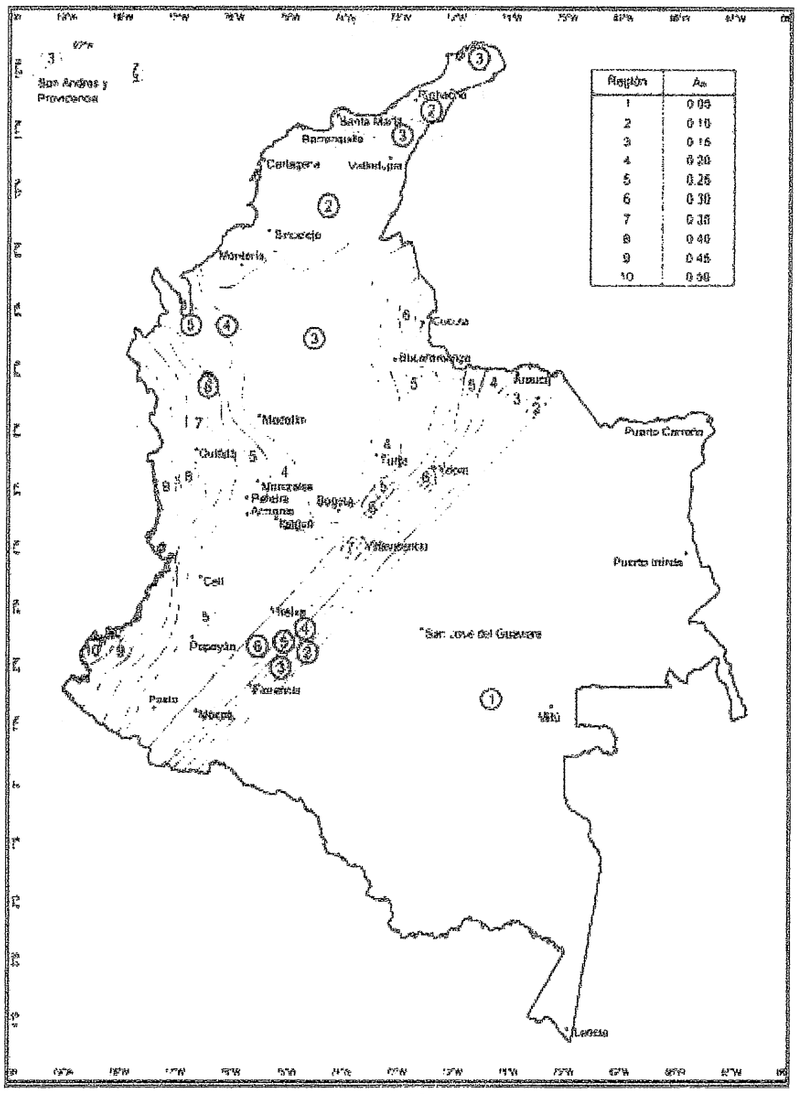
De la anterior figura se observa que el municipio de los Chima en el departamento de Santander, se encuentra en una zona de amenaza sísmica alta.

Figura 5. Zonas de amenaza Sísmica



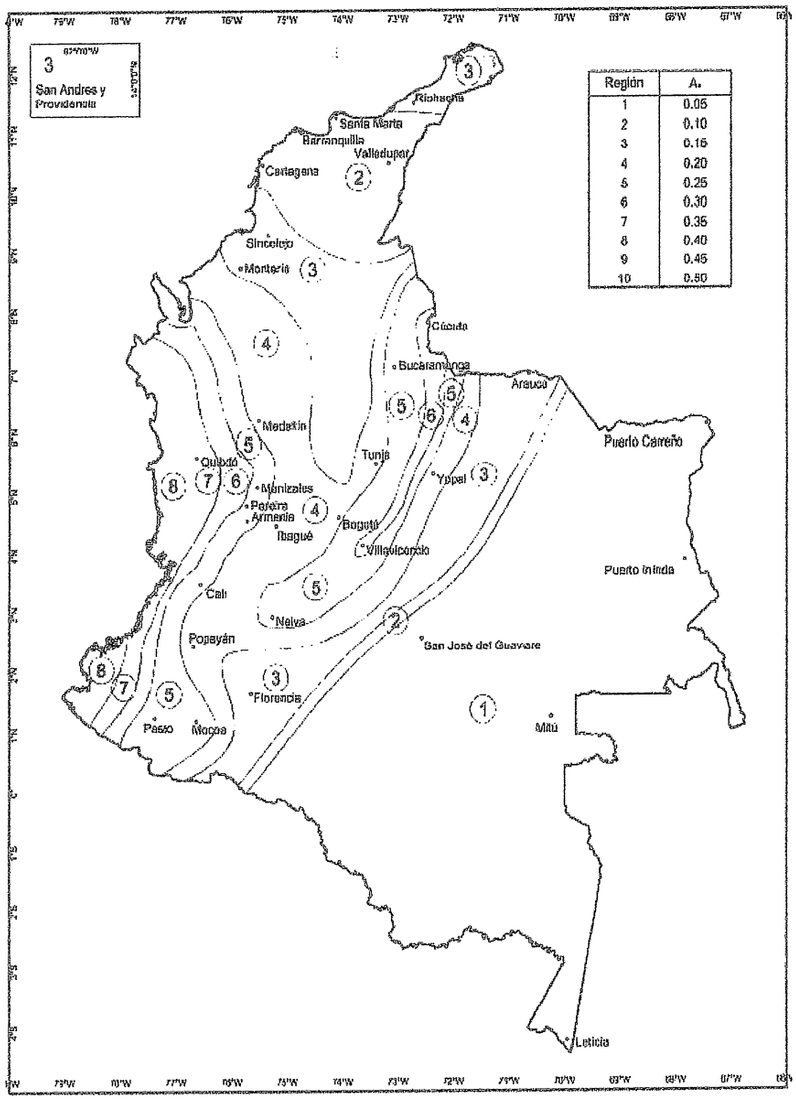
Fuente. NSR – 10

Figura 6. Mapa de valores Aa (coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva).



Fuente. NSR – 10

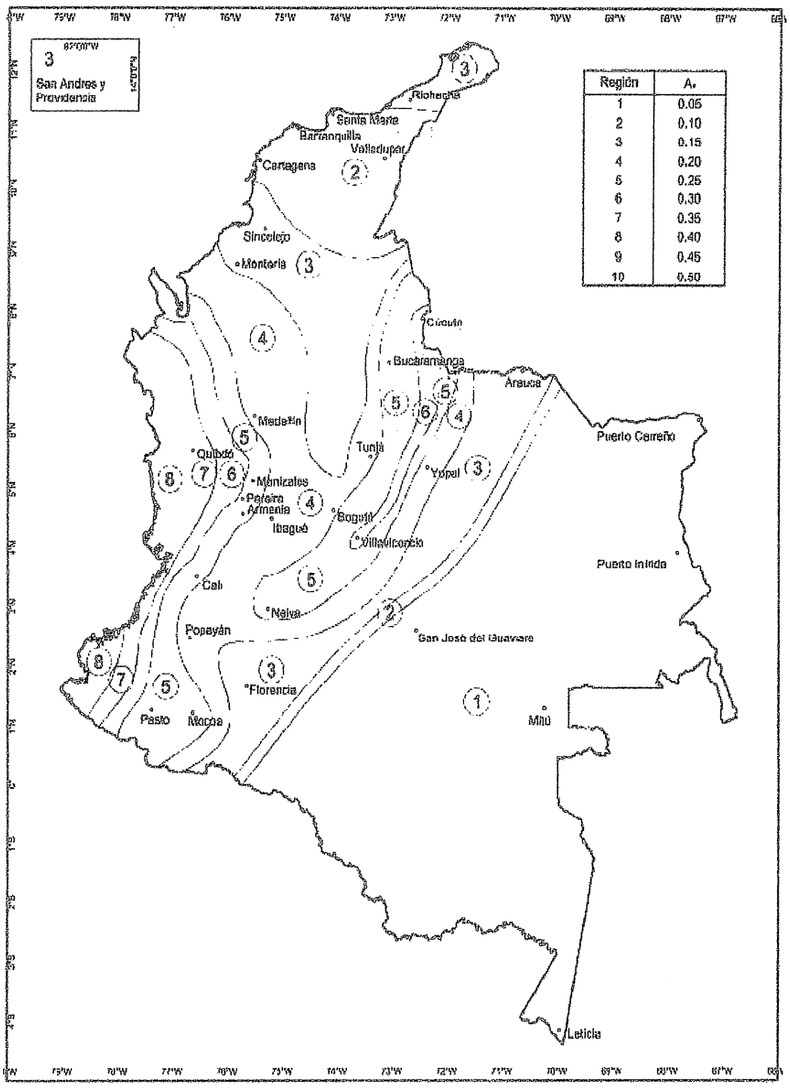
Figura 7. Mapa de valores Av. (coeficiente que representa la velocidad horizontal pico efectiva).



Fuente.NSR – 10

445

Figura 8. Mapa de valores Av. (coeficiente que representa la velocidad horizontal pico efectiva)



Fuente.NSR – 10

3.2 DETERMINACION DE (N1)60 Y PERFIL DEL SUELO.

La determinacion del perfil de suelo, es un factor importante en el analisis geotecnico, ya que se caracteriza la rigides del suelo y el espectro elastico de diseño en funcion de este. Para la determinacion del perfil de suelo, se desarrollo por medio de la correccion de los resultados de N de penetracion del ensayo SPT, obteniendose el (N1)60 y determinando el (N1)60 promedio para cualquier estrato de suelo, según el titulo A.2.4.3. de la NSR 10, "Parametros empleados en la definicion del tipo de perfil de suelo", los resultados de la determinacion del perfil de suelo, se presentan en el anexo correccion (N1)60, a contiuacion se presenta el proceso de determinacion del perfil de suelo.

(a) *Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en cualquier perfil de suelo* — El número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en cualquier perfil de suelo, indistintamente que esté integrado por suelos no cohesivos o cohesivos, se obtiene por medio de:

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^{n} d_i}{\sum_{i=1}^{n} \frac{d_i}{N_i}} \qquad \text{(A.2.4-2)}$$

donde:

N_i = número de golpes por pie obtenidos en el ensayo de penetración estándar, realizado in situ de acuerdo con la norma ASTM D 1586, haciendo corrección por energía N60, correspondiente al estrato i. El valor de N_i a emplear para obtener el valor medio, no debe exceder 100.

A.2.4.3.3 — *Resistencia media al corte* — Para la resistencia al corte no drenada, $\bar{s}_u$, obtenida de ensayos en los estratos de suelos cohesivos localizados en los 30 m superiores del perfil debe emplearse la siguiente relación, la cual se aplica únicamente a los k estratos de suelos cohesivos:

$$\bar{s}_u = \frac{d_c}{\sum_{i=1}^{k} \frac{d_i}{s_{ui}}} \qquad \text{(A.2.4-4)}$$

donde:

d_c = es la suma de los espesores de los k estratos de suelos cohesivos localizados dentro de los 30 m superiores del perfil.

s_{ui} = es la resistencia al corte no drenado en kPa (kgf/cm²) del estrato i, la cual no debe exceder 250 kPa (2.5 kgf/cm²) para realizar el promedio ponderado. Esta resistencia se mide cumpliendo la norma NTC 1527 (ASTM D 2166) o la norma NTC 2041 (ASTM D 2850).

447

Tabla 3. Clasificación de los perfiles de suelos, tabla A.2.4-1.

Tipo de Perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	Vs ≥ 1500 m/s
B	Perfil de roca de rigidez Media	1500 m/s > Vs ≥ 760 m/s
C	Perfil de suelos muy densos o roca blanda	760 m/s > Vs ≥ 360 m/s
		N≥ 50 - Su ≥ 100 Kpa
D	Perfil de suelos rígidos	360 m/s > Vs ≥ 180 m/s
		50> N ≥ 15 - 100 Kpa > Su ≥ 50 Kpa
E	Suelos que cumplan con el criterio de Vs	180 m/s > Vs
	Espesores H mayores a 3m de arcillas bandas	IP>20 - w≥ 40% - 50 Kpa > Su
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista de acuerdo con el procedimiento de A.2.10. Se contemplan las siguientes subclases: - F1: Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como Suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados. - F2: Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H> 3m de estos materiales). - F3: Arcillas de muy alta plasticidad (H> 7.50m con IP>75). - F4: Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H>36).	

Fuente. Título A de la NSR-10

Generalizando a un solo modelo de perfil para los sondeos tenemos los siguientes tipos de suelo:

Tabla 4. Tabla A.2.4-3 Valores del coeficiente Fa, para la zona de periodos cortos del espectro.

Tipo de Perfil	INTENSIDAD DE LOS MOVIMIENTOS SISMICOS				
	Aa≤ 0,1	Aa=0,2	Aa=0,3	Aa=0,4	Aa≥ 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	1,2	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	Véase nota	Véase nota	Véase nota	Véase nota	Véase nota

Fuente. NSR-10

Tabla 5. tabla A.2.4-4 Valores del coeficiente Fv, para la zona de periodos intermedios del espectro.

Tipo de Perfil	INTENSIDAD DE LOS MOVIMIENTOS SISMICOS				
	Av≤ 0,1	Av=0,2	Av=0,3	Av=0,4	Av≥ 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	Véase nota	Véase nota	Véase nota	Véase nota	Véase nota

Fuente. NSR-10

Coeficiente de Importancia

Se define el grupo de tipo de uso de la estructura a construir, la cual es de baja complejidad y se categoriza como Grupo I con un coeficiente de importancia, I igual a 1.0 Tabla A.2.5-1 (Valores de coeficiente de Importancia I).

Tabla 6. Valores del coeficiente de importancia

Grupo de Uso	Coeficiente de Importancia, I
IV	1,50
III	1,25
II	1,10
I	1,00

Fuente. NSR-10

En la siguiente tabla se expone el resumen de los parámetros Pseudo-Estáticos para el, de acuerdo al perfil de suelo y los valores consultados en la NSR-10 para el municipio de Chima – Santander:

Tabla 7. Resumen de parámetros pseudo estáticos para el sitio del presente estudio (Girón, Santander)

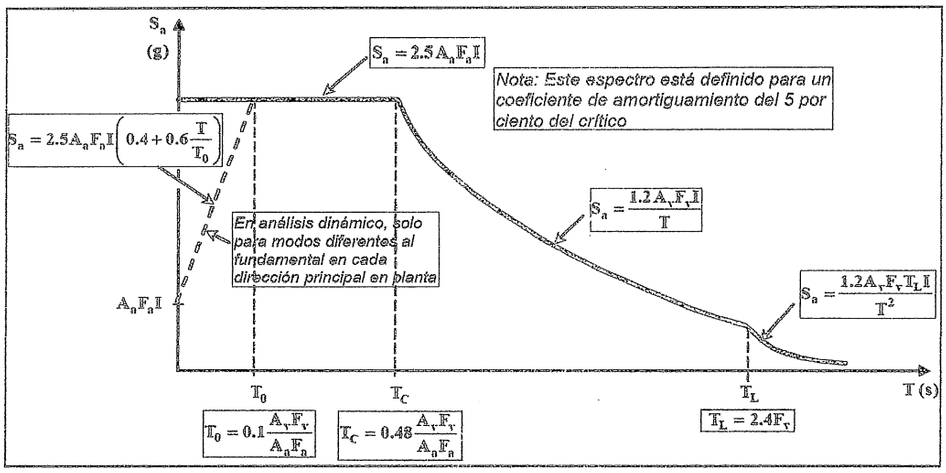
Municipio	Aa	Av	Ae	Ad	Perfil de suelo	Grupo de uso	Coeficiente de importancia	Fa	Fv
Chima	0.15	0.20	0.20	0.10	D	I	1	1.5	2.0

Fuente. Autor.

3.3 ESPECTRO ELÁSTICO DE DISEÑO

La forma del espectro elástico de aceleraciones, para un coeficiente de amortiguamiento crítico de cinco por ciento (5%), que se debe utilizar en el diseño.

Figura 9. Espectro elástico de diseño. Fuente: NSR-10. Figura A.2.6-1



0 0,000 1,000 2,000 3,000 4,000 5,000 6,000 7,000 8,000

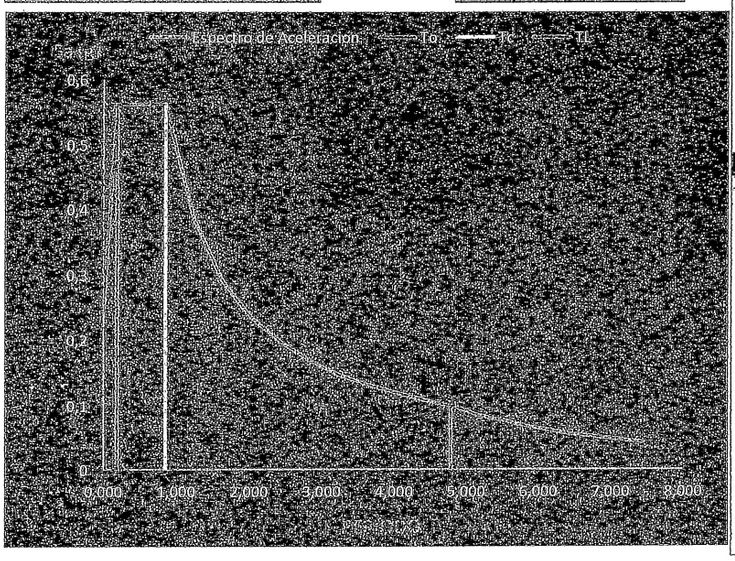
5,950	0,0650801
6,450	0,0553813
7,450	0,0415116

Figura 10. Espectro elástico de diseño para el tipo de suelo D.

ESPECTRO DE DISEÑO	
Aa=	Coeficiente que representa la aceleracion horizontal pico efectiva, para diseño. Figura A.2.3-2
Av=	Coeficiente que representa la velocidad horizontal pico efectiva, para diseño. Figura A.2.3-3
Fa=	Coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos cortos, debida a los efectos de sitio. Figura A.2.4-1
Fv=	Coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos intermedios, debida a los efectos de sitio. Figura A.2.4-2
Nota: los valores de Fa y Fv dependen del tipo de perfil del suelo que se tenga, y este es fijado por el geotecnista a partir del estudio estudio de suelos hecho.	
I=	Coeficiente de importancia de la estructura definido en A.2.5.2
Tc=	Período de vibración, en segundos, correspondiente a la transición entre la zona de aceleración constante del espectro de diseño, para períodos cortos, y la parte descendiente del mismo.
TL=	Período de vibración, en segundos, correspondiente al inicio de la zona de desplazamiento aproximadamente constante del espectro de diseño, para períodos largo.
T=	Período de vibración del sistema elástico, en segundos.

0	0
To=	0,17777778
Tc=	0,85333333
TL=	4,8

Sa(0)=	0,225
Sa(To)=	0,5625
Sa(Tc)=	0,5625
Sa(TL)=	0,1



T	Sa(T)
0,000	0,225
0,036	0,2925
0,071	0,36
0,107	0,4275
0,142	0,495
To= 0,178	0,5625
0,516	0,5625
Tc= 0,853	0,3411
1,248	0,3846154
1,643	0,2922078
2,037	0,2356021
2,432	0,1973684
2,827	0,1698113
3,221	0,1490066
3,616	0,1327434
4,011	0,1196809
4,405	0,1089588
TL= 4,800	0,1
4,850	0,0989691
4,900	0,09796
4,950	0,0969312
5,050	0,0903441
5,150	0,0868696
5,250	0,0835918
5,350	0,0804961
5,450	0,0775692
5,550	0,0747991
5,750	0,0696862
5,950	0,0650801
6,450	0,0553813
7,450	0,0415116

451

4. MARCO GEOLOGICO REGIONAL

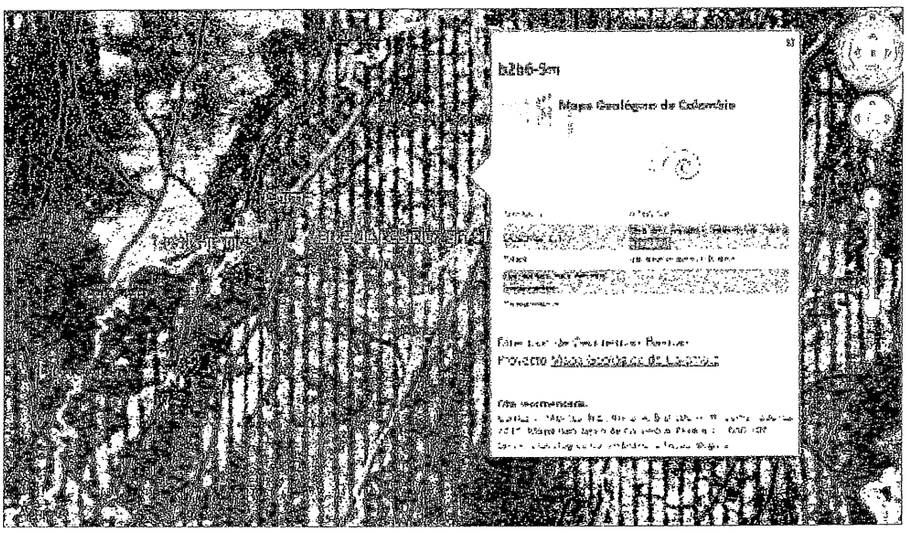
4.1 GEOLOGIA REGIONAL

Se entiende por Unidades Litoestratigráficas cada uno de los conjuntos de materiales geológicos (rocas y acumulaciones sedimentarias) formados en condiciones homogéneas, o relativamente homogéneas, cartografiables a la escala de trabajo (1:10.000) y ordenados cronológicamente.

Figura 11. Unidades Litológicas sobre Santander

TIPO	NOMBRE	CONVENCION
ROCAS METAMORFICAS	Neis de Bucaramanga	Peb
	Formación Silgará	PDs
ROCAS IGNEAS	Diorita y Tonalita del Area del río Suratá	TRt
	Cuarzomonzonita de La Corcova	JRcl
	Cuarzomonzonita, Granito y Pórfido Cuarzoso	JRcg
ROCAS SEDIMENTARIAS	Formación Floresta	Df
	Formación Diamante	Pcd
	Formación Tiburón	TRPt
	Formación Bocas	TRb
	Formación Jordán	Jj
	Formación Girón	Jg
	Formación Tambor	Kita
	Formación Bucaramanga:	
	Miembro Organos	Qbo
	Miembro Finos	Qbf
	Miembro Gravoso	Qbg
	Miembro Limos Rojos	Qblr
	Depósitos de Flujos de Escombros	Qfe
	Depósitos Aluviales:	
	Terrazas Medias	Qal_2
	Terrazas Bajas	Qal_1
	Llanura de Inundación	Qal
	Depósitos Coluviales	Ql
	Depósitos de Deslizamiento:	Qd
	Deslizamiento Activo	Qda
	Deslizamiento Inactivo	Qdi
	Llenos Mecánicos	Qllm

Fuente. Ingenominas.



Símbolo	b2b6-5m
Descripción	Shales con yeso, cherts, calizas y arenitas
Edad	Valangin-ano-Albiano
Unidades geologicas integradas	
Comentario	

4.2 GEOLOGIA ESTRUCTURAL

El territorio Santandereano es geológicamente complejo y tectónicamente dinámico, relacionado con las placas tectónicas de Nazca, Caribe y Suramericana. Se caracteriza por presentar tres estilos estructurales: Uno de fallamiento en bloques en la región oriental, otro de fallamiento inverso y plegamiento en la región central, y un tercero representado por el Graben del Magdalena en la región occidental. Son regiones bien delimitadas por importantes rasgos tectónicos como los sistemas de fallas de Bucaramanga-Santa Marta y de La Salina.

Santander es uno de los departamentos más montañosos del país y gran parte de su territorio corresponde a la Cordillera Oriental, donde el relieve es escarpado a moderado; sin embargo, en su extremo occidental posee una amplia zona baja y plana. El Departamento de Santander está representado por dos grandes regiones naturales como son la Cordillera Oriental y el Valle Medio del Magdalena, cuyas características geomorfológicas muestran contrastes bien marcados (IGAC, 1992).

La Cordillera Oriental presenta un estilo tectónico caracterizado por pliegues anticlinales y sinclinales amplios, limitados por fallas inversas y de cabalgamiento, de direcciones NE y NW, con inclinación predominante hacia el oriente. En el Departamento de Santander, existen provincias restringidas a dos bloques, el principal localizado en la región central estructural y el menor ubicado en la región oriental. El bloque principal o central está limitado al oriente por las fallas Riachuelo y Bucaramanga-Santa Marta y al occidente por la falla La Salina; mientras el

bloque oriental está limitado al oriente por la falla de Servitá y al occidente por el sistema de fallas Bucaramanga-Santa Marta y la falla de Baraya. Otro sistema de fallas de gran importancia para la zona de estudio es el del Suárez, que se une al norte del Área Metropolitana de Bucaramanga con el sistema de fallas Bucaramanga-Santa Marta.

El nororiente colombiano de Los Andes es un territorio geológicamente complejo tectónicamente dinámico; su conformación está relacionada con la interacción de las placas tectónicas Nazca, Caribe y Suramérica. El área de Santander por encontrarse dentro de este dominio, despierta gran interés y genera discusiones sobre su origen y su conformación geológica.

Existen interpretaciones relacionadas con la aplicación del concepto de "terrenos geológicos o estratigráficotectónicos", plasmado en el Mapa de Terrenos Geológicos de Colombia (ETAYO, et al., 1983), en donde el territorio del Departamento de santander forma parte del "supraterreno de la Cordillera Oriental"y a los "terrenos geológicos del Valle Medio del Magdalena (Payandé), Floresta y de Santander".

Estos conceptos no son aplicados en esta memoria; se prefiere utilizar el término de provincias tectónicas para sustituir el de "terreno geológico" y así obviar confusiones en su interpretación.

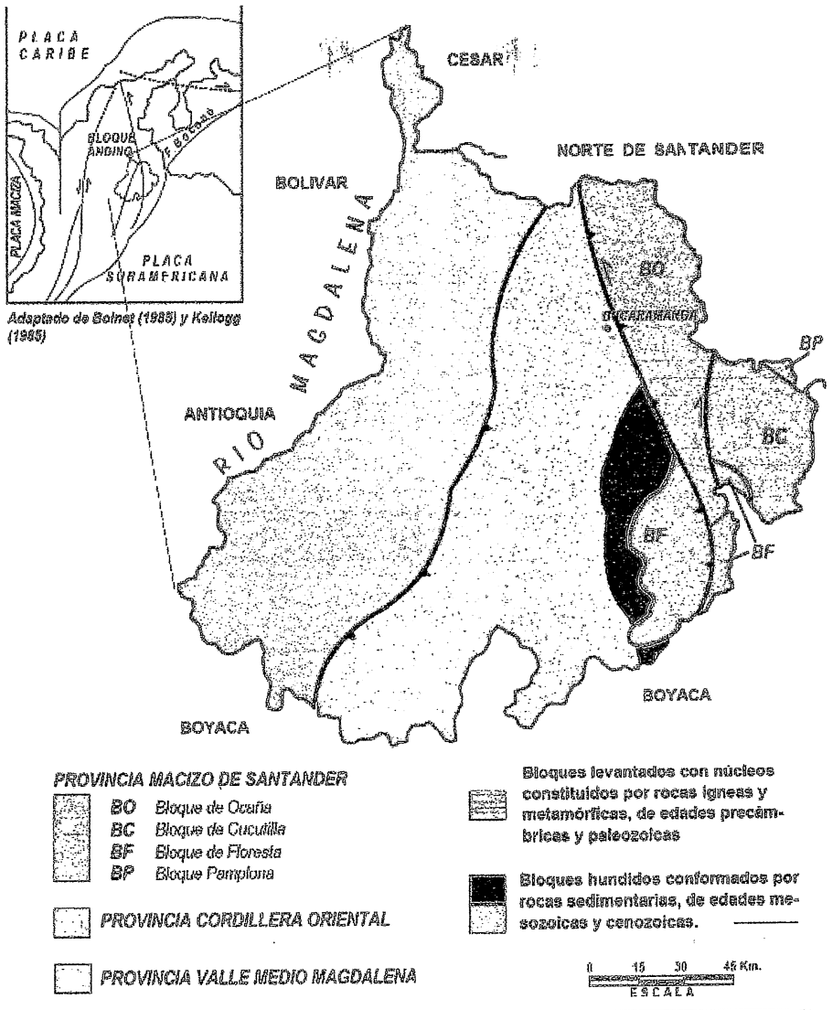
4.2.1 PROVINCIAS TECTÓNICAS

El Departamento de Santander se encuentra localizado en una región tectónica compleja y dinámica, que representa a una zona de influencia entre los límites de las placas tectónicas del Caribe y la Suramericana, conocida como bloque Andes del Norte o bloque Norandino en los trabajos de Kellogg (1984); Case, et al. (1984); Kellogg, et al. 1985); James (1985) y Boinet (1985), entre otros.

En el Mapa de Terrenos Geológicos de Colombia (ETAYO, et al., 1983), el Departamento de Santander se encuentra conformado por el "supraterreno cretácico de la Cordillera Oriental" y los "terrenos de Santander, Floresta y del Valle Medio del Magdalena"; sin embargo, en esta memoria se ha utilizado de manera preferencial, el término de provincias para sustituir el de "terrenos estratigráfico-tectónicos" y así obviar grandes confusiones en la aplicación e interpretación del mismo, como se propuso en la parte introductoria del presente capítulo.

Para la caracterización tectónica del territorio de Santander se ha subdividido en tres provincias tectónicas como son la del Macizo de Santander, que está conformada por los bloques de Floresta,Cucutilla, Pamplona y de Ocaña; la del Valle Medio del Magdalena, y la de la Cordillera Oriental, de conformidad con el esquema tectónico, presentado por Clavijo, et al. (1993). En la Figura 6 se muestra el esquema tectónico que ha sido considerado para el Departamento de Santander.

Figura 12. Esquema Tectónico departamento de Santander



Adaptado de Clavijo et. Al (1993)

PROVINCIA MACIZO DE SANTANDER

Esta provincia corresponde en buena arte a los macizos de Santander y de Floresta, y ocupan la región oriental estructural del territorio santandereano. La provincia del Macizo de Santander está subdividida en los bloques de Floresta, Cucutilla, Pamplona y Ocaña.

Bloque de Floresta.

455

Está caracterizado tectónicamente por fallas inversas y de cabalgamiento e incluye pequeños pliegues de dirección predominante hacia el SWNE. Este bloque se encuentra localizado en el extremo nororiental del departamento; está constituido principalmente por rocas metamórficas precámbricas y paleozoicas, y rocas ígneas paleozoicas y mesozoicas. El bloque está limitado al oriente por las fallas de Soápaga y Bucaramanga-Santa Marta y al occidente por la Falla de Riachuelo.

Bloque de Cucutilla.

Este bloque se caracteriza por un sistema de fallamiento en bloques pequeños, separados por fallas inversas con inclinación principalmente hacia el occidente y por anticlinales y sinclinales estrechos truncados por el fallamiento de dirección SE-NW. Se trata de un bloque hundido, ubicado en la región más oriental de Santander; se encuentra conformado por rocas sedimentarias paleozoicas, jurásicas, cretácicas y terciarias. El bloque se presenta limitado al oriente por el sistema de fallas de Chitagá, en territorio de Norte de Santander y al occidente por las fallas de Baraya y Servitá.

Bloque de Ocaña.

Se caracteriza tectónicamente por presentar un estilo estructural de fallamiento en bloques menores, separados por fallas inversas de dirección predominantemente SW-NE. Se presenta como un bloque levantado,que ocupa el sector nororiental deldepartamento; está constituido esencialmente por rocas ígneas triásicojurásicas y metamórficas precámbricas y paleozoicas. Este bloque está limitado al occidente por la Falla Bucaramanga-Santa Marta y al suroriente por la Falla de Baraya.

Bloque de Pamplona

Bloque pequeño levantado, caracterizado por rocas metamórficas precámbricas y sedimentarias paleozoicas. Este bloque se encuentra localizado en el sector oriental del departamento.

PROVINCIA VALLE MEDIO DEL MAGDALENA

Es una provincia caracterizada tectónicamente por un estilo estructural de plegamiento donde las estructuras anticlinales y sinclinales son amplias y suaves, limitadas por fallas inversas escalonadas, con inclinación preferencial hacia el oriente.

Corresponde a la región occidental estructural del Departamento de Santander, hundida, moderadamente deformada. Se encuentra representada por rocas cretácicas, Terciarias y está cubierta en un 65% por sedimentos recientes. Esta provincia se encuentra limitada al oriente por la Falla La Salina y al occidente (fuera del área del Departamento de Santander) por las fallas Mulatos y Morales.

Provincia Cordillera Oriental. Esta provincia se caracteriza por pliegues anticlinales y sinclinales amplios, limitados por fallas inversas y de cabalgamiento, de direcciones NE y NW, con inclinación predominante hacia el oriente.

Constituye una cobertera sedimentaria con cubrimiento de una gran extensión de la Cordillera Oriental. En el Departamento de Santander, está restringida a dos bloques, el principal localizado en la región central estructural y el menor ubicado en la región oriental. Esta provincia está conformada por rocas sedimentarias generalmente plegadas, de edades jurásicas y cretácitas; el bloque principal o central está limitado al oriente por las fallas Riachuelo y Bucaramanga-Santa Marta, y al occidente por la Falla

La Salina, mientras el bloque oriental está limitado al oriente por la Falla de Servitá y al occidente por las fallas Bucaramanga-Santa Marta y de Baraya.

Región oriental

Esta región comprende el Macizo de Santander, en donde predomina un sistema de callamiento en bloques, de rumbo Norte-Sur a Noreste y un sector de pliegues anticlinales y sinclinales estrechos, ubicados en el extremo más oriental del departamento. En esta región se destacan principalmente de noroccidente a suroriente las siguientes fallas geológicas.

Falla de Bucaramanga-Santa Marta.

Es el rasgo estructural más evidente y de gran extensión que cruza la región centro-oriental del Departamento de Santander, en dirección aproximada N20°W y cuyo trazo rectilíneo se expresa claramente en imágenes de satélites y fotografías aéreas. Es considerada un sistema de fallas de rumbo (CAMPBELL,1965; LEON, 1991; VARGAS y NIÑO 1992; CLAVIJO, et al., 1993; CLAVIJO, 1994a), con movimiento sinestral, cuyo desplazamiento es calculado por Campbell (1965) y Tschanz, et al. (1969, 1974) en unos 100 a 110 km;tiene una componente vertical importante,según Julivert (1958, 1961), Ward, et al. (1973), París y Sarria (1988), Royero (1994), que hace que esta falla se comporte en algunos sectores como inversa y en su extremo meridional aún de cabalgamiento (BOINET, 1985; ULLOA, 1990, Comunicación verbal).

La historia geológica de la Falla Bucaramanga- Santa Marta es bastante compleja y en cuanto a la edad máxima de su actividad tectónica, se puede establecer que es posterior al Neis de Bucaramanga; es decir, se encuentra cortado por esta falla en los sectores entre Río de Oro (Cesar) y El Carmen (Norte de Santander) dentro de la Plancha 76, Ocaña (DACONTE y SALINAS, 1980). Boinet, et al. (1989) considera que durante el Cretácico inferior hasta el Paleoceno no hubo actividad tectónica de la falla; además los mismos autores, señalan que la importancia de la mayor actividad de esta falla es el desplazamiento de rumbo sinestral, el cual ocurrió a partir del Mioceno superior, simultáneamente con la Orogenia Andina. En el territorio del Departamento de Santander se han encontrado evidencias de actividad neotectónica (lineamiento, facetas triangulares, lomos de ganchos, drenajes adaptados, laguna de falla, lomo de obturación) de la Falla Bucaramanga-Santa Marta, especialmente en la Meseta de Bucaramanga (donde afecta los niveles inferiores de la secuencia estratigráfica) de edad Plioceno-Pleistoceno, segúnJulivert (1963), París y Sarria (1988), León (1992), Vargas y Niño (1992), Reyes y Barbosa (1993).

Sistema de fallas del Suárez

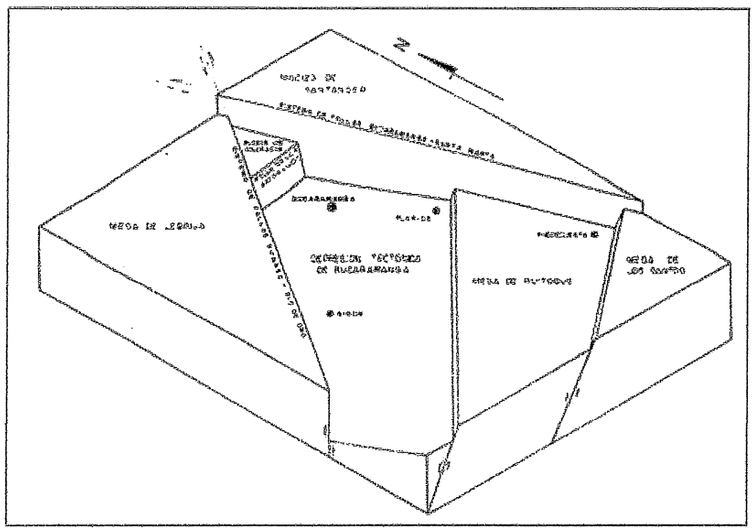
Este sistema consta de tres fallas inversas paralelas con una dirección general N50°E;

topográficamente la falla principal genera un escarpe distintivo y pone en contacto unidades de la formación Girón, en el extremo occidental, con unidades de la formación Bucaramanga, al oriente. El plano de falla presenta un buzamiento principal hacia el NW, con un ángulo aproximado de 60° (Ward et al., 1973). La falla del Río de Oro pertenece a este sistema de fallas caracterizado por una fuerte componente vertical asociada con unos movimientos menores laterales izquierdos.

Paris et al. (2000), propone un trazo de falla bien definido con control lineal de drenajes por varios Km tales como el Río Suárez, con índices neotectónicos entre los que están lagos de falla y localmente

embalses aluviales. La falla desplaza verticalmente flujos de escombros en el área de Girón y La Fuente, desplazando una superficie de erosión Terciaria.

Figura 13. Modelo Tectónico del Área Metropolitana de Bucaramanga



Fuente. Vargas y Niño,1992.

Bloque Occidental

Presenta una morfología con escarpes fuertes, colinas y cerros aislados. Hacia el extremo noroccidental de la zona de estudio afloran rocas Triásicas de la formación Bocas (TRb) y en el resto del área está constituido por rocas sedimentarias de edad Jurásica pertenecientes a la formación Girón (Jg), conformando el cerro de Palo negro donde se ubica el aeropuerto del mismo nombre.

Bloque Central

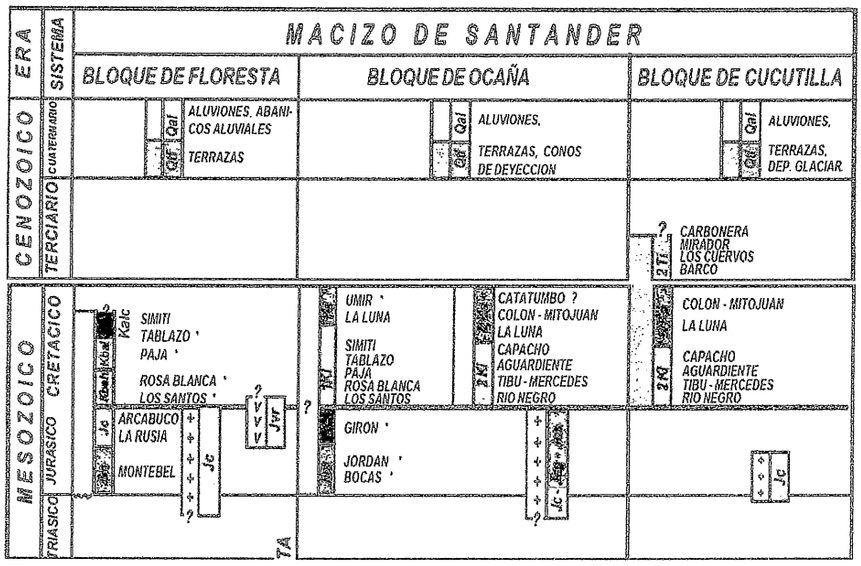
Corresponde a un bloque hundido, el cual fue rellenado por depósitos aluviales recientes (730.000 años a 1 millón de años) dentro de los que están: El abanico de Bucaramanga, que constituye la formación Bucaramanga (Qb), con un espesor aproximado de 290 m y los abanicos sobre los cuales se ubican las cabeceras Municipales de Floridablanca y Piedecuesta. También se encuentran flujos de escombros (Qfe) provenientes principalmente del bloque oriental, Terrazas Aluviales Altas (Qal3), Medias (Qal2) y Bajas (Qal1), Llanuras Aluviales asociadas principalmente a los ríos de Oro y Frío (Qal).

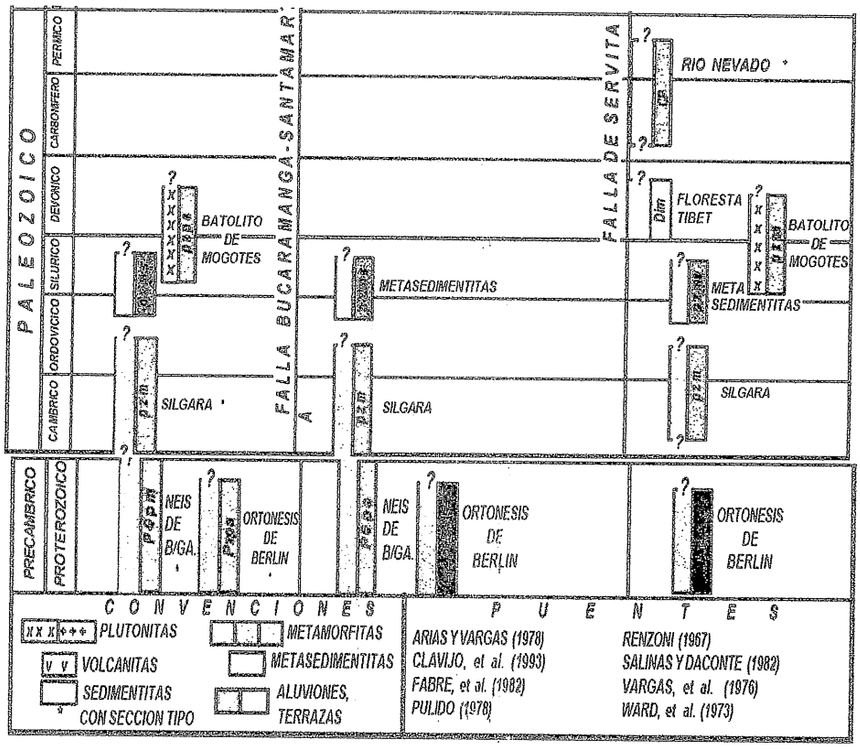
Bloque Oriental

Está constituido por rocas ígneo-metamórficas, con edades que van desde el Precámbrico hasta el Jurásico; las unidades lito estratigráficas más antiguas de origen metamórfico-ígneo, tipo neis, esquisto, migmatita y pequeños intrusivos de granodiorita, han sido agrupadas dentro del Neis de Bucaramanga (PEb) de edad Precámbrico. La anterior unidad, junto con Stocks de composición ácida de edad Jurásico y Triásico (JRcg), aflora en el bloque montañoso ubicado al nororiente del sistema de fallas Bucaramanga-Santa Marta conformando un gran volumen rocoso conocido con el nombre de Macizo de Santander. Hacia el límite norte de la zona estudiada, en el valle de Vijagual, se presentan rocas sedimentarías de las formaciones Diamante (Pcd) y Tiburón (TRpt).

Hacia la parte centro-occidental, sector de La Cumbre del municipio de Floridablanca, afloran rocas sedimentarias Jurásicas de las formaciones Jordán (Jj) y Girón (Jg), esta última descrita en el bloque occidental.

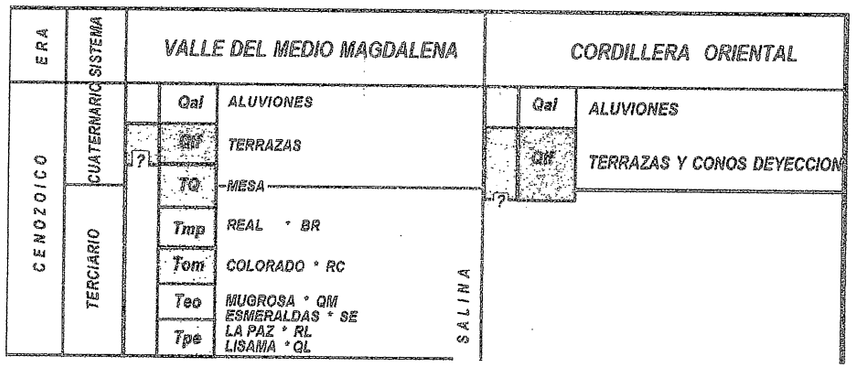
Figura 14. Unidades estratigráficas de la provincia tectónica del Macizo de Santander

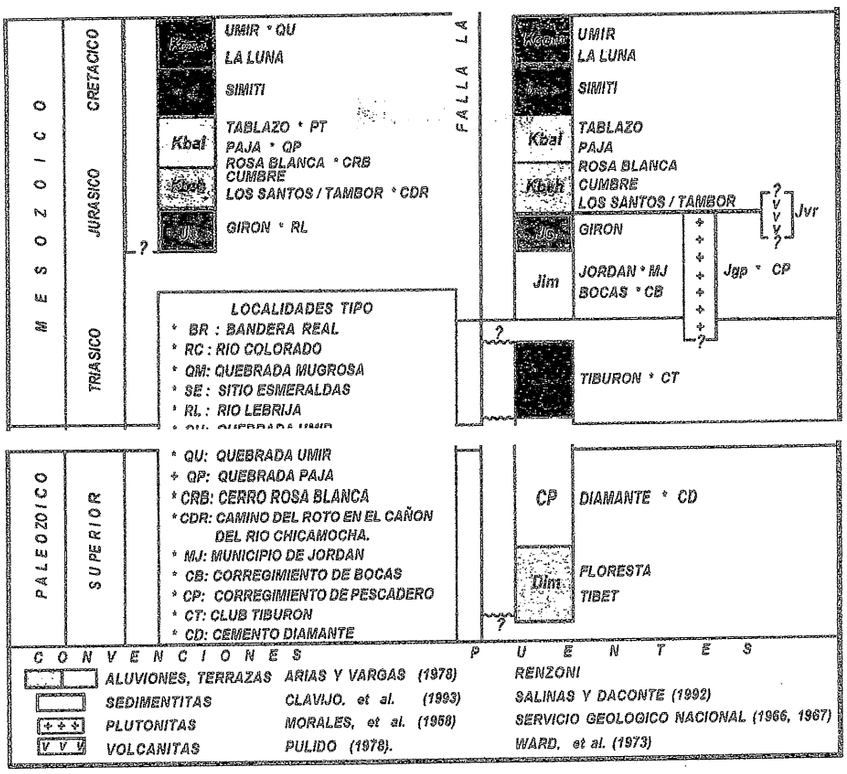




Fuente. Ingeominas

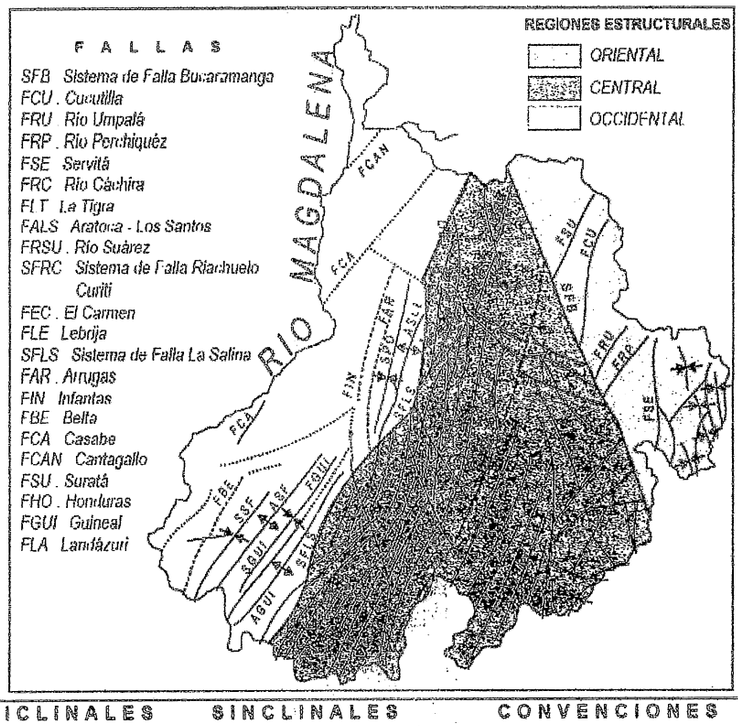
Figura 15. Unidades estratigráficas de las provincias tectónicas del valle medio del Magdalena de la cordillera oriental.





Fuente. Ingeominas

Figura 16. Esquema estructural departamento de Santander



ANTICLINALES	SINCLINALES
AOI . Oiba	SNM . Nuevo Mundo
AJM . Jesús María	SPO . Peña de Oro
ASLL . San Luis Lisama	SEP . El Páramo
ACH . Chiquinquirá	SOI . Oiba
APR . Pradera	SSCH . Suaita - Chima
AGUI . Guineal	SSL . San Luis
ASF . San Fernando	SJM . Jesús María
ALC . Los Cobardes	SCH . Chiquinquirá
ACN . Cerro Negro	SGUI . Guineal
AEP . El Páramo	SSF . San Fernando

0 15 30 45 Km.
ESCALA

CONVENCIONES

FALLAS

Definida
Inferida, Cubierta
Inversa o de Cabalgamiento
Inversa sinestral

ESTRUCTURAS

Anticlinal
Sinclinal

Fuente. Vargas 1979; León (1986, 1991): Clavijo et. 1993

4.3 GEOLOGIA LOCAL

➢ Perfil Estratigráfico

El área de estudio sobre el cual se va a proyectar la intervención antrópica para la realización de la propuesta arquitectónica para el predio porto alegre en el municipio de Lebrija, Santander. Se encuentra una morfología regular, a continuación se presenta la descripción del perfil estratigráfico:

Superficialmente, se encuentra un suelo orgánico de bajo espesor, aproximadamente 10 centímetros, bajo este suelo orgánico, se encuentran un suelo residual de la formación girón, arenoso de color amarillo a naranja, por el óxido de los materiales ferro magnesianos, presenta incrustaciones de materiales blancos solubles, con presencia de arenas finas a muy finas, el suelo no presenta niveles freáticos naturales.

➢ Factores Considerados en la Clasificación de las Unidades Geológicas Superficiales (UGS)

En la cartografía geológica a nivel de detalle de ingeniería y clasificación de rocas y suelos, se establecieron las propiedades físico-mecánicas de los materiales, su origen, la diagénesis, el tipo de roca y los procesos de meteorización, los cuales rigen el comportamiento mecánico de dichos materiales (resistencia, deformabilidad, durabilidad, permeabilidad, entre otros...).
Para la descripción y caracterización de las Unidades Geológicas Superficiales (UGS) se tienen en cuenta los siguientes parámetros fundamentales: litología (composición y textura), dureza o resistencia, discontinuidades estratigráficas, grado de meteorización y rasgos estructurales. Estas características se obtienen mediante la descripción de los perfiles de afloramientos rocosos, exploración del subsuelo, muestreo de suelos, ensayos in situ y análisis de laboratorio.

- **Litología:** La litología es la parte de la geología que estudia a las rocas, especialmente de su tamaño de grano, del tamaño de las partículas y de sus características físicas y químicas. Incluye también su composición, su textura, tipo de transporte así como su composición mineralógica, distribución espacial y material cementante.

- **Dureza:** en términos geológicos la dureza se define como la resistencia que tiene un material a dejarse rayar por otro, además se tomaron los resultados del análisis de campo, definiendo la resistencia de las rocas al desplazamiento de las partículas superficiales por fuerzas tangenciales abrasivas o normales penetrativas. Para su caracterización se tomó los valores arrojados por el martillo Smith y datos de laboratorio.

- **Condición de las Discontinuidades:** hace referencia a la disposición de las discontinuidades (fracturas, diaclasas, estratificación, estructuras internas, esquistosidad, foliación y laminación), que poseen las rocas con el fin de determinar el comportamiento de un suelo o macizo rocoso en términos de estabilidad. Para la evaluación de las discontinuidades se consideró como la más importante la separación entre las familias de diaclasas y la determinación
del JV.

463

□ **Meteorización:** asociando la definición de descomposición física y química de los materiales por procesos naturales como oxidación, reducción, hidrolisis, carbonatación, tectónica, cambios de temperatura (gelifracción). La meteorización tiene un efecto sobre la resistencia y el comportamiento deformativo de los macizos rocosos y suelos. Es muy importante para la clasificación de la condición de un material. Para definir el grado de meteorización de las rocas se utiliza los perfiles generalizados de Deere & Patton (1971) y Dearman (1974 - 1991).

Rasgos Estructurales: representa la serie de procesos geodinámicas endógenos que han sufrido los materiales y son propios de la evolución de la corteza terrestre. En consideración a que la deformación de la corteza es proporcional a la cantidad de pliegues y fracturas (fallas, lineamientos y diaclasas) en un área determinada se debe evaluar la densidad de estos rasgos estructurales.

INTERVALO DE SEPARACION (espaciamiento)*	> 2 m (mayor de 200 cm)	60 - 200 cms	20 - 60 cm	6 - 20 cm	< 6 cm (menor de 6 cm)
CLASIFICACION (Grado de fracturación)	MASIVA	POCO FRACTURADA	FRACTURADA	MUY FRACTURADA	FRAGMENTADA o TRITURADA
CARACTERISTICAS	Discontinuidades bastante espaciadas (mayor de 2 m)	Fracturas regularmente espaciadas a ampliamente espaciadas	Fracturas próximas o moderadamente espaciadas	Fracturas muy próximas o estrechamente espaciadas. Las rocas se separan en bloques tabulares	La roca se presenta triturada, astillosa y se separan en lajas con facilidad

* Según:Bienlawsky (1979), Dearman (1991) y Medina (1991).

Fuente. Deere y Patton (1971) Dearman (1974, 1991) y Forero et al. 1999

4.3.1 Unidades Geológicas Superficiales (UGS)

Hermelin (1987) denomina una Formación Superficial al conjunto de materiales que conforman la superficie del terreno hasta profundidades del orden de decenas de metros. Las Formaciones Superficiales incluyen rocas con diferentes grados de meteorización, suelos y depósitos no consolidados. Esta metodología de Unidades Geológicas Superficiales (UGS) clasifica los materiales geológicos como rocas (R), materiales intermedios (I), suelos residuales y transportados (S).

Las Unidades Geológicas Superficiales se consideran como formaciones correlativas de los procesos morfodinámicos, debido a la acción de agentes exógenos y endógenos que modelan la superficie terrestre, son unidades cartografiables y uno de los productos básicos de la Geología aplicada a la Ingeniería (INGEOMINAS, 2007). La metodología a emplear es la utilizada en el estudio de Zonificación de Amenaza por Movimientos en Masa es el de la resolución 227 de 2006.

La Geología aplicada a la Ingeniería constituye así una herramienta básica adecuada para compilar, interpretar y presentar la información temática de utilidad en las fases de prefactibilidad, factibilidad, diseño, construcción, operación y el mantenimiento de obras de ingeniería; así como otros aspectos de

los proyectos dentro de los que están el planeamiento del uso del suelo para el desarrollo urbano, los planes de ordenamiento territorial y el desarrollo minero; igualmente en los campos de mitigación, prevención y control de los riesgos geológicos, al igual que en los impactos ambientales resultantes del desarrollo de diferentes proyectos.

Figura 17. Clasificación de Unidades Geológicas Superficiales

ORIGEN DE LA UGS	TIPO DE UGS
Derivadas de roca In situ	- Roca inalterada - Saprolito - Suelos Residual
Depósitos aluviales	- Aluviones recientes o de lecho de río - Llanuras aluviales - Abanicos o conos aluviales - Terrazas aluviales - Depósitos torrenciales - Depósitos fluviotorrenciales.
Depósitos lacustres y paludales	- Depósitos lacustres
Depósitos de ladera, de vertiente o coluviales	- Coluviones - Talus - Flujos (de lodo, tierra y de escombros) - Derrubios de pendiente
Depósitos costeros	- Deltas, Barras, Playas, etc.
Depósitos volcánicos	- Tefras - Surges - Flujos Piroclásticos - Ignimbritas - Flujos de lodos Volcánicos - Lahares - Cenizas - Coladas de Lava.
Depósitos eólicos	- Dunas - Loess - Cenizas volcánicas
Depósitos glaciares	- Morrenas y Tillitas - Fluvioglaciares
Depósitos antrópicos	- Rellenos sanitarios o de basuras - Rellenos de excavaciones - Escombreras o botaderos

Fuente. Autor

4.4 GEOMORFOLOGÍA

4.4.1 GEOMORFOLOGÍA LOCAL Y UNIDADES GEOMORFOLOGICAS

Para la caracterización de las geoformas en este proyecto se utilizará la clasificación de Unidades Geomorfológicas correspondiente a la metodología empleada por el Instituto ITC de Holanda, modificada por INGEOMNAS (2007).

Tomado INGEOMINAS. La Geomorfología es el estudio de las formas de la tierra, materiales y sus procesos relacionados como son: Tipo de litología, suelo, drenaje y tectónica, entre otros. Los rasgos geomorfológicos son importantes en muchos aspectos de manejo ambiental y pueden contribuir a la evaluación de recursos y políticas de desarrollo regional y urbano de los municipios, como también al estudio de amenazas naturales, ya que juega un papel importante en la identificación de procesos que dan forma al paisaje, algunos de los cuales son peligrosos u ofrecen algún grado de amenaza para la población.

El origen geomorfológico de las diferentes unidades del terreno está relacionado a procesos Exógenos o Endógenos dominantes, responsables de su existencia. Por ejemplo las geoformas volcánicas y

ciertas formas estructurales tales como escarpes de falla, anticlinales y sinclinales se clasifican dentro de un origen causado por procesos endógenos o internos en la tierra. Para las formas exógenas o externas, el origen principal en primera instancia se relaciona con el tipo de roca y el producto de meteorización residual (suelos), dando una forma de terreno característica; es así como una topografía kárstica siempre se asocia a calizas, mientras que formas como terrazas, planicies de inundación o partes superiores de deltas se asocian con depósitos aluviales.

Figura 18. Clasificación de unidades Geomorfológicas según su origen.

ORIGEN PRINCIPAL	EJEMPLOS DE FORMAS CON UN ORIGEN ESPECIFICO
FLUVIAL Erosión Fluvial y Sedimentación.	Geoformas de acumulación y complejas planicies aluviales, transicionales y erosionales.
LACUSTRE Erosión lagunar y sedimentación	Geoformas producto de niveles de agua alta (terrazas), fondos de lagos. (Evaporitas/playa, no evaporitas)
MARINO Erosión Marina y Sedimentación	Geoformas de ambientes de alta energía (materiales de grano grueso); de ambientes de baja energía (materiales de grano fino); y asociadas a complejos levantamientos.
VOLCÁNICO Actividad Volcánica	Geoformas de conos, cráteres, escarpes volcánicos, flujos de lava y labradas en materiales piroclásticos.
DENUDACIONAL Meteorización, desgaste de masa, erosión linear	Geoformas asociadas a desgastes, efectos litológicos no mayores. Geoformas influenciadas por la litología y erosión fluvial linear y asociadas con procesos denudativos específicos (desgaste de masas).
ESTRUCTURAL Fallamiento	Geoformas asociadas con las capas de roca estratificadas o estructuralmente controladas, relacionadas con plegamientos, fallamiento y levantamiento.
ESTRUCTURAL-DENUDACIONAL	Asociaciones denudacionales y estructurales.
KARSTICO Solución y redeposítación	Geoformas positivas (colinas), negativas (depresiones), estructurales y otras (complejos).
EÓLICO Erosión por el viento y Sedimentación.	Geoformas de acumulación (Activas /No activas)y de deflación.
GLACIAL Erosión y Sedimentación.	Geoformas erosionales dominantemente de glaciación continentales, glaciación de montañas y de acumulación (dominantemente morrenas, hielo y lomos).
ANTROPOGÉNICO	Aquellas formas del relieve que son el producto de modificaciones causadas por la intervención del hombre.

Fuente. Ingeominas.

Las unidades geomorfológicas están caracterizadas por sus morfogénesis y tipos de formas del terreno. La clasificación de las unidades principales fue hecha en capas individuales y al mismo tiempo este tipo de clasificación le permite al SIG manipular mapas geomorfológicos detallados con leyendas que no están basadas en símbolos.

GEOFORMAS DE ORIGEN DENUDACIONAL

Son aquellas formas del terreno asociadas a factores externos (acción del agua y el viento) que tienen que ver con procesos erosivos. El agua en forma de lluvia, ríos y de escorrentía superficial es el agente principal en los procesos de meteorización, erosión, transporte y depositación de los materiales que generan las geoformas de origen denudacional. Estas geoformas están relacionadas con los denudacionales normales que se presentan en zonas de clima tropical; caracterizadas por erosión, depositación y movimiento en masa. Se pueden clasificar de acuerdo con la pendiente que presente el terreno. Estas geoformas se originan por la influencia de la actividad tectónica sobre rocas y suelos, generando expresiones en el terreno que se combinan con los procesos denudacionales.

Tabla 8 Geoformas de Origen Denudacional

Geoformas de Origen Denudacional		
Origen	**Nombre del Elemento**	**Nomenclatura**
Denudacional	Laderas Subhorizontales	D6
	Laderas Moderadas	D11
	Laderas Muy Inclinadas	D10
	Escarpes denudacionales	D7

Fuente. Autor

GEOFORMAS DE ORIGEN ANTROPOGÉNICO

Son geoformas originadas como resultado de la deposición de material sobrante de excavaciones, cortes u obras sobre el terreno; en la mayoría de los casos con el objetivo de realizar obras de ingeniería o explotación de recursos.

Tabla 9 Geoformas de Origen Antropogénico

Geoformas de Origen Antropogénico		
Origen	**Nombre del Elemento**	**Nomenclatura**
Antropogenico	Laderas terraceadas	A2
	Laderas Moderadas	D11
	Laderas Muy Inclinadas	D10
	Escarpes denudacionales	D7

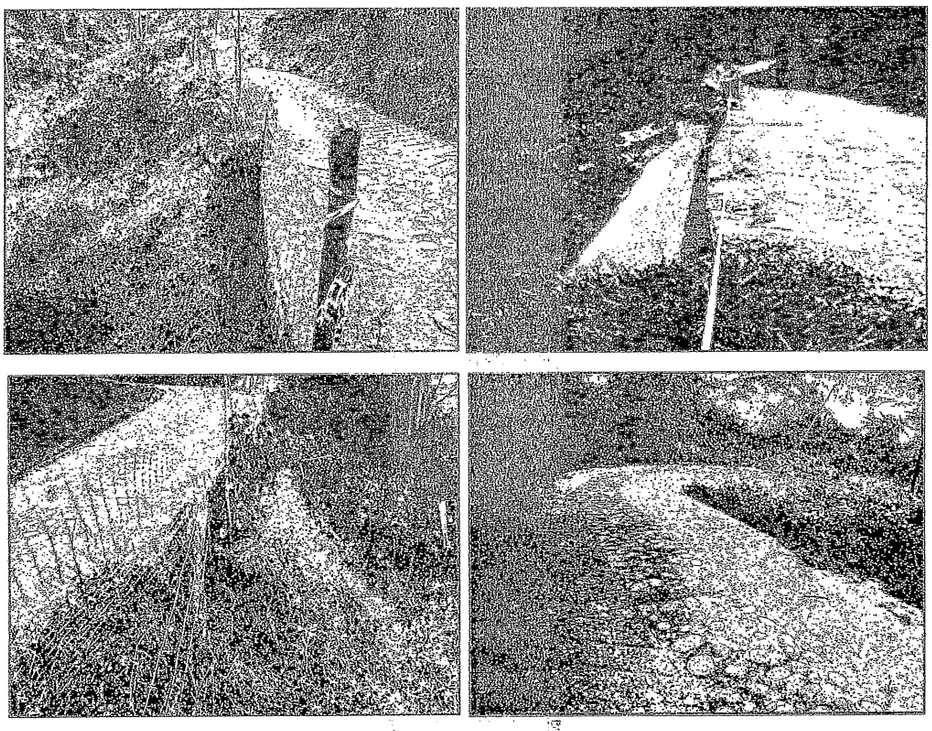
Fuente. AUTOR

- **Laderas terraceadas (A2)**

Superficie natural del terreno con inclinaciones de la pendiente entre 10° y 65° caracterizada por haber sido intervenidas por la acción del hombre con fines ingenieriles (estabilización de laderas, urbanismo, etc.).

5. EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA

Se realizó inicialmente una visita de reconocimiento al sitio donde se proyectaron los trabajos exploratorios por parte del grupo operativo y técnico de la consultoría, para identificar las características topográficas y geológicas, para ubicar los puntos donde se ejecutaron las perforaciones, para finalmente realizar el análisis geotécnico. En las siguientes imágenes se expone la problemática existente donde actualmente existen movimientos en masa sobre la banca externa de la vía, generándose el volcamiento del muro en concreto no convencional que existía para la contención:



Metodología

Para cumplir con el objetivo propuesto se efectuó la siguiente metodología:

- Establecer el número de sondeos y la profundidad de perforación, así como el tipo de ensayo in situ y ensayos de laboratorio.

- Los ensayos de laboratorio se realizan para obtener las principales características físicas y mecánicas del suelo, sus propiedades de resistencia, asentamientos, a continuación, se presenta el resumen del proceso:

- ✓ Reconocimiento del terreno
- ✓ Tomas de muestras inalteradas y ensayo de campo SPT
- ✓ Ejecución de ensayos de laboratorio
- ✓ Evaluación de los trabajos de campo y laboratorio
- ✓ Perfil estratigráfico

5.1 EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO

Se efectuó una exploración geotécnica, que permite encontrar como es la distribución de los materiales en profundidad y cuáles son sus propiedades geomecánicas. La distribución de los materiales se efectuó de manera que se recupere la mayor de información necesaria para el proyecto. La exploración efectuada se distribuyó de la siguiente manera:

Se efectuaron un total de tres (3) sondeos, realizados con equipo mecánico; estas perforaciones alcanzaron una profundidad hasta 10 m aproximadamente a partir del nivel de terreno. Los sondeos fueron definidos como (S1) al (S3) y dos apiques a una profundidad de 2,0 m definidos como (Ap1) y (Ap2). La relación de los sondeos efectuados con sus respectivas coordenadas geodésicas y su profundidad a la cual se identificó la presencia del nivel freático se presenta en la *Tabla 10 .*

Tabla 10. Coordenadas de ubicación exploración geotécnica.

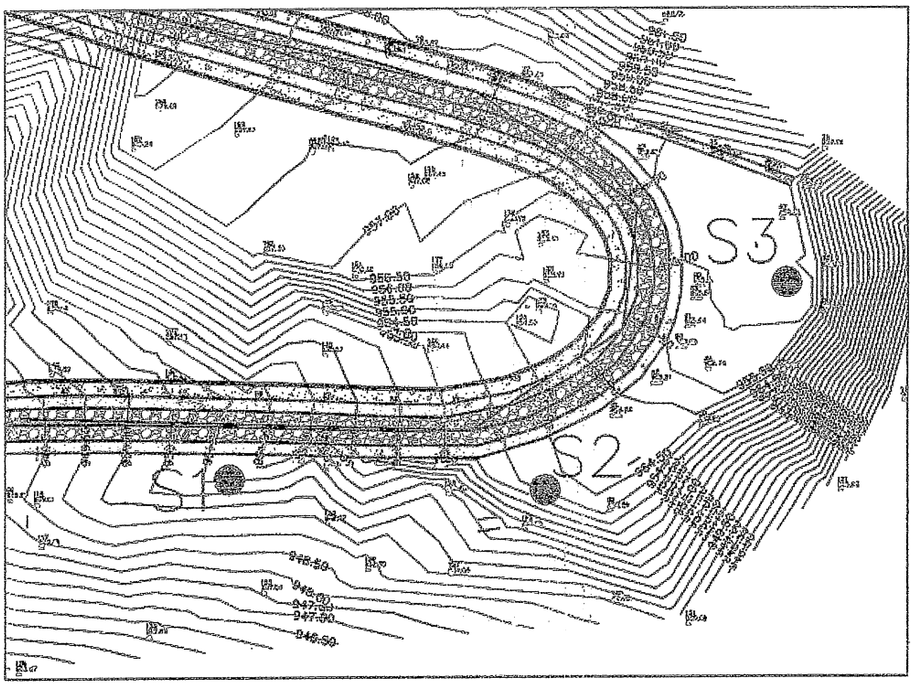
SONDEO	PROF (m)	PROFUNDIDAD NIVEL FREÁTICO (m)	COORDENADAS	
			LATITUD	LONGITUD
S1	10,00	NP	4°41'41.95"N	73°31'7.33"O
S2	10,00	NP	4°41'42.82"N	73°31'5.95"O
S3	10,00	NP	4°41'42.17"N	73°31'4.72"O

Fuente: AUTOR

Durante la ejecución de los sondeos fueron identificados y descritos visualmente los diferentes estratos identificados, adicionalmente, se adelantó el ensayo de penetración estándar (SPT) a percusión con el fin de correlacionarlo con parámetros físicos y mecánicos, recuperando muestras alteradas con el tubo de cuchara partida (Split Spoon). En la *Figura 19* ***se evidencia en detalle la ubicación de los puntos de exploración geotécnica.***

469

Figura 19.Ubicación de la exploración geotécnica



Fuente: AUTOR

5.1.1 Ensayo de penetración estándar SPT

El ensayo SPT de percusión, consiste en el hincado de un tubo bipartido con dimensiones estándar definidas y parametrizadas en la norma INVIAS 111-07 para la realización del SPT, es necesario liberar una pesa de aproximadamente 63,5 kg desde una altura de 75 cm. El valor representativo de N de penetración se define como el número de golpes necesario para hincar dentro del suelo la tubería 12" y permite comprender la resistencia del suelo al punzonamiento.

Además de estos sondeos SPT donde se obtiene el N de penetración, permite la extracción de la muestra de suelo con la cual se determinan algunas de sus propiedades físicas y mecánicas que ayudan a comprender el comportamiento de este.

El objetivo de la realización de los ensayos de penetración SPT, es determinar la resistencia a la penetración del suelo, correlacionando esta misma con parámetros geotécnicos y examinar la localización espacial de los tipos de suelos identificados sobre el área de afectación en estudio.

En la *Figura 20*, se evidencia a manera de ejemplo el registro fotográfico general de la ejecución de los sondeos, para evidencia en detalle el registro de todos los sondeos se relaciona el *Anexo de registro fotográfico.*

Figura 20. Registro fotográfico general de la exploración geotécnica



Fuente: AUTOR

En la *Tabla 11* se relaciona el resumen de los resultados del ensayo SPT a percusión ejecutados en campo.

Tabla 11. Tabla resumen de registro de perforación SPT.

PROF (m)	S1	S2	S3
0 - 0.5	4	9	7
0.5 - 1	7	12	10
1 - 1.5	9	10	9
1.5 - 2	8	12	19
2 - 2.5	9	9	33
2.5 - 3	12	13	26
3 - 3.5	14	10	9
3.5 - 4	16	14	8
4 - 4.5	17	11	18
4.5 - 5	21	12	20
5 - 5.5	17	11	18
5.5 - 6	21	10	21
6 - 6.5	18	9	18
6.5 - 7	24	8	19
7 - 7.5	20	11	16
7.5 - 8	25	19	32
8 - 8.5	27	28	25
8.5 - 9	28	30	24
9 -9.5	30	20	17
9.5 - 10	25	30	25

Fuente: AUTOR

CONVENCIONES	
	Suelo suelto (incompetente)
	Suelo medio denso (incompetente)
	Suelo denso (competente)
	Suelo muy denso

Numero de penetración estándar N	Densidad relativa %	Estado del suelo
0 a 3	0 a 15	Muy suelto
3 a 8	15 a 35	Suelto
8 a 25	35 a 65	Medio
25 a 42	65 a 85	Denso
42 a 58	85 a 100	Muy denso

PERFIL ESTRATIGRÁFICO

Según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos – SUCS se realiza la identificación mediante un examen visual y ensayos de clasificación, donde se determinan cuatro (4) unidades homogéneas, siendo esta arena arcillosa para los 10,00 m de profundidad.

Con base en los resultados derivados de la etapa de exploración del subsuelo, fue posible establecer la siguiente secuencia estratigráfica para el área del proyecto y una homogenización en los perfiles encontrados por sondeo ejecutado:

Una vez realizados los sondeos se realizó la descripción detallada de las muestras obtenidas de acuerdo a los siguientes criterios:

• Litología • Textura • Tamaño de los granos • Minerales presentes • Estructura • Color • Presencia de materiales orgánicos y raíces • Porosidad • Consistencia o resistencia

Tabla 12. Perfil estratigráfico sondeo 1, ensayo de SPT

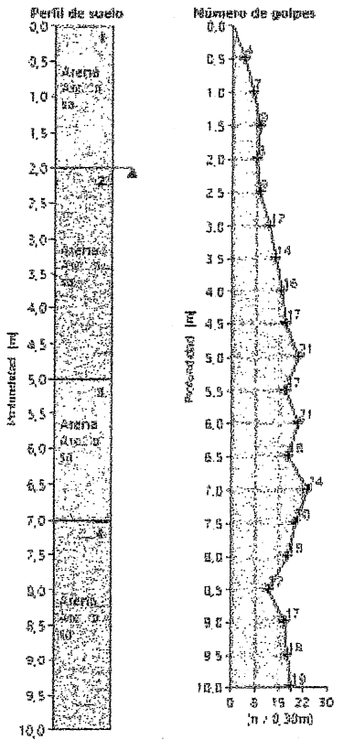


Tabla 13. Perfil estratigráfico sondeo 2, ensayo de SPT

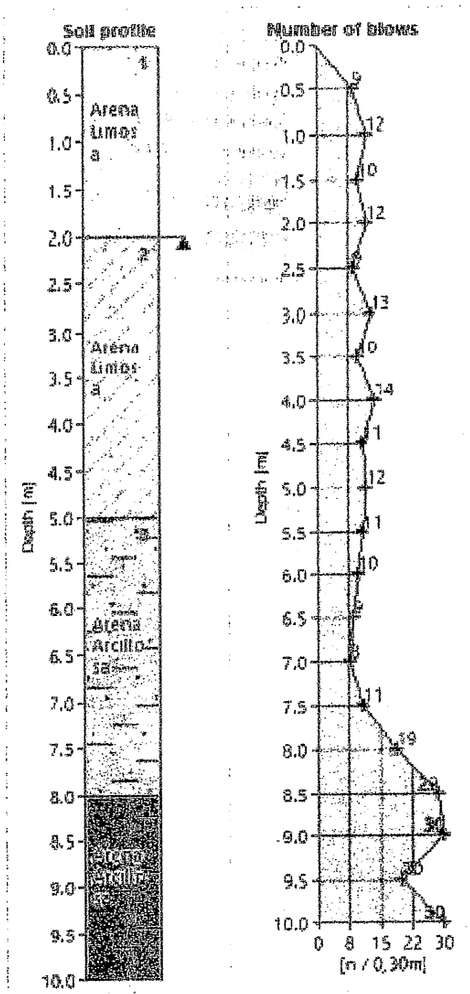
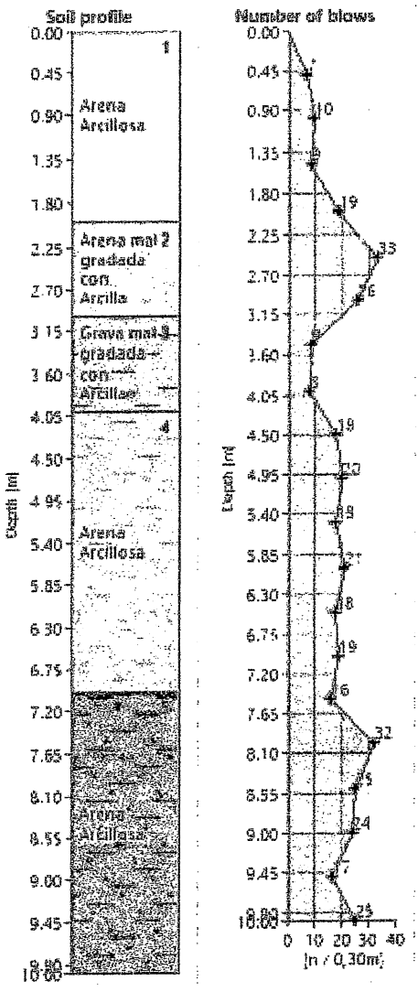


Tabla 14. Perfil estratigráfico sondeo 3, ensayo de SPT



6. ENSAYOS DE LABORATORIO

Una vez extraídas las muestras del suelo de los tres (3) sondeos y los dos (2) apiques, se transportaron al laboratorio debidamente empacadas con el fin de conservar la humedad natural del terreno, para determinar la características físicas y mecánicas del suelo por medio de los ensayos: Humedad Natural, granulometría por tamizado, límites de consistencia, resistencia al corte directo a las muestras inalteradas recuperadas in situ. En la *Tabla 15*, se presentan los resultados de laboratorio y los análisis de suelos.

Tabla 15. Ensayos de laboratorio a ejecutar.

Ensayo	Norma
Análisis granulométrico por tamizado	ASTM D422-63 – AASHTO T88 I.N.V. E. 123
Determinación en laboratorio del contenido de agua (humedad) en suelo, roca y mezcla de suelo-agregado	ASTM D 2216 I.N.V. E. 122
Determinación del límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad de los suelos	ASTM D 4318 – AASHTO T 89-90 I.N.V. E. 126
Clasificación de suelos	ASTM D 2487
Resistencia al corte directo consolidado drenado	ASTM D 3080 – AASHTO T 236 I.N.V.E. 154

Fuente: Autor

6.1 CLASIFICACIÓN DE SUELOS (SUCS)

Análisis granulométrico por tamizado: El análisis granulométrico tiene por objeto la determinación cuantitativa de la distribución de tamaños de partículas de suelo.

La norma I.N.V.E. 123 describe el método para determinar los porcentajes de suelo que pasan por los distintos tamices de malla cuadrada de la serie empleada en el ensayo, hasta el de No.200. En la operación de tamizado manual se sacude(n) el tamiz o tamices con un movimiento lateral y vertical acompañado de vibración y recorriendo circunferencias de forma que la muestra se mantenga en movimiento continuo sobre la malla. En ningún caso se permite girar o manipular manualmente fragmentos de la muestra a través de un tamiz. Al desmontar los tamices debe comprobarse que la operación está terminada; esto se sabe cuándo no pasa más del 1% de la parte retenida al tamizar durante un minuto, operando cada tamiz individualmente. Si quedan partículas atrapadas en la malla, deben separarse con un pincel o cepillo y reunirlas con lo retenido en el tamiz.

Tabla 16. Clasificación unificada de suelos (SUCS) para los sondeos SPT.

SONDEO	PROF (m)	USCS	WN %	LIMITES DE ATTERBERG			GRADACION		
				LL %	LP %	IP %	G %	A %	F %
1 M1	0.0 - 2.0	SC	12,50	66,00	33,00	33,00	27,94	28,10	43,95
1 M2	2.0 - 5.0	SC	11,50	47,00	32,00	15,00	38,84	37,52	23,64
1 M3	5.0 - 7.0	SC	1,80	34,00	24,00	10,00	20,54	61,83	17,63
1 M4	7.0 - 10.0	SC	16,90	36,00	23,00	13,00	25,04	52,14	22,82
2 M1	0.0 - 2.0	SM	13,90	70,00	37,00	33,00	23,29	46,77	29,94
2 M2	2.0 - 5.0	SM	16,20	42,00	30,00	12,00	17,88	53,44	28,68
2 M3	5.0 - 8.0	SC	12,00	33,00	23,00	10,00	23,87	51,90	24,23
2 M4	8.0 - 10.0	SC	10,50	36,00	24,00	11,00	15,11	65,93	18,96
3 M1	0.0 - 2.0	SC	2,40	30,00	21,00	9,00	50,00	37,80	12,20
3 M2	2.0- 3.0	SC	3,50	33,00	20,00	13,00	39,00	50,50	10,50
3 M3	3.0 - 4.0	GC	3,00	31,00	20,00	11,00	66,00	25,50	8,00
3 M4	4.0 - 7.0	SC	2,00	33,00	23,00	10,00	40,00	43,94	16,06
3 M5	7.0 - 10.0	SC	2,40	29,00	20,00	10,00	33,03	51,52	15,45
Valores Máximos			42,50	70,00	37,00	33,00	66,00	65,93	43,95
Valores Promedios			13,74	40,00	25,38	14,62	32,35	46,68	20,93
Valores Mínimos			1,80	29,00	20,00	9,00	15,11	25,50	8,00

W= humedad; % Finos= pasantes del tamiz ASTM 200; L.L.= Límite Líquido; L.P. = Límite Plástico; I.P. = Índice Plástico; S.U.C.S. = Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

Fuente: Autor

De acuerdo con los resultados de clasificación granulométrica obtenida en el sector crítico para las muestras recuperadas de los sondeos ha roto-percusión, considerando el Sistema Unificado para la Clasificación de Suelos (USCS), se observa la presencia predominante de materiales de suelo clasificándolos en su mayoría como arenas arcillosas (SC) de plasticidad media, y en menor proporción arenas limosas (SM) superficialmente correspondiente a materiales con mayor grado de erosión.

Sobre la zona donde se va a intervenir con las obras, se identifica que el tipo de suelo predominante pertenece a arenas finas con un promedio general del orden de 46,68%,

Respecto al porcentaje de finos, se identifica que la matriz del suelo presenta un promedio general de materiales que pasan el tamiz #200 del orden de 20.93%.

La humedad natural promedio tomando todos los resultados obtenidos, es de 13,74%. sobre los suelos ubicados en la parte baja de la vía donde se generan humedades bajas.

6.2 ENSAYO DE CORTE DIRECTO (RESISTENCIA MECÁNICA DEL SUELO)

Este método describe y regula el método de ensayo para la determinación de la resistencia al corte de una muestra de suelo (ángulo de fricción y cohesión), sometida previamente a un proceso de consolidación, cuando se le aplica un esfuerzo de cizalladura o corte directo mientras se permite un drenaje completo de ella.

El ensayo se lleva a cabo deformando una muestra a velocidad controlada, cerca de un plano de cizalladura determinado por la configuración del aparato de cizalladura. Generalmente se ensayan tres o más especímenes, cada uno bajo una carga normal diferente para determinar su efecto sobre la resistencia al corte y al desplazamiento, junto a las propiedades de resistencia a partir de las envolventes de resistencia de Mohr. A continuación, se muestran los resultados obtenidos en condición no consolidada drenada.

Tabla 17. Resumen de resultados ensayo de corte directo.

CD N°	PROF (m)	CONDICIÓN	PHI (°)	COHESIÓN (KN/m2)
1	2.0	Consolidado-Drenado	28.2	7.6
2	6.0	Consolidado-Drenado	28	33.8

Fuente: AUTOR

6.3 CARACTERISTICAS EXPANSIVAS DE LOS SUELOS

Se conocen como suelos expansivos aquellos que presentan expansiones o contracciones, óseo cambio de volumen cuando varía su humedad o contenido de agua. Como por ejemplo los materiales de arcilla (en caso de existir) tienen la capacidad de absorber una gran cantidad de agua y retenerla debido a su estructura, ya que el agua produce el incremento de volumen en el material y también una drástica reducción de volumen cuando el agua que retenía se seca.

Para evaluar si existen suelos con características expansivas, nos basamos en la tabla de evaluación del potencial de expansión de acuerdo con la norma NSR-10 (ver *Tabla 18*), donde posteriormente se concluye de acuerdo con las características encontradas en los resultados de límites de consistencia de las muestras recuperadas en los sondeos y apiques.

Tabla 18. Evaluación del potencial de expansión de acuerdo con NSR-10

Potencial de expansión	Expansión Consolidómetro (%)	LL (%)	LC (%)	IP (%)	Partículas menores 1μ (%)	Expansión libre en probeta (%)
Muy Alto	>30	>63	<10	>32	>37	>100
Alto	20-30	50-63	6-12	25-45	18-37	>100
Medio	10-20	39-50	8-18	12-34	12-37	50-100
Bajo	<10	<39	>13	<20	<17	<50

Fuente: NSR – 10

Teniendo en cuenta las características de los resultados del ensayo de límites de consistencia de las muestras recuperadas, se identificaron valores promedio generales de límite líquido del orden de 40,88% y valores promedios generales de índice de plasticidad de 14,62%, se concluye que para el punto priorizado se identifica un material con un grado potencial de expansión **MEDIO**.

7. MODELO GOLOGICO GEOTÉCNICO

Para determinar el comportamiento geotécnico de la de la ladera donde se localiza el presente estudio, se realizó una caracterización del suelo mediante un modelo geológico (variación en profundidad de los diferentes depósitos) y geotécnico (caracterización geomecánicas de los diferentes materiales) donde se identificó el comportamiento de la ladera, la cual presenta problemas de inestabilidad ante movimientos en masa.

Para validar el modelo geotécnico de estabilidad, se definió una sección tipo característica de la zona, teniendo encueta que sea la sección con mayor pendiente, para garantizar el buen comportamiento geotécnico de la sección más crítica. Para el análisis de estabilidad, se asume un escenario crítico de ascenso del nivel freático y aceleración Pseudo estática.

7.1 CONSIDERACIONES DE DISEÑO

Análisis de fallas circulares profundas. Procedimiento para el método de fallas circulares profundas:

Modelo y Software Utilizado

Para el análisis de estabilidad del modelo geológico-geotécnico (variación en profundidad de los diferentes depósitos y la caracterización geomecánica de los materiales) se utilizó el software SLIDE v5.0 de la firma ROCSCIENCE, el cual es un producto que utiliza la teoría de equilibrio límite analizando superficies de falla circulares las cuales son características del movimiento analizado en el presente proyecto debido a los altos procesos de meteorización y posteriormente obtener el cálculo de los factores de seguridad determinísticos ante fenómenos de remoción en masa.

Métodos de análisis

Aunque el programa permite trabajar con nueve diferentes métodos de análisis, para objeto del presente estudio se trabajó conjuntamente con los siguientes cuatro métodos:

1. Método Bishop simplificado
2. Método Janbú simplificado
3. Método de Spencer
4. Método de GLE/Morgenstern-Price

Se presenta en las figuras de resultados de estabilidad para los escenario propuestos, el esquema de círculo de falla para el método de Bishop con el factor de seguridad más crítico, sin embargo los resultados de los factores de seguridad se presentan para cada uno de los métodos indicados.

Superficies de falla

Se utilizaron círculos de falla utilizando un sistema de centros de giro y líneas de tangencia, en total se analizaron grillas de 25*25 para determinar todos los círculos posibles de falla para cada método.

Aceleración sísmica Pseudo-estática para diseño

Tabla 19. Coeficientes Pseudo-estáticos Municipio Chima

Estudio	Aa	Av	Amenaza Sísmica
NSR-10	0.15	0.20	Intrmedia

Fuente: Nsr-10.

De acuerdo a la norma NSR 10, se recomienda utilizar 2/3 del coeficiente de aceleración sísmica, por lo tanto se realizaran los modelamientos de estabilidad con un valor de 0.1g. Se modela la masa de suelo como un material homogéneo e isotrópico.

7.2 PARAMETROS GEOMECANICOS EMPLEADOS EN EL MODELO GEOLOGICO GEOTECNICO REPRESENTATIVO

Los parámetros de resistencia asignados se obtuvieron a partir de los resultados de los ensayos de corte directo realizados a las muestras extraídas de los apiques, el tipo de suelo encontrado mediante la clasificación granulométrica. Se utilizó el sistema de parámetros totales de resistencia, de acuerdo al sistema de Mohr-Coulomb obtenidos de acuerdo a los resultados de la exploración y laboratorios.

Figura 21. Propiedades de los estratos

CD Nº	PROF (m)	CONDICIÓN	PHI (°)	COHESIÓN (KN/m2)
1	2.0	Consolidado-Drenado	28.2	7.6
2	6.0	Consolidado-Drenado	28	33.8

Fuente. Autor

Sobre la zona directa del proyecto se identifica un suelo residual con diferentes perfiles de meteorización, identificando el suelo meteorizado sobre la parte alta sobre la vía, posteriormente se encuentra el suelo residual competente.

7.3 CATEGORIZACIÓN DE LA AMENAZA

Como criterios para definir los niveles de amenaza se utilizaron los especificados en el titulo H de la Norma Sismo Resistente NSR-10. En este título se encuentra la tabla H.2.4-1 que muestra los factores de seguridad mínimos directos.

Tabla 20. Factores de seguridad básicos mínimos directos

Condición	F_{SBM}		F_{SBCM}	
	Diseño	Construcción	Diseño	Construcción
Carga Muerta + Carga Viva Normal	1.50	1.25	1.80	1.40
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	1.25	1.10	1.40	1.15
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo estático	1.10	1.00 (*)	No se permite	No se permite
Taludes – Condición Estática y Agua Subterránea Normal	1.50	1.25	1.80	1.40
Taludes – Condición Seudo-estática con Agua Subterránea Normal y Coeficiente Sísmico de Diseño	1.05	1.00 (*)	No se permite	No se permite

Fuente. NSR-10.

De acuerdo a la tabla anterior se asume la condición de taludes – condición Pseudo estática- agua subterránea máxima y coeficiente sísmico de diseño. Para los cuales se recomienda un factor de seguridad mínimo de diseño de 1.05 para garantizar la estabilidad del talud. De acuerdo a los lineamientos de la norma NSR 10 y las determinantes ambientales de la CDMB, se pueden definir los siguientes rangos para la sectorización de la amenaza.

- **Nivel de amenaza baja:** Son terrenos "geológicamente estables" donde las amenazas de movimientos naturales de masa son mínimas o no existen.

- Los factores de seguridad en los análisis de estabilidad de taludes deben ser superiores a 1.5 para condiciones estáticas y 1.2 para eventos sísmicos.

- **Nivel de amenaza media:** Son terrenos clasificados geológicamente como "relativamente inestables", en los cuales para adelantar la construcción de obras es necesaria la ejecución previa de trabajos que preserven su estabilidad o se establecen condicionantes para el manejo del terreno, orientados a conservar o mejorar su estabilidad natural.

- Los factores de seguridad en el análisis de estabilidad de taludes se encuentran entre 1.25 y 1.5 para condiciones estáticas y entre 1.05 y 1.2 para eventos sísmicos.

- **Nivel de amenaza alta:** Pertenecen a esta clasificación terrenos clasificados como "inestables" en los cuales no se debe adelantar ninguna obra de construcción, debido a que presentan riesgos altos para la vida y bienes de la comunidad, además su recuperación es muy compleja, o demasiado costosa. En caso que la relación costo beneficio no sea razonable se deben destinar a zonas verdes, reforestación o de tratamientos especiales a largo plazo.

Los factores de seguridad en el análisis de estabilidad son menores de 1.25 para condiciones estáticas o menores de 1.05 para eventos sísmicos.

7.4 ESCENARIOS DEL MODELAMIENTO

Con el fin de desarrollar modelos geológicos geotécnicos en condiciones críticas de ascenso máximo del nivel freático y aceleración Pseudo-estática y evaluar las posibles condiciones de estabilidad, se proponen los siguientes escenarios de modelamiento:

Tabla 21. Escenarios críticos de modelamiento

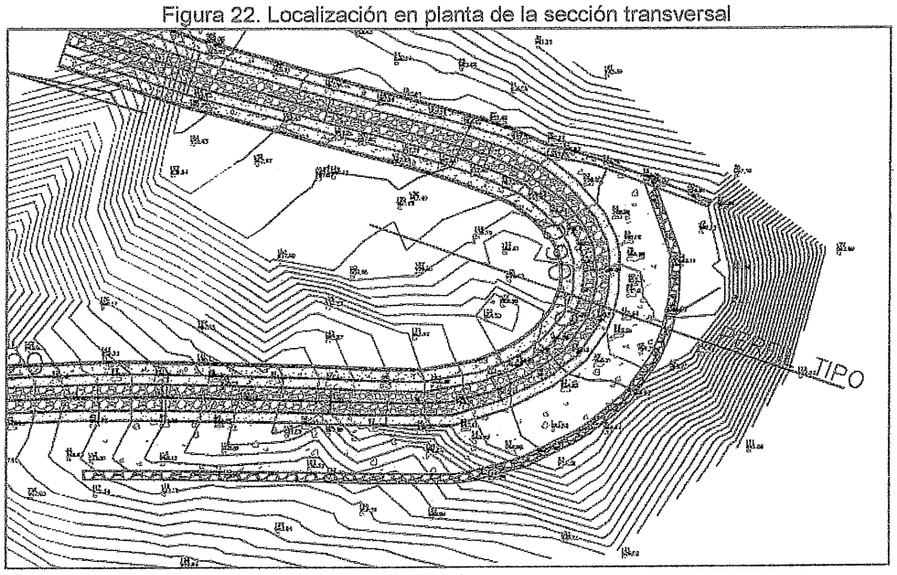
Escenario 1	Terreno intervenido con las obras de mitigación y estabilización, para análisis Pseudo-estático y ascenso máximo del nivel freático

Fuente. Autor.

7.5 DETERMINACION DEL MODELO GEOLOGICO GEOTECNICO

A continuación, se presenta el modelo geológico geotécnico asumido para el proyecto, sobre la vía que conduce al centro poblado de municipio de Chima - Santander; para esto fue necesario plantear una sección transversal tipo y así lograr identificar la estabilidad de las laderas en condiciones actuales y después con las obras geotécnicas de estabilización y mitigación una vez intervenido el terreno para la construcción del proyecto. A continuación, se muestra la ubicación en planta topográfica de la sección transversal utilizada en los modelamientos:

Figura 22. Localización en planta de la sección transversal



Fuente. Autor.

7.6 RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD ANTE FENOMENOS DE REMOCION EN MASA

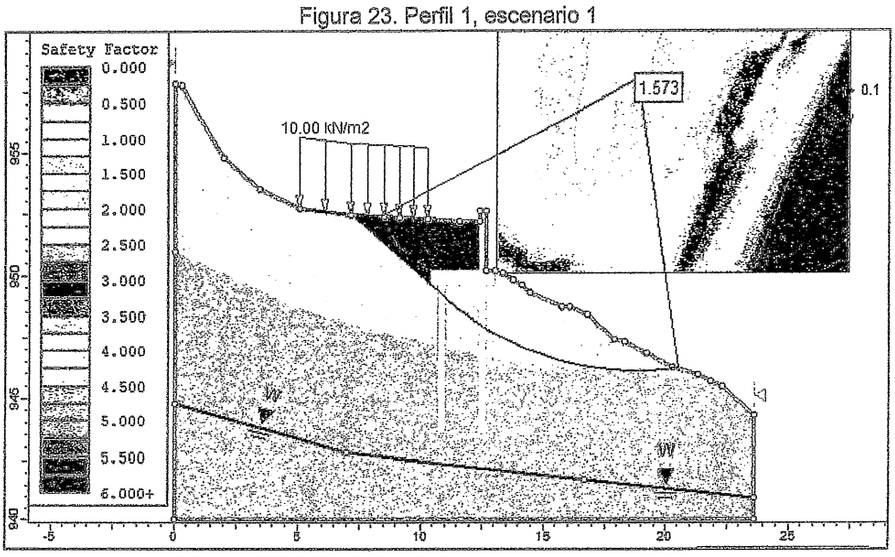
Para realizar el análisis de la estabilidad general ante fenómenos de remoción en masa se llevaron a cabo las siguientes actividades:

- Determinación de los perfiles transversales más críticos de la zona a intervenir y la asignación de las propiedades geotécnicas de acuerdo a los resultados de laboratorio realizados a las muestras extraídas de la exploración geotécnica.
- Cálculo de factores de seguridad determinísticos, utilizando el software SLIDE v5.0 desarrollado por la firma ROCSCIENCE, para diferentes escenarios.
- identificación de la inestabilidad de la ladera para los diferentes escenarios planteados.
- Para los análisis de estabilidad, se utilizó el método de equilibrio límite que analiza la superficie de falla circular, esta superficie de falla es característica del movimiento analizado, ya que se evidencia las fallas circulares puntuales sobre la ladera, también se utilizara la teoría de Bishop para la definición de los factores de seguridad

7.6.1 ESCENARIO 1: Terreno intervenido con las obras de mitigación y estabilización, para análisis Pseudo-estático y ascenso máximo del nivel freático.

A continuación, se analiza el escenario 1 implementando muro en voladizo cimentado o apoyado en micropilotes, donde interfieran con exactitud las superficies de falla posibles a generarse en el suelo ante fuerzas externas como es el aumento de la presión de poros debido a la infiltración del agua o el movimiento sísmico.

Figura 23. Perfil 1, escenario 1



Fuente. Autor.

Tabla 22. Tabla resumen factores de seguridad escenario 1

ESCENARIO 1	
MÉTODO	PERFIL 1 FS Determinístico
BISHOP	1.573
JAMBU	1.420
SPENCER	1.648
GLE/MORGENSTERN-PRICE	1.644

Fuente. Autor.

En la tabla anterior se muestran los factores de seguridad contemplando las respectivas obras geotécnicas diseñadas, observando el aumento de los factores de seguridad los cuales son superiores a los mínimos permisibles (F.S.>1.05) cuando se canalizan e interceptan a las superficies de falla críticas en profundidad con las obras planteadas, y a su vez se disminuyen los niveles freáticos producto de la infiltración del agua superficial contemplando un correcto manejo de aguas superficiales, ya que el lugar de estudio corresponde a zonas húmedas.

485

- **Muro en voladizo H:3m:** Para recuperar parte de la banca externa de la vía que presenta avanzados procesos de desplazamiento y deformaciones, se recomienda la construcción de muro en voladizo de 3 metros de altura apoyado sobre micropilotes de 10 pulgadas de diámetro, separados entre ejes cada 1.5 metros.

8. MARCO TEÓRICO

8.1 FUNDACIONES PROFUNDAS

Aunque las zapatas corridas son el tipo más común de fundaciones, los ingenieros a menudo se encuentran con circunstancias en las que otros tipos de fundaciones son más eficientes. Algunos ejemplos son los siguientes:

- Los suelos en las capas superiores son tan débiles y=o las cargas estructurales tan altas, que el diseño con zapatas sería demasiado grandes y menos eficiente. Coduto (1994), propone una regla general para la construcción, la cual refiere que las zapatas dejan de ser económicas cuando el área total de la cimentación es superior a la mitad del área de la planta de la estructura.

- Los suelos en las capas superiores son susceptibles a fenómenos de socavación, lo cual puede ocasionar deterioros en la cimentación y pérdida de soporte.

- Si se llegase a presentar una excavación futura junto a la fundación, esta excavación podría debilitar la cimentación superficial

Una fundación profunda según Coduto (1994), es una cimentación que transmite una parte o la totalidad de la carga aplicada a los suelos a una longitud considerable por debajo de la superficie del suelo, dado que los suelos suelen mejorar sus propiedades con la profundidad.

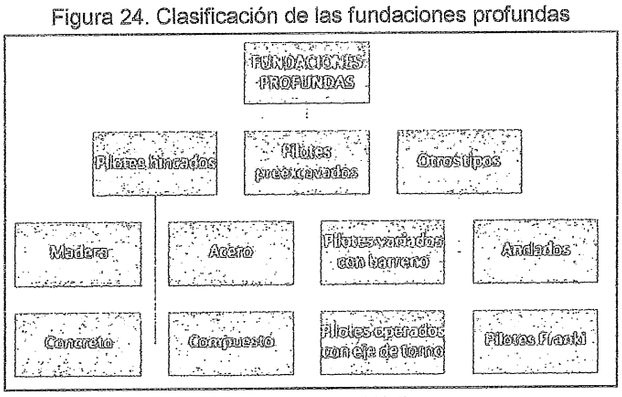
8.2 CLASIFICACIÓN DE LAS FUNDACIONES PROFUNDAS

Prakash (1990), presenta los principales aspectos que se deben tener en cuenta al momento de clasificar los pilotes:

- Metodología de diseño
- Método de instalación
- Tipo de material
- Método de fabricación
- Cantidad de material removido durante la instalación
- Forma de transmitir la carga

Además de estos parámetros, existen diversas clasificaciones para definir a los pilotes en función de sus propiedades. Según Coduto (1994), las cimentaciones profundas abarcan tres grandes grupos como se observa en la siguiente figura:

Figura 24. Clasificación de las fundaciones profundas



Fuente. Coduto (1994)

8.3 CLASIFICACION DE LAS CARGAS APLICADAS

Las estructuras pueden imponer cargas normales, cortantes, momentos y cargas torsionales en los cimientos. Dichas cargas se clasifican en dos categorías principales: cargas axiales y cargas laterales.

Las cargas axiales son las que actúan paralelas al eje de la base y las cargas laterales son las que actúan perpendiculares al eje del pilote. Por lo tanto, si el eje es vertical, la sobrecarga impuesta sobre la cimentación y su peso propio inducen cargas axiales en la base, mientras que las cargas de cortante aplicadas y las de momento inducen cargas laterales. En el desarrollo de este trabajo se estudian únicamente las cargas axiales.

8.4 TRANSFERENCIA DE LAS CARGAS AXIALES AL SUELO

Las cimentaciones profundas transfieren las cargas axiales aplicadas al suelo a través de dos mecanismos: fuste y punta. La resistencia por fuste es el resultado de la fricción del desplazamiento a lo largo de la fundación y la adhesión encontrada entre el suelo y el pilote.

Y la capacidad por punta es el resultado de las cargas de compresión entre la parte inferior de la fundación y el suelo como se observa en la siguiente figura.

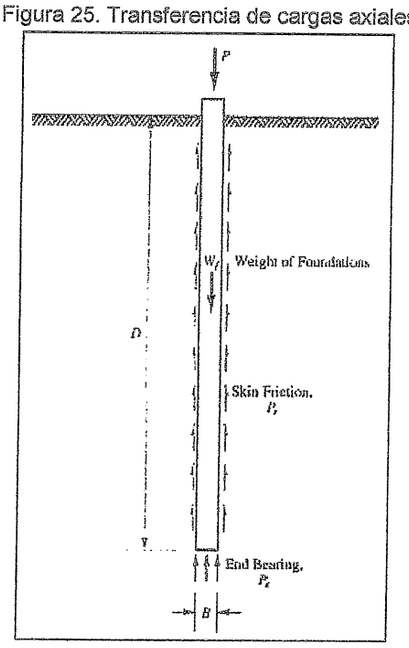
Para determinar la capacidad última Qu por carga axial en un pilote deben ser considerados dos aspectos fundamentales según Smoltczyk (2003).

- **Capacidad estructural del pilote:** El pilote debe ser capaz de resistir las cargas de servicio terminada la construcción y las cargas a las que será sometido durante el proceso constructivo. Esta capacidad estructural del pilote será la máxima fuerza que pueda transferir el pilote al suelo.

- **Capacidad última del suelo:** Es la capacidad máxima que tienen las diferentes capas de suelo para resistir la carga aplicada. Para este cálculo, se deben tener en cuenta los asentamientos máximos permitidos.

Los pilotes generalmente son empleados en grupo, sin embargo el estudio de los diseños presentados en este trabajo se basan en el diseño de un solo pilote. Al aplicarse únicamente metodologías de diseño geotécnico, no se considerará el diseño estructural del pilote.

Figura 25. Transferencia de cargas axiales



Fuente. Coduto (1994)

8.5 METODOLOGIA PARA DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE

Coduto (1994) presenta una clasificación de metodologías de diseño de pilotes para evaluar la capacidad portante de un pilote sometido a carga axial. Las metodologías para determinar dicha carga son:

1. Pruebas de carga a escala real: En esta metodología se implementan pruebas a escala real con pilotes cargados axialmente, siendo la más exacta para determinar la capacidad de carga axial del pilote de una manera experimental y también la más costosa. Las demás metodologías que determinan la capacidad portante lo realizan indirectamente con procedimientos teóricos o empíricos, los cuales tienen una menor precisión.

Esta metodología consiste en utilizar pilotes de reacción para así cargar axialmente un pilote a escala real utilizando vigas muy rígidas, de tal forma que se incremente el esfuerzo axial en una relación de 2 a 1, para así determinar la capacidad última del pilote y algunos factores que serán empleados en el cálculo de la capacidad última.

2. Métodos estáticos: En esta metodología se realizan ensayos de las propiedades del suelo y con base a estos resultados, se estima la capacidad última del pilote. Los parámetros se obtienen de ensayos en laboratorios o pruebas in-situ, estos son susceptibles a tener una gran variabilidad en los resultados debido al suelo mismo o a los procedimientos implementados en los laboratorios. Las variaciones pueden sobreestimar la capacidad del pilote o subestimarla, conduciendo a que los cálculos realizados no sean del todo precisos y obliguen a emplear factores de corrección muy grandes. Los ensayos que se realizan para determinar las propiedades del suelo se dividen en dos grandes ramas:

- Análisis basados en propiedades del suelo: En estos análisis se determinan las propiedades del suelo mediante ensayos realizados en laboratorios, encontrando propiedades como: peso unitario, cohesión, relación de vacíos, relación de consolidación y demás, dependiendo de la metodología de cálculo seleccionada. Con las propiedades ya determinadas del suelo se procede a implementar alguna ecuación para determinar la capacidad del pilote.
- Análisis basados en ensayos realizados in-situ: Los análisis realizados in-situ son aquellos que mediante correlaciones, determinan las propiedades del suelo o dan una estimación de las capacidad última del pilote como los ensayos de Stándar Penetration Test y Cone Penetration Test.

3. Métodos Dinámicos: En estos ensayos se determina la capacidad axial de los pilotes dependiendo del grado de dificultad para hincarlos. Usualmente si el pilote presenta un mayor grado de dificultad para ser hincado es porque tiene una mayor capacidad última. La determinación de la resistencia se realizaba inicialmente con correlaciones de energía necesaria para hincar los pilotes variando parámetros como: la altura, el peso del martillo y

el número de golpes necesarios. Estas correlaciones son conocidas como "pile driving formulas" y fueron objeto de muchas discusiones debido a que la determinación de la capacidad última del pilote se reducía a un procedimiento y no poseía un análisis de fondo.

Además cuando estos métodos se evaluaban experimentalmente, presentaban incrementos en los asentamientos muy elevados, así que luego de la proposición de estas ecuaciones netamente dinámicas, se decidió tener en cuenta las ondas que se generaban en el suelo, debido al impacto del martillo, lo que conllevó a generar ecuaciones que tuviesen en cuenta la velocidad con la que viajaba la onda a través del pilote y el suelo.

Hoy en día estas ecuaciones se han convertido en un control de los cálculos durante el proceso constructivo, ya que se ven afectadas por la condición frontera del pilote con el suelo.

491

9. DISEÑO GEOTECNICO DE LA CIMENTACIÓN PROFUNDA

9.1 CAPACIDAD DE CARGA DEL PILOTE MÉTODO RACIONAL MEYERHOF

Observado lo anteriormente expuesto tomando como base el estudio de suelos, se recomienda como sistema de fundación del muro en concreto, micropilotes circulares con una longitud total de 6.0 metros con un diámetro para todos los casos de 25.4 cm (10 pulgadas), de los cuales quedará empotrado 3.0 metros sobre estrato competente de acuerdo al numero de golpes de los sondeos SPT

A continuación, se exponen los respectivos cálculos y la capacidad de carga de los pilotes de D: 10 pulgadas, para una longitud de L: 6 m.

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Qu = Capacidad última del pilote

Qp = Capacidad de carga de la punta del pilote

Qs = Resistencia por fricción

De acuerdo a Terzaghi, la Capacidad de Carga de la Punta Qp

$$Q_p = A_p * q_p = A_p (cN_c^* + q' N_q^*)$$

Ap = Área de la punta del pilote
c = Cohesión del suelo que soporta la punta del pilote
qp = Resistencia unitaria de punta
q' = Esfuerzo vertical efectivo al nivel de la punta del pilote
N*c, N*q = Factores de capacidad de carga

CALCULO PARA PILOTE DE L: 6.0 METROS

MÉTODO DE MEYERHOF PARA CALCULO DE Qp

$$Q_p = A_p q' N_q^* \leq A_p q_l$$

$$q_l(kN/m^2) = 50 * N_q^* * \tan \emptyset$$

q/ =	Resistencia de punta límite
Ø =	Ángulo de fricción del suelo en el estrato de apoyo
q´=	Esfuerzo vertical efectivo
D =	Diametro del pilote
Ap =	Área de la punta del pilote

Pilotes de Diametros: 0.254m Longitud sobre estrato incompetente					
Ø =	28,2	°	D =	0,254	m
γ =	17,5	kN/m3	Nq =	48	
Ap =	0,05	m2	L =	3	m
	q' =	52,50	kN/m2		
	q/ =	1286,87	kN/m2		
	Ap*q/ =	65,21	kN		
	Ap*q/*Nq=	127,69	kN		

Qp =	**65,20659995**	**kN**
Qp =	**6,520659995**	**Ton**

Pilotes de Diametros: 0.254m Longitud sobre estrato competente: 4.0 m					
Ø =	28	°	D =	0,254	m
γ =	18	kN/m3	Nq =	45	
Ap =	0,05	m2	L =	3	m
	q' =	54,00	kN/m2		
	q/ =	1196,35	kN/m2		
	Ap*q/ =	60,62	kN		
	Ap*q/*Nq=	123,13	kN		

Qp =	**60,61975779**	**kN**
Qp =	**6,061975779**	**Ton**

Qp (total) =	**125,8263577**	**kN**
Qp (total) =	**12,58263577**	**Ton**

493

CALCULO DE Qs , METODO DE MEYERHOF

$$Q_s = \Sigma p * \Delta L * f$$

p =	Perímetro de la sección del pilote
ΔL =	Longitud incremental del pilote sobre la cual p y f se consideran constantes, plano neutro
f =	Resistencia unitaria por fricción a cualquier profundidad z

$$L' \approx 15D$$

Para z = 0 a L'	Para z = L' a L
$f = K\sigma_v' \tan\delta$	$f = f_{z=L'}$

K =	coeficiente efectivo de la tierra
σ'v =	esfuerzo vertical efectivo a la profundidad bajo consideración
δ =	ángulo de fricción entre suelo y pilote
Para pilote pre-excavado	

$$K = K_0 = 1 - sen\,\emptyset$$

$$\delta = 0.5\emptyset \; a \; 0.8\emptyset$$

Pilotes de Diametros: 0.25m Longitud sobre estrato incompetente					
Ø =	28,2	°	D =	0,254	m
δ =	14,1	°	L =	3	m
L' =	3,81	m	γ =	17,5	kN/m3
K =	0,53		σ'v =	66,675	kN/m2
p =	0,80	m			
Para z = 0 a L'			Para z = L' a L		
f =	0,00		f =	8,83	
Qs =	13,42801688	kN			
Qs =	1,342801688	Ton			

Pilotes de Diametros:0.25m Longitud sobre estrato competente					
Ø =	28	°	D =	0,254	m
δ =	14	°	L =	3	m
L' =	3,81	m	γ =	18	kN/m3
K =	0,53		σ'v =	68,58	kN/m2
p =	0,80	m			
Para z = 0 a L'			Para z = L' a L		
f =	0,00		f =	9,07	
Qs =	13,78973042	kN			
Qs =	1,378973042	Ton			

Qs (total) =	27,21774731	kN
Qs (total) =	2,721774731	Ton

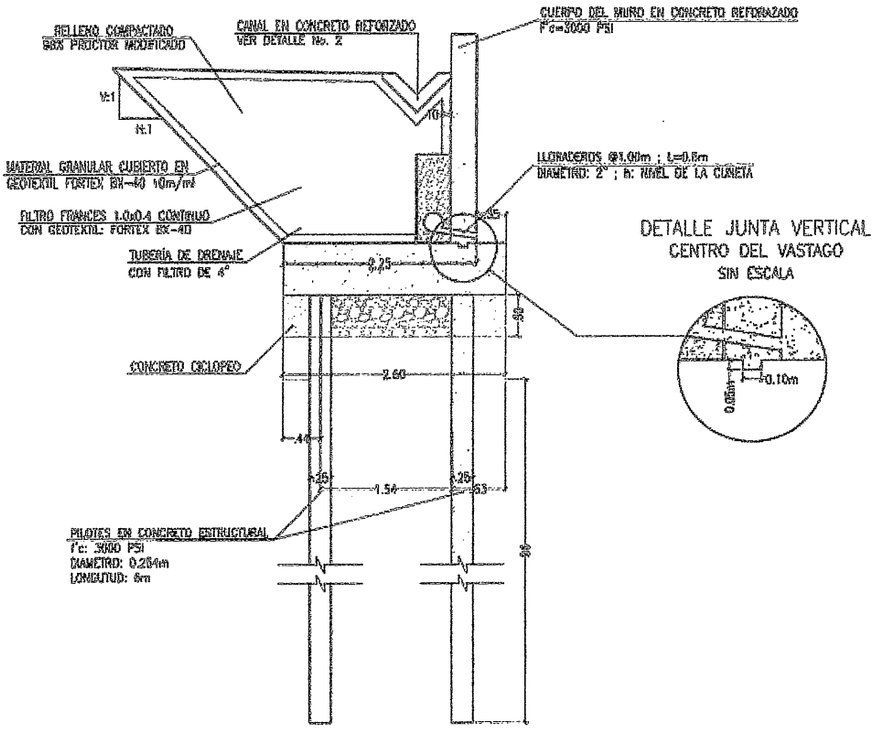
Pilotes de Diametros: 0.254m Long: 6,0 m		
$Q_u = Q_p + Q_s$		
Qu =	153,044105	kN
Qu =	15,3044105	Ton
FS =	3	
Qadm =	51,0	kN
Qadm =	5,1	Ton

De acuerdo a los valores arrojados por los cálculos de la capacidad de carga por punta y por fricción, obtenemos una capacidad última individual de cada pilote de 0.254 metros de diámetro y 6.0 metros de longitud del orden de qu: 15.30 Tonelada, siendo la qadm: 5.1 toneladas, tomando un factor de seguridad de 3.

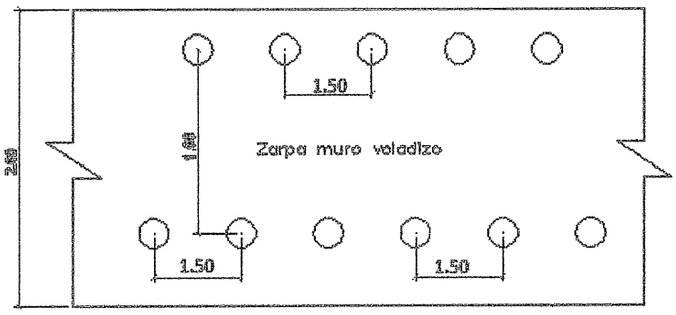
Observando dichos resultados debido a las bajas resistencias del terreno sobre los primeros 6 metros en profundidad, es necesario manejar grupos de pilotes para cimentar el muro en concreto propuesto y garantizar los estados límites de servicio (asentamientos) y Estados Límites de Falla (Capacidad de carga admisible) sobre toda la sección. Por lo tanto se recomiendan grupos de 6 pilotes consecutivos sobre el área de influencia del proyecto separados los pilotes cada 1.50 metros entre ejes (separación 6 veces el diámetro), para obtener una capacidad de carga admisible de 20.21 Toneladas.

A continuación se muestran los respectivos cálculos teniendo en cuenta que se distribuirán los pilotes sobre dos (2) ejes en tres bolillos, que apoyaran sobre los estratos competentes el muro en voladizo de 3.0 metros de altura con recuperación en concreto ciclópeo de 50 cm de espesor..

DETALLE No. 1
SECCION TIPO MURO VOLADIZO H=3m
ESCALA 1:50



Detalle separación entre pilotes embebidos
en la zarpa de muro en concreto



CALCULO DE CAPACIDAD DE CARGA DE UN GRUPO DE PILOTES (GRUPO DE 6 PILOTES)

si $\eta \geq 1$

$$Q_{g(u)} = \sum Q_u$$

si $\eta < 1$

$$Q_{g(u)} = n \sum Q_u$$

η =	Eficiencia de grupo

$$\eta = 1 - \left[\frac{(n_1 - 1)\, n_2 + (n_2 - 1)\, n_1}{90 n_1 n_2}\right]\theta$$

$$\text{donde } \theta\,(\text{grados}) = \tan^{-1}(D/d)$$

D =	Diametro del pilote
d =	Espaciamiento entre pilotes
n =	número de grupo de pilotes
n1 =	número de pilotes en el eje x
n2 =	número de pilotes en el eje y

n1 =	3
n2 =	3
θ =	0,002927653
η =	0,999956627

D =	0,254	m
d =	1,5	m

Para pilotes de 6,0 m de longitud, D: 0.254 m		
6	grupo de 6 pilotes	
Qadm =	51,0	kN
Qadm =	5,1	Ton

Qg(u) =	306,0749342	kN
Qg(u) =	30,60749342	Ton

497

10. DISEÑO GEOTECNICO Y ESTRUCTURAL MURO DE RETENCION

10.1. BASES DE DISEÑO

10.1.1. MATERIALES

Los materiales considerados en la presente memoria de cálculo son los siguientes.

- Hormigón Hidráulico que posee una resistencia estructural f'c = 21 Mpa, en el diseño.
- Barras de Acero estriado o corrugado Grado 60 que cumplan con la Norma NTC 2289 o ASTM A706/A706M de fy=420 Mpa, E= 200000 Mpa.

10.1.2. ESTRUCTURACIÓN

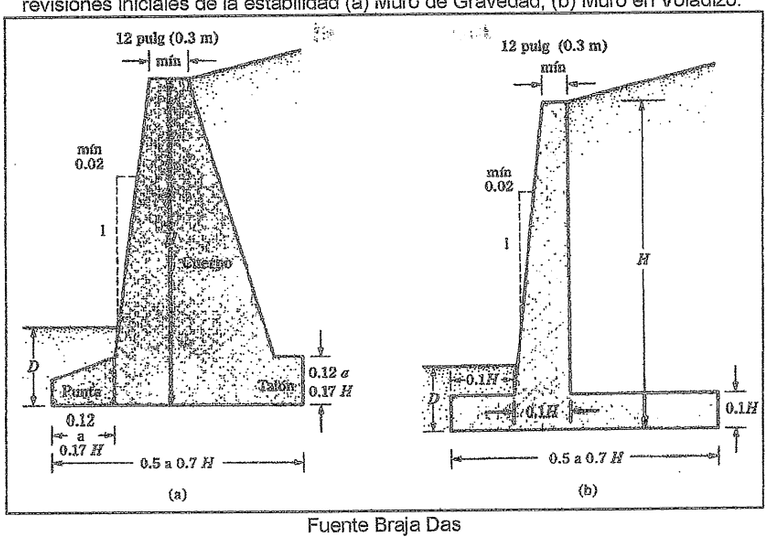
La estructura fue diseñada en congruencia con las Especificaciones para el cálculo y diseño sísmico de estructuras e instalaciones regidas por la Norma Colombiana de construcción Sismo-resistente de 2010 (NSR-10) en sus Títulos A, C y H y por el Código Colombiano de Puentes de 2014 (CCP-14).

La estructura costa de un muro de concreto reforzado en voladizo tipo T invertida, de altura 3.0 metros en el cual el vástago hace referencia a un espesor en su parte superior 0.30 metros y 0.60 metros de la zarpa en contacto con la base para embeber los pilotes.

10.1.3. PREDIMENSIONAMIENTO

En el análisis de muros, lo primero que se realiza es suponer dimensiones domínales del muro que permite hacer la primera y tal vez la única revisión por estabilidad, al no cumplir este análisis, cambian su dimensionamiento, algunos autores proponen un pre-diseño

Figura 26.Dimensiones aproximadas para varias componentes de muro de retención para revisiones iniciales de la estabilidad (a) Muro de Gravedad; (b) Muro en Voladizo.



Fuente Braja Das

10.1.4. ESTUDIO GEOTECNICO CORRESPONDIENTE

De acuerdo a la exploración geotécnica realizada mencionada en el capitulo 3 del presente documento.

COMBINACIONES Y FACTORES DE CARGA:

De acuerdo a lo contemplado en el código de Puentes CCP-14, para el análisis de taludes y estabilidad, los factores y combinación de carga corresponden al estado límite de SERVICIO I – Combinación de carga relacionada con la operación normal de uso de un puente con un viento de 90 km/h y todas las cargas tomadas en sus valores nominales.

También relacionada con el control de deflexiones en estructuras metálicas enterradas, revestimiento de túneles, tubería termoplástica, para el control del ancho de fisuras en estructuras de concreto reforzado y para análisis transversal relacionado con tracción de vigas de concreto por segmentos. Esta combinación de carga también debe utilizarse para la investigación de la estabilidad de taludes.

Por lo cual el código contempla la siguiente tabla:

Tabla 23: Combinación y Factores de carga.

Estado Límite de la Combinación de carga	DC DD DW EH ET ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Use uno de estos a la vez EQ	IC	CT	CV
Resistencia I (a menos que se indique)	γ_p	1.75	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
Resistencia II	γ_p	1.35	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
Resistencia III	γ_p	-	1.00	1.400	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
Resistencia IV	γ_p	-	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	-	-	-	-	-	-
Resistencia V	γ_p	1.35	1.00	0.400	1.0	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
Evento Extremo I	γ_p	γ_{EQ}	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-
Evento Extremo II	γ_p	0.50	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00
Servicio I	1.00	1.00	1.00	0.300	1.0	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
Servicio II	1.00	1.30	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	-	-	-	-	-	-
Servicio III	1.00	0.80	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
Servicio IV	1.00	-	1.00	0.700	-	1.00	1.00/1.20	-	1.0	-	-	-	-
Fatiga I- Sólo LL, IM & CE	-	1.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Fatiga II- Sólo LL, IM & CE	-	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Fuente: Código Colombiano de Puentes (2014) - CCP-14.

Para el análisis del presente estudio se utilizara las siguientes denominaciones de carga.

Para carga permanente: DC: Peso Propio de los componentes estructurales y de los accesorios no estructurales. EH: Empuje Horizontal del suelo. ES: Sobrecarga del suelo. EV: Presión Vertical del peso propio del suelo de relleno.

Para carga transitorias: EQ: Carga Sísmica. LL: Carga Viva Vehicular. LS: Sobrecarga Viva. WA: Carga de agua y presión de la corriente.

Para las anteriores denominaciones el factor de carga y combinación es igual a 1.00

Para la evaluación de la resistencia de muros contra el deslizamiento se aplican las siguientes consideraciones de acuerdo a la CCP-14:

- La carga vertical de suelo en la parte trasera de un muro de contención en voladizo se multiplicara por γ_{pmin} (1.00) y el peso de la estructura se multiplicara por γ_{pma} (0.90) porque estas fuerzas resultan en un incremento de las tensiones de contacto (y de la resistencia a cortante) en la base del muro y de la cimentación.

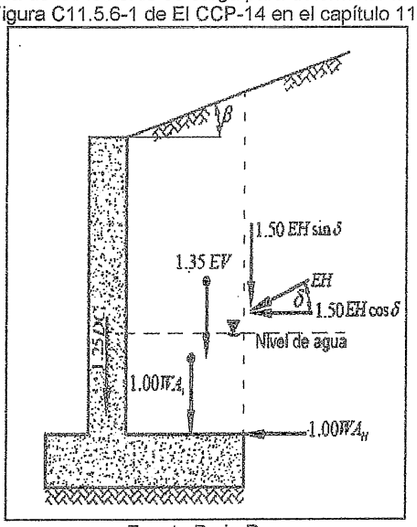
- La carga horizontal de suelo en un muro de contención en voladizo se multiplica por γ_{pmax} (1.50) para una distribución de presiones de suelo activa porque la fuerza resultante en una fuerza más crítica de deslizamiento en la base del muro.

Para la evaluación de la capacidad portante de la cimentación se utilizara los valores de γ_{pmax} para el peso de la estructura (1.25), carga vertical del suelo (1.35) y presión activa horizontal de suelo (1.50) que representa la combinación de carga critica.

10.2. FORMULACION DE LA ESTABILIDAD DEL MURO EN CONCRETO REFORZADO:

El muro tiene que ser estabilizado teniendo como consideración el volcamiento, la capacidad de soporte y el deslizamiento.

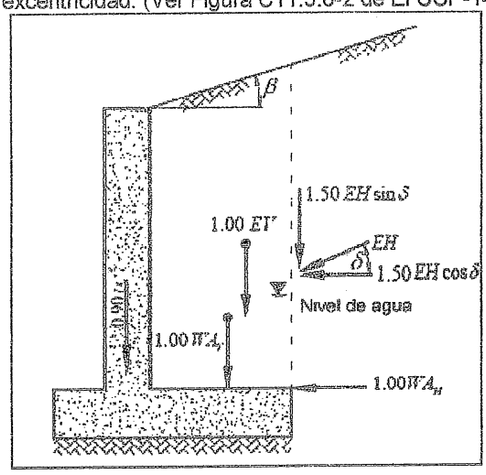
Figura 27: Aplicación típica de los factores de carga para determinar la capacidad portante. (Ver Figura C11.5.6-1 de El CCP-14 en el capítulo 11)



Fuente Braja Das

501

Figura 28: Aplicación típica de los factores de carga para determinar la resistencia al deslizamiento y la excentricidad. (Ver Figura C11.5.6-2 de El CCP-14 en el capítulo 11)



De acuerdo a la norma NSR-10 en su título H los factores de seguridad solicitados para el muro se presentan a continuación:

Tabla 24: Factores de Seguridad

CONDICION	CONSTRUCCION	ESTATICO	SISMICO	SEUDO ESTÁTICO
DESLIZAMIENTO	1.6	1.6	Diseño	1.05
VOLCAMIENTO: El mas critico entre				
Momento resistente/momento Actuante	≥3.00	≥3.00	Diseño	≥2.00
Excentricidad en el sentido del momento (e/B)	≤1/6	≤1/6	Diseño	≤1/4
CAPACIDAD PORTANTE				
Carga Muerta + Carga Viva Normal	3			
Carga Muerta + Carga Viva Maxima	2.5			
Carga Muerta + Carga Viva Normal + sismo de Diseño Seudo estatico	1.5			

Fuente: NSR-10, Titulo H, Tabla H.6.9-1

10.2.1. Análisis A La Estabilidad Por Volcamiento:

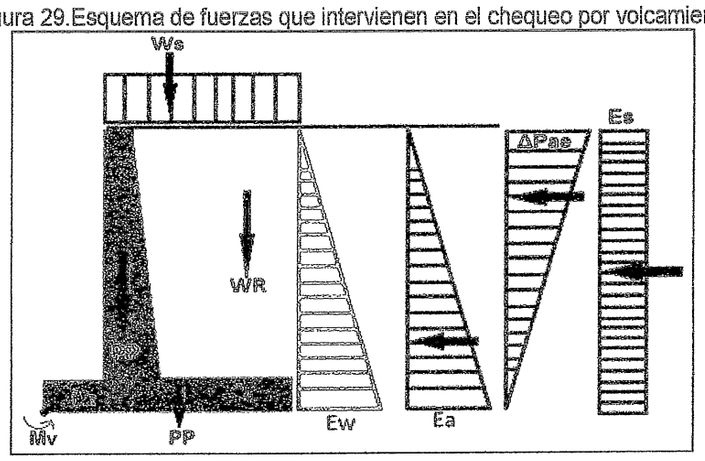
Los momentos se toman respecto a la arista inferior de la zapata en el extremo de la punta del muro, la relación entre los momentos estabilizantes (M_E) producidos por el peso propio del muro y la masa de relleno en conjunto con factores exteriores como sobrecargas entre otros con los momentos de volcamiento (M_V) producidos por el empuje del terreno, sismos y agua no puede ser menor a 2.00 para nuestro caso.

$$FS_V = \frac{M_E}{M_V} \geq 3.00$$

$$M_E = PP * dp + WR * dr + WS * ds$$

$$M_V = Ea * dEa + Es * dEs + \Delta Pae * d\Delta Pae$$

Figura 29.Esquema de fuerzas que intervienen en el chequeo por volcamiento



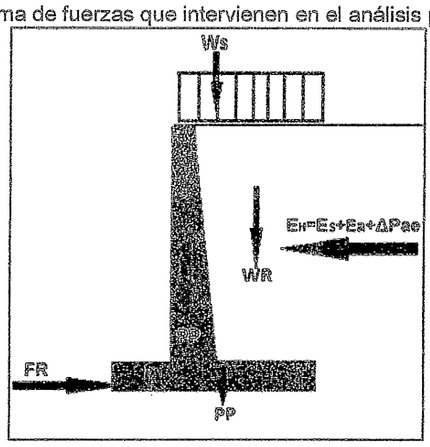
Dónde:
M_E= Momento estabilizante
M_v= Momento de volcamiento
PP= Peso del Muro
WR= peso del relleno
Ws= peso de la sobrecarga
Ea= Empuje Activo del Relleno
Es= Empuje por Sobrecarga
ΔPae= Empuje por efecto del sismo en el relleno
dp, dr, ds, dEa, dEs, dΔPae = Puntos de aplicación de la carga de empuje, peso y Sobrecarga.

503

10.2.2. ESTABILIDAD POR DESLIZAMIENTO:

La componente horizontal del empuje de tierra y cualquier otra fuerza como sismos y agua entre otras debe ser resistida por el roce entre la base del muro y el suelo, la relación entre las fuerzas resistentes y las actuantes o deslizantes (empuje), tiene que ser mayor a 1.6, en este caso por tratarse de un material arenoso se toma como factor de seguridad 1.60.

Figura 30.Esquema de fuerzas que intervienen en el análisis por Deslizamiento



$$FS_D = \frac{F_r}{E_H} \geq 1.60$$

$$F_r = \mu(R_v + E_v) + c'B + E_p$$

$$\mu = tan\frac{2}{3} * \emptyset$$

$$c' = (0.5 - 0.7)c_u$$

Dónde:

F_r= Fuerza de Rozamiento.

E_H= Componente Horizontal del Empuje.

E_v=Componente vertical del empuje.

R_v=Resultante de las fuerzas verticales.

B=Ancho de la Base del muro.

C'= Coeficiente corregido de cohesión.

Cu= Cohesión no drenada del Suelo Fundación.

Φ= Coeficiente de Fricción del Suelo de Fundación.

E_p= Empuje Pasivo del Suelo.

μ= Coeficiente de Fricción del suelo.

10.2.3. Falla Por Capacidad de Carga:

La presión vertical es transmitida al suelo por la losa o fundación de base del muro, esta carga transmitida se debe revisar contra la capacidad de la carga última del suelo (Q_{ult}), Q_u es la presión máxima que ocurre en uno de los extremos de la cimentación por consiguiente:

$$FS_{Capacidad\ de\ Carga} = \frac{Q_{ult}}{Q_{Max}} \geq 2.00$$

Teóricamente la fuerza resultante de la presión del suelo en muros convencionales queda localizada en el tercio medio de la base, es decir que la presión máxima del suelo no debe exceder la capacidad admisible del mismo.

La excentricidad (e_x) de la fuerza resultante vertical (R_v), medida desde el centro de la base B no debe exceder el sexto de esta, de esta forma da un diagrama de presiones trapezoidal del suelo, en caso contrario esta excentricidad se sale del tercio medio de la base, las presiones se deben recalcular para que exista compresión en toda la base y se acepta que la resultante R_v debe quedar en el centro de del diagrama de presión que es de forma Triangular.

$$e_x = \left(\frac{B}{2} - \frac{M_e - M_v}{R_v}\right)$$

Si: $e_x < B/6$

$$\sigma_{max} = \frac{R_v}{B}\left(1 + \frac{6e_x}{B}\right)$$

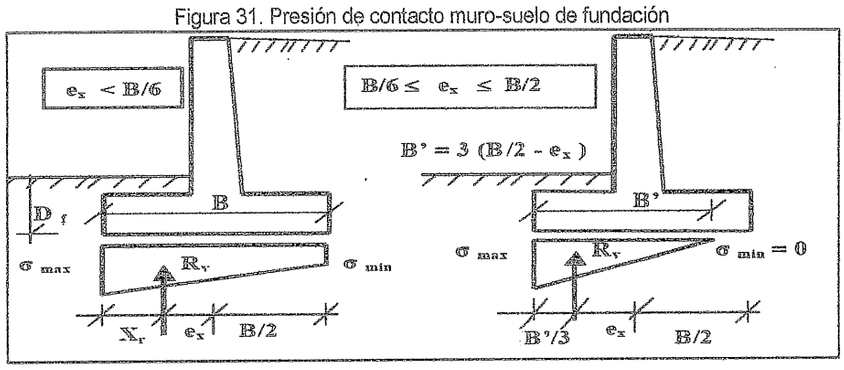
$$\sigma_{min} = \frac{R_v}{B}\left(1 - \frac{6e_x}{B}\right)$$

Si $B/6 \leq e_x \leq B/2$

$$\sigma_{max} = \frac{2\,R_v}{3\left(\frac{B}{2} - |e_x|\right)}$$

$$\sigma_{min} = 0$$

Figura 31. Presión de contacto muro-suelo de fundación



10.2.4. EVALUACION DEL EMPUJE DE TIERRAS

Para la evaluación del empuje de tierras deben tomarse en cuenta diferentes factores como la configuración y las características de deformabilidad del muro, las propiedades del relleno, las condiciones de fricción suelo-muro, de la compactación del relleno, del drenaje así como la posición del nivel freático.

La magnitud del empuje de tierras varía ampliamente entre el estado activo y el pasivo dependiendo de la deformabilidad del muro. En todos los casos se debe procurar que el material de relleno sea granular y de drenaje libre para evitar empujes hidrostáticos que pueden originar fuerzas adicionales no deseables.

Las presiones laterales se evaluarán tomando en cuenta los siguientes componentes:

a) Presión estática debida a cargas gravitatorias.

b) Presión forzada determinada por el desplazamiento del muro contra el relleno.

c) Incremento de presión dinámica originado por el efecto sísmico.

Las presiones que el suelo ejerce sobre un muro aumentan como las presiones hidrostáticas en forma lineal con la profundidad. Para la determinación del empuje de tierra E se utilizará el método del fluido equivalente, con expresiones del tipo:

$$E = \left(\frac{1}{2}\gamma H^2\right) K \mp 2C_u H\sqrt{k}$$

H es la altura del muro, γ es el peso específico del suelo contenido por el muro, C_u es la cohesión no drenada del suelo, el coeficiente de empuje de tierra K, se define como la relación entre el esfuerzo efectivo horizontal y el esfuerzo efectivo vertical en cualquier punto dentro de la masa de suelo.

$$K = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$$

Para que se produzca el empuje activo o pasivo en el suelo, los muros de contención deben experimentar traslaciones o rotaciones alrededor de su base, que dependen de las condiciones de rigidez (altura y geometría) del muro y de las características del suelo de fundación.

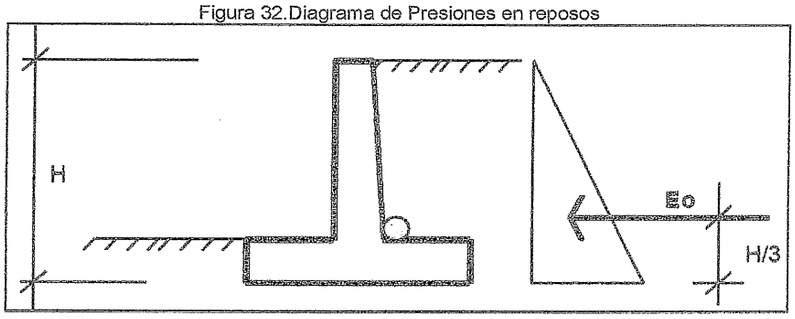
Empuje de Reposo:

Cuando el muro o estribo está restringido en su movimiento lateral y conforma un sólido completamente rígido, la presión estática del suelo es de reposo y genera un empuje total E_0, aplicado en el tercio inferior de la altura.

$$E_0 = \left(\frac{1}{2}\gamma H^2\right) K_O$$

Donde K_0 es el coeficiente de presión en reposo y es $K_0 = 1 - sin\,\emptyset$

Figura 32.Diagrama de Presiones en reposos



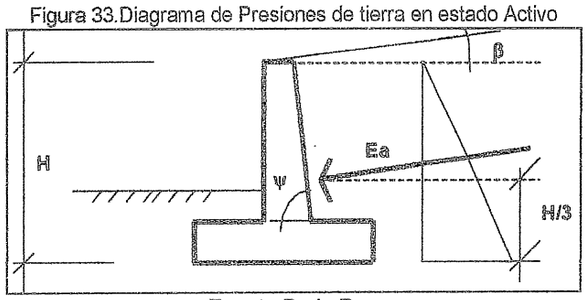
Empuje Activo:

Cuando la parte superior de un muro o estribo se mueve suficientemente como para que se pueda desarrollar un estado de equilibrio plástico, la presión estática es activa y genera un empuje total Ea, aplicada en el tercio inferior de la altura. En la figura 9 se muestra un muro de contención con diagrama de presión activa.

$$Ea = \left(\frac{1}{2}\gamma H^2\right) K_a - 2C_u H\sqrt{k_a}$$

Donde K_a es el coeficiente de presión activa y es $Ka = \frac{1-sin\,\emptyset}{1+sin\,\emptyset}$

Figura 33.Diagrama de Presiones de tierra en estado Activo



Fuente Braja Das

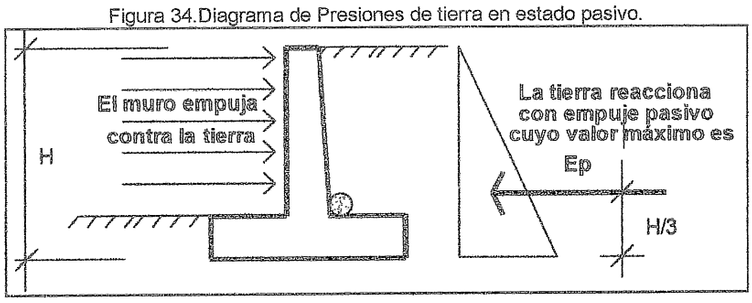
Empuje Pasivo:

Cuando un muro o estribo empuja contra el terreno se genera una reacción que se le da el nombre de empuje pasivo de la tierra Ep, la tierra así comprimida en la dirección horizontal origina un aumento de su resistencia hasta alcanzar su valor límite superior Ep, la resultante de esta reacción del suelo se aplica en el extremo del tercio inferior de la altura, la figura muestra un muro con diagrama de presión pasiva.

$$Ep = \left(\frac{1}{2}\gamma H^2\right) K_p + 2C_u H\sqrt{k_p}$$

Donde K_p es el coeficiente de presión activa y es $Kp = \frac{1+sin\emptyset}{1-sin\emptyset}$

Figura 34.Diagrama de Presiones de tierra en estado pasivo.



10.2.5. INCREMENTO DINAMICO DE PRESION POR EL EFECTO SISMICO

Los efectos dinámicos producidos por los sismos se simularán mediante empujes de tierra debidos a las fuerzas de inercia de las masas del muro y del relleno. Las fuerzas de inercia se determinarán teniendo en cuenta la masa de tierra apoyada directamente sobre la cara interior y zapata del muro con adición de las masas propias de la estructura de retención.

El empuje sísmico generado por el relleno depende del nivel de desplazamiento que experimente el muro. Se considerará un estado activo de presión de tierras cuando el desplazamiento resultante permita el desarrollo de la resistencia al corte del relleno. Si el desplazamiento de la corona del muro está restringido, el empuje sísmico se calculará con la condición de tierras en reposo. El estado pasivo de presión de tierras solo puede generarse cuando el muro tenga tendencia a moverse hacia el relleno y el desplazamiento sea importante.

Incremento Dinámico del Empuje de Reposo:

Si el suelo está en la condición de reposo, los efectos sísmicos incrementan la presión de reposo sobre la estructura, se puede adoptar un diagrama de presión trapezoidal con ordenadas superior en el tope del muro σ_{xs}, y ordenada inferior en la base del muro σ_{xi}. La figura muestra un muro con diagrama de presión estática más incremento dinámico del empuje de reposo.

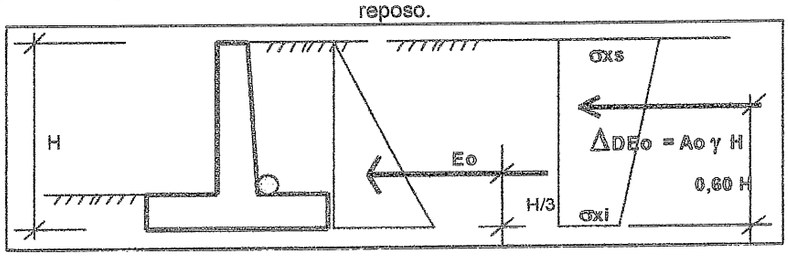
$$\sigma_{xs} = 1.5A_a\gamma H$$

$$\sigma_{xi} = 0.5A_a\gamma H$$

El incremento dinámico del empuje de reposo ΔDE_0 se aplicará a 2/3 H desde la base del muro y se determinará con la expresión:

$$\Delta DE_0 = A_a\gamma H$$

Figura 35. Diagrama de Presiones estática más el incremento dinámico del empuje en reposo.



509

Incremento Dinámico del Empuje Activo:

Cuando el muro de contención es suficientemente flexible como para desarrollar desplazamientos en su parte superior, la presión activa se incrementa bajo la acción de un sismo. Este aumento de presión se denomina incremento dinámico del empuje activo ΔDEa.

El Eurocódigo 8 propone calcular el coeficiente de presión dinámica activa Kas a partir de la fórmula de Monobe - Okabe, este coeficiente incluye el efecto estático más el dinámico, aplicando la fuerza total en un mismo sitio, sin embargo, considerando que la cuña movilizada en el caso dinámico es un triángulo invertido con centro de gravedad ubicado a 2/3 de la altura, medidos desde la base, se separa el efecto estático del dinámico por tener diferentes puntos de aplicación. El incremento dinámico del empuje activo se puede determinar mediante la siguiente expresión:

$$\Delta DE_a = \left(\frac{1}{2}\gamma H^2\right)(K_{as} - K_a)(1 - C_{sv})$$

Para β< Φ - θ

$$K_{as} = \frac{Sen^2(\psi + \phi - \theta)}{Cos\theta \cdot Sen^2\psi \cdot Sen(\psi - \delta - \theta)\left[1 + \sqrt{\frac{Sen(\phi + \delta) \cdot Sen(\phi - \beta - \theta)}{Sen(\psi - \delta - \theta) \cdot Sen(\psi + \beta)}}\right]^2}$$

Para β> Φ - θ

$$K_{as} = \frac{Sen^2(\psi + \phi - \theta)}{Cos\theta \cdot Sen^2\psi \cdot Sen(\psi - \delta - \theta)}$$

Dónde:

$$\theta = tan^{-1}\left(\frac{C_{sh}}{1 - C_{sv}}\right)$$

$$C_{sh} = 0.50\, A_a$$

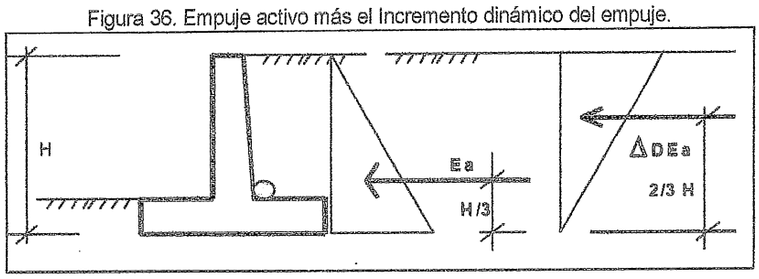
$$C_{sv} = 0.70\, C_{sh}$$

Kas = Coeficiente de presión dinámica activa.

Csh = Coeficiente sísmico horizontal

Csv = Coeficiente sísmico vertical

Figura 36. Empuje activo más el Incremento dinámico del empuje.



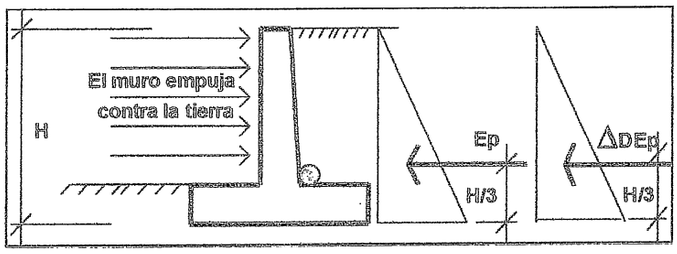
Incremento Dinámico del Empuje Pasivo:

El empuje pasivo se incrementa cuando ocurre un sismo, este aumento de presión se denomina incremento dinámico del empuje pasivo ΔDEp, la resultante de este incremento de empuje se aplica a un tercio de la altura de relleno en condición pasiva, medida desde la base del muro.

$$\Delta DE_p = \left(\frac{1}{2}\gamma H^2\right)\left(K_{ps} - K_p\right)\left(1 - C_{sv}\right)$$

$$K_{ps} = \frac{Sen^2(\psi + \theta - \phi)}{Cos\theta \cdot Sen^2\psi \cdot Sen(\psi + \delta + \theta)\left[1 - \sqrt{\frac{Sen(\phi + \delta)\cdot Sen(\phi + \beta - \theta)}{Sen(\psi + \delta + \theta)\cdot Sen(\psi + \beta)}}\right]^2}$$

Figura 37. Empuje pasivo más el Incremento dinámico del empuje.



Método Empírico para la obtención del incremento sísmico

Cuando se desea realizar un chequeo menos detallado pero más conservador ya que el valor de incremento es mayor al dado por las formulas anteriormente expuestas se puede usar la siguiente formula:

$$\Delta DE\Delta = \frac{3}{8} * \gamma * H * Kn$$ Donde Kn es igual Aa

10.2.6. MUROS CON SOBRECARGA UNIFORME

En ciertas ocasiones los muros de contención tienen que soportar sobrecargas uniformes q, originadas por el tráfico o por depósitos de materiales en la superficie, incrementando la presión sobre el muro. El procedimiento usual para tomar en cuenta la sobrecarga uniforme es transformándola en una porción de tierra equivalente de altura Hs, con peso específico similar al del suelo de relleno γ. La altura Hs se coloca por encima del nivel del suelo contenido por el muro.

$$H_s = \frac{q}{\gamma}$$

Frecuentemente se ha usado una altura de relleno equivalente a carga viva de 61 cm o 2 pies, indicada por la norma AASHTO 2002, la norma AASHTO 2005 LRFD indica valores de relleno equivalentes a sobrecarga vehicular que varían con la altura del muro, estos valores se muestran en la siguiente tabla, se toman estos valores porque son más conservadores que los mostrados en la tabla 3.11.6.4-2 del CCP-14.

Tabla 25. Altura de Relleno Equivalente a sobrecarga vehicular

Altura del muro	H_s
≤ 1,53 m (5 pies)	1,68 m (5,5 pies)
3,05 m (10 pies)	1,22 m (4,0 pies)
6,10 m (20 pies)	0,76 m (2,5 pies)
≥ 9,15 m (30 pies)	0,61 m (2,0 pies)

El empuje activo o de reposo del suelo con sobrecarga Es, para cualquiera de las teorías estudiadas, resulta ser:

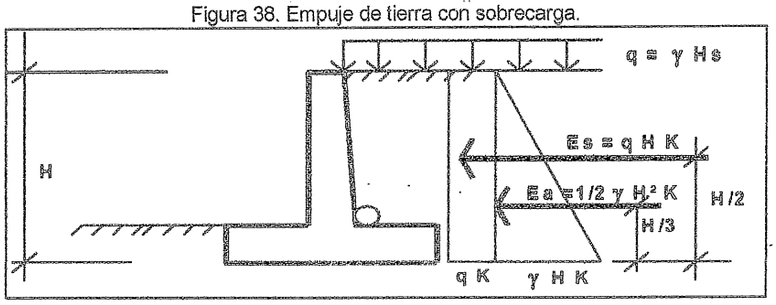
$$E_s = \left(\frac{1}{2}\gamma H\right)(H + 2H_s)K$$

El momento de volcamiento con sobrecarga M_{vs}:

$$M_{vs} = \left(\frac{1}{6}\gamma H^2\right)(H + 3H_s)K$$

Este empuje estará aplicado en el centroide del área del trapecio de presiones o en su defecto en cada uno de los centroides particulares de cada figura que conforma el prisma de presiones.

Figura 38. Empuje de tierra con sobrecarga.



10.2.7. MUROS CON PRESENCIA DE AGUA EN EL RELLENO

La presencia de agua en el relleno como consecuencia de infiltraciones subterráneas y por acción de la lluvia debe minimizarse en lo posible mediante el empleo de obras adecuadas de drenaje. Si el material de relleno del muro de contención es permeable (gravas y arenas), el aporte de agua por infiltraciones subterráneas y de lluvia, es evacuado mediante filtración predominantemente vertical, de esta manera el agua no rebasará la cota del sistema de drenaje. Las ecuaciones vistas hasta ahora son válidas y pueden ser utilizadas para la determinación del empuje de tierra.

De no ser posible drenar el agua retenida por el muro, el cálculo de los empujes debe afectarse de manera importante, sumando a los empujes de tierra la presión hidrostática.

Si el material de relleno es de baja permeabilidad, como es el caso de las arcillas, las arenas finas y las arenas limosas, aunque exista un sistema de drenaje para evacuar los aportes de agua, se produce un aumento de presiones y de los empujes respecto a los casos estudiados anteriormente debido a la baja permeabilidad del suelo, en estos casos para determinar las presiones y empujes se debe utilizar el peso específico del suelo húmedo.

Si el nivel del agua puede alcanzar la cota de corona del muro o una intermedia, las presiones en este caso pueden ser estimadas sustituyendo el peso específico γ por el peso específico del suelo sumergido γs, añadiendo la presión hidrostática, esta última actúa en dirección perpendicular a la cara interior de la pantalla. En todo caso la presión hidrostática debe ser considerada siempre para niveles inferiores al nivel más bajo del sistema de drenaje.

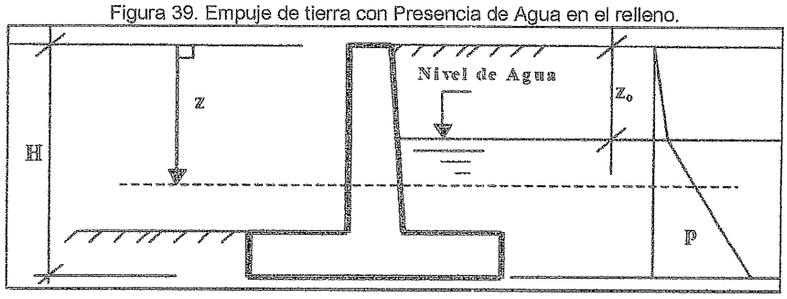
$$\gamma_S = \gamma_{Sat} - \gamma_{agua}$$

γ_{sat} es el peso específico del suelo saturado y γ_{agua} es el peso específico del agua (1.000 Kg/m3). Para el caso indicado en la siguiente figura, la presión p a una profundidad z de la corona del muro, resulta:

513

$$P = [\gamma Z_0 + \gamma(Z - Z_0)] * K + \gamma_{agua}(Z - Z_0)$$

Figura 39. Empuje de tierra con Presencia de Agua en el relleno.



10.3. CONDICIONES DE DISEÑO POR FLEXION Y CORTANTE DE LOS COMPONENTES DEL MURO

10.3.1. Chequeo por flexión:

En este caso se tiene que prevenir la falla y el colapso de la estructura, por consiguiente se requiere que el Muro diseñado falle primero por fluencia del acero y no por aplastamiento del concreto tenemos que:

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

En donde:

$$A_s = \rho * d * b$$

$$T = C \rightarrow 0.85 * f'c * a * b = As * fy$$

$$\rightarrow \quad a = \frac{Asfy}{0.85 * f'c * b} = \frac{\rho * fy * d}{0,85 * f'c}$$

Remplazando tenemos:

$$M_n = \rho * d * b * f_y \left(d - \frac{\rho * fy * d}{1.7 * f'c}\right) = \rho * d^2 * b * f_y \left(1 - \frac{\rho * fy}{1.7 * f'c}\right)$$

Tabla 26: Factores de reducción de resistencia.

FACTORES DE REDUCCION ϕ DE RESISTENCIA	
SECCIONES CONTROLADAS POR TRACCION	0.9
SECCIONES CONTROLADAS POR COMPRESION CON REFUERZO ESPIRAL	0.75
SECCIONES CONTROLADAS POR OTROS ELEMENTOS REFORZADOS	0.65
CORTANTE Y TORSION	0.75
APLASTAMIENTO EN EL CONCRETO	0.65
ZONAS DE ANCLAJE POSTENSADO	0.85
CARGA AXIAL Y CARGA AXIAL CON FLEXION	0.9

(Fuente: NSR-10 C.9.3)

Con la anterior ecuación tenemos que para cualquier elemento de sección rectangular que este solicitado a flexión en el cual se conozca los momentos de diseño y las características geométricas, se puede hallar el requerimiento de acero que debe ser suministrado. Por seguridad se tiene que aplicar un factor de reducción ϕ que para flexión tiene un valor de 0.9 (ver tabla anterior) quedando de la siguiente manera:

$$\emptyset M_n = M_u$$

$$M_u = \emptyset * \rho * d^2 * b * f_y \left(1 - \frac{\rho * fy}{1.7 * f'c}\right)$$

La anterior ecuación es empleada para el diseño a flexión de las vigas sub-reforzadas rectangulares en las cuales se tiene como limitante las características geométricas de la sección transversal.

Cuantía mínima del acero.

Cuando a una estructura se le coloca acero, y para esto el momento flector es menor que el momento de agrietamiento, puede ocurrir una falla por aplasta miento del concreto ya que el fallara primero antes de que entre en fluencia el acero por consiguiente se le tiene que suministra a la estructura un valor mínimo que prevenga la falla (NSR-10 C.10.5) se tiene:

$$As_{min} = \frac{\sqrt{f'c}}{4fy} b_w d \geq \frac{1.4 b_w d}{fy}$$

Es decir que la cuantía mínima que requiere una viga diseñada a flexión es:

$$\rho_{min} = \frac{\sqrt{f'c}}{4fy} \geq \frac{1.4}{fy}$$

Que para fy = 420 ρ_{min}= 0.00272, para placas, la cuantía mínima es de ρ_{min}= 0.0018

515

10.4. CHEQUEO POR CORTANTE:

Resistencia al esfuerzo cortante:

$$v_u \leq \emptyset v_n$$

$$vu = \frac{V_u}{b_w d}$$

El esfuerzo nominal de la sección Vn se define como:

$$v_n = v_c + v_s$$

Dónde:

- v_c = resistencia del concreto, está dada por la fórmula:

$$v_c = \frac{1}{6} * \lambda \sqrt{f'c}$$

O mediante un análisis más detallado:

$$v_c = 0.16 * \lambda * \sqrt{f'c} + 17 * \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \leq 0.29 * \lambda * \sqrt{f'c}$$

λ=1

$$\sqrt{f'c} \leq 8.3\ Mpa$$

M_u es el momento flector factorizado que actúa con V_u a una distancia d del borde del apoyo, $\frac{V_u d}{M_u}$ es menor que 1 y ρ_w es la cuantía del refuerzo longitudinal.

Para el caso de estribos perpendiculares: $v_s = \frac{A_v f_y}{b_w S}$

Límite del espaciamiento para el refuerzo a cortante:

- El espaciamiento debe ser menor que d/2 o 60 cm.

- Si v_s supere $0.33\sqrt{f'c}$ el anterior punto se reduce a la mitad.

Refuerzo mínimo a cortante (NSR-10 C.11.4.6.3):

$$A_{v\,min} = 0.062 * \sqrt{f'c} * \frac{b_w d}{fy} \geq \frac{0.35 * b_w * s}{fy}$$

Siempre que se desprecie la torsión.

Se supone una porción de viga que está sometida a una esfuerzo cortante V_u, sin refuerzo transversal las grietas causarían la falla de la sección figura 1.20 (a), para contener la falla, esta debe ser soportada por la armadura a tracción A_s, de allí que la grieta comience por encima de este refuerzo.

Para contener el corte que producirá la grieta en la sección, se le adiciona n refuerzo transversal de área A.

$$V_u = V_c + nA_v f_y$$

Donde n se puede expresar como d/s. si aplicamos que $vu = \frac{V_u}{b_w d}$ y se le agrega el factor de amplificación de resistencia ϕ tenemos:

$$\frac{V_u}{\emptyset b_w d} = \frac{V_c}{b_w d} + \frac{d}{s}\frac{A_v f_y}{b_w d} \qquad V_n = V_c + \frac{A_v f_y}{s * b_w}$$

$$V_n - V_c = V_s \qquad s = \frac{A_v f_y}{V_s b_w}$$

La separación de estribos está en función del esfuerzo cortante excedente sobre la resistencia a cortante del concreto, la separación de los estribos debe garantizar la formación de grietas con ángulo de 45° con la horizontal las cuales deben ser contenidas antes de que llegue a una altura efectiva e ingrese a la zona de compresión de allí que la separación máxima.

10.5. EMPALMES MUROS

De acuerdo al título C de la norma de construcción sismo-resistente NSR-10, el capítulo C.12 especifica para empalmes lo siguiente:

C.12.15 — Empalmes de alambres y barras corrugadas a tracción:

C.12.15.1 — La longitud mínima del empalme por traslapo en tracción debe ser la requerida para empalmes por traslapo Clases A o B, pero no menor que 300 mm, donde:

Empalme por traslapo Clase A..... 1.0 l_d

Empalme por traslapo Clase B..... 1.3 l_d

Donde l_d se calcula de acuerdo con C.12.2 para desarrollar fy, pero sin los 300 mm mínimos de C.12.2.1 y sin el factor de modificación de C.12.2.5.

C.12.2 — Desarrollo de barras corrugadas y de alambres corrugados a tracción

C.12.2.2 — Para barras corrugadas o alambres corrugados, L_d debe ser:

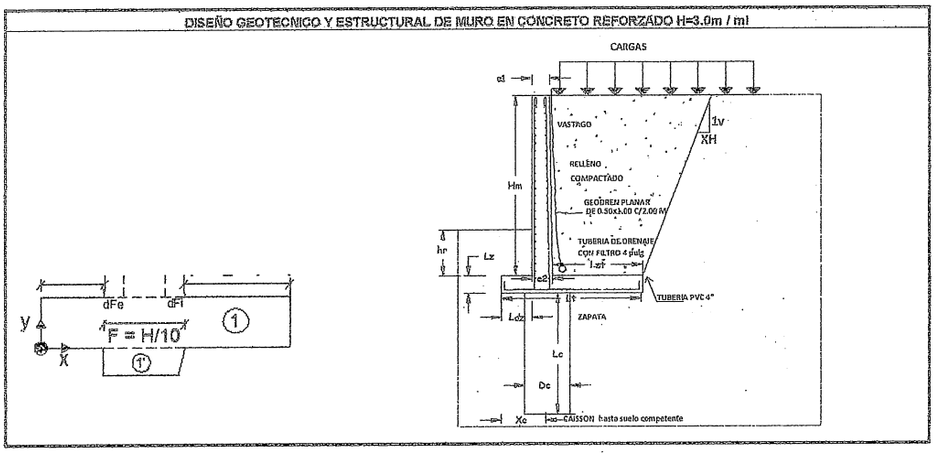
514

Espaciamiento y recubrimiento	Barras No. 6 (3/4") ó 20M (20 mm) o menores y alambres corrugados	Barras No. 7 (7/8") ó 22M (22 mm) y mayores
Espaciamiento libre entre barras o alambres que están siendo empalmados o desarrolladas no menor que d_b , recubrimiento libre no menor que d_b , y estribos a lo largo de ℓ_d no menos que el mínimo del Título C del Reglamento NSR-10 o espaciamiento libre entre barras o alambres que están siendo desarrolladas o empalmadas no menor a $2d_b$ y recubrimiento libre no menor a d_b	$\left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e}{2.1\lambda\sqrt{f'_c}}\right) d_b$	$\left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e}{1.7\lambda\sqrt{f'_c}}\right) d_b$

C.12.16 - Empalmes de barras corrugadas a compresión

C.12.16.1 — La longitud de un empalme por traslapo en compresión debe ser de 0.071fy d_b, para fy igual a 420 MPa o menor, o (0.13*Fy- 24) d_b – para fy mayor que 420 MPa, pero no debe ser menor que 300 mm. Para f'c menor que 21 MPa, la longitud del empalme por traslapo debe incrementarse en 1/3.

En los anexos del presente documento, se muestran los resultados del diseño geotécnico y estructural del muro en voladizo de H total 3 metros, apoyado sobre muerto en concreto ciclópeo:



DIMENSIONAMIENTO Y MATERIALES

DIMENSIONES DEL MURO				MATERIALES			
3,49	DIM MIN	DIM ASUMIDA	DETALLE	Concreto	28 Mpa	Ycon	24 KN/m3
Hm:	3	2,4 m	Altura del Vástago	Acero	420 MPa		
e1>0.25	0,3	0,3 m	espesor superior vástago	PARAMETROS GEOMETRICOS Y DE SUELOS			
e2 HT/10	0,3	0,3 m	Espesor inferior vástago				
Lz>=HT/10	0,40	0,6 m	Altura de la zapara	β (°)	90,00	inclinación muro	
lzt:	0,5	1,95	Longitud zarpa trasera	β (Rad)	1,57		
0.1H Lzd	0,300	0,35 m	Longitud zarpa delantera	α (°)	0	inclinación talud	
0.5HT<=Lt=0.7H	2,1 m	2,6 m	Longitud total de la zarpa	α (Rad)	0		
Lc recom (0.1H)	0,30	1 m	longitud del caisson o dentellón	Φ' (°)	35	Angulo fricción suelo relleno	
Dc:	0,50	0,25 m	Diámetro del caisson	δ (°)	23,33333333	Angulo fricción estructura - suelo retenido	
Xc	0,50	0,5 m	Distancia al centro del caisson	δ (Rad)	0,41		
hr		0 m	Relleno cara exterior	Φ (°)	28	Angulo fricción suelo fundación	
hnf		15 m	altura nivel freático de arriba hacia abajo	δ (°)	18,67		
Variación F	Cara interna			δ (Rad)	0,33		
dFe [m]	0 m			Φ (°)	35	Angulo fricción suelo relleno pasivo	
dFi [m]	0 m			δ (°)	23,33		
				δ (Rad)	0,41		
Y relleno (KN/m3)	18 KN/m3			Cu (KN/m2)	7,6	Cohesión ultima suelo de fundación	
Y relleno sat (KN/m3)	20 KN/m3	NF	NO	C(KN/m2)	4	Cohesión de suelo de fundación	
Y suelo fundación SAT (KN/m3)	21 KN/m3	Y w (KN/m3)	9,81 KN/m3	Requiere dentellón (si - no)	C(KN/m2)	0	Cohesión de suelo de relleno
Y suelo fundación (KN/m3)	18 KN/m3	Y suelo pasivo (KN/m3)	18 KN/m3	si	υ	0,43	

ASENTIMIENTOS ESPERADOS

Se calcula el asentamiento esperado para una estructura adyacente situada a 0,5 mts de la corona del muro

Distancia / Profundidad de Excavación:	0,17
H profundidad de Excavación (m)	3 m
%	0,3
Asentamiento esperado (m)	0,009
Asentamiento esperado (mm)	9

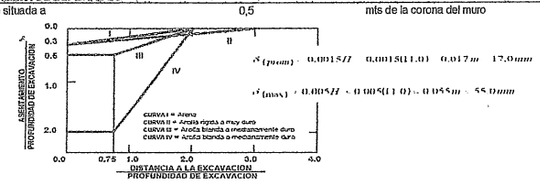
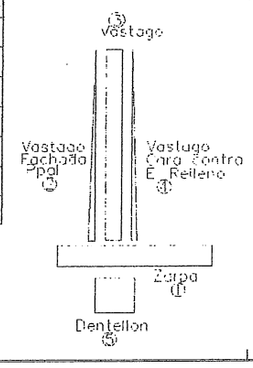


Figura 3.53. Perfil de asentamientos de tierras detrás del muro anclado.
Fuente: Ground Anchors and Anchored Systems. Geotechnical Engineering Circular N°4

PESO DEL MURO EN CONCRETO

Sección	Brazo X	Brazo Y	Área	W.pp	Mx	My
1) Zapata	1,30 m	0,30 m	1,56 m2	37,44 KN/m	48,67 KN-m/m	11,23 KN-m/m
2) Vastago Fchada Ppal	0,35 m	1,40 m	0,00 m2	0,00 KN/m	0,00 KN-m/m	0,00 KN-m/m
3) Vastago	0,50 m	1,80 m	0,72 m2	17,28 KN/m	8,64 KN-m/m	31,10 KN-m/m
4) Vastago Cara contra el Relleno Trados	0,65 m	1,40 m	0,00 m2	0,00 KN/m	0,00 KN-m/m	0,00 KN-m/m
5) 'Dentellon no se toma para los FS	0,50 m	-0,50 m	0,25 m2	6,00 KN/m	3,00 KN-m/m	-3,00 KN-m/m
		Σ	2,28 m2	54,7 KN/m	57,3 KN-m/m	42,3 KN-m/m
			2,28 m2	5,47 T/m	5,7 KN-m/m	4,2 KN-m/m

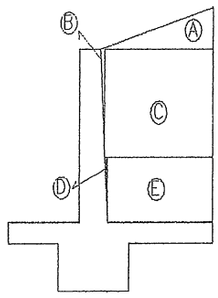


X_{cg} [m]	1,05 m		Y_{cg} [m]	0,77 m	

519

PESO DEL RELLENO

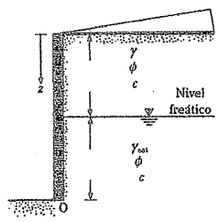
Altura del nivel Freático	15				
Sección	Y	Brazo x	Área	W,s	Mx
A	18,00 KN/m3	1,95 m	0,00 m2	0,00 KN/m-m	0,00 KN-m/m
B	18,00 KN/m3	0,65 m	0,00 m2	0,00 KN/m-m	0,00 KN-m/m
C	18,00 KN/m3	1,63 m	29,25 m2	526,50 KN/m-m	855,56 KN-m/m
D	20,00 KN/m3	0,65 m	0	0,00 KN/m-m	0,00 KN-m/m
E	20,00 KN/m3	1,63 m	0	0,00 KN/m-m	0,00 KN-m/m
		SUMA	29,25 m2	526,50 KN/m-m	855,56 KN-m/m
		SUMA	29,25 m2	52,65 T/m-m	85,56 T/m-m
X_{CG} [m]	1,625				

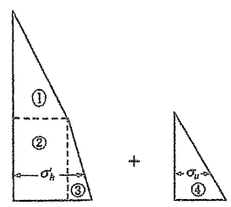


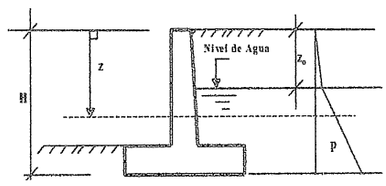
CALCULO DE PRESIONES EN REPOSO CON NIVEL FREATICO

K0	0,426
Y w (KN/m3)	9,81
Z0	15

Punto	Z cal Relativo,	y (S,SUM,W)	Presión acomulada
σh (1) del punto superior del relleno hasta =0, suelo seco	0,00 m	18,00 KN/m3	0,00 KN/m2
σh (2) contanco suelo seco-NF	15,00 m	18,00 KN/m3	115,02 KN/m2
σ'h (3) en la base, suelo sat, sin presion de poros	-12,00 m	20,00 KN/m3	12,78 KN/m2
σ'u (3), en la base, presion de poros	-12,00 m	0,00 KN/m3	0,00 KN/m2
3 σ'v con presion de poros	-12,00 m		12,78 KN/m2
H MURO	3,00 m		







SECCION	Z cal desde el cero	Fuerza	Momento
1 triangulo superior	-7,00 m	862,65 KN/m	-6038,55 KN-m/m
2 seccion cuadrada	-6,00 m	-1380,24 KN/m	8281,44 KN-m/m
3 seccion triangular	-4,00 m	613,44 KN/m	-2453,76 KN-m/m
4 seccion triangular w	-4,00 m	0,00 KN/m	0,00 KN-m/m
TOTAL		95,85 KN/m	-210,87 KN-m/m

Eo_h	87,91 KN-m
Yocg	-2,20 m
Mno resistente	-193,39 KN-m/m

Eo_v [KN]	38,21 KN-m
Xocg	2,60 m
Mno resistente (KN-m)	99,34 KN-m/m

CALCULO DE PRESIONES ACTIVA CON NIVEL FREATICO Y EMPUJE SISMICO

Ka	0,267	Coeficiente Presión activa Asumida	KA Coeficiente Presión activa Coulomb	0,27
Kas	0,294			
(Kas-Ka)	0,0262		KA Coeficiente Presión Activa Rankine	0,27
Y w (KN/m3)	9,81			
Z0	15			

K_{ar} = coeficiente de presión activa de la tierra

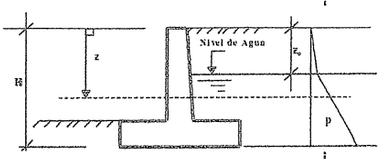
$$= \frac{\text{sen}^2(\phi + \beta - \theta')}{\cos\theta' \text{sen}^2\beta\,\text{sen}(\beta - \theta' - \delta)\left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta)\text{sen}(\phi - \theta' - \alpha)}{\text{sen}(\beta - \delta - \theta')\text{sen}(\alpha + \beta)}}\right]^2}$$

Aa	0,15	Aceleración horizontal maxima NSR 10
kh (0,5 Aa)	0,08	Coeficiente sísmico horizontal
kv (0,7 kh)	0,05	Coeficiente sísmico vertical
θ	4,53	Angulo de relación entre coeficientes sísmicos horizontal y
θ	0,080	
Y	18	Kn/m3
β (°)	90	inclinación muro
β (Rad)	1,57	radianes
δ (°)	23,33333333	Angulo fricción estructura - suelo retenido
δ (Rad)	0,41	radianes
α (°)	0	inclinación talud
α (Rad)	0	radianes
Φ (Rad)	0,61	Angulo fricción suelo
Kas=	0,294	

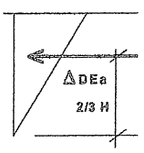
$$k_h = \frac{\text{componente horizontal de la aceleración del sismo}}{\text{aceleración debida a la gravedad, } g}$$

$$k_v = \frac{\text{componente vertical de la aceleración del sismo}}{\text{aceleración debida a la gravedad, } g}$$

$$\theta' = \tan^{-1}\left[\frac{k_h}{1 - k_v}\right]$$



Punto	Z cal Relativo.	Y (S,SUM,W) [KN/m3]	Presión acomulada [KN/m2]	Presión acomulada ΔDEa [KN/m2]
sh (1) del punto superior del relleno hasta =0, suelo seco	0,00 m	18,00 KN/m3	0,00 KN/m2	0,00 KN/m2
sh (2) contacto suelo seco-NF	15,00 m	18,00 KN/m3	72,21 KN/m2	6,71 KN/m2
s'h (3) en la base, suelo sat, sin presion de poros	-12,00 m	20,00 KN/m3	8,02 KN/m2	0,75 KN/m2
s'u (3), en la base, presion de poros	-12,00 m	0,00 KN/m3	0,00 KN/m2	0,00 KN/m2
3 s'v con presion de poros	-12,00 m		8,02 KN/m2	0,75 KN/m2
H MURO	3,00 m			



SECCION	Z cal desde el cero	Fuerza [KN/m]	Momento [KN-m/m]	Fuerza ΔDEa [KN/m]	Momento [KN-m/m]
1 triangulo superior	-7,00 m	541,60 KN/m	-3791,18 KN-m/m	50,29 KN/m	
2 seccion cuadrada	-6,00 m	-866,56 KN/m	5199,33 KN-m/m	-80,46 KN/m	
3 seccion triangular	-4,00 m	385,14 KN/m	-1540,54 KN-m/m	35,76 KN/m	
4 seccion triangular w	-4,00 m	0,00 KN/m	0,00 KN-m/m	0,00 KN/m	
TOTAL		60,18 KN/m	-132,39 KN-m/m	5,59 KN/m	11,18 KN-m/m

Ea_h [KN]	55,19 KN/m
Yacg	-2,20 m
Mact vuelco (KN-m)	-121,42 KN-m/m

Ea_v [KN]	23,99 KN/m
Xacg	2,60 m
Mno resistente (KN-m)	62,37 KN-m/m

FUERZA SISMICA DE PESO PROPIO	
F_{spp} [KN]	4,10 KN/m
y [m]	0,77 m
Σ ΔDEa [KN/m]	5,59 KN/m
YΔDEa	2,00 m
M ΔDEa vuelco (KN-m)	11,18 KN-m/m

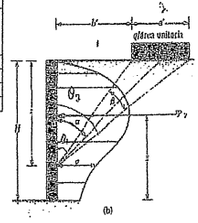
PRESION PASIVA

Y (Kn/m3) SAT	18 KN/m3
Φ	0,61
Kp	10,03
Kp Rankine	3,7
Presion Pasiva superior en dentellon σ ps	39,85 KN/m2
Presion Pasiva inferior en dentellon σ ps) (KN/m2)	106,28 KN/m2
EP Pasiva Coulomb (Kn/m)	73,07 KN/m

PRESION SOBRE CARGA ESTRUCTURAS

q	0	Kn/m2
a	6	m
b	0	m
Φ1	0,00	(°)
Φ2	68,20	(°)
P	0,00	Kn/m

$$P = \frac{q}{90}\,[H(\theta_2 - \theta_1)]$$



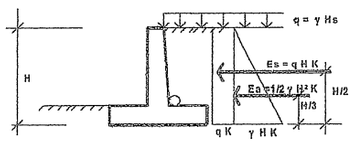
SOBRE CARGA

Sobrecarga Vehicular (SI NO)	si	
Sobrecarga vehicular		
Hs	1,22	m
qs	21,96	Kn/m2
Y	18	Kn/m3
H	3	mts

Tabla 8. Altura de relleno equivalente a sobrecarga vehicular H_s

Altura del muro	H_s
≤ 1.53 m (5 pies)	1.68 m (5.5 pies)
3.05 m (10 pies)	1.22 m (4.0 pies)
6.10 m (20 pies)	0.76 m (2.5 pies)
≥ 9.15 m (30 pies)	0.61 m (2.0 pies)

Empuje de Tierra con Sobrecarga



EVALUACION DE CARGA SISMICA

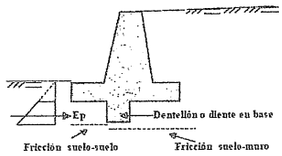
RESUMEN DE EVALUACION DE CARGAS

FUERZAS Y MOMENTOS RESISTENTES

Descripcion	Tipo de carga		X [m]	Fuerza [KN/m]	Momento [KN-m/m]
Peso Estructura	$W_{p.p}$	(D)	1,05	54,7	57,31
Peso suelo	W_{rel}	(D)	1,63	526,5	855,56
Sobrecarga	W_s	(L)	1,48	42,8	63,16
	Eav [KN]	(E.)	2,60	24,0	62,37
	Eov [KN]	(E.)	2,60	38,2	99,34
	Ep	(E.)	-	73,1	
	Rv		Σ	624,04	1038,40

FUERZAS Y MOMENTOS ACTUANTES

Descripcion	Tipo de carga	Y [m]	Fuerza [KN/m]	Momento [KN-m/m]
Empuje en reposo	Eo	-2,20	87,91	-193,3932679
empuje horizontal	E_{eh}	-2,20	55,19	-121,4179955
Empuje hidrostatico	E_w	-4,00	0,00	0
Empuje por sobrecarga	E_{qs}	1,50	17,62	26,43
Empuje por inercia sismica	F_{spp}	0,77	4,10	3,1752
empuje sismico	ΔDE_s	2,00	5,59	11,17567077
empuje total		Σ	82,50	-80,64



CALCULO DE FACTORES GEOTECNICOS DE ESTABILIDAD

Tabla H.6.9-1
Factores de seguridad indirectos mínimos

Condición	Construcción	Estático	Sismo	Seudo estático
Deslizamiento	1 60	1,60	Diseño	1 05
Volcamiento: el que resulte más crítico de				
Momento Resistente/ Momento Actuante	≥ 3 00	≥ 3 00	Diseño	≥ 2 00
Excentricidad en el sentido del momento (e/B)	1/6	1/6	Diseño	1/4
Capacidad portante	Iguales a los de la Tabla H 4.1			
Estabilidad Intrínseca materiales térreos (reforzados o no)	Iguales a los de la Tabla H 2 1			
Estabilidad intrínseca materiales manufacturados	Según material (Concreto-Título C, Madera-Título G, etc)			
Estabilidad general del sistema:				
Permanente o de Larga duración (> 6 meses)	1 20	1 50	Diseño	1 05
Temporal o de Corta duración (< 6 meses)	1 20	1 30	50% de Diseño	1 00
Laderas adyacentes (Zona de influencia > 2.5H)	1 20	1 50	Diseño	1 05

El analisis geotecnico de estabilidad, se realizó para combinaciones de carga por grupos de fuerzas y momentos, cumpliendo cada y uno

GRUPO	FUERZAS
I	EMPUJE DE TIERRAS+SOBRE CARGA
II	EMPUJES DE TIERRAS
III	EMPUJE DE TIERRAS Y SISMO

GRUPO I EMPUJE DE TIERRA + SOBRE CARGA				
CHEQUEO POR DESLIZAMIENTO			Fr	349,18
FS desplazamiento= [(m · S Cv)+Ep+BCa] / [S E] >			Eh	72,81
FS:	4,80	FS NRS 10 > 1,6 OK cumple!		

CHEQUEO POR VOLCAMIENTO				
CONDICIONES ESTATICAS				
[S ME] / [S Mv]			Me	1038,40
FS	-10,28	FS NRS 10 < 3 No Cumple Aumente base	Mv	-94,99

CHEQUEO POR CAPACIDAD PORTANTE			
CHEQUEO DE EXCENTRICIDAD			
Se debe garantizar que la excentricidad quede ubicado en el tercio medio, con el fin que no se generen tensiones negativas			
Xr=[S ME-S Mv]/SCv; e=B/2 - Xr			
CONDICIONES ESTATICAS			
Xr (m)	1,716		
e (m)	-0,416	Cumple Excentricidad	
REVISION DE CAPACIDAD PORTANTE CARGAS ESTATICAS			
$q_{min} = q_{max} = \frac{\sum V}{B}\left(1 \pm \frac{6e}{B}\right)$		CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE PARA ZAPATAS SUPERFICIALES (KN/M2)	75
		CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE PARA PILAS (KN/M2)	-
smax (KN/m2)=	9,60	Cumple Capacidad de soporte	
smin (KN/m2)=	488,51	No Cumple capacidad de soporte, aumentar prof de cimentacion	

GRUPO II EMPUJE DE TIERRA		
CHEQUEO POR DESLIZAMIENTO		
FS desplazamiento= [(μ · Σ Cv)+Ep+BCa] / [Σ E] >		
FS:	7,316	FS NRS 10 > 1,6 OK cumple!

CHEQUEO POR CAPACIDAD PORTANTE		
CHEQUEO DE EXCENTRICIDAD		
Se debe garantizar que la excentricidad quede ubicado en el tercio medio, con el fin que no se generen tensiones negativas		
Xr=[S ME-S Mv]/SCv; e=B/2 - Xr		
CONDICIONES ESTATICAS		
Xr (m)	1,78	
e (m)	-0,48	Cumple Excentricidad

GRUPO III EMPUJE DE TIERRA + SISMO				
CHEQUEO POR DESLIZAMIENTO				
FS desplazamiento= [(m - S Cv)+Ep+BCa] / [S E] >			Fr	359,53
FS:	5,382	FS NRS 10 > 1.05 OK cumple	Eh	82,50

RESUMEN DE LAS VERIFICACIONES

Deslizamiento

GRUPO	Fr [KN/m]	Eh [KN/m]	Fsd [KN/m]	FS NRS 10	$Fs_d > F_{adm}$
COMB 1	349,184	72,810	4,796	1,600	CUMPLE
COMB 2	414,125	55,190	7,504	1,600	CUMPLE
COMB 3	359,531	82,502	4,358	1,05	CUMPLE

Excentricidad

GRUPO	X_r [m]	e_x [m]	B/6 [m]	$e_x < B/6$
COMB 1	1,716	-0,416	0,433	CUMPLE
COMB 2	1,780	-0,480	0,433	CUMPLE
COMB 3	1,499	-0,199	0,433	CUMPLE

Esfuerzos

GRUPO	σmax [KN/m2]	σmin [KN/m2]	qadm [KN/m2]	FS	$\sigma_{min} < q_{adm}$
COMB 1	9,601	488,514	74,800	3	CUMPLE
COMB 2	-24,074	471,167	74,800	3	CUMPLE

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL VASTAGO

EMPUJE DEL RELLENO Ea

RELLENO	
y_0 [m]	0,00
γ [Kg/m3]	1800
Ka	0,267

NIVEL FREATICO	NO
y_f [m]	NA
σnf [Kg/m2]	NA
γ ' [Kg/m3]	1019,00

				Triangulo arriba Nf		*cuadro abajo Nf*	
Punto	y [m]	yi=yf	σ [Kg/cm2]	Area 1	centroide Y1	Area 2	centroide Y2
	0,00	Si	0,000	0,000	0,000	0	0
	0,40	Si	192,568	38,514	0,133	0	0
	0,80	Si	385,136	154,054	0,267	0	0
h/2	1,20	Si	577,704	346,622	0,400	0	0
	1,60	Si	770,271	616,217	0,533	0	0
	2,00	Si	962,839	962,839	0,667	0	0
	2,40	Si	1155,407	1386,489	0,800	0	0

Triangulo abajo Nf

y [m]	Area 3	Centroide Y3	V [Kg] Cortante	I [Kg-m/m] Momento
0,00	0	0	0,000	0,000
0,40	0	0	38,514	5,135
0,80	0	0	154,054	41,081
1,20	0	0	346,622	138,649
1,60	0	0	616,217	328,649
2,00	0	0	962,839	641,893
2,40	0	0	1386,489	1109,191

EMPUJE DE LA SOBRE CARGA Eas

Punto	y [m]	A	Y	V [Kg]	M [Kg-m/m]
1	0,00	0,000	0	0,000	0,000
2	0,40	234,933	0,2	234,933	46,987
3	0,80	469,866	0,4	469,866	187,946
4	1,20	704,798	0,6	704,798	422,879
5	1,60	939,731	0,8	939,731	751,785
6	2,00	1174,664	1	1174,664	1174,664
7	2,40	1409,597	1,2	1409,597	1691,516

EMPUJE POR SISMO

dFe	0
dFi	0
e	0,3
H	3 m
Lz	0,6
vc	2400

C_{sh}	0,08
C_{sv}	0,05
Kas	0,294
Ka	0,267
γ	1800

Cara interna (dfi)

A3	Y3
0	0,000
0	0,133
0	0,267
0	0,400
0	0,533
0	0,667
0	0,800

Fspp	H	Cara externa (dfe)		vastago			
Punto	y [m]	A1	Y1	A2	Y2	V [Kg]	M [Kg-m/m]
1	0,00	0,000	0,000	0	0	0,000	0,000
2	0,40	0,000	0,133	21,6	0,2	21,600	4,320
3	0,80	0,000	0,267	43,2	0,4	43,200	17,280
4	1,20	0,000	0,400	64,8	0,6	64,800	38,880
5	1,60	0,000	0,533	86,4	0,8	86,400	69,120
6	2,00	0,000	0,667	108	1	108,000	108,000
7	2,40	0,000	0,800	129,6	1,2	129,600	155,520

ΔDE_a

Punto	y [m]	A	Y	V [Kg]	M [Kg-m/m]
1	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000
2	0,40	3,576	0,267	3,576	0,954
3	0,80	14,305	0,533	14,305	7,629
4	1,20	32,186	0,800	32,186	25,749
5	1,60	57,219	1,067	57,219	61,034
6	2,00	89,405	1,333	89,405	119,207
7	2,40	128,744	1,600	128,744	205,990

525

RESUMEN DE LAS CARGAS PARA DISEÑO DE VASTAGO

H	Ea		Ew		Eas	
z [m]	V [Kg]	M [Kg-m]	V [Kg]	M [Kg-m]	V [Kg]	M [Kg-m]
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,40	38,51	5,14	0,00	0,00	234,93	46,99
0,80	154,05	41,08	0,00	0,00	469,87	187,95
1,20	346,62	138,65	0,00	0,00	704,80	422,88
1,60	616,22	328,65	0,00	0,00	939,73	751,78
2,00	962,84	641,89	0,00	0,00	1174,66	1174,66
2,40	1386,49	1109,19	0,00	0,00	1409,60	1691,52

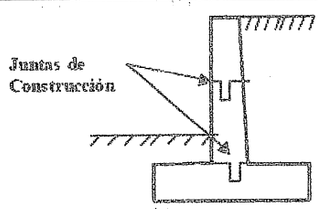
H	Fspp		ΔDs	
z [m]	V [Kg]	M [Kg-m]	V [Kg]	M [Kg-m]
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,40	21,60	4,32	3,58	0,95
0,80	43,20	17,28	14,30	7,63
1,20	64,80	38,88	32,19	25,75
1,60	86,40	69,12	57,22	61,03
2,00	108,00	108,00	89,41	119,21
2,40	129,60	155,52	128,74	205,99

COMBINACIONES DE CARGA NSR 10

Grupo	γ	D	L	H	E
COMB 1	1	1,2	1,6	1,6	0
COMB 2	1	1,2	1	0	1
COMB 3	1	0,9	0	1,6	1

z [m]	GRUPO I		GRUPO II		GRUPO III	
	Vu [Kg]	Mu [Kg-m]	Vu [Kg]	Mu [Kg-m]	Vu [Kg]	Mu [Kg-m]
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,40	437,51	83,39	260,11	52,26	86,80	13,49
0,80	998,27	366,44	527,37	212,86	303,99	90,64
1,20	1682,27	898,44	801,78	487,51	651,58	286,47
1,60	2489,52	1728,69	1083,35	881,94	1129,57	655,99
2,00	3420,01	2906,49	1372,07	1401,87	1737,95	1254,24
2,40	4473,74	4481,13	1667,94	2053,03	2476,73	2136,22

z [m]	SOLICITACIONES MÁXIMAS	
	Vu [Kg]	Mu [Kg-m]
0,00	0,00	0,00
0,40	437,51	83,39
0,80	998,27	366,44
1,20	1682,27	898,44
1,60	2489,52	1728,69
2,00	3420,01	2906,49
2,40	4473,74	4481,13

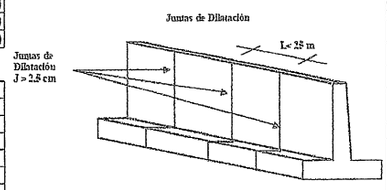


DISEÑO A CORTANTE

f'c [Kg/cm2]	280
Fy [Kg/cm2]	4200
Φ cortante	0,85
φ vc [Kg/cm2]	7,54
d' [cm]	8,5

max 8.3 Mpa

dFa	0
dF'i [cm]	0
e [cm]	30
H [cm]	300
Lz	60



z [m]	Vu [Kg]	d [cm]	vu [Kg/cm2]	vu < φvc
0,00	0,00	21,50	0,00	CUMPLE
0,40	437,51	21,50	0,20	CUMPLE
0,80	998,27	21,50	0,46	CUMPLE
1,20	1682,27	21,50	0,78	CUMPLE
1,60	2489,52	21,50	1,16	CUMPLE
2,00	3420,01	21,50	1,59	CUMPLE
2,40	4473,74	21,50	2,08	CUMPLE

m	17,65
Φ flexión	0,9
β_1	0,85
Lamda	1,0000
L/m	1,0000

Acero 1.2Mcr

z [m]	e [cm]	d [cm]	1.2·M_{cr} [Kg-m]	K_{MIN} [Kg/cm2]	ρ_{MIN}	A_{MIN} [cm2/ml]
0,00	30,00	21,50	5963,71	14,33499	0,00352	7,574
0,40	30,00	21,50	5963,71	14,33499	0,00352	7,574
0,80	30,00	21,50	5963,71	14,33499	0,00352	7,574
1,20	30,00	21,50	5963,71	14,33499	0,00352	7,574
1,60	30,00	21,50	5963,71	14,33499	0,00352	7,574
2,00	30,00	21,50	5963,71	14,33499	0,00352	7,574
2,40	30,00	21,50	5963,71	14,33499	0,00352	7,574

Acero requerido

z [m]	Mu [Kg-m]	d [cm]	K [Kg/cm2]	ρ_{CALC}	A_{CALC} [cm2/ml]	ρ_{Mmax}	A_{min} [cm2/ml]
0,00	0,00	21,50	0,00000	0,00005	0,108	0,0046	9,846
0,40	83,39	21,50	0,20046	0,00005	0,103	0,0046	9,846
0,80	366,44	21,50	0,88082	0,00021	0,452	0,0046	9,846
1,20	898,44	21,50	2,15959	0,00052	1,111	0,0046	9,846
1,60	1728,69	21,50	4,15527	0,00100	2,146	0,0046	9,846
2,00	2906,49	21,50	6,98634	0,00169	3,630	0,0046	9,846
2,40	4481,13	21,50	10,77130	0,00263	5,645	0,0046	9,846

z [m]	ρ	A [cm2/ml]	Barra No 4	Barra No 5	Barra No 6	Barra No 7	Barra No 8
0,00	0,00458	9,846	@ 13 cm	@ 20,1 cm	@ 28,9 cm	@ 39,4 cm	@ 51,5 cm
0,40	0,00458	9,846	@ 13 cm	@ 20,1 cm	@ 28,9 cm	@ 39,4 cm	@ 51,5 cm
0,80	0,00458	9,846	@ 13 cm	@ 20,1 cm	@ 28,9 cm	@ 39,4 cm	@ 51,5 cm
1,20	0,00458	9,846	@ 13 cm	@ 20,1 cm	@ 28,9 cm	@ 39,4 cm	@ 51,5 cm
1,60	0,00458	9,846	@ 13 cm	@ 20,1 cm	@ 28,9 cm	@ 39,4 cm	@ 51,5 cm
2,00	0,00458	9,846	@ 13 cm	@ 20,1 cm	@ 28,9 cm	@ 39,4 cm	@ 51,5 cm
2,40	0,00458	9,846	@ 13 cm	@ 20,1 cm	@ 28,9 cm	@ 39,4 cm	@ 51,5 cm

Diseño vertical Cara interna del muro

z [m]	Acero	@ [cm]	A_{def} [cm2/ml]
0,00	1 No 4	10,00	12,67
0,40	1 No 4	10,00	12,67
0,80	1 No 4	10,00	12,67
1,20	1 No 4	10,00	12,67
1,60	1 No 4	10,00	12,67
2,00	1 No 4	10,00	12,67
2,40	1 No 4	10,00	12,67

Diseño horizontal	
$As_{ret\ y\ temp}$ [cm2/ml] una cara	2,37
Barra No	3
S [cm]	30,13
S_{def} [cm] asumida	25,00
Adef [cm2]	2,85

DISEÑO A FLEXIÓN CARA EXTERNA

$As_{ret\ y\ temp}$ [cm2/ml]	2,37	
Barra No	3	
S [cm]	30,13	
S_{def} [cm]	25,00	horizontal

ρ_{min}	0,0033	
Barra No	4	
S [cm]	18	
S_{def} [cm]	15,00	vertical

527

DISEÑO DE LA ZAPATA

PUNTERA

B [m]	2,6 m
Ldz [m]	0,35 m
Lz [m]	0,6 m
d' [m]	0,095
d [m]	0,505 m

Φ cortante	0,85
φ vc [Kg/cm2]	7,538

CORTANTE

	Wp [Kg]	σ_{max} [Kg/cm2]	σ_{min} [Kg/cm2]	σ_{1-1} [Kg/cm2]	R_{S1} [Kg]
GRUPO I	504	0,096	4,885	0,741	1464,23
GRUPO II	504	-0,241	4,712	0,426	324,08
GRUPO III	504	1,348	3,637	1,653	5256,67

	V_{1-1} [Kg]	Vu [Kg]	*vu [Kg/cm2]*	vu < φvc
GRUPO I	960,23	1152,28	0,65	CUMPLE
GRUPO II	-179,92	-269,89	-0,15	CUMPLE
GRUPO III	4752,67	6178,47	3,50	CUMPLE

MOMENTOS

m	17,65
Φ flexión	0,90
β_1	0,85
d' [m]	0,095
d [m]	0,505

Acero Mínimo					
Lz [cm]	d [cm]	$1.2 \cdot M_{cr}$ [Kg-m]	K_{MIN} [Kg/cm2]	ρ_{MIN}	A_{MIN} [cm2/ml]
60,00	50,50	23854,85	10,39325	0,00253	12,78

GRUPO	Wp [Kg]	X [M]	σ_{max} [Kg/cm2]	σ_{min} [Kg/cm2]	σ_{1-1} [Kg/cm2]	$R_{STriangulo}$ [Kg]	$X_{triangulo}$ [m]
GRUPO I	504	0,18	0,096	4,885	0,741	-1128,21	0,233
GRUPO II	504	0,18	-0,241	4,712	0,426	-1166,67	0,233
GRUPO III	504	0,18	1,348	3,637	1,656	-539,28	0,233

GRUPO	R_{Cuadro} [Kg]	X_{Cuadro} [m]	M_{1-1} [Kg-m]	Mu [Kg-m]	K	ρ_{CALC}	A_{CALC} [cm2/ml]
GRUPO I	2592,44	0,175	102,23	122,67	0,053	0,00001	0,06
GRUPO II	1490,75	0,175	-99,54	-149,31	-0,065	-0,00002	-0,08
GRUPO III	5795,95	0,175	800,26	1040,34	0,453	0,00011	0,55

GRUPO	ρ_{MIN}	A_{min} [cm2/ml]	ρ	A [cm2/ml]	Barra No 4	Barra No 5	Barra No 6	Barra No 7
GRUPO I	0,0025	12,78	0,00253	12,8	9,9	15	22,3	30,4
GRUPO II	0,0025	12,78	0,00253	12,8	9,9	15	22,3	30,4
GRUPO III	0,0025	12,78	0,00253	12,8	9,9	15	22,3	30,4

Refuerzo inferior (Horizontal)		
Acero	@ [cm]	A_{def} [cm2/ml]
1 No 5	15,00	13,20

Acero de repartición abajo	
ρ_{min}	0,0022
Barra No	3
S [cm] una cara	13
S_{def} [cm] una cara	10,00

DISEÑO ESTRUCTURA TALON DE LA ZAPATA

B [m]	2,6
T [m]	1,95
Lz [m]	0,6
d' [m]	0,095
d [m]	0,505

GRUPO	Peso propio			Relleno			Sobrecarga	
	Wp [Kg]	X [M]	Mp	Wr [Kg]	Xr [m]	Mr	Ws [Kg]	Xs [m]
GRUPO I	2808	0,975	2737,8	52650,000	0,975	51333,75	4282,200	0,975
GRUPO II	2808	0,975	2737,8	52650,000	0,975	51333,75	0	0
GRUPO III	2808	0,975	2737,8	52650,000	0,975	51333,75	0 KN/m3	0,975
								Ms
							GRUPO I	4175,15
							GRUPO II	0
							GRUPO III	0

GRUPO	Reacción del suelo					
	R_{S1} [Kg]	X_{1r} [m]	M_r	R_C [Kg]	X_C [m]	M_c
GRUPO I	-35020,57	0,65	-22763,37	95260,31	0,98	92878,80
GRUPO II	-36214,48	0,65	-23539,41	91877,47	0,98	89580,53
GRUPO III	-16739,72	0,65	-10880,82	70921,82	0,98	69148,78

DISEÑO ESTRUCTURAL A CORTANTE TALON DE LA ZAPATA

$\phi_{cortante}$	0,85
vc [Kg/cm2]	7,54

GRUPO	σ_{max} [Kg/cm2]	σ_{min} [Kg/cm2]	σ_{x2} [Kg/cm2]	R_{S2} [Kg]	V_{x2} [Kg]	Vu [Kg]	*vu [Kg/cm2]*	vu < φvc
GRUPO I	0,096	4,885	1,293	60239,739	-499,539	-799,26	-0,068	CUMPLE
GRUPO II	-0,241	4,712	0,997	55662,992	-204,992	-327,99	-0,028	CUMPLE
GRUPO III	1,348	3,637	1,920	54182,103	1275,897	1658,67	0,142	CUMPLE

DISEÑO ESTRUCTURA FLEXION DEL TALON DE LA ZAPATA

m	17,65
Φ flexión	0,90
β_1	0,85
d' [m]	0,095
d [m]	0,505

Acero Mínimo					
e [cm]	d [cm]	1.2·M_{cr} [Kg-m]	K_{MIN} [Kg/cm2]	ρ_{MIN}	A_{MIN} [cm2/ml]
60,00	51,50	23854,85	9,99355	0,00243	12,52

GRUPO	M_{x2} [Kg-m]	Mu [Kg]	K	ρ_{CALC}	A_{CALC} [cm2/ml]	P	A_{min} [cm2/ml]
GRUPO I	-34632,10	-55411,37	-24,14202	-0,00548	-27,688	0,00243	12,2795
GRUPO II	-35508,98	-56814,37	-24,75329	-0,00562	-28,358	0,00243	12,2795
RUPO III	-15077,23	-19600,39	-8,53964	-0,00200	-10,090	0,00243	12,2795

GRUPO	ρ	A [cm2/ml]	Barra No 4	Barra No 5	Barra No 6	Barra No 7
GRUPO I	0,00243	12,3	@ 10,3 cm	@ 16 cm	@ 23,2 cm	@ 31,6 cm
GRUPO II	0,00243	12,3	@ 10,3 cm	@ 16 cm	@ 23,2 cm	@ 31,6 cm
GRUPO III	0,00243	12,3	@ 10,3 cm	@ 16 cm	@ 23,2 cm	@ 31,6 cm

Refuerzo superior (Horizontal)		
Acero	@ [cm]	A_{def}[cm2/ml]
1 No 5	10,00	20

repartición (punte)	
ρ_{min}	0,0022
Barra No	3
S [cm] una cara	13
S_{def}[cm]	10,00

529

f'c	210	Kg/cm2
fy	4200	Kg/cm2

ϕflexión	0,9
β1	0,85
m	23,53

Kp	3,690	
γ	18 KN/m3	Kg/m3
Hf	0,60	m

d'	8,50	cm

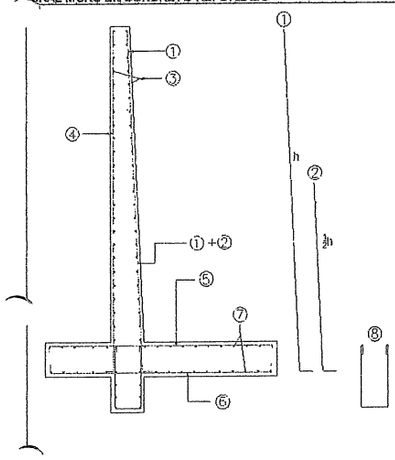
Hd [m]	βd [m]	Hf	σ1	σ2	M [Kg/m]	Mu [Kg-m]
1 m	0,25 m	0,60	3985,386119 KN/m3	10627,70	4206,80	6730,87

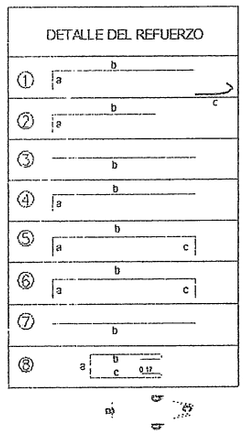
					Acero No			
d [cm]	k [Kg/cm]	ρcalc	ρmin	ρ	3	4	5	6
16,50	27,47015339	0,007140	0,002	0,007140	6,048	10,752	16,800	24,192

ño definitivo refuerzo dentellon

Acero	@ [cm]	A_{def}[cm2/m]
1 No 5	20,00	9,90

URAL MURO EN CONCRETO REFORZADO





CANTIDADES DE OBRA

pacero	7850
Vol Conc m3/ml)	2,5
Vol Conc PILOTES (m3/PILO	0,5

REFUERZO	ϕ	S@ [m]	a (m)	b (m)	C (m)	cant	L (m)
1	1 No 4	0,100	0,2	2,83	0,15	10	3,18
2							
3	1 No 3	0,250	0	1,07	0	32	1,07
4	1 No 4	0,150	0,2	2,83	0,15	10	3,18
5	1 No 5	0,100	0,25	2,43	0,25	7	2,93
6	1 No 5	0,150	0,25	2,43	0,25	7	2,93
7	1 No 3	0,100	0	1,07	0	50	1,07
8	1 No 5	0,200	0,08	2,92	0,15	7	3,30
ACERO DE REFUERZO PILOTE SON DOS	1 No 4	CANTIDAD ACERO	4	L/C	10	1,333	80

ero/Vol Concreto Kg/	118,21

REFUERZO	A [cm2]	V (m3)	Kg
1	1,27	0,000402832	31,62
2	1,27	0,000189762	7,45
3	0,71	7,6438E-05	19,20
4	1,27	0,000402832	31,62
5	1,98	0,000579943	31,87
6	1,98	0,000579943	31,87
7	0,71	7,6438E-05	30,00
8	1,98	0,000653178	35,89
PILOTE	1,27	0,01013415	79,55
REFERZO ACERO Kg		Σ	299,08

EXCAVACIÓN (m3)	
PARTE	CANT
1	6,75
2	2,88
3	0
4	0,21
5	0,25
CICLOPEO	0,5
Σ=	10,59

FILTRO GEODREN PLANAR (ml)	
h	2,60
espesor	0,5
geodren planar ml	0,70

RELLENO (m3)	
PARTE	CANT
1	4,68
2	2,88
3	0
Σ=	7,56

GEOTEXTIL (m2)	
AREA	NA
COLCHON DE GAVION SOBRE EL	
AREA	NA
DRENAJE DE COLCHON DE GAVION	
TUBERIA DE PVC DE 6"	1,04

SOLADO (m3)	
B	2,60
espesor	0,1
V	0,26

LLORADEROS L / ml SEPARACION	
LLORADEROS DE PVC C/1m	1
LONGITUD DE LLORADERO	

531

Tabla 27. Clases de concreto estructural

CLASE	RESISTENCIA MÍNIMA A LA COMPRESIÓN A 28 DÍAS		USO Y OBSERVACIONES
	(MPa)	(kg/cm^2)	
A	35	350	Concreto pretensado y postensado
B	32	320	Concreto pretensado y postensado
C	28	280	Concreto reforzado
D	21	210	Concreto reforzado
E	17.5	175	Concreto reforzado
F	14	140	Concreto simple
G	14	140	Concreto ciclópeo. (Se compone de concreto simple clase F. y agregado ciclópeo en una proporción de 40%. como máximo. del volumen total).

Fuente. Artículo 630-07 Especificaciones y Normas de Construcción de Carreteras INV-2007

El cemento deberá ser Portland, normalmente Tipo 1 que cumple con las especificaciones ICONTEC 121 Y 321 o C - 150 de la ASTM. El cemento que podrá ser suministrado a granel o empacado en bolsas, deberá ser almacenado en forma que garantice protección contra cualquier clase de humedad en todo tiempo y facilite la inspección e identificación de lotes a fin de gastarlos en el mismo orden en que se reciban.

El agregado fino será arena natural lavada, u otro material similar que cumpla con la norma MOP M-30-60 y NTC 174 (ASTM C33); se compondrá de granos duros y estará libre de polvo, esquistos, limos, álcalis, ácidos y materias orgánicas o nocivas; su gradación deberá cumplir con la granulometría de la siguiente tabla:

Tabla 28 Granulometría del agregado fino para concreto estructural

TAMIZ		PORCENTAJE QUE PASA
NORMAL	ALTERNO	
9.5 mm	3/8"	100
4.75 mm	No.4	95 – 100
2.36 mm	No.8	80 - 100
1.18 mm	No.16	50 – 85
600 µm	No.30	25 – 60
300 µm	No.50	10 – 30
150 µm	No.100	2 – 10

Fuente. Artículo 630-07 Especificaciones y Normas de Construcción de Carreteras INV-2007

El agregado grueso será material pétreo triturado y clasificado o gravas naturales seleccionadas y clasificadas que cumplan con la norma MOP M-31- 60; se compondrá de partículas duras y limpias y estará libre de materias orgánicas o nocivas. Los diferentes tipos de gradación admisibles se identificarán por los tamaños máximos y mínimos de sus partículas y deberán cumplir con los siguientes requisitos:

Tabla 29 Requisitos del agregado grueso para concreto estructural

ENSAYO		NORMA DE ENSAYO INV	REQUISITO
Dureza			
Desgaste Los Ángeles	- En seco, 500 revoluciones, % máximo	E-218	40
	- En seco, 100 revoluciones, % máximo		8
	- Después de 48 horas de inmersión. 500 revoluciones, % máximo (1)		60
	- Relación húmedo/seco, 500 revoluciones, máximo		2
Durabilidad			
Pérdidas en ensayo de solidez en sulfatos, % máximo (1)	- Sulfato de sodio	E-220	12
	- Sulfato de magnesio		18
Limpieza			
Terrones de arcilla y partículas deleznables, % máximo		E-211	0.25
Partículas livianas, % máximo		E-221	1.0
Geometría de las partículas			
Índice de aplanamiento, % máximo		E-230	25
Índice de alargamiento, % máximo			25
Características químicas			
Contenido de sulfatos, expresado como SO_4, % máximo		E-233	1.0

Fuente. Artículo 630-07 Especificaciones y Normas de Construcción de Carreteras INV-2007

Nota:

(1) En caso de no cumplirse esta condición, el agregado se podrá aceptar siempre que habiendo sido empleado para preparar concretos de características similares, expuestos a condiciones ambientales parecidas durante largo tiempo, haya dado pruebas de comportamiento satisfactorio.

Los tipos o tamaños máximos admisibles del agregado grueso serán los indicados en los planos de diseño del muro en voladizo cuando este sea realizado o en base en las dimensiones de las estructuras proyectadas, y la disposición del acero de refuerzo. Los procedimientos de explotación y elaboración de los agregados deben permitir el suministro de un producto de características uniformes. El agua que se usa para concreto, mortero y lechada así como para el curado deberá ser limpia, libre de cantidades perjudiciales de aceite, ácidos, sales, álcalis, limo, materia orgánica y otras impurezas. Los materiales para los rellenos estabilizantes se obtendrán, según el caso, de las excavaciones o de las fuentes seleccionadas por el Contratista y aprobadas por el Interventor.

Por lo menos 15 días antes de que el Contratista se proponga iniciar los trabajos de relleno estabilizante, deberá someter a la consideración del Interventor las fuentes de material seleccionado y deberá presentar muestras representativas y los resultados de los ensayos de laboratorio. El suministro de las muestras y los ensayos no serán objeto de pago adicional. No se hará pago por separado por la explotación, procesamiento, selección, apilamiento o transporte de cualquier material de relleno requerido para la estabilización.

El suministro de acero para el desarrollo del muro de contención. La resistencia nominal del acero (fy) define la calidad del material a usar, la cual corresponde a los esfuerzos a la tracción y compresión resistidos por el material en el límite de fluencia, en Colombia el acero más usado es el de un límite de fluencia (fy) de 420 MPa (60000 Psi), el cual es un acero de alta resistencia y que según la norma NSR-10 (C.8.5.2) el módulo de elasticidad se

puede tomar como 200000 MPa, las barras comerciales se muestran en las tablas siguientes:

Tabla 30 Dimensiones nominales de las barras de refuerzo expresadas en milímetros

Designación de la barra (véase la nota)	DIMENSIONES NOMINALES			Masa kg/m
	Diámetro mm	Área mm²	Perímetro mm	
6M	6.0	28.3	18.85	0.222
8M	8.0	50.3	25.14	0.394
10M	10.0	78.5	31.42	0.616
12M	12.0	113.1	37.70	0.887
16M	16.0	201.1	50.27	1.577
18M	18.0	254.5	56.55	1.996
20M	20.0	314.2	62.83	2.465
22M	22.0	380.1	69.12	2.982
25M	25.0	490.9	78.54	3.851
30M	30.0	706.9	94.25	5.544
32M	32.0	804.2	100.53	6.309
36M	36.0	1017.9	113.10	7.985
45M	45.0	1590.4	141.37	12.477
55M	55.0	2375.8	172.79	18.638

Fuente. NSR-10- C.3.5.3

Tabla 31 Dimensiones nominales de las barras de refuerzo expresadas en octavos de pulgada

Designación de la barra (véase la nota)	Diámetro de referencia en pulgadas	DIMENSIONES NOMINALES			Masa kg/m
		Diámetro mm	Área mm²	Perímetro mm	
No. 2	1/4"	6.4	32	20.0	0.250
No. 3	3/8"	9.5	71	30.0	0.560
No. 4	1/2"	12.7	129	40.0	0.994
No. 5	5/8"	15.9	199	50.0	1.552
No. 6	3/4"	19.1	284	60.0	2.235
No. 7	7/8"	22.2	387	70.0	3.042
No. 8	1"	25.4	510	80.0	3.973
No. 9	1-1/8"	28.7	645	90.0	5.060
No. 10	1-1/4"	32.3	819	101.3	6.404
No. 11	1-3/8"	35.8	1006	112.5	7.907
No. 14	1-3/4"	43.0	1452	135.1	11.380
No. 18	2-1/4"	57.3	2581	180.1	20.240

Fuente. NSR-10- C.3.5.3

Antes de iniciar las excavaciones se requiere la aprobación, por parte del Interventor, de los trabajos de localización, desmonte, limpieza y demoliciones, así como los de remoción de especies vegetales, cercas de alambre y demás obstáculos que afecten la ejecución de las obras del proyecto. Durante la ejecución de los trabajos se tomaran, en todos los casos, las precauciones adecuadas para no disminuir la resistencia o estabilidad del terreno no excavado. En especial, se atenderá a las características tectónico-estructurales del entorno y a las alteraciones de su drenaje y se adoptaran las medidas necesarias para evitar fenómenos como inestabilidad de taludes; deslizamientos ocasionados por el descalce del pie de la excavación; encharcamientos debidos a un drenaje defectuoso de las obras o taludes provisionales excesivos. La secuencia de todas las operaciones de excavación debe ser tal, que asegure la utilización de todos los materiales aptos y necesarios para la

construcción de las obras señaladas en los planos del proyecto o indicadas por el Interventor.

Los perfilados de las laderas se deberán construir de acuerdo con las secciones, pendientes transversales y cotas especificadas en los planos o modificadas por el Interventor. Todo daño posterior a la ejecución de estas obras, causado por negligencia del Constructor, deberá ser subsanado por este.

El nivel sobre el cual se construirá la cimentación deberá estar libre de cualquier material orgánico o de baja resistencia, para lo cual se recomienda una verificación por parte del consultor geotecnista del proyecto, el muro de contención en concreto reforzado debe ser cimentado sobre un muerto de concreto ciclópeo en caso de encontrar un suelo con bajas capacidades de carga hasta encontrar el nivel de suelo competente, el material granular será piedra limpia fracturada de tamaño promedio 10 cm, este muerto de ciclópeo transmitirá las cargas correspondientes al estrato de suelo resistente, en la interface concreto ciclópeo-base del muro debe generarse fricción por consiguientes se recomienda que el material de piedra quede incrustado dentro del concreto de base alrededor de 5 centímetros para garantizar un comportamiento de conjunto. El material de Relleno de compactación será de material seleccionado constituido por materiales pétreo, proveniente de fuentes seleccionadas, que no contenga limo orgánico, materia vegetal, basuras, desperdicios o escombros; el tamaño máximo del material no deberá exceder de cinco (5) centímetros. El contenido de finos (porcentaje que pasa por el tamiz #200) deberá ser inferior al veinticinco por ciento (25%), y el índice de plasticidad del material que pasa por el tamiz #40 será menor de 10:

- La compactación se hará con pisones apropiados o planchas vibratorias y con la humedad óptima, a fin de obtener una compactación mínima del 90% del Próctor Modificado.
- El material se colocará y compactará en capas simétricas sucesivas como mínimo hasta treinta (30) centímetros.
- El relleno o rellenos estabilizantes que se coloquen previa aprobación del Interventor por debajo de la cota proyectada de fondo de la zanja excavada para la colocación de las tuberías con el objeto de mejorar el piso de fundación, deberá hacerse con el material debidamente compactado como mínimo al 95% del Próctor Modificado.

11.2 PILOTES D: 10 PULGADAS, L: 6 METROS PARA SOPORTAR MURO EN CONCRETO

Este trabajo consiste en el suministro, transporte e instalación de micropilotes construidos de 10 pulgadas, con 6.0 metros de longitud, separados entre sí 1.50 m (6 veces el diámetro), en acero de alta resistencia, necesarios para la cimentación del muro en concreto reforzado de 3 metros de altura, rellenos con concreto estructural de 3000 PSI y refuerzo con 4 barras N°4 protegidos en una coraza en espiral con varilla #3.

EQUIPO

Se requieren de equipos para el transporte, izado e hincado de los pilotes. En relación con este último, los martillos, amortiguadores, cabezas de hincado, guías y otros aditamentos,

535

deberán ser sometidos a la aprobación previa del Interventor. Una vez aceptado el sistema de hincado, el constructor no podrá modificarlo sin la autorización de aquél. La aprobación del equipo de hincado por parte del Interventor, no exonera al Constructor de su responsabilidad del hincado de los pilotes, libres de averías, a la capacidad de soporte y profundidad de punta indicadas en los planos o especificadas en las disposiciones especiales.

EJECUCIÓN DE LOS TRABAJOS

El Constructor deberá ejecutar los pilotajes bajo la dirección o asesoría permanente de un especialista en esta clase de trabajo. Durante las operaciones de hincado, el Constructor sólo deberá usar los métodos previamente aprobados. En caso de que se requiera cualquier variación en el método, será indispensable la aprobación escrita del Interventor. Los pilotes se deberán hincar hasta el valor mínimo de punta y capacidad de carga establecida, para tal efecto, el Interventor deberá verificar la capacidad de carga de los pilotes, empleando algún método debidamente reconocido. Para el caso en que se emplee un martillo de 2 toneladas con caída de un metro, los pilotes deberán hincarse hasta que se obtenga una penetración de 5 mm por golpe.

El hincado se deberá hacer en operación continua hasta alcanzar la penetración final. Cuando la operación de hincado tenga que ser interrumpida, no se empezará a medir la penetración por golpe sino después de un (1) minuto de reiniciar la operación.

Los pilotes se deberán hincar en los sitios exactos y con las inclinaciones indicadas en los planos o modificadas por el Interventor; y se deberán asegurar contra cualquier desplazamiento o movimiento lateral, mediante el uso de guías u otro sistema aceptado por el Interventor. El Constructor deberá llevar un registro completo del hincamiento de cada pilote con la siguiente información básica:

- Dimensiones del pilote.
- Localización del pilote.
- Tipo y tamaño del martinete.
- Tipo y dimensiones del bloque para protección de la cabeza del pilote.
- Número de golpes por minuto efectuados por el martillo.
- Número de golpes por pie de penetración.
- Número de golpes por pulgada para el último pie de penetración.
- Elevación final de la punta del pilote.
- Fotografías digitales y
- Todos los demás datos que el Interventor haya solicitado.

Los pilotes que se hayan roto durante la hinca no serán aceptados. Ellos deberán ser extraídos y sustituidos por otros hincados en el mismo lugar, si la extracción es completa. En otros casos, podrán ser sustituidos por pilotes hincados en sus proximidades variando, si conviene, la forma y armaduras del encepado. La sustitución será sometida siempre a la aprobación previa del Interventor.

Los pilotes mal hincados, por falta de precisión en su posición o inclinación, podrán ser sustituidos como en el caso de los pilotes rotos, o bien podrán ser aceptados a juicio del Interventor, haciendo las modificaciones que correspondan al encepado.

Todos los costos adicionales que se deriven del daño o mal hincado de los pilotes, deberán ser asumidos por el Constructor. El Interventor determinará en el terreno la longitud final requerida de los pilotes, con base en las cotas mínimas a que deban llegar, según lo indicado en los planos de construcción y estudio de suelos. Si los pilotes no soportan la respectiva carga de diseño, se deberán extender con nuevas secciones.

CONDICIONES PARA EL RECIBO DE LOS TRABAJOS

Durante la ejecución de los trabajos, el Interventor adelantará los siguientes controles principales:

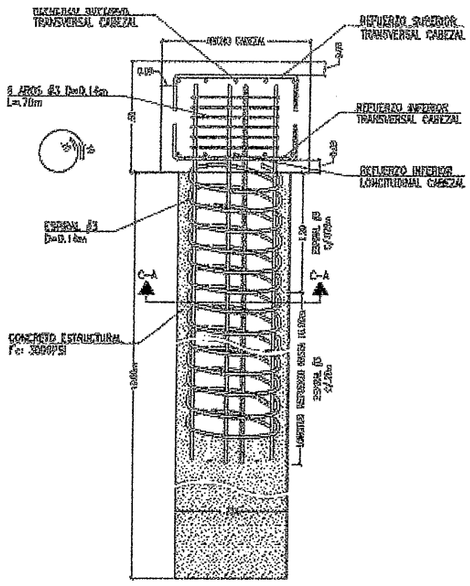
- Verificar que el Constructor emplee el equipo aprobado y comprobar su estado de funcionamiento.

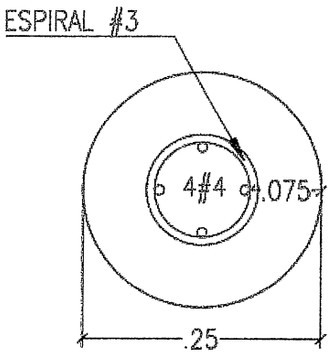
- Supervisar la correcta aplicación de los métodos de trabajo aprobados. Ordenar las pruebas necesarias para comprobar la capacidad de carga de los pilotes y efectuar las determinaciones pertinentes.

- Medir las cantidades de obra ejecutadas satisfactoriamente por el Constructor. Cuando, a juicio del Interventor, haya necesidad de comprobar la capacidad de soporte de los pilotes, se efectuarán ensayos de carga estática por los procedimientos establecidos en la norma ASTM D-1143.

MEDIDA Y FORMA DE PAGO

La unidad de medida será la el metro lineal (ml) de pilotes hincados en el sitio, para sostener la estructura de concreto tipo voladizo, una vez se haya cumplido con la verificación de la distancia longitudinal y transversal según el plano estructural y cumpliendo con las condiciones de la verticalidad.


REFUERZO SUPERIOR TRANSVERSAL CABEZAL
REFUERZO CABEZAL
REFUERZO SUPERIOR TRANSVERSAL CABEZAL
REFUERZO INFERIOR TRANSVERSAL CABEZAL
REFUERZO INTERIOR LONGITUDINAL CABEZAL
ESPIRAL #3
C-A
C-A
CONCRETO ESTRUCTURAL


ESPIRAL #3
4#4
.075
.25

12. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- El área de influencia directa del presente estudio geotécnico, se encuentra localizado sobre la vía que conduce al centro poblado del municipio de Chima - departamento de Santander sobre las coordenadas geodésicas aproximadas Latitud= 6°18'43.22"N; Longitud= 73°22'25.43"O, donde actualmente se evidencian problemas de pérdida de la banca externa de la vía y la falla de un muro en concreto no convencional que fue apoyado superficialmente sobre material no competente. Por lo tanto, en el presente documento se hacen las respectivas recomendaciones para mitigar la problemática observada en campo.

- Se efectuaron un total de tres (3) sondeos, realizados con equipo mecánico; estas perforaciones alcanzaron una profundidad hasta 10 m aproximadamente a partir del nivel de terreno. Los sondeos fueron definidos como (S1) al (S3) y dos apiques a una profundidad de 2,0 m definidos como (Ap1) y (Ap2).

PROF (m)	S1	S2	S3
0 - 0.5	4	9	7
0.5 - 1	7	12	10
1 - 1.5	9	10	9
1.5 - 2	8	12	18
2 - 2.5	9	9	33
2.5 - 3	12	13	26
3 - 3.5	14	10	9
3.5 - 4	16	14	9
4 - 4.5	17	11	18
4.5 - 5	21	12	20
5 - 5.5	17	11	18
5.5 - 6	21	10	21
6 - 6.5	18	9	18
6.5 - 7	24	8	19
7 - 7.5	20	11	16
7.5 - 8	25	19	32
8 - 8.5	27	29	25
8.5 - 9	28	30	24
9 -9.5	30	20	17
9.5 - 10	25	30	25

CONVENCIONES	
	Suelo suelto (incompetente)
	Suelo medio denso (incompetente)
	Suelo denso (competente)
	Suelo muy denso

- De acuerdo con los resultados de clasificación granulométrica obtenida en el sector crítico para las muestras recuperadas de los sondeos ha roto-percusión, considerando el Sistema Unificado para la Clasificación de Suelos (USCS), se observa la presencia predominante de materiales de suelo clasificándolos en su mayoría como arenas arcillosas (SC) de plasticidad media, y en menor proporción arenas limosas (SM) superficialmente correspondiente a materiales con mayor grado de erosión.
- Sobre la zona donde se va a intervenir con las obras, se identifica que el tipo de suelo predominante pertenece a arenas finas con un promedio general del orden de 46,68%.
- Respecto al porcentaje de finos, se identifica que la matriz del suelo presenta un promedio general de materiales que pasan el tamiz #200 del orden de 20.93%.

539

- La humedad natural promedio tomando todos los resultados obtenidos, es de 13,74%. sobre los suelos ubicados en la parte baja de la vía donde se generan humedades bajas.

CD N°	PROF (m)	CONDICIÓN	PHI (°)	COHESIÓN (KN/m2)
1	2.0	Consolidado-Drenado	28.2	7.6
2	6.0	Consolidado-Drenado	28	33.8

- tomando como base el estudio de suelos, se recomienda como sistema de fundación del muro en concreto, micropilotes circulares con una longitud total de 6.0 metros con un diámetro para todos los casos de 25.4 cm (10 pulgadas), de los cuales quedará empotrado 3.0 metros sobre estrato competente de acuerdo al número de golpes de los sondeos SPT. A continuación, se exponen los respectivos cálculos y la capacidad de carga de los pilotes de D: 10 pulgadas, para una longitud de L: 6 m. De acuerdo a los valores arrojados por los cálculos de la capacidad de carga por punta y por fricción, obtenemos una capacidad última individual de cada pilote de 0.254 metros de diámetro y 6.0 metros de longitud del orden de qu: 15.30 Tonelada, siendo la qadm: 5.1 toneladas, tomando un factor de seguridad de 3.

  Observando dichos resultados debido a las bajas resistencias del terreno sobre los primeros 6 metros en profundidad, es necesario manejar grupos de pilotes para cimentar el muro en concreto propuesto y garantizar los estados límites de servicio (asentamientos) y Estados Límites de Falla (Capacidad de carga admisible) sobre toda la sección. Por lo tanto se recomiendan grupos de 6 pilotes consecutivos sobre el área de influencia del proyecto separados los pilotes cada 1.50 metros entre ejes (separación 6 veces el diámetro), para obtener una capacidad de carga admisible de 20.21 Toneladas.

- Se ejecutó a cabalidad el diseño geotécnico y estructural cumpliendo con las condiciones estáticas y dinámicas, del muro en voladizo en concreto reforzado de altura total H:3 metros apoyado en un muerto en concreto ciclópeo de 0.5m de espesor, con una altura libre del vástago de 2.4 metros y una zarpa de 0.6 metros, donde se debe embeber los pilotes (ver planos).

- Se recomienda que el muro y lo pilotes estén construidos en concreto de 3000 PSI, y acero de alta resistencia.

- Teniendo en cuenta las características de los resultados del ensayo de límites de consistencia de las muestras recuperadas, se identificaron valores promedio generales de límite líquido del orden de 40,88% y valores promedios generales de índice de plasticidad de 14,62%, se concluye que para el punto priorizado se identifica un material con un grado potencial de expansión **MEDIO**.

- En la tabla resumen de los resultados de estabilidad ante movimientos en masa, se muestran los factores de seguridad contemplando las respectivas obras geotécnicas diseñadas, observando el aumento de los factores de seguridad los cuales son superiores a los mínimos permisibles (F.S.>1.05) cuando se canalizan e interceptan a las superficies de falla críticas en profundidad con las obras planteadas, y a su vez se disminuyen los niveles freáticos producto de la infiltración del agua superficial contemplando un correcto manejo de aguas superficiales, ya que el lugar de estudio corresponde a zonas húmedas.

Recomendaciones Generales

- ❖ Se debe rigidizar la estructura de cimentación entre los pilotes y el muro en concreto, con el fin de que la cimentación funcione de forma monolítica y se controlen al máximo los asentamientos diferenciales en la estructura.

- ❖ Se recomienda realizar entibados si es necesario durante la fase constructiva., para profundidades mayores a 1.5 metros, o efectuar perfilados con pendiente 1H:1V sobre las paredes de las excavaciones.

- ❖ Se recomienda el acompañamiento de un geotecnista durante la construcción de la cimentación de la estructura. Con el fin de validar los modelos presentados, en caso de encontrar puntualmente características diferentes del suelo, se recomienda efectuar un recalculo de la capacidad de carga, por medio de una exploración geotécnica puntual, mediante un sondeo STP hasta encontrar suelo competente.

13. BIBLIOGRAFÍA

- INGEOMINAS, Proyecto Compilación y Levantamiento de la Información Geomecánica. Propuesta Metodológica para el Desarrollo de la Cartografía Geomorfológica para la Zonificación Geomecánica. Volumen I. Bogotá. Diciembre 2004.

- GONZALEZ, A., (1999). Estimativos De Parámetros Efectivos De Resistencia Con El SPT. X JORNADAS GEOTÉCNICAS DE LA INGENIERÍA COLOMBIANA - SCI -SCG – 1999

- CHAPARRO, A. y GUERRERO, A. (1991). Geología y Geotecnia de la zona oriental del Área Metropolitana de Bucaramanga. Escuela de Geología. Universidad Industrial de Santander. Bucaramanga.

- McGREGOR Y DUNCAN. Comportamiento y uso del ensayo de penetración estándar en la práctica de la ingeniería geotécnica, Octubre 1998.

- BRAJA M. DAS (2001). Fundamentos de ingeniería geotécnica.

MATRICULA PROFESIONAL INGENIEROS CIVILES DISEÑADORES



ING CIVIL ALEXANDER FABIAN DOMIGUEZ LEÓN

Mat: 68202-250824 STD

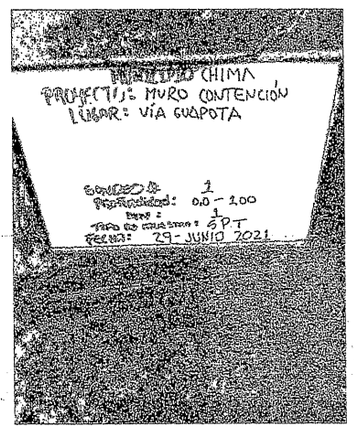
543

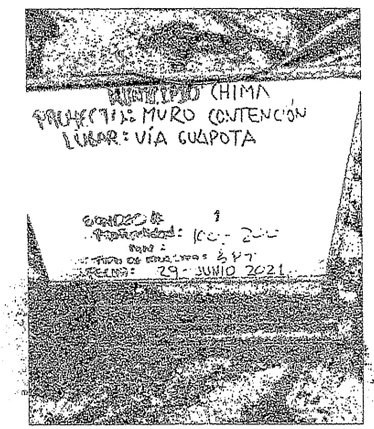

REPUBLICA DE COLOMBIA
CONSEJO PROFESIONAL NACIONAL DE INGENIERIA
COPNIA
MATRICULA PROFESIONAL No.
68202217733STD
INGENIERO CIVIL
DE FECHA 01/12/2011
EDWARD FABIAN
QUINTANILLA DIAZ
C.C. 1095817365
UNIVERSIDAD INDUSTRIAL
DE SANTANDER
PRESIDENTE DEL CONSEJO
Documento Valido para diseño micropilotes y muro en concreto Chima - Santander

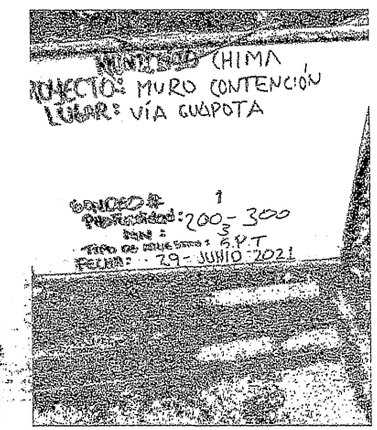
ING CIVIL EDWARD FABIAN QUINTANILLA DIAZ

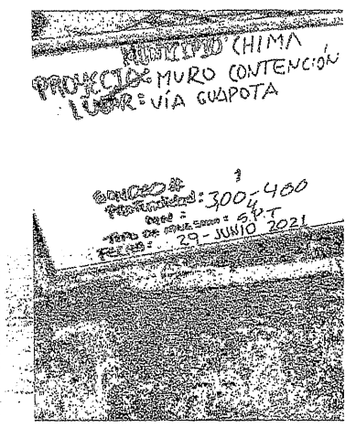
Mat: 68202-217733 STD

REGISTRO FOTOGRAFICO

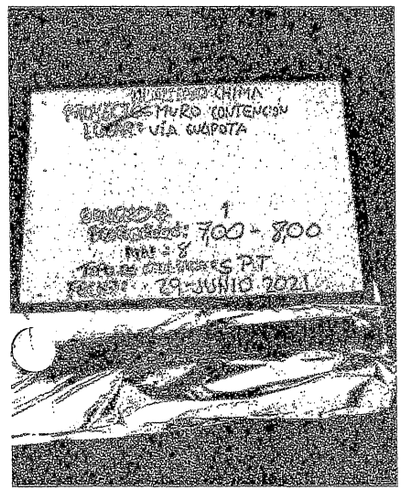

MUNICIPIO CHIMA
PROYECTO: MURO CONTENCIÓN
LUGAR: VÍA GUAPOTA
SONDEO #: 1
PROFUNDIDAD: 0.0 - 1.00
MUE: 1
TIPO DE MUESTRA: SPT
FECHA: 29- JUNIO 2021

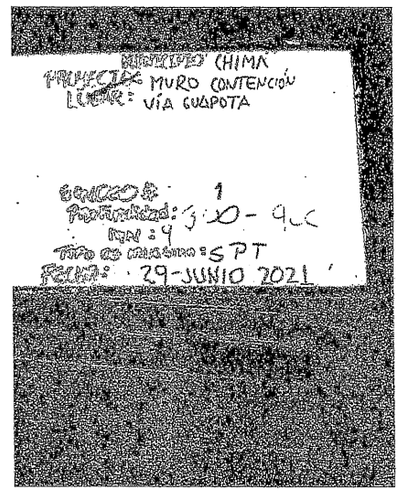

MUNICIPIO CHIMA
PROYECTO: MURO CONTENCIÓN
LUGAR: VÍA GUAPOTA
SONDEO #: 1
PROFUNDIDAD: 100 - 200
MUE: 1
TIPO DE MUESTRA: SPT
FECHA: 29- JUNIO 2021

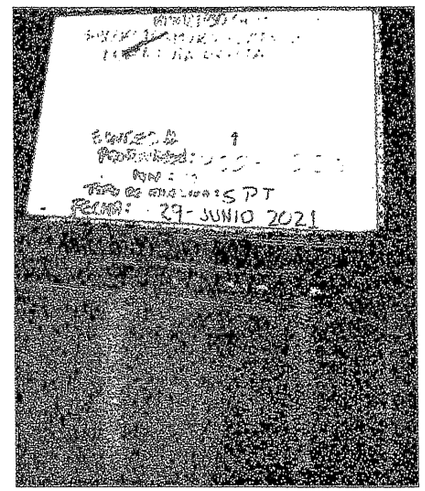

MUNICIPIO CHIMA
PROYECTO: MURO CONTENCIÓN
LUGAR: VÍA GUAPOTA
SONDEO #: 1
PROFUNDIDAD: 200 - 300
MUE: 1
TIPO DE MUESTRA: SPT
FECHA: 29- JUNIO 2021


MUNICIPIO CHIMA
PROYECTO: MURO CONTENCIÓN
LUGAR: VÍA GUAPOTA
SONDEO #: 1
PROFUNDIDAD: 300 - 400
MUE: 1
TIPO DE MUESTRA: SPT
FECHA: 29- JUNIO 2021

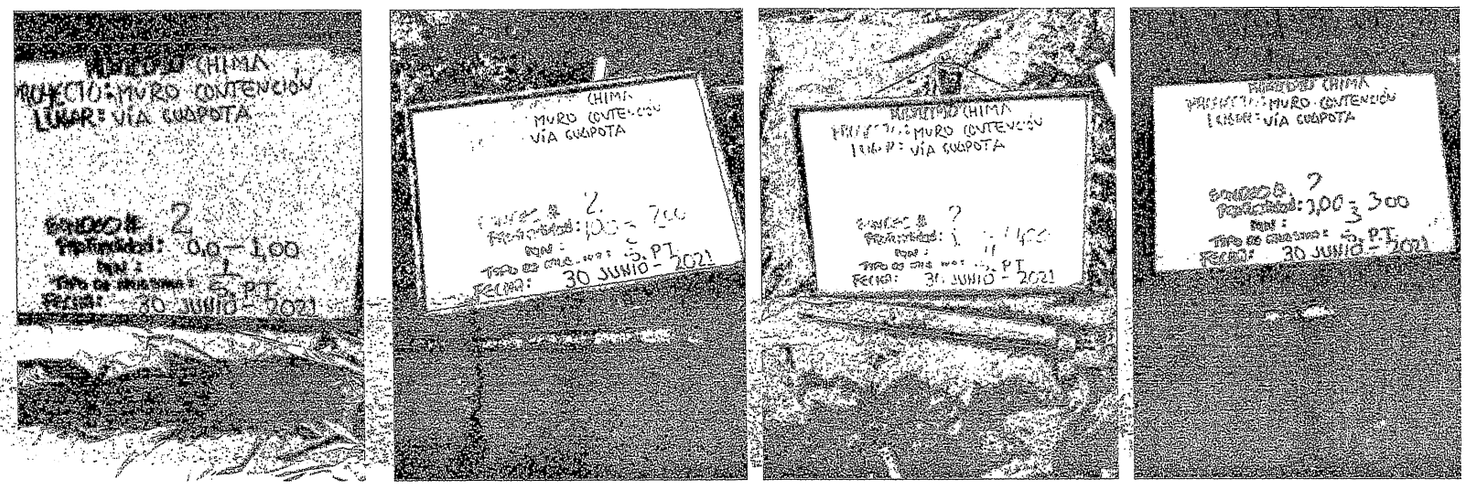
SONDEO 1


MUNICIPIO CHIMA
PROYECTO: MURO CONTENCIÓN
LUGAR: VÍA GUAPOTA
SONDEO #: 1
PROFUNDIDAD: 700 - 800
NM: 8
TIPO DE ENSAYO: SPT
FECHA: 29-JUNIO 2021

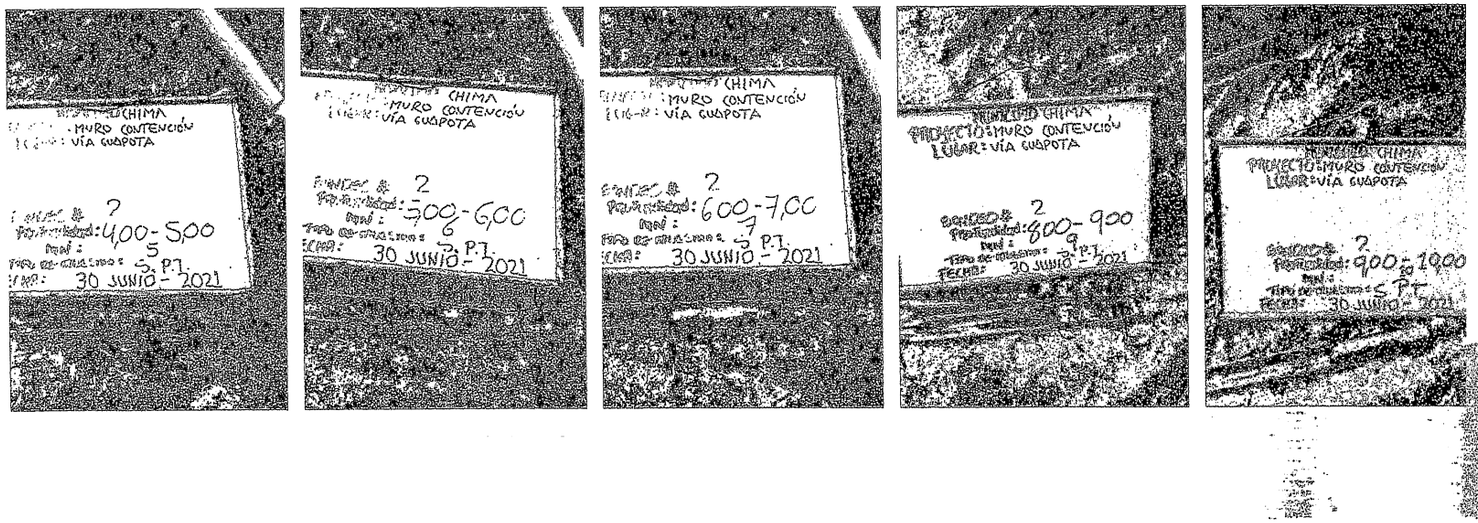

MUNICIPIO CHIMA
PROYECTO: MURO CONTENCIÓN
LUGAR: VÍA GUAPOTA
SONDEO #: 1
PROFUNDIDAD: 900 - 900
NM: 9
TIPO DE ENSAYO: SPT
FECHA: 29-JUNIO 2021


SONDEO #: 1
TIPO DE ENSAYO: SPT
FECHA: 29-JUNIO 2021

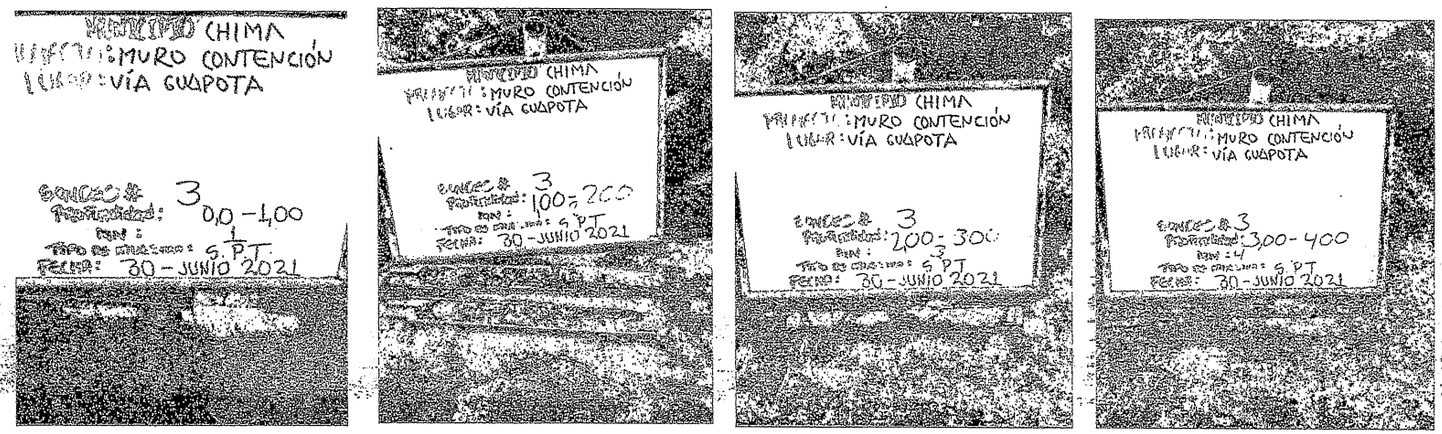
SONDEO 1


CHIMA
PROYECTO: MURO CONTENCIÓN
LUGAR: VÍA GUAPOTA
SONDEO #: 2
Profundidad: 0.0 – 1.00
Nivel: 1
Tipo de muestra: S.P.T.
Fecha: 30 JUNIO - 2021
CHIMA
MURO CONTENCIÓN
VÍA GUAPOTA
Fecha: 30 JUNIO - 2021
CHIMA
PROYECTO: MURO CONTENCIÓN
LUGAR: VÍA GUAPOTA
Fecha: 30 JUNIO - 2021
CHIMA
PROYECTO: MURO CONTENCIÓN
LUGAR: VÍA GUAPOTA
Fecha: 30 JUNIO - 2021

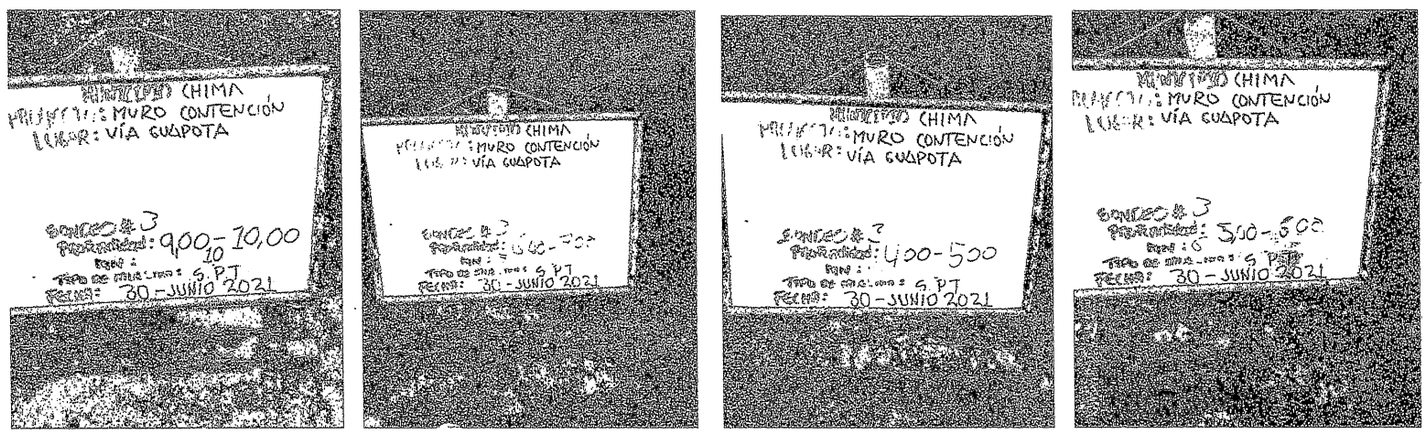
SONDEO 2


MUNICIPIO CHIMA
PROYECTO: MURO CONTENCIÓN
LUGAR: VÍA GUAPOTA
SONDEO #
Profundidad: 4,00 - 5,00
Nivel:
Tipo de muestra: 5 P.T.
Fecha: 30 JUNIO - 2021
SONDEO # 2
Profundidad: 5,00 - 6,00
Nivel:
Tipo de muestra: 6 P.T.
Fecha: 30 JUNIO - 2021
SONDEO # 2
Profundidad: 6,00 - 7,00
Nivel:
Tipo de muestra: 7 P.T.
Fecha: 30 JUNIO - 2021
SONDEO # 2
Profundidad: 8,00 - 9,00
Nivel:
Tipo de muestra: 9 P.T.
Fecha: 30 JUNIO - 2021
SONDEO # 2
Profundidad: 9,00 - 10,00
Nivel:
Tipo de muestra: 10 P.T.
Fecha: 30 JUNIO - 2021

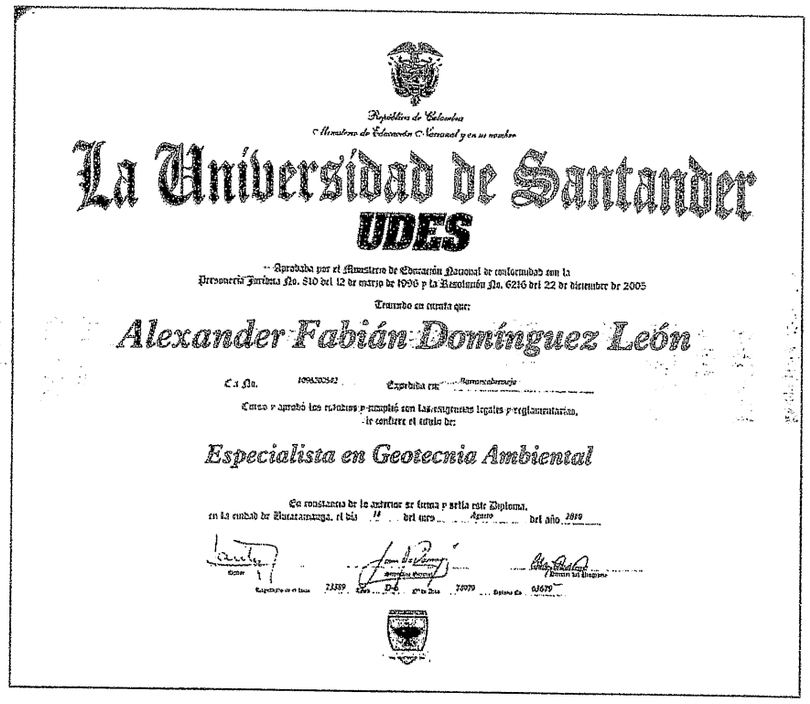
SONDEO 2


MUNICIPIO CHIMA
PROYECTO: MURO CONTENCIÓN
LUGAR: VÍA GUAPOTA
SONDEO # 3
Profundidad: 0,0 - 1,00
NSH:
TIPO DE MUESTRA: S.P.T.
FECHA: 30 - JUNIO 2021
MUNICIPIO CHIMA
PROYECTO: MURO CONTENCIÓN
LUGAR: VÍA GUAPOTA
SONDEO # 3
Profundidad: 1,00 - 2,00
NSH:
TIPO DE MUESTRA: S.P.T.
FECHA: 30 - JUNIO 2021
MUNICIPIO CHIMA
PROYECTO: MURO CONTENCIÓN
LUGAR: VÍA GUAPOTA
SONDEO # 3
Profundidad: 2,00 - 3,00
NSH:
TIPO DE MUESTRA: S.P.T.
FECHA: 30 - JUNIO 2021
MUNICIPIO CHIMA
PROYECTO: MURO CONTENCIÓN
LUGAR: VÍA GUAPOTA
SONDEO # 3
Profundidad: 3,00 - 4,00
NSH:
TIPO DE MUESTRA: S.P.T.
FECHA: 30 - JUNIO 2021

SONDEO 3


MUNICIPIO CHIMA
PROYECTO: MURO CONTENCIÓN
LUGAR: VÍA GUAPOTA
SONDEO # 3
PROFUNDIDAD: 9,00-10,00
TIPO DE MUESTRA: S.PT
FECHA: 30-JUNIO 2021
MUNICIPIO CHIMA
PROYECTO: MURO CONTENCIÓN
LUGAR: VÍA GUAPOTA
SONDEO # 3
PROFUNDIDAD: 6,00-7,00
TIPO DE MUESTRA: S.PT
FECHA: 30-JUNIO 2021
MUNICIPIO CHIMA
PROYECTO: MURO CONTENCIÓN
LUGAR: VÍA GUAPOTA
SONDEO # 3
PROFUNDIDAD: 4,00-5,00
TIPO DE MUESTRA: S.PT
FECHA: 30-JUNIO 2021
MUNICIPIO CHIMA
PROYECTO: MURO CONTENCIÓN
LUGAR: VÍA GUAPOTA
SONDEO # 3
PROFUNDIDAD: 3,00-3,00
TIPO DE MUESTRA: S.PT
FECHA: 30-JUNIO 2021

SONDEO 3



República de Colombia

El Ministerio de Educación Nacional y en su nombre

La Universidad de Santander

UDES

-- Aprobada por el Ministerio de Educación Nacional de conformidad con la Personería Jurídica No. 810 del 12 de enero de 1996 y la Resolución No. 6216 del 22 de diciembre de 2005

Teniendo en cuenta que:

Alexander Fabián Domínguez León

C.C No. 1098700582 Expedida en: Bucaramanga

Curso y aprobó los estudios y cumplió con las exigencias legales y reglamentarias, le confiere el título de:

Especialista en Geotecnia Ambiental

En constancia de lo anterior se firma y sella este Diploma, en la ciudad de Bucaramanga, el día 14 del mes Agosto del año 2019

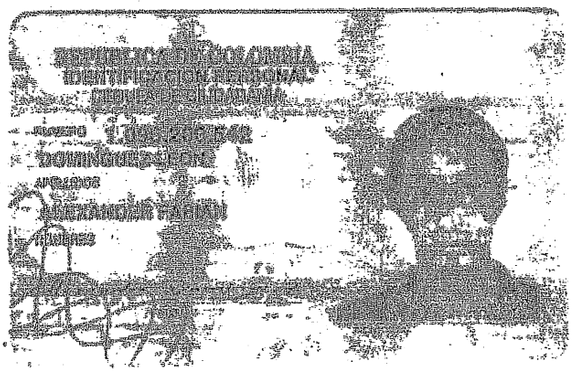
Rector

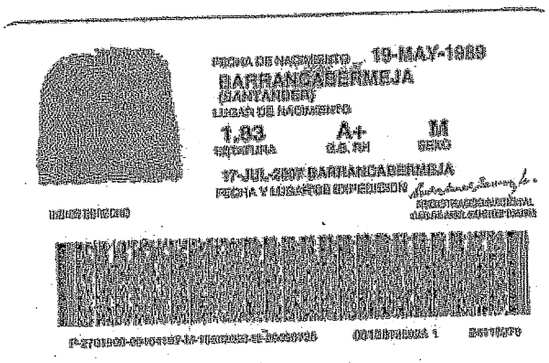
Secretaria General

Vicerrector de Bienestar

Registrado en el folio 23389 Libro 24 De Folio 20079 Diploma No. 63679

CEDULA CIUDADANIA





ALEXANDER FABIAN DOMINGUEZ LEÓN

553

REPÚBLICA DE COLOMBIA
COPNIA
Consejo Profesional Nacional de Ingeniería

Certificado de vigencia y antecedentes disciplinarios
CVAD-2021-861292

CONSEJO PROFESIONAL NACIONAL DE INGENIERÍA
COPNIA

EL DIRECTOR GENERAL

CERTIFICA:

1. Que ALEXANDER FABIAN DOMINGUEZ LEON, identificado(a) con CEDULA DE CIUDADANIA 1096200542, se encuentra inscrito(a) en el Registro Profesional Nacional que lleva esta entidad, en la profesión de INGENIERIA CIVIL con MATRICULA PROFESIONAL 68202-250824 desde el 02 de Mayo de 2013, otorgado(a) mediante Resolución Nacional 774.

2. Que el(la) MATRICULA PROFESIONAL es la autorización que expide el Estado para que el titular ejerza su profesión en todo el territorio de la República de Colombia, de conformidad con lo dispuesto en la Ley 842 de 2003.

3. Que el(la) referido(a) MATRICULA PROFESIONAL se encuentra **VIGENTE**

4. Que el profesional no tiene antecedentes disciplinarios ético-profesionales.

5. Que la presente certificación se expide en Bogotá, D.C., a los dieciseis (16) días del mes de Julio del año dos mil veintiuno (2021).

Rubén Dario Ochoa Arbeláez

Firma del titular (*)

(*)Con el fin de verificar que el titular autoriza su participación en procesos estatales de selección de contratistas. La falta de firma del titular no invalida el Certificado
El presente es un documento público expedido electrónicamente con firma digital que garantiza su plena validez jurídica y probatoria según lo establecido en la Ley 527 de 1999. Para verificar la firma digital, consulte las propiedades del documento original en formato .pdf.
Para verificar la integridad e inalterabilidad del presente documento consulte en el sitio web https://tramites.copnia.gov.co/Copnia_Microsite/CertificateOfGoodStanding/CertificateOfGoodStandingStart indicado el número del certificado que se encuentra en la esquina superior derecha de este documento.





ING EDWARD FABIÁN QUINTANILLA DÍAZ

555

REPÚBLICA DE COLOMBIA
COPNIA
Consejo Profesional Nacional de Ingeniería

Certificado de vigencia y antecedentes disciplinarios
CVAD-2021-861289

CONSEJO PROFESIONAL NACIONAL DE INGENIERÍA
COPNIA

EL DIRECTOR GENERAL

CERTIFICA:

1. Que EDWARD FABIAN QUINTANILLA DIAZ, identificado(a) con CEDULA DE CIUDADANIA 1098670365, se encuentra inscrito(a) en el Registro Profesional Nacional que lleva esta entidad, en la profesión de INGENIERIA CIVIL con MATRICULA PROFESIONAL 68202-217733 desde el 01 de Diciembre de 2011, otorgado(a) mediante Resolución Nacional 1877.

2. Que el(la) MATRICULA PROFESIONAL es la autorización que expide el Estado para que el titular ejerza su profesión en todo el territorio de la República de Colombia, de conformidad con lo dispuesto en la Ley 842 de 2003.

3. Que el(la) referido(a) MATRICULA PROFESIONAL se encuentra **VIGENTE**

4. Que el profesional no tiene antecedentes disciplinarios ético-profesionales.

5. Que la presente certificación se expide en Bogotá, D.C., a los dieciseis (16) días del mes de Julio del año dos mil veintiuno (2021).

Rubén Dario Ochoa Arbeláez

Firma del titular (*)

(*)Con el fin de verificar que el titular autoriza su participación en procesos estatales de selección de contratistas. La falta de firma del titular no invalida el Certificado
El presente es un documento público expedido electrónicamente con firma digital que garantiza su plena validez jurídica y probatoria según lo establecido en la Ley 527 de 1999. Para verificar la firma digital, consulte las propiedades del documento original en formato .pdf.
Para verificar la integridad e inalterabilidad del presente documento consulte en el sitio web https://tramites.copnia.gov.co/Copnia_Micrositе/CertificateOfGoodStanding/CertificateOfGoodStandingStart indicado el número del certificado que se encuentra en la esquina superior derecha de este documento.

MEMORIAL DE RESPONSABILIDAD

Nosotros, **EDWARD FABIAN QUINTANILLA**, identificado (a) con C.C. **1.098.670.365** Bucaramanga, en mi calidad de Ingeniero Civil con Matrícula Profesional No **68202-217733** STD, y **ALEXANDER FABIAN DOMINGUEZ LEON**, identificado (a) con C.C. **1.096.200.542 Bucaramanga**, en mi calidad de Ingeniero Civil con Matrícula Profesional No **68202-250824 STD** presento **REHABILITACION Y RECONSTRUCCION PARA EL MEJORAMIENTO DE LA PLACA HUELLA Y MURO DE CONTENCION EN LA LA VIA DE SEGUNDO ORDEN DESDE EL MUNICIPIO DE CHIMA - GUAPOTA ,DEPARTAMENTO DE SANTANDER.**

Aclaro que el **ESTUDIO GEOTÉCNICO** aplican siempre y cuando la etapa de construcción se realice en el predio de estudio y se realice con las especificaciones descritos en los planos adjuntos.

Acepto y reconozco que la revisión efectuada por **LA GOBERNACIÓN DE SANTANDER, NO** constituye una aprobación al Diseño, sino una verificación del cumplimiento de los diseños.

Con la presente carta se exime de toda responsabilidad al **LA GOBERNACIÓN DE SANTANDER.**

EDWARD FABIAN QUINTANILLA
C.C. 1.098.670.365 Bucaramanga

ALEXANDER FABIAN DOMINGUEZ LEON
C.C. 1.096.200.542 Bucaramanga

INFORME TECNICO DE TOPOGRAFÍA

TOPOGRAFÍA PARA EL DISEÑO DE MURO EN CONCRETO REFORZADO APOYADO EN MICROPILOTES EN EL MUNICIPIO DE CHIMA DEPARTAMENTO DE SANTANDER

CHIMA – SANTANDER

JUNIO 2021

1. INTRODUCCIÓN

La Topografía es una disciplina cuya aplicación está presente en la mayoría de las actividades humanas que requieren tener conocimiento de la superficie del terreno como la realización de obras civiles, obras de urbanismo, catastro, levantamientos para estudio de inundaciones, protecciones de taludes, obras de anclajes, redes de alcantarillado, redes de acueducto y en muchos otros campos, en donde la topografía constituye un elemento indispensable.

Actualmente el método más utilizado para la toma de datos se basa en el empleo de una estación total, con la cual se pueden medir ángulos horizontales, ángulos verticales y distancias.

El presente informe corresponde al levantamiento topográfico al área del actual para la realización de la **TOPOGRAFÍA PARA EL DISEÑO DE MURO EN CONCRETO REFORZADO APOYADO EN MICROPILOTES EN EL MUNICIPIO DE CHIMA DEPARTAMENTO DE SANTANDER.**

559

2. OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GENERAL

El objetivo solicitado comprende un levantamiento topográfico que permita obtener la información de las zonas para el proyecto **TOPOGRAFÍA PARA EL DISEÑO DE MURO EN CONCRETO REFORZADO APOYADO EN MICROPILOTES EN EL MUNICIPIO DE CHIMA DEPARTAMENTO DE SANTANDER** y para ello este levantamiento cumple con los requisitos mínimos para este tipo de Trabajos, donde se realizó el amarre al sistema de coordenadas IGAC con el fin de tener un proyecto ajustado en niveles y planimetría.

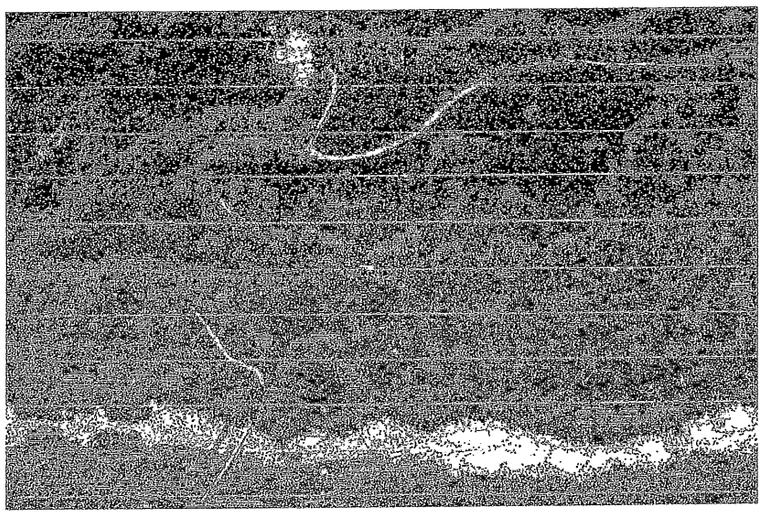
2.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Realizar el levantamiento topográfico, correspondiente a las áreas que comprenden el proyecto **TOPOGRAFÍA PARA EL DISEÑO DE MURO EN CONCRETO REFORZADO APOYADO EN MICROPILOTES EN EL MUNICIPIO DE CHIMA DEPARTAMENTO DE SANTANDER.**
- Generar toda la información del terreno, por medio de nube de puntos, detallando las diferentes construcciones, vías de acceso, vegetación de relevancia, los cambios de nivel del terreno y todo detalle de importancia que se encuentre en el terreno.
- Aplicar conocimientos básicos de topografía para la generación de información primaria usando equipos de última tecnología.

3. LOCALIZACION GENERAL

IDENTIFICACIÓN DEL PREDIO:

Es de tipo RURAL se identifica como áreas que conforman la ubicación de las obras a realizar.



LOCALIZACIÓN DEL PREDIO:

El terreno rodea las coordenadas geográficas de latitud 6°18'43.20" Norte y longitud 73°22'24.66" Oeste, en una altura media de 941 Metros sobre el Nivel del Mar, pertenece al municipio de Chima. Corresponde con la topografía de terrenos ondulados. Ubicado a las afueras del casco urbano del municipio de Chima.

4. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO - TERRENO.

El Levantamiento Topográfico fue realizado con métodos convencionales con equipos de topografía que tienen optima precisión, apoyados en el sistema de coordenadas de orden nacional del IGAC. Estas labores se desarrollan de la siguiente forma:

Todos Los puntos tomados dentro y alrededor del predio son denominados detalles en el levantamiento, habiéndolos tomados con una Estación SOUTH NTS-345R5 S/N: 075644; con el método de coordenadas con una precisión a los 5 segundos.

5. PERSONAL Y EQUIPO

Para el desarrollo de las actividades de campo, se conformó un (1) grupo de topografía base para el levantamiento topográfico del area en estudio y detalles adyacentes.

5.1 PERSONAL

- Un (1) Topógrafo
- Un (1) Cadenero 1°
- Un (1) Cadenero 2°

5.2 EQUIPO

- Una (1) estación topográfica (marca SOUTH NTS-345R5 S/N: 075644)
- Herramienta menor
- Programas de cálculo y dibujo
- Un (1) vehículo

6. METODOLOGIA

- Visita y reconocimiento del proyecto
- Amarre geodésico al sistema IGAC
- Levantamiento y detalles para determinar estos, tales como: construcciones, curvas de nivel, vías de acceso y vegetación de relevancia entre otros.
- Procesamiento de Información e realización de informes
- Dibujo en AutoCAD

7. PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN

GRILLA DE COORDENADAS PLANAS UTILIZADAS
Se asume el sistema de coordenadas de proyección plana para Colombia denominada CONFORME DE GAUS-KRUGER con las siguientes especificaciones técnicas y para ser comparado con la cartografía existente del IGAC:

DATUM DE REFERENCIA:	MAGANA SIRGAS	
PROYECCION:	CONFORME DE GAUSS	
ORIGEN DE LA ZONA:	CENTRAL (OBSERVATORIO ASTRONOMICO DE BOGOTA)	
LATITUD:	4°35'46,3215"	Norte
LONGITUD:	74°04'39,0285"	Oeste
NORTE:	1'000.000 Metros	
ESTE:	1'000.000 Metros	

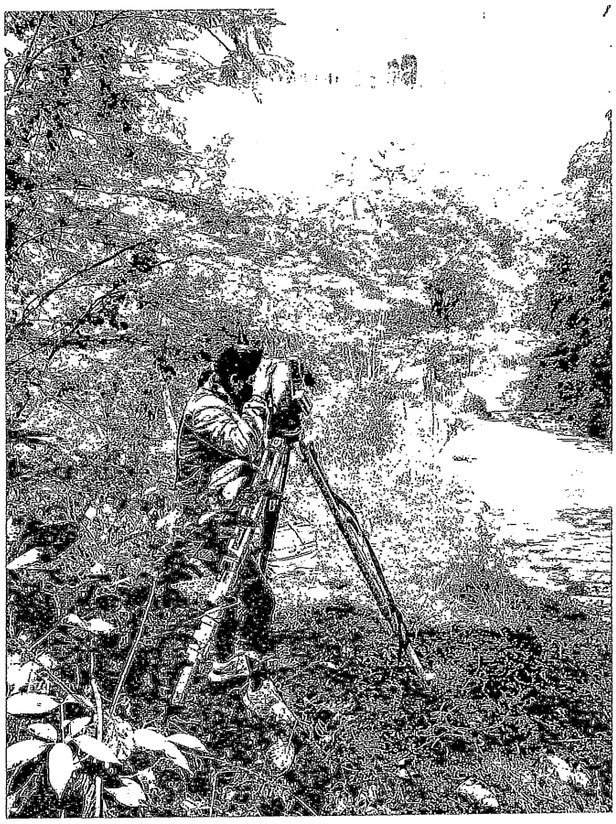
El programa utilizado en el postproceso de datos recolectados con el equipo se denomina, Topcon link v.8.2.3, y la digitalización del plano se desarrolla con el programa AUTOCAD 2018.
Ya en Auto Cad, se procede a la interpretación de la nube de puntos, uniendo mediante líneas y/o convenciones de acuerdo a su descripción.
Este procedimiento se realiza hasta unir de forma consistente todos los puntos.



UBICACIÓN DE DELTAS



TOMA DE PUNTOS



PROCESAMIENTO DE DATOS

JHON FREDY BARON ROMERO
C.C. 80.031.851
MP. 01-15455

565

8. ANEXOS

- Tabla de coordenadas
- Certificado de Calibración Estación Total
- Tarjeta Profesional del Topógrafo

1,1189794.446,1077899.081,954.893,d1
2,1189799.008,1077898.030,954.858,d2
3,1189798.154,1077896.478,954.461,plak
4,1189799.799,1077899.063,955.082,plak
5,1189801.187,1077900.231,955.390,plak
6,1189802.656,1077900.811,955.723,plak
7,1189804.319,1077900.848,956.055,plak
8,1189805.398,1077900.519,956.266,plak
9,1189806.317,1077899.977,956.464,plak
10,1189807.383,1077898.924,956.739,plak
11,1189808.361,1077897.680,956.974,plak
12,1189809.083,1077896.117,957.195,plak
13,1189809.789,1077894.237,957.448,plak
14,1189810.378,1077892.361,957.588,plak
15,1189811.020,1077890.167,957.791,plak
16,1189812.090,1077886.179,958.207,plak
17,1189810.447,1077889.620,957.876,cuneta
18,1189814.544,1077890.225,957.966,cuneta
19,1189813.377,1077891.705,957.727,cuneta
20,1189812.756,1077893.840,957.567,plak
21,1189811.792,1077896.732,957.260,plak
22,1189810.735,1077899.012,957.037,plak
23,1189809.227,1077900.971,956.801,plak
24,1189807.262,1077902.662,956.387,plak
25,1189804.772,1077903.564,956.061,plak
26,1189811.746,1077898.788,957.216,cuneta
27,1189813.002,1077895.360,957.462,cuneta
28,1189816.705,1077889.642,958.269,tn
29,1189816.323,1077893.539,958.658,tn
30,1189819.765,1077893.481,960.868,tn
31,1189814.868,1077896.584,958.565,tn
32,1189817.656,1077898.048,961.348,tn
33,1189811.052,1077899.716,956.919,desa
34,1189810.303,1077902.104,956.592,desa
35,1189809.450,1077904.466,956.309,desa
36,1189808.569,1077907.141,956.009,desa
37,1189807.762,1077908.865,955.977,desa
38,1189809.673,1077909.853,957.755,tn
39,1189805.769,1077903.370,956.176,plak
40,1189803.216,1077903.640,955.909,plak
41,1189801.209,1077903.229,955.645,plak
42,1189799.088,1077904.211,955.746,tn
43,1189798.013,1077906.115,955.716,tn
44,1189798.986,1077907.729,955.717,tn
45,1189801.452,1077906.062,956.077,tn
46,1189804.327,1077906.627,956.139,tn
47,1189806.317,1077907.801,956.224,tn
48,1189803.930,1077909.846,955.956,tn
49,1189801.913,1077909.778,956.102,tn
50,1189796.371,1077903.936,954.878,tn

564

51,1189794.332,1077902.207,954.532,tn
52,1189792.202,1077899.518,954.392,tn
53,1189793.181,1077896.383,954.081,tn
54,1189793.745,1077894.394,953.830,tn
55,1189794.504,1077893.732,953.675,plak
56,1189794.413,1077891.139,953.300,plak
57,1189794.539,1077888.237,952.684,plak
58,1189794.698,1077884.249,951.731,plak
59,1189794.784,1077879.095,950.589,plak
60,1189794.845,1077875.878,949.815,plak
61,1189794.847,1077871.757,948.749,plak
62,1189794.696,1077866.829,947.392,plak
63,1189794.464,1077862.295,946.171,plak
64,1189792.715,1077862.552,946.456,tn
65,1189792.519,1077866.440,947.646,tn
66,1189792.817,1077870.349,948.656,tn
67,1189794.356,1077860.019,945.472,plak
68,1189794.218,1077857.770,944.930,plak
69,1189793.967,1077853.417,944.227,plak
70,1189793.762,1077846.822,944.459,plak
71,1189793.750,1077846.860,943.317,plak
72,1189793.813,1077842.740,942.623,tn
73,1189796.634,1077842.995,942.622,tn
74,1189796.443,1077846.894,943.250,plak
75,1189796.532,1077850.056,943.783,plak
76,1189796.651,1077852.183,944.054,plak
77,1189796.812,1077855.481,944.563,plak
78,1189796.964,1077857.612,945.023,plak
79,1189797.129,1077860.444,945.767,plak
80,1189797.235,1077863.019,946.493,plak
81,1189797.403,1077866.154,947.297,plak
82,1189797.491,1077869.513,948.163,plak
83,1189797.627,1077873.016,949.111,plak
84,1189797.617,1077875.571,949.706,plak
85,1189797.537,1077878.745,950.459,plak
86,1189797.426,1077882.405,951.214,plak
87,1189797.330,1077885.700,951.989,plak
88,1189797.170,1077888.981,952.772,plak
89,1189797.104,1077891.967,953.488,plak
90,1189797.695,1077895.289,954.222,plak
91,1189798.418,1077897.031,954.586,plak
92,1189796.830,1077899.664,954.826,plak
93,1189798.412,1077901.628,955.206,plak
94,1189800.198,1077902.816,955.501,plak
95,1189802.581,1077903.521,955.836,plak
96,1189803.822,1077902.223,956.008,eje
97,1189801.157,1077901.797,955.523,eje
98,1189799.028,1077900.317,955.127,eje
99,1189797.557,1077898.268,954.737,eje
100,1189796.454,1077895.872,954.241,eje

101,1189795.889,1077893.453,953.809,eje
102,1189795.823,1077890.771,953.219,eje
103,1189796.018,1077885.746,952.052,eje
104,1189796.153,1077880.639,950.928,eje
105,1189796.232,1077875.588,949.744,eje
106,1189796.193,1077870.532,948.446,eje
107,1189795.997,1077865.399,947.067,eje
108,1189795.822,1077860.178,945.684,eje
109,1189795.593,1077857.526,944.945,eje
110,1189792.694,1077852.652,944.182,tn
111,1189793.024,1077857.990,944.942,tn
112,1189792.605,1077871.677,949.010,tn
113,1189792.611,1077875.883,950.119,tn
114,1189793.179,1077879.520,950.855,tn
115,1189794.164,1077883.246,951.554,tn
116,1189790.354,1077868.101,947.600,tn
117,1189790.481,1077871.904,948.381,tn
118,1189790.531,1077875.984,949.185,tn
119,1189791.494,1077879.629,949.468,tn
120,1189792.110,1077884.571,949.721,tn
121,1189794.262,1077885.687,950.857,tn
122,1189791.626,1077885.785,949.466,tn
123,1189788.190,1077882.694,947.535,tn
124,1189786.047,1077877.126,945.646,tn
125,1189784.253,1077870.774,943.971,tn
126,1189789.319,1077887.719,948.761,tn
127,1189789.027,1077891.801,949.643,tn
128,1189793.012,1077891.646,950.643,tn
129,1189791.292,1077895.376,951.654,tn
130,1189787.587,1077899.731,949.013,tn
131,1189786.584,1077903.299,949.084,tn
132,1189801.962,1077896.040,953.965,tn
133,1189805.122,1077896.135,955.512,tn
134,1189801.133,1077895.062,954.498,tn
135,1189803.478,1077896.396,955.727,tn
136,1189806.062,1077894.516,956.758,tn
137,1189803.926,1077890.970,956.862,tn
138,1189808.163,1077890.622,957.395,tn
139,1189800.053,1077890.786,953.443,tn
140,1189799.884,1077885.653,952.268,tn
141,1189798.512,1077878.077,950.399,tn
142,1189798.915,1077872.417,949.328,tn
143,1189799.281,1077867.882,948.045,tn
144,1189799.133,1077865.500,947.449,tn
145,1189797.038,1077879.437,950.194,tn
146,1189814.211,1077888.667,957.615,d3
147,1189814.249,1077888.641,957.622,d3a
148,1189814.245,1077888.641,957.621,d3a
149,1189809.677,1077885.927,957.467,tn
150,1189807.846,1077889.842,957.051,tn

151,1189803.737,1077887.108,956.958,tn
152,1189804.730,1077882.801,957.304,tn
153,1189809.633,1077885.063,957.563,tn
154,1189809.536,1077885.017,957.571,tn
155,1189810.388,1077881.394,957.968,tn
156,1189811.583,1077877.599,958.434,tn
157,1189809.718,1077876.419,958.239,tn
158,1189814.530,1077877.805,958.621,plak
159,1189813.002,1077883.091,958.072,plak
160,1189811.711,1077887.541,957.624,plak
161,1189815.126,1077885.601,957.913,plak
162,1189816.046,1077882.480,958.212,plak
163,1189817.117,1077878.613,958.674,plak
164,1189817.875,1077878.562,958.761,cuneta
165,1189817.789,1077878.519,958.788,cuneta
166,1189813.880,1077877.565,958.699,cuneta
167,1189819.978,1077879.436,958.650,tn
168,1189819.085,1077883.021,958.364,tn
169,1189818.292,1077887.321,958.422,tn
170,1189809.148,1077904.968,956.089,imuro

530

INTOPCOL S.A.S
Ingeniería y Topografía Colombiana S.A.S

Bogotá D. C. 15 de Diciembre de 2020

Señor:
JHON FREDY BARON ROMERO
Ciudad

REF.: CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN ESTACIÓN TOTAL MARCA SOUTH MODELO NTS-345R5 S/N: 075644

INGENIERÍA Y TOPOGRAFÍA COLOMBIANA S.A.S. CERTIFICA que el equipo en mención ha sido sometido al proceso de confirmación metrológica utilizando los equipos de medición recomendados por **SOUTH** y siguiendo los parámetros indicados por el fabricante, teniendo como referencia el manual de reparación y calibración suministrado por el fabricante. Estos procedimientos cumplen con los estándares de calidad internacional según lo establecido por el fabricante.

Fue ajustado en colimador Nikon de precisión de 0.001 mm de error, el cual se patrono con un Nivel Nikon AE7 Sn: 247870 sometido a verificación según la Norma ISO/IEC 17025:2005 por el SENA, entidad acreditada por la ONAC según Certificado No 16-LAC-034.

Telescopio	Imagen	Directa
	Aumento	30X
	Campo de Visión	1°20' (2,3m a 100m)
	Poder de Resolución	1.30"
	Distancia mínima de enfoque	1,3m./ 4,26 pies
Medición de distancia	Con Prisma	5000 m
	Sin Prisma	500 m
	Precisión modo MSR	±(2+ 2ppm x D) mm
Medición de Ángulos	Sistema de Lectura	Detección fotoeléctrica mediante codificador Detector Para V/H
	Incremento mínimo (grados sexagesimales)	1" o 5"
	Incremento mínimo (grados centesimales)	0,2 mgon o 1 mgon
	Precisión	5"
Compensador vertical automático	Sistema	Detección eléctrica por líquido
	Margen de trabajo	± 3'
	Precisión de ajuste	± 1" ± 0,1 mg
Lumi-Guide	Margen de Trabajo	Mayor de 100m/330 pies
	Precisión de posicionamiento	Dentro de aproximadamente 6 Cm

Carrera 56 # 128 - 13 // Bogotá Colombia
Tel. 4768990 Cel.: 311 2239159
NIT: 900.657.171-6
www.intopcol.com
ventas@intopcol.com - ingenieria@intopcol.com

Niveles	Sensibilidad de ampolla de nivel plana	40"/1DIV
Pantalla	Tipo LCD	02 Display, Alfanumerico
Capacidad de memoria	Puntos / coordenadas	16.000 puntos
Batería DC 6V	Voltaje de salida Tiempo de Trabajo	6 V Recargable 8 Horas
Verificación de lecturas ángulo horizontal	Lectura cara 1 Lectura cara 2	0°00'00" 180°00'01" 180°00'01"
Verificación de lecturas ángulo vertical	Lectura cara 1 Lectura cara 2	89°09'00" 270°51'01" 360°00'01"
Plomada	Óptica	Ok

Esta Certificación tiene una validez de seis (6) meses a partir de 15 de Diciembre de 2020 hasta 14 de Junio de 2021.

Nota. Este certificado es únicamente valido si el equipo en mención cuenta con el STICKER de Calibración.

Atentamente,

INTOPCOL S.A.S
Ingeniería y Topografía Colombiana
Bogotá - Colombia
NIT. 900.657.171-6

PEDRO JESUS VASQUEZ
Departamento técnico
Tel. 311 2239159

REPUBLICA DE COLOMBIA
IDENTIFICACION PERSONAL
CEDULA DE CIUDADANIA

NUMERO 80031851

REPUBLICA DE COLOMBIA

BARON ROMERO
APELLIDOS

JHON FREDY
NOMBRES

FIRMA



FECHA DE NACIMIENTO 11-OCT-1981
SIMITI
(BOLIVAR)
LUGAR DE NACIMIENTO
1.70 ESTATURA
A+ G.S. RH
M SEXO
21-OCT-1999 BOGOTA D.C.
FECHA Y LUGAR DE EXPEDICION

REGISTRADOR NACIONAL
IVAN DUQUE ESCOBAR

INDICE DERECHO

A-1207500-37095941-M-0080031851-20011129 02190 01332H 01 077399814

573

República de Colombia

CONSEJO PROFESIONAL NACIONAL DE TOPOGRAFIA

Nombre: JHON FREDY BARON ROMERO

Cédula: 80.031.851

Licencia Profesional No: 01-15455

Resolución: 02-5456 - 27/02/2015

TECNOLOGO EN TOPOGRAFIA

SENA

Vicepresidente



TOPOGRAFIA

MEMORIAL DE RESPONSABILIDAD

Yo, **JHON FREDY BARON ROMERO**, identificado (a) con C.C. 80.031.851, en mi calidad de Topografo con Matrícula Profesional No 01-15455 CPNT, presento los cálculos y Diseños Topograficos para el proyecto **REHABILITACION Y RECONSTRUCCION PARA EL MEJORAMIENTO DE LA PLACA HUELLA Y MURO DE CONTENCION EN LA VÍA DE SEGUNDO ORDEN DESDE EL MUNICIPIO DE CHIMA -GUAPOTA, DEPARTAMENTO DE SANTANDER.**

Aclaro que los diseños y estudios topográficos aplican siempre y cuando la etapa de construcción se realice en el predio de estudio y se realice con las especificaciones descritos en los planos adjuntos.

JHON FREDY BARON ROMERO

TOPOGRAFO

535

Gobernación de Santander	SOLICITUD DE CERTIFICACIÓN DEL BANCO DE PROYECTOS	VERSIÓN	13
		FECHA DE APROBACIÓN	12/02/2021
		PÁGINA	1 de 1

Bucaramanga, Agosto de 2021

Doctor
ARIEL CAVANZO TELLEZ
Coordinador Grupo de Proyectos e Inversión Pública
Secretaria de Planeación
Departamento de Santander

Respetado Doctor

De manera atenta me permito solicitar certificación de registro en el Banco de Programas y Proyectos de Inversión Pública Departamental, del siguiente proyecto

PLAN DE DESARROLLO "SANTANDER SIEMPRE CONTIGO Y PARA EL MUNDO 2020-2023"		
Nombre del Proyecto	REHABILITACION Y RECONSTRUCCION PARA EL MEJORAMIENTO DE LA PLACA HUELLA Y MURO DE CONTENCION LA VIA CHIMA – GUAPOTA DEPARTAMENTO DE SANTANDER.	
Número SSEPI	20210680000271	
Número BPIN	2021004680303	
Línea Estratégica	SEGURIDAD Y BUEN GOBIERNO	
Sector PDD	SIEMPRE GESTIÓN DEL RIESGO	
Sector CATALOGO DE PRODUCTOS DNP MGA SUIFP	GOBIERNO TERRITORIAL	
Código Sector CATALOGO DE PRODUCTOS DNP MGA SUIFP	45	
Programa PDD	Ordenamiento Ambiental Territorial.	
Programa CATALOGO DE PRODUCTOS DNP MGA SUIFP	Gestión del riesgo de desastres y emergencias	
Código Programa CCPET	4503	
Meta de producto CATALOGO DE PRODUCTOS DNP MGA SUIFP	Obras de infraestructura para la reducción del riesgo de desastres	
Código Meta de producto CATALOGO DE PRODUCTOS DNP MGA SUIFP	4503022	
Indicador de producto CATALOGO DE PRODUCTOS DNP MGA SUIFP	Obras de infraestructura para la reducción del riesgo de desastres realizadas-	
Código Indicador de producto CATALOGO DE PRODUCTOS DNP MGA SUIFP	450302200	
Valor Total del Proyecto	$599.739.127.00	
Valor Total de la Vigencia	$599.739.127.00	
Valor Solicitado Oficina Gestora	Obra:	$562.861.027.00
	Interventoría:	$36.878.100.00
	Otros:	$
	Total:	$599.739.127.00

DISTRIBUCIÓN DE LOS RECURSOS					
Vigencia Actual		Vigencia Futura		Vigencia Futura (Ordinaria – Excepcional) 20##	
Obra:	$562.861.027.00	Obra:		Obra:	
Interventoría:	$36.878.100.00	Interventoría:		Interventoría:	
Otros:		Otros:		Otros	
Total:	$599.739.127.00	Total:		Total	

Fuente(s) de Financiación:	Código (s) PUC- CCPET
FONPET 20% ICLD REC BCE	2.3.2.02.02.008.45.03

Otros: Hace referencia a Prestación de servicios, suministros, dotación, capacitación y demás que no hagan referencia a obra o interventoría

República de Colombia Gobernación de Santander	SOLICITUD DE CERTIFICACIÓN DEL BANCO DE PROYECTOS	CÓDIGO	ES-PE-RG-01
		VERSIÓN	13
		FECHA DE APROBACIÓN	12/02/2021
		PÁGINA	1 de 1

Bucaramanga, Agosto de 2021

Doctor
ARIEL CAVANZO TELLEZ
Coordinador Grupo de Proyectos e Inversión Pública
Secretaria de Planeación
Departamento de Santander

Respetado Doctor

De manera atenta me permito solicitar certificación de registro en el Banco de Programas y Proyectos de Inversión Pública Departamental, del siguiente proyecto

PLAN DE DESARROLLO "SANTANDER SIEMPRE CONTIGO Y PARA EL MUNDO 2020-2023"			
Nombre del Proyecto	REHABILITACION DE ZONAS CRITICAS POR MEDIO DE OBRAS DE MITIGACION EN EL MUNICIPIO DE SAN VICENTE DE CHUCURI.		
Número SSEPI	20210680000282		
Número BPIN	2021004680314		
Línea Estratégica	SEGURIDAD Y BUEN GOBIERNO		
Sector PDD	SIEMPRE GESTIÓN DEL RIESGO		
Sector CATALOGO DE PRODUCTOS DNP MGA SUIFP	GOBIERNO TERRITORIAL		
Código Sector CATALOGO DE PRODUCTOS DNP MGA SUIFP	45		
Programa PDD	Ordenamiento Ambiental Territorial		
Programa CATALOGO DE PRODUCTOS DNP MGA SUIFP	Gestión del riesgo de desastres y emergencias		
Código Programa CCPET	4503		
Meta de producto CATALOGO DE PRODUCTOS DNP MGA SUIFP	Obras de infraestructura para la reducción del riesgo de desastres		
Código Meta de producto CATALOGO DE PRODUCTOS DNP MGA SUIFP	4503022		
Indicador de producto CATALOGO DE PRODUCTOS DNP MGA SUIFP	Obras de infraestructura para la reducción del riesgo de desastres realizadas.		
Código Indicador de producto CATALOGO DE PRODUCTOS DNP MGA SUIFP	450302200		
Valor Total del Proyecto	$599.739.127.00		
Valor Total de la Vigencia	$599.739.127.00		
Valor Solicitado Oficina Gestora	Obra:	$524.446.071.35	
	Interventoría:	$44.971.075.80	
	Otros:	$	
	Total:	$569.417.147.15	

DISTRIBUCIÓN DE LOS RECURSOS					
Vigencia Actual		**Vigencia Futura**		**Vigencia Futura** (Ordinaria – Excepcional) **20##**	
Obra:	$524.446.071.35	Obra:		Obra:	
Interventoría:	$44.971.075.80	Interventoría:		Interventoría:	
Otros:	$	Otros:		Otros	
Total:	$569.417.147.15	Total:		Total	

Fuente(s) de Financiación:	**Código (s) PUC- CCPET**
ICLD REC BCE. $569.417.147.15	**2.3.2.02.02.008.45.03**

República de Colombia Gobernación de Santander	SOLICITUD DE CERTIFICACIÓN DEL BANCO DE PROYECTOS	CÓDIGO	ES-PE-RG-01
		VERSIÓN	13
		FECHA DE APROBACIÓN	12/02/2021
		PÁGINA	2 de 1

Solicitud realizada por:	Nombre: Cesar Augusto Garcia Duran
	Cargo: Director Gestión del Riesgo de Desastres
Nota: el Componente de otros hace referencia a :	

Cordialmente,

CESAR AUGUSTO GARCIA DURAN
Director Gestión del Riesgo de Desastres

Proyectó: Fabio Correa /

Gobernación de Santander

Nit. 00890201235-6

CONSULTA DE SALDOS PRESUPUESTALES

A Agosto 13 de 2021

Vig.	Centro de costo	Rubro presupuestal	Descripción	Fte. finan.	Definitivo	Ejecutado	Saldo por ejec.
21	DIRECCION GESTION DEL RIESGO	2.3.2.02.02.008.45.03	Gestion del riesgo de desastres y enmergencias	ICLD REC.BCE	651,241,547.15	0.00	651,241,547.15
21	DIRECCION GESTION DEL RIESGO	2.3.2.02.02.008.45.03	Gestion del riesgo de desastres y enmergencias	FONPET 20%. ICLD REC BCE.	599,739,127.00	0.00	599,739,127.00
				TOTALES---------->	1,250,980,674.15	0.00	1,250,980,674.15

Impreso por: LEON SANTAMARIA FANNY STELLA el 13/08/2021 a las 01:29:15:pm

519

EL COORDINADOR DEL GRUPO DE PROYECTOS E INVERSIÒN PÙBLICA

CERTIFICA:

Que dando cumplimiento al Decreto 303 de 2005 y la Resolución No.4788 de 2016, emanadas por el Departamento de Santander y el Departamento Nacional de Planeación respectivamente, y una vez realizada la revisión técnica, documental y/ò control posterior de viabilidad, hemos **REGISTRADO** el siguiente proyecto:

NOMBRE DEL PROYECTO:	REHABILITACIÓN DE ZONAS CRITICAS POR MEDIO DE OBRAS DE MITIGACIÓN EN EL MUNICIPIO DE SAN VICENTE DE CHUCURÍ
BPIN:	2021004680314
SSEPI:	20210680000282
Sector CATALOGO DE PRODUCTOS DNP MGA SUIFP CATALOGO DE PRODUCTOS DNP MGA SUIFP:	GOBIERNO TERRITORIAL
Código Sector CATALOGO DE PRODUCTOS DNP MGA SUIFP:	45
Programa CATALOGO DE PRODUCTOS DNP MGA SUIFP:	Gestión del riesgo de desastres y emergencias
Código Programa CATALOGO DE PRODUCTOS DNP MGA SUIFP:	4503
Producto CATALOGO DE PRODUCTOS DNP MGA SUIFP:	Obras de infraestructura para la reducción del riesgo de desastres
Código de producto CATALOGO DE PRODUCTOS DNP MGA SUIFP:	4503022
Indicador de producto CATALOGO DE PRODUCTOS DNP MGA SUIFP:	Obras de infraestructura para la reducción del riesgo de desastres realizadas
Código Indicador de producto CATALOGO DE PRODUCTOS DNP MGA SUIFP:	450302200
Viabilidad técnica sectorial emitida por:	Dr. CESAR AUGUSTO DURAN GARCÍA, Director de Gestión del Riesgo. Dr. GIOVANI GUALTEROS AGUILLÓN, Ingeniero Civil Contratista Dirección de Gestión del Riesgo.
Control posterior de viabilidad otorgado por:	NICOLÁS JOSÉ CAMELO MONTAGUT, Profesional Contrato de Prestación de Servicios Grupo de Banco de Proyectos. ARIEL CAVANZO TELLEZ, Coordinador del Grupo de Banco de Proyectos.

Datos económicos del proyecto:

VIGENCIA	APORTE DEL DEPARTAMENTO	APORTE DE OTRAS ENTIDADES	VALOR TOTAL DE LA VIGENCIA	VALOR TOTAL DEL PROYECTO
2021	$569.417.147,15	$0.00	$569.417.147,15	$569.417.147,15

Una vez registrado y/o actualizado el proyecto se conserva en custodia en el archivo de éste grupo de trabajo y no es posible su préstamo, motivo por el cual, es indispensable, que en cada dependencia se conserve la copia con el fin de llevar seguimiento y control a cada uno de ellos.

Este certificado se expide a los 04 días del mes de Agosto del año 2021 a favor de:

NOMBRE:	CESAR AUGUSTO GARCÍA DURÁN
CARGO:	Director de Gestión del Riesgo
SERETARÍA:	Dirección de Gestión del Riesgo

ARIEL CAVANZO TELLEZ
Coordinador del Grupo de Proyectos e Inversión Pública

Gobernación de Santander	**CERTIFICACIÓN DEL BANCO DE PROYECTOS**	CÓDIGO	ES-PE-RG-19
		VERSIÓN	14
		FECHA DE MODIFICACIÓN	12/02/2021
		PÁGINA	1 de 1

Certificación No. 320

LA SECRETARIA DE PLANEACION DEPARTAMENTAL
En cumplimiento del Decreto Departamental 143 de 2001 Art. 1°, Literal B, Numeral 14, y Decreto 303 de 2005, Artículo 15.

CERTIFICA

PLAN DE DESARROLLO "SANTANDER SIEMPRE CONTIGO Y PARA EL MUNDO 2020-2023"		
Nombre del Proyecto	REHABILITACION DE ZONAS CRITICAS POR MEDIO DE OBRAS DE MITIGACION EN EL MUNICIPIO DE SAN VICENTE DE CHUCURI	
Número SSEPI	20210680000282	
Número BPIN	2021004680314	
Línea Estratégica	SEGURIDAD Y BUEN GOBIERNO	
Sector PDD	SIEMPRE GESTION DEL RIESGO	
Sector CATALOGO DE PRODUCTOS DNP MGA SUIFP	GOBIERNO TERRITORIAL	
Código Sector CATALOGO DE PRODUCTOS DNP MGA SUIFP	45	
Programa PDD	Ordenamiento Ambiental Territorial	
Programa CATALOGO DE PRODUCTOS DNP MGA SUIFP	Gestión del riesgo de desastres y emergencias	
Código Programa CATALOGO DE PRODUCTOS DNP MGA SUIFP	4503	
Meta de producto CATALOGO DE PRODUCTOS DNP MGA SUIFP T	Obras de infraestructura para la reducción del riesgo de desastres	
Código Meta de producto CATALOGO DE PRODUCTOS DNP MGA SUIFP	4503022	
Indicador de producto CATALOGO DE PRODUCTOS DNP MGA SUIFP	Obras de infraestructura para la reducción del riesgo de desastres realizadas	
Código Indicador de producto CATALOGO DE PRODUCTOS DNP MGA SUIFP	450302200	
Valor Total del Proyecto	$599.739.127.00	
Valor Total de la Vigencia	$599.739.127.00	
Valor Solicitado Oficina Gestora	Obra:	$524.446.071.35
	Interventoria:	$44.971.075.80
	Otros:	
	Total:	$569.417.147.15

DISTRIBUCIÓN DE LOS RECURSOS

Vigencia Actual		**Vigencia Futura** (Ordinaria - Cargo [año]) **20##**		**Vigencia Futura** (Ex... - Fuente [año]) **20##**	
Obra:	$524.446.071.35	Obra:		Obra:	
Interventoria:	$44.971.075.80	Interventoria:		Interventoria:	
Otros:		Otros:		Otros	
Total:	$569.417.147.15	Total:		Total	

Fuente(s) de Financiación:	**Código (s) PUC-CCPET**
ICLD REC BCE. $569.417.147.15	**2.3.2.02.02.008.45.03**

Solicitud realizada por:	**Nombre: Cesar Augusto García Duran**
	Cargo: Director Gestión del Riesgo de Desastres

Nota:

ORIGINAL

LEILYN YAZMIN GOMEZ ORDOÑEZ
Vo. Bo. Secretario de Planeación
Nicolas J Camelo M.
NICOLAS JOSE CAMELO MONTAGUT

ARIEL CAVANZO TELLEZ
Coord. Grupo Proyectos e Inversión Pública

17 AGO 2021

	SOLICITUD DE CERTIFICADO DE DISPONIBILIDAD PRESUPUESTAL	CODIGO	AP-GF-RG-11
		VERSIÓN	9
		FECHA DE APROBACIÓN	06/01/2021
		PÁGINA	1 de 1

Nro:21N00026

Bucaramanga, en Agosto 17 de 2021

Doctor(a)
FELIX EDUARDO RAMIREZ RESTREPO
Director Técnico de Presupuesto
Gobernación de Santander
Presente

Solicito de manera formal su autorización para que la Dirección de Presupuesto expida el Certificado de Disponibilidad Presupuestal CDP.

CODIGO :	2.3.2.02.02.008.45.03				
NOMBRE DEL CODIGO :	Gestion del riesgo de desastres y enmergencias				TOTAL
VALOR : En caso de viaticos y gastos de viaje identificar el valor por cada concepto.	$ 0.00	$ 0.00	$ 0.00		$ 44,971,075.80
OBJETO :	INTERVENTORIA TÉCNICA, ADMINISTRATIVA, FINANCIERA, AMBIENTAL, CONTABLE Y JURÍDICA, PARA LA REHABILITACION DE ZONAS CRITICAS POR MEDIO DE OBRAS DE MITIGACION EN EL MUNICIPIO DE SAN VICENTE DE CHUCURI EN EL MARCO DE LA DECLARATORIA DE CALAMIDAD PÚBLICA DECRETO N. 0075 DEL 12 DE JULIO DE 2021, PARA DAR CUMPLIMIENTO AL PLAN DE ACCIÓN ESPECIFICO PAER.				
NOMBRE DEL PROYECTO :	REHABILITACION DE ZONAS CRITICAS POR MEDIO DE OBRAS DE MITIGACION EN EL MUNICIPIO DE SAN VICENTE DE CHUCURI				
FUENTE DE FINANCIACION :	ICLD REC.BCE				
No. SSPEI : Sólo para inversión.	20210680000282				
META :	201904 - $ 44,971,075.80				
VIGENCIA DEL CDP :	Vigencia Actual				
Verificar Saldo Presupuestal	Nombre del Funcionario que verifica				

OBJETO DEL GASTO : Funcionamiento ____ Servicio Deuda ____ Inversión ____

Cordialmente,

CESAR AUGUSTO GARCIA DURAN
Director Gestión del Riesgo Departamental

Proyectó:
Reviso: Ext 2206

	CERTIFICADO DISPONIBILIDAD PRESUPUESTAL	CÓDIGO	AP-GF-RG-162
		VERSIÓN	0
		FECHA DE APROBACIÓN	02/10/2020
		PÁGINA	1 de 1

CERTIFICADO DE DISPONIBILIDAD PRESUPUESTAL Nro:21002967
Expedido en Bucaramanga, en Agosto 19 de 2021

EL DIRECTOR TECNICO DE PRESUPUESTO
En Cumplimiento de lo dispuesto en el Decreto 111 de 1996 Artículo 71.

CERTIFICA

Que en el presupuesto de gastos de la vigencia Actual, se registra una partida por valor de $44,971,075.80 (CUARENTA Y CUATRO MILLONES NOVECIENTOS SETENTA Y UN MIL SETENTA Y CINCO PESOS CON OCHENTA CENTAVOS M/CTE.).

Vigencia	:	Vigencia Actual
Unidad Gestora	:	DIRECCION GESTION DEL RIESGO
Rubro Presupuestal	:	2.3.2.02.02.008.45.03 Código Interno: 214929
Detalle Rubro	:	Gestion del riesgo de desastres y enmergencias
Fuente de Financiación	:	ICLD REC.BCE
Acto Administrativo	:	DECRETO 386 DEL 11 DE AGOSTO DE 2021
Valor Rubro	:	$ 44,971,075.80
Cód. Proyecto Inversión	:	20210680000282
Meta	:	201904 $ 44,971,075.80
Vigencia del Cdp	:	134 días
Concepto del Cdp	:	INTERVENTORIA TÉCNICA, ADMINISTRATIVA, FINANCIERA, AMBIENTAL, CONTABLE Y JURÍDICA, PARA LA REHABILITACION DE ZONAS CRITICAS POR MEDIO DE OBRAS DE MITIGACION EN EL MUNICIPIO DE SAN VICENTE DE CHUCURI EN EL MARCO DE LA DECLARATORIA DE CALAMIDAD PÚBLICA DECRETO N. 0075 DEL 12 DE JULIO DE 2021, PARA DAR CUMPLIMIENTO AL PLAN DE ACCIÓN ESPECIFICÓ PAER. /* FIN */

Observaciones :

Registrado por : VILLABONA SANCHEZ GLORIA ISABEL
Revisado por :

FELIX EDUARDO RAMIREZ RESTREPO
Director Técnico de Presupuesto

Gobernación de Santander	SOLICITUD DE CERTIFICACIÓN DEL BANCO DE PROYECTOS	CÓDIGO	[illegible]
		VERSIÓN	13
		FECHA DE APROBACIÓN	12/02/2021
		PÁGINA	1 de 1

Bucaramanga, Agosto de 2021

Doctor
ARIEL CAVANZO TELLEZ
Coordinador Grupo de Proyectos e Inversión Pública
Secretaria de Planeación
Departamento de Santander

Respetado Doctor

De manera atenta me permito solicitar certificación de registro en el Banco de Programas y Proyectos de Inversión Pública Departamental, del siguiente proyecto

PLAN DE DESARROLLO "SANTANDER SIEMPRE CONTIGO Y PARA EL MUNDO 2020-2023"		
Nombre del Proyecto	REHABILITACION Y RECONSTRUCCION PARA EL MEJORAMIENTO DE LA PLACA HUELLA Y MURO DE CONTENCION LA VIA CHIMA – GUAPOTA DEPARTAMENTO DE SANTANDER.	
Número SSEPI	20210680000271	
Número BPIN	2021004680303	
Línea Estratégica	SEGURIDAD Y BUEN GOBIERNO	
Sector PDD	SIEMPRE GESTIÓN DEL RIESGO	
Sector CATALOGO DE PRODUCTOS DNP MGA SUIFP	GOBIERNO TERRITORIAL	
Código Sector CATALOGO DE PRODUCTOS DNP MGA SUIFP	45	
Programa PDD	Ordenamiento Ambiental Territorial.	
Programa CATALOGO DE PRODUCTOS DNP MGA SUIFP	Gestión del riesgo de desastres y emergencias	
Código Programa CCPET	4503	
Meta de producto CATALOGO DE PRODUCTOS DNP MGA SUIFP	Obras de infraestructura para la reducción del riesgo de desastres	
Código Meta de producto CATALOGO DE PRODUCTOS DNP MGA SUIFP	4503022	
Indicador de producto CATALOGO DE PRODUCTOS DNP MGA SUIFP	Obras de infraestructura para la reducción del riesgo de desastres realizadas-	
Código Indicador de producto CATALOGO DE PRODUCTOS DNP MGA SUIFP	450302200	
Valor Total del Proyecto	$599.739.127.00	
Valor Total de la Vigencia	$599.739.127.00	
Valor Solicitado Oficina Gestora	Obra:	$562.861.027.00
	Interventoría:	$36.878.100.00
	Otros:	$
	Total:	$599.739.127.00

DISTRIBUCIÓN DE LOS RECURSOS					
Vigencia Actual		**Vigencia Futura)**		**Vigencia Futura (Ordinaria – Excepcional) 20##**	
Obra:	$562.861.027.00	Obra:		Obra:	
Interventoría:	$36.878.100.00	Interventoría:		Interventoría:	
Otros:		Otros:		Otros	
Total:	$599.739.127.00	Total:		Total	

Fuente(s) de Financiación:	Código (s) PUC- CCPET
FONPET 20% ICLD REC BCE	**2.3.2.02.02.008.45.03**

Otros: Hace referencia a Prestación de servicios, suministros, dotación, capacitación y demás que no hagan referencia a obra o interventoría

574

Solicitud realizada por:	Nombre: Cesar Augusto Garcia Duran
	Cargo: Director Gestión del Riesgo de Desastres
Nota: el Componente de otros hace referencia a :	

Cordialmente,

CESAR AUGUSTO GARCIA DURAN
Director Gestión del Riesgo de Desastres

Proyectó: Fabio Correa /

Otros: Hace referencia a Prestación de servicios, suministros, dotación, capacitación y demás que no hagan referencia a obra o interventoría

Gobernación de Santander

Nit. 00890201235-6

CONSULTA DE SALDOS PRESUPUESTALES

A Agosto 13 de 2021

Vig.	Centro de costo	Rubro presupuestal	Descripción	Fte. finan.	Definitivo	Ejecutado	Saldo por ejec.
21	DIRECCION GESTION DEL RIESGO	2.3.2.02.02.008.45.03	Gestion del riesgo de desastres y enmergencias	ICLD REC.BCE	651,241,547.15	0.00	651,241,547.1
21	DIRECCION GESTION DEL RIESGO	2.3.2.02.02.008.45.03	Gestion del riesgo de desastres y enmergencias	FONPET 20%. ICLD REC BCE.	599,739,127.00	0.00	599,739,127.0
				TOTALES---------->	1,250,980,674.15	0.00	1,250,980,674.1

Impreso por: LEON SANTAMARIA FANNY STELLA el 13/08/2021 a las 01:29:15:pm

	CERTIFICACIÓN DE REGISTRO Y/O ACTUALIZACION DE PROYECTOS	CODIGO	ES-PE-RG-35
		VERSIÓN	3
		FECHA APROBACIÓN	12/02/2021
		PÁGINA	2 de 1

EL COORDINADOR DEL GRUPO DE PROYECTOS E INVERSIÒN PÙBLICA

CERTIFICA:

Que dando cumplimiento al Decreto 303 de 2005 y la Resolución No.4788 de 2016, emanadas por el Departamento de Santander y el Departamento Nacional de Planeación respectivamente, y una vez realizada la revisión técnica, documental y/ò control posterior de viabilidad, hemos **REGISTRADO** el siguiente proyecto:

NOMBRE DEL PROYECTO:	**REHABILITACIÓN Y RECONSTRUCCIÓN PARA EL MEJORAMIENTO DE LA PLACA HUELLA Y MURO DE CONTENCIÓN LA VÍA CHIMA -GUAPOTA, DEPARTAMENTO DE SANTANDER**
BPIN:	2021004680303
SSEPI:	20210680000271
Sector CATALOGO DE PRODUCTOS DNP MGA SUIFP CATALOGO DE PRODUCTOS DNP MGA SUIFP:	GOBIERNO TERRITORIAL
Código Sector CATALOGO DE PRODUCTOS DNP MGA SUIFP:	45
Programa CATALOGO DE PRODUCTOS DNP MGA SUIFP:	Gestión del riesgo de desastres y emergencias
Código Programa CATALOGO DE PRODUCTOS DNP MGA SUIFP:	4503
Producto CATALOGO DE PRODUCTOS DNP MGA SUIFP:	Obras de infraestructura para la reducción del riesgo de desastres
Código de producto CATALOGO DE PRODUCTOS DNP MGA SUIFP:	4503022
Indicador de producto CATALOGO DE PRODUCTOS DNP MGA SUIFP:	Obras de infraestructura para la reducción del riesgo de desastres realizadas
Código Indicador de producto CATALOGO DE PRODUCTOS DNP MGA SUIFP:	450302200
Viabilidad técnica sectorial emitida por:	Dr. CESAR AUGUSTO DURAN GARCÍA, Director de Gestión del Riesgo. Dr. GIOVANNI GUALTEROS AGUILLON, Ingeniero Civil Asesor de la Dirección de Gestión del Riesgo
Control posterior de viabilidad otorgado por:	EDWIN ANDRÉS MOGOLLÓN CORDERO, Profesional Contrato de Prestación de Servicios Grupo de Banco de Proyectos.

Datos económicos del proyecto:

VIGENCIA	APORTE DEL DEPARTAMENTO	APORTE DE OTRAS ENTIDADES	VALOR TOTAL DE LA VIGENCIA	VALOR TOTAL DEL PROYECTO
2021	$599.739.127,00	$0.00	$599.739.127,00	$599.739.127,00

Una vez registrado y/o actualizado el proyecto se conserva en custodia en el archivo de éste grupo de trabajo y no es posible su préstamo, motivo por el cual, es indispensable, que en cada dependencia se conserve la copia con el fin de llevar seguimiento y control a cada uno de ellos.

Este certificado se expide a los 22 días del mes de Julio del año 2021 a favor de:

NOMBRE:	**CESAR AUGUSTO GARCÍA DURÁN**
CARGO:	**Director de Gestión del Riesgo**
SERETARÍA:	**Dirección de Gestión del Riesgo**

ARIEL CAVANZO TELLEZ
Coordinador del Grupo de Proyectos e Inversión Pública