



DIVISIÓN DE GEOTECNIA & VÍAS

Diseño Geométrico de Vías
Pavimentos • Mecánica de Suelos
Estudios de Suelo • Estudios Geotécnicos

ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LOS DISEÑOS DE REDES MATRICES Y OBRAS COMPLEMENTARIAS NECESARIAS PARA LA OPTIMIZACIÓN DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO DEL MUNICIPIO DE APARTADÓ ANTIOQUIA



DIVISIÓN DE GEOTECNIA & VÍAS

Diseño Geométrico de Vías
Pavimentos • Mecánica de Suelos
Estudios de Suelo • Estudios Geotécnicos



DICIEMBRE DE 2012

Calle 48B N°. 79-55. EDIFICIO CASA SIERRA. Oficina 101.
PBX: (4) 421 54 41. E-mail: elber.hernandez@gmail.com
Medellín - Colombia

TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN.....	6
2. ESTUDIO GEOTÉCNICO.....	6
3. GENERALIDADES SOBRE EL ÁREA DE ESTUDIO.....	8
1.1 Caracterización Geomorfológica.....	8
2.1 Problemas geotécnicos detectados durante los recorridos.....	9
3.1 Localización.....	12
4. GEOLOGÍA Y GEOMORFOLOGÍA.....	19
5. EXPLORACIÓN.....	22
5.1 Descripción.....	25
5.2 Posibilidad de licuación.....	25
6. EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA Y DEFORMACIONES.....	28
6.1 El proyecto.....	29
6.2 Propiedades Geotécnicas.....	29
6.2.1 módulos de elasticidad.....	29
6.2.2 coeficiente de reacción horizontal.....	30
6.2.3 tipo de cimentación y profundidad de desplante.....	39
6.3 PROPIEDADES GEOMECAÑICAS DE LOS MATERIALES PRESENTES EN LA ZONA DE ESTUDIO.....	40
6.4 ANÁLISIS DE LA CAPACIDAD DE CARGA Y ASENTAMIENTOS.....	40
6.4.1 conceptualización de la solución.....	40
6.4.2 Alternativa 1.....	41
6.4.3 Análisis de la capacidad de carga y asentamientos alternativa 1.....	41
6.4.4 Alternativa 2 (cimentaciones profundas).....	45
7. PERFIL DE DISEÑO SISMO RESISTENTE.....	47

8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	48
9. LIMITACIONES DEL ESTUDIO.....	56
10. REFERENCIAS.....	57

ANEXOS

- Resultados de ensayos de laboratorio

TABLA DE ILUSTRACIONES

ILUSTRACIÓN 1. OBRA DE DESCARGA ENTRE LA CALLE 100 Y LA CARRERA 62ª.	10
ILUSTRACIÓN 2. PUENTE PEATONAL ENTRE EL BARRIO PUEBLO NUEVO Y PRIMERO DE MAYO	10
ILUSTRACIÓN 3. PROCESO DE SOCAVACIÓN Y EROSIÓN LATERAL, AFECTACIÓN DE VIVIENDAS BARRIO VLEZ	11
ILUSTRACIÓN 4. PROCESOS DE DESLIZAMIENTOS ASOCIADOS A SUELOS DISPERSIVOS.	11
ILUSTRACIÓN 5. LOCALIZACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO, MUNICIPIO DE APARTADO ANT.	13
ILUSTRACIÓN 6. LOCALIZACIÓN DE LOS SONDEOS 1, 2 Y 3. EN LA ZONA DE ESTUDIO.	14
ILUSTRACIÓN 7. LOCALIZACIÓN DE LOS SONDEOS 4, 5 Y 6. EN LA ZONA DE ESTUDIO.	15
ILUSTRACIÓN 8. LOCALIZACIÓN DE LOS SONDEOS 7, 8 Y 9. EN LA ZONA DE ESTUDIO.	16
ILUSTRACIÓN 9. LOCALIZACIÓN DE LOS SONDEOS 10 Y 13. EN LA ZONA DE ESTUDIO.	18
ILUSTRACIÓN 10. LOCALIZACIÓN DE LOS SONDEOS 13 Y 14. EN LA ZONA DE ESTUDIO.	19
ILUSTRACIÓN 11. ACTIVIDAD SÍSMICA DE LA REGIÓN DE ESTUDIO.	21
ILUSTRACIÓN 12. NOMOGRAMA DE CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE PARA ZAPATA CORRIDAS (METODO DE TERZAGHI).	44
ILUSTRACIÓN 13. DETALLE CIMENTACIÓN SIFÓN.	46
ILUSTRACIÓN 14. ESPECTRO ELÁSTICO DE ACELERACIONES DE DISEÑO.	48
ILUSTRACIÓN 15.. DETALLE DE LOS ENTIBADOS ALTURAS INFERIORES A 2.0 M.	50

ILUSTRACIÓN 16. DETALLE DE LOS ENTIBADOS ALTURAS ENTRE 2.0 M Y 6.0 M.	51
ILUSTRACIÓN 17. ESQUEMA DE ACABADO DEL HINCADO DE LOS PILOTES.	53
ILUSTRACIÓN 18. PROCESO DE HINCADO DE LOS LARGUEROS VERTICALES...	54
ILUSTRACIÓN 19. FORMA DEL ENTIBADO PARA EXCAVACIÓN MAYOR A 6.0M. ..	55

LISTA DE TABLAS

Tabla 2. LONGITUD DE LAS EXPLORACIONES REALIZADAS	7
TABLA 3. HISTORIA SÍSMICA.	21
TABLA 4 . LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA DE MUNICIPIOS.	22
TABLA 5. RESUMEN ENSAYOS DE LABORATORIO DE LAS MUESTRAS DE LAS PERFORACIONES 1 A LA 7.	23
TABLA 6. RESUMEN ENSAYOS DE LABORATORIO DE LAS MUESTRAS DE LAS PERFORACIONES 8 A LA 14.	24
TABLA 7. POTENCIAL DE LICUACIÓN DE LIMOS Y ARENAS ARCILLOSAS (ANDRÉS AND MARTÍN,	28
TABLA 8. PARÁMETROS FÍSICO GEOTÉCNICOS SONDEO 1.....	31
TABLA 9. PARÁMETROS FÍSICO GEOTÉCNICOS SONDEO 2.....	31
TABLA 10. PARÁMETROS FÍSICO GEOTÉCNICOS SONDEO 3.....	32
TABLA 11. PARÁMETROS FÍSICO GEOTÉCNICOS SONDEO 4.....	32
TABLA 12. PARÁMETROS FÍSICO GEOTÉCNICOS SONDEO 5.....	33
TABLA 13. PARÁMETROS FÍSICO GEOTÉCNICOS SONDEO 6.....	34
TABLA 14. PARÁMETROS FÍSICO GEOTÉCNICOS SONDEO 7.....	34
TABLA 15. PARÁMETROS FÍSICO GEOTÉCNICOS SONDEO 8.....	35
TABLA 16. PARÁMETROS FÍSICO GEOTÉCNICOS SONDEO 9.....	35
TABLA 17. PARÁMETROS FÍSICO GEOTÉCNICOS SONDEO 10.....	36
TABLA 18. PARÁMETROS FÍSICO GEOTÉCNICOS SONDEO 11.....	36
TABLA 19. PARÁMETROS FÍSICO GEOTÉCNICOS SONDEO 12.....	37
TABLA 20. PARÁMETROS FÍSICO GEOTÉCNICOS SONDEO 13.....	37
TABLA 21. PARÁMETROS FÍSICO GEOTÉCNICOS SONDEO 14.....	38
TABLA 22. CALCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA. PARA PILAS DE 1.20 M.	46
TABLA 23. DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS DEL ENTIBADO CON ALTURAS INFERIORES A 2.0M.	52
TABLA 24. DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS DEL ENTIBADO CON ALTURAS ENTRE 2.0M Y 7.5M.	52

1. INTRODUCCIÓN

El estudio geotécnico incluye:

- 1) Descripción de las investigaciones de campo y laboratorio.
- 2) Análisis de estabilidad de la zona de estudio.
- 3) Recomendaciones para el diseño y construcción de las cimentaciones y procesos de excavación para la construcción de la red de acueducto.

Del estudio realizado, fue posible establecer el perfil geológico de las formaciones superficiales y determinar los parámetros de diseño geotécnicos de las cimentaciones, incluyendo el tipo de cimentación más adecuado técnica y económica, suficientemente segura para garantizar el funcionamiento adecuado de la estructura y el proceso de excavación.

2. ESTUDIO GEOTÉCNICO

El estudio geotécnico tiene como objetivo entregar las recomendaciones para el diseño de las fundaciones del sistema de acueducto, con base en la descripción visual de los materiales del subsuelo, la identificación del material presente en la zona de estudio, y en sus alrededores, los resultados de laboratorio efectuados a muestras de suelo extraídas en las perforaciones mecánicas, y los análisis geotécnicos respectivos.

Por medio de las actividades antes mencionadas se pretende definir y caracterizar el perfil estratigráfico del subsuelo y las propiedades índices o geomecánicas de los materiales que lo conforman, con la finalidad de obtener los parámetros necesarios para el cálculo de la capacidad de carga para el tipo de estructura proyectada haciendo la recomendación de cimentación más adecuada tanto técnica como económica.

El estudio se ejecutó por medio de tres etapas, la primera consistió en un reconocimiento detallado de la zona por donde ira el sistema de acueducto el cual fue llevado a cabo en el mes de diciembre de 2010, y la exploración del suelo, mediante la realización de 14 perforaciones las cuales permitieron alcanzar las siguientes profundidades ver Tabla 1

Tabla 1. **LONGITUD DE LAS EXPLORACIONES REALIZADAS**

Perforación	Profundidad (m)	Perforación	Profundidad (m)
P-01	4.0	P-08	10.60
P-02	4.81	P-09	6.10
P-03	3.20	P-10	3.50
P-04	5.20	P-11	7.40
P-05	5.40	P-12	4.60
P-06	6.80	P-13	5.60
P-07	5.30	P-14	5.50

De esta exploración se obtuvieron muestras de suelo alteradas en bolsa, y muestras de suelo en tubo Shelby de pared delgada. La segunda parte tuvo como objeto calificar y cuantificar las propiedades índice y geomecánicas de los suelos encontrados para determinar su comportamiento más probable ante los esfuerzos a los que será sometido con la edificación proyectada; esta etapa se llevó a cabo en laboratorio. La tercera etapa consistió en definir de forma conceptual los sistemas de fundación más adecuados de acuerdo a las necesidades específicas a lo largo del trazado de la red de acueducto, y de esta forma estimar, mediante metodologías numéricas compatibles con el proyecto en particular, los niveles de esfuerzos y deformaciones que controlarán el diseño de los sistemas de fundación y excavaciones.

3. GENERALIDADES SOBRE EL ÁREA DE ESTUDIO.

1.1 Caracterización Geomorfológica.

En el área de estudio han existido procesos morfodinámicos que han determinado en buena parte las diferentes formas del relieve. Dentro de estos procesos están la formación de la Serranía de Abibe, la depositación de sedimentos en ambientes marinos y continentales, además del efecto modelador de los ríos. Estos factores sumados a otros como el clima, y la actividad antrópica dan como resultado la geomorfología actual del territorio.

Para este análisis se ha dividido el paisaje jerárquicamente en unidades fisiográficas, unidades de relieve, macrounidades geomorfológicas, unidades geomorfológicas y geoformas. De acuerdo a esto se hará una descripción de la zona de estudio en su contexto geomorfológico regional y local de la unidad geomorfológica y geoforma existente en el sitio de estudio.

2.1 Problemas geotécnicos detectados durante los recorridos.

En los recorridos realizados en el municipio de Apartado en el mes de diciembre del 2010, se detectaron varios problemas relacionados con procesos de socavación y erosión lateral generados por el río Apartadó los cuales, se identificaron básicamente las siguientes problemáticas:

Procesos de socavación lateral las cuales está comprometiendo varias obras de descargas de alcantarillado existente ver Ilustración 1



- **ILUSTRACIÓN 1**



ILUSTRACIÓN 1. OBRA DE DESCARGA ENTRE LA CALLE 100 Y LA CARRERA 62ª.

Procesos de socavación y erosión lateral generados por el río Apartado sobre la margen derecha, estos procesos están comprometiendo estructuras como puentes y viviendas. Ver ILUSTRACIÓN 2 e ILUSTRACIÓN 3.



ILUSTRACIÓN 2. PUENTE PEATONAL ENTRE EL BARRIO PUEBLO NUEVO Y PRIMERO DE MAYO



ILUSTRACIÓN 3. PROCESO DE SOCAVACIÓN Y EROSIÓN LATERAL, AFECTACIÓN DE VIVIENDAS BARRIO VLEZ

procesos de tubificación y fenómenos asociados a suelos dispersivos los cuales pierden su estructura estos suelos son muy comunes a lo largo de la zona de estudio por lo que hay que tener mucho cuidado en el manejo de las aguas y en evitar fugas o escapes de agua en los alcantarillados y acueductos. ver ILUSTRACIÓN 4



ILUSTRACIÓN 4. PROCESOS DE DESLIZAMIENTOS ASOCIADOS A SUELOS DISPERSIVOS.

3.1 Localización.

El sitio de estudio se encuentra localizada en el Municipio de Apartamento Antioquia dentro de la zona de Macrounidad de llanura aluvial dentro de las zonas de terrazas altas y bajas cercanas al río Carepa y está constituido en profundidad por gravas y arena de grano fino.

De acuerdo con el plan de ordenamiento territorial (POT) esta zona se encuentra poco caracterizada desde los puntos de vista geológico-geotécnico, geomorfológico y de respuesta sísmica. A continuación se muestra la zona de interés de este estudio.

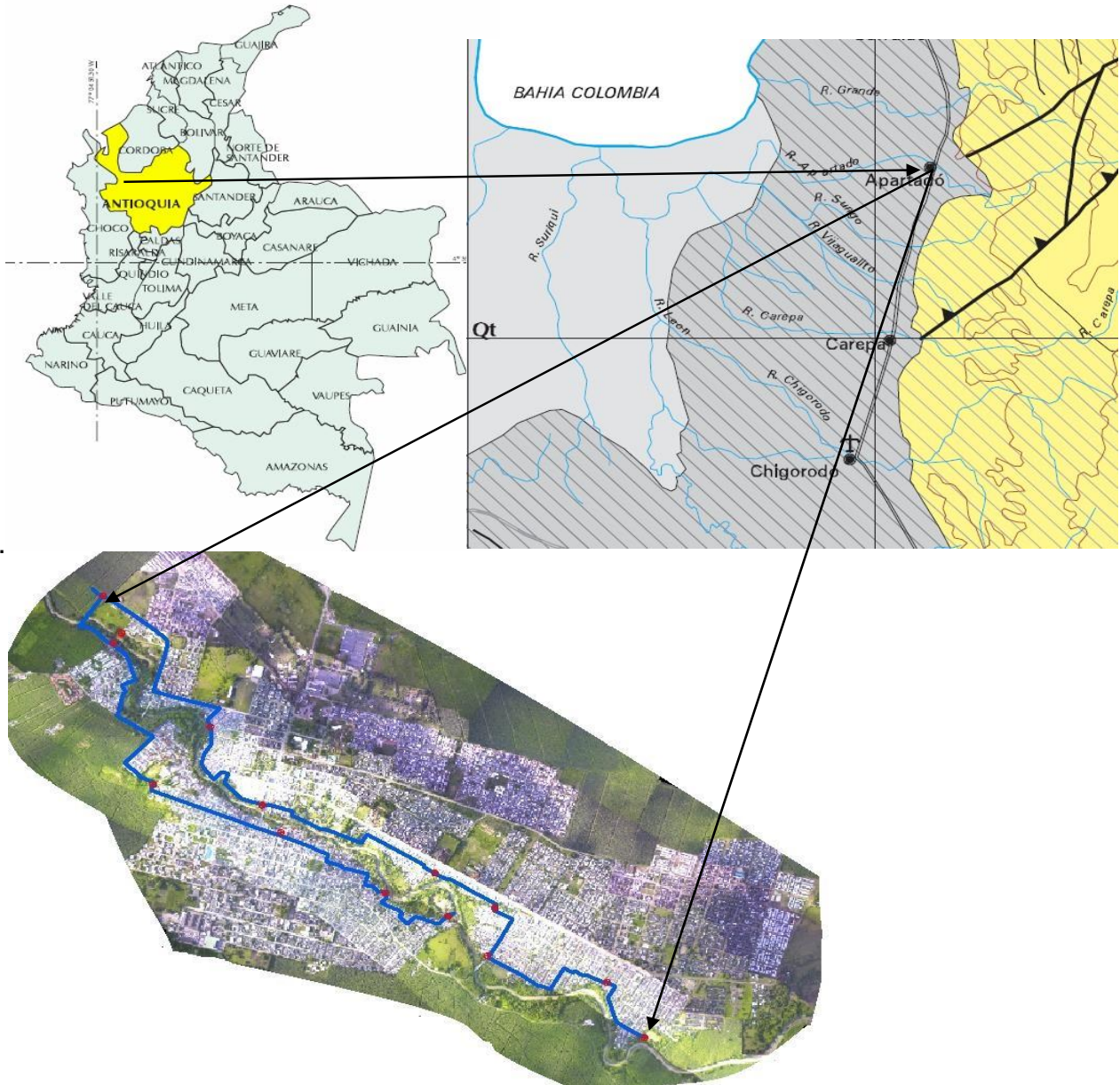


ILUSTRACIÓN 5. LOCALIZACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO, MUNICIPIO DE APARTADO ANT.



ILUSTRACIÓN 6. LOCALIZACIÓN DE LOS SONDEOS 1, 2 Y 3. EN LA ZONA DE ESTUDIO.



DIVISIÓN DE GEOTECNIA & VÍAS

Diseño Geométrico de Vías
Pavimentos • Mecánica de Suelos
Estudios de Suelo • Estudios Geotécnicos



ILUSTRACIÓN 7. LOCALIZACIÓN DE LOS SONDEOS 4, 5 Y 6. EN LA ZONA DE ESTUDIO.



ILUSTRACIÓN 8. LOCALIZACIÓN DE LOS SONDEOS 7, 8 Y 9. EN LA ZONA DE ESTUDIO.





ILUSTRACIÓN 9. LOCALIZACIÓN DE LOS SONDEOS 10 Y 13. EN LA ZONA DE ESTUDIO



ILUSTRACIÓN 10. LOCALIZACIÓN DE LOS SONDEOS 13 Y 14. EN LA ZONA DE ESTUDIO.

en la ILUSTRACIÓN 4 a la ILUSTRACIÓN 10, se pueden observar los sitios donde fue llevado a cabo el muestreo y los sondeos realizados a lo largo de la zona de estudio.

4. GEOLOGÍA Y GEOMORFOLOGÍA

La geología regional se caracteriza por cinco macro geomorfologías las cuales son: Macrounidad de vertiente, Macrounidad de piedemonte, Macrounidad Abanico, Macrounidad de Llanura aluvial, Macrounidad Complejo Costero.

La zona de estudio se encuentra ubicada en la Macrounidad de Llanura aluvial. Sobre esta macrounidad se encuentra ubicada la cabecera municipal al igual que a lo largo de la zona de estudio, la cual está conformada en esta área por materiales no consolidados tipo limo-arcillosos a arenosos en superficie, con niveles freáticos superficiales los cuales fluctúan entre 0.80 y 1.20 metros.

La zona de estudio es tectónicamente activa, ubicada cerca de la conjunción triple entre las placas tectónicas de Nazca, Caribe y Suramérica (González et al., 1988); además se encuentra afectada por las siguientes Fallas de:

- Falla de Uramita: esta falla se encuentra al oriente del golfo de uraba, la cual se extiende con una dirección aproximada Norte-Sur. Esta falla a estado activa recientemente.
- Falla de Murindo: esta falla tiene una extensión aproximada de 90km, con dirección Norte-sur. Esta falla es producto del movimiento de la placa Caribe hacia el sur-este.
- Falla del pacifico. Esta falla es de extensión regional, se localiza sobre la costa del pacifico a una distancia mayor de los 100km.

De acuerdo a lo anterior el municipio de Apartado Antioquia, es clasificada como de riesgo sísmico alto (ASOCIACIÓN DE INGENIERÍA SÍSMICA, 1988). En la Ilustración 11, se puede apreciar que la zona es de actividad sísmica alta, con sismos de magnitud 7.1 ubicada en la región de Benioff en el mar Caribe a unos 159 km de distancia de la zona de estudio y de 7.3 ubicado sobre la falla del Murindo a unos 87 km, en la Tabla 2. Se muestran los sismos más cercanos que han afectado la zona desde 1882 hasta nuestra fecha, y en la Tabla 3, se encuentra la localización geográfica de los municipios cercanos.

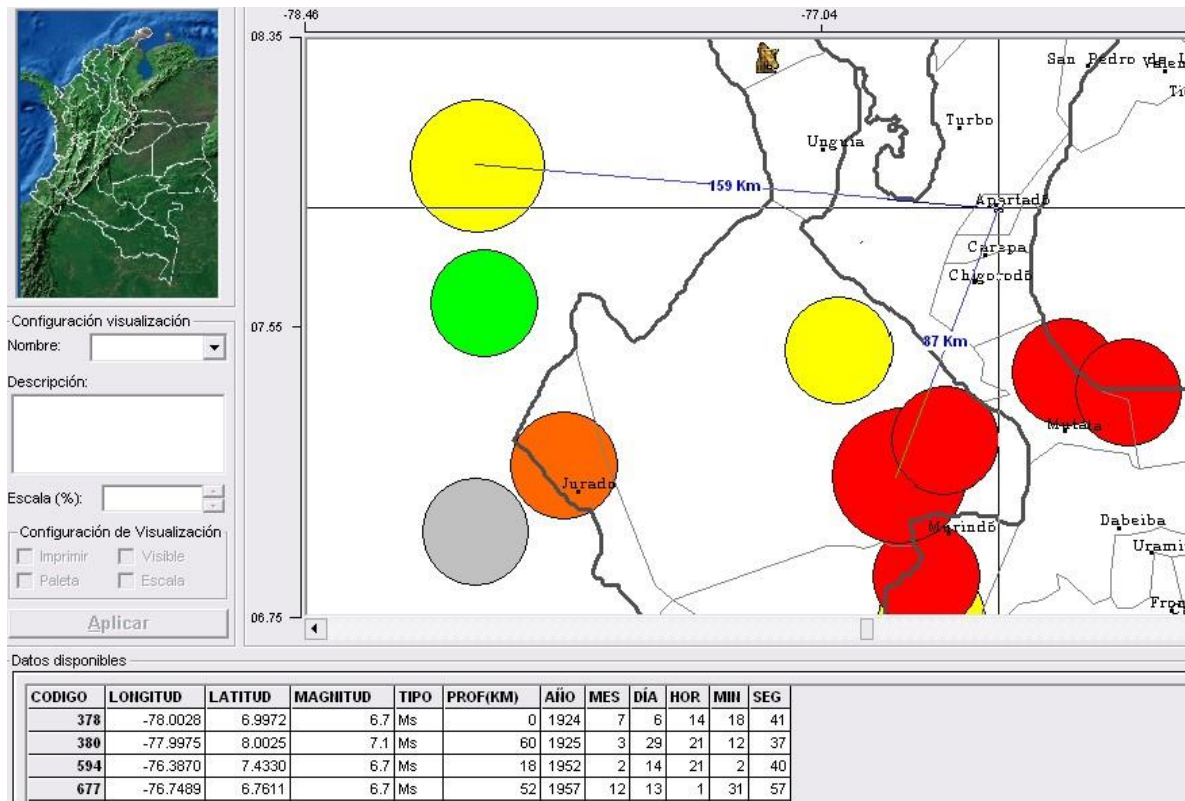


ILUSTRACIÓN 11. ACTIVIDAD SÍSMICA DE LA REGIÓN DE ESTUDIO.

TABLA 2. HISTORIA SÍSMICA.

CODIGO	LONGITUD	LATITUD	MAGNITUD	TIPO	PROF(KM)	AÑO	MES	DÍA	HOR	MIN	SEG
380	-77.9975	8.0025	7.1	Ms	60	1925	3	29	21	12	37
3706	-76.8398	7.1502	7.3	Ms	10	1992	10	18	15	11	60

TABLA 3 . LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA DE MUNICIPIOS.

CODIGO	LONGITUD	LATITUD	NOMBRE	DEPARTAMENTO
39287	-76.0312	6.6567	Abriaquí	ANTIOQUIA
39295	-75.8033	6.5691	Antioquia	ANTIOQUIA
39297	-76.5719	7.8874	Apartadó	ANTIOQUIA
39302	-75.6559	6.6188	Belmira	ANTIOQUIA
39307	-75.4775	7.1176	Briceño	ANTIOQUIA
39308	-75.8830	6.7358	Buriticá	ANTIOQUIA
39313	-76.0091	6.7640	Cañasgordas	ANTIOQUIA
39316	-76.6073	7.7552	Carepa	ANTIOQUIA
39325	-76.6358	7.6777	Chigorodó	ANTIOQUIA
39326	-76.2338	7.0089	Dabeiba	ANTIOQUIA
39330	-75.4937	6.5786	Entrenrios	ANTIOQUIA
39333	-76.0891	6.7826	Frontino	ANTIOQUIA
39334	-75.9310	6.6886	Giraldo	ANTIOQUIA
39344	-75.7447	7.1739	Ituango	ANTIOQUIA
39350	-75.7964	6.7008	Liborina	ANTIOQUIA
39354	-76.7029	6.9912	Murindó	ANTIOQUIA
39355	-76.3875	7.2705	Mutata	ANTIOQUIA
39359	-75.7797	6.6442	Olaya	ANTIOQUIA
39361	-75.8789	7.0338	Peque	ANTIOQUIA
39369	-75.7808	6.8574	Sabanalarga	ANTIOQUIA
39372	-75.6469	6.9229	San Andrés	ANTIOQUIA
39376	-75.6660	6.8639	"San José de	
39380	-75.5329	6.4799	San Pedro	ANTIOQUIA
39386	-75.4340	6.6555	Santa Rosa d	ANTIOQUIA
39391	-75.7250	6.5105	Sopetran	ANTIOQUIA
39396	-75.6728	7.0145	Toledo	ANTIOQUIA
39397	-76.6726	8.1070	Turbo	ANTIOQUIA
39398	-76.1466	6.9403	Uramita	ANTIOQUIA
39404	-76.8416	6.6226	Vidia del fuert	ANTIOQUIA

5. EXPLORACIÓN

Después de hacer un reconocimiento de la superficie del terreno, se desarrolló un programa de exploración del subsuelo, mediante la realización de catorce (14) perforaciones, con el objeto de conocer las propiedades geotécnicas que se pueden encontrar a lo largo del sistema de acueducto, se perforo en total 78 ml.Tabla 1. A cada uno de los sondeos se le tomaron muestras alteradas, además de realizarles ensayos de clasificación, contenido natural de agua y gravedad especifica. ver *TABLA 4*

TABLA 4. RESUMEN ENSAYOS DE LABORATORIO DE LAS MUESTRAS DE LAS PERFORACIONES 1 A LA 7.

PERFORACION= 1		N.F= 1.10										
Muestra	Profundidad (m)	SPT (golpes/pie)	w (%)	USCS	LL (%)	IP	IC	pH	Grava (%)	Arena (%)	Finos (%)	Descripción
P1-M1	0.00 - 1.50	4	40	SM	NL	NP	-	-	41.5	39.1	19.4	Arena limosa gris oscura
P1-M2	1.70 - 2.76	3	30	CL	23	8	-0.8	-	0.0	49.4	50.6	Arcilla arenosa color gris oscuro
P1-M3	2.76 - 4.00	2	23	SC	35	14	0.9	5.5	0.0	59.8	40.2	Arena con gravas café amarillento
PERFORACION= 2		N.F= 1.35										
Muestra	Profundidad (m)	SPT (golpes/pie)	w (%)	USCS	LL (%)	IP	IC	pH	Grava (%)	Arena (%)	Finos (%)	Descripción
P2-M1	0.00 - 1.50	7	89	ML	25	17	-3.8	-	0.00	6.68	93.32	Limo color café con vetas grises
P2-M2	1.68 - 2.70	8	35	CL-ML	36	6	0.2	-	0.00	3.12	96.88	Limo arcilloso color gris oscuro
P2-M4	2.88 - 4.00	6	41	CL	40	14	0.0	-	0.00	8.00	92.00	Arcilla color café con vetas grises
P2-M5	4.00 - 4.81	3	42	CL	43	22	0.0	5.5	0.00	16.80	83.20	Arcilla color café
PERFORACION= 3		N.F= 1.10										
Muestra	Profundidad (m)	SPT (golpes/pie)	w (%)	USCS	LL (%)	IP	IC	pH	Grava (%)	Arena (%)	Finos (%)	Descripción
P3-M1	0.00 - 1.60	15	27	SM	NL	NP	-	-	9.02	72.74	18.24	Arena limosa café clara
P3-M2	1.80 - 3.20	14	11	SP - SC	24	7	1.8	5.5	35.10	53.38	11.52	arena arcillosa café oscuro
PERFORACION= 4		N.F= 1.25										
Muestra	Profundidad (m)	SPT (golpes/pie)	w (%)	USCS	LL (%)	IP	IC	pH	Grava (%)	Arena (%)	Finos (%)	Descripción
P4-M1	0.45 - 1.65	8	39	CL	32	10	-0.7	-	0.00	3.93	96.07	Arcilla limosa café oscura
P4-M2	1.80 - 3.22	9	20	CL	28	15	0.5	-	0.00	8.62	91.38	Arcilla café con vetas grises
P4-M3	3.35 - 4.35	8	41	ML	39	12	-0.1	-	0.00	3.35	96.65	Limo color café con vetas grises
P4-M4	4.40 - 5.20	6	45	CH	51	24	0.2	5.5	0.00	0.76	99.24	Arcilla color café con vetas grises
PERFORACION= 5		N.F= 1.20										
Muestra	Profundidad (m)	SPT (golpes/pie)	w (%)	USCS	LL (%)	IP	IC	pH	Grava (%)	Arena (%)	Finos (%)	Descripción
P5-M1	0.35 - 1.61	8	39	SP - SM	NL	NP	-	-	0.00	88.69	11.31	Arcilla limosa café oscura
P5-M2	1.86 - 3.20	11	20	SM	NL	NP	-	-	0.00	79.27	20.73	Arcilla café con vetas grises
P5-M3	3.38 - 4.42	7	41	SM	NL	NP	-	-	0.00	84.17	15.83	Limo color café con motas grises
P5-M4	4.50 - 5.36	15	45	GW - GM	NL	NP	-	5.0	36.31	52.88	10.81	Arcilla color café con motas grises
PERFORACION= 6		N.F= 1.05										
Muestra	Profundidad (m)	SPT (golpes/pie)	w (%)	USCS	LL (%)	IP	IC	pH	Grava (%)	Arena (%)	Finos (%)	Descripción
P6-M1	0.00 - 1.55	10	32	ML	42	11	0.9	-	0.00	4.77	95.23	Limo color café con motas grises
P6-M2	1.75 - 3.01	4	56	MH	57	20	0.1	-	0.00	0.67	99.33	Limo color café motas grises
P6-M3	3.16 - 4.10	8	43	CL	33	11	-0.9	-	0.00	1.95	98.05	Arcilla color café con motas grises
P6-M4	4.31 - 5.60	4	47	CH	59	32	0.4	-	0.00	1.46	98.54	Arcilla gris con motas cafés
P6-M5	5.70 - 6.78	8	13	MH	54	23	1.8	5.5	0.00	0.47	99.53	Limo gris con motas cafés
PERFORACION= 7		N.F= 0.90										
Muestra	Profundidad (m)	SPT (golpes/pie)	w (%)	USCS	LL (%)	IP	IC	pH	Grava (%)	Arena (%)	Finos (%)	Descripción
P7-M1	0.00 - 1.68	8	33	CL - ML	42	11	0.8	-	0.00	41.91	58.09	Limo arenoso color café
P7-M2	1.81 - 3.23	11	42	CL	57	20	0.8	-	0.00	9.93	90.07	Arcilla arenosa color café
P7-M3	3.40 - 4.42	6	47	CL	33	11	-1.3	-	0.00	1.89	98.11	Arcilla color café con motas grises
P7-M4	4.56 - 5.31	2	47	ML	59	32	0.4	5.5	0.00	19.58	80.42	Limo arenoso color café con motas grises



TABLA 5. RESUMEN ENSAYOS DE LABORATORIO DE LAS MUESTRAS DE LAS PERFORACIONES 8 A LA 14.

PERFORACION= 8				N.F=	0.92								
Muestra	Profundidad (m)	SPT (golpes/pie)	w (%)	USCS	LL (%)	IP	IC	pH	Grava (%)	Arena (%)	Finos (%)	Descripción	
P8-M1	0.00 - 1.70	6	30	CL	33	12	0.3	-	0.00	8.47	91.53	Arcilla limosa café claro	
P8-M2	1.90 - 3.10	8	37	ML	38	11	0.1	-	0.00	7.50	92.50	Limo arenoso color café	
P8-M3	3.28 - 4.50	6	47	CL	47	20	0.0	-	0.00	5.29	94.71	Arcilla gris con motas cafés	
P8-M4	4.75 - 6.20	14	42	ML	36	7	-0.8	-	0.00	3.91	96.09	Limo arenoso color café con motas grises	
P8-M5	6.38 - 7.40	12	48	CL	34	21	-0.7	-	0.00	3.54	96.46	Arcilla gris con motas café	
P8-M6	7.65 - 9.00	13	51	ML	38	7	-1.8	-	0.00	9.36	90.64	Limo arcilloso color gris con motas amarillas	
P8-M7	9.28 - 10.60	12	45	CL	27	18	-1.0	5.5	0.00	22.29	77.71	Arcilla gris con motas cafés	
PERFORACION= 9				N.F=	0.95								
Muestra	Profundidad (m)	SPT (golpes/pie)	w (%)	USCS	LL (%)	IP	IC	pH	Grava (%)	Arena (%)	Finos (%)	Descripción	
P9-M1	0.80 - 2.20	14	29	CL	35	11	0.5	-	0.00	3.05	96.95	Arcilla limosa café con motas grises	
P9-M2	2.38 - 3.80	7	33	ML	37	11	0.4	-	0.00	2.28	97.72	Limo color café con motas grises	
P9-M4	5.43 - 6.10	12	48	ML	41	14	-0.5	5.5	0.00	8.56	91.44		
PERFORACION= 10				N.F=	1.05								
Muestra	Profundidad (m)	SPT (golpes/pie)	w (%)	USCS	LL (%)	IP	IC	pH	Grava (%)	Arena (%)	Finos (%)	Descripción	
P10-M1	0.00 - 1.70	6	33	CL	24	10	-0.9	-	0.00	31.72	68.28	Arcilla limosa color café	
P10-M2	1.85 - 3.52	13	31	CL - ML	22	7	-1.3	5.0	0.00	13.34	86.66	limo arcilloso color café y marrón	
PERFORACION= 11				N.F=	1.05								
Muestra	Profundidad (m)	SPT (golpes/pie)	w (%)	USCS	LL (%)	IP	IC	pH	Grava (%)	Arena (%)	Finos (%)	Descripción	
P11-M1	0.00 - 1.66	7	43	CL	27	14	-1.2	-	3.49	41.43	55.08	Arcilla de color café pálido con motas marrón	
P11-M2	1.86 - 3.21	12	35	CL	35	13	0.0	-	0.00	31.42	68.58	Arcilla arenosa de color café con motas grises	
P11-M3	3.50 - 4.80	12	39	CL	40	18	0.1	-	0.00	7.02	92.98	Arcilla de color café pálido con motas grises	
P11-M4	4.90 - 6.00	10	43	CL	38	19	-0.3	-	0.00	7.22	92.78	Arcilla de color gris con motas cafés claras	
P11-M5	6.22 - 7.40	20	23	SP	NL	NP	-	5.0	0.00	94.66	5.34	Arena limosa de color gris muy oscuro	
PERFORACION= 12				N.F=	1.10								
Muestra	Profundidad (m)	SPT (golpes/pie)	w (%)	USCS	LL (%)	IP	IC	pH	Grava (%)	Arena (%)	Finos (%)	Descripción	
P12-M1	0.60 - 1.50	19	34	SM	NL	NP	-	-	46.85	37.88	15.28	arena limosa de color gris	
P12-M2	1.62 - 2.70	4	43	SM	NL	NP	-	-	0.00	55.53	44.47		
P12-M3	2.83 - 3.18	8	79	SC	31	10	-4.8	-	18.28	49.19	32.53	Arena con gravas medias de color café pálido	
P12-M4	3.30 - 4.60	9	80	CL	39	17	-2.3	5.0	0.00	5.06	94.94	Arcilla arenosa color café	
PERFORACION= 13				N.F=	1.25								
Muestra	Profundidad (m)	SPT (golpes/pie)	w (%)	USCS	LL (%)	IP	IC	pH	Grava (%)	Arena (%)	Finos (%)	Descripción	
P13-M1	0.00 - 1.61	17	14	CL	28	9	1.6	-	0.00	37.73	62.27	Arcilla arenosa de color café	
P13-M2	1.80 - 3.30	8	24	SC	25	9	0.1	-	23.92	36.37	39.70	Arena arcillosa de color café	
P13-M3	3.46 - 4.41	22	31	CL	33	18	0.1	-	0.00	11.89	88.11	Arcilla arenoso de color gris muy oscura	
P13-M4	4.50 - 5.60	16	23	SM - SC	23	5	0.1	5.5	10.93	55.61	24.55	Arena arcillosa color gris claro	
PERFORACION= 14				N.F=	1.20								
Muestra	Profundidad (m)	SPT (golpes/pie)	w (%)	USCS	LL (%)	IP	IC	pH	Grava (%)	Arena (%)	Finos (%)	Descripción	
P14-M1	0.40 - 1.70	17	21	SM	25	7	0.6	-	0.00	73.31	26.69	Arena limosa color café	
P14-M2	1.90 - 2.95	14	17	CL	22	8	0.6	-	0.71	37.51	61.78	Arcilla arenosa con gravas de color café	
P14-M3	3.10 - 4.10	4	18	GW	NL	NP	-	-	53.03	41.51	5.46	Grava limosa de color café	
P14-M4	4.22 - 5.51	12	15	SP	NL	NP	-	5.0	13.59	53.05	10.38	Arena color café con motas grises	

5.1 Descripción

con base en el conocimiento de las condiciones geológicas de la zona de estudio y después de analizar y correlacionar toda la información obtenida en los sondeos. se concluye que el perfil geológico del sitio varía entre perforación y perforación, de acuerdo a esto tenemos entonces que la zona de estudio está compuesta por varios tipos de suelos desde suelos limo arenosos a limo arcillosos de consistencia baja a media clasificados como ml a cl, también pueden estar compuestos por suelos areno limoso a areno arcillosos los cuales presentan una compacidad de baja a media, ver *TABLA 4* y *TABLA 5*.

Nuestra empresa da fe de esta descripción y de los resultados obtenidos en nuestro laboratorio ya que cuenta con personal altamente calificado en la realización de los ensayos de laboratorio y con una alta experiencia en la realización de estos, además de la realización de estudios geotécnicos efectuados en la zona de Urabá, pero de presentarse cualquier variación en el perfil estratigráfico del suelo, se deberá informar inmediatamente a esta oficina para tomar las medidas pertinentes.

5.2 Posibilidad de licuación.

La licuación es la pérdida de resistencia de los suelos como consecuencia de los incrementos en la presión de poros cuando el suelo es sometido a vibración, generalmente producida por un sismo.

Este fenómeno es particularmente importante en materiales granulares saturados y sueltos localizados en zonas de alta sismicidad y es el responsable de un alto porcentaje de los daños que se registran durante eventos sísmicos.

Los factores que más influyen el potencial de licuación de un material son:

☐ Características de los suelos.

- Tipo de suelo. Normalmente son más susceptibles a sufrir licuación los suelos de origen sedimentario, compuestos por arenas finas y con un bajo contenido de partículas de suelo de tamaño arcilla.
- Densidad o compacidad relativa la cual está íntimamente ligada con la relación de vacíos, en la medida que un suelo tenga una mayor relación de vacíos el potencial de licuación se incrementa.

□ **Condiciones iniciales de esfuerzos.**

- La licuación está asociada a la condición inicial de esfuerzos del suelo, con un bajo nivel de confinamiento son más susceptibles a sufrir licuación, que suelos confinados, de forma que los fenómenos de licuación normalmente afectan suelos relativamente superficiales y de consistencia poco densa.
 - Lapso de esfuerzo sostenido y edad del suelo. Se ha encontrado que suelos muy antiguos, desde el punto de vista geológico tienen un potencial menor a sufrir licuación que suelos más recientes cuando están sometidos a sismos de características similares
- **Características del sismo**
- Intensidad del sismo, normalmente expresada en términos de la aceleración máxima.
 - Contenido frecuencial, es decir la distribución de la energía del sismo para las diferentes ondas que lo componen y las frecuencias de las ondas predominantes del sismo. El contenido frecuencial se puede relacionar con el origen del sismo, es decir las características de la fuente, estado de esfuerzos tectónicos y a la distancia epicentral.
 - Duración del sismo. En la medida que el sismo sea más largo se incrementa el número de aplicaciones de la carga cíclica y en consecuencia se incrementan las presiones de poros generados por el sismo.

5.2.1 Metodología Del Análisis

La forma de determinar el potencial de licuación de una manera acertada es la utilización de métodos semiempíricos el cual tiene en cuenta la comparación de las características de los materiales encontrados en el sitio del estudio con otros materiales encontrados en algunos sectores en donde se ha producido licuación; también se puede utilizar métodos numéricos los cuales compara el esfuerzo de corte inducido por el sismo con el esfuerzo de corte resistente del suelo este también se utiliza en el método semiempírico pero la diferencia de los dos métodos es la forma de determinar estos, el primero determina esfuerzo de corte inducido y el resistent mediante la aplicación de correlaciones de ensayos de campo como el SPT o CPT y la recopilación de información de zonas donde se a presentado este fenómeno mientras que el numérico utiliza técnicas de propagación de los sismos a través del suelo, basadas en métodos de elementos finitos unidimensionales o bidimensionales y para el cálculo del esfuerzo resistente se utilizan ensayos dinámicos de laboratorio.

Para evacuación del potencial de licuación se decidió utilizar en un primer paso el método semiempirico y dado a que durante mucho tiempo se ha demostrado que es un método efectivo y es el propuesto por Andrews and Martin (2000) el cual es la modificación del criterio chino de Wang (1979) y replanteado por Seed and Idriss (1982), este criterio sirve como primera evaluación para determinar el potencial de licuación, de ser este potencial alto se procederá a refinarlo utilizando la metodología propuesta por R.B. Seed et al (2003), en este método el esfuerzo de corte aplicado se calcula por el método aproximado de Seed (1984) y el esfuerzo resistente a partir de correlaciones con la resistencia a la penetración estándar (SPT) corregidas de acuerdo con el contenido de finos del suelo y con la velocidad de onda de corte del suelo (V_s).

De acuerdo a lo antes expuesto entonces el método de Andrews and Martin (2000), se puede resumir en la siguiente tabla.

TABLA 6. POTENCIAL DE LICUACIÓN DE LIMOS Y ARENAS ARCILLOSAS (ANDRÉS AND MARTÍN, 2000)

	Liquid Limit ¹ < 32	Liquid Limit ≥ 32
Clay Content ² < 10%	Susceptible	Further Studies Required <i>(Considering plastic non-clay sized grains – such as Mica)</i>
Clay Content ² ≥ 10%	Further Studies Required <i>(Considering non-plastic clay sized grains – such as mine and quarry tailings)</i>	Not Susceptible

Notes:

1. Liquid limit determined by Casagrande-type percussion apparatus.
2. Clay defined as grains finer than 0.002 mm.

Dada las propiedades geotécnicas del suelo, se concluye que el suelo es poco probable de que ocurra el fenómeno de licuación especialmente en la zona de estudio debido a que el contenido de finos de las muestras es alto, las zonas donde el contenido de finos es bajo la densidad de los suelos es alto o en los sitios donde los suelos pueden presentar este fenómeno se encuentran a una profundidad alta.

6. EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA Y DEFORMACIONES

Para la selección y el diseño de un sistema de soporte adecuado se debe aplicar criterios de seguridad y confiabilidad, como garantía de que las obras van a ser estables, seguras y funcionales durante su vida útil. Teniendo en cuenta estos conceptos procedemos a determinar los parámetros para la realización de los diseños de las excavaciones y cimentaciones utilizando las recomendaciones, análisis y discusiones que se llevan a continuación.

6.1 El proyecto

El proyecto consiste en LA OPTIMIZACIÓN DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO DEL MUNICIPIO DE APARTADÓ ANTIOQUIA **Tipo de cimentación profundidad de desplante y recomendaciones para las excavaciones.**

Dadas las características del proyecto y a que se debe realizar excavaciones de 10.0 m a 0.80 m, de profundidad y Con el objeto de garantizar la seguridad de las excavaciones, además de determinar el tipo de cimentación más adecuado se procede a estimar las propiedades geomecánicas del sitio con base a la información encontrada en las perforaciones y a los ensayos de laboratorio.

6.2 Propiedades Geotécnicas

Los parámetros geomecánicos se estimaron de acuerdo con la investigación de campo y de laboratorio realizadas. De acuerdo a esto y con base en la experiencia y ensayos de corte realizados por nuestra empresa y a un análisis mediante correlaciones de los ensayos de Granulometría planteados en la Norma Alemana DIN 1055. Esta norma permite caracterizar suelos gruesos por medio de la clasificación basada en el Sistema de Clasificación Unificada de los Suelos y la densidad relativa. Adicionalmente, permite clasificar suelos finos por medio de la clasificación basada en el mismo sistema y los índices de consistencia además de los ensayos de compresión inconfina, se procedió a determinar las propiedades geotécnicas del nivel de apoyo. También se utilizaron las correlaciones planeadas por Bowles (1997). A continuación se presentan los resultados de laboratorio y las correlaciones empleadas para determinar las propiedades geomecánicas de los materiales encontrados.

6.2.1 módulos de elasticidad.

Para la determinación de los módulos de elasticidad, se empleó una de las formulaciones planteada por Bowles (1997) con base en la resistencia de la penetración estándar. Se

trabajó con la ecuación para suelo arcilloso debido a que en los ensayos de clasificación y granulometría mostraron que el suelo encontrado es un suelo arcilloso clasificado como CH y CL. la ecuación para estos tipos de suelos se muestra a continuación.

$$E_s(kPa) \propto K s_u$$

Donde k está definida como:

$$K \propto 4200 \propto 142.54 I_p \propto 1.73 I_p^2 \propto 0.007 I_p^3$$

I_p = índice de plasticidad en porcentaje. Esta ecuación es usada para suelos con índices de plasticidad que varíen entre $20\% < I_p < 100\%$. El valor de k se redondea al múltiplo más cercano de 10.

S_u = resistencia al corte no drenado (kPa).

Para el segundo estrato se tomo la ecuación correspondiente a suelos areno limosos propuesta por Bowles (1997), la cual es:

$$E_s (kPa) \propto 320 \propto N \propto 15 \propto$$

6.2.2 coeficiente de reacción horizontal.

El cálculo del coeficiente de reacción horizontal, se trabajó con la formulación planteada por Chen (1978).

$$K_H \propto \frac{E_0}{D} \propto 1.6$$

Los valores de resistencia a la penetración estándar, los módulos de elasticidad y los coeficientes de reacción horizontal para diferentes profundidades obtenidos se presentan en la Tabla 7,

TABLA 7. PARÁMETROS FÍSICO GEOTÉCNICOS SONDEO 1.

													PECK		BOWLES 1997															
Prof (m)	N	w(%)	Gs	e	y _{hum} (g/cm3)	LL	LP	IP	Su (Kpa)	Presión de poros (u) (kg/cm2)	σ ₀ (kg/cm2)	σ ₀ ' (kg/cm2)	CN	N'	CN	Por relación promedio de energía n ₁ = 45 / 72	Por longitud del eje 0 - 4 m : n ₂ = 0,75 4 - 6 m : n ₂ = 0,85 6-10 m : n ₂ = 0,95 > 10 m : n ₂ = 1,00	Por muestreador Sin tubo interno: n ₃ = 1,00 Con tubo interno arena densa: n ₃ = 0,80 arcilla : n ₃ = 0,80 arena suelta : n ₃ = 0,90	Por diámetro del hueco 60 - 120 mm: n ₄ = 1,00 120 - 150 mm: n ₄ = 1,05 120 - 200 mm: n ₄ = 1,15	N' ₇₂	N' ₆₀	N' ₅₅	K	E (MPa)	K _a	K _p	K ₀	φ	KH (ton/m	
0.00	1.50	4	40	2.65	1.05	1.80			7.0	0.11	0.27	0.16	1.61	6.44	2.48	0.625	0.75	1.00	1.00	5	5	6		6.69	0.47	2.15	0.64	21	495.58	
1.70	2.76	3	30	2.58	1.26	1.65	23	14	8	12.3	0.23	0.48	0.24	1.47	4.42	2.02	0.625	0.75	1.00	1.00	3	3	4	3167	38.95	0.70	1.42	0.83	10	2885.27
2.76	4.00	2	23	2.65	0.60	2.03	35	21	14	12.3	0.36	0.73	0.37	1.33	2.66	1.64	0.625	0.75	1.00	1.00	2	2	2		5.42	0.70	1.42	0.83	10	401.8

TABLA 8. PARÁMETROS FÍSICO GEOTÉCNICOS SONDEO 2.

													PECK		BOWLES 1997															
Prof (m)		N	w(%)	Gs	e	yhum (g/cm3)	LL	LP	IP	Su (Kpa)	Presión de poros (u) (kg/cm2)	σ_0 (kg/cm2)	σ_0' (kg/cm2)	CN	N'	CN	Por relación promedio de energía $n_1 = 45 / 72$	Por longitud del eje 0 - 4 m : $n_2 = 0,75$ 4 - 6 m : $n_2 = 0,85$ 6-10 m : $n_2 = 0,95$ > 10 m : $n_2 = 1,00$	Por muestreador Sin tubo interno: $n_3 = 1,00$ Con tubo interno arena densa: $n_3 = 0,80$ arcilla : $n_3 = 0,80$ arena suelta : $n_3 = 0,90$	Por diámetro del hueco 60 - 120 mm: $n_4 = 1,00$ 120 - 150 mm: $n_4 = 1,05$ 120 - 200 mm: $n_4 = 1,15$	N'72	N'60	N'55	K	E (MPa)	Ks	Kp	K0	ϕ	KH (ton/m
0.00	1.50	7	89	2.58	2.29	1.48	43	26	17	12.0	0.11	0.22	0.11	1.73	12.10	2.96	0.625	0.75	1.00	1.00	10	11	12	2242	26.90	0.44	2.28	0.61	23	1992.81
1.68	2.70	8	35	2.58	1.26	1.65	34	20	14	22	0.23	0.42	0.19	1.55	12.43	2.28	0.625	0.75	1.00	1.00	9	10	11	2524	55.53	0.45	2.25	0.62	23	4113.25
2.88	4.00	6	41	2.58	1.05	1.77	34	20	14	22	0.36	0.65	0.29	1.41	8.48	1.85	0.625	0.75	1.00	1.00	5	6	7	2524	55.53	0.46	2.16	0.63	22	4113.25
4.00	4.81	3	42	2.58	1.09	1.76	34	20	14	22	0.44	0.79	0.35	1.35	4.05	1.68	0.625	0.85	1.00	1.00	3	3	3	2524	55.53	0.48	2.10	0.64	21	4113.25

TABLA 9. PARÁMETROS FÍSICO GEOTÉCNICOS SONDEO 3.

													PECK		BOWLES 1997															
Prof (m)	N	w(%)	Gs	e	vhum (g/cm3)	LL	LP	IP	Su (Kpa)	Presión de poros (u) (kg/cm2)	σ0 (kg/cm2)	σ0' (kg/cm2)	CN	N'	CN	Por relación promedio de energía	Por longitud del eje 0 - 4 m : n ₁ = 0,75 4 - 6 m : n ₁ = 0,85 6 - 10 m : n ₁ = 0,95 > 10 m : n ₁ = 1,00	Por muestrador Sin tubo interno: n ₁ = 1,00 Con tubo interno: n ₁ = 0,80 arena densa: n ₁ = 0,80 arcilla : n ₁ = 0,80 arena suelta: n ₁ = 0,90	Por diámetro del hueco 60 - 120 mm: n ₁ = 1,00 120 - 150 mm: n ₁ = 1,05 150 - 200 mm: n ₁ = 1,15	N'72	N'60	N'55	K	E (MPa)	K _s	K _p	K ₀	φ	KH (ton/m²)	
																n ₁ = 45 / 72														
0.00	1.60	15	27	2.65	0.72	1.96	NL	NP	NP	19.0	0.11	0.31	0.20	1.54	23.06	2.23	0.625	0.75	1.00	1.00	16	18	20		11.16	0.41	2.44	0.58	25	826.81 /D
1.80	3.20	14	11	2.65	0.30	2.27	24	17	7.00	18.0	0.27	0.73	0.45	1.27	17.71	1.48	0.625	0.75	1.00	1.00	10	11	12		8.75	0.44	2.28	0.61	23	648.51 /D

TABLA 10 PARÁMETROS FÍSICO GEOTÉCNICOS SONDEO 4.

													PECK		BOWLES 1997														
Prof (m)		N	w(%)	Gs	e	yhum (g/cm3)	LL	LP	IP	Su (Kpa)	Presión de poros (u) (kg/cm2)	σ_0 (kg/cm2)	σ'_0 (kg/cm2)	CN	N'	CN	Por relación promedio de energía $n_1 = 45 / 72$	Por longitud del eje 0 - 4 m : $n_1 = 0.75$ 4 - 6 m : $n_1 = 0.85$ 6 - 10 m : $n_1 = 0.95$ > 10 m : $n_1 = 1.00$	Por muestrador Sin tubo interno : $n_1 = 1.00$ Con tubo interno arena densa : $n_1 = 0.80$ arcilla : $n_1 = 0.80$ arena suelta : $n_1 = 0.90$	Por diámetro del hueco 60 - 120 mm : $n_1 = 1.00$ 120 - 150 mm : $n_1 = 1.05$ 150 - 200 mm : $n_1 = 1.15$	N'72	N'60	N'55	K	E (MPa)	Ka	Kp	K0	ϕ
0.00	1.65	8	39	2.58	1.01	1.79	32	22	10	13.0	0.04	0.29	0.25	1.46	11.67	1.98	0.625	0.75	1.00	1.00	7	9	9	2941	38.23	0.45	2.22	0.62	22
1.80	3.22	9	20	2.58	1.26	1.65	39	22	17	22	0.20	0.55	0.36	1.35	12.12	1.67	0.625	0.75	1.00	1.00	7	8	9	2242	49.32	0.45	2.21	0.62	22
3.35	4.35	8	41	2.58	1.05	1.77	39	22	17	22	0.31	0.75	0.44	1.27	10.19	1.50	0.625	0.75	1.00	1.00	6	7	7	2242	49.32	0.46	2.17	0.63	22
4.40	5.20	6	45	2.58	1.16	1.73	39	22	17	22	0.40	0.90	0.51	1.23	7.38	1.41	0.625	0.85	1.00	1.00	4	5	6	2242	49.32	0.47	2.14	0.64	21

TABLA 11. PARÁMETROS FÍSICO GEOTÉCNICOS SONDEO 5.

													PECK		BOWLES 1997																
Prof (m)		N	w(%)	Gs	e	γhum (g/cm3)	LL	LP	IP	Su (Kpa)	Presión de poros (u) (kg/cm2)	S0 (kg/cm2)	S0' (kg/cm2)	CN	N'	CN	Por relación promedio de energía n1 = 45 / 72	Por longitud del eje - 4 m : n1 = 0.75 - 6 m : n1 = 0.85 - 8 m : n1 = 0.95 - 10 m : n1 = 1.00	Por muestreador Sin tubo interno: n3 = 1.00 Con tubo interno arena densa: n3 = 0.80 arcilla : n3 = 0.80 arena suelta : n3 = 0.90	Por diámetro del hueco - 120 mm: n4 = 1.00 150 mm: n4 = 1.00 200 mm: n4 = 1.00	N'72	N'60	N'55	K	E (MPa)	Ks	Kp	K0	φ	KH (ton/m³)	
0.00	1.61	8	39	2.65	1.03	1.81	NL	NP	NP	10.0	0.04	0.29	0.25	1.5	11.7	2.0	0.625	0.75	1.0	1.0	7	9	10		7.84	0.45	2.22	0.62	22	581.07 /D	
1.86	3.20	11	20	2.65	0.54	2.07	NL	NP	NP	14.0	0.20	0.66	0.46	1.3	13.9	1.5	0.625	0.75	1.0	1.0	8	9	10		7.88	0.45	2.22	0.62	22	583.70 /D	
3.38	4.42	7	41	2.65	1.08	1.79	NL	NP	NP	9.0	0.32	0.79	0.47	1.3	8.8	1.5	0.625	0.75	1.0	1.0	5	6	6		6.74	0.46	2.15	0.63	21	499.47 /D	
4.50	5.36	15	45	2.65	1.19	1.75	NL	NP	NP	19.0	0.42	0.94	0.52	1.2	18.3	1.4	0.625	0.75	1.0	1.0	10	11	12		8.75	0.44	2.28	0.61	23	648.26 /D	

TABLA 12. PARÁMETROS FÍSICO GEOTÉCNICOS SONDEO 6.

													PECK		BOWLES 1997															
Prof (m)	N	w(%)	Gs	e	yhum (g/cm3)	LL	LP	IP	Su (Kpa)	Presión de poros (u) (kg/cm2)	σ_0 (kg/cm2)	σ_0' (kg/cm2)	CN	N'	CN	Por relación promedio de energía $n_1 = 45 / 72$	Por longitud del eje 0 - 4 m : $n_2 = 0.75$ 4 - 6 m : $n_2 = 0.85$ 6-10 m : $n_2 = 0.95$ > 10 m : $n_2 = 1.00$	Por muestreador Sin tubo interno : $n_3 = 1.00$ Con tubo interno arena densa : $n_3 = 0.80$ arcilla : $n_3 = 0.80$ arena suelta : $n_3 = 0.90$	Por diámetro del hueco 60 - 120 mm : $n_4 = 1.00$ 120 - 150 mm : $n_4 = 1.05$ 120 - 200 mm : $n_4 = 1.15$	N'72	N'60	N'55	K	E (MPa)	Ks	Kp	K0	φ	KH (ton/m²)	
0.00	1.55	10	32	2.58	0.84	1.86	42	31	11	17.0	0.05	0.29	0.24	1.48	14.82	2.05	0.625	0.75	1.00	1.00	10	11	12	2832	48.14	0.44	2.27	0.61	23	3566.1 /D
1.75	3.01	4	56	2.58	1.26	1.65	51	29	22	5.0	0.20	0.53	0.33	1.37	5.48	1.73	0.625	0.75	1.00	1.00	3	4	4	1826	9.13	0.47	2.12	0.64	21	676.2 /D
3.16	4.10	8	43	2.58	1.11	1.75	51	29	22	10.0	0.31	0.72	0.41	1.30	10.37	1.55	0.625	0.75	1.00	1.00	6	7	7	1826	18.26	0.46	2.18	0.63	22	1352.5 /D
4.31	5.60	4	47	2.58	1.22	1.71	51	29	22	5.0	0.46	0.98	0.52	1.22	4.88	1.39	0.625	0.75	1.00	1.00	3	3	3	1826	9.13	0.48	2.10	0.65	21	676.2 /D
5.70	6.78	8	13	2.58	0.34	2.18	51	29	22	10.0	0.57	1.23	0.66	1.14	9.12	1.23	0.625	0.75	1.00	1.00	5	5	6	1826	18.26	0.47	2.15	0.64	21	1352.5 /D

TABLA 13. PARÁMETROS FÍSICO GEOTÉCNICOS SONDEO 7.

													PECK		BOWLES 1997															
Prof (m)		N	w(%)	Gs	e	y _{hum} (g/cm3)	LL	LP	IP	Su (Kpa)	Presión de poros (u) (kg/cm2)	σ ₀ (kg/cm2)	σ ₀ ' (kg/cm2)	CN	N'	CN	Por relación promedio de energía n ₁ = 45 / 72	Por longitud del eje 0 - 4 m : n ₂ = 0.75 4 - 6 m : n ₂ = 0.85 6-10 m : n ₂ = 0.95 > 10 m : n ₂ = 1.00	Por muestreador Sin tubo interno: n ₃ = 1.00 Con tubo interno arena densa: n ₃ = 0.80 arcilla : n ₃ = 0.80 arena suelta: n ₃ = 0.90	Por diámetro del hueco 60 - 120 mm: n ₄ = 1.00 120 - 150 mm: n ₄ = 1.05 120 - 200 mm: n ₄ = 1.15	N' ₇₂	N' ₆₀	N' ₅₅	K	E (MPa)	K _s	K _p	K ₀	φ	KH (ton/m ²)
0.00	1.68	8	33	2.58	0.85	1.85	42	31	11	13.0	0.08	0.31	0.23	1.49	11.90	2.07	0.625	0.75	1.00	1.00	8	9	10	2832	36.82	0.45	2.23	0.62	22	2727.1 / D
1.81	3.23	11	42	2.58	1.26	1.65	50	29	21	18.0	0.23	0.57	0.33	1.37	15.05	1.73	0.625	0.75	1.00	1.00	9	10	11	1904	34.27	0.44	2.25	0.61	23	2538.4 / D
3.40	4.42	6	47	2.58	1.21	1.71	50	29	21	10.0	0.35	0.77	0.42	1.29	7.75	1.54	0.625	0.75	1.00	1.00	4	5	6	1904	19.04	0.47	2.14	0.64	21	1410.2 / D
4.56	5.31	2	47	2.58	1.21	1.71	50	29	21	3.0	0.44	0.92	0.48	1.25	2.49	1.44	0.625	0.75	1.00	1.00	1	2	2	1904	5.71	0.48	2.07	0.65	20	423.1 / D

TABLA 14. PARÁMETROS FÍSICO GEOTÉCNICOS SONDEO 8.

													PECK		BOWLES 1997															
Prof (m)		N	w(%)	Gs	e	V _{hum} (g/cm ³)	LL	LP	IP	Su (Kpa)	Presión de poros (u) (kg/cm2)	σ ₀ (kg/cm2)	σ ₀ [*] (kg/cm2)	CN	N'	CN	Por relación promedio de energía n ₁ = 45 / 72	Por longitud del eje 0 - 4 m : n ₂ = 0.75 4 - 6 m : n ₂ = 0.85 6 - 10 m : n ₂ = 0.95 > 10 m : n ₂ = 1.00	Por muestreador Sin tubo interno: n ₃ = 1.00 Con tubo interno: n ₃ = 0.80 arena densa: n ₃ = 0.80 arcilla : n ₃ = 0.90 arena suelta: n ₃ = 0.90	Por diámetro del hueco 60 - 120 mm: n ₄ = 1.00 120 - 150 mm: n ₄ = 1.05 150 - 200 mm: n ₄ = 1.15	N ₇₂	N ₆₀	N ₅₅	K	E (MPa)	K _a	K _p	K ₀	φ	KH (ton/m ²)
0.00	1.70	6	30	2.58	0.76	1.90	33	21	12	10.0	0.08	0.32	0.24	1.47	8.84	2.02					0.625	0.75	1.00	1.00	6	7	7	2726	27.26	0.46
1.90	3.10	8	37	2.58	1.26	1.65	37	23	14	13.0	0.22	0.55	0.34	1.37	10.94	1.73	0.625	0.75	1.00	1.00	6	8	8	2524	32.81	0.46	2.19	0.63	22	2430.6 /D
3.28	4.50	6	47	2.58	1.22	1.71	37	23	14	10.0	0.36	0.79	0.43	1.28	7.68	1.52	0.625	0.75	1.00	1.00	4	5	5	2524	25.24	0.47	2.14	0.64	21	1869.7 /D
4.75	6.20	14	42	2.58	1.08	1.76	37	23	14	23.0	0.53	1.09	0.56	1.19	16.71	1.33	0.625	0.75	1.00	1.00	9	10	11	2524	58.05	0.44	2.25	0.62	23	4300.2 /D
6.38	7.40	12	48	2.58	1.23	1.71	37	23	14	20.0	0.65	1.30	0.65	1.15	13.76	1.24	0.625	0.75	1.00	1.00	7	8	9	2524	50.48	0.45	2.21	0.62	22	3739.3 /D
7.65	9.00	13	51	2.58	1.31	1.68	37	23	14	22.0	0.81	1.57	0.76	1.09	14.23	1.15	0.625	0.75	1.00	1.00	7	8	9	2524	55.53	0.45	2.21	0.62	22	4113.2 /D
9.28	10.60	12	45	2.58	1.16	1.73	37	23	14	20.0	0.97	1.84	0.88	1.05	12.55	1.07	0.625	0.75	1.00	1.00	6	7	8	2524	50.48	0.46	2.18	0.63	22	3739.3 /D

TABLA 15. PARÁMETROS FÍSICO GEOTÉCNICOS SONDEO 9.

													PECK		BOWLES 1997															
Prof (m)		N	w(%)	Gs	e	V _{hum} (g/cm³)	LL	LP	IP	Su (Kpa)	Presión de poros (u) (kg/cm2)	σ ₀ (kg/cm2)	σ ₀ ' (kg/cm2)	CN	N'	CN	Por relación promedio de energía n ₁ = 45 / 72	Por longitud del eje 0 - 4 m : n ₂ = 0.75 4 - 6 m : n ₂ = 0.85 6-10 m : n ₂ = 0.95 > 10 m : n ₂ = 1.00	Por muestreador Sin tubo interno : n ₃ = 1.00 Con tubo interno : n ₃ = 0.80 arena densa : n ₃ = 0.80 arcilla : n ₃ = 0.80 arena suelta : n ₃ = 0.90	Por diámetro del hueco 60 - 120 mm : n ₄ = 1.00 120 - 150 mm : n ₄ = 1.05 120 - 200 mm : n ₄ = 1.15	N' ₇₂	N' ₆₀	N' ₅₅	K	E (MPa)	K _s	K _p	K ₀	φ	KH (ton/m²)
0.00	0.80	14	27	2.58	0.70	1.93	35	24	11	23.0	0.00	0.15	0.15	1.63	22.77	2.54	0.625	0.75	1.00	1.00	17	20	21	2832	65.13	0.41	2.46	0.58	25	4824.8 /D
0.80	2.20	14	29	2.58	1.26	1.65	38	26	12	23.0	0.13	0.39	0.26	1.46	20.38	1.97	0.625	0.75	1.00	1.00	13	15	16	2726	62.71	0.42	2.36	0.60	24	4644.9 /D
2.38	3.80	7	33	2.58	0.85	1.86	38	26	12	12.0	0.29	0.68	0.39	1.31	9.19	1.59	0.625	0.75	1.00	1.00	5	6	7	2726	32.72	0.46	2.16	0.63	22	2423.4 /D
5.43	6.10	12	48	2.58	1.25	1.70	38	26	12	20.0	0.52	1.07	0.56	1.20	14.38	1.34	0.625	0.75	1.00	1.00	8	9	10	2726	54.53	0.45	2.22	0.62	22	4039.1 /D

TABLA 16. PARÁMETROS FÍSICO GEOTÉCNICOS SONDEO 10.

													PECK		BOWLES 1997															
Prof (m)		N	w(%)	Gs	e	γ_{hum} (g/cm ³)	LL	LP	IP	Su (Kpa)	Presión de poros (u) (kg/cm2)	S0 (kg/cm2)	S0' (kg/cm2)	CN	N'	CN	Por relación promedio de energía $n_1 = 45 / 72$	Por longitud del eje - 4 m: $n_1 = 0.75$ - 6 m: $n_1 = 0.85$ - 10 m: $n_1 = 0.95$ - 15 m: $n_1 = 1.00$	Por muestra Sin tubo interno: $n_3 = 1.00$ Con tubo interno: $n_3 = 0.80$ arena densa: $n_3 = 0.80$ arcilla : $n_3 = 0.80$ arena suelta: $n_3 = 0.90$	Por diámetro del hueco - 150 mm: $n_4 = 1.00$ - 120 mm: $n_4 = 1.00$ - 200 mm: $n_4 = 1.00$	N'72	N'60	N'55	K	E (MPa)	Ks	Kp	K0	ϕ	KH (ton/m²)
0.00	1.70	6	33	2.58	0.85	1.85	24	14	10	10.0	0.07	0.32	0.25	1.47	8.79	2.00	0.625	0.75	1.00	1.00	6	7	7	2941	29.41	0.46	2.17	0.63	22	2178.1
1.85	3.52	13	31	2.58	1.26	1.65	22	15	7	22.0	0.25	0.62	0.37	1.34	17.36	1.65	0.625	0.75	1.00	1.00	10	12	13	3285	72.26	0.44	2.28	0.61	23	5352.6

TABLA 17. PARÁMETROS FÍSICO GEOTÉCNICOS SONDEO 11.

													PECK		BOWLES 1997															
Prof (m)	N	w(%)	Gs	e	$\gamma_{hum} \text{ (g/cm}^3\text{)}$	LL	LP	IP	Su (Kpa)	Presión de poros (u) (kg/cm2)	S0 (kg/cm2)	S'0 (kg/cm2)	CN	N'	CN	Por relación promedio de energía n1 = 45 / 72	Por longitud del eje - 4 m : n1 = 0.75 - 6 m : n1 = 0.85 0 : n1 = 0.95 4 - 6 : 10 m : n1 = 1.00	Por muestreador Sin tubo interno: n3 = 1.00 Con tubo interno : n3 = 0.80 arena densa: n3 = 0.80 arcilla : n3 = 0.90 arena suelta : n3 = 0.90	Por diámetro del hueco 150 mm: n4 = 1.00 120 mm: n4 = 1.00 200 mm: n4 = 1.00	N'72	N'60	N'55	K	E (MPa)	Ks	Kp	K0	φ	KH (ton/m²)	
0.00	1.66	7	43	2.58	1.12	1.75	27	13	14	12.0	0.06	0.29	0.23	1.49	10.46	2.09	0.625	0.75	1.00	1.00	7	8	9	2524	30.29	0.45	2.20	0.62	22	2243.6 /D
1.86	3.21	12	35	2.58	1.26	1.65	35	22	13	20.0	0.22	0.55	0.33	1.37	16.47	1.74	0.625	0.75	1.00	1.00	10	11	12	2624	52.48	0.44	2.28	0.61	23	3887.0 /D
3.50	4.80	12	39	2.58	1.00	1.79	40	22	18	20.0	0.38	0.83	0.46	1.26	15.18	1.48	0.625	0.75	1.00	1.00	8	10	11	2153	43.07	0.45	2.24	0.62	23	3190.2 /D
4.90	6.00	10	43	2.58	1.12	1.74	38	19	19	17.0	0.50	1.04	0.54	1.21	12.05	1.36	0.625	0.75	1.00	1.00	6	7	8	2068	35.15	0.46	2.19	0.63	22	2603.6 /D
6.22	7.40	20	23	2.58	0.59	2.00	NL	NP	NP	33.0	0.64	1.48	0.84	1.1	21.2	1.1	0.625	0.75	1.0	1.0	10	12	13		8.95	0.44	2.29	0.61	23	663.12 /D

TABLA 18. PARÁMETROS FÍSICO GEOTÉCNICOS SONDEO 12.

													PECK		BOWLES 1997															
Prof (m)		N	w(%)	Gs	e	γ_{hum} (g/cm ³)	LL	LP	IP	Su (Kpa)	Presión de poros (u) (kg/cm2)	S0 (kg/cm2)	S0' (kg/cm2)	CN	N'	CN	Por relación promedio de energía $n_1 = 45 / 72$	Por longitud del eje - 4 m : $n_1 = 0.75$ - 6 m : $n_1 = 0.85$ 0 : $n_1 = 0.95$ 4-6-10/10 m : $n_2 = 1.00$	Por muestreador Sin tubo interno: $n_3 = 1.00$ Con tubo interno: $n_3 = 0.80$ arena densa: $n_3 = 0.80$ arcilla : $n_3 = 0.80$ arena suelta : $n_3 = 0.90$	Por diámetro del hueco 150 mm : $n_4 = 1.00$ 200 mm : $n_4 = 1.00$ 300 mm : $n_4 = 1.00$	N'72	N'60	N'55	K	E (MPa)	K _a	K _p	K ₀	ϕ	KH (ton/m²)
0.00	0.60	19	30	2.66	0.80	1.92	27	13	14	32.0	0.00	0.12	0.12	1.72	32.75	2.94	0.625	0.75	1.00	1.00	26	31	33	2524	80.77	0.36	2.76	0.53	28	5982.9 /D
0.60	1.50	19	34	2.66	0.91	1.87	NL	NP	NP	32.0	0.04	0.28	0.24	1.5	28.1	2.0	0.625	0.75	1.0	1.0	18	21	23		12.19	0.40	2.51	0.57	25	902.73 /D
1.62	2.70	4	43	2.66	1.13	1.78	NL	NP	NP	7.0	0.16	0.48	0.32	1.4	5.5	1.8	0.625	0.75	1.0	1.0	3	4	4		6.15	0.47	2.12	0.64	21	455.33 /D
2.38	3.18	8	79	2.66	2.11	1.53	31	21	10	13.0	0.21	0.49	0.28	1.4	11.4	1.9	0.625	0.75	1.0	1.0	7	8	9		7.68	0.45	2.21	0.62	22	569.04 /D
3.30	3.30	9	80	2.66	2.13	1.53	39	22	17	15.0	0.22	0.50	0.28	1.4	12.8	1.9	0.625	0.75	1.0	1.0	8	9	10		8.01	0.45	2.23	0.62	22	593.46 /D

TABLA 19. PARÁMETROS FÍSICO GEOTÉCNICOS SONDEO 13.

													PECK		BOWLES 1997															
Prof (m)	N	w(%)	Gs	e	$\gamma_{hum} (g/cm^3)$	LL	LP	IP	Su (Kpa)	Presión de poros (u) (kg/cm2)	S0 (kg/cm2)	S0' (kg/cm2)	CN	N'	CN	Por relación promedio de energía $n_1 = 45 / 72$	Por longitud del eje - 4 m : $n_1 = 0.75$ - 6 m : $n_1 = 0.85$ 0 4 6-10/10 m : $n_2 = 1.00$	Por muestreador Sin tubo interno: $n_3 = 1.00$ Con tubo interno arena densa: $n_3 = 0.80$ arcilla : $n_3 = 0.80$ arena suelta : $n_3 = 0.90$	15 Por diámetro del hueco - 150 mm: $n_4 = 1.00$ 200 mm: $n_4 = 1.00$ 300 mm: $n_4 = 1.00$	N'72	N'60	N'55	K	E (MPa)	Ka	Kp	K0	ϕ	KH (ton/m³)	
0.00	1.61	17	14	2.58	0.35	2.17	28	19	9	28.0	0.04	0.35	0.31	1.40	23.73	1.80	0.625	0.75	1.00	1.00	14	17	18	3052	85.46	0.42	2.40	0.59	24	6330.3 /D

1.80	3.30	8	24	2.58	1.26	1.65	25	16	9	13.0	0.21	0.63	0.42	1.29	10.35	1.55	0.625	0.75	1.00	1.00	6	7	7	3052	39.68	0.46	2.18	0.63	22	2939.1 /D
3.46	4.41	22	31	2.58	0.80	1.88	33	15	18	37.0	0.32	0.84	0.52	1.22	26.92	1.39	0.625	0.75	1.00	1.00	14	17	18	2153	79.68	0.42	2.40	0.59	24	5901.9 /D
4.50	5.60	16	23	2.66	0.60	2.04	23	NP	5	27.0	0.44	1.14	0.70	1.1	17.9	1.2	0.625	0.75	1.0	1.0	9	10	11		8.44	0.44	2.26	0.61	23	625.26 /D

TABLA 20. PARÁMETROS FÍSICO GEOTÉCNICOS SONDEO 14.

													PECK		BOWLES 1997														
Prof (m)	N	w(%)	Gs	e	$\gamma_{hum} (g/cm^3)$	LL	LP	IP	Su (Kpa)	Presión de poros (u) (kg/cm2)	S0 (kg/cm2)	S ₀ ' (kg/cm2)	CN	N'	CN	Por relación promedio de energía $n_1 = 45 / 72$	Por longitud del eje - 4 m : $n_1 = 0.75$ - 6 m : $n_1 = 0.85$ - 8 m : $n_1 = 0.95$ - 10 m : $n_1 = 1.00$	Por muestreador Sin tubo interno : $n_1 = 1.00$ Con tubo interno : $n_1 = 0.80$ arena densa : $n_1 = 0.80$ arcilla : $n_1 = 0.90$ arena suelta : $n_1 = 0.90$	Por método del hueco 150 mm : $n_4 \neq 1$ 150 mm : $n_4 \neq 1$ 200 mm : $n_4 = 1$	N' ₇₂	N' ₆₀	N' ₅₅	K	E (MPa)	K _a	K _p	K ₀	ϕ	KH (ton/m²)
0.00	1.70	21	2.58	0.53	2.03	25	18	7	28.0	0.05	0.35	0.30	1.4	24.0	1.8	0.625	0.75	1.0	1.0	15	17	19		10.76	0.42	2.41	0.59	24	796.73 /D
1.90	2.95	8	17	2.58	1.26	22	14	8	13.0	0.18	0.55	0.38	1.33	10.62	1.63	0.625	0.75	1.00	1.00	6	7	8	3167	41.17	0.46	2.18	0.63	22	3049.5 /D
3.10	4.10	16	18	2.66	0.48	NL	NP	NP	27.0	0.29	0.87	0.58	1.2	18.9	1.3	0.625	0.75	1.0	1.0	10	12	12		8.80	0.44	2.28	0.61	23	651.69 /D
4.22	5.51	16	15	2.66	0.40	NL	NP	NP	27.0	0.43	1.20	0.77	1.1	17.4	1.1	0.625	0.75	1.0	1.0	9	10	11		8.27	0.45	2.24	0.62	23	612.27 /D

Donde:

N: número de golpes del ensayo de SPT.

Ns : número de golpes corregidos de acuerdo a la energía estándar Transmitida por el martillo.

p_0 : presión efectiva de capa suelo.

C_N : Factor de corrección para los valores de N.

C_N : según Bowles es la presión calculada de sobre carga.

K_a : coeficiente de presión activa.

K_p : coeficiente de presión pasiva.

K_H/D : coeficiente horizontal o modulo de balasto. (El valor que aparece en la tabla hay que dividirlo por el diámetro del pilote o pila que se utilizara)

E : modulo de elasticidad del suelo

D: diámetro del pilote o pila.

γ_{sat} : densidad del suelo en estado saturado en nuestro caso es la misma que la humedad.

6.2.3 tipo de cimentación y profundidad de desplante.

De acuerdo con las cargas transmitidas por la estructura y a los horizontes superficiales de los suelos encontrados en la zona de estudio, se plantea que el sistema de cimentación que más se adecua a las condiciones del terreno es el de cimentación superficial. Para el caso donde se construirá el sifón se propone por seguridad que este anclado al terreno por medio de pilotes combinados los cuales tendrán una longitud de 4.0m.

Los parámetros de diseño necesarios para calcular la capacidad de soporte de cada una de las cimentaciones contempladas se estimaron de acuerdo a las características geotécnicas de cada uno de los sitios que recorre el sistema de acueducto, con base en las perforaciones y los ensayos de laboratorio.

6.3 PROPIEDADES GEOMECHANICAS DE LOS MATERIALES PRESENTES EN LA ZONA DE ESTUDIO.

Gracias al reconocimiento geológico y geomorfológico que se realizó en el sitio, a la exploración realizada y a los resultados de laboratorio obtenidos, se puede determinar que a lo largo del corredor por donde se encuentra el trazado del acueducto, este se encuentra principalmente sobre depósitos aluviales.

Los parámetros de resistencia al corte finalmente seleccionados para el material presente en el sitio de trabajo son:

- Las cimentación que estarán desplantadas sobre suelos limo arcillosos a arcillo limosos clasificados como CL, o ML, Las propiedades geotécnicas obtenidas a partir de correlaciones es:

$$\sigma_h = 16.5 \text{ (kPa)}; C = 20 \text{ KPa y } \phi = 22^\circ.$$

- Las cimentación que estarán desplantadas sobre suelos areno arcillosos a areno limosos clasificados como SC, o SM, Las propiedades geotécnicas obtenidas a partir de correlaciones es:

$$\sigma_h = 20.1 \text{ (kPa)}; C = 15 \text{ KPa y } \phi = 25^\circ.$$

Después de haber obtenidas los parámetros de cada uno de los estratos encontrados en la zona de estudio procedemos a calcular la capacidad de carga para cimentaciones superficiales y profundas, a continuación se desarrolla cada una de estas alternativas.

6.4 ANÁLISIS DE LA CAPACIDAD DE CARGA Y ASENTAMIENTOS

6.4.1 conceptualización de la solución.

El análisis de capacidad de soporte se realizó a partir del criterio propuesto por Meyerhof (Meyerhof 1976), En la cual se considera los parámetros del suelo.

Los diseños de las cimentaciones más apropiadas para los problemas detectados en la zona y de acuerdo a la estructura que se piensa construir se plantean cimentación profunda y superficial. Los parámetros geomecánicos se dan de acuerdo a la investigación de campo y a los ensayos de laboratorio realizados.

De acuerdo a los parámetros encontrados con los ensayos de laboratorio y a las exploraciones se puede determinar la capacidad portante del suelo como se dijo anteriormente y de esta manera determinamos el tipo de cimentación que más adecuada para el proyecto. Cualquier tipo de cimentación que se opte para la estructura deberá ser consultada a esta oficina y aprobada.

Las propiedades geomecánicas de los suelos encontrados en el sitio se muestran en el numeral 6.4, a continuación se desarrolla cada una de estas alternativas.

6.4.2 Alternativa 1.

Esta alternativa consiste en cimentaciones superficial, las cuales estarán directamente al nivel de excavación a la cual debe de ir la tubería.

Para el desarrollo de las fundaciones se recomienda que esta se proyecte para una fundación corrida con un ancho B, con una altura promedio de 0.30m siempre y cuando lo considere pertinente el ingeniero estructural.

Los parámetros de diseño necesarios para calcular la capacidad de soporte se recomiendan de acuerdo al registro de las perforaciones, los ensayos de laboratorio, en estudios previos realizados y por la experiencia de esta oficina en el comportamiento de los geomateriales encontrados en el sitio, definiendo de esta forma para el depósito de aluvial los parámetros que se describen en el numeral, 6.3 y 6.4.

6.4.3 Análisis de la capacidad de carga y asentamientos alternativa 1.

6.4.3.1 Conceptualización de la solución.

El análisis de capacidad de soporte se realizó a partir del criterio propuesto por Terzaghi (1943) y Meyerhof (1963) en la cual se considera los parámetros del suelo donde se cimentara las estructuras. De acuerdo a las propiedades geotécnicas encontradas y a lo antes expuesto en este informe, se recomienda los siguientes tipos de cimentación:

6.4.3.2 Cimentación tipo 1 (Cimentación Corrida).

Con el objeto de garantizar la seguridad de la obra se realizara el cálculo de la cimentación para las propiedades geomecanicas más desfavorables detectadas en la zona de estudio esto debido a la variabilidad que puede haber entre un punto y otro por esto los parámetros geomecanicas tenidos en cuenta son los siguientes.

$$\sigma_h = 16.5 \text{ (kPa)}; C = 0.0 \text{ KPa y } \phi = 22^\circ.$$

Se tomo una cohesión de cero debido a que estos suelos cuando se encuentra saturado o por debajo del nivel freático pueden llegar a perderla. (Esfuerzos totales).

El cálculo de la carga admisible del suelo se hizo para la zona de estudio siguiendo el siguiente criterio.

Capacidad de carga.

□ **Método de Terzaghi (1943).** La formulación planteada es la siguiente.

$$Q_{ult} = C N_c S_c + q N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma S_\gamma$$

$$q = \frac{Q_{ult}}{F.S.}$$

Donde:

$q =$ $D_f \gamma$

F.S: Factor de Seguridad.

D_f : profundidad de desplante de la cimentación.

γ : densidad del suelo.

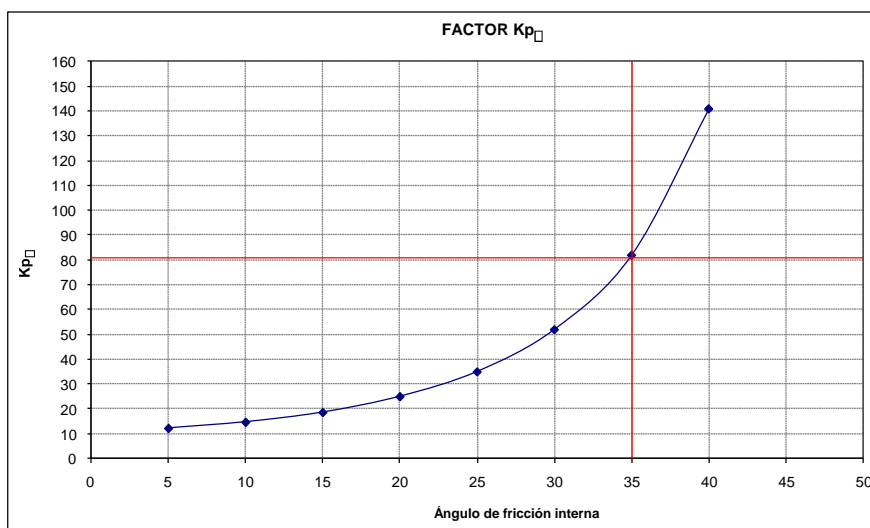
C : cohesión del suelo.

N_c, N_q, N_γ : Factores de capacidad de carga adimensionales que están únicamente en función del ángulo de fricción del suelo.

$$N_q = \frac{a^2}{\alpha \cos^2(45 + \phi/2)}; \alpha = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan(\phi)} \quad ; \quad N_c = (N_q - 1) \cot(\phi)$$

$$N_\gamma = \frac{\tan(\phi)}{2} \left(\frac{K_{py}}{\cos^2(\phi)} - 1 \right)$$

El valor de $K_{p\phi}$ se obtiene de la siguiente grafica.



$S_{c,}, S_\gamma$: Factores de forma. Tenemos que:

PARA	CORRIDA	REDONDA	CUADRADA
S_c	1.0	1.3	1.3
S_γ	1.0	0.6	0.8

De acuerdo a la formulación planteada procedemos a calcular la capacidad de carga última y admisible para diferentes anchos de cimentación; y como se mencionó anteriormente, para la menor profundidad de excavación de 0.80m a 10.0m. Tenemos entonces que para la zona de estudio la capacidad de carga que puede soportar el sitio es el siguiente.

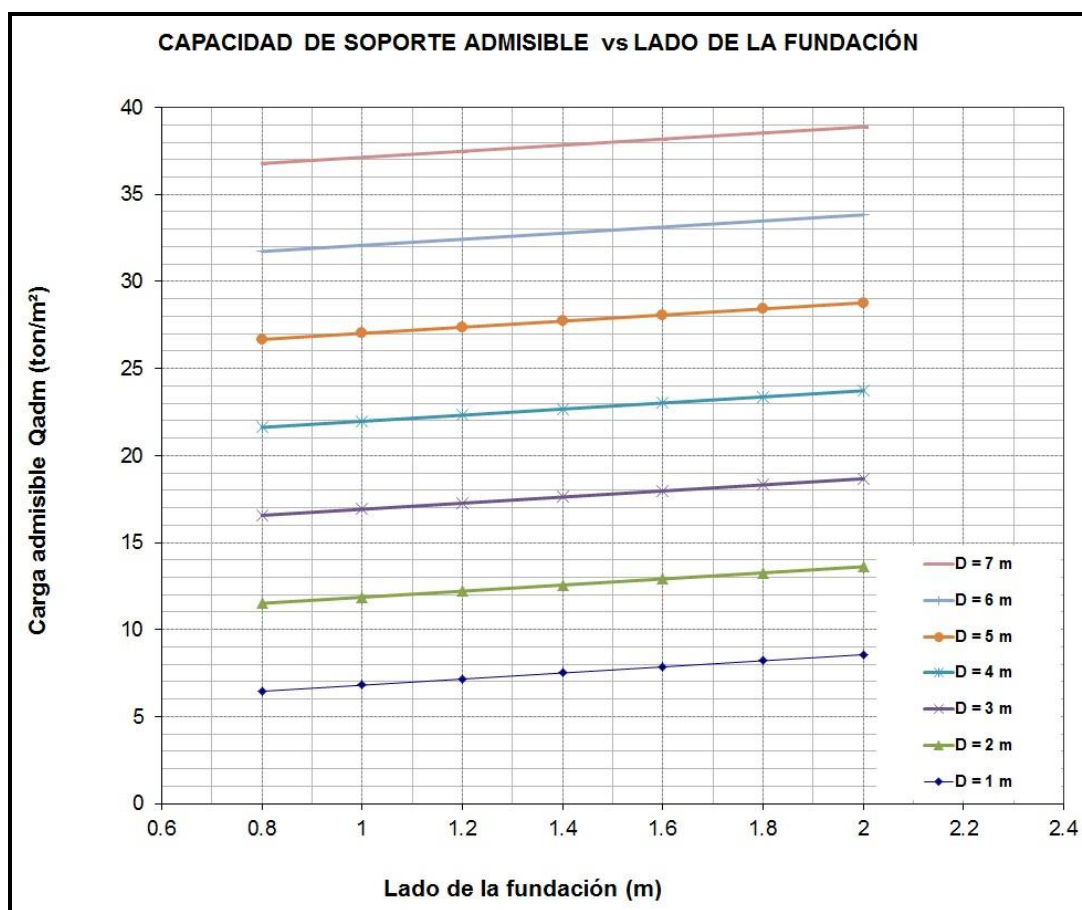


ILUSTRACIÓN 12. NOMOGRAMA DE CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE PARA ZAPATA CORRIDAS (METODO DE TERZAGHI).

6.4.4 Alternativa 2 (cimentaciones profundas).

Esta alternativa consiste en cimentaciones PROFUNDAS, las cuales estarán apoyadas directamente sobre el depósito aluvial. Y en el sitio que corresponde a la zona donde estará el sifón el objetivo de esta cimentación es el de evitar que la estructura sea arrastrada por el río en el caso en que quede descubierta por los procesos erosivos o de socavación de fondo.

6.4.4.1 Conceptualización de la solución de cimentaciones profundas.

De acuerdo a las características geotécnicas encontradas en la zona de estudio, se encontró que el diseño de las cimentaciones más apropiadas para las condiciones de la zona y de acuerdo a la estructura que se piensa construir son cimentación profunda.

Los parámetros geomecánicos se dan de acuerdo a la investigación de campo y a los ensayos de laboratorio realizados. A través de correlaciones de los ensayos de límites de consistencia planteados en la Norma Alemana DIN 1055. Esta norma permite caracterizar suelos gruesos por medio de la clasificación basada en el Sistema de Clasificación Unificada de los Suelos y la densidad relativa. Adicionalmente, permite clasificar suelos finos por medio de la clasificación basada en el mismo sistema y los índices de consistencia y los ensayos de compresión inconfiada se determina las propiedades geotécnicas del nivel de apoyo.

Para el cálculo de la capacidad portante de la cimentación profunda se utilizó el método estático Beta: el cual es para esfuerzos efectivos (Burland, 1973).

Después de tener clara la metodología que se va a utilizar la cimentación estará apoyada sobre el suelo areno limoso a arcilloso clasificado como SC o SM.

Utilizando el método de Burland y para un pilote de madera de área 4"x6", y una profundidad de 4.0m, cabe resaltar que este pilote será combinado concreto y madera ver Ilustración 13. Los pilotes de madera estarán embebidos en el pilote de concreto como mínimo un metro tal y como se muestra en la ilustración esta y el pilote de concreto estará embebido

en la cimentación del sifón mínimo 10 cm. Con el objeto de tener una buena unión entre los dos materiales el pilote de madera estar envuelto por el estribo en forma de espiar tal y como se muestra en el esquema.

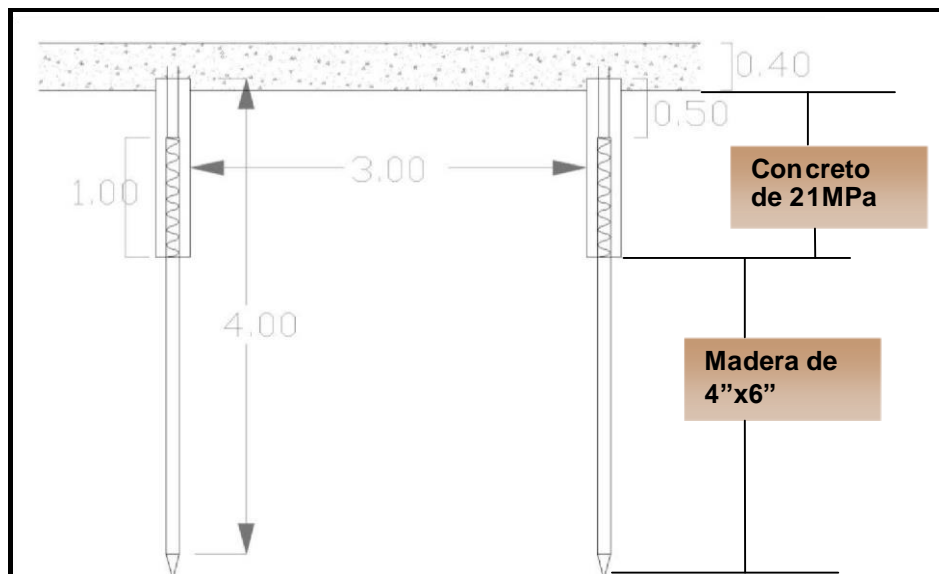


ILUSTRACIÓN 13. DETALLE CIMENTACIÓN SIFÓN

La capacidad de carga admisible de estos pilotes por fuste y con un factor de seguridad de 1.5 es de 8.3 kN. Y por punta la capacidad admisible es de 2.7 kN, para una profundidad de 4.0m, Tenemos entonces que la capacidad de carga de cada pilote es de 11 kN para 4.0m. Ver Tabla 21.

TABLA 21. CALCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA. PARA PILAS DE 1.20 M.

CALCULO DE PILOTES	
D(m) 1 0.15	Apunta (m) 0.02 F.Sr = 1.5
N.F=	78.54 F.Sp = 3.0
hincado	b

Prof	\square_h	Sv	u	S _v		ϕ			C			A _f (1)	f _{su}	Q _{su} (1)	Q _{sadm} (1)	q _p	Q _{Pult} (1)	Q _{Padm} (1)	Q _{Tadm} (1)
(m)	(KN/m3)	Kpa	Kpa	Kpa	N ₇₂	Kisida	Ks	Tan(d)	Kpa	Nq	Nc	mz	Kpa	KN	KN	Kpa	KN	KN	KN
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	0	0.00	0.00		0	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		0.0	0.00
0.1	1.69	24.5	14.5	10.0	6	22	1.13	0.26		15	32	0.7	3.0	2.0	1.4	150.1		0.9	2.23
1.0	1.69	41.4	24.5	16.9	10	23	1.09	0.27		15	32	0.5	5.1	4.4	2.9	253.6		1.5	4.44
2.0	1.69	58.3	34.5	23.8	25	27	0.97	0.32		15	32	0.5	7.5	7.9	5.3	357.1		2.1	7.40
3.0	1.69	75.2	44.5	30.7	18	25	1.03	0.30		15	32	0.5	9.4	12.4	8.3	460.6		2.7	10.98
4.0	4.5																2.7		
																	4.5		
																	6.3		
																	8.1		

Los asentamientos máximos que experimentara el sifón es de aproximadamente de 0.7 cm.

7. PERFIL DE DISEÑO SISMO RESISTENTE

De acuerdo con el Título A de la NSR-2010

Aceleración pico efectiva, $A_a = 0,25$.

Velocidad pico efectiva $A_v = 0,30$.

Coefficiente de importancia $I = 1.0$.

El perfil de diseño sismo resistente de acuerdo con el Título H de norma propone el siguiente espectro de respuesta. Ver Ilustración 14.

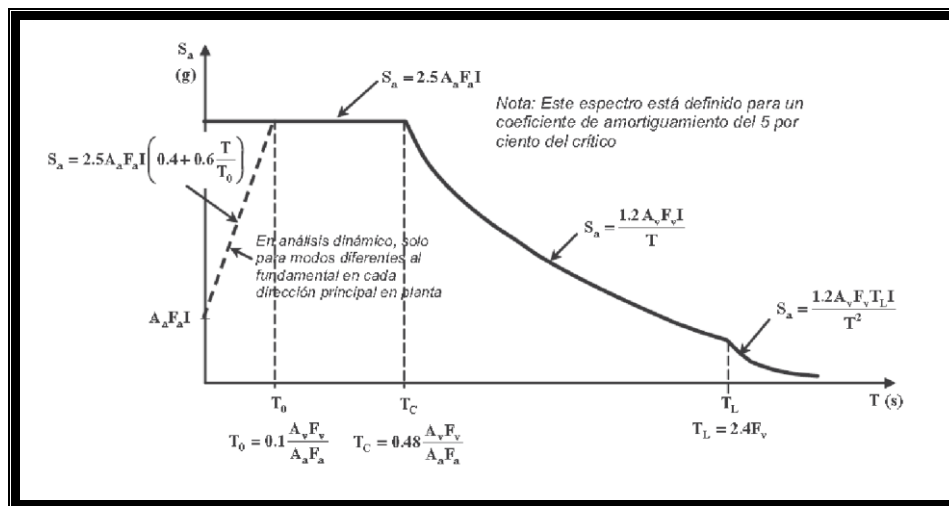


ILUSTRACIÓN 14. ESPECTRO ELÁSTICO DE ACELERACIONES DE DISEÑO.

De acuerdo al perfil estratigráfico encontrado en la zona de estudio y Utilizando los parámetros de Aceleración pico efectiva, de Velocidad pico efectiva y un coeficiente de amplificación para periodos largos $F_v=3.0$ y periodos cortos $F_a=1.45$.

8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- No se reportan procesos de remoción en masa activos ni deslizamientos. Esta afirmación es avalada por la geomorfología del sector y las condiciones geotécnicas del mismo.
- Es importante recalcar que el sector presenta un deficiente manejo de aguas de escorrentía a lo largo de la zona del trazado de la red se recomienda la construcción de cunetas y la recolección de las aguas lluvias especialmente en las proximidades al río, el agua captada debe ser conducida hasta sistemas de descarga destinados para tal fin.
- También es importante que los suelos encontrados son muy susceptibles a perder su estructura ante la presencia del agua por lo que hay que tener mucho cuidado en el manejo de las aguas de escorrentía y a los sistemas de conducción como de

acueducto y alcantarillado. Por esta razón estas estructuras deben de ser seguras y garantizar que no van a presentar fugas de pasar esto deberán ser reparadas casi que inmediatamente.

- Las excavaciones superiores a 2.0 metros deberán realizarse escalonada tal como se muestra más adelante, además las excavaciones se podrán ejecutarse por métodos manuales o mecánicos.
- Para la profundidad de desplante del acueducto, se requiere, de existir la presencia de aguas, un bombeo programado, con control de niveles para épocas de invierno y verano. Este bombeo se realizará bajo supervisión técnica adecuada para evitar el lavado y arrastre de finos que podrían ocasionar cárcavas al interior del sub-suelo y generar deslizamientos que comprometan las vidas que están trabajando en las excavaciones. Por lo que se deben adoptar las precauciones necesarias para evitar derrumbes durante las excavaciones. Dado que los suelos en la zona de estudio se disgregan y pueden perder su cohesión bajo la acción del agua, es necesario proteger las paredes de los cortes mediante la construcción de entibados.
- La entibación debe ser dimensionada para las cargas máximas previsibles en las condiciones más desfavorables. Las entibaciones han de ser revisadas al comenzar toda jornada de trabajo, ajustando los codales que se hayan aflojado. Se extremarán estas prevenciones después de interrupciones de trabajo de más de un día y/o de alteraciones atmosféricas como lluvias. Además el material extraído en las excavaciones deberán estar por lo menos alejadas 0.75 veces la profundidad de la excavación de la trinchera, medido del borde para que no supongan una sobrecarga que pueda dar lugar a desprendimientos o corrimientos de tierras en los taludes de corte.

- En general las entibaciones o parte de éstas se retirarán sólo cuando dejen de ser necesarias y por franjas horizontales, comenzando por la parte inferior de la excavación.
- Siempre que dentro de las excavaciones haya operarios trabajando, se mantendrá una persona pendiente en el exterior, que podrá actuar como ayudante de trabajo y dará la alarma en caso de producirse alguna emergencia.
- En la obra se dispondrá de palancas, cuñas, barras, puntales, tablones, etc. que no se utilizarán para la entibación y se reservarán como equipo de salvamento, así como de otros medios que puedan servir para eventualidades o de socorro para los operarios que puedan accidentarse.
- Para la ejecución de las excavaciones necesarias se entibará con una combinación de tablas horizontales y verticales por tramos verticales de 1,00 m de altura y en tramos no mayores de 3.0 m, ver Ilustración 15 y Tabla 22. La madera seleccionada debe tener un esfuerzo por flexión mayor o igual que 12.6 MPa. Los cálculos se realizaron siguiendo el procedimiento planteado State of California. Department of transportation "Trenching and Shoring Manual" (1990). Esta alternativa es solo viable para el caso de que las alturas de las excavaciones sean inferiores a 6.0.

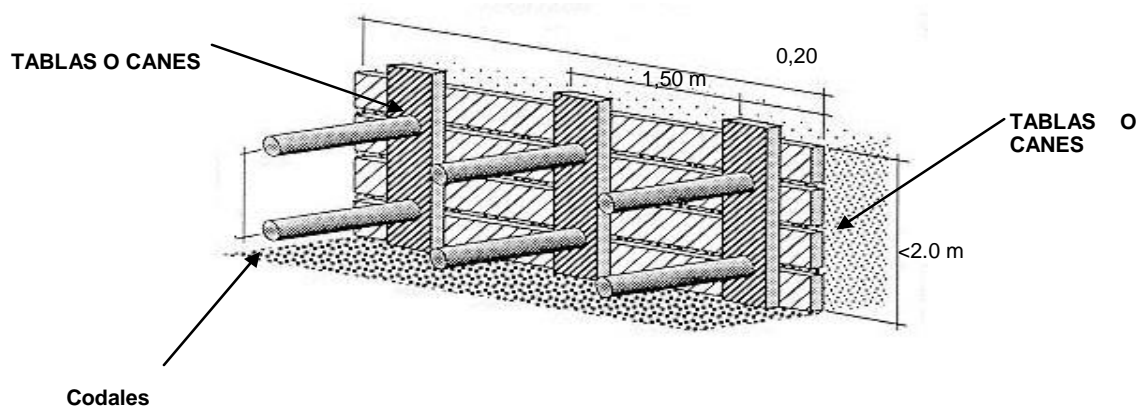


ILUSTRACIÓN 15.. DETALLE DE LOS ENTIBADOS ALTURAS INFERIORES A 2.0 M.



DIVISIÓN DE GEOTECNIA & VÍAS

Diseño Geométrico de Vías
Pavimentos • Mecánica de Suelos
Estudios de Suelo • Estudios Geotécnicos

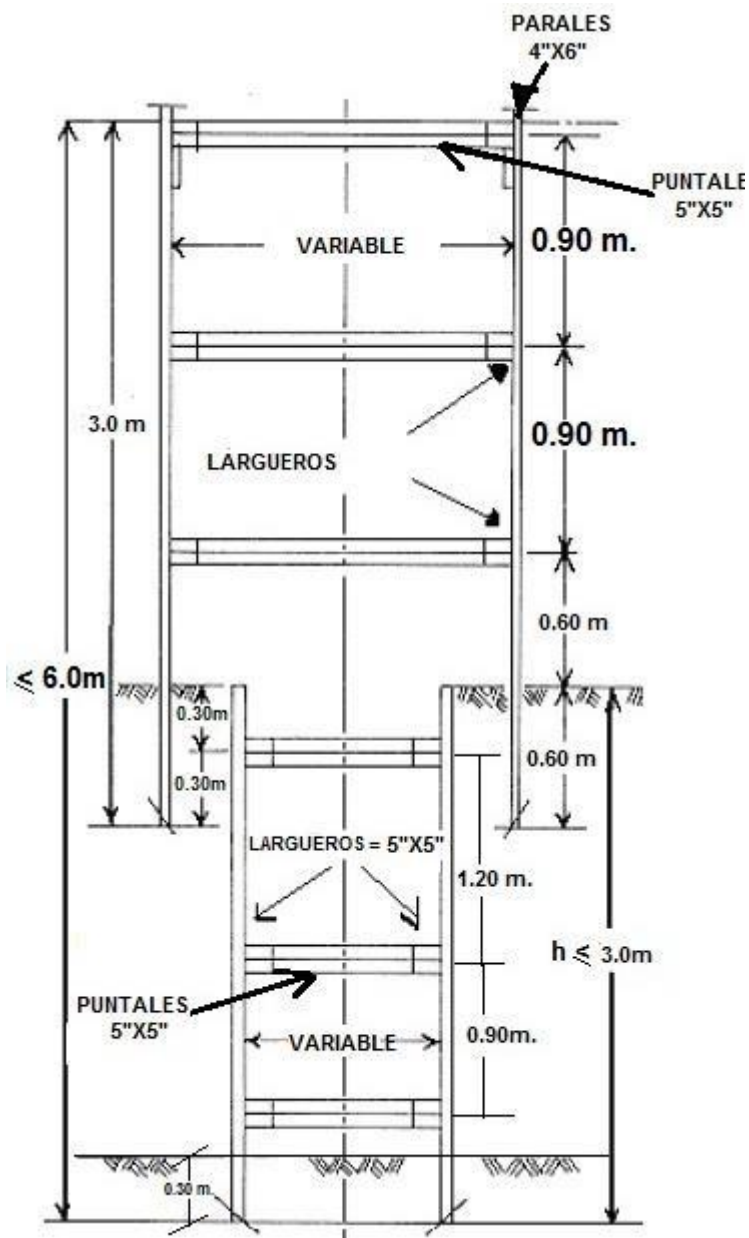


ILUSTRACIÓN 16. DETALLE DE LOS ENTIBADOS ALTURAS ENTRE 2.0 M Y 6.0 M.

TABLA 22. DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS DEL ENTIBADO CON ALTURAS INFERIORES A 2.0M.

Elemento	Espesor Mínimo (m)
Codales	0,12 x 0,12
Tablas o canes verticales (cintas)	21/2" - 0,063
Tablas o canes horizontales	2" - 0,052

TABLA 23. DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS DEL ENTIBADO CON ALTURAS ENTRE 2.0M Y 7.5M.

PRFUNDIDAD MAXIMA DEBRECHA	LARGUERO TAMAÑO MIN.	LARGUERO ESPACIAMIENTO VERTICAL MAX.	PUNTAL TAMAÑOS MIN.	PUNTAL ESPACIAMIENTO HORIZONTAL MAX.
(m)	(mm)	(m)	(mm)	(m)
3.0	125X125	1.5	125X125	1.8
	125X125	0.9	125X125	2.4
	100X100	0.8	100X100	1.8
	100X100	0.5	100X100	2.4
5.0	125X125	1	125X125	1.8
	125X125	0.6	125X125	2.4
	100X100	0.5	100X100	1.8
7.0	125X125	0.8	125X125	1.8
	125X125	0.45	125X125	2.4
7.5	125X125	0.8	180X180	1.5
	125X125	0.8	180X180	1.8

- En caso de que el terreno presente una cohesión nula o despreciable, deberán hincarse tablas verticales antes de proceder con la excavación de los suelos, alcanzándose la profundidad prevista en las etapas posteriores. Este mismo

procedimiento se ejecutará si aparece el nivel freático y la entibación deberá cubrir totalmente las paredes de la excavación□

- Dadas las características geotécnicas encontradas en la zona de Apartado para las excavaciones mayores a 6.0m se deberá emplear otro proceso de entibado. A continuación se describe el tipo de entibados que se debe realizar.
 1. Como primera medida se deberá hincar pilotes metálicos de sección H, estos deberán tener una longitud mínima de 12.0m y deberán estar espaciados cada 3.0m. ver Ilustración 17

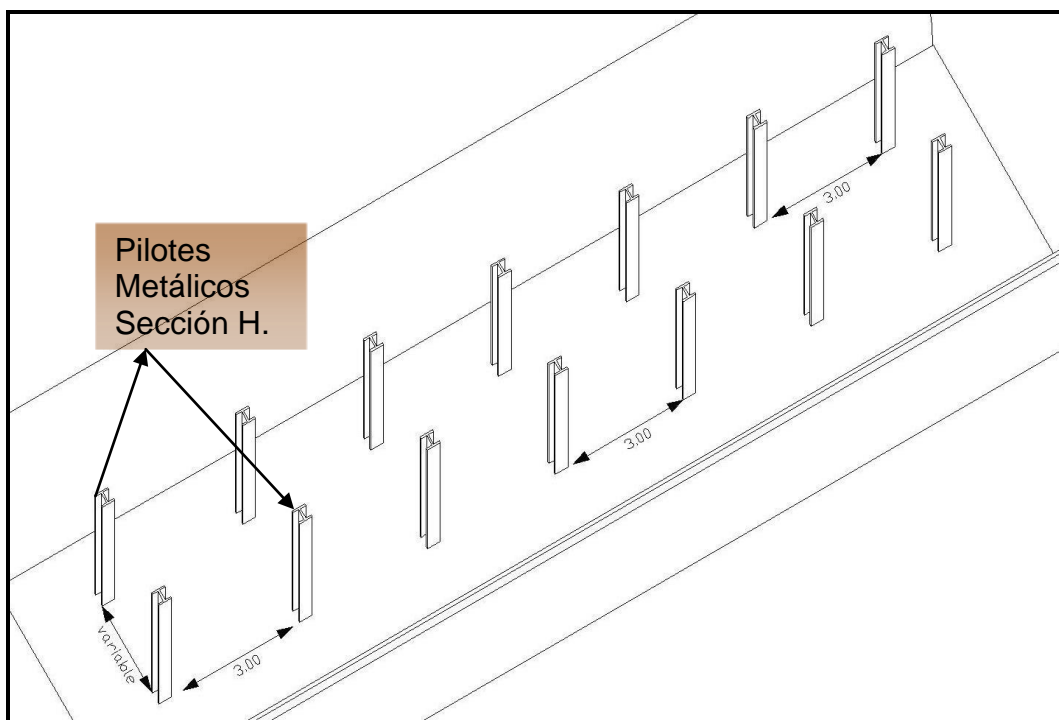


ILUSTRACIÓN 17. ESQUEMA DE ACABADO DEL HINCADO DE LOS PILOTES.

2. Después de haber hincados los pilotes se deberá proceder a hincar los tabloncillos o parales verticales. Las hincadas de estos elementos se podrán ir hincando por secciones de 1.0m una vez la excavación llegue a esta

profundidad se entibara otro metro así sucesivamente hasta que se alcance la profundidad deseada. Ver Ilustración 18

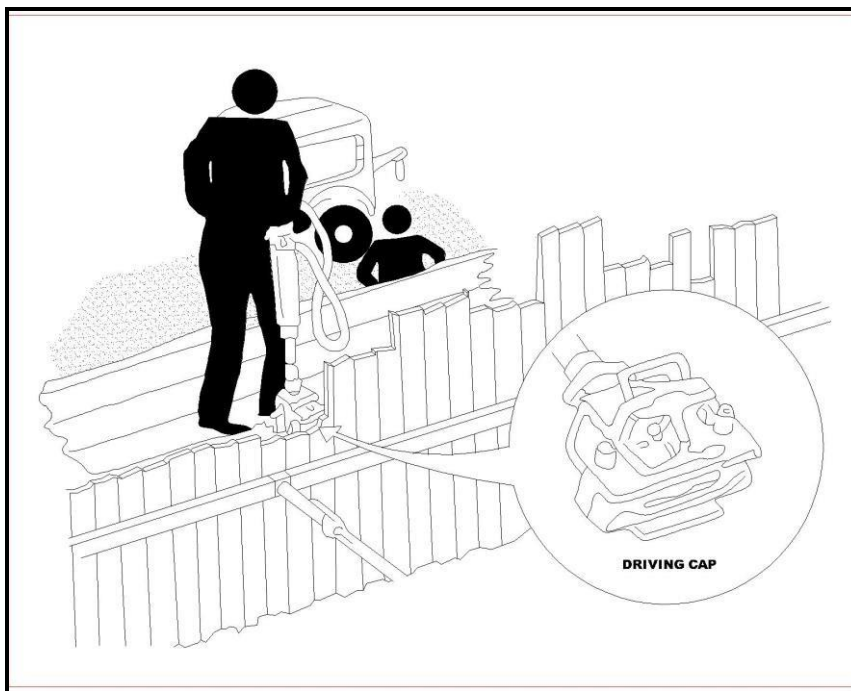


ILUSTRACIÓN 18. PROCESO DE HINCADO DE LOS LARGUEROS VERTICALES.

3. Después de haber hincado los largueros verticales se procederá a realizar la excavación, esta excavación deberá llegar hasta una profundidad de 0.50 cm, des pues de haber alcanzado esto se procederá a poner los largueros Horizontales deberá garantizarse que son capaces de soportar un momento de 1.50 ton-m, y una carga de 15 ton. Los largueros horizontales deberán ir pegados a las vigas H, Después de haber puesto los largueros se procederá a colocar los puntales, dadas las cargas tan altas que deben soportar estos puntales se proponen que sean metálicos y estos deberán soportar una carga de 21 ton y un momento de 24ton-m.



esto se realizara cada dos metros ver

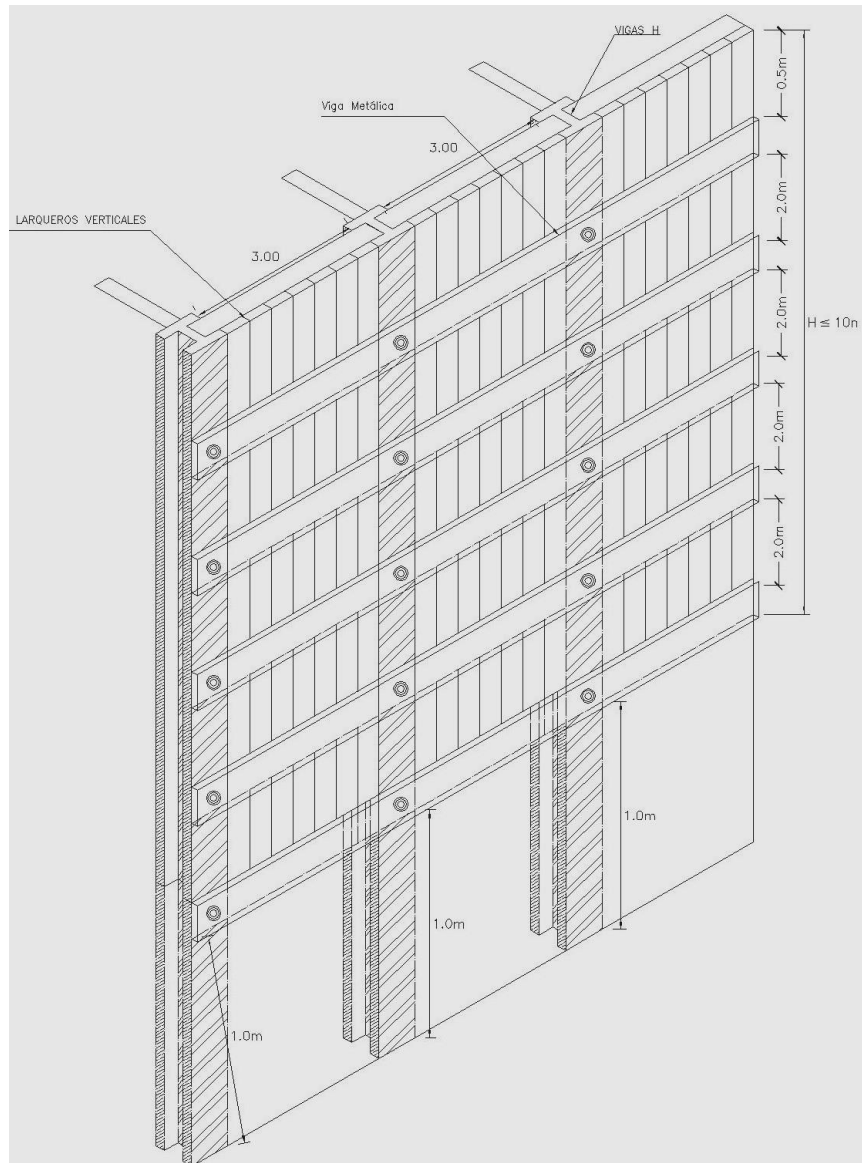


ILUSTRACIÓN 19. FORMA DEL ENTIBADO PARA EXCAVACIÓN MAYOR A 6.0M.

9. LIMITACIONES DEL ESTUDIO

Las recomendaciones dadas en el presente informe están basadas en los resultados de las investigaciones de campo, descripciones visuales de muestras y los análisis geotécnicos descritos en los párrafos pertinentes. Si durante la construcción se presentan condiciones diferentes a las tomadas como típicas o surge alguna dificultad imprevista, esta oficina debe ser comunicada de inmediato para hacer los ajustes necesarios, después de efectuar los análisis pertinentes.

Toda información y cualquier duda al respecto de este informe, con gusto serán atendidas por esta oficina.

10. REFERENCIAS

- Andrews, D. C. A. and Martin, G. R. (2000). "Criteria for Liquefaction of Silty Soils." 12th World Conference on Earthquake Engineering, Proceedings, Auckland, New Zealand.
- ASOCIACIÓN DE INGENIERÍA SÍSMICA. 1988. Estudio General de Amenaza Sísmica de Colombia. Publicación especial, INGEOMINAS, Segunda edición, 17-27.
- CORPOURABÁ–UNIVERSIDAD NACIONAL. 1998. Informe Final sobre la "Evaluación de Zonas de Erosión Crítica en el Litoral Caribe Antioqueño". Posgrado en Aprovechamiento de Recursos Hidráulicos, Medellín. 1999p.
- González H., Nuñez, A. y G. Paris. 1988. Mapa Geológico de Colombia, Memoria explicativa, Ingeominas, 8-11.
- JOSEPH E. BOWLES. (1982). Foundation Analysis and Design. 4ª Ed., Mc Graw-Hill.
- JIMENEZ SALAS. Geotecnia y Cimientos III. Editorial Rueda. Madrid.
- MANUEL DELGADO. "Ingeniería de Fundaciones". Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería
- NORMAS COLOMBIANAS DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN RESISTENTE NSR-98.
- Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1982). "Ground motion and soil liquefaction during earthquakes", Monograph, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, Ca.
- R. B. Seed et al (Recent advances in soil liquefaction engineering: a unified and consistent framework" Report No. EERC 2003-06.

- Wang, W. (1979.) "Some Findings in Soil Liquefaction", Research Report, Water Conservancy and Hydroelectric Power Scientific Research Institute, Beijing, August.

Anexo 1.

Ensayo De Laboratorio