



UNIVERSIDAD DE CUENCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

**"DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN DE LOS TANQUES DE
DIGESTIÓN ANAERÓBICA PARA LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE
AGUAS RESIDUALES DE GUANGARCUCHO"**

**TRABAJO DE TITULACIÓN PREVIO
A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE
INGENIERA CIVIL**

AUTORES: JÉSSICA ANDREA FIERRO GUANUCHI

CI: 0104845805

MAYRA JESSENIA SEGARRA VILLACÍS

CI: 0302020136

DIRECTOR: MSC. ING. ROLANDO ARMAS NOVOA

CI: 0150697522

CUENCA - ECUADOR

MAYO, 2018



RESUMEN

El crecimiento de la ciudad de Cuenca requiere como respuesta al saneamiento ambiental, la construcción de una nueva Planta de Tratamiento de Aguas Residuales en el sector de Guangarcucho. Esta planta contará con tanques de gran extensión, cuyas cimentaciones deberán soportar las cargas a las que estarán sujetas durante su vida útil (peso propio, carga adicional y sismo). El objetivo del presente trabajo de titulación es diseñar la cimentación para uno de los tres tanques de digestión anaeróbica (el más desfavorable) que serán instalados en esta planta. A partir de los resultados de los Ensayos de Penetración Estándar (SPT) y de los estudios geofísicos (sísmica de refracción) realizados en el área de estudio, se han caracterizado mecánicamente los suelos en donde se emplazará el tanque, determinando los parámetros de resistencia a cortante (c y ϕ) y tenso-deformacionales (E y μ). En base a estos parámetros se ha calculado la capacidad portante por estabilidad y deformación de los suelos. Para cumplir con el criterio de estabilidad por fallo de la base se ha determinado una profundidad de desplante de seis metros. El criterio de estabilidad por vuelco y deslizamiento se ha verificado satisfactoriamente. Los resultados de los asentamientos inmediatos o elásticos utilizando la teoría de la elasticidad, tanto manual como computacionalmente, fueron 1,90 y 5,00 cm, respectivamente. La normativa vigente (NEC-SE-CM, 2015) no establece asentamientos permisibles para este tipo de estructuras, por lo que el cumplimiento del criterio de deformación dependerá de las exigencias del proyecto.

PALABRAS CLAVE: Cimentaciones superficiales, losa de cimentación circular, cimentación rígida, estabilidad, deformación, nivel freático, asentamientos inmediatos o elásticos, profundidad de desplante, factor de seguridad.



ABSTRACT

The growth of Cuenca requires in response to environmental sanitation, the built of a new Wastewater Treatment Plant nearby Guangarcucho. The extension of the tanks of the plant requires a foundation able to resist the total loads (self-weight, additional load and seismic load) during its service life. The main objective of this thesis is to design the foundation for one of three anaerobic digestion tanks (worst case) that will be installed in the treatment plant. According to the Standard Penetration Tests (SPT) results and geophysical studies (seismic refraction) carried out in the area of interest, the shear strength (c and ϕ) and stress-deformational (E and μ) parameters of soil deposits have been analyzed. Based on these parameters, the bearing capacity for stability and deformation of soils has been determined. To fulfill the stability requirement due to base failure, a depth of six meters is required. The stability requirement of tipping and sliding has been verified, even for the worst case. The results of immediate or elastic settlements using the elasticity theory, both manually and computationally, were 1.90 and 5.00 cm, respectively. Current regulation (NEC-SE-CM, 2015) does not contain specific requirements of admissible settlements for this type of structures, thus the compliance of deformation criterion will depend on project specifications.

KEY WORDS: Shallow foundation, circular foundation slab, rigid foundation, stability, deformation, water table, immediate or elastic settlements, depth of foundation, factor of safety.



ÍNDICE GENERAL

RESUMEN	2
ABSTRACT	3
ÍNDICE GENERAL	4
ÍNDICE DE TABLAS	8
ÍNDICE DE FIGURAS	10
SIMBOLOGÍA.....	12
INTRODUCCIÓN	20
OBJETIVOS	22
CAPÍTULOS	23
CAPÍTULO 1: MARCO TEÓRICO	23
1.1. MÉTODOS DE EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO.....	23
1.1.1. Perforaciones exploratorias en el campo.....	24
1.1.2. Ensayos “in-situ”: Ensayo de penetración estándar (SPT)	25
1.1.3. Métodos geofísicos.....	27
1.1.3.1. Sísmica de refracción	28
1.1.3.2. Ensayos MASW y MAM	29
1.1.3.3. Tomografía eléctrica.....	30
1.2. PROPIEDADES FÍSICAS Y MECÁNICAS DEL SUELO.....	31
1.2.1. Parámetros de resistencia a cortante del suelo (cohesión y ángulo de fricción interna)	31
1.2.1.1. Criterios usados para suelos arcillosos	31
1.2.1.2. Criterios usados para suelos granulares	32
1.2.1.3. Criterios usados para roca arenisca.....	34
1.2.2. Parámetros tenso-deformacionales del suelo (módulo de deformación y coeficiente de Poisson)	35
1.2.2.1. Criterios usados para suelos arcillosos y granulares	35
1.2.2.2. Criterios usados para macizos rocosos.....	36
1.2.2.3. Determinación de parámetros elásticos empleando estudios geofísicos y geotécnicos.....	37
1.3. CIMENTACIONES	39
1.3.1. Cimentaciones superficiales	39



1.3.1.1. Losas de cimentación.....	40
1.3.2. Cimentaciones profundas	42
1.3.2.1. Pilotes.....	42
1.4. CRITERIOS DE DISEÑO PARA CIMENTACIONES SUPERFICIALES	43
1.4.1. CRITERIO DE ESTABILIDAD	43
1.4.1.1. Fallo de la base	43
1.4.1.1.1. Capacidad de carga última (<i>q_{últ}</i>)	43
1.4.1.1.2. Teoría de capacidad de carga de Terzaghi (1943)	44
1.4.1.1.3. Ecuación general de la capacidad de carga y método propuesto por Braja M. Das	47
1.4.1.1.4. Cimentaciones cargadas excéntricamente.....	49
1.4.1.1.5. Factor de Seguridad al fallo de la base	52
1.4.1.2. Fallo por vuelco	52
1.4.1.3. Fallo por deslizamiento.....	53
1.4.2. CRITERIO DE DEFORMACIÓN.....	53
1.4.2.1. Asentamientos elásticos o inmediatos: Determinación de los asentamientos a partir de la teoría de la elasticidad	54
1.4.2.2. Asentamientos por consolidación primaria	57
1.4.2.3. Asentamientos por consolidación secundaria	58
1.4.2.4. Asentamientos permisibles.....	58
CAPÍTULO 2: ZONA DE ESTUDIO	59
2.1. Ubicación geográfica de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales de Guangarcucho (PTARG).....	59
2.2. Geomorfología	60
2.3. Contexto geológico	60
2.3.1. Geología regional.....	60
2.3.2. Geología Local.....	63
2.4. Hidrogeología subterránea y superficial.....	66
2.5. Topografía	67
CAPÍTULO 3: METODOLOGÍA DE CÁLCULO Y ANÁLISIS DE RESULTADOS 68	
3.1. REQUISITOS DEL PROYECTO.....	68



3.2. DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES FÍSICAS Y MECÁNICAS DEL SUELO	71
3.2.1. Parámetros de resistencia a cortante del suelo (cohesión y ángulo de fricción interna)	71
3.2.1.1. Criterios usados para suelos arcillosos	71
3.2.1.2. Criterios usados para suelos granulares	71
3.2.1.3. Criterios usados para roca arenisca	72
3.2.2. Parámetros tenso-deformacionales del suelo (módulo de deformación y coeficiente de Poisson)	74
3.3. FUERZAS Y PRESIONES ACTUANTES SOBRE LA LOSA DE CIMENTACIÓN.....	76
3.3.1. Determinación de fuerzas y momentos actuantes sobre la cimentación del tanque a nivel de terreno	77
3.3.2. Determinación de fuerzas y momentos actuantes sobre la cimentación del tanque a nivel de solera	80
3.3.3. Determinación de las presiones máxima y mínima actuantes según un régimen de trabajo elástico del material de cimentación (Navier).....	82
3.4. APLICACIÓN DEL CRITERIO DE ESTABILIDAD EN EL DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN	83
3.4.1. Fallo de la base	83
3.4.1.1. Determinación de la capacidad de carga última según régimen de trabajo plástico del material de la cimentación.	83
3.4.1.1.1. Cálculo de la capacidad de carga última manualmente	83
3.4.1.1.2. Determinación de la capacidad de carga última mediante el programa computacional LoadCap	85
3.4.2. Fallo por vuelco	87
3.4.3. Fallo por deslizamiento	90
3.5. CRITERIO DE DEFORMACIÓN	91
3.5.1. Asentamientos elásticos o inmediatos calculados manualmente a partir de la teoría de la elasticidad	91
3.5.2. Asentamientos elásticos o inmediatos calculados a partir del programa computacional Phase2	93
CONCLUSIONES.....	98
RECOMENDACIONES	100
BIBLIOGRAFÍA	101



ANEXOS	103
ANEXO A: Estudio de suelos para diseños definitivos de la PTARG: perforaciones (P14 y P15) en la zona de los tanques de digestión anaeróbica.	103
ANEXO B: Estudio geofísico.....	111
ANEXO C: Resultados de los parámetros de resistencia a cortante, para cada uno de los suelos presentes en la Perforación 15.	117
ANEXO D: Análisis de capacidad de carga última para casos menos desfavorables.	118

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1 Rango de la velocidad de las ondas P o longitudinales (V_p) en varios suelos y rocas (Das, 2001b).....	28
Tabla 1.2 Ventajas y limitaciones de los ensayos MASW y MAM.	30
Tabla 1.3 Factores de corrección por energía (CE), según el tipo de martillo SPT propuesto por Seed et al. 1984, Vera X, 2014 (Guía práctica para la ejecución de estudios geotécnicos y trabajos de cimentación, 2016).	32
Tabla 1.4 Factores de corrección por diámetro del hueco de perforación, por el tipo de muestreador y por la longitud de tubería utilizada (Coduto, Yeung, & Kitch, 2011).	33
Tabla 1.5 Relaciones empíricas para C_N (Das, 2001a).	33
Tabla 1.6 Correlaciones entre \emptyset y N_{corr}	34
Tabla 1.7 Valores de Módulo Elástico en función de N_{60} para suelos arcillosos (Bowles, 1996).	35
Tabla 1.8 Constantes elásticas de diferentes correlaciones entre E y N_{60} para suelos granulares (Bowles, 1996).	35
Tabla 1.9 Valores y rangos de valores para coeficientes de Poisson (Bowles, 1996).	36
Tabla 1.10 Criterios para la estimación del módulo de deformación en macizos rocosos (González de Vallejo et al., 2010).	36
Tabla 1.11 Constantes elásticas de las rocas (González de Vallejo et al., 2010).	37
Tabla 2.1 Ubicación geográfica de los tanques de digestión anaeróbica.	60
Tabla 3.1 Perfil estratigráfico de la Perforación 14. Resultados del ensayo SPT.	69
Tabla 3.2 Perfil estratigráfico de la Perforación 15. Resultados del ensayo SPT.	70
Tabla 3.3 Cargas transmitidas sobre los tanques digestores.	71
Tabla 3.4 Parámetros de resistencia a cortante c (kPa) y \emptyset° calculados para cada uno de los estratos a partir de los resultados de las perforaciones realizadas en el área de estudio.	73
Tabla 3.5 Parámetros de resistencia a cortante para los suelos presentes en la zona de estudio.	74
Tabla 3.6 Resultados de la sísmica de refracción.	74
Tabla 3.7 Módulos de deformación calculados por Geotecnia en función del SPT.	75
Tabla 3.8 Parámetros de resistencia a cortante y tenso-deformacionales definidos para los suelos existentes, a partir de los resultados de las perforaciones y los estudios geofísicos efectuados en la zona de estudio.	76
Tabla 3.9 Parámetros adoptados en el cálculo de la fuerza originada por acción sísmica (NEC-SE-DS, 2015).	78



Tabla 3.10 Parámetros adoptados en el cálculo de la presión (p) (NEC-SE-CG, 2015).	79
Tabla 3.11 Fuerzas y momentos actuando sobre el cimiento a nivel de solera considerando que el tanque se encuentra totalmente lleno y bajo el efecto de la acción sísmica.	81
Tabla 3.12 Parámetros necesarios para el cálculo de la capacidad de carga máxima y mínima.	82
Tabla 3.13 Propiedades físicas y mecánicas de los materiales sobre los que se cimentará la losa.	84
Tabla 3.14 Factores de capacidad de carga, forma, profundidad e inclinación de la carga calculados manualmente.	85
Tabla 3.15 Resultados de la capacidad de carga última calculada por el programa computacional LoadCap.	87
Tabla 3.16 Evaluación de la estabilidad por vuelco para tres situaciones de llenado del tanque.	89
Tabla 3.17 Evaluación de la estabilidad por deslizamiento para tres situaciones de llenado del tanque.	91
Tabla 3.18 Asentamientos elásticos o inmediatos de la losa de cimentación S_e (cm).	93
Tabla B.1 Equipos y parámetros empleados.	113
Tabla D.2 Resultados de la capacidad de carga última calculada manualmente. Tanque con contenido hasta la mitad y tercera parte.	118

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Equipo para el ensayo de penetración estándar (SPT)(Delgado, 2002).	25
Figura 1.2 Corte esquemático del toma-muestras partido normal (Delgado, 2002).	26
Figura 1.3 Tipos de martillos para SPT (Bowles, 1996).	27
Figura 1.4 Curva de dispersión obtenida de los ensayos MASW y MAM.	30
Figura 1.5 Resultados de pruebas de laboratorio de Hatanaka y Uchida (1996) para la correlación entre \emptyset y N_{cor} (Das, 2001a).	34
Figura 1.6 Losa de cimentación circular.	40
Figura 1.7 a) Cimentación compensada. b) Asientos inducidos por cimentación con losa.	41
Figura 1.8 Grupo de Pilotes. Figura 1.9 Tipos de pilotes.	42
Figura 1.10 Capacidad de carga última según Terzaghi (Das, 2001b).	44
Figura 1.11 Distribución de presiones en cimentaciones cargadas excéntricamente (Das, 2001b).	50
Figura 1.12 Área efectiva de una sección circular (NTE E.050, 2009).	51
Figura 1.13 Asentamiento elástico de una cimentación superficial	54
Figura 1.14 Asentamiento elástico de cimentaciones flexibles y rígidas	55
Figura 1.15 Valores de α , α_{prom} y α_r ; ecuaciones 1.55, 1.56, 1.59, 1.60	56
Figura 1.16 Variación de F_1 con H/B (según Steinbrenner, 1934)	57
Figura 1.17 Variación de F_2 con H/B (según Steinbrenner, 1934)	57
Figura 2.1 Ubicación geográfica de la zona de estudio.	59
Figura 2.2 Estratigrafía de las formaciones de la cuenca de Cuenca (Hungerbühler et al., 2002).	61
Figura 2.3 Mapa geodinámico de la región noroccidental de Sudamérica.	62
Figura 2.4 Mapa de fallas y pliegues cuaternarios de Ecuador y regiones oceánicas adyacentes (USGS, 2003)	63
Figura 2.5 Planta y perfil geológico A-A'. Perforaciones P14 y P15.	64
Figura 2.6 Zona de inundación debido a la cercanía del río Cuenca.	66
Figura 2.7 Topografía del terreno donde se ubicará la PTAR Guangarcucho.	67
Figura 3.1 Esquema de ubicación de geofísica y perforaciones realizadas en el área de estudio.	68
Figura 3.2 Fuerzas y momentos actuantes sobre la cimentación del tanque (a) a nivel del terreno (b) a nivel de solera.	77



Figura 3.3 Momento y fuerzas actuantes sobre la cimentación del tanque a nivel de solera.	81
Figura 3.4 Distribución de presiones verticales actuantes a nivel de solera considerando un régimen de trabajo elástico.	83
Figura 3.5 Área efectiva de la base de la losa de cimentación circular.	84
Figura 3.6 Esquema de la estratigrafía del terreno presentado en la interfaz del programa computacional LoadCap.	86
Figura 3.7 Diagramas de cuerpo libre del tanque digestor.	88
Figura 3.8 Asignación de parámetros físicos y mecánicos a los materiales del perfil Geológico-Geotécnico en Phase2.	94
Figura 3.9 Perfil Geológico-Geotécnico en Phase2 con excavación del terreno.	95
Figura 3.10 Perfil Geológico-Geotécnico en Phase2. Adición de cargas actuantes sobre la estructura.	96
Figura 3.11 Asentamientos inmediatos o elásticos calculados por el programa computacional Phase2 para una profundidad de desplante D_f de 6 m a) Cimiento flexible b) Cimiento rígido.	97
Figura B.1 Esquema de ubicación geofísica.	111
Figura B.2 Curva de dispersión. Interpretación combinada MASW1 – MAM1. Línea sísmica LS1.	112
Figura B.3 Perfil sísmico Guangarcucho. Línea sísmica LS1.	112
Figura B.4 Perfil de resistividad sísmica TE1. Línea sísmica 1.	112
Figura B.5 Curva de dispersión.	113
Figura B.6 Curva velocidad – profundidad. Interpretación combinada MASW-ReMi. Suelo clase B.	114
Figura B.7 Perfil sísmico. Velocidades de onda de compresión (V_p) en m/s.	115

SIMBOLOGÍA

Símbolo	Descripción
A	Área de la cimentación circular
B	Ancho o diámetro real del cimientto
B'	Lado menor efectivo del cimientto
c_u	Cohesión
C_e	Coficiente de entorno/altura
C_f	Coficiente de forma
d_i	Distancia desde el nivel de referencia hasta el centro de gravedad de cada elemento
C_B	Factor de corrección del diámetro del agujero
C_E	Factor de corrección de energía
C_N	Coficiente de ajuste por sobrecarga
C_R	Factor de corrección de longitud de varilla
C_S	Factor de corrección por sistema de muestreo
Da	Depósito Aluvial
Dc	Depósito Coluvial
Df	Profundidad de desplante
$\Delta_{px}, \Delta_{py}, \Delta_{pz}$	Incremento del esfuerzo debido a la carga neta aplicada a la cimentación
e	Excentricidad de la carga
E	Módulo de deformación elástico del suelo
E_{din}	Módulo de deformación dinámico
$E_{din\ máx}$	Módulo de deformación dinámico máximo
E_i	Módulo de deformación elástico de cada estrato compresible
E_{pond}	Módulo de deformación elástico ponderado
E_{est}	Módulo de deformación estático
$F.S$	Factor de seguridad
F_a, F_d, F_s	Coficientes de amplificación de suelo
$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$	Factores de profundidad
$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$	Factores de inclinación
$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$	Factores de forma
h_i	Altura de los estratos compresibles
h	Peralte de la losa
$H = H'$	Fuerza horizontal desestabilizadora originada por la acción sísmica
H	Altura o espesor de los estratos compresibles del suelo
H_R	Fuerza horizontal resistente, producto de la fricción entre cimientto y suelo
I	Momento de inercia de la sección de la base de la cimentación
K	Constante definida por Stroud en un rango de 3.5 - 6.5 kPa
L'	Lado mayor efectivo del cimientto
M_{AZ}	Formación Azogues
M_{neto}	Momento neto actuante a nivel de solera de la cimentación
N o N_{SPT}	Número de golpes obtenidos a partir del Ensayo de Penetración Estándar
$N.F$	Nivel Freático



N'	Fuerza ejercida por la estructura hacia el suelo
N_{60}	Número de golpes corregidos al 60% de la energía de caída teórica del martillo
N_c	Fuerza ejercida por el peso propio del cimiento
N_{corr}	Número de golpes corregidos por sobrecarga en suelos granulares
N_c, N_γ, N_q	Factores de capacidad de carga en función del ángulo de fricción del suelo por debajo del nivel de solera
\emptyset	Ángulo de fricción interna
p	Presión originada por el viento
$PTAR$	Planta de Tratamiento de Aguas Residuales
q'	Sobrecarga a nivel de solera
$q_{m\acute{a}x}$	Presión nominal máxima
$q_{neta(\acute{u}lt)}$	Capacidad de carga neta última de la cimentación
$q_{neta(adm)}$	Capacidad de carga neta admisible de la cimentación
q_o	Carga de larga duración que deberá soportar el cimiento
$q_{\acute{u}lt}$	Capacidad de carga última de la cimentación
q_u	Resistencia a la compresión simple
R	Radio de la losa de cimentación
R'	Factor de reducción de resistencia sísmica
RMR	Rock Mass Rating o evaluación del macizo rocoso
SPT	Ensayo de Penetración Estándar
S_e	Asentamiento inmediato o elástico
μ_d	Coefficiente de Poisson dinámico
μ_i	Relación de Poisson de cada estrato compresible
$\mu_s = \mu$	Relación o coeficiente de Poisson del suelo
μ_{pond}	Coefficiente de Poisson Ponderado
V_b	Velocidad corregida de viento
V_p	Velocidad de propagación de las ondas longitudinales o primarias
V_s	Velocidad de propagación de las ondas transversales, de corte o secundarias
W_i	Pesos transmitidos hacia la base de la cimentación
\bar{y}	Centro de gravedad o brazo de palanca
γ	Peso específico del suelo
γ'	Peso específico sumergido del suelo
$\gamma_{hormigón}$	Peso específico del hormigón
γ_w	Peso específico del agua
γ_{sat}	Peso específico saturado del suelo
σ'_o	Presión efectiva de sobrecarga
$\sum V = N$	Sumatoria de las fuerzas verticales transmitidas hasta el nivel de solera
$w_{\acute{o}pt}$	Humedad óptima
σ	Coefficiente de corrección del viento
β	Inclinación de la carga respecto a la vertical
Z	Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño

Cláusula de licencia y autorización para publicación en el Repositorio Institucional

Jéssica Andrea Fierro Guanuchi en calidad de autora y titular de los derechos morales y patrimoniales del trabajo de titulación "Diseño Geotécnico de la cimentación de los tanques de digestión anaeróbica para la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales de Guangarcucho", de conformidad con el Art. 114 del CÓDIGO ORGÁNICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN reconozco a favor de la Universidad de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos.

Asimismo, autorizo a la Universidad de Cuenca para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el repositorio institucional, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, mayo de 2018



Jéssica Andrea Fierro Guanuchi

C.I: 0104845805

Cláusula de Propiedad Intelectual

Jéssica Andrea Fierro Guanuchi, autora del trabajo de titulación "Diseño Geotécnico de la cimentación de los tanques de digestión anaeróbica para la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales de Guangarcucho", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autora.

Cuenca, mayo de 2018



Jéssica Andrea Fierro Guanuchi
C.I: 0104845805

Cláusula de licencia y autorización para publicación en el Repositorio
Institucional

Mayra Jessenia Segarra Villacís en calidad de autora y titular de los derechos morales y patrimoniales del trabajo de titulación "Diseño Geotécnico de la cimentación de los tanques de digestión anaeróbica para la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales de Guangarcucho", de conformidad con el Art. 114 del CÓDIGO ORGÁNICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN reconozco a favor de la Universidad de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos.

Asimismo, autorizo a la Universidad de Cuenca para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el repositorio institucional, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, mayo de 2018



Mayra Jessenia Segarra Villacís

C.I: 0302020136

Cláusula de Propiedad Intelectual

Mayra Jessenia Segarra Villacís, autora del trabajo de titulación “Diseño Geotécnico de la cimentación de los tanques de digestión anaeróbica para la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales de Guangarcucho”, certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autora.

Cuenca, mayo de 2018



Mayra Jessenia Segarra Villacís
C.I: 0302020136

AGRADECIMIENTO

“Nada es más nocivo para la creatividad que el furor de la inspiración”

Umberto Eco

Si Dios reina en el corazón de una persona, no habrá jamás ningún obstáculo que pueda impedir el cumplimiento de un sueño o una meta.

En primer lugar, quiero agradecer infinitamente a Dios por brindarme la sabiduría necesaria durante todo este caminar de mi vida universitaria.

También es grato para mí, reconocer la gran labor que efectuaron mis amadísimos padres terrenales, Gloria Guanuchi y Carlos Fierro, por quienes, el día de hoy estoy en este mundo, y por quienes he podido llegar a cumplir con un sueño más en mi vida. Su esfuerzo diario me motivó a que día a día sea una mejor hija, hermana y estudiante. Cada palabra que mis padres me brindaron fue como agua que iba regando a una planta, y que por más que existía algo que intentaba dañarla, ésta jamás se secaría.

Un pilar fundamental siempre será mi familia, de manera especial mis hermanos Jonathan, Carlos, Andrés y Oscar, y mi hermana Catalina, a todos ellos les debo mucho de lo que ahora estoy por conseguir, ya que, con cada una de sus motivaciones diarias, pude triunfar y de esta manera llegar hasta la etapa final de mi carrera. El ejemplo transmitido por mi hermana Catalina, juntamente con sus ganas de superarse, me fueron llevando a pensar cada vez más alto y a jamás voltear mi mirada hacia atrás.

Como no ser grata, con personas que siempre me brindaron su apoyo, aquellos maestros y compañeros con quienes fui recorriendo cada año de estudio, y viviendo muy lindas experiencias. Agradezco a mi Director de este Trabajo de Titulación, Ing. Rolando Armas Novoa, por ser un excelente docente y por haber dejado siempre una huella de su conocimiento impregnada también en mi mente.

Mi más sincero agradecimiento a mis revisores de este Proyecto de Titulación, los Ingenieros Alfredo Vásquez y Enrique Acosta, quienes nunca se negaron a brindarme su apoyo, y fueron personas que dedicaron parte de su tiempo para resolver con claridad, cada inquietud que se iba presentando en el desarrollo de este Proyecto.

Finalmente, como no mencionar a mis compañeros de aula, de manera especial, a mi compañera Mayra Segarra con quien fui elaborando cada hoja de este Proyecto, así mismo a mi estimada amiga Ana Pesántez, ya que con ella fui escribiendo cada día una historia nueva, y a su vez, sembrando un granito de esfuerzo diario, para hoy poder llegar a cosechar este gran sueño, que muy pronto se convertirá en una parte fundamental de mi vida.

Jéssica Fierro Guanuchi

“La gratitud se da cuando la memoria se almacena en el corazón y no en la mente”

Lionel Hampton

Cada meta alcanzada, cada logro obtenido son el resultado del esfuerzo, dedicación y empeño puesto en aquello que nos importa y queremos. Si bien es fruto de nuestro esfuerzo, nada sería posible sin el apoyo de nuestros seres amados, quiénes de una u otra forma, nos entienden y alientan a dar lo mejor; y como olvidar a quienes desinteresadamente han puesto su tiempo y conocimientos a nuestra disposición transformándose en la piedra angular que nos orienta y guía. A todos ellos mi infinita gratitud.

A nuestro director de tesis y mentor Ing. Rolando Armas Novoa, quién con cada palabra, con cada anécdota y enseñanza nos ha ido transmitiendo además de su conocimiento y experiencia, su amor a la Ingeniería. A todos los profesores de la Facultad a quienes en su momento nos acercamos con inquietudes y siempre estuvieron atentos a prestar su ayuda y conocimiento, principalmente a los Ingenieros Enrique Acosta, Alfredo Vázquez y Edisson Ávila.

A mis amigas y amigos que han sabido ser apoyo y fortaleza en todo momento principalmente a Nicolás Zalamea, quién en tantos años nunca dejó de confiar en mí, gracias Nico sin tu amistad, sin tu ayuda y paciencia nada habría sido posible. A mi compañera y amiga de tesis Jéssica Fierro, si bien empezamos siendo compañeras de clase, hoy te llamo amiga; a pesar de nuestras diferencias has sido incondicional y un gran apoyo durante todo este tiempo; gracias por alentarme siempre a dar lo mejor y por estar pendiente de mí en todo momento, eres una gran persona y ha sido un gusto trabajar juntas.

A mi familia, principalmente a mis abuelos Isabel y Vinicio cuyas vidas han sido fuente de inspiración y continuo aprendizaje, sus historias y enseñanzas son la mejor herencia que me han podido dar. A mis padres Nubia y Magno, pues no sería quien soy de no ser por los valores inculcados desde casa; soy consciente de todo el esfuerzo y sacrificio que hacen diario y agradezco que, aunque no siempre recibí todo lo que hubiera querido, ustedes me han dado todo lo que pude necesitar y gracias a ello conozco el valor de las cosas que realmente importan. A mis hermanos Christian, Adrián y Katherine, cuya presencia es esencial en mi vida, pues con sus ocurrencias y bromas le dan color y alegría incluso al día más gris.

A Dios, quien ha estado presente en cada persona que he conocido a lo largo de este camino y que nunca se aparta de mi lado, pues por más dificultades que se presentasen en él siempre encuentro la fortaleza y la calma para continuar.

Gracias infinitas,

Mayra Segarra Villacís

INTRODUCCIÓN

Cuenca es una ciudad caracterizada en el Ecuador por ser pionera en cuanto al control y manejo adecuado de sus aguas residuales. Tras el incremento de su población y expansión, tanto urbana como rural, la actual Planta de Tratamiento de Aguas Residuales (PTAR), ubicada en Ucubamba, ha llegado al máximo de su capacidad de diseño, razón por la cual ha surgido la necesidad de construir una nueva planta en las inmediaciones de Guangarcucho.

Comúnmente los tanques de almacenamiento de aguas residuales tienen mayor dimensión en diámetro que en altura. Por el tipo de tanques que deberán instalarse en la PTAR, y para permitir una adecuada funcionalidad entre ellos, los tanques de digestión anaeróbica a instalarse en la planta contarán con una estructura en donde sus diámetros serán aproximadamente dos tercios de sus alturas.

Varios son los factores que intervienen a la hora de emplazar una obra civil como una PTAR, empezando desde la magnitud y funcionalidad del proyecto, hasta el diseño y desarrollo del mismo. Además, para un correcto diseño de los distintos tipos de cimentaciones, es indispensable llevar a cabo una investigación adecuada del suelo, que proporcione la información necesaria sobre su capacidad portante, resistencia al corte, asentamientos y deformaciones que puedan presentarse (NEC-SE-CM, 2015).

El objetivo del estudio es realizar el diseño geotécnico de una cimentación superficial (losa de cimentación), basado en los criterios de estabilidad y deformación, para uno de los tanques de digestión anaeróbica que serán instalados en la planta de tratamiento de aguas residuales de Guangarcucho. La losa de cimentación será de forma circular, con un diámetro de 22,60 m. Para el diseño de esta cimentación, se analizaron las propiedades físicas y mecánicas del terreno sobre el que se ubicarán estos tanques.

Para que una cimentación sea considerada como superficial, Terzaghi en su teoría menciona que la profundidad de cimentación (D_f) debe ser menor o igual que el ancho de la misma. Sin embargo, investigadores posteriores sugieren que cimentaciones con D_f igual a 3 o 4 veces el ancho de la cimentación pueden considerarse como superficiales. Profundidades mayores a las mencionadas corresponderán a cimentaciones profundas (Das, 2001b).

El área de estudio se encuentra ubicada en la provincia del Azuay, cantón Cuenca, parroquia Nulti, en el sector denominado Guangarcucho. Este sector se caracteriza por poseer una morfología sinusoidal o con fuertes laderas de erosión modeladas por procesos fluviales y acumulativos. En la Figura 1 se muestra la ubicación del proyecto de la PTAR mencionada anteriormente. Del estudio geológico se sabe que la litología del lugar corresponde a la Formación Azogues; constituida por una secuencia sedimentaria típicamente clástica, con areniscas



Figura 1. Ubicación del proyecto de la PTAR de Guangarcucho.

tobáceas de grano medio a grueso, color café amarillentas, con capas de lutitas, limolitas y pocas intercalaciones de conglomerados.

De acuerdo con el estudio realizado, en la zona de instalación de la nueva PTAR se efectuaron 10 perforaciones en toda el área de implantación de las principales obras, de las cuales 3 perforaciones corresponden a la zona de los tanques digestores. Adicionalmente para caracterizar el suelo de mejor manera, se realizaron estudios geofísicos en la zona de estudio.

A partir del correspondiente estudio del suelo se determina la profundidad de desplante (D_f) requerida para la cimentación. Para ello se establecen, mediante ecuaciones empíricas, los parámetros de resistencia a cortante (cohesión y ángulo de fricción interna) a partir de los resultados de los Ensayos de Penetración Estándar (SPT). Por otra parte, para los parámetros tenso-deformacionales (módulo de deformación elástico y relación de Poisson) del terreno, se requieren además los resultados de los estudios geofísicos efectuados sobre el sitio de estudio.

Autores como Terzaghi, Vesic, Brinch-Hansen y Meyerhof desarrollaron varios métodos para determinar la capacidad de carga del terreno. En la actualidad, varios programas computacionales se basan en estos métodos para determinar capacidades de cargas últimas y admisibles, afectando a la primera por un factor de seguridad. En el presente proyecto se utiliza el programa LoadCap para determinar la capacidad de carga última de la cimentación superficial. La información correspondiente a las cargas a las que estarán sometidas estos tanques ha sido proporcionada por la Empresa UCUENCA EP.

Por otra parte, la deformación en el suelo se produce debido a la aplicación de las cargas transmitidas por las cimentaciones, las cuales generan asentamientos sobre el terreno. En este estudio se emplean tanto la Teoría de la Elasticidad como el programa computacional Phase2, para estimar los asentamientos elásticos o inmediatos originados por la losa de cimentación.

OBJETIVOS

Objetivo general

- Diseñar la cimentación de uno de los tanques de Digestión Anaeróbica de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales a construirse en Guangarcucho, basado en los criterios de estabilidad y deformación.

Objetivos específicos

- Determinar los parámetros de resistencia a cortante y tenso-deformacionales de los suelos, a partir de Ensayos de Penetración Estándar (SPT) y de los resultados de la sísmica de refracción.
- Determinar los factores de seguridad por vuelco, deslizamiento y fallo de la base que garanticen el criterio de estabilidad en el diseño de la cimentación.
- Determinar los asentamientos absolutos que se producen bajo el cimientamiento, a fin de complementar el criterio de deformación en el diseño de la cimentación.
- Determinar la capacidad portante, por estabilidad y deformación, de la cimentación de los tanques de digestión anaeróbica, con los parámetros obtenidos mediante los estudios geotécnicos y geofísicos realizados.

CAPÍTULOS

CAPÍTULO 1: MARCO TEÓRICO

En este capítulo se describen algunos criterios y conceptos que han sido utilizados para el diseño geotécnico de la cimentación de uno de los tanques digestores de la PTAR de Guangarcucho, empezando desde la exploración del subsuelo, hasta los criterios de estabilidad y deformación que deben cumplir todo tipo de cimiento. En el primer criterio se requiere determinar los parámetros de resistencia a cortante de los suelos en estudio, esto es la cohesión (c) y el ángulo de fricción interna (ϕ), mientras que en el segundo se necesita de los parámetros tenso-deformacionales, siendo éstos el módulo de deformación elástico (E) y el coeficiente de Poisson (μ).

Para el presente estudio, los parámetros mencionados se obtuvieron tanto de los resultados de los ensayos de penetración estándar (SPT), como de los resultados de la Geofísica realizada en la zona de estudio, esto debido a que resultó imposible la obtención de muestras "inalteradas" en los tipos de suelos existentes dentro del área de interés.

1.1. MÉTODOS DE EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO

Toda obra o estructura que será construida sobre un suelo de soporte deberá ser instalada tras realizarse un estudio previo de las características y condiciones geotécnicas que posee el terreno. La investigación o exploración del subsuelo consiste en determinar, tanto los estratos de depósitos que se encuentren debajo de una estructura, como las propiedades físicas y mecánicas que presentan cada uno de estos estratos.

Además, mediante la investigación del subsuelo se pretende determinar parámetros representativos que permitan reproducir de una manera adecuada las condiciones y propiedades geotécnicas del suelo de soporte.

Para cualquier caso, resulta importante evaluar con adecuada precisión las condiciones a las cuales se encuentra el subsuelo, puesto que, de aquellas investigaciones previas se podrán extraer importantes conclusiones acerca del suelo de estudio. Cabe recalcar que la obtención de información suficiente y confiable acerca del subsuelo es uno de los requisitos principales para un diseño satisfactorio, puesto que al final la obra resultará ser mejor y probablemente más económica, ya que se podrán evitar pérdidas de tiempo debido a rediseños como consecuencia de un deficiente conocimiento o estudio de las condiciones del subsuelo (Das, 2001b).

1.1.1. Perforaciones exploratorias en el campo

Uno de los métodos más comunes para investigar las características del subsuelo consiste en perforar una cavidad en el terreno y extraer muestras del fondo para posterior análisis visual y ensayos de laboratorio. Las perforaciones o sondeos en el suelo se efectúan por varios métodos como:

- a) Perforación con barrena
- b) Perforación por lavado
- c) Perforación por percusión
- d) Perforación por rotación

a) Perforación con barrena

Este tipo de perforación es el más simple para realizar sondeos de exploración. Su empleo eficiente depende del tipo, la consistencia y la compacidad del suelo que se va a perforar. Se inicia la perforación mediante el avance de la barrena hasta una profundidad igual a su longitud; posteriormente se extrae el suelo que se encuentra suspendido en ella, el cual se remueve y se examina. De ser necesario se guarda parte del suelo como muestra; finalmente se inserta nuevamente la barrena y se repite la operación (Das, 2001a).

b) Perforación por lavado

En este sondeo, un ademe de aproximadamente 2 - 3 m de largo se hinca en el terreno; luego el suelo que queda dentro del ademe se retira por medio de un trépano cortador unido a una barra perforadora; después el agua es inyectada a través de la barra perforadora y sale a muy alta velocidad por los agujeros en el fondo del trépano.

Posteriormente el agua y las partículas desmenuzadas del suelo se elevan por el agujero taladrado y fluyen en la parte superior del ademe a través de una conexión en T. Finalmente, el agua de lavado se recoge en un recipiente y el ademe se extiende con partes adicionales, según progresa el barrenado. Este último paso puede evitarse si el barrenado permanece abierto y no se derrumba (Das, 2001b).

c) Perforación por percusión

Es un método alternativo de excavación de barrenos, particularmente a través de roca y suelo duro. También requiere de un ademe, y consiste en un trépano pesado de perforación que se sube y se baja para cortar el suelo duro. Las partículas del suelo recortadas son llevadas hasta la superficie mediante la circulación del agua (Das, 2001a).

d) Perforación por rotación

Proceso en el cual los trépanos rotatorios de perforación unidos al fondo de las barras perforadoras profundizan el barreno a medida que cortan y muelen el suelo. Este tipo de sondeos se emplean en arena, arcilla y roca (siempre que no esté muy fisurada); se inyecta agua o lodo a presión hacia abajo por las barras de perforación hasta los trépanos y el flujo de regreso lleva los recortes hacia la superficie. A partir de este proceso se hacen fácilmente barrenos de entre 50 y 200mm. Comúnmente se usa cuando resulta probable que el suelo encontrado se desmorone. Para extraer muestras de suelo, se eleva la barra perforadora y se reemplaza el trépano por un muestreador (Das, 2001b).

1.1.2. Ensayos “in-situ”: Ensayo de penetración estándar (SPT)

La denominación ensayo normal de penetración corresponde a la traducción de Standard Penetration Test (SPT). Se trata de un ensayo “*in-situ*” que se realiza en el fondo de una perforación. El ensayo consiste en determinar el número N de golpes de un martillo con peso de 63,5 kg (140 lb) y 762 mm (30 pulg) de altura de caída, necesarios para hincar en el suelo inalterado un tomamuestras partido normal, en una distancia de 305 mm (1,0 pie), tal como se indica en la Figura 1.1.

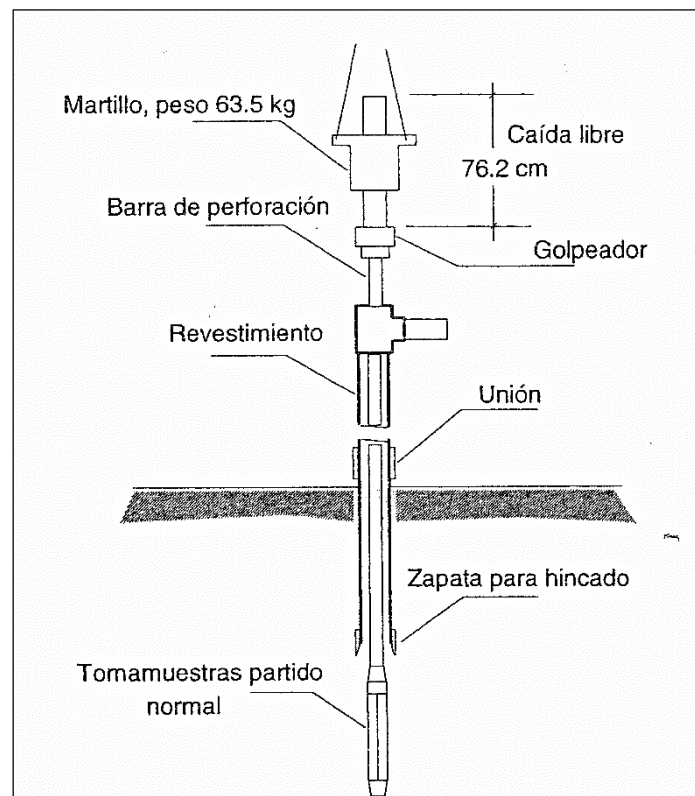


Figura 1.1 Equipo para el ensayo de penetración estándar (SPT)(Delgado, 2002).

En la Figura 1.2 se observa un corte esquemático del tomamuestras, cuyos diámetros normalizados son: 36,8 mm (1,45 pulg) de diámetro interior y 50,8 mm (2,0 pulg) de diámetro exterior. El tomamuestras, roscado a la parte inferior de las barras de perforación, se baja suavemente al fondo de la cavidad, una vez que ésta se haya limpiado perfectamente con el barreno o con el agua de lavado.

Luego de que el tomamuestras toca el fondo, el martillo debe golpearlo a través de las barras hasta penetrarlo 150 mm (6 pulg). A partir de este momento se inicia el ensayo y se empieza a contar el número N de golpes necesarios para avanzar los siguientes 305 mm (1,0 pie) (Delgado, 2002).

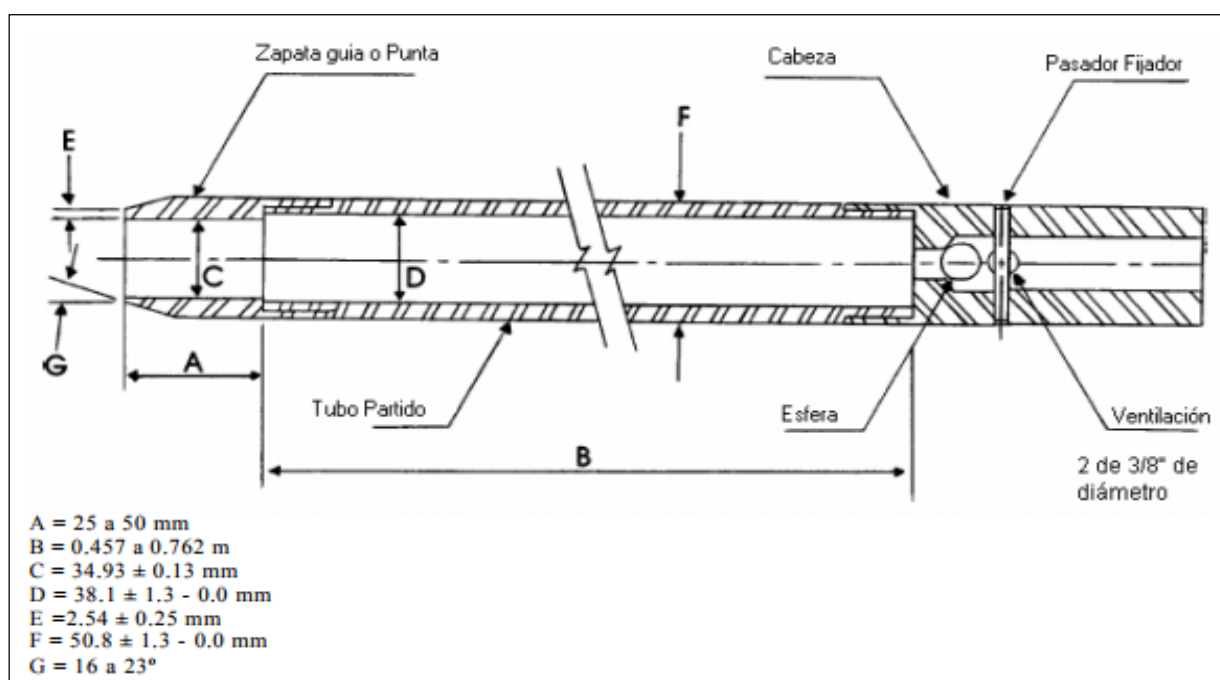


Figura 1.2 Corte esquemático del toma-muestras partido normal (Delgado, 2002).

A pesar de la aparente simplicidad del ensayo, numerosas experiencias indican que existe una acentuada sensibilidad de los resultados a numerosos factores y variables involucradas en su ejecución.

Relación de energía del martillo

Al correlacionar el SPT con los parámetros del suelo necesarios para el análisis y diseño de las cimentaciones, deben considerarse los procedimientos de campo usados al avanzar el tomamuestras en el terreno, puesto que la energía transmitida al tomamuestras resulta afectada por varios factores como: el tipo de martillo (Figura 1.3), el procedimiento de golpeo, entre otros.

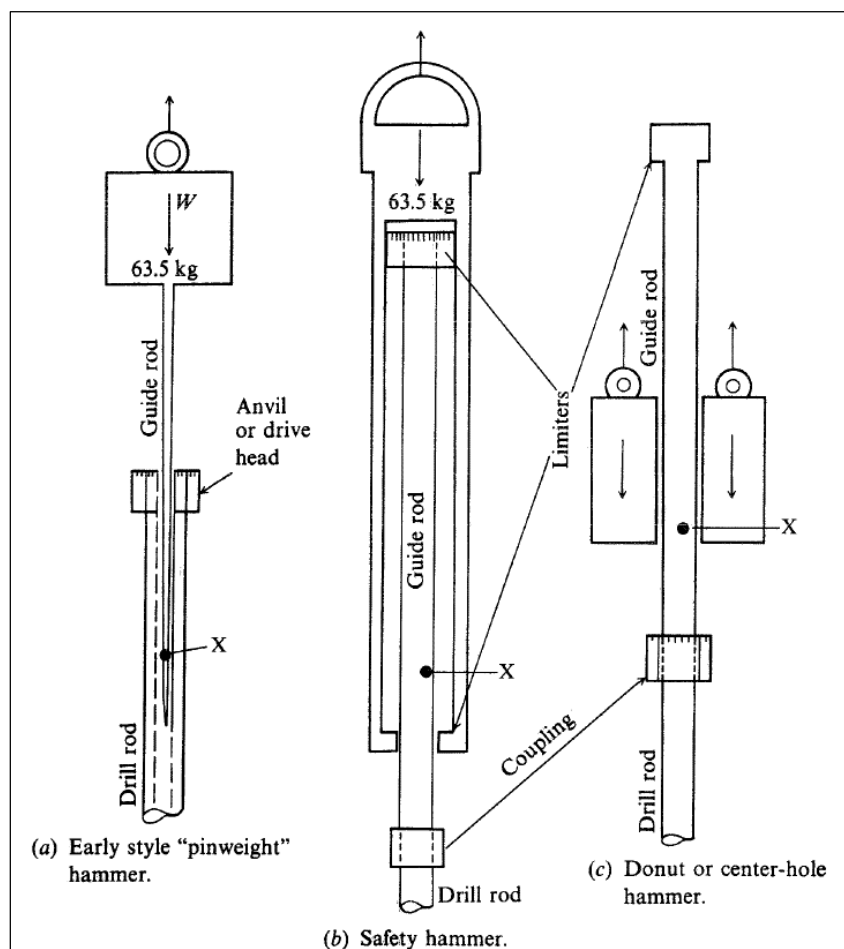


Figura 1.3 Tipos de martillos para SPT (Bowles, 1996).

La relación de energía o energía efectiva entregada por el martillo de seguridad es del orden del 60% de la energía teórica de 425 J, valor establecido de acuerdo con el producto de los valores normalizados: peso del martillo por la altura de caída. El martillo macizo corto (Donut), puede tener una relación de energía del orden del 45%.

Entonces para el mismo suelo el martillo macizo corto requerirá un mayor número de golpes, indicando así una resistencia más alta (Delgado, 2002).

1.1.3. Métodos geofísicos

Se emplearon originalmente para la exploración geológica y de minas. Poco a poco han sido adaptados a las necesidades de la ingeniería civil. Los métodos más utilizados son los sísmicos y eléctricos debido: al tamaño compacto, menores dificultades de mantenimiento y bajo costo de equipos (en comparación con el de perforaciones) (Delgado Vargas, 2002).



1.1.3.1. Sísmica de refracción

Busca determinar los contactos entre los diferentes estratos geológicos mediante la generación de ondas sísmicas, las cuales pueden generarse, ya sea por explosión de pequeñas cargas (0,50 – 0,80 m de profundidad) o por golpes de martillo. El impacto sobre la superficie del terreno crea dos tipos de onda de esfuerzos: ondas P y ondas S. Siempre que se produzca el fenómeno de la refracción, el equipo registra el tiempo que emplean las ondas en llegar a los geófonos distribuidos en la superficie del terreno (Das, 2001b).

En función de los tiempos registrados y de la distancia de cada geófono respecto al punto de disparo, se generan curvas tiempo-distancia conocidas como dromocronas, a partir de las cuales se lleva a cabo la interpretación del método. Debido a la variación de las propiedades físicas de los estratos, por su textura o grado de compactación, se produce un cambio en la velocidad sísmica de los materiales.

Tabla 1.1 Rango de la velocidad de las ondas P o longitudinales (V_p) en varios suelos y rocas (Das, 2001b).

Tipos de suelos o rocas	Velocidad de las ondas longitudinales (V_p) (m/s)
<i>Suelos</i>	
Arena, limo seco y suelo superior de grano fino	200 - 1.000
Aluvial	500 - 2.000
Acillas compactas, grava arcillosa y arena arcillosa densa	1.000 - 2.500
Loes	250 - 750
<i>Rocas</i>	
Pizarras y esquisto	2.500 - 5.000
Arenisca	1.500 - 5.000
Granito	4.000 - 6.000
Caliza sana	5.000 - 10.000

La velocidad de propagación de las ondas es una función de las propiedades elásticas del medio a través del cual viajan. En el ensayo se determinan dos tipos de velocidades: velocidades de onda P o longitudinales (V_p) y velocidades de onda S o transversales (V_s). Estas velocidades son las que permiten determinar los contactos estratigráficos; ya sean horizontales, verticales, inclinados u ondulados. En la Tabla 1.1 se muestra el rango de velocidades de las ondas longitudinales para varios tipos de suelos y rocas a pequeñas profundidades.



La sísmica de refracción es utilizable para establecer el perfil de roca subyacente o para localizar estratos densos situados por debajo de materiales más blandos o sueltos. En el caso de estratos sueltos o blandos situados debajo de estratos densos, el método conduce a resultados erróneos (Delgado, 2002).

1.1.3.2. Ensayos MASW y MAM

Los ensayos de medición de ondas superficiales en arreglos multicanales (MASW y MAM) consisten en generar ondas vibratorias en la superficie del terreno y registrar la llegada de las ondas S a distancias variables, con las cuales se determinan los cambios de velocidades a lo largo de los contactos.

➤ **Multi-channel Analysis of Surface Waves (MASW)**

Permite determinar la estratigrafía del subsuelo bajo un punto en forma indirecta, en función del cambio de las propiedades dinámicas de los materiales que la conforman. Analiza las propiedades de propagación de las ondas sísmicas superficiales (Ondas Rayleigh) de un registro en arreglo multicanal, generadas por una fuente de energía impulsiva en puntos localizados del terreno con respecto al arreglo de geófonos. Con ello se obtiene el perfil de velocidades de ondas transversales (V_s) para el punto central de dicha línea (Park, Miller, & Xia, 1999).

➤ **Refraction Microtremor (ReMi) o Microtremor Array Measurement (MAM)**

Permite reconstruir la distribución de la velocidad de ondas transversales (V_s) con la profundidad mediante el análisis espectral de registros de vibración natural del terreno. Registra las vibraciones ambientales (microtremores) generadas por ruido, tráfico, viento, movimiento de las ondas, entre otros. El método se basa fundamentalmente en la dispersión o cambio de fase con relación a la frecuencia, utilizados por métodos de ondas superficiales.

De la combinación de los métodos MASW y MAM, se obtienen perfiles de ondas S de hasta 60 a 100 m de profundidad. De su interpretación se genera una curva de dispersión (trazado de la velocidad de fase de las ondas superficiales versus la frecuencia), filtrándose solamente las ondas superficiales, ya que son las que predominan. En la Figura 1.4 se puede observar una curva de dispersión.

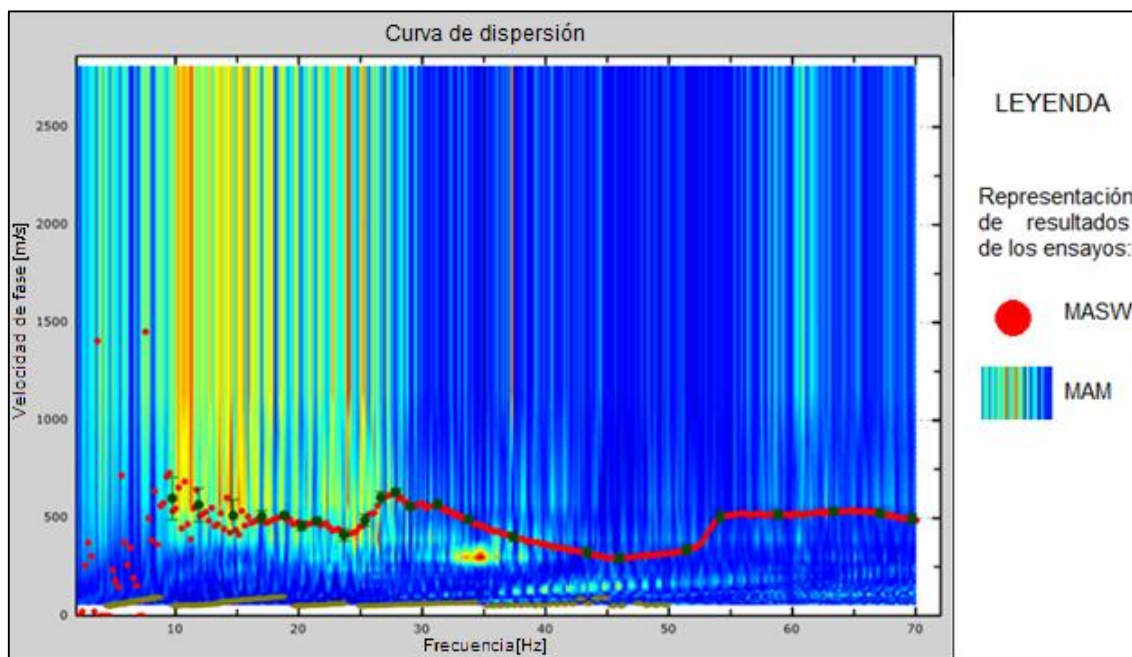


Figura 1.4 Curva de dispersión obtenida de los ensayos MASW y MAM.

Mediante un procedimiento de cálculo inverso iterativo (método de inversión) y a partir de la curva de dispersión calculada se obtiene el perfil sísmico del terreno en función de V_s para cada punto de estudio (Ali M., 2016).

Tabla 1.2 Ventajas y limitaciones de los ensayos MASW y MAM.

Ventajas	Limitaciones
Métodos no invasivos, económicos y de fácil ejecución. Permite cubrir grandes zonas en corto tiempo.	La accesibilidad del terreno, y su aplicación es exclusiva a exploración terrestre.
El ruido urbano no le afecta como a otros métodos sísmicos que utilizan ondas de cuerpo, puesto que las ondas superficiales tienen mayores amplitudes (mayor señal).	Cuando se emplean por separado, estos métodos tienen como profundidad máxima de investigación de 20 – 30 m.
Facilita la descripción estratigráfica sísmica y la profundidad de los estratos sísmicos.	Diferencia las capas de subsuelo con mayor contraste de velocidad y mayor espesor. No detecta capas de material muy delgados.
Provee un perfil continuo de los suelos en profundidad.	Para la colocación de geófonos la diferencia de cotas debe ser pequeña.

1.1.3.3. Tomografía eléctrica

El principio físico del método compara la distorsión inducida de un campo eléctrico, originada en las distintas conductividades de las capas del subsuelo, con la disposición ideal determinable teóricamente, de un campo de fuerza en un medio perfectamente homogéneo.

Actualmente la técnica geofísica de Tomografía eléctrica se ha convertido en el principal método de estudio de resistividad eléctrica. De acuerdo con lo indicado en la norma ASTM D 6431. Para precisar las profundidades de las superficies de separación de las capas, se determina la disposición del campo real de fuerzas a través de mediciones de intensidad de corriente y caída de potencial, efectuadas en la superficie del terreno. Se compara con la determinada por cálculo, bajo la suposición de que el campo se encuentra en un medio perfectamente homogéneo.

Este mecanismo es aplicable en la definición del límite entre suelos de baja resistividad, tales como arcillas blandas y depósitos orgánicos blandos, y materiales de resistividades más altas, tales como arenas, gravas o roca. Sin embargo, no es posible detectar los límites entre un suelo orgánico y arcilla blanda, entre arcilla firme y lutita blanda, o entre arena suelta y arenisca de grano grueso (Delgado, 2002).

Bajo determinadas condiciones, el uso combinado de la sísmica de refracción y la tomografía eléctrica permiten una mejor interpretación y ayudan a establecer conclusiones en base a la convergencia de evidencias. Sin embargo, resulta obligatorio comprobar los resultados de los levantamientos geofísicos por medio de algunas perforaciones y muestreos, esto con la finalidad de obtener información más detallada y directa, especialmente para el diseño de cimentaciones.

1.2. PROPIEDADES FÍSICAS Y MECÁNICAS DEL SUELO

1.2.1. Parámetros de resistencia a cortante del suelo (cohesión y ángulo de fricción interna)

1.2.1.1. Criterios usados para suelos arcillosos

Dentro de la literatura técnica existen muchas correlaciones entre el número de penetración estándar del ensayo SPT y los parámetros de resistencia a cortante del suelo.

A partir de los resultados de pruebas triaxiales no drenadas, realizadas en arcillas no sensitivas, Stroud (1974) sugirió la siguiente ecuación que correlaciona la resistencia cortante, c_u , no drenada de la arcilla, con el número de penetración estándar obtenido en campo, N .

$$c_u = K * N \quad \text{Ecuación 1.1}$$

Dónde:

K = constante definida en un rango de 3,5 – 6,5 kPa.
Su valor promedio es aproximadamente 4,4 kPa.

Hara y otros (1971) también sugirieron:

$$c_u = 29 * N^{0.72} \text{ (kPa)} \quad \text{Ecuación 1.2}$$

Es importante señalar que cualquier correlación entre c_u y N es solamente aproximada, ya que la sensibilidad (S_t) de los suelos arcillosos juega un papel determinante en el valor de N obtenido en campo.

1.2.1.2. Criterios usados para suelos granulares

Para la determinación del ángulo de fricción interna (ϕ) se requiere normalizar el número de golpes (N o $NSPT$) debido a los factores externos que influyen en el ensayo (Das, 2001a).

Corrección del NSPT a N_{60}

Una vez obtenidos los números de golpes en los ensayos SPT, cada metro, se sugiere normalizarlos a un número de golpes corregido al 60% de la energía de caída libre teórica del martillo (N_{60}) (NEC-SE-CM, 2015).

Para ello se dispone de la siguiente ecuación:

$$N_{60} = N_{SPT} * C_E * C_R * C_B * C_S \quad \text{Ecuación 1.3}$$

Donde:

N_{60} = número de golpes corregidos al 60% de la energía de caída libre teórica del martillo.

N_{SPT} = número de golpes medidos en el campo.

C_E = factor de corrección de energía.

C_R = factor de corrección de longitud de varilla.

C_B = factor de corrección del diámetro del agujero.

C_S = factor de corrección por sistema de muestreo.

Los factores de corrección utilizados para C_E , C_R , C_B , y C_S se muestran a continuación en las Tablas 1.3 y 1.4 respectivamente:

Tabla 1.3 Factores de corrección por energía (C_E), según el tipo de martillo SPT propuesto por Seed et al. 1984, Vera X, 2014 (Guía práctica para la ejecución de estudios geotécnicos y trabajos de cimentación, 2016).

Tipo de martillo	Factor de corrección C_E
Automatic	1,30
Safety	1,00
Donut	0,75



Tabla 1.4 Factores de corrección por diámetro del hueco de perforación, por el tipo de muestreador y por la longitud de tubería utilizada (Coduto, Yeung, & Kitch, 2011).

Factor	Variables de equipos	Valor
Diámetro del hueco, CB	65 – 115 mm	1,00
	150 mm	1,05
	200 mm	1,15
Muestreador utilizado, Cs	Standard	1,00
	Sin revestimiento	1,20
Longitud de varilla, CR	3 – 4 m	0,75
	4 – 6 m	0,85
	6 – 10 m	0,95
	> 10 m	1,00

Por otro lado, en suelos granulares existe un efecto de la presión efectiva de sobrecarga (σ'_o), por lo que el número de golpes de campo normalizado a N_{60} , debe corregirse a través del coeficiente de ajuste (C_N) para corresponder a un valor estándar de σ'_o ; es decir:

$$N_{cor} = N_{60} * C_N \quad \text{Ecuación 1.4}$$

En la Tabla 1.5 se muestran algunas de las expresiones propuestas para C_N .

Tabla 1.5 Relaciones empíricas para C_N (Das, 2001a).

Autor	C_N
Liao y Whitman (1986)	$9,78 * \sqrt{1/\sigma'_o}$
Skempton (1986)	$\frac{2}{1 + 0,01 \sigma'_o}$
Seed et al. (1975)	$1 - 1,25 * \log\left(\frac{\sigma'_o}{95,6}\right)$
Peck et al. (1974)	$0,77 * \log\left(\frac{1,912}{\sigma'_o}\right)$

*para $\sigma'_o \geq 25kPa$

A partir de este N_{cor} varios autores han desarrollado algunas correlaciones para la determinación del ángulo pico de fricción interna (ϕ°); algunas de las cuales se muestran en la Tabla 1.6.

Tabla 1.6 Correlaciones entre ϕ y N_{cor} .

Autores	Correlación	Referencias
Japan Road Bureau (1986)	$(\phi^\circ) = \sqrt{15N_{cor}} + 15, < 45$	(Carmona A. & Ruge C., 2015)
Peck, Hanson, y Thornburn (1974)	$(\phi^\circ) = 27,1 + 0,3N_{cor} - 0,00054 * N_{cor}^2$	(Das, 2001b)
Muromachi (1974)	$(\phi^\circ) = 3,5\sqrt{N_{cor}} + 20$	(Naranjo Aguay, 2012)
Hatanaka y Uchida (1996)	$(\phi^\circ) = \sqrt{20N_{cor}} + 17$	(Das, 2001b)

De las expresiones usadas para el cálculo del ángulo pico de fricción interna (ϕ°), e indicadas en la Tabla 1.6, la más actual corresponde a una simple correlación presentada por Hatanaka y Uchida en 1996, la misma que se presenta gráficamente en la Figura 1.5.

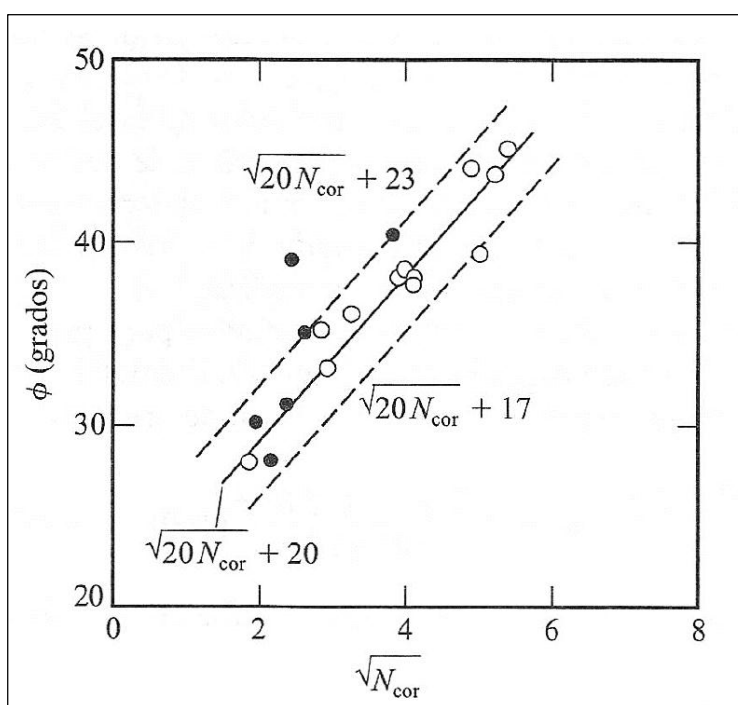


Figura 1.5 Resultados de pruebas de laboratorio de Hatanaka y Uchida (1996) para la correlación entre ϕ y N_{cor} (Das, 2001a).

1.2.1.3. Criterios usados para roca arenisca

La resistencia del material rocoso se encuentra en función de las fuerzas cohesivas y friccionales del material.

La cohesión es la fuerza de unión entre las partículas minerales que forman la roca. El parámetro de resistencia a cortante conocido como cohesión, se puede obtener a partir de la resistencia a la compresión simple (q_u), la cual es el resultado de un ensayo en el que una carga axial es aplicada rápidamente sobre un espécimen para generar la falla. Con este valor, se puede determinar la resistencia de corte no drenada (c_u), la misma que equivale a la mitad de la resistencia a la compresión simple (q_u), expresada en kPa (Das, 2001a).

En tanto que el ángulo de fricción interna se refiere al ángulo de rozamiento entre dos planos de la misma roca, el cual varía entre 25° y 45° para la mayoría de rocas (González de Vallejo et al, 2010).

1.2.2. Parámetros tenso-deformacionales del suelo (módulo de deformación y coeficiente de Poisson)

1.2.2.1. Criterios usados para suelos arcillosos y granulares

En la Tabla 1.7 se muestran rangos de valores para el módulo de deformación que podrían adoptarse en función de los resultados de N_{60} , del ensayo SPT, según lo propuesto por Bowles (1996).

Tabla 1.7 Valores de Módulo Elástico en función de N_{60} para suelos arcillosos (Bowles, 1996).

N_{60} (SPT)	Descripción	E (MPa)
< 2	Muy blanda	0,3
2 – 4	Blanda	3
4 – 8	Media	4,5 – 9
8 – 15	Compacta	9 – 20
15 – 30	Muy Compacta	> 20
> 30	Dura	

A su vez Bowles desarrolló varias correlaciones para determinar E, en función del número de golpes normalizado (N_{60}) del ensayo SPT, de acuerdo con el tipo de material y su clasificación. Estas correlaciones se muestran a continuación en la Tabla 1.8.

Tabla 1.8 Constantes elásticas de diferentes correlaciones entre E y N_{60} para suelos granulares (Bowles, 1996).

Descripción	E (kPa)
Arenas normalmente consolidadas	$500*(N_{60}+60)$
Gravas y arenas	$500*(N_{60}+6)$; para $N < 15$
	$600*(N_{60}+6) + 2000$; para $N > 15$
Arenas arcillosas	$320*(N_{60}+15)$
Arenas limosas	$300*(N_{60}+6)$

La Tabla 1.9 muestra valores y rangos de valores para el coeficiente de Poisson (μ) presentados por Bowles (1996) según el tipo de suelo.

Tabla 1.9 Valores y rangos de valores para coeficientes de Poisson (Bowles, 1996).

Tipo de suelo	μ
Arcilla, saturada	0,40 – 0,50
Arcilla, no saturada	0,10 – 0,30
Arcilla arenosa	0,20 – 0,30
Limo	0,30 – 0,35
Arena, arena grava comúnmente utilizada	0,10 – 1,00 (0,30 – 0,40)
Roca (depende del tipo de roca)	0,10 – 0,40
Loes	0,10 – 0,30
Hielo	0,36
Concreto	0,15
Acero	0,33

1.2.2.2. Criterios usados para macizos rocosos

El estudio y caracterización de macizos rocosos emplea la observación directa de sus características, ensayos e índices de calidad relacionados con sus parámetros geomecánicos. Bieniawski (1973) desarrolló un sistema de clasificación expresando su incidencia mediante el índice RMR (Rock Mass Rating) que varía de 0 a 100 (González de Vallejo et al., 2010) y que además considera el índice de fracturación (RQD). También se emplea el índice geológico de resistencia (GSI).

A partir del índice RMR y GSI varios autores han propuesto algunas correlaciones que permiten estimar un módulo de deformación del macizo rocoso, como se muestra en la Tabla 1.10 (González de Vallejo et al., 2010).

Tabla 1.10 Criterios para la estimación del módulo de deformación en macizos rocosos (González de Vallejo et al., 2010).

Autor	Criterio	Aplicación
Bieniawski (1978)	$E = 2 * RMR - 100$ (GPa)	- Macizos rocosos de buena calidad (RMR > 50-55)
Serafín y Pereira (1983)	$E = 10^{(RMR*10)/40}$ (GPa)	- Macizos rocosos de calidad media-baja (10 < RMR < 50) - Válido para valores de E entre 1 a 10 (GPa)
Hoek et al. (1995)	$E = \sqrt{\frac{q_u}{100}} * 10^{(GSI-10)/40}$ (GPa)	- Macizos rocosos de calidad baja-muy baja y matriz rocosa - Válido para valores de $q_u < 100$ (MPa)

* E = Módulo de deformación empírico del macizo, q_u = Resistencia a la compresión simple de la roca intacta (MPa). Se recomienda tomar un rango de valores para el macizo rocoso entre 0,4 E y 1,6 E.

La Tabla 1.11 indica los rangos más frecuentes de variación del módulo de deformación y del coeficiente de Poisson para algunas rocas. En algunos casos estos rangos son amplios debido a la alta variabilidad de propiedades físicas y al carácter anisótropo de cada tipo de roca. Para la mayoría de las rocas el coeficiente de Poisson varía entre 0,25 y 0,33 (González de Vallejo et al., 2010).

Tabla 1.11 Constantes elásticas de las rocas (González de Vallejo et al., 2010).

Roca intacta	Módulo de elasticidad estático (E)	Módulo de elasticidad dinámico (E)	Coeficiente de Poisson (μ)
	kg/cm ² (x10 ⁵)	kg/cm ² (x10 ⁵)	
Andesita	3,0 - 4,0		0,23 - 0,32
Anfibolita	1,3 - 9,2	4,6 - 10,5	
Anhidrita	0,15 - 7,6		
Arenisca	0,3 - 6,1	0,5 - 5,6	0,1 - 0,4 (0,24 - 0,31)
Basalto	3,2 - 10	4,1 - 8,7	0,19 - 0,38 (0,25)

Valores máximos y mínimos. Valores medios entre paréntesis.

Datos seleccionados a partir de Rahn (1986), Johnson y De Graff (1988), Goodman (1989), Walthan (1999), Duncan (1999).

Extracto del Cuadro 3.15 de González de Vallejo et al., 2010.

1.2.2.3. Determinación de parámetros elásticos empleando estudios geofísicos y geotécnicos

En Rusia (1971), tras investigaciones experimentales y teóricas, se han establecido relaciones entre las propiedades físico-mecánicas de los suelos en base a la prospección sísmica (Bondariev & Shemshurin, 1974).

Según la teoría elástica, el módulo de elasticidad dinámico, E_{din} , viene dado en función de la velocidad de propagación de las ondas longitudinales (V_p) y transversales o de corte (V_s) mediante las ecuaciones:

$$E_{din} = V_p^2 * \frac{\gamma}{g} * \frac{(1+\mu_d)(1-2\mu_d)}{1-\mu_d} \quad \text{Ecuación 1.5}$$

$$E_{din} = 2 * V_s^2 * \frac{\gamma}{g} * (1 + \mu_d) \quad \text{Ecuación 1.6}$$

A partir de estas ecuaciones puede deducirse el valor del coeficiente de Poisson dinámico (μ_d):

$$\mu_d = \frac{(V_p/V_s)^2 - 2}{2*(V_p/V_s)^2 - 2} \quad \text{Ecuación 1.7}$$

Dado que las cimentaciones estarán sujetas a cargas estáticas y ocasionalmente a cargas dinámicas, se deben determinar los parámetros elásticos estáticos para la evaluación de capacidad de carga de la zona de estudio.

Las investigaciones realizadas y recopiladas por Bondariev & Shemshurin (1974), establecen una relación entre los módulos de elasticidad estáticos y dinámicos, de modo que para un módulo de elasticidad dinámico máximo ($E_{din\ max}$) igual a 1'300.000 (kg/cm²) se aplica:

$$E_{est} = 0,97 * \left[\frac{E_{din}}{E_{din\ máx}} \right]^{0,141} * E_{din} \quad \text{Ecuación 1.8}$$

De los ensayos de refracción sísmica, también es posible obtener E_{est} de acuerdo a la ecuación 1.9 (Naranjo Aguay, 2012):

$$E_{est} = \frac{v_p^2}{50} \quad (\text{kg/cm}^2) \quad \text{Ecuación 1.9}$$

El módulo de deformación (E), constituye una de las principales características físico-mecánicas de los materiales. Se determina por los resultados de carga estática y caracteriza en diferente sentido, la respuesta del terreno a resistir deformación (Bondariev & Shemshurin, 1974). Las principales razones que generan diferencias grandes entre E_{din} y E_{def} son:

- ✓ Los suelos no son un medio elástico ideal.
- ✓ Hay una diferencia significativa de las presiones bajo las cuales se determinan E_{din} y E_{def} .
- ✓ Gran diferencia de los tiempos de acción de las cargas.
- ✓ Diferencia en el carácter de la acción de las tensiones actuantes.
- ✓ Los suelos son materiales heterogéneos.
- ✓ Diferencia de las dimensiones de las muestras de suelos que participan en cada medición.

En la actualidad, solo con la utilización de una serie de relaciones de correlación, es posible la utilización de la exploración sísmica para valorar el módulo de deformación. Investigaciones realizadas en regiones de la ex URSS, han determinado algunas correlaciones estables entre el módulo de deformación y el módulo estático para suelos arenosos.

Para cualquier suelo areno-arcillosos (excepto arcillas), que yacen sobre el nivel freático:

$$E = 0,09346 * E_{est} + 4,0 \quad (\text{kg/cm}^2) \quad \text{Ecuación 1.10}$$

Cerca del nivel freático (N.F): $N.F - 2,5\ m \leq Z \leq N.F + 0,5\ m$:

$$E = 0,08176 * E_{est} - 46,0 \quad (\text{kg/cm}^2) \quad \text{Ecuación 1.11}$$

Para suelos arenosos, que yacen a 0.5 m bajo el nivel freático, el módulo de deformación puede ser:

$$E = 0,0445 * E_{est} + 31,0 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad \text{Ecuación 1.12}$$

1.3. CIMENTACIONES

Las cimentaciones tienen como función transmitir al terreno las cargas que soporta la estructura. El buen diseño de una cimentación requiere del conocimiento previo del terreno sobre el que se va a construir dicha estructura. Además, una correcta clasificación de los materiales del subsuelo proporciona los primeros datos sobre las experiencias que puedan anticiparse durante y después de la construcción.

De modo general existen dos tipos de cimentaciones: superficiales y profundas.

Para que una cimentación sea considerada como superficial, Terzaghi en su teoría menciona que la profundidad de cimentación (D_f) debe ser menor o igual que el ancho de la misma. Sin embargo, investigadores posteriores sugieren que cimentaciones con D_f igual a 3 o 4 veces el ancho de la cimentación pueden considerarse como superficiales. Profundidades mayores a las mencionadas corresponderán a cimentaciones profundas (Das, 2001b).

1.3.1. Cimentaciones superficiales

Son aquellas que se apoyan en las capas superficiales o poco profundas del suelo, por tener éste suficiente capacidad portante o por tratarse de construcciones de importancia secundaria y relativamente livianas. En estructuras importantes, las cimentaciones, incluso las superficiales, se apoyan a suficiente profundidad como para garantizar que no se produzca socavación. Las cimentaciones superficiales se clasifican en:

- Zapatas:
 - Zapatas aisladas
 - Zapatas corridas
 - Zapatas combinadas

- Losas de cimentación

Un caso que se puede considerar intermedio entre las zapatas y las losas es el de la cimentación por medio de un emparrillado, que consiste en una serie de zapatas corridas, entrecruzadas en dos direcciones.

En el presente estudio se diseñará una losa de cimentación circular, por ello, estos tipos de cimientos se describen a continuación.

1.3.1.1. Losas de cimentación

También denominadas placas, son otro tipo de cimentación superficial, que, si bien ayudan a disminuir gradualmente los asentamientos diferenciales, resultan también ser en ocasiones muy costosas, por lo que su uso se recomienda solamente en situaciones especiales, como cuando los suelos sobre los que se cimentará sean de mala calidad o a su vez cuando las cargas que se estarían transmitiendo a la cimentación, resulten ser considerables.

Las losas de cimentación pueden ser de distintas formas; existen losas cuadradas, rectangulares, circulares, entre otras. Generalmente, cuando se trata de diseñar losas de cimentación, para tanques de agua, se diseñan losas circulares, con la finalidad de dar continuidad a la forma cilíndrica que posee el tanque, tal como se muestra en la Figura 1.6.



Figura 1.6 Losa de cimentación circular.

En particular, también se emplean cuando se diseñan cimentaciones compensadas; es decir, cuando el volumen de sótano es proporcional al del edificio sobre él, tal como se indica en la Figura 1.7a. La losa distribuye uniformemente las tensiones en toda la superficie, esperándose asientos reducidos. Por otra parte, la cimentación por losa en terrenos compresibles, al crear un hundimiento generalizado de los estratos inferiores, requiere un estudio adicional de los asentamientos inducidos en las edificaciones vecinas, véase Figura 1.7b.

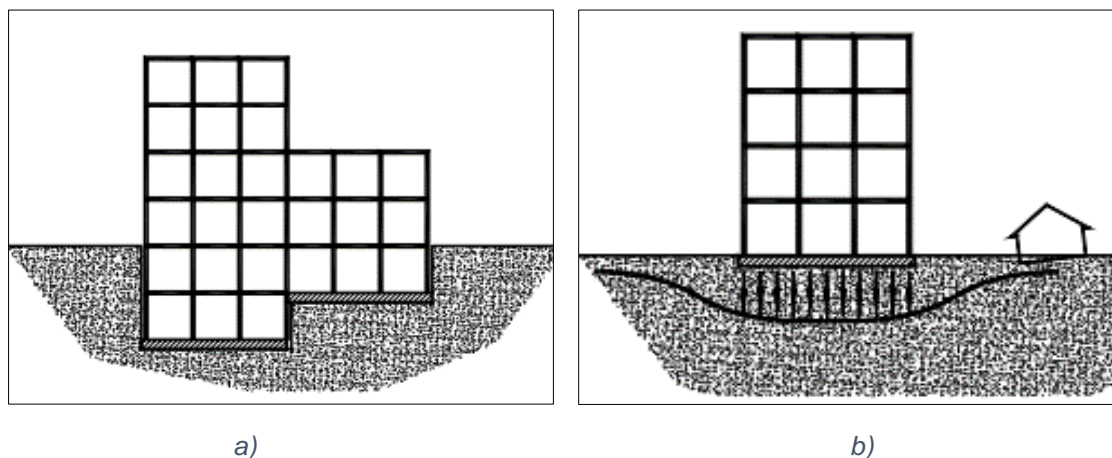


Figura 1.7 a) Cimentación compensada. b) Asientos inducidos por cimentación con losa.

Existen algunas consideraciones que deben tomarse en cuenta en el diseño de una losa de cimentación. Considerar que entre más grande sea la losa, más costosos resultan los procedimientos constructivos, en estos casos pudiera ser preferente una cimentación a base de pilas o pilotes. El costo de construcción no es la única desventaja de este tipo de cimientos. Dado que gran área de la losa se encuentra en contacto con el suelo, es necesario protegerla contra la acción de la humedad, la acción de los álcalis y la lixiviación, entre otros fenómenos indeseables para el buen funcionamiento de la cimentación.

Drenaje, impermeabilización y protección contra la humedad.

Es casi inevitable que ocurran filtraciones de agua en los sótanos de las edificaciones, ya que es precisamente esta parte de la construcción la que está en contacto directo con el suelo, más aún si consideramos los posibles defectos de la construcción. También es importante considerar las condiciones de aguas freáticas del suelo al proyectar la profundidad de la excavación necesaria para desplantar la losa o cajón de cimentación. Si debe desplantarse por debajo del nivel freático, deben tomarse precauciones especiales para evitar filtraciones importantes dentro de la estructura. En general se utilizan dos métodos: la utilización de drenajes e impermeabilización.

Impermeabilización: Si la cantidad de agua que se colecta en los drenes es muy grande, es recomendable el uso de impermeabilizantes en el sótano y permitir que la losa quede sujeta a la presión del agua freática. Uno de los métodos más eficientes es el de membrana, que consiste en colocar una membrana de material asfáltico cerca del exterior del edificio.

Drenajes: Son bastante útiles cuando las filtraciones son pequeñas ya que es fácil evacuar el agua acumulada a bajo costo, frecuentemente por gravedad, por medio de tubos o zanjas (Peck, Hanson, & Thornburn, 1974).

1.3.2. Cimentaciones profundas

Requieren mayor profundidad para proveer mayor área sobre la cual se pueda distribuir un esfuerzo suficientemente grande, capaz de soportar las cargas aplicadas. Aprovechan la fricción vertical entre la cimentación y el terreno. Se emplean en circunstancias especiales como:

- ✓ Obras donde las cargas sean demasiado grandes. No es efectivo el uso de ningún otro sistema de cimentación especial.
- ✓ Lugares donde el terreno no tenga resistencia suficiente; o sus características no soporten construcciones muy extensas o pesadas.

Uno de los métodos más utilizados en cimentaciones profundas son los pilotes, que se detallan a continuación.

1.3.2.1. Pilotes

Son miembros estructurales de sección transversal pequeña, en comparación con su longitud. Se hincan en el suelo a base de golpes generados por maquinaria especializada, en grupos o en filas (Figura 1.8), conteniendo cada uno el suficiente número de pilotes para soportar la carga de una sola columna o muro. Antiguamente eran de madera, hasta que en 1940 comenzó a emplearse el hormigón, dando la posibilidad de usar pilotes prefabricados o hacerlos *in situ* como se muestra en la Figura 1.9 (Peck et al., 1974).

Función de los pilotes

Transmitir las cargas a mayor profundidad, hasta un material más adecuado. Comúnmente se emplean cuando las condiciones del suelo no son adecuadas para el empleo de zapatas o losas de cimentación; o cuando las construcciones de éstas resultan inadecuadas, antieconómicas o poco viables, debido al lugar de emplazamiento.

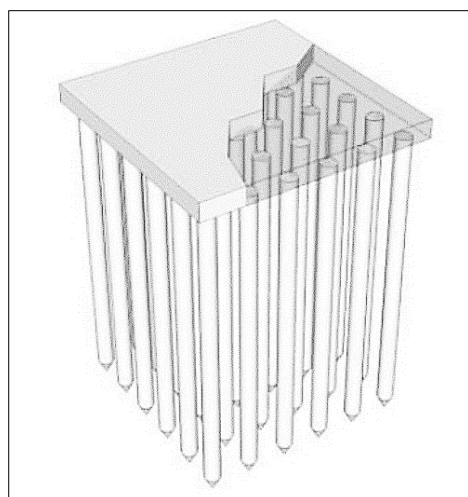


Figura 1.8 Grupo de Pilotes.

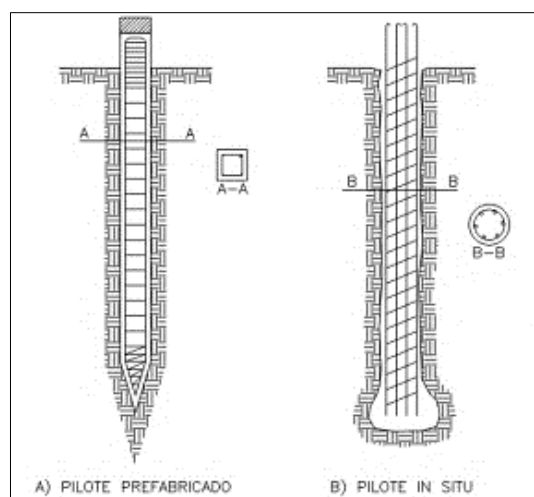


Figura 1.9 Tipos de pilotes.

Funcionamiento general y clasificación de pilotes bajo carga

Para que un pilote pueda hincarse en un estrato profundo de suelo granular o cohesivo, es necesario que se cargue con una carga vertical (P) aplicada sobre el cabezal del mismo, generándose un cierto comportamiento bajo carga.

Los pilotes pueden clasificarse como pilotes de punta o de fricción, según el lugar del que obtengan su capacidad de carga. El primero la obtiene principalmente de la roca o estrato cercano a su punta y muy poca del suelo que rodea su fuste. En tanto que, en un pilote de fricción las fuerzas friccionantes y cohesivas generadas entre el fuste y el suelo que le rodea, son las que ayudan a soportar la carga.

Elección del tipo de pilote

Debe elegirse en función de las condiciones del subsuelo, las características de hincado del pilote, el comportamiento esperado de la cimentación y la economía. Este último aspecto debe considerar el costo total de la cimentación y no únicamente el costo de los pilotes (Peck et al., 1974).

1.4. CRITERIOS DE DISEÑO PARA CIMENTACIONES SUPERFICIALES

Una buena cimentación debe estar diseñada de tal manera que cumpla con los criterios de estabilidad y deformación.

- ✓ Debe colocarse a una profundidad adecuada para impedir los daños de las heladas, los levantamientos, las socavaciones o aquellos problemas que puedan causar construcciones cercanas.
- ✓ Debe cumplir el criterio de falla por estabilidad (fallo de la base, fallo por vuelco y fallo por deslizamiento). Ser segura contra la falla del suelo por cortante.
- ✓ Debe cumplir el criterio de deformación; los asentamientos deben controlarse, de manera que no desfigure o dañe la estructura (Das, 2001b).

1.4.1. CRITERIO DE ESTABILIDAD

El criterio de estabilidad considera tres tipos de fallas: deslizamiento, fallo de la base y vuelco.

1.4.1.1. Fallo de la base

1.4.1.1.1. Capacidad de carga última (*q_{ult}*)

La capacidad de carga o capacidad portante del suelo hace referencia al riesgo de formación de superficies de falla por corte o zonas plásticas en el suelo de soporte, pudiendo generar desplazamientos o el colapso del cimiento cuando la presión promedio cimentación-suelo alcanza un valor crítico denominado capacidad de carga última (Delgado, 2002).

Suponiendo una cimentación corrida, de ancho B , cimentada sobre una superficie horizontal de suelo granular denso o cohesivo firme, se han determinado tres modos diferentes de falla del suelo en los cimientos superficiales bajo cargas estáticas. Si se aplica la carga gradualmente a la cimentación, el asentamiento se incrementará, en forma moderada hasta cierto nivel de carga.

En un determinado momento, cuando la presión de la cimentación alcanza un valor q_{ult} , tendrá lugar una falla repentina en el suelo soportante. La zona de falla se extenderá hasta la superficie del terreno, a lo que se conoce como *falla general por corte*. Si la cimentación descansa sobre suelo arenoso o arcilloso medianamente compactado, al aumentarse la carga, también aumentará el asentamiento, generándose una *falla local por corte del suelo*; de modo que la superficie de falla se extenderá gradualmente hacia afuera desde la cimentación. Si el suelo de soporte es bastante suelto, la zona de falla en el suelo no se extenderá hasta la superficie del terreno. La *falla de corte se dará por punzonamiento* (Das, 2001b).

1.4.1.1.2. Teoría de capacidad de carga de Terzaghi (1943)

A partir del análisis de equilibrio, Terzaghi desarrolló expresiones para determinar la capacidad de carga última. Sugirió que una cimentación es superficial si la profundidad de desplante (D_f) es menor o igual a su ancho; otros investigadores consideran un D_f igual o menor a 3 o 4 veces el ancho de la cimentación (Das, 2001b).

Propuso que para una cimentación corrida (cuando la relación entre el ancho y la longitud de la cimentación tiende a cero), la superficie de falla en el suelo bajo carga última, cuando se produce falla general por corte, puede suponerse similar a lo indicado en la Figura 1.10.

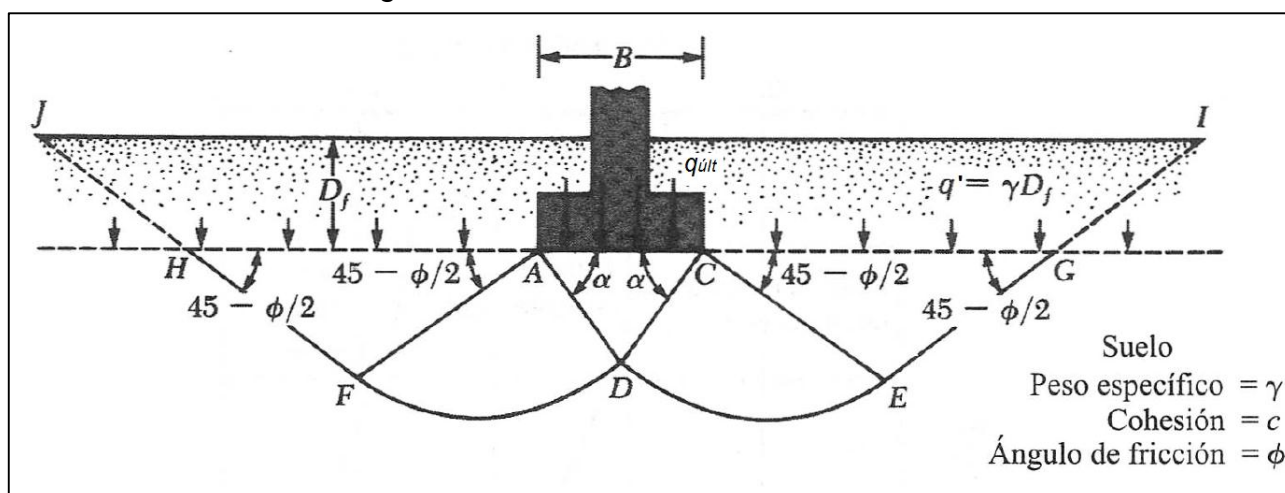


Figura 1.10 Capacidad de carga última según Terzaghi (Das, 2001b).

El efecto del suelo arriba del fondo de la cimentación puede también suponerse reemplazado por una sobrecarga equivalente efectiva (q'),

$$q' = \gamma * Df \quad \text{Ecuación 1.13}$$

Donde:

γ = peso específico del suelo por encima del nivel de solera o desplante, Df.

La zona de falla bajo la cimentación puede ser separada en tres partes (Figura 1.10)

- La zona triangular ACD inmediatamente debajo de la cimentación.
- Las zonas de corte radiales ADF y CDE, con las curvas DE y DF como arcos de una espiral logarítmica.
- Dos zonas pasivas de Rankine triangulares AFH y CEG.

Se supone que los ángulos CAD y ACD son iguales al ángulo de fricción del suelo (ϕ), o sea, $\alpha = \phi$ (Das, 2001b).

Finalmente expresó la capacidad de carga última, para una cimentación corrida, en la forma:

$$q_{\text{últ}} = c N_c + q' N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad \text{Ecuación 1.14}$$

Donde:

N_c, N_γ, N_q = factores de capacidad de carga adimensionales, únicamente en función del ángulo de fricción del suelo por debajo del nivel de solera

c = cohesión del material que está por debajo del nivel de solera (kPa)

γ = peso específico del suelo según la posición del N.F, por debajo del nivel de solera (kN/m³)

B = ancho o diámetro de la cimentación (m)

q' = sobrecarga a nivel de solera (kPa)

Los factores de capacidad de carga N_c, N_q y N_γ se definen mediante las siguientes expresiones:

$$N_c = \cot \phi (N_q - 1) \quad \text{Ecuación 1.15}$$

$$N_q = \frac{e^{2 * \left(\frac{3\pi - \phi}{4} \right) \tan \phi}}{2 \cos^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)} \quad \text{Ecuación 1.16}$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \phi} - 1 \right) \tan \phi \quad \text{Ecuación 1.17}$$

Donde:

$K_{p\gamma} = \tan^2(45 + \phi/2)$ = coeficiente de empuje pasivo

Para cimentaciones cuadradas o circulares propuso las siguientes modificaciones a la Ecuación 1.14:

$$\text{Cimentación cuadrada: } q_{\text{últ}} = 1,3 c N_c + q N_q + 0,4 \gamma B N_\gamma \quad \text{Ecuación 1.18}$$

$$\text{Cimentación circular: } q_{\text{últ}} = 1,3 c N_c + q N_q + 0,3 \gamma B N_\gamma \quad \text{Ecuación 1.19}$$

Donde:

B = ancho o diámetro de la cimentación.

Para cimentaciones que presentan falla local por corte, Terzaghi sugirió modificaciones de las ecuaciones 1.14, 1.18 y 1.19. Los coeficientes del primer término varían, siendo 2/3 para la ecuación 1.14 y 0,867 para las otras dos. Además, se emplean factores de capacidad de carga modificados N_c' , N_γ' y N_q' , los cuales se calculan empleando las ecuaciones 1.15, 1.16 y 1.17 reemplazando ϕ por $\phi' = \tan^{-1}\left(\frac{2}{3}\tan(\phi)\right)$.

Modificación de las ecuaciones de capacidad de carga por el nivel de agua freático (N.F).

Si el nivel freático está cerca de la cimentación se requiere una modificación de las ecuaciones de capacidad de carga (Das, 2001b), como sigue:

CASO I: Nivel freático localizado de manera que: $0 \leq D_1 \leq D_f$

$$q' = D_1 \gamma + D_2 (\gamma_{sat} - \gamma_w) \quad \text{Ecuación 1.20}$$

$$\gamma' = (\gamma_{sat} - \gamma_w) \quad \text{Ecuación 1.21}$$

Donde:

D_1 = profundidad a la que se encuentra el nivel freático desde la superficie del terreno

$D_2 = D_f - D_1$, distancia entre el nivel freático y la profundidad de desplante

γ_{sat} = peso específico saturado del suelo

γ_w = peso específico del agua

γ' = peso específico sumergido del suelo

Además, el peso específico del suelo que aparece en el último término de la ecuación 1.14 tiene que ser reemplazado por $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$, del suelo que está por debajo del nivel de solera.

CASO II: Nivel freático localizado de manera que: $0 \leq d \leq B$

La sobrecarga efectiva es igual a $q' = \gamma * D_f$; el factor γ debe reemplazarse por el valor de $\bar{\gamma}$ en el último término de las ecuaciones de capacidad de carga última.

$$\bar{Y} = \gamma' + \frac{d}{B}(\gamma - \gamma') \quad \text{Ecuación 1.22}$$

Donde:

d = profundidad a la que se encuentra el nivel freático desde la base de la cimentación.

B = ancho o diámetro de la cimentación

CASO III: Nivel freático localizado de manera que $d \geq D$

El agua no afectará la capacidad de carga última.

1.4.1.1.3. Ecuación general de la capacidad de carga y método propuesto por Braja M. Das

A partir del trabajo realizado por Terzaghi, varios autores han trabajado y desarrollado sus propias teorías. Meyerhof (1963) sugirió una ecuación general de capacidad de carga, que considera la influencia de la forma de la cimentación, la inclinación de la carga y la resistencia cortante a lo largo de la superficie de falla en el suelo sobre el fondo de la cimentación (Das, 2001b).

$$q_{\text{últ}} = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad \text{Ecuación 1.23}$$

Donde:

$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$ = factores de forma

$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$ = factores de profundidad

$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$ = factores de inclinación

Factores de capacidad de carga:

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) * e^{\pi \tan \phi} \quad \text{Ecuación 1.24}$$

$$N_c = (N_q - 1) * \cot \phi \quad \text{Ecuación 1.25}$$

$$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \tan \phi \quad \text{Ecuación 1.26}$$

Las ecuaciones 1.24, 1.25 y 1.26 fueron desarrolladas por varios autores a partir de las expresiones propuestas por Terzaghi. La expresión para N_c fue obtenida originalmente por Prandtl (1921), en tanto que N_q fue presentada por Reissner (1924). La relación para N_γ fue dada por Caquot & Kerisel (1953) y Vesic (1973) (Das, 2001b).

Braja M. Das en su libro Principios de ingeniería de cimentaciones (2001) emplea las expresiones de diversos autores para la determinación de los factores de forma, profundidad e inclinación de la carga; tal como se indica a continuación:

Factores de forma:

De Beer (1970)
Hansen (1970)

$$F_{cs} = 1 + \left(\frac{N_q}{N_c} * \frac{B'}{L'} \right)$$

Ecuación 1.27

$$F_{qs} = 1 + \left(\frac{B'}{L'} * \tan(\phi) \right)$$

Ecuación 1.28

$$F_{ys} = 1 + \left(0,4 * \frac{B'}{L'} \right)$$

Ecuación 1.29

Donde:

B' = ancho efectivo

L' = largo efectivo

$(L' > B')$

Nota: La determinación de los lados efectivos B' y L' se detalla más adelante, en el apartado 1.4.1.1.4.

Factores de profundidad:

Hansen (1970)

Condición (a): $\frac{D_f}{B} \leq 1$

$$F_{cd} = 1 + 0,4 * \frac{D_f}{B}$$

Ecuación 1.30

$$F_{qd} = 1 + 2 * \tan(\phi) * (1 - \text{sen}(\phi))^2 * \frac{D_f}{B}$$

Ecuación 1.31

$$F_{yd} = 1$$

Condición (b): $\frac{D_f}{B} > 1$

$$F_{cd} = 1 + 0,4 * \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$$

Ecuación 1.32

$$F_{qd} = 1 + 2 * \tan(\phi) * (1 - \text{sen}(\phi))^2 * \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$$

Ecuación 1.33

$$F_{yd} = 1$$

Donde:

B = lado menor del cimiento

$\tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$ en radianes

Factores de inclinación de la carga:

Meyerhof (1963)
Hanna y Meyerhof (1981)

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{90^\circ} \right)^2$$

Ecuación 1.34

$$F_{yi} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{\phi^\circ} \right)^2$$

Ecuación 1.35

Donde:

β° = Inclinación de la carga respecto a la vertical

1.4.1.1.4. Cimentaciones cargadas excéntricamente

Cuando las cimentaciones se encuentran sometidas a momentos, además de la carga vertical; esta fuerza y el momento producen una distribución de presiones actuantes entre el cimientto y el suelo, la cual no es uniforme (Figura 1.11 (a)).

La cimentación para el tanque de digestión anaeróbica es el caso de una cimentación cargada excéntricamente, puesto que este cimientto estará sometido además a un momento producido por una fuerza horizontal (H'), ejercida sobre el tanque digestor.

Esta fuerza horizontal puede ser originada por la acción sísmica o por el viento. Debiéndose considerar la fuerza que en su magnitud represente una mayor influencia sobre el cimientto. Para establecer adecuadamente el valor de la fuerza H' , se debe considerar detalladamente las características propias de la zona de estudio.

La fuerza producida por la acción del viento se determina en base a las velocidades de los vientos existentes en un determinado país; sin embargo, de acuerdo con las velocidades de los vientos presentes en el Ecuador, y que se indican en la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC (CARGAS NO SÍSMICAS, NEC-SE-CG); las presiones originadas resultan ser despreciables, a diferencia de lo que sucede en otros países.

Por otra parte, para determinar la fuerza H' originada por una acción sísmica, la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC (PELIGRO SÍSMICO DISEÑO SISMO RESISTENTE, NEC-SE-DS), establece valores pertinentes para el factor de zona (Z), de acuerdo con el mapa de zonificación sísmica para diseño. Todo esto acorde con el estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años, y que incluye una saturación a 0,50 g de los valores de aceleración sísmica en roca, en el litoral ecuatoriano.

Posteriormente esta fuerza horizontal sísmica se obtiene mediante un análisis pseudo-estático, en el que H' equivale al 60% del producto entre $Z * Fa * N$. Donde Z es la aceleración en roca para el sismo de diseño, Fa es el factor de amplificación sísmica de sitio, determinado en función de la zona sísmica y el tipo de subsuelo presente en la zona de estudio, y finalmente N es el peso del elemento o fuerza vertical transmitida por la estructura hacia el suelo.

A partir de la fuerza horizontal (H') originada por la acción sísmica, se determina el momento a nivel de solera que soportará la cimentación. Para ello, se requiere calcular el brazo de palanca (\bar{y}) de esta fuerza horizontal H' . El brazo de palanca es la distancia a la que se ubica el centro de gravedad del tanque digestor, considerando como nivel de referencia, el nivel de solera de la cimentación.

Esta fuerza H' y el momento generado por esta acción sísmica, producen una distribución de presiones actuantes entre el cimiento y el suelo, la cual no es uniforme (Figura 1.11 (a)).

Para determinar esta distribución, se utiliza la expresión planteada por Navier para el cálculo de las cargas máxima ($q_{\text{máx}}$) y mínima ($q_{\text{mín}}$) (Das, 2001b), tal como se muestra en las expresiones siguientes:

$$q = \frac{\sum V}{A} \pm \frac{M_{\text{neto}} \cdot y}{I} \quad \text{Ecuación 1.36}$$

$$q_{\text{máx}} = \frac{\sum V}{A} + \frac{M_{\text{neto}} \cdot y}{I} \quad \text{Ecuación 1.37}$$

$$q_{\text{mín}} = \frac{\sum V}{A} - \frac{M_{\text{neto}} \cdot y}{I} \quad \text{Ecuación 1.38}$$

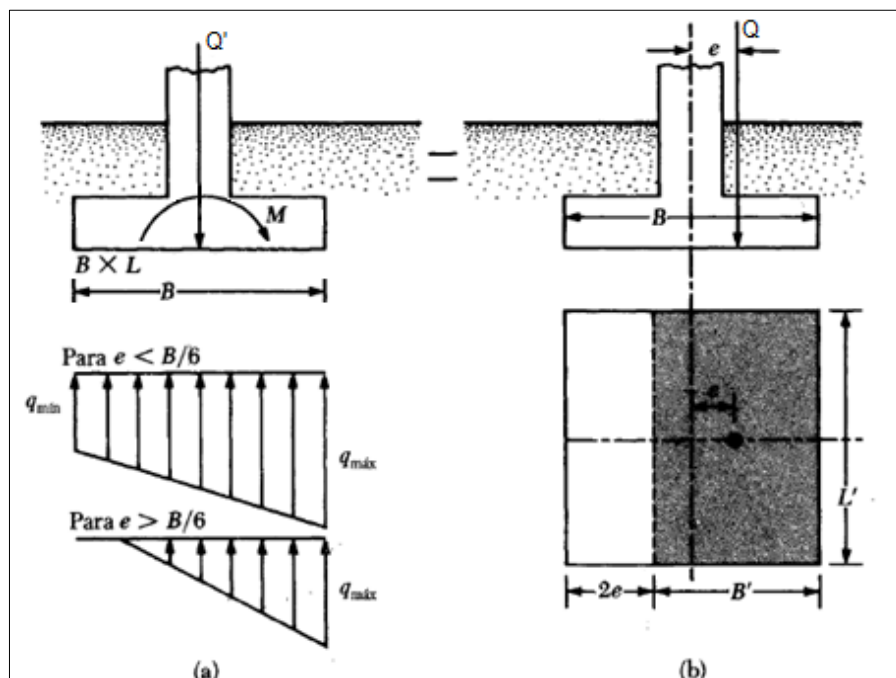
Dónde:

$\sum V = N$ = sumatoria de las fuerzas verticales transmitidas hasta el nivel de solera (kN)

A = área de la cimentación (m^2)

M_{neto} = momento neto actuante a nivel de solera de la cimentación ($\text{kN} \cdot \text{m}$)

I = momento de inercia de la sección de la base de la cimentación (m^4)



- * $Q' = N'$ = fuerza vertical ejercida por la estructura hacia el suelo (kN)
- $Q = N$ = fuerza vertical excéntrica, transmitida a nivel de solera (kN)
- $M = M_{\text{neto}}$ = momento neto actuante a nivel de solera de la cimentación ($\text{kN} \cdot \text{m}$)

Figura 1.11 Distribución de presiones en cimentaciones cargadas excéntricamente (Das, 2001b).

En la Figura 1.11b se muestra un sistema de fuerzas equivalentes a la Figura 1.11a. Cuando se tiene cimentaciones superficiales que transmiten una carga vertical (N') y un momento (M') hasta el nivel de solera del terreno; el sistema formado por estas solicitaciones es estáticamente equivalente a la carga vertical excéntrica de valor N cuya excentricidad (e) expresada en metros será:

$$e = \frac{M_{neto}}{N} \quad \text{Ecuación 1.39}$$

Cuando la excentricidad es mayor que $B/6$, q_{min} se vuelve negativa, lo que significa que se desarrollará una tensión. Como el suelo no puede tomar tensiones, habrá una separación entre la cimentación y el suelo debajo de ella (Das, 2001b), tal como se indica en la Figura 1.11a.

De acuerdo con el método del *área efectiva* sugerido por Meyerhof (1953), para el cálculo del factor de seguridad se deben determinar las dimensiones efectivas de la cimentación, para tales tipos de carga contra el fallo de la base.

Para ello los lados de la cimentación deben corregirse por excentricidad, reduciéndose en dos veces la excentricidad para ubicar la carga en el centro de gravedad del área efectiva.

$$\text{Área efectiva} = B' \times L' \quad \text{Ecuación 1.40}$$

El centro de gravedad del área efectiva debe coincidir con la posición de la carga excéntrica y debe seguir el contorno más próximo de la base real con la mayor precisión posible. Aún si la cimentación es circular, como se muestra en la Figura 1.12, toma forma rectangular (NTE E.050, 2009).

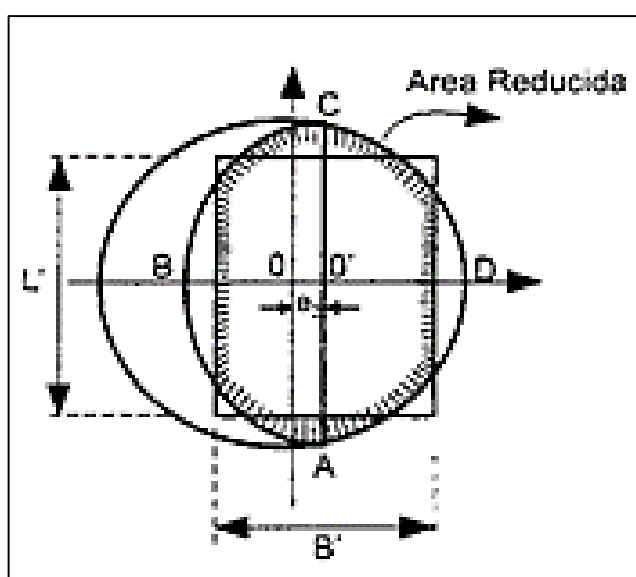


Figura 1.12 Área efectiva de una sección circular (NTE E.050, 2009).

Para un cimiento circular de radio R, el área efectiva es igual a dos veces el área del segmento circular (ADC), considerando A'e como un rectángulo con:

$$\frac{L'}{B'} = \frac{AC}{BD} \quad \text{Ecuación 1.41}$$

$$\text{Sector: } A'e = 2 * S = B' * L' \quad \text{Ecuación 1.42}$$

$$O'B = O'D \quad \text{Ecuación 1.43}$$

$$S = \frac{\pi * R^2}{2} - \left(e * \sqrt{R^2 - e^2} + R^2 \arcsen\left(\frac{e}{R}\right) \right) \quad \text{Ecuación 1.44}$$

$$L' = \left(2 * S * \sqrt{\frac{R+e}{R-e}} \right)^{1/2} \quad \text{Ecuación 1.45}$$

$$B' = L' * \left(\sqrt{\frac{R-e}{R+e}} \right) \quad \text{Ecuación 1.46}$$

1.4.1.1.5. Factor de Seguridad al fallo de la base

El factor de seguridad es el resultado de la relación existente entre el valor calculado de la capacidad de carga última del suelo bajo la estructura (resistencia) y el valor de la carga a la que se verá sometida (demanda).

Cuando las cimentaciones se encuentran cargadas excéntricamente, el factor de seguridad (F.S) se determina de acuerdo con la siguiente relación:

$$F.S = \frac{q_{\acute{u}lt}}{q_{m\acute{a}x}} \quad \text{Ecuación 1.47}$$

Adicionalmente para verificar si la cimentación cumple satisfactoriamente con el criterio de estabilidad por fallo de la base, la Norma Ecuatoriana de la Construcción para Geotecnia y Cimentaciones (NEC-SE-CM, 2015) exige que el factor de seguridad sea mayor o igual a 3, tal como se indica a continuación.

$$F.S = \frac{q_{\acute{u}lt}}{q_{m\acute{a}x}} \geq 3 \quad \text{Ecuación 1.48}$$

1.4.1.2. Fallo por vuelco

Para el cálculo del factor de seguridad al vuelco se consideran las fuerzas actuantes sobre el cimiento a nivel del terreno, y el peso propio del cimiento; todas ellas con relación a un punto en el borde del área circular cargada. La expresión empleada para el cálculo es la siguiente:

$$F.S_{vuelco} = \frac{\sum \text{Momentos de las fuerzas estabilizadoras}}{\sum \text{Momentos de las fuerzas desestabilizadoras}} \geq 1,5 \quad \text{Ecuación 1.49}$$

En realidad, el F.S al vuelco es mayor, puesto que no se considera la contribución del empuje pasivo del suelo por encima del nivel de solera.

1.4.1.3. Fallo por deslizamiento

La condición para que el cimiento no deslice está dada por la siguiente expresión, bajo un régimen de trabajo plástico.

$$H' \leq H_R$$

Donde:

H' = fuerza horizontal normativa actuante a nivel de solera (kN)

H_R = fuerza horizontal normativa resistente, producto de la fricción entre cimiento y suelo (kN)

$$H_R = N * \tan \alpha + (a * \text{área efectiva del cimiento}) \quad \text{Ecuación 1.50}$$

Donde:

$N = N' + N_c$ = fuerza vertical actuante a nivel de solera (kN)

N' = fuerza ejercida por la estructura hacia el suelo (kN)

N_c = fuerza ejercida por el peso propio del cimiento (kN)

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{2}{3} * \tan \phi \right) \quad \text{Ecuación 1.51}$$

$$a = 0,75 * c \quad \text{Ecuación 1.52}$$

Finalmente se determina el factor de seguridad por deslizamiento a partir de la siguiente expresión.

$$F. S_{\text{deslizamiento}} = \frac{H_R}{H'} \geq 1,5 \quad \text{Ecuación 1.53}$$

1.4.2. CRITERIO DE DEFORMACIÓN

Se basa en determinar los asentamientos absolutos y diferenciales que se producen bajo la cimentación superficial, comparándolo con los asentamientos permisibles, según el tipo y uso de la estructura. Para ello se considera la existencia de un régimen elástico en el suelo (Delgado, 2002).

El asentamiento de una cimentación se divide en dos categorías principales:

- Asentamiento elástico o inmediato
- Asentamiento por consolidación: primaria y secundaria

El inmediato o elástico tiene lugar durante o inmediatamente después de la construcción de la estructura, mientras que el asentamiento por consolidación ocurre a lo largo del tiempo. El asentamiento total de una cimentación es la suma de los asentamientos elásticos y por consolidación.

1.4.2.1. Asentamientos elásticos o inmediatos: Determinación de los asentamientos a partir de la teoría de la elasticidad

El asentamiento elástico de una cimentación superficial se estima usando la Teoría de la Elasticidad. Aplicando la ley de Hooke, y de acuerdo con lo indicado en la Figura 1.13 (Das, 2001b) se tiene que:

$$S_e = \int_0^H \epsilon_z dz = \frac{1}{E} \int_0^H (\Delta p_z - \mu_s \Delta p_x - \mu_s \Delta p_y) dz \quad \text{Ecuación 1.54}$$

Donde:

S_e = asentamiento elástico

E = módulo de deformación elástico del suelo

H = espesor del estrato de suelo

$\mu_s = \mu$ = relación de Poisson del suelo

$\Delta p_x, \Delta p_y, \Delta p_z$ = incremento del esfuerzo debido a la carga neta aplicada a la cimentación, en las direcciones x, y, z , respectivamente.

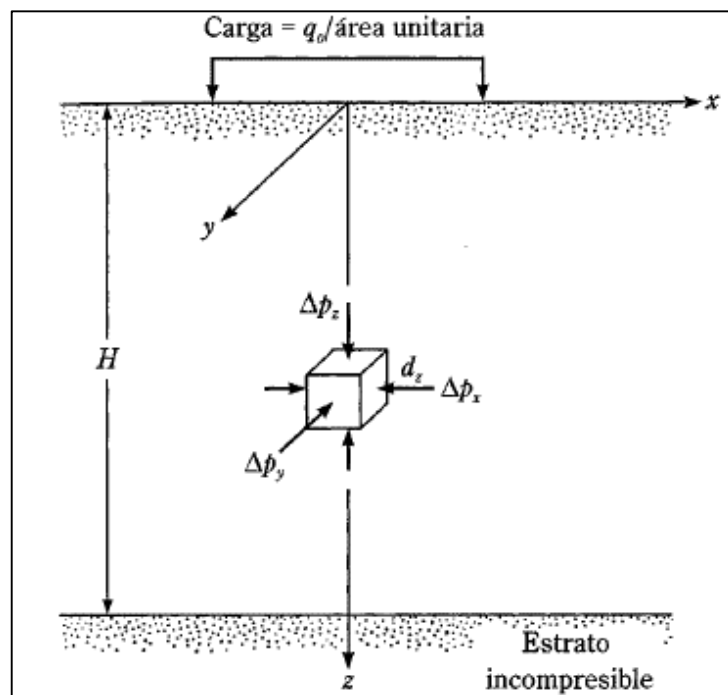


Figura 1.13 Asentamiento elástico de una cimentación superficial (Das, 2001b)

En teoría, si la profundidad de desplante $D_f = 0$, $H = \infty$, y la cimentación es perfectamente flexible, de acuerdo con Harr (1966), el asentamiento se expresa como se indica en la Figura 1.14.

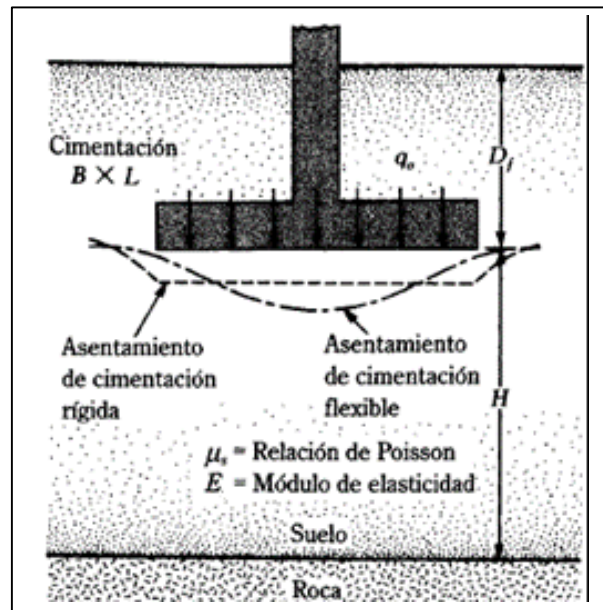


Figura 1.14 Asentamiento elástico de cimentaciones flexibles y rígidas (Das, 2001b).

$$S_e = \frac{Bq_o}{E_s} (1 - \mu_s^2) * \frac{\alpha}{2} \quad \text{Ecuación 1.55}$$

(esquina de la cimentación flexible (Das, 2001b))

$$S_e = \frac{Bq_o}{E_s} (1 - \mu_s^2) * \alpha \quad \text{Ecuación 1.56}$$

(centro de la cimentación flexible (Das, 2001b))

Donde:

$$\alpha = \frac{1}{\pi} * \left[\ln \left(\frac{\sqrt{1+m_1^2}+m_1}{\sqrt{1+m_1^2}-m_1} \right) + m_1 * \ln \left(\frac{\sqrt{1+m_1^2}+1}{\sqrt{1+m_1^2}-1} \right) \right] \quad \text{Ecuación 1.57}$$

$$m_1 = \frac{L}{B} \quad \text{Ecuación 1.58}$$

B= ancho o diámetro de la cimentación (m)

L= longitud de la cimentación (m)

Los valores de α para varias relaciones longitud a ancho (L/B) se muestran en la Figura 1.15.

El asentamiento promedio inmediato para una cimentación flexible también se expresa como:

$$S_e = \frac{Bq_o}{E_s} (1 - \mu_s^2) * \alpha_{prom} \quad \text{Ecuación 1.59}$$

(promedio para cimentación flexible (Das, 2001b))

La Figura 1.15 muestra también los valores de α_{prom} para varias relaciones L/B de una cimentación.

Sin embargo, si la cimentación mostrada en la Figura 1.14 es rígida, el asentamiento inmediato será diferente y se expresa como:

$$S_e = \frac{Bq_0}{E_s} (1 - \mu_s^2) * \alpha_r \quad \text{Ecuación 1.60}$$

(cimentación rígida (Das, 2001b))

Los valores de α_r para varias relaciones L/B de cimentaciones se muestran en la Figura 1.15.

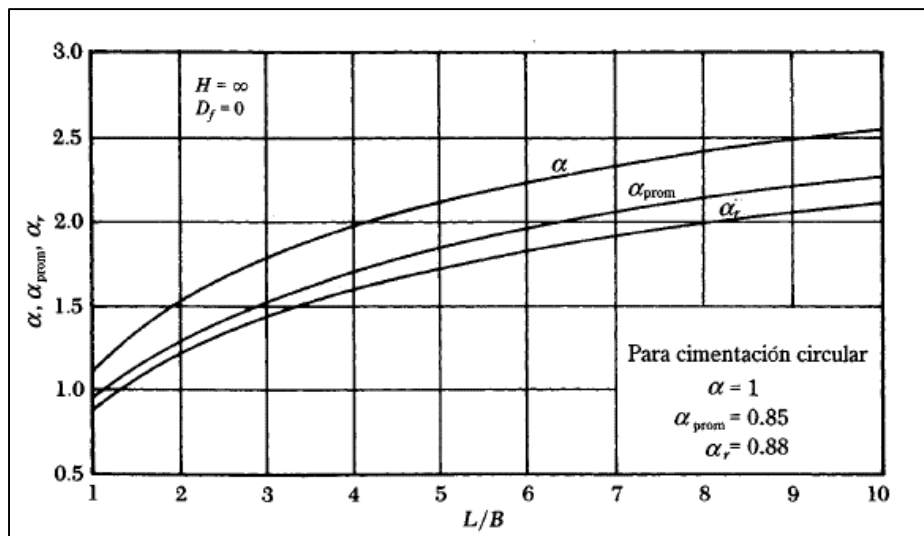


Figura 1.15 Valores de α , α_{prom} y α_r ; ecuaciones 1.55, 1.56, 1.59, 1.60 (Das, 2001b).

Por otro parte, si $Df = 0$ y $H < \infty$ debido a la presencia de una capa rígida incompresible, tal como se indica en la Figura 1.14.

En este caso la expresión usada para el cálculo del asentamiento elástico es la siguiente:

$$S_e = \frac{Bq_0}{E} (1 - \mu_s^2) * \frac{1}{2} * [(1 - \mu_s^2)F_1 + (1 - \mu_s - 2\mu_s^2)F_2] \quad \text{Ecuación 1.61}$$

(esquina de la cimentación flexible (Das, 2001b))

$$S_e = \frac{Bq_0}{E} (1 - \mu_s^2) [(1 - \mu_s^2)F_1 + (1 - \mu_s - 2\mu_s^2)F_2] \quad \text{Ecuación 1.62}$$

(centro de la cimentación flexible (Das, 2001b))

Donde:

- B = ancho o diámetro en el caso de una cimentación circular (m)
- q_0 = carga de larga duración que deberá soportar el cimiento (kPa)

Las variaciones de F_1 y F_2 con H/B se adoptan a partir de las siguientes figuras, respectivamente.

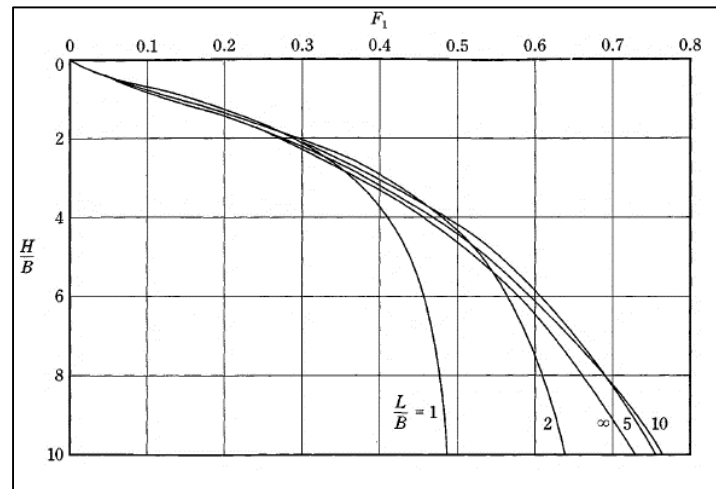


Figura 1.16 Variación de F_1 con H/B (según Steinbrenner, 1934) (Das, 2001b).

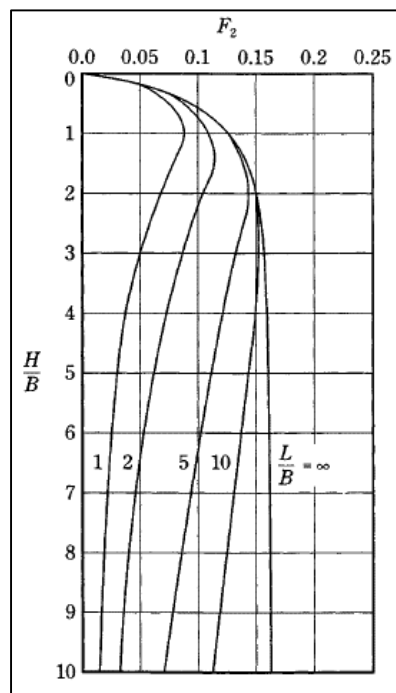


Figura 1.17 Variación de F_2 con H/B (según Steinbrenner, 1934) (Das, 2001b).

Resulta importante recalcar que para $D_f > 0$, la magnitud de S_e decrecerá.

1.4.2.2. Asentamientos por consolidación primaria

La teoría de consolidación define que, al aplicar una carga sobre un suelo, la deformación o disminución de la altura de los estratos de suelo que experimenta se produce por el cambio de volumen en el material debido a la expulsión del agua que se encuentra en la zona de vacíos del suelo, lo cual requiere bastante tiempo, puesto que los suelos con altos contenidos de finos tienen permeabilidades relativamente bajas.

En suelos granulares la permeabilidad es relativamente alta, al no contener una cantidad considerable de finos ocupando la zona de vacíos, lo que permite un flujo rápido de agua, por lo que el asentamiento se completa en tiempos cortos (asentamientos inmediatos), por tal no se considera consolidación en materiales granulares con contenidos de finos menores al 35% y en suelos cohesivos que no estén saturados (Das, 2001a).

1.4.2.3. Asentamientos por consolidación secundaria

Se producen luego de los asentamientos por consolidación primaria como resultado de un flujo plástico o ajuste de la estructura del suelo. Predominan en arcillas con contenido de materia orgánica, y en suelos inorgánicos altamente compresibles (Das, 2001a).

Para este estudio no se ha considerado este tipo de asentamientos, puesto que, de acuerdo con las perforaciones realizadas, no existen arcillas orgánicas sobre el sitio de interés.

1.4.2.4. Asentamientos permisibles

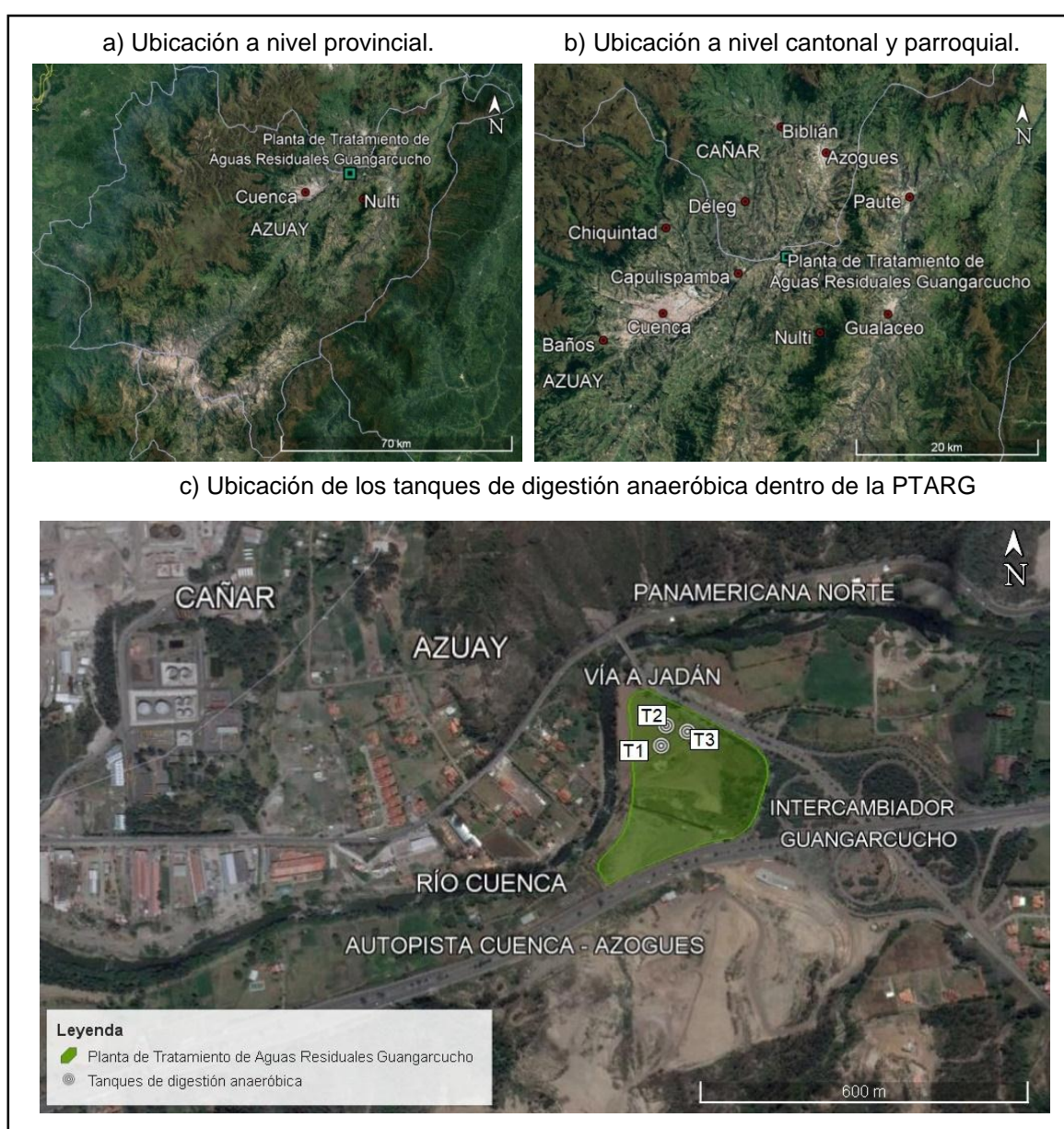
La Norma Ecuatoriana de la Construcción, en el apartado 6.3.4 del capítulo correspondiente a Geotecnia y Cimentaciones, presenta criterios relativos a asentamientos tolerables para edificaciones, indicando que, en términos del asentamiento promedio total que experimente la cimentación de una estructura en un lapso de 25 años (NEC-SE-CM, 2015), se considerarían como asentamientos tolerables los siguientes:

- 20 cm para construcciones aisladas, siempre y cuando no afecten la funcionalidad de conducciones de servicios y accesos a la construcción.
 - 10 cm para construcciones entre medianeros, siempre y cuando no se afecten las construcciones e instalaciones vecinas.
- En términos de asentamientos diferenciales ($\Delta_{\text{máx}}$), la referida norma establece los siguientes asentamientos máximos en función de la distancia entre apoyos o columnas, L.
- L/1.000 para edificaciones con muros y acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores.
 - L/500 para edificaciones con muros de carga en concreto o en mampostería.
 - L/300 para edificaciones con pórticos en concreto, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores.
 - L/160 para edificaciones en estructura metálica, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores.

CAPÍTULO 2: ZONA DE ESTUDIO

La determinación y caracterización de la zona de estudio se ha llevado a cabo en base a las perforaciones realizadas en Guangarcucho por la empresa CONSTRULADESA SUELOS Y HORMIGONES SA; el estudio geofísico mediante sísmica de refracción; y la información recopilada en el proyecto “Prevención de desastres naturales en la cuenca del Paute” (PRECUPA, 1998).

2.1. Ubicación geográfica de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales de Guangarcucho (PTARG)



El área de estudio se ubica en la provincia del Azuay, cantón Cuenca, parroquia Nulti en las coordenadas 78°53'12" de longitud oeste y 2°50'34" de latitud sur, concretamente en el sector denominado Guangarcucho entre la vía rápida Cuenca-Azogues y la Panamericana Norte, en la cuenca hidrográfica del río Paute, sub-cuenca de Cuenca y micro-cuenca del río Tomebamba. Su localización se muestra en la Figura 2.1.

Los tanques de digestión anaeróbica se encontrarán frente a la vía a Jadán como se muestra en la Figura 2.1b. A continuación, en la Tabla 2.1, se indican las coordenadas geográficas y cotas de terreno donde se ubicarán los tres tanques.

Tabla 2.1 Ubicación geográfica de los tanques de digestión anaeróbica.

Tanque digestor	Cota de terreno (m)	Coordenadas geográficas		Coordenadas UTM	
		Longitud	Latitud	Norte	Este
1	2.327,25	78°53'12,35"	2°50'34,98"	9'685.540,2	734.916,4
2	2.325,59	78°53'12,07"	2°50'33,84"	9'685.575,8	734.925,4
3	2.326,62	78°53'10,90"	2°50'34,10"	9'685.567,8	734.961,6

2.2. Geomorfología

De acuerdo con la información levantada por el proyecto PRECUPA (1998), la zona de estudio se ubica en una zona estrecha del valle de Cuenca; el área se caracteriza por poseer pendientes suaves e interrumpidas por escarpes en terrazas aluviales modeladas por procesos fluviales. No se observan evidencias de antiguos glaciares, entendiéndose que su altura inferior a 3.200 msnm no permitió el desarrollo de los mismos.

Hacia el oeste, corre el río Cuenca en sentido noreste. Hacia el este, las serranías que separan a los valles de Cuenca y Gualaceo fueron modeladas por procesos fluviales. Su morfología es una muestra clara de los importantes procesos acumulativos que se dieron en el lugar, explicando así la presencia de aluviales en zonas de inundación.

2.3. Contexto geológico

2.3.1. Geología regional

Dentro del proceso de caracterización de los estratos de suelo, el estudio geológico ha sido clave en la determinación de las litologías presentes en la zona de estudio. Éstas corresponden a procesos magmáticos, tanto intrusivos como volcánicos. También existen facies sedimentarias tanto continentales como marinas.

Por su origen y formaciones sedimentarias miocenas, la cuenca de Cuenca ha sido objeto de muchos estudios geológicos, la cual aflora principalmente en los valles de Cuenca y del río Burgay. Además, presenta una forma elongada en dirección N-NE (100x5 a 20 km), dirección en la que se aprecian sus principales rasgos tectónicos y estructurales como se observa en la Figura 2.2 (PRECUPA, 1998).

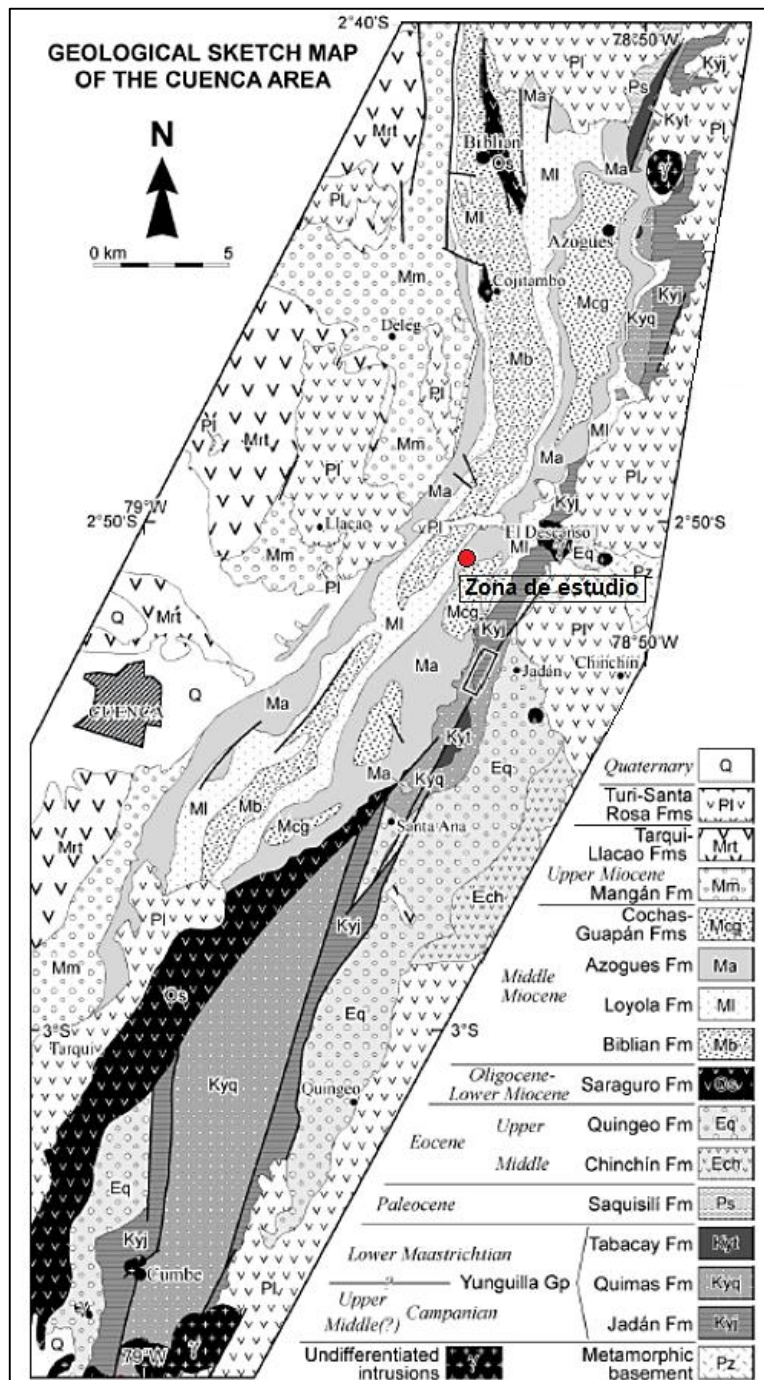


Figura 2.2 Estratigrafía de las formaciones de la cuenca de Cuenca (Hungerbühler et al., 2002).

En cuanto a la tectónica y sismicidad, debido a la subducción de la placa tectónica de Nazca bajo la placa Sudamericana, el Ecuador se encuentra en una zona sismotectónica activa. Cada año la placa de Nazca se desplaza en sentido oeste-orientado frente a la costa de Ecuador un promedio de 60 mm bajo la Placa Sudamericana, a la vez que ésta se desplaza entre 10 a 20 mm en sentido oriente-occidente, como se observa en la Figura 2.3. Como consecuencia de estos desplazamientos relativos se generan esfuerzos de compresión dentro de la región, generando flexiones, cizallamientos y fallas.



Figura 2.3 Mapa geodinámico de la región noroccidental de Sudamérica.

En la zona noroccidental de América del Sur se han determinado segmentos en subducción en base a la información sísmica (Pennington, 1981), uno de ellos en Ecuador, entre la zona 1° y 4° de latitud S y 75° a 80° de longitud O. También se distingue un plano de hundimiento con dirección N35°E y ángulo de subducción de 35°, el cual es más bajo en la zona sur y mayor en la zona norte (Figura 2.7).

En la Figura 2.4 se aprecian las fallas activas más cercanas a la zona de estudio. Estas fallas intraplaca tienen movimientos menores a 1 cm/año. Los tanques de digestión anaeróbica se encontrarán aproximadamente a 30 km al suroeste de la falla Paute, a 20 y 30 km al noreste de las fallas Gualaceo y Tarquí respectivamente y a 42 km de la falla Girón.

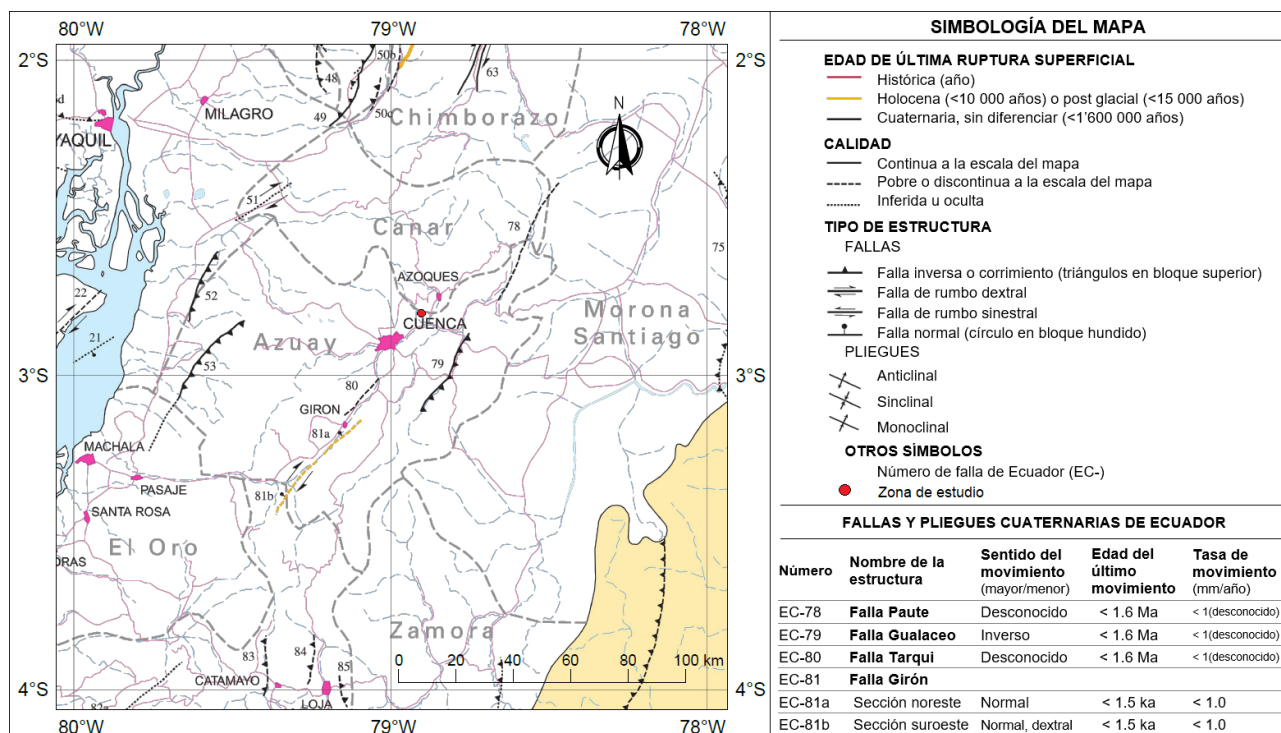


Figura 2.4 Mapa de fallas y pliegues cuaternarios de Ecuador y regiones oceánicas adyacentes (USGS, 2003)

2.3.2. Geología Local

En base a la exploración geotécnica, geológica y geofísica realizada en la zona; para el cual se emplearon los datos de las perforaciones y los resultados de la sísmica de refracción, teniendo presente la información existente en mapas geológicos de la zona y en el informe PRECUPA (1998), se han elaborado la planta y perfil geológico (A-A') de la zona de estudio, tal como se muestra en la Figura 2.5. En el Anexo A se encuentran los resultados del ensayo SPT y en el Anexo B los resultados del estudio geofísico.

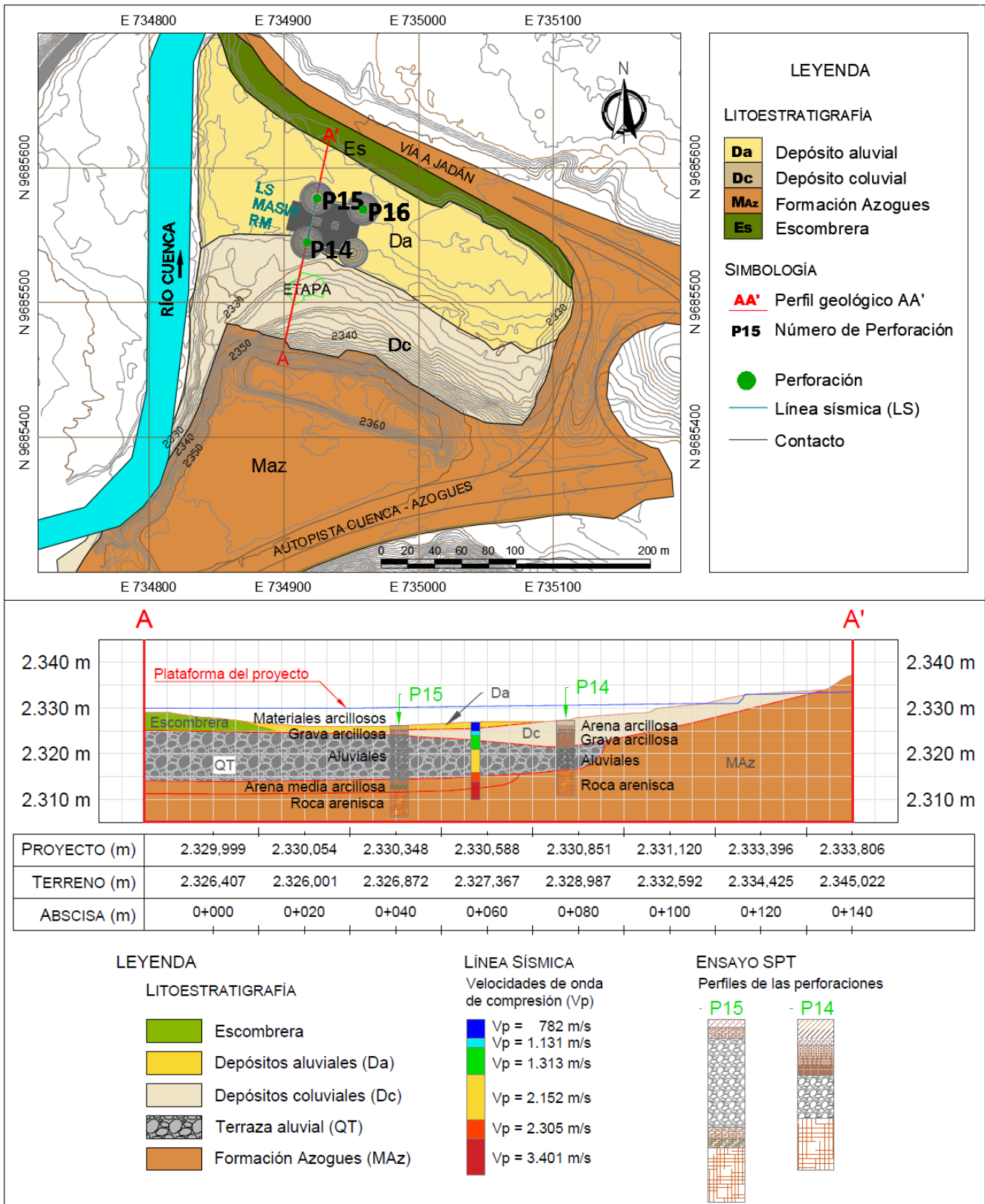


Figura 2.5 Planta y perfil geológico A-A'. Perforaciones P14 y P15.

A continuación, se describen los materiales presentes en la zona de estudio.

- **Depósito coluvial (Dc):** Se trata de depósitos de ladera y de pie de talud, con materiales que han sufrido poco transporte; son muy heterogéneos según la zona y el fenómeno inestable que les dio origen: deslizamientos, derrumbes, flujos, u otros (PRECUPA, 1998). En las perforaciones se encontraron areniscas tobáceas de grano fino a grueso y localmente conglomerados procedentes de la Formación Azogues.
- **Depósito aluvial (Da):** Se componen en diferentes porcentajes y composición por bloques, gravas y arenas limosas; sus formas van de redondeadas a subangulares (PRECUPA, 1998). Parte de la arena depositada proviene de corrientes que cruzan los afloramientos volcánicos de Llaqueo. Se han encontrado sedimentos finos de potencias variables, de tres posibles orígenes: por sedimentación de volcano-sedimentos, producto de eventos volcánicos de la Formación Llaqueo y Turi; por transporte de sedimentos, por corrientes superficiales hacia las partes bajas; y por el aporte de la laguna artificial de la Josefina, que ha rellenado la topografía existente. También fueron encontrados materiales finos como resultado de sedimentos tobáceos depositados en un medio de baja energía, siendo la propiedad cementante de la toba, la causante de su consistencia dura en medio seco. Este material tobáceo es de baja permeabilidad, por lo general se presenta seco o con una humedad natural baja. Bajo el nivel freático estos sedimentos podrían saturarse y tener baja resistencia al corte.
- **Terraza aluvial (QT₁₋₅):** Compuestas por potentes capas conglomeráticas de matriz areno-arcillosa distribuidas en las márgenes de los ríos Tomebamba, Yanuncay, Machángara y Tarqui, desde Sayausí hasta El Descanso (PRECUPA, 1998). En sectores como la cuenca del Burgay y del Gualaceo se presentan terrazas menos desarrolladas producto de la depositación por la acción de los ríos del valle de Cuenca. Se componen de capas conglomeráticas de bloques y boleos en matriz de grava areno-arcillosa.
- **Formación Azogues (M_{Az}):** Formada por areniscas tobáceas gruesas, de color café, con depósitos de limolita y arcilla de orden de no más de 1 m de espesor. Puede encontrarse un conglomerado basal bien consolidado donde la formación ha sobrepasado los subyacentes (Misión Británica & Dirección General de Geología y Minas, 1978). Está constituida por una secuencia sedimentaria típicamente clástica de areniscas tobáceas de grano medio a grueso, café amarillentas, con capas de lutitas, limolitas y pocas intercalaciones de conglomerados. La formación está presente a lo largo de toda la cuenca sedimentaria, en los flancos del anticlinal de Cuenca, sinclinal de Azogues y de Cruz Loma. En la autopista Cuenca – Azogues y la Panamericana pueden verse grandes cortes en areniscas de esta formación (PRECUPA, 1998).

2.4. Hidrogeología subterránea y superficial

Los materiales descritos en el apartado anterior presentan una permeabilidad media por porosidad intergranular. Es posible la formación de acuíferos locales o discontinuos pobres (Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología - INAMHI, 2015). El depósito coluvial reciente se caracteriza por una porosidad de media a alta, pero de transmisibilidad variable. Estos terrenos suelen estar afectados por flujos internos, dado que su permeabilidad varía de media a alta. Por otra parte, la Formación Azogues se forma de macizos poco húmedos a secos con permeabilidad media a alta por fracturación (PRECUPA, 1998). El nivel freático se ha localizado a una profundidad de 4.2 m en el mes de abril.

En cuanto a la hidrología superficial, dentro de los estudios previos y dada la cercanía al río Cuenca, la probabilidad de inundación es alta, tal como se aprecia en la Figura 2.6. Por lo cual, el proyecto contempla la necesidad de construir una plataforma para elevar la rasante del tanque por encima de la cota de inundación.

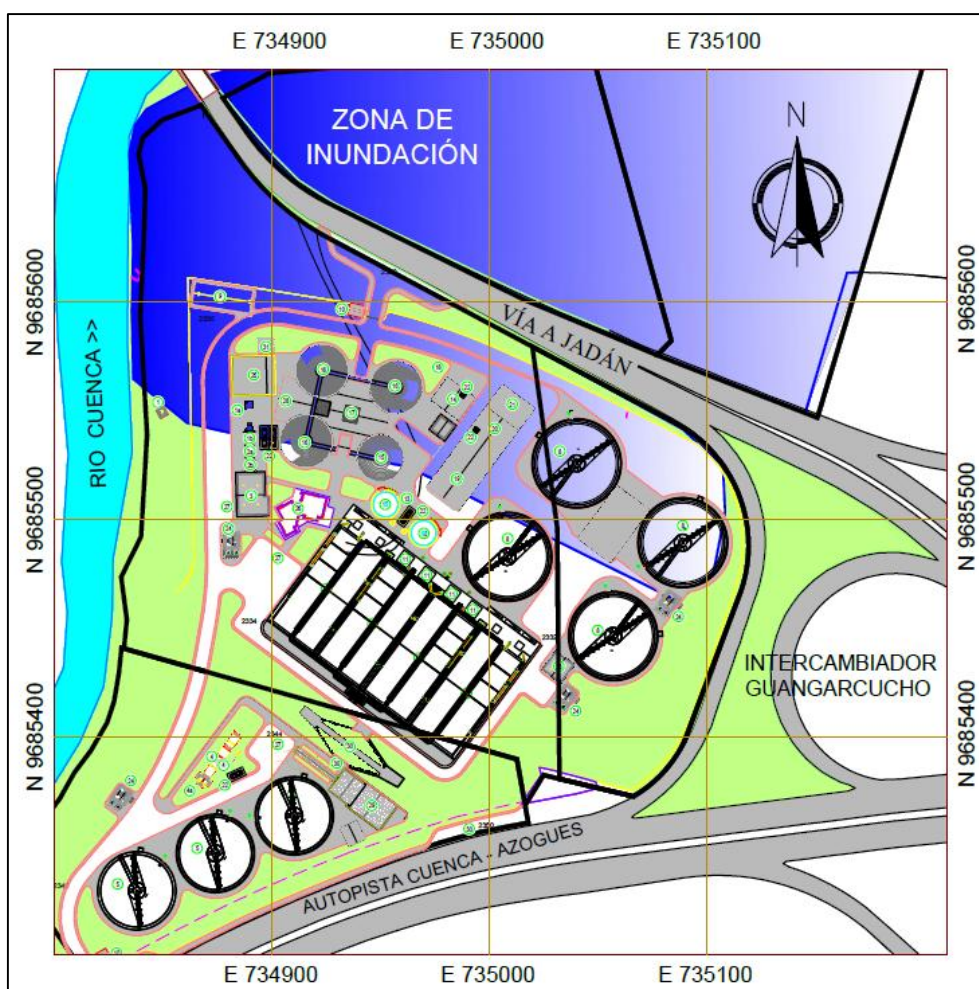


Figura 2.6 Zona de inundación debido a la cercanía del río Cuenca.

2.5. Topografía

La Figura 2.7 muestra la topografía del terreno donde se ubicará la PTAR de Guangarcucho. Se trata de un sitio con una superficie irregular, con una plataforma alta aproximadamente en la cota 2.351 msnm, una ladera empinada que enlaza con una zona relativamente horizontal en la margen derecha del río Cuenca a una cota aproximada de 2.325 msnm.

Debido a los requerimientos del proyecto, en la zona baja, en donde se ubicarán los tanques de digestión anaeróbica la plataforma deberá llegar a la cota de 2.330 msnm, para lo cual se ha contemplado realizar un relleno de aproximadamente 4 m de espesor.

De acuerdo con la zona UTM 17 S, el terreno se ubica entre las coordenadas norte: 9'685.600 y 9'685.300 y entre las coordenadas este: 734.800 y 735.100. Según la información del proyecto, está previsto construir una plataforma baja entre los 2.332 y 2.330 msnm para la instalación de los tanques de digestión anaeróbica.

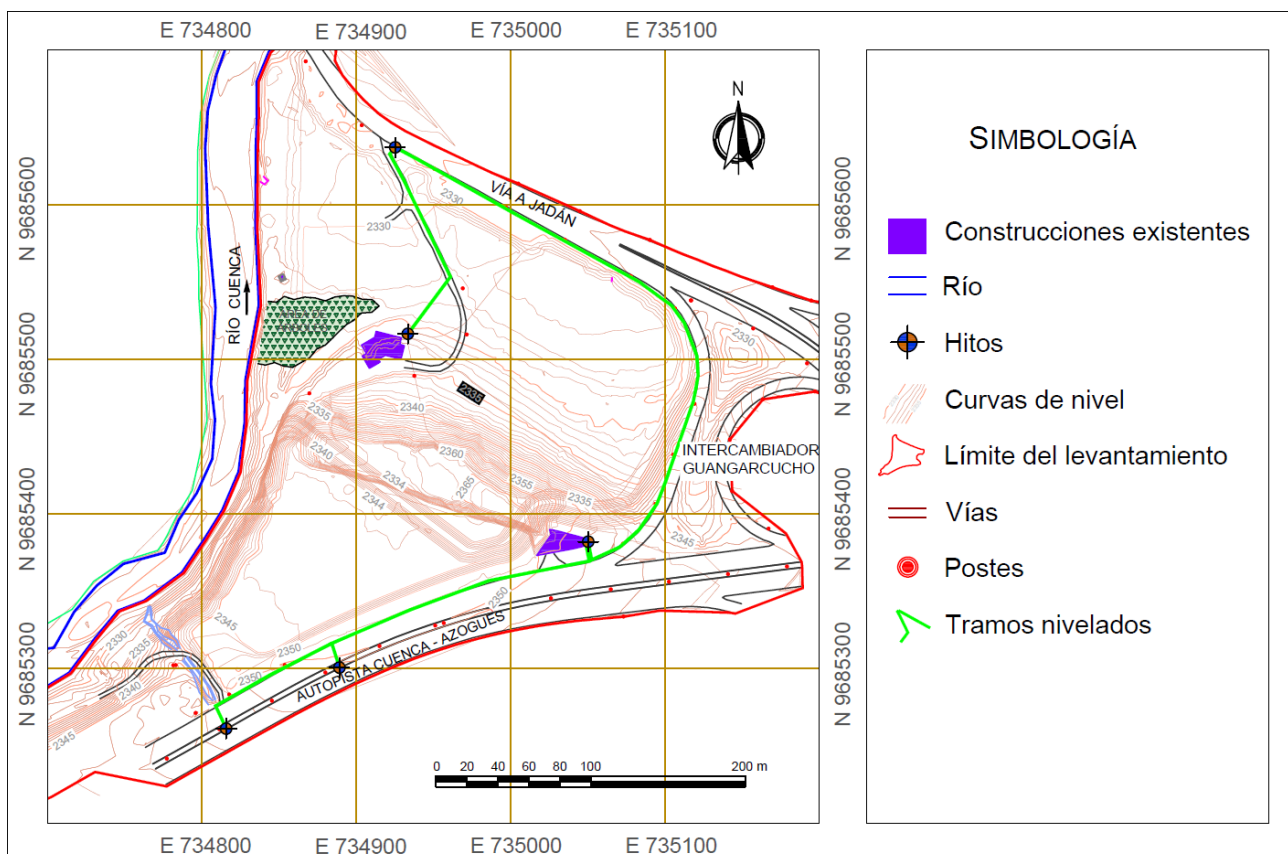


Figura 2.7 Topografía del terreno donde se ubicará la PTAR Guangarcucho.

CAPÍTULO 3: METODOLOGÍA DE CÁLCULO Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

3.1. REQUISITOS DEL PROYECTO

Los parámetros necesarios en el diseño geotécnico de la cimentación se obtuvieron a partir de resultados de los Ensayos de Penetración Estándar (SPT) y de estudios Geofísicos realizados en la zona de estudio. Estos datos, junto con la carga actuante sobre la cimentación (que incluye el peso propio del tanque digestor y su contenido de aguas residuales) fueron proporcionados por la Empresa Pública de Servicios y Consultoría UCUENCA EP y de los estudios realizados con la ayuda de la empresa Geo&Geo.

Para los parámetros de resistencia a cortante (c y ϕ), se contaron con los resultados de las distintas perforaciones realizadas en el área de estudio. Del total de perforaciones efectuadas en los sitios de implantación de las principales obras, 3 de ellas corresponden a la zona de los tanques digestores (Figura 3.1; P14, P15 y P16).

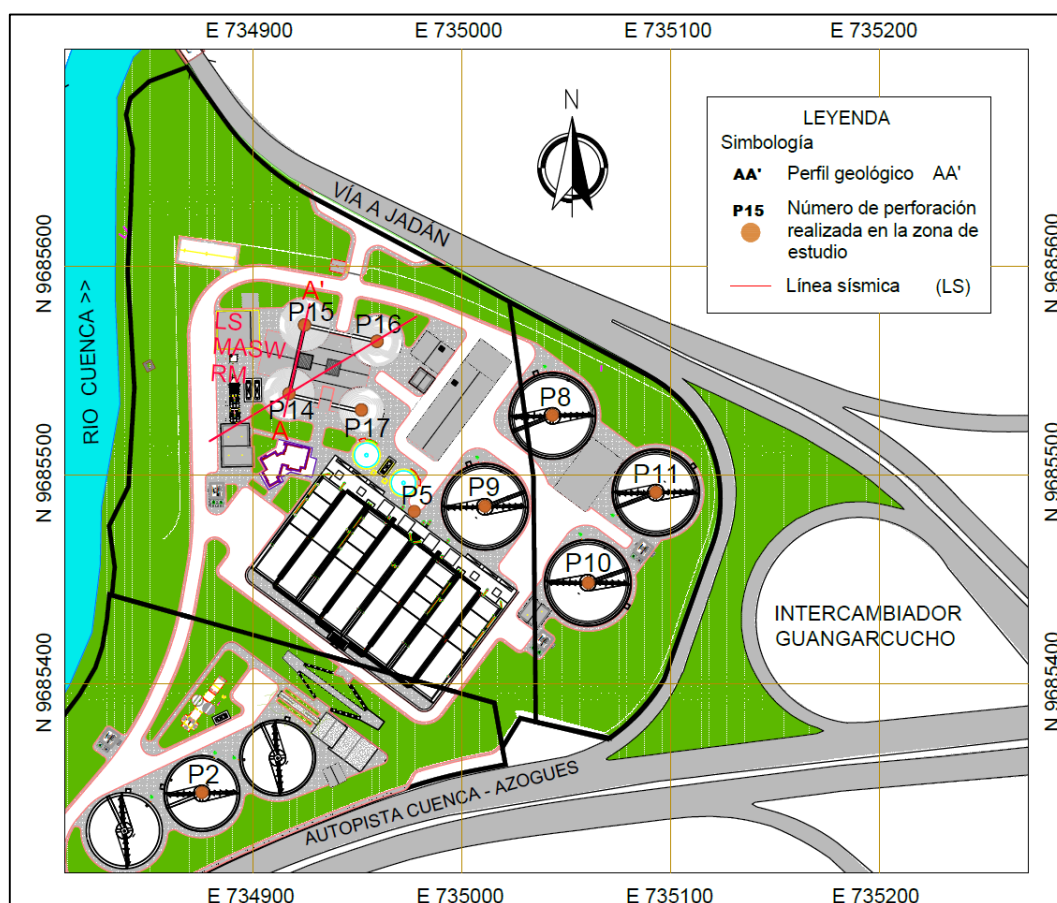


Figura 3.1 Esquema de ubicación de geofísica y perforaciones realizadas en el área de estudio.

De los estudios geofísicos realizados, utilizando métodos de la Sísmica de Refracción como MASW y ReMi o MAM, se obtuvieron los valores de velocidad de onda longitudinal y transversal del suelo (V_p , V_s respectivamente); los cuales sirvieron para la obtención del módulo de deformación y coeficiente de Poisson de los materiales del terreno. En la Figura 3.1 se indica la línea sísmica A-A' trazada sobre las perforaciones P14 y P15.

La losa de cimentación a diseñarse corresponde al tanque que se ubicará sobre la perforación 15 (el más desfavorable). En las Tablas 3.1 y 3.2 se indican los valores obtenidos de los ensayos de penetración estándar (SPT) en las perforaciones P14 y P15 respectivamente.

Tabla 3.1 Perfil estratigráfico de la Perforación 14. Resultados del ensayo SPT.

PERFORACIÓN 14								
Cota de terreno	N.F	Descripción del material	Estratigrafía	Muestra			Densidad ρ (t/m ³)	SPT N
				SUCS	#	Profundidad (m)		
2.327,25								
2.326,15		Arena media arcillosa	Materiales arcillosos	SC	1	1,10	1,72	20
2.325,25		Arena media arcillosa		SC	2	2,00	1,73	19
2.324,45		Arcilla de alta plasticidad		CH	3	2,80	1,68	17
2.323,25		Grava arcillosa con poca arena fina	Grava arcillosa con arena	GC	4	4,00	1,83	35
2.322,25		Grava mal graduada con poca arena gruesa		GP	5	5,00	1,85	55
2.321,75	5,5	Nivel freático		N.F				
2.321,15		Grava arcillosa mal graduada con arena media	GP-GC	6	6,10	1,85	96	
2.319,65		Roca blanda	Aluviales y terrazas aluviales		7	7,60	2,56	153
2.318,15		Aluvial (canto rodado)			8	9,10	2,52	>50
2.316,45		Aluvial (canto rodado)			9	10,80	2,53	>50
2.315,25		Roca Arenisca	Roca Arenisca (Fm. Azogues)		10	12,00	2,52	>50
2.313,75		Roca Arenisca			11	13,50	2,54	>50
2.312,25		Roca Arenisca			12	15,00	2,57	>50
2.311,25		Roca Arenisca			13	16,00	2,58	>50

Tabla 3.2 Perfil estratigráfico de la Perforación 15. Resultados del ensayo SPT.

PERFORACIÓN 15									
Cota de terreno	N.F	Descripción del material	Estratigrafía	Muestra			Densidad	SPT	
				SUCS	#	Profundidad (m)	ρ (t/m ³)	N	
2.325,59									
2.324,69		Arcilla de plasticidad media con arena fina, consistencia dura	Materiales arcillosos	CL	1	0,90	1,73	14	
2.323,59		Grava arcillosa	Grava arcillosa con arena gruesa	GC	2	2,00	1,85	60	
2.322,59		Grava mal graduada (aluvial)	Aluviales y terrazas aluviales	GP	3	3,00	1,88	65	
2.321,59		Grava mal graduada (aluvial)		GP	4	4,00	1,87	60	
2.321,39	4,2	Nivel freático		N.F					
2.320,59		Grava mal graduada (aluvial)		GP	5	5,00	1,88	70	
2.319,59		Grava arcillo limosa (aluvial)		GC-GM	6	6,00	1,86	60	
2.318,09		Aluvial (canto rodado)			7	7,50	2,52	65	
2.316,59		Aluvial (canto rodado)			8	9,00	2,52	60	
2.315,09		Aluvial (canto rodado)			9	10,50	2,55	60	
2.313,84		Aluvial (canto rodado)			10	11,75	2,55	71	
2.312,59		Arena media arcillosa con poca grava		Arena media arcillosa (Fm. Azogues)	SC	11	13,00	1,76	66
2.311,59		Arena media limosa mal graduada		SP-SM	12	14,00	1,78	92	
2.310,09		Roca Arenisca	Roca Arenisca (Fm. Azogues)		13	15,50	2,13	>50	
2.308,59		Roca Arenisca			14	17,00	2,13	>50	
2.307,09		Roca Arenisca			15	18,50	2,14	>50	
2.305,59		Roca Arenisca			16	20,00	2,14	>50	

Otro parámetro determinante para el diseño es la carga que estará actuando sobre la cimentación. Esta carga incluye tanto el peso propio del tanque digestor como su contenido de aguas residuales. Este dato también fue otorgado por la Empresa Pública de Servicios y Consultoría UCUENCA EP. Las cargas a las que estarán sometidos los tanques digestores se detallan en la siguiente tabla:

Tabla 3.3 Cargas transmitidas sobre los tanques digestores.

Diámetro interno B	22,60 (m)
Peso aproximado de lodos	77000,00 (kN)
Peso aproximado del hormigón más equipos	63000,00 (kN)
Peso aproximado total de la estructura N'	140000,00 (kN)
Carga ejercida por la estructura hacia el suelo	349,00 (kPa)

La carga actuante, junto con los parámetros de resistencia a cortante fueron empleados para determinar la capacidad de carga última de la cimentación.

3.2. DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES FÍSICAS Y MECÁNICAS DEL SUELO

3.2.1. Parámetros de resistencia a cortante del suelo (cohesión y ángulo de fricción interna)

Los parámetros de resistencia a cortante (cohesión y ángulo de fricción interna) del suelo de soporte, se determinaron a partir de los resultados de los Ensayos de Penetración Estándar (SPT), obtenidos de la perforación 15. Para ello se consideraron los criterios mencionados en el Capítulo 1: Marco Teórico (apartado 1.2.), tanto para suelos arcillosos como para granulares.

3.2.1.1. Criterios usados para suelos arcillosos

Para el estrato constituido por materiales arcillosos de espesor 0,90 m se ha determinado el valor de la cohesión, c_u (kPa), según la ecuación 1.1 (apartado 1.2.1.1) propuesta por Stroud (1974), considerando un valor promedio de K de 4,4 kN/m² de acuerdo con lo sugerido por el autor.

Cabe mencionar que en este estudio se consideró el valor de N de la ecuación 1.1, como N_{60} corregido únicamente por energía. Para un valor de $N_{60} = 10,50$ golpes, se obtuvo una cohesión $c_u = 46,20$ kPa, tal como se indica en la Tabla 3.4.

3.2.1.2. Criterios usados para suelos granulares

A los siguientes tres estratos correspondientes a: grava arcillosa con arena gruesa, aluviales y terrazas aluviales, y arena media arcillosa, se les ha clasificado como suelos granulares. Para ello se calcularon los valores del ángulo de fricción interna (ϕ°), mediante las expresiones mencionadas en el Capítulo 1 (apartado 1.2.1.2.).

Las ecuaciones empleadas para el cálculo del ángulo de fricción se encuentran en función de los valores normalizados (N_{60}) del SPT, por lo que se determinaron acorde a la ecuación 1.3 y las tablas presentadas en el apartado 1.2.1.2.

Puesto que en el estudio geotécnico se empleó un martillo tipo Donut para las perforaciones realizadas, se aplicó un factor de 0,75 para C_E , según lo presentado en la Tabla 1.3. Por otra parte, de la Tabla 1.4 se tomaron los siguientes factores de corrección para el N_{60} :

$$\begin{aligned}C_B &= 1,00 \\C_S &= 1,00 \\C_R &= 0,75 - 1,00\end{aligned}$$

Los valores de C_R varían en función de la longitud de varilla utilizada en los diferentes tramos de la perforación.

Dado que este tipo de suelos requieren de una corrección adicional al número de golpes SPT por el efecto de la presión efectiva de sobrecarga (σ'_o); en la Tabla 1.5 (apartado 1.2.1.2.) se encuentran las expresiones desarrolladas por varios autores para C_N . Para el estudio se empleó la expresión propuesta por Peck, et al. (1974), para determinar el coeficiente de corrección C_N , con el cual se calculó el valor de N_{cor} .

$$C_N = 0,77 * \log \left(\frac{1,912}{\sigma'_o} \right) \quad \text{Ecuación 3.1}$$

Donde:

$$(\sigma'_o) = \text{presión efectiva de sobrecarga (kPa)}$$

Posteriormente se determinó el ángulo de fricción según las correlaciones de la Tabla 1.6 (apartado 1.2.1.2).

En el Anexo C se indican los resultados de los parámetros de resistencia a cortante, para cada uno de los suelos presentes en la Perforación 15, incluyendo los valores de la presión efectiva de sobrecarga (σ'_o) expresada en kPa.

3.2.1.3. Criterios usados para roca arenisca

Para el último estrato correspondiente a la roca arenisca de la Formación Azogues, se emplearon las mismas expresiones utilizadas para los suelos granulares.

Para ello se ha considerado en la ecuación 1.3 (apartado 1.2.1.2), un valor de N_{SPT} igual a 50 golpes, posteriormente se normalizó a un valor de N_{60} equivalente a 37,50 golpes y con ello se obtuvo un ángulo de fricción promedio de aproximadamente 40° tal como se indica en la Tabla 3.4.

Tabla 3.4 Parámetros de resistencia a cortante c (kPa) y ϕ° calculados para cada uno de los estratos a partir de los resultados de las perforaciones realizadas en el área de estudio.

Cotas de terreno (m)	Descripción del material	Estratigrafía	SPT			Ángulo de fricción (ϕ°)					Cohesión (kPa)	
			N	N60	Ncor	1. Japan Road Bureau (1990)	2. Peck, Hanson y Thornburn (1974)	3. Muromachi (1974)	4. Hatanaka Y Uchida (1996)	Promedio (1-2-3-4)	Stroud (1974)	
2.325,59												
2.324,69	Materiales arcillosos		14	10,50		27,55	28,77	31,34	31,49	29,79	46,20	
2.323,59	Grava arcillosa con arena gruesa		60	33,75	33,75	37,50	36,6	40,33	42,98	39,36		
2.322,59	Aluviales y terrazas aluviales		65	36,56	33,56	38,42	37,35	41,16	44,04	40,24		
2.321,59			60	33,75	33,75	37,50	36,61	40,33	42,98	39,36		
2.321,39			N.F									
2.320,59			70	44,63	44,63	40,87	39,41	43,38	46,87	42,63		
2.319,59			60	38,25	38,25	38,95	37,78	41,65	44,66	40,76		
2.318,09			65	46,31	44,02	40,70	39,26	43,22	46,67	42,46		
2.316,59			60	42,75	38,02	38,88	37,72	41,58	44,57	40,69		
2.315,09			60	45,00	37,65	38,76	37,63	41,48	44,44	40,58		
2.313,84			71	53,25	42,51	40,25	38,88	42,82	46,16	42,03		
2.312,59	Arena media arcillosa		66	49,50	38,66	39,08	37,89	41,76	44,81	40,89	217,80	
2.311,59	(Fm. Azogues)		92	69,00	52,96	43,19	41,47	45,47	49,55	44,92	303,60	
2.310,09	Roca Arenisca (Fm. Azogues)		50	37,50		38,72	37,59	41,43	44,39	40,53		
2.308,59			50	37,50		38,72	37,59	41,43	44,39	40,53		
2.307,09			50	37,50		38,72	37,59	41,43	44,39	40,53		
2.305,59			50	37,50		38,72	37,59	41,43	44,39	40,53		

En vista de que los ángulos de fricción interna (ϕ°), obtenidos a partir de las distintas correlaciones dadas por Japan Road Bureau (1990), Peck, Hanson y Thornburn (1974), Muromachi (1974) y Hatanaka y Uchida (1996), guardan gran similitud entre ellos, se calculó un ángulo de fricción interna promedio entre dichos resultados. Los valores calculados a partir de estas expresiones se indican en la Tabla 3.4.

Partiendo de los resultados obtenidos en la Tabla 3.4, se han definido conservadoramente los parámetros de resistencia a cortante (cohesión y ángulo de fricción interna) para los distintos suelos existentes en el área de interés.

A continuación, en la Tabla 3.5 se indican los parámetros de resistencia a cortante adoptados para cada tipo de suelo presente en la zona de estudio.

Tabla 3.5 Parámetros de resistencia a cortante para los suelos presentes en la zona de estudio.

Nº	Espesor (m)	Material	Ángulo de fricción ϕ (°)	Cohesión c_u (kPa)
1	4,00	Relleno para llegar a nivel de la plataforma proyectada		
2	0,90	Materiales arcillosos	0	45
3	1,10	Grava arcillosa con arena	30	0
4	9,75	Aluviales y terrazas aluviales	30	0
5	2,25	Arena media arcillosa (Fm. Azogues)	35	0
6	6,00	Roca Arenisca (Fm. Azogues)	40	0

3.2.2. Parámetros tenso-deformacionales del suelo (módulo de deformación y coeficiente de Poisson)

Para el estudio se ha realizado una línea sísmica a través de las perforaciones P14 y P15; los resultados de la prospección se aprecian en Tabla 3.6.

Tabla 3.6 Resultados de la sísmica de refracción.

Nº capa	Cota de terreno (m)	Z (m)	Vp (m/s)	Vs (m/s)	Eest (kg/cm ²)	E (kg/cm ²)	Correlación empleada
1	2.325	-2	782	521	12.230	1.147	$E = 0,09346 * Eest + 4,0$
2	2.324	-3	1.131	341	25.583	2.395	$E = 0,09346 * Eest + 4,0$
3	2.321	-6	1.313	460	34.479	2.773	$E = 0,08176 * Eest - 46,0$
4	2.316	-11	2.152	512	92.622	4.153	$E = 0,0445 * Eest + 31,0$
5	2.314	-13	2.305	452	106.261	Roca	-
6	2.310	-17	3.401	667	231.336	Roca	-

En el Anexo B se muestra el estudio geofísico completo, además de los resultados de la línea sísmica y tomografía eléctrica realizados en los estudios preliminares para el proyecto.

Para el cálculo del módulo estático se ha empleado la ecuación 1.9 del apartado 1.5.1. Posteriormente, los módulos de deformación elástico de los materiales han sido determinados mediante las correlaciones dadas por Bowles (1996) que se muestran en la Tabla 1.9. De acuerdo con la Tabla 1.7, materiales con valores de N_{60} entre 8 y 15 tienen valores de E de 9.000 kPa a 20.000 kPa.

Por otra parte, los materiales que se encuentran en las cotas de terreno 2.312 m y 2.311 m han sido clasificadas como arenas con contenido de limos y arcillas. Dado que tienen un valor de N mayor a 15, se han empleado dos correlaciones de la Tabla 1.9 para caracterizarlos.

Tabla 3.7 Módulos de deformación calculados por Geotecnia en función del SPT.

Cota de terreno (m)	Material	Estratigrafía	N	N_{60}	E (kPa)
2.324,69	Arcilla de plasticidad media con arena fina, consistencia dura	Materiales arcillosos	14	10,50	9.000
2.323,59	Grava Arcillosa con arena gruesa	Grava arcillosa con arena	60	33,75	25.850
2.322,59	Grava mal graduada (aluvial)	Aluviales y terrazas aluviales	65	36,56	27.538
2.321,59	Grava mal graduada (aluvial)		60	33,75	25.850
2.320,59	Grava mal graduada (aluvial)		70	44,63	32.375
2.319,59	Grava arcillo limosa (aluvial)		60	38,25	28.550
2.318,09	Aluvial (canto rodado)		65	46,31	33.388
2.316,59	Aluvial (canto rodado)		60	42,75	31.250
2.315,09	Aluvial (canto rodado)		60	45,00	32.6000
2.313,84	Aluvial (canto rodado)		71	53,25	37.550
2.312,59	Arena media arcillosa con poca grava	Arena media arcillosa (Fm. Azogues)	66	49,50	20.640 – 35.300
2.311,59	Arena media limosa mal graduada		92	69,00	22.500 – 47.000
2.310,09	Roca Arenisca	Roca arenisca (Fm. Azogues)	>50	37,50	3'000.000
2.308,59	Roca Arenisca		>50	37,50	3'000.000
2.307,09	Roca Arenisca		>50	37,50	3'000.000
2.305,59	Roca Arenisca		>50	37,50	3'000.000

En la determinación de los módulos de deformación se han adoptado valores cerrados los mismos que se presentan en la Tabla 3.7. Para los aluviales y terrazas aluviales se observan módulos en un rango de 25.000 a 36.000 kPa.

Puesto que en las perforaciones no se obtuvieron valores de R.Q.D. no es posible saber el grado de consolidación de este material. Por otra parte, al ser una terraza aluvial compuesta por bolos de tamaños indeterminados, hay gran incertidumbre sobre la composición del material por lo que se ha adoptado un valor de 40.000 kPa.

Tabla 3.8 Parámetros de resistencia a cortante y tenso-deformacionales definidos para los suelos existentes, a partir de los resultados de las perforaciones y los estudios geofísicos efectuados en la zona de estudio.

Nº	Espesor (m)	Material	Ángulo de fricción ϕ (°)	Cohesión c_u (kPa)	Módulo de deformación E (kPa)	Coefficiente de Poisson μ
1	4,00	Relleno para llegar a nivel de la plataforma proyectada				
2	0,90	Materiales arcillosos	0	45	9.000	0,40
3	1,10	Grava arcillosa con arena	30	0	25.000	0,35
4	9,75	Aluviales y terrazas aluviales	30	0	40.000	0,30
5	2,25	Arena media arcillosa (Fm. Azogues)	35	0	35.000	0,30
6	6,00	Roca Arenisca (Fm. Azogues)	40	0	3'000.000	0,20

Puesto que un valor de 20.000 kPa para la arena media arcillosa a una profundidad de 17 m es demasiado bajo (en comparación con los valores de E de los demás estratos), y 40.000 es muy alto considerando el contenido de limos y arcillas de los materiales, se ha adoptado un valor de 35.000 kPa.

Si bien en roca, el ensayo SPT genera rechazo, durante las perforaciones se ha determinado a la roca arenisca como blanda (Anexo A); por tal se ha adoptado el valor de 3'000.000 kPa de acuerdo con los valores típicos para rocas presentados en la Tabla 1.12 del apartado 1.2.2.2.

De acuerdo con lo presentado por Bowles (1996) en la Tabla 1.10 (apartado 1.2.2.1.), se han fijado valores de coeficiente de Poisson para los diferentes estratos. Para materiales granulares o friccionales se han adoptado valores de μ entre 0,30 – 0,35 y para los materiales arcillosos de 0,40; mientras que, para el basamento, por ser una roca arenisca, se ha establecido un μ de 0,20.

3.3. FUERZAS Y PRESIONES ACTUANTES SOBRE LA LOSA DE CIMENTACIÓN

Una vez emplazada la cimentación, ésta deberá resistir ante las cargas producidas tanto por el peso propio del cimiento, como por la estructura que soportará; así también, la acción generada por fuerzas externas dadas por sismo o viento, y el momento que generarían estas fuerzas. En la Figura 3.2 (a) se pueden apreciar de mejor manera cada una de las fuerzas y los momentos actuantes sobre la losa de cimentación.

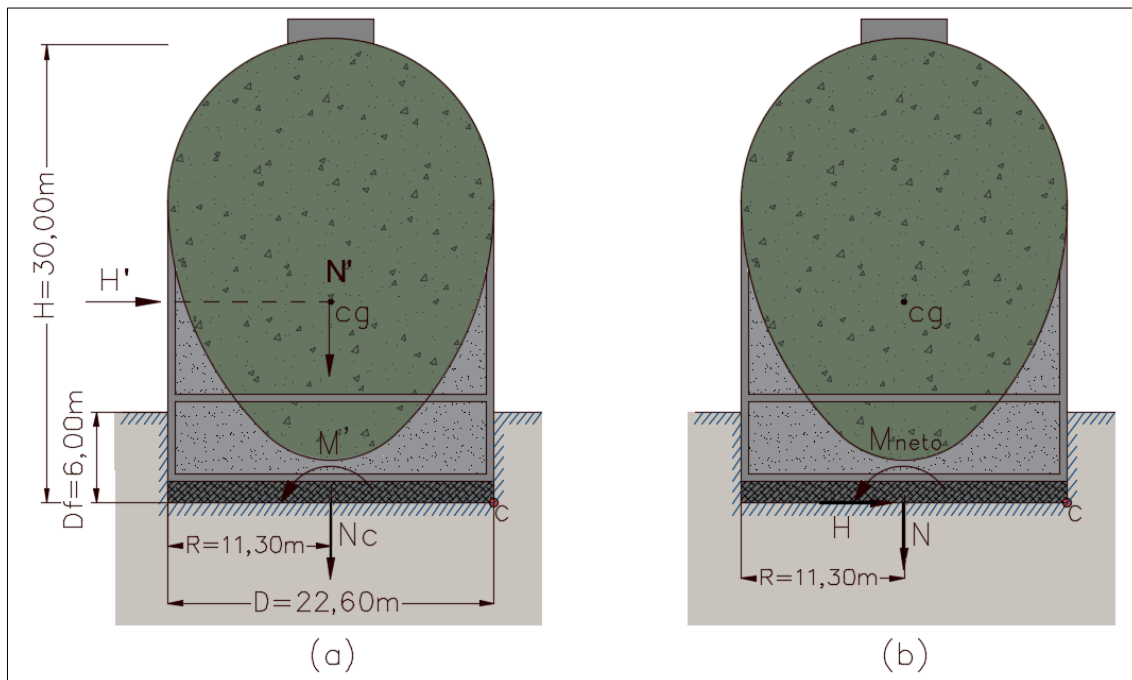


Figura 3.2 Fuerzas y momentos actuantes sobre la cimentación del tanque (a) a nivel del terreno (b) a nivel de solera.

Donde:

- N' = fuerza ejercida por la estructura hacia el suelo (kN)
- N_c = fuerza ejercida por el peso del cemento (kN)
- $H' = H$ = fuerza desestabilizadora dada por la acción sísmica o viento (kN)
- M' = momento actuante a nivel del terreno (kN*m)
- $N = N' + N_c$ = sumatoria de las fuerzas verticales transmitidas hasta el nivel de solera (kN)
- M_{neto} = momento neto actuante a nivel de solera de la cimentación (kN*m)

El conjunto de fuerzas y momentos actuantes sobre la cimentación puede ser trasladado al centro de gravedad de la cimentación a nivel de solera, tal como se muestra en la Figura 3.2b.

3.3.1. Determinación de fuerzas y momentos actuantes sobre la cimentación del tanque a nivel de terreno

Las fuerzas N' y N_c corresponden a las fuerzas verticales ejercidas tanto por el peso de la estructura más contenido de lodos, como el peso de la losa de cimentación respectivamente.

El valor de la fuerza N' se indicó anteriormente en la Tabla 3.3. Mientras que N_c se obtuvo de la siguiente manera:

$$N_c = \gamma_{hormigón} * h * \text{Área de la losa de cimentación} \quad \text{Ecuación 3.2}$$

Donde:

$\gamma_{hormigón}$ = peso específico del hormigón, en el Sistema Internacional se adopta un valor de 24 kN/m³

h = peralte de la losa (m) = 1,30 m

$$N_c = \frac{24kN}{m^3} * 1,30m * \pi * \frac{(22,6m)^2}{4} = 12.516 kN$$

La fuerza horizontal H' que actuaría sobre el tanque puede originarse por acción sísmica o viento. A continuación, se detallan las consideraciones tomadas para la determinación de ambas fuerzas.

Fuerza horizontal producida por acción sísmica

De acuerdo con los valores de velocidad de onda (Vs) obtenidos a partir de la Geofísica, el perfil de suelo sobre el que se asentará la estructura se clasificó como tipo C (Perfiles de suelo muy densos o roca blanda) (NEC-SE-DS, 2015).

Por lo mencionado en el párrafo anterior, lo indicado en el Capítulo 2 (Zona de estudio), y de acuerdo con el mapa sísmico presentado en la Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS), los parámetros donde se edificará la estructura se especifican en la Tabla 3.9.

Tabla 3.9 Parámetros adoptados en el cálculo de la fuerza originada por acción sísmica (NEC-SE-DS, 2015).

Parámetro		Valor adoptado
Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.	Z	0,25
Coefficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.	Fa	1,30
Coefficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.	Fd	1,28
Coefficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.	Fs	0,94
Factor de reducción de resistencia sísmica.	R'	8,00

Finalmente, mediante un análisis pseudo-estático, se determinó el valor de la fuerza horizontal H' a partir de la siguiente expresión (NEC-SE-CM, 2015):

$$H' = 0,60 * Z * Fa * N \quad \text{Ecuación 3.3}$$

Donde:

Z = aceleración en roca para el sismo de diseño

Fa = factor de amplificación sísmica de sitio

N = N'+Nc = peso del elemento o fuerza vertical transmitida por el tanque digestor hacia el suelo (kN)

$$H' = 0,60 * 0,25 * 1,30 * (140.000kN + 12.516kN) = 29.741 kN$$

Se consideró el valor de 0,60 debido a que la fuerza horizontal equivalente se aplica en un tiempo infinito, siendo una carga temporal, donde probablemente solo una o dos veces ocurra el valor máximo de aceleración durante el evento sísmico (NEC-SE-CM, 2015).

Fuerza horizontal producida por viento

Para la carga de viento se determinó la presión (p), de acuerdo con la Norma Ecuatoriana de la Construcción para cargas no sísmicas que presenta la siguiente ecuación:

$$p = \frac{1}{2} * \rho * v_b^2 * c_e * c_f \quad (\text{Pa}) \quad \text{Ecuación 3.4}$$

La velocidad corregida del viento se determina en función de la altura y de las características topográficas mediante la siguiente ecuación:

$$v_b = v * \sigma \quad \text{Ecuación 3.5}$$

Tabla 3.10 Parámetros adoptados en el cálculo de la presión (p) (NEC-SE-CG, 2015).

Parámetro	Unidad	Valor adoptado	Descripción
Densidad del aire, ρ	(Kg/m ³)	1,25	Recomendado para todo el territorio ecuatoriano.
Velocidad del viento, V	(m/s)	21,0	Velocidad instantánea máxima del viento, a 10 m de altura sobre el terreno (75 km/h).
Coeficiente de corrección del viento, σ		1,10	Altura de 30 m. Categoría A: espacios abiertos sin obstáculos topográficos.
Velocidad corregida del viento, Vb	(m/s)	23,1	
Coeficiente de entorno/altura, Ce		1,50	Elementos en fachadas muy expuestas, situados al borde de la orilla del río, próximos a escarpaduras, laderas de fuerte inclinación, desfiladeros, y otros.
Coeficiente de forma, Cf		+0,70	Barlovento. Tanques de agua, chimeneas y otros de sección circular o elíptica.

En la Tabla 3.10 se presentan los valores adoptados para el cálculo de la presión p (Pa), generada por el viento sobre el tanque de digestión anaeróbica.

La fuerza horizontal producida por viento será el producto de la presión p (Pa) por el área lateral del tanque de digestión anaeróbica sobre el que tendrá acción.

Esta fuerza horizontal sea por acción sísmica o viento, genera un momento M_{neto} que actúa sobre el tanque. Para su determinación se ha tomado como brazo de palanca la distancia que existe desde el centro de gravedad (cg) del tanque hasta el nivel de solera de la cimentación.

El análisis del criterio de estabilidad por fallo de la base, vuelco y deslizamiento se realizó para cuando se presente una fuerza desestabilizadora originada por una acción sísmica, pues ésta resulta ser mayor, en magnitud, a la fuerza producida por viento, y a su vez será la que produzca mayor afección sobre la losa de cimentación.

3.3.2. Determinación de fuerzas y momentos actuantes sobre la cimentación del tanque a nivel de solera

La fuerza vertical N corresponde a la sumatoria de fuerzas verticales ($N' + N_c$) que actuarán sobre el centro de gravedad de la losa de cimentación. En tanto que, la fuerza H es la misma fuerza H' de sismo o viento trasladada a nivel de solera. Al trasladar H' a nivel de solera se genera un momento neto (M_{neto}) como resultado del producto de la fuerza desestabilizadora (H') y la distancia desde el centro de gravedad (cg) del tanque hasta el nivel de solera. A esta distancia (\bar{y}), que vendría a ser el brazo de palanca del momento, se la determinó a partir de la Ecuación 3.6.

Se ha definido que la condición más crítica en el criterio de estabilidad por fallo de la base se da cuando el tanque se encuentra totalmente lleno, puesto que la cimentación deberá soportar el mayor peso posible. El brazo de palanca se determinó en función de los pesos (W_i) de los siguientes elementos: estructura del tanque digestor, contenido de lodos y losa de cimentación circular.

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^n (W_i * d_i)}{\sum_{i=1}^n (W_i)} \quad \text{Ecuación 3.6}$$

Donde:

W_i = pesos transmitidos hacia la base de la cimentación (kN)

d_i = distancia desde el nivel de referencia hasta el centro de gravedad de cada elemento

A continuación, en la Figura 3.3 se indican las fuerzas y el momento trasladado a nivel de solera, así como el valor determinado para el brazo de palanca (\bar{y}), siendo de 13,93 m para cuando el tanque se encuentra totalmente lleno.

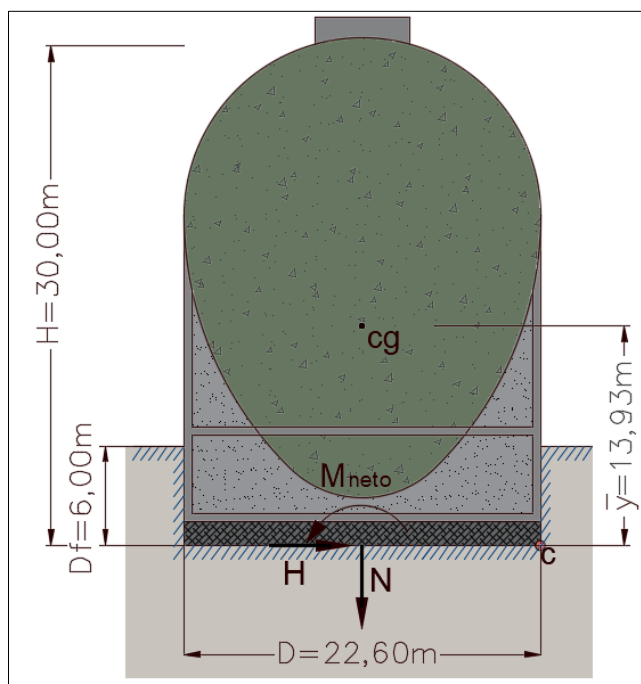


Figura 3.3 Momento y fuerzas actuantes sobre la cimentación del tanque a nivel de solera.

En la Tabla 3.11 se muestran los valores tanto de la fuerza producida por el peso propio de toda la estructura; así como de la fuerza y momento generados por la acción sísmica.

Tabla 3.11 Fuerzas y momentos actuando sobre el cimiento a nivel de solera considerando que el tanque se encuentra totalmente lleno y bajo el efecto de la acción sísmica.

Fuerzas y momentos actuantes	Valor	Unidades
Fuerzas y momentos actuantes a nivel de solera	N	152.516 kN
	H	29.741 kN
	Mneto	414.290 kN*m

*H = fuerza desestabilizadora originada por la acción sísmica (kN)

N = sumatoria de las fuerzas verticales transmitidas hasta el nivel de solera (kN)

Mneto = momento neto actuante a nivel de solera de la cimentación (kN*m)

3.3.3. Determinación de las presiones máxima y mínima actuantes según un régimen de trabajo elástico del material de cimentación (Navier)

En el apartado 1.4.1.1.4. se habló de la distribución de presiones que se genera entre el cimiento y el suelo, dando lugar a una presión máxima y mínima; las cuales se han determinado a partir de la ecuación 1.36 planteada por Navier.

Tanto la sumatoria de fuerzas verticales (N) como el momento neto (Mneto), se indicaron en la Tabla 3.11. El valor de (y) en la Ecuación 1.36 es igual a B/2, esto por tratarse de una losa de cimentación circular, mientras que el momento de Inercia (I) para una sección circular se determinó a partir de la siguiente expresión:

$$I = \frac{1}{4} * \pi * (B/2)^4 \quad \text{Ecuación 3.7}$$

Donde:

I = momento de inercia (m^4)
B = diámetro de la cimentación (m)

Reemplazando los valores tanto del momento de inercia (I) como de (y), en la Ecuación 1.36, se tiene la siguiente relación.

$$q = \frac{N}{A} \pm \frac{32 * Mneto}{\pi * B^3} \quad \text{Ecuación 3.8}$$

En la Tabla 3.12 se detallan los valores empleados para determinar las capacidades de carga máxima y mínima ejercidas por el tanque digestor sobre la base de la losa de cimentación, considerando que se encuentra totalmente lleno.

Tabla 3.12 Parámetros necesarios para el cálculo de la capacidad de carga máxima y mínima.

Sumatoria de fuerzas verticales a nivel de solera	$\Sigma V = N$	152.516	kN
Momento neto	Mneto	414.290	kN*m
Área de la cimentación circular	A	401	m^2
Distancia al centro de gravedad	y	11,3	m
Inercia circular de la cimentación	I	12.806	m^4

Reemplazando cada uno de los datos indicados de la Tabla 3.12, en la ecuación 1.36 del apartado 1.4.1.1.4., se obtuvieron los siguientes valores para $q_{m\acute{a}x}$ y $q_{m\acute{i}n}$:

$$q_{m\acute{a}x} = 746 \text{ kPa}$$

$$q_{m\acute{i}n} = 15 \text{ kPa}$$

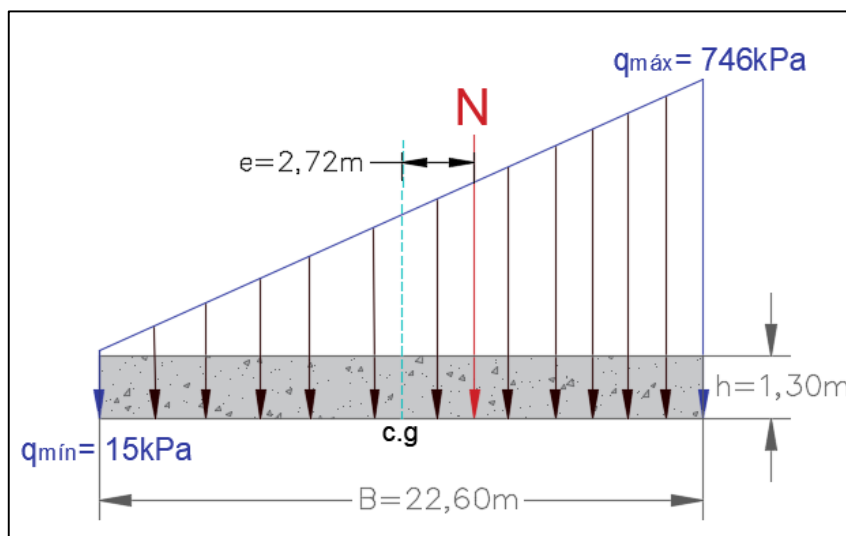


Figura 3.4 Distribución de presiones verticales actuantes a nivel de solera considerando un régimen de trabajo elástico.

3.4. APLICACIÓN DEL CRITERIO DE ESTABILIDAD EN EL DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

3.4.1. Fallo de la base

Dentro del criterio de estabilidad se analiza el de fallo de la base; éste podría suceder cuando la carga máxima que deberá soportar el cimiento supere a la capacidad de carga última resistente del suelo.

3.4.1.1. Determinación de la capacidad de carga última según régimen de trabajo plástico del material de la cimentación.

En este estudio se calculó la capacidad de carga última del cimiento de acuerdo con lo propuesto por Braja M. Das presentado en el apartado 1.4.1.1.3. del Capítulo 1: Marco Teórico. Adicionalmente se ha empleado el programa computacional LoadCap, el cual emplea los métodos de Terzaghi, Meyerhof, Vesic y Brinch-Hansen.

3.4.1.1.1. Cálculo de la capacidad de carga última manualmente

Dadas las características de los suelos existentes encontrados en la zona de estudio, se determinó una profundidad de desplante (D_f) de 6 m para colocar la losa de cimentación; es decir, sobre el estrato correspondiente a los materiales aluviales y terrazas aluviales, de manera que el suelo de soporte sea capaz de cumplir con los criterios de estabilidad.

En la Tabla 3.13 se muestran las propiedades físicas y mecánicas de los materiales entre los que se encontrará la losa de cimentación.

Tabla 3.13 Propiedades físicas y mecánicas de los materiales sobre los que se cimentará la losa.

Nº	Material	γ_f kN/m ³	γ_{sat} kN/m ³	γ' kN/m ³	c_u kPa	ϕ °
1	Grava arcillosa con arena	18,00	19,00	9,19	0	30
2	Aluviales y terrazas aluviales	19,00	20,00	10,19	0	30

* $\gamma_w = 9,81 \text{ kN/m}^3$

Puesto que a esta profundidad el nivel freático quedaría a tan solo 2 m por debajo de la cimentación, de acuerdo con Terzaghi (1943), el nivel freático tendrá influencia sobre la cimentación. Por tanto, se ha determinado el valor de la sobrecarga a nivel de solera (q') y el peso específico ponderado mediante la ecuación 1.22. de acuerdo con el Caso II expuesto por Terzaghi (apartado 1.4.1.1.2.).

$$\bar{\gamma} = \gamma' + \frac{d}{B}(\gamma_f - \gamma') = 10,19 + \frac{2}{22,6}(19 - 10,19) = 10,96 \text{ kN/m}^3$$

$$q' = \gamma_{f1} * Df = 18 * 6 = 108 \text{ kPa}$$

Por tanto, se ha trabajado con una cohesión (c_u) de 0 kPa, sobrecarga a nivel de solera (q') de 108 kPa y peso específico ponderado de 11 kN/m³.

Cuando se consideró en el análisis la acción sísmica sobre el tanque de digestión anaeróbica; esta fuerza horizontal, a la que se encontrará sometida la cimentación, genera un momento desestabilizador M_{neto} en la base del tanque y con ello, una excentricidad (e) de 2,72 m de acuerdo con la fórmula 1.39 (apartado 1.4.1.1.4.).

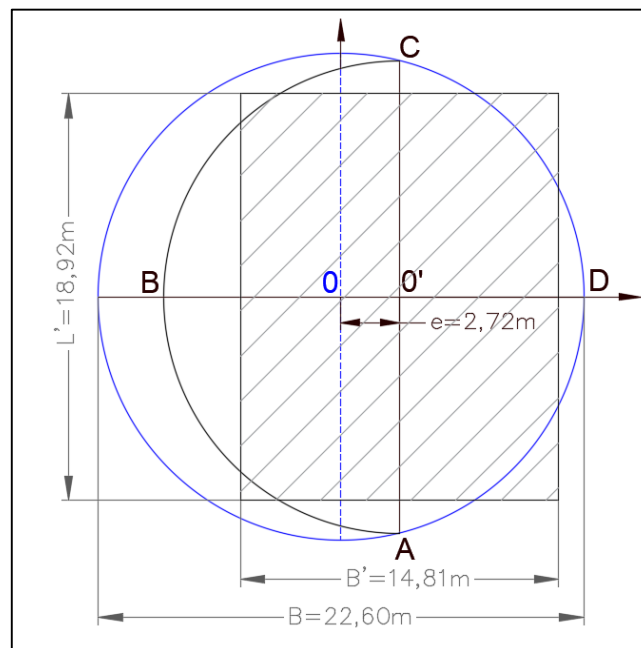


Figura 3.5 Área efectiva de la base de la losa de cimentación circular.

En la Figura 3.5 se pueden observar los lados efectivos de la losa de cimentación circular corregidos por excentricidad. Los valores de los lados efectivos B' y L', de 14,81 m y 18,92 m respectivamente, se emplearon en el cálculo de los factores de forma y profundidad.

En el cálculo de los factores de inclinación las expresiones de Meyerhof emplean un parámetro β (°) que hace referencia a la inclinación de la carga respecto a la vertical. Con valores de $N = 152.516$ kN y $H = 29.741$ kN, se obtuvo $\beta = 11,03^\circ$.

Tabla 3.14 Factores de capacidad de carga, forma, profundidad e inclinación de la carga calculados manualmente.

Autor	Factores de capacidad de carga			Factores de forma			Factores de profundidad			Factores de inclinación		
	Nc	Nq	Ny	Fcs	Fqs	Fys	Fcd	Fqd	Fyd	Fci	Fqi	Fyi
BRAJA M. DAS (1984)	30,14	18,40	22,40	1,48	1,45	0,69	1,11	1,08	1,00	0,77	0,77	0,40

En la Tabla 3.14 se muestran los factores de capacidad de carga, forma, profundidad e inclinación de la carga, de acuerdo con las expresiones del apartado 1.4.1.1.3.

Al remplazar todos los factores en la ecuación 1.23 se obtuvo un valor de 3.154 kPa como capacidad de carga última (q_u).

El factor de seguridad se obtuvo en función de $q_{m\acute{a}x}$ de 746 kPa obtenido según Navier; dando un valor de 4,20, lo que es mayor a 3,00, de modo que se cumple con el criterio de estabilidad por fallo de la base.

$$F.S = \frac{q_{\acute{u}lt}}{q_{m\acute{a}x}} = \frac{3.154 \text{ kPa}}{746 \text{ kPa}} = 4,2$$

3.4.1.1.2. Determinación de la capacidad de carga última mediante el programa computacional LoadCap

Para la determinación de las capacidades de carga última se pueden utilizar adicionalmente varios programas computacionales que facilitan estos cálculos, determinándose una capacidad de carga última y una admisible, al afectar a la primera por un factor de seguridad. En el presente estudio se utilizó el software LoadCap. Este programa determina la capacidad portante del terreno, mediante el cálculo de la carga última en cimentaciones asentadas sobre terrenos sueltos y rocosos. Para ello se basa en los trabajos realizados por Terzaghi, Meyerhof, Brinch-Hansen y Vesic y quizás otros más.

Dependiendo de las solicitaciones dadas por el usuario, el programa puede adoptar un promedio ponderado de las estratificaciones o realizar una evaluación de los parámetros de la capa de apoyo de la cimentación. Por defecto, el programa reconoce y escoge la combinación de cálculo más crítica, la cual debe ser analizada por el usuario. Para el análisis, se requiere el ingreso, tanto de datos geométricos como geotécnicos del cimiento a diseñar.

Dentro de los geométricos están la forma y profundidad de desplante de la cimentación. En tanto que, los geotécnicos son referentes a la estratigrafía del terreno, es decir, a los valores de cohesión y ángulo de fricción interna de cada uno de los estratos, procedentes de los ensayos SPT.

Para determinar el factor de seguridad por fallo de la base a partir del programa computacional mencionado, se tomó en cuenta lo siguiente:

- Dimensión de los elementos de la cimentación
- Profundidad de la cimentación
- Características físico-mecánicas de los suelos ubicados dentro de la zona de la cimentación.
- Ubicación del Nivel Freático, considerando su posible variación durante la vida útil de la estructura.

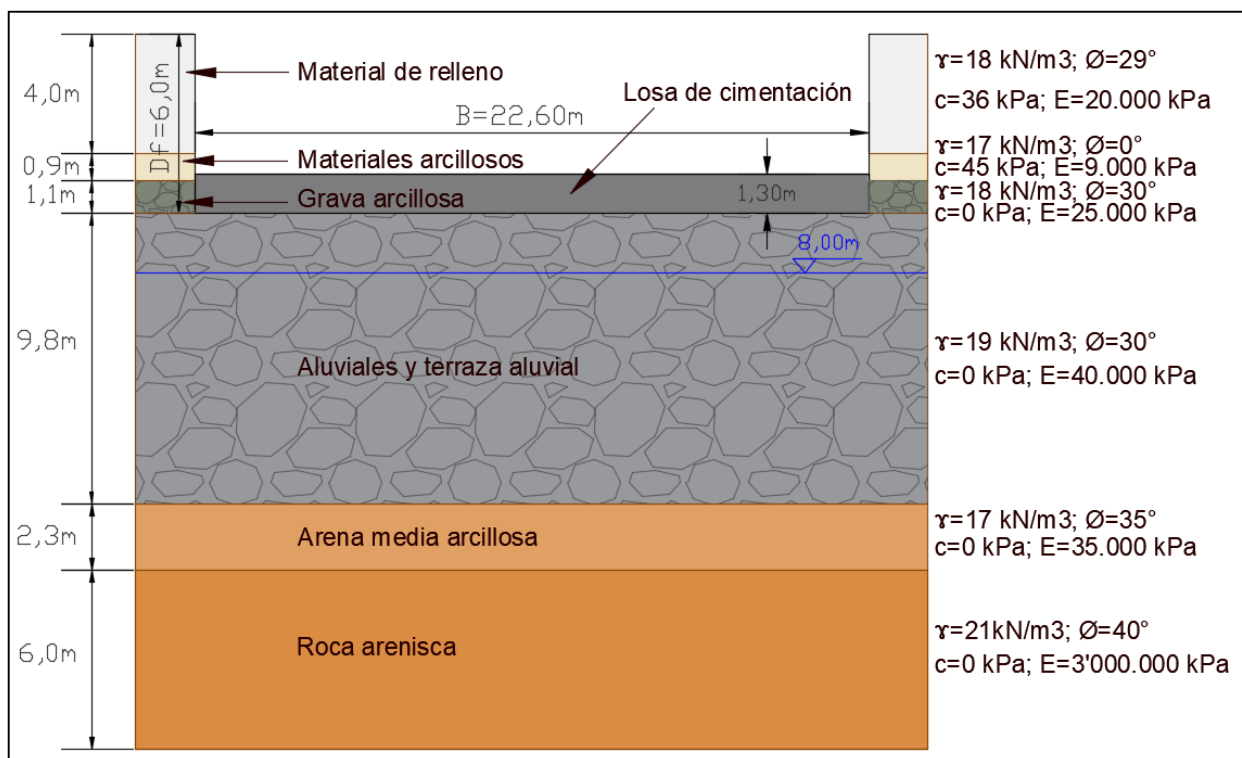


Figura 3.6 Esquema de la estratigrafía del terreno presentado en la interfaz del programa computacional LoadCap.



La profundidad de desplante de la cimentación se definió tras un proceso iterativo, en el que se fue modificando esta dimensión (D_f) hasta verificar que la carga actuante, sea menor o igual a la carga última resistente del suelo (Delgado, 1996).

En la Figura 3.6 se muestra el esquema que se genera en la interfaz del programa una vez que se ingresan los parámetros geotécnicos de cada estrato. Y en la Tabla 3.15 se presentan los resultados obtenidos por el programa computacional. Se observan factores de seguridad en un rango de 3,2 – 5,4.

Tabla 3.15 Resultados de la capacidad de carga última calculada por el programa computacional LoadCap.

Autor	Carga última	Carga máxima	Factor de seguridad
	($q_{últ}$)	($q_{máx}$)	($F.S = q_{últ} / q_{máx}$)
	(kPa)	(kPa)	
TERZAGHI (1955)	3.997	746	5,36
MEYERHOF (1963)	2.405	746	3,22
VESIC (1975)	3.151	746	4,22
BRINCH-HANSEN (1970)	3.292	746	4,41

Adicionalmente se calcularon las capacidades de carga para casos menos desfavorables en los que el tanque se encontraría con una carga de lodos hasta la mitad, y un tercio de su capacidad. Los resultados y el análisis para estos casos se encuentran en el Anexo D.

3.4.2. Fallo por vuelco

En el cálculo de estabilidad por vuelco se consideraron como fuerzas estabilizadoras al peso propio de la estructura más el contenido de lodos, así como el peso del cemento.

Por otra parte, la fuerza $H'=H$ causada por la acción sísmica (fuerza de mayor influencia sobre el tanque); junto con el momento M_{neto} que se genera, se tomaron como fuerza y momento desestabilizador respectivamente. A partir de las fuerzas mencionadas se calcularon los momentos generados alrededor del punto C, mostrado en la Figura 3.2.

Para el cálculo del factor de seguridad por vuelco se analizaron tres posibles situaciones, siendo éstas las siguientes:

- Cuando la fuerza desestabilizadora (H se ejerce sobre el tanque digestor completamente lleno de lodos.
- Cuando (H) se ejerce sobre el tanque digestor medianamente lleno de lodos.
- Cuando (H) se ejerce sobre el tanque digestor con una tercera parte de contenido de lodos.

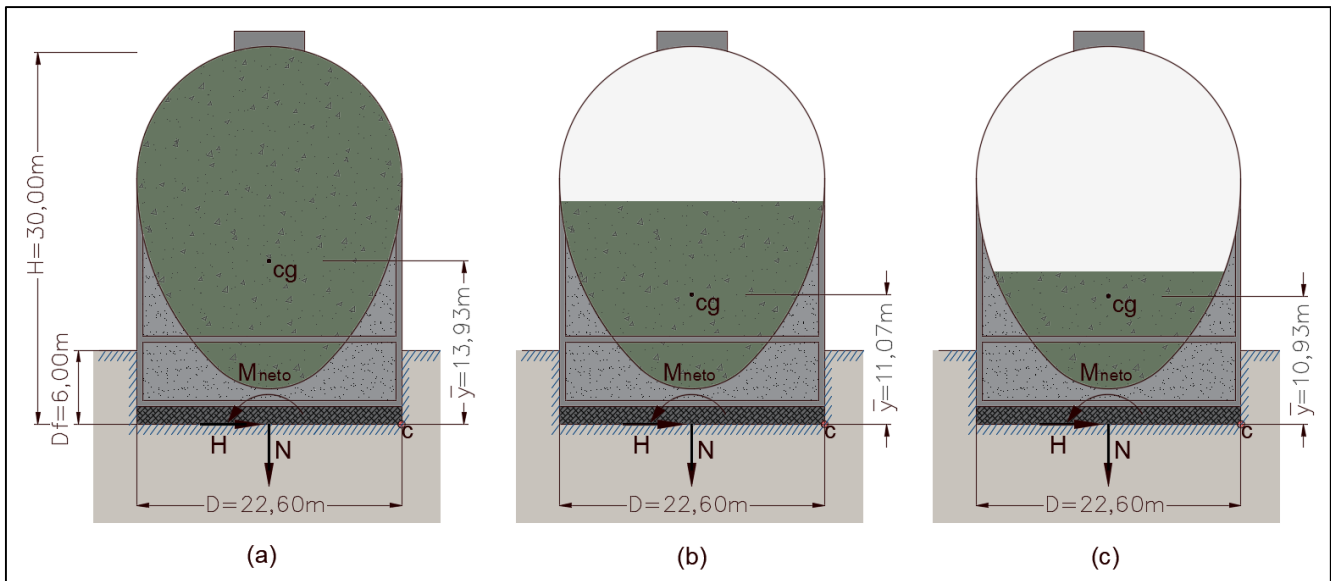


Figura 3.7 Diagramas de cuerpo libre del tanque digestor.

En la Figura 3.7 se indican los diagramas de fuerzas y momentos del tanque digestor para cada una de las condiciones mencionadas anteriormente.

CASO (a): Tanque digestor completamente lleno

La condición más desfavorable para verificar el criterio de estabilidad por vuelco se dará cuando el tanque se encuentre completamente lleno, puesto que, en esta situación, la fuerza desestabilizadora (H) será la de mayor magnitud, esto debido a que H se determina de manera directamente proporcional al peso de la estructura y su correspondiente contenido de lodos, y con ello a mayor peso de lodos, se originará la mayor acción sísmica sobre el cimiento, tal como se indicó anteriormente en la ecuación 3.3.

CASO (b): Tanque digestor medianamente lleno

La segunda condición se dará cuando el tanque se encuentre medianamente lleno, puesto que al tratarse de un tanque de digestión anaeróbica se encontrará en un constante proceso de llenado y vaciado, con lo que en esta situación será menor la fuerza desestabilizadora y con ello mayor el factor de seguridad por vuelco.



CASO (c): Tanque digestor con una tercera parte de contenido de lodos

Al poseer el tanque la función específica de captar y realizar el proceso de digestión anaeróbica de las aguas residuales, en cualquier momento éste contará con una cantidad de agua y lodos. Para verificar el factor de seguridad por vuelco, se ha considerado también la condición más favorable, que podría darse cuando el tanque se encuentre con un contenido bajo de agua y lodos. En este caso se obtendrá el mayor valor del factor de seguridad por vuelco, puesto que la fuerza desestabilizadora (H) será la menor de los tres casos mencionados anteriormente.

Utilizando la ecuación 1.49 indicada en el Capítulo 1 (apartado 1.4.1.2), se calcularon los respectivos factores de seguridad al vuelco, para las tres condiciones mencionadas.

En la Tabla 3.16 se indican las sumatorias de los momentos de las fuerzas estabilizadoras y desestabilizadoras, así como los factores de seguridad resultantes para las tres situaciones evaluadas. De igual manera, en la Tabla 3.16 se puede verificar que, para el criterio de vuelco, la condición a) sería la más desfavorable, ya que en este caso la losa de cimentación estaría soportando el peso del tanque con un contenido total de lodos y al mismo tiempo la mayor fuerza desestabilizadora (H') originada por sismo. Las condiciones b) y c) presentan mayores valores de F.S en vuelco, esto debido a que H' disminuye de manera directamente proporcional al peso de lodos que posea el tanque digestor en un determinado momento.

Tabla 3.16 Evaluación de la estabilidad por vuelco para tres situaciones de llenado del tanque.

Situaciones Posibles	Fuerzas estabilizadoras			Fuerza desestabilizadora		Sumatoria de momentos		F.S
	N'	Nc	\bar{y}	H'	\bar{y}	ΣME	ΣMD	
	(kN)	(kN)	(m)	(kN)	(m)	(kN*m)	(kN*m)	
a)	140.001	12.516	11,3	29.741	13,93	1'723.445	414.290	4,16
b)	101.500	12.516	11,3	22.233	11,07	1'288.379	246.120	5,23
c)	88.667	12.516	11,3	19.731	10,93	1'143.367	215.656	5,30

*N' = fuerza ejercida por la estructura hacia el suelo (kN)

Nc = fuerza ejercida por el peso propio del cimiento (kN)

H' = fuerza desestabilizadora originada por la acción sísmica (kN)

\bar{y} : brazo de palanca de las fuerzas estabilizadoras y desestabilizadoras (m)

ΣME : sumatoria de momentos de las fuerzas estabilizadoras (kN*m)

ΣMD : sumatoria de momentos de las fuerzas desestabilizadoras (kN*m)

F.S = factor de seguridad por vuelco

Tanto para la condición más desfavorable como para las otras condiciones, los factores de seguridad calculados resultaron ser mayores al F.S mínimo de 1.5, por lo que se puede decir que el cimiento cumple satisfactoriamente con el criterio de estabilidad por vuelco.

3.4.3. Fallo por deslizamiento

De acuerdo con el apartado 1.4.1.3. para la determinación de la fuerza H_R , c y ϕ son los parámetros de resistencia al corte por debajo del nivel de solera. En tanto que H es la fuerza horizontal generada por la acción sísmica.

El análisis se realizó para un cimiento circular de radio R , donde el área efectiva es igual a dos veces el área del segmento circular ADC, tal como se indicó anteriormente en el apartado 1.4.1.1.4.

Al igual que en la evaluación del criterio por vuelco, para el cálculo del factor de seguridad por deslizamiento se han evaluado las mismas condiciones en las que se podría encontrar el tanque, las cuales se indicaron anteriormente en el criterio de vuelco (Figura 3.7).

En la Tabla 3.17 se indican las fuerzas que intervienen en el cálculo del factor de seguridad. Para determinar la fuerza H_R se determinaron los valores de $\alpha = 21,05$ y $a = 0 \text{ kPa}$ con $\phi = 30^\circ$ y $c = 0 \text{ kPa}$ para las tres situaciones.

Para el cálculo de la fuerza estabilizadora H_R se utilizó la Ecuación 1.50 (Capítulo 1, apartado 1.4.1.3.). Al poseer el estrato sobre el que se cimentará la losa un $\phi = 30^\circ$ y $c = 0 \text{ kPa}$, el valor de a (kPa) en la Ecuación 1.50, resulta ser cero, por lo que H_R dependerá exclusivamente de la fuerza N (kN) transmitida hacia el suelo.

Por otra parte, la fuerza desestabilizadora H' se calculó a partir de la Ecuación 3.3 (Capítulo 3, apartado 3.3.1). Como se puede observar, H' también se determinó en función de N (kN), es por esta razón que al determinar el F.S por deslizamiento, se obtuvo el mismo valor para las tres condiciones establecidas previamente, puesto que la expresión resulta ser independiente del peso o fuerza N (kN) que soportará el tanque, y a su vez ésta se reduce a lo indicado en la Ecuación 3.10.

$$F.S = \frac{H_R}{H'} = \frac{N \cdot \tan \alpha + (a \cdot \text{área efectiva del cimiento})}{0.60 \cdot Z \cdot F_a \cdot N} \geq 1,5 \quad \text{Ecuación 3.9}$$

$$F.S = \frac{H_R}{H'} = \frac{\tan \alpha}{0.60 \cdot Z \cdot F_a} \geq 1,5 \quad \text{Ecuación 3.10}$$

Haciendo uso de la Expresión 3.10, se determinó el F.S por deslizamiento, resultando ser de 1,97 para las 3 condiciones, tal como se indica a continuación en la Tabla 3.17.

Con ello se pudo verificar que la losa de cimentación cumple satisfactoriamente con el criterio de estabilidad por deslizamiento, ya que el F.S calculado es mayor al F.S mínimo de 1,5.

Tabla 3.17 Evaluación de la estabilidad por deslizamiento para tres situaciones de llenado del tanque.

Situaciones Posibles	Ae	N	H'	HR	F.S
	(m ²)	(kN)	(kN)	(kN)	-
a)	280,17	152.516	29.741	58.704	1,97
b)	304,48	114.016	22.233	43.885	1,97
c)	305,68	101.183	19.731	38.945	1,97

*Ae: área efectiva

N = sumatoria de las fuerzas verticales transmitidas hasta el nivel de solera (kN)

H_R = fuerza horizontal normativa resistente, producto de la fricción entre cemento y suelo (kN)

H' = fuerza desestabilizadora originada por la acción sísmica (kN)

F.S = factor de seguridad por deslizamiento

3.5. CRITERIO DE DEFORMACIÓN

3.5.1. Asentamientos elásticos o inmediatos calculados manualmente a partir de la teoría de la elasticidad

De acuerdo con la estratigrafía de la zona donde se construirá la losa cimentación, el último estrato se trata de una roca arenisca perteneciente a la formación Azogues, luego este estrato se considerará como incompresible o indeformable.

A partir de lo mencionado, se determinaron los asentamientos inmediatos o elásticos utilizando las expresiones 1.61, 1.62 mencionadas en el apartado 1.4.2.1., para el caso en que $D_f = 0$ y $H < \infty$, esto debido a la presencia de una capa rígida incompresible, tal como se indicó en la Figura 1.14.

La altura H de los estratos compresibles por debajo de la profundidad de desplante ($D_f = 6$ m), resultó ser $H = 12$ m. El diámetro de la losa de cimentación circular es 22,60 m, luego la relación H/B es equivalente a 0,53. A partir de esta relación H/B, y sabiendo que la losa de cimentación es circular ($L/B = 1$), se determinaron los valores de los coeficientes $F_1 = 0,065$ y $F_2 = 0,075$ con las Figuras 1.16 y 1.17 respectivamente, a ser usados en las ecuaciones 1.61 y 1.62.

Las Ecuaciones 1.61 y 1.62 incluyen en sus términos los valores de los parámetros tenso-deformacionales siendo: Módulo de deformación E (kPa) y coeficiente de Poisson μ .

Al tratarse de un suelo con diferentes estratos, los parámetros tenso-deformacionales varían de acuerdo con el respectivo tipo de suelo. Sin embargo, autores como Bowles (1987) recomiendan que, para caracterizar al suelo con un valor específico de módulo de deformación y relación de Poisson, se puede adoptar un valor ponderado de estos módulos, todo ello en función de la potencia o altura de cada estrato.

Las expresiones usadas para determinar el módulo de deformación y coeficiente de Poisson ponderado son las siguientes:

$$E_{pond} = \frac{\sum_{i=1}^n (E_i * h_i)}{\sum_{i=1}^n (h_i)} \quad \text{Ecuación 3.11}$$

Donde:

E_i = módulo de deformación de cada estrato compresible

h_i = altura de los estratos compresibles

$$\mu_{pond} = \frac{\sum_{i=1}^n (\mu_i * h_i)}{\sum_{i=1}^n (h_i)} \quad \text{Ecuación 3.12}$$

Donde:

μ_i = relación de Poisson de cada estrato compresible

h_i = altura de los estratos compresibles

De acuerdo con los valores de los parámetros tenso-deformacionales definidos en la Tabla 3.8, el coeficiente de Poisson ponderado resultó ser de 0,30, mientras que, al ponderar los módulos elásticos en función de la altura de cada material, se obtuvo un valor de 39.000 kPa.

La carga q_0 (kPa) corresponde a la carga de larga duración, es decir, aquella que estará continuamente presente sobre la losa de cimentación. Para ello se consideraron las cargas originadas por el peso de la estructura con su contenido de lodos y la carga producida por el propio cimiento.

La carga ejercida por la estructura hacia el suelo se indicó anteriormente en la Tabla 3.3, siendo ésta de 349 kPa, mientras que la carga originada por el cimiento se obtuvo a partir de la siguiente expresión:

$$q_{cimiento}(kPa) = \gamma_{hormigón} * h \quad \text{Ecuación 3.13}$$



Donde:

$$\gamma_{\text{hormigón}} = \text{peso específico del hormigón} = 24 \text{ kN/m}^3$$

$$h = \text{peralte de la losa de cimentación} = 1,3 \text{ m}$$

Con ello se obtuvo q_o (kPa) a partir de la siguiente ecuación:

$$q_o \text{ (kPa)} = q_{\text{estructura}} + q_{\text{cimiento}} = 349 \text{ kPa} + 31,20 \text{ kPa} \quad \text{Ecuación 3.14}$$

$$q_o = 380 \text{ kPa}$$

Finalmente, por tratarse de un cimiento rígido, el asentamiento inmediato tanto en el borde como en el centro de la cimentación es equivalente al 93% del asentamiento obtenido a partir de las expresiones usadas para cimientos flexibles (Das, 2001b).

Con lo mencionado anteriormente, se obtuvieron los asentamientos inmediatos o elásticos en el centro de la losa de cimentación rígida colocada a una profundidad de 6 m.

Los resultados de estos asentamientos inmediatos se presentan a continuación en la Tabla 3.18.

Tabla 3.18 Asentamientos elásticos o inmediatos de la losa de cimentación S_e (cm).

Datos:		Cimiento flexible		Cimiento rígido
		S_e (cm)		S_e (cm)
Suelo:	Módulo elástico ponderado:	Esquinas	Centro	Centro
Materiales aluviales y terrazas aluviales Df = 6 m y H = 12 m	$E_{\text{pond}} = 39.000 \text{ kPa}$	1,0	2,0	1,9

3.5.2. Asentamientos elásticos o inmediatos calculados a partir del programa computacional Phase2

Phase2 es un programa de Elementos Finitos elasto-plástico, bidimensional creado para calcular tensiones y desplazamientos alrededor de aberturas subterráneas, por lo que se emplea en la resolución de una gran variedad de problemas de Geotecnia e Ingeniería Civil.

El programa se encuentra dentro de la plataforma del Software Rocscience, y emplea principalmente el Método de Elementos Finitos (MEF). Permite obtener una solución numérica aproximada de un medio continuo mediante una discretización del modelo, dicho medio continuo será el perfil estratificado.

Una de las principales ventajas que presenta el programa es su análisis por fases o “stages”. El programa genera análisis tenso-deformacionales desde la condición de inicio hasta el final del proceso constructivo.

En el presente estudio se desarrollaron los siguientes pasos para llegar a obtener los asentamientos inmediatos o elásticos mediante este programa computacional, siendo éstos los siguientes:

1) Emplazamiento de la obra

Dependiendo de los requerimientos del estudio, Phase2 puede discretizar y realizar un mallado ajustado y con mayor precisión. Esta característica facilitó el análisis del comportamiento del perfil en temas deformacionales y en sectores determinados o de especial interés.

Además, fue necesario realizar una parametrización tenso-deformacional de los módulos de deformación (E) y coeficientes de Poisson (μ) de todos los materiales, o estratos presentes en el perfil Geológico-Geotécnico; así como de los pesos específicos (γ), y parámetros de resistencia a cortante: cohesión (c) y ángulo de fricción interna (ϕ), que se han determinado con anterioridad mediante los respectivos ensayos y perforaciones. Para ello, se realizó la caracterización de cada uno de los suelos que se indican en la Figura 3.8, a partir de los datos definidos anteriormente en la Tabla 3.8 (apartado 3.2.2).

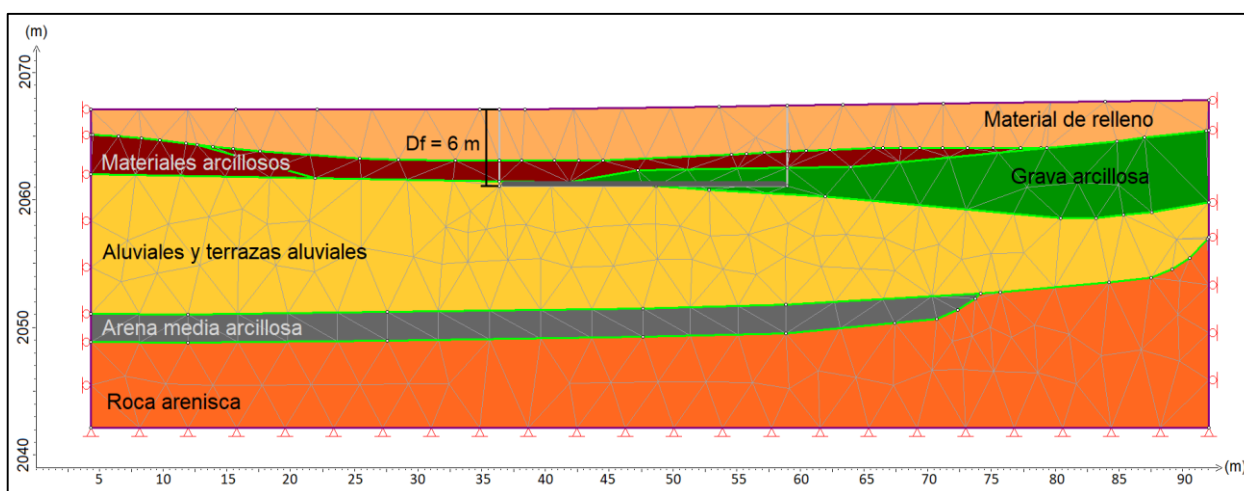


Figura 3.8 Asignación de parámetros físicos y mecánicos a los materiales del perfil Geológico-Geotécnico en Phase2.

Para una modelación correcta y más cercana a la realidad, la concepción del perfil permitió obtener los estados tenso-deformacionales del perfil determinado de la zona de estudio.

2) Excavaciones requeridas hasta la profundidad de cimentación.

Con el perfil ya colocado en la interfaz, se procedió a realizar la respectiva excavación hasta una profundidad ($D_f = 6$ m) fijada previamente.

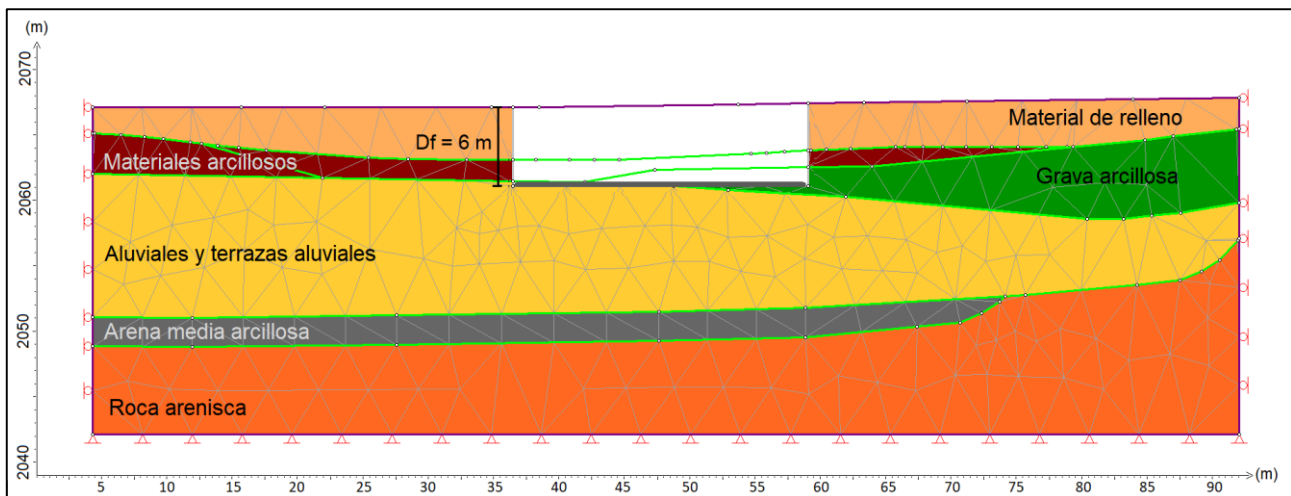


Figura 3.9 Perfil Geológico-Geotécnico en Phase2 con excavación del terreno.

3) Condiciones fijadas para la estructura (cimentación flexible o rígida).

Al tratarse de una cimentación rígida fue necesario asignar a la estructura ciertos parámetros adicionales como son el módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson del material que será usado para construir el cimiento.

Esto es necesario, puesto que de otra manera la estructura estaría actuando como una cimentación flexible, y con ello los asentamientos obtenidos serían mayores a los reales.

4) Cargas actuantes sobre la estructura.

En esta etapa se colocan las cargas que estaría soportando la estructura, para el caso de un análisis de asentamientos, estas cargas corresponden a las de larga duración, es decir, aquellas que estarían presentes durante toda la vida útil de la estructura.

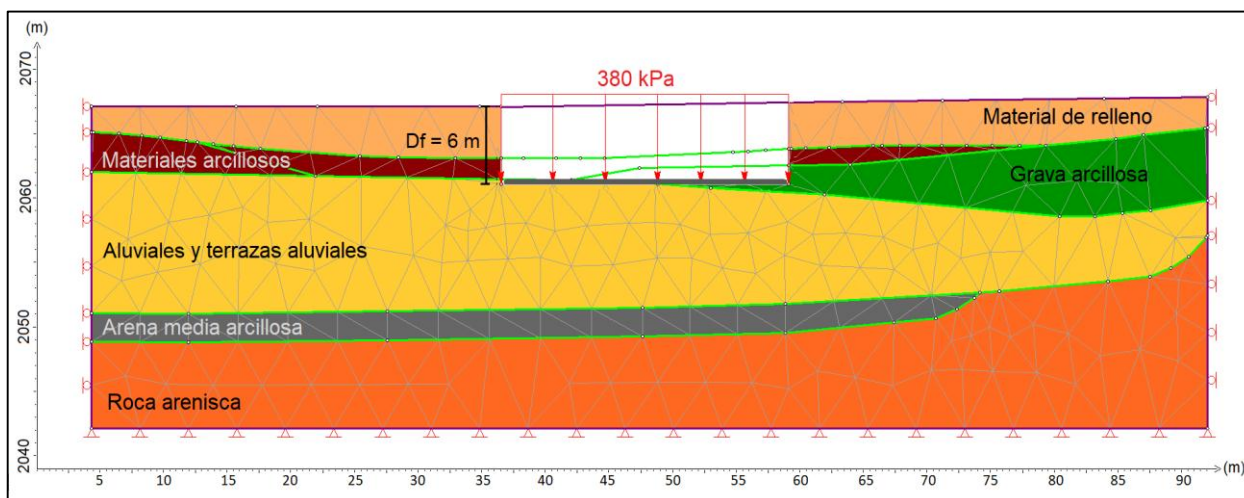


Figura 3.10 Perfil Geológico-Geotécnico en Phase2. Adición de cargas actuantes sobre la estructura.

5) Cálculo de los asentamientos requeridos.

Tras finalizar los pasos anteriores, se calcularon los respectivos asentamientos. Phase2 entrega los resultados también por etapas, en donde los verdaderos asentamientos corresponden a los mostrados en la etapa final, en donde ya se han colocado las respectivas cargas y condiciones de la estructura.

Para este estudio, por tratarse de un cálculo de los asentamientos inmediatos o elásticos, se verificaron estos valores en la opción de asentamientos verticales.

Los desplazamientos obtenidos se indican en una escala de colores, de acuerdo con los distintos asientos calculados para cada estrato. La unidad en la que se indican estos valores es la que inicialmente se le ha fijado al programa (m o ft).

En el presente estudio se determinaron únicamente los asentamientos elásticos o inmediatos, esto debido a la presencia de suelos permeables a lo largo de toda la profundidad de estratos compresibles, $H=12$ m.

En la Figura 3.11 se muestran los asentamientos verticales determinados a partir del programa computacional Phase2 a una profundidad $D_f = 6$ m para un cimiento flexible y rígido. Como se puede apreciar en las Figuras 3.11a y 3.11b respectivamente, el asentamiento producido en el centro del cimiento flexible es mayor al del cimiento rígido, obteniéndose para un cimiento flexible asentamientos máximos de aproximadamente 6,33 cm en el centro, y 3,00 cm en las esquinas.

Por otra parte, cuando se trata de un cimiento rígido, como es el caso de esta losa de cimentación, los asentamientos en el centro disminuyen, produciéndose una distribución casi uniforme, esto por el propio comportamiento de este tipo de cimientos. Los asentamientos verticales obtenidos, considerando a la losa como un cimiento rígido, disminuyen de 4,50 a 5,00 cm aproximadamente tal como se puede evidenciar en la Figura 3.11b.

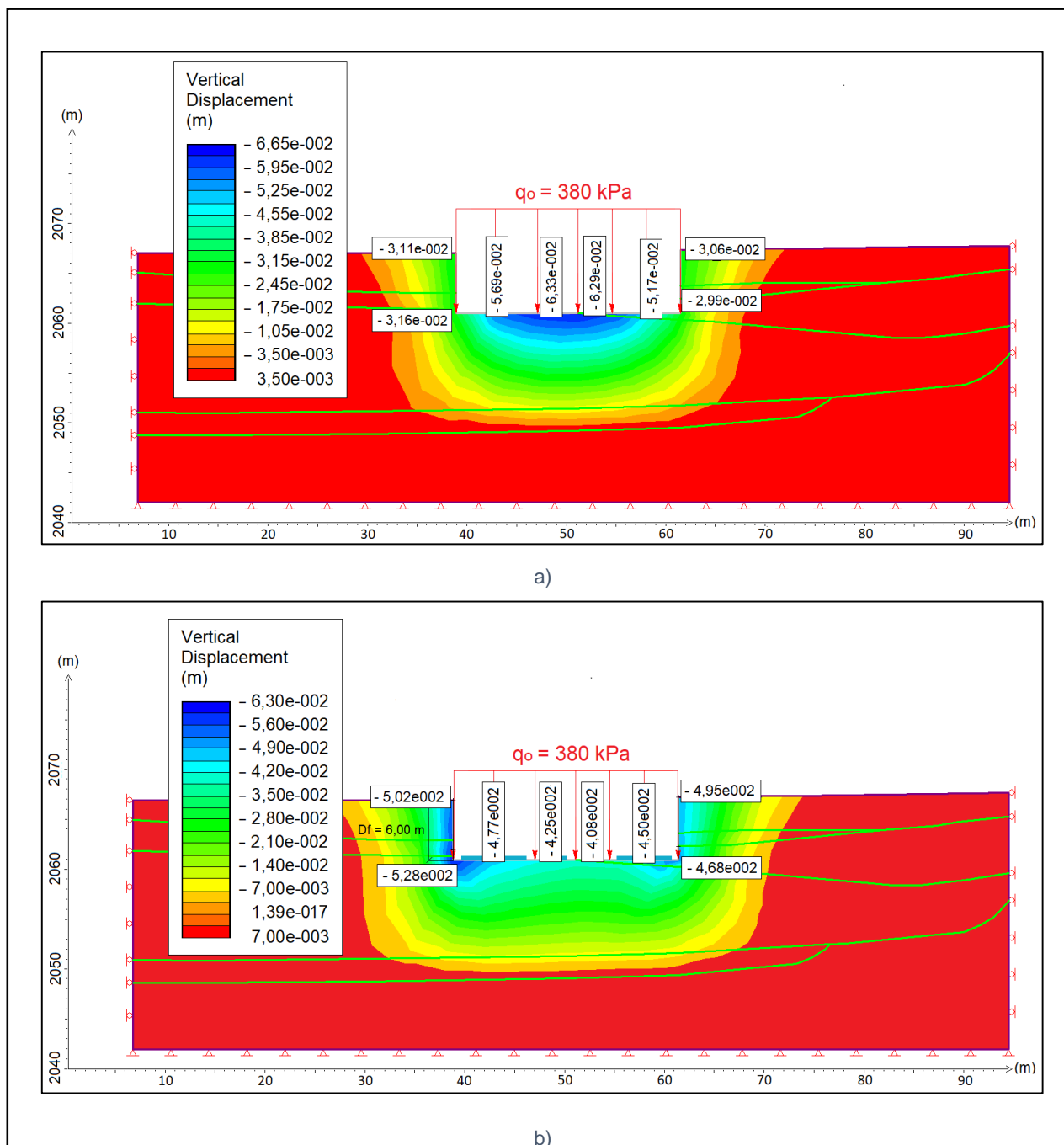


Figura 3.11 Asentamientos inmediatos o elásticos calculados por el programa computacional Phase2 para una profundidad de desplante D_f de 6 m a) Cimiento flexible b) Cimiento rígido.

CONCLUSIONES

1. Los parámetros de resistencia a cortante (c y ϕ) obtenidos de las investigaciones geotécnicas (perforaciones y ensayos de penetración estándar), considerando criterios y relaciones empíricas utilizadas internacionalmente y aplicadas en el Ecuador, así como los parámetros tenso-deformacionales (E y μ) obtenidos de las investigaciones geofísicas (sísmica de refracción), empleando también relaciones empíricas y la comprobación dada a este método de investigación del subsuelo con las perforaciones realizadas para cada uno de los suelos existentes en la zona de interés, se muestran en la Tabla 3.8.
2. La dimensión en planta del cimiento fue fijada por el proyecto, ya que se trata de un tanque para digestión anaeróbica de los residuales, la misma se fijó en un diámetro de 22,60 m y altura aproximada de 30 m. Para realizar el diseño geotécnico basado en los criterios de estabilidad y deformación se debe fijar una profundidad de cimentación que garantice ambos criterios. Para ello se ha empleado el perfil geológico y geotécnico obtenido en las investigaciones del subsuelo y los resultados de los parámetros de diseño mostrados en la Tabla 3.8. Teniendo en cuenta que las cimentaciones superficiales son las más económicas, se determinó cimentar a la profundidad de 6 m, con la finalidad de lograr que la superficie de contacto suelo-cimiento esté prácticamente sobre un mismo material (aluviales y terrazas aluviales). En realidad, la profundidad a excavarse en toda el área es pequeña ($< 2,00$ m), ya que en la superficie se plantea la construcción de un terraplén que garantice los niveles de cimentación entre las diferentes estructuras que componen la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales de Guangarcucho (PTARG).
3. Para el cálculo del criterio de estabilidad se determinaron los factores de seguridad al fallo de base, vuelco y deslizamiento, a partir del pre-dimensionamiento de la cimentación superficial (diámetro y profundidad de la cimentación), de las cargas actuantes (peso propio del tanque con su contenido de lodos y acción sísmica), y de los parámetros geotécnicos de los suelos existentes en la profundidad activa, incluyendo la afectación del nivel freático. Con todo lo anteriormente definido y considerando los criterios del diseño geotécnico de cimentaciones explicados en el Capítulo 1: Marco teórico (apartado 1.4) se obtuvieron los resultados presentados en el Capítulo 3: Metodología de cálculo y análisis de resultados, de los cuales se concluye lo siguiente:

- La losa de cimentación cumple satisfactoriamente el criterio de estabilidad por fallo de la base, al obtenerse factores de seguridad mínimos ($F.S_{min}$) mayores a 3 como se establece en la Norma Ecuatoriana de la Construcción para Geotecnia y Cimentaciones, NEC-SE-CM (2015), tanto para el cálculo manual como para el computacional realizado mediante el Programa LoadCap, y considerando todos los métodos de análisis de capacidad de carga última, tal como se indica en la Tabla 3.15 (apartado 3.4.1.1).
- Los resultados del cálculo de los factores de seguridad al vuelco que se indican en la Tabla 3.16, muestran que se cumple el criterio de estabilidad al vuelco, aún para la condición más desfavorable, que es cuando el tanque se encuentra totalmente lleno y bajo la acción sísmica. El menor valor alcanzado es de 4,16, siendo este factor superior al establecido por la NEC-SE-CM de 1,50; lo que indica que la cimentación es estable y segura.
- Los resultados del cálculo de los factores de seguridad al deslizamiento, que se indican en la Tabla 3.17, muestran iguales factores de seguridad para las 3 condiciones de carga consideradas, con valores de 1,97, mayores a los establecidos por la NEC-SE-CM de 1,50. Téngase en cuenta que este valor es conservador, ya que no se ha considerado en el deslizamiento la contribución del empuje pasivo.

De acuerdo con todo lo mostrado anteriormente se concluye que los materiales sobre los que se emplazará el tanque digestor son adecuados desde el punto de vista de capacidad de carga. Por lo que el cimiento circular de 22,60 m de diámetro y profundidad de cimentación (D_f) de 6 m es estable y seguro.

4. Para el cálculo del criterio de deformación se consideraron únicamente los asentamientos inmediatos o elásticos, esto debido a la existencia de suelos permeables en toda la profundidad constituida por materiales deformables, y que a la profundidad de 18 m se encuentra la roca arenisca de la Formación Azogues considerada como indeformable, como se señaló en la Tabla 3.8.
 - Los resultados de los asentamientos inmediatos o elásticos, utilizando la teoría de la elasticidad tanto en el método manual como en el computacional realizado mediante el programa Phase2, muestran resultados de 1,90 y 5,00 cm (como se indica en la Tabla 3.18 y la Figura 3.11), respectivamente.
 - La Norma Ecuatoriana de la Construcción para Geotecnia y Cimentaciones no establece un rango de asentamientos permisibles para este tipo de estructuras, por lo que el cumplimiento del criterio de deformación dependerá exclusivamente de las exigencias planteadas por el proyecto.



RECOMENDACIONES

Para el diseño de una cimentación es necesario definir adecuadamente los parámetros de resistencia a cortante (c y ϕ) y los tenso-deformacionales (E y μ), ya que las verificaciones tanto del criterio de estabilidad como el de deformación, dependerán directamente de estos valores adoptados. Si no se tiene certeza de los datos que podrían asignarse a un respectivo estrato, se debería estimar el menor valor, con lo que se estaría considerando seguridad en el diseño.

Si los asentamientos absolutos admisibles de las diferentes estructuras colindantes resultan ser menores que los calculados, se debería recurrir al diseño de cimentaciones profundas (pilotes pre-barrenados), apoyándose en la roca arenisca compacta de la Formación Azogues.

BIBLIOGRAFÍA

- Ali Murillo, Luis. (2016). Métodos de prospección geofísica aplicados a la investigación geotécnica para estudio del recrecimiento de una presa de relaves en el distrito de Oyol. Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa, Arequipa, Perú.
- Basabe P., Neumann A., Almeida E., Herrera B., García E., Ontaneda P., Swiss Disaster Relief Unit (SDR/CSS). (1998). Prevención de desastres naturales en la Cuenca del Paute-Informe final: Proyecto Precupa. Cuenca, Ecuador.
- Bondariev, V. I., & Shemshurin, V. A. (1974). Recomendaciones para la utilización de la prospección sísmica en el estudio de las propiedades físico – mecánicas de los materiales, en condiciones naturales con fines constructivos. Moscú - URSS: Comité de Construcción de la URSS.
- Bowles, J. E. (1996). Foundation analysis and design. 5th ed. McGraw-Hill Companies, Inc. © 1996. New York, United States.
- Carmona A., J., & Ruge C., J. (2015). “Análisis de las correlaciones existentes del ángulo de fricción efectivo para suelos del piedemonte oriental de Bogotá usando ensayos in situ”. Bogotá, Colombia. Recuperado a partir de <http://www.scielo.org.co/pdf/teclo/v18n35/v18n35a09.pdf>
- Coduto, D. P., Yeung, M.-C., & Kitch, W. A. (2011). Geotechnical engineering: principles and practices. 2nd ed. Upper Saddle River: Pearson. United States.
- Das, Braja. M. (2001a). Fundamentos de ingeniería geotécnica. International Thomson Editores. México. Traducción del libro Fundamental of geotechnical engineering, publicado en inglés por Brooks Cole © 1999. Traducido por: José de la Cera.
- Das, Braja. M. (2001b). Principios de ingeniería de cimentaciones. 4th ed. International Thomson Editores. México. Traducción del libro Principles of Foundation Engineering. Cuarta Edición. Publicado en inglés por PWS Publishing © 1999.
- Delgado Vargas, M. (2002). Ingeniería de fundaciones: fundamentos e introducción al análisis geotécnico. Escuela Colombiana de Ingeniería. Bogotá, Colombia.
- Egüez, A., Alvarado, A., & Yepes, H. (2003). Mapa de fallas y pliegues cuaternarias de Ecuador y regiones oceánicas adyacentes. Quito, Ecuador. Recuperado a partir de <http://geology.cr.usgs.gov>
- González de Vallejo, L. I., Ferrer, M., Ortuño, L., & Oteo, C. (2010). Ingeniería geológica. Pearson Educación. Madrid, España.



Guía práctica para la ejecución de estudios geotécnicos y trabajos de cimentación de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015. (2016). Quito, Ecuador.

Hungerbühler, D., Steinmann, M., Winkler, W., Seward, D., Egüez, A., Peterson, D. E., Hammer, C. (2002). Neogene stratigraphy and Andean geodynamics of southern Ecuador. *Earth-Science Reviews*, 57(1-2), 75-124. Recuperado de [https://doi.org/10.1016/S0012-8252\(01\)00071-X](https://doi.org/10.1016/S0012-8252(01)00071-X)

Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, & SENCICO. (2009). Proyecto de Norma Técnica de Edificación E.050 Suelos y Cimentaciones. Lima, Perú.

Misión Británica & Dirección General de Geología y Minas. (1978, 1980). Mapa Geológico del Ecuador: Cuenca - Azogues. NV-F ÑV-E Quito, Ecuador.

Naranjo Aguay, H. (2012). Cálculo de capacidad portante basado en geofísica y método convencional: el caso del puente sobre el río Maicito. Quito, Ecuador. Abya Yala Universidad Politécnica Salesiana © 2012.

Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-CG Cargas (No Sísmicas). (2015). Dirección de Comunicación Social, MIDUVI. Quito, Ecuador.

Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-CM Geotecnia y Cimentaciones. (2015). Dirección de Comunicación Social, MIDUVI. Quito, Ecuador.

Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS Peligro Sísmico Diseño Sismoresistente. (2015). Dirección de Comunicación Social, MIDUVI. Quito, Ecuador.

Park, C. B., Miller, R. D., & Xia, J. Multichannel analysis of surface waves. *GEOPHYSICS*, 64(3), 800-808. (1999). Recuperado de <https://doi.org/10.1190/1.1444590>

Peck, R. B., Hanson, W. E., & Thornburn, T. H. (1974). *Foundation engineering*. 2d ed. New York: Wiley. United States.

Pennington, W. (1981). La subducción de la Cuenca Oriental de Panamá y la sismo-tectónica del Noroeste de Sur América. *Investigaciones Geofísicas sobre las Estructuras Océano - Continentales del Occidente Colombiano*, 97-137, Instituto Geofísico – Universidad Javeriana. Bogotá, Colombia.

ANEXOS

ANEXO A: Estudio de suelos para diseños definitivos de la PTARG: perforaciones (P14 y P15) en la zona de los tanques de digestión anaeróbica.







A.1 Perfil estratigráfico, humedad, límites de Atterberg, granulometría, % de recuperación, R.Q.D. y compresión simple.

PERFORACIÓN 14



PERFORACIÓN MÉTODO S.P.T.

SOLICITADO POR : ACSAM / CONSULPROY	F. Inicio: Noviembre 17, 2016	Perforación : 14	P. Martillo: 140 Lbs
PROYECTO : DISEÑOS DEFINITIVOS DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE GUANGARCUCHO	F. Fin : Noviembre 17, 2016	Hoja : 1 de 2	Caida : 0,76 m
LOCALIZACIÓN : CANTÓN CUENCA, PROVINCIA DEL AZUAY - COÓRD. GPS (N 9.685.540 , E 734.914)	FISCALIZA : UCUENCA EP / ETAPA		N. Freático : 5,50

MUESTRA Nº	DESCRIPCION	PERFIL	N.F.	Prof. (m)	Cota	"N" SPT					Nº DE GOLPES qu (kg/cm2)	HUMEDADES %					LÍMITES DE ATTERBERG				Y	GRANULOMETRIA Porcentaje que pasa acumulado			SUCS		
						0	50	100	150	200		W %	WL %	WP %	PP %	T ₉₀ ²	Nº 4 %	Nº 40 %	Nº 200 %								
1	Arena Media Arcillosa Color Café Claro			0,00	2317,250																						
				-1,10	2316,150						20					10,9	29	14	15	1,72		98,9	56,9	27,0		SC	
2	Arena Media Arcillosa Color Café Oscuro			-2,00	2315,250						19					9,7	37	17	20	1,73		98,9	54,3	31,7		SC	
3	Arcilla Inorganica De Alta Plasticidad Color Café Oscuro Y Con Poca Arena Fina			-2,80	2314,450						17					10,8	58	24	34	1,68		100,0	96,7	82,4		CH	
4	Grava Arcillosa Color Café Claro Con Poca Arena Fina			-4,00	2312,250						35					4,8	33	15	18	1,82		31,3	21,7	13,4		GC	
5	Grava Mal Graduada Color Café Claro Con Poca Arena Gruesa			-5,00	2311,250						55					2,4	29	11	18	1,85		11,7	3,8	2,4		GP	
6	Grava Arcillosa Mal Graduada Color Café Claro Con Arena Media Cond. Muy Densa			-6,10	2311,150						90					9,4	62	21	41	1,86		50,3	18,7	8,9		GP - GC	

Revisión de formato: 00
Fecha: 05/03/13



SOLICITADO POR : ACSAM / CONSULPROY	F. Inicio : Noviembre 17, 2016	Perforación : 14	P. Martillo: 140 lbs
PROYECTO : DISEÑOS DEFINITIVOS DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE GUANGARCUCHO	F. Fin : Noviembre 17, 2016	Hoja : 2 de 2	Caida : 0.76 m
LOCALIZACIÓN : CANTÓN CUENCA, PROVINCIA DEL AZUAY - COORD. GPS (N 9.685,540 , E 734,914)	FISCALIZA : UCUENCA EP / ETAPA	N. Freático : - 5,50	

MUESTRA N°	DESCRIPCION	PERFIL	N.F.	Prof. (m)	Cota	"N" SPT					N° DE COLPES	qu (Kg/cm2)	HUMEDADES %					LIMITES DE ATTERBERG				γ	GRANULOMETRIA Porcentaje que pasa acumulado			SUCS										
						0	50	100	150	200			0	50	100	150	200	W %	WL %	WP %	IP		Tri ^m	N° 4 %	N° 40 %		N° 200 %									
7	Roca Blanda			-12,00	2319,450																															
				-7,00	2319,450						15,3																									
8	Aluvial (Canto Rodado)			-9,10	2318,150						60	en 4 cm																								
9	Aluvial (Canto Rodado)			-10,80	2316,450						60	en 2 cm																								
10	Roca Blanda			-12,00	2315,150						60	en 3 cm																								
11	Roca Blanda			-13,50	2313,750						60	en 1 cm																								
12	Roca Blanda			-15,00	2312,150						60	en 2 cm																								
13	Roca Blanda			-16,50	2310,750						60	en 2 cm																								
	Fin del Sondeo																																			

Revisión de formato: 00
Fecha: 05/03/13



PERFORACIÓN EN ROCA

Solicitado por : ACSAM / CONSULPROY	Fecha : 17/nov/2016
Proyecto : DISEÑOS DEFINITIVOS DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE GUANGARCUCHO	Perforación : 14
Localización : CANTÓN CUENCA, PROVINCIA DEL AZUAY - COORD. GPS (N 9.685.540 , E 734.914)	
Fiscaliza : UCUENCA EP / ETAPA	

MUESTRA Nº	DESCRIPCIÓN	PROFUNDIDAD (m)	COTA	% RECUPERACIÓN	R.Q.D. %	q (Kg/cm ²)	Y (T/m ³)
7	ROCA BLANDA	-6,10 m a -7,60 m	2321,150 a 2319,650	46,67	17,33	110,74	2,56
8	ALUVIAL (CANTO RODADO)	-7,60 m a -9,10 m	2319,650 a 2318,150	26,67	0,00	-	2,52
9	ALUVIAL (CANTO RODADO)	-9,10 m a -10,80 m	2318,150 a 2316,450	22,35	0,00	-	2,53
10	ROCA BLANDA	-10,80 m a -12,00 m	2316,450 a 2315,250	16,67	0,00	-	2,52
11	ROCA BLANDA	-12,00 m a -13,50 m	2315,250 a 2313,750	16,67	0,00	-	2,54
12	ROCA BLANDA	-13,50 m a -15,00 m	2313,750 a 2312,250	16,67	12,00	116,37	2,57
13	ROCA BLANDA	-15,00 m a -16,50 m	2312,250 a 2310,750	18,67	7,33	124,51	2,58

FÓRMULAS

$$\% \text{ RECUPERACIÓN} = \frac{\text{LONGITUD DE TESTIGO}}{\text{LONGITUD DE MANIOBRA}}$$

$$\text{R.Q.D.} = \frac{\sum \text{LONGITUD DE PIEZAS IGUAL Ó MAYOR A 10 cm}}{\text{LONGITUD DE MANIOBRA}}$$

Revisión de formato: 00 Fecha: 05/03/13

PERFORACIÓN 15



PERFORACIÓN MÉTODO S.P.T.









SOLICITADO POR : ACSAM / CONSULPROY	F. Inicio: noviembre 15, 2016	Perforación : 15	P. Martillo: 140 Lbs
PROYECTO : DISEÑOS DEFINITIVOS DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE GUANGARCUCHO	F. Fin : noviembre 15, 2016	Hoja : 1 de 2	Caida : 0,76 m
LOCALIZACIÓN : CANTÓN CUENCA, PROVINCIA DEL AZUAY - COORD. GPS (N 9.685.576 , E 734.927)	FISCALIZA : UCUECA EP / ETAPA	N. Freático : -4,20	

MUESTRA Nº	DESCRIPCION	PERFIL	N.F.	Prof. (m)	Cota	"N" SPT				Nº DE GOLPES en (kg/cm2)	HUMEDADES %				LIMITES DE ATTERBERG				Y	GRANULOMETRIA Porcentaje que pasa acumulado			SUCS		
						0	50	100	150		200	W %	W _L %	W _P %	IP	N _p %	N _p 40 %	N _p 200 %							
											0	50	100	150	200										
1	Arcilla De Plasticidad Media Color Café Oscuro Con Arena Fina Consist. Dura			0,00	2121,996	0																			
				0,90	2121,696					14					13,6	37	16	21	1,73		100,0	89,9	64,8	CL	
2	Grava Arcillosa Color Café Claro Con Arena Gruesa Condic. Muy Densa			-2,00	2121,596					60	en 1cm			6,4	37	15	22	1,85		51,0	21,4	14,0	GC		
3	Grava Mal Graduada Color Café Claro Con Arena Media (Aluvial) Condic. Muy Densa			-3,00	2122,596					65	en 2cm			3,2	N.P.	N.P.	N.P.	1,86		38,7	5,9	2,7	GP		
4	Grava Mal Graduada Color Café Claro Con Arena Media (Aluvial) Condic. Muy Densa			-4,00	2121,596					60	en 1cm			5,8	N.P.	N.P.	N.P.	1,67		33,5	6,8	2,8	GP		
5	Grava Mal Graduada Color Café Claro Con Arena Media (Aluvial) Condic. Muy Densa		-4,20 N. F.	-5,00	2120,596					70	en 3cm			5,4	31	14	17	1,85		22,3	5,8	2,1	GP		
6	Grava Arcillo Limosa Color Café Claro Con Arena Media (Aluvial) Condic. Muy Densa			-6,00	2119,596					60	en 1cm			15,2	41	24	17	1,86		46,1	21,3	12,2	GC - GM		
7	Aluvial (Carita Rodada)			-7,50	2118,096					65	en 2cm								2,52						
8	Aluvial (Carita Rodada)			-9,00	2116,596					60	en 2cm								2,52						

Revisión de formato: 00
Fecha: 05/03/13

PERFORACIÓN MÉTODO S.P.T.

SOLICITADO POR : ACSAM / CONSULPROY	F. Inicio : Noviembre 15, 2016	Perforación : 15	P. Martillo: 140 Lbs
PROYECTO : DISEÑOS DEFINITIVOS DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE GUANGARCUCHO	F. Fin : Noviembre 15, 2016	Hoja : 1 de 2	Caida : 0.76 m
LOCALIZACIÓN : CANTÓN CUENCA, PROVINCIA DEL AZUAY - COORD. GPS (N 9.685.576 , E 734.927)	FISCALIZA : UCUENCA EP / ETAPA		N. Fréatico : - 4.20

MUESTRA Nº	DESCRIPCIÓN	PERFIL	N.F.	Prof. (m)	Cota	"N" SPT					Nº DE GOLPES qu (kg/cm2)	HUMEDADES %					LÍMITES DE ATTERBERG				Y	GRANULOMETRÍA Porcentaje que pesa acumulado			SUCS
						0	50	100	150	200		0	50	100	150	200	W %	WL %	WP %	LP		Nº 4 %	Nº 40 %	Nº 200 %	
9	Aluvial (Canto Redondo)			0,00	2243,599																				
				-10,50	2243,699						60	en 1cm									2,55				
10	Aluvial (Canto Redondo)																								
				-11,75	2243,840						71	en 1cm									3,55				
11	Arena Media Arcillosa Color Café Claro Con Poca Grava Condic. Muy Densa																								
				-13,00	2242,599						66						9,3	27	15	12	1,76	94,4	47,3	18,1	SC
12	Arena Media Limosa Mal Graduada Color Café Claro Con Poca Grava Condic. Muy Densa																								
				-14,00	2241,599						52						11,9	N.P.	N.P.	N.P.	1,78	92,2	34,3	8,3	SP - SM
13	Roca Blanca																								
				-15,50	2240,699						127,48										2,13				
14	Roca Blanca																								
				-17,00	2239,599						126,93										2,13				
15	Roca Blanca																								
				-18,50	2207,690						178,25										2,14				
16	Roca Blanca																								
				-20,00	2205,590						126,03										2,14				
	Fin del Sondeo																								

Revisión de formato: 00
Fecha: 05/03/13



PERFORACIÓN EN ROCA

Solicitado por : ACSAM / CONSULPROY	Fecha : 15/nov/2016
Proyecto : DISEÑOS DEFINITIVOS DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE GUANGARCUCHO	Perforación : 15
Localización : CANTÓN CUENCA, PROVINCIA DEL AZUAY - COORD. GPS (N 9.685.576 , E 734.927)	
Fiscaliza : UCUENCA EP / ETAPA	

MUESTRA Nº	DESCRIPCIÓN	PROFUNDIDAD (m)	COTA	% RECUPERACIÓN	R.Q.D. %	q (Kg/cm ²)	Y (T/m ³)
7	ALUVIAL (CANTO RODADO)	-6,00 m a -7,50 m	2319,590 a 2318,090	10,00	0,00	-	2,520
8	ALUVIAL (CANTO RODADO)	-7,50 m a -9,00 m	2318,090 a 2316,590	13,33	0,00	-	2,520
9	ALUVIAL (CANTO RODADO)	-9,00 m a -10,50 m	2316,590 a 2315,090	15,33	0,00	-	2,550
10	ALUVIAL (CANTO RODADO)	-10,50 m a -11,75 m	2315,090 a 2313,840	26,40	0,00	-	2,550
13	ROCA BLANDA	-14,00 m a -15,50 m	2311,590 a 2310,090	16,00	16,00	128,62	2,130
14	ROCA BLANDA	-15,50 m a -17,00 m	2310,090 a 2308,590	18,67	18,67	127,49	2,130
15	ROCA BLANDA	-17,00 m a -18,50 m	2308,590 a 2307,090	18,67	9,33	128,29	2,140
16	ROCA BLANDA	-18,50 m a -20,00 m	2307,090 a 2305,590	11,33	11,33	127,72	2,140

FÓRMULAS

$$\% \text{ RECUPERACIÓN} = \frac{\text{LONGITUD DE TESTIGO}}{\text{LONGITUD DE MANIOBRA}}$$

$$\text{R.Q.D.} = \frac{\sum \text{LONGITUD DE PIEZAS IGUAL Ó MAYOR A 10 cm}}{\text{LONGITUD DE MANIOBRA}}$$

Revisión de formato: 00 Fecha: 05/03/13



PRUEBA A LA COMPRESIÓN SIMPLE (NÚCLEOS)



Solicita : ACSAM / CONSULPROY
 Obra : DISEÑOS DEFINITIVOS DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE GUANGARCUCHO
 Fiscaliza : UCUENCA EP / ETAPA
 Fecha : 21/nov/2016 Contrato

(#) Núcleos	Fecha de extracción	Fecha de rotura	Edad (días)	Carga KN	Área (cm ²)	Resistencia (Kg/cm ²)	Masa (gr.)	Diám. D (cm)	Altura H (cm)	Densidad (Kg/m ³)	H/D	Fac. correcc.	Tipo rotura	Elemento	Profundidad	Ubicación	Coordenadas
13	15/nov/2016	21/nov/2016	6	20,06	15,90	128,62	320,50	4,50	9,45	2.132,46	2,10	1,000	4	ROCA BLANDA	-14,0 m a -15,5 m	PERFORACIÓN 15 M # 13	N 9.685,576 E 734.927
14	15/nov/2016	21/nov/2016	6	19,89	15,90	127,49	319,50	4,50	9,43	2.130,31	2,10	1,000	2	ROCA BLANDA	-15,5 m a -17,0 m	PERFORACIÓN 15 M # 14	N 9.685,576 E 734.927
15	15/nov/2016	21/nov/2016	6	20,01	15,90	128,29	323,40	4,50	9,51	2.138,18	2,11	1,000	4	ROCA BLANDA	-17,0 m a -18,5m	PERFORACIÓN 15 M # 15	N 9.685,576 E 734.927
16	15/nov/2016	21/nov/2016	6	19,92	15,90	127,72	322,00	4,50	9,48	2.135,66	2,11	1,000	2	ROCA BLANDA	-18,5 m a -20,0 m	PERFORACIÓN 15 M # 16	N 9.685,576 E 734.927

Revisión de formato: 01 Fecha: 28/10/13

A.2: Fotografías "Perforación 15"



ANEXO B: Estudio geofísico

Adicional al estudio geofísico realizado en los estudios preliminares para el Proyecto Guangarcucho, se ha trazado una línea sísmica con la ayuda de la empresa Geo&Geo; con el objetivo de obtener más información sobre la estratigrafía del subsuelo estudiado, y definir de mejor manera el perfil geológico AA'. En este ensayo geofísico se utilizaron métodos de la sísmica de refracción como MASW y ReMi o MAM. El estudio ayudó a una mejor determinación de los espesores de cobertura de las diferentes capas e identificación del cambio litológico presente entre los depósitos aluviales y la formación base. Además, mediante la determinación de las velocidades de onda (V_p y V_s) se estimaron los valores de módulo de deformación.

En la Figura B.1 se muestran las líneas sísmicas de los dos estudios geofísicos.

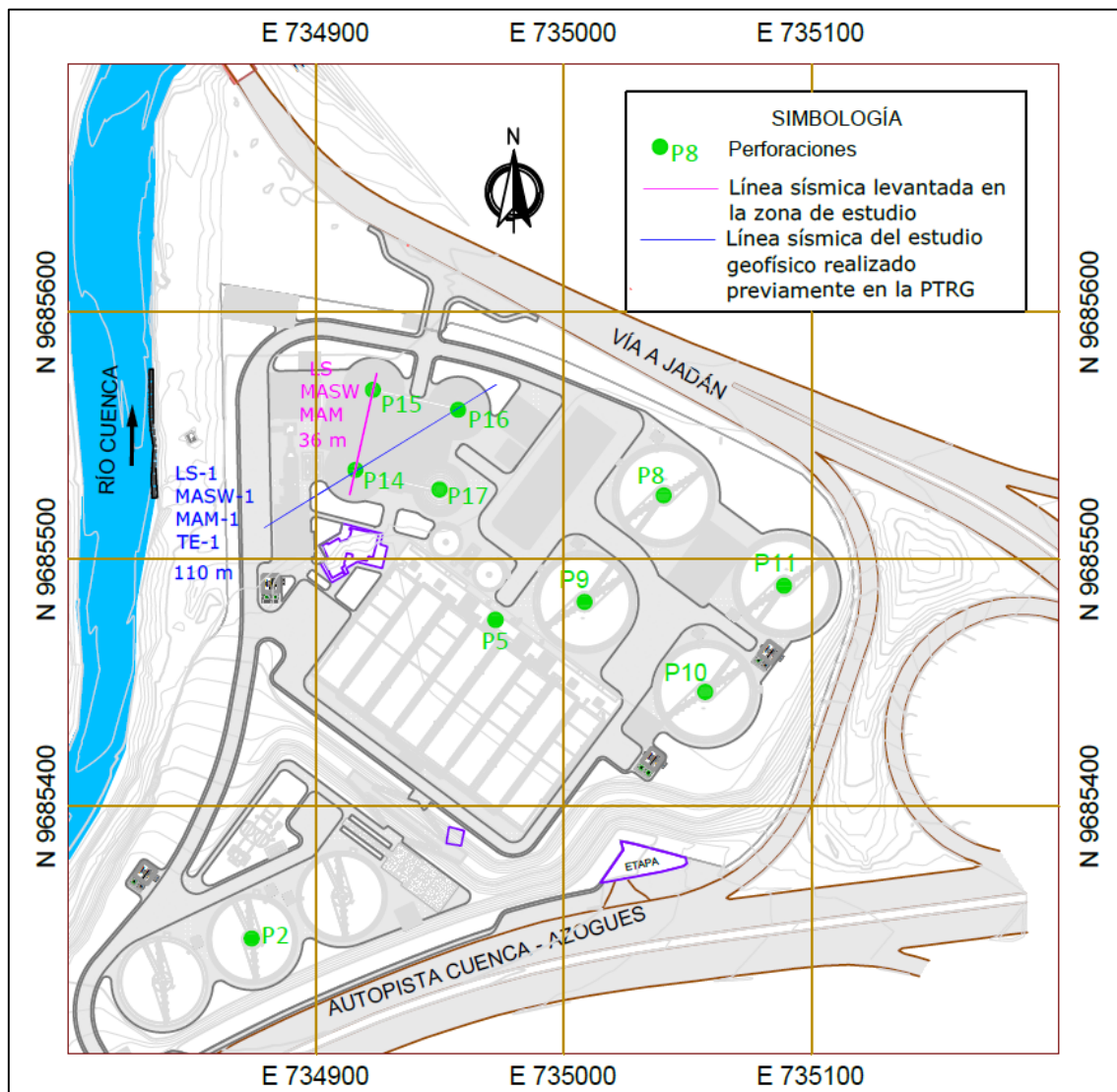


Figura B.1 Esquema de ubicación geofísica.

B1: Resultados del estudio geofísico preliminar del proyecto.

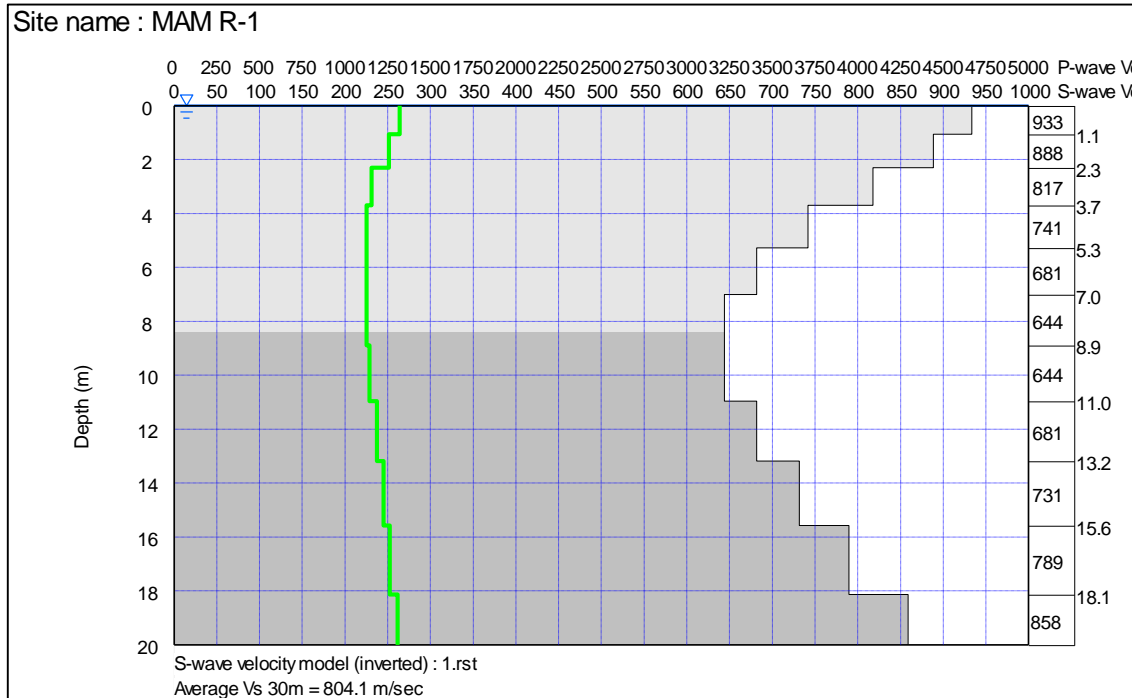


Figura B.2 Curva de dispersión. Interpretación combinada MASW1 – MAM1. Línea sísmica LS1.

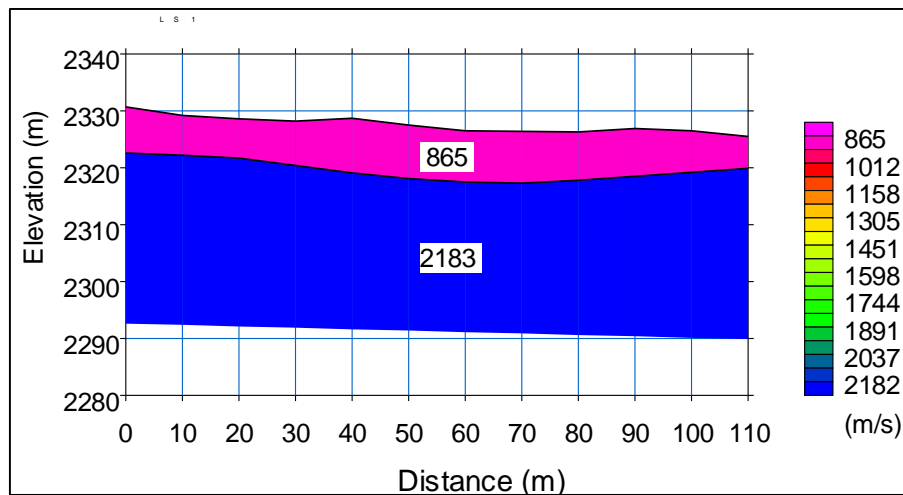


Figura B.3 Perfil sísmico Guangarcucho. Línea sísmica LS1.

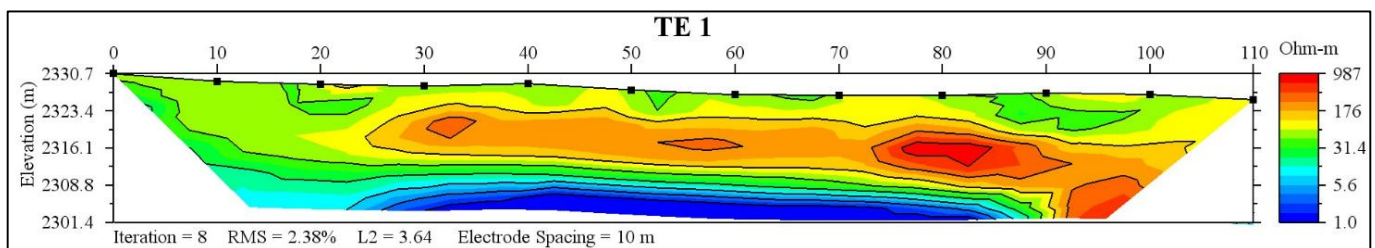


Figura B.4 Perfil de resistividad sísmica TE1. Línea sísmica 1.

B.2 Estudio geofísico realizado con la ayuda de la empresa GEO&GEO

Se trazó en campo una línea sísmica a lo largo del perfil AA' con dirección N 13° E (Figura B.1), desde la perforación 14 hacia la perforación 15.

Los ensayos MASW y ReMi o MAM se realizaron mediante golpes de martillo efectuados sobre una placa metálica. En el método MASW, se obtuvieron dos registros en los extremos del cable de geófonos como registros de ida y regreso. En el método pasivo ReMi o MAM, se obtuvieron veinte registros que luego fueron combinados y transformados en uno solo para el tratamiento de datos.

Tabla B.1 Equipos y parámetros empleados.

Longitud de línea sísmica	36 m
Número de geófonos	12
Distancia entre geófonos	1,5 m
Separación entre golpes	5 m

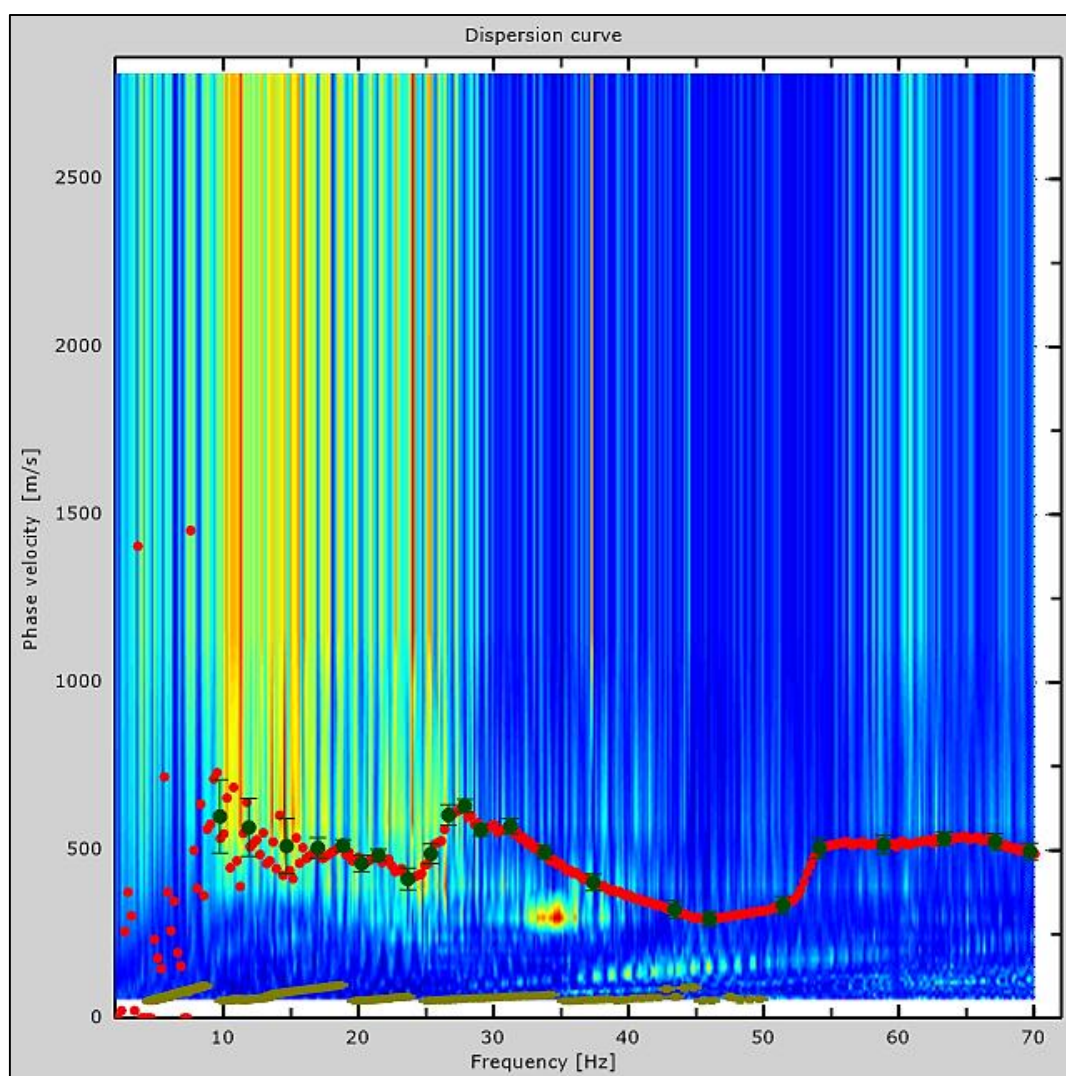


Figura B.5 Curva de dispersión

Los sismogramas obtenidos de los ensayos de sismica de refracción han sido procesados mediante el programa computacional WinSism 12.4.

Gracias al programa computacional MASW, se obtuvieron las velocidades de corte (V_s) en los primeros 20 m de profundidad. En la Figura B.5 se muestra la curva de dispersión generada por MASW de la correlación de los métodos MASW y ReMi o MAM.

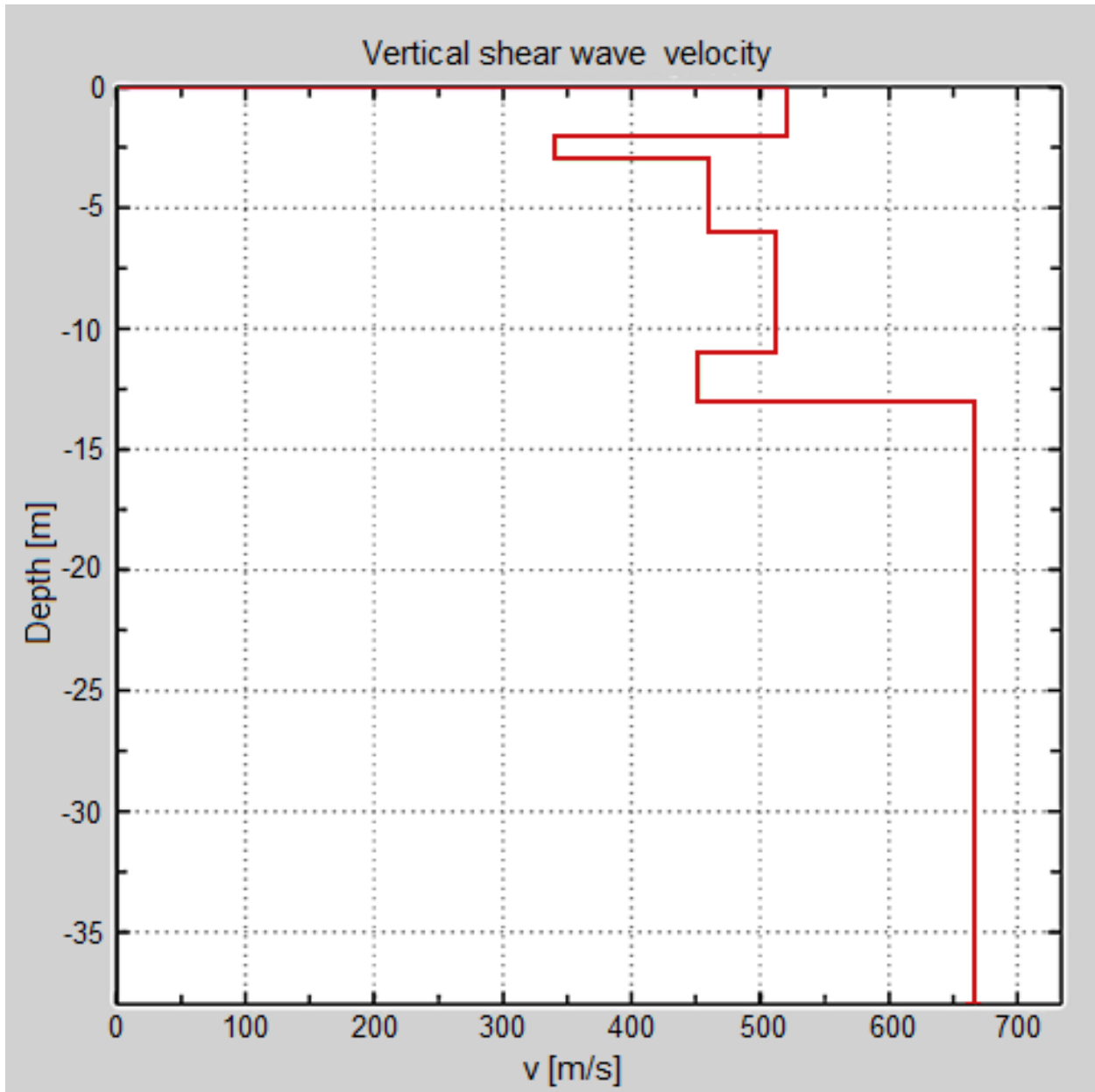


Figura B.6 Curva velocidad – profundidad. Interpretación combinada MASW-ReMi. Suelo clase B.

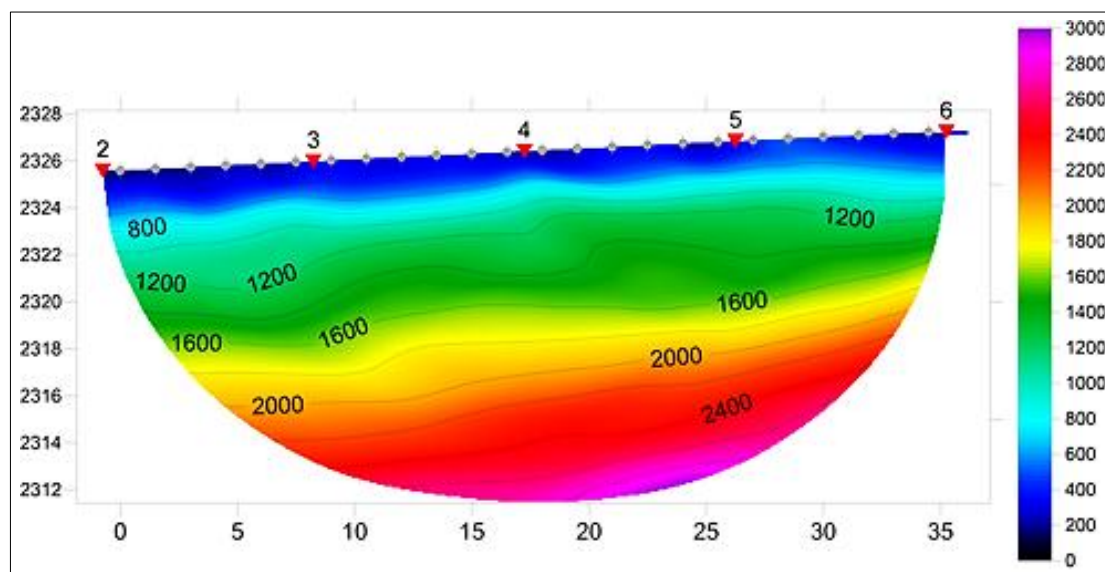


Figura B.7 Perfil sísmico. Velocidades de onda de compresión (V_p) en m/s.

En función de la curva velocidad – profundidad y del perfil sísmico de la Figura B.7, se han distinguido seis capas, cuyos valores de velocidad de onda se presentan en la Tabla B.2.

Tabla B.2 Resumen de capas según curva velocidad-profundidad.

Nº	Cota de terreno (m)	h (m)	z (m)	Densidad (kg/m ³)	μ_d	V_p (m/s)	V_s (m/s)
1	2.325	2	-2	2.015	0,10	782	521
2	2.324	1	-3	1.813	0,45	1.131	341
3	2.321	3	-6	1.954	0,43	1.313	460
4	2.316	5	-11	2.007	0,47	2.152	512
5	2.314	2	-13	1.945	0,48	2.305	452
6	2.310	4	-17	2.144	0,48	3.401	667

v: Coeficiente de Poisson dinámico

Se distingue una primera capa caracterizada por una velocidad de onda longitudinal (V_p) de 782 m/s y 521 m/s de onda de corte (V_s), con 2 m de profundidad, que corresponde a materiales con presencia de arena o con presencia de humedad. A ésta le sigue una segunda capa de 3 m de profundidad y se aprecia una disminución considerable de V_s de 341 m/s debido a contenido de materiales arcillosos, lo cual corresponde a los resultados de las perforaciones. En la tercera y cuarta capa vuelve a incrementarse V_s , oscilando a 460 m/s y 512 m/s respectivamente, hasta una profundidad de 13 m; V_p va de 1.313 m/s a 2.152 m/s, lo que indica que se trata de suelos bastante duros o con presencia de cantos rodados. Las últimas dos capas presentan V_p de 2305 m/s y 3.401 m/s respectivamente; la primera V_p corresponde a rocas bastante fracturadas, mientras que la segunda a rocas areniscas acorde a la Tabla 4.12; cabe destacar que la cuarta capa presenta una disminución de V_s a 452 m/s la cual podría corresponder a material arenoso o con presencia de arcilla.

B.3 Fotografías "Línea sísmica LS"



ANEXO C: Resultados de los parámetros de resistencia a cortante, para cada uno de los suelos presentes en la Perforación 15.

C.1 Datos preliminares obtenidos de las perforaciones realizadas en la zona de estudio.

PERFORACIÓN 15																
COTAS DE TERRENO	N.F	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	ESTRATIGRAFÍA	MUESTRA			LÍMITES				DENSIDAD	GRANULOMETRÍA			PARÁMETROS ROCA	
				SUCS	#	PROF. (m)	w (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	ρ (t/m ³)	# 4 (%)	# 40 (%)	# 200 (%)	R. Q. D (%)	q (kg/cm ²)
2325,59																
2324,69		Arcilla de plasticidad media con arena fina, consistencia dura		CL	1	0,9	13,8	37	16	21	1,73	100	89,9	64,8		
2323,59		Grava Arcillosa con arena gruesa		GC	2	2,0	6,4	37	15	22	1,85	51	21,4	14		
2322,59		Grava mal graduada (aluvial)		GP	3	3,0	3,2	NP	NP	NP	1,88	38,7	5,9	2,7		
2321,59		Grava mal graduada (aluvial)		GP	4	4,0	5,8	NP	NP	NP	1,87	33,5	6,8	2,8		
2321,39	4,2	Nivel Freático				4,2										
2320,59		Grava mal graduada (aluvial)		GP	5	5,0	5,4	31	14	17	1,88	22,3	5,8	2,1		
2319,59		Grava arcillo limosa (aluvial)		GC-GM	6	6,0	15,2	41	24	17	1,86	46,1	21,3	12,2		
2318,09		Aluvial (canto rodado)			7	7,5					2,52					
2316,59		Aluvial (canto rodado)			8	9,0					2,52					
2315,09		Aluvial (canto rodado)			9	10,5					2,55					
2313,84		Aluvial (canto rodado)			10	11,8					2,55					
2312,59		Arena media arcillosa con poca grava		SC	11	13,0					1,76	94,4	47,3	18,1		
2311,59		Arena media limosa mal graduada		SP-SM	12	14,0					1,78	92,2	34,3	8,3		
2310,09		Roca Arenisca			13	15,5	9,3	27	15	12	2,13				16,00	128,62
2308,59		Roca Arenisca			14	17,0	11,9	NP	NP	NP	2,13				18,67	127,49
2307,09		Roca Arenisca			15	18,5					2,14				9,33	128,29
2305,59		Roca Arenisca			16	20,0					2,14				11,33	127,72

C.2 Parámetros de resistencia a cortante y tenso-deformacionales para cada uno de los suelos existentes en la zona de estudio.

PERFORACIÓN 15																			
COTAS DE TERRENO (m)	N.F	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	ESTRATIGRAFÍA	SPT					ÁNGULO DE FRICCIÓN (°)				COHESIÓN (kPa)	PARÁMETROS ADOPTADOS					
				N	N ₆₀	σ'_o (kPa)	C _N	N _{cor}	1. Japan Road Bureau (1990)	2. Peck Hanson y Thornburn (1974)	3. Miromachi (1974)	4. Hatanaka y Uchida (1996)	Promedio (1-2-3-4)	STROUD (1974)	Ángulo de fricción (°)	Cohesión (kPa)	Peso Especifico (kN/m ³)	Coefficiente de Poisson	Módulo de deformación (Mpa)
2325,59																			
2324,69		Arcilla de plasticidad media con arena fina, consistencia dura		14	10,50	15,27			27,55	28,77	31,34	31,49	29,79	46,20	0	45	17	0,40	9,00
2323,59		Grava Arcillosa con arena gruesa		60	33,75	35,24	1,00	33,75	37,50	36,61	40,33	42,98	39,36		30	0	18	0,35	25,00
2322,59		Grava mal graduada (aluvial)		65	36,56	53,68	1,00	36,56	38,42	37,35	41,16	44,04	40,24						
2321,59		Grava mal graduada (aluvial)		60	33,75	72,03	1,00	33,75	37,50	36,61	40,33	42,98	39,36						
2321,39	4,2	Nivel Freático																	
2320,59		Grava mal graduada (aluvial)		70	44,63	80,66	1,00	44,63	40,87	39,41	43,38	46,87	42,63						
2319,59		Grava arcillo limosa (aluvial)		60	38,25	89,09	1,00	38,25	38,95	37,78	41,65	44,66	40,76		30	0	19	0,30	40,00
2318,09		Aluvial (canto rodado)		65	46,31	111,46	0,95	44,02	40,70	39,26	43,22	46,67	42,46						
2316,59		Aluvial (canto rodado)		60	42,75	133,83	0,89	38,02	38,88	37,72	41,58	44,57	40,69						
2315,09		Aluvial (canto rodado)		60	45,00	156,64	0,84	37,65	38,76	37,63	41,48	44,44	40,58						
2313,84		Aluvial (canto rodado)		71	53,25	175,64	0,80	42,51	40,25	38,88	42,82	46,16	42,03						
2312,59		Arena media arcillosa con poca grava		66	49,50	184,96	0,78	38,66	39,08	37,89	41,76	44,81	40,89	217,80	35	0	17	0,30	35,00
2311,59		Arena media limosa mal graduada		92	69,00	192,61	0,77	52,96	43,19	41,47	45,47	49,55	44,92	303,60					
2310,09		Roca Arenisca		50	37,50				38,72	37,59	41,43	44,39	40,53						
2308,59		Roca Arenisca		50	37,50				38,72	37,59	41,43	44,39	40,53						
2307,09		Roca Arenisca		50	37,50				38,72	37,59	41,43	44,39	40,53		40	0	21	0,20	3000,00
2305,59		Roca Arenisca		50	37,50				38,72	37,59	41,43	44,39	40,53						

ANEXO D: Análisis de capacidad de carga última para casos menos desfavorables.

Tabla D.2 Resultados de la capacidad de carga última calculada manualmente. Tanque con contenido hasta la mitad y tercera parte.

Casos menos favorables	q_{últ} (kPa)	q_{máx} (kPa)	F.S
Tanque con contenido hasta la mitad	3.175	501	6,3
Tanque con contenido hasta la tercera parte	3.176	443	7,2