



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



Trabajo final de grado

Estudio de soluciones para la cimentación de un edificio de viviendas de uso residencial en Quito (Ecuador)

Valencia, septiembre de 2017

TITULACIÓN: Grado en Civil

Curso: 2016/17

AUTOR: Edgar Pujante Saura

TUTOR: Julio Garzón Roca

COTUTOR: Francisco Javier Torrijo Echarri

INDICE

INDICE	1
RELACIÓN DE TABLAS ADJUNTADAS:	4
RELACIÓN DE FIGURAS ADJUNTADAS:	6
RELACIÓN DE IMÁGENES ADJUNTADAS:	8
1. INTRODUCCIÓN	9
1.1. OBJETO	9
1.2. ANTECEDENTES	9
1.3. UBICACIÓN DEL PROYECTO	9
1.4. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA	11
1.5. PROBLEMÁTICA GEOTECNIA	12
2. ALCANCE DEL TRABAJO	13
2.1. NORMATIVA EMPLEADA	13
3. ASPECTOS GEOLÓGICOS	15
3.1. GEOLOGÍA REGIONAL	15
3.2. GEOLOGÍA LOCAL	16
3.3. GEOLOGÍA ESTRUCTURAL	20
3.4. HIDROGEOLOGÍA	20
3.5. GEOMORFOLOGÍA	21
3.6. SISMOTECTÓNICA	22
4. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL SUELO	26
Diseño de campaña geotécnica	26
4.1. TRABAJOS DE CAMPO	28
A) Valor de SPT	29
Resultados de trabajos de campo.....	30
4.2. TRABAJOS DE LABORATORIO	30
B) Carta de plasticidad	30
C) Curva granulometría	30
D) Límites de Atterberg	31
E) Densidad aparente y peso específico aparente	31
F) Densidad seca y peso específico seco	32
Resultados de trabajos de laboratorio.....	32
4.3. PERFIL GEOTÉCNICO	33
4.4. PARAMENTOS GEOTÉCNICOS	33
G) Ángulo de rozamiento interno	33
H) Densidad relativa	35
I) Módulo de deformación elástico	36
J) Resistencia a compresión simple y cohesión ultima	37
K) Cohesión efectiva	38

L) Coeficiente de Poisson.....	39
M) Índice de poros.....	39
N) Coeficiente de Permeabilidad	39
O) Coeficiente de Balasto.....	39
Correlaciones en suelos	41
4.5. PARÁMETROS GEOLÓGICOS SÍSMICOS	42
Espectro elástico horizontal para el diseño aceleraciones	43
4.6. TABLA RESUMEN DE PARAMENTOS GEOTÉCNICOS	45
5. ESTUDIO DE SOLUCIONES	46
5.1. INTRODUCCIÓN.....	46
5.2. TIPOLOGÍAS DE CIMENTACIÓN	47
Alternativa 1: Zapatas	47
Alternativa 2: Pozos de cimentación	48
Alternativa 3: Emparrillado	48
Alternativa 4: Losa de cimentación	49
Alternativa 5: Pilotes	50
Alternativa 6: Micropilotes	51
Justificación y descartes de alternativas propuestas	52
5.3. ESTIMACIÓN DE CARGAS EN LA CIMENTACIÓN.....	53
5.4. ALTERNATIVA 1 y 3: CIMENTACIÓN POR ZAPATAS.....	55
Tensión admisible por hundimiento según Brinch-Hansen	55
Tensión admisible por hundimiento en función del ensayo de penetración estática SPT	58
Tensión admisible por deformabilidad	61
Tensión admisible de calculo	64
Comprobación de diseño por zapatas.....	65
Comprobación de zapata P1 por criterio de hundimiento	66
Comprobación de zapata P1 por criterio de deslizamiento	66
Comprobación de zapata P1 por criterio de vuelco.....	67
Comprobación de zapata P1 por criterio de asiento.....	67
5.5. ALTERNATIVA 4: CIMENTACIÓN POR LOSA DE CIMENTACIÓN.....	67
Comprobación de losa de cimentación por criterio de hundimiento.....	68
Comprobación de losa de cimentación por criterio de deslizamiento	68
Comprobación de losa de cimentación por criterio de vuelco	68
Comprobación de losa de cimentación por criterio de asiento.....	69
5.6. ALTERNATIVA 5: CIMENTACIÓN POR PILOTES.....	69
Carga máxima por carga de hundimiento	69
Método basado en el ensayo SPT.....	71
Método basado en el ensayo de penetración estática	72
Método basado en el modelo de Mohr-Coulomb	73
Carga máxima por deformabilidad	74

Carga máxima admisible de calculo.....	75
Comprobación de diseño por pilotes.....	77
Comprobación de pilotes en P1 por carga de hundimiento.....	77
Comprobación de pilotes en P1 por asiento.....	78
5.7. ELECCIÓN DE LA SOLUCIÓN	79
Descripción de la solución	80
6. CONCLUSIONES	83
7. REFERENCIAS	84
ANEXO I: SITUACIÓN DE LAS PROSPECCIONES	85
ANEXO II: REPORTAJE FOTOGRÁFICO DE LOS SONDEOS.....	87
ANEXO III: PERFILES DE S.P.T.....	94
ANEXO IV: RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO.....	97
ANEXO V: ESFUERZO DE LOS ARRANQUES DE LA CIMENTACIÓN.....	102
ANEXO VI: JUSTIFICACIÓN DE ESFUERZOS SÍSMICOS.....	114
ANEXO VII: COMPROBACIÓN GEOTÉCNICA DE LA CIMENTACIÓN POR ZAPATAS	124
ANEXO VIII: COMPROBACIÓN GEOTÉCNICA DE LA CIMENTACIÓN POR PILOTES	136
ANEXO IX: VALORIZACIÓN ECONÓMICA	140
ANEXO X: PLANOS DE CIMENTACIÓN PROPUESTA.....	161

RELACIÓN DE TABLAS ADJUNTADAS:

TABLA 4.1 - TIPO DE CONSTRUCCIÓN. (MINISTERIO DE FOMENTO, 2008)	26
TABLA 4.2 - GRUPO DE TERRENO. (MINISTERIO DE FOMENTO, 2008).....	26
TABLA 4.3 - DISTANCIAS MÁXIMAS ENTRE PUNTOS DE RECONOCIMIENTO Y PROFUNDIDADES ORIENTATIVAS. (MINISTERIO DE FOMENTO, 2008)	27
TABLA 4.4 - NÚMERO MÍNIMO DE SONDEOS MECÁNICOS Y PORCENTAJE DE SUSTITUCIÓN POR PRUEBAS CONTINUAS DE PENETRACIÓN. (MINISTERIO DE FOMENTO, 2008)	27
TABLA 4.5 - NÚMERO MÍNIMO DE SONDEOS Y PROFUNDIDAD POR CADA UNIDAD DE CONSTRUCCIÓN. (MINISTERIO DE DESARROLLO URBANO Y VIVIENDA, 2014)	27
TABLA 4.6 - PROFUNDIDAD MÍNIMA DE LOS SONDEOS DE ACUERDO AL TIPO DE CIMENTACIÓN. (MINISTERIO DE DESARROLLO URBANO Y VIVIENDA, 2014A)	28
TABLA 4.7 - GRANULOMETRÍA DE LAS MUESTRAS	31
TABLA 4.8 - PROPIEDADES BÁSICAS DE LOS SUELOS. (MINISTERIO DE FOMENTO, 2008).....	32
TABLA 4.9 - VALORES ORIENTATIVOS DE DENSIDADES DE SUELOS. (MINISTERIO DE FOMENTO, 2008).....	32
TABLA 4.10 - RESULTADO DE TRABAJOS REALIZADOS EN LABORATORIO.	33
TABLA 4.11 - VALORES ORIENTATIVOS DE NSPT, RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE Y MÓDULO DE ELASTICIDAD DE SUELOS. (MINISTERIO DE FOMENTO, 2008).....	36
TABLA 4.12 - CONSISTENCIA DE LAS ARCILLAS. (MINISTERIO DE FOMENTO, 2008).....	38
TABLA 4.13 - VALORES DE C_u EN FUNCIÓN DE N , SEGÚN TERZAGHI Y PECK (1948).	38
TABLA 4.14 - VALORES ORIENTATIVOS DEL COEFICIENTE DE POISSON. (MINISTERIO DE FOMENTO, 2008).....	39
TABLA 4.15 - VALORES ORIENTATIVOS DEL COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD. (MINISTERIO DE FOMENTO, 2008) ...	39
TABLA 4.16 - VALORES ORIENTATIVOS DEL COEFICIENTE DE BALASTO, K_{30} . (MINISTERIO DE FOMENTO, 2008)	40
TABLA 4.17 - COEFICIENTE DE BALASTO, K EN ZAPATAS.....	40
TABLA 4.18 - COEFICIENTE DE BALASTO, K EN PILOTES.....	40
TABLA 4.19 - PRESIONES ADMISIBLES A EFECTOS ORIENTATIVO. (MINISTERIO DE FOMENTO, 2008)	41
TABLA 4.20 - PROPIEDADES COMUNES DE LOS SUELOS NO COHESIVOS. (R.E. HUNT, 1984)	42
TABLA 4.21 - PERFIL DE SUELO TIPO D. (MINISTERIO DE DESARROLLO URBANO Y VIVIENDA, 2014B)	42
TABLA 4.22 - RESUMEN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS	45
TABLA 5.1 - VALORES CARACTERÍSTICOS DE LAS SOBRECARGAS DE USO.....	53
TABLA 5.2 - TENSIÓN ADMISIBLE (KG/CM ²) PARA ACCIONES CUASIPERMANENTES POR CONDICIÓN DE HUNDIMIENTO.	57
TABLA 5.3 - TENSIÓN ADMISIBLE (KG/CM ²) PARA ACCIONES CARACTERÍSTICAS POR CONDICIÓN DE HUNDIMIENTO.	58
TABLA 5.4 - TENSIÓN ADMISIBLE (KG/CM ²) PARA ACCIONES ACCIDENTALES POR CONDICIÓN DE HUNDIMIENTO.....	58
TABLA 5.5 - TENSIÓN ADMISIBLE (KG/CM ²) PARA ACCIONES CUASIPERMANENTES POR CONDICIÓN DE HUNDIMIENTO (POR ENSAYOS).....	60
TABLA 5.6 - TENSIÓN ADMISIBLE (KG/CM ²) PARA ACCIONES CARACTERÍSTICAS POR CONDICIÓN DE HUNDIMIENTO (POR ENSAYOS).....	61
TABLA 5.7 - TENSIÓN ADMISIBLE (KG/CM ²) PARA ACCIONES ACCIDENTALES POR CONDICIÓN DE HUNDIMIENTO (POR ENSAYOS).....	61
TABLA 5.8 - TENSIÓN ADMISIBLE (KG/CM ²) PARA ACCIONES CUASIPERMANENTES POR CONDICIÓN DE DEFORMACIÓN.	63
TABLA 5.9 - TENSIÓN ADMISIBLE (KG/CM ²) PARA ACCIONES CARACTERÍSTICAS POR CONDICIÓN DE DEFORMACIÓN.	64
TABLA 5.10 - TENSIÓN ADMISIBLE (KG/CM ²) PARA ACCIONES ACCIDENTALES POR CONDICIÓN DE DEFORMACIÓN. .	64

TABLA 5.11 – TENSIÓN ADMISIBLE (KG/CM ²) PARA ACCIONES CUASIPERMANENTES PARA CIMENTAR POR ZAPATAS CUADRADAS.....	65
TABLA 5.12 – TENSIÓN ADMISIBLE (KG/CM ²) PARA ACCIONES ACCIDENTALES POR CONDICIÓN DE DEFORMACIÓN. .	65
TABLA 5.13 - DIMENSIONAMIENTO DE ZAPATA P1 POR HUNDIMIENTO	66
TABLA 5.14 - DIMENSIONAMIENTO DE ZAPATA P1 POR DESLIZAMIENTO	66
TABLA 5.15 - DIMENSIONAMIENTO DE ZAPATA P1 POR VUELCO	67
TABLA 5.16 –COMPROBACIÓN DE ASIENTO PARA ZAPATA P1	67
TABLA 5.17 - DIMENSIONAMIENTO DE LOSA DE CIMENTACIÓN POR HUNDIMIENTO	68
TABLA 5.18 - DIMENSIONAMIENTO DE LOSA DE CIMENTACIÓN POR DESLIZAMIENTO	68
TABLA 5.19 - DIMENSIONAMIENTO DE LOSA DE CIMENTACIÓN POR VUELCO.....	69
TABLA 5.20 –COMPROBACIÓN DE ASIENTO PARA LOSA DE CIMENTACIÓN	69
TABLA 5.21 – CARGA MÁXIMA EN PILOTE (kN) PARA ACCIONES CUASIPERMANENTES POR ENSAYO SPT.	72
TABLA 5.22 – CARGA MÁXIMA EN PILOTE (kN) PARA ACCIONES CUASIPERMANENTES POR ENSAYO PRESIONOMÉTRICO.	73
TABLA 5.23 – CARGA MÁXIMA EN PILOTE (kN) PARA ACCIONES CUASIPERMANENTES POR MODELO DE MOHR-COULOMB.....	74
TABLA 5.24 – ESTIMACIÓN DE ASIENTO (MM) CONSIDERANDO LA MITAD DE LA CARGA POR HUNDIMIENTO SEGÚN EL MODELO DE MOHR-COULOMB.	75
TABLA 5.25 – CARGA MÁXIMA ADMISIBLE EN PILOTE (kN) POR MODELO DE MOHR-COULOMB.....	76
TABLA 5.26 – TENSIÓN ADMISIBLE (KG/CM ²) PARA ACCIONES ACCIDENTALES POR CONDICIÓN DE DEFORMACIÓN. .	76
TABLA 5.27 – RESUMEN DE MEDICIÓN DE SOLUCIÓN PROPUESTA.....	82

RELACIÓN DE FIGURAS ADJUNTADAS:

FIGURA 1.1 – UBICACIÓN EN SATÉLITE DEL PROYECTO DE EDIFICACIÓN	10
FIGURA 1.2 - UBICACIÓN EN MAPA DEL PROYECTO DE EDIFICACIÓN.....	10
FIGURA 1.3 – ESTRUCTURA RESIDENTE EN 3D DEL EDIFICIO.	11
FIGURA 1.4 – DISTRIBUCIÓN EN PLANTA DE LAS PANTALLAS Y PILARES.	12
FIGURA 3.1 - SEGMENTOS DEL VALLE INTERANDINO. TAMADO DE VILLAGÓMEZ (2003).	16
FIGURA 3.2 - MODELO DE UNA COLUMNA GENERALIZADA DE SUELO DE QUITO. (PEÑAFIEL, 2009).....	17
FIGURA 3.3 - LEYENDA DEL MAPA GEOLÓGICO DE QUITO A ESCALA ORIGINAL 1:50000. EDICIÓN I. HOJA 65 SE CT – ÑIII – A4. TOMADO DE DIRECCIÓN DE GEOLOGÍA Y MINAS (1978).....	18
FIGURA 3.4 - MAPA GEOLÓGICO DE QUITO A ESCALA ORIGINAL 1:50000. EDICIÓN I. HOJA 65 SE CT – ÑIII – A4. TOMADO DE DIRECCIÓN DE GEOLOGÍA Y MINAS (1978).....	19
FIGURA 3.5 – FALLA DE QUITO (DIARIO LA HORA).....	20
FIGURA 3.6 – GEOMORFOLOGÍA DE ECUADOR (POR ALAIN WINCKFL, 1982).....	21
FIGURA 3.7 – CROQUIS GEOMORFOLÓGICO DE ECUADOR (POR ALAIN WINCKFL, 1982).	22
FIGURA 3.8 - EVENTOS SÍSMICOS DE MAGNITUD IGUAL O SUPERIOR A 5,5, REGISTRADOS POR EL UNITED STATES GEOLOGICAL SERVICE. EL TAMAÑO DEL CÍRCULO ROJO DENOTA LA INTENSIDAD DEL SISMO: MÁS GRANDE EL CÍRCULO, MAYOR INTENSIDAD. (USGS, 2014).....	23
FIGURA 3.9 - MAPA DE RIESGO SÍSMICO ELABORADO POR EL UNITED STATES GEOLOGICAL SERVICE. (USGS, 2014).....	24
FIGURA 3.10 - MAPA DE ZONAS SÍSMICAS EN EL ECUADOR. TOMADO DE LA NEC 2011.....	25
FIGURA 4.1 – CARTA DE PLASTICIDAD DE CASAGRANDE	30
FIGURA 4.2 - CAMBIO DE VOLUMEN ASOCIADO A LA VARIACIÓN DE HUMEDAD EN ARCILLAS. (JOAN FRANCH; JAVIER TORRIJO, 2013).....	31
FIGURA 4.3 – ESTIMACIÓN DE ANGULO DE ROZAMIENTO INTERNO DE MEYERHOFF (1956) Y PECK ET AL., (1974). GRAFICA DE TORNAGHI, 1981.....	34
FIGURA 4.4 - CORRELACIÓN DEL ENSAYO SPT CON EL ÁNGULO DE ROZAMIENTO INTERNO EFECTIVO EN SUELOS GRANULARES. (MINISTERIO DE FOMENTO, 2008).....	34
FIGURA 4.5 – RELACIÓN ENTRE N Y LA DENSIDAD RELATIVA. TERZAGHI AND PECK (1948)	35
FIGURA 4.6 – ESTIMACIÓN DE LA DENSIDAD RELATIVA TERZAGHI-PECK. GRAFICA DE TORNAGHI, 1981.....	35
FIGURA 4.7 - VARIACIÓN DE LA RELACIÓN E/N CON EL ÍNDICE DE PLASTICIDAD, EN SUELOS COHESIVOS. TOMADO DE STROUD (1974).	37
FIGURA 4.8 - VALORES DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE A PARTIR DE N PARA SUELOS COHESIVOS DE DISTINTA PLASTICIDAD, SEGÚN DEPARTMENT OF NAVY (1982). TOMADO DE IGME (1991)..	37
FIGURA 4.9 – ESPECTRO ELÁSTICO DE ACELERACIÓN SEGÚN LA NORMA NEC 2014.	43
FIGURA 5.1 – ZAPATA AISLADA. (MINISTERIO DE FOMENTO, 2009).....	47
FIGURA 5.2 – POZOS DE CIMENTACIÓN. (MINISTERIO DE FOMENTO, 2008).....	48
FIGURA 5.3 – TIPO DE LOSA DE CIMENTACIÓN. (MINISTERIO DE FOMENTO, 2008)	50
FIGURA 5.4 – FORMA DE TRABAJO DE PILOTES. (MINISTERIO DE FOMENTO, 2009).....	51
FIGURA 5.5 – ELEMENTOS DE UNA CIMENTACIÓN POR MICROPILOTES. (MINISTERIO DE FOMENTO, 2009)	52
FIGURA 5.6 – CARGAS SOBRE PILAR P1	54
FIGURA 5.7 – CARGAS SOBRE PANTALLA P16	54
FIGURA 5.8 – PILOTES AISLADO DIMENSIONAMIENTO POR HUNDIMIENTO. (MINISTERIO DE FOMENTO, 2009)	70
FIGURA 5.9 – CIMENTACIÓN DE P1 POR PILOTES POR HUNDIMIENTO	77
FIGURA 5.10 – CIMENTACIÓN DE P1 POR PILOTES POR HUNDIMIENTO BASADO EN SPT	77

FIGURA 5.11 – CIMENTACIÓN DE P1 POR PILOTES POR ASIENTOS.....	78
FIGURA 5.12 – DISTRIBUCIÓN EN PLANTA DE LAS PANTALLAS Y PILARES.	79
FIGURA 5.13 – DETALLE DE CIMENTACIÓN POR ZAPATA AISLADA. (COLECCIÓN DE DETALLES CYPE).....	81
FIGURA 5.14 – DETALLE DE CIMENTACIÓN POR ZAPATA COMBINADA. (COLECCIÓN DE DETALLES CYPE).....	81

RELACIÓN DE IMÁGENES ADJUNTADAS:

IMAGEN 1 – PENETRACIÓN DINÁMICA EN PROSPECCIÓN 1	29
IMAGEN 2 – CIMENTACIÓN POR EMPARRILLADO. (HTTPS://GOO.GL/IMAGES/F83S5C).....	49
IMAGEN 3 – REALIZACIÓN DE LA PROSPECCIÓN 1	88
IMAGEN 4 – PROSPECCIÓN 1 DE COTA 0,50 M A 1,00 M.....	88
IMAGEN 5 – PROSPECCIÓN 1 DE COTA 1,50 M A 1,00 M.....	89
IMAGEN 6 – PROSPECCIÓN 1 DE COTA 2,50 M A 3,00 M.....	89
IMAGEN 7 – PROSPECCIÓN 1 DE COTA 3,50 M A 4,00 M.....	90
IMAGEN 8 – PROSPECCIÓN 1 DE COTA 4,50 M A 5,00 M.....	90
IMAGEN 9 – REALIZACIÓN DE LA PROSPECCIÓN 2	91
IMAGEN 10 – PROSPECCIÓN 2 DE COTA 0,50 M A 1,00 M.....	91
IMAGEN 11 – PROSPECCIÓN 2 DE COTA 1,50 M A 2,00 M.....	92
IMAGEN 12 – PROSPECCIÓN 2 DE COTA 2,50 M A 3,00 M.....	92
IMAGEN 13 – PROSPECCIÓN 2 DE COTA 3,50 M A 4,00 M.....	93
IMAGEN 14 – PROSPECCIÓN 2 DE COTA 4,50 M A 5,00 M.....	93

1. INTRODUCCIÓN

1.1. OBJETO

El objeto de este presente trabajo final de grado (TFG) es conocer la solución más óptima de cimentación de un edificio residencial en Quito (Ecuador), en zona de Quitumbe.

La edificación proyectada se encuentra ubicada en el sector de Quicentro Sur dicha parcela se encuentra actualmente sin ningún edificio.

Se pretende realizar un análisis y estudio de la solución de la cimentación del edificio, así como su interacción con la problemática de los terrenos que hay por el entorno.

El presente trabajo y las investigaciones geológico-geológicas tienen como objetivo determinar la naturaleza del subsuelo y evaluar los parámetros físicos y mecánicos del terreno donde se proyecta edificar un edificio de 6 plantas en la zona de Quitumbe (Ecuador).

1.2. ANTECEDENTES

De acuerdo a las exigencias y las ordenanzas del Ilustre Municipio del Distrito Metropolitano de Quito y la Norma ecuatoriana de la construcción (revisada en 2014), las edificaciones deben contar con un estudio geotécnico que, en base a investigaciones de campo, ensayos de laboratorio e interpretación de los resultados, formulen las recomendaciones constructivas y de cimentación de la obra.

Para obtener los datos necesarios con vistas a la confección del presente TFG, se realizó un análisis de campo en el que se definió la geología, geomorfología y caracteres estructurales del emplazamiento de la edificación.

Durante la fase de campo, se procedió a la caracterización mecánica de la superficie de cimentación, mediante la realización de ensayos de penetración dinámica continua SPT.

Los resultados de los ensayos de laboratorio de dichas muestras, así como las caracterizaciones mecánicas de la parcela han permitido el estudio de la resistencia y deformabilidad del terreno.

1.3. UBICACIÓN DEL PROYECTO

El lugar donde se construirá el edificio es en el sector de Quicentro Sur, Quito (Ecuador), como se muestra en las siguientes imágenes.

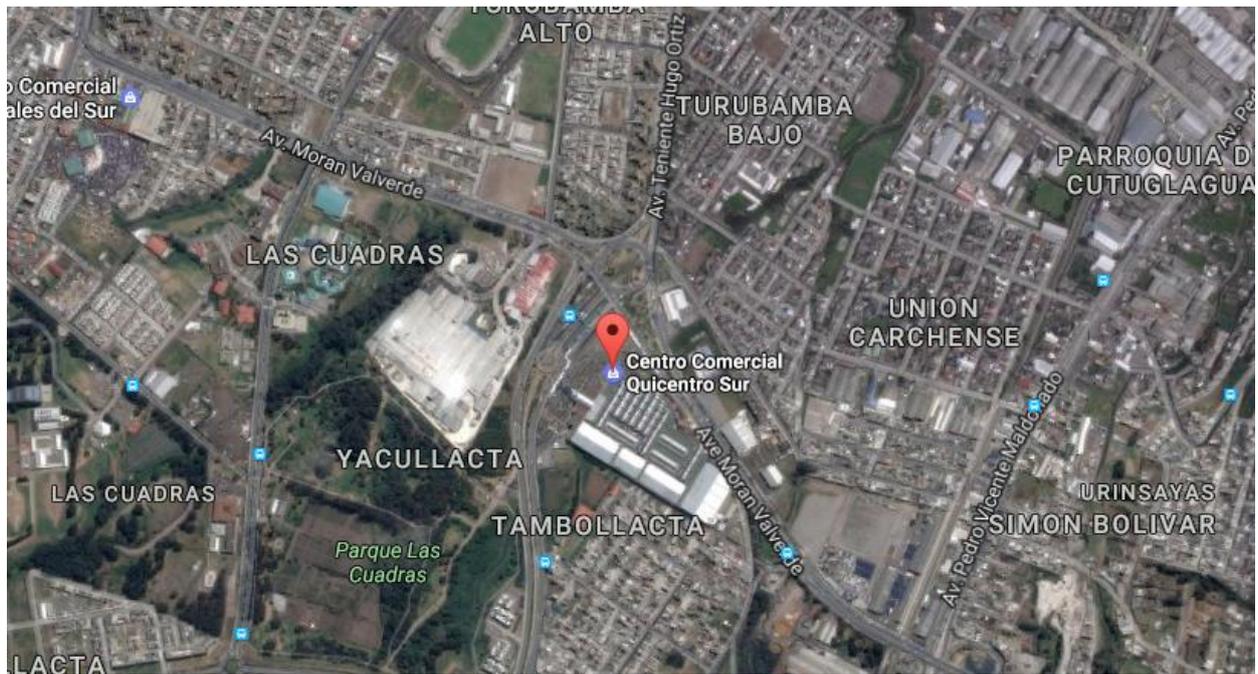


FIGURA 1.1 – UBICACIÓN EN SATÉLITE DEL PROYECTO DE EDIFICACIÓN

La zona donde se ubica el proyecto pertenece a una ampliación de la ciudad hacia el Sur y responder a la necesidad de viviendas de la zona.



FIGURA 1.2 - UBICACIÓN EN MAPA DEL PROYECTO DE EDIFICACIÓN

1.4. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

La estructura a estudiar es la cimentación de un edificio de 4 plantas sobre rasante (de 12,6 metros de altura), con unas proporciones en planta de 20 y 15,5 metros. Se debe tener en cuenta la acción del sismo en Quito (Ecuador). Se utilizará para la ejecución de la estructura y la cimentación el hormigón armado (HA). Se puede ver en la siguiente figura como es la estructura espacialmente.

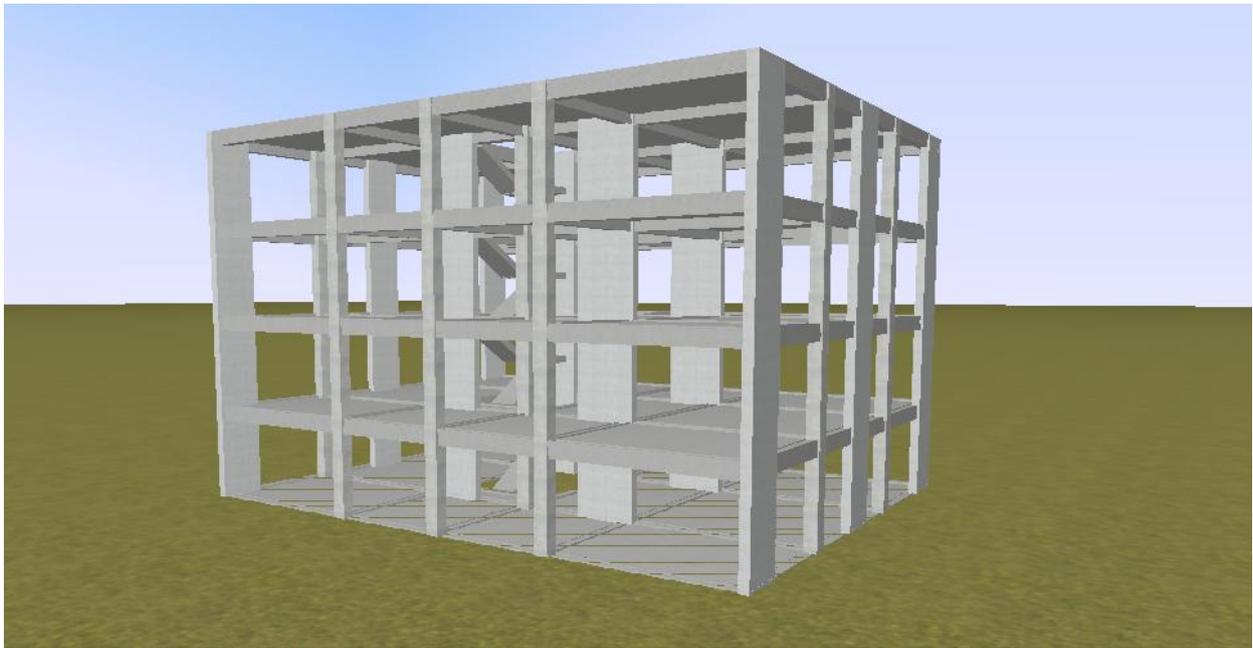


FIGURA 1.3 – ESTRUCTURA RESIDENTE EN 3D DEL EDIFICIO.

La planta del edificio a proyectar tiene unas proporciones es regulares (cumpliendo la normativa sismorresistente). Utiliza pantallas de hormigón armado (4 pantallas de 2 metros en dirección X y 6 pantallas de 1,5 metros en dirección Y), el espesor de estas son de 30 centímetros, para resistir el sismo que están distribuidas de manera adecuada (ver Figura 1.4).

Los pilares tienen unas dimensiones desde 30x30 hasta 50x50 centímetros en la unión con la cimentación.

Se dispone de un hueco de patio de luces para la entrada de luz en las estancias y se sitúa también la escalera y el ascensor en ese lugar.

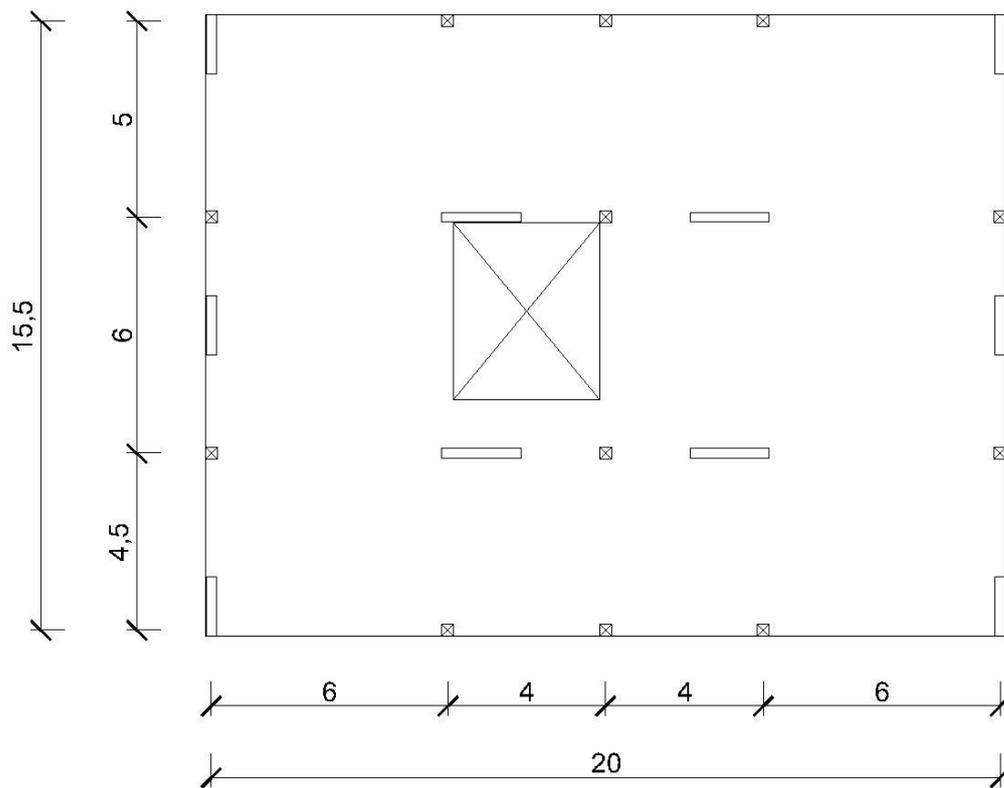


FIGURA 1.4 – DISTRIBUCIÓN EN PLANTA DE LAS PANTALLAS Y PILARES.

El uso del edificio es residencia y las alturas entre forjados son de 3,15 metros, esto da lugar a un edificio de 23,1 metros.

La estructura se realizará con vigas de canto en los forjados, de dimensiones 30 x 50 centímetros y los forjados serán de losa maciza de 25 centímetros de canto.

1.5. PROBLEMÁTICA GEOTECNIA

El lugar donde se va a realizar la cimentación es un lugar con importantes aceleraciones sísmicas, las cuales deben tenerse en cuenta para elegir la cimentación más adecuada.

El suelo disponible es homogéneo, pero las características resistentes, como se verá más adelante, son de valores muy bajos. Por tanto, se debe realizar un estudio del tipo de cimentación, para saber cuál es la más adecuada.

2. ALCANCE DEL TRABAJO

El presente TFG tiene como alcance determinar la solución de cimentación más adecuada con la finalidad de diseñar el cálculo estructural del edificio, conforme a las características geotécnicas del subsuelo, para ello se necesita cumplir con el siguiente proceso:

- Geología de la zona
- Investigaciones de campo
- Trabajos de laboratorio
- Descripción del subsuelo
- Parámetros geotécnicos del subsuelo
- Estudio de soluciones para la cimentación
- Análisis de la capacidad de carga
- Análisis de asentamientos
- Armado estructural de solución propuesta
- Valorización económica
- Planos de solución propuesta
- Conclusiones y recomendaciones

2.1. NORMATIVA EMPLEADA

La normativa a utilizar para el estudio de soluciones es la Norma ecuatoriana de la construcción (de aplicación en la zona de Ecuador) y también se analizará con la normativa de aplicación en España.

Normativas:

- Para el estudio geotécnico:
 - EUROCÓDIGO 7, "Proyecto geotécnico". Parte 1: Reglas generales.
 - CTE DB-SE-C. Seguridad estructural. Cimientos.
 - NCE, Normativa Ecuatoriana de la Construcción. Geotécnia y cimentaciones
- Para las acciones no sísmicas:
 - CTE DB-SE. Seguridad estructural.
 - CTE DB-SE-AE. Seguridad estructural. Acciones en la Edificación.
- Para las acciones sísmicas:
 - EUROCÓDIGO 8, "Disposiciones para el proyecto de estructuras sismorresistentes". Parte 1-1: Reglas generales acciones sísmicas y requisitos generales de las estructuras.
 - NCSE-02, Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación.
 - NCE, Normativa Ecuatoriana de la Construcción. Peligro sísmico. Diseño sismo resistente.

- Para el dimensionamiento de elementos de cimentación:
 - CTE DB-SE-C. Seguridad estructural. Cimientos.
 - NCE, Normativa Ecuatoriana de la Construcción. Peligro sísmico. Diseño sismo resistente. Riesgo sísmico, evaluación, rehabilitación de estructuras.
- Para el hormigón armado:
 - EUROCÓDIGO 2, "Proyecto de estructuras de hormigón". Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación.
 - EHE-08, Instrucción de Hormigón Estructural

Textos no normativos:

- Para el dimensionamiento de elementos de cimentación:
 - Guía de cimentaciones de obras de carretera

3. ASPECTOS GEOLÓGICOS

3.1. GEOLOGÍA REGIONAL

El Valle Interandino constituye una depresión morfotectónica de dirección N-S a NNE-SSW entre dos cadenas montañosas, limitado al Este por la cordillera Real y al Oeste por la cordillera Occidental. Tiene aproximadamente 25 km de ancho, 300 km de largo, que va entre 2°10´S en la zona de Alausí hasta 0°30´N en la zona de Chota y que empezó a formarse desde el Mioceno Tardío-Plioceno, presumiblemente desde el Norte (Winkler et al., 2002). Se encuentra dividido en tres segmentos (Figura 3.1), Valle Interandino Norte, Valle Interandino Central, (Quito-Guayllabamba), Valle Interandino Sur (Villagomez, 2003).

El Valle Interandino Central (IAV Central) se encuentra delimitado por los nudos compuestos por los volcanes Mojanda y Cusín al Norte y por los volcanes Rumiñahui, Pasochoa, e Illiniza al Sur. Hacia el Oeste, el valle Interandino Central está bordeado por los volcanes Casitagua, Atacazo y el Complejo Volcánico Pichincha, en la Cordillera Occidental. Hacia el Este está limitado por los volcanes Pambamarca, Puntas y el macizo Cotourcu en la Cordillera Real. (Figura 3.1)

Tiene como basamento a gabros indiferenciados compuestos por gabros porfiríticos y microgabros; rocas sedimentarias indiferenciadas que están formadas de limolitas, lutitas y areniscas. La Formación Pisque con el miembro lavas basales compuesto de lavas y escoria basálticas hacia la base y brechas en el tope. Este miembro constituye el basamento estrictamente volcánico del valle Interandino Central (Villagomez, 2003).

El relleno es volcano-sedimentario y se divide en dos grandes secuencias separadas por una discordancia mayor (Villagomez, 2003). La secuencia inferior está integrada por las Formaciones Pisque y San Miguel, las que fueron depositadas en un leve régimen extensional E-W desde el Plioceno Tardío al Pleistoceno Temprano (Villagomez,2003). La secuencia superior consiste de depósitos volcánicos, laháres, flujos hiperconcentrados y depósitos fluviales, que corresponden a las Formaciones: Guayllabamba, Chiche, Machángara, Mojanda y Cangahua depositadas desde el Pleistoceno Medio al Holoceno en un régimen compresional ~ E-W" (Villagomez,2003).

Desde el Mesozoico, las acreciones sucesivas de terrenos oceánicos y continentales fueron estableciendo diferentes estructuras (fallas) que se constituyen límites del Valle Interandino Central. La característica geológica más prominente en este segmento, es el "Sistema de Fallas activas inversas de Quito". Ego y Sebrier (1996) proponen para estas estructuras una geometría de rampa y despegue, según la cual la rampa final se divide en tres fallas inversas acomodadas en echelón. Entre las principales fallas de este sistema se tienen, la falla de Quito, y la Catequilla principalmente.

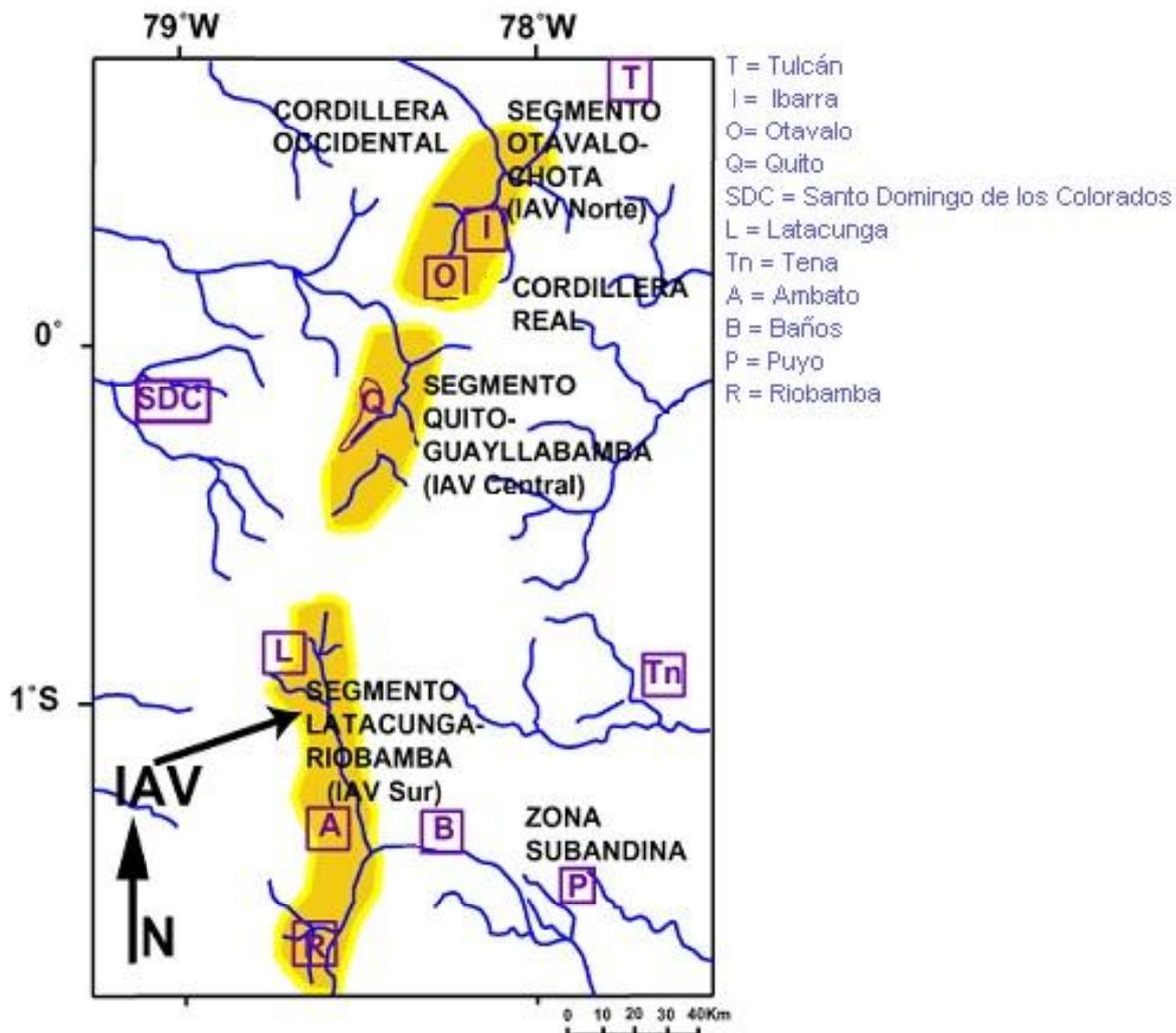


FIGURA 3.1 - SEGMENTOS DEL VALLE INTERANDINO. TAMADO DE VILLAGÓMEZ (2003).

3.2. GEOLOGÍA LOCAL

Localmente en la zona que ocupará el nuevo edificio de 4 alturas se define la estratigrafía, se puede ver la leyenda del mapa geológico en la Figura 3.3 y el mapa geológico del lugar en la Figura 3.4 realizado por la Dirección de Geología y Minas, (1978).

Formación Cangahua (Pleistoceno superior - Holoceno)

El área de estudio en su totalidad se encuentra sobre suelos limo-arenosos compactos, de coloración café a café amarillento. Petrográficamente, estos materiales son tobas volcánicas alteradas constituidas por cenizas endurecidas formadas a partir de material piroclástico retrabajado y meteorizado bajo condiciones climáticas frías y secas (Clapperton y Vera, 1986). Sus colores varían de amarillentos a café claro y, generalmente, se encuentra intercalada con caídas de ceniza, piedra pómez o pumita, paleosuelos, aunque ocasionalmente presenta canales aluviales y flujos de lodos, con un espesor de aproximadamente 40 m. **La zona de estudio se desarrolla en su totalidad sobre ésta formación.**

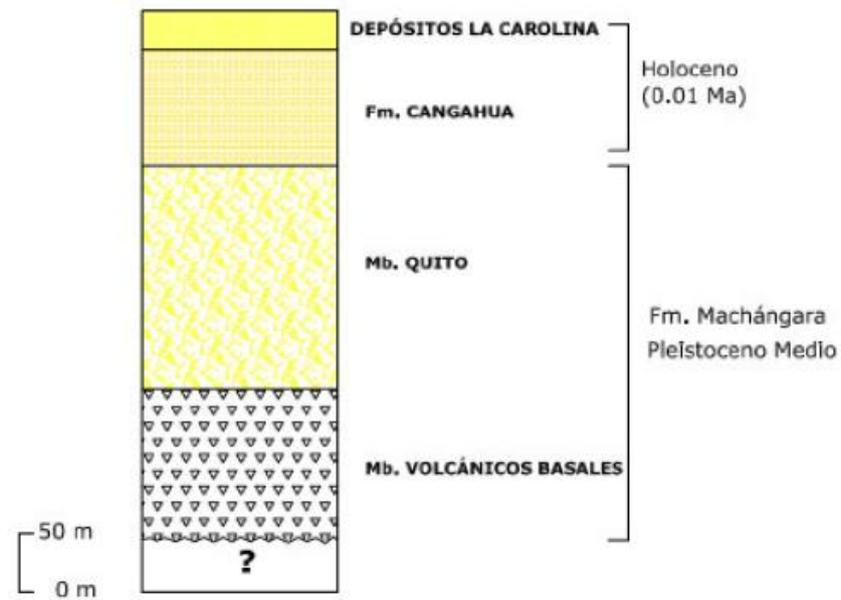


FIGURA 3.2 - MODELO DE UNA COLUMNA GENERALIZADA DE SUELO DE QUITO. (PEÑAFIEL, 2009)

Los estudios geológicos que se han realizado en Quito no se sabe exactamente a qué profundidades se tiene velocidades de la onda de corte mayores o iguales a $V_s = 1500$ m/s, que corresponde a una roca competente. Para la zona donde vamos a cimentar se conoce que la que velocidad de onda esta en torno a los 600 m/s.

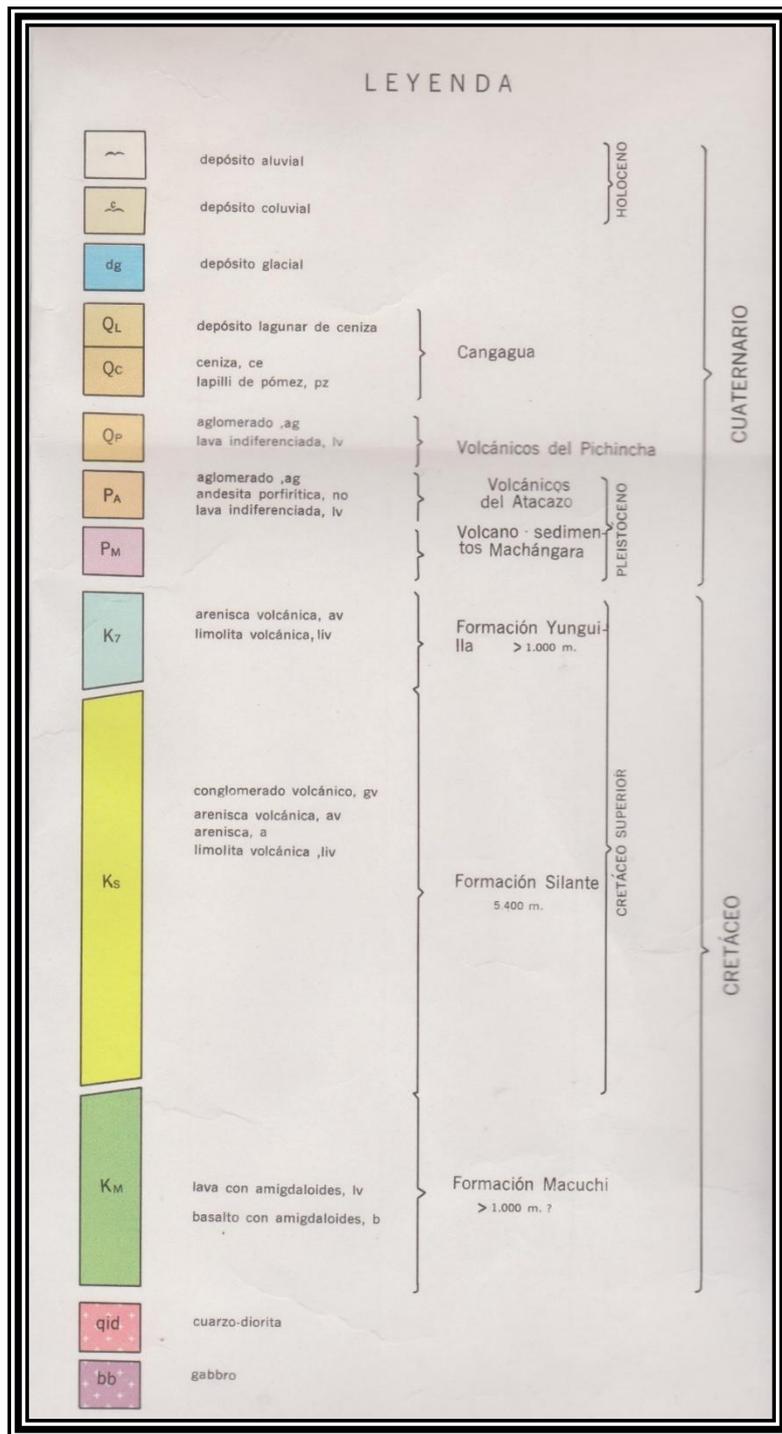


FIGURA 3.3 - LEYENDA DEL MAPA GEOLÓGICO DE QUITO A ESCALA ORIGINAL 1:50000. EDICIÓN I. HOJA 65 SE CT - ÑIII - A4. TOMADO DE DIRECCIÓN DE GEOLOGÍA Y MINAS (1978).

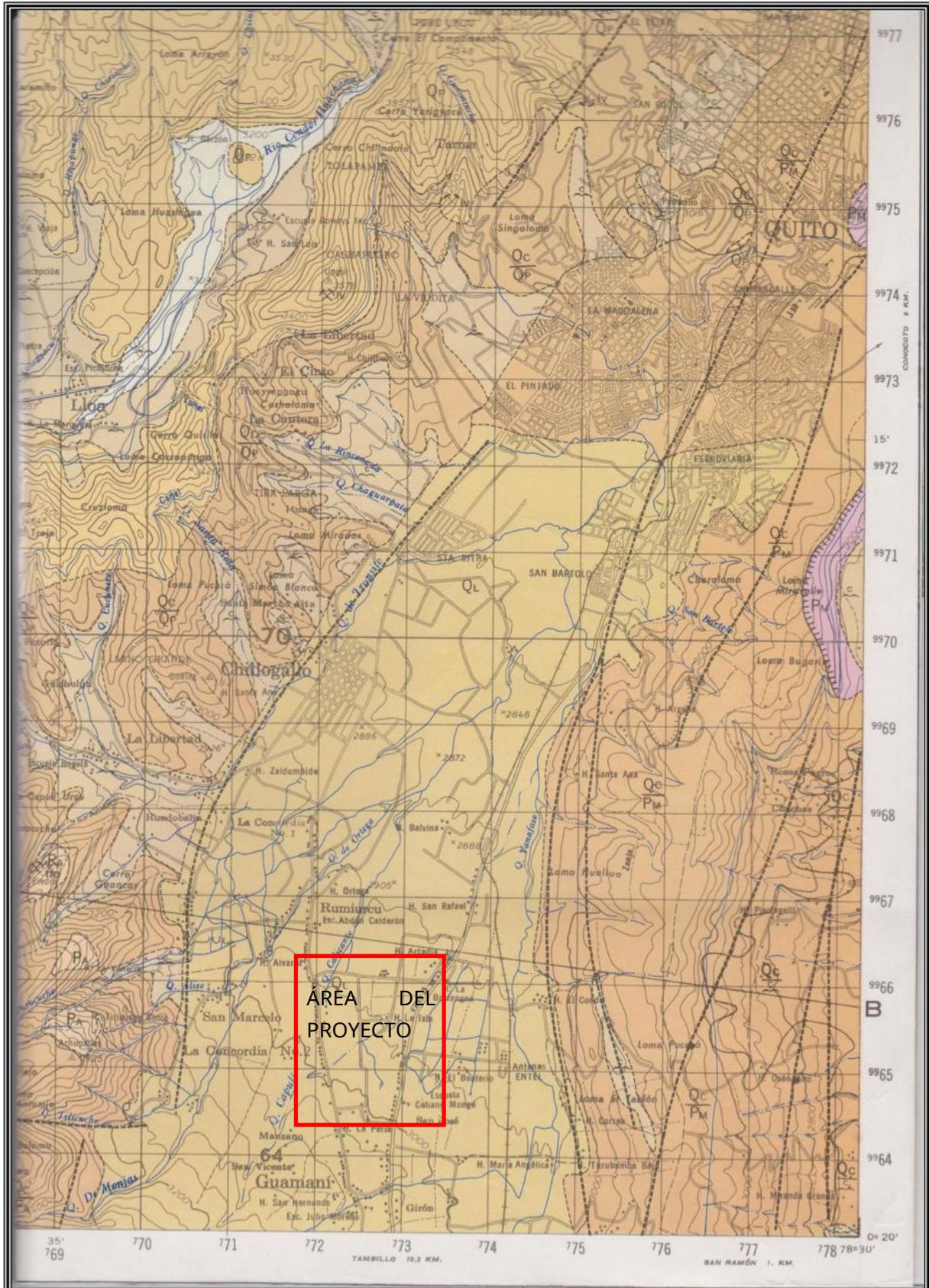


FIGURA 3.4 - MAPA GEOLÓGICO DE QUITO A ESCALA ORIGINAL 1:50000. EDICIÓN I. HOJA 65 SE CT - ÑIII - A4. TOMADO DE DIRECCIÓN DE GEOLOGÍA Y MINAS (1978).

3.3. GEOLOGÍA ESTRUCTURAL

La zona de estudio está enmarcada en el Valle Interandino Central, su límite norte es el nudo constituido por los volcanes Mojanda y Cusín, mientras que su límite Sur el nudo constituido por los volcanes Rumiñahui, Pasochoa, Cotopaxi e Illiniza. Como principal estructura podemos mencionar la Falla de Quito.

La falla de Quito es la responsable de tener una zona compresiva, tectónicamente activa, compleja que se extiende 50.000 m desde Tambillo hasta San Antonio de Pichincha, esta falla ha provocado un levantamiento vertical en la plataforma de Quito hasta 400 metros sobre el fondo del valle interandino (Ego, 1995).

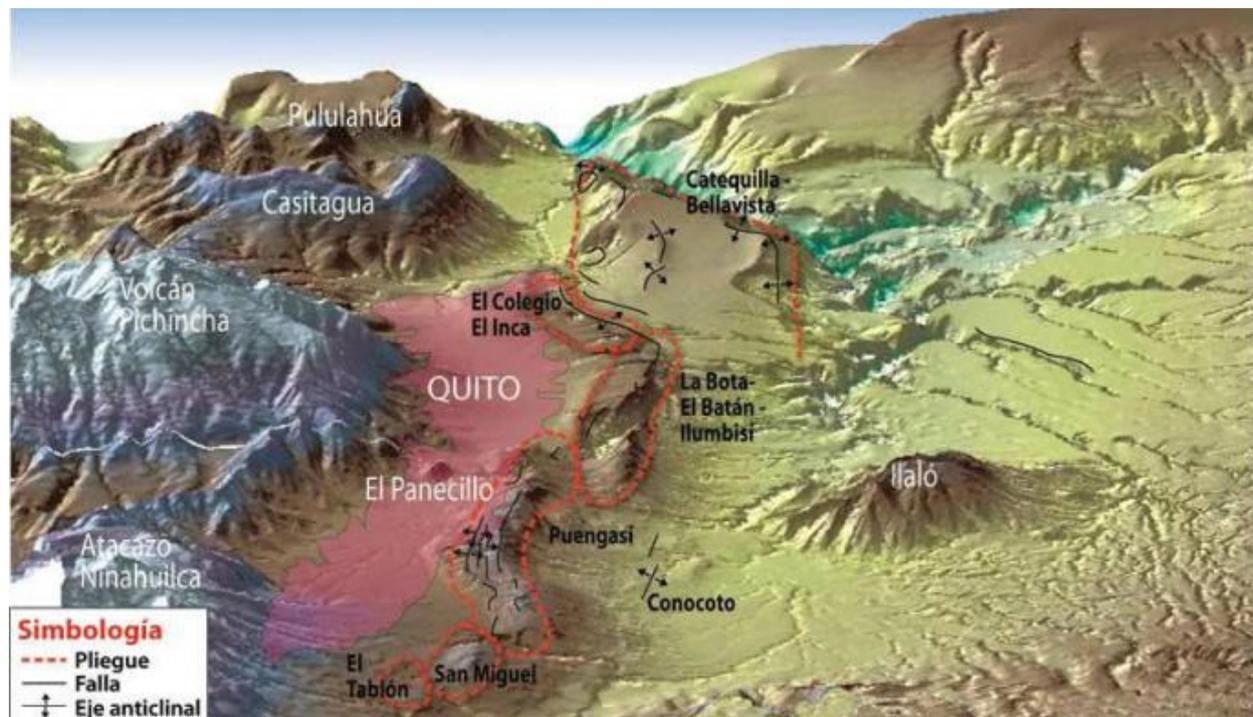


FIGURA 3.5 – FALLA DE QUITO (DIARIO LA HORA).

La expresión morfológica de este sistema es definida por un set de tres elevaciones no conectadas, con una orientación común aproximada N a NNE, de Norte a Sur a estas elevaciones se las ha denominado: Calderón-Catequilla, Batán-La Bota e Ilumbisí-Puengasí (Villagómez, 2003). Este complejo está constituido como pliegues de flancos asimétricos y vergencia oriental asociados en profundidad a una estructura inversa con buzamiento hacia el Occidente. Ego y Sebrier (1996), para estas estructuras propusieron una geometría de rampa y despegue, según la cual la rampa final se divide en tres fallas inversas acomodadas en echelón.

3.4. HIDROGEOLOGÍA

En el aspecto hidrogeológico, en el área donde se ubica el proyecto los estudios de caracterización hidrogeológica ejecutados por la Empresa Pública Metropolitana agua Potable y

arcillas y Imolitas mio-pliocenas.

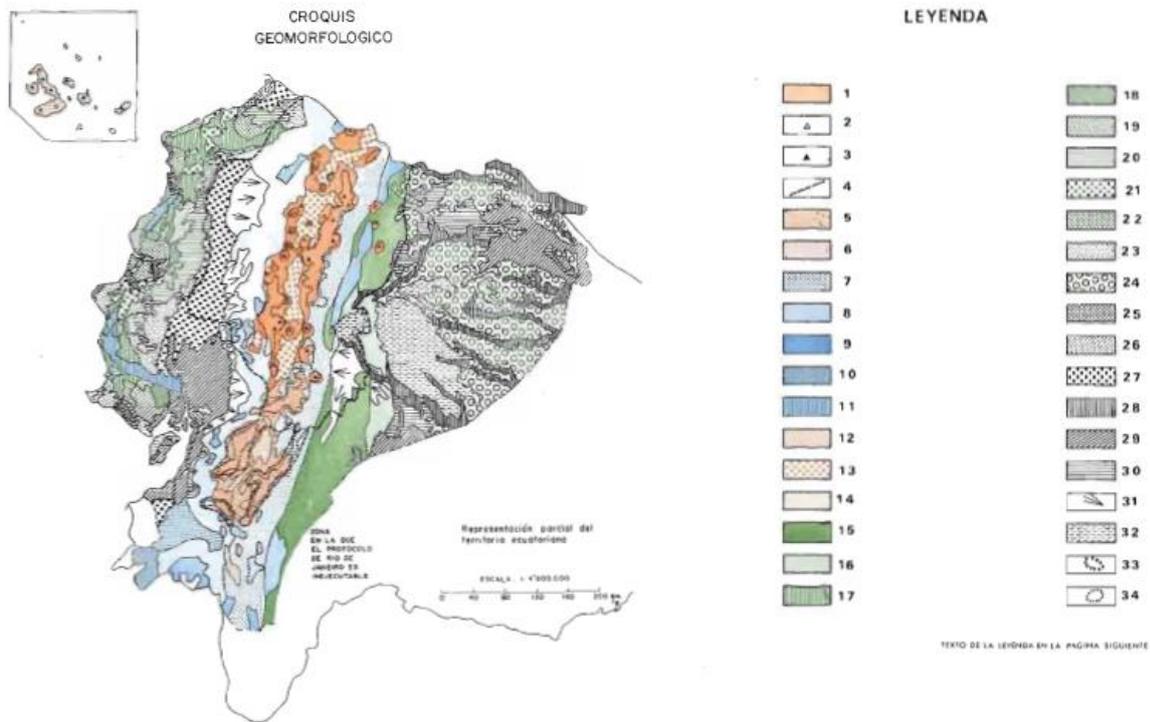


FIGURA 3.7 – CROQUIS GEOMORFOLÓGICO DE ECUADOR (POR ALAIN WINCKFL, 1982).

3.6. SISMOTECTÓNICA

Tectónicamente este lugar es afectado por la convergencia de las placas tectónicas continental y oceánica. El Ecuador forma parte del Cinturón de Fuego del Pacífico, y en tiempos históricos recientes (últimos 200 años), ha sido afectado por sismos importantes, como: el sismo de Esmeraldas (1906, 1978), el sismo de Ambato (1949), el sismo del Reventador (1987), el sismo de Bahía de Caráquez (1998), el terremoto de Quito (2014) y el terremoto de Bahía de Caraquez (2017), con diferentes resultados sobre pérdidas de vidas y de infraestructura.

En la Figura 3.8 se resume los diferentes sismos registrados desde el año 1900 hasta marzo del año 2012, que forman parte de la base de datos del Servicio Geológico de los Estados Unidos (USGS, por sus siglas en inglés).

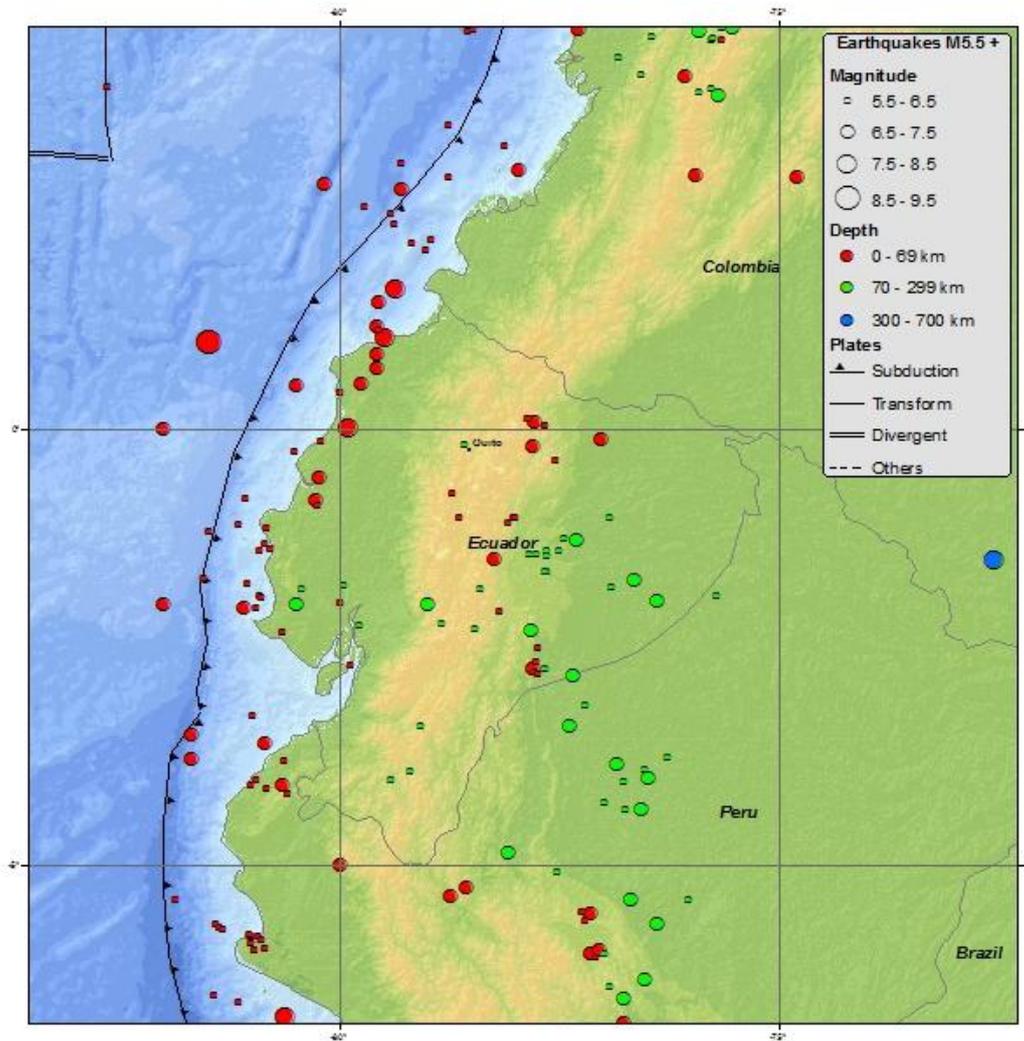


FIGURA 3.8 - EVENTOS SÍSMICOS DE MAGNITUD IGUAL O SUPERIOR A 5.5, REGISTRADOS POR EL UNITED STATES GEOLOGICAL SERVICE. EL TAMAÑO DEL CÍRCULO ROJO DENOTA LA INTENSIDAD DEL SISMO: MÁS GRANDE EL CÍRCULO, MAYOR INTENSIDAD. (USGS, 2014)

De igual modo, en la Figura 3.9 se muestra el mapa de riesgo sísmico elaborado por el mismo organismo (USGS).

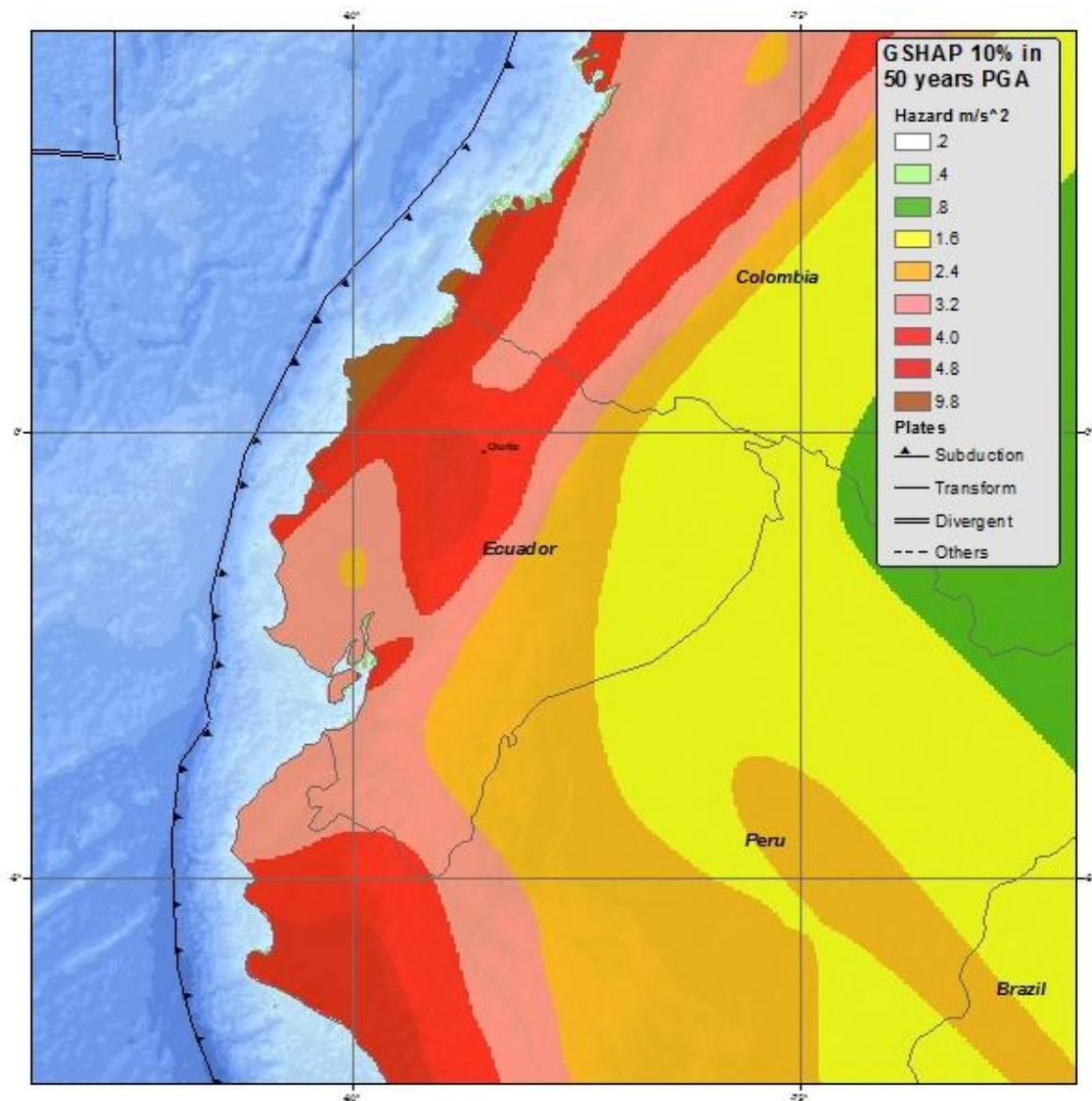


FIGURA 3.9 - MAPA DE RIESGO SÍSMICO ELABORADO POR EL UNITED STATES GEOLOGICAL SERVICE. (USGS, 2014)

Así, debido a lo mostrado en las figuras anteriores, para el diseño estructural del proyecto de edificación, se debe tener presente su ubicación sísmo - tectónica.

Las evaluaciones realizadas por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-11), zonifican al país en función de la aceleración máxima en roca esperada para el sísmo de diseño. Según esa zonificación, el área del proyecto se encuentra en la zona sísmica V en la cual se aplica un factor sísmico de 0,40g, tal y como se presenta en la Figura 3.10.

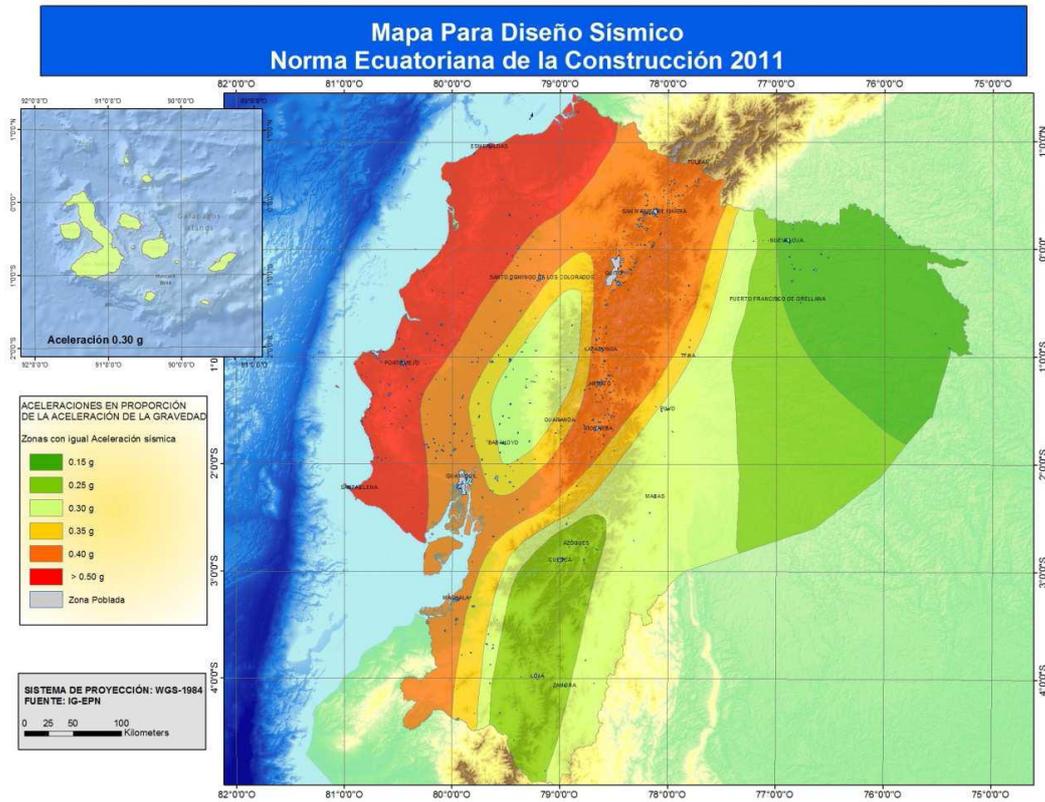


FIGURA 3.10 - MAPA DE ZONAS SÍSMICAS EN EL ECUADOR. TOMADO DE LA NEC 2011.

ZONA SÍSMICA	I	II	III	IV	V	VI
VALOR FACTOR Z	0,15g	0,25g	0,30g	0,35	0,40g	≥ 0.50

4. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL SUELO

En este capítulo se caracteriza el suelo geotécnicamente donde se va a cimentar el edificio.

Diseño de campaña geotécnica

Para una correcta programación del reconocimiento del terreno según el código técnico de la edificación en su documento básico de cimentaciones (CTE-SE-C) se deben tener en cuenta todos los datos relevantes de la parcela, tanto los topográficos o urbanísticos y generales del edificio, como los datos previos de reconocimientos y estudios de la misma parcela o parcelas limítrofes si existen, y los generales de la zona realizados en la fase de planeamiento o urbanización.

Para reconocimiento del terreno, la unidad a considerar es el edificio o el conjunto de edificios de una misma promoción, clasificando la construcción y el terreno según las Tabla 4.1 y Tabla 4.2.

Tipo	Descripción ⁽¹⁾
C-0	Construcciones de menos de 4 plantas y superficie construida inferior a 300 m ²
C-1	Otras construcciones de menos de 4 plantas
C-2	Construcciones entre 4 y 10 plantas
C-3	Construcciones entre 11 a 20 plantas
C-4	Conjuntos monumentales o singulares, o de más de 20 plantas.

(1) En el cómputo de plantas se incluyen los sótanos.

TABLA 4.1 - TIPO DE CONSTRUCCIÓN. (Ministerio de Fomento, 2008)

Grupo	Descripción
T-1	Terrenos favorables: aquellos con poca variabilidad, y en los que la práctica habitual en la zona es de cimentación directa mediante elementos aislados.
T-2	Terrenos intermedios: los que presentan variabilidad, o que en la zona no siempre se recurre a la misma solución de cimentación, o en los que se puede suponer que tienen rellenos antrópicos de cierta relevancia, aunque probablemente no superen los 3,0 m.
T-3	Terrenos desfavorables: los que no pueden clasificarse en ninguno de los tipos anteriores. De forma especial se considerarán en este grupo los siguientes terrenos: <ul style="list-style-type: none"> a) Suelos expansivos b) Suelos colapsables c) Suelos blandos o sueltos d) Terrenos kársticos en yesos o calizas e) Terrenos variables en cuanto a composición y estado f) Rellenos antrópicos con espesores superiores a 3 m g) Terrenos en zonas susceptibles de sufrir deslizamientos h) Rocas volcánicas en coladas delgadas o con cavidades i) Terrenos con desnivel superior a 15° j) Suelos residuales k) Terrenos de marismas

TABLA 4.2 - GRUPO DE TERRENO. (Ministerio de Fomento, 2008)

En nuestro caso se puede clasificar el tipo de construcción como C-2 y el terreno como T-1. La densidad y profundidad de reconocimientos debe permitir una cobertura correcta de la zona a edificar. Para definirlos se tendrá en cuenta el tipo de edificio, la superficie de ocupación en planta y el grupo de terreno.

Tipo de construcción	Grupo de terreno			
	T1		T2	
	d _{máx} (m)	P (m)	d _{máx} (m)	P (m)
C-0, C-1	35	6	30	18
C-2	30	12	25	25
C-3	25	14	20	30
C-4	20	16	17	35

TABLA 4.3 - DISTANCIAS MÁXIMAS ENTRE PUNTOS DE RECONOCIMIENTO Y PROFUNDIDADES ORIENTATIVAS. (Ministerio de Fomento, 2008)

Como norma general el mínimo de puntos a reconocer será de tres. Según la Tabla 4.3 la distancia máxima entre puntos de reconocimiento que no se deben sobrepasar los 30 metros y las profundidades orientativa debería estar en torno a los 12 metros bajo el nivel final de la excavación.

	Número mínimo		% de sustitución	
	T-1	T-2	T-1	T-2
C-0	-	1	-	66
C-1	1	2	70	50
C-2	2	3	70	50
C-3	3	3	50	40
C-4	3	3	40	30

TABLA 4.4 - NÚMERO MÍNIMO DE SONDEOS MECÁNICOS Y PORCENTAJE DE SUSTITUCIÓN POR PRUEBAS CONTINUAS DE PENETRACIÓN. (Ministerio de Fomento, 2008)

Por lo tanto, el número mínimo de sondeos mecánicos debe ser de 2 y el porcentaje del total de puntos de reconocimiento que puede ser de 70%.

CATEGORÍA DE LA UNIDAD DE CONSTRUCCIÓN (Véase en la sección 2.5)			
Baja	Media	Alta	Especial
Profundidad Mínima de sondeos: 6 m.	Profundidad Mínima de sondeos: 15 m.	Profundidad Mínima de sondeos: 25 m.	Profundidad Mínima de sondeos: 30 m.
Número mínimo de sondeos: 3	Número mínimo de sondeos: 4	Número mínimo de sondeos: 4	Número mínimo de sondeos: 5

TABLA 4.5 - NÚMERO MÍNIMO DE SONDEOS Y PROFUNDIDAD POR CADA UNIDAD DE CONSTRUCCIÓN. (MINISTERIO DE DESARROLLO URBANO)

Y VIVIENDA, 2014)

También observado la normativa ecuatoriana de Geotecnia y cimentaciones, habla de establecer un número mínimo de sondeos de exploración que deberán efectuarse en el terreno se definen en la Tabla 4.5, y la profundidad de las mismas en la Tabla 4.6.

Tipo de obra civil subterránea	Profundidad de los sondeos
Losa corrida	1.5 veces el ancho
Zapata	2.5 veces el ancho de la zapata de mayor dimensión
Pilotes	Longitud total del pilote más largo, más 4 veces el diámetro del pilote
Grupos de pilotes	<ul style="list-style-type: none"> • Longitud total del pilote más largo, más 2 veces el ancho del grupo de pilotes • 2.5 veces el ancho del cabezal de mayor dimensión
Excavaciones	Mínimo 1.5 veces la profundidad de excavación a menos que el criterio del ingeniero geotécnico señale una profundidad mayor según requerimiento del tipo de suelo.

TABLA 4.6 - PROFUNDIDAD MÍNIMA DE LOS SONDEOS DE ACUERDO AL TIPO DE CIMENTACIÓN. (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014a)

Por lo que se recomienda realizar 4 sondeos para la parcela a estudiar con una profundidad de 15 metros. Pudiendo sustituirse 2 sondeos por 2 ensayos de penetración continua.

4.1. TRABAJOS DE CAMPO

Topográficamente el terreno al momento del estudio se presenta prácticamente horizontal, por lo que podemos considerar que los ensayos se realizan comienzan a la misma cota.

En la zona de estudio se realizaron los siguientes trabajos:

- Realización de 10 m de perforación, repartidos en 2 perforaciones de 5.00 metros de profundidad, realizando Ensayos de Penetración Estándar (SPT), cada metro, utilizando como herramienta la cuchara partida; y limpieza del pozo mediante helicoidal de 2.50" de diámetro, siguiendo la norma **ASTM 1586**.
- Toma de muestras alteradas e inalteradas para ensayos de clasificación manual visual, siguiendo la norma **ASTM 2488**, para los ensayos de laboratorio.

Penetración dinámica continua S.P.T.

La resistencia a la penetración estándar se define como el número de golpes necesario para que el golpeo de la maza de $63'5 (\pm 0'5)$ kg de masa en la cabeza del varillaje, cayendo desde una altura de $760 (\pm 10)$ mm, consiga que el tomamuestras penetre 300 mm después del descenso inicial debido al propio peso del equipo y tras la denominada penetración de asiento.

Se utiliza habitualmente un tomamuestras de tipo bipartido. Este tomamuestras tiene 51 mm de diámetro exterior y 35 mm de interior.

El dispositivo de golpeo utilizado es el denominado martillo de seguridad, que es un dispositivo automático que garantiza que la energía transferida al varillaje sea la misma en todos los golpes y ensayos, con una frecuencia de golpeo uniforme.



IMAGEN 1 – PENETRACIÓN DINÁMICA EN PROSPECCIÓN 1

El rechazo se obtendrá cuando se alcancen 50 golpes en la penetración de asiento o en cualquiera de los dos intervalos de 150 mm, en cuyo caso se anotará la penetración alcanzada en cada ensayo.

El ensayo debe realizarse sin interrupción y con una frecuencia de golpeo inferior a 30 golpes por minuto.

La muestra obtenida con el tomamuestras bipartido se coloca en recipientes herméticos identificados por etiquetas.

En España está normalizado por **UNE EN ISO 22476-3**.

A) Valor de SPT

El valor medio representativo de SPT para estos materiales correspondientes a la Formación Cangahua es de $N_{SPT} = 20$, aunque de 2,50 a 3,00 m presenta un golpeo inferior, siendo $N_{SPT} = 8$. Durante las perforaciones no se encontró nivel freático.

Resultados de trabajos de campo

Los resultados obtenidos se recogen en los perfiles adjuntos en el ANEXO III: PERFILES DE S.P.T

4.2. TRABAJOS DE LABORATORIO

En el laboratorio se procedió a realizar ensayos de clasificación de las muestras obtenidas en los ensayos de penetración, siguiendo la norma **ASTM D2487-06**.

B) Carta de plasticidad

Para la clasificación del suelo, nos guiamos por la carta de plasticidad utilizada por Casagrande, en la cual se emplea la posición que ocupa el punto límite líquido vs. índice de plasticidad. Conociendo los resultado de las prospecciones que aparecen en la Tabla 4.10.

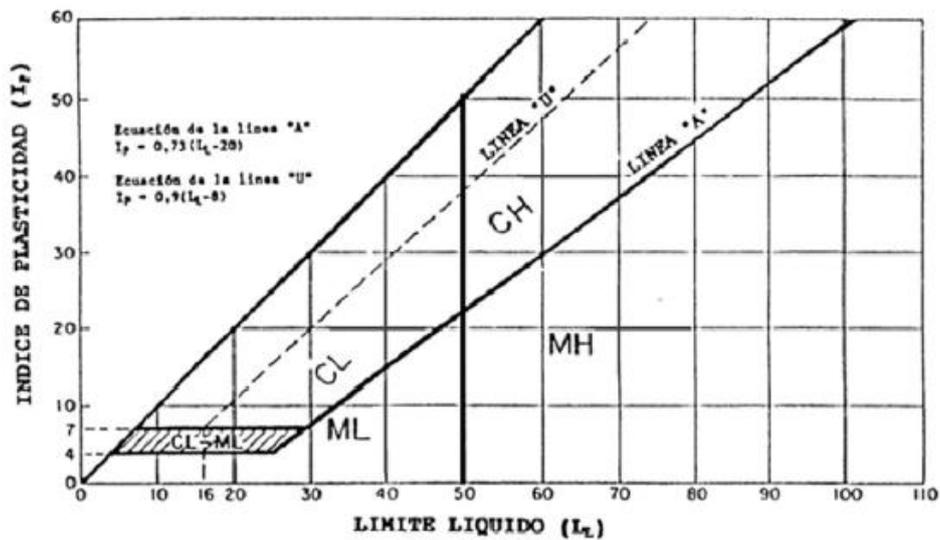


FIGURA 4.1 – CARTA DE PLASTICIDAD DE CASAGRANDE

Por lo que granulométricamente se ha clasificado el suelo como “Limos de baja plasticidad” (ML) y siendo puntualmente “Arcillas a limos de baja plasticidad” (CL-ML).

C) Curva granulometría

El contenido en finos varía entre el 50,8% y el 67,6%, según los ensayos de laboratorio.

Gravas (%)	Arenas (%)	Finos (%)
0	32,4	67,6

2	40,7	57,3
0	49,2	50,8
0	44,7	55,3

TABLA 4.7 – GRANULOMETRÍA DE LAS MUESTRAS

D) Límites de Atterberg

Los límites de Atterberg nos definen como se comporta la fracción fina de nuestro suelo. En la Figura 4.2 se observa en cambio de propiedades en función del a cantidad de agua en el suelo, se puede como un semilíquido, plástico, semisólido o sólido.

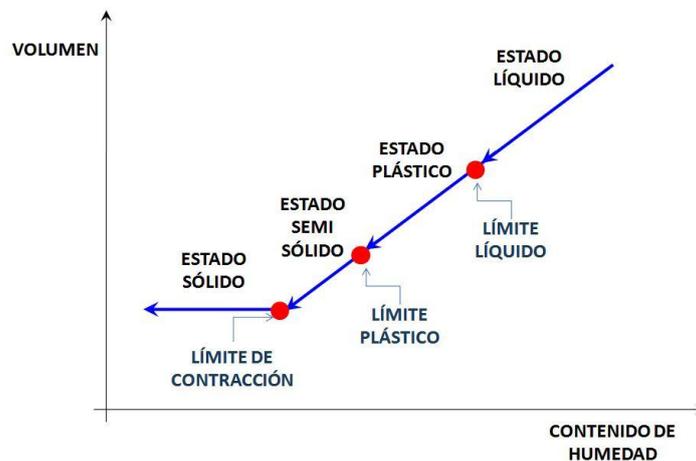


FIGURA 4.2 - CAMBIO DE VOLUMEN ASOCIADO A LA VARIACIÓN DE HUMEDAD EN ARCILLAS. (Joan Franch; Javier Torrijo, 2013)

El límite líquido (LL) de la fracción fina está entre el 23,1% y el 34,2%

El límite plástico (LP), por su parte, varía entre el 18,8% y el 29,2%.

Índice de plasticidad

El índice de plasticidad (IP) se define como:

$$IP = LL - LP$$

El índice de plasticidad varía entre el 4,3% y el 5,0%.

E) Densidad aparente y peso específico aparente

El código técnico de la edificación en su documento básico de cimentaciones para un suelo denominado como limo el valor del peso específico aparente esta entre 17 y 20 kN/m³.

Clase de suelo		Peso específico aparente (kN/m ³)	Ángulo de rozamiento interno
Terreno natural	Grava	19 – 22	34° - 45°
	Arena	17 – 20	30° - 36°
	Limo	17 – 20	25 – 32°
	Arcilla	15 – 22	16° – 28°
Rellenos	Tierra vegetal	17	25°
	Terraplén	17	30°
	Pedraplén	18	40°

TABLA 4.8 - PROPIEDADES BÁSICAS DE LOS SUELOS. (Ministerio de Fomento, 2008)

Se decide tomar valor representativo para el peso específico aparente el valor de 19 kN/m³. Y también como densidad aparente (γ) de estos materiales, según la experiencia previa disponible, el valor de 1,9 g/cm³.

F) Densidad seca y peso específico seco

Según el código técnico de la edificación en su documento básico de cimentaciones para un suelo denominado como limo el valor de la densidad seca esta entre 14 y 18 kN/m³.

Tipo de suelo	γ_{sat} (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)
Grava	20 – 22	15 – 17
Arena	18 – 20	13 – 16
Limo	18 – 20	14 – 18
Arcilla	16 – 22	14 – 21

TABLA 4.9 - VALORES ORIENTATIVOS DE DENSIDADES DE SUELOS. (Ministerio de Fomento, 2008)

Se decide tomar valor representativo para la densidad seca el valor de 14 kN/m³. También tomar como densidad seca (γ_d) de los materiales, según la tabla de (R.E. Hunt, 1984) con un valor de 1,41 g/cm³.

Resultados de trabajos de laboratorio

Los resultados obtenidos en los ensayos se recogen en el siguiente cuadro y los correspondientes boletines de ensayo se adjuntan en el ANEXO IV: RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO.

Prospección	Prof. (m)	Humedad (%)	Clasificación Casagrande	Finos (<0'08 mm) (%)	L.L. (%)	L.P. (%)	I.P.
P-1	0,50-1,00	25,99	ML	67,6	34,2	29,2	5,0
	3,50-4,00	29,52	ML	57,3	30,3	25,3	5,0

P-2	1,50-2,00	24,43	CL-ML	50,8	23,1	18,8	4,3
	4,50-5,00	27,47	ML	55,3	25,6	21,7	4,0

TABLA 4.10 – RESULTADO DE TRABAJOS REALIZADOS EN LABORATORIO.

El subsuelo de la zona de estudio, desde el punto de vista geotécnico, está compuesto mayoritariamente por limos de baja plasticidad, aunque puntualmente presentan granulometría más fina. Pertenecen, desde el punto de vista geológico, a la Formación Cangahua. Se trata de un único estrato.

4.3. PERFIL GEOTÉCNICO

El perfil geotécnico del suelo es un único estrato de unos 40 metros de espesor donde se prevé que se construya la cimentación de la obra independiente si es superficial o en el caso de ser profunda no superará los 40 metros de profundidad.

El terreno se define como un limo con un SPT de 20, un peso específico aparente de 19 kN/m³, un peso específico seco de 14 kN/m³, un LL de 27, un LP de 22 y un IP de 5.

4.4. PARAMENTOS GEOTÉCNICOS

Se trata de una única unidad geotécnica para toda la cimentación de un espesor aproximado de 40 metros. Se va a definir gracias a los ensayos realizados los siguientes parámetros geotécnicos.

G) Ángulo de rozamiento interno

Si se caracteriza el material como granular, podemos obtener una estimación del ángulo de rozamiento interno a partir de los ensayos de campo según las correlaciones de Meyerhoff (1956) y Dunham (1968), que proporcionan valores de ϕ entre 30° y 40°.

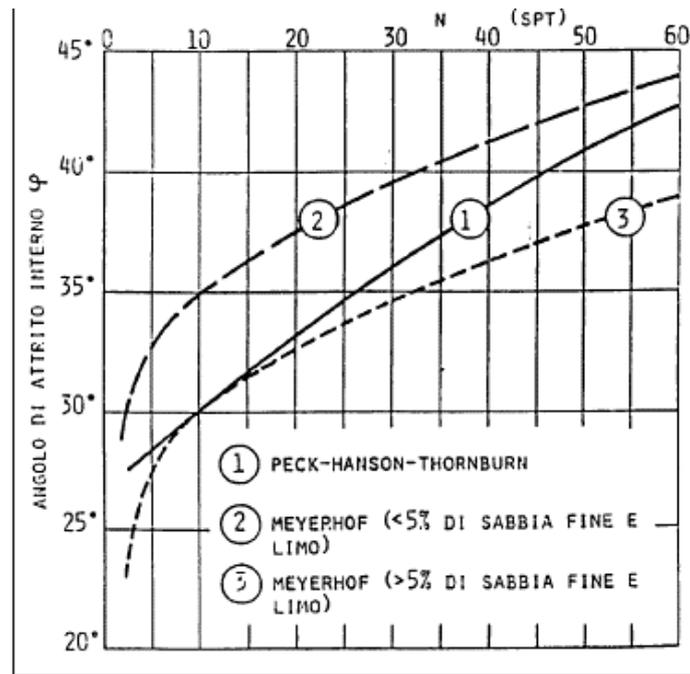


FIGURA 4.3 – ESTIMACIÓN DE ANGULO DE ROZAMIENTO INTERNO DE MEYERHOFF (1956) Y PECK ET AL., (1974). GRAFICA DE TORNAGHI, 1981.

Existen otras numerosísimas propuestas para estimar ϕ . Las dispersiones entre las distintas propuestas pueden ser notables. De entre ellas mencionaremos la de

Además si estimación del ángulo de rozamiento interno a partir de la propuesta de Muromachi (1974), se obtiene $35,6^\circ$.

$$\phi = 20 + 3,5 \cdot \sqrt{N_{SPT}}$$

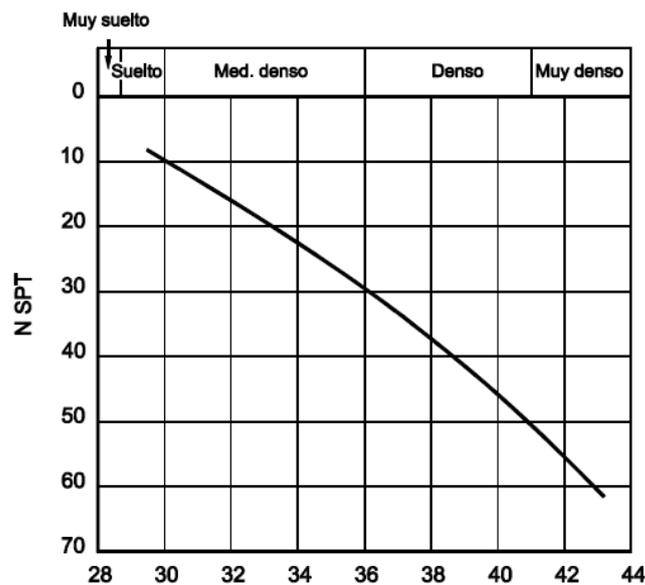


FIGURA 4.4 - CORRELACIÓN DEL ENSAYO SPT CON EL ÁNGULO DE ROZAMIENTO INTERNO EFECTIVO EN SUELOS GRANULARES. (Ministerio de Fomento, 2008)

Según el código técnico de la edificación en su documento básico de cimentaciones, ver Figura 4.4, para una SPT de valor 20 el valor recomendado de ángulo interno es 33°.

Si se caracteriza el material como suelo cohesivo, se puede estimar el valor del ángulo de rozamiento interno, según la Tabla 4.8, varía entre 25° y 32°.

Se decide tomar del lado de la seguridad como valor representativo del ángulo de rozamiento interno 30°.

H) Densidad relativa

A partir de la relación que estableció Terzaghi-Peck sobre los valores de N con la densidad relativa del suelo, se obtiene la figura siguiente.

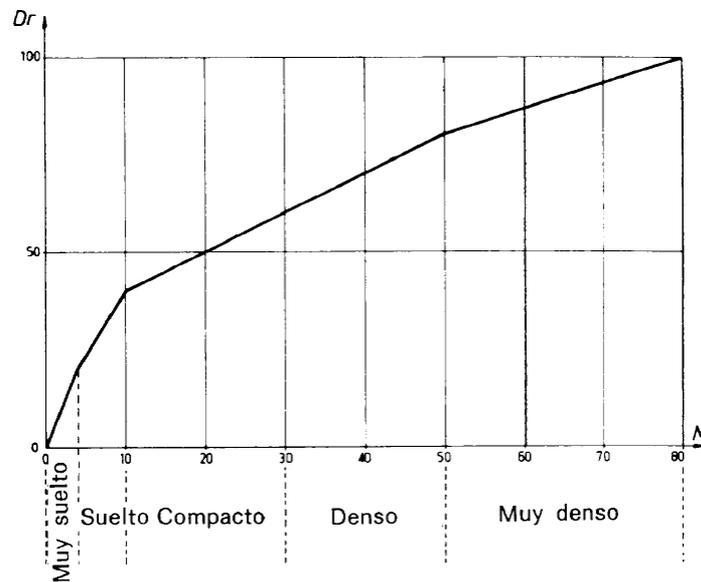


FIGURA 4.5 – RELACIÓN ENTRE N Y LA DENSIDAD RELATIVA. TERZAGHI AND PECK (1948)

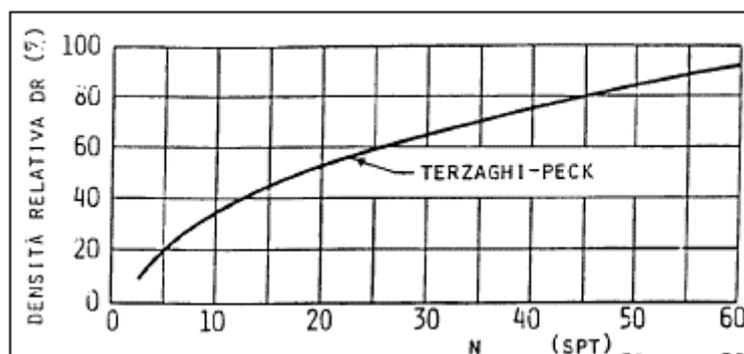


FIGURA 4.6 – ESTIMACIÓN DE LA DENSIDAD RELATIVA TERZAGHI-PECK. GRAFICA DE TORNAGHI, 1981.

Terzaghi y Peck (1948) establecieron la primera relación entre estos dos parámetros, y a partir de ella establecieron lo que hoy es un clásico sistema de clasificación de arenas (figura 14).

Con un de SPT de 20 se obtiene un valor de densidad relativa del material estimada en el 46%.

I) Módulo de deformación elástico

El módulo de deformación elástico para suelo granulares puede tomar a partir de las correlaciones de Webb (1970 y 1974) y Meigh y Nixon (1961) con el SPT.

Con la formulación de Meigh y Nixon (1961), en limos y limos arenosos.

$$E(MPa) = 5 \cdot N = 120 MPa$$

Y con la propuesta Webb (1970 y 1974).

$$E(kg/cm^2) = 7,17 + 0,478 \cdot N_{SPT} = 16,7 kg/cm^2$$

Se obtiene valores entre 120 y 167 kg/cm².

La recomendación del código técnico de la edificación en su documento básico de cimentaciones para un suelo denominado como suelo flojo o blando, que se asemeja a nuestro limo, y con un de SPT de 20 el valor recomendado de módulo de deformación esta entre 8 y 40 MN/m³.

Tipo de suelo	N _{SPT}	q _u (kN/m ²)	E (MN/m ²)
Suelos muy flojos o muy blandos	< 10	0 - 80	< 8
Suelos flojos o blandos	10 - 25	80 - 150	8 - 40
Suelos medios	25 - 50	150 - 300	40 - 100
Suelos compactos o duros	50 - Rechazo	300 - 500	100 - 500
Rocas blandas	Rechazo	500 - 5.000	500 - 8.000
Rocas duras	Rechazo	5.000 - 40.000	8.000 - 15.000
Rocas muy duras	Rechazo	> 40.000	>15.000

TABLA 4.11 - VALORES ORIENTATIVOS DE NSPT, RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE Y MÓDULO DE ELASTICIDAD DE SUELOS. (Ministerio de Fomento, 2008)

Se decide tomar valor representativo para el coeficiente de Permeabilidad en valor de 15 MN/m².

Si consideramos el terreno como un suelo cohesivo la estimación de parámetros de deformabilidad en suelos arcillosos en base a N sólo es factible sobre la base de experiencia local y en depósitos geotécnicamente bien caracterizados.

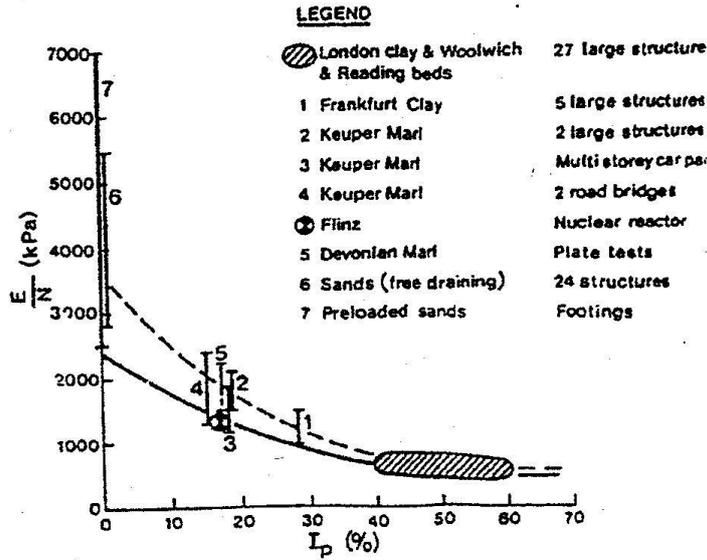


FIGURA 4.7 - VARIACIÓN DE LA RELACIÓN E/N CON EL ÍNDICE DE PLASTICIDAD, EN SUELOS COHESIVOS. TOMADO DE STROUD (1974).

Puede utilizarse como aproximación la correlación establecida por Stroud (1974), dependiente del índice de plasticidad, que se muestra en la Figura 4.7.

$$E(kPa) = \text{entre } 2000 \text{ y } 3000 \text{ kPa}$$

En este caso nos daría como resultado un valor aproximado de 20 MN/m³.

J) Resistencia a compresión simple y cohesión ultima

La resistencia a compresión simple en los terrenos cohesivos basadas sobre los resultados del SPT sólo deben considerarse *orientativas*. En la Figura 4.8 se presentan una serie de relaciones entre N y la resistencia a la compresión simple realizada por el Departamento de la Armada Americana.

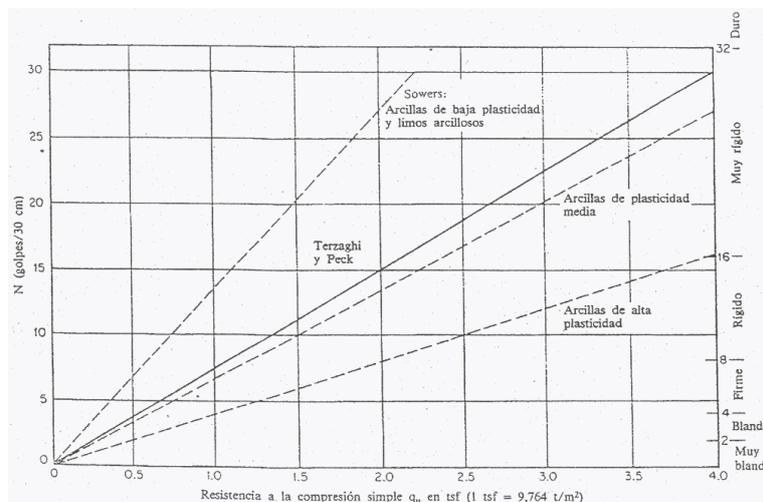


FIGURA 4.8 - VALORES DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE A PARTIR DE N PARA SUELOS COHESIVOS DE DISTINTA PLASTICIDAD, SEGÚN

DEPARTMENT OF NAVY (1982). TOMADO DE IGME (1991).

Clasificación	Resistencia a compresión simple q_u (kPa)
Muy blanda	0-25
Blanda	25-50
Media	50-100
Firme	100-200
Muy firme	200-400
Dura	> 400

TABLA 4.12 – CONSISTENCIA DE LAS ARCILLAS. (Ministerio de Fomento, 2008)

y en la Tabla 4.9 se presenta la correlación clásica de Terzaghi y Peck (1948) entre el valor de cohesión última y el valor de N , para suelos cohesivos.

N	c_u
<2	< 0,125
2-4	0,125 - 0,25
4-8	0,25 - 0,5
8-15	0,5 - 1
15-30	1 - 2
>30	> 2

TABLA 4.13 - VALORES DE c_u EN FUNCIÓN DE N , SEGÚN TERZAGHI Y PECK (1948).

La dispersión de las correlaciones en suelos cohesivos es mucho mayor que en los terrenos granulares. Las presiones intersticiales que se generan en el momento del golpeo y los rozamientos parásitos afectan substancialmente los resultados.

Según el código técnico de la edificación en su documento básico de cimentaciones para un suelo denominado como suelo flojo o blando, para nuestro terreno denominado limo, y con un de SPT de 20, ver la Tabla 4.11, el valor recomendado de resistencia a compresión simple esta entre 80 y 150 kN/m². Se decide toma la resistencia a compresión simple y tomar valor representativo de 150 kN/m².

Para la determinación de la cohesión no drenada, (c_u), es habitual adoptar un valor igual a $q_u/2$, siendo q_u el valor de la resistencia a la compresión simple. Por tanto, la cohesión no drenada toma el valor representativo de 75 kN/m².

K) Cohesión efectiva

Se desconoce la cohesión efectiva para este terreno, por lo cual se decide despreciar dicha resistencia y tomar valor representativo de 0 kN/m².

L) Coeficiente de Poisson

Según el código técnico de la edificación en su documento básico de cimentaciones para un suelo denominado como limo, que se puede asemejar a arcillas medias, el coeficiente de Poisson tiene un valor de 0,30.

Tipo de suelo	Coeficiente de Poisson
Arcillas blandas normalmente consolidadas	0,40
Arcillas medias	0,30
Arcillas duras preconsolidadas	0,15
Arenas y suelos granulares	0,30

TABLA 4.14 - VALORES ORIENTATIVOS DEL COEFICIENTE DE POISSON. (Ministerio de Fomento, 2008)

M) Índice de poros

El índice de poros según la Tabla 4.20 de (R.E. Hunt, 1984) es de 0,90.

N) Coeficiente de Permeabilidad

Según el código técnico de la edificación en su documento básico de cimentaciones para un suelo denominado como limo el valor de la permeabilidad esta entre 10^{-5} y 10^{-9} m/s.

Tipo de suelo	k_z (m/s)
Grava limpia	$> 10^{-2}$
Arena limpia y mezcla de grava y arena limpia	$10^{-2} - 10^{-5}$
Arena fina, limo, mezclas de arenas, limos y arcillas	$10^{-5} - 10^{-9}$
Arcilla	$< 10^{-9}$

TABLA 4.15 - VALORES ORIENTATIVOS DEL COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD. (Ministerio de Fomento, 2008)

Se decide tomar valor representativo para el coeficiente de Permeabilidad en valor de 10^{-6} m/s.

O) Coeficiente de Balasto

Para el coeficiente de balasto vertical, podemos aplicar el criterio de Terzaghi y Peck (1955) en función de la base de la cimentación. Este mera de calcularlo aparece en el Codigo tecnico de la edificacion en el documhto basico de Cimientos (2008).

Según el código técnico de la edificación en su documento básico de cimentaciones para un suelo denominado como limo el valor del coeficiente de balasto K_{30} esta entre 15 y 45 MN/m³.

Tipo de suelo	K_{30} (MN/m ³)
Arcilla blanda	15 – 30
Arcilla media	30 – 60
Arcilla dura	60 – 200
Limo	15 – 45
Arena floja	10 – 30
Arena media	30 – 90
Arena compacta	90 – 200
Grava arenosa floja	70 – 120
Grava arenosa compacta	120 – 300
Margas arcillosas	200 – 400
Rocas algo alteradas	300 – 5.000
Rocas sanas	>5.000

TABLA 4.16 - VALORES ORIENTATIVOS DEL COEFICIENTE DE BALASTO, K_{30} . (Ministerio de Fomento, 2008)

Se decide tomar valor representativo para el coeficiente K_{30} el valor de 22,5 MN/m³.

Para el caso de un limo este valor se obtiene como un suelo cohesivo de manera que la formula queda:

a) Para terrenos cohesivos:

$$k_{sB} = k_{sp30} \frac{0,3}{B}$$

Coeficiente de Balasto vertical en zapatas									
K_{30}	22500	B (m)							
	[kN/m ³]	0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4
Cuadrada		13500	6750	4500	3375	2700	2250	1929	1688
Rectangular		9000	4500	3000	2250	1800	1500	1286	1125

TABLA 4.17 - COEFICIENTE DE BALASTO, K EN ZAPATAS.

Para el coeficiente de balasto en pilotes, podemos también aplicar el criterio de Terzaghi y Peck (1955) en función del diámetro. Se obtiene los valores de balasto en vertical y horizontal.

Coeficiente de Balasto en pilotes									
K_{30}	22500	Circular φ (m)							
	[kN/m ³]	0.25	0.5	0.75	1	1.25	1.5	1.75	2
Vertical		27000	13500	9000	6750	5400	4500	3857	3375
Horizontal		21600	5400	2400	1350	864	600	441	338

TABLA 4.18 - COEFICIENTE DE BALASTO, K EN PILOTES

Correlaciones en suelos

Para comprobar el resultado de los parámetros elegidos podemos realizar una comprobación a en base de la experiencia de investigadores como de normativa.

El CTE establece uno valores de presión admisible al hundimiento en función de terreno.

Terreno	Tipos y condiciones	Presión admisible [Mpa]	Observaciones
Rocas	Rocas ígneas y metamórficas sanas ⁽¹⁾ (Granito, diorita, basalto, gneis)	10	Para los valores apuntados se supone que la cimentación se sitúa sobre roca no meteorizada
	Rocas metamórficas foliadas sanas ^{(1), (2)} (Esquistos, pizarras)	3	
	Rocas sedimentarias sanas ^{(1), (2)} Pizarras cementadas, limolitas, areniscas, calizas sin karsificar, conglomerados cementados	1 a 4	
	Rocas arcillosas sanas ^{(2), (4)}	0,5 a 1	
	Rocas diaclasadas de cualquier tipo con espaciamiento de discontinuidades superior a 0,30m, excepto rocas arcillosas	1	
	Calizas, areniscas y rocas pizarrosas con pequeño espaciamiento de los planos de estratificación ⁽³⁾	-	
	Rocas muy diaclasadas o meteorizadas ⁽³⁾	-	
Suelos granulares (% finos inferior al 35% en peso)	Gravas y mezclas de arena y grava, muy densas	>0,6	Para anchos de cimentación (B) mayor o igual a 1 m y nivel freático situado a una profundidad mayor al ancho de la cimentación (B) por debajo de ésta
	Gravas y mezclas de grava y arena, medianamente densas a densas	0,2 a 0,6	
	Gravas y mezclas de arena y grava, sueltas	<0,2	
	Arena muy densa	>0,3	
	Arena medianamente densa	0,1 a 0,3	
	Arena suelta	<0,1	
Suelos finos (% de finos superior al 35% en peso)	Arcillas duras	0,3 a 0,6	Los suelos finos normalmente consolidados y ligeramente sobreconsolidados en los que sean de esperar asientos de consolidación serán objeto de un estudio especial. Los suelos arcillosos potencialmente expansivos serán objeto de un estudio especial
	Arcillas muy firmes	0,15 a 0,3	
	Arcillas firmes	0,075 a 0,15	
	Arcillas y limos blandos	<0,075	
Arcillas y limos muy blandos			
Suelos orgánicos		Estudio especial	
Rellenos		Estudio especial	

⁽¹⁾ Los valores indicados serán aplicables para estratificación o foliación subhorizontal. Los macizos rocosos con discontinuidades inclinadas, especialmente en las cercanías de taludes, deben ser objeto de análisis especial.

⁽²⁾ Se admiten pequeñas discontinuidades con espaciamiento superior a 1 m.

TABLA 4.19 - PRESIONES ADMISIBLES A EFECTOS ORIENTATIVO. (Ministerio de Fomento, 2008)

En la siguiente tabla se observan correlaciones para cada tipo de material elaborada por Hunt (1984) dan valores orientativos de diferentes parámetros del suelo.

Material	Compacidad	D_r (%)	N_1	Densidad seca γ_d (g/cm ³)	Indice de poros e	Angulo de rozamiento interno
GW: Gravas bien graduadas, mezclas de gravas y de arena	Densa	75	90	2.21	0.22	40
	Medianamente densa	50	55	2.08	0.28	36
	suelta	25	<28	1.97	0.36	32
GW: Gravas mal graduadas, mezclas de gravas y arena	Densa	75	70	2.04	0.33	38
	Medianamente densa	50	50	1.92	0.39	35
	suelta	25	<20	1.83	0.47	32
SW: Arenas bien graduadas, arenas con gravas	Densa	75	65	1.89	0.43	37
	Medianamente densa	50	35	1.79	0.49	34
	suelta	25	<15	1.70	0.57	30
SP: Arenas mal graduadas, arenas con gravas	Densa	75	50	1.76	0.52	36
	Medianamente densa	50	30	1.67	0.60	33
	suelta	25	<10	1.59	0.65	29
SM: arenas limosas	Densa	75	45	1.65	0.62	35
	Medianamente densa	50	25	1.55	0.74	32
	suelta	25	<8	1.49	0.80	29
ML: limos inorgánicos, arenas muy finas	Densa	75	35	1.49	0.80	33
	Medianamente densa	50	20	1.41	0.90	31
	suelta	25	<4	1.35	1.00	27

TABLA 4.20 - PROPIEDADES COMUNES DE LOS SUELOS NO COHESIVOS. (R.E. Hunt, 1984)

4.5. PARÁMETROS GEOLÓGICOS SÍSMICOS

El tipo de suelo que tenemos para cimentar nuestra estructura en función de la normativa ecuatoriana sismorresistente en función del peligro sísmico, se clasifica en función de los tipos de perfiles de suelos A, B, C, D, E y F. Nuestro suelo se define como:

D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$

TABLA 4.21 – PERFIL DE SUELO TIPO D. (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014b)

Parámetros de perfil de suelo

Los parámetros del suelo según la norma son:

- Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto. $F_a = 1,2$
- Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca. $F_d = 1,19$
- Comportamiento no lineal de los suelos. $F_s = 1,28$

- Razón entre la aceleración espectral S_a ($T=0.1s$) y el PGA para el período de retorno seleccionado. $\eta = 1,80$

Además se ha realizado diversos estudios en Ecuador para la microzonificación (Aguilar Falconí, 2013) de la zona. Los parámetros para la zona Sur en el sector 63 son $F_a = 1,255$ $F_d = 1,105$ $F_s = 1,225$.

Espectro elástico horizontal para el diseño aceleraciones

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones, expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, según la norma, se calcula como se muestra en la siguiente figura.

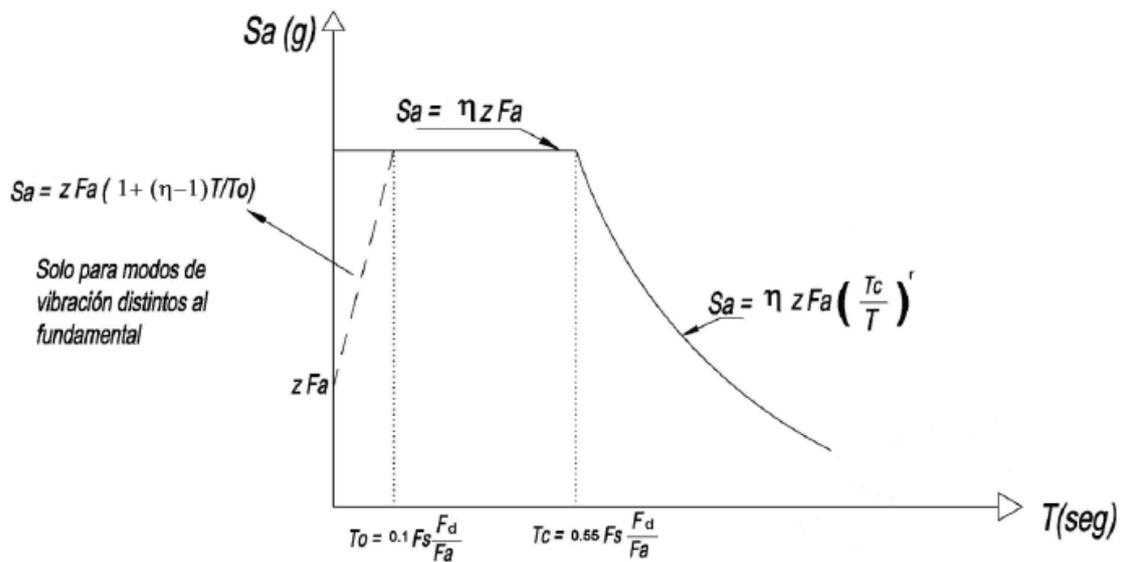
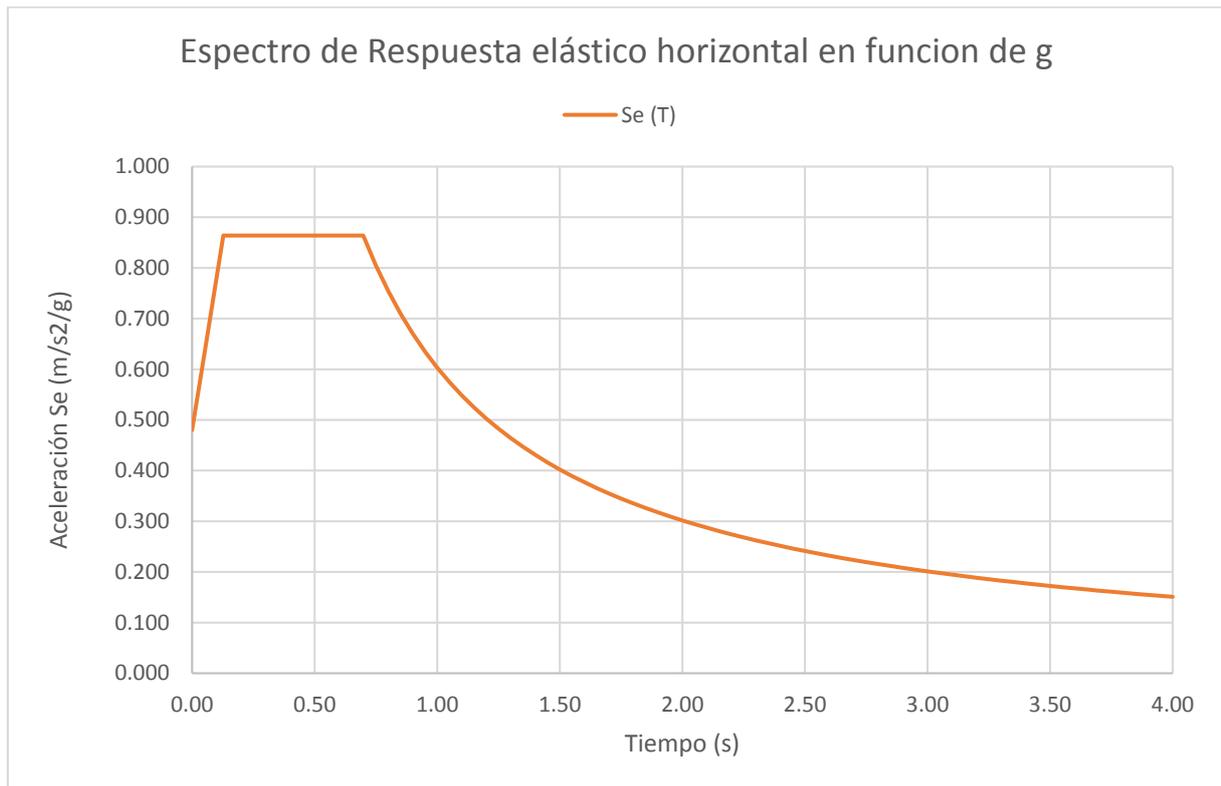


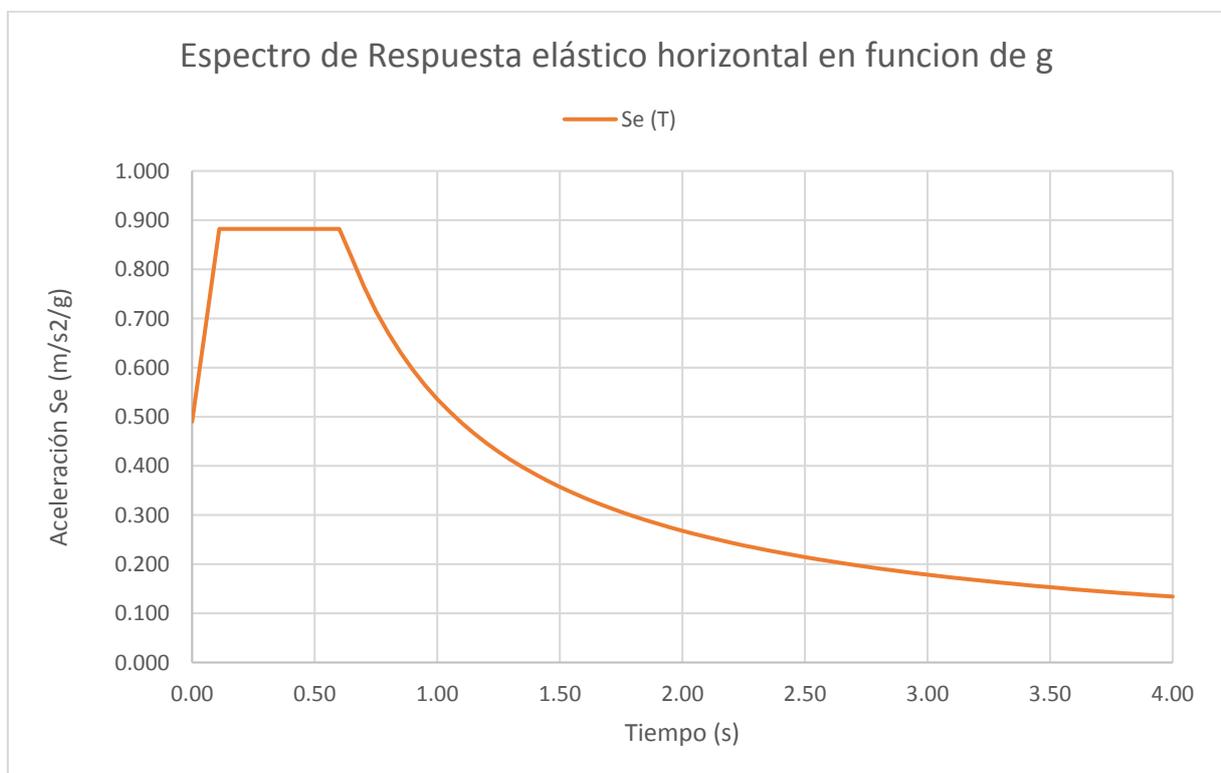
FIGURA 4.9 – ESPECTRO ELÁSTICO DE ACELERACIÓN SEGÚN LA NORMA NEC 2014.

Según el suelo que tenemos se obtiene el siguiente espectro de aceleraciones.



Tiene un valor máximo de aceleración 0,864g entre los periodos 0,13s y 0,70s.

Si seguimos los valores de los estudios de microzonificación de suelo de Ecuador, los valores no proporcionan el siguiente espectro de respuesta.



Tiene un valor máximo de aceleración 0,904g entre los periodos 0,11s y 0,60s.

4.6. TABLA RESUMEN DE PARAMENTOS GEOTÉCNICOS

Se recopilan todos los parámetros geotécnicos.

Parámetro:	Símbolo:	Valor:
Densidad aparente	ρ_{ap}	1,9 kg/m ³
Densidad seca	ρ_d	1,4 kg/m ³
Peso específico aparente	γ_{ap}	19 kN/m ³
Peso específico seco	γ_p	14 kN/m ³
Numero de golpes SPT	N_{SPT}	20
Angulo de rozamiento interno	ϕ'	30°
Densidad Relativa	D_R	46%
Cohesión efectiva	c'	0 kPa
Resistencia compresión simple	q_u	150 kPa
Cohesión sin drenaje	c_u	75 kPa
Módulo de deformación	E	15.000 kN/m ²
Coefficiente de Poisson	ν	0,30
Índice de poros	e	0,90
Coefficiente de balasto	K_{30}	20.000 kN/m ²

TABLA 4.22 – RESUMEN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

5. ESTUDIO DE SOLUCIONES

5.1. INTRODUCCIÓN

Después de haber realizado una caracterización geológico-geotécnica podemos introducirnos en el estudio de soluciones con los siguientes datos:

- a) El área en donde se desarrollará el edificio se ubica en la zona de Quicentro Sur.
- b) Desde el punto de vista geológico, la zona de estudio está enmarcada en el Valle Interandino Central, siendo su límite norte el nudo constituido por los volcanes Mojanda y Cusín, mientras que su límite sur es el nudo constituido por los volcanes Rumiñahui, Pasochoa, Cotopaxi e Illiniza.

El área de estudio en su totalidad se encuentra sobre suelos limo-arenosos compactos, de coloración café a café amarillento, correspondientes a la Formación Cangahua.

- c) Desde el punto de geotécnico, hay un único estrato de 40 metros con las características geotécnicas recogidas en la Tabla 4.22.
- d) En el aspecto hidrogeológico, cabe comentar que en el área donde se ubica el proyecto no se observan afloramientos de agua, estimándose que los niveles freáticos se encuentran profundos. Este último aspecto resulta favorable para la cimentación del edificio, no se prevé movimiento de recursos hídricos en el subsuelo.
- e) Las evaluaciones realizadas por el Código Ecuatoriano de la Construcción (NEC-11), zonifican al País en función de la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño. Según esa zonificación, el área del proyecto se encuentra en la zona sísmica V, en la cual se aplica un factor sísmico de $0,40g$ (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2011), caracterizando la zona V como zona sísmica alta.
- f) En el lugar donde se construirá el edificio no se encuentran disponibles empresas que se dediquen a la prefabricación.
- g) Los criterios para la elección de la cimentación serán (ordenados de mayor importancia a menor):
 - Menor recursos monetarios utilice
 - Sea posible la ejecución
 - La disponibilidad de material
 - Mano de obra adecuada

El estudio de soluciones se basa en seleccionar la tipología de cimentación a elegir para la cimentación del edificio.

5.2. TIPOLOGÍAS DE CIMENTACIÓN

Para nuestro estudio de soluciones vamos definir las tipologías de cimentación que vamos a estudiar dentro del trabajo. Pudiéndose emplear la cimentación superficial o cimentación profunda.

- Cimentación Superficial. Se considerará que una cimentación es superficial si la profundidad no supera 2 veces el ancho de la cimentación. Son de esta tipología de cimentación: zapatas, losas de cimentación y pozos de cimentación.
- Cimentación Profunda. Se considerará que una cimentación es profunda si su extremo inferior, en el terreno, está a una profundidad superior a 8 veces su diámetro o ancho. Cuando la ejecución de una cimentación superficial no sea técnicamente viable, se debe contemplar la posibilidad de realizar una cimentación profunda. Son de esta tipología de cimentación: micropilotes y pilotes.

Antes de definirla diferentes alternativas, se van descarta las siguientes posibilidades de cimentación:

- Debido a su alto coste y la necesidad de importación de acero estructuras, se descarta la posibilidad de realizar pilotes metálicos.
- En el entorno donde se hace la obra no existen empresas de prefabricados, por tanto, se descarta esa posibilidad. Lo cual nos hace utilizar el cualquier caso cimentaciones de hormigón tipo "in situ".

Alternativa 1: Zapatas

La alternativa 1 de cimentación por zapatas se realiza cuando el terreno es firme y competente, se puede cimentar con una presión media alta y se esperan asientos pequeños o moderados, la cimentación normal de los pilares de un edificio estará hecha en zapatas aisladas o combinadas.

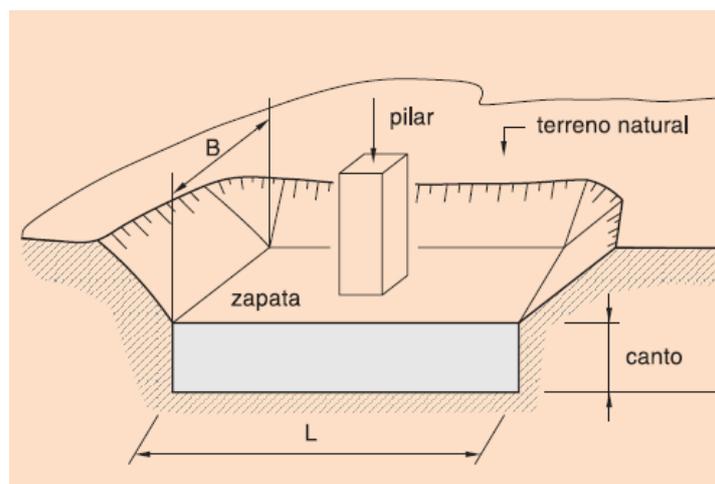


FIGURA 5.1 – ZAPATA AISLADA. (Ministerio de Fomento, 2009)

Las zapatas interiores serán del tipo cuadrada, tanto por su facilidad constructiva como por su sencillez de modo estructural de trabajo. Las zapatas de medianería serán de planta rectangular, preferentemente con una mayor dimensión paralela a la medianería, y las de esquina de planta cuadrada.

Esta solución se utiliza habitualmente cuando las cargas verticales y horizontales son bajas.

Alternativa 2: Pozos de cimentación

La alternativa 2 de cimentación por pozos de cimentación, es un tipo de cimentación semiprofunda, que es utilizado cuando los suelos no poseen buena resistencia y por lo tanto no son adecuados para cimentaciones superficiales. Su proceso constructivo consiste en la excavación del terreno hasta alcanzar las capas firmes mediante perforaciones, y luego se rellenan con hormigón en masa hasta la base de la zapata.

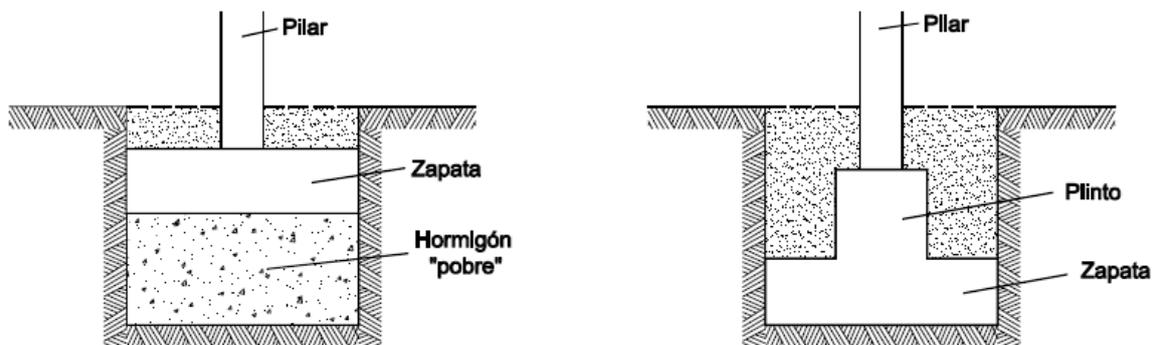


FIGURA 5.2 – POZOS DE CIMENTACIÓN. (Ministerio de Fomento, 2008)

Su aplicación es útil en profundidades de 2 a 5 metros, aunque es recomendable de 3 a 4 metros. Se suele también emplear cuando tenemos acciones horizontales importantes y tracciones, debido a su peso para contrarrestar el arranque.

Esta solución se utiliza habitualmente cuando las cargas verticales y horizontales son bajas, pero tenemos que llegar a un estrato inferior competente.

Alternativa 3: Emparrillado

En edificación no es muy usual cimentar una estructura con zapatas totalmente aisladas. Generalmente se unen entre ellas con vigas de atado o centradoras aumentando de este modo la superficie ocupada por las cimentaciones.



IMAGEN 2 – CIMENTACIÓN POR EMPARRILLADO. ([HTTPS://GOO.GL/IMAGES/F83s5c](https://goo.gl/images/F83s5c))

En el caso límite de unir totalmente en dos direcciones cada zapata con sus vecinas, se llama emparrillado.

Esta solución se utiliza habitualmente cuando las cargas verticales y horizontales son bajas y existen acciones sísmicas. También cuando existen zapatas que no están centradas con respecto al pilar y sea necesario la utilización de viga centrado que permita contrarrestar el momento volcador.

Alternativa 4: Losa de cimentación

La alternativa 4 de cimentación es recomendable cuando la suma de las áreas de contacto de las zapatas y vigas de atado o centradoras requeridas excede al 50% del área cubierta por la cimentación. Es un caso frecuente de edificios altos (> 10 plantas) y/o el terreno tiene una capacidad portante baja (< 150 kN/m²).

La solución de cimentación con losa se adopta también en las siguientes situaciones:

- Se requiere un sótano estanco, por debajo del nivel freático.
- Se desea reducir los asientos diferenciales en terrenos heterogéneos o con inclusiones o defectos erráticos.
- Interesa conseguir una mayor presión de trabajo aprovechando la descarga producida por la excavación de sótanos.

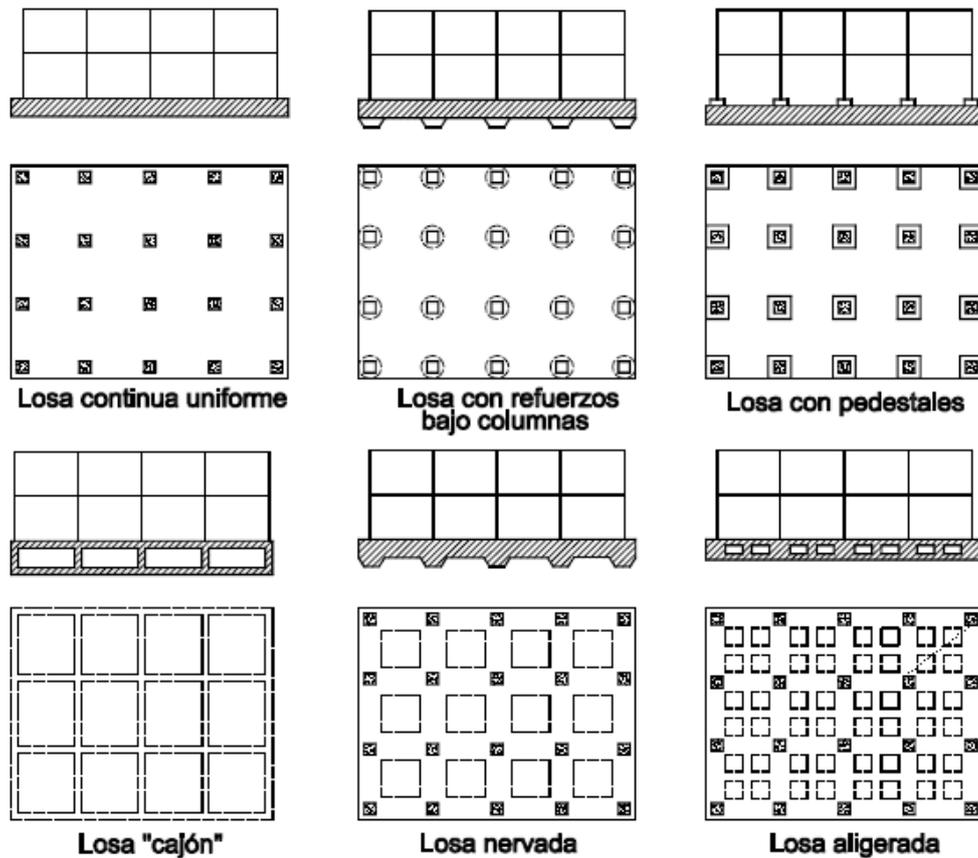


FIGURA 5.3 – TIPO DE LOSA DE CIMENTACIÓN. (Ministerio de Fomento, 2008)

Esta solución se utiliza habitualmente cuando las cargas verticales y horizontales son medias y queremos ahorrar encontrado de zapatas aisladas.

Alternativa 5: Pilotes

La alternativa 5 es una cimentación profunda, es un elemento vertical (normalmente circular, aunque también puede ser de forma poligonal) que transmite las cargas a través del rozamiento del perímetro exterior al suelo y también a través de la punta sobre un estrato resistente. El tamaño esta entre 0,5 y 2 metros de diámetro.

En función de cómo este realizado el encepado se clasifica los pilotes como:

- Pilote aislado: aquel que está a una distancia lo suficientemente alejada de otros pilotes como para que no tengan interacción geotécnica entre ellos.
- Grupo de pilotes: son aquellos que por su proximidad interaccionan entre sí o están unidos mediante elementos estructurales lo suficientemente rígidos, como para que trabajen conjuntamente.
- Zona pilotada: aquella zona en que los pilotes están dispuestos con el fin de reducir asientos o mejorar la seguridad frente a hundimiento de las cimentaciones. Suelen ser pilotes de escasa capacidad portante individual y estar regularmente espaciados o

situados en puntos estratégicos.

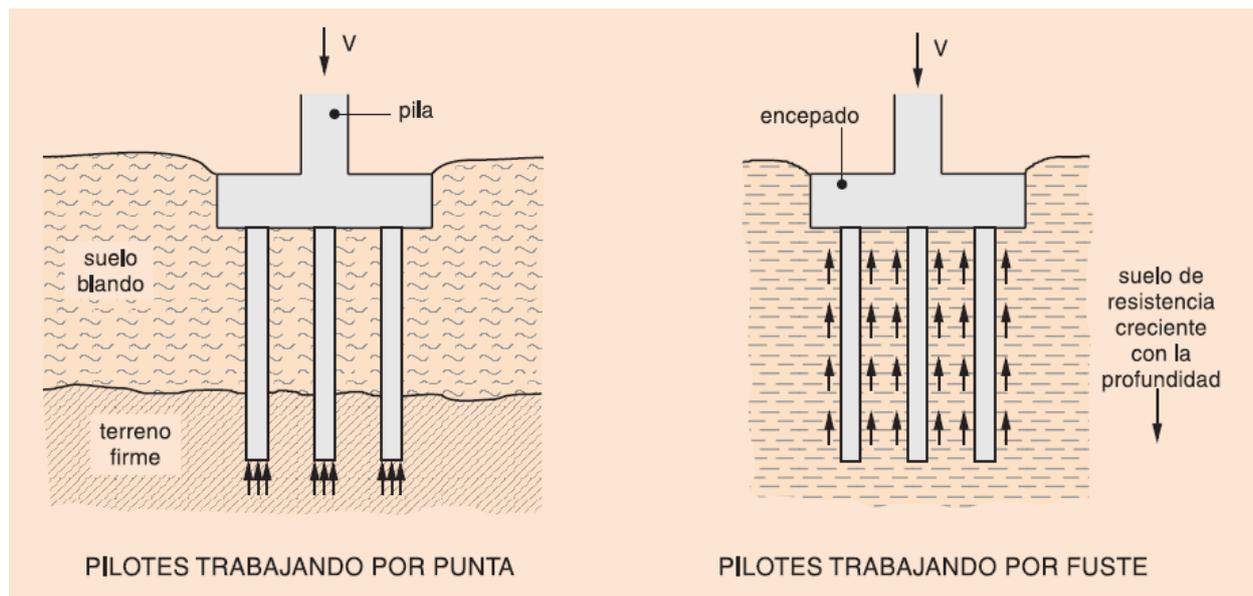


FIGURA 5.4 – FORMA DE TRABAJO DE PILOTES. (Ministerio de Fomento, 2009)

En cuanto a la forma de trabajo los pilotes se clasifican:

- Pilotes por fuste: en aquellos terrenos en los que al no existir un nivel claramente más resistente, al que transmitir la carga del pilotaje, éste transmitirá su carga al terreno fundamentalmente a través del fuste. Se suelen denominar pilotes “flotantes”.
- Pilotes por punta: en aquellos terrenos en los que al no existir, a cierta profundidad, un estrato claramente más resistente, las cargas del pilotaje se transmitirán fundamentalmente por punta. Se suelen denominar pilotes “columna”.

Esta solución se utiliza habitualmente cuando las cargas verticales y horizontales son altas y los estratos son de baja capacidad de resistencia.

Alternativa 6: Micropilotes

Este sistema tiene la ventaja de la miniaturización del sistema de pilotes, de modo que contamos con una maquinaria de menor tamaño que puede acceder a algunos sitios donde nos sería imposible acercarnos con una perforadora de pilotes, como en el caso de recalce de cimentaciones existentes.

La diferencia entre uno y otro tipo vienen determinados por el sistema de perforación, la armadura y por el tipo de inyección o vertido. Pueden emplearse en:

- Estructuras de cimentación: tanto en obra nueva como en recalces, reparaciones, etc.
- Estructuras de contención o sostenimiento del terreno.
- Estabilización de taludes o laderas.
- Paraguas de sostenimiento

- Mejora del terreno.

Son elementos circulares de sección circular de diámetro variable llegado a máximos de 350 mm, capaces de transmitir las cargas de una estructura al terreno mediante esfuerzos de compresión y en ocasiones de flexión y cortante e incluso de tracción.

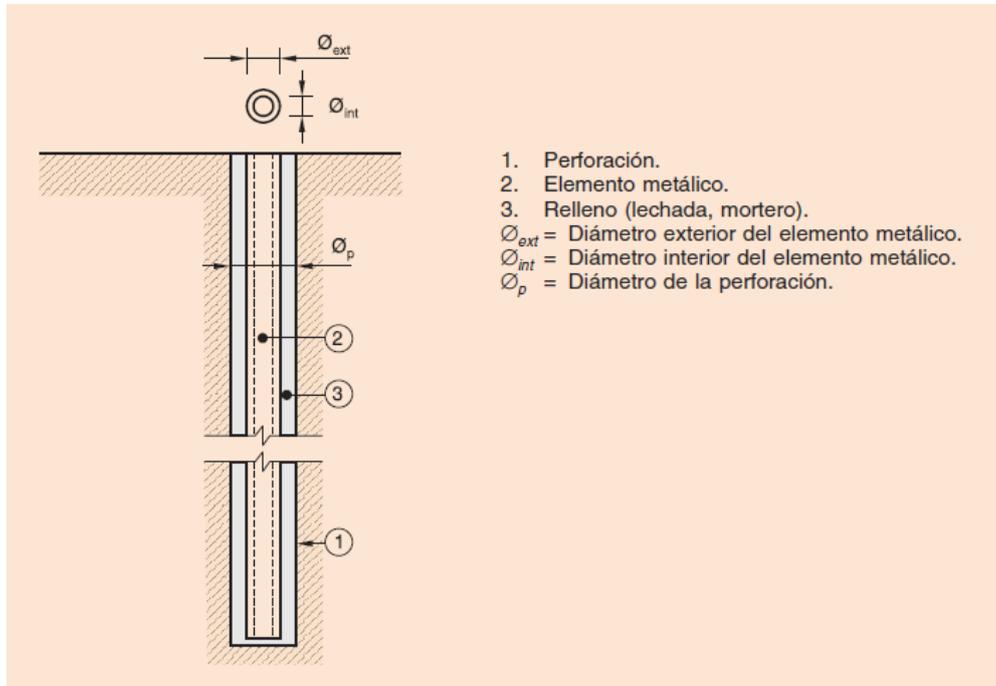


FIGURA 5.5 – ELEMENTOS DE UNA CIMENTACIÓN POR MICROPILOTES. (Ministerio de Fomento, 2009)

Los micropilotes se componen de una armadura de forma de tubo, perfil metálico tipo o barras de acero corrugado y por el recubrimiento de está en forma de lechada de cemento o mortero.

Esta solución se utiliza habitualmente cuando las cargas verticales y horizontales son altas y los estratos son de baja capacidad de resistencia.

Justificación y descartes de alternativas propuestas

Las excavaciones para las alternativas 1, 2, 3 y 4 se puede proyectar sin ningún problema entre 0,5 y 3 metros de excavación. La alternativa 2 se descarta debido a que existe un único estrato para cimentar y no hay un estrato más resistente próximo a la superficie. La alternativa 1 pura mete de zapatas aislada se descarta debido a la necesidad de vigas centradores y ser zona sísmica, por lo que la alternativa 1 y 3 serán la misma.

Para las alterativas 5 y 6 puede aparecer algunos problemas a la hora de atravesar el suelo, con la posibilidad de la aparición de bolos u otros tipos de suelo no detectadas en las prospecciones. La alternativa 6 se descarta debido a que la zona es sísmica y provoca que los micropilotes de se rompan principalmente por cortante, y es por tanto se justifica la utilización de pilotes (alternativa 5).

5.3. ESTIMACIÓN DE CARGAS EN LA CIMENTACIÓN

Las cargas supuestas en los cálculos son las siguientes:

PROPIO DEL FORJADO

- Peso Propio del hormigón: 25 kN/m³

CARGA MUERTA

- Carga Muerta en forjados de viviendas: 2,0 kN/m²
 - Pavimento: 0,4 kN/m²
 - Tabiquería: 1,0 kN/m²
 - Instalaciones: 0,6 kN/m²
- Carga Muerta en cubierta: 1,0 kN/m²
 - Pavimento: 0,5 kN/m²
 - Instalaciones: 0,5 kN/m²

SOBRECARGA DE USO

- Sobrecarga de uso en las viviendas (A1): 2 kN/m²
- Sobrecarga de uso cubierta mantenimiento (F): 1 kN/m²

Tabla 3.1. Valores característicos de las sobrecargas de uso

Categoría de uso		Subcategorías de uso		Carga uniforme [kN/m ²]	Carga concentrada [kN]
A	Zonas residenciales	A1	Viviendas y zonas de habitaciones en, hospitales y hoteles	2	2
		A2	Trasteros	3	2
B	Zonas administrativas			2	2
C	Zonas de acceso al público (con la excepción de las superficies pertenecientes a las categorías A, B, y D)	C1	Zonas con mesas y sillas	3	4
		C2	Zonas con asientos fijos	4	4
		C3	Zonas sin obstáculos que impidan el libre movimiento de las personas como vestíbulos de edificios públicos, administrativos, hoteles; salas de exposición en museos; etc.	5	4
		C4	Zonas destinadas a gimnasio u actividades físicas	5	7
		C5	Zonas de aglomeración (salas de conciertos, estadios, etc)	5	4
D	Zonas comerciales	D1	Locales comerciales	5	4
		D2	Supermercados, hipermercados o grandes superficies	5	7
E	Zonas de tráfico y de aparcamiento para vehículos ligeros (peso total < 30 kN)			2	20 ⁽¹⁾
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente ⁽²⁾			1	2
G	Cubiertas accesibles únicamente para conservación ⁽³⁾	G1 ⁽⁷⁾	Cubiertas con inclinación inferior a 20°	1 ⁽⁴⁾⁽⁶⁾	2
		G2	Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) ⁽⁸⁾	0,4 ⁽⁴⁾	1
				0	2

TABLA 5.1 – VALORES CARACTERÍSTICOS DE LAS SOBRECARGAS DE USO.

Se ha realizado un modelo de la estructura en el programa CYPECAD 2017.k el cual nos ha permitido calcular las cargas que llegan a la cimentación.

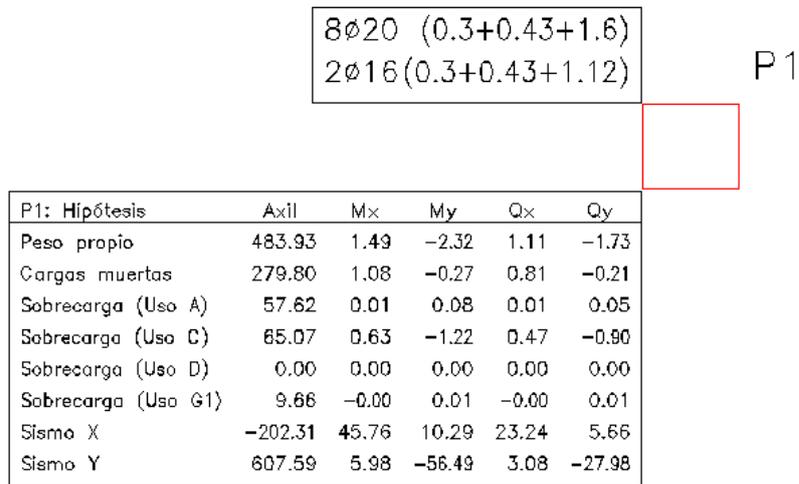


FIGURA 5.6 – CARGAS SOBRE PILAR P1

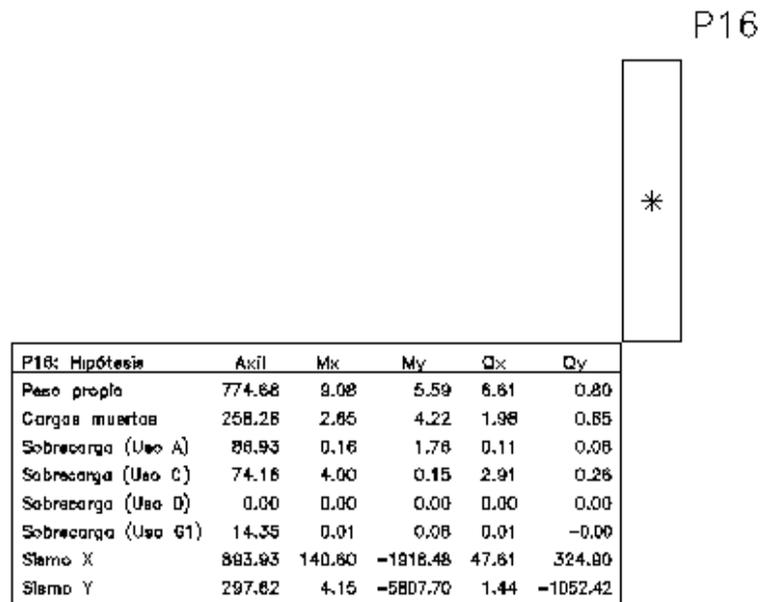


FIGURA 5.7 – CARGAS SOBRE PANTALLA P16

Los valores de las acciones según las hipótesis se pueden ver en el ANEXO V: ESFUERZO DE LOS ARRANQUES DE LA CIMENTACIÓN.

5.4. ALTERNATIVA 1 y 3: CIMENTACIÓN POR ZAPATAS

Tensión admisible por hundimiento según Brinch-Hansen

La resistencia del terreno frente al mecanismo de hundimiento contempla el análisis de la generación de superficies de rotura cuando la componente vertical de la tensión media entre el cimiento y el terreno supera un valor crítico denominado carga de hundimiento. De forma general, consiste en el establecimiento de las condiciones límites de equilibrio entre las fuerzas aplicadas exteriormente y la resistencia movilizada por el terreno para contrarrestarlas.

El valor de la carga de hundimiento y , en su caso, la estabilidad frente al deslizamiento de las excavaciones depende, además, de los parámetros resistentes del terreno, del tipo de carga y del tipo, disposición y geometría de la cimentación o vaciado que se proyecte. El criterio de rotura más frecuentemente utilizado para la caracterización resistente de los suelos es el lineal, también conocido como de Mohr-Coulomb. Éste ha sido el criterio seguido en el CTE, en el que se define como “resistencia al corte” a la tensión tangencial máxima que un suelo puede soportar sin alcanzar la rotura expresada según la relación:

$$\tau_{Rk} = c_k + \sigma_n \cdot \operatorname{tg} \varphi_k$$

Para su definición, el CTE establece, como es habitual para este tipo de análisis, dos situaciones:

- Con Drenaje (CD). Corresponde a aquellas situaciones en las que, bien por unas buenas condiciones de permeabilidad, bien por el largo tiempo transcurrido desde la aplicación de la carga, el terreno ha disipado los excesos de presión intersticial que hubieran podido generarse durante el proceso de carga. En estas situaciones, los valores que se deben adoptar son los siguientes:

$$c_k = c', \text{ cohesión drenada}$$

$$\varphi_k = \varphi', \text{ ángulo de rozamiento drenado}$$

$$\sigma_n = \sigma'_n, \text{ presión normal efectiva}$$

- Sin Drenaje (SD). Corresponden a aquellas situaciones que, bien por falta de drenaje, bien por el escaso tiempo transcurrido desde la aplicación de la carga, existen en el terreno las mismas presiones intersticiales que se han generado durante el proceso de carga. En estas situaciones, los valores que se deben adoptar son los siguientes:

$$c_k = c_u, \text{ cohesión sin drenar}$$

$$\varphi_k = 0, \text{ ángulo de rozamiento sin drenar}$$

$$\sigma_n = \sigma_n, \text{ presión normal total}$$

Se considera el desarrollo de la rotura generalizada dentro del subsuelo sin considerar la parte

superficial más floja, ya que no aparece en el fondo de la quebrada.

La carga de hundimiento se puede calcular según la fórmula de Brinch-Hansen (1970) aplicada en la Guía de cimentaciones en obras de carretera (2009) es la presión vertical de hundimiento es la suma de tres términos que representan la contribución a la capacidad de soporte, de la sobrecarga existente al nivel de cimentación q , de la cohesión del terreno c , y de su peso propio.

$$p_{vh} = q \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot s_q \cdot t_q \cdot r_q + c \cdot N_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot s_c \cdot t_c \cdot r_c + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B^* \cdot N_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot s_\gamma \cdot t_\gamma \cdot r_\gamma$$

Donde:

p_{vh} es la presión vertical de hundimiento.

q es la sobrecarga actuante al nivel del plano de cimentación, en el entorno del cimientto.

c es la cohesión de cálculo.

γ es el peso específico del terreno.

B^* es la anchura equivalente del cimientto.

N_q , N_c , N_γ son factores de capacidad de carga, adimensionales y dependientes del ángulo de rozamiento interno.

d_q , i_q , s_q , t_q , r_q son factores adimensionales para considerar el efecto de la resistencia al corte local del terreno situado sobre el plano de apoyo, la inclinación de la carga, la forma de la cimentación, la proximidad de la cimentación a un talud y la inclinación del plano de apoyo. Los subíndices q , c , γ , indican en cuál de los tres términos de la fórmula polinómica deben aplicarse.

1) Primera aproximación

En una primera aproximación se puede suponer un tipo de terreno un suelo granular, la cimentación es horizontal y recibe cargas verticales perpendiculares a la misma. Por tanto, la carga de hundimiento se simplifica de la siguiente manera.

$$q_h = q N_q s_q d_q + 0,5 \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma$$

Donde:

N_q y N_γ son los factores de carga, función del ángulo de rozamiento interno del terreno. Para un valor de ángulo de rozamiento interno de 30° se tiene los valores de 18,4 y 20,1 respectivamente.

B es el ancho de la cimentación. Estimado unas zapatas cuadradas de 2 metros de lado.

q es el valor de la sobrecarga actuando sobre el plano de apoyo, la cual se puede estimar como 10 kN/m^2 , que corresponde a unos 0,50 metros de profundidad.

γ es el peso aparente del terreno, con un valor de 19 kN/m^3

$s_\gamma, s_q, d_\gamma, d_q$ son los factores de forma y de profundidad. Tienen los valores de 0,7; 1,6; 1, y 1,1 respectivamente.

Considerando un coeficiente de seguridad $F=3$ (estado cuasipermanente) usual en cimentaciones superficiales, obtenemos la tensión admisible del terreno equivalente a $2,0 \text{ kg/cm}^2$, por el criterio de hundimiento.

2) Segunda aproximación

En una segunda aproximación podemos aproximar el terreno como un suelo cohesivo, con los parámetros geotécnicos de la Tabla 4.22. Se realiza una tabla aplicando la fórmula de Brinch-Hansen (1970) que va en función del ancho de la cimentación (B) y la profundidad donde se va a realizar la cimentación.

Acciones Cuasipermanentes									
Zapata cuadrada		Profundidad (m)							
		0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4
B	1.0	1.5	2.0	2.2	2.3	2.3	2.4	2.4	2.4
	1.5	1.6	1.9	2.1	2.2	2.3	2.4	2.4	2.4
	2.0	1.7	1.8	2.0	2.1	2.2	2.3	2.4	2.4
	2.5	1.6	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2	2.3	2.4
	3.0	1.6	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2	2.3	2.3
Zapata corrida		Profundidad (m)							
		0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4
B	1.0	1.2	1.7	1.8	1.9	1.9	2.0	2.0	2.0
	1.5	1.4	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0	2.0	2.0
	2.0	1.4	1.5	1.7	1.8	1.8	1.9	2.0	2.0
	2.5	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	1.9	2.0
	3.0	1.3	1.5	1.6	1.7	1.7	1.8	1.9	2.0

TABLA 5.2 – TENSIÓN ADMISIBLE (KG/CM²) PARA ACCIONES CUASIPERMANENTES POR CONDICIÓN DE HUNDIMIENTO.

Acciones Características									
Zapata cuadrada		Profundidad (m)							
		0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4
B	1.0	1.7	2.4	2.5	2.7	2.7	2.7	2.8	2.8
	1.5	1.9	2.2	2.4	2.5	2.6	2.7	2.8	2.8
	2.0	1.9	2.1	2.3	2.4	2.6	2.7	2.8	2.8
	2.5	1.9	2.1	2.2	2.4	2.5	2.6	2.7	2.8
	3.0	1.9	2.0	2.2	2.3	2.4	2.5	2.6	2.7
Zapata corrida		Profundidad (m)							
		0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4
B	1.0	1.4	2.0	2.1	2.2	2.3	2.3	2.3	2.4
	1.5	1.7	1.8	2.0	2.1	2.2	2.3	2.3	2.4
	2.0	1.6	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2	2.3	2.4
	2.5	1.6	1.7	1.9	2.0	2.1	2.2	2.2	2.3
	3.0	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2	2.3

TABLA 5.3 – TENSIÓN ADMISIBLE (KG/CM2) PARA ACCIONES CARACTERÍSTICAS POR CONDICIÓN DE HUNDIMIENTO.

Acciones Accidentales									
Zapata cuadrada		Profundidad (m)							
		0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4
B	1.0	2.0	2.8	3.0	3.2	3.2	3.3	3.3	3.4
	1.5	2.3	2.6	2.8	3.0	3.1	3.3	3.3	3.4
	2.0	2.3	2.5	2.7	2.9	3.0	3.2	3.3	3.4
	2.5	2.3	2.5	2.6	2.8	2.9	3.1	3.2	3.3
	3.0	2.2	2.4	2.6	2.7	2.9	3.0	3.1	3.2
Zapata corrida		Profundidad (m)							
		0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4
B	1.0	1.7	2.3	2.5	2.6	2.7	2.7	2.8	2.8
	1.5	2.0	2.2	2.4	2.5	2.6	2.7	2.8	2.8
	2.0	1.9	2.1	2.3	2.4	2.5	2.6	2.7	2.8
	2.5	1.9	2.0	2.2	2.3	2.5	2.6	2.7	2.7
	3.0	1.9	2.0	2.1	2.3	2.4	2.5	2.6	2.7

TABLA 5.4 – TENSIÓN ADMISIBLE (KG/CM2) PARA ACCIONES ACCIDENTALES POR CONDICIÓN DE HUNDIMIENTO.

En esta segunda aproximación se obtiene una serie de cargas que se ajustan más a la realidad de la cimentación, en función de los estados que se pueden presentar. Para una zapata cuadra de 2 metro de lado y a una profundidad de 1,5 m la tensión admisible del terreno equivalente a 2,0 kg/cm².

Tensión admisible por hundimiento en función del ensayo de penetración estática SPT

Otra forma de calcular la resistencia por hundimiento es utilizando de Guia de Cimentaciones en

obras de carretera (2009), se puede obtener un valor de la resistencia al hundimiento correlacionando el valor del índice N del ensayo SPT.

$$p_{vh} = p_o + K_c \cdot q_c$$

Donde:

p_{vh} = Presión vertical efectiva que provoca el hundimiento.

p_o = Presión vertical efectiva en el entorno de la cimentación, a la cota del plano de apoyo.

q_c = Resistencia por la punta del ensayo de penetración estática. Valor medio correspondiente a la zona de espesor 1,5B bajo la cimentación.

K_c = Parámetro adimensional calculado como se indica a continuación.

Para la resistencia por punta q_c , se puede usar la siguiente correlación, según la Guía de Cimentaciones en obras de carretera (2009), para establecer la carga admisible en cimentaciones superficiales en arenas siguiendo el método del SPT.

$$N = 2,5 \cdot q_c$$

El parámetro K_c depende del tipo de terreno, de su consistencia, de la profundidad de cimentación y de su forma. Puede estimarse mediante la expresión siguiente:

$$K_c = K_{c1} + K_{c2} \cdot \frac{D^*}{B^*} \cdot s$$

Donde:

K_{c1} y K_{c2} son parámetros adimensionales.

B^* es la anchura equivalente del cimiento.

D^* está relacionado con la profundidad de cimentación.

s representa la influencia de la forma de la cimentación.

1) Primera aproximación

Se aproxima a un tipo de suelo granular, ya que tenemos el ensayo SPT. Se considera un valor de lado de la zapata (B) de 2 metros, y a una profundidad de 0,5 metros.

Considerando un coeficiente de seguridad $F=3$ (Estado cuasipermanente) usual en cimentaciones superficiales, obtenemos la tensión admisible del terreno equivalente a $3,0 \text{ kg/cm}^2$, por el criterio de hundimiento.

Este resultado es erróneo, debido a que la aproximación de suelo granular es errónea en este caso. Este suelo tiene un carácter cohesivo principalmente.

2) Segunda aproximación

En segunda aproximación, se supone un tipo de suelo cohesivo y a partir del ensayo SPT se estima el valor de c_u . Según la Tabla 4.22 se ha estimado en 75 kPa. Para la tensión admisible se ha considerado un valor de lado de la zapata (B) de 2 metros, y a una profundidad de 0,5 metros. Aplicado la formulación se obtiene el siguiente resultado.

Considerando un coeficiente de seguridad $F=3$ (Estado cuasipermanente) usual en cimentaciones superficiales, obtenemos la tensión admisible del terreno equivalente a 1,3 kg/cm², por el criterio de hundimiento.

El resultado subestima la resistencia del terreno ya que el cálculo de la cohesión sin drenaje se realiza a través de correlaciones y no con el ensayo de penetración estática. Por ello no se utilizará este valor.

3) Tercera aproximación

A modo académico se va calura los valores en función de ancho de zapata de y profundidad, aunque este valor no se va a utilizar para estimar la tensión admisible del terreno. Se considera el terreno como un suelo cohesivo, con los parámetro geotécnicos de la Tabla 4.22. Se realizan una tabla que va en función del ancho de la cimentación (B) y la profundidad donde se va realizar la cimentación.

Acciones Cuasipermanentes									
Zapata cuadrada		Profundidad (m)							
		0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4
B	1.0	1.4	1.6	1.8	2.0	2.2	2.5	2.7	2.9
	1.5	1.3	1.5	1.6	1.8	1.9	2.1	2.2	2.4
	2.0	1.3	1.4	1.5	1.7	1.8	1.9	2.0	2.2
	2.5	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0
	3.0	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9
Zapata corrida		Profundidad (m)							
		0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4
B	1.0	1.3	1.4	1.6	1.7	1.9	2.0	2.2	2.3
	1.5	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0
	2.0	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9
	2.5	1.2	1.3	1.4	1.5	1.5	1.6	1.7	1.8
	3.0	1.2	1.3	1.4	1.4	1.5	1.6	1.6	1.7

TABLA 5.5 – TENSIÓN ADMISIBLE (KG/CM²) PARA ACCIONES CUASIPERMANENTES POR CONDICIÓN DE HUNDIMIENTO (POR ENSAYOS).

Acciones Características									
Zapata cuadrada		Profundidad (m)							
		0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4
B	1.0	1.6	1.8	2.1	2.3	2.6	2.9	3.1	3.4
	1.5	1.5	1.7	1.9	2.1	2.2	2.4	2.6	2.8
	2.0	1.5	1.6	1.8	1.9	2.1	2.2	2.3	2.5
	2.5	1.5	1.6	1.7	1.8	2.0	2.1	2.2	2.3
	3.0	1.4	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2
Zapata corrida		Profundidad (m)							
		0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4
B	1.0	1.5	1.7	1.8	2.0	2.2	2.3	2.5	2.7
	1.5	1.5	1.6	1.7	1.8	2.0	2.1	2.2	2.3
	2.0	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0	2.2
	2.5	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0	2.0
	3.0	1.4	1.5	1.6	1.7	1.7	1.8	1.9	2.0

TABLA 5.6 – TENSIÓN ADMISIBLE (KG/CM²) PARA ACCIONES CARACTERÍSTICAS POR CONDICIÓN DE HUNDIMIENTO (POR ENSAYOS).

Acciones Accidentales									
Zapata cuadrada		Profundidad (m)							
		0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4
B	1.0	1.9	2.2	2.5	2.8	3.1	3.4	3.7	4.0
	1.5	1.8	2.0	2.2	2.4	2.7	2.9	3.1	3.3
	2.0	1.8	1.9	2.1	2.3	2.4	2.6	2.8	3.0
	2.5	1.7	1.9	2.0	2.2	2.3	2.5	2.6	2.8
	3.0	1.7	1.8	2.0	2.1	2.2	2.4	2.5	2.6
Zapata corrida		Profundidad (m)							
		0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4
B	1.0	1.8	2.0	2.2	2.4	2.6	2.8	3.0	3.2
	1.5	1.7	1.9	2.0	2.2	2.3	2.5	2.6	2.8
	2.0	1.7	1.8	1.9	2.1	2.2	2.3	2.4	2.6
	2.5	1.7	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2	2.3	2.4
	3.0	1.7	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2	2.3	2.3

TABLA 5.7 – TENSIÓN ADMISIBLE (KG/CM²) PARA ACCIONES ACCIDENTALES POR CONDICIÓN DE HUNDIMIENTO (POR ENSAYOS).

Estos valores están por debajo de los calculados por la fórmula de Brinch-Hansen (1970), el resultado subestima la resistencia del terreno ya que el cálculo de la cohesión sin drenaje se realiza a través de correlaciones.

Tensión admisible por deformabilidad

Por otro lado, obtenemos la tensión admisible por razón de deformabilidad, considerando un asiento admisible de 25'4 mm para las cimentaciones mediante Steinbrenner, que considera un modelo lineal y elástico del terreno multicapa.

El asiento s_z en el centro de la cimentación rectangular considerada como flexible, debido a la deformabilidad del terreno entre la superficie y la profundidad z viene dado por:

$$s_z = \frac{q_2 B}{E} [A \phi_1(a, b, z) - B \phi_2(a, b, z)] F_2$$

Donde:

F_2 es un factor que considera el confinamiento de la cimentación. Del lado de la seguridad lo tomamos como 1.

A, B son coeficientes adimensionales función del coeficiente de Poisson ν (valor de 0,30) de valor 0,91 y 0,52, respectivamente.

ϕ_1 y ϕ_2 son coeficientes adimensionales. Con valores 0,0582 y 0,0779 respectivamente.

a y b son coeficientes adimensionales función de la profundidad y de la relación de lados de la cimentación considerada.

El asiento correspondiente a cada estrato se calcula como la resta entre el asiento a la profundidad del techo y el de la profundidad de la base. Y sumando todos ellos obtendremos el asiento s_2 total de la cimentación debido a la carga q_2 :

$$s_2 = \sum_i s_{zi}$$

La deformabilidad se lleva hasta una profundidad de valor $6B$ para el caso de nuestra cimentación (considerado como una zapata).

Al ser el modelo del terreno elástico y lineal, podemos obtener la tensión admisible por asiento a partir de la obtención de los asientos en función del ancho de la cimentación (B) para una tensión de contacto cualquiera, que llamaremos de referencia, debido a su proporcionalidad según:

$$\frac{q_1}{q_2} = \frac{s_1}{s_2}$$

Donde:

q_1 es la tensión admisible neta.

q_2 es la tensión de referencia (1 kg/cm²).

s1 es el asiento admisible con un valor de 25,4 mm, equivalente a una pulgada.

s2 es el asiento obtenido para la tensión de referencia q2.

1) Primera aproximación

Para una zapata tipo, de lado de la zapata (B) de 2 metros, y a una profundidad de 1,5 metros.

Por el criterio de deformabilidad, la tensión admisible del terreno, a partir de 1,5 m y hasta 5,0 m, es equivalente a 2,0 kg/cm², exactamente la misma que en el caso de hundimiento en la primera aproximación.

2) Segunda aproximación

Se considera el terreno como un suelo cohesivo, con los parámetros geotécnicos de la Tabla 4.22. Se realiza una tabla que va en función del ancho de la cimentación (B) y la profundidad donde se va a realizar la cimentación. La condición de dimensionamiento es Con Drenaje (CD), por tanto se utiliza el módulo de deformación efectivo y el coeficiente de Poisson efectivo.

Acciones Cuasipermanentes											
Zapata cuadrada		Profundidad (m)									
		0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5
B	1.0	2.8	4.0	5.7	7.8	10.1	12.7	15.6	18.8	22.2	25.8
	1.5	1.7	2.2	2.9	3.8	4.7	5.9	7.1	8.4	9.9	11.5
	2.0	1.3	1.6	1.9	2.4	2.9	3.5	4.2	4.9	5.7	6.6
	2.5	1.1	1.3	1.5	1.7	2.0	2.4	2.8	3.3	3.8	4.3
	3.0	1.0	1.1	1.2	1.4	1.6	1.8	2.1	2.4	2.8	3.1
	3.5	0.9	0.9	1.0	1.2	1.3	1.5	1.7	1.9	2.1	2.4
	4.0	0.8	0.9	0.9	1.0	1.1	1.3	1.4	1.6	1.8	2.0
	4.5	0.8	0.8	0.9	0.9	1.0	1.1	1.2	1.3	1.5	1.6
	5.0	0.7	0.8	0.8	0.9	0.9	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4

TABLA 5.8 – TENSIÓN ADMISIBLE (KG/CM²) PARA ACCIONES CUASIPERMANENTES POR CONDICIÓN DE DEFORMACIÓN.

Acciones Características											
Zapata cuadrada	Profundidad (m)										
	0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5	
B	1.0	3.2	4.6	6.6	9.0	11.7	14.7	18.0	21.7	25.6	29.8
	1.5	2.0	2.6	3.4	4.3	5.5	6.8	8.2	9.7	11.4	13.3
	2.0	1.5	1.8	2.2	2.7	3.3	4.0	4.8	5.7	6.6	7.6
	2.5	1.3	1.4	1.7	2.0	2.4	2.8	3.3	3.8	4.4	5.0
	3.0	1.1	1.2	1.4	1.6	1.8	2.1	2.4	2.8	3.2	3.6
	3.5	1.0	1.1	1.2	1.3	1.5	1.7	1.9	2.2	2.5	2.8
	4.0	0.9	1.0	1.1	1.2	1.3	1.5	1.6	1.8	2.0	2.3
	4.5	0.9	0.9	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.7	1.9
	5.0	0.8	0.9	0.9	1.0	1.1	1.1	1.2	1.4	1.5	1.6

TABLA 5.9 – TENSIÓN ADMISIBLE (KG/CM²) PARA ACCIONES CARACTERÍSTICAS POR CONDICIÓN DE DEFORMACIÓN.

Acciones Accidentales											
Zapata cuadrada	Profundidad (m)										
	0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5	
B	1.0	3.8	5.5	7.8	10.6	13.8	17.4	21.3	25.6	30.2	35.2
	1.5	2.4	3.0	4.0	5.1	6.5	8.0	9.7	11.5	13.5	15.7
	2.0	1.8	2.2	2.6	3.2	3.9	4.8	5.7	6.7	7.8	9.0
	2.5	1.5	1.7	2.0	2.4	2.8	3.3	3.9	4.5	5.2	5.9
	3.0	1.3	1.5	1.6	1.9	2.2	2.5	2.9	3.3	3.8	4.3
	3.5	1.2	1.3	1.4	1.6	1.8	2.0	2.3	2.6	2.9	3.3
	4.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.7	1.9	2.1	2.4	2.7
	4.5	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.7	1.8	2.0	2.2
	5.0	1.0	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.8	1.9

TABLA 5.10 – TENSIÓN ADMISIBLE (KG/CM²) PARA ACCIONES ACCIDENTALES POR CONDICIÓN DE DEFORMACIÓN.

Tensión admisible de calculo

Teniendo en cuenta los diferentes criterios (hundimiento y deformación) se va a calcular la tensión admisible que gobierna en función de la profundidad y el lado de la zapata en el caso de zapata cuadradas. Se ha elegido el color azul para indicar que la condición más restrictiva es por hundimiento, mientras que el color naranja indica la condición de deformación.

Acciones Cuasipermanentes									
Zapata cuadrada		Profundidad (m)							
		0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4
B	1.0	1.5	2.0	2.2	2.3	2.3	2.4	2.4	2.4
	1.5	1.6	1.9	2.1	2.2	2.3	2.4	2.4	2.4
	2.0	1.3	1.6	1.9	2.1	2.2	2.3	2.4	2.4
	2.5	1.1	1.3	1.5	1.7	2.0	2.2	2.3	2.4
	3.0	1.0	1.1	1.2	1.4	1.6	1.8	2.1	2.3

TABLA 5.11 – TENSIÓN ADMISIBLE (KG/CM²) PARA ACCIONES CUASIPERMANENTES PARA CIMENTAR POR ZAPATAS CUADRADAS.

Para nuestro proyecto de cimentación, se entiende que los límites de zapatas en función del lado no serán mayores de 3 metros, ya que estaríamos hablando de losas de cimentación en ese caso. Además de una limitación técnica para ejecutar excavaciones de mayores de 4 metros de profundidad, por ello establecemos ese límite.

Se estima que para nuestra cimentación no vamos a aceptar tensiones menores de 1,5 kg/cm².

Acciones Cuasipermanentes									
Zapata cuadrada		Profundidad (m)							
		0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4
B	1.0	1.5	2.0	2.2	2.3	2.3	2.4	2.4	2.4
	1.5	1.6	1.9	2.1	2.2	2.3	2.4	2.4	2.4
	2.0	-	1.6	1.9	2.1	2.2	2.3	2.4	2.4
	2.5	-	-	-	1.7	2.0	2.2	2.3	2.4
	3.0	-	-	-	-	1.6	1.8	2.1	2.3

La carga recomendada para un diseño óptimo por zapatas es hasta 1100 kN. Aunque la carga máxima para cimentar es 2000 kN.

TABLA 5.12 – TENSIÓN ADMISIBLE (KG/CM²) PARA ACCIONES ACCIDENTALES POR CONDICIÓN DE DEFORMACIÓN.

A criterio mío podemos hablar de la limitación de utilizar zapatas para transmitir cargas hasta 1100 kN de manera recomendada por criterios técnicos, aunque podemos llegar hasta 2000 kN.

Comprobación de diseño por zapatas

El diseño por zapatas, según la alternativa 3, se ha realizado el diseño de la cimentación conforme a la normativa ecuatoriana y del CTE en su documento básico de cimientos y con ayuda de la Guía de cimentaciones por carretera.

Se ha utilizado la herramienta de Hoja de cálculo del programa Excel para poder realizar las comprobaciones de la cimentación. Para el diseño se van aumentando las dimensiones de las zapatas hasta alcanzar un valor que satisfaga todas las condiciones de seguridad.

El dimensionamiento de todas las zapatas se ha realizado en el ANEXO VII: COMPROBACIÓN GEOTÉCNICA DE LA CIMENTACIÓN POR ZAPATAS. Se va a mostrar cómo se ha realizado la cimentación del pilar P1.

Comprobación de zapata P1 por criterio de hundimiento

Se comprueba por el método de Brinch-Hansen (1970) que la resistencia al hundimiento es superior a la tensión transmitida por la zapata.

Nº	Combinación	Esfuerzos			Zapata			Terreno				Calculo de carga por hundimiento					CUMPLE:		
		N			B*	L*	Z	γ	φ'	c'	cu	q	qH (SD)	qH (CD)	Limite	F		qadm	
		[kN]			[m]	[m]	[m]	[kN/m3]	[grad]	[kN/m2]	[kN/m2]	[kN/m2]	[kN/m2]	[kN/m2]				[kg/cm2]	
P1	ELU (SCU)	1153			Cuasi	2.6	2.6	1.5	19	30	0	75	28.5	588	1320	SD	3	1.9	SI
P1	ELU (Viento X)	730			Carac	2.6	2.6	1.5	19	30	0	75	28.5	588	1320	SD	2.6	2.2	SI
P1	ELU (Viento Y)	719			Carac	2.6	2.6	1.5	19	30	0	75	28.5	588	1320	SD	2.6	2.2	SI
P1	ELU (Viento X) + SCU	1087			Carac	2.6	2.6	1.5	19	30	0	75	28.5	588	1320	SD	2.6	2.2	SI
P1	ELU (Viento Y) + SCU	1076			Carac	2.6	2.6	1.5	19	30	0	75	28.5	588	1320	SD	2.6	2.2	SI
P1	ELU (Sismo X)	621			Acc	2.6	2.6	1.5	19	30	0	75	28.5	588	1320	SD	2.2	2.6	SI
P1	ELU (Sismo Y)	1107			Acc	2.6	2.6	1.5	19	30	0	75	28.5	588	1320	SD	2.2	2.6	SI

TABLA 5.13 - DIMENSIONAMIENTO DE ZAPATA P1 POR HUNDIMIENTO

Se puede concluir que, para una zapata con las cargas según las hipótesis de la tabla con unas dimensiones de 2,6x2,6 metros cumple las tensiones admisibles por criterio de hundimiento.

Comprobación de zapata P1 por criterio de deslizamiento

Se considera el fallo por deslizamiento debido a que existen acciones horizontales importantes con es el sismo de la zona. Se verifica que cumple.

Nº	Combinación	Esfuerzos					Zapata				Terreno				Comprobaciones										CUMPLE:	
		N	My	Mx	Vy	Vx	B	L	h	C	γ	φ'	c'	cu	B*	L*	H	R	$\tan \varphi$	$\tan c$			Limite	Fd		F
		[kN]	[kN-m]	[kN-m]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[m]	[kN/m3]	[grad]	[kPa]	[kPa]	[m]	[m]	[kN]	[kN]		SD	CD					
P1	ELU (SCU)	1152.9	19.9	-16.9	53.1	-44.7	Cuasi	2.6	2.6	0.65	1.5	19	30	0	75	2.6	2.6	69.4	0	0.46	7.13	8.4	SD	7.1	1.5	SI
P1	ELU (Viento X)	729.7	11.4	-13.2	30.5	-31.1	Carac	2.6	2.6	0.65	1.5	19	30	0	75	2.6	2.6	43.6	4	0.46	11.44	9.0	CD	9.0	1.3	SI
P1	ELU (Viento Y)	719.2	7.9	-10.9	27.2	-28.6	Carac	2.6	2.6	0.65	1.5	19	30	0	75	2.6	2.6	39.4	4	0.46	12.70	9.8	CD	9.8	1.3	SI
P1	ELU (Viento X) + SCU	1086.5	18.4	-18.6	49.4	-45.7	Carac	2.6	2.6	0.65	1.5	19	30	0	75	2.6	2.6	67.2	7	0.46	7.44	8.3	SD	7.4	1.3	SI
P1	ELU (Viento Y) + SCU	1076.0	15.0	-16.4	46.1	-43.1	Carac	2.6	2.6	0.65	1.5	19	30	0	75	2.6	2.6	63.1	6	0.46	7.96	8.8	SD	8.0	1.3	SI
P1	ELU (Sismo X)	620.7	8.1	-57.1	26.9	-86.0	Acc	2.6	2.6	0.65	1.5	19	30	0	75	2.4	2.6	90.0	36	0.46	5.58	4.1	CD	4.1	1.1	SI
P1	ELU (Sismo Y)	1107.0	70.8	-17.4	89.8	-37.6	Acc	2.6	2.6	0.65	1.5	19	30	0	75	2.6	2.5	97.3	39	0.46	5.30	6.2	SD	5.3	1.1	SI
P1	ELS	736.3	11.5	-10.6	30.8	-28.1	Cuasi	2.6	2.6	0.65	1.5	19	30	0	75	2.6	2.6	41.7	0	0.46	11.88	9.4	CD	9.4	1.5	SI

TABLA 5.14 - DIMENSIONAMIENTO DE ZAPATA P1 POR DESLIZAMIENTO

Se puede concluir que, para una zapata con las cargas según las hipótesis de la tabla con unas dimensiones de 2,6x2,6x0,65 metros cumple que no deslice sobre el terreno.

Comprobación de zapata P1 por criterio de vuelco

Se considera el fallo por vuelco debido a que existen acciones horizontales que provocan el vuelco de la zapata, se hace la comprobación de vuelco rígido.

N°	Combinación	Esfuerzos					Zapata			Terreno				Momento Estabilizador		Momento Volcador		Comprobación			F	Cumple	
		N	My	Mx	Vy	Vx	B	L	C	γ	ϕ'	c'	cu	Me X	Me Y	Mv X	Mv Y	Fx	Fy	Fd			
		[kN]	[kN-m]	[kN-m]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kN/m3]	[grad]	[kPa]	[kPa]	[kN-m]	[kN-m]	[kN-m]	[kN-m]						
P1	ELU (SCU)	1152.9	19.9	-16.9	53.1	-44.7	Cuasi	2.6	2.6	0.65	19	30	0	75	1499	1499	51	49	OK	OK	OK	2	SI
P1	ELU (Viento X)	729.7	11.4	-13.2	30.5	-31.1	Carac	2.6	2.6	0.65	19	30	0	75	949	949	33	32	OK	OK	OK	1.8	SI
P1	ELU (Viento Y)	719.2	7.9	-10.9	27.2	-28.6	Carac	2.6	2.6	0.65	19	30	0	75	935	935	29	26	OK	OK	OK	1.8	SI
P1	ELU (Viento X)	-1086.5	18.4	-18.6	49.4	-45.7	Carac	2.6	2.6	0.65	19	30	0	75	1412	1412	51	48	OK	OK	OK	1.8	SI
P1	ELU (Viento Y)	-1076.0	15.0	-16.4	46.1	-43.1	Carac	2.6	2.6	0.65	19	30	0	75	1399	1399	46	43	OK	OK	OK	1.8	SI
P1	ELU (Sismo X)	620.7	8.1	-57.1	26.9	-86.0	Acc	2.6	2.6	0.65	19	30	0	75	807	807	75	64	10.8	12.6	OK	1.5	SI
P1	ELU (Sismo Y)	1107.0	70.8	-17.4	89.8	-37.6	Acc	2.6	2.6	0.65	19	30	0	75	1439	1439	76	95	OK	OK	OK	1.5	SI

TABLA 5.15 - DIMENSIONAMIENTO DE ZAPATA P1 POR VUELCO

Se puede concluir que, para una zapata con las cargas según las hipótesis de la tabla con unas dimensiones de 2,6x2,6x0,65 metros cumple las comprobaciones de vuelco, podemos ver que la más importante ha sido para la hipótesis de sismo en X.

Comprobación de zapata P1 por criterio de asiento

Aplicando el método Steinbrenner para la zapata P1 se verifica que todas cumple la limitación de 1 pulgada (25,4 mm).

N°	Combinación	Esfuerzos					Zapata			Terreno		Calculo de Asiento en base de cimiento					Calculo de Asiento a 6B			Diferencia de asiento	
		N		B*	L*	Z	Zref	E	v	q	C1	C2	$\phi1$	$\phi2$	s	$\phi1$	$\phi2$	s	Δs	CUMPLE:	
		[kN]		[m]	[m]	[m]		[kN/m2]		[kN/m2]					[mm]			[mm]	[mm]	< 25,4 mm	
P1	ELU (SCU)	1153	Cuasi	2.6	2.6	1.5	17.1	15000	0.3	170.5	0.91	0.52	0.0582	0.0779	5.53	0.3289	0.0237	18.42	12.9	SI	
P1	ELU (Viento X)	730	Carac	2.6	2.6	1.5	17.1	15000	0.3	107.9	0.91	0.52	0.0582	0.0779	3.50	0.3289	0.0237	11.66	8.2	SI	
P1	ELU (Viento Y)	719	Carac	2.6	2.6	1.5	17.1	15000	0.3	106.4	0.91	0.52	0.0582	0.0779	3.45	0.3289	0.0237	11.49	8.0	SI	
P1	ELU (Viento X) + SCU	1087	Carac	2.6	2.6	1.5	17.1	15000	0.3	160.7	0.91	0.52	0.0582	0.0779	5.21	0.3289	0.0237	17.36	12.2	SI	
P1	ELU (Viento Y) + SCU	1076	Carac	2.6	2.6	1.5	17.1	15000	0.3	159.2	0.91	0.52	0.0582	0.0779	5.16	0.3289	0.0237	17.19	12.0	SI	
P1	ELU (Sismo X)	621	Acc	2.6	2.6	1.5	17.1	15000	0.3	91.8	0.91	0.52	0.0582	0.0779	2.98	0.3289	0.0237	9.92	6.9	SI	
P1	ELU (Sismo Y)	1107	Acc	2.6	2.6	1.5	17.1	15000	0.3	163.8	0.91	0.52	0.0582	0.0779	5.31	0.3289	0.0237	17.69	12.4	SI	
P1	ELS	736	Cuasi	2.6	2.6	1.5	17.1	15000	0.3	108.9	0.91	0.52	0.0582	0.0779	3.53	0.3289	0.0237	11.76	8.2	SI	

TABLA 5.16 - COMPROBACIÓN DE ASIENTO PARA ZAPATA P1

La cimentación de las zapatas de 2,6x1,6 cumple la limitación de asiento para una profundidad de la cimentación de 1,5 metros.

5.5. ALTERNATIVA 4: CIMENTACIÓN POR LOSA DE CIMENTACIÓN

El diseño por losa maciza de hormigón, es la alternativa 4, se ha realizado con la normativa ecuatoriana y también con el CTE en su documento básico de cimientos y con ayuda de la Guía de cimentaciones por carretera.

Se utiliza una hoja de cálculo para realizar las comprobaciones necesarias por resistencia y

deformabilidad de la cimentación.

Comprobación de losa de cimentación por criterio de hundimiento

Se comprueba por el método de Brinch-Hansen (1970) la resistencia al hundimiento.

Nº	Combinación	Esfuerzos		Zapata			Terreno				Calculo de carga por hundimiento						CUMPLE:
		N		B*	L*	Z	γ	ϕ'	c'	cu	q	qH (SD)	qH (CD)	Limite	F	qadm	
		[kN]		[m]	[m]	[m]	[kN/m3]	[grad]	[kN/m2]	[kN/m2]	[kN/m2]	[kN/m2]	[kN/m2]			[kg/cm2]	
Losa	ELS	18398	Cuasi	15.5	20	0.5	19	30	0	75	9.5	460	2531	SD	3	1.5	SI
Losa	ELU (SCU)	28996	Cuasi	15.5	20	0.5	19	30	0	75	9.5	460	2531	SD	3	1.5	SI
Losa	ELU (Sismo X)	19636	Acc	15.5	20	0.5	19	30	0	75	9.5	460	2531	SD	2.2	2.0	SI
Losa	ELU (Sismo Y)	19633	Acc	15.5	20	0.5	19	30	0	75	9.5	460	2531	SD	2.2	2.0	SI
Losa	ELU (Viento X)	18203	Carac	15.5	20	0.5	19	30	0	75	9.5	460	2531	SD	2.6	1.7	SI
Losa	ELU (Viento X) + SCU	27236	Carac	15.5	20	0.5	19	30	0	75	9.5	460	2531	SD	2.6	1.7	SI
Losa	ELU (Viento Y)	18019	Carac	15.5	20	0.5	19	30	0	75	9.5	460	2531	SD	2.6	1.7	SI
Losa	ELU (Viento Y) + SCU	27053	Carac	15.5	20	0.5	19	30	0	75	9.5	460	2531	SD	2.6	1.7	SI

TABLA 5.17 - DIMENSIONAMIENTO DE LOSA DE CIMENTACIÓN POR HUNDIMIENTO

La losa para las cargas según las hipótesis de la tabla con unas dimensiones de 20x15,5 metros cumple las tensiones admisibles por criterio de hundimiento.

Comprobación de losa de cimentación por criterio de deslizamiento

Se considera el fallo por deslizamiento debido a que existen acciones horizontales importantes con es el sismo de la zona.

Nº	Combinación	Esfuerzos					Zapata				Comprobaciones										CUMPLE:	
		N	My	Mx	Vy	Vx	B	L	h	C	B*	L*	H	R	$\tan \phi$	SD	CD	Limite	Fd	F		
		[kN]	[kN·m]	[kN·m]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[kN]	[kN]								
Losa	ELS	#####	-22.9	29.5	12.7	-10.9	Cuasi	20	15.5	0.6	0.5	20.0	15.5	16.7	0	0.46	1388.76	636.1	CD	OK	1.5	SI
Losa	ELU (SCU)	#####	-24.2	43.1	22.5	-21.3	Cuasi	20	15.5	0.6	0.5	20.0	15.5	31.0	0	0.46	749.18	500.9	CD	OK	1.5	SI
Losa	ELU (Sismo X)	#####	16523.1	108.6	2337.2	12.6	Acc	20	15.5	0.6	0.5	20.0	13.8	2337.2	283	0.46	8.98	4.9	CD	4.9	1.1	SI
Losa	ELU (Sismo Y)	#####	265.7	#####	54.6	#####	Acc	20	15.5	0.6	0.5	18.5	15.5	2059.8	283	0.46	10.56	5.6	CD	5.6	1.1	SI
Losa	ELU (Viento X)	#####	-844.9	-42.4	-189.8	-29.1	Carac	20	15.5	0.6	0.5	20.0	15.4	192.0	19	0.46	120.43	55.1	CD	OK	1.3	SI
Losa	ELU (Viento X) + SCU	#####	-848.2	-30.0	-181.6	-37.5	Carac	20	15.5	0.6	0.5	20.0	15.4	185.4	19	0.46	124.98	79.5	CD	OK	1.3	SI
Losa	ELU (Viento Y)	#####	-68.7	-1062.5	-0.7	-303.0	Carac	20	15.5	0.6	0.5	19.9	15.5	303.0	30	0.46	76.36	34.7	CD	OK	1.3	SI
Losa	ELU (Viento Y) + SCU	#####	-71.9	-1050.2	7.6	-311.4	Carac	20	15.5	0.6	0.5	19.9	15.5	311.5	31	0.46	74.43	47.1	CD	OK	1.3	SI

TABLA 5.18 - DIMENSIONAMIENTO DE LOSA DE CIMENTACIÓN POR DESLIZAMIENTO

Se puede concluir que la losa no desliza sobre el terreno.

Comprobación de losa de cimentación por criterio de vuelco

Se considera el fallo por vuelco debido a que existen acciones horizontales que provocan el vuelco de la zapata, se hace la comprobación de vuelco rígido.

Nº	Combinación	Esfuerzos					Zapata			Momento Estabilizador		Momento Volcador		Comprobación			F	Cumple	
		N	My	Mx	Vy	Vx	B	L	C	Me X	Me Y	Mv X	Mv Y	Fx	Fy	Fd			
		[kN]	[kN·m]	[kN·m]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kN·m]	[kN·m]	[kN·m]	[kN·m]						
Losa	ELS	#####	-22.9	29.5	12.7	-10.9	Cuasi	20	15.5	0.6	183980	142585	37	29	OK	OK	OK	2	SI
Losa	ELU (SCU)	#####	-24.2	43.1	22.5	-21.3	Cuasi	20	15.5	0.6	289964	224722	57	37	OK	OK	OK	2	SI
Losa	ELU (Sismo X)	#####	16523.1	108.6	#####	12.6	Acc	20	15.5	0.6	196360	152179	1511	16531	OK	9.2	9.2	1.5	SI
Losa	ELU (Sismo Y)	#####	265.7	#####	54.6	#####	Acc	20	15.5	0.6	196334	152158	14807	1501	13.3	OK	OK	1.5	SI
Losa	ELU (Viento X)	#####	-844.9	-42.4	-189.8	-29.1	Carac	20	15.5	0.6	182029	141072	156	862	OK	OK	OK	1.8	SI
Losa	ELU (Viento X)	#####	-848.2	-30.0	-181.6	-37.5	Carac	20	15.5	0.6	272362	211080	139	871	OK	OK	OK	1.8	SI
Losa	ELU (Viento Y)	#####	-68.7	-1062.5	-0.7	-303.0	Carac	20	15.5	0.6	180194	139650	1063	250	OK	OK	OK	1.8	SI
Losa	ELU (Viento Y)	#####	-71.9	-1050.2	7.6	-311.4	Carac	20	15.5	0.6	270527	209659	1055	259	OK	OK	OK	1.8	SI

TABLA 5.19 - DIMENSIONAMIENTO DE LOSA DE CIMENTACIÓN POR VUELCO

Se puede concluir que la losa no vuelca sobre el terreno.

Comprobación de losa de cimentación por criterio de asiento

Aplicando el método Steinbrenner para losa e cimentación verifica que se cumple la limitación de 50 mm.

Nº	Combinación	Esfuerzos					Zapata			Terreno		Calculo de Asiento en base de cimiento					Calculo de Asiento a 6B			Diferencia de asiento	
		N		B*	L*	Z	Zref	E	v	q	C1	C2	φ1	φ2	s	φ1	φ2	s	Δs	CUMPLE:	
		[kN]		[m]	[m]	[m]		[kN/m2]		[kN/m2]					[mm]			[mm]	[mm]	< 50 mm	
Losa	ELS	18398	Cuasi	15.5	20	0.5	31.5	15000	0.3	59.3	0.91	0.52	0.0411	0.0079	5.09	0.2783	0.0773	35.99	30.9	SI	
Losa	ELU (SCU)	28996	Cuasi	15.5	20	0.5	31.5	15000	0.3	93.5	0.91	0.52	0.0411	0.0079	8.02	0.2783	0.0773	56.72	48.7	SI	
Losa	ELU (Sismo X)	19636	Acc	15.5	20	0.5	31.5	15000	0.3	63.3	0.91	0.52	0.0411	0.0079	5.43	0.2783	0.0773	38.41	33.0	SI	
Losa	ELU (Sismo Y)	19633	Acc	15.5	20	0.5	31.5	15000	0.3	63.3	0.91	0.52	0.0411	0.0079	5.43	0.2783	0.0773	38.40	33.0	SI	
Losa	ELU (Viento X)	18203	Carac	15.5	20	0.5	31.5	15000	0.3	58.7	0.91	0.52	0.0411	0.0079	5.03	0.2783	0.0773	35.61	30.6	SI	
Losa	ELU (Viento X) + SCU	27236	Carac	15.5	20	0.5	31.5	15000	0.3	87.9	0.91	0.52	0.0411	0.0079	7.53	0.2783	0.0773	53.28	45.7	SI	
Losa	ELU (Viento Y)	18019	Carac	15.5	20	0.5	31.5	15000	0.3	58.1	0.91	0.52	0.0411	0.0079	4.98	0.2783	0.0773	35.25	30.3	SI	
Losa	ELU (Viento Y) + SCU	27053	Carac	15.5	20	0.5	31.5	15000	0.3	87.3	0.91	0.52	0.0411	0.0079	7.48	0.2783	0.0773	52.92	45.4	SI	

TABLA 5.20 - COMPROBACIÓN DE ASIENTO PARA LOSA DE CIMENTACIÓN

La cimentación cumple la limitación de asiento para una profundidad de la cimentación de 0,5 metros.

5.6. ALTERNATIVA 5: CIMENTACIÓN POR PILOTES

Carga máxima por carga de hundimiento

La carga de hundimiento de un grupo de pilotes puede alcanzarse por rotura general del terreno bajo el grupo de pilotes, o por rotura local del terreno en el entorno de algún pilote. Ambas comprobaciones habrán de realizarse.

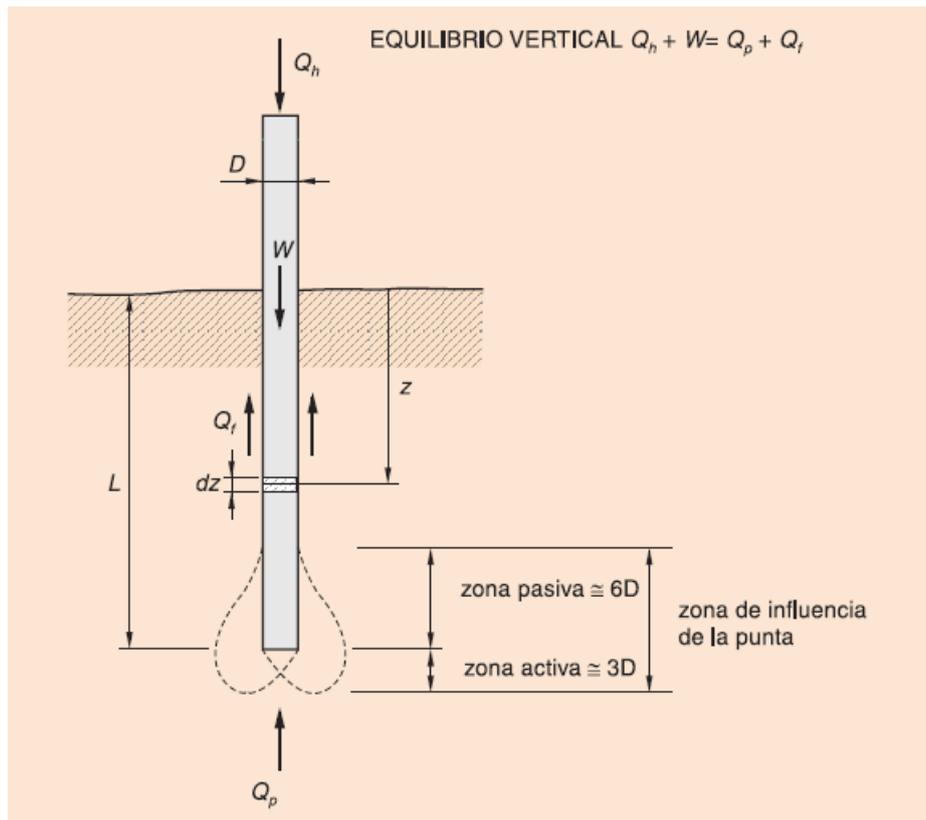


FIGURA 5.8 – PILOTES AISLADO DIMENSIONAMIENTO POR HUNDIMIENTO. (Ministerio de Fomento, 2009)

Para el caso de pilotes perforados en rocas alteradas o en suelos, la carga de hundimiento, q_h , se considerará igual a la suma de dos cantidades, la parte correspondiente a la punta Q_p y la parte que corresponde al fuste Q_f

Carga de hundimiento por punta

La parte de la carga de hundimiento que corresponde a la punta, se deducirá de las características del terreno en la zona de influencia de la punta.

El valor de cálculo del parámetro resistente correspondiente a la resistencia por punta será el valor medio o semisuma del que se asigne a la zona activa inferior y el que se asigne a la zona pasiva superior. A su vez, el valor que se asigne a cada una de estas zonas debe ser una estimación prudente del parámetro en cuestión en el entorno de la punta, por debajo de ella (zona activa) y por encima de la misma (zona pasiva).

La carga de hundimiento por punta puede obtenerse mediante el producto del área de la punta, A_p , por una presión unitaria de hundimiento, q_p .

$$Q_p = A_p \cdot q_p$$

Donde:

Q_p = Carga de hundimiento por punta.

A_p = Área de la punta.

q_p = Carga de hundimiento unitaria, por punta.

Carga de hundimiento por fuste

La contribución del fuste a la carga de hundimiento, Q_f , puede estimarse como la integral de la resistencia unitaria por fuste, τ_f , en todo el contorno de la parte enterrada.

$$Q_f = \int_0^L \pi \cdot D \cdot \tau_f \cdot dz$$

Donde:

Q_f = Carga de hundimiento por fuste.

D = Diámetro real o equivalente del pilote.

τ_f = Resistencia unitaria por fuste, a la profundidad z .

z = Profundidad medida desde la superficie, hacia el interior del terreno.

L = Longitud enterrada del pilote.

Método basado en el ensayo SPT

Este método es de aplicación en terrenos cuyo contenido en finos no exceda el 15% (suelos fundamentalmente granulares), y que no contengan elementos gruesos (contenido de partículas de tamaño superior a 5 cm).

El método de la Guía de Cimentaciones en obras de carretera (2009), no es aplicable a formaciones de calizas orgánicas (conchíferas o coralinas), puesto que en ellas se pueden obtener índices N del ensayo SPT altos y, sin embargo, cargas de hundimiento bajas debido a la rotura de la cimentación que puede producirse con cargas estáticas moderadas. En estas situaciones será recomendable conocer la experiencia local, y/o realizar ensayos de carga.

Los índices N del ensayo SPT deben ser corregidos por el efecto de la sobrecarga de tierra, normalizados a la energía estándar del 60%, y promediarse en la zona de la punta. Para nuestro caso el valor de N , solo llega hasta la profundidad de 2,5 m, pero asumimos que el valor se mantiene constante, por lo que $N = 20$.

- Resistencia por punta

$$q_p = \alpha \cdot \bar{N}_{60} \cdot f_d$$

- Resistencia por fuste

$$\tau_f = 2N_{60} \text{ (kPa)} \leq 90 \text{ kPa}$$

Ensayo SPT							
Profundidad (m)	φ (m)						
	0.5	0.75	1	1.25	1.5	1.75	2
5	437	773	1107	1629	2249	2968	3784
7.5	495	843	1178	1690	2289	2975	3748
10	553	914	1249	1752	2329	2983	3713
12.5	611	984	1321	1813	2370	2991	3677
15	669	1054	1392	1874	2410	2999	3641
17.5	727	1125	1464	1936	2450	3007	3606
20	785	1195	1535	1997	2490	3014	3570
22.5	843	1265	1606	2058	2530	3022	3534
25	901	1335	1678	2120	2570	3030	3499
27.5	959	1406	1749	2181	2611	3038	3463
30	1017	1476	1821	2242	2651	3046	3427

TABLA 5.21 – CARGA MÁXIMA EN PILOTE (kN) PARA ACCIONES CUASIPERMANENTES POR ENSAYO SPT.

El resultado no se puede aplicar debido que el porcentaje de finos es superior del 15% estamos en torno a 55%, es decir este cálculo es para cuando se trata de suelos granulares. Por ello no se utilizará este valor para la carga máxima por pilote.

Método basado en el ensayo de penetración estática

Este método está recogido en la Guía de Cimentaciones en obras de carretera (2009), Los ensayos con penetración estáticos o dinámicos pueden ayudarnos a calcular la carga máxima por hundimiento del pilote. Las experiencias recientes o de carácter local, en ese sentido, pueden ser de gran interés en algunas aplicaciones particulares.

- Resistencia por punta

$$q_p = \rho \cdot \bar{q}_c$$

- Resistencia por fuste

$$\tau_f = 0,75 \cdot f_s$$

Ensayo penetración estática							
Profundidad (m)	φ (m)						
	0.5	0.75	1	1.25	1.5	1.75	2
5	1211	2317	3554	5403	7635	7635	7635
7.5	1313	2455	3721	5587	7828	7828	7828
10	1415	2594	3887	5771	8020	8020	8020
12.5	1517	2733	4053	5955	8213	8213	8213
15	1619	2872	4219	6139	8405	8405	8405
17.5	1721	3010	4385	6323	8598	8598	8598
20	1823	3149	4551	6507	8790	8790	8790
22.5	1924	3288	4717	6691	8983	8983	8983
25	2026	3427	4884	6875	9176	9176	9176
27.5	2128	3565	5050	7059	9368	9368	9368
30	2230	3704	5216	7244	9561	9561	9561

TABLA 5.22 – CARGA MÁXIMA EN PILOTE (kN) PARA ACCIONES CUASIPERMANENTES POR ENSAYO PRESIONOMÉTRICO.

El resultado no se puede aplicar debido a que la resistencia del terreno de la cohesión sin drenaje se realiza a través de correlaciones y no con el ensayo de penetración estática.

Método basado en el modelo de Mohr-Coulomb

Este método está recogido en la Guía de Cimentaciones en obras de carretera (2009). Cuando se conozcan las características resistentes del terreno en términos del modelo de Mohr-Coulomb, se podrá utilizar la siguiente expresión para el cálculo de la capacidad resistente.

- Resistencia por punta

$$q_p = N_q \cdot \sigma'_{vo} + N_c \cdot c$$

- Resistencia por fuste

$$\tau_f = c + K_o \cdot \text{tg } \delta \cdot \sigma'_v \leq 90 \text{ kPa}$$

Modelo Mohr-Coulomb							
Profundidad (m)	φ (m)						
	0.5	0.75	1	1.25	1.5	1.75	2
5	312	529	762	1070	1425	1828	2277
7.5	405	666	941	1289	1683	2123	2608
10	497	802	1119	1509	1942	2418	2939
12.5	590	939	1298	1728	2200	2714	3270
15	683	1076	1477	1947	2458	3009	3601
17.5	776	1212	1656	2167	2716	3305	3931
20	869	1349	1835	2386	2975	3600	4262
22.5	961	1486	2014	2606	3233	3895	4593
25	1054	1622	2193	2825	3491	4191	4924
27.5	1147	1759	2372	3044	3749	4486	5255
30	1240	1896	2550	3264	4007	4781	5586

TABLA 5.23 – CARGA MÁXIMA EN PILOTE (kN) PARA ACCIONES CUASIPERMANENTES POR MODELO DE MOHR-COULOMB

Considerando un coeficiente de seguridad $F=3,5$ para el estado cuasipermanente en cimentaciones profundas, obtenemos las cargas máximas por pilote en kN según el criterio de hundimiento.

Carga máxima por deformabilidad

El asiento, s , de la cabeza de un pilote vertical aislado, sometido a una compresión vertical, depende fundamentalmente de la deformabilidad del terreno en la zona próxima al contacto con el pilote. Aunque se han propuesto métodos muy diversos para relacionar la rigidez vertical con los parámetros del terreno, se ha observado que dicha correlación es débil.

Se recomienda calcular el asiento con una expresión universal, independiente de las características de deformabilidad del terreno, basada en un dato empírico. El asiento de los pilotes aislados sometidos a su carga de servicio suele estar en el entorno del uno por ciento del diámetro, siempre que la situación de servicio esté suficientemente lejos del hundimiento.

Esa condición se cumple cuando se supone la siguiente rigidez vertical:

$$K_v = \frac{N_p}{s} = \frac{1}{\left(\frac{D}{40Q_h} + \frac{L_c}{AE}\right)}$$

Donde:

K_v es la rigidez vertical del pilote aislado.

N_p es la compresión vertical a la que se encuentra sometido el pilote.

s es el asiento de la cabeza del pilote aislado, al estar sometido a una compresión vertical de valor N_p .

D es el diámetro del pilote.

L_c es la longitud de cálculo, que será igual a la longitud del pilote (pilotes por punta) o igual a esa misma longitud, disminuida en un tercio de la longitud de la parte enterrada (pilotes por fuste).

Q_h es la carga de hundimiento, determinada según se indica en 5.10.

A es el área neta de la sección transversal del pilote.

E es el módulo de elasticidad del pilote.

Consideramos el asiento admisible de 25'4 mm para las cimentaciones profundas.

Considerando el modelo de Mohr-Coulomb y estimando que la carga de servicio es la mitad de la que la carga por hundimiento, se comprueba que los asientos están por debajo de lo admisible.

Modelo Mohr-Coulomb							
Profundidad (m)	φ (μ)						
	0.5	0.75	1	1.25	1.5	1.75	2
5	6.28	9.40	12.52	15.64	18.77	21.89	25.02
7.5	6.31	9.42	12.54	15.66	18.78	21.90	25.03
10	6.36	9.45	12.56	15.68	18.80	21.92	25.04
12.5	6.41	9.49	12.59	15.70	18.81	21.93	25.05
15	6.47	9.53	12.62	15.72	18.84	21.95	25.07
17.5	6.54	9.58	12.65	15.75	18.86	21.98	25.09
20	6.62	9.63	12.69	15.79	18.89	22.00	25.11
22.5	6.71	9.69	12.74	15.82	18.92	22.03	25.14
25	6.81	9.76	12.79	15.86	18.96	22.06	25.16
27.5	6.92	9.83	12.85	15.91	18.99	22.09	25.19
30	7.04	9.91	12.91	15.96	19.03	22.12	25.22

TABLA 5.24 – ESTIMACIÓN DE ASIENTO (MM) CONSIDERANDO LA MITAD DE LA CARGA POR HUNDIMIENTO SEGÚN EL MODELO DE MOHR-COULOMB.

Carga máxima admisible de calculo

Teniendo en cuenta los criterios de hundimiento y deformación basado en el modelo Mohr-Coulomb, se obtiene la siguiente tabla donde indicamos la carga máxima admisible.

Modelo Mohr-Coulomb							
Profundidad (m)	φ (m)						
	0.5	0.75	1	1.25	1.5	1.75	2
5	150	260	380	530	710	910	1130
7.5	200	330	470	640	840	1060	1300
10	240	400	550	750	970	1200	1460
12.5	290	460	640	860	1090	1350	1630
15	340	530	730	970	1220	1500	1800
17.5	380	600	820	1080	1350	1650	1960
20	430	670	910	1190	1480	1790	2130
22.5	480	740	1000	1300	1610	1940	2290
25	520	810	1090	1410	1740	2090	2460
27.5	570	870	1180	1520	1870	2240	2620
30	610	940	1270	1630	2000	2390	2790

TABLA 5.25 – CARGA MÁXIMA ADMISIBLE EN PILOTE (kN) POR MODELO DE MOHR-COULOMB.

Para nuestro proyecto de cimentación, se entiende que los límites de utilización de pilotes serán en perforaciones mayores de 5 metros y hasta un valor máximo de 30 metros, limitación técnica para ejecutar perforaciones mayores de esta profundidad, por ello establecemos este límite.

Se estima que para nuestra cimentación por cimentaciones deberá ser superior la resistencia por pilote a la carga recomendable de zapatas (1200kN) dividida por un grupo de pilotes de 3, considerando que para este tipo de edificación el grupo máximo de pilotes deberá ser 3, por que son recomienda utilizar pilotes con resistencia menor de 400 kN.

Modelo Mohr-Coulomb							
Profundidad ad (m)	φ (m)						
	0.5	0.75	1	1.25	1.5	1.75	2
5	150	260	380	530	710	910	1130
7.5	200	330	470	640	840	1060	1300
10	240	400	550	750	970	1200	1460
12.5	290	460	640	860	1090	1350	1630
15	340	530	730	970	1220	1500	1800
17.5	380	600	820	1080	1350	1650	1960
20	430	670	910	1190	1480	1790	2130
22.5	480	740	1000	1300	1610	1940	2290
25	520	810	1090	1410	1740	2090	2460
27.5	570	870	1180	1520	1870	2240	2620
30	610	940	1270	1630	2000	2390	2790

TABLA 5.26 – TENSIÓN ADMISIBLE (KG/CM²) PARA ACCIONES ACCIDENTALES POR CONDICIÓN DE DEFORMACIÓN.

Con estos resultados podemos, para obtener resistencias de cargas mayores de 2000 kN por pilotes se consigue con las siguientes disposiciones 1ud ϕ 1m / 22,5m; 1ud ϕ 1,25m / 17,55m; 1ud ϕ 1,5m / 12,5m.

La utilización de pilotes que justificada si las cargas de la cimentación están por encima de esas cargas.

Comprobación de diseño por pilotes

El diseño por pilotes se ha realizado con la normativa ecuatoriana y el CTE en su documento básico de cimientos y con ayuda de la Guía de cimentaciones por carretera.

Para el cálculo se ha utilizado una hoja de cálculo del programa Excel y se ha realizado las comprobaciones de seguridad necesarias para el cálculo de pilotes.

El dimensionamiento de todas las zapatas se ha realizado en el ANEXO VIII: COMPROBACIÓN GEOTÉCNICA DE LA CIMENTACIÓN POR PILOTES. Se va a mostrar cómo se ha realizado la cimentación del pilar P1.

Comprobación de pilotes en P1 por carga de hundimiento

Se comprueba por el método del CTE la resistencia al hundimiento de un pilote.

Nº	Combinación	Esfuerzos		Pilote				Terreno				Correlaciones				Seguridad				Pilote Solucion:			
		N [kN]		φ [m]	Z [m]	Ap [m2]	Af [m2]	W [kN]	γ [kN/m3]	φ' [grad]	c' [kN/m2]	cu [kN/m2]	qH (SD) [kN/m2]	qH (CD) [kN/m2]	Limite	F	Q [kN]	Tope Estr [kN]	Pandeo [kN]	qadm [kN]	Num [ud]	CUMPLE:	
P1	ELU (SCU)	1153	Cuasi	0.5	10	0.785	31.42	196	19	30	0	75	1741	5027	SD	3	580	3142	8084	580	2	SI	3 pilotes ϕ 0.5 m - hasta 10 m
P1	ELU (Viento X)	730	Carac	0.5	10	0.785	31.42	196	19	30	0	75	1741	5027	SD	3.5	497	3142	7006	497	2	SI	
P1	ELU (Viento Y)	719	Carac	0.5	10	0.785	31.42	196	19	30	0	75	1741	5027	SD	3.5	497	3142	7006	497	2	SI	
P1	ELU (Viento X) + SCU	1087	Carac	0.5	10	0.785	31.42	196	19	30	0	75	1741	5027	SD	3.5	497	3142	7006	497	3	SI	
P1	ELU (Viento Y) + SCU	1076	Carac	0.5	10	0.785	31.42	196	19	30	0	75	1741	5027	SD	3.5	497	3142	7006	497	3	SI	
P1	ELU (Sismo X)	621	Acc	0.5	10	0.785	31.42	196	19	30	0	75	1741	5027	SD	2.6	670	3142	9554	670	1	SI	
P1	ELU (Sismo Y)	1107	Acc	0.5	10	0.785	31.42	196	19	30	0	75	1741	5027	SD	2.6	670	3142	9554	670	2	SI	
P1	ELS	736	Cuasi	0.5	10	0.785	31.42	196	19	30	0	75	1741	5027	SD	3	580	3142	8084	580	2	SI	

FIGURA 5.9 – CIMENTACIÓN DE P1 POR PILOTES POR HUNDIMIENTO

Se puede concluir que para P1 y con las cargas según las hipótesis de la tabla, el conjunto de 3 pilotes de diámetro 0,5 metros y con una profundidad de 10 m cumple el criterio de hundimiento.

Método basado en el SPT

Nº	Combinación	Esfuerzos		Pilote				Terreno		SPT				Seguridad				Pilote Solucion:				
		N [kN]		φ [m]	Z [m]	Ap [m2]	Af [m2]	W [kN]	N	alfa [kN/m2]	fd [kN/m2]	Qp [kN/m2]	τ_f [kN]	qH [kN]	F	qadm [kN]	Tope Estr [kN]	Pandeo [kN]	qadm [kN]	Num [ud]	CUMPLE:	
P1	ELU (SCU)	1153	Cuasi	0.5	10	0.785	31.42	196	20	200	0.8	3333	40	3678	2.6	1415	3142	8084	1415	1	SI	1 pilotes ϕ 0.5 m - hasta 10 m
P1	ELU (Viento X)	730	Carac	0.5	10	0.785	31.42	196	20	200	0.8	3333	40	3678	3	1226	3142	7006	1226	1	SI	
P1	ELU (Viento Y)	719	Carac	0.5	10	0.785	31.42	196	20	200	0.8	3333	40	3678	3	1226	3142	7006	1226	1	SI	
P1	ELU (Viento X) + SCU	1087	Carac	0.5	10	0.785	31.42	196	20	200	0.8	3333	40	3678	3	1226	3142	7006	1226	1	SI	
P1	ELU (Viento Y) + SCU	1076	Carac	0.5	10	0.785	31.42	196	20	200	0.8	3333	40	3678	3	1226	3142	7006	1226	1	SI	
P1	ELU (Sismo X)	621	Acc	0.5	10	0.785	31.42	196	20	200	0.8	3333	40	3678	2.2	1672	3142	9554	1672	1	SI	
P1	ELU (Sismo Y)	1107	Acc	0.5	10	0.785	31.42	196	20	200	0.8	3333	40	3678	2.2	1672	3142	9554	1672	1	SI	
P1	ELS	736	Cuasi	0.5	10	0.785	31.42	196	20	200	0.8	3333	40	3678	2.6	1415	3142	8084	1415	1	SI	

FIGURA 5.10 – CIMENTACIÓN DE P1 POR PILOTES POR HUNDIMIENTO BASADO EN SPT

Si se utiliza este método, solo sería necesario un pilote de diámetro 0,5 metros y con una profundidad de 10 m cumple el criterio de hundimiento. No es buena solución utilizar este

método al ser un terreno cohesivo.

Comprobación de pilotes en P1 por asiento

El asiento sometido a una compresión vertical, depende fundamentalmente de la deformabilidad del terreno en la zona próxima al contacto con el pilote.

N°	Combinación	Esfuerzos		Pilote				Terreno				Pilote Solucion:		MAX s [mm]	s servicio [mm]	
		N		ϕ	Z	Ap	Af	W	γ	ϕ'	c'	cu	CUMPLE:			
		[kN]		[m]	[m]	[m ²]	[m ²]	[kN]	[kN/m ³]	[grad]	[kN/m ²]	[kN/m ²]				
P1	ELU (SCU)	1153	Cuasi	0.5	10	0.785	31.42	196	19	30	0	75	SI	3 pilotes f 0.5 m - hasta 10 m	12.7	6.37
P1	ELU (Viento X)	730	Carac	0.5	10	0.785	31.42	196	19	30	0	75	SI		12.7	6.36
P1	ELU (Viento Y)	719	Carac	0.5	10	0.785	31.42	196	19	30	0	75	SI		12.7	6.36
P1	ELU (Viento X) + SCU	1087	Carac	0.5	10	0.785	31.42	196	19	30	0	75	SI		12.7	6.36
P1	ELU (Viento Y) + SCU	1076	Carac	0.5	10	0.785	31.42	196	19	30	0	75	SI		12.7	6.36
P1	ELU (Sismo X)	621	Acc	0.5	10	0.785	31.42	196	19	30	0	75	SI		12.8	6.39
P1	ELU (Sismo Y)	1107	Acc	0.5	10	0.785	31.42	196	19	30	0	75	SI		12.8	6.39
P1	ELS	736	Cuasi	0.5	10	0.785	31.42	196	19	30	0	75	SI		12.7	6.37

FIGURA 5.11 – CIMENTACIÓN DE P1 POR PILOTES POR ASIENTOS

La cimentación de por 3 pilotes de 0,5 m y hasta una profundidad de 10 m cumple la limitación de asiento.

5.7. ELECCIÓN DE LA SOLUCIÓN

A lo visto de las comprobaciones geotécnicas de las cimentaciones por zapatas aisladas, losa de cimentación y pilotes vamos a decidir cuál es la cimentación más adecuada para nuestro edificio. Hay que tener en consideración que la zona donde va a estar cimentado la estructura tiene acciones horizontales muy importantes como es el sismo (aceleración de la zona 0,40g) por lo que para las cimentaciones de zapatas y pilotes deberemos utilizar vigas de atado para unir las zapatas o encepados, o vigas centradoras si éstas las consideramos que trabajan en la cimentación.

Vamos a definir los resultados de cada una de las cimentaciones calculadas.

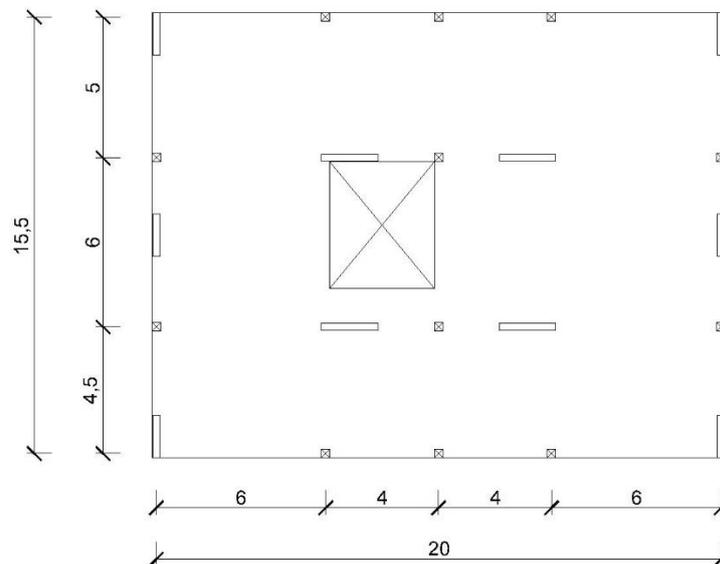


FIGURA 5.12 – DISTRIBUCIÓN EN PLANTA DE LAS PANTALLAS Y PILARES.

En primer lugar, la cimentación por zapatas se puede realizar como se muestran en los cálculos geotécnicos. Para los pilares de la estructura la zapata tipo tiene unos valores de 2,6 por 2,6 metros de longitud y un canto de 0,65 metros. Para las pantallas en horizontal estamos hablando de 3,0 por 5,5 metros de lado y un canto de 1,0 metro, y para las pantallas en vertical las dimensiones son 6,0 por 3,0 metros y un canto también de 1,0 metros. Estas dimensiones para las zapatas aisladas de las pantallas son excesivamente grandes y hay que considerar que es posible el solape entre zapatas aisladas dentro de la cimentación.

Para el caso de una losa de cimentación estamos hablando de utilizar toda la superficie del edificio, 15,5 por 20,5 metros por cada lado y estimando una profundidad de 0,6 metros de canto se cumplen todas las comprobaciones geotécnicas. Este tipo de solución se propone en el caso de que la superficie a cimentar supere (como criterio clásico en construcción) más del 50% de la superficie si se cimentara a por zapatas. Esta solución se aplicaría cuando el vuelco o el deslizamiento en zapatas aisladas también fuese muy grande y se necesitase contrarrestar esfuerzos como ocurre en las pantallas por zapatas aisladas del caso anterior.

La utilización de una cimentación profunda, como es el caso de pilotes, se ha realizado pensando utilizar el menor número de diámetros y que el encepado tenga como máximo cuatro pilotes. Los resultados han establecido la necesidad de utilizar 3 pilotes de 0,5 metros y una profundidad de diez metros para cimentar los pilares y en el caso de pantallas utilizar 4 pilotes de 0,75 metros de diámetro y hasta una profundidad de diez metros.

Como en cualquier estructura a cimentar no hay una única solución o un único tipo de elemento constructivo a disponer para la cimentación de un edificio. Muchas veces se utilizan combinaciones de soluciones para la cimentación y en este caso se propone la siguiente solución por los siguientes por los siguientes criterios.

- Es la solución de cimentación más económica.
- La mano de obra de la zona es capaz de realizarla sin problemas.
- Se garantiza cumplir los recursos de seguridad.
- Es la que menor consumo de material tiene.

Todos estos criterios hacen la solución descrita a continuación sea la más idónea.

Descripción de la solución

La cimentación de pilares que están rodeadas de otros pilares o una instancia mayor de cuatro metros del resto de pantallas se cimentará a base de zapatas aisladas, las pantallas y pilares cercanos se realizará mediante una zapata combinada (que es como una losa de cimentación más pequeña) que nos ayudará al contrarrestar los efectos de deslizamiento y vuelco en las pantallas, debido que los esfuerzos de sismo que recoge estos elementos verticales son elevados. Se pueden estudiar el caso de la utilización de cimentación por pilotes en las pantallas, pero éste se descarta para unificar criterios constructivos en la cimentación y utilizar una cimentación superficial en todo el edificio. La cota de cimentación se realizará a 1,5 metros de profundidad, lo que nos permite cimentar y además generar un forjado sanitario para la salubridad e higiene del edificio. Todos estos elementos de cimentación además irán conectados con vigas de atado o vigas centradoras.

Habiendo utilizado hojas de cálculo, con el programa Excel, para realizar las comprobaciones geotécnicas de las cimentaciones, ahora se aplicará programas de cálculo estructural utilizados comúnmente en nuestro sector, como es el programa CYPECAD, en su versión 2017.

Por lo tanto, utilizando este software de estructuras se va a dimensionar la cimentación propuesta anteriormente y se va a realizar el cálculo estructural, además de unos planos de la cimentación. También se va hacer una valoración económica de esta solución propuesta.

Armado estructural de solución propuesta

El diseño de la cimentación se va a realizar considerando las zapatas rígidas, por ello el vuelo máximo que se va a poder realizar es dos veces el canto de la zapata (normativa de la EHE-08).

Se ha utilizado el programa CYPECAD 2017 para el dimensionamiento de las zapatas aisladas, zapatas combinadas y vigas de atado, dicho programa permite calcular el armado de las zapatas como si fueran rígidas (utilizando un modelo de bielas y tirantes). Además, se calcula el armado de las vigas de atado.

El armado de la cimentación está en el ANEXO X: PLANOS DE CIMENTACIÓN.

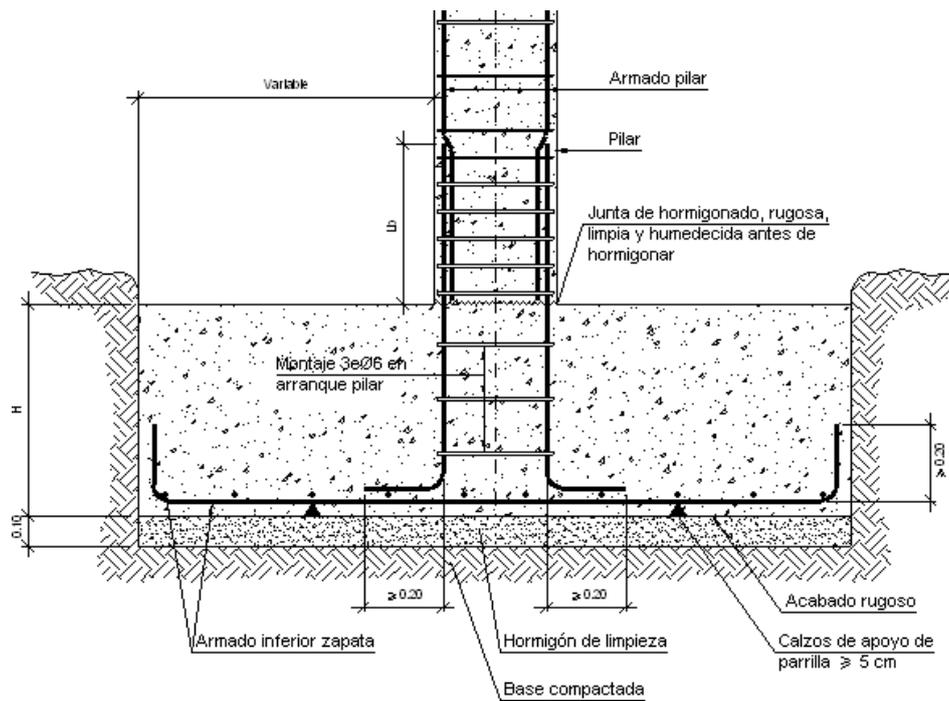


FIGURA 5.13 – DETALLE DE CIMENTACIÓN POR ZAPATA AISLADA. (COLECCIÓN DE DETALLES CYPE)

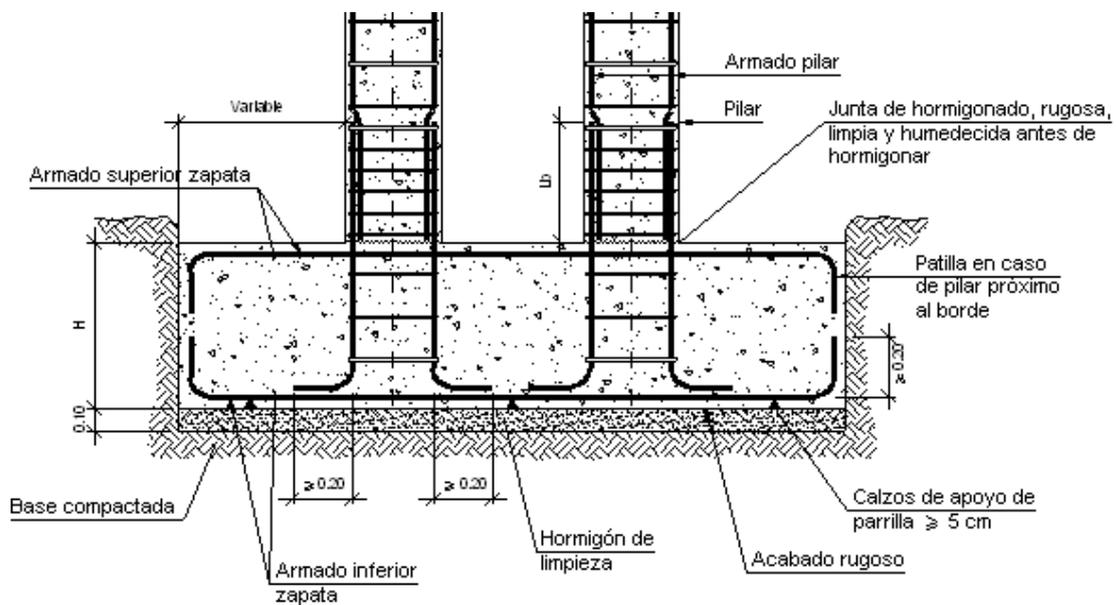


FIGURA 5.14 – DETALLE DE CIMENTACIÓN POR ZAPATA COMBINADA. (COLECCIÓN DE DETALLES CYPE)

Valorización económica

La valorización económica se adjunta en el ANEXO IX: VALORIZACIÓN ECONÓMICA de este estudio de soluciones, donde aparece la medición desglosada.

Elemento	B 500 SD Ys=1.15 (kg)	Hormigón (m³)		Encofrado (m²)
		HA-25, Yc=1.5	Limpieza	
Referencias: P1 y P3	304.92	8.78	1.36	12.56
Referencia: P2	156.92	3.15	0.48	5.24
Referencias: P10, P11 y P12	457.38	13.17	2.04	18.84
Referencia: (P5-P19-P20)	2638.13	38.08	3.81	27.92
Referencia: (P8-P21-P22)	3054.06	41.89	3.81	30.84
Referencia: (P4-P7-P13-P15-P17)	3948.03	54.21	3.87	54.80
Referencia: (P6-P9-P14-P16-P18)	3810.09	52.27	3.87	52.82
Totales	14369.53	211.56	19.22	203.02

TABLA 5.27 – RESUMEN DE MEDICIÓN DE SOLUCIÓN PROPUESTA

El coste aproximado de la obra según el presupuesto realizado es de 46.480,44 €.

Plan de obra

La planificación de la ejecución de la cimentación por un emparrillado de zapata será de un rendimiento de 50 m³/día. Se establece que para la ejecución de 211,56 m³ de hormigón será necesario 5 jornadas de trabajo, esto quiere decir una semana de trabajo.

6. CONCLUSIONES

En este trabajo final de grado se han manifestado los conocimientos adquiridos en a lo largo del grado en ingeniería civil, el trabajo ha desarrollado la parte de ingeniería geotécnica, ingeniería estructural y el material hormigón armado.

Estas son las conclusiones que se han conseguido en este TFG.

1. En primer lugar, se han adquirido los conocimientos de ingeniería geotécnica basados en el dimensionamiento de cimentaciones para resistir el hundimiento, deslizamiento y vuelco.
2. Se ha estimado el asiento de las cimentaciones por zapatas y pilotes a través de la formulación de aplicación en la normativa.
3. Se conoce los ensayos aplicados habitualmente en la construcción para caracterizar el suelo donde se va hacer la cimentación.
4. También se han conocido las correlaciones entre diferentes ensayos para obtener los parámetros geotécnicos de los suelos y así poder analizar correctamente la cimentación.
5. En este trabajo se ha realizado una búsqueda bibliográfica en el ámbito de las correlaciones científicas y también para conocer la geología del lugar.
6. Se ha aplicado programas informáticos que se utilizan el sector de la construcción para de cálculo estructural y cimentaciones.
7. Se ha realizado una valoración económica del coste de una cimentación, en la cual está compuesta de hormigón armado, hormigón de limpieza, encofrados y acero en barras.
8. Se han realizado una serie de planos de ejecución para la cimentación propuesta.

El presente trabajo final de grado consta de ciento sesenta y ocho (168) páginas numeradas, de ellas ochenta y cuatro (84) páginas pertenecen a la memoria y ochenta y cuatro (84) páginas a anexos, adjuntan información necesaria para la realización del proyecto.

Valencia, septiembre de 2017

A handwritten signature in blue ink that reads "Edgar P.S." with a horizontal line underneath.

Arquitecto técnico e Ingeniero Civil

Edgar Pujante Saura

7. REFERENCIAS

1. Aguilar Falconí, R. (2013) Microzonificación Sísmica de Quito. Quito, Ecuador: Centro de Investigaciones Científicas. Disponible en: http://ugi.espe.edu.ec/ugi/wp-content/uploads/2013/11/2013_lib_raguiar_1.pdf.
2. Brinch-Hansen, J. (1970) «A REVISED AND EXTENDED FORMULA FOR BEARING CAPACITY». Disponible en: <https://trid.trb.org/view.aspx?id=125129> (Accedido: 25 de mayo de 2017).
3. Joan Franch; Javier Torrijo (2013) Descriptores geotécnicos: plasticidad, límites de Atterberg y consistencia, Estudios Geotécnicos. Disponible en: <http://www.estudiosgeotecnicos.info/index.php/descriptores-geotecnicos-5-plasticidad-limites-de-atterberg-y-consistencia/> (Accedido: 8 de mayo de 2017).
4. Meigh, A. C. y Nixon, I. K. (1961) «Comparison of in situ tests for granular soils», Proceedings Fijth International Conference on Soil. Disponible en: <https://scholar.google.es/scholar?hl=es&q=Meigh+y+Nixon+%281961%29&btnG=&lr=> (Accedido: 8 de mayo de 2017).
5. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (2014a) Geotécnia y cimentaciones, Norma Ecuatoriana de la Construcción. Disponible en: <http://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2014/08/NEC-SE-CM.pdf>.
6. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (2014b) «Peligro sísmico», Norma Ecuatoriana de la Construcción, Parte 1, p. 148.
7. Ministerio de Fomento (2008) CTE-SE-C-Seguridad estructural Cimientos, Boletín Oficial del Estado.
8. Ministerio de Fomento (2009) Guia de cimentaciones en obras de carretera.
9. Muromachi, T. (1974) «Experimental study on application of static cone penetrometer to subsurface investigation of weak cohesive soils», Proceedings of the European Symposium on Penetrometer Test, 2.
10. Neilan (2017) Cimentación por emparrillado. Disponible en: <https://goo.gl/images/F83s5c>.
11. R.E. Hunt (1984) Geotechnical Engineering Investigation Handbook, Geotechnical Engineering Investigation Handbook. Disponible en: <http://www5.unitn.it/Biblioteca/it/Web/EngibankFile/905770.pdf> (Accedido: 7 de mayo de 2017).
12. Stroud, M. (1974) «The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks», Proceedings of the 1st European Symposium on.
13. Terzaghi, K. y Peck, R. B. (1955) Soil mechanics in engineering practice. New York: John Wiley and Sons.
14. Terzaghi, K. y Peck, R. B. (Ralph B. (1948) Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley and Sons. New York. Disponible en: https://scholar.google.es/scholar?q=Terzaghi+y+Peck+%281948%29&btnG=&hl=es&as_sdt=0%2C5 (Accedido: 26 de mayo de 2017).
15. USGS (2014) United States Geological Service. Disponible en: <http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/world/index.php?regionID=72>.
16. Webb, D. L. (1970) «Settlement of structures on deep alluvial sandy sediments in Durban», In Situ Investigations in Soils and Rocks. London, p. 181.
17. Webb, D. L. (1974) Penetration testing in South Africa, ESOPT. Estocolmo.