



**UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA**

**FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA**

**CARRERA INGENIERÍA CIVIL**

**TEMA:**

**“PROPUESTA DE CIMENTACIÓN PARA UNA EDIFICACION  
DE TRES NIVELES UTILIZANDO EL SOFTWARE GEO5 SECTOR  
ENRIQUEZ GALLO CANTON LA LIBERTAD, PROVINCIA DE  
SANTA ELENA.”**

**TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR**

**AUTOR:**

**GLENDAYELENA VERA MONTERO**

**TUTOR:**

**ING. DANIEL ROSENDO CAMPOVERDE CAMPOVERDE, MSc.**

**LA LIBERTAD, ECUADOR**

**2025**

**UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA**

**FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA**

**CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**TEMA:**

**“PROPUESTA DE CIMENTACIÓN PARA UNA EDIFICACION  
DE TRES NIVELES UTILIZANDO EL SOFTWARE GEO5 SECTOR  
ENRIQUEZ GALLO CANTON LA LIBERTAD, PROVINCIA DE  
SANTA ELENA.”**

**TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR**

**AUTOR:**

**GLENDAYELENA VERA MONTERO**

**TUTOR:**

**ING. DANIEL ROSENDO CAMPOVERDE CAMPOVERDE,**

**MSc.**

**LA LIBERTAD – ECUADOR**

**2025**

**UPSE**

## TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN

f. 

Ing. Lucrecia Moreno Alcívar, PhD.

**DIRECTORA DE CARRERA**

f. 

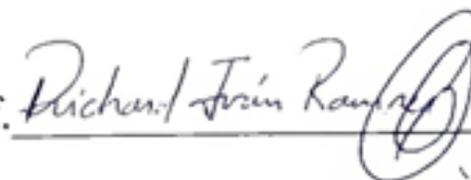
Ing. Daniel Campoverde C., MSc.

**DOCENTE TUTOR**

f. 

Ing. Vianna Pinoargote R., MSc.

**DOCENTE ESPECIALISTA**

f. 

Ing. Richard Ramírez Palma, MSC.

**DOCENTE UIC**

## **DEDICATORIA**

Dedico el presente trabajo principalmente, a DIOS, por proporcionarme la sabiduría, salud y fortaleza necesarias para concluir con éxito esta etapa académica. En cada dificultad, su guía y su palabra fueron mis mayores sustentos, como repetir constantemente el siguiente versículo que me lleno de mucho aliento y ánimo para continuar Josué 1:9 de la versión Reina Valera 1960 (RVR) dice: "Mira que te mando que te esfuerces y seas valiente; no temas ni desmayes, porque Jehová tu Dios estará contigo en donde quiera que vayas."

A mis amados padres: Lucy Montero y Santos Vera, por ser el pilar de mi vida. Su esfuerzo, sacrificio y apoyo constante me han permitido llegar hasta aquí. Su ejemplo ha sido mi motivación para perseverar y dar siempre lo mejor de mí.

A mi preciosa familia: como a mi afectuosa tía Lorena Montero que ha sido como una madre para mí, Catalina Calderón, Lucila Arteaga y Sabrina Patiño, por estar presentes con su amor y respaldo incondicional, incluso en los momentos más exigentes de esta carrera.

A mis preciados amigos Naomi Arellano, Angelita Fernández y Fabiola Tamayo, quienes fueron mi soporte en la universidad. Gracias por su apoyo real, por las risas y las cosas vividas que me hicieron más fuerte y mejor persona.

A toda la gente que confió en mí y me echó una mano sin pedir nada a cambio. Este triunfo es cerrar una puerta, pero también empezar a construir mi futuro como ingeniero civil

## **CERTIFICADO DE ANTIPLAGIO**

En calidad de tutor del trabajo de investigación para titulación del tema **“PROPUESTA DE CIMENTACIÓN PARA UNA EDIFICACION DE TRES NIVELES UTILIZANDO EL SOFTWARE GEO5 SECTOR ENRIQUEZ GALLO CANTON LA LIBERTAD, PROVINCIA DE SANTA ELENA.”** elaborado por la estudiante **GLENDAYELENA VERA MONTERO**, egresado de la carrera de Ingeniería civil, de la Facultad de Ciencias de la Ingeniería, me permito declarar que una vez analizado en el sistema anti-plagio COMPILATIO, luego de haber cumplido con los requerimientos exigidos de valoración, la presente tesis, se encuentra con un 9 % de la valoración permitida.

Atentamente,



Ing. Campoverde Campoverde Daniel Rosendo, MSc.

C.I.: 0913176541

**DOCENTE TUTOR**



## **DECLARACIÓN DE AUTORÍA**

Yo, **GLENDAYELENA VERA MONTERO**, declaro bajo juramento que el presente trabajo de titulación denominado **“PROPUESTA DE CIMENTACIÓN PARA UNA EDIFICACION DE TRES NIVELES UTILIZANDO EL SOFTWARE GEO5 SECTOR ENRIQUEZ GALLO CANTON LA LIBERTAD, PROVINCIA DE SANTA ELENA.”**, no tiene antecedentes de haber sido elaborado en la Facultad de Ciencias de la Ingeniería, Carrera de Ingeniería civil, lo cual es un trabajo exclusivamente inédito y perteneciente de mi autoría.

Por medio de la presente declaración cedo los derechos de autoría y propiedad intelectual, correspondientes a este trabajo, a la Universidad Estatal Península de Santa Elena, según lo establecido por la ley de propiedad intelectual, por su reglamento y por la normativa institucional vigente.

Atentamente,



---

**GLENDAYELENA VERA MONTERO**

**C.I. 0926153263**

**AUTOR DE TESIS**

# CERTIFICACIÓN DEL TUTOR

Ing. Campoverde Campoverde Daniel Rosendo, MSc.

## TUTOR DE PROYECTO DE INVESTIGACIÓN

Universidad Estatal Península de Santa Elena

En mi calidad de Tutor del presente trabajo **“PROPUESTA DE CIMENTACIÓN PARA UNA EDIFICACION DE TRES NIVELES UTILIZANDO EL SOFTWARE GEO5 SECTOR ENRIQUEZ GALLO CANTON LA LIBERTAD, PROVINCIA DE SANTA ELENA.”** previo a la obtención del Título de **INGENIERO CIVIL** elaborado por la **Srta. GLENDA YELENA VERA MONTERO**, egresado de la carrera de **INGENIERÍA CIVIL**, Facultad Ciencias de la Ingeniería de la Universidad Estatal Península de Santa Elena, me permito declarar que luego de haber orientado, estudiado y revisado, la apruebo en todas sus partes.

Atentamente,



Ing. Campoverde Campoverde Daniel Rosendo, MSc.

C.I.: 0913176541

DOCENTE TUTOR

La Libertad, a los 11 días del mes de junio del 2025

## **CERTIFICACIÓN DE GRAMATOLOGÍA VALIDACIÓN GRAMATICAL Y ORTOGRÁFICA**

### **CERTIFICO**

Que, he revisado el trabajo de Integración Curricular de título: **PROPUESTA DE CIMENTACIÓN PARA UNA EDIFICACION DE TRES NIVELES UTILIZANDO EL SOFTWARE GEO5 SECTOR ENRIQUEZ GALLO CANTON LA LIBERTAD, PROVINCIA DE SANTA ELENA**, elaborado por la estudiante de ingeniería civil de la Universidad Estatal Península de Santa Elena: **GLENDAYE YELENA VERA MONTERO**, previo a la obtención del título de ingeniero.

Que, he realizado las observaciones pertinentes en los ámbitos de la gramática, ortografía y puntuación del documento, mismas que han sido acogidas proactivamente por la antes mencionada srta, corroborando así, que han sido introducidos los ajustes correspondientes en el trabajo en mención.

Por lo expuesto, autorizo a la peticionaria, hacer uso de este certificado como a bien convenga.

Atentamente,



Firmado electrónicamente por:  
**MARIANA NOEMI  
MEDINA SUAREZ**

**PhD. MARIANA MEDINA SUÁREZ**  
Licenciada en Ciencias de la Educación  
Magister en Diseño y Evaluación de Modelos Educativos  
Doctora en Educación  
Registro Senescyt 1050-14-86052912  
Teléfono: 0968486003  
e-mail: marianoem1@hotmail.com

## AGRADECIMIENTOS

Agradezco en primer lugar a Dios, por permitirme concluir este proceso académico con salud, claridad y propósito. Su presencia fue mi refugio en los momentos de mayor incertidumbre. Expreso mi más profundo agradecimiento a mis padres, por su amor incondicional, sacrificio y constante apoyo. Su fe en mí fue fundamental para mantenerme firme durante los años de formación. A mi familia en general, gracias por creer en mis capacidades, por alentarme y acompañarme en cada paso.

A mis amigos, colegas y compañeros, gracias por compartir días de trabajo duros, clases locas y ratos que hicieron más fuertes no solo lo que sabemos, sino también nuestra amistad rara y ganas de ayudarnos. A mis profes de Ingeniería Civil, sobre todo a los que saben de suelos y edificios, quienes me dieron ideas y cosas prácticas muy útiles mientras aprendía. En especial, quiero darle las gracias a mi guía de tesis, el Ing. Daniel Campoverde, por guiarme siempre, por su tiempo, y por querer que esta investigación saliera bien.

Agradezco también a las instituciones y personas que colaboraron en la obtención de datos del sitio. Especialmente a la empresa GEODAR, que permitieron realizar los estudios preliminares y simulaciones necesarias para el planteamiento de una propuesta técnica viable.

Finalmente, a todos aquellos que, de manera directa o indirecta, contribuyeron a la culminación de este proyecto, mi más sincero agradecimiento. Este logro es el resultado de un esfuerzo compartido, que marca el inicio de mi ejercicio profesional como ingeniero civil.

## **TABLA DE CONTENIDO**

	<b>Pág.</b>
<b>TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN</b> .....	ii
<b>DEDICATORIA</b> .....	iii
<b>CERTIFICADO DE ANTIPLAGIO</b> .....	iv
<b>DECLARACIÓN DE AUTORÍA</b> .....	vi
<b>CERTIFICACIÓN DEL TUTOR</b> .....	vii
<b>CERTIFICACIÓN DE GRAMATOLOGÍA</b> .....	viii
<b>AGRADECIMIENTOS</b> .....	ix
<b>TABLA DE CONTENIDO</b> .....	x
<b>LISTA DE FIGURAS</b> .....	xiv
<b>LISTA DE TABLAS</b> .....	xvii
<b>RESUMEN</b> .....	xix
<b>ABSTRACT</b> .....	xx
<b>CAPITULO I: INTRODUCCIÓN</b> .....	1
<b>1.1. PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN</b> .....	3
<b>1.2. ANTEDECENTES</b> .....	6
<b>1.3. HIPÓTESIS</b> .....	10
<b>1.3.1. Hipótesis General.</b> .....	10
<b>1.3.2. Hipótesis Específicas.</b> .....	10
<b>1.4. OBJETIVOS</b> .....	11
<b>1.4.1. Objetivo General</b> .....	11
<b>1.4.2. Objetivos Específicos</b> .....	11

1.5.	ALCANCE .....	12
1.6.	VARIABLES .....	14
1.6.1.	Variable Independientes:.....	14
1.6.2.	Variables Dependiente:.....	14
<b>CAPITULO II: MARCO TEÓRICO.....</b>		<b>15</b>
2.1.	DEFINICION DE SUELO .....	15
2.2.	DEFINICION DEL SUELO EN LA INGENIERÍA.....	15
2.3.	ENSAYOS DE LABORATORIO DE SUELOS.....	16
2.3.1	Contenido de humedad.....	16
2.3.2	Limites de Atterberg.....	17
2.3.3	Consolidación. ....	18
2.3.4	Granulometría.....	19
2.3.5	Pesos unitarios.....	21
2.3.6	Triaxial.....	22
2.3.7	Compresión sin confinar. ....	23
2.4.	CLASIFICACIÓN DE SUELOS .....	24
2.4.1	Sistema de clasificación AASHTO. ....	24
2.4.2	Sistema unificado de clasificación de suelo.....	26
2.5.	ENSAYO DE CAMPO DEL SUELO.....	27
2.5.1	Penetración standard SPT. ....	28
2.6.	CIMENTACIÓN .....	31
2.6.1	Tipos de cimentaciones.....	31
2.7.	DISEÑO DE CIMENTACIÓN.....	34
2.8.	SOFTWARE GEO5 .....	37

<b>CAPITULO III: METODOLOGÍA .....</b>	<b>40</b>
<b>3.1 TIPO Y NIVEL DE INVESTIGACIÓN.....</b>	<b>40</b>
<b>3.1.1 Tipo. ....</b>	<b>40</b>
<b>3.1.2 Nivel.....</b>	<b>40</b>
<b>3.2 MÉTODO, ENFOQUE Y DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN.....</b>	<b>41</b>
<b>3.2.1 Método. ....</b>	<b>41</b>
<b>3.2.2 Enfoque.....</b>	<b>41</b>
<b>3.2.3 Diseño.....</b>	<b>42</b>
<b>3.3 POBLACIÓN Y MUESTRA.....</b>	<b>42</b>
<b>3.3.1 Población.....</b>	<b>42</b>
<b>3.3.2 Muestra. ....</b>	<b>43</b>
<b>3.3.3 Muestreo. ....</b>	<b>43</b>
<b>3.4 METODOLOGÍA DEL O.E.1: REALIZAR ESTUDIOS GEOTÉCNICOS DEL SUELO MEDIANTE ENSAYOS SPT EN CAMPO Y ENSAYOS DE LABORATORIO, EN CUMPLIMIENTO CON LA NORMATIVA.....</b>	<b>44</b>
<b>3.5 METODOLOGÍA DEL O.E.2: DETERMINAR LA CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO Y LOS ASENTAMIENTOS DE LA EDIFICACIÓN.....</b>	<b>49</b>
<b>3.6 METODOLOGÍA DEL O.E.3: COMPARAR LOS RESULTADOS CON EL SOFTWARE GEO5.....</b>	<b>121</b>
<b>CAPITULO IV: ANÁLISIS DE RESULTADOS .....</b>	<b>127</b>
<b>4.1 ANÁLISIS DE RESULTADOS DEL O.E.1: REALIZAR ESTUDIOS GEOTÉCNICOS DEL SUELO MEDIANTE ENSAYOS SPT EN CAMPO Y DE LABORATORIO, EN CUMPLIMIENTO CON LA NORMATIVA. ....</b>	<b>127</b>

<b>4.2 ANÁLISIS DE RESULTADOS DEL O.E.2: DETERMINAR LA CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO Y LOS ASENTAMIENTOS DE LA EDIFICACIÓN.</b> .....	129
<b>4.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS DEL O.E.3: COMPARAR LOS RESULTADOS CON EL SOFTWARE GEO5.</b> .....	131
<b>CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b> .....	133
<b>5.1 CONCLUSIONES</b> .....	133
<b>5.2 RECOMENDACIONES</b> .....	135
<b>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b> .....	137
<b>ANEXOS</b> .....	140

## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura 1.</b> Definición de los límites de Atterberg.....	18
<b>Figura 2.</b> Principios de la consolidación .....	19
<b>Figura 3.</b> Curva de la distribución granulométrica de un suelo de grano grueso obtenida en un análisis con mallas.....	20
<b>Figura 4.</b> Tamaños de mallas estándar en EE.UU.....	21
<b>Figura 5.</b> Sistema de clasificación de suelos de la AASTHO.....	25
<b>Figura 6.</b> Sistema unificado de clasificación de suelos SUCS.....	27
<b>Figura 7.</b> a) Muestreador estándar de media caña; b) extractor de núcleos de manantial (canastilla).....	29
<b>Figura 8.</b> Variación de $\eta_H$ , $\eta_B$ , $\eta_S$ y $\eta_R$ .....	30
<b>Figura 9.</b> Zapatas corridas o continuas.....	33
<b>Figura 10.</b> Losas de cimentación.....	33
<b>Figura 11.</b> Pilotes de cimentación .....	34
<b>Figura 12.</b> Diseño de cimentaciones .....	35
<b>Figura 13.</b> Diagrama de flujo conceptual para el diseño de cimentaciones ...	36
<b>Figura 14.</b> Zapata aislada y zapata continua .....	37
<b>Figura 15.</b> Losas y placas de cimentación.....	37
<b>Figura 16.</b> Franjas de cimentación .....	39
<b>Figura 17.</b> Resumen de ensayo de laboratorio, perforación 1. ....	46

<b>Figura 18.</b> <i>Resumen de ensayo de laboratorio, perforación 2.</i> .....	48
<b>Figura 19.</b> plano en AutoCAD .....	51
<b>Figura 20.</b> plano en AutoCAD .....	52
<b>Figura 21.</b> plano en AutoCAD .....	53
<b>Figura 22.</b> datos de asentamientos. ....	75
<b>Figura 23.</b> Capacidad de carga de la zapata eje 1.....	81
<b>Figura 24.</b> geométrico y estructural de la zapata eje 1 .....	82
<b>Figura 25.</b> asentamiento calculado con GEO5 de la zapata eje 1 .....	82
<b>Figura 26.</b> verificación de la capacidad de carga para la zapata del eje 2.....	83
<b>Figura 27.</b> zapata eje 2 (diseño 2) .....	92
<b>Figura 28.</b> cálculos de capacidad de carga de la zapata del eje 2.....	100
<b>Figura 29.</b> Diseño de la zapata eje 2 .....	101
<b>Figura 30.</b> Cálculos y diseño del asentamiento de la zapata eje 2. ....	101
<b>Figura 31.</b> Cálculos de capacidad de carga de la zapata eje 3.....	110
<b>Figura 32.</b> Diseño de la zapata eje 3. ....	111
<b>Figura 33.</b> Cálculos y diseño del asentamiento de la zapata eje 3. ....	111
<b>Figura 34.</b> Asentamiento diferencial de la zapata eje 2 y 3.....	112
<b>Figura 35.</b> Asentamiento diferencial de la zapata eje 1 y 2.....	113
<b>Figura 36.</b> <i>Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z</i> .....	113

<b>Figura 37.</b> Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada. ...	114
<b>Figura 38.</b> Clasificación de los perfiles de suelo. ....	114
<b>Figura 39.</b> Tipo de suelo y Factores de sitio $F_a$ . ....	115
<b>Figura 40.</b> Tipo de suelo y Factores de sitio $F_d$ . ....	115
<b>Figura 41.</b> Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo $F_s$ . ....	115
<b>Figura 42.</b> Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño. ....	116
<b>Figura 43.</b> Coeficientes para estructuras de edificación, se puede determinar el valor de T. ....	117
<b>Figura 44.</b> Estratigrafía de Perforaciones 1 y 2 en AutoCAD para Análisis Geotécnico en Enríquez Gallo. ....	121
Figura 45. modelo geológico.....	122
<b>Figura 46.</b> estratigrafía de las perforaciones .....	123
<b>Figura 47.</b> Cuadros de clasificación del suelo.....	128
<b>Figura 48.</b> Tipología de las perforaciones 1 y 2.....	129

## LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Dimensiones y características de la zapata, elaboración propia.....	84
tabla 2. Contenido de humedad ASTM - D 2216 – 71 sondeo 1 y 2 .....	153
Tabla 3. Porcentaje que pasa el tamiz N <sup>o</sup> 200 ASTM- D 1140 – 00 sondeo 1 y 2.156	
Tabla 4. Determinación de los limites líquido y plástico ASTM D4318-00 sondeo 1, muestra 1.....	159
Tabla 5. . Determinación de los limites líquido y plástico ASTM D4318-00 sondeo 1, muestra 2.....	161
Tabla 6. . Determinación de los limites líquido y plástico ASTM D4318-00 sondeo 1, muestra 3.....	163
Tabla 7. . Determinación de los limites líquido y plástico ASTM D4318-00 sondeo 1, muestra 4.....	165
Tabla 8. Determinación de los limites líquido y plástico ASTM D4318-00 sondeo 1, muestra 5.....	166
Tabla 9. Determinación de los limites líquido y plástico ASTM D4318-00 sondeo 2, muestra 1 .....	168

Tabla 10. . Determinación de los limites líquido y plástico ASTM D4318-00 sondeo 2, muestra 2.....	169
Tabla 11. . Determinación de los limites líquido y plástico ASTM D4318-00 sondeo 2, muestra 3.....	171
Tabla 12. . Determinación de los limites líquido y plástico ASTM D4318-00 sondeo 2, muestra 4.....	172
Tabla 13. . Determinación de los limites líquido y plástico ASTM D4318-00 sondeo 2, muestra 5.....	174

“DISEÑO DE CIMENTACIÓN PARA UNA EDIFICACION DE TRES NIVELES  
UTILIZANDO EL SOFTWARE GEO5 SECTOR ENRIQUEZ GALLO- CANTON  
LA LIBERTAD, PROVINCIA DE SANTA ELENA, AÑO 2023”

**Autor:** Vera Montero Glenda Yelena

**Tutor:** Ing. Campoverde Campoverde Daniel Rosendo, MSc.

## **RESUMEN**

El presente estudio geotécnico se realizó con el objetivo de evaluar las condiciones del suelo para la construcción de una edificación. Se llevaron a cabo ensayos SPT en campo para obtener información detallada sobre las propiedades del suelo, tales como su resistencia, consistencia y comportamiento ante cargas. Además, se determinaron parámetros geotécnicos relevantes, como la capacidad de carga y los asentamientos previstos.

Para el estudio se realizaron cálculos del suelo capacidad portante importante de los asentamientos de zapata utilizando fórmulas estándar. La capacidad y los asentamientos de zapata se realizaron para el estudio utilizando fórmulas estándar. Para confirmar si los resultados obtenidos eran exactos y asegurar que los datos coincidían, también se utilizó el programa GEO5 para comparar y observar los resultados de los cálculos realizados a mano.

Los resultados conseguidos afirmaron que el suelo del sitio de estudio es adecuado para la construcción de edificaciones de tres pisos debido a que la capacidad portante del suelo cumple los requisitos de seguridad para el diseño de la zapata. Se concluye que el edificio puede construirse sin peligro de asentamientos severos, y las recomendaciones para la cimentación aseguran la estabilidad y durabilidad de la estructura.

*Palabras claves: Estudio geotécnico, Ensayos SPT, Capacidad de carga, Asentamientos, Cimentación.*

“FOUNDATION DESIGN FOR A THREE-LEVEL BUILDING USING GEO5  
SOFTWARE ENRIQUEZ GALLO SECTOR - LA LIBERTAD CANTON, SANTA ELENA  
PROVINCE, YEAR 2023”

**Author:** Vera Montero Glenda Yelena

**Tutor:** Ing. Campoverde Campoverde Daniel Rosendo, MSc.

## **ABSTRACT**

The present geotechnical study was carried out with the objective of evaluating the soil conditions for the construction of a building. SPT tests were carried out both in the field and in the laboratory to obtain detailed information on the properties of the soil, such as its strength, consistency and behavior under load. In addition, relevant geotechnical parameters will be determined, such as bearing capacity and expected settlements.

For the analysis, calculations of the bearing capacity of the soil and the possible settlements of the foundation were carried out using conventional methods. The GEO5 software was also used to simulate and compare the results obtained from the manual calculations, which made it possible to verify the precision of the estimates and guarantee the consistency of the results.

The results obtained confirmed that the land is suitable for construction, given that the load capacity of the soil meets the safety requirements for the design of the foundation. It is concluded that the building can be carried out without risks of excessive settlement, and the recommendations for the foundation ensure the stability and durability of the structure.

*Keywords: Geotechnical study, SPT tests, Load capacity, Settlements, Foundations.*

# CAPITULO I: INTRODUCCIÓN

Puede parecer una parte simple de todo el proceso de construcción, pero la correcta ejecución y ajuste de la cimentación en cada elemento de construcción es increíblemente importante, la razón principal es que los posibles errores solo empeorarán a medida que aumente la edificación. La función principal de la cimentación de un edificio o de una casa simple es distribuir las cargas resultantes de los esfuerzos de la estructura y transmitir las a través de las superficies dispuestas en el suelo, adecuadas al tipo de suelo sobre el que se apoya. Así que tenemos una buena razón por la cual su implementación merece más enfoque y atención a cada detalle.

La cimentación se refiere a la acción y el efecto de los elementos estructurales de los edificios, elementos responsables del edificio encargados de transmitir los pesos del suelo, por lo que se realizará en función de ellos o con el auxilio de elementos sobre este distribuidos de manera que no se exceda la presión admisible, la cual puede admitir, aceptar o tolerar la producción de pesos geográficos. Transmitir los pesos de la tierra; por lo tanto, se realizará en función de ellos o con el concurso de elementos sobre este suelo distribuidos de manera que no excedan la presión admisible, que pueda admitir, aceptar o tolerar la producción de pesos geográficos (De Ingeniería & Diseño, n.d.-a).

En el sector General Enríquez Gallo-cantón La Libertad, provincia de Santa Elena, se pretende construir una edificación de tres niveles en la que se realizará el diseño de cimentación haciendo el debido cálculo de la distribución de cargas que recibe de los esfuerzos estructurales y transferirlas al terreno con un área de 244 m<sup>2</sup>, realizando los ensayos de laboratorio necesarios cumpliendo con la Norma Ecuatoriana De La

Construcción geotécnica y cimentaciones (NEC, 2015) para determinar el tipo de suelo donde va a hacer construida la edificación, con la ayuda del programa GEO5 se hará la comprobación de los resultados obtenidos.

Las tipologías geotécnicas del área que va a ser apoyada la estructura. Por lo regular vienen especificados en un estudio geotécnico en donde está señalado los diferentes parámetros de cada capa del área debajo de la cimentación. Las cargas que están presentes en la estructura de la cimentación son cargas que en el grupo de la estructura transfieren a la cimentación por medio de los pilotes entre otros elementos actuantes. Las ideas que siguen resaltan cuán pertinentes son los comentarios. El propósito de este tipo de estructura es transferir las cargas de las superestructuras y su propio peso al suelo. También desempeñan otras funciones, como brindar soporte al edificio, distribuir los pesos adecuadamente teniendo en cuenta un nivel adecuado de seguridad entre el suelo y el cemento, limitar los asentamientos totales y diferenciales con el fin de evitar daños al edificio y estructuras antiguas y asegurar la verticalidad de la estructura frente a varios tipos de fuerzas. (De Ingeniería & Diseño, n.d.-b).

Un conjunto diverso de capas que presentan diferencias significativas en forma y tamaño puede causar problemas para los edificios cuyos cimientos están sostenidos por un solo plano horizontal. La razón de estos daños se debe a que cada uno de los diversos componentes de cementación se apoya en una superficie diferente, cada una con distintos niveles de compresibilidad y capacidad carga. Esto genera distorsiones iguales y angulares, cuyas dimensiones suelen ser mayores que las adecuadas para el tipo de estructura elegido (María et al., n.d.). La importancia y las características de una estructura prevista. Es de suma importancia al momento de seleccionar los coeficientes de seguridad apropiados según de acuerdo con las normas vigentes. Hay muchas y

variadas razones para construir cimientos, pero se pueden resumir en los tres siguientes: desconocimiento de las propiedades geotécnicas, deficiencias en la ejecución del área y en la cimentación, y cambios en el terreno en el entorno inmediato de la cimentación ya existente. Este estudio trata de diferentes tipos de cambios de los cimientos, porque se debe hacer un estudio para determinar los tipos de suelo por medio de la mecánica de suelo porque puede provocar cambios a pocos metros de distancia y una gran cantidad de combinaciones de suelo que afectan el sistema de cimentación del suelo. Los suelos deteriorados o inestables tienen tendencia a provocar daños a edificaciones importantes, la razón de estos daños se debe a que se apoyan en cimentaciones sobre materiales cuyas capacidades de carga están muy limitadas, lo que les hace imposible soportar cargas tan grandes (María et al., n.d.) Este trabajo sienta las bases para la posibilidad de presentar el tipo de cimiento para la obra. Porque los cimientos se pueden calcular y construir según las necesidades y diferentes propiedades del suelo, elegimos las más comunes que son zapata aislada, losa de cimentación y cimentación de corrida. Analizaremos el tipo de cimentación que va a hacer usada en la construcción de un edificio de tres niveles. Establecido para abordar cuestiones geotécnicas interconectados, permitiendo que la salida de un programa se utilice en otro. Aumenta la variedad de problemas que se pueden examinar con rapidez y precisión. enfoque único para implementar estándares que facilitan enormemente el trabajo del diseñador y al mismo tiempo permiten la verificación de la estructura utilizando todas las áreas de enfoque necesarias (Sismica Institute SL., 2024). Este programa nos ayuda a analizar los resultados de los experimentos de campo, creación de secciones y modelos geológicos complejos en 3D. Cálculos analíticos de asentamientos y factores de

seguridad lo que permite determinar la estabilidad del suelo. Creación de informes completos de rendimiento que incluyen todos los detalles del proyecto.

## **1.1. PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN**

Los cimientos son una parte integral de todo trabajo de diseño, porque son los encargados de trasladar las cargas de los elementos tierra; asumiendo que son la parte más importante de cualquier tipo de estructura, por eso tienen que ser bien diseñados y construidos para que la estructura llegue a la época de la vida útil para la que está destinado, de lo contrario, la estructura puede colapsar. Realizando este proyecto, es posible considerar el proceso de diseño y construcción de dos tipos de cimentaciones superficiales como base continua o ejecución y losa de cimentación para compararlos.

Los elementos de construcción se incluyen en la valoración de los inmuebles que se divide en diferentes secciones. Uno de ellos son los elementos principales de los cuales existen varios tipos. Se determinará cómo estas diferentes cimentaciones se afectan entre sí en el valor de la propiedad, ya que algunas dependen del tipo de suelo, su capacidad de carga y de su estratificación. Otros factores importantes son los factores socioeconómicos y tecnológicos. Este nos ayudaría a ser más precisos en nuestra evaluación usando el método físico porque las cimentaciones juegan un papel muy importante en cualquier edificio o propiedad.

El planteamiento del problema comienza con la definición del terreno con el que se pretende construir una base sobre los datos recopilados durante el estudio geotécnico, teniendo en cuenta la morfología del terreno, que según las diferentes capas se marca el suelo a cimentar, que puede ser uniforme, granular o mixto y de qué tipo descansan

sobre una capa que puede ser blanda, dura o rocosa. Por otra parte, se presentan las tensiones que afectan a la cimentación, proviene de la estructura.

Finalmente, es necesario determinar la tipología de la estructura según las normativas. Para los estudios geotécnicos del suelo se deben realizar ensayos de campo y laboratorio, de acuerdo con la serie normas técnicas NTE INEN y Sociedad Americana de Ensayos y Materiales (ASTM).

En el estudio de suelos, se busca el estrato firme para cimentar, y una técnica de localizarlo, en el campo, es con el ensayo de penetración estándar (SPT) (Serquén, n.d.).

El SPT se usa para obtener un valor estimado de la resistencia del suelo por medio de un índice de resistencia dinámica, que es el número de golpes con un martillo necesarios para penetrar una toma muestra de 45cm. El número de golpes(N) en el SPT no es un valor definitivo de la resistencia del suelo, es por esta razón, que varios investigadores han trabajado en correlaciones para obtener datos geotécnicos como densidad relativa, ángulo de fricción, carga admisible entre otros (Zapata-Galvis & Esquivel, 2016)

El ensayo de penetración estándar (SPT) Normalizado por ASTM D-1586 se trata de registrar el número de golpes (N) requeridos para contener en un estrato de suelo un muestreador de 45cm de longitud, a diferentes profundidades (comúnmente cada 2m). El muestreador es golpeado a energía constante con un martillo de 140lb (63,5kg) al caer de una altura de 30plg. (76cm). Este ensayo se aplica en suelos arenosos y arcilla blanda, no es recomendable en gravas y arcillas consolidadas, ya que podría afectarse el equipo (Mayerly et al., n.d.)

## **CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS.**

Las propiedades físicas de los suelos varían de un lugar a otro. Esta característica ha hecho indispensable el desarrollo de sistemas de clasificación que permiten catalogar a los suelos en grupos de propiedades físicas semejantes, con el objeto de poderlos estudiar y adoptarlos a los diversos usos. La determinación de las propiedades de un suelo puede ser complejas, costosas y requerir mucho tiempo, debido a lo cual se divide a los suelos en grupos con comportamiento semejante, es decir se los clasifica (A. Magno, n.d.).

La clasificación de suelos actualmente es en base a dos sistemas que son la AASHTO y la SUCS mediante los resultados de 2 ensayos llevados a cabo en laboratorio, granulometría y límites de Atterberg (Guerrero & Cruz Velasco, 2018).

Arreglo de cimientos.

El reconocimiento de la fundación no es un procedimiento reglado, depende de criterios técnicos basados en los siguientes aspectos:

- En un caso determinado, se trata de evitar las aguas subterráneas.
- Si se necesita una capa más fuerte.
- Evitar el hinchamiento de las arcillas en los casos en que la capa esté próxima a la superficie.
- Debe estar a la misma profundidad que los cimientos adyacentes, al profundizar se deben realizar las debidas obras de seguridad.

- En cimientos compensados, el peso del suelo excavado es igual al peso de la estructura. Esto reduce la carga.
- Depende de los requerimientos y tamaño del edificio.
- Costos del cimiento.

Para el análisis de la edificación estándar de tres plantas, en relación con la definición del efecto sísmico, será necesario especificar el suelo, el cual controla la estructura del espectro de diseño en aceleraciones, de acuerdo con la caracterización sísmica del sitio, NEC-SE-DS: Peligro Sísmico, considerando las propiedades físico mecánicas obtenidas de los ensayos de muestras de suelo, se podrá además afirmar si el suelo relacionado con la ubicación de la instalación sería igual al suelo.

Nuestro estudio cubre un edificio de 3 niveles con una carga máxima de trabajo en las columnas (la columna más cargada) por debajo de 800 kN, por lo que de acuerdo con la clasificación de las unidades de construcción por categorías establecida en la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-GC Geotecnia-y-Cimentaciones 2015 califica como un edificio de clase baja, definiendo además la profundidad del sondeo por unidad de construcción igual a 6m y un número de sondeos igual a 3 (De & Construcción, n.d.).

## **1.2. ANTEDECENTES**

En el primer trabajo corresponde de “DE QUÉ MANERA INFLUYEN LOS VARIETADES DE CIMENTACIÓN EN EL VALOR DE UNA VIVIENDA DE CARÁCTER MEDIO”, en la ciudad de Monterrey hay una notable diversidad de tipos de suelo. Realizar una investigación para elaborar un mapa sería extremadamente

complicado, ya que este puede variar en cuestión de solo dos metros. No obstante, al requerir una prueba en el campo para su identificación, se necesita realizar una cantidad mínima de sondeos; con base en estos estudios, se determinará qué tipo de cimentación será el más adecuado. Es posible edificar sobre cualquier clase de terreno; sin embargo, en determinadas situaciones, las soluciones pueden no resultar económicas. En la mayoría de estos casos, se emplean las más comunes; sin embargo, habrá situaciones en las que será necesario combinar, crear y calcular otros tipos de cimentaciones (Gaspar, n.d.). En cada obra civil vamos a toparnos con diferentes tipos de suelos, pero con ayuda de las pruebas de laboratorio y de campo se puede determinar e identificar el suelo en el cual partimos en la realización de la construcción, ya con los conocimientos sobre los estudios se toma la decisión de la clase de suelo y en otros casos debemos establecer, adoptar y crear la realización de cálculos para determinar el tipo de cimientos. En el segundo texto corresponde de “FUNDAMENTOS DE INGENIERIA DE CIMENTACIONES BRAJA M, DAS, SEPTIMA EDICION”, (Das, n.d.). Para crear una base que sujete una construcción, un ingeniero debe conocer las clases de terrenos que sostendrán dicha base. Además, los ingenieros que se especializan en cimentaciones deben tener presente que el terreno en cualquier ubicación a menudo no es uniforme; es decir, la estructura del suelo puede diferir. Las teorías de mecánica de suelos presentan condiciones idealizadas, por lo que aplicar dichas teorías a problemas de ingeniería de cimentaciones requiere una revisión cuidadosa de las condiciones del sitio y de los parámetros del suelo. Para llevar a cabo esta tarea, es necesario contar con un entendimiento del proceso geológico que dio origen al depósito de suelo en el área, además de realizar una investigación del subsuelo. El adecuado juicio profesional es una parte fundamental de la ingeniería

geotécnica y se obtiene exclusivamente a través de la experiencia (Braja M. Das, 2012). La elección del tipo de cimentación depende básicamente de su tipo de suelo la construcción se ve afectada por cargas o actividades del terreno donde va a ser colocado, Se dice que la elección de la base debe basarse en conocimientos técnicos de ingeniería y buen juicio, el segundo es una cualidad que se desarrolla después de muchos años de experiencia. En el tercer texto se presenta el análisis de los costos de los tres tipos más comunes de cimentaciones que proponemos. Los resultados, ordenados de mayor a menor costo, son los siguientes: la losa de cimentación (\$107,340. 12 pesos M. N.), la cimentación corrida (\$96,070. 05 pesos M. N.) y la zapata aislada (\$82,176. 64 pesos M. N.). Esto indica que, en términos de patrimonio o al momento de la venta, se podrá obtener un mayor valor monetario según el tipo de cimentación elegida (Gaspar, n.d.). La losa de cimentación está reforzada con acero y tiene una superficie mayor que los otros dos tipos de cimientos, por lo que se determina y analiza que la de mayor costo. El asentamiento de una cimentación Se puede dividir en dos categorías: asientos inmediatos y asientos de consolidación. El asentamiento inmediato, o elástico, de una cimentación tiene lugar durante o inmediatamente después de la construcción de la estructura. El asentamiento por consolidación ocurre al paso del tiempo. El agua de los poros es expulsada de los espacios vacíos de suelos arcillosos saturados sumergidos en agua. El asentamiento total de una cimentación es la suma del asentamiento elástico y del asentamiento por consolidación (Braja M. Das, 2012). Se puede decir que las cargas que se transmiten en la cimentación en el suelo dan paso a su deformación y esta se entiende como los asentamientos también se las conoce como los desplazamientos horizontales y los giros de la estructura, para determinar si estos asentamientos resultan excesivos se reflejan por medio de agrietamientos, fisuras, entre

otros factores que se presenten de este tipo. Terzaghi (1943) fue el pionero en proponer una teoría integral para determinar la capacidad de carga final de cimientos que se encuentran cerca de la superficie. Según su teoría, una cimentación se considera superficial si su profundidad es menor o igual que su ancho. No obstante, investigadores posteriores propusieron que las cimentaciones con un ancho de tres o cuatro veces su tamaño se podían clasificar como cimentaciones superficiales (Braja M. Das, 2012). Para la correcta determinación de los factores que interceden en la capacidad de la carga de una cimentación en la que se comprende de manera más factible a través de la ecuación desarrollada por Terzaghi, ya que es una teoría completa que nos da la capacidad de poder realizar la debida evaluación de la carga ultima en los cimientos superficiales. Hacia 1902, el coronel Charles R. Gow (1872-1949), Fundador y propietario de Gow Construction Co. Las primeras perforaciones exploratorias se llevaron a cabo en Boston en 1899 utilizando sujetos de prueba de una pulgada de diámetro, quienes fueron impulsados por impactos repetidos de un martillo de 110 libras. Esta técnica tenía como objetivo ayudar a estimar los costos de excavación manual de cajones utilizando una campana. De esta manera se estableció la práctica de esconder un tubo en el suelo para recolectar especímenes, marcando el inicio de la recolección dinámica de especímenes en el suelo (*Apuntes de Geotecnia Con Énfasis En Laderas*, n.d.). Este ensayo de penetración estándar (SPT) está situada para la ejecución de un reconocimiento geotécnico, este ensayo de laboratorio es usado con más frecuencia para la ejecución de sondeos que se realiza la perforación en el terreno.

## **1.3. HIPÓTESIS**

### **1.3.1. Hipótesis General.**

Con GEO5, el diseño de una base para un edificio de tres pisos hará que el peso se reparta bien en el suelo. Esto hará que el edificio no se caiga y siga las reglas de seguridad, como si el suelo diera un abrazo fuerte a la estructura.

### **1.3.2. Hipótesis Específicas.**

**H.E.1.:** Si se analiza bien las mañas del suelo con estudios de mecánica, se obtendrán datos clave para una base eficaz. Así, la estructura estará segura y no se hundirá demasiado, evitando sorpresas.

**H.E.2.:** Al crear y medir la base, viendo el peso de la obra y el suelo, con el programa GEO5, tendremos una base ideal. Cumplirá las normativas, usará bien los materiales, bajará los gastos y dará mucha seguridad.

**H.E.3.:** Revisar si la base es firme con GEO5 nos dirá si el suelo aguanta, cuánto se hunde y si es segura. Así, la base será perfecta, cumpliendo las normas y lista para pesos extra y terrenos complicados

## **1.4. OBJETIVOS**

### **1.4.1. Objetivo General**

Diseñar una cimentación que distribuya adecuadamente las cargas provenientes de los esfuerzos estructurales y las transfiera al terreno de soporte, para una edificación de tres niveles, utilizando el software GEO5 con el fin de verificar la estabilidad de la estructura.

### **1.4.2. Objetivos Específicos**

**O.E1.:** Analizar las propiedades geotécnicas del sitio de cimentación mediante la interpretación de ensayos de mecánica de suelos, para hallar los parámetros requeridos en el diseño estructural.

**O.E2.:** Modelar y dimensionar la cimentación superficial adecuada para un edificio de tres pisos, teniendo en cuenta, las cargas estructurales y las condiciones del suelo con el fin de cumplir con la normativa.

**O.E3.:** Verificar la estabilidad y el desempeño de la cimentación usando el software GEO5, analizando la capacidad portante del suelo, los asentamientos y los factores de seguridad.

## **1.5. ALCANCE**

El alcance de este proyecto está centrado en el diseño, modelado y verificación de una cimentación superficial adecuada para una edificación de tres niveles en el sector Enríquez Gallo, Cantón La Libertad, Provincia de Santa Elena. Se utilizará el software GEO5 como herramienta principal para el análisis y diseño de la cimentación, considerando las características geotécnicas del terreno y las cargas estructurales de la edificación. El análisis profundizará en los puntos que se mencionan a continuación:

### **Evaluación Geotécnica del Terreno**

Investigación del Terreno: Se hará una evaluación de las características geotécnicas del suelo en la zona de Enríquez Gallo. Esto se hará interpretando estudios anteriores de mecánica de suelos o haciendo pruebas de campo para conseguir información útil como la resistencia del suelo, su clasificación, las capas que lo forman y otros datos importantes para el diseño.

Meta: Establecer los parámetros geotécnicos necesarios para diseñar correctamente la cimentación superficial, considerando la resistencia del suelo y los posibles problemas de hundimiento.

### **Diseño y Modelado de la Cimentación**

Se desarrollarán opciones de cimentación superficial (como zapatas continuas) para la construcción de un edificio de tres pisos, considerando el peso que la estructura transferirá al suelo y sus características únicas. Para edificios de este tipo en la zona, el diseño y los modelos deben cumplir con las normas de construcción y seguridad. Las dimensiones de sedimentación deben calcularse en función de las cargas estructurales

y las condiciones del suelo para maximizar la efectividad del sistema de sedimentación superficial.

### **Verificación de la Estabilidad y Comportamiento de la Cimentación**

Análisis de Firmeza: El programa GEO5 se utilizará para probar la resistencia de la cimentación sugerida , evaluar la resistencia del suelo y de los anclajes y aplicar medidas de seguridad en diversos escenarios de carga .utilizarse para probar la resistencia de la cimentación sugerida , evaluar la resistencia del suelo y de los anclajes y aplicar medidas de seguridad en diversos escenarios de carga.

Meta: Verificar que la cimentación sea estable, segura y capaz de soportar el peso de la estructura sin poner en peligro la integridad del edificio a largo plazo .es estable, seguro y capaz de soportar el peso de la estructura sin poner en peligro la integridad a largo plazo del edificio.

### **Resultados Esperados**

Sugerencia Final de Cimentación: Con base en el análisis y los modelos completados, se hará una recomendación para la cimentación superficial apropiada para el edificio de tres pisos en un esfuerzo por mejorar el sistema de cimentación superficial, la seguridad estructural y el cumplimiento de las normas.

Evaluación Comparativa: Se compararán diversos tipos de sedimentación superficial (corridas y aisladas) para determinar cuál es la opción más práctica en función de las condiciones geotécnicas del terreno y los pesos estructurales de la edificación.

## **Limitaciones**

Este estudio se limita a la zona de Enríquez Gallo en el Cantón La Libertad, por lo que los datos que se obtengan no pueden ser usados en otros sitios sin antes hacer estudios de suelos. Al no tener datos de suelo, es necesario hacer análisis complementarios que ayuden a conseguir información concisa sobre la resistencia y las propiedades geotécnicas del sitio. Además, esta investigación no cubrirá el diseño de cimentaciones profundas, ya que el enfoque está en cimentaciones superficiales para el tipo de edificación de este estudio.

## **1.6. VARIABLES**

### **1.6.1. Variable Independientes:**

- Características geotécnicas del terreno (capacidad portante, tipo de suelo, etc.).
- Cargas estructurales de la edificación.

### **1.6.2. Variables Dependiente:**

- Diseño de zapata.
- Asentamientos.

## **CAPITULO II: MARCO TEÓRICO**

### **2.1. DEFINICION DE SUELO**

(José Ibáñez, n.d.) , como dice, el suelo es un recurso natural esencial para el desarrollo de cualquier civilización. Sin embargo, como todos los demás, resulta ser un ente complejo, es decir multidimensional. En consecuencia, cualquier definición tan solo captura una parte de sus múltiples facetas siendo, por tanto, necesariamente incompletas. Dicho de otro modo, cualquier concepto es una “compresión” de la información disponible en un momento dado de la historia que, ineludible, soslaya parte de sus “esencias”. Se trata de un hecho insoslayable a cualquier disciplina, incluso a la hora de definir qué es la vida.

### **2.2. DEFINICION DEL SUELO EN LA INGENIERÍA**

En el concepto general de la ingeniería, el suelo se define como la mezcla de partículas minerales y otro material orgánico que se ha descompuesto (partículas sólidas), así como el líquido y el gas que llena los espacios entre las partículas sólidas. El suelo se emplea como elemento de construcción en múltiples iniciativas de ingeniería civil y tiene la función de sostener las bases estructurales. Los ingenieros deben analizar las características del suelo, como su origen, clasificación por tamaño de partícula, capacidad de absorción de agua, compresibilidad, resistencia a la corrosión, capacidad de carga y otras propiedades adicionales (Braja M. Das, 2012).

El suelo es muy importante para la ingeniería ya que de este obtenemos materiales necesarios para la debida utilización destinada a diferentes obras civiles, antes de hacer uso de este componente tiene que someterse a procedimientos necesarios guiados a las normativas ya establecidas, debemos tener conciencia de cuanto consumimos de este recurso natural hay que cuidarlo porque pueden ser explotados para un mal deterioro.

### **2.3. ENSAYOS DE LABORATORIO DE SUELOS**

Un ensayo de laboratorio de suelos consiste en una serie de pruebas realizadas en muestras de suelo tomadas muestras desdetomadas del sitio de construcción deseado. Los ensayos identifican características importantes del suelo, como su granulometría, capacidad de carga, cohesión y permeabilidad. El procedimiento permite identificar problemas potenciales y garantiza que las soluciones de ingeniería aplicadas sean más adecuadas para garantizar la estabilidad de la estructura (INGEOM, n.d.).

La realización de un estudio de suelos para la construcción de una vivienda garantiza la estabilidad y seguridad de los espacios habitables. Estas pruebas son esenciales para prevenir problemas estructurales y garantizar la estabilidad y seguridad de cualquier edificación.

#### **2.3.1 Contenido de humedad.**

El contenido de agua, o humedad, es la proporción de agua en una masa específica de suelo que es inversamente proporcional al peso de las partículas sólidas. Por otro lado, la cantidad de agua que se satura en un material como tierra, piedra, arcilla o madera se mide mediante análisis volumétrico o gravimétrico. En donde se fundamenta con la normativa para garantizar las pruebas y confiabilidad consistentes. Con la utilización de la normativa ASTM D 2216.

### **2.3.2 Límites de Atterberg.**

(Das, n.d.), de acuerdo con, Cuando un suelo arcilloso se mezcla con una cantidad excesiva de agua, puede fluir como un semilíquido. Si el suelo se seca gradualmente, se comportará como un material plástico, semisólido o sólido, dependiendo de su contenido de humedad. El límite líquido (LL) se refiere al porcentaje de contenido de humedad en el cual el suelo pasa de un estado líquido a un estado plástico. De forma análoga, el contenido de humedad en porcentaje que provoca que el suelo pase de un estado plástico a uno semisólido y de un estado semisólido a uno sólido se designa como límite plástico (LP) y límite de contracción (LC), respectivamente. A estos límites se les refiere como límites de Atterberg.

#### **2.3.2.1 Límite líquido.**

El límite líquido de un suelo se determina con la copa de Casagrande (especificación de prueba ASTM D-4318) y se define como el contenido de humedad al que se cierra una grieta de 12,7 mm con 25 golpes.

#### **2.3.2.2 Límite plástico.**

El límite de plasticidad se define como el contenido de humedad al cual el suelo se agrieta en un rollo de 3,18 mm de diámetro (definición de prueba ASTM D-4318).

#### **2.3.2.3 Límite de contracción.**

El límite de contracción se define como el contenido de humedad al cual el suelo no tiene cambios adicionales en volumen con la pérdida de humedad (definición de prueba ASTM D-427).

### 2.3.2.3 Índice de plasticidad.

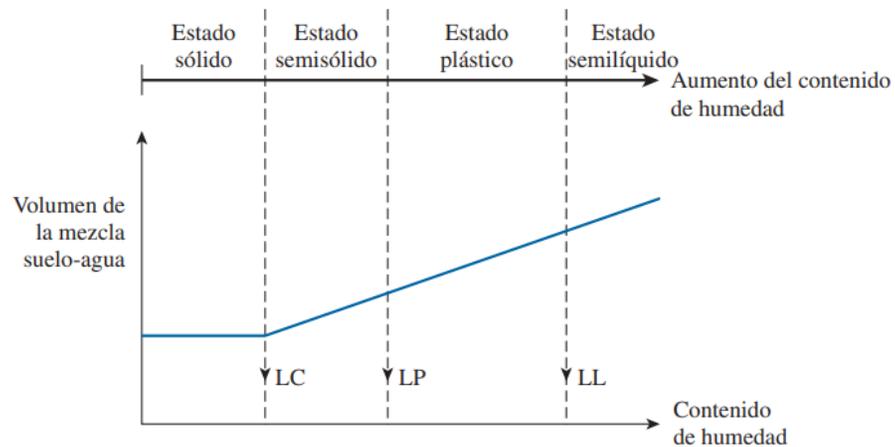
Es la resta del límite líquido con el límite plástico del suelo, al cual se lo denomina el índice de plasticidad (IP).

#### *Ecuación 1.*

*Índice de plasticidad.*

$$IP = LL - LP$$

*Figura 1. Definición de los límites de Atterberg.*



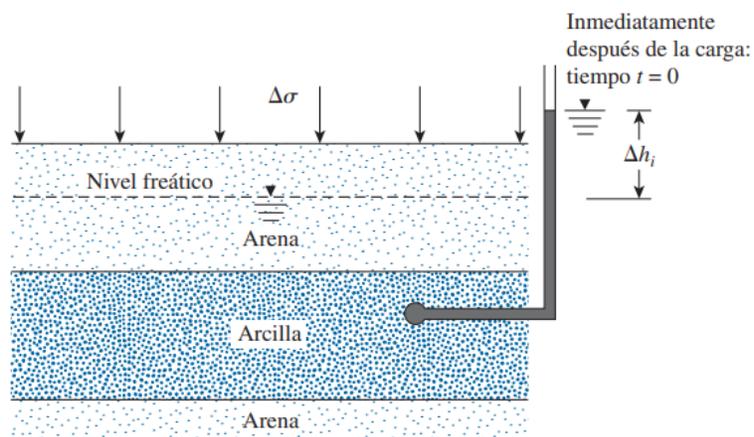
**Nota:** Tomado del libro de (Das, n.d.).

### 2.3.3 Consolidación.

La presión del agua en la arcilla aumentará a medida que aumenta el esfuerzo sobre una capa de arcilla saturada en el suelo, como sucede cuando se construye una cimentación. La capacidad de las arcillas para resistir el flujo de agua es significativa, se requerirá una cantidad de tiempo específica para reducir la presión del agua y comunicar el aumento de esfuerzo a la marca sólida. (Das, n.d.).

Este aumento gradual del esfuerzo efectivo en la capa de arcilla provocará hundimiento durante un período de tiempo y se denomina consolidación. Se realizan pruebas de laboratorio en muestras de arcilla saturada no alterada (Designación de prueba ASTM D-2435) para especificar asentamiento de consolidación causado por diversas cargas incrementales. Las muestras en los ensayos suelen tener 63,5 mm de diámetro y 25,4 mm de altura.

**Figura 2.** Principios de la consolidación



**Nota:** Tomado del libro de (Das, n.d.).

### 2.3.4 Granulometría.

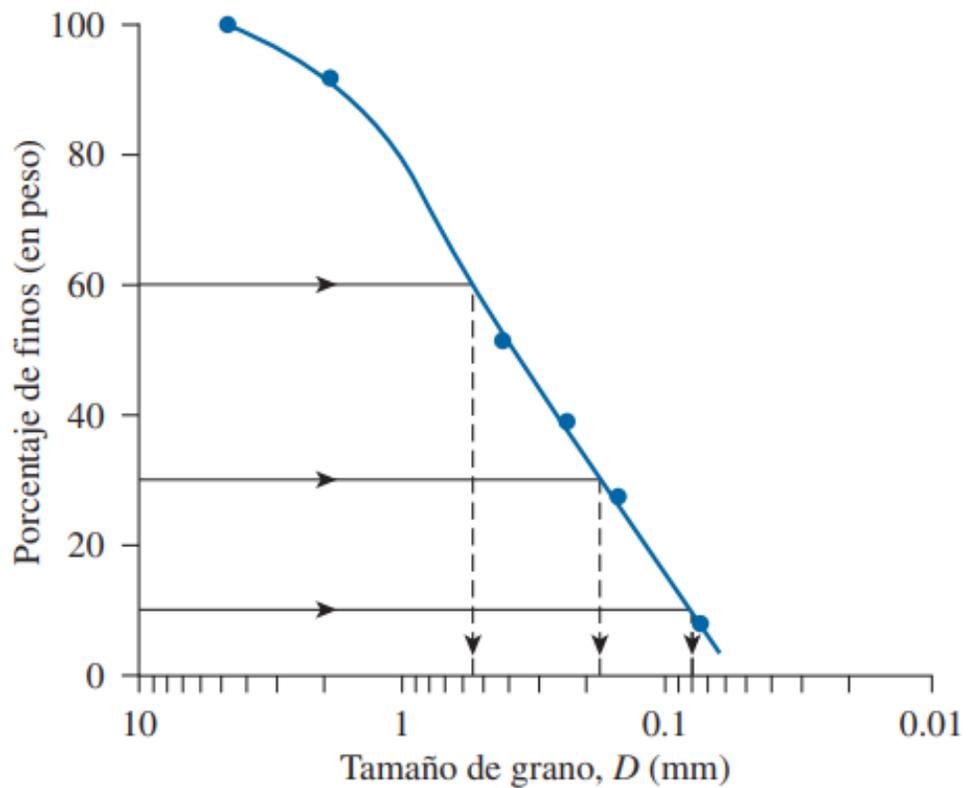
Este procedimiento de prueba se utiliza para establecer la clasificación de los materiales sugeridos para ser empleados como agregados o que ya se encuentran en uso como tales. Los resultados se emplean para establecer si la distribución del tamaño de las partículas cumple con los requisitos especificados y para ofrecer la información necesaria para el control en la producción de diversos productos de agregados y de las mezclas que los incluyen. Los datos también pueden ser utilizados en la formación de vínculos relacionados con la porosidad y el empaquetamiento. El ensayo consiste, fundamentalmente, en separar una muestra de agregado seco con una masa conocida,

utilizando una serie de tamices con orificios de tamaños decrecientes, con el propósito de identificar las dimensiones de las partículas (Jose & Cañas, n.d.).

Esta prueba de laboratorio llamada granulometría es utilizada para hallar la división del tamaño de las partículas del espécimen que ha sido tomado del suelo a estudiar, este proceso es realizado por medio de tamices # 4 y 200 también puede ser manual. Guiándonos por medio de la normativa ASTM C 136.

**Figura 3.**

*Curva de la distribución granulométrica de un suelo de grano grueso obtenida en un análisis con mallas.*



*Nota: Tomado del libro de (Das, n.d.).*

**Figura 4.**

*Tamaños de mallas estándar en EE.UU.*

Malla núm.	Abertura (mm)
4	4.750
6	3.350
8	2.360
10	2.000
16	1.180
20	0.850
30	0.600
40	0.425
50	0.300
60	0.250
80	0.180
100	0.150
140	0.106
170	0.088
200	0.075
270	0.053

**Nota:** Tomado del libro de (Das, n.d.).

### **2.3.5 Pesos unitarios.**

En la norma ASTM C 29 se describe la densidad total o bruta de los agregados, que se refiere al peso unitario, como la masa que corresponde a un volumen unitario de agregado. Este volumen abarca tanto el volumen de las partículas individuales como el volumen de los espacios vacíos que existen entre ellas. En resumen, el peso unitario se refiere a calcular la densidad total, lo cual se obtiene al dividir la masa de un agregado en estado seco (bajo un nivel específico de consolidación o compactación) entre el volumen que ocupa, incluyendo los espacios de aire entre las partículas y los lugares de absorción, y se expresa en. Los resultados adquiridos en este análisis son esenciales para la preparación de mezclas de concreto hidráulico y para las conversiones de masa a volumen en la aceptación de materiales en el sitio de construcción. El proceso de este ensayo implica que, de acuerdo con el tamaño máximo nominal del agregado, se elige el volumen mínimo adecuado del molde a utilizar para determinar el peso unitario. Las

propiedades geométricas y el grosor del molde están establecidos por norma. La medición del peso unitario en concreto (de acuerdo con la norma ASTM C 138) requiere que el molde esté fabricado en acero u otro metal que no sea propenso al ataque inmediato de la pasta de cemento (Jose & Cañas, n.d.).

Los pesos unitarios de suelo en kN/m<sup>3</sup> pueden obtenerse a partir de las densidades en kg/m<sup>3</sup> como:

***Ecuación 2.***

*Densidad.* 
$$\gamma = \frac{\rho * g}{1000}$$

***Ecuación 3.***

*Densidad.* 
$$\gamma_d = \frac{\rho_d * g}{1000}$$

Donde g =aceleración de la gravedad =9.81 m/s<sup>2</sup>. (Das, n.d.)

### **2.3.6 Triaxial.**

(Oscar et al., n.d.), dicho con palabras, En un ensayo triaxial, un cilindro de suelo se cubre con una membrana de látex dentro de una cámara presurizada. La parte superior e inferior de la muestra cuenta con discos porosos que están conectados al sistema de drenaje, lo que permite saturar o drenar el espécimen. En estas pruebas, es posible modificar las presiones que actúan en tres direcciones perpendiculares sobre la muestra de suelo, realizando mediciones exhaustivas de sus propiedades mecánicas. Los especímenes suelen estar expuestos a presiones laterales de un líquido, que comúnmente es agua.

En el ensayo de corte triaxial es un procedimiento de confianza para especificar todos los parámetros de resistencia al corte. En el cual va guiado de la normativa respectiva.

### **2.3.7 Compresión sin confinar.**

Tiene como fin, calcular la resistencia a la compresión no confinada ( $qu$ ), de un cilindro de suelo cohesivo o semicohesivo, e indirectamente la resistencia al corte ( $qc$ ), por la expresión.

Este procedimiento consiste en medir la resistencia a la compresión no confinada de suelos cohesivos en estados de compresión, ya sea que se encuentren intactos o hayan sido remodelados, a través de la colocación de una carga axial con deformación controlada. Este enfoque de prueba proporciona valores estimados de la resistencia de suelos cohesivos en relación con las tensiones totales. Este procedimiento de ensayo se puede aplicar únicamente a materiales cohesivos que no liberan agua (agua que se expulsa del suelo como resultado de deformación o compactación) durante la fase de carga del ensayo, en la que conservarán su resistencia interna tras la eliminación de presiones de confinamiento, como es el caso de las arcillas o suelos que han sido cementados. No es posible ensayar suelos secos y frágiles, materiales con fisuras, limos, turba y arenas mediante este método para obtener valores válidos de resistencia a la compresión no confinada (Método de Ensayo Para Resistencia a La Compresión No Confinada de Suelo Cohesivo, n.d.).

El propósito de este ensayo es determinar la resistencia a la compresión libre de una muestra de suelo cilíndrica, para obtener indirectamente la resistencia al corte de la muestra. Para ello, se somete una muestra de suelo a esfuerzos verticales con deformación controlada y se mide la carga máxima que resiste. Se utiliza en estas pruebas la norma ASTM D 2166.

## **2.4. CLASIFICACIÓN DE SUELOS**

Las características se pueden agrupar y subagrupar según sus propiedades mecánicas y su desempeño en el campo de la ingeniería. Los sistemas de clasificación proporcionan un vocabulario común para comunicar de manera precisa las propiedades generales de los suelos, que son increíblemente variados, sin requerir una descripción pormenorizada. Actualmente, se emplean dos sistemas de clasificación sofisticados que emplean la distribución de tamaños de partículas y la plasticidad de los suelos, los cuales son frecuentemente utilizados en aplicaciones de ingeniería. Se refiere a la Asociación Americana de Funcionarios de Carreteras Estatales (AASHTO) y al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos. En los Estados Unidos, los departamentos de transporte de los estados y los condados utilizan principalmente el sistema AASHTO, mientras que los ingenieros geotécnicos suelen optar por emplear el Sistema Unificado. (Das, n.d.).

Los ingenieros categorizan los terrenos según sus características técnicas, en función de su aplicación en cimientos o materiales de edificación. Los sistemas actuales de categorización de ingeniería están concebidos para facilitar una transición sencilla de las observaciones en terreno a las proyecciones elementales de las características del suelo y el comportamiento de ingeniería. Algunos de los primeros sistemas de categorización en la ingeniería del terreno se derivaron de los sistemas de categorización en la ciencia del terreno.

### **2.4.1 Sistema de clasificación AASHTO.**

Este sistema de categorización de suelos se creó en 1929, conocido como el Sistema de Clasificación de la Administración de Caminos. Se ha sometido a múltiples revisiones, siendo la versión actual la que propone la Comisión de Clasificación de

Materiales para los Tipos de Carreteras Subrasantes y Granulares de la Junta de Investigación de Carreteras en 1945 (Norma ASTM D-3282; método AASHTO M145). El sistema de clasificación AASHTO actualmente en uso se muestra en la tabla. El sistema actualmente en uso se muestra en la tabla. Según este En este sistema, la Tierra se divide en diez categorías principales: A-1 a A-7. Los materiales granulares se clasifican en A-1, A-2 y A-3, de los cuales al menos el 35% de las partículas pueden pasar a través del número tamiz. 200. El tamiz número filtra más del 35% de los suelos. Los grupos A-4, A-5, A-6 y A-7 son donde se encuentran los científicos. Se organizan están organizados (Das, n.d.).

**Figura 5.**

*Sistema de clasificación de suelos de la AASTHO.*

Clasificación general	Materiales granulares (35% o menos del total de la muestra pasada por el núm. 200)						
	A-1			A-2			
Grupo de clasificación	A-1-a	A-1-b	A-3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7
Análisis de tamiz (porcentaje de paso)							
Núm. 10	50 máx.						
Núm. 40	30 máx.	50 máx.	51 mín.				
Núm. 200	15 máx.	25 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.
Características de la fracción de paso núm. 40							
Límite líquido				40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.
Índice de plasticidad	6 máx.		NP	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.
Tipos comunes de materiales significativos constituyentes	Fragmentos de roca, grava y arena		Arena fina	Limo o grava arcillosa y arena			
Clasificación general de la subrasante	Excelente a bueno						

**Nota:** Tomado del libro de (Das, n.d.).

Clasificación general	Materiales granulares (35% o menos del total de la muestra pasada por el núm. 200)						
	A-1			A-2			
Grupo de clasificación	A-1-a	A-1-b	A-3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7
Análisis de tamiz (porcentaje de paso)							
Núm. 10	50 máx.						
Núm. 40	30 máx.	50 máx.	51 mín.				
Núm. 200	15 máx.	25 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.
Características de la fracción de paso núm. 40							
Límite líquido				40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.
Índice de plasticidad	6 máx.		NP	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.
Tipos comunes de materiales significativos constituyentes	Fragmentos de roca, grava y arena		Arena fina	Limo o grava arcillosa y arena			
Clasificación general de la subrasante	Excelente a bueno						

**Nota:** Tomado del libro de (Das, n.d.).

## 2.4.2 Sistema unificado de clasificación de suelo.

La versión inicial de este sistema fue sugerida por Casagrande en 1948 para su aplicación en las obras de construcción del aeródromo que llevó a cabo el Cuerpo de Ingenieros del Ejército durante la Segunda Guerra Mundial. En asociación con los Estados Unidos. Oficina de Reclamación, este sistema fue analizado en 1952. En la actualidad, es de uso común entre los ingenieros (Norma ASTM D-2487). El Sistema Unificado de Clasificación se muestra en la tabla 4. 2 y agrupa los suelos en dos categorías principales:

1. Suelos compuestos por grano grueso, tales como grava y arena en su forma natural, con menos del 50% que puede atravesar el tamiz número. Los signos de grupo inician con un prefijo que puede ser G o S. G se refiere al suelo de grava, mientras que S se utiliza para identificar la arena o el suelo arenoso.

2. Terrenos de grano fino que contienen un 50% o más que atraviesa el tamiz número. Los símbolos de grupo comienzan con un prefijo M, que representa limo inorgánico, C para arcilla inorgánica, y O para limos orgánicos y arcillas. El símbolo

Pt se emplea para referirse a la turba, al lodo y a otros tipos de suelos que contienen un alto contenido orgánico.

Otros signos que se emplean para la categorización son:

- W: clasificación adecuada
- P: incorrectamente categorizado
- L: plasticidad baja (límite líquido inferior a 50)
- H: alta plasticidad (límite líquido superior a 50). (Das, n.d.).

### Figura 6.

#### Sistema unificado de clasificación de suelos SUCS.

Criterio para la asignación de símbolos de grupo				Símbolos de grupo	
Suelos de grano grueso Más de 50% retenido en el tamiz núm. 200	<b>Gravas</b> Más de 50% de fracción gruesa retenida en el tamiz núm. 4	Gravas limpias	$C_u \geq 4$ y $1 \leq C_c \leq 3^c$	GW	
		Menos de 5% finos <sup>a</sup>	$C_u < 4$ y/o $1 > C_c > 3^c$	GP	
		Gravas con finos	$PI < 4$ o gráficos por debajo de línea "A" (figura 4.2)	GM	
		Más de 12% finos <sup>a,d</sup>	$PI > 7$ y gráficos en o por encima de línea "A" (figura 4.2)	GC	
	<b>Arenas</b> 50% o más de la fracción gruesa pasa tamiz núm. 4	Arenas limpias	$C_u \geq 6$ y $1 \leq C_c \leq 3^c$	SW	
		Menos de 5% finos <sup>b</sup>	$C_u < 6$ y/o $1 > C_c > 3^c$	SP	
Arenas con finos		$PI < 4$ o gráficos por debajo de línea "A" (figura 4.2)	SM		
Más de 12% finos <sup>b,d</sup>		$PI > 7$ y gráficos en o por encima de línea "A" (figura 4.2)	SC		
Suelos de grano fino 50% o más pasa a través del tamiz núm. 200	<b>Limos y arcillas</b> Límite líquido menor que 50	Inorgánico	$PI > 7$ y gráficos en o por encima de línea "A" (figura 4.2) <sup>e</sup>	CL	
		Orgánico	$PI < 4$ o gráficos por debajo de línea "A" (figura 4.2) <sup>e</sup>	ML	
	<b>Limos y arcillas</b> Límite líquido 50 o más	Inorgánico	Límite líquido: secado	$\frac{\text{Límite líquido: secado}}{\text{Límite líquido: no secado}} < 0.75$ ; vea la figura 4.2; zona OL	OL
			Límite líquido: no secado	Gráficos $PI$ en o por encima de línea "A" (figura 4.2)	CH
		Orgánico	Gráficos $PI$ por debajo de "A" línea (figura 4.2)	MH	
			Límite líquido: secado	$\frac{\text{Límite líquido: secado}}{\text{Límite líquido: no secado}} < 0.75$ ; vea la figura 4.2; zona OH	OH
Suelos altamente orgánicos	Materia orgánica principalmente, color oscuro y orgánico			Pt	

<sup>a</sup>Gravas con 5 a 12% de finos requieren símbolos dobles: GW-GM, GW-GC, GP-GM, GP-GC.

<sup>b</sup>Arenas con 5 a 12% de finos requieren símbolos dobles: SW-SM, SW-SC, SP-SM, SP-SC.

$$^c C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}; \quad C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}}$$

<sup>d</sup>Si  $4 \leq PI \leq 7$  y gráficos en la zona rayada en la figura 4.2, se usa doble símbolo GC-GM o SC-SM.

<sup>e</sup>Si  $4 \leq PI \leq 7$  y gráficos en la zona rayada en la figura 4.2, se usa doble símbolo CL-ML.

**Nota:** Tomado del libro de (Das, n.d.).

## 2.5. ENSAYO DE CAMPO DEL SUELO

Los Ensayos In Situ hacen referencia a procedimientos de prueba realizados directamente en el terreno, roca o suelo en un lugar específico. Estas evaluaciones se

llevan a cabo para recolectar datos acerca de las propiedades geotécnicas de la ubicación, tales como las propiedades de resistencia, rigidez, permeabilidad y forma. Las evaluaciones en el lugar de construcción son un elemento esencial en la investigación del sitio, pues posibilitan a los ingenieros y geólogos valorar las condiciones del subsuelo y la aptitud del lugar para diversos tipos de proyectos constructivos.

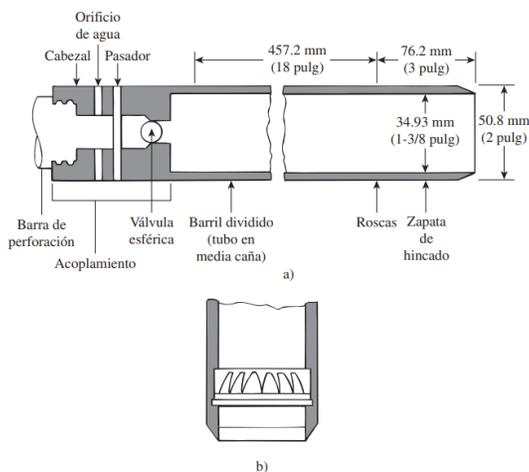
### **2.5.1 Penetración standard SPT.**

Los muestreadores de mediacaña se pueden emplear en el campo para obtener muestras de suelo que, aunque suelen estar alteradas, siguen siendo representativas. En la imagen se presenta una parte de un muestreador común de mediacaña. El dispositivo se compone de una base de acero para hincar, un tubo de acero que se encuentra longitudinalmente dividido en dos partes y un conector en la parte superior. El acoplamiento une el muestreador con la varilla de perforación. El tubo dividido estándar posee un diámetro interior de 34.93 mm y un diámetro exterior de 50.8 mm; no obstante, también se encuentran disponibles muestreadores que cuentan con diámetros interior y exterior de 63.5 mm y 76.2 mm, respectivamente. Una vez que la perforación alcanza una profundidad establecida, se retiran las herramientas de perforación y se introduce el muestreador en el fondo del agujero. El muestreador se coloca en el suelo mediante impactos de un martinete en la parte superior de la barra de perforación. El peso normal del martinete es de 622.72 N, y con cada golpe, el martinete desciende una distancia de 0.762 m. Se contabiliza la cantidad de golpes necesarios para lograr una penetración del Penetrómetro en tres secciones de 152.4 mm. La cantidad de golpes necesarios para los dos intervalos intermedios se agrega para calcular el número estándar de penetración,  $N$ , en esa profundidad. A este número

se le conoce comúnmente como valor N (American Society for Testing and Materials, 2001, Designación D-1586-99). A continuación, el muestreador se aleja y se quitan la zapata y el acoplamiento. Finalmente, la muestra de suelo extraída del tubo se coloca en un frasco de vidrio y se traslada al laboratorio. Esta evaluación de campo se denomina prueba de penetración estándar (SPT, por sus siglas en inglés). (Das, n.d.).

**Figura 7.**

a) *Muestreador estándar de mediacaña*; b) *extractor de núcleos de manantial (canastilla)*.



**Nota:** Tomado del libro de (Das, n.d.).

En el área rural, el rango de  $E_r$  puede oscilar entre 30 y 90%. La norma habitual en los Estados Unidos es señalar el valor N para una relación energética media del 60% (L N60). Por lo tanto, la rectificación mediante los métodos de campo y fundamentada en las observaciones realizadas en el mismo, parece razonable para uniformizar el número de penetración estándar como una variable de la energía empleada en el hincado y su dispersión en el suelo que rodea el muestreador (Das, n.d.).

#### **Ecuación 4.**

Corrección del SPT

$$N_{60} = \frac{N\eta_H\eta_B\eta_S\eta_R}{60}$$

Donde:

$N_{60}$  = número de penetración estándar, corregido por las condiciones en el campo.

$N$  = número de penetración medido.

$\eta_H$  = eficiencia del martinete (%).

$\eta_B$  = corrección por el diámetro de la perforación.

$\eta_S$  = corrección del muestreador.

$\eta_R$  = corrección por longitud de la barra.

**Figura 8.** Variación de  $\eta_H$ ,  $\eta_B$ ,  $\eta_S$  y  $\eta_R$ .

1. Variación de $\eta_H$			
Pais	Tipo de martinete	Liberación del martinete	$\eta_H$ (%)
Japón	Toroide	Caída libre	78
	Toroide	Cuerda y polea	67
Estados Unidos	De seguridad	Cuerda y polea	60
	Toroide	Cuerda y polea	45
Argentina	Toroide	Cuerda y polea	45
China	Toroide	Caída libre	60
	Toroide	Cuerda y polea	50

3. Variación de $\eta_S$	
Variable	$\eta_S$
Muestreador estándar	1.0
Con recubrimiento para arena y arcilla densas	0.8
Con recubrimiento para arena suelta	0.9

2. Variación de $\eta_B$	
Diámetro, mm	$\eta_B$
60-120	1
150	1.05
200	1.15

4. Variación de $\eta_R$	
Longitud de la barra, m	$\eta_R$
> 10	1.0
6-10	0.95
4-6	0.85
0-4	0.75

**Nota:** Tomado del libro de (Das, n.d.).

## **2.6. CIMENTACIÓN**

La cimentación se define como la acción y el resultado de los elementos estructurales del edificio responsables de transferir las cargas del terreno. Por lo tanto, se llevará a cabo la cimentación en función de este suelo, utilizando elementos que estén apoyados en él, distribuyéndose de tal manera que no excedan la presión máxima que puede soportar o tolerar, permitiendo así la presencia de cargas zonales. El componente que facilita la transferencia de las cargas soportadas por una estructura al terreno subyacente se denomina cimentación. Garantiza que no se exceda la capacidad de carga del suelo y que las deformaciones causadas por este sean aceptables para la estructura (De Ingeniería & Diseño, n.d.-b).

El éxito de un proyecto de construcción apropiado se fundamenta en la calidad de los cimientos, dado que su meta principal es brindar seguridad y robustez a una estructura, puesto que sostiene sus pesos y se aferra al terreno. Con base en los estudios geológicos y geotécnicos efectuados previo a la instalación de los cimientos, podemos establecer qué elementos estructurales son los más apropiados para la construcción de un inmueble, cuya carga se distribuya de forma segura en el suelo sin superar la presión permitida.

### **2.6.1 Tipos de cimentaciones.**

En términos generales, podemos diferenciar entre dos clases de cimientos: los de superficie y los de profundidad. Las particularidades más relevantes de cada uno son las siguientes:

#### ***2.6.1.1 Cimentaciones superficiales.***

Las fundaciones superficiales más frecuentes son:

1. Fundaciones aisladas.
2. Zapatas largas o continuas.
3. Placas de base.
4. Estructuras de soporte fundamental.
5. Fundaciones hechas con cascarones.

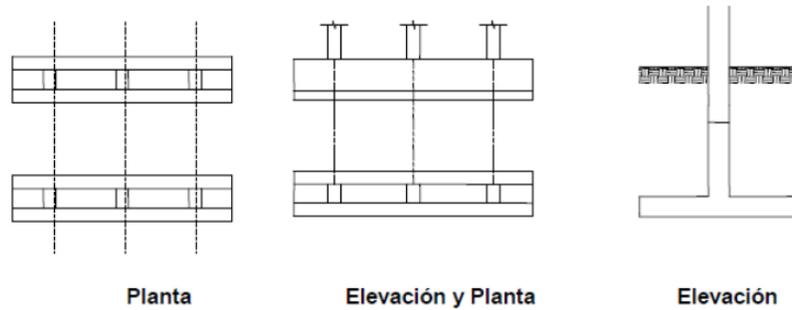
La elección del tipo de cimentación se basa principalmente en el tipo de edificación, en las cargas o fuerzas que actúan sobre esta y en el terreno donde se emplazará. Se afirma que la selección de una base debe fundamentarse en el conocimiento técnico y el juicio adecuado del ingeniero; esta última es una habilidad que se adquiere tras varios años de experiencia (De Ingeniería & Diseño, n.d.-b).

Las zapatas aisladas facilitan el traslado y alargamiento de cargas concentradas, usualmente originadas en pilares o columnas. Solo se deben emplear cuando se tiene la seguridad de que no se generarán asentamientos fluctuantes en el inmueble.

Las zapatas corridas poseen una forma alargada y se utilizan para resistir la carga de tres pilares en una misma línea, proporcionando al conjunto una unidad robusta y estable. Normalmente se llevan a cabo a través de zanjas y se componen de un elemento con forma de viga que se apoya en una base de concreto. Son fundamentos versátiles y asequibles.

**Figura 9.**

*Zapatas corridas o continuas.*

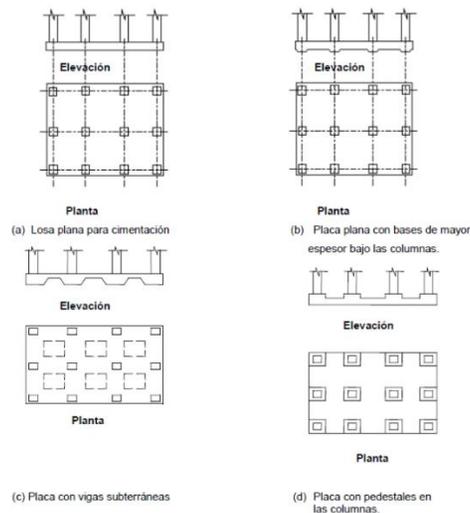


**Nota:** tomado de la (De Ingeniería & Diseño, n.d.-b).

Las losas de cimentación Es acerca de soportes en forma de plataformas, planas y superficiales, sugeridos para resistir el peso de paredes, muros o columnas cuando la carga es elevada o el suelo no brinda suficiente resistencia a la carga.

**Figura 10.**

*Losas de cimentación*



**Nota:** Tomado de la (De Ingeniería & Diseño, n.d.-b)

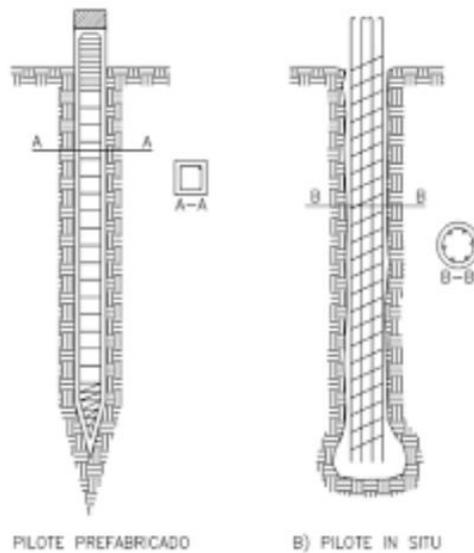
### **2.6.1.2 Cimentaciones profundas.**

Cuando el suelo utilizado para la construcción carece de la resistencia necesaria para soportar el peso que transmitirá la estructura, se recurre a excavaciones profundas. Por lo tanto, es esencial trasladar la carga a anclajes robustos y

profundos mediante diversas técnicas de cimentación, como la sustitución, la flotación o el pilotaje. Mediante el uso de elementos verticales, la función de los pilotes y pilas es trasladar la carga de la estructura a las capas más profundas y resistentes. Existen varios tipos de pilotes, que se pueden clasificar según su funcionamiento en relación con el suelo. Estos incluyen pilotes resistentes en la punta, pilotes fricados en partículas delgadas y de baja permeabilidad, y pilotes fricados en partículas gruesas y de alta permeabilidad (De Ingeniería & Diseño, n.d.-b).

**Figura 11.**

*Pilotes de cimentación*



**Nota:** Tomado de la (De Ingeniería & Diseño, n.d.-b).

## 2.7. DISEÑO DE CIMENTACIÓN

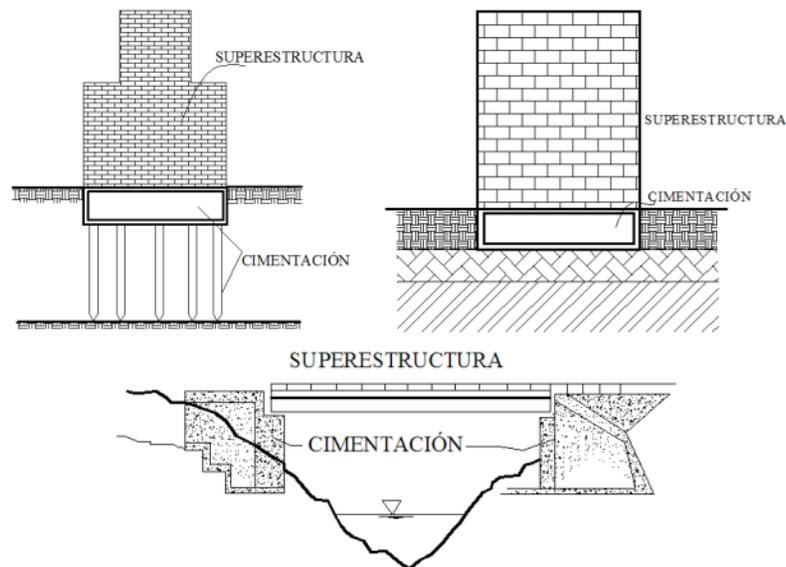
Las ideas que siguen resaltan cuán pertinentes son las observaciones. El objetivo de estas estructuras es apoyar su propio peso en el suelo. También realizan otras tareas como sostener la estructura, distribuir adecuadamente la carga y mantener un nivel adecuado de seguridad entre pavimento y la cimentación. Adicionalmente, restringen

los asentamientos totales y diferenciales para evitar daños a la estructura y edificaciones cercanas, así como para asegurar que la estructura mantenga su posición vertical ante diversos tipos de acciones. Evitar daños a la estructura y a los edificios cercanos, así como garantizar que la estructura mantenga su posición vertical ante diversos tipos de acciones.

Según el profesor Clarence W. Dunham, el término "cimentación" puede referirse a los siguientes significados: la superficie sobre la que se ejercen fuerzas producidas por peso de la propia estructura y de las fuerzas que actúan sobre ella, así como la combinación de los elementos estructurales de la infraestructura, es decir, el mecanismo que permite el peso de la superestructura, fuerzas que actúan sobre él, y el peso del propio medio que se transmite a la tierra, o, dicho de otro modo, combinación de los dos conceptos mencionados anteriormente. (De Ingeniería & Diseño, n.d.-b).

**Figura 12.**

*Diseño de cimentaciones*

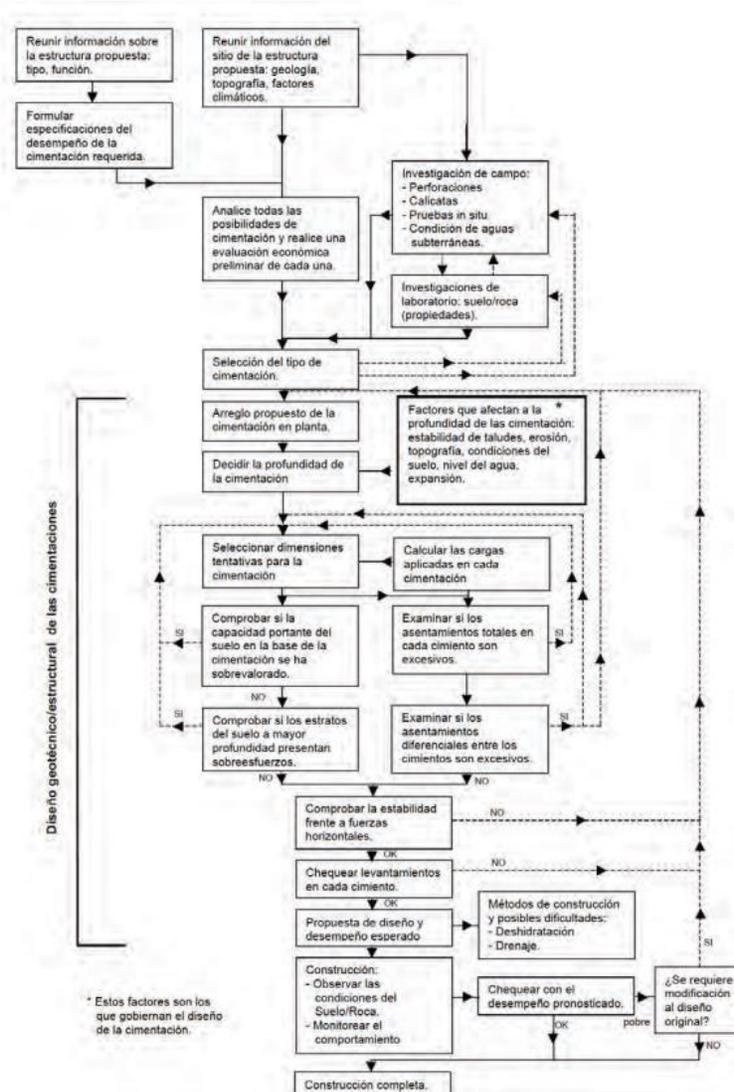


**Nota:** Tomado de la (De Ingeniería & Diseño, n.d.-b).

El procedimiento general se representa en el diagrama de flujo de la siguiente figura, que sirve como ejemplo para una zapata o cimentación superficial y puede aplicarse a cualquier tipo de cimentación. El gráfico muestra la relación y los componentes esenciales que afectan la elección y el diseño de una base eficaz para un proyecto de hormigón. Se debe seguir el diagrama y examinar los límites de falla (capacidad de carga) y de servicio (asentamientos) en los diseños de cimentación. (NEC, 2015).

**Figura 13.**

*Diagrama de flujo conceptual para el diseño de cimentaciones*



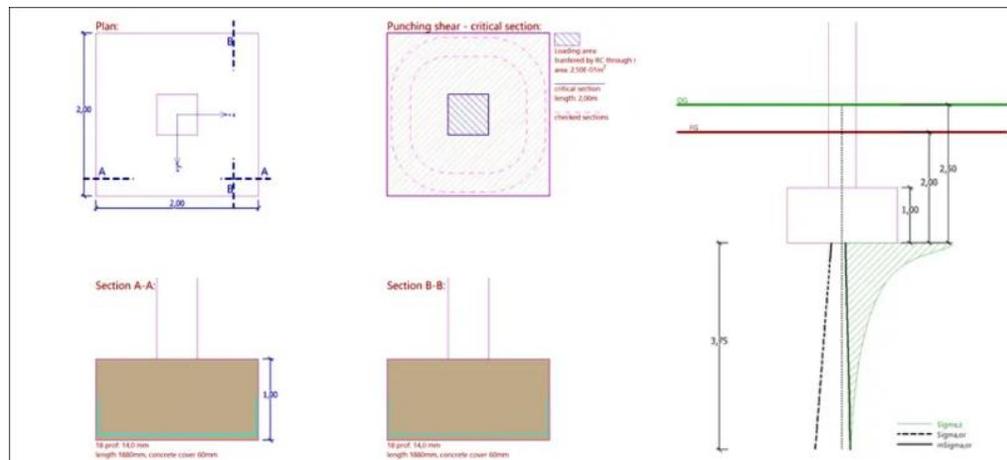
**Nota:** Tomado de la (NEC, 2015).

## 2.8. SOFTWARE GEO5

Decir que GEO5 es una herramienta multipropósito es decir que GEO5 le permite aplicar estándares de una manera simple y única y obtener los mejores resultados. Esta versátil herramienta también será un asistente que nos ayudará a procesar los resultados de experimentos de campo o un programa que nos ayudará a crear visualizaciones de secciones geológicas o representaciones 3D de modelos. También es como tener un tutor que nos guía, como en matemáticas, paso a paso para ayudarnos a entender cualquier cálculo o comprobación de estructura. Además, GEO5 nos permite evaluar la estabilidad de la tierra, al igual que un detector de terremotos avisa de posibles peligros, por ejemplo, informa de todo el trabajo realizado, a modo de diario que muestra cada paso que damos, que podemos llevar más tarde a realizar una revisión.

**Figura 14.**

*Zapata aislada y zapata continúa*



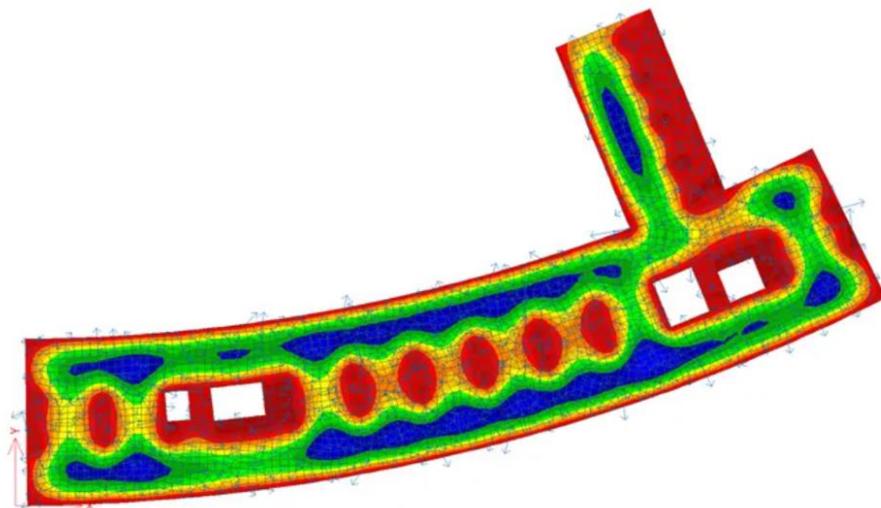
**Nota:** Tomado de la (NEC, 2015).

GEO5 representa una serie de programas informáticos unificados, concebidos para abordar una amplia gama de labores, que van desde prospecciones geológicas hasta

proyectos geotécnicos de gran sofisticación. Examinación de Firmeza: Valoración de la estabilidad en declives, laderas rocosas y muros de tierra apuntalados. Planificación de Zanjas: Elaboración y comprobación de construcciones de sostenimiento, diafragmas y estacas. Desarrollo de Paredes de Sujeción: Elaboración detallada de paredes de sujeción por gravedad, voladizas y prefabricadas. Asentamientos Someros: Resistencia y acomodo de zapatas aisladas, continuas y losas de cimentación. Cimentaciones con Estacas: Resistencia y acomodo de estacas individuales y conjuntos de estacas. Estimación de Hundimiento: Estudio del hundimiento y compactación de cimentaciones. Pasadizos y Cavidades: Estudio de túneles, edificaciones subterráneas y pozos verticales. Representación Geológica: Creación de modelos de terreno y subsuelo a partir de datos geológicos. Investigación Geotécnica/ Geológica Información de la investigación del sitio, informes y creación de secciones transversales. (Fine spol. s r. o., 2024).

***Figura 15.***

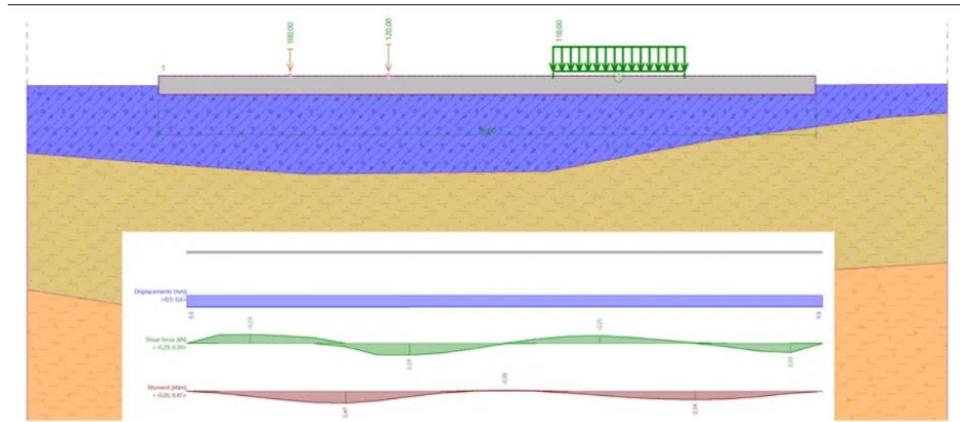
*Losas y placas de cimentación*



**Nota:** Tomado de (Fine spol. s r.o., 2024).

**Figura 16.**

*Franjas de cimentación*



**Nota:** Tomado de (Fine spol. s r.o., 2024)

## **CAPITULO III: METODOLOGÍA**

### **3.1 TIPO Y NIVEL DE INVESTIGACIÓN**

#### **3.1.1 Tipo.**

El tipo de investigación de este proyecto es experimental, ya que, como señala QuestioPro (2021), el diseño experimental permite establecer relaciones de causa y efecto entre las variables de estudio. En este caso, se analizará cómo los parámetros geotécnicos del suelo (obtenidos a través de ensayos de campo y laboratorio, como el ensayo SPT) afectan directamente al diseño de cimentación y a la estabilidad estructural. La investigación implica la obtención y evaluación de muestras del suelo en el sector de General Enríquez Gallo, determinando sus características específicas para fundamentar el diseño y verificar su adecuación utilizando el software GEO5. Este enfoque experimental permite evaluar la influencia de las propiedades del suelo en el comportamiento estructural y asegurar que la cimentación diseñada cumpla con los estándares de estabilidad y seguridad.

#### **3.1.2 Nivel.**

Este estudio se basa en un enfoque de investigación aplicativo y explicativo. En lo que respecta al nivel aplicativo, nos dedicamos a llevar a cabo pruebas tanto en el terreno como en el laboratorio, particularmente el ensayo SPT, para establecer las características geotécnicas del suelo en la zona de General Enríquez Gallo. Estos datos serán cruciales para proyectar de forma correcta la base de un edificio de tres pisos.

En cambio, el nivel explicativo tiene como objetivo examinar y dar sentido a los resultados conseguidos en estas pruebas. Buscamos entender de qué manera estas propiedades influyen en la resistencia del suelo y en su compactación, además de comprobar su firmeza usando el programa GEO5. Esto nos permitirá escoger la base más adecuada para asegurar la integridad estructural del edificio.

## **3.2 MÉTODO, ENFOQUE Y DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN**

### **3.2.1 Método.**

El método empleado en este estudio es de tipo analítico, ya que se basará en la descomposición, análisis y verificación de los datos geotécnicos obtenidos mediante los ensayos de suelo, permitiendo así conocer y explicar detalladamente las características geomecánicas y su influencia en el diseño de la cimentación. Como menciona Calduch (2013, p. 25), este método permite comprender el todo mediante el análisis detallado de cada una de sus partes y de las relaciones entre ellas. En este caso, el análisis de cada parámetro del suelo y su comparación con los resultados del software GEO5 facilitarán la selección de una cimentación adecuada para la estructura, basada en una interpretación exhaustiva de los resultados.

### **3.2.2 Enfoque.**

La investigación del estudio se centra en la aplicación práctica. legislación vigente y normativa técnica que regula la planificación de cimientos, el enfoque cualitativo mejorará el análisis y garantizará que el diseño propuesto satisfaga los requisitos de estabilidad estructural y seguridad. La combinación garantiza un análisis exhaustivo que respalda tanto la precisión técnica del proyecto como su correcta interpretación normativa.

### **3.2.3 Diseño.**

En esta indagación, se pondrá en marcha un esquema experimental, donde se ajustarán y estudiarán las características geotécnicas sueltas, por ejemplo, la firmeza y el aguante del terreno, todo ello con el fin de calibrar cómo influyen en la planificación de los cimientos del edificio de tres plantas. Tal y como señalan Hernández y su equipo (2018, p. 4), en la planificación experimental, las variables sueltas se modifican a propósito para ver cómo repercuten en las variables atadas bajo situaciones bien vigiladas. En esta situación, se harán pruebas sobre el terreno y en el laboratorio (como el SPT), cuyas conclusiones modificarán sin rodeos la forma y las medidas de los cimientos usando el programa GEO5, confirmando que se respeten los criterios de firmeza y protección que necesita la construcción.

## **3.3 POBLACIÓN Y MUESTRA**

### **3.3.1 Población.**

La población en esta investigación se define como el conjunto total de unidades de análisis que son relevantes para el estudio del diseño de la cimentación. Según (Cohen et al., 2018, p. 45) “población” se refiere a todos los elementos que comparten características particulares y de los cuales se desean sacar conclusiones. Por ejemplo, la población estará conformada por los suelos evaluados mediante ensayos SPT realizados en el cantón General Enríquez Gallo, cantón La Libertad, donde se construirá el edificio. Esto incluye tanto las perforaciones del suelo muestreado como el obtenido como las características geomecánicas obtenidas, las cuales son esenciales para analizar la capacidad geomecánica carga y asentamientos de la cimentación requerida para la estructura de los tres niveles.

### **3.3.2 Muestra.**

La muestra en esta investigación se define como un subconjunto representativo de la población total, seleccionado con el fin de realizar un análisis detallado de las características geomecánicas del suelo. De acuerdo con (Arias et al. , 2021, p. 67), una buena muestra necesita mostrar los rasgos de la población, de forma que se puedan hacer deducciones verdaderas sobre todo el grupo. Para este análisis, la muestra estará formada por las perforaciones y las muestras de tierra obtenidas en las pruebas de SPT, que se llevarán al laboratorio para saber sus cualidades mecánicas y cuánto peso pueden soportar. Los datos que se obtengan serán muy importantes para planear cómo se construirá la base del edificio de tres pisos, garantizando así que se cumplan las condiciones de firmeza y seguridad en la construcción.

### **3.3.3 Muestreo.**

Según lo expuesto por (Arias et al. , 2021, p. 67), el propósito fundamental del muestreo es identificar los atributos de una población, basándose en la revisión de un conjunto selecto de elementos que la representen fielmente. Al aplicar procedimientos estadísticos y métodos de muestreo correctos, se vuelve viable deducir cualidades importantes sin tener que examinar cada componente de la población completa.

En esta indagación, se recurrió a dos clases de muestras: perturbadas y no perturbadas. Para comprender la clasificación y comportamiento del suelo, será posible realizar pruebas como el análisis del tamaño de grano, los límites de Atterberg y la cantidad de humedad utilizando las probetas perturbadas y perforadas. Los tubos Shelby se utilizarán en experimentos de laboratorio para evaluar la consolidación, la compresión simple y la compresión directa. Estos experimentos resultan indispensables

para establecer la capacidad de soporte del suelo y los hundimientos que surgirán debajo de la construcción prevista.

### **3.4 METODOLOGÍA DEL O.E.1: REALIZAR ESTUDIOS GEOTÉCNICOS DEL SUELO MEDIANTE ENSAYOS SPT EN CAMPO Y ENSAYOS DE LABORATORIO, EN CUMPLIMIENTO CON LA NORMATIVA.**

Para alcanzar el primer objetivo planteado, se evaluarán las propiedades geotécnicas del terreno, utilizando información de investigaciones anteriores y documentación técnica especializada sobre el tipo de suelo presente en la zona de estudio. Con esta información, se harán simulaciones en el software GEO5 para examinar las características del suelo en cuanto a su capacidad de soportar cargas y su comportamiento ante asentamientos bajo las cargas proyectadas.

Según las normas de NEC-15, se simularán en GEO5 las pruebas comunes que definen aspectos clave del suelo, como su distribución de tamaños de partículas y su plasticidad según los sistemas SUCS y AASHTO, utilizando los parámetros de suelos representativos de la región. Las simulaciones incluirán:

Granulometría: simulación de la distribución de partículas según las normas ASTM y SUCS.

Límites de Atterberg: simulación de la fluidez y plasticidad superficial utilizando valores teóricos y métodos de la norma ASTM D4318.

Humedad y gravedad particular: análisis teórico del comportamiento de la superficie en respuesta a cambios de humedad en la simulación. Se realizarán los resultados de las pruebas mecánicas, tales como: ASENTAMIENTO ELÁSTICO DEBITO AL

ESTADO DEL PROYECTO, SIN PRESENCIA DE NIVEL FREÁTICO. Los ensayos, que siguen los métodos ASTM D-3080 y ASTM D-2166, respectivamente, simularán la resistencia de la superficie a una fuerza cortical y su capacidad de compresión. SE OBTUVIERON MUESTRAS ALTERADAS, POR LO QUE, NO SE PUDIERON REALIZAR ESTAS PRUEBAS, Y SE EMPLEARON CORRELACIONES BASE EN LA PRUEBA SPT. Gracias a los resultados de las pruebas de laboratorio, se obtuvo información valiosa sobre las perforaciones realizadas en el sitio de estudio, lo cual fue crucial para el desarrollo de la estructura geotécnica del área. Estas excavaciones facilitaron la identificación y descripción de las distintas capas de suelo y proporcionaron una representación visual precisa de su composición y características físicas. Con el fin de obtener la cantidad de material necesario para su posterior análisis, se recolectaron muestras de suelo utilizando una cuchara de dos partes. El ensayo de la prueba de penetración estándar (SPT) se hizo con la norma ASTM D1586, para recopilar información la resistencia del suelo a distintas profundidades para conocer la capacidad portante bajo varias cargas del suelo de estudio. La información recabada de los ensayos y estudios se usan para desarrollar un análisis estadístico conciso que respalda las decisiones de diseño y construcción con la meta de asegurar que se cumplan los estándares técnicos y de seguridad requeridos para el proyecto. Con norma ASTM D1586, se hicieron dos sondeos en el área de estudio para examinar las propiedades geotécnicas y analizar su resistencia usando el Ensayo de Penetración Estándar (SPT). Los resultados de Sondeo 1 muestran cambios significativos en el número de golpes necesarios para penetrar la tierra a diferentes profundidades, indicando cambios en la densidad y compacidad de las capas del suelo; la figura 17 lo ilustra. El hecho de que se requieran 22 golpes a 50 metros de

profundidad sugiere que la capa superior es muy plana o compacta. El número de golpes aumentó a 49 a una altura de 2,0 a 2,5 metros, lo que indica un material más adecuado o resistente. A una altura de 2,0 a 2,5 metros, el número de golpes aumentó a 49, lo que indica un material más adecuado o resistente.

El mayor nivel de compactación está indicado por el hecho de que el número de golpes disminuyó a 70 en el espacio de 3,0–3,50 m.

Se encontraron m, lo que confirma la durabilidad o compatibilidad de la tapa .la capa más profunda, que está entre 6,0 y 7,0 metros, lo que indica una capa muy resistente y duradera.

**Figura 17.**

*Resumen de ensayo de laboratorio, perforación 1.*

<b>GEOTECNIA ESPECIALIZADA</b> <small>ING. DAMAZO MATA LOPEZ</small> <small>GUAYARULU - ECUADOR, TEL: 0999603202</small>																	
<b>RESUMEN DE ENSAYOS DE LABORATORIO</b>																	
<b>Proyecto:</b> RESIDENCIA HELIUPA.																	
<b>Ubicación:</b> SECTOR ENRIQUEZ GALLO- CANTON LA LIBERTAD, PROVINCIA DE SANTA ELENA.												<b>COORDENADAS:</b> 512063 - 9753008					
<b>Fecha:</b> AGOSTO DEL 2023												<b>PERFORACIÓN N°:</b> 1					
<b>Relleno:</b> 0,40 m.												<b>Nivel Freático:</b> NO		<b>HOJA:</b> 1		<b>ABSCISA:</b>	
COTA	PROP. Mtr.	INTER. PROF.	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	Letras	U.C.S	Wx	LL	LP	IP	Pasos			PESO BRITANICO	Coeficiente de Relación	N SPT		
										N.º 1	N.º 45	N.º 200					
0.0																	
	0,0-0,40		Relleno de material pétreo tipo cascajo	GC													
	1.0	1,0-1,50	Arcilla café clara, elevada plasticidad presencia de limos, consistencia Dura	CH	27	64	20	44	100	100	97	1,653	0.84	22			
	2.0	2,0-2,50	Arcilla amarilla, elevada plasticidad presencia de limos, consistencia Muy Dura	CH	18	64	21	43	100	100	97	1,671	1.11	49			
	3.0	3,0-3,50		CH	46	62	18	44	100	100	97	1,634	0.36	70			
	4.0	4,0-5,50		CH	19	67	29	38	100	100	95	1,682	1.26	75			
	5.0	6,0-7,0		CH	20	64	24	40	100	100	98	1,644	1.03	32			
	6.0	7.0															

**Nota:** Tomado de (Fine spol. s r.o., 2024).

Para evaluar la firmeza y naturaleza de los niveles del suelo, realizamos un estudio minucioso del suelo utilizando la prueba de Penetración Estándar (SPT), siguiendo la norma ASTM D1586 como norma.

Los datos obtenidos muestran cambios notables en el número de impactos necesarios para examinar cada núcleo, lo que demuestra las características mecánicas y geotécnicas del subsuelo en este punto.

Estos datos se pueden consultar en la Tabla 18.

Datos que se registraron en este sondeo: Se conto 15 golpes entre 0 y 50 metros de profundidad, lo que indica una capa superficial flexible o poco compacta.

La cantidad de golpes disminuyó de 2,0 a 2,50 metros de forma importante a 47, lo que sugiere la existencia de un material más resistente o compacto que la capa de arriba.

En el alcance de 50 metros, 52 golpes y de 0 a 4 metros, hay una ligera mejora, pero en la densidad y cohesión del suelo. La densidad y cohesión del suelo.

El número de golpes aumentó a 83 a una profundidad de 5,0 a 6,50 metros, exponiendo una resistencia mecánica importante y una capa de tierra de alta densidad.

Al final, se registró 70 golpes entre 7,0 y 8,0 metros, lo que indica una capa compacta que tiene una pequeña disminución de resistencia en comparación con la capa anterior.

**Figura 18.**

*Resumen de ensayo de laboratorio, perforación 2.*

GEOTECNIA ESPECIALIZADA														
<small>INEL. CARRONERA 13A1.0922</small>														
<small>GUAYABALBA - ECUADOR; TEL: 099632002</small>														
RESUMEN DE ENSAYOS DE LABORATORIO														
Proyecto: RESIDENCIA HELILUPA.														
Ubicación: SECTOR ENRIQUEZ GALLO - CARTELERA LIBERTAS, PROVINCIA DE SANTA ELENA.										COORDENADAS: 512051 - 9752992				
Fecha: AGOSTO DEL 2023										PERFORACIÓN Nº 2				
Relleno: 0,40 m. Nivel Freático NO										HOJA: 1		ABSCISA:		
COTA	PROF. Mv.	INTER PROF	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	Estrat. U.C.	W <sub>L</sub>	L <sub>L</sub>	I <sub>P</sub>	Peso			D <sub>50</sub>	Coef. de Relación	N SPT	
								N.º 1	N.º 40	N.º 200				
0.0														
	0,0-0,40		Relleno de material pétreo tipo cascajo	GC										
	1.0	1,0-1,50	Arcilla café clara, elevada plasticidad presencia de limos, consistencia Dura	CH	28	61	21	40	100	100	96	1,653	0,88	15
	2.0	2,0-2,50	Arcilla amarilla, elevada plasticidad presencia de limos, consistencia Muy Dura	CH	23	62	20	42	100	100	95	1,671	0,93	41
	3.0	3,0-4,50		CH	24	70	26	44	100	100	94	1,634	1,05	52
	4.0	4,0-5,50		CH	15	58	18	40	100	100	97	1,682	1,08	83
	5.0	5,0-6,50		CH	15	53	22	37	100	100	96	1,644	1,20	70
	6.0	6,0-7,50												
	7.0	7,0-8,0												
	8.0													

**Nota:** Tomado de (Fine spol. s r.o., 2024).

Durante el proceso de excavación se recolectaron porciones típicas de tierra de cada capa distinta detectada. recogidos durante el proceso de excavación. Estas Las secciones eran esenciales para llevar a cabo los análisis de laboratorio pertinentes. los estudios prueban pruebas de laboratorio pertinentes, que permitieron inspeccionar las propiedades naturales, la composición y la resistencia del material. estudios que permitieron inspeccionar las propiedades naturales, la composición y la resistencia del material. Las evaluaciones son esenciales para comprender cómo responde el terreno a las presiones de los edificios y para planificar cimentaciones apropiadas y factibles para el trabajo de las venideras. Los datos obtenidos a detalle se encuentran en el Anexo 3.

### **3.5 METODOLOGÍA DEL O.E.2: DETERMINAR LA CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO Y LOS ASENTAMIENTOS DE LA EDIFICACIÓN.**

#### **1. Determinación de la capacidad de carga del suelo:**

**Pruebas geotécnicas:** La capacidad de carga se determina principalmente mediante ensayos como la prueba de penetración estándar (SPT), pruebas de carga en placa, o el análisis de la resistencia del suelo basado en sus propiedades mecánicas.

**Análisis de capacidad de carga:** Utilizando el software GEO5, puedes emplear métodos como el método de Terzaghi para suelos granulares o el método de Meyerhof para suelos arcillosos, que te permitirán calcular la capacidad portante máxima del terreno en base a los resultados de las pruebas.

#### **2. Determinación de asentamientos:**

**Asentamientos elásticos y plásticos:** El asentamiento de una estructura depende del tipo de suelo y de las cargas aplicadas. Con la ayuda de GEO5, puedes simular cómo se comporta la Tierra de al apoyar al soportar peso calculando la deformación elástica recuperable y la deformación plástica definitiva. peso mediante el cálculo de la deformación elástica recuperable y la deformación plástica definitiva.

**Asentamientos totales y diferenciales:** Debido a que afectan la solidez del edificio, es crucial evaluar los asentamientos globales de la base de la estructura y las diferencias de hundimiento (entre varios puntos). Para la solidez del edificio es fundamental evaluar los asentamientos globales de la base de la estructura y las diferencias de hundimiento (entre varios puntos).

**Modelado de suelos:** Opción de simular varios tipos de suelo, lo que da como resultado una representación más fiel a las características del terreno en el que se está trabajando.

### **3. Consideración de factores geotécnicos locales:**

**Propiedades del terreno en La Libertad, Santa Elena:** Es clave usar datos precisos del área, como los informes de estudios geotécnicos, dado que el tipo de suelo (arcilla, arena, roca, etc.) y su variación afectan la resistencia y la forma en que se asienta.

**Cargas de la edificación:** Debes estudiar las cargas fijas y variables del edificio (como el peso propio, maquinaria, usuarios, etc.), pues tienen un efecto directo en la cimentación. Además, el software te ayudará a simular la interacción entre la estructura y el terreno.

### **4. Diseño de la cimentación:**

Con los resultados obtenidos de la capacidad de carga y asentamientos, podrás optar por un tipo de cimentación adecuado para la edificación. En un edificio de tres niveles, lo más probable es que utilices una cimentación profunda (pilotes) o una cimentación superficial (zapatas o losas), dependiendo de los resultados obtenidos.

GEO5 es una herramienta de software ideal para este análisis. Brinda módulos hechos a la medida para diseñar distintos tipos de bases y confirmar que son estables.

### **5. Verificación de seguridad:**

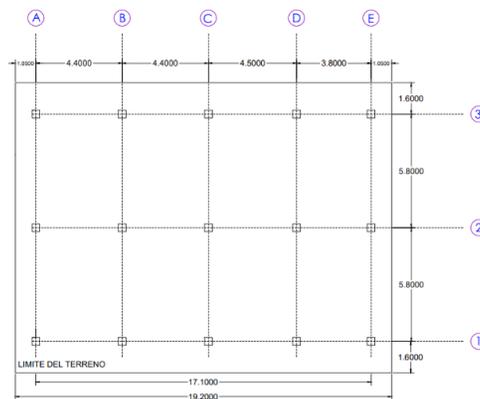
Por último, es clave chequear que la base sea segura, viendo si soporta el peso, si la estructura y la base se mantienen firmes, si el hundimiento se puede manejar y si el edificio no corre ningún peligro.

## 6. Cálculos para cargas

Para llevar a cabo los cálculos estructurales correspondientes, se presenta el plano de planta elaborado en AutoCAD, en la figura 19 el cual permite identificar de manera precisa las dimensiones del terreno y distribuir adecuadamente las cargas vivas y muertas sobre la superficie construida. Este plano sirve como base para determinar las solicitaciones que actúan sobre los elementos estructurales. A continuación, se detallan las dimensiones del terreno y las cargas consideradas:

**Figura 19.**

*Plano en AutoCAD*



**Nota:** Elaboración propia

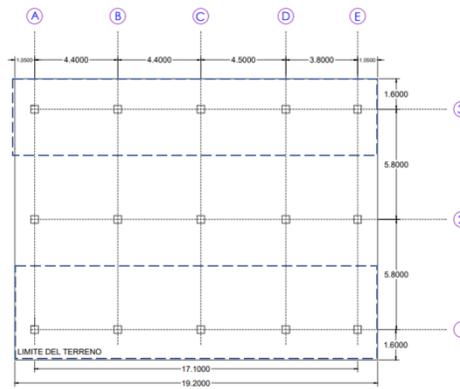
**Tabla 1.** Dimensiones del terreno

Concepto	Valor
Ancho del terreno	14.8 m
Largo del terreno	19.2 m
Área total	284.16 m <sup>2</sup>
Cargas vivas	0.4 ton/m <sup>2</sup> o 3.92 kN/m <sup>2</sup>
Cargas muertas	0.6 ton/m <sup>2</sup> o 5.89 kN/m <sup>2</sup>

## AREA PORTANTE QUE CARGA EL EJE 1

En el plano de planta elaborado en AutoCAD, figura 20 se identifica con precisión el área portante correspondiente al eje 1, la cual es fundamental para el análisis estructural, ya que permite determinar la distribución de las cargas sobre los elementos que componen dicho eje. Esta área ha sido delimitada considerando las dimensiones efectivas del terreno y los tramos estructurales que descargan directamente sobre el eje en estudio

*Figura 20. plano en AutoCAD*



**Nota:** elaboración propia

A continuación, se presenta el detalle de las dimensiones y el cálculo del área portante:

*Tabla 2. dimensiones del terreno*

Concepto	Valor
$B = 1.6 + 2.9$	4.5 m
$L = 4.4 + 4.4 + 4.5 + 3.8$	19.2 m
<b>AREA</b>	86.4 m <sup>2</sup>

### CARGA PARA SOPORTAR POR EJE 1 Y 3 (POR SIEMETRÍA)

Dado que el sistema estructural presenta simetría respecto a los ejes 1 y 3, se considera que ambos soportan la misma carga. Utilizando el plano de planta en AutoCAD como referencia y considerando una carga total distribuida de 1 ton/m<sup>2</sup> por piso (incluyendo cargas vivas y muertas), se calcula la carga total a soportar por el eje 1 (y de igual manera por el eje 3) de la siguiente forma:

$$W = 4.5 * 19.2 * 2 \left( 1 \frac{t}{m^2} \text{ por piso} \right)$$

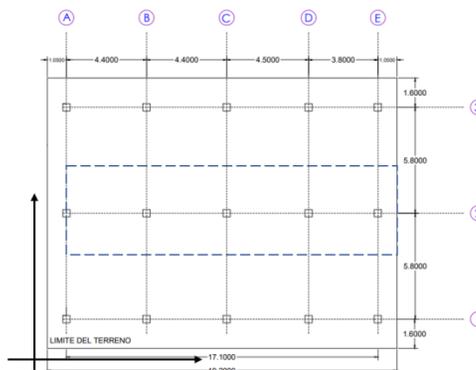
$$W == 172.8 \text{ ton}$$

### CARGA PARA SOPORTAR POR EJE 2

El eje 2, ubicado en la zona central del plano de planta, recibe una mayor carga en comparación con los ejes laterales debido a su área portante más extensa. Considerando nuevamente una carga total distribuida de 1 ton/m<sup>2</sup> por piso (cargas vivas y muertas) y un sistema de dos niveles, se realiza el cálculo de la carga total a soportar por este eje, como se muestra a continuación:

**Figura 21.**

*Plano en AutoCAD*



**Nota:** Elaboración propia

*Tabla 3. dimensiones del terreno*

<b>Concepto</b>	<b>Valor</b>
<b>B= 1.6 + 2.9</b>	5.8 m
<b>L= 4.4+4.4+4.5+3.8</b>	19.2 m
<b>AREA</b>	111.36 m <sup>2</sup>

Este resultado representa la carga vertical que deben resistir los elementos estructurales sobre el eje 2 y es clave para el dimensionamiento y verificación de la capacidad portante de columnas, vigas y fundaciones en esa zona.

$$W = 111.36 * 2 \left(1 \frac{t}{m^2} \text{ por piso} \right) = 222.72 \text{ ton}$$

### **7. Cálculos para verificación de excentricidad – momentos- capacidad de carga – asentamientos**

Para garantizar que se cumplan los estándares de seguridad y rendimiento, se realizó un minucioso estructural para confirmar cómo reaccionan los componentes bajo presión. Los cálculos incluyen la revisión de la desviación de las fuerzas con respecto a la altura de las cimentaciones y columnas, el cálculo de los momentos de flexión que se producen, el análisis de la resistencia del suelo y la proyección de los asentamientos esperados bajo las cargas condicionantes recientes. Las acciones son clave para garantizar la estabilidad del sistema estructural y no caer en errores producidos por desplazamientos, vandalismo o comportamientos desiguales.

### Verificación excentricidad y momentos zapata 1

Para certificar una distribución regular de las tensiones y evitar la producción de momentos añadidos, no deseados, se realiza la verificación de excentricidad en la zapata continua 1. Esta zapata, con dimensiones  $B = 4.50 \text{ m}$  en la dirección  $Y$  y  $L = 19.20 \text{ m}$  en la dirección  $X$ , debe estar correctamente centrada respecto a las columnas que transmite. El centro geométrico de la zapata se ubica en el punto medio de sus dimensiones

*Tabla 4. Datos de zapata continua 1*

Zapata continua 1		
<b>B=(Y)</b>	4.50 m	
<b>L=(X)</b>	19.20 m	
<b>Centro dirección Y=</b>	2.25 m	Dx: Centro columnas en X
<b>Centro dirección X=</b>	9.60 m	Dy: Centro columnas en Y

Comparando estos valores con el centroide de las columnas cargadas ( $Dx$  y  $Dy$ ) se evalúan las posibles excentricidades. Se crea un momento adicional cuando hay una discrepancia entre el centro de gravedad de la carga y el centro de zapata, donde  $P$  es el peso total aplicado. Caso de coincidencia, se confirma que no existe excentricidad, por lo tanto, el momento adicional provocado por la desalinización es cero.

Permite garantizar que las cargas se transmitan axialmente sin provocar momentos excesivos, lo que resulta ventajoso para el rendimiento estructural y la distribución de la presión en la superficie de cimentación.

### Determinación de momentos de la zapata 1 – Eje 1

La siguiente tabla proporciona un resumen detallado de los momentos generados por la carga que se mueve sobre la zapata con relación al eje 1. Para cada punto de carga (A, B, C, D y E), se especifican las coordenadas en el plano (X, Y), el área tributaria, la carga total en toneladas, y las distancias desde el centro de la zapata a cada punto de aplicación ( $D_x$  y  $D_y$ ). A partir de estas distancias se calculan los momentos generados en dirección X y Y mediante la fórmula general  $M=P \cdot d$ , donde  $P$  es la carga puntual y  $d$  es la excentricidad respecto al eje analizado.

*Tabla 5. cálculo detallado de los momentos generados*

EJE	X	Y	AREA	CARGA	(Dx)	(Dy)	MOMENT	MOMENT
1	(m)	(m)	(m2)	(Ton)			O X	O Y
A	3.25 m	4.50 m	14.63 m2	29.25 Ton	1.05 m	1.60 m	30.71 Ton*m	46.80 Ton*m
B	4.40 m	4.50 m	19.80 m2	39.60 Ton	5.45 m	1.60 m	215.82 Ton*m	63.36 Ton*m
C	4.45 m	4.50 m	20.03 m2	40.05 Ton	9.85 m	1.60 m	394.49 Ton*m	64.08 Ton*m
D	4.15 m	4.50 m	18.68 m2	37.35 Ton	14.35 m	1.60 m	535.97 Ton*m	59.76 Ton*m
E	2.95 m	4.50 m	13.28 m2	26.55 Ton	18.15 m	1.60 m	481.88 Ton*m	42.48 Ton*m
			$\Sigma=$	172.80 Ton			1658.88 Ton*m	276.48 Ton*m

El resultado total obtenido para el eje 1 es un momento en dirección X de 1658.88  $Ton \cdot m$  y un momento en dirección Y de 276.48  $Ton \cdot m$ . Estos valores son fundamentales para el diseño estructural de la zapata, ya que permiten verificar si las dimensiones y refuerzos propuestos son suficientes para resistir dichos esfuerzos sin comprometer la estabilidad ni generar asentamientos diferenciales excesivos. Además, estos momentos se utilizarán para evaluar el comportamiento flexo-compresivo y determinar la distribución de presiones en la base de la zapata, garantizando una adecuada transferencia de cargas al suelo.

### **Determinación de la excentricidad – Fundamento teórico y aplicación**

Para analizar la distribución de cargas sobre la zapata y garantizar que estas se transmitan de manera uniforme al terreno, es fundamental calcular la excentricidad de la resultante de cargas respecto al centro geométrico de la cimentación. Las fórmulas utilizadas para determinar la posición de la carga resultante ( $X_r, Y_r$ ) y las excentricidades ( $e_x, e_y$ ) han sido tomadas del libro “Principios de Ingeniería de Cimentaciones” de Braja M. Das, en el capítulo referente a losas de cimentación y cimentaciones superficiales.

Las expresiones empleadas son:

$$X_r = \frac{\sum F_x D_x}{F_{total}} \quad Y_r = \frac{\sum F_y D_y}{F_{total}}$$

$$e_x = C_x - X_r \quad e_y = C_y - Y_r$$

Donde:

$F_x$  y  $F_y$ : son las cargas aplicadas en las direcciones X e Y.

$D_x$  y  $D_y$ : son las distancias desde el centro de la zapata a cada carga.

$F_{total}$ : es la suma total de cargas sobre la zapata.

$C_x$  y  $C_y$ : son las coordenadas del centro geométrico de la zapata.

$e_x$  y  $e_y$ : representan las excentricidades en X e Y, respectivamente.

### **Resultados de la excentricidad calculada**

Aplicando las fórmulas teóricas propuestas por Braja Das para cimentaciones superficiales, se determinaron las coordenadas de la carga resultante y sus respectivas excentricidades respecto al centro geométrico de la zapata continua del eje 1. Los resultados obtenidos fueron:

$X_r = 9.60$  m, lo que indica que la carga resultante en dirección X coincide exactamente con el centro geométrico de la zapata ( $C_x = 9.60$  m), por lo tanto, la excentricidad en X ( $e_x$ ) es 0.00 m.

$Y_r = 1.60$  m, mientras que el centro geométrico en dirección Y ( $C_y$ ) es 2.25 m. Esto genera una excentricidad en Y ( $e_y$ ) de 0.65 m.

La carga no está exactamente al centro en ese sentido, lo que genera un momento extra que tiene que tomarse en cuenta en el análisis estructural y geotécnico. Este dato se usará para calcular las presiones máximas y mínimas debajo de la zapata y asegurar que no sobrepasen la capacidad de carga del suelo o creen varias condiciones de vulcanismo o asentamiento.

---

	$X_r = 9.60$ m	$e_x = 0.00$ m
<b>RESULTANTES</b>	$Y_r = 1.60$ m	$e_y = 0.65$ m

---

### Formulación para el cálculo de excentricidad a partir de momentos y cargas

Para evaluar la excentricidad producida por momentos en la zapata, se utiliza la relación fundamental entre momento (M), carga (Q) y excentricidad (e), dada por la expresión:

$$e = \frac{M}{Q}$$

$$e * Q = M$$

Estas fórmulas permiten obtener la excentricidad que genera un momento determinado, considerando la carga vertical total aplicada sobre la cimentación. Esta metodología se emplea para verificar la ubicación efectiva de la resultante de cargas en relación con el centro de la zapata y así determinar si hay riesgo de volcamiento o generación de presiones desiguales en el terreno.

Con base en los datos de diseño, se consideró una carga vertical uniforme de  $Q = 88.26$  kN/m, mientras que el momento aplicado en dirección X es  $M_x = 57.39$  kN · m/m y en dirección Y es  $M_y = 0$  kN · m/m. Aplicando la fórmula de excentricidad, se obtiene:

<b>PESO</b>	<b>Q=W=</b>	<b>88.26</b>	<b><i>Kn/m</i></b>
<b>MOMENTOS</b>	$M_x=$	57.39	<i>Kn.m/m</i>
	$M_y=$	0	<i>Kn.m/m</i>

Este resultado confirma la existencia de una excentricidad significativa en la dirección X, mientras que en la dirección Y no se genera momento, por lo que  $e_y = 0$  m. Estos valores serán fundamentales para determinar la distribución de presiones bajo la zapata y evaluar su comportamiento frente a cargas excéntricas.

## Verificación excentricidad y momentos zapata 2

Para la zapata continua correspondiente al eje 2, se establecieron las dimensiones y coordenadas necesarias para el cálculo de fuerzas excéntricas. La longitud (L) de la zapata es de 19.20 metros en dirección X, y su ancho (B) es de 5.80 metros en dirección Y. Calcular las excentricidades, estos datos se usarán como referencia para hacer comparaciones con la posición de las fuerzas resultantes derivadas de los momentos. Es esencial determinar cómo los momentos influyen en la distribución de las presiones del suelo y garantizar que la zapata permanezca funcional dentro de los límites estructurales.

*Tabla 6. Datos de zapata continua 2*

<b>Zapata continua 2</b>		
<b>B=(Y)</b>	5.8 m	
<b>L=(X)</b>	19.20 m	
<b>Centro dirección Y=</b>	2.9 m	Dx: Centro columnas en X
<b>Centro dirección X=</b>	9.60 m	Dy: Centro columnas en Y

## Determinación de momentos de la zapata 2 – Eje 2

La siguiente tabla resume los resultados del cálculo de momentos generados por las cargas actuantes sobre la zapata continua correspondiente al eje 2. Para ello, se distribuyó la carga total de 222.72 toneladas entre cinco columnas (A, B, C, D y E), considerando sus respectivas áreas tributarias y coordenadas. Se calcularon los momentos en dirección X e Y multiplicando las cargas por sus brazos de palanca respectivos (Dx y Dy). Como resultado, se obtuvo un momento total en dirección X

( $\sum M_x$ ) de 2138.11  $Ton \cdot m$ , y un momento total en dirección Y ( $\sum M_y$ ) de 645.89  $Ton \cdot m$ .

**Tabla 7.** cálculo detallado de los momentos generados

<b>EJ</b>	<b>X</b>	<b>Y</b>	<b>ARE</b>	<b>CARGA</b>	<b>BRAZO</b>	<b>BRAZO</b>	<b>MOMEN</b>	<b>MOMEN</b>
<b>E 2</b>			<b>A</b>	<b>(ton)</b>	<b>X (Dx)</b>	<b>Y (Dy)</b>	<b>TO X</b>	<b>TO Y</b>
<b>A</b>	3.25 m	5.80 m	18.85 m <sup>2</sup>	37.70 Ton	1.05 m	2.90 m	39.59 Ton*m	109.33 Ton*m
<b>B</b>	4.40 m	5.80 m	25.52 m <sup>2</sup>	51.04 Ton	5.45 m	2.90 m	278.17 Ton*m	148.02 Ton*m
<b>C</b>	4.45 m	5.80 m	25.81 m <sup>2</sup>	51.62 Ton	9.85 m	2.90 m	508.46 Ton*m	149.70 Ton*m
<b>D</b>	4.15 m	5.80 m	24.07 m <sup>2</sup>	48.14 Ton	14.35 m	2.90 m	690.81 Ton*m	139.61 Ton*m
<b>E</b>	2.95 m	5.80 m	17.11 m <sup>2</sup>	34.22 Ton	18.15 m	2.90 m	621.09 Ton*m	99.24 Ton*m
			$\Sigma=$	222.72 Ton			2138.11 Ton*m	645.89 Ton*m

Estos momentos serán utilizados para determinar las excentricidades  $e_x$  y  $e_y$  de la carga resultante, con el fin de analizar la distribución de presiones bajo la zapata y verificar que se mantenga dentro de los parámetros de estabilidad y capacidad portante del suelo.

## **Fórmulas para determinar la excentricidad – Zapata continua 2**

Las fórmulas de Braja M. Das de Principios de Ingeniería de Cimentaciones se utilizan para calcular el peso resultante sobre la zapata y su excentricidad con respecto al centro geométrico. Se utiliza para calcular el peso resultante sobre la zapata y su excentricidad con respecto al centro geométrico. Las expresiones permiten determinar las coordenadas de la carga resultante, como el coeficiente entre la suma de los productos de la carga y sus correspondientes palanca brazos y la carga total:

$$X_r = \frac{\sum F_x D_x}{F_{total}} \qquad Y_r = \frac{\sum F_y D_y}{F_{total}}$$

Una vez determinada la ubicación de la carga resultante, la excentricidad se calcula como la diferencia entre el centro geométrico de la zapata y el centro de la carga resultante:

$$e_x = C_x - X_r \qquad e_y = C_y - Y_r$$

Las anomalías permiten evaluar si la carga está centrada o si crean momentos extras que podrían afectar la distribución de presiones bajo la cimentación.

## **Resultados de excentricidad – Zapata continua 2**

A partir de la utilización de las fórmulas de Braja Das, Se determinaron las coordenadas de la carga resultante para la segunda zapata:  $X_r = 9.60 \text{ m}$  y  $Y_r = 1.60 \text{ m}$ . Al comparar estos resultados con el centro geométrico de la zapata ( $C_x = 9.60 \text{ m}$ ,  $C_y = 1.60 \text{ m}$ ), se determina que las excentricidades en ambas direcciones son cero:  $e_x = 0.00 \text{ m}$  y  $e_y = 0.00 \text{ m}$ . Esto sugiere que la carga esté completamente centrada en la base, lo que es ideal tanto desde el punto de vista estructural como geotécnico.

<b>RESULTANTES</b>	<b>X<sub>r</sub>= 9.60 m</b>	<b>e<sub>x</sub>= 0.00 m</b>
	<b>Y<sub>r</sub>= 1.60 m</b>	<b>e<sub>y</sub>= 0.00 m</b>

### Relación entre momento, carga y excentricidad

Para validar que no existe excentricidad adicional no considerada, se utiliza la relación entre momento, carga y excentricidad a través de la fórmula:

$$e = \frac{M}{Q} \quad \text{ó} \quad e * Q = M$$

En este caso, el peso de la zapata fue determinado como  $Q = 113.8 \text{ kN/m}$ , y los momentos en ambas direcciones son  $M_x = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$  y  $M_y = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$ , lo que confirma que no existe momento actuando sobre la zapata. Por tanto, las excentricidades también son iguales a cero, validando así la distribución simétrica de las cargas y la eficiencia del diseño propuesto.

<b>PESO</b>	<b>Q=W=</b>	<b>113.8</b>	<b>Kn/m</b>
<b>MOMENTOS</b>	M <sub>x</sub> =	0.00	Kn.m/m
	M <sub>y</sub> =	0.00	Kn.m/m

### Datos geométricos de la zapata corrida – Eje 3

La zapata corrida correspondiente al eje 3 presenta una configuración geométrica similar a la del eje 1. Sus dimensiones son  $B = 4.50 \text{ m}$  en dirección Y (ancho) y  $L = 19.20 \text{ m}$  en dirección X (largo). El centroide de la zapata se localiza en  $X = 9.60 \text{ m}$  y  $Y = 2.25 \text{ m}$ , los cuales representan los puntos de referencia para la determinación de los brazos de momento en ambas direcciones.

Esta información es fundamental para el cálculo de los momentos generados por las cargas aplicadas, así como para la verificación de la excentricidad y el análisis de la distribución de presiones bajo la cimentación.

*Tabla 8. Datos de zapata continua 3*

<b>Zapata continua 3</b>		
<b>B=(Y)</b>	4.50 m	
<b>L=(X)</b>	19.20 m	
<b>Centro dirección Y=</b>	2.25 m	Dx: Centro columnas en X
<b>Centro dirección X=</b>	9.60 m	Dy: Centro columnas en Y

### **Determinación de momentos – Zapata corrida eje 3**

La tabla siguiente muestra el estudio de cargas y momentos de la zapata corrida situada en el eje 3. En este se indica la ubicación de cada columna en coordenadas y, el área que soporta, la carga que se transmite (en toneladas), los brazos de momento en relación con los ejes principales, además de los momentos que se producen en ambas direcciones. Este estudio facilita el cálculo exacto de los momentos totales en la zapata, los cuales son: 1658.88 Ton·m en dirección X y 501.12 Ton·m en dirección Y. Estos resultados son fundamentales para determinar la excentricidad resultante y evaluar la distribución de presiones sobre el terreno de cimentación, asegurando el correcto desempeño estructural de la zapata.

**Tabla 9.** Cálculo detallado de los momentos generados

EJE	X	Y	AREA	CARG	BRAZ	BRAZ	MOMENT	MOMENT
3				A	O X	O Y	O X	O Y
A	3.25 m	4.50 m	14.63 m2	29.25 Ton	1.05 m	2.90 m	30.71 Ton*m	84.83 Ton*m
B	4.40 m	4.50 m	19.80 m2	39.60 Ton	5.45 m	2.90 m	215.82 Ton*m	114.84 Ton*m
C	4.45 m	4.50 m	20.03 m2	40.05 Ton	9.85 m	2.90 m	394.49 Ton*m	116.15 Ton*m
D	4.15 m	4.50 m	18.68 m2	37.35 Ton	14.35 m	2.90 m	535.97 Ton*m	108.32 Ton*m
E	2.95 m	4.50 m	13.28 m2	26.55 Ton	18.15 m	2.90 m	481.88 Ton*m	77.00 Ton*m
				172.80 Ton			1658.88 Ton*m	501.12 Ton*m

### Determinación de excentricidades – Zapata corrida eje 3

La verificación de excentricidades se realizó aplicando las fórmulas propuestas por Braja Das en su libro “Cimentaciones Superficiales – Losa de Cimentación”. Para ello se calcularon las coordenadas del centro de cargas ( $X_r, Y_r$ ) mediante los momentos de fuerza respecto a los ejes principales, y posteriormente se determinó la excentricidad en cada dirección utilizando las expresiones:

$$X_r = \frac{\sum F_x D_x}{F_{total}} \quad Y_r = \frac{\sum F_y D_y}{F_{total}}$$

$$e_x = C_x - X_r \quad e_y = C_y - Y_r$$

Como resultado se obtuvo:  $Xr = 9.60 m, Yr = 1.60 m$ , lo cual genera una excentricidad  $ex = 0.00 m$  y  $ey = -0.65 m$ . Esta excentricidad en el eje Y indica una ligera desalineación de la carga respecto al centroide de la zapata, lo que debe ser considerado en el análisis de asentamientos y distribución de presiones.

<b>RESULTANTES</b>	$Xr = 9.60 m$	$ex = 0.00 m$
	$Yr = 1.60 m$	$ey = -0.65 m$

### **Fórmulas para determinación de momentos y excentricidades**

Para determinar los efectos de los momentos generados por la excentricidad de la carga en la zapata corrida, se emplea la relación entre momento, carga y excentricidad, según la expresión:

$$e = \frac{M}{Q}$$

$$e * Q = M$$

Estas fórmulas permiten verificar si la carga actúa concéntricamente o si existen desviaciones que generan momentos adicionales sobre la zapata, afectando su comportamiento estructural y geotécnico.

### **Resultados obtenidos para zapata corrida eje 3**

De acuerdo con los cálculos elaborados, se obtuvo un peso total por unidad de longitud de  $Q = 88.29 kN/m$ . El momento en la dirección X fue de  $Mx = -57.39 kN \cdot m/m$ , mientras que en la dirección Y fue de  $My = 0.00 kN \cdot m/m$ , lo que indica que no hay momentos en dicha dirección.

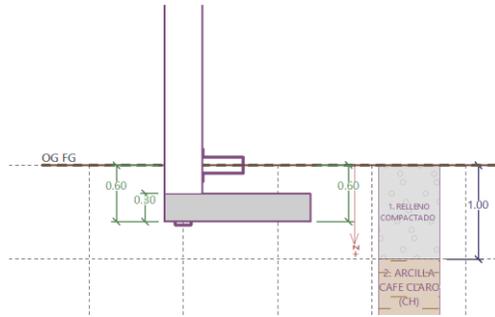
<b>PESO</b>	<b>Q=W=</b>	<b>88.29</b>	<b>Kn/m</b>
<b>MOMENTOS</b>	Mx=	-57.39	Kn.m/m
	My=	0	Kn.m/m

Sobre estos datos se concluye que existe una ligera desviación en el eje X, la cual debe ser evaluada en conjunto con los asentamientos diferenciadores para asegurar la estabilidad de la base. El valor negativo valor del momento en X indica una dirección opuesta al punto de referencia positivo, lo cual debe tomarse en consideración en el diseño final de la estructura. El momento en X indica una dirección opuesta al punto de referencia positivo, lo cual debe tomarse en consideración en el diseño final de la estructura.

### **8. Verificación de capacidad de carga, teoría Meyerhof**

Los resultados de este cálculo se muestran en las siguientes tablas, donde se presentan de forma precisa y clara los valores obtenidos para ayudar en el análisis e interpretación. Análisis e interpretación. La validación ha sido complementado con una representación gráfica realizada en el software GEO5 que muestra la vista frontal de la base correspondiente al eje 1, permitiendo una visualización más práctica e intuitiva de la distribución de carga y momentos. mediante una representación gráfica realizada en el software GEO5 que muestra la vista frontal de la base que corresponde al eje 1, permitiendo una visualización más práctica e intuitiva de la distribución de carga y momentos.

**Tabla 10.** Zapata eje 1



**Nota:** Diseño de la zapata 1 en Geo5

Para realizar los cálculos de capacidad de carga de la zapata en el estrato de relleno compactado, se consideraron las dimensiones geométricas de la cimentación y las propiedades geotécnicas del suelo. La zapata tiene una base de 1.4 m, una longitud de 1 m y una profundidad de desplante de 0.6 m. El estrato presenta un ángulo de fricción interna de 9 grados, sin cohesión aparente ( $C_u = 0$  kPa), y un peso volumétrico de 19.5 kN/m<sup>3</sup> tanto para el suelo sobre la zapata como para el suelo sobre el que se asienta. Para garantizar la estabilidad del diseño, se adoptó un factor de seguridad de 3. Estos parámetros permiten evaluar adecuadamente la capacidad portante del terreno y asegurar un diseño seguro y funcional.

**Tabla 11.** Datos para cálculos de capacidad de carga en el estrato de relleno compactado.

<b>DIMENSIONES DE LA ZAPATA</b>		
<b>BASE (B)</b>	1.4	m
<b>LONGITUD (L)</b>	1	m
<b>PROFUNDIDAD (Df)</b>	0.6	m
<b>CARACTERISTICAS DEL SUELO</b>		
<b>ANGULO DE FRICCION INTERNA (<math>\phi</math>)</b>	9	grados
<b>COHESION (<math>C_u</math>)</b>	0	KPA

<b>PESO VOLUMETRICO DE SUELO (<math>\gamma_m</math>) sobre zapata</b>	19.5 KN/m <sup>3</sup>
<b>FACTOR DE SEGURIDAD (FS)</b>	3
<b>PESO VOLUMETRICO DE SUELO (<math>\gamma_m</math>) sobre el que se asienta la zapata</b>	19.5 KN/m <sup>3</sup>

---

**Factores de capacidad de carga**

---

$$N_c \quad 7.92$$

$$N_q \quad 2.25$$

$$N_y \quad 1.03$$


---

Dado que se trata de una zapata corrida, el valor de la longitud  $L$  se toma convencionalmente como 1 metro, lo que implica que la relación  $B/L=0$ . Esta condición simplifica considerablemente los factores de forma utilizados en los cálculos de capacidad portante del suelo. En consecuencia, los coeficientes de corrección por forma adoptan valores específicos:

$$F_{cs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \left(\frac{N_q}{N_c}\right) \quad F_{qs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \tan\phi \quad F_{cs} = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L}\right)$$

Esta simplificación permite aplicar directamente los coeficientes de capacidad portante sin necesidad de ajustes adicionales por geometría.

---

**Factores de forma**

---

$$F_{cs} = 1.00$$

$$F_{qs} = 1.00$$

$$F_{ys} = 1$$


---

Para suelos con ángulo de fricción interna  $\phi > 0$ , se aplicaron las fórmulas de factores de profundidad extraídas del libro de Braja Das.

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi}$$

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

$$F_{yi} = 1$$

Estas expresiones permiten ajustar la capacidad de carga considerando la profundidad de desplante en relación con el ancho de la zapata.

---

**FACTORES DE PROFUNDIDAD SI**

**DF/B < 1**

---


$$F_{cd} = 1.17$$

$$F_{qd} = 1.10$$

$$F_{yd} = 1$$


---

Para considerar la inclinación de la carga aplicada sobre la zapata, se utilizaron las fórmulas de los factores de inclinación propuestas en el libro de Braja Das

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

Estas expresiones ajustan la capacidad de carga en función del ángulo de inclinación  $\beta^0$ . En este caso, al tratarse de una carga vertical, se obtuvieron los valores:

FACTORES DE INCLINACION	
$F_{ci} =$	1
$F_{yi} =$	1

### Determinación de la capacidad de carga según Meyerhof

Se utilizó la fórmula general de capacidad última de carga propuesta por Meyerhof, citada en el libro de Braja Das. Esta fórmula considera los factores de forma, profundidad e inclinación para los términos de cohesión, sobrecarga y peso del suelo.

$$q'_u = c' N_C F_{CS} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qS} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma F_{\gamma S} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Sustituyendo los valores correspondientes en la fórmula, se obtuvo una capacidad última de carga

$$q'_u = [(0)(7.92)(1)(1.17)(1) + (11.7)(2.25)(1)(1.10)(1) + (19.5)(0.40)(1.03)(1)(1)(1)(0.5)]$$

$$q'_u = 32.89 \frac{KN}{m^2}$$

Dividiendo este valor para el factor de seguridad (FS = 3), se determinó la capacidad admisible del terreno:

$$q_{adm} = \frac{qu}{FS} = \frac{32.89}{3} = 10.96 \frac{KN}{m^2}$$

Finalmente, se calculó la carga máxima que puede soportar la zapata:

$$Q_{max} = q_{adm} * B' * L$$

$$Q_{max} = 10.96 * 0.40 * 1$$

$$Q_{max} = 4.38 \frac{KN}{m}$$

Se presentan las dimensiones de la zapata y las propiedades del estrato de arcilla donde se apoyará, con el fin de calcular su capacidad de carga. Se incluyen datos como el ángulo de fricción interna, cohesión, peso volumétrico del suelo y factor de seguridad, los cuales son fundamentales para aplicar correctamente los métodos de diseño geotécnico en suelos cohesivos.

**Tabla 12.** Datos para cálculos de capacidad de carga en el estrato de arcilla.

<b>DIMENSIONES DE LA ZAPATA</b>		
<b>BASE (B)</b>	1.40	m
<b>LONGITUD (L)</b>	1	m
<b>PROFUNDIDAD (Df)</b>	0.6	m
<b>CARACTERISTICAS DEL SUELO</b>		
<b>ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA (φ)</b>	0	grados
<b>COHESION (Cu.)</b>	61.7	KPA
<b>PESO VOLUMETRICO DE SUELO (γ) sobre zapata</b>	19.5	KN/m <sup>3</sup>

**FACTOR DE SEGURIDAD (FS)**

3

**PESO VOLUMETRICICO DE SUELO ( $\gamma$ ) sobre el que  
se asienta la zapata**

16.21 KN/m<sup>3</sup>

Se detallan los factores de capacidad de carga necesarios para aplicar la fórmula general de cálculo en suelos cohesivos. Se incluyen los coeficientes clásicos ( $N_c, N_q, N_y$ ), así como los factores de corrección por profundidad, forma e inclinación. Estos valores permiten ajustar la capacidad de carga última a las condiciones geométricas y de carga específicas de la zapata.

<b>FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA</b>		<b>FACTORES DE PROFUNDIDAD SI DF/B &lt; 1</b>	
<b>N<sub>c</sub>=</b>	5.14	<b>F<sub>cd</sub>=</b>	1.15
<b>N<sub>q</sub>=</b>	1	<b>F<sub>qd</sub>=</b>	1.00
<b>N<sub>y</sub>=</b>	0	<b>F<sub>yd</sub>=</b>	1

<b>FACTORES DE FORMA</b>		<b>FACTORES DE INCLINACION</b>	
<b>F<sub>cs</sub>=</b>	1.00	<b>F<sub>ci</sub>=</b>	1
<b>F<sub>qs</sub>=</b>	1.00	<b>F<sub>yi</sub>=</b>	1
<b>F<sub>ys</sub>=</b>	1		

En esta parte se presenta el cálculo de la capacidad de carga última  $q'u$ , la capacidad admisible  $q_{adm}$  asumiendo un factor de seguridad de 3, y la carga máxima  $Q_{max}$  que puede resistir la cimentación.

$$q'u = 383.20 \frac{KN}{m^2}$$

$$qadm = \frac{qu}{FS} = \frac{383.2}{3}$$

$$qadm = 127.73 \frac{KN}{m^2}$$

Los valores de este documento sirven para comprobar que el diseño cumple con los requisitos de seguridad y serviceabilidad del suelo en situaciones de cargas cotidianas.

$$Qmax = qadm * B * L$$

$$Qmax = 127.73 * 0.40 * 1$$

$$Qmax = 51.9 \frac{KN}{m}$$

Estos valores son esenciales para garantizar que el diseño satisfaga los requisitos de seguridad y resistencia del suelo bajo seguridad y resistencia actual en condiciones reales de carga .condiciones de la carga.

$$q'u(\text{relleno } 28.57\%) = 32.89 \frac{KN}{m^2}$$

$$q'u(\text{arcilla } 71.43\%) = 383.2 \frac{KN}{m^2}$$

$$q'u(\text{relleno} + \text{arcilla}) = q'u(\text{total})$$

$$q'u(\text{total}) = 416.09 \frac{KN}{m^2}$$

Dado que el valor de  $e_x$  supera  $B/6$ , se generará una tensión en el extremo izquierdo de la cimentación. Gracias al uso del software GEO5, es posible redimensionar y modificar la forma de la zapata, lo cual permitirá corregir esta situación y evitar concentraciones de esfuerzo que puedan comprometer la estabilidad de la estructura.

**Cálculo de asentamientos (libro Mechanics and Foundation Engineering (Geotechnical)).**

Se presenta el cálculo de asentamientos utilizando las metodologías del libro Mechanics and Foundation Engineering (Geotechnical). Los valores del módulo de Janbu ( $m$ ) y el exponente de tensión ( $j$ ) fueron tomados del Canadian Foundation Engineering Manual (1992), como referencia técnica para caracterizar el comportamiento del suelo bajo carga.

*Figura 22. datos de asentamientos.*

Suelo	Módulo de Janbu $m$	Índice de tensión $j$
Muy densa a densa, glacial	1000 – 300	1
Gravel	400 – 40	0,5
Arena densa	400 – 250	0,5
Arena de condición media	250 – 150	0,5
Arena suelta	150 – 100	0,5
Limo denso	200 – 80	0,5
Limo de condición media	80 - 60	0,5
Limo suelto	60 – 40	0,5
Arcilla pesada a muy dura	60 – 20	0
Arcilla mediana a dura	20 – 10	0
Limo arcilloso blando	10 – 5	0
Arcilla blanda marina	20 – 5	0
Arcilla orgánica	20 - 5	0
Turbas	5 – 1	0

**Nota:** Obtenido del Libro Mechanics and Foundation Engineering

El asentamiento elástico de una superficie se calcula mediante la fórmula de Beer y Martens (Ec. 19.73), considerando el grosor de la capa ( $h_i$ ), el módulo de Janbu ( $m_i$ ), el exponente de tensión ( $j_i$ ), la tensión geostática ( $\sigma_{or}$ ) y el incremento del esfuerzo ( $\sigma_z$ ). Esta fórmula permite proyectar la deformación vertical de la superficie bajo cargas aplicadas.

$$S_i = \frac{h_i}{m_i * j_i} \left[ \left( \frac{\sigma_{or} + \sigma_z}{100} \right)^{j_i} - \left( \frac{\sigma_{or}}{100} \right)^{j_i} \right]$$

Donde

$\sigma_{or}$  = Componente vertical de la tensión geostática en el centro del estrato

$\sigma_z$  = Tensión debido a la sobrecarga (incremento de esfuerzo)

$m_i$  = Módulo de Janbu (este valor se encuentra en la imagen anterior).

$j_i$  = Exponente de tensión en la capa (este valor se encuentra en la imagen anterior).

$h_i$  = Espesor de la capa

Se utilizaron los siguientes parámetros para el cálculo del asentamiento en el estrato de relleno compactado:

Datos:

$$h_i = 0.4 \text{ m}$$

$$\sigma_{or} = 11.7 \text{ Kn/m}^2$$

$$\sigma_z = 51.20 \text{ Kn/m}^2$$

$$m_i = 350$$

$$j_i = 0.5$$

$$\gamma = 19.5 \text{ KN/m}^3$$

$$q = 88.29 \text{ Kn/m}$$

### **Cálculo de esfuerzo vertical (en el centro del estrato de arcilla ch)**

Se determinó la tensión geo estática vertical ( $\sigma_{or}$ ) a partir del producto entre la profundidad hasta el centro del estrato de relleno y el peso volumétrico del suelo:

$$\sigma_{or} = (0.6\text{m}) \left( 19.5 \frac{\text{Kn}}{\text{m}^3} \right)$$

$$\sigma_{or} = 11.7 \frac{\text{Kn}}{\text{m}^2}$$

### **Cálculo de incremento de esfuerzo baja una carga lineal**

El incremento de esfuerzo vertical ( $\sigma_z$ ) debido a la carga aplicada fue calculado utilizando la expresión para cargas lineales propuesta en el libro de Braja Das:

$$\sigma_z = \frac{2qz^3}{\pi(X^2 + Z^2)^2}$$

$$\sigma_z = \frac{2(88.29)(0.2)^3}{\pi(0^2 + 0.2^2)^2}$$

$$\sigma_z = \frac{1.41}{0.005}$$

$$\sigma_z = 281.04 \frac{\text{Kn}}{\text{m}^2}$$

### Total, asentamiento estrato de relleno compactado

Se aplicó la fórmula de De Beer y Martens (Ec. 19.73) para estimar el asentamiento vertical ( $S_i$ ) del estrato:

$$S_i = \frac{0.4}{350 * 0.5} \left[ \left( \frac{11.7 + 281.04}{100} \right)^{0.5} - \left( \frac{11.7}{100} \right)^{0.5} \right]$$

$$S_i = 0.00313 \text{ m } \text{ ó } 0.313 \text{ cm}$$

Este valor representa la deformación que sufre el estrato de relleno bajo la carga aplicada.

Dado que el espesor del estrato de relleno compactado es significativamente menor que el del estrato de arcilla CH subyacente, el cálculo de asentamientos totales estará dominado por la deformación generada en la arcilla. Para evaluar esta condición, se recopilaron los datos correspondientes a ambos estratos: el módulo de Janbu, las tensiones geo estáticas y los incrementos de esfuerzo vertical. En el caso del relleno, el comportamiento es elástico y puede calcularse con la fórmula de De Beer y Martens; mientras que para la arcilla CH, que es un suelo cohesivo compresible, se considera un análisis de asentamiento por consolidación. Esta diferenciación es clave para estimar correctamente la magnitud del asentamiento total de la cimentación.

**Tabla 13.** Datos de los estratos.

Datos del relleno	Datos de la Arcilla CH
$h_i = 1 \text{ m}$	$h_i = 1 \text{ m}$
$\sigma_{or} = 11.7 \text{ Kn/m}^2$	$\sigma_{or} = 19.81 \text{ Kn/m}^2$

---

$$\sigma_z = 51.20 \text{ Kn/m}^2$$

$$\sigma_z = 62.91 \text{ Kn/m}^2$$

$$m_i = 350$$

$$m_i = 20$$

$$j_i = 0.5$$

$$j_i = n/a$$

$$\gamma = 19.5 \text{ KN/m}^3$$

$$\gamma = 19.5 \text{ KN/m}^3$$

$$q = 88.29 \text{ Kn/m}$$

$$q = 88.29 \text{ Kn/m}$$

---

### **Cálculo de esfuerzo vertical en el centro del estrato de arcilla ch**

Se consideró el peso del suelo sobre yacente compuesto por 1 m de relleno con un peso volumétrico de 19.5 kN/m<sup>3</sup> y 0.5 m de arcilla con 16.21 kN/m<sup>3</sup>. El valor obtenido fue:

$$\sigma_{or} = (1\text{m}) \left( 19.5 \frac{\text{Kn}}{\text{m}^3} \right) + (0.5 \text{ m}) \left( 16.21 \frac{\text{Kn}}{\text{m}^3} \right)$$

$$\sigma_{or} = 19.81 \frac{\text{Kn}}{\text{m}^2}$$

### ***Cálculo de incremento de esfuerzo bajo una carga lineal***

Se estimó el incremento de esfuerzo vertical ( $\sigma_z$ ) inducido por la carga lineal sobre la zapata utilizando la expresión para distribución de cargas lineales del libro de Braja Das. Con una profundidad total de influencia de 0.9 m, se obtuvo:

$$\sigma_z = \frac{2(88.29)(0.4 + 0.5)^3}{\pi(0^2 + 0.9^2)^2}$$

$$\sigma_z = \frac{128.73}{2.061}$$

$$\sigma_z = 62.45 \frac{Kn}{m^2}$$

### **Cálculo de asentamiento en el estrato de arcilla**

El asentamiento del estrato de arcilla se calculó usando la fórmula propuesta por De Beer y Martens para suelos cohesivos, considerando un módulo de Janbu reducido.

$$S_i = \frac{h}{m} \ln \frac{\sigma_{or} + \sigma_z}{\sigma_{or}}$$

$$S_i = \frac{1}{20} \ln \frac{19.81 + 62.45}{19.81}$$

$$S_i = 0.071 \text{ m ó } 7.11 \text{ cm}$$

### **Asentamiento total**

Se sumaron los asentamientos calculados para el estrato de relleno (0.313 cm) y para el estrato de arcilla (7.11 cm), resultando en un asentamiento total de:

$$S_t = 0.313 + 7.11 = 7.423 \text{ cm}$$

Este valor es superior al estimado por el programa GEO5, que arrojó aproximadamente 4 cm, lo que refleja las diferencias entre el enfoque analítico tradicional y el método numérico empleado por el software.

### **Cálculos de capacidad de carga zapata eje 1 con el programa geo5.**

En esta sección se presentan los resultados obtenidos mediante el análisis de capacidad de carga de la zapata del eje 1 utilizando el programa GEO5. Las imágenes generadas muestran la distribución de esfuerzos, el contacto con el terreno y los factores de seguridad aplicados.

### Cálculos de capacidad de carga de la zapata eje 1

Se detallan los parámetros y resultados del cálculo de la capacidad de carga última y admisible de la zapata del eje 1. El análisis considera las características del suelo, dimensiones de la cimentación y carga aplicada, complementado con imágenes del modelo en GEO5.

#### *Figura 23.*

#### *Capacidad de carga de la zapata eje 1*

Design bearing capacity of found soil  $R_d = 382.70$  kPa  
Extreme contact stress  $\sigma = 99.67$  kPa

Factor of safety = 3.84 > 3.00  
**Bearing capacity in the vertical direction is SATISFACTORY**

**Verification of load eccentricity**  
Max. eccentricity in direction of base length  $e_x = 0.128 < 0.333$   
Max. eccentricity in direction of base width  $e_y = 0.000 < 0.333$   
Max. overall eccentricity  $e_t = 0.128 < 0.333$

**Eccentricity of load is SATISFACTORY**

**Horizontal bearing capacity check**

Most unfavorable load case No. 1. (Load No. 1)  
Earth resistance: at rest  
Design magnitude of earth resistance  $S_{pd} = 1.24$  kN  
Horizontal bearing capacity  $R_{dh} = 66.08$  kN  
Extreme horizontal force  $H = 17.86$  kN

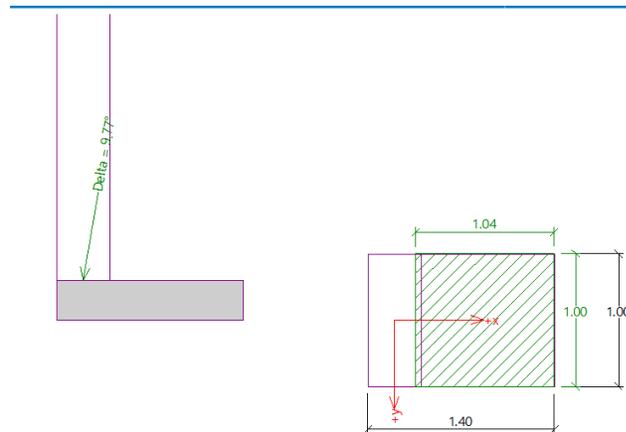
Factor of safety = 3.70 > 1.50  
**Bearing capacity in the horizontal direction is SATISFACTORY**

**Nota:** Elaboración propia

### Diseño de la zapata eje 1

Aquí se muestra el diseño geométrico y estructural de la zapata correspondiente al eje 1, considerando tanto los requisitos de capacidad portante como los criterios normativos. Se incluyen visualizaciones del modelo en GEO5 para validar su comportamiento bajo carga.

**Figura 24.** geométrico y estructural de la zapata eje 1



**Nota:** elaboración propia

### **Cálculos del asentamiento zapata eje 1 con el programa geo5.**

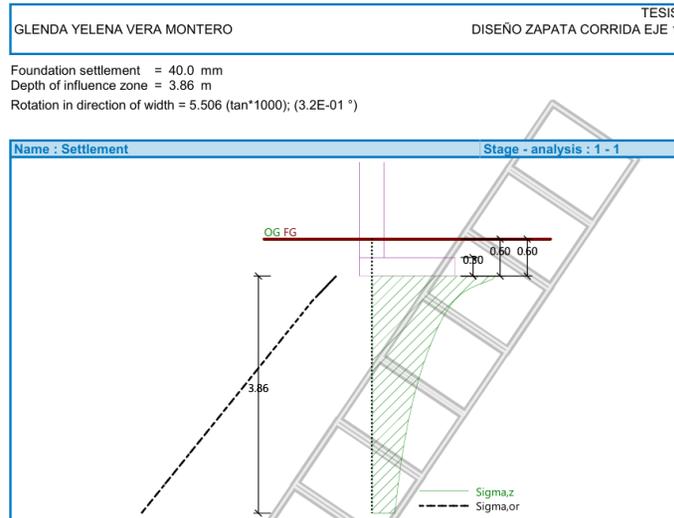
Se presentan los resultados del análisis de asentamiento realizado con GEO5 para la zapata ubicada en el eje 1. El software permite estimar la deformación vertical del terreno bajo carga, mostrando tanto valores totales como distribuciones gráficas.

### **Cálculos y diseño del asentamiento de la zapata eje 1**

Esta sección combina el análisis del asentamiento calculado con GEO5 y el diseño ajustado de la zapata para garantizar que los desplazamientos estén dentro de límites aceptables. Se anexan imágenes que reflejan el comportamiento del sistema suelo-estructura.

**Figura 25.**

## Asentamiento calculado con GEO5 de la zapata eje 1



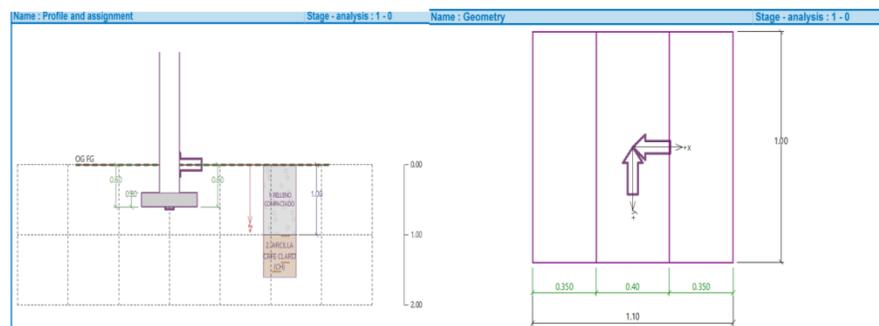
**Nota:** Elaboración propia

## 9. Verificación de capacidad de carga (teoría meyerhof) zapata eje 2 (diseño 1)

Se realiza la evaluación de la capacidad de carga para la base del eje 2. El proceso incluye la geometría, la profundidad, de ajuste y factores de ajuste del ángulo, e incluye ilustraciones del diseño creado en GEO5, lo que permite la validación visual de los resultados analíticos .e incluye ilustraciones del diseño creado en GEO5 , que permite la validación visual de los resultados analíticos.

**Figura 26.**

*Verificación de la capacidad de carga para la zapata del eje 2*



**Nota:** Elaboración propia

### Datos para cálculos de capacidad de carga en el estrato de relleno compactado.

Se incluyen parámetros como el ángulo de fricción interna, cohesión, peso volumétrico y profundidad de cimentación, necesarios para aplicar los métodos clásicos de capacidad de carga.

*Tabla 14. Dimensiones y características de la zapata, elaboración propia.*

<b>Dimensiones de la zapata</b>		
<b>Base (b)</b>	1.1	m
<b>Longitud (l)</b>	1	m
<b>Profundidad (<i>df</i>)</b>	0.6	m
<b>Características del suelo</b>		
<b>Angulo de fricción interna (<math>\phi</math>)</b>	32	grados
<b>Cohesión (<i>cu</i>)</b>	0	KPA
<b>Peso volumétrico de suelo (<i>v</i>) sobre zapata</b>	19.5	KN/m <sup>3</sup>
<b>Factor de seguridad (<i>fs</i>)</b>	3	
<b>Peso volumétrico de suelo (<i>v</i>) sobre el que se asienta la zapata</b>	19.5	KN/m <sup>3</sup>

### Factores de forma

Los factores de forma corrigen los valores teóricos de capacidad de carga en función de la geometría de la zapata. Dado que se trata de una zapata corrida ( $L/B \gg 1$ ), estos factores toman el valor de 1, sin afectar los términos principales del cálculo.

---

<b>Factores de forma</b>	
<b><i>Fcs</i></b> =	1.00
<b><i>Fqs</i></b> =	1.00
<b><i>Fys</i></b> =	1

---

#### **Factores de profundidad**

Estos factores ajustan la capacidad de carga considerando la profundidad de la zapata respecto a su ancho. En este caso, al tener una relación  $D_f/B < 1$ , se aplican valores corregidos menores a 1.2, calculados con base en las expresiones de Braja Das.

---

<b>Factores de profundidad si <math>d_f/b &lt; 1</math></b>	
<b><i>Fcd</i></b> =	1.157
<b><i>Fqd</i></b> =	1.15
<b><i>Fyd</i></b> =	1

---

### **Factores de capacidad de carga ( $N_c, N_q, N_\gamma$ )**

Los coeficientes se obtienen en función del ángulo de fricción interna del suelo ( $\varphi = 32^\circ$ ) y provienen de la teoría clásica de capacidad de carga. Estos factores son claves en la estimación de la resistencia última del suelo frente a cargas verticales.

---

<b>factores de capacidad de carga</b>	
$N_c =$	35.49
$N_q =$	23.18
$N_\gamma =$	30.22

---

### **Factores de inclinación**

Los factores de inclinación ajustan la capacidad de carga cuando la carga aplicada no es perfectamente vertical. En este caso, al tratarse de una carga centrada y vertical, los factores se consideran iguales a 1.

---

<b>Factores de inclinación</b>	
$F_{ci} =$	1
$F_{\gamma i} =$	1

---

Aplicando la fórmula general de capacidad de carga y sustituyendo los valores, se obtiene:

$$q'u = 636.17 \frac{KN}{m^2}$$

$$q_{adm} = qu/FS = 636.17/3$$

$$q_{adm} = 212.06 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{max} = q_{adm} * B * L$$

$$Q_{max} = 212.06 * 1.1 * 1$$

$$Q_{max} = 233.26 \text{ KN/m}$$

A diferencia de las zapatas de los ejes 1 y 3, que presentan excentricidad y requieren mayores dimensiones para cumplir con la estabilidad, la zapata del eje 2 logra una capacidad portante adecuada con un ancho de solo 1.1 m. Sin embargo, tras realizar un análisis adicional de asentamientos y rotación, se evidencia que no cumple los requisitos de servicio, lo cual obliga a rediseñar las dimensiones de esta zapata corrida para garantizar el correcto desempeño estructural.

**Datos para cálculos de capacidad de carga en el estrato de arcilla.**

<b>Dimensiones de la zapata</b>		
<b>Base (b)</b>	1.1	m
<b>Longitud (l)</b>	1	m
<b>Profundidad (df)</b>	0.6	m

---

**Características del suelo**

<b>Angulo de fricción interna (<math>\phi</math>)</b>	0	Grados
<b>Cohesión (cu.)</b>	54.96	Kpa
<b>Peso volumétrico de suelo (<math>v</math>) sobre zapata</b>	19.5	Kn/m <sup>3</sup>
<b>Factor de seguridad (fs)</b>	3	
<b>Peso volumétrico de suelo (<math>v</math>) sobre el que se asienta la zapata</b>	16.21	Kn/m <sup>3</sup>

---

En las siguientes tablas se muestran los diferentes valores de los factores para el cálculo en el estrato de arcilla.

Factores de capacidad de carga	Factores de profundidad si $df/b < 1$
$N_c = 5.14$	$F_{cd} = 1.22$
$N_q = 1$	$F_{qd} = 1.00$
$N_y = 0$	$F_{yd} = 1$
Factores de forma	Factores de inclinación
$F_{cs} = 1.00$	$F_{ci} = 1$
$F_{qs} = 1.00$	$F_{yi} = 1$
$F_{ys} = 1$	

---

## Resultados obtenidos

$$q'u = 355.83 \frac{KN}{m^2}$$

$$qadm = \frac{qu}{FS} = \frac{355.83}{3} = 118.61 \frac{KN}{m^2}$$

$$Qmax = qadm * B * L = 118.61 * 1.1 * 1 = 130.47 \frac{KN}{m}$$

Como tenemos un ancho de zapata de 1.1 y relacionándolo con el espesor que soporta el relleno compactado que es solo 0.4 m/1.1, es decir este primer estrato aportará con solo 36.36% de capacidad de carga y el 63.64% el siguiente estrato de arcilla; esto se produce debido a que tenemos muy poco espesor del estrato que está en contacto con la base de la cimentación, versus el ancho de la zapata.

Debido a esta situación se calculó la capacidad última de carga para el estrato de relleno reduciendo su parámetro de resistencia al corte (ángulo de fricción interna), y como capacidad de carga para el estrato de arcilla se redujo su cohesión; obteniendo los siguientes resultados:

$$q'u(\text{relleno } 36.36\%) = 57.93 \frac{KN}{m^2}$$

$$q'u(\text{arcilla } 63.64\%) = 355.83 \frac{KN}{m^2}$$

$$q'u(\text{relleno} + \text{arcilla}) = q'u(\text{total}) = 413.76 \frac{KN}{m^2}$$

## Cálculo de asentamientos

$$S_i = \frac{h_i}{m_i * j_i} \left[ \left( \frac{\sigma_{or} + \sigma_z}{100} \right)^{j_i} - \left( \frac{\sigma_{or}}{100} \right)^{j_i} \right]$$

Donde:

$\sigma_{or}$  = Componente vertical de la tensión geostática en el centro del estrato

$\sigma_z$  = Tensión debido a la sobrecarga (incremento de esfuerzo)

$m_i$  = Módulo de Janbu

$j_i$  = Exponente de tensión en la capa

$h_i$  = Espesor de la capa

Datos

$$h_i = 0.4 \text{ m}$$

$$\sigma_{or} = 11.7 \text{ Kn/m}^2$$

$$\sigma_z = 51.20 \text{ Kn/m}^2$$

$$m_i = 350$$

$$j_i = 0.5$$

$$\gamma = 19.5 \text{ KN/m}^3$$

$$q = 113.7 \text{ Kn/m}^2$$

Cálculo de esfuerzo vertical (en el centro del estrato de arcilla ch)

$$\sigma_{or} = (0.6\text{m}) \left( 19.5 \frac{\text{Kn}}{\text{m}^3} \right) = 11.7 \frac{\text{Kn}}{\text{m}^2}$$

Cálculo de incremento de esfuerzo baja una carga lineal

$$\sigma_z = \frac{2qz^3}{\pi(X^2 + Z^2)^2}$$

$$\sigma_z = \frac{2(113.7)(0.2)^3}{\pi(0^2 + 0.2^2)^2} = \frac{1.81}{0.005} = 362.24 \frac{Kn}{m^2}$$

Cálculo de asentamiento

$$S_i = \frac{0.4}{350 * 0.5} \left[ \left( \frac{11.7 + 362.24}{100} \right)^{0.5} - \left( \frac{11.7}{100} \right)^{0.5} \right] = \mathbf{0.0042 \text{ m}}$$

Dado que el espesor del estrato de suelo compactado es considerablemente menor en comparación con el estrato de arcilla subyacente, el asentamiento total estará dominado por la deformación generada en la arcilla.

<b>DATOS DEL RELLENO</b>	<b>DATOS DE LA ARCILLA CH</b>
<b>H<sub>I</sub> = 1 M</b>	H <sub>i</sub> = 1 m
<b>Σ<sub>OR</sub> = 11.7 KN/M<sup>2</sup></b>	Σ <sub>or</sub> = 19.81 kn/m <sup>2</sup>
<b>Σ<sub>Z</sub> = 51.20 KN/M<sup>2</sup></b>	Σ <sub>z</sub> = 62.91 kn/m <sup>2</sup>
<b>M<sub>I</sub> = 350</b>	M <sub>i</sub> = 20
<b>J<sub>I</sub> = 0.5</b>	J <sub>i</sub> = n/a
<b>Υ = 19.5 KN/M<sup>3</sup></b>	Υ = 19.5 kn/m <sup>3</sup>
<b>Q = 113.7 KN/M</b>	Q = 113.7 kn/m

Cálculo de esfuerzo vertical (en el centro del estrato de arcilla ch)

$$\Sigma \sigma_r = (1\text{m}) \left( 19.5 \frac{\text{Kn}}{\text{m}^3} \right) + (0.5\text{ m}) \left( 16.21 \frac{\text{Kn}}{\text{m}^3} \right) = 19.81 \frac{\text{Kn}}{\text{m}^2}$$

Cálculo de incremento de esfuerzo bajo una carga lineal

$$\sigma_z = \frac{2(113.7)(0.4 + 0.5)^3}{\pi(0^2 + 0.9^2)^2} = \frac{165.77}{2.061} = 80.43 \frac{\text{Kn}}{\text{m}^2}$$

Cálculo de asentamiento

$$S_i = \frac{h}{m} \ln \frac{\sigma_{or} + \sigma_z}{\sigma_{or}}$$

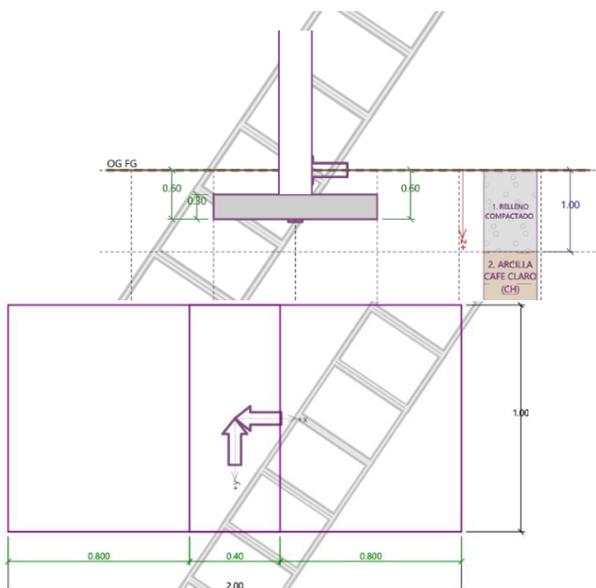
$$S_i = \frac{1}{20} \ln \frac{19.81 + 80.43}{19.81} = 0.081 \text{ m ó } 8.1 \text{ cm}$$

Cálculo de asentamiento total

$$S_i = 8.1 + 0.42 = 8.52 \text{ cm}$$

### Verificación de capacidad de carga (teoría Meyerhof)

Figura 27. zapata eje 2 (diseño 2)



Nota: Elaboración propia en el programa geo5.

**Datos para cálculos de capacidad de carga en el estrato de relleno compactado.**

*Tabla 15. Datos para cálculos de capacidad de carga en el estrato de relleno compactado.*

<b>Dimensiones de la zapata</b>		
<b>Base (b)</b>	2	M
<b>Longitud (l)</b>	1	M
<b>Profundidad (df)</b>	0.6	M
<b>Características del suelo</b>		
<b>Angulo de fricción interna (<math>\phi</math>)</b>	6	Grados
<b>Cohesión (cu.)</b>	0	Kpa
<b>Peso volumétrico de suelo (<math>\nu</math>) sobre zapata</b>	19.5	$\text{Kn/m}^3$
<b>Factor de seguridad (fs)</b>	3	
<b>Peso volumétrico de suelo (<math>\nu</math>) sobre el que se asienta la zapata</b>	19.5	$\text{Kn/m}^3$

Nota: Elaboración propia.

En las siguientes tablas se muestran los diferentes valores de los factores para el cálculo en el estrato de relleno.

<b>Factores de profundidad si <math>df/b &lt; 1</math></b>		<b>Factores de capacidad de carga</b>	
<b>Fcd=</b>	1.121		
<b>Fqd=</b>	1.05	<b>Nc=</b>	6.81
<b>Fyd=</b>	1	<b>Nq=</b>	1.72
		<b>Ny=</b>	0.57

Factores de forma	
Fcs=	1.00
Fqs=	1.00
Fys=	1

Factores de inclinación	
Fci=	1
Fyi=	1

Resultados obtenidos

$$q'u = 32.26 \frac{KN}{m^2}$$

$$q_{adm} = \frac{qu}{FS} = \frac{32.26}{3} = 10.75 \frac{KN}{m^2}$$

$$Q_{max} = q_{adm} * B * L = 10.75 * 2 * 1 = 21.50 \frac{KN}{m}$$

**Datos para cálculos de capacidad de carga en el estrato de arcilla.**

*Tabla 16. Datos para cálculos de capacidad de carga en el estrato de arcilla.*

Dimensiones de la zapata		
Base (b)	2	M
Longitud (l)	1	M
Profundidad (df)	0.6	M
Características del suelo		
Angulo de fricción interna ( $\phi$ )	0	Grados
Cohesión (cu.)	86.36	Kpa

---

**FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA**

---

**Nc=** 5.14

**Nq=** 1.00

**Ny=** 0

---

**Peso volumétrico de suelo ( $\nu$ ) sobre zapata** 19.5 Kn/m<sup>3</sup>

**Factor de seguridad (fs)** 3

**Peso volumétrico de suelo ( $\nu$ ) sobre el que se asienta  
la zapata** 16.21 Kn/m<sup>3</sup>

---

Nota: elaboración propia.

En las siguientes tablas se muestran los diferentes valores de los factores para el cálculo en el estrato de arcilla.

---

**FACTORES DE FORMA**

---

**Fcs=** 1.00

**Fqs=** 1.00

**Fys=** 1

---

---

**FACTORES DE PROFUNDIDAD SI  $DF/B < 1$** 

---

**Fcd=** 1.12

**Fqd=** 1.00

**Fyd=** 1

---

---

**FACTORES DE INCLINACION**

---

**Fci=** 1

**Fyi=** 1

---

Resultados obtenidos

$$q'u = 508.86 \frac{KN}{m^2}$$

$$q_{adm} = \frac{qu}{FS} = \frac{508.86}{3} = 169.62 \frac{KN}{m^2}$$

$$Q_{max} = q_{adm} * B * L = 169.62 * 2 * 1 = 339.24 \frac{KN}{m}$$

$$q'u(\text{relleno}) = 32.26 \frac{KN}{m^2}$$

$$q'u(\text{arcilla}) = 508.86 \frac{KN}{m^2}$$

$$q'u(\text{relleno} + \text{arcilla}) = q'u(\text{total}) = 541.12 \frac{KN}{m^2}$$

### Verificación de capacidad de carga (teoría Terzaghi)

Cálculos de capacidad de carga en el estrato de relleno compactado. Se utiliza la fórmula de zapata corrida

### Cálculos de capacidad de carga en el estrato de relleno compactado.

Factores capacidad de carga corte general

<u>Nc= 7,73</u>	<u>CARGA ULTIMA</u>	<u>25,077</u>	<u>Kn/m2</u>
<u>Nq= 1,81</u>	<u>CARGA ADMISIBLE</u>	<u>8,359</u>	<u>Kn/m2</u>
<u>Nγ= 0,2</u>	<u>CARGA MAXIMA</u>	<u>16,718</u>	<u>Kn/ml</u>

## Cálculos de capacidad de carga en el estrato de arcilla.

Factores de capacidad de carga

$N_c = 5.7$	<b>CARGA ULTIMA</b>	<b>503,952</b>	<b>Kn/m<sup>2</sup></b>
$N_q = 1$	<b>CARGA ADMISIBLE</b>	167,984	Kn/m <sup>2</sup>
$N_\gamma = 0$	<b>CARGA MAXIMA</b>	335,968	Kn/ml

Cálculos realizados

$$q'u = 25.077 + 503.952 = 529.03 \text{ kn/m}^2$$

$$q_{adm} = 176.34 \text{ kn/m}^2$$

$$Q_{max} = 176.34 * 2 * 1 = 352.69 \text{ kn/m}$$

$$q'u(\text{relleno} + \text{arcilla}) = q'u(\text{total}) = 554.11 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

Al comparar los resultados, se observa que el cálculo mediante la teoría de Meyerhof arrojó una capacidad de carga de 541.12 kN/m<sup>2</sup>, mientras que el análisis realizado con el programa GEO5 dio un valor ligeramente inferior de 522.13 kN/m<sup>2</sup>, evidenciando una diferencia aceptable entre el método analítico y el numérico.

## Cálculo de asentamientos

$$S_i = \frac{h_i}{m_i * j_i} \left[ \left( \frac{\sigma_{or} + \sigma_z}{100} \right)^j - \left( \frac{\sigma_{or}}{100} \right)^j \right]$$

Donde:

$\sigma_{or}$  = Componente vertical de la tensión geo estática en el centro del estrato

$\sigma_z$  = Tensión debido a la sobrecarga (incremento de esfuerzo)

$m_i$  = Módulo de Janbu

$j_i$  = Exponente de tensión en la capa

$h_i$  = Espesor de la capa

Parámetros utilizados para el desarrollo de los cálculos correspondientes

$h_i = 0.4 \text{ m}$

$\sigma_{or} = 11.7 \text{ Kn/m}^2$

$\sigma_z = 51.20 \text{ Kn/m}^2$

$m_i = 350$

$j_i = 0.5$

$\gamma = 19.5 \text{ KN/m}^3$

$q = 113.7 \text{ Kn/ml}$

Cálculo de esfuerzo vertical (en el centro del estrato de arcilla ch)

$$\sigma_{or} = (0.6\text{m}) \left( 19.5 \frac{\text{Kn}}{\text{m}^3} \right) = 11.7 \frac{\text{Kn}}{\text{m}^2}$$

Cálculo de incremento de esfuerzo bajo una carga lineal

$$\sigma_z = \frac{2qz^3}{\pi(X^2 + Z^2)^2}$$

$$\sigma_z = \frac{2(113.7)(0.2)^3}{\pi(0^2 + 0.2^2)^2} = \frac{1.81}{0.025} = 361.92 \frac{Kn}{m^2}$$

Cálculo de asentamiento

$$S_i = \frac{0.4}{350 * 0.5} \left[ \left( \frac{11.7 + 361.92}{100} \right)^{0.5} - \left( \frac{11.7}{100} \right)^{0.5} \right] = 0.0042 m$$

Dado que el espesor del estrato de suelo compactado es significativamente menor que el del estrato de arcilla subyacente, el asentamiento total estará principalmente influenciado por la deformación inducida en la arcilla.

*Tabla 17. Datos recopilados de los asentamientos*

Datos del relleno	Datos de la Arcilla CH
$h_i = 1 m$	$h_i = 1 m$
$\sigma_{or} = 11.7 Kn/m^2$	$\sigma_{or} = 19.81 Kn/m^2$
$\sigma_z = 51.20 Kn/m^2$	$\sigma_z = 62.91 Kn/m^2$
$m_i = 350$	$m_i = 20$
$j_i = 0.5$	$j_i = n/a$
$\Upsilon = 19.5 KN/m^3$	$\Upsilon = 19.5 KN/m^3$
$q = 113.7 Kn/m$	$q = 113.7 Kn/m$

Cálculo de esfuerzo vertical (en el centro del estrato de arcilla ch)

$$\Sigma_{or} = (1m) \left( 19.5 \frac{Kn}{m^3} \right) + (0.5 m) \left( 16.21 \frac{Kn}{m^3} \right) = 19.81 \frac{Kn}{m^2}$$

Cálculo de incremento de esfuerzo baja una carga lineal

$$\sigma_z = \frac{2(113.7)(0.4 + 0.5)^3}{\pi(0^2 + 0.9^2)^2} = \frac{165.77}{2.061} = 80.43 \frac{Kn}{m^2}$$

Cálculo de asentamiento

$$Si = \frac{h}{m} In \frac{\sigma_{or} + \sigma_z}{\sigma_{or}}$$

$$Si = \frac{1}{20} In \frac{19.81 + 80.43}{19.81} = 0.081 \text{ m ó } 8.1 \text{ cm}$$

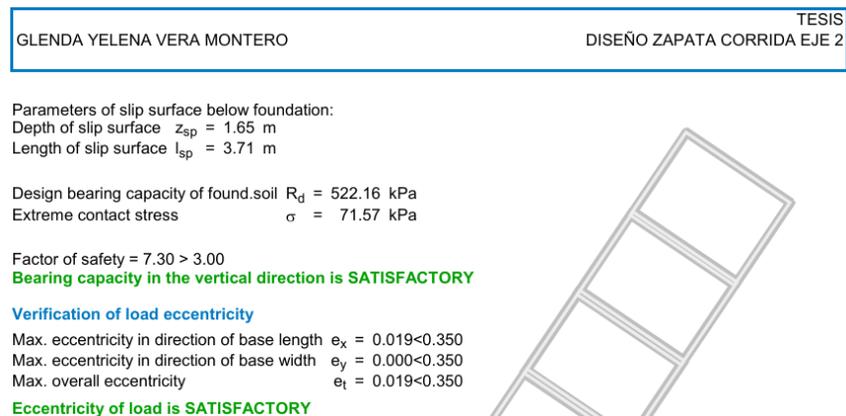
Cálculo de asentamiento total

$$Si = 8.1 + 0.42 = 8.52 \text{ cm}$$

### Cálculos de capacidad de carga zapata eje 2 con el programa geo5.

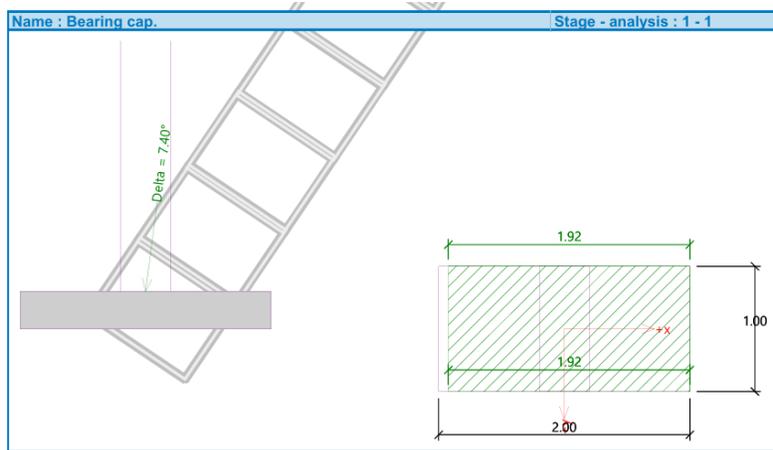
A continuación, se presentan las simulaciones realizadas en el programa GEO5 correspondientes a los cálculos de capacidad de carga de la zapata del eje 2.

**Figura 28.** cálculos de capacidad de carga de la zapata del eje 2



*Nota: Elaboración propia*

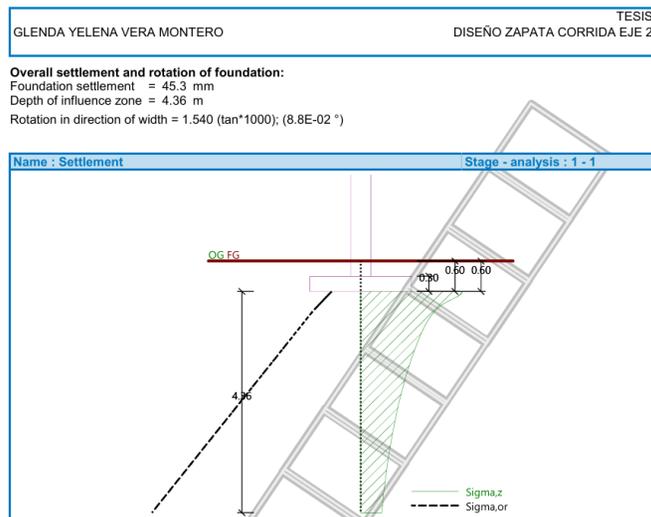
**Figura 29. Diseño de la zapata eje 2**



*Nota: Elaboración propia*

**Cálculos del asentamiento zapata eje 2 con el programa geo5.**

**Figura 30. Cálculos y diseño del asentamiento de la zapata eje 2.**



*Nota: elaboración propia*

**10. Zapata eje 3**

**Datos para cálculos de capacidad de carga en el estrato de relleno compactado.**

**Tabla 18.** Datos para cálculos de capacidad de carga en el estrato de relleno compactado.

<b>Dimensiones de la zapata</b>		
<b>Base (b)</b>	1.40	m
<b>Longitud (l)</b>	1	m
<b>Profundidad (df)</b>	0.6	m
<b>Características del suelo</b>		
<b>Angulo de fricción interna (<math>\phi</math>)</b>	9	Grados
<b>Cohesión (cu.)</b>	0	Kpa
<b>Peso volumétrico de suelo (v) sobre zapata</b>	19.5	Kn/m <sup>3</sup>
<b>Factor de seguridad (fs)</b>	3	
<b>Peso volumétrico de suelo (v) sobre el que se asienta la zapata</b>	19.5	Kn/m <sup>3</sup>

Dado que se trata de una zapata corrida, el valor de la longitud  $L$  se asume convencionalmente como 1 m, lo que implica que la relación  $B/L$  tiende a cero.

***FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA***

$N_c = 7.92$

$N_q = 2.25$

$N_y = 1.03$

Se utilizan las siguientes formulas

$$F_{cs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \left(\frac{N_q}{N_c}\right) \quad F_{qs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \tan\phi \quad F_{cs} =$$

$$1 - 0.4 \left(\frac{B}{L}\right)$$

---

**FACTORES DE FORMA**

---

<b>F<sub>cs</sub></b> =	1.00
-------------------------	------

<b>F<sub>qs</sub></b> =	1.00
-------------------------	------

<b>F<sub>ys</sub></b> =	1
-------------------------	---

---

Se realiza el cálculo para  $\phi > 0$ :

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan\phi}$$

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

$$F_{yi} = 1$$

Los factores de profundidad son

---

**FACTORES DE PROFUNDIDAD SI  $D_f/B < 1$**

---

<b>F<sub>cd</sub></b> =	1.17
-------------------------	------

<b>F<sub>qd</sub></b> =	1.10
-------------------------	------

<b>F<sub>yd</sub></b> =	1
-------------------------	---

---

---

### FACTORES DE INCLINACION

---

$$F_{ci} = 1$$

$$F_{yi} = 1$$


---

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

Cuando no existe inclinación en la carga aplicada, los factores de corrección por inclinación toman el valor de 1.

#### Capacidad de carga según Meyerhof

Se calcula la capacidad de carga última utilizando la teoría de Meyerhof, la cual considera los factores de forma, profundidad e inclinación, permitiendo una estimación más precisa del comportamiento de la cimentación bajo carga vertical.

$$q'_u = c' N_c F_{CS} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qS} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma F_{\gamma S} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

$$q_u = [(0)(7.92)(1)(1.17)(1) + (11.7)(2.25)(1)(1)(1) + (19.5)(0.4)(1.03)(1)(1)(1)(0.5)]$$

$$q'_u = 32.89 \frac{KN}{m^2}$$

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS} = \frac{32.89}{3} = 10.96 \frac{KN}{m^2}$$

$$Q_{max} = q_{adm} * B' * L = 10.96 * 0.4 * 1 = 4.38 \frac{KN}{m}$$

**Datos para cálculos de capacidad de carga en el estrato de arcilla.**

*Tabla 19. Datos para cálculos de capacidad de carga en el estrato de arcilla.*

<b>Dimensiones de la zapata</b>		
<b>Base (b)</b>	1.40	M
<b>Longitud (l)</b>	1	M
<b>Profundidad (df)</b>	0.6	M
<b>Dimensiones del suelo</b>		
<b>Angulo de fricción interna (<math>\phi</math>)</b>	0	Grado s
<b>Cohesión (cu.)</b>	61.7	Kpa
<b>Peso volumétrico de suelo (<math>\gamma_m</math>) sobre zapata</b>	19.5	Kn/m 3
<b>Factor de seguridad (fs)</b>	3	
<b>Peso volumétrico de suelo (<math>\gamma_m</math>) sobre el que se asienta la zapata</b>	16.2	Kn/m 3

Los valores de los factores utilizados se encuentran en las siguientes tablas

FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA	
Nc=	5.14
Nq=	1
Ny=	0

FACTORES DE PROFUNDIDAD SI DF/B < 1	
Fcd=	1.15
Fqd=	1.00
Fyd=	1

FACTORES DE INCLINACION	
Fci=	1
Fyi=	1

FACTORES DE FORMA	
Fcs=	1.00
Fqs=	1.00
Fys=	1

Resultados de los cálculos realizados

$$q'u = 383.2 \frac{KN}{m^2}$$

$$qadm = \frac{qu}{FS} = \frac{383.2}{3} = 127.73 \frac{KN}{m^2}$$

$$Qmax = qadm * B * L = 127.73 * 0.4 * 1 = 51.9 \frac{KN}{m}$$

Dado que el ancho de la zapata es de 1.40 m y el espesor del estrato de relleno compactado que la soporta es de solo 0.40 m, la relación espesor/ancho es de 0.4/1.40, lo que significa que este primer estrato solo contribuye con el 28.57 % a la capacidad de carga, mientras que el 71.43 % corresponde al estrato de arcilla subyacente. Esta distribución se debe a la escasa profundidad del relleno en comparación con el ancho de la cimentación.

Ante esta condición, se procedió a calcular la capacidad última de carga considerando una reducción en los parámetros de resistencia al corte del relleno (disminuyendo el ángulo de fricción interna) y una disminución en la cohesión del estrato de arcilla. A partir de estos ajustes, se obtuvieron los siguientes resultados:

$$q'u(\text{relleno } 28.57\%) = 32.89 \frac{KN}{m^2}$$

$$q'u(\text{arcilla } 71.43\%) = 383.2 \frac{KN}{m^2}$$

$$q'u(\text{relleno} + \text{arcilla}) = q'u(\text{total}) = 416.09 \frac{KN}{m^2}$$

Debido a que  $ex > B/6$ , se genera una excentricidad que produce tensiones en el borde izquierdo de la cimentación. Sin embargo, mediante el uso del programa GEO5 es posible modificar la forma y dimensiones de la zapata para redistribuir las cargas, evitando así concentraciones de esfuerzo que comprometan su estabilidad.

### **Cálculo de asentamientos**

$$S_i = \frac{h_i}{m_i * j_i} \left[ \left( \frac{\sigma_{or} + \sigma_z}{100} \right)^j - \left( \frac{\sigma_{or}}{100} \right)^j \right]$$

Donde

$\sigma_{or}$  = Componente vertical de la tensión geostática en el centro del estrato

$\sigma_z$  = Tensión debido a la sobrecarga (incremento de esfuerzo)

$m_i$  = Módulo de Janbu.

$j_i$  = Exponente de tensión en la capa.

$h_i$  = Espesor de la capa

Datos

$$h_i = 0.4 \text{ m}$$

$$\sigma_{or} = 11.7 \text{ Kn/m}^2$$

$$\sigma_z = 51.20 \text{ Kn/m}^2$$

$$m_i = 350$$

$$j_i = 0.5$$

$$\gamma = 19.5 \text{ KN/m}^3$$

$$q = 88.29 \text{ Kn/m}$$

Cálculo de esfuerzo vertical (en el centro del estrato de arcilla ch)

$$\Sigma_{or} = (0.6\text{m}) \left( 19.5 \frac{\text{Kn}}{\text{m}^3} \right) = 11.7 \frac{\text{Kn}}{\text{m}^2}$$

Cálculo de incremento de esfuerzo bajo una carga lineal

$$\sigma_z = \frac{2qz^3}{\pi(X^2 + Z^2)^2}$$

$$\sigma_z = \frac{2(88.29)(0.2)^3}{\pi(0^2 + 0.2^2)^2} = \frac{1.41}{0.025} = 281.04 \frac{\text{Kn}}{\text{m}^2}$$

Total, asentamiento

$$S_i = \frac{0.4}{350 \cdot 0.5} \left[ \left( \frac{11.7 + 281.04}{100} \right)^{0.5} - \left( \frac{11.7}{100} \right)^{0.5} \right] = 0.00313 \text{ m } \acute{o} \text{ } 0.313 \text{ cm}$$

Debido a que el espesor del estrato de suelo compactado es considerablemente menor que el del estrato de arcilla subyacente, el asentamiento total estará dominado por la deformación generada en la arcilla.

<b>Datos del relleno</b>	<b>Datos de la Arcilla CH</b>
<b><math>h_i = 1 \text{ m}</math></b>	$h_i = 1 \text{ m}$
<b><math>\sigma_{or} = 11.7 \text{ Kn/m}^2</math></b>	$\sigma_{or} = 19.81 \text{ Kn/m}^2$
<b><math>\sigma_z = 51.20 \text{ Kn/m}^2</math></b>	$\sigma_z = 62.91 \text{ Kn/m}^2$
<b><math>m_i = 350</math></b>	$m_i = 20$
<b><math>j_i = 0.5</math></b>	$j_i = \text{n/a}$
<b><math>\Upsilon = 19.5 \text{ KN/m}^3</math></b>	$\Upsilon = 19.5 \text{ KN/m}^3$
<b><math>q = 88.29 \text{ Kn/m}</math></b>	$q = 88.29 \text{ Kn/m}$

Cálculo de esfuerzo vertical en el centro del estrato de arcilla ch

$$\Sigma_{or} = (1\text{m}) \left( 19.5 \frac{\text{Kn}}{\text{m}^3} \right) + (0.5 \text{ m}) \left( 16.21 \frac{\text{Kn}}{\text{m}^3} \right) = 19.81 \frac{\text{Kn}}{\text{m}^2}$$

Cálculo de incremento de esfuerzo baja una carga lineal

$$\sigma_z = \frac{2(88.29)(0.4 + 0.5)^3}{\pi(0^2 + 0.9^2)^2} = \frac{128.73}{2.061} = 62.45 \frac{\text{Kn}}{\text{m}^2}$$

## Cálculo de asentamiento

$$S_i = \frac{h}{m} \ln \frac{\sigma_{or} + \sigma_z}{\sigma_{or}}$$

$$S_i = \frac{1}{20} \ln \frac{19.81 + 62.45}{19.81}$$

$$S_i = 0.071 \text{ m ó } 7.11 \text{ cm}$$

## Asentamiento total

$$S_t = 0.313 + 7.11 = 7.423 \text{ cm} < 10 \text{ cm ok}$$

En comparación con el resultado del programa GEO5, que indica un asentamiento de 4 cm, el cálculo manual arroja un valor mayor, reflejando una estimación más conservadora.

## Cálculos de capacidad de carga zapata eje 3 con el programa geo5.

**Figura 31.** Cálculos de capacidad de carga de la zapata eje 3.

GLENDAYELENA VERA MONTERO	TESIS DISEÑO ZAPATA CORRIDA EJE 3
---------------------------	--------------------------------------

Parameters of slip surface below foundation:

Depth of slip surface  $z_{sp} = 1.22 \text{ m}$

Length of slip surface  $l_{sp} = 2.81 \text{ m}$

Design bearing capacity of found.soil  $R_d = 376.75 \text{ kPa}$

Extreme contact stress  $\sigma = 83.47 \text{ kPa}$

Factor of safety = 4.51 > 3.00

**Bearing capacity in the vertical direction is SATISFACTORY**

### Verification of load eccentricity

Max. eccentricity in direction of base length  $e_x = 0.054 < 0.350$

Max. eccentricity in direction of base width  $e_y = 0.000 < 0.350$

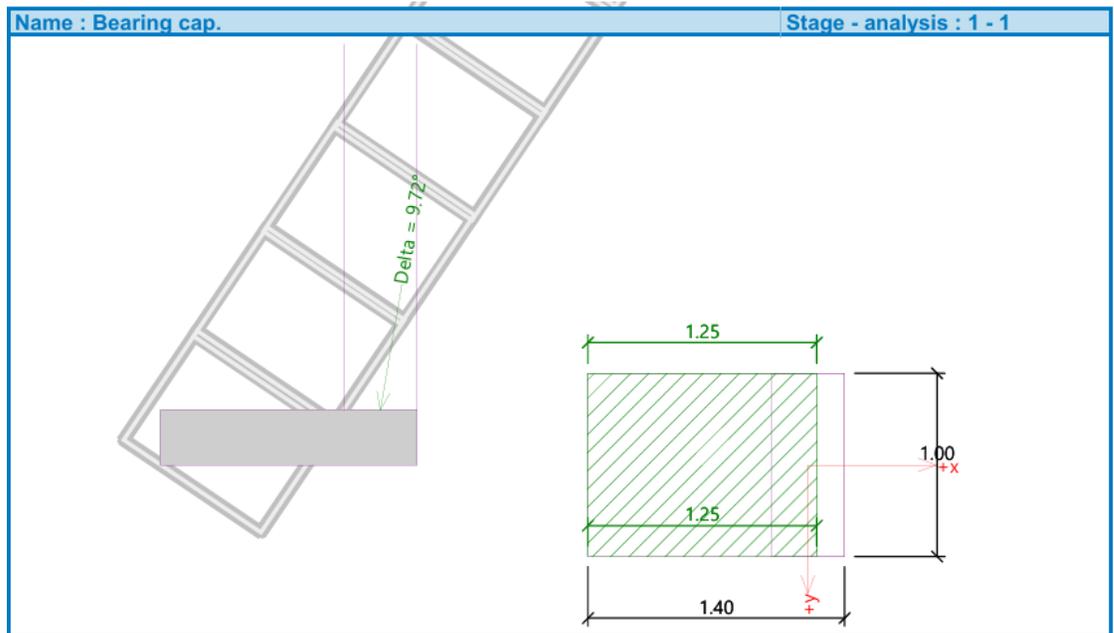
Max. overall eccentricity  $e_t = 0.054 < 0.350$

**Eccentricity of load is SATISFACTORY**

*Nota: Elaboración propia*



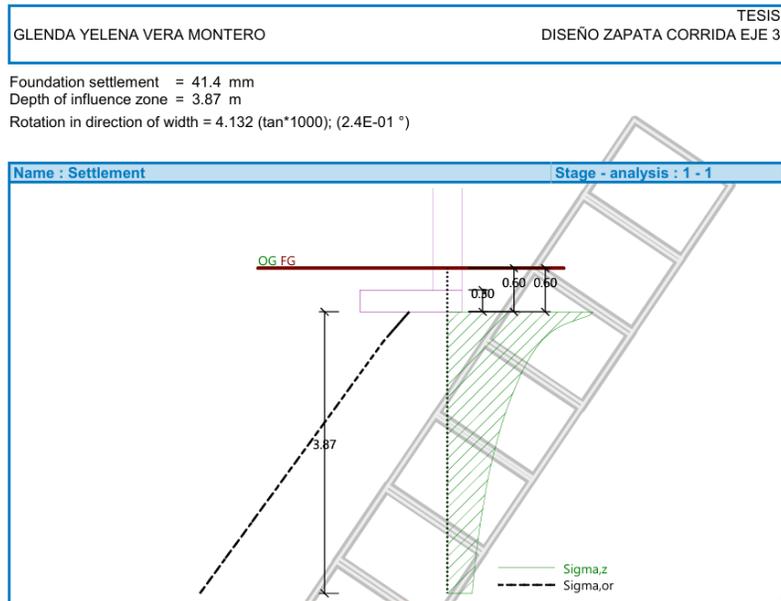
**Figura 32. Diseño de la zapata eje 3.**



*Nota: Elaboración propia*

**Cálculos del asentamiento zapata eje 3 con el programa geo5.**

**Figura 33. Cálculos y diseño del asentamiento de la zapata eje 3.**



*Nota: Elaboración propia*

**11. Verificación de asentamientos diferenciales y rotación angular de la cimentación**

## Asentamiento diferencial

Rangos que debe cumplir el asentamiento diferencial según la normativa de la NEC

TIPO DE CONSTRUCCIÓN	$\Delta_{max}$
(a) Edificaciones con muros y acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	$L / 1000$
(b) Edificaciones con muros de carga en concreto o en mampostería	$L / 500$
(c) Edificaciones con pórticos en concreto, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	$L / 300$
(d) Edificaciones en estructura metálica, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	$L / 160$

Los asentamientos diferenciales máximos se presentan en función de la distancia entre apoyos o columnas ( $L$ ), permitiendo evaluar la uniformidad del comportamiento de la cimentación.

**Figura 34.** Asentamiento diferencial de la zapata eje 2 y 3



**Nota:** elaboración propia.

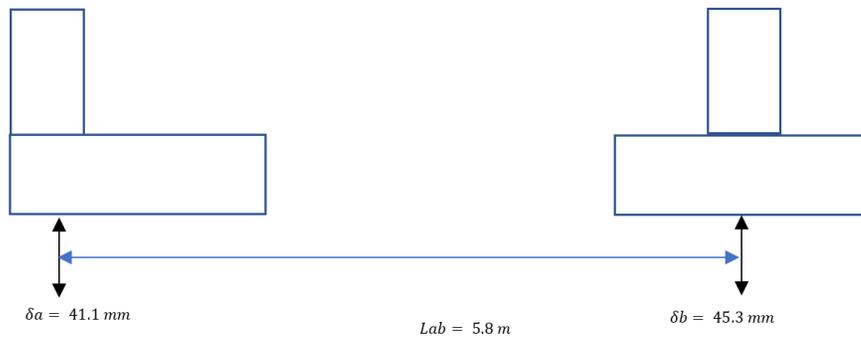
Cálculos realizados

$$\Delta S_{ab} = 45.3 - 41.1 = 4.2 \text{ mm} < 5.8 \text{ mm} \text{ OK}$$

$$\Delta_{max} = \frac{L_{ab}}{1000} = \frac{5.8}{1000} = 0.0058 \text{ m ó } 5.8 \text{ mm}$$

$$\Delta S_{ab} = 45.3 - 41.1 = 4.2 \text{ mm} < 5.8 \text{ mm} \text{ OK}$$

**Figura 35.** Asentamiento diferencial de la zapata eje 1 y 2

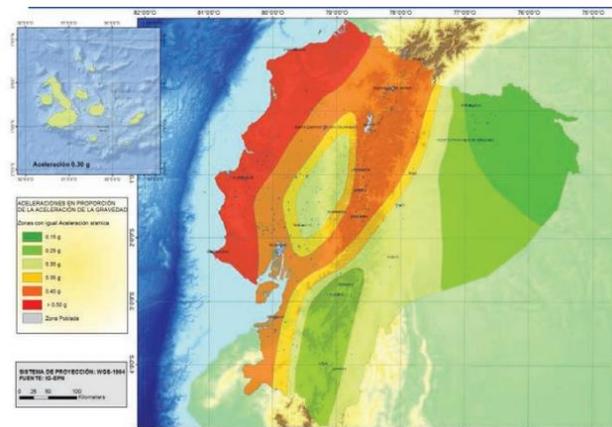


**Nota:** elaboración propia.

## 12. Memoria de cálculo para el cortante basal

Utilizamos la normativa NEC-15 Peligro sísmico. Especificamos la zona sísmica y el valor de Z dependerá de la ubicación donde se encuentre nuestro proyecto, en nuestro caso estará ubicado en la provincia de Santa Elena

**Figura 36.** Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z



**Nota:** elaboración propia.

Estaremos en zona sísmica V y valor de  $Z = 0.4$

**Figura 37.** Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.50$
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

**Nota:** Elaboración propia.

Definimos nuestro tipo de suelo

**Figura 38.** Clasificación de los perfiles de suelo.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100 \text{ kPa}$
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	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180 \text{ m/s}$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50 \text{ kPa}$

**Nota:** Elaboración propia.

El tipo de perfil que más se asemeja al nuestro es el tipo D

Definimos los coeficientes  $F_a$ ,  $F_d$  y  $F_s$ -

**Figura 39.** Tipo de suelo y Factores de sitio Fa.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección <a href="#">10.5.4</a>					

**Nota:** Elaboración propia.

**Figura 40.** Tipo de suelo y Factores de sitio Fd

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

**Nota:** Elaboración propia.

**Figura 41.** Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo Fs.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

**Nota:** Elaboración propia.

Como resultado tenemos:

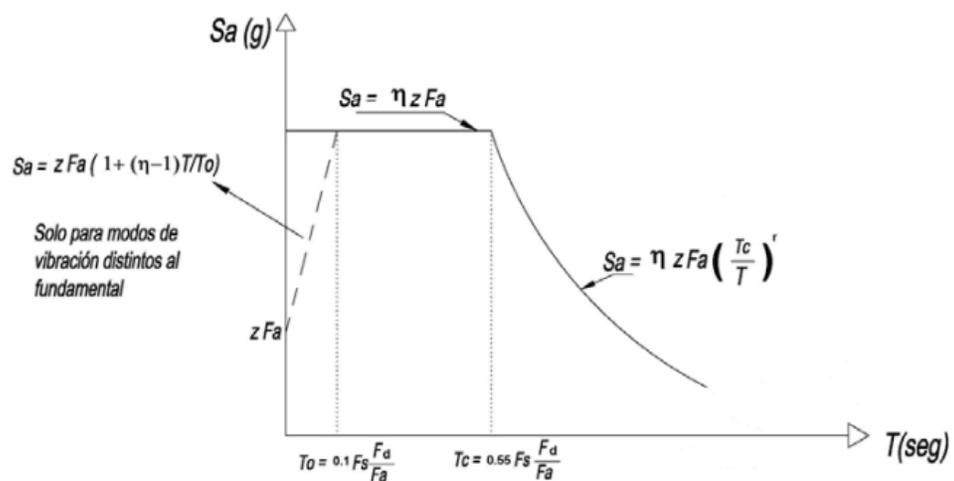
$$F_a = 1.2$$

$$F_d = 1.19$$

$$F_s = 1.28$$

Componentes horizontales de la carga sísmica: espectros elásticos de diseño

**Figura 42.** Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.



**Nota:** Elaboración propia.

Las siguientes ecuaciones, que se aplican a dos rangos específicos del período de vibración estructural  $T$ , se utilizan para determinar el espectro de diseño, que corresponde a un amortiguamiento equivalente al 5% del crítico.

$$T_c = 0.55 * F_s * \frac{F_d}{F_a} = 0.698133$$

Para calcular el período de vibración fundamental ( $T$ ) se necesita la siguiente información: el exponente  $\alpha=0.9$ , la altitud total de la estructura  $h_n=10.52$  y el coeficiente  $C_t=0.55$ .

**Figura 43.** Coeficientes para estructuras de edificación, se puede determinar el valor de  $T$ .

Tipo de estructura	$C_t$	$\alpha$
<b>Estructuras de acero</b>		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
<b>Pórticos especiales de hormigón armado</b>		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

**Nota:** Elaboración propia.

Para evaluar la respuesta dinámica de la estructura frente a la acción sísmica, es necesario calcular su período fundamental de vibración ( $T$ ). Este parámetro representa el tiempo que tarda la estructura en completar una oscilación bajo la acción de un sismo y depende principalmente de la altura del edificio, del tipo estructural y de sus propiedades dinámicas. En este caso, el período se estima mediante una fórmula empírica sugerida por la normativa sísmica, utilizando los coeficientes específicos del sistema estructural  $C_t$ ,  $h_n$  y  $\alpha$ .

$$T = Cthn^\alpha = 0.6111$$

Estas dos ecuaciones definen el valor de  $S_a$  en función del período  $T$ .

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad \text{para } T > T_c$$

En este caso, se aplica el primer rango de la fórmula porque el período  $T$  es menor o igual que  $T_c$ . Como resultado, se adopta un valor de  $\eta=1.80$ , que corresponde a las provincias de la Costa (excepto Esmeraldas), según lo establecido por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC).

- $\eta= 1.80$  : Provincias de la Costa ( excepto Esmeraldas),
- $\eta= 2.48$  : Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
- $\eta= 2.60$  : Provincias del Oriente

El valor obtenido de aceleración espectral efectiva  $S_a=0.864$  representa la demanda sísmica que deberá considerarse en el diseño estructural para el período calculado de la edificación. Este valor integra los efectos de la zona sísmica, las características del suelo y la región geográfica, proporcionando una base fundamental para el dimensionamiento de elementos estructurales conforme a los requisitos de la NEC.

$$S_a = 1.8 * 0.4 * 1.2 = 0.864$$

#### **COEFICIENTES DE IRREGULARIDAD POR ELEVACION. ( $\phi_P$ y $\phi_E$ )**

Dado que la estructura no presenta ninguna de las condiciones de irregularidad en elevación según lo establecido en las Tablas 13 y 14 de la NEC-15 (págs. 50 y 51), se

asume que los coeficientes de penalización por irregularidad en planta y elevación toman el valor unitario:

$$\phi_P = \phi_E = 1.0$$

## FACTOR DE REDUCCION R

Coficiente de reducción por ductilidad ( $R$ ) para sistemas estructurales de ductilidad limitada

Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada	R
<b>Pórticos resistentes a momento</b>	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la <a href="#">NEC-SE-HM</a> limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros.	3
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la <a href="#">NEC-SE-HM</a> con armadura electrosoldada de alta resistencia	2.5
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	2.5

## COEFICIENTE DE IMPORTANCIA (I)

Clasificación del uso, destino y nivel de importancia de la estructura

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coficiente I
<b>Edificaciones esenciales</b>	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
<b>Estructuras de ocupación especial</b>	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
<b>Otras estructuras</b>	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

## CARGA SISMICA REACTIVA (W)

$$W = D + 0.25L$$

$$W = 0.6 + 0.25 * 0.4$$

$$W = 0.7 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 6.87 \frac{\text{Kn}}{\text{m}^2} * \text{AREA}(14.8 * 19.2)$$

$$W = 1952.18 \text{KN}$$

### **CORTANTE BASAL DE DISEÑO (V)**

Para estimar la demanda sísmica horizontal que debe resistir la estructura, se calcula la cortante basal de diseño utilizando la expresión propuesta por la NEC-15.

$$V = \frac{I * S_a * T}{R * \phi_p * \phi_e} * W$$

$$v = \frac{1 * 0.864 * 0.611}{3 * 1 * 1} * 1952.18$$

$$v = 342.96 \text{ Kn}$$

En este caso, se obtuvo un valor de cortante total de  $V=342.96 \text{ kN}$ , lo que representa una carga sísmica distribuida de  $17.86 \text{ kN/m}$ .

$$V = 17.86 \text{ Kn/m}$$

### **FACTORES DE ACELERACION HORIZONTAL Y VERTICAL**

De manera complementaria, se determinaron los coeficientes de aceleración sísmica horizontal ( $Kh$ ) y vertical ( $Kv$ ) para ser aplicados en el análisis geotécnico mediante el software GEO5. Estos coeficientes permiten considerar el efecto de la acción sísmica sobre las cimentaciones, siendo sus valores:

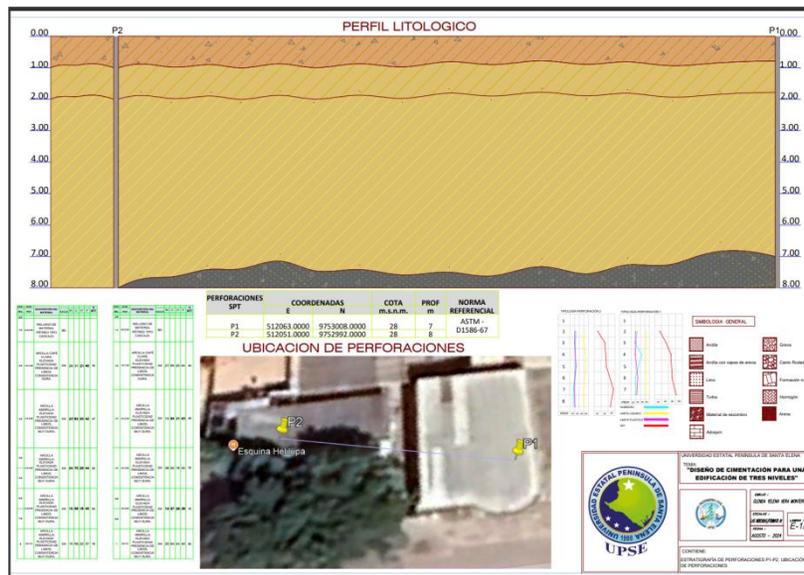
$$Kh = \frac{0.6 a_{max}}{g} = \frac{0.6(Z * Fa)}{9.81} = \frac{0.6(0.4 * 1.2)}{9.81} = 0.0293$$

$$Kv = 0.5 Kh = 0.015$$

### 3.6 METODOLOGÍA DEL O.E.3: COMPARAR LOS RESULTADOS CON EL SOFTWARE GEO5.

El análisis estructural de los pozos 1 y 2 en el sector Enríquez Gallo, Cantón La Libertad, Península de Santa Elena, como se muestra en la simulación de AutoCAD en la figura, proporciona información crucial para el diseño de la cimentación de la zona. Esta representación permite visualizar las características del suelo según la clasificación SUCS, lo cual es crucial para el análisis geotécnico.

**Figura 44.** Estratigrafía de Perforaciones 1 y 2 en AutoCAD para Análisis Geotécnico en Enríquez Gallo.



*Nota:* En la figura se aprecia la simulación de la estratigrafía del suelo en el sector Enríquez Gallo, Cantón La Libertad, Península de Santa Elena, mostrando las características y propiedades del terreno a distintas profundidades. En las perforaciones 1 y 2 se identifican capas de material de relleno (GC) y arcillas de elevada plasticidad (CH), representando variaciones en la consistencia y plasticidad del suelo. Estos datos son fundamentales para la clasificación y evaluación geotécnica, y sirven de base para el diseño de cimentación en el área de estudio.

En la perforación 1, los estratos se identificaron de la siguiente forma:

Estrato superficial (0 - 0,4 m): material de relleno, clasificado como GC.

Segundo estrato (1 - 1,5 m): arcilla café clara de alta plasticidad y consistencia dura (CH).

Estrato profundo (2 - 7 m): arcilla amarilla de elevada plasticidad y consistencia muy dura (CH), donde se aplicaron golpes de compactación para lograr su máxima densidad.

En la perforación 2, los resultados fueron similares:

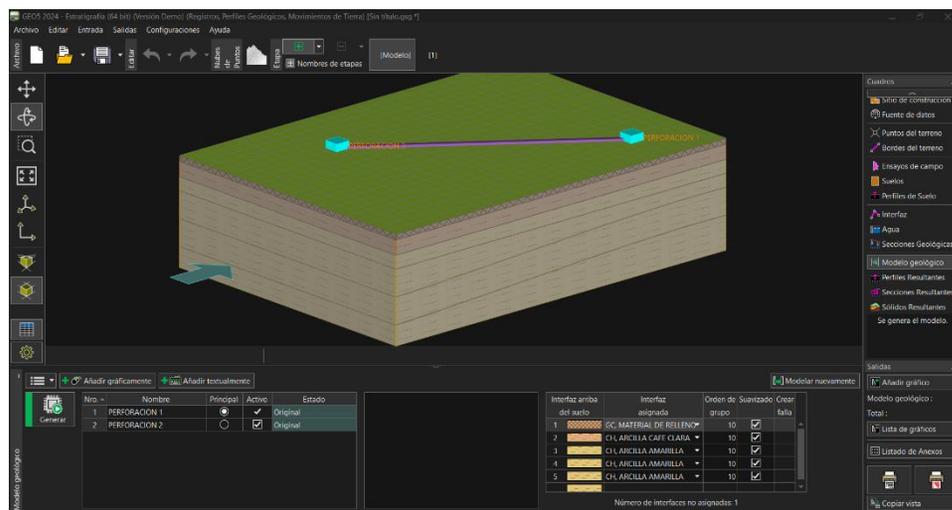
Estrato superficial (0 - 0,4 m): material de relleno (GC).

Segundo estrato (1 - 1,5 m): arcilla café clara de alta plasticidad y consistencia dura.

Estrato profundo (2 - 8 m): arcilla amarilla, también de elevada plasticidad y consistencia muy dura, compactada hasta su nivel más denso.

**Figura 45.**

### Modelo geológico

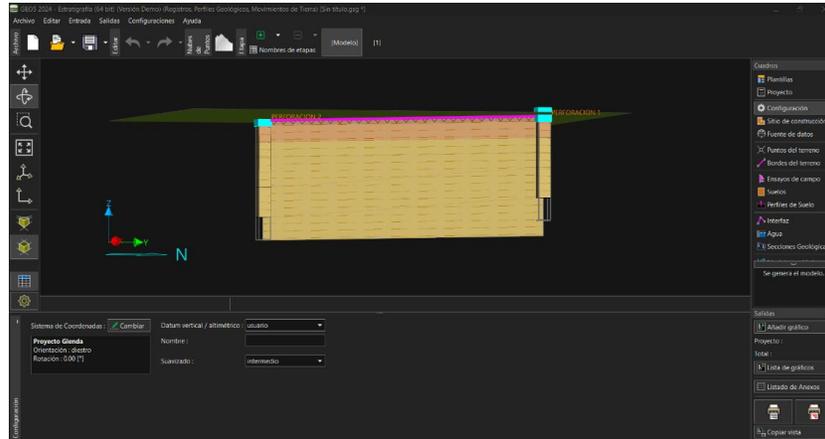


**Nota:** Elaboración propia

Aquí se puede observar el modelo geológico, la estratigrafía de las perforaciones ya insertadas en el software GEO5.

**Figura 46.**

*Estratigrafía de las perforaciones*



**Nota:** Elaboración propia

**Cuadros comparativos entre los cálculos manuales con la teoría Meyerhof y el programa GEO5.**

Zapata eje 1

Parámetro	Cálculo manual	Resultado	Comentario
	<b>Teoría de Meyerhof</b>	<b>GEO5</b>	
<b>Capacidad portante(qu)</b>	416.09 Kpa	382.70 Kpa	Se aprecia concordancia con una ligera variación.
<b>Ancho de la zapata</b>	1.40 m	1.40 m	Existe una conformidad por medio de la teoría y el GEO5.
<b>Asentamiento</b>	7.42 cm	4.11 cm	Se aprecia la diferencia por la formula y diferentes autores que tiene el programa, a pesar de eso está dentro de lo permitido de la normativa NEC.

Zapata eje 2

<b>Parámetro</b>	<b>Cálculo manual</b>	<b>Cálculo manual</b>	<b>Resultado</b>	<b>Comentario</b>
	<b>Teoría de Meyerhof</b>	<b>Teoría de Terzaghi</b>	<b>GEO5</b>	
<b>Capacidad portante(q<sub>u</sub>)</b>	541.12 Kpa	529.95 Kpa	522.16 Kpa	Se aprecia concordancia con una ligera variación.
<b>Ancho de la zapata</b>	2 m	2 m	2 m	Existe una conformidad por medio de la teoría y el GEO5.
<b>Asentamiento</b>	8.52 cm	8.52 cm	4.53 cm	Se aprecia la diferencia por la formula y diferentes autores que tiene el programa, a pesar de eso está dentro de lo permitido de la normativa NEC.

Zapata eje 3

<b>Parámetro</b>	<b>Cálculo manual</b>	<b>Resultado</b>	<b>Comentario</b>
	<b>Teoría de Meyerhof</b>	<b>GEO5</b>	
<b>Capacidad portante(q<sub>u</sub>)</b>	416.09 Kpa	382.70 Kpa	Se aprecia una lejana variación sin embargo en ambos casos cumple la capacidad de carga.

<b>Ancho de la zapata</b>	1.40 m	1.40 m	Existe una conformidad por medio de la teoría y el GEO5.
<b>Asentamiento</b>	7.42 cm	4.11 cm	Se aprecia la diferencia por la fórmula y diferentes autores que tiene el programa, a pesar de eso está dentro de lo permitido de la normativa NEC.

Se puede apreciar la comparación mediante la realización de los cálculos de la capacidad portante como el asentamiento, fue muy necesario en los cálculos manuales utilizar la teoría para poder compararla con el software ya que de esta manera se obtiene una demostración de método es óptimo para el diseño de una cimentación de este tipo de edificaciones.

Como se observa en la capacidad portante de las zapatas ejes 1 y 2 hay variaciones muy ligeras entre los cálculos manuales con el programa geo5 mientras que en la zapata eje 3 si se puede comparar una variación un poco mayor sin embargo está dentro del rango y en cumplimiento con la normativa, en la zapata 2 se incorporó un nuevo autor para el diseño de esa opción y, como se puede apreciar, existe una diferencia más marcada en comparación con los otros dos métodos. Utilizando el programa Geo5, se puede obtener resultados más precisos porque existe cierta variación con las teorías de Meyerhof y Terzaghi. Respecto de los asentamientos calculados manualmente, estos diferirían de los resultados del programa porque los efectos de las fórmulas de los

autores y del software son significativos. Sin embargo, los valores obtenidos se encuentran dentro del rango permitido por el NEC. Realizando este tipo de comparaciones se obtendrán resultados más efectivos.

## **CAPITULO IV: ANÁLISIS DE RESULTADOS**

### **4.1 ANÁLISIS DE RESULTADOS DEL O.E.1: REALIZAR ESTUDIOS GEOTÉCNICOS DEL SUELO MEDIANTE ENSAYOS SPT EN CAMPO Y DE LABORATORIO, EN CUMPLIMIENTO CON LA NORMATIVA.**

De acuerdo con la normativa vigente, se realizaron estudios geotécnicos del suelo mediante ensayos SPT, tanto in situ como en laboratorio. Las pruebas SPT (Ensayo de Penetración Estándar) facilitaron la evaluación de la resistencia relativa y la consistencia de los suelos en cada área, lo cual es crucial para el análisis preliminar del sitio y el diseño del cemento. Los estudios proporcionaron una visión general de las características del suelo, incluyendo la distribución de la humedad, la cantidad de partículas finas, los límites líquido y plástico, y las características de los estratos geotécnicos a diferentes profundidades.

**Figura 47.**

*Cuadros de clasificación del suelo*

PROF.	INTER.	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	S.U.C.S	W%	LL	LP	IP	N	SPT
Mts.	PROF.								
0.0									
1.0	0.0-0.40	RELLENO DE MATERIAL PÉTREO TIPO CASCAJO.	GC						
2.0	1.0-1.50	ARCILLA CAFÉ CLARA, ELEVADA PLASTICIDAD PRESENCIA DE LIMOS, CONSISTENCIA DURA.	CH	26	61	21	40	15	
3.0	2.0-2.50	ARCILLA AMARILLA, ELEVADA PLASTICIDAD PRESENCIA DE LIMOS, CONSISTENCIA MUY DURA.	CH	23	62	20	42	47	
4.0	3.0-4.50	ARCILLA AMARILLA, ELEVADA PLASTICIDAD PRESENCIA DE LIMOS, CONSISTENCIA MUY DURA.	CH	24	70	26	44	52	
5.0									
6.0	5.0-6.50	ARCILLA AMARILLA, ELEVADA PLASTICIDAD PRESENCIA DE LIMOS, CONSISTENCIA MUY DURA.	CH	15	58	18	40	83	
7.0									
8	6.0-7.0	ARCILLA AMARILLA, ELEVADA PLASTICIDAD PRESENCIA DE LIMOS, CONSISTENCIA MUY DURA.	CH	15	59	22	37	70	

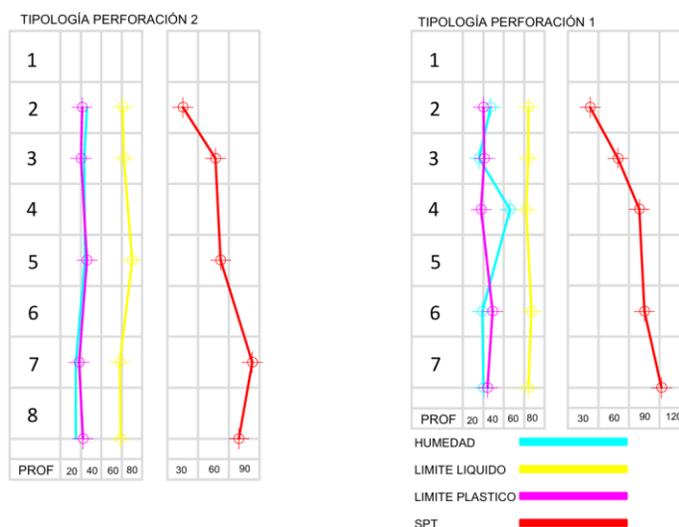
  

PROF.	INTER.	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	S.U.C.S	W%	LL	LP	IP	N	SPT
Mts.	PROF.								
0.0									
1.0	0.0-0.40	RELLENO DE MATERIAL PÉTREO TIPO CASCAJO.	GC						
2.0	1.0-1.50	ARCILLA CAFÉ CLARA, ELEVADA PLASTICIDAD PRESENCIA DE LIMOS, CONSISTENCIA DURA.	CH	27	64	20	44	22	
3.0	2.0-2.50	ARCILLA AMARILLA, ELEVADA PLASTICIDAD PRESENCIA DE LIMOS, CONSISTENCIA MUY DURA.	CH	16	64	21	43	49	
4.0	3.0-3.50	ARCILLA AMARILLA, ELEVADA PLASTICIDAD PRESENCIA DE LIMOS, CONSISTENCIA MUY DURA.	CH	46	62	18	44	70	
5.0	4.0-5.50	ARCILLA AMARILLA, ELEVADA PLASTICIDAD PRESENCIA DE LIMOS, CONSISTENCIA MUY DURA.	CH	19	67	29	38	75	
6.0									
7	6.0-7.0	ARCILLA AMARILLA, ELEVADA PLASTICIDAD PRESENCIA DE LIMOS, CONSISTENCIA MUY DURA.	CH	20	64	24	40	92	

*Nota: Elaboración propia*

El análisis geotécnico realizado mediante ensayos de penetración estándar (SPT), tanto en tierra como en laboratorio, ha permitido caracterizar con precisión las propiedades del suelo en la zona de Enríquez Gallo, Cantón La Libertad. Los resultados obtenidos, como el grado de humedad, los límites de Atterberg y la resistencia al corte, se ajustan a las normas pertinentes (ASTM, NEC-15), lo que garantiza la validez de los datos para el diseño de la cimentación.

**Figura 48.** Tipología de las perforaciones 1 y 2



*Nota:* Elaboración propia.

Se supo que el suelo exhibe diferentes respuestas notables en su resistencia a diversas profundidades, se puede destacar los materiales de relleno (GC) y las capas de arcilla de alta plasticidad (CH). Los descubrimientos son clave para evaluar la capacidad portante del suelo y los posibles riesgos, garantizando que el diseño de la cimentación sea seguro y eficaz.

#### **4.2 ANÁLISIS DE RESULTADOS DEL O.E.2: DETERMINAR LA CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO Y LOS ASENTAMIENTOS DE LA EDIFICACIÓN.**

A partir del análisis realizado, se logró determinar la capacidad portante del suelo y evaluar los asentamientos para el diseño de una cimentación superficial adecuada, utilizando el software GEO5. Inicialmente, se calcularon las dimensiones de la zapata en función de la capacidad de carga admisible del suelo; sin embargo, durante el proceso de diseño, se identificaron limitaciones debido a los momentos generados por

excentricidad, lo que obligó a modificar las dimensiones propuestas en varios modelos de cimentación.

Observó que incluso si algunas configuraciones combinaran el peso máximo, aún presentarían asentamientos ideales que excedieran los límites permitidos, lo que podría comprometer la estabilidad de la construcción. Para lograr un diseño ideal que garantizara tanto la estabilidad del terreno como unas condiciones de vida aceptables, fue necesario ajustar las medidas y la distribución de la carga. Tanto la estabilidad de la tierra como las condiciones de vida aceptables, fue necesario ajustar las medidas de distribución de la carga.

Los datos obtenidos de los ensayos geotécnicos se incorporaron al software de análisis geotécnico GEO5. Aunque este programa tiene un módulo que ayuda a estimar valores iniciales de resistencia al corte para diferentes clases de suelos, el problema es que, en muchas ocasiones, estos valores solo sirven como referencia o punto de inicio para un posible diseño y no como el diseño definitivo.

El uso del programa GEO5 hizo práctica la optimización del proceso de diseño, permitiendo analizar algunas alternativas hasta encontrar una solución técnica que cumpla con los requisitos de serviceabilidad y de seguridad. El proceso demostró lo importante que es considerar no sólo la capacidad portante sino también los efectos de la uniformidad y excentricidad de los elementos al diseñar cimentaciones superficiales.

### **4.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS DEL O.E.3: COMPARAR LOS RESULTADOS CON EL SOFTWARE GEO5.**

La presente investigación establece comparaciones de los resultados obtenidos del programa GEO5 en el diseño base con los datos conseguidos usando cálculos manuales basados en normas y teorías de suelos. Los resultados indican que ambos enfoques tuvieron valores relativamente similares en términos de resistencia, asentamiento y dimensionamiento de elementos estructurales, lo que da veracidad a la confiabilidad tanto de los procedimientos analíticos tradicionales como de las herramientas informáticas especializadas.

La concordancia entre los resultados refuerza la importancia de:

El cálculo manual sirve como base teórica para comprender el comportamiento del suelo y la estructura, mientras que GEO5 agiliza el proceso con modelación numérica, permitiendo detectar posibles errores en hipótesis iniciales.

La similitud de resultados dependió en gran medida de definir correctamente las propiedades del suelo, las cargas estructurales y las condiciones de contorno en ambos métodos.

El software GEO5 se presenta como una solución efectiva para ahorrar tiempo en proyectos, sin importar su grado de complejidad. El cálculo sigue siendo esencial, al igual que el aprendizaje geotécnico en el aula, ya que es esencial para comprender cómo funciona el programa. Esto es especialmente importante en situaciones críticas cuando el software tiene limitaciones. El software tiene limitaciones. Además, si ya no existe no es solución analítica clara, el programa facilita la

modificación rápida y sencilla de los parámetros de diseño iniciales, permitiendo una mejor gestión del tiempo. Una solución analítica clara, el programa facilita la modificación rápida y sencilla de los parámetros de diseño iniciales, permitiendo una mejor gestión del tiempo.

# **CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

## **5.1 CONCLUSIONES**

De acuerdo con la normativa vigente, se realizaron análisis geotécnicos exhaustivos del suelo mediante ensayos SPT en campo y ensayos básicos de laboratorio. Los estudios proporcionaron un perfil de las características del suelo, como la distribución de la humedad, la cantidad de orina, los límites líquido y plástico, y las características de los estratos geotécnicos a diferentes profundidades.

Las pruebas SPT (Ensayo de Penetración Estándar) permitieron determinar la resistencia relativa y consistencia de los suelos en cada capa, lo cual es esencial para la evaluación preliminar del sitio y el diseño de la cimentación.

Los estudios geotécnicos realizados mediante ensayos de penetración estándar (SPT) en campo y laboratorio permitieron caracterizar con precisión las propiedades del suelo en el sector Enríquez Gallo, Cantón La Libertad realizado mediante ensayos de penetración estándar (SPT) en campo y laboratorio permitió caracterizar con precisión las propiedades del suelo en el sector Enríquez Gallo, Cantón La Libertad.

Las pruebas de penetración estándar (SPT), hechas tanto en sitio como en laboratorio, hicieron posible caracterizar con detalle las propiedades del suelo en el sector Enríquez Gallo, Cantón La Libertad. Los datos obtenidos como el nivel de humedad, límites de Atterberg y resistencia al corte, cumplen con las normas establecidas (ASTM, NEC-15), asegurando la veracidad de la información para el diseño de la cimentación.

Se encontró que el suelo mantiene un comportamiento mecánicamente consistente a diferentes profundidades, destacando capas de alta plasticidad (CH) y material de relleno (GC). Los descubrimientos son esenciales para evaluar la capacidad de carga de la tierra y los asentamientos potenciales, lo que garantiza que el diseño de la cimentación sea efectivo.

En conclusión, los ensayos SPT y los análisis de laboratorio proporcionan herramientas para el estudio geotécnico, cumpliendo con los requisitos normativos y permitiendo una revisión parametrizada de las condiciones del suelo, fundamental para fases posteriores del proyecto.

Usando el software GEO5 fue posible calcular la capacidad portante del suelo y analizar los asentamientos para diseñar una cimentación superficial funcional calculado con base a la capacidad de carga admisible del suelo, sin embargo, durante el proceso de diseño, se identificaron elementos extraños, lo que motivo a modificar las dimensiones iniciales empleadas en algunos modelos de cimentación. El uso del software GEO5 hizo posible la mejora del proceso de diseño mediante el análisis de diversas alternativas y la búsqueda de una solución técnica viable que cumple con los requisitos funcionales de seguridad. Este procedimiento comprobó la importancia de considerar no solo la capacidad portante, sino también los efectos de la excentricidad, así como las consecuencias de la exageración y la discriminación en la creación de citas superficiales.

En este estudio, se realizó un análisis comparativo entre los resultados obtenidos a través de cálculos manuales (fundamentados en normativas y teorías geotécnicas) y los generados por el software GEO5 para el diseño de cimentaciones. Los resultados indican que ambos métodos arrojaron valores muy similares en cuanto a capacidad de

carga, asentamientos y dimensiones de los elementos estructurales, validando así la fiabilidad tanto de los métodos analíticos tradicionales como de las herramientas computacionales especializadas.

El cálculo manual sirve como base teórica para comprender el comportamiento del suelo y la estructura, mientras que GEO5 agiliza el proceso con modelación numérica, permitiendo detectar posibles errores en hipótesis iniciales.

La similitud de resultados dependió en gran medida de definir correctamente las propiedades del suelo, las cargas estructurales y las condiciones de contorno en ambos métodos.

El programa GEO5 demuestra ser una herramienta eficaz para optimizar tiempo en proyectos simples tanto como complejos , aunque el cálculo manual sigue siendo indispensable tanto como lo es los conocimientos geotécnicos obtenidos en los salones de clases para entender el funcionamiento del software, así para validaciones críticas o casos donde el software tenga limitaciones o viceversa en el caso de que analíticamente no encontremos una solución que se vea a simple vista, el programa permite modificar de manera fácil y rápida los parámetros iniciales de diseño, optimizando tiempo valioso.

## **5.2 RECOMENDACIONES**

El uso de herramientas informáticas es muy recomendable en la práctica profesional ya que permite una mejor presentación de resultados y analizar varios modelos en corto tiempo.

Se recomienda que en cimentaciones en las que se deba analizar asentamientos por consolidación, se debe monitorear el desarrollo de estos para garantizar la estabilidad de la estructura.

Siempre es recomendable que las cimentaciones superficiales se asienten sobre materiales de buena calidad para poder optimizar dimensiones de la cimentación.

Se recomienda que la facultad de ingeniería civil implemente o incorpore en su laboratorio de informática el software GEO5 para futuras investigaciones.

Se recomienda cursos de capacitación para el manejo adecuado de esta herramienta informática que reforzaría la calidad académica de la carrera.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

*Apuntes de Geotecnia con Énfasis en Laderas.* (n.d.).

Braja M. Das. (2012). *Braja m. Das - Fundamentos de Ingeniería Geotécnica.*

Cabrera P, Ordóñez, ;, Carrión, ;, & Lima, ; (2020). Geotecnia enfocada a cimentaciones de edificaciones de 3 pisos en la ciudad de Machala. In *Conference Proceeding UTMACH* (Vol. 4).

Das, B. M. (n.d.). *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones Séptima edición.*

De Ingeniería, F., & Diseño, A. Y. (n.d.-a). *APUNTES CIMENTACIONES UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE BAJA CALIFORNIA.*

De Ingeniería, F., & Diseño, A. Y. (n.d.-b). *APUNTES CIMENTACIONES UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE BAJA CALIFORNIA.*

De, N. E., & Construcción, L. A. (n.d.). *GEOTÉCNIA Y CIMENTACIONES.*

Fine spol. s r.o. (2024). *SOFTWARE GEOTECNICO GEO5.*  
<https://www.finesoftware.es/software-geotecnico/>

Gaspar, D. la V. (n.d.). *COMO AFECTA LOS DIFERENTES TIPOS DE CIMENTACION EN EL VALOR DE UNA CASA HABITACION DE TIPO MEDIO”.*

Guerrero, C. C., & Cruz Velasco, L. G. (2018). Experimental study of Colombian volcanic ash soil classification in the Colombian southwest with SUCS, AASHTO method and a new

classification method. *Ingeniería y Desarrollo*, 36(2), 378–397.  
<https://doi.org/10.14482/inde.36.2.10377>

INGEOM. (n.d.). *Ensayos de laboratorio de suelos tras una evaluación geotécnica Jul 01*  
*Publicado por INGEOM en General*. Retrieved October 1, 2024, from  
<https://ingecom.es/es/blog/ensayos-de-laboratorio-de-suelos>

Jose, ", & Cañas, S. (n.d.). *UNIVERSIDAD CENTROAMERICANA*.

José Ibáñez, J. (n.d.). ARTÍCULO DE REFLEXIÓN EL CONCEPTO DE SUELO, SU  
CLASIFICACIÓN Y REPRESENTACIONES CANÓNICAS SOIL CONCEPT, ITS  
CLASSIFICATION, AND CANONICAL REPRESENTATIONS. *Suelos Ecuatoriales*, 41(1), 19–  
22. <http://www.madrimasd.org/blogs/universo/>

Magno, A. (n.d.). *FUNDAMENTOS DE MECÁNICA DE SUELOS Formación de los suelos*  
*por la erosión de la roca virgen*.

María, A., Gamallo, G., Rodríguez-Monteverde, P., Ángel, R., Arenas, P., Luis, Y., &  
Mañas, S. (n.d.). *CAUSAS DE FALLOS EN LAS CIMENTACIONES DE EDIFICIOS*.

Mayerly, D., Romero, A., Alexa, L., & Goyeneche, C. (n.d.). *ESTADO DEL ARTE DEL*  
*USO DEL ENSAYO SPT-T Y LAS CORRELACIONES OBTENIDAS PARA LOS PARÁMETROS*  
*DEL MODELO MOHR-COULOMB*.

*Método de Ensayo para Resistencia a la compresión no confinada de Suelo Cohesivo*.  
(n.d.).

NEC. (2015). *GEOTÉCNIA Y CIMENTACIONES*.

Oscar, I., Salas, V., & Resumen, L. (n.d.). Ensayos triaxiales para suelos. In *Métodos y Materiales • Año* (Vol. 1).

Serquén, W. R. (n.d.). *INGENIERÍA GEOTÉCNICA Suelos y Cimentaciones*.

Sismica Institute SL. (2024). *GEO5 Software Geotécnico*. <https://sismica-institute.com/geo5/>

Zapata-Galvis, J., & Esquivel, E. R. (2016). Evaluation of internal and external stresses on the SPT sampler. *DYNA (Colombia)*, 83(195), 229–236. <https://doi.org/10.15446/dyna.v83n195.51138>

## **ANEXOS**

### ***Anexo 1. Ensayos de laboratorio y ensayos spt en campo***

**PORCENTAJE QUE PASA EL TAMIZ Nº 200 ASTM D 1140 - 00**

FECHA: AGOSTO DEL 2023

PROYECTO: RESIDENCIA HELILUPA

UBICACIÓN: SECTOR ENRIQUEZ GALLO - CANTON LA LIBERTAD, PROVINCIA DE SANTA ELENA

		SONDEO - 1 COORDENADAS: 512063 - 9753008				
Muestra N°		1	2	3	4	5
Peso en gramos	Profundidad	1,0-1,50	2,0-2,50	3,0-3,50	4,0-5,50	6,0-7,0
	Recipiente N°	H	20	75X	M	A
	Peso del recipiente	8.40	11.70	11.95	8.00	7.90
	Peso inicial + recipiente	40.00	38.10	38.90	35.90	43.90
	Peso final + recipiente	9.50	12.50	12.70	9.30	8.80
	Peso inicial	31.60	26.40	26.95	27.90	36.00
	Peso final	1.10	0.80	0.75	1.30	0.90
	%Retenido = $\frac{\text{Peso final}}{\text{Peso inicial}} \times 100$	3.48	3.03	2.78	4.66	2.50
	% Pasa Tamiz Nº 200 = 100% - %Retenido	96.52	96.97	97.22	95.34	97.50

		SONDEO - 2 COORDENADAS: 512051 - 9752992				
Muestra N°		1	2	3	4	5
Peso en gramos	Profundidad	1,0-1,50	2,0-2,50	3,0-4,50	5,0-6,50	7,0-8,0
	Recipiente N°	6	Z	21	24	20
	Peso del recipiente	8.60	8.40	8.00	7.80	8.00
	Peso inicial + recipiente	35.60	40.10	45.00	48.80	47.90
	Peso final + recipiente	9.80	10.10	10.40	8.90	9.70
	Peso inicial	27.00	31.70	37.00	41.00	39.90
	Peso final	1.20	1.70	2.40	1.10	1.70
	%Retenido = $\frac{\text{Peso final}}{\text{Peso inicial}} \times 100$	4.44	5.36	6.49	2.68	4.26
	% Pasa Tamiz Nº 200 = 100% - %Retenido	95.56	94.64	93.51	97.32	95.74

Muestra N°						
Peso en gramos	Profundidad					
	Recipiente N°					
	Peso del recipiente					
	Peso inicial + recipiente					
	Peso final + recipiente					
	Peso inicial					
	Peso final					
	%Retenido = $\frac{\text{Peso final}}{\text{Peso inicial}} \times 100$					
	% Pasa Tamiz Nº 200 = 100% - %Retenido					

Observaciones:

VERIFICADO POR

ING. DARWIN MATA LOPEZ

**GEOTECNIA ESPECIALIZADA**

ING. DARWIN MATA LOPEZ  
GUAYAQUIL - ECUADOR ; TELF. 0998933382



**CONTENIDO DE HUMEDAD ASTM - D 2216 - 71**

FECHA: AGOSTO DEL 2023

PROYECTO: RESIDENCIA HELILUPA.

UBICACIÓN: SECTOR ENRIQUEZ GALLO- CANTON LA LIBERTAD, PROVINCIA DE SANTA ELENA.

SONDEO - 1							
COORDENADAS: 512063 - 9753008							
Muestra N°		1	2	3	4	5	
Profundidad		1,0-1,50	2,0-2,50	3,0-3,50	4,0-5,50	6,0-7,0	
Recipiente N°		H	20	75X	M	A	
Peso en gramo:	Recipiente + peso húmedo	48.50	42.40	51.30	41.20	51.20	
	Recipiente + peso seco	40.00	38.10	38.90	35.90	43.90	
	Agua	W <sub>w</sub>	8.50	4.30	12.40	5.30	7.30
	Recipiente		8.40	11.70	11.95	8.00	7.90
	Peso seco	W <sub>s</sub>	31.60	26.40	26.95	27.90	36.00
Contenido de agua	W	26.90%	16.29%	46.01%	19.00%	20.28%	

SONDEO - 2							
COORDENADAS: 512051 - 9752992							
Muestra N°		1	2	3	4	5	
Profundidad		1,0-1,50	2,0-2,50	3,0-4,50	5,0-6,50	7,0-8,0	
Recipiente N°		6	Z	21	24	20	
Peso en gramo:	Recipiente + peso húmedo	42.60	47.40	53.80	54.80	53.70	
	Recipiente + peso seco	35.60	40.10	45.00	48.80	47.90	
	Agua	W <sub>w</sub>	7.00	7.30	8.80	6.00	5.80
	Recipiente		8.60	8.40	8.00	7.80	8.00
	Peso seco	W <sub>s</sub>	27.00	31.70	37.00	41.00	39.90
Contenido de agua	W	25.93%	23.03%	23.78%	14.63%	14.54%	

Muestra N°						
Profundidad						
Recipiente N°						
Peso en gramo:	Recipiente + peso húmedo					
	Recipiente + peso seco					
	Agua	W <sub>w</sub>				
	Recipiente					
	Peso seco	W <sub>s</sub>				
Contenido de agua	W					

$$W \% = \frac{(\text{Recipiente} + \text{peso húmedo}) - (\text{Recipiente} + \text{peso seco})}{(\text{Recipiente} + \text{peso seco}) - (\text{Recipiente})} \times 100 = \frac{W_w}{W_s} \times 100$$

Observaciones :

VERIFICADO POR

Ing. Darwin Mata Lopez.

**GEOTECNIA ESPECIALIZADA**

ING. DARWIN MATA LOPEZ  
 GUAYAQUIL - ECUADOR  
 TELF. 0998933382



**DETERMINACION DE LOS LIMITES LIQUIDO Y PLASTICO  
 ASTM D4318-00**

Proyecto: RESIDENCIA HELILUPA.  
 Ubicación: SECTOR ENRIQUEZ GALLO- CANTON LA LIBERTAD, PROVINCIA DE SANTA ELENA.  
 Fecha: AGOSTO DEL 2023  
 SONDEO: 1 MUESTRA: 1 Prof: 1,0-1,50 mt.

**LIMITE LIQUIDO**

PASO No.	1	2	3	4	5	6
Recipiente No.	Z	25	13	13		
Peso en grs.	Recipiente + Peso húmedo	22.30	22.20	22.70	23.50	
	Recipiente + Peso seco	16.40	16.50	17.05	17.80	
	Agua	Ww	5.90	5.70	5.65	5.70
	Recipiente		8.00	7.90	7.90	7.80
	Peso Seco	Ws	8.40	8.60	9.15	10.00
Contenido de Humedad (%)	W	70.2	66.28	61.75	57.00	
Número de Golpes		15	23	31	39	

**LIMITE PLASTICO**

PASO No.	1	2	3		
Recipiente No.	11	U	M		
Peso en grs.	Recipiente + Peso húmedo	10.30	10.00	11.50	
	Recipiente + Peso seco	9.70	9.48	10.70	
	Agua	Ww	0.60	0.52	0.80
	Recipiente		6.70	6.80	6.70
	Peso Seco	Ws	3.00	2.68	4
Contenido de Humedad	W	20.00	19.40	20.00	
Limite Plástico					

Contenido de Humedad Nat.

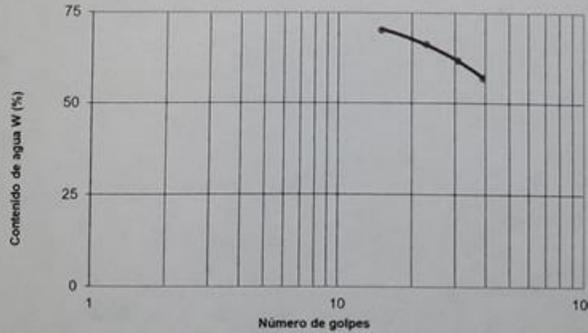
W<sub>L</sub> = 63.8 %  
 W<sub>p</sub> = 19.80 %  
 I<sub>p</sub> = 44.02 %

Símbolo de la carta de Plasticidad

**CH**

OBSERVACIONES:

Arcillas inorgánicas de Elevada plasticidad.



Ing. Darwin Mata Lopez

**GEOTECNIA ESPECIALIZADA**

ING. DARWIN MATA LOPEZ  
 GUAYAQUIL - ECUADOR  
 TELF. 0998933382



**DETERMINACION DE LOS LIMITES LIQUIDO Y PLASTICO  
 ASTM D4318-00**

**Proyecto:** RESIDENCIA HELILUPA.  
**Ubicación:** SECTOR ENRIQUEZ GALLO- CANTON LA LIBERTAD, PROVINCIA DE SANTA ELENA.  
**Fecha:** AGOSTO DEL 2023  
**SONDEO:** 1 **MUESTRA:** 2 **Prof:** 2,0-2,50 mt.

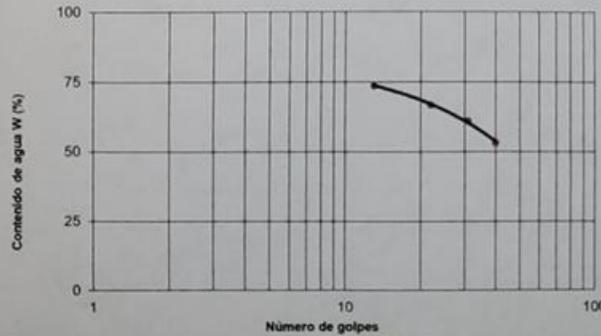
**LIMITE LIQUIDO**

PASO No.		1	2	3	4	5	6
Recipiente No.		16	W	25	23		
Peso en grs.	Recipiente + Peso húmedo	25.70	23.50	24.00	22.20		
	Recipiente + Peso seco	18.20	17.30	17.90	17.20		
	Agua	Ww	7.50	6.20	6.10	5.00	
	Recipiente		8.00	8.00	7.90	7.80	
	Peso Seco	Ws	10.20	9.30	10.00	9.40	
Contenido de Humedad (%)	W	73.5	66.67	61.00	53.19		
Número de Golpes		13	22	31	40		

**LIMITE PLASTICO**

PASO No.		1	2	3			
Recipiente No.		14	11	14			
Peso en grs.	Recipiente + Peso húmedo	9.70	9.70	10.00			
	Recipiente + Peso seco	9.10	9.20	9.42			
	Agua	Ww	0.60	0.50	0.58		
	Recipiente		6.30	6.70	6.70		
	Peso Seco	Ws	2.80	2.50	2.72		
Contenido de Humedad	W	21.43	20.00	21.32			

Limite Plástico



Contenido de Humedad Nat.  
 $W_L = 63.6 \%$   
 $W_P = 20.92 \%$   
 $I_p = 42.68 \%$

Símbolo de la carta de Plasticidad

**CH**

**OBSERVACIONES:**

Arcillas inorgánicas de Elevada plasticidad.

*Ing. Darwin Mata Lopez*

**GEOTECNIA ESPECIALIZADA**

ING. DARWIN MATA LOPEZ  
 GUAYAQUIL - ECUADOR  
 TELF. 0998933382



**DETERMINACION DE LOS LIMITES LIQUIDO Y PLASTICO  
 ASTM D4318-00**

**Proyecto:** RESIDENCIA HELILUPA.  
**Ubicación:** SECTOR ENRIQUEZ GALLO- CANTON LA LIBERTAD, PROVINCIA DE SANTA ELENA.  
**Fecha:** AGOSTO DEL 2023  
**SONDEO:** 1 **MUESTRA:** 3 **Prof:** 3,0-3,50 mt.

**LIMITE LIQUIDO**

PASO No.		1	2	3	4	5	6
Recipiente No.		N	P	I	13		
Peso en grs.	Recipiente + Peso húmedo	24.90	24.00	21.70	21.90		
	Recipiente + Peso seco	17.70	17.70	16.60	17.10		
	Agua	Ww	7.20	6.30	5.10	4.80	
	Recipiente		7.80	8.00	8.00	7.90	
	Peso Seco	Ws	9.90	9.70	8.60	9.20	
Contenido de Humedad (%)		W	72.7	64.95	59.30	52.17	
Número de Golpes			14	23	30	39	

**LIMITE PLASTICO**

PASO No.		1	2	3			
Recipiente No.		A	L	M			
Peso en grs.	Recipiente + Peso húmedo	10.20	10.20	10.90			
	Recipiente + Peso seco	9.65	9.60	10.30			
	Agua	Ww	0.55	0.60	0.60		
	Recipiente		6.50	6.60	6.90		
	Peso Seco	Ws	3.15	3.00	3.4		
Contenido de Humedad		W	17.46	20.00	17.65		



**GEOTECNIA ESPECIALIZADA**

ING. DARWIN MATA LOPEZ  
 GUAYAQUIL - ECUADOR  
 TELF. 0998933382



**DETERMINACION DE LOS LIMITES LIQUIDO Y PLASTICO  
 ASTM D4318-00**

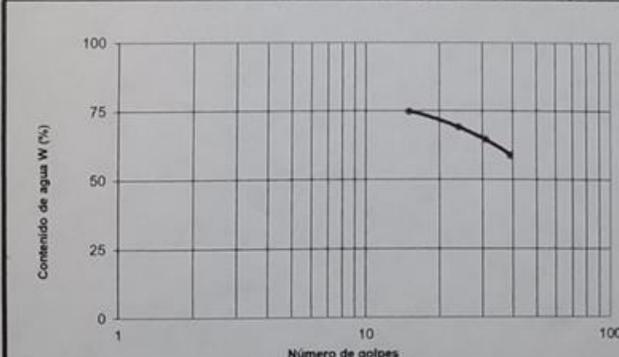
Proyecto: RESIDENCIA HELILUPA.  
 Ubicación: SECTOR ENRIQUEZ GALLO- CANTON LA LIBERTAD, PROVINCIA DE SANTA ELENA.  
 Fecha: AGOSTO DEL 2023  
 SONDEO: 1 MUESTRA: 4 Prof: 4,0-5,50 mt.

**LIMITE LIQUIDO**

PASO No.	1	2	3	4	5	6
Recipiente No.	A	I	7	8		
Peso en grs. Recipiente + Peso húmedo	25.30	23.10	21.90	21.30		
Recipiente + Peso seco	17.90	16.85	16.40	16.30		
Agua	Ww	7.40	6.25	5.50	5.00	
Recipiente		8.00	7.80	7.90	7.80	
Peso Seco	Ws	9.90	9.05	8.50	8.50	
Contenido de Humedad (%)	W	74.7	69.06	64.71	58.82	
Número de Golpes		15	24	31	39	

**LIMITE PLASTICO**

PASO No.	1	2	3			
Recipiente No.	11	1	16			
Peso en grs. Recipiente + Peso húmedo	10.60	10.50	10.70			
Recipiente + Peso seco	9.65	9.56	9.70			
Agua	Ww	0.95	0.94	1.00		
Recipiente		6.30	6.30	6.30		
Peso Seco	Ws	3.35	3.26	3.4		
Contenido de Humedad	W	28.36	28.83	29.41		
Limite Plástico						



Contenido de Humedad Nat.  
 $W_L = 66.8 \%$   
 $W_p = 28.87 \%$   
 $I_p = 37.97 \%$

Símbolo de la carta de Plasticidad  
**CH**

OBSERVACIONES:  
 Arcillas inorgánicas de Elevada plasticidad.

*(Signature)*  
 Ing. Darwin Mata Lopez

**GEOTECNIA ESPECIALIZADA**

ING. DARWIN MATA LOPEZ  
 GUAYAQUIL - ECUADOR  
 TELF. 0998933382



**DETERMINACION DE LOS LIMITES LIQUIDO Y PLASTICO  
 ASTM D4318-00**

**Proyecto:** RESIDENCIA HELILUPA.  
**Ubicación:** SECTOR ENRIQUEZ GALLO- CANTON LA LIBERTAD, PROVINCIA DE SANTA ELENA.  
**Fecha:** AGOSTO DEL 2023  
**SONDEO:** 1 **MUESTRA:** 5 **Prof:** 6,0-7,0 mt.

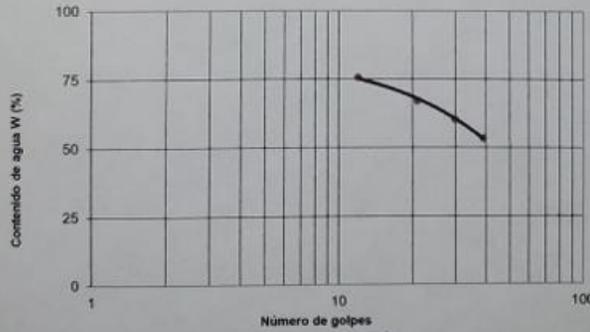
**LIMITE LIQUIDO**

PASO No.	1	2	3	4	5	6
Recipiente No.	H	A2	5A	15		
Peso en grs.	Recipiente + Peso húmedo	23.60	23.90	22.10	23.50	
	Recipiente + Peso seco	16.80	17.40	16.80	18.10	
	Agua	Ww	6.80	6.50	5.30	5.40
	Recipiente		7.80	7.70	8.00	8.00
	Peso Seco	Ws	9.00	9.70	8.80	10.10
Contenido de Humedad (%)	W	75.6	67.01	60.23	53.47	
Número de Golpes		12	21	30	39	

**LIMITE PLASTICO**

PASO No.	1	2	3			
Recipiente No.	27	E	P			
Peso en grs.	Recipiente + Peso húmedo	10.60	11.10	10.90		
	Recipiente + Peso seco	9.90	10.20	10.10		
	Agua	Ww	0.70	0.90	0.80	
	Recipiente		6.70	6.69	6.78	
	Peso Seco	Ws	3.20	3.51	3.32	
Contenido de Humedad	W	21.88	25.64	24.10		

Limite Plástico



Contenido de Humedad Nat.

W<sub>L</sub> = 64.1 %  
 W<sub>P</sub> = 23.87 %  
 I<sub>p</sub> = 40.19 %

Símbolo de la carta de Plasticidad

**CH**

**OBSERVACIONES:**

Arcillas inorgánicas de Elevada plasticidad.

Ing. Darwin Mata Lopez

**GEOTECNIA ESPECIALIZADA**

ING. DARWIN MATA LOPEZ  
 GUAYAQUIL - ECUADOR  
 TELF. 0996933382



**DETERMINACION DE LOS LIMITES LIQUIDO Y PLASTICO  
 ASTM D4318-00**

Proyecto: RESIDENCIA HELILUPA.  
 Ubicación: SECTOR ENRIQUEZ GALLO- CANTON LA LIBERTAD, PROVINCIA DE SANTA ELENA.  
 Fecha: AGOSTO DEL 2023  
 SONDEO: 2 MUESTRA: 1 Prof: 1,0-1,50 mt.

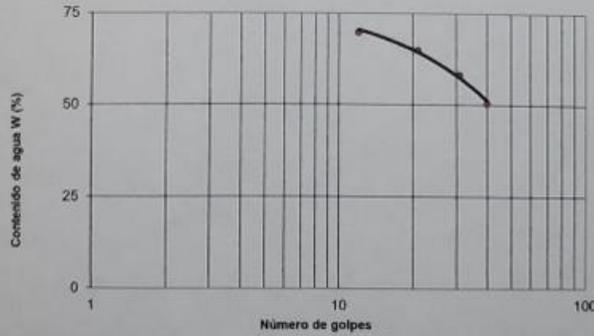
**LIMITE LIQUIDO**

PASO No.	1	2	3	4	5	6
Recipiente No.	75X	20	A	3		
Peso en grs.	Recipiente + Peso húmedo	28.20	26.70	25.50	26.10	
	Recipiente + Peso seco	21.50	20.80	20.50	21.10	
	Agua	Ww	6.70	5.90	5.00	5.00
	Recipiente		11.90	11.70	11.90	11.20
	Peso Seco	Ws	9.60	9.10	8.60	9.90
Contenido de Humedad ( % )	W	69.8	64.84	58.14	50.51	
Número de Golpes		12	21	31	40	

**LIMITE PLASTICO**

PASO No.	1	2	3		
Recipiente No.	92	P	1		
Peso en grs.	Recipiente + Peso húmedo	11.10	11.40	11.50	
	Recipiente + Peso seco	10.30	10.55	10.60	
	Agua	Ww	0.80	0.85	0.90
	Recipiente		6.50	6.40	6.40
	Peso Seco	Ws	3.80	4.15	4.2
Contenido de Humedad	W	21.05	20.48	21.43	

Limite Plástico



Contenido de Humedad Nat.  
 $W_L = 60.8 \%$   
 $W_P = 20.99 \%$   
 $I_p = 39.83 \%$

Símbolo de la carta de Plasticidad

**CH**

OBSERVACIONES:

Arcillas inorgánicas de Elevada plasticidad.

Ing. Darwin Mata Lopez

**GEOTECNIA ESPECIALIZADA**

ING. DARWIN MATA LOPEZ  
 GUAYAQUIL - ECUADOR  
 TELF. 0998933382



**DETERMINACION DE LOS LIMITES LIQUIDO Y PLASTICO  
 ASTM D4318-00**

Proyecto: RESIDENCIA HELILUPA.  
 Ubicación: SECTOR ENRIQUEZ GALLO- CANTON LA LIBERTAD, PROVINCIA DE SANTA ELENA.  
 Fecha: AGOSTO DEL 2023  
 SONDEO: 2 MUESTRA: 2 Prof: 2,0-2,50 mt.

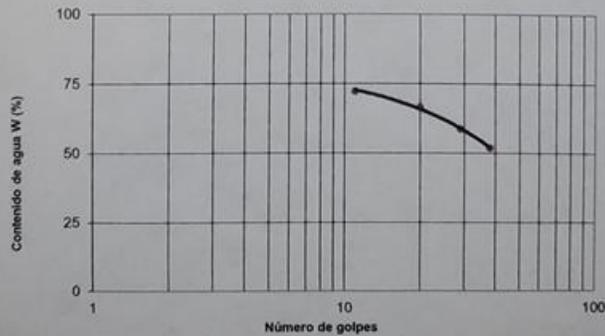
**LIMITE LIQUIDO**

PASO No.	1	2	3	4	5	6
Recipiente No.	13	14	2	mt.		
Peso en grs. Recipiente + Peso húmedo	26.50	23.60	23.40	22.10		
Recipiente + Peso seco	18.20	16.85	17.15	16.90		
Agua Ww	8.30	6.75	6.25	5.20		
Recipiente	6.70	6.70	6.50	6.90		
Peso Seco Ws	11.50	10.15	10.65	10.00		
Contenido de Humedad (%) W	72.2	66.50	58.69	52.00		
Número de Golpes	11	20	29	38		

**LIMITE PLASTICO**

PASO No.	1	2	3			
Recipiente No.	X	77	21			
Peso en grs. Recipiente + Peso húmedo	12.10	13.40	12.60			
Recipiente + Peso seco	11.10	12.25	11.40			
Agua Ww	1.00	1.15	1.20			
Recipiente	6.00	6.00	6.00			
Peso Seco Ws	5.10	6.25	5.4			
Contenido de Humedad W	19.61	18.40	22.22			

Limite Plástico



Contenido de Humedad Nat.  
 $W_L = 62.3 \%$   
 $W_P = 20.08 \%$   
 $I_P = 42.26 \%$

Simbolo de la carta de Plasticidad

**CH**

**OBSERVACIONES:**

Arcillas inorgánicas de Elevada plasticidad.

Ing. Darwin Mata Lopez

**GEOTECNIA ESPECIALIZADA**

ING. DARWIN MATA LOPEZ  
 GUAYAQUIL - ECUADOR  
 TELF. 0998933382



**DETERMINACION DE LOS LIMITES LIQUIDO Y PLASTICO  
 ASTM D4318-00**

**Proyecto:** RESIDENCIA HELILUPA.  
**Ubicación:** SECTOR ENRIQUEZ GALLO- CANTON LA LIBERTAD, PROVINCIA DE SANTA ELENA.  
**Fecha:** AGOSTO DEL 2023  
**SONDEO:** 2      **MUESTRA:** 3      **Prof:** 3,0-4,50 mt.

**LIMITE LIQUIDO**

PASO No.		1	2	3	4	5	6
Recipiente No.		44	B	M	14		
Peso en grs.	Recipiente + Peso húmedo	24.10	25.10	22.40	23.50		
	Recipiente + Peso seco	16.30	17.20	16.20	17.30		
	Agua	Ww	7.80	7.90	6.20	6.20	
	Recipiente		6.70	6.70	6.80	6.80	
	Peso Seco	Ws	9.60	10.50	9.40	10.50	
Contenido de Humedad (%)	W	81.3	75.24	65.96	59.05		
Número de Golpes		10	17	29	39		

**LIMITE PLASTICO**

PASO No.		1	2	3		
Recipiente No.		25	34	63		
Peso en grs.	Recipiente + Peso húmedo	15.10	14.40	14.60		
	Recipiente + Peso seco	13.20	12.60	12.80		
	Agua	Ww	1.90	1.80	1.80	
	Recipiente		5.80	5.70	5.90	
	Peso Seco	Ws	7.40	6.90	6.9	
Contenido de Humedad	W	25.68	26.09	26.09		



Contenido de Humedad Nat.  
 W<sub>L</sub> = 70.4 %  
 W<sub>P</sub> = 25.95 %  
 I<sub>p</sub> = 44.42 %

Símbolo de la carta de Plasticidad  
**CH**

**OBSERVACIONES:**  
 Arcillas inorgánicas de Elevada plasticidad.

*(Signature)*  
**Ing. Darwin Mata Lopez**

**GEOTECNIA ESPECIALIZADA**

ING. DARWIN MATA LOPEZ  
 GUAYAQUIL - ECUADOR  
 TELF. 0998933382



**DETERMINACION DE LOS LIMITES LIQUIDO Y PLASTICO  
 ASTM D4318-00**

Proyecto: RESIDENCIA HELILUPA.  
 Ubicación: SECTOR ENRIQUEZ GALLO- CANTON LA LIBERTAD, PROVINCIA DE SANTA ELENA.  
 Fecha: AGOSTO DEL 2023  
 SONDEO: 2 MUESTRA: 4 Prof: 5,0-6,50 mt.

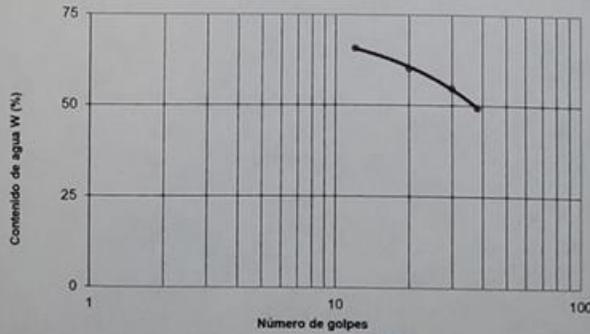
**LIMITE LIQUIDO**

PASO No.		1	2	3	4	5	6
Recipiente No.		60	G9	N4	C7		
Peso en grs.	Recipiente + Peso húmedo	25.40	24.70	23.90	21.30		
	Recipiente + Peso seco	18.30	18.20	18.10	16.70		
	Agua	Ww	7.10	6.50	5.80	4.60	
	Recipiente		7.50	7.40	7.50	7.40	
	Peso Seco	Ws	10.80	10.80	10.60	9.30	
Contenido de Humedad ( % )	W	65.7	60.19	54.72	49.46		
Número de Golpes		12	20	30	38		

**LIMITE PLASTICO**

PASO No.		1	2	3			
Recipiente No.		R1	A77	99			
Peso en grs.	Recipiente + Peso húmedo	15.50	15.30	15.70			
	Recipiente + Peso seco	14.10	14.00	14.30			
	Agua	Ww	1.40	1.30	1.40		
	Recipiente		6.30	6.30	6.90		
	Peso Seco	Ws	7.80	7.70	7.4		
Contenido de Humedad	W	17.95	16.88	18.92			

Limite Plástico



Contenido de Humedad Nat.

W<sub>L</sub> = 57.5 %  
 W<sub>p</sub> = 17.92 %  
 I<sub>p</sub> = 39.61 %

Símbolo de la carta de Plasticidad

**CH**

OBSERVACIONES:

Arcillas inorgánicas de Elevada plasticidad.

*(Signature)*  
 Ing. Darwin Mata Lopez

**GEOTECNIA ESPECIALIZADA**

ING. DARWIN MATA LOPEZ  
 GUAYAQUIL - ECUADOR  
 TELF. 0998933382



**DETERMINACION DE LOS LIMITES LIQUIDO Y PLASTICO  
 ASTM D4318-00**

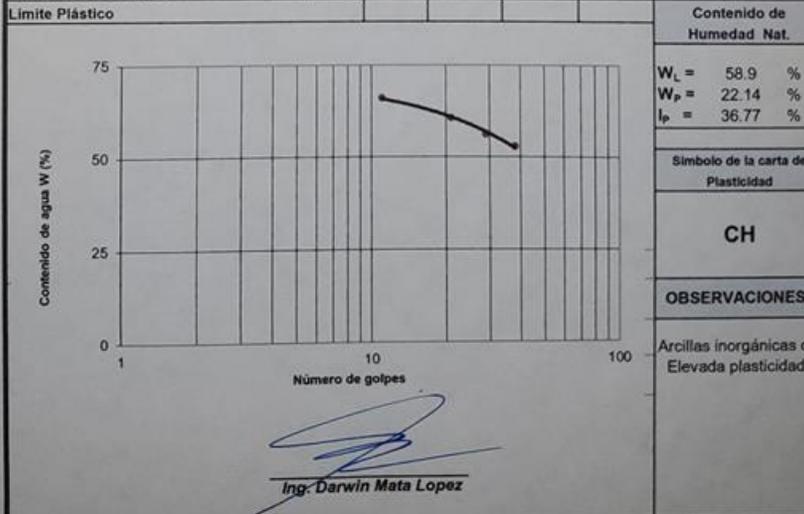
Proyecto: RESIDENCIA HELILUPA.  
 Ubicación: SECTOR ENRIQUEZ GALLO- CANTON LA LIBERTAD, PROVINCIA DE SANTA ELENA.  
 Fecha: AGOSTO DEL 2023  
 SONDEO: 2 MUESTRA: 5 Prof: 7,0-8,0 mt.

**LIMITE LIQUIDO**

PASO No.		1	2	3	4	5	6
Recipiente No.		Y7	A11	M14	E22		
Peso en grs.	Recipiente + Peso húmedo	29.70	28.90	27.60	25.50		
	Recipiente + Peso seco	22.70	22.60	22.10	20.90		
	Agua	Ww	7.00	6.30	5.50	4.60	
	Recipiente		12.10	12.20	12.30	12.20	
	Peso Seco	Ws	10.80	10.40	9.80	8.70	
Contenido de Humedad (%)	W	66.0	60.58	56.12	52.87		
Número de Golpes		11	21	29	38		

**LIMITE PLASTICO**

PASO No.		1	2	3			
Recipiente No.		60	57	41			
Peso en grs.	Recipiente + Peso húmedo	9.80	9.70	9.60			
	Recipiente + Peso seco	8.90	8.72	8.50			
	Agua	Ww	0.90	0.98	1.10		
	Recipiente		4.20	4.20	4.20		
	Peso Seco	Ws	4.70	4.52	4.3		
Contenido de Humedad	W	19.15	21.68	25.58			



Contenido de Humedad Nat.  
 $W_L = 58.9 \%$   
 $W_p = 22.14 \%$   
 $I_p = 36.77 \%$

Símbolo de la carta de Plasticidad  
**CH**

OBSERVACIONES:  
 Arcillas inorgánicas de Elevada plasticidad.

*Ing. Darwin Mata Lopez*

## *Anexo 2. Ensayo de laboratorio*

Tabla 20. Contenido de humedad ASTM - D 2216 – 71 sondeo 1 y 2

				SONDEO - 1				
				COORDENADAS: 512063 - 9753008				
Muestra N°				1	2	3	4	5
<b>Profundidad</b>				1	2	3	4	6
				,0-1,50	,0-2,50	,0-3,50	,0-5,50	,0-7,0
<b>Recipiente N°</b>					2	7		
				H 0	5X		M	A
<b>Peso en gramos</b>	<b>Recipiente + peso húmedo</b>			4	4	5	4	5
				8.50	2.40	1.30	1.20	1.20
	<b>Recipiente + peso seco</b>			4	3	3	3	4
				0.00	8.10	8.90	5.90	3.90
	<b>Agua</b>	<b>w</b>		8	4	1	5	7
			.50	.30	2.40	.30	.30	
	<b>Recipiente</b>			8	1	1	8	7
			.40	1.70	1.95	.00	.90	
	<b>Peso seco</b>			3	2	2	2	3
		s	1.60	6.40	6.95	7.90	6.00	
<b>Contenido de agua</b>			2	1	4	1	2	
			6.90%	6.29%	6.01%	9.00%	0.28%	

				SONDEO - 2					
				COORDENADAS: 512051 - 9752992					
<b>Muestra N°</b>				<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	
<b>Profundidad</b>				<b>1</b> 0-1,50	<b>2</b> 0-2,50	<b>3</b> 0-4,50	<b>5</b> 0-6,50	<b>7</b> 0-8,0	
<b>Recipiente N°</b>				<b>6</b>	<b>Z 1</b>	<b>2</b> <b>4</b>	<b>2</b> <b>0</b>	<b>2</b>	
<b>Peso en gramos</b>	<b>Recipiente + peso húmedo</b>			<b>4</b> 2.60	<b>4</b> 7.40	<b>5</b> 3.80	<b>5</b> 4.80	<b>5</b> 3.70	
	<b>Recipiente + peso seco</b>			<b>3</b> 5.60	<b>4</b> 0.10	<b>4</b> 5.00	<b>4</b> 8.80	<b>4</b> 7.90	
	<b>Agua</b>	<b>w</b>		<b>7</b> .00	<b>7</b> .30	<b>8</b> .80	<b>6</b> .00	<b>5</b> .80	
	<b>Recipiente</b>			<b>8</b> .60	<b>8</b> .40	<b>8</b> .00	<b>7</b> .80	<b>8</b> .00	
	<b>Peso seco</b>		<b>s</b>	<b>2</b> 7.00	<b>3</b> 1.70	<b>3</b> 7.00	<b>4</b> 1.00	<b>3</b> 9.90	
<b>Contenido de agua</b>			<b>2</b> 5.93%	<b>2</b> 3.03%	<b>2</b> 3.78%	<b>1</b> 4.63%	<b>1</b> 4.54%		

*Nota: La tabla presenta el contenido de agua de muestras de suelo en dos sondeos a diferentes profundidades, calculado a partir de los pesos húmedo y seco. Estos valores de humedad son esenciales para evaluar las condiciones geotécnicas del suelo.*

Tabla 21. Porcentaje que pasa el tamiz № 200 ASTM- D 1140 – 00 sondeo 1 y 2.

		SONDEO - 1				
		COORDENADAS: 512063 - 9753008				
Muestra		1	2	3	4	5
№						
	Profundidad	1 ,0-1,50	2 ,0-2,50	3 ,0-3,50	4 ,0-5,50	6 ,0-7,0
	Recipiente №	E 0	2 5X	7	N	A
Peso en gramos	Peso del recipiente	8 .40	1 1.70	1 1.95	8 .00	7 .90
	Peso inicial + recipiente	4 0.00	3 8.10	3 8.90	3 5.90	4 3.90
	Peso final + recipiente	9 .50	1 2.50	1 2.70	9 .30	8 .80
	Peso inicial	3 1.60	2 6.40	2 6.95	2 7.90	3 6.00
	Peso final	1 .10	0 .80	0 .75	1 .30	0 .90
%Retenido = $\frac{\text{Peso final}}{100} \times 100$		3 .48	3 .03	2 .78	4 .66	2 .50

Pes o inicial							
% Pasa Tamiz № 200 = 100% - %Retenido		9 6.52	9 6.97	9 7.22	9 5.34	9 7.50	9
		<b>SONDEO - 2</b>					
		<b>COORDENADAS: 512051 - 9752992</b>					
Muestra №		1	2	3	4	5	
	Profundidad	1 ,0-1,50	2 ,0-2,50	3 ,0-4,50	5 ,0-6,50	7 ,0-8,0	
	Recipiente №	6	2	2	2	2	
Peso en gramos	Peso del recipiente	8 .60	8 .40	8 .00	7 .80	8 .00	
	Peso inicial + recipiente	3 5.60	4 0.10	4 5.00	4 8.80	4 7.90	
	Peso final + recipiente	9 .80	1 0.10	1 0.40	8 .90	9 .70	
	Peso inicial	2 7.00	3 1.70	3 7.00	4 1.00	3 9.90	

	<b>Peso</b>		1	1	2	1	1
	<b>final</b>		.20	.70	.40	.10	.70
	<b>Peso</b>						
	<b>o final</b>	<b>x</b>	4	5	6	2	4
<b>%Retenido =</b>	$\frac{\text{Peso o final}}{\text{Peso o inicial}} \times 100$		.44	.36	.49	.68	.26
	<b>% Pasa Tamiz N° 200 = 100% - %Retenido</b>		5.56	4.64	3.51	7.32	5.74

*Nota: La tabla muestra el porcentaje de partículas finas que pasan el tamiz N° 200 para cada muestra de suelo, determinado mediante el cálculo del peso retenido tras el proceso de tamizado en distintas profundidades y ubicaciones.*

Tabla 22. Determinación de los límites líquido y plástico ASTM D4318-00 sondeo 1, muestra 1

SONDEO:		MUESTRA:	Prof 1,0-1,50 t			
<b>LIMITE LIQUIDO</b>						
PASO No.						
Recipiente No.			5	3	3	
Peso en grs.	Recipiente + Peso húmedo		2.30	2.20	2.70	3.50
	Recipiente + Peso seco		6.40	6.50	7.05	7.80
	Agua	w	.90	.70	.65	.70
	Recipiente e		.00	.90	.90	.80
	Peso Seco	s	.40	.60	.15	0.00
Contenido de Humedad (%)			0.2	6.28	1.75	7.00
Número de Golpes			5	3	1	9

<b>LIMITE PLASTICO</b>							
<b>PASO No.</b>							
<b>Recipiente No.</b>			<b>1</b>				
<b>Peso en grs.</b>	<b>Recipiente + Peso húmedo</b>		0.30	0.00	1.50		
	<b>Recipiente + Peso seco</b>		.70	.48	0.70		
	<b>Agua</b>	<b>w</b>	<b>.60</b>	<b>.52</b>	<b>.80</b>		
	<b>Recipiente e</b>		.70	.80	.70		
	<b>Peso Seco</b>	<b>s</b>	<b>.00</b>	<b>.68</b>			
<b>Contenido de Humedad</b>			<b>0.00</b>	<b>9.40</b>	<b>0.00</b>		

*Nota: La tabla muestra los resultados de las pruebas de límite líquido y límite plástico para una muestra de tierra, determinando el nivel de humedad y la cantidad de golpes dados en cada etapa, con el propósito de analizar la plasticidad y la respuesta del suelo ante distintas condiciones de humedad.*

Tabla 23.. Determinación de los límites líquido y plástico ASTM D4318-00 sondeo 1, muestra 2

SONDEO:		1		MUESTRA		2		Prof:		2,0- 2,50		mt	
<b>LIMITE LIQUIDO</b>													
PASO No.				1	2	3	4	5	6				
Recipiente No.				16	W	25	23						
Peso en grs.	Recipiente + Peso húmedo		25.7 0	23.5 0	24.0 0	22.20							
	Recipiente + Peso seco		18.2 0	17.3 0	17.9 0	17.20							
	Agua	Ww	7.50	6.20	6.10	5.00							
	Recipiente		8.00	8.00	7.90	7.80							
	Peso Seco		10.2 0	9.30	10.0 0	9.40							
Contenido de Humedad ( % )			W	73.5	66.6 7	61.0 0	53.19						
Número de Golpes				13	22	31	40						
<b>LIMITE PLASTICO</b>													
PASO No.				1	2	3							
Recipiente No.				14	11	14							

<b>Peso en grs.</b>	<b>Recipiente + Peso húmedo</b>		9.70	9.70	10.00			
	<b>Recipiente + Peso seco</b>		9.10	9.20	9.42			
	<b>Agua</b>	<b>Ww</b>	<b>0.60</b>	<b>0.50</b>	<b>0.58</b>			
	<b>Recipiente</b>		6.30	6.70	6.70			
	<b>Peso Seco</b>	<b>Ws</b>	<b>2.80</b>	<b>2.50</b>	<b>2.72</b>			
<b>Contenido de Humedad</b>		<b>W</b>	<b>21.43</b>	<b>20.00</b>	<b>21.32</b>			

*Nota: La tabla muestra los resultados de los ensayos de límite líquido y límite plástico para una muestra de suelo, registrando el peso de las muestras húmedas y secas, el contenido de agua y el número de golpes aplicados en cada paso para determinar el comportamiento del suelo bajo variaciones de humedad.*

Tabla 24.. Determinación de los límites líquido y plástico ASTM D4318-00 sondeo 1, muestra 3

SONDEO:		MUESTRA		3,0- mt			
1 :		3		Prof: 3,50 .			
<b>LIMITE LIQUIDO</b>							
PASO No.		1	2	3	4	5	6
Recipiente No.		N	P	I	13		
Peso en grs.	Recipiente + Peso húmedo	24.9 0	24.0 0	21.7 0	21.90		
	Recipiente + Peso seco	17.7 0	17.7 0	16.6 0	17.10		
	Agua	Ww	7.20	6.30	5.10	4.80	
	Recipiente		7.80	8.00	8.00	7.90	
	Peso Seco	Ws	9.90	9.70	8.60	9.20	
Contenido de Humedad ( % )		W	72.7	64.9 5	59.3 0	52.17	
Número de Golpes		14	23	30	39		
<b>LIMITE PLASTICO</b>							
PASO No.		1	2	3			
Recipiente No.		A	L	M			

Peso en grs.	<b>Recipiente + Peso húmedo</b>		10.20	10.20	10.90			
	<b>Recipiente + Peso seco</b>		9.65	9.60	10.30			
	<b>Agua</b>	<b>Ww</b>	<b>0.55</b>	<b>0.60</b>	<b>0.60</b>			
	<b>Recipiente</b>		6.50	6.60	6.90			
	<b>Peso Seco</b>	<b>Ws</b>	<b>3.15</b>	<b>3.00</b>	<b>3.4</b>			
<b>Contenido de Humedad</b>		<b>W</b>	<b>17.46</b>	<b>20.00</b>	<b>17.65</b>			

*Nota: Los valores de contenido de humedad y los números de golpes se registraron para cada paso de los ensayos de límite líquido y límite plástico, lo que permitió evaluar el comportamiento del suelo a diferentes niveles de humedad y su capacidad para deformarse plásticamente bajo estas condiciones.*

Tabla 25.. Determinación de los límites líquido y plástico ASTM D4318-00 sondeo 1, muestra 4

SONDEO:		MUESTRA		Prof		4,0- mt	
1		4		5,50		.	
<b>LIMITE LIQUIDO</b>							
PASO No.		1	2	3	4	5	6
Recipiente No.		A	I	7	8		
Peso en grs.	Recipiente + Peso húmedo	25.30	23.10	21.90	21.30		
	Recipiente + Peso seco	17.90	16.85	16.40	16.30		
	Agua	Ww	7.40	6.25	5.50	5.00	
	Recipiente		8.00	7.80	7.90	7.80	
	Peso Seco	Ws	9.90	9.05	8.50	8.50	
Contenido de Humedad ( % )		W	74.7	69.06	64.71	58.82	
Número de Golpes		15	24	31	39		
<b>LIMITE PLASTICO</b>							
PASO No.		1	2	3			
Recipiente No.		11	1	16			
Peso en grs.	Recipiente + Peso húmedo	10.60	10.50	10.70			
	Recipiente + Peso seco	9.65	9.56	9.70			
	Agua	Ww	0.95	0.94	1.00		
	Recipiente		6.30	6.30	6.30		
	Peso Seco	Ws	3.35	3.26	3.4		

<b>Contenido de Humedad</b>	<b>W</b>	<b>28.3</b>					
		<b>6</b>	<b>28.83</b>	<b>29.41</b>			

*Nota: Los resultados de los ensayos de límite líquido y límite plástico proporcionan información clave sobre las propiedades del suelo, específicamente su comportamiento frente a cambios de humedad. La medición del número de golpes, el peso húmedo y seco, así como el contenido de humedad, son esenciales para la clasificación del suelo y para determinar su uso en diferentes aplicaciones de ingeniería civil y geotécnica.*

Tabla 26. Determinación de los límites líquido y plástico ASTM D4318-00 sondeo 1, muestra 5

<b>SONDEO:</b>		<b>1</b>	<b>:</b>	<b>5</b>	<b>MUESTRA</b>			<b>6,0-</b>	<b>mt</b>
								<b>Prof: 7,0</b>	<b>.</b>
<b>LIMITE LIQUIDO</b>									
<b>PASO No.</b>				<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	<b>6</b>
<b>Recipiente No.</b>				<b>H</b>	<b>A2</b>	<b>5A</b>	<b>15</b>		
<b>Peso en grs.</b>	<b>Recipiente + Peso húmedo</b>			23.6 0	23.9 0	22.1 0	23.50		
	<b>Recipiente + Peso seco</b>			16.8 0	17.4 0	16.8 0	18.10		
	<b>Agua</b>		<b>Ww</b>	<b>6.80</b>	<b>6.50</b>	<b>5.30</b>	<b>5.40</b>		
	<b>Recipiente</b>			7.80	7.70	8.00	8.00		
	<b>Peso Seco</b>		<b>Ws</b>	<b>9.00</b>	<b>9.70</b>	<b>8.80</b>	<b>10.10</b>		
<b>Contenido de Humedad ( % )</b>						<b>67.0</b>	<b>60.2</b>		
				<b>W</b>	<b>75.6</b>	<b>1</b>	<b>3</b>	<b>53.47</b>	
<b>Número de Golpes</b>				12	21	30	39		

**LIMITE PLASTICO**

<b>PASO No.</b>		<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>			
<b>Recipiente No.</b>		<b>27</b>	<b>E</b>	<b>P</b>			
<b>Peso en grs.</b>	<b>Recipiente + Peso húmedo</b>	10.6 0	11.1 0	10.9 0			
	<b>Recipiente + Peso seco</b>	9.90	10.2 0	10.1 0			
	<b>Agua</b>	<b>Ww</b>	<b>0.70</b>	<b>0.90</b>	<b>0.80</b>		
	<b>Recipiente</b>		6.70	6.69	6.78		
	<b>Peso Seco</b>	<b>Ws</b>	<b>3.20</b>	<b>3.51</b>	<b>3.32</b>		
	<b>Contenido de Humedad</b>	<b>W</b>	<b>21.8</b> <b>8</b>	<b>25.6</b> <b>4</b>	<b>24.1</b> <b>0</b>		

*Nota: Los datos de estos ensayos permiten clasificar el suelo según su consistencia. El límite líquido revela su comportamiento en alta humedad, mientras que el límite plástico muestra su reacción a la compresión en estado plástico. Estos valores son clave para aplicaciones de ingeniería, especialmente en el diseño de cimentaciones y la evaluación de la manejabilidad del suelo en diversas condiciones climáticas.*

Tabla 27. Determinación de los límites líquido y plástico ASTM D4318-00 sondeo 2, muestra 1

SONDEO:		MUESTRA		1,0- mt			
2 :		1		Prof: 1,50 .			
<b>LIMITE LIQUIDO</b>							
PASO No.		1	2	3	4	5	6
Recipiente No.		75X	20	A	3		
Peso en grs.	Recipiente + Peso húmedo	28.2 0	26.7 0	25.5 0	26.10		
	Recipiente + Peso seco	21.5 0	20.8 0	20.5 0	21.10		
	Agua	Ww	6.70	5.90	5.00	5.00	
	Recipiente		11.9 0	11.7 0	11.9 0	11.20	
	Peso Seco	Ws	9.60	9.10	8.60	9.90	
Contenido de Humedad ( % )		W	69.8	64.8	58.1	4	4
Número de Golpes			12	21	31	40	
<b>LIMITE PLASTICO</b>							
PASO No.		1	2	3			
Recipiente No.		92	P	1			

Peso en grs.	<b>Recipiente + Peso húmedo</b>		11.1 0	11.4 0	11.5 0			
	<b>Recipiente + Peso seco</b>		10.3 0	10.5 5	10.6 0			
	<b>Agua</b>	<b>Ww</b>	<b>0.80</b>	<b>0.85</b>	<b>0.90</b>			
	<b>Recipiente</b>		6.50	6.40	6.40			
	<b>Peso Seco</b>	<b>Ws</b>	<b>3.80</b>	<b>4.15</b>	<b>4.2</b>			
<b>Contenido de Humedad</b>		<b>W</b>	<b>21.0 5</b>	<b>20.4 8</b>	<b>21.4 3</b>			

*Nota: Los datos de los ensayos de límite líquido y plástico son esenciales para caracterizar la consistencia del suelo. El límite líquido indica el rango de humedad donde el suelo pasa de plástico a líquido, y el límite plástico muestra su capacidad de deformarse sin romperse. Estos ensayos permiten clasificar el suelo según su comportamiento con la humedad, lo cual es clave en proyectos de construcción, especialmente en el diseño de cimentaciones y la evaluación de su manejabilidad.*

Tabla 28: Determinación de los límites líquido y plástico ASTM D4318-00 sondeo 2, muestra 2

<b>SONDEO:</b>	2	<b>MUESTRA:</b>	2	2,0- <b>Prof:</b> 2,50 mt.			
<b>LIMITE LIQUIDO</b>							
<b>PASO No.</b>		<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	<b>6</b>
<b>Recipiente No.</b>		<b>13</b>	<b>14</b>	<b>Z</b>	<b>mt.</b>		

<b>Peso en grs.</b>	<b>Recipiente + Peso húmedo</b>		26.50	23.60	23.40	22.10		
	<b>Recipiente + Peso seco</b>		18.20	16.85	17.15	16.90		
	<b>Agua</b>	<b>Ww</b>	<b>8.30</b>	<b>6.75</b>	<b>6.25</b>	<b>5.20</b>		
	<b>Recipiente</b>		6.70	6.70	6.50	6.90		
	<b>Peso Seco</b>	<b>Ws</b>	<b>11.50</b>	<b>10.15</b>	<b>10.65</b>	<b>10.00</b>		
<b>Contenido de Humedad ( % )</b>		<b>W</b>	<b>72.2</b>	<b>66.50</b>	<b>58.69</b>	<b>52.00</b>		
<b>Número de Golpes</b>			11	20	29	38		
<b><i>LIMITE PLASTICO</i></b>								
<b>PASO No.</b>			<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>			
<b>Recipiente No.</b>			<b>X</b>	<b>77</b>	<b>21</b>			
<b>Peso en grs.</b>	<b>Recipiente + Peso húmedo</b>		12.10	13.40	12.60			
	<b>Recipiente + Peso seco</b>		11.10	12.25	11.40			
	<b>Agua</b>	<b>Ww</b>	<b>1.00</b>	<b>1.15</b>	<b>1.20</b>			
	<b>Recipiente</b>		6.00	6.00	6.00			
	<b>Peso Seco</b>	<b>Ws</b>	<b>5.10</b>	<b>6.25</b>	<b>5.4</b>			
<b>Contenido de Humedad</b>		<b>W</b>	<b>19.61</b>	<b>18.40</b>	<b>22.22</b>			

Nota: Los datos de los ensayos de límite líquido y plástico permiten clasificar el suelo según su consistencia. El límite líquido define la transición entre los estados líquido y plástico del suelo, mientras que el límite plástico muestra su comportamiento bajo compresión. Estos resultados son clave para el diseño de cimentaciones y la evaluación de la capacidad del suelo para soportar cargas en diferentes condiciones de humedad.

Tabla 29: Determinación de los límites líquido y plástico ASTM D4318-00 sondeo 2, muestra 3

<b>SONDEO:</b>		2	<b>MUESTRA:</b> 3		3,0-4,50			<b>Prof:</b> mt.	
<b>LIMITE LIQUIDO</b>									
<b>PASO No.</b>		<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	<b>6</b>		
<b>Recipiente No.</b>		<b>44</b>	<b>B</b>	<b>M</b>	<b>14</b>				
<b>Peso en grs.</b>	<b>Recipiente + Peso húmedo</b>	24.10	25.10	22.40	23.50				
	<b>Recipiente + Peso seco</b>	16.30	17.20	16.20	17.30				
	<b>Agua</b>	<b>W<sub>w</sub></b>	<b>7.80</b>	<b>7.90</b>	<b>6.20</b>	<b>6.20</b>			
	<b>Recipiente</b>		6.70	6.70	6.80	6.80			
	<b>Peso Seco</b>	<b>W<sub>s</sub></b>	<b>9.60</b>	<b>10.50</b>	<b>9.40</b>	<b>10.50</b>			
<b>Contenido de Humedad ( % )</b>		<b>W</b>	<b>81.3</b>	<b>75.24</b>	<b>65.96</b>	<b>59.05</b>			
<b>Número de Golpes</b>		10	17	29	39				
<b>LIMITE PLASTICO</b>									
<b>PASO No.</b>		<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>					

<b>Recipiente No.</b>		<b>25</b>	<b>34</b>	<b>63</b>			
<b>Peso en grs.</b>	<b>Recipiente + Peso húmedo</b>	15.10	14.40	14.60			
	<b>Recipiente + Peso seco</b>	13.20	12.60	12.80			
	<b>Agua</b>	<b>W<sub>w</sub></b>	<b>1.90</b>	<b>1.80</b>	<b>1.80</b>		
	<b>Recipiente</b>		5.80	5.70	5.90		
	<b>Peso Seco</b>	<b>W<sub>s</sub></b>	<b>7.40</b>	<b>6.90</b>	<b>6.9</b>		
<b>Contenido de Humedad</b>		<b>W</b>	<b>25.68</b>	<b>26.09</b>	<b>26.09</b>		

*Nota: Los datos de los ensayos de límite líquido y plástico permiten evaluar la consistencia del suelo bajo distintas humedades. El límite líquido muestra el rango en el que el suelo cambia de líquido a sólido, y el límite plástico indica su plasticidad bajo compresión. Estos valores son esenciales para la ingeniería civil, especialmente en el diseño de cimentaciones, ya que ofrecen información sobre la capacidad de carga y estabilidad del suelo.*

Tabla 30: Determinación de los límites líquido y plástico ASTM D4318-00 sondeo 2, muestra 4

<b>SONDEO:</b>		<b>2</b>	<b>:</b>	<b>4</b>	<b>:</b>	<b>Prof 5,0-</b>	<b>6,50</b>	<b>mt.</b>
<b>LIMITE LIQUIDO</b>								
<b>PASO No.</b>		<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	
<b>Recipiente No.</b>		<b>60</b>	<b>G9</b>	<b>N4</b>	<b>C7</b>			
<b>Peso en grs.</b>	<b>Recipiente + Peso húmedo</b>	25.40	24.70	23.90	21.30			
	<b>Recipiente + Peso seco</b>	18.30	18.20	18.10	16.70			

	<b>Agua</b>	<b>Ww</b>	<b>7.10</b>	<b>6.50</b>	<b>5.80</b>	<b>4.60</b>		
	<b>Recipiente</b>		7.50	7.40	7.50	7.40		
	<b>Peso Seco</b>	<b>Ws</b>	<b>10.80</b>	<b>10.80</b>	<b>10.60</b>	<b>9.30</b>		
<b>Contenido de Humedad (%)</b>		<b>W</b>	<b>65.7</b>	<b>60.19</b>	<b>54.72</b>	<b>49.4</b>	<b>6</b>	
<b>Número de Golpes</b>			12	20	30	38		
<b>LIMITE PLASTICO</b>								
<b>PASO No.</b>			<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>			
<b>Recipiente No.</b>			<b>R1</b>	<b>A77</b>	<b>99</b>			
<b>Peso en grs.</b>	<b>Recipiente + Peso húmedo</b>		15.50	15.30	15.70			
	<b>Recipiente + Peso seco</b>		14.10	14.00	14.30			
	<b>Agua</b>	<b>Ww</b>	<b>1.40</b>	<b>1.30</b>	<b>1.40</b>			
	<b>Recipiente</b>		6.30	6.30	6.90			
	<b>Peso Seco</b>	<b>Ws</b>	<b>7.80</b>	<b>7.70</b>	<b>7.4</b>			
<b>Contenido de Humedad</b>			<b>17.9</b>	<b>16.88</b>	<b>18.92</b>			

*Nota: Los resultados de los ensayos de límite líquido y plástico son clave para evaluar las propiedades de consistencia del suelo. El límite líquido ayuda a entender su comportamiento fluido, y el límite plástico, su plasticidad. Estos valores*

son esenciales en ingeniería geotécnica para determinar la capacidad de carga y estabilidad del suelo, cruciales en el diseño de cimentaciones y estructuras

Tabla 31: Determinación de los límites líquido y plástico ASTM D4318-00 sondeo 2, muestra 5

SONDEO:		MUE	1,0-				
STRA:			rof: 8,0 t.				
<b>LIMITE LIQUIDO</b>							
PASO No.			1	2	3	4	5
Recipiente No.			7	11	14	22	
Peso en grs.	Re cipiente + Peso húmedo		9.70	8.90	7.60	5.50	
	Recipien te + Peso seco		2.70	2.60	2.10	0.90	
	Ag ua	w	.00	.30	.50	.60	
	Re cipiente		2.10	2.20	2.30	2.20	
	Pes o Seco	s	0.60	0.40	.80	70	

Contenido de Humedad ( % )			6.0	6.58	6.12	5.287		
Número de Golpes			1	1	9	8		
<b>LIMITE PLASTICO</b>								
PASO No.			1	2	3			
Recipiente No.			0	7	1			
Peso en grs.	Re cipiente + Peso húmedo		.80	.70	.60			
	Recipien te + Peso seco		.90	.72	.50			
	Ag ua	w	.90	.98	.10			
	Re cipiente		.20	.20	.20			
	Pes o Seco	s	.70	.52	.3			

<b>Contenido de Humedad</b>		<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>		
	<b>9.15</b>	<b>1.68</b>	<b>5.58</b>			

*Nota: Los resultados de los ensayos de límite líquido y plástico ofrecen información clave sobre la consistencia del suelo y su comportamiento bajo distintas humedades. El límite líquido indica su estado fluido, y el límite plástico, su capacidad de moldearse sin romperse. Estos datos son esenciales en ingeniería geotécnica para evaluar la estabilidad del terreno y el diseño de cimentaciones y estructuras.*

***Anexo 3. Informe de los diseños y los cálculos de las zapatas con el programa geo5***

# Cálculos y diseño de la zapata eje 1.

Glenda Vera	Diseño de zapata corrida Eje 1
-------------	-----------------------------------

## Spread footing verification

### Input data

#### Project

Task : Diseño de zapata corrida  
Part : Eje 1  
Author : Glenda Vera  
Date : 20/06/2025

#### Settings

(input for current task)

#### Materials and standards

Concrete structures : ACI 318-11

#### Settlement

Analysis method : Janbu theory  
Restriction of influence zone : by percentage of Sigma, Or  
Coeff. of restriction of influence zone : 10.0 [%]

#### Spread Footing

Analysis for drained conditions : Meyerhof  
Analysis of uplift : Standard  
Allowable eccentricity : 0.333  
Verification methodology : Safety factors (ASD)

Safety factors			
Permanent design situation			
Safety factor for vertical bearing capacity :		SF <sub>v</sub> =	3.00 [-]
Safety factor for sliding resistance :		SF <sub>h</sub> =	1.50 [-]

#### Basic soil parameters

No.	Name	Pattern	φ <sub>ef</sub> [°]	c <sub>ef</sub> [kPa]	γ [kN/m <sup>3</sup> ]	γ <sub>su</sub> [kN/m <sup>3</sup> ]	δ [°]
1	RELLENO COMPACTADO		32.00	0.00	19.50	9.50	
2	ARCILLA CAFE CLARO		0.00	86.36	16.21	6.21	
3	ARCILLA AMARILLA CLARA		0.00	245.00	16.30	6.30	

All soils are considered as cohesionless for at rest pressure analysis.

#### Soil parameters

##### RELLENO COMPACTADO

Unit weight : γ = 19.50 kN/m<sup>3</sup>  
Angle of internal friction : φ<sub>ef</sub> = 32.00 °  
Cohesion of soil : c<sub>ef</sub> = 0.00 kPa  
Type of soil : cohesionless  
Janbu modulus : m = 350.00  
Stress exponent : j = 0.50  
Deformation modulus : E<sub>def</sub> = 80.00 MPa  
Saturated unit weight : γ<sub>sat</sub> = 19.50 kN/m<sup>3</sup>

##### ARCILLA CAFE CLARO

1
---

[GEOS - Spread Footing (demoversion) | version 5.2020.42.0 | Copyright © 2020 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.finesoftware.eu]

Unit weight :  $\gamma = 16.21 \text{ kN/m}^3$   
 Angle of internal friction :  $\varphi_{ef} = 0.00^\circ$   
 Cohesion of soil :  $c_{ef} = 86.36 \text{ kPa}$   
 Type of soil : cohesive  
 Janbu modulus :  $m = 20.00$   
 Deformation modulus :  $E_{def} = 4.00 \text{ MPa}$   
 Saturated unit weight :  $\gamma_{sat} = 16.21 \text{ kN/m}^3$

**ARCILLA AMARILLA CLARA**

Unit weight :  $\gamma = 16.30 \text{ kN/m}^3$   
 Angle of internal friction :  $\varphi_{ef} = 0.00^\circ$   
 Cohesion of soil :  $c_{ef} = 245.00 \text{ kPa}$   
 Type of soil : cohesive  
 Janbu modulus :  $m = 50.00$   
 Deformation modulus :  $E_{def} = 6.00 \text{ MPa}$   
 Saturated unit weight :  $\gamma_{sat} = 16.30 \text{ kN/m}^3$

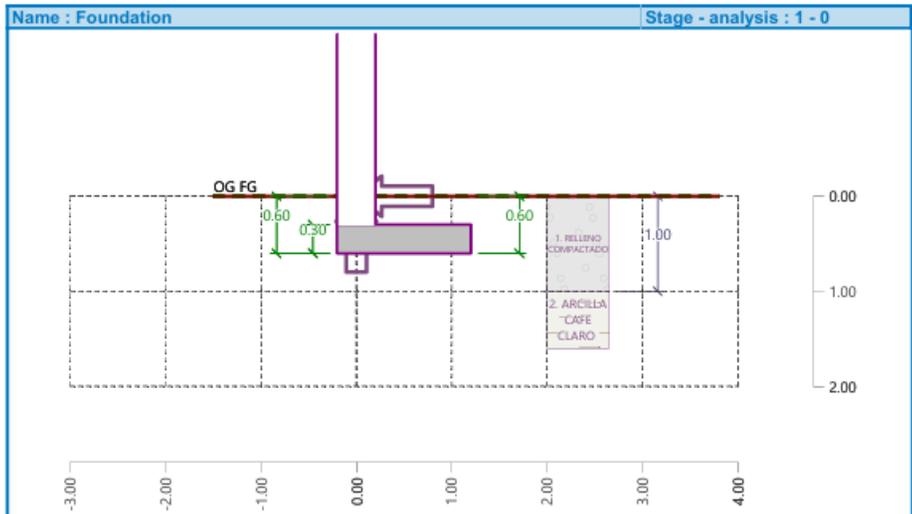
**Foundation**

**Foundation type: strip footing**

Depth from original ground surface  $h_z = 0.60 \text{ m}$   
 Depth of footing bottom  $d = 0.60 \text{ m}$   
 Foundation thickness  $t = 0.30 \text{ m}$   
 Incl. of finished grade  $s_1 = 0.00^\circ$   
 Incl. of footing bottom  $s_2 = 0.00^\circ$

**Overburden**

Type: input unit weight  
 Unit weight of soil above foundation =  $19.50 \text{ kN/m}^3$

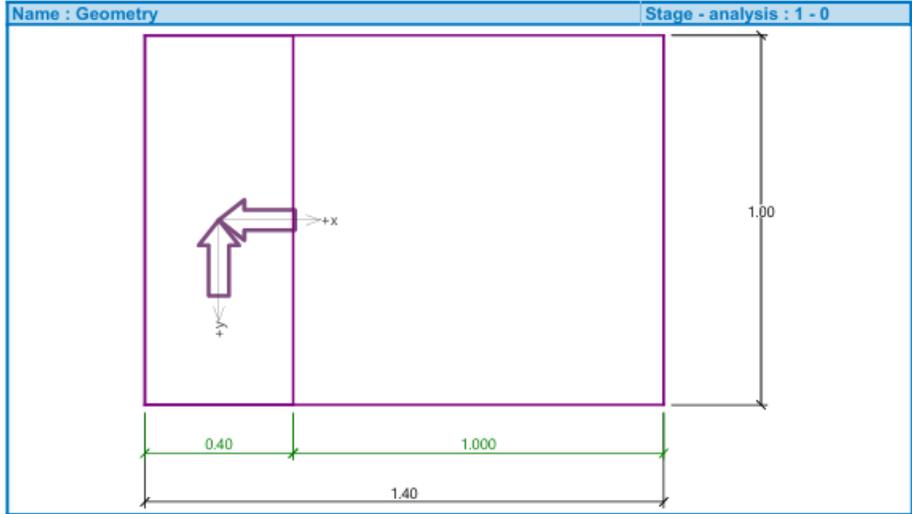


**Geometry of structure**

**Foundation type: strip footing**

Overall strip footing length = 19.20 m  
 Strip footing width (x) = 1.40 m  
 Column width in the direction of x = 0.40 m  
 Inserted loading is considered per unit length of continuous footing span.

Volume of strip footing = 0.42 m<sup>3</sup>/m  
 Volume of excavation = 0.84 m<sup>3</sup>/m  
 Volume of fill = 0.30 m<sup>3</sup>/m



**Material of structure**

Unit weight  $\gamma = 23.00 \text{ kN/m}^3$   
 Analysis of concrete structures carried out according to the standard ACI 318-11.

**Concrete : Concrete ACI**

Compressive strength  $f_c' = 22.00 \text{ MPa}$   
 Elasticity modulus  $E_{cm} = 22199.63 \text{ MPa}$

**Longitudinal steel : A616/60**

Tensile strength  $f_y = 413.69 \text{ MPa}$

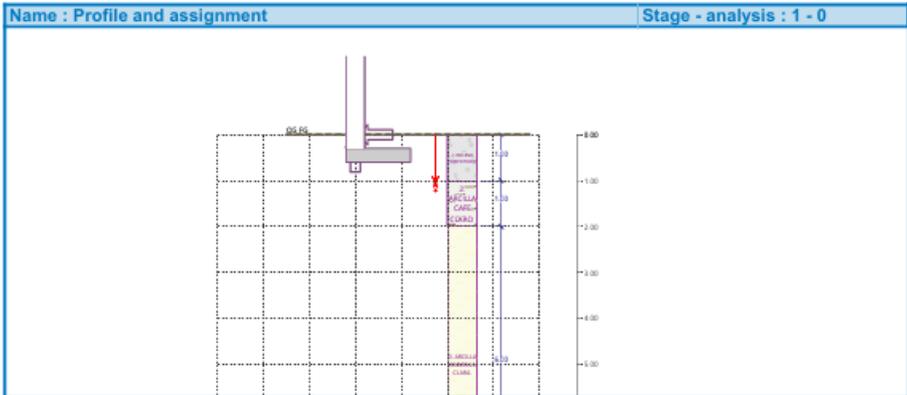
**Transverse steel: A616/60**

Tensile strength  $f_y = 413.69 \text{ MPa}$

**Geological profile and assigned soils**

No.	Thickness of layer t [m]	Depth z [m]	Assigned soil	Pattern
1	1.00	0.00 .. 1.00	RELLENO COMPACTADO	
2	1.00	1.00 .. 2.00	ARCILLA CAFE CLARO	

No.	Thickness of layer t [m]	Depth z [m]	Assigned soil	Pattern
3	6.00	2.00 .. 8.00	ARCILLA AMARILLA CLARA	
4	-	8.00 .. ∞	ARCILLA AMARILLA CLARA	



**Load**

No.	Load		Name	Type	N [kN/m]	M <sub>y</sub> [kNm/m]	H <sub>x</sub> [kN/m]
	new	change					
1	Yes		Load No. 1	Design	88.26	-57.39	17.86
2	Yes		Load No. 1 - service	Service	63.04	-40.99	12.76

**Earthquake**

Factor of horizontal acceleration  $K_h = 0.0293$   
 Factor of vertical acceleration  $K_v = 0.0146$

**Global settings**

Type of analysis : analysis for drained conditions

**Settings of the stage of construction**

Design situation : permanent

**Verification No. 1**

**Load case verification**

Name	e <sub>x</sub> [m]	e <sub>y</sub> [m]	σ [kPa]	R <sub>d</sub> [kPa]	Utilization [%]	Is satisfactory
Load No. 1	0.18	0.00	99.67	382.70	78.13	Yes

Analysis carried out with automatic selection of the most unfavourable load cases.

Computed self weight of strip foundation  $G = 9.66$  kN/m  
 Computed weight of overburden  $Z = 5.85$  kN/m

**Vertical bearing capacity check**

Shape of contact stress : rectangle  
Most unfavorable load case No. 1. (Load No. 1)

Parameters of slip surface below foundation:

Depth of slip surface  $z_{sp} = 1.22$  m

Length of slip surface  $l_{sp} = 2.81$  m

Design bearing capacity of found.soil  $R_d = 382.70$  kPa

Extreme contact stress  $\sigma = 99.67$  kPa

Factor of safety = 3.84 > 3.00

**Bearing capacity in the vertical direction is SATISFACTORY**

**Verification of load eccentricity**

Max. eccentricity in direction of base length  $e_x = 0.128 < 0.333$

Max. eccentricity in direction of base width  $e_y = 0.000 < 0.333$

Max. overall eccentricity  $e_t = 0.128 < 0.333$

**Eccentricity of load is SATISFACTORY**

**Horizontal bearing capacity check**

Most unfavorable load case No. 1. (Load No. 1)

Earth resistance: at rest

Design magnitude of earth resistance  $S_{pd} = 1.24$  kN

Horizontal bearing capacity  $R_{dh} = 66.08$  kN

Extreme horizontal force  $H = 17.86$  kN

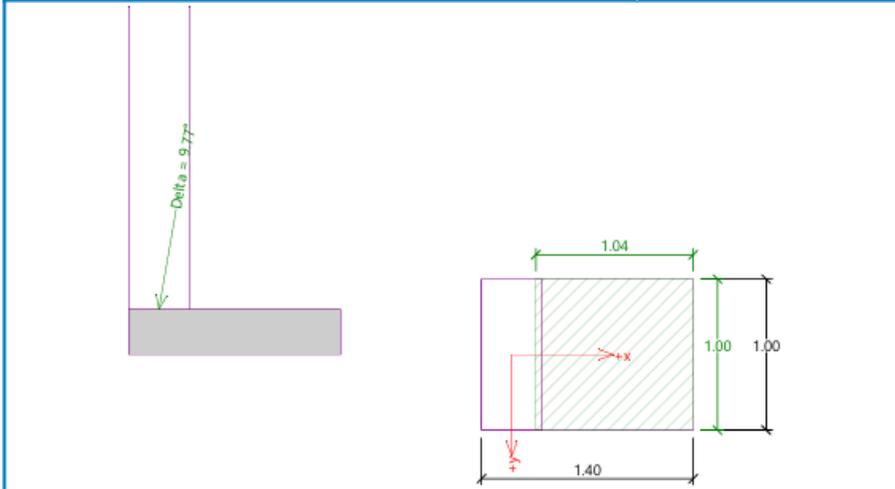
Factor of safety = 3.70 > 1.50

**Bearing capacity in the horizontal direction is SATISFACTORY**

**Bearing capacity of foundation is SATISFACTORY**

Name : Bearing cap.

Stage - analysis : 1 - 1

**Verification No. 1****Settlement and rotation of foundation - input data**

Analysis carried out with automatic selection of the most unfavourable load cases.  
Analysis carried out with accounting for coefficient  $\kappa_1$  (influence of foundation depth).  
Stress at the footing bottom considered from the finished grade.

Computed self weight of strip foundation  $G = 9.66$  kN/m  
Computed weight of overburden  $Z = 5.85$  kN/m

Settlement of mid point of longitudinal edge = 26.0 mm  
Settlement of mid point of transverse edge 1 = 44.5 mm  
Settlement of mid point of transverse edge 2 = 30.8 mm  
(1-max.compressed edge; 2-min.compressed edge)

**Settlement and rotation of foundation - results****Foundation stiffness:**

Computed weighted average modulus of deformation  $E_{def} = 20.47$  MPa  
Foundation in the longitudinal direction is rigid ( $k=10.67$ )  
Foundation in the direction of width is rigid ( $k=29.29$ )

**Verification of load eccentricity**

Max. eccentricity in direction of base length  $e_x = 0.121 < 0.333$   
Max. eccentricity in direction of base width  $e_y = 0.000 < 0.333$   
Max. overall eccentricity  $e_t = 0.121 < 0.333$

**Eccentricity of load is SATISFACTORY**

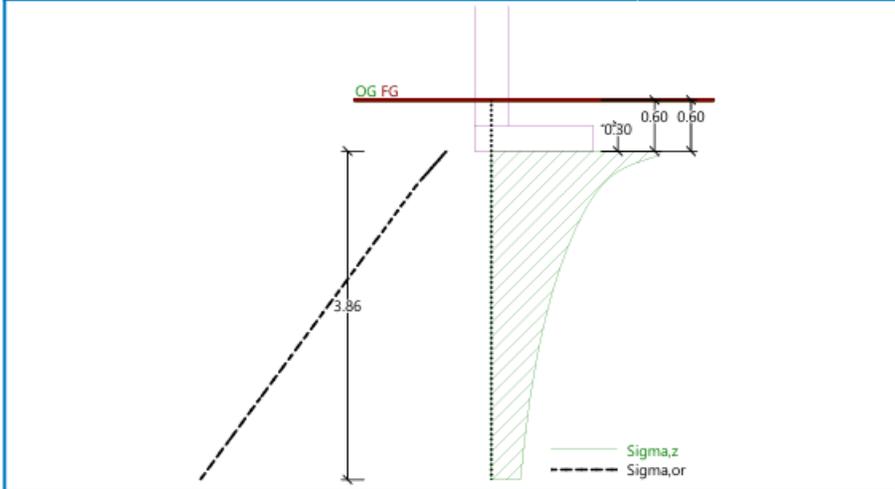
**Overall settlement and rotation of foundation:**

Foundation settlement = 41.1 mm  
Depth of influence zone = 3.86 m  
Rotation in direction of width = 9.844 ( $\tan^*1000$ ); ( $5.6E-01$  °)

6

Name : Settlement

Stage - analysis : 1 - 1

**Dimensioning No. 1**

Analysis carried out with automatic selection of the most unfavourable load cases.

**Verification of longitudinal reinforcement of foundation in the direction of x**

6 prof. No. 4, cover 50.0 mm

Cross-section width = 1.00 m

Cross-section depth = 0.30 m

Reinforcement ratio  $\rho = 0.31 \% > 0.18 \% = \rho_{\min}$

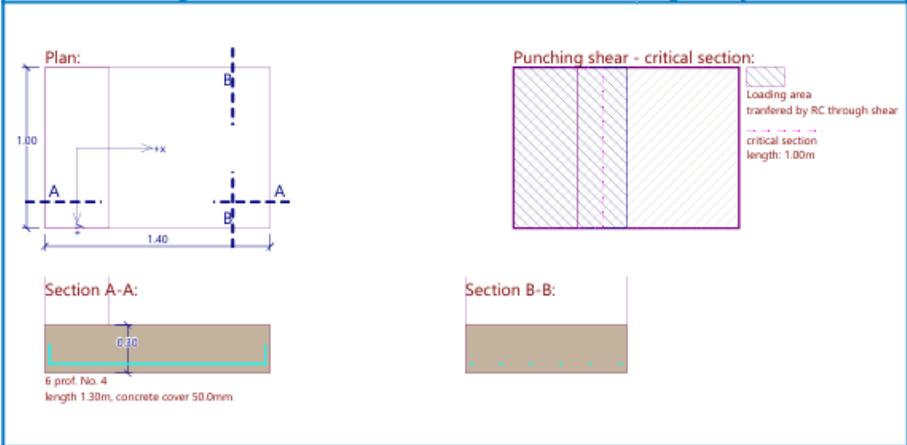
Position of neutral axis  $c = 0.02 \text{ m} < 0.10 \text{ m} = c_{\max}$

Ultimate moment  $\phi M_n = 66.57 \text{ kNm} > 47.15 \text{ kNm} = M_u$

**Cross-section is SATISFACTORY.**

**Spread footing for punching shear failure check**

Verification for punching shear has not been performed due to shape of the critical section.



## Cálculos y diseño de la zapata eje 2.

GLENDAYELENA VERA MONTERO	TESIS DISEÑO ZAPATA CORRIDA EJE 2
---------------------------	--------------------------------------

### Spread footing verification

#### Input data

##### Project

Task : TESIS  
Part : DISEÑO ZAPATA CORRIDA EJE 2  
Author : GLENDAYELENA VERA MONTERO  
Date : 26/05/2025

##### Settings

(input for current task)

##### Materials and standards

Concrete structures : ACI 318-11

##### Settlement

Analysis method : Janbu theory  
Restriction of influence zone : by percentage of Sigma<sub>0</sub>  
Coeff. of restriction of influence zone : 10.0 [%]

##### Spread Footing

Analysis for drained conditions : Meyerhof  
Analysis of uplift : Standard  
Allowable eccentricity : 0.350  
Verification methodology : Safety factors (ASD)

Safety factors			
Permanent design situation			
Safety factor for vertical bearing capacity :		SF <sub>v</sub> =	3.00 [-]
Safety factor for sliding resistance :		SF <sub>h</sub> =	1.50 [-]

##### Basic soil parameters

No.	Name	Pattern	φ <sub>ef</sub> [°]	c <sub>ef</sub> [kPa]	γ [kN/m <sup>3</sup> ]	γ <sub>su</sub> [kN/m <sup>3</sup> ]	δ [°]
1	RELLENO COMPACTADO		32.00	0.00	19.50	9.50	
2	ARCILLA CAFE CLARO (CH)		0.00	86.36	16.21	6.21	
3	ARCILLA AMARILLA CLARA (CH)		0.00	245.00	16.30	6.30	

All soils are considered as cohesionless for at rest pressure analysis.

##### Soil parameters

###### RELLENO COMPACTADO

Unit weight : γ = 19.50 kN/m<sup>3</sup>  
Angle of internal friction : φ<sub>ef</sub> = 32.00 °  
Cohesion of soil : c<sub>ef</sub> = 0.00 kPa  
Type of soil : cohesionless  
Janbu modulus : m = 350.00  
Stress exponent : j = 0.50  
Deformation modulus : E<sub>def</sub> = 80.00 MPa  
Saturated unit weight : γ<sub>sat</sub> = 19.50 kN/m<sup>3</sup>

###### ARCILLA CAFE CLARO (CH)

1
---

Unit weight :  $\gamma = 16.21 \text{ kN/m}^3$   
 Angle of internal friction :  $\varphi_{ef} = 0.00^\circ$   
 Cohesion of soil :  $c_{ef} = 86.36 \text{ kPa}$   
 Type of soil : cohesive  
 Janbu modulus :  $m = 20.00$   
 Deformation modulus :  $E_{def} = 4.00 \text{ MPa}$   
 Saturated unit weight :  $\gamma_{sat} = 16.21 \text{ kN/m}^3$

**ARCILLA AMARILLA CLARA (CH)**

Unit weight :  $\gamma = 16.30 \text{ kN/m}^3$   
 Angle of internal friction :  $\varphi_{ef} = 0.00^\circ$   
 Cohesion of soil :  $c_{ef} = 245.00 \text{ kPa}$   
 Type of soil : cohesive  
 Janbu modulus :  $m = 50.00$   
 Deformation modulus :  $E_{def} = 6.00 \text{ MPa}$   
 Saturated unit weight :  $\gamma_{sat} = 16.30 \text{ kN/m}^3$

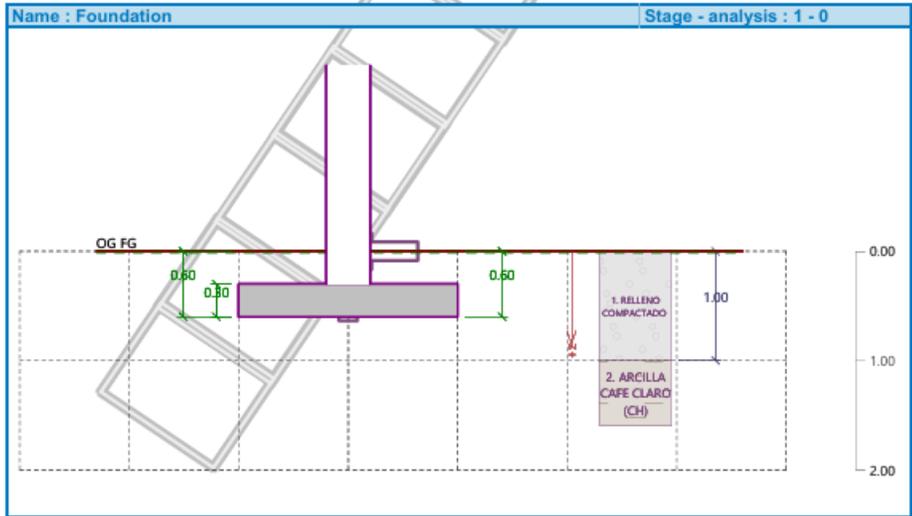
**Foundation**

**Foundation type: strip footing**

Depth from original ground surface  $h_z = 0.60 \text{ m}$   
 Depth of footing bottom  $d = 0.60 \text{ m}$   
 Foundation thickness  $t = 0.30 \text{ m}$   
 Incl. of finished grade  $s_1 = 0.00^\circ$   
 Incl. of footing bottom  $s_2 = 0.00^\circ$

**Overburden**

Type: input unit weight  
 Unit weight of soil above foundation =  $19.50 \text{ kN/m}^3$

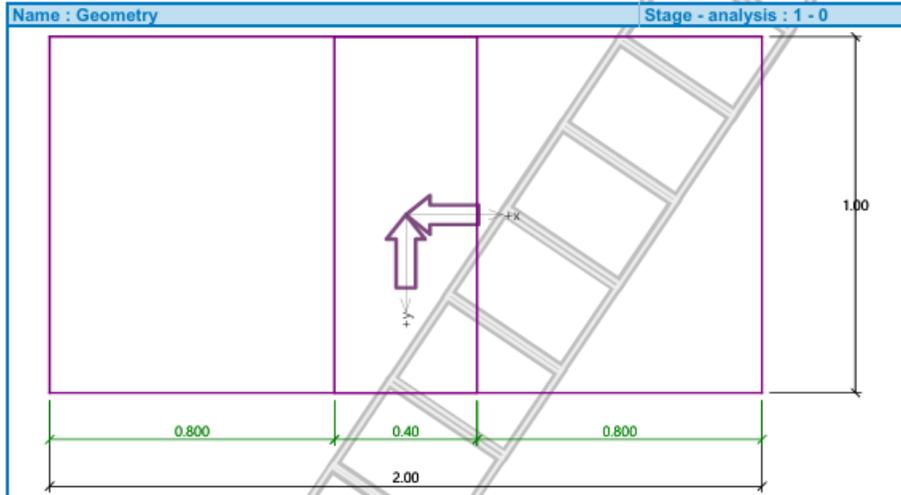


**Geometry of structure**

**Foundation type: strip footing**

Overall strip footing length = 19.20 m  
 Strip footing width (x) = 2.00 m  
 Column width in the direction of x = 0.40 m  
 Inserted loading is considered per unit length of continuous footing span.

Volume of strip footing = 0.60 m<sup>3</sup>/m  
 Volume of excavation = 1.20 m<sup>3</sup>/m  
 Volume of fill = 0.48 m<sup>3</sup>/m



**Material of structure**

Unit weight  $\gamma = 24.00 \text{ kN/m}^3$   
 Analysis of concrete structures carried out according to the standard ACI 318-11.

**Concrete : Concrete ACI**

Compressive strength  $f'_c = 24.00 \text{ MPa}$   
 Elasticity modulus  $E_{cm} = 23186.75 \text{ MPa}$

**Longitudinal steel : A616/60**

Tensile strength  $f_y = 413.69 \text{ MPa}$

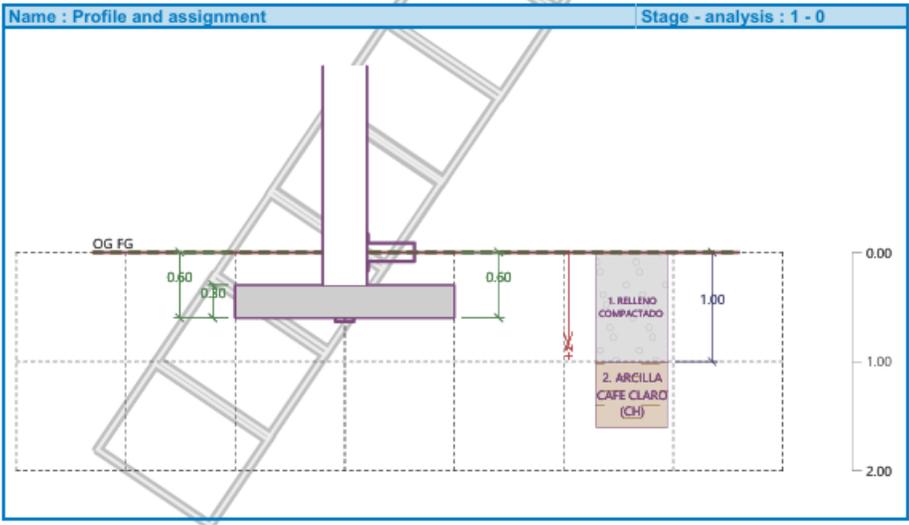
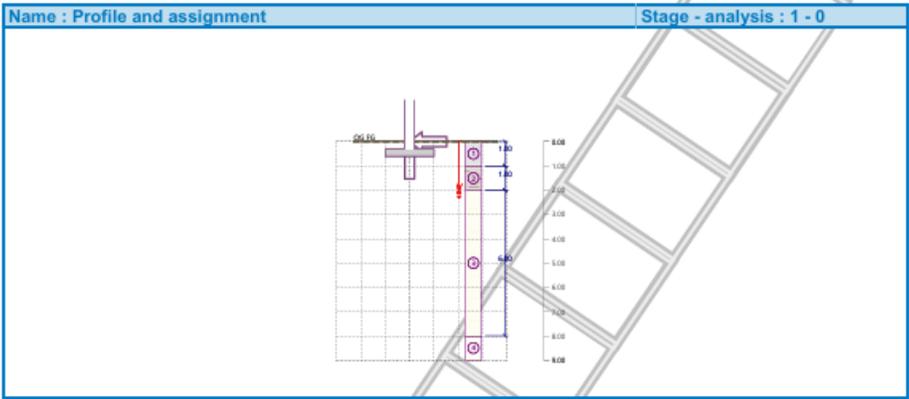
**Transverse steel: A616/60**

Tensile strength  $f_y = 413.69 \text{ MPa}$

**Geological profile and assigned soils**

No.	Thickness of layer t [m]	Depth z [m]	Assigned soil	Pattern
1	1.00	0.00 .. 1.00	RELLENO COMPACTADO	
2	1.00	1.00 .. 2.00	ARCILLA CAFE CLARO (CH)	
3	6.00	2.00 .. 8.00	ARCILLA AMARILLA CLARA (CH)	

No.	Thickness of layer t [m]	Depth z [m]	Assigned soil	Pattern
4	-	8.00 .. ∞	ARCILLA AMARILLA CLARA (CH)	



Load

No.	new	Load change	Name	Type	N [kN/m]	M <sub>y</sub> [kNm/m]	H <sub>x</sub> [kN/m]
1	Yes		DISEÑO	Design	113.80	0.00	17.86

No.	Load		Name	Type	N [kN/m]	M <sub>y</sub> [kNm/m]	H <sub>x</sub> [kN/m]
	new	change					
2	Yes		Servicio	Service	81.29	0.00	12.76

**Earthquake**

Factor of horizontal acceleration  $K_h = 0.0293$   
 Factor of vertical acceleration  $K_v = 0.0146$

**Global settings**

Type of analysis : analysis for drained conditions

**Settings of the stage of construction**

Design situation : permanent

**Verification No. 1**

**Load case verification**

Name	e <sub>x</sub> [m]	e <sub>y</sub> [m]	σ [kPa]	R <sub>d</sub> [kPa]	Utilization [%]	Is satisfactory
DISEÑO	0.04	0.00	71.57	522.16	41.12	Yes

**Analysis of bearing capacity - partial results**

- φ<sub>d</sub> = 6.755 °
- C<sub>d</sub> = 99.438 kPa
- γ<sub>1prum</sub> = 19.500 kN/m<sup>3</sup>
- γ<sub>2prum</sub> = 17.490 kN/m<sup>3</sup>
- b<sub>ef</sub> = 1.922 m
- N<sub>d</sub> = 1.651
- N<sub>c</sub> = 5.497
- N<sub>b</sub> = 0.139
- s<sub>d</sub> = 1.000
- s<sub>c</sub> = 1.025
- s<sub>b</sub> = 1.000
- d<sub>d</sub> = 1.035
- d<sub>c</sub> = 1.070
- d<sub>b</sub> = 1.035
- i<sub>d</sub> = 0.842
- i<sub>c</sub> = 0.842
- i<sub>b</sub> = 0.009
- b<sub>d</sub> = 1.000
- b<sub>c</sub> = 1.000
- b<sub>b</sub> = 1.000
- g<sub>d</sub> = 1.000
- g<sub>c</sub> = 1.000
- g<sub>b</sub> = 1.000
- R<sub>d</sub> = 522.158 kPa

Analysis carried out with automatic selection of the most unfavourable load cases.

Computed self weight of strip foundation G = 14.40 kN/m  
 Computed weight of overburden Z = 9.36 kN/m

**Vertical bearing capacity check**

Shape of contact stress : general  
 Most unfavorable load case No. 1. (DISEÑO)

Parameters of slip surface below foundation:

Depth of slip surface  $z_{sp} = 1.65$  m

Length of slip surface  $l_{sp} = 3.71$  m

Design bearing capacity of found.soil  $R_d = 522.16$  kPa

Extreme contact stress  $\sigma = 71.57$  kPa

Factor of safety = 7.30 > 3.00

**Bearing capacity in the vertical direction is SATISFACTORY**

**Verification of load eccentricity**

Max. eccentricity in direction of base length  $e_x = 0.019 < 0.350$

Max. eccentricity in direction of base width  $e_y = 0.000 < 0.350$

Max. overall eccentricity  $e_t = 0.019 < 0.350$

**Eccentricity of load is SATISFACTORY**

**Horizontal bearing capacity check**

Most unfavorable load case No. 1. (DISEÑO)

Earth resistance: not considered

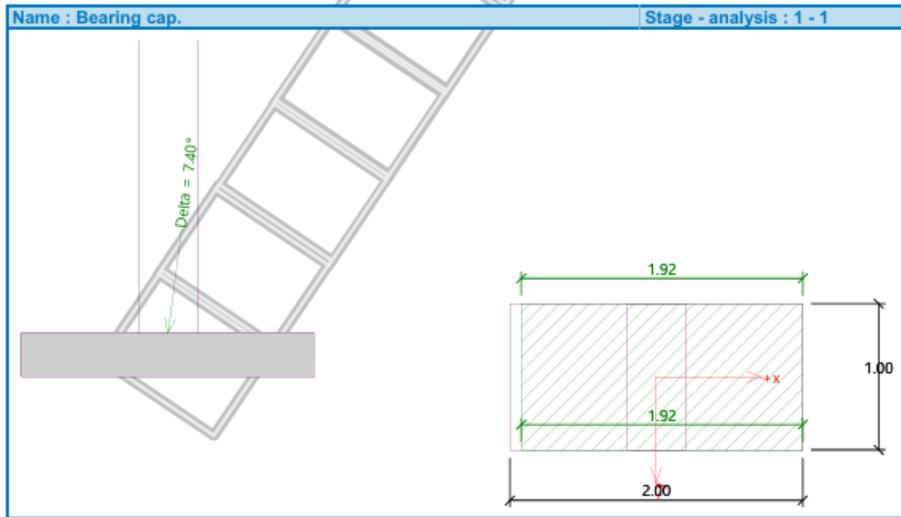
Horizontal bearing capacity  $R_{dh} = 85.96$  kN

Extreme horizontal force  $H = 17.86$  kN

Factor of safety = 4.81 > 1.50

**Bearing capacity in the horizontal direction is SATISFACTORY**

**Bearing capacity of foundation is SATISFACTORY**



**Verification No. 1**

**Settlement and rotation of foundation - input data**

Analysis carried out with automatic selection of the most unfavourable load cases.  
Analysis carried out with accounting for coefficient  $\kappa_1$  (influence of foundation depth).  
Stress at the footing bottom considered from the finished grade.

Computed self weight of strip foundation  $G = 14.40$  kN/m  
Computed weight of overburden  $Z = 9.36$  kN/m

**Settlement and rotation of foundation - partial results**

Layer No.	Origin [m]	End [m]	Thickness [m]	$E_{def}$ [MPa]	$\sigma_{or}$ [kPa]	$\Delta\sigma_z$ [kPa]	Settlement [mm]
1	0.60	0.65	0.05	80.00	12.19	40.64	0.11
2	0.65	0.70	0.05	80.00	13.16	39.68	0.10
3	0.70	0.75	0.05	80.00	14.14	37.85	0.10
4	0.75	0.80	0.05	80.00	15.11	35.80	0.09
5	0.80	0.85	0.05	80.00	16.09	33.96	0.09
6	0.85	0.90	0.05	80.00	17.06	32.41	0.08
7	0.90	1.00	0.10	80.00	18.52	30.62	0.15
8	1.00	1.10	0.10	4.00	20.31	28.73	4.41
9	1.10	1.20	0.10	4.00	21.93	27.28	4.04
10	1.20	1.30	0.10	4.00	23.55	26.08	3.73
11	1.30	1.40	0.10	4.00	25.17	25.04	3.45
12	1.40	1.50	0.10	4.00	26.79	24.10	3.21
13	1.50	1.75	0.25	4.00	29.63	22.66	7.10
14	1.75	2.00	0.25	4.00	33.68	20.78	6.01
15	2.00	2.25	0.25	6.00	37.75	19.10	2.05
16	2.25	2.50	0.25	6.00	41.82	17.58	1.75
17	2.50	2.75	0.25	6.00	45.90	16.21	1.51
18	2.75	3.00	0.25	6.00	49.97	14.96	1.31
19	3.00	3.50	0.50	6.00	56.08	13.36	2.14
20	3.50	4.00	0.50	6.00	64.23	11.54	1.65
21	4.00	4.50	0.50	6.00	72.39	10.06	1.30
22	4.50	4.96	0.46	6.00	80.21	8.89	0.96

Settlement of mid point of longitudinal edge = 29.8 mm  
Settlement of mid point of transverse edge 1 = 42.2 mm  
Settlement of mid point of transverse edge 2 = 39.1 mm  
(1-max.compressed edge; 2-min.compressed edge)

**Settlement and rotation of foundation - results**

**Foundation stiffness:**

Computed weighted average modulus of deformation  $E_{def} = 17.27$  MPa  
Foundation in the longitudinal direction is rigid ( $k=4.53$ )  
Foundation in the direction of width is rigid ( $k=36.25$ )

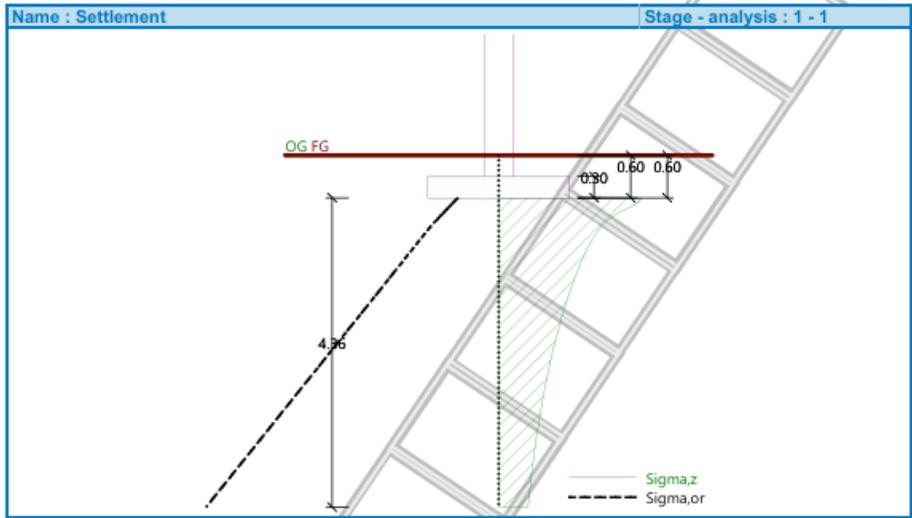
**Verification of load eccentricity**

Max. eccentricity in direction of base length  $e_x = 0.018 < 0.350$   
Max. eccentricity in direction of base width  $e_y = 0.000 < 0.350$   
Max. overall eccentricity  $e_t = 0.018 < 0.350$

**Eccentricity of load is SATISFACTORY**

**Overall settlement and rotation of foundation:**

Foundation settlement = 45.3 mm  
 Depth of influence zone = 4.36 m  
 Rotation in direction of width = 1.540 (tan\*1000); (8.8E-02 °)



**Dimensioning No. 1**

Analysis carried out with automatic selection of the most unfavourable load cases.

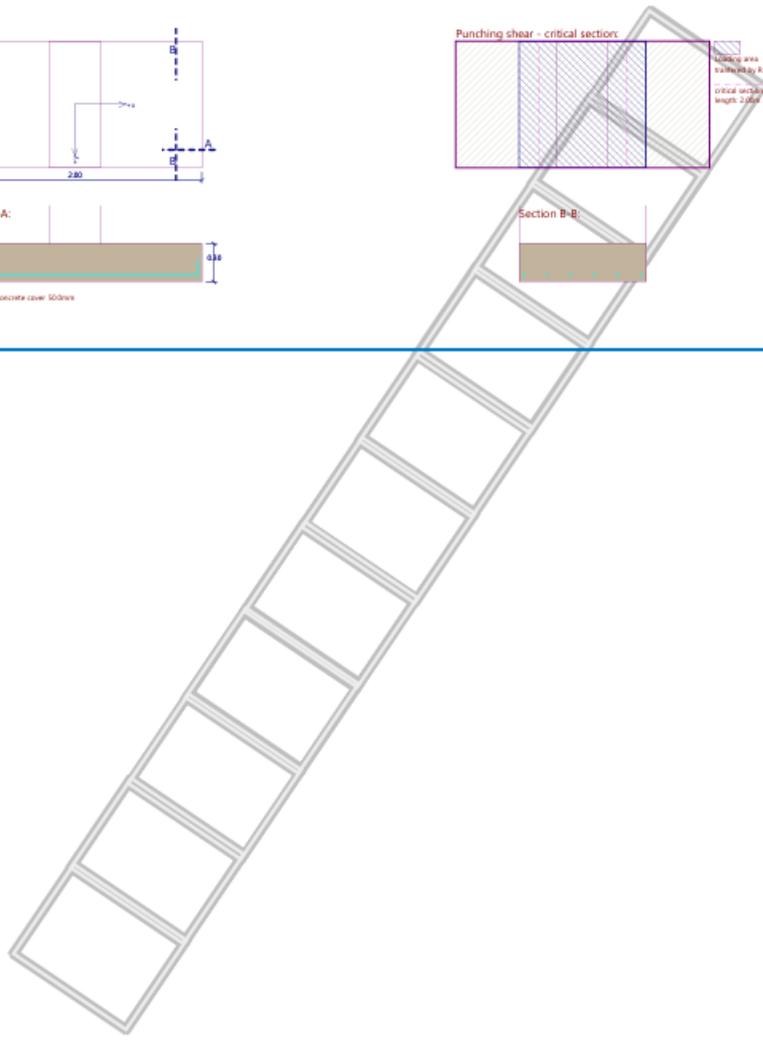
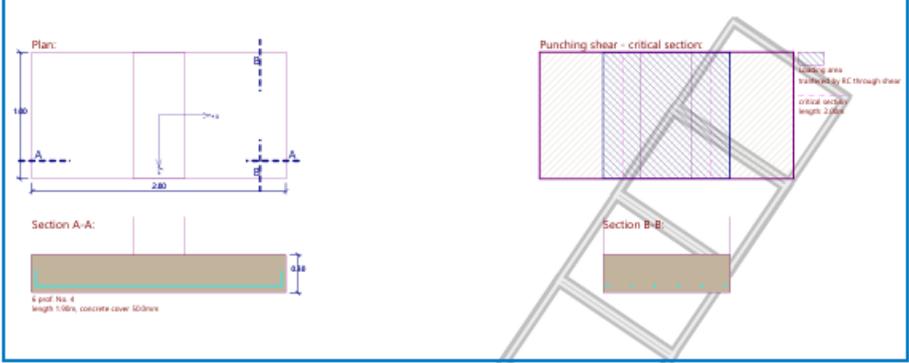
**Verification of longitudinal reinforcement of foundation in the direction of x**

6 prof. No. 4, cover 50.0 mm  
 Cross-section width = 1.00 m  
 Cross-section depth = 0.30 m  
 Reinforcement ratio  $\rho = 0.31 \% > 0.18 \% = \rho_{min}$   
 Position of neutral axis  $c = 0.02 m < 0.10 m = c_{max}$   
 Ultimate moment  $\phi M_n = 66.77 kNm > 21.39 kNm = M_u$

**Cross-section is SATISFACTORY.**

**Spread footing for punching shear failure check**

Verification for punching shear has not been performed due to shape of the critical section.



## Cálculos y diseño de la zapata eje 3.

GLENDA YELENA VERA MONTERO	TESIS DISEÑO ZAPATA CORRIDA EJE 3
----------------------------	--------------------------------------

### Spread footing verification

#### Input data

##### Project

Task : TESIS  
 Part : DISEÑO ZAPATA CORRIDA EJE 3  
 Author : GLENDA YELENA VERA MONTERO  
 Date : 26/05/2025

##### Settings

(input for current task)

##### Materials and standards

Concrete structures : ACI 318-11

##### Settlement

Analysis method : Janbu theory  
 Restriction of influence zone : by percentage of Sigma<sub>0</sub>  
 Coeff. of restriction of influence zone : 10.0 [%]

##### Spread Footing

Analysis for drained conditions : Meyerhof  
 Analysis of uplift : Standard  
 Allowable eccentricity : 0.350  
 Verification methodology : Safety factors (ASD)

Safety factors			
Permanent design situation			
Safety factor for vertical bearing capacity :		SF <sub>v</sub> =	3.00 [-]
Safety factor for sliding resistance :		SF <sub>h</sub> =	1.50 [-]

##### Basic soil parameters

No.	Name	Pattern	φ <sub>ef</sub> [°]	c <sub>ef</sub> [kPa]	γ [kN/m <sup>3</sup> ]	γ <sub>su</sub> [kN/m <sup>3</sup> ]	δ [°]
1	RELLENO COMPACTADO		32.00	0.00	19.50	9.50	
2	ARCILLA CAFE CLARO (CH)		0.00	86.36	16.21	6.21	
3	ARCILLA AMARILLA CLARA (CH)		0.00	245.00	16.30	6.30	

All soils are considered as cohesionless for at rest pressure analysis.

##### Soil parameters

###### RELLENO COMPACTADO

Unit weight : γ = 19.50 kN/m<sup>3</sup>  
 Angle of internal friction : φ<sub>ef</sub> = 32.00 °  
 Cohesion of soil : c<sub>ef</sub> = 0.00 kPa  
 Type of soil : cohesionless  
 Janbu modulus : m = 350.00  
 Stress exponent : j = 0.50  
 Deformation modulus : E<sub>def</sub> = 80.00 MPa  
 Saturated unit weight : γ<sub>sat</sub> = 19.50 kN/m<sup>3</sup>

###### ARCILLA CAFE CLARO (CH)

1
---

Unit weight :  $\gamma = 16.21 \text{ kN/m}^3$   
 Angle of internal friction :  $\varphi_{ef} = 0.00^\circ$   
 Cohesion of soil :  $c_{ef} = 86.36 \text{ kPa}$   
 Type of soil : cohesive  
 Janbu modulus :  $m = 20.00$   
 Deformation modulus :  $E_{def} = 4.00 \text{ MPa}$   
 Saturated unit weight :  $\gamma_{sat} = 16.21 \text{ kN/m}^3$

**ARCILLA AMARILLA CLARA (CH)**

Unit weight :  $\gamma = 16.30 \text{ kN/m}^3$   
 Angle of internal friction :  $\varphi_{ef} = 0.00^\circ$   
 Cohesion of soil :  $c_{ef} = 245.00 \text{ kPa}$   
 Type of soil : cohesive  
 Janbu modulus :  $m = 50.00$   
 Deformation modulus :  $E_{def} = 6.00 \text{ MPa}$   
 Saturated unit weight :  $\gamma_{sat} = 16.30 \text{ kN/m}^3$

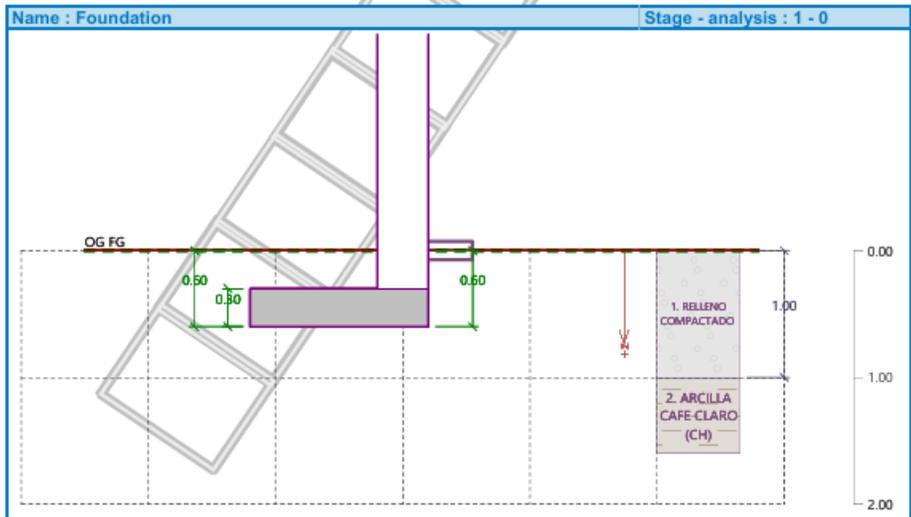
**Foundation**

**Foundation type: strip footing**

Depth from original ground surface  $h_z = 0.60 \text{ m}$   
 Depth of footing bottom  $d = 0.60 \text{ m}$   
 Foundation thickness  $t = 0.30 \text{ m}$   
 Incl. of finished grade  $s_1 = 0.00^\circ$   
 Incl. of footing bottom  $s_2 = 0.00^\circ$

**Overburden**

Type: input unit weight  
 Unit weight of soil above foundation =  $19.50 \text{ kN/m}^3$

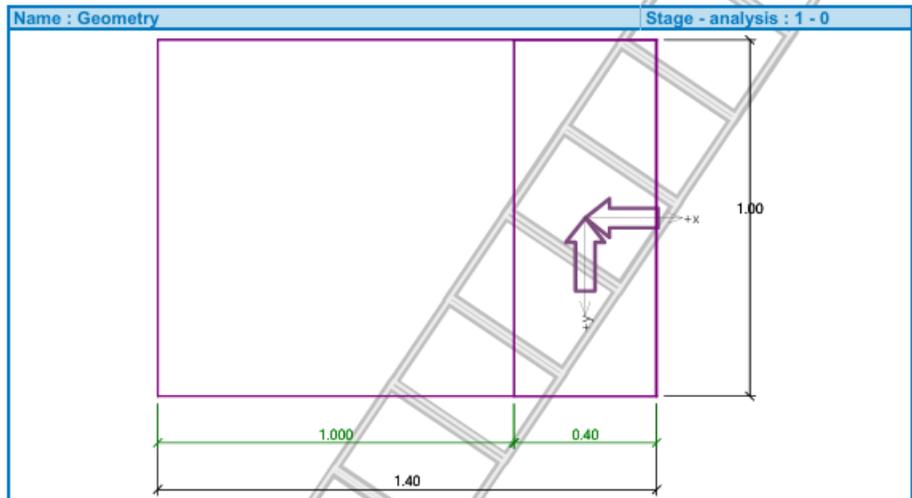


**Geometry of structure**

**Foundation type: strip footing**

Overall strip footing length = 19.20 m  
 Strip footing width (x) = 1.40 m  
 Column width in the direction of x = 0.40 m  
 Inserted loading is considered per unit length of continuous footing span.

Volume of strip footing = 0.42 m<sup>3</sup>/m  
 Volume of excavation = 0.84 m<sup>3</sup>/m  
 Volume of fill = 0.30 m<sup>3</sup>/m



**Material of structure**

Unit weight  $\gamma = 24.00 \text{ kN/m}^3$   
 Analysis of concrete structures carried out according to the standard ACI 318-11.

**Concrete : Concrete ACI**  
 Compressive strength  $f'_c = 24.00 \text{ MPa}$   
 Elasticity modulus  $E_{cm} = 23186.75 \text{ MPa}$

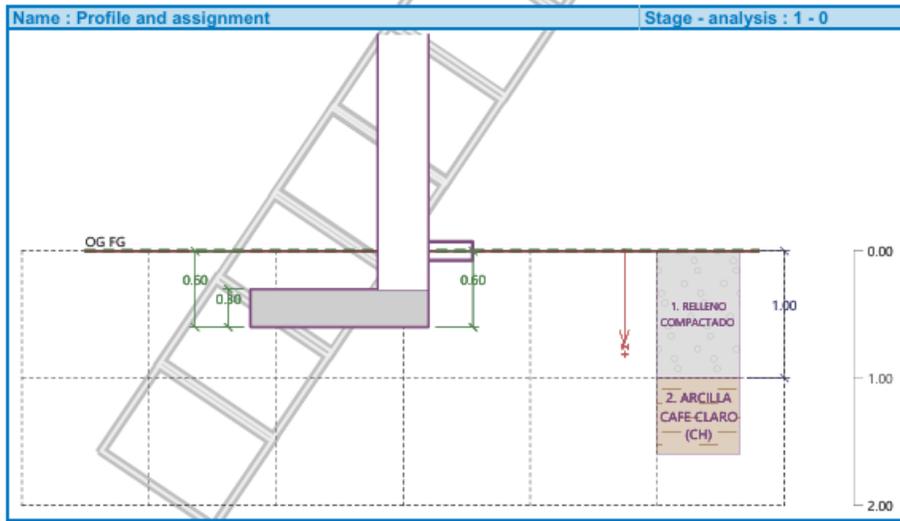
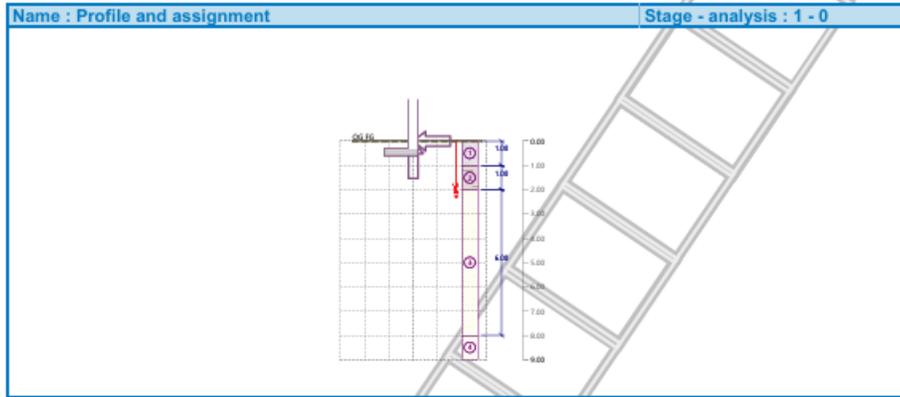
**Longitudinal steel : A616/60**  
 Tensile strength  $f_y = 413.69 \text{ MPa}$

**Transverse steel: A616/60**  
 Tensile strength  $f_y = 413.69 \text{ MPa}$

**Geological profile and assigned soils**

No.	Thickness of layer t [m]	Depth z [m]	Assigned soil	Pattern
1	1.00	0.00 .. 1.00	RELLENO COMPACTADO	
2	1.00	1.00 .. 2.00	ARCILLA CAFE CLARO (CH)	
3	6.00	2.00 .. 8.00	ARCILLA AMARILLA CLARA (CH)	

No.	Thickness of layer t [m]	Depth z [m]	Assigned soil	Pattern
4		- 8.00 ... ∞	ARCILLA AMARILLA CLARA (CH)	



Load

No.	new	Load change	Name	Type	N [kN/m]	My [kNm/m]	Hx [kN/m]
1	Yes		DISEÑO	Design	88.29	57.39	17.86

No.	new	Load change	Name	Type	N [kN/m]	M <sub>y</sub> [kNm/m]	H <sub>x</sub> [kN/m]
2	Yes		SERVICIO	Service	63.06	40.99	12.76

**Earthquake**

Factor of horizontal acceleration  $K_h = 0.0293$   
 Factor of vertical acceleration  $K_v = 0.0146$

**Global settings**

Type of analysis : analysis for drained conditions

**Settings of the stage of construction**

Design situation : permanent

**Verification No. 1**

**Load case verification**

Name	e <sub>x</sub> [m]	e <sub>y</sub> [m]	σ [kPa]	R <sub>d</sub> [kPa]	Utilization [%]	Is satisfactory
DISEÑO	-0.08	0.00	83.47	376.75	66.46	Yes

**Analysis of bearing capacity - partial results**

- φ<sub>d</sub> = 9.070 °
- c<sub>d</sub> = 61.881 kPa
- γ<sub>1prum</sub> = 19.500 kN/m<sup>3</sup>
- γ<sub>2prum</sub> = 17.864 kN/m<sup>3</sup>
- b<sub>ef</sub> = 1.249 m
- N<sub>d</sub> = 2.022
- N<sub>c</sub> = 6.400
- N<sub>b</sub> = 0.286
- s<sub>d</sub> = 1.000
- s<sub>c</sub> = 1.018
- s<sub>b</sub> = 1.000
- d<sub>d</sub> = 1.056
- d<sub>c</sub> = 1.113
- d<sub>b</sub> = 1.056
- i<sub>d</sub> = 0.796
- i<sub>c</sub> = 0.796
- i<sub>b</sub> = 0.005
- b<sub>d</sub> = 1.000
- b<sub>c</sub> = 1.000
- b<sub>b</sub> = 1.000
- g<sub>d</sub> = 1.000
- g<sub>c</sub> = 1.000
- g<sub>b</sub> = 1.000
- R<sub>d</sub> = 376.750 kPa

Analysis carried out with automatic selection of the most unfavourable load cases.

Computed self weight of strip foundation  $G = 10.08$  kN/m  
 Computed weight of overburden  $Z = 5.85$  kN/m

**Vertical bearing capacity check**

Shape of contact stress : general  
 Most unfavorable load case No. 1. (DISEÑO)

Parameters of slip surface below foundation:

Depth of slip surface  $z_{sp} = 1.22$  m

Length of slip surface  $l_{sp} = 2.81$  m

Design bearing capacity of found.soil  $R_d = 376.75$  kPa

Extreme contact stress  $\sigma = 83.47$  kPa

Factor of safety = 4.51 > 3.00

**Bearing capacity in the vertical direction is SATISFACTORY**

**Verification of load eccentricity**

Max. eccentricity in direction of base length  $e_x = 0.054 < 0.350$

Max. eccentricity in direction of base width  $e_y = 0.000 < 0.350$

Max. overall eccentricity  $e_t = 0.054 < 0.350$

**Eccentricity of load is SATISFACTORY**

**Horizontal bearing capacity check**

Most unfavorable load case No. 1. (DISEÑO)

Earth resistance: not considered

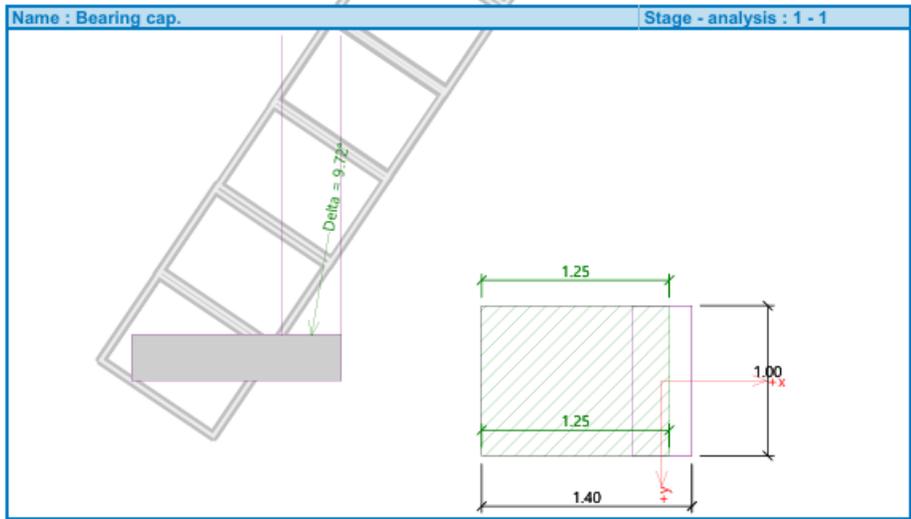
Horizontal bearing capacity  $R_{dh} = 65.12$  kN

Extreme horizontal force  $H = 17.86$  kN

Factor of safety = 3.65 > 1.50

**Bearing capacity in the horizontal direction is SATISFACTORY**

**Bearing capacity of foundation is SATISFACTORY**



**Verification No. 1**

**Settlement and rotation of foundation - input data**

Analysis carried out with automatic selection of the most unfavourable load cases.  
Analysis carried out with accounting for coefficient  $\kappa_1$  (influence of foundation depth).  
Stress at the footing bottom considered from the finished grade.

Computed self weight of strip foundation  $G = 10.08 \text{ kN/m}$   
Computed weight of overburden  $Z = 5.85 \text{ kN/m}$

**Settlement and rotation of foundation - partial results**

Layer No.	Origin [m]	End [m]	Thickness [m]	$E_{def}$ [MPa]	$\sigma_{or}$ [kPa]	$\Delta\sigma_z$ [kPa]	Settlement [mm]
1	0.60	0.65	0.05	80.00	12.19	44.21	0.11
2	0.65	0.70	0.05	80.00	13.16	42.09	0.11
3	0.70	0.75	0.05	80.00	14.14	38.87	0.10
4	0.75	0.80	0.05	80.00	15.11	36.00	0.09
5	0.80	0.85	0.05	80.00	16.09	33.77	0.09
6	0.85	0.90	0.05	80.00	17.06	32.05	0.08
7	0.90	1.00	0.10	80.00	18.52	30.14	0.15
8	1.00	1.10	0.10	4.00	20.31	28.10	4.34
9	1.10	1.20	0.10	4.00	21.93	26.49	3.96
10	1.20	1.30	0.10	4.00	23.55	25.11	3.63
11	1.30	1.40	0.10	4.00	25.17	23.88	3.34
12	1.40	1.50	0.10	4.00	26.79	22.76	3.07
13	1.50	1.75	0.25	4.00	29.63	21.03	6.70
14	1.75	2.00	0.25	4.00	33.68	18.83	5.55
15	2.00	2.25	0.25	6.00	37.75	16.93	1.85
16	2.25	2.50	0.25	6.00	41.82	15.29	1.56
17	2.50	2.75	0.25	6.00	45.90	13.87	1.32
18	2.75	3.00	0.25	6.00	49.97	12.63	1.13
19	3.00	3.50	0.50	6.00	56.08	11.11	1.81
20	3.50	4.00	0.50	6.00	64.23	9.43	1.37
21	4.00	4.47	0.47	6.00	72.16	8.15	1.00

Settlement of mid point of longitudinal edge = 26.2 mm  
Settlement of mid point of transverse edge 1 = 41.2 mm  
Settlement of mid point of transverse edge 2 = 35.4 mm  
(1-max.compressed edge; 2-min.compressed edge)

**Settlement and rotation of foundation - results**

**Foundation stiffness:**

Computed weighted average modulus of deformation  $E_{def} = 20.47 \text{ MPa}$   
Foundation in the longitudinal direction is rigid ( $k=11.15$ )  
Foundation in the direction of width is rigid ( $k=30.59$ )

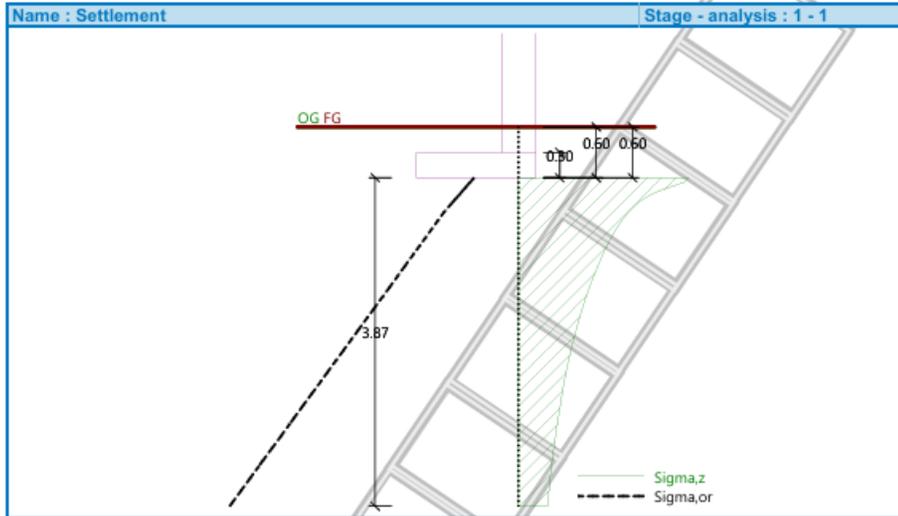
**Verification of load eccentricity**

Max. eccentricity in direction of base length  $e_x = 0.051 < 0.350$   
Max. eccentricity in direction of base width  $e_y = 0.000 < 0.350$   
Max. overall eccentricity  $e_t = 0.051 < 0.350$

**Eccentricity of load is SATISFACTORY**

**Overall settlement and rotation of foundation:**

Foundation settlement = 41.4 mm  
 Depth of influence zone = 3.87 m  
 Rotation in direction of width = 4.132 (tan\*1000); (2.4E-01 °)



**Dimensioning No. 1**

Analysis carried out with automatic selection of the most unfavourable load cases.

**Verification of longitudinal reinforcement of foundation in the direction of x**

6 prof. No. 4, cover 50.0 mm  
 Cross-section width = 1.00 m  
 Cross-section depth = 0.30 m  
 Reinforcement ratio  $\rho = 0.31\% > 0.18\% = \rho_{min}$   
 Position of neutral axis  $c = 0.02\text{ m} < 0.10\text{ m} = c_{max}$   
 Ultimate moment  $M_n = 66.77\text{ kNm} > 39.33\text{ kNm} = M_u$

**Cross-section is SATISFACTORY.**

**Spread footing for punching shear failure check**

Verification for punching shear has not been performed due to shape of the critical section.

Name : Dimensioning

Stage - analysis : 1 - 1

