Punto Lab
ingeniamos

Ibagué, 02 de Febrero de 2025

SEÑORES:

GOBERNACIÓN DEL TOLIMA
ATACO-TOLIMA

REF:	RESPUESTA ACTA DE OBSERVACIONES

Cordial Saludo,

Mediante la presente me permito dar respuesta al acta de la radicación en mención

1. Se adjunta el cálculo de los asentamientos con las secciones de zapatas del proyecto estructural tanto para polideportivo como para aulas
2. Se anexa planos deben estar firmados por el profesional responsable
3. Se anexa memorial de responsabilidad

Atentamente,



SHIRLEY JOHANA PEÑA MENA
M.P.70202-393373 TLM
INGENIERO CIVIL

ESPECIALISTA EN GEOTECNIA

ESTUDIO DE SUELOS

TIPO DE EDIFICACION:	INSTITUCIONAL
DESCRIPCION DEL PROYECTO:	CONSTRUCCION BLOQUE MULTIPROPOSITO Y POLIDEPORTIVO I.E.T. JORGE ELIECER GAITAN
DIRECCION:	INSTITUCIÓN EDUCATIVA JORGE ELIECER GAITÁN, VEREDA POLECITO, ATACO, TOLIMA
PROPIETARIO:	ALCALDIA MUNICIPAL DE ATACO
USUARIO CRM:	ARQUITECTO DIEGO DELGADILLO

Estudio de suelos realizado por:



SHIRLEY JOHANA PEÑA MENA
M.P. 70202-393373 TLM
INGENIERA CIVIL
ESPECIALISTA EN GEOTECNIA

MEMORIAL DE RESPONSABILIDAD

Yo, SHIRLEY JOHANA PEÑA MENA, Ingeniera civil, identificada con Cedula de ciudadanía 1.110.486.632 de Ibagué - Tolima y Matrícula Profesional 70202-393373 TLM, en mi calidad de INGENIERO GEOTECNISTA (De conformidad con lo establecido en el Numeral 22 del Artículo 4 del Título II de la Ley 400 de 1997 "Ingeniero geotecnista: Es el ingeniero civil, quien firma los estudios geotecnicos o de suelos, por medio de los cuales se fijan los parámetros de diseño de la cimentación, los efectos de ampliacion de la onda sismica causados por el tipo y estratificación del suelo subyacente a la edificacion y la definicion de los parametros del suelo que se deben utilizar en la evaluacion de los efectos de interaccion suelo-estructura") facultado para este fin, bajo cuya responsabilidad se realizan los estudios y quien los firma y rotula

CERTIFICO QUE:

He realizado el ESTUDIO DE SUELOS, de conformidad con lo establecido en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, para el proyecto con los siguientes datos (aclarando que, para que este documento tenga validez, planos y memorias deben venir firmados y rotulados y coincidir con la siguiente información):

DESCRIPCION DEL PROYECTO:	CONSTRUCCION BLOQUE MULTIPROPOSITO Y POLIDEPORTIVO I.E.T. JORGE ELIECER GAITAN
DIRECCION:	INSTITUCIÓN EDUCATIVA JORGE ELIECER GAITÁN, VEREDA POLECITO, ATACO, TOLIMA
PROPIETARIOS	ALCALDIA MUNICIPAL DE ATACO

En consecuencia, asumo la responsabilidad al **ESTUDIO DE SUELOS**, y exonero al Municipio de Ibagué y al Curador Urbano ante terceros, de cualquier responsabilidad civil, penal o administrativa por cualquier falta u omisión del presente diseño.

Declaro a sí mismo, que asumo la responsabilidad por los perjuicios que por causa de ellos pueda deducirse, exonerando al Municipio de Ibagué y al Curador Urbano de cualquier responsabilidad. Acepto y reconozco que la revisión efectuada por el Curador Urbano no constituye una aprobación al diseño, sino una verificación al cumplimiento de los requisitos mínimos establecidos en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10.

Atentamente;



SHIRLEY JOHANA PEÑA MENA
M.P. 70202-393373 TLM
INGENIERA CIVIL
ESPECIALISTA EN GEOTECNIA

Punto Lab
ingeniamos

Tabla de Contenido

1. INTRODUCCION 6
2. OBJETIVOS: 6
3. METODOLOGIA: 6
   3.1. TRABAJO DE CAMPO 6
   3.2. DESCRIPCION DEL ENSAYO SPT 6
   3.3. RECOLECCION DE MUESTRAS 8
   3.4. TRABAJO DE LABORATORIO 8
   3.5. TRABAJO DE OFICINA 8
4. UNIDADES DE CONSTRUCCION, NUMERO DE SONDEOS Y PROFUNDIDAD. 9
5. EFECTOS SISMICOS 10
   5.1. COEFICIENTE DE IMPORTANCIA 10
   5.2. ZONA DE AMENAZA SISMICA Y COEFICIENTES DE ACELERACION SISMICA 10
   5.3. TABLA RESUMEN (grupo de uso, coeficiente de importancia, zona de amenaza sísmica, coeficientes de aceleración). 11
6. ASPECTOS GEOLOGICOS 12
   6.1. ASPECTOS GENERALES 12
   6.2. ASPECTOS ESPECIFICOS 11
   7.1. GEOLOGIA ESTRUCTURAL 17
8. DETERMINACION DE PERFIL DE SUELO 19
9. CARACTERIZACION DEL SUELO 21
   9.1. Clasificación del suelo 20
10. RECOMENDACIONES. 23
   10.1. PARA EL DISEÑO DE LA CIMENTACION 23
   10.2. PARA EVITAR DERRUMBAMIENTOS Y CAIDAS 25
   10.3. PARA LA CONSTRUCCION DE LA CIMENTACION 25
11. NOTA ACLARATORIA: 26
12. BIBLIOGRAFIA 27
13. ANEXO 1: Localización y ubicación de sondeos 28
14. ANEXO 2: Registro fotográfico-material utilizado 31
15. ANEXO 3: Reporte de campo-resultados de laboratorio 35
16. ANEXO 4: Análisis de sondeos – cálculo de capacidad portante 73
17. ANEXO 5: Cálculo de asentamientos 79

1. INTRODUCCIÓN

Los perfiles de los suelos que se encuentran en la naturaleza son pocas veces homogéneos, elásticos e isotrópicos, las propiedades geotécnicas del suelo son fundamentales en el análisis estructural de una edificación; Colombia se encuentra en una zona de constante actividad sísmica y nuestras ciudades cada día más pobladas pueden llegar a ser vulnerables si nuestras edificaciones se levantan irresponsablemente.

De acuerdo con los alcances del estudio, el tipo de sondeos y ensayos, así como su número, son una aproximación a los mínimos exigidos en la norma buscando realizar la mejor caracterización del sector.

2. OBJETIVOS:

- Determinar con base en una visita previa a la realización del estudio, el tipo de equipos a utilizar, la ubicación de los sondeos y la metodología final para llevar a cabo el estudio de suelos en campo.
- Establecer las características del suelo, condiciones geológicas y geotécnicas del sitio donde se ubica la futura construcción.
- Proponer el tipo de fundación más adecuada para el proyecto en ejecución.

3. METODOLOGIA:

3.1. TRABAJO DE CAMPO

Luego de haber determinado la ubicación de los sondeos, se procede a realizar las perforaciones, las cuales son realizadas por dos operarios y un Ingeniero geotecnista, mediante SPT, a una profundidad de seis metros, con el fin de establecer el tipo de suelo y perfil del mismo, estratigrafía y otras condiciones.

En algunos casos cuando el suelo es Arcilloso o Limoso en condición no drenada, podemos implementar el ensayo de la veleta de campo, para determinar la resistencia al corte S_u de suelos no drenados.

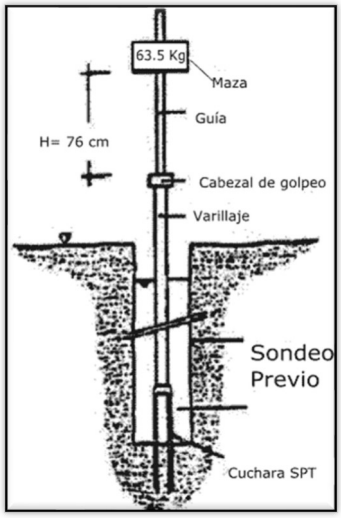
Cuando sean macizos rocosos se implementara el uso del Martillo Schmidt (Esclerómetro) para estimar en campo o en el laboratorio la resistencia a compresión simple mediante el rebote proporcionado por el martillo.

3.2. DESCRIPCION DEL ENSAYO SPT

El ensayo SPT o ensayo de penetración estándar se realiza en suelos o en rocas muy alteradas y meteorizadas en el interior de los sondeos durante la perforación. Es el ensayo más usado y extendido de los que se realiza en el interior de un sondeo, por tal razón, el ensayo SPT incluye diversas correlaciones con parámetros mecánicos del suelo en conjunto con datos y parámetros de laboratorio.

Este consiste en contar el número de golpes que son necesarios para conseguir la penetración de una toma muestras partido en 30 centímetros del terreno.

Él toma muestras se sitúa en la parte inferior del varillaje, que a su vez es hincado mediante el uso de una maza (peso-martillo) de 63.5 kilogramos (140 libras), que golpea el extremo superior del varillaje a manera de caída libre desde una altura de 76 centímetros (30 pulgadas). El toma muestras suele tener 2 pulgadas de diámetro exterior y 1 3/8 pulgadas de diámetro interior y ángulo de punta a 60º.



Después de hacer una visita previa y sencilla al sitio de trabajo, se investigó respecto a la geología del sector y sobre el origen de los suelos; ya sabiendo que tipo de proyecto es el que se va a construir allí (con eso también determinamos Nº de sondeos y su respectiva profundidad) se organiza el plan de trabajo.

El día del estudio se define la ubicación de los sondeos y se prepara la zona (puntos) para su respectivo proceso. A continuación se narra el procedimiento para cada uno de los sondeos.

- El primer paso, es realizar el espacio con la barra o pica para que la tubería pueda ingresar en el orificio, luego se ingresa la punta de avance con el objetivo de llegar a la cota deseada.
- Se retira la tubería de perforación y se procede a instalar él toma muestras con dimensión estándar.
- Se limpia cuidadosamente la perforación hasta llegar a la cota deseada para realizar el ensayo, la profundidad mínima exigida por la NSR-10 para el sondeo o hasta encontrar rechazo si se cumple con lo establecido en la norma ASTM D1586 (Se aplica un total de 50 golpes durante cualquiera de los 3 incrementos de 15cm que componen la prueba; no se observa avance de la cuchara durante la aplicación de 10 golpes sucesivos).
- Se procede a marcar el extremo superior de la tubería de perforación en tres partes iguales de 15 cm, para observar el avance del muestreador a efecto del impacto del martillo (maza o peso).

- Se obtiene el valor (N) número de golpes necesarios para que él toma muestras penetre los segmentos 2 y 3 marcados, en total 30 cm, cabe recalcar que el primer segmento de 15 cm no se tiene en cuenta (se desprecia). Es decir que N es igual al número de golpes necesarios para que él toma muestras penetre 30 cm del terreno.
- Se puede realizar el ensayo en cuatro tramos de 15 cm en donde el valor (N) sería igual a la suma de los golpes necesarios para hincar él toma muestras en 30 cm del terreno tomando en cuenta solamente los tramos 2 y 3, mientras que los tramos 1 y 4 se desprecian.
- Finalmente se saca la toma muestras y se procede guardar la muestra alterada para posteriores análisis de laboratorio.

3.3. RECOLECCION DE MUESTRAS

De cada sondeo se recolectaron 3 muestras debidamente embaladas, primero con papel aluminio luego, con Vinipel y por último es llevada a una nevera de icopor con el fin de preservar la humedad de la muestra traída de campo.

Previamente se debió haber firmado el formato de la autorización de ingreso y diligenciado el formulario del reporte de campo, donde se reportaran las profundidades hasta encontrar rechazo e información acerca de la ubicación del predio.

Se realiza descripción de la estratigrafía de material encontrado metro a metro (hasta los 5m) y cada metro y medio a partir de los seis metros de profundidad (Ver Anexo 2).

3.4. TRABAJO DE LABORATORIO

- Las muestras analizadas del primer sondeo son aquellas donde posiblemente se va a realizar la cimentación de la estructura, en el sondeo 2 se analizas las ultimas 3 profundidades para complementar el perfil estratigráfico, en último sondeo se escogen las muestras de forma aleatoria para confirmar la misma tipología de suelo.
- Se realizan ensayos de clasificación, gravedad específica, peso unitario, límite líquido, límite plástico y se determina humedad de cada una de las muestras y se recopila toda esta información en un formato llamado Reporte de laboratorio.
- Para determinar ciertas propiedades del suelo fue necesario recurrir a correlaciones matemáticas, descritas en el cuerpo del informe.

3.5. TRABAJO DE OFICINA

- Con base en la información de campo, resultados de laboratorio, correlaciones matemáticas e investigación de la geología regional y local se logran determinar las condiciones geotécnicas del suelo.
- Luego de analizar toda la información anteriormente descrita, se elabora informe conforme a los requerimientos con el fin de obtener información como: la clasificación del suelo, gravedad específica, peso unitario y el índice de plasticidad, Valores importantes como la capacidad portante del suelo, su módulo de elasticidad y coeficiente de Poisson.

4. UNIDADES DE CONSTRUCCION, NUMERO DE SONDEOS Y PROFUNDIDAD.

H.3.1.1 — **CLASIFICACIÓN DE LAS UNIDADES DE CONSTRUCCIÓN POR CATEGORÍAS —** Las unidades de construcción se clasifican en Baja, Media, Alta y Especial, según el número total de niveles y las cargas máximas de servicio. Para las cargas máximas se aplicará la combinación de carga muerta más carga viva debida al uso y ocupación de la edificación y para la definición del número de niveles se incluirán todos los pisos del proyecto, sótanos, terrazas y pisos técnicos. Para la clasificación de edificaciones se asignará la categoría más desfavorable que resulte en la tabla H.3.1-1.

Tabla H.3.1-1
Clasificación de las unidades de construcción por categorías

Categoría de la unidad de construcción	Según los niveles de construcción	Según las cargas máximas de servicio en columnas (kN)
Baja	Hasta 3 niveles	Menores de 800 kN
Media	Entre 4 y 10 niveles	Entre 801 y 4,000 kN
Alta	Entre 11 y 20 niveles	Entre 4,001 y 8,000 kN
Especial	Mayor de 20 niveles	Mayores de 8,000 kN

Fuente: (Ministerio de Ambiente, 2010)(NSR-10)

Tabla H.3.2-1
Numero mínimo de sondeos y profundidad de cada unidad de construcción
Categoría de la unidad de construcción

Categoría Baja	Categoría Media	Categoría Alta	Categoría Especial
Profundidad Mínima de sondeos: 6 m. Numero mínimo de sondeos :3	Profundidad Mínima de sondeos: 15 m. Numero mínimo de sondeos: 4	Profundidad Mínima de sondeos: 25 m. Numero mínimo de sondeos: 4	Profundidad Mínima de sondeos: 30 m. Numero mínimo de sondeos: 5

Fuente: (Ministerio de Ambiente, 2010)(NSR-10)

H.3.2.6 – NUMERO MINIMO DE SONDEOS – Para definir el número de sondeos en un proyecto, se definirán inicialmente las unidades de construcción de acuerdo con las normas dadas en el numeral H.3.1.1. En todos los casos el número mínimo de sondeos para un estudio será de tres (3) y para definir el numero se debe aplicar el mayor numero de sondeos resultantes y el numero de unidades de construcción.

Los sondeos realizados en la frontera entre unidades adyacentes de construcción de un mismo proyecto, se pueden considerar validos para las dos unidades siempre y cuando domine la mayor profundidad aplicable.

Efecto por repetición – Para proyectos con varias unidades similares, el numero total de sondeos se calculará a partir de la segunda unidad de construcción y siguientes como la mitad (50%) del encontrado para la primera unidad, aumentando al numero entero siguiente al aplicar reducción. (Ministerio de Ambiente, 2010)(NSR-10)

De acuerdo a las anteriores tablas, se clasifica categoría y se determina número de sondeos así:

Categoría	BAJA
Numero de sondeos	3
Profundidad (m)	6

Fuente: (autores)

5. EFECTOS SISMICOS

Se puede afirmar con base en experiencias obtenidas en muchos eventos sísmicos, que las condiciones locales del suelo influyen en las ondas sísmicas y por lo tanto tienen gran influencia en los efectos que el sismo produce en las estructuras localizadas en la superficie. El espectro de respuesta es unos de los parámetros descriptivos de un sismo que se ve más afectada por las condiciones locales de suelo subyacente.

Debido a que el espectro es la herramienta que se utiliza en el diseño sísmico a través de la metodología propuesta por la NSR-10, es muy importante poder definir la influencia que puede obtener el tipo de perfil de suelo en la respuesta de edificaciones localizadas sobre él.

5.1. COEFICIENTE DE IMPORTANCIA

Tabla A.2.5-1 / NSR-10

GRUPO DE USO	COEFICIENTE DE IMPORTANCIA I
IV	1.50
III	1.25
II	1.10
I	1.00

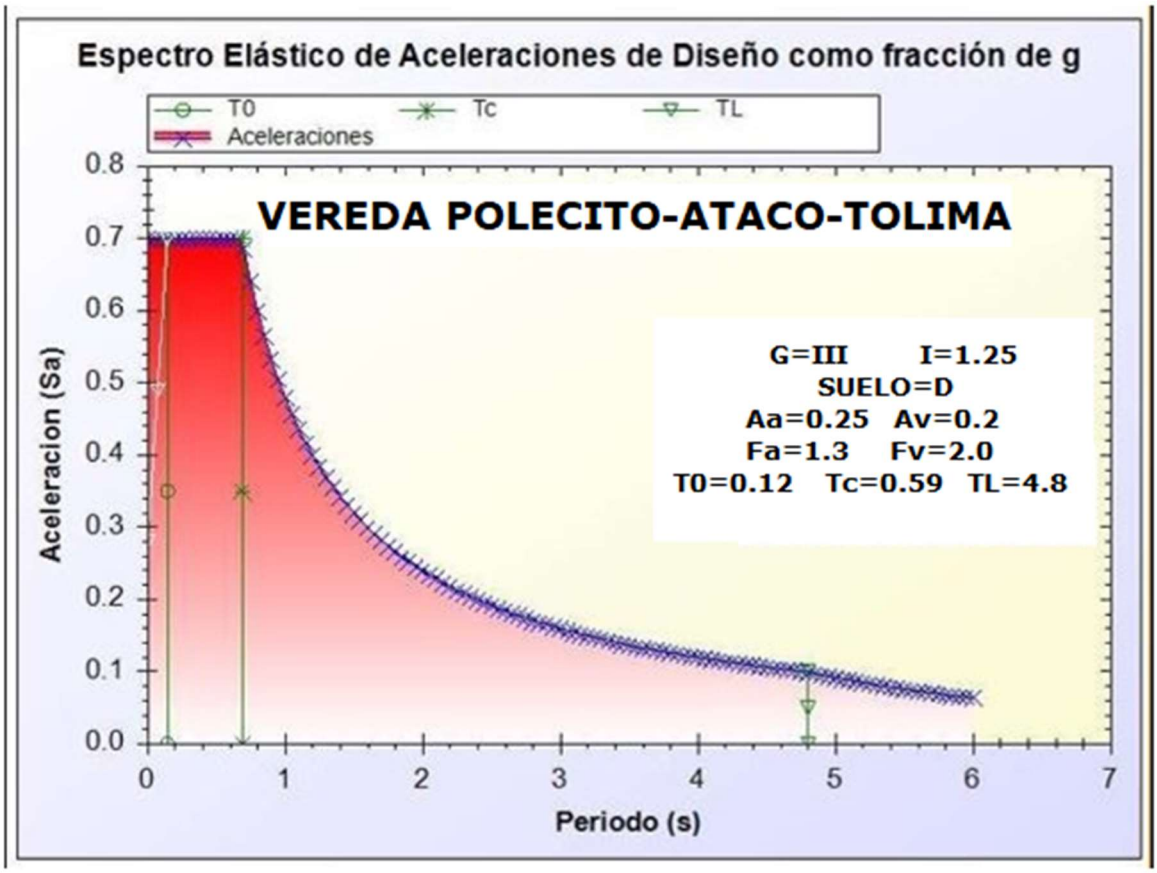
Fuente: (Ministerio de Ambiente, 2010)

5.2. ZONA DE AMENAZA SISMICA Y COEFICIENTES DE ACELERACION SISMICA

Tabla A.2.3-2
Valor de Aa y De Av para las ciudades capitales de departamento

Ciudad	Aa	Av	Zona de amenaza Sísmica
Ataco	0.25	0.20	Alta

Fuente: (Ministerio de Ambiente, 2010), modificado por autores.



Fuente: (Mendoza, 2015)

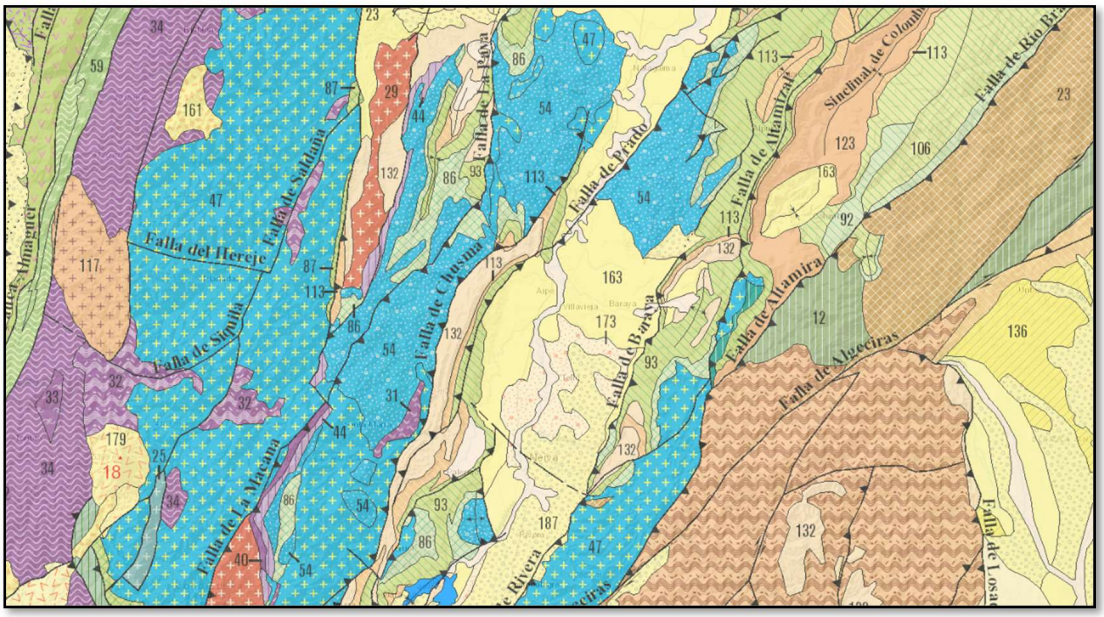
5.3. TABLA RESUMEN (grupo de uso, coeficiente de importancia, zona de amenaza sísmica, coeficientes de aceleración).

Grupo de uso	**III**
Coeficiente de importancia I	**1.25**
Zona de amenaza sismica	**Alta**
Aa	**0.25**
Av	**0.20**

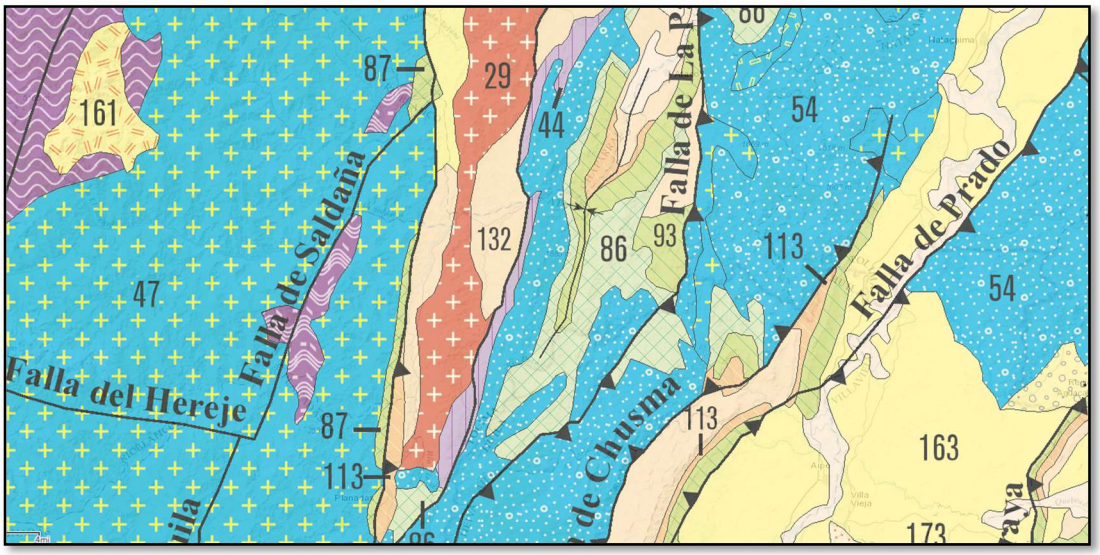
Fuente: autores.

6. ASPECTOS GEOLOGICOS

6.1. ASPECTOS GENERALES



Fuente: (Gómez, J., Montes, N.E. & Marín, E., compiladores. 2023)

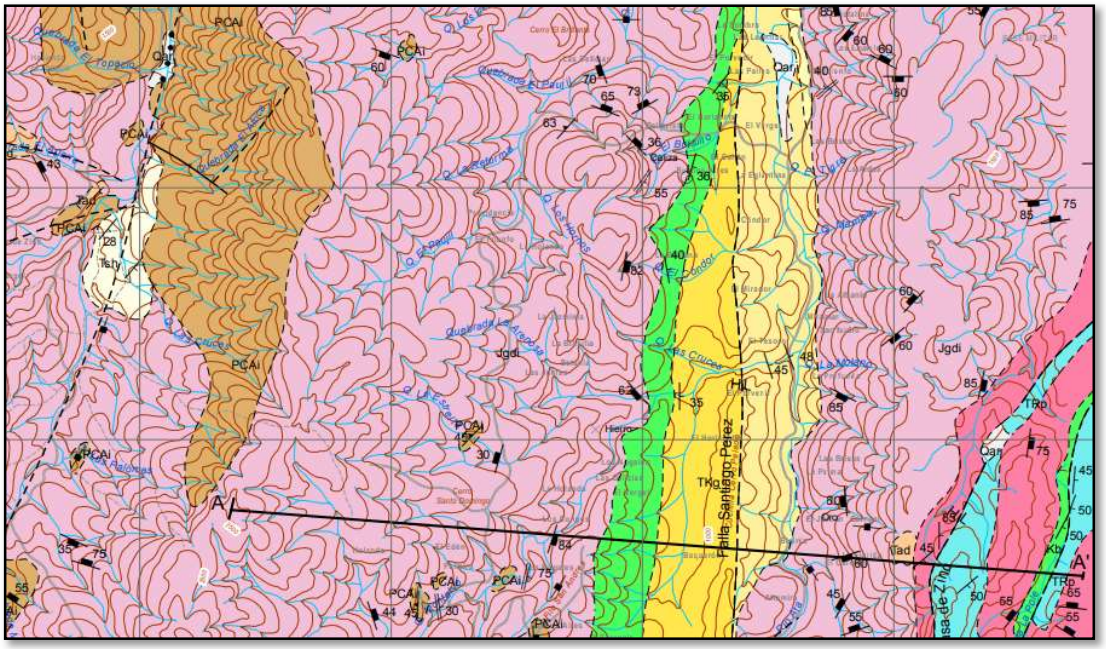


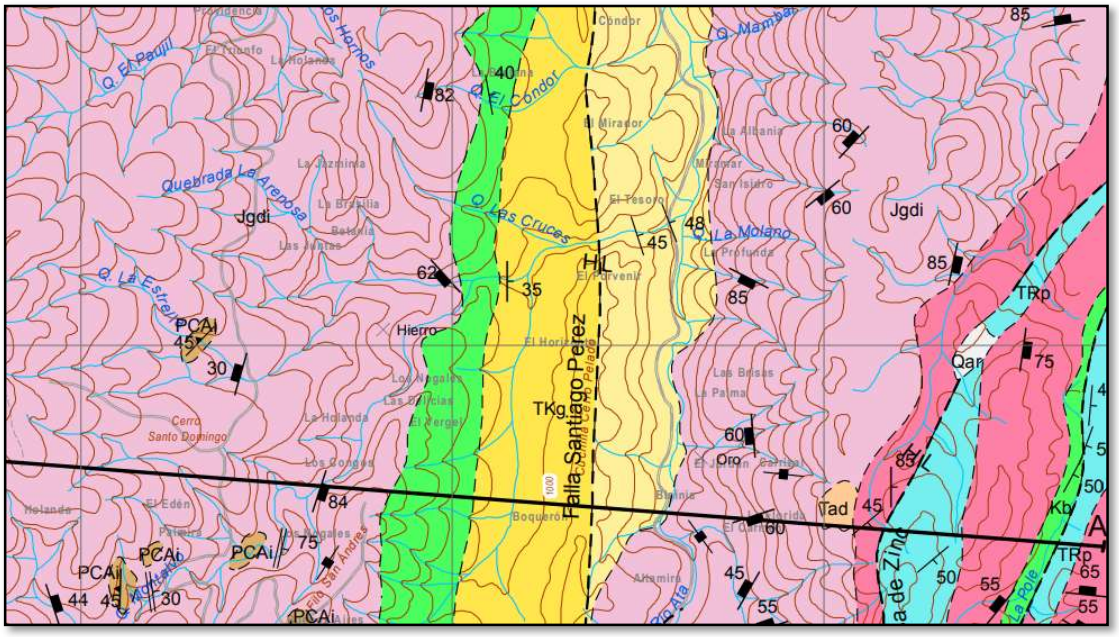
Fuente: (Gómez, J., Montes, N.E. & Marín, E., compiladores. 2023)

Unidad crono estratigráfica UC: Intercalaciones de capas rojas de conglomerados, arenitas líticas conglomeráticas y arcillolitas. Tiene edad del periodo Bartoniano-Chattiano.

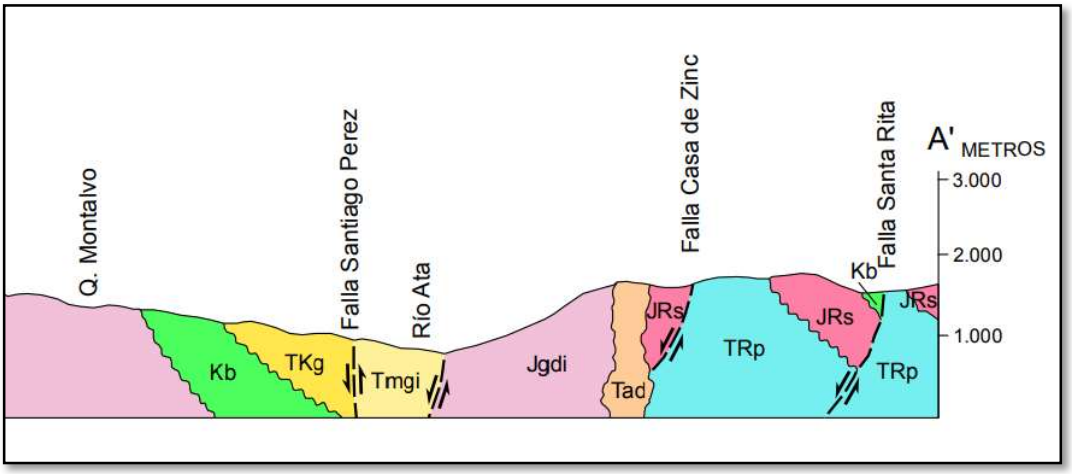
GEOMORFOLOGIA

6.2. ASPECTOS ESPECIFICOS





Fuente: (Ferreira, Nuñez & Rodriguez, 2012)



Fuente: (Ferreira, Nuñez & Rodriguez, 2012)

LEYENDA GEOLOGICA

EDAD	ROCAS SEDIMENTARIAS
Cenozoico	Tsh FORMACIÓN HONDA Areniscas grawaquicas, arcillolitas niveles conglomeráticos; color gris-verdoso predominante. Tmgm Tmgi GRUPO GUALANDAY Tmgm: FORMACIÓN GUALANDAY MEDIO: Arcillolitas con algunas intercalaciones de areniscas y conglomerados, color rojo predominante. Tmgl: FORMACIÓN GUALANDAY INFERIOR: Principalmente conglomerados y areniscas, deslgadas inetrcalaciones de arcillolitas. TKg FORMACIÓN GUADUAS Arcillolitas y algunas limolitas , con estratificación pobre y color rojizo dominante.
Mesozoico	Kb ROCAS SEDIMENTARIAS DE LA QUEBRADA BARRANCO Areniscas cuarcíticas, en base y techo; calizas shales y lulitas, con delgados niveles de liditas en la parte media. Fauna fósil del Albiano-Campaniano.

Fuente: (Ferreira, Nuñez & Rodriguez, 2012)

FORMACION GUALANDAY INFERIOR (Tmgi)
Aflora entre el rio Mendarco y el sur de Bruselas; las mejores exposiciones se encuentran en el carreteable El Cóndor - Monteloro y en las quebradas Palmichal y Montalvo: en la quebrada Montalvo la sección estratigráfica expuesta tiene un espesor de 400 m.
El límite inferior, con la Formación Guaduas, es de tipo tectónico, mientras que el superior es concordante con el Gualanday Medio y se marca por la aparición del primer nivel potente de arcillolitas. El Gualanday Inferior se caracteriza por una sucesión de conglomerados y areniscas conglomeráticas, con ocasionales intercalaciones de arcillolitas. Los conglomerados, comunes en la base, son de composición lidítica, dominantemente, y matriz areno-arcillosa de color crema; por lo regular muestran formas lenticulares. Las areniscas conglomeráticas areniscas silíceas son más abundantes hacia el tope de la secuencia, En conjunto la unidad tiene tonos rojizos.
Por análisis de polen Van der Hammen (1958) conceptúa que la Formación Gualanday Inferior se depósitó en el Eoceno medio; esta edad es acogida para el presente estudio, por no disponer de datos más confiables (INGEOMINAS, 1991).

FORMACION GUALANDAY MEDIO (Tmgm)
Aflora entre el rio Mendarco y el NE de El Cóndor; algunos afloramientos se observan sobre la carretera Ataco - Planadas, en el sector Las Señoritas - Santiago Pérez, El contacto inferior es concordante con la Formación Gualanday Inferior, mientras que el superior está erosionado, notándose la ausencia, en la región, de los bancos conglomeráticos potentes que caracterizan al Gualanday Superior 4 que, estratigráficamente, suprayacen al Gualanday Medio en los valles medio ys superior del rio Magdalena.
La unidad está constituida, en un 80%, por arcillolitas rojizas; existen algunos niveles de areniscas arcillosas y conglomerados de grano fino, comúnmente como rellenos de canal. La estratificación no es bien definida. Se observan cambios de facies, de extensión variable, La pobre exposición de lasobre unidad su no espesor (INGEOMINAS, 1991).

7. GEOLOGIA ESTRUCTURAL

Se conocen cuatro fallas mayores; tres de ellas afectan casi exclusivamente al Batolito de lbagué, por lo que se dificulta detectar el tipo de movimiento y el desplazamiento de los bloques a lado y lado de la estructura.
La falla más prominente es la Falla del Saldaña que provoca el alineamiento de los ríos Siquila y Saldaña, este último desde el sitio El Diamante. El movimiento de la falla es de tipo vertical y el plano de falla tiene un buzamiento bastante alto; el bloque este fue levantado con relación al oeste. A esta falla están asociadas algunas mineralizaciones de cobre.
Las fallas de Herrera y El Hereje causan, respectivamente, el control de los ríos Saldaña y Hereje. La primera tiene una dirección SW-NE y se extiende entre la esquina SW de la plancha hasta El Diamante, pasando por la población de La Herrera. La Falla El Hereje tiene dirección E-W desde El Auxilio hasta el sur de Bilbao. Estas dos estructuras cortan exclusivamente, rocas del Batolito de Ibagué, por lo que es difícil determinar el tipo de movimiento de ellas.
La Falla Mendarco - Santiago Pérez se halla en el sector E de la plancha marcando el contacto entre el Batolito de Ibagué, las rocas sedimentarias cretáceas y la Formación Gualanday Inferior. Su rumbo es N-S y continúa en las planchas 281 (al norte) y 322 (al sur). La falla ticne movimiento vertical, con el bloque este, descendiendo con relación al bloque oeste. Hacia el sur se entrecruza con otras fallas menores como la de Casa de Zinc y la de Santa Rita.

8. DETERMINACION DE PERFIL DE SUELO

Nota: Según NSR-10, Capítulo A.2 — Zonas de amenaza sísmica y movimientos sísmicos de diseño, Sección A.2.4.3.2 Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar, página A-21, EL TIPO DE PERFIL DE SUELO se calcula por la siguiente expresión:

Según (A.2.4.2)/Pag. A-21/NSR-10

Donde:

$\bar{N} = (\sum d_i)/(\sum d_i/N_i)$

Ni = número de golpes por píe obtenidos en el ensayo de penetración estándar, realizado in situ de acuerdo con la norma ASTM D 1586, haciendo corrección por energía N60, correspondiente al estrato i . El valor de Ni a emplear para obtener el valor medio, no debe exceder 100.
di = Espesor del estrato i, localizado dentro de los 30m superiores del perfil.

Para calcular la corrección de confinamiento se analizan los resultados de las siguientes formulas:

- $\text{Schmertmann cn} = 32.5/(10.2 + 20.3\text{Rs})$
- $\text{Seed} - \text{idriss cn} = 1 - \text{K} * \log \text{Rs}$
- $\text{Liao} - \text{whitman cn} = (\frac{1}{\text{Rs}})^{0.5}$
- $\text{Skempton cn} = 2/1(1 + \text{Rs})$
- $\text{Meyerhof} - \text{Ishihara cn} = 1.7/(0.7 + \text{Rs})$

Se escoge las más desfavorable para luego calcular el Angulo de fricción interna del suelo mediante esta formula

- $\text{Ø'eq} = 15 + (12.5 * \text{N1}_{45})^{0.5}$

Tabla A.2.4 - 1

Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de Perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	Vs ≥ 1500 m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s ≥ 760 m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda cortante, o Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	760 m/s ≥ Vs ≥ 360 m/s N ≥ 50, o Su ≥ 100 kPa (=0,5 Kgf(cm2))
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	360 m/s › Vs ≥ 180 m/s 50 › N › 15, o 100 kPa(1Kgf/cm2) › Su ≥ 50 Kpa (0.5 kgf/cm2)

E	Perfil que cumpla con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	180 m/s › Vs **IP** › 20 W ≥ 40%, 50 kpa (=0,50 kgf/cm3) › Su
F	los perfiles de suelo tipo **F** requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista de acuerdo con el procedimiento de A2.10. Se contemplan las siguientes Subclases. **F1 -** Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: Suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados. Etc. **F2 -** Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H › 3m para una turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas. **F3 -** Arcillas de muy alta plasticidad (H › 7.5 cm con índice de Plasticidad › 75) **F4** - Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H › 36 m)	

Fuente: (Ministerio de Ambiente, 2010)(NSR-10)

Tabla A.2.4 - 2

Criterios para clasificar suelos dentro de los perfiles de suelos tipo C, D o E

Tipo de perfil	Vs	N o Nch	Su
C	Entre 360 y 760 m/s	Mayor que 50	Mayor que 100 kPa (=1 Kgf/cm2)
D	Entre 180 y 360 m/s	Entre 15 y 50	Entre 100 y 50 kPa(0.5 a 1 kgf/cm2)
E	Menor de 180 m/s	Menor de 15	Menor de 50 kPa (=0.5 kgf/cm2)

fuente: (Ministerio de Ambiente, 2010)(NSR – 10)

De acuerdo al Número de golpes hallado mediante ensayo SPT, se determina un **perfil de suelo tipo D (VER TABLA ANEXA ANALISIS DE SONDEOS).**

9. CARACTERIZACION DEL SUELO

9.1. Clasificación del suelo

Para la clasificación de los materiales extraídos de cada una de las perforaciones, se utilizaron los dos sistemas conocidos: el sistema unificado de clasificación de suelos SUCS Y La Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes o por sus siglas en inglés AASHTO.

Realizamos la comparación entre ambas clasificaciones y se escoge la más desfavorable para trabajar con base en ella.

- Suelo de contextura Areno arcillosa de color marrón claro con vetas grises, granos finos, con humedad y plasticidad baja. (tomado del reporte de campo Anexo 3)

- De acuerdo a la carta de plasticidad tenemos un suelo tipo **ML** (suelo limoso de

baja plasticidad). (tomado de granulometría Anexo 3)

- La humedad natural promedio del suelo no supera el 30%, lo que corresponde a un suelo seco. (tomado del Análisis sondeos Anexo 4)

Sondeo N°	Prof (m)		N° Golpes de campo	Muestra Analizada	Tipo de muestra	Perfil de suelo	Clasificación del suelo SUCC
1	0,00	1,17	6	**X**	ALTERADA	D	Suelo limoso de baja plsticidad **ML**
	1,17	2,17	8	**X**	ALTERADA		
	2,17	3,17	12	**X**	ALTERADA		
	3,17	4,17	26				
	4,17	5,17	29				
	5,17	6,17	30				

Sondeo N°	Prof (m)		N° Golpes de campo	Muestra Analizada	Tipo de muestra	Perfil de suelo	Clasificación del suelo SUCC
2	0,00	1,15	7			D	Suelo limoso de baja plsticidad **ML**
	1,15	2,15	8				
	2,15	3,15	14				
	3,15	4,15	26	**X**	ALTERADA		
	4,15	5,15	29	**X**	ALTERADA		
	5,15	6,15	30	**X**	ALTERADA		

Sondeo N°	Prof (m)		N° Golpes de campo	Muestra Analizada	Tipo de muestra	Perfil de suelo	Clasificación del suelo SUCC
3	0,00	1,15	12	**X**	ALTERADA	D	Suelo limoso de baja plsticidad **ML**
	1,15	2,15	19				
	2,15	3,15	21	**X**	ALTERADA		
	3,15	4,15	25				
	4,15	5,15	26	**X**	ALTERADA		
	5,15	6,15	28				

10. RECOMENDACIONES.

El estudio de suelos consistió en realizar unas exploraciones para generalizar la condición total del lote, sin embargo, debido a sus características heterogéneas o anisotropías el suelo (al iniciar labores de excavación) puede presentar características diferentes a las planteadas en este estudio, de ser así, es responsabilidad del constructor avisar de manera inmediata al Ing. de suelos para que efectué una visita al terreno y haga sus respectivas recomendaciones.

10.1. PARA EL DISEÑO DE LA CIMENTACION

Se recomienda realizar el diseño de la cimentación con los datos de la siguiente tabla:

Perfil de suelo	D
Angulo de fricción	22.44
Módulo de rigidez E MN/m²	15.15
Coeficiente de poisson [v]	0.35
Peso específico γ (kN/m3)	18.33
Coeficiente de Balasto Ks (kPa/m)	9601
Nivel freático (m)	No Aplica
Aa	0.25
Av	0.20
Fa	1.30
Fv	2.00
Capacidad portante Kpa	96.66
Profundidad de cimentación (m)	1.50
Tipo de cimentación	Viga te
Licuefacción	No Licuable
Suelos Colapsables	No colapsable

10.2. PARA EVITAR DERRUMBAMIENTOS Y CAIDAS

- Debe darse a los lados de la excavación o zanja una inclinación segura, generalmente con un ángulo de 45° en reposo, o apuntalárselos con maderamen u otro material adecuado para impedir que se derrumben. La clase de soporte dependerá del tipo de excavación, la índole del terreno y el agua subterránea existente.
- La planificación es de vital importancia. Es preciso asegurarse de la disponibilidad de materiales para apuntalar la zanja que ha de cavarse en toda su extensión, ya que los soportes deben instalarse sin demora al practicar la excavación. Para todas las excavaciones se precisa una acumulación de maderas de reserva, pero las de 1,2 m o más de profundidad requieren un maderamen o revestimiento especial. Si el suelo es inestable o carece de cohesión, se necesita un entablado más apretado. Nunca se debe trabajar por delante de la zona apuntalada.
- Los apuntalamientos deben ser instalados, modificados o desmantelados sólo por obreros especializados bajo supervisión. Dentro de lo posible, se deben erigir

antes de haber cavado hasta la profundidad máxima de la zanja, hay que empezar antes de llegar a los 1,2 m. La excavación e instalación de soportes deberá continuar entonces por etapas, hasta llegar a la profundidad deseada. Es preciso que los trabajadores conozcan bien los procedimientos para rescatar a un compañero atrapado por un desprendimiento de tierra.

- Apuntalamiento para prevenir el derrumbe de los costados de una excavación, consistente en marcos de madera o acero con entablado estrecho entre ellos.
- Los trabajadores se caen con frecuencia dentro de las excavaciones.
- Deben colocarse barreras adecuadas, de altura suficiente (por ejemplo, cerca de 1 m), para prevenir estos accidentes. A menudo se utilizan los extremos de los soportes que sobresalen del nivel del suelo para sostener estas barreras.
- Barreras a ambos lados de una zanja, para impedir que los trabajadores caigan dentro de ella.

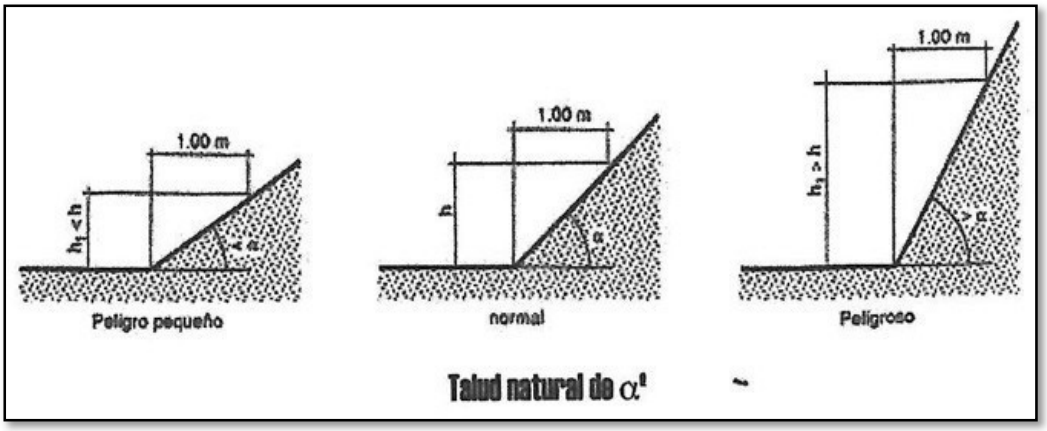
10.3. PARA LA CONSTRUCCION DE LA CIMENTACION

Se deben tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

- Tener en cuenta que el nivel 0.00m es tomado una vez se realiza el descapote.
- Preparar el terreno retirando los materiales no apropiados para el soporte de la edificación como escombros, materia orgánica, capa vegetal, suelo suelto, etc.
- Evitar la alteración del suelo lo menos posible, sobre todo con maquinaria pesada. La excavación en el sitio del proyecto debe ser manual o a máquina (retroexcavadora) bajo la supervisión de un ingeniero civil.
- Antes de emprender las obras de excavación, se debe hacer un reconocimiento cuidadoso del sitio para determinar cuáles son las medidas de seguridad que se requieren. Esto es de primordial importancia cuando se trabaja en zonas urbanas y cerca de caminos o de estructuras de servicios públicos.
- Las propiedades colindantes se deben examinar antes de iniciar las operaciones y las excavaciones se planearán de acuerdo con el estudio. Los defectos estructurales que se encuentren, tales como grietas en los cimientos asentamientos irregulares, etc., se deben anotar y volver a examinar. Se debe obtener fotografías y planos firmados y fechados cuando se estime conveniente. Se debe localizar los servicios públicos subterráneos, tales como conductos de cables eléctricos, telefónicos y los principales conductos de agua, gas y alcantarillado. Si se tiene que levantar cualquiera de estos conductos, tuberías o interrumpir el suministro, se debe hacer arreglos previos con el dueño del servicio.
- Las excavaciones no deben quedar expuestas por mucho tiempo después de su ejecución, para evitar que las paredes de las mismas se desprendan, sin embargo, no se considera necesario entibar durante el proceso de fundida de las zapatas. En los trabajos llevados a cabo en zanjas se producen con frecuencia accidentes graves o mortales a causa del desprendimiento de tierras. Por ello es necesario adoptar aquellas medidas que garanticen la seguridad de los trabajadores que tienen que llevar a cabo labores en el interior de las mismas.
- Puede ser necesario cambiar provisionalmente las instalaciones subterráneas o

áreas de los servicios públicos, hay que protegerlos contra daños. Las tuberías, cables, etc., que queden al descubierto, se suspenden o se sostienen con puntales.

- Se debe disponer un sitio para desechar el material de las excavaciones y una ruta para el acarreo del mismo.



- Las estructuras adyacentes a las excavaciones se deben arriostrar para impedir su asentamiento y movimiento lateral. Los cimientos se deben proteger para que no los socave o los deslave las lluvias u otras aguas.
- Con carácter general se debe considerar peligrosa toda excavación que, en terrenos corrientes, alcance una profundidad de 0,80 m y 1,30 m en terrenos consistentes. En general se adoptarán las precauciones necesarias para evitar derrumbamientos, según la naturaleza y condiciones del terreno. Las excavaciones de zanjas se ejecutarán con una inclinación de talud provisional adecuadas a las características del terreno, se debe considerar peligrosa toda excavación cuya pendiente sea superior a su talud natural. Dado que los terrenos se disgregan y pueden perder su cohesión bajo la acción de los elementos atmosféricos, tales como la humedad, y la sequedad, dando lugar a hundimientos, es recomendable calcular con amplios márgenes de seguridad la pendiente de los tajos. En las excavaciones de zanjas se pueden emplear bermas escalonadas, con mesetas no menores de 0,65m y contra mesetas no mayores de 1,30 m, en cortes con taludes del terreno con Angulo entre 60° y 90° para una altura máxima admisible en función del peso específico aparente del terreno y de la resistencia simple del mismo.

- Es recomendable empezar las obras de cimentación en época seca, y en lo posible comenzar lo más rápido después de realizada la excavación del terreno, para su culminación en el menor tiempo posible.
- El material de relleno por encima de la cimentación, el material base para el contra piso (a no ser que en planos estructurales se especifique lo contrario) en general cualquier tipo de relleno (sobre el cual no se levante la fundación) debe ser de tipo recebo seleccionado (con un contenido máximo del 20% de los finos) y compactado por medio mecánico (saltarín) en capas no inferiores a los

20cm al 90% del Proctor modificado.

- Una vez construida la cimentación, cuellos de columnas que van enterrados y realizado el relleno para nivelación, es recomendable fundir el contrapiso a la mayor brevedad para evitar que el material de fundación se contamine, brindar una rodadura cómoda para el trabajo y un soporte adecuado para la formaleta de elementos superiores como columnas y placa. El refuerzo debe estar separado del suelo (recubrimiento) a una distancia mínima de 7.5cm, se recomienda usar algún tipo de elemento que levante el acero con la suficiente resistencia como para que al ser vaciado el concreto, las barras no pierdan distancia de recubrimiento, en lo posible aplicar algún tipo de aditivo que mejore las condiciones de impermeabilidad del concreto (para la cimentación, placa contrapiso y los cuellos de las columnas que van enterrados, en general a todo los elementos en concreto que queden en contacto directo con el suelo). El concreto y el acero debe cumplir con las especificaciones tecnicas proferidas en el estructural y con todo lo contenido en la NSR-10. Homogéneo (buen uso de mezcladora si se trabaja en sitio), bien vibrado (para eliminar burbujas internas) y bien formaleteado (para garantizar las condiciones geométricas planteadas por el estructural).

11. NOTA ACLARATORIA:

Para la elaboración de este informe se tuvo en cuenta la literatura disponible por autores reconocidos, pero el criterio aplicativo e interpretación para la concepción de este es propiedad intelectual de los profesionales que realizaron este informe.

La interpretación de los resultados y sus respectivas conclusiones y recomendaciones solo aplican para el lote o vivienda la cual es objeto de este estudio, se recomienda no usar esta información para otros lotes o edificaciones vecinas ya que las condiciones pueden variar de un lugar a otro.

Con el fin de cumplir con los nuevos lineamientos del título H de la Norma Colombiana para el diseño y construcciones sismo resistentes – NSR-10 (Decreto 926 de Marzo 19 de 2010), se realizó la definición del proyecto haciendo una breve descripción del tipo de estructura que se pretende construir en el sitio, una caracterización física y geográfica del lugar en general, descripción de los materiales encontrados en la exploración del terreno y los resultados de laboratorio para con estas herramientas ofrecer las recomendaciones que se ajusten a las necesidades del sitio y del proyecto. Si las condiciones suministradas cambian, este estudio ya no sería competente.

En este trabajo no se realizaron ensayos de corte directo, triaxial, compresión inconfinada, ni otros ensayos "específicos", el cliente tiene pleno conocimiento de que los parámetros aquí determinados se realizaron mediante correlaciones matemáticas basadas en la literatura disponible y que los resultados tendientes a ser más desfavorables brindan un mayor grado de seguridad.

12. Bibliografía

Mosquera, D., Nuñez, A., & Vesga, C. (2013). *Servicio geologico colombiano.* Obtenido de Estado de la cartografia colombiana: http://srvags.sgc.gov.co/Flexviewer/Estado_Cartografia_Geologica/

Alcarcel Gutierrez, A., & Gomez Tapias, J. (1 de 06 de 2019). *SERVICIO GEOLOGICO COLOMBIANO.* Obtenido de MAPA GEOLÓGICO DE COLOMBIA 2019: https://www2.sgc.gov.co/MGC/PAGINAS/MGC2M2019.ASPX

Das, B. M. (2012). *Fundamentos de Ingenieria de cimentaciones.* MEXICO : INTERNATIONAL THOMSON.

Ingeominas, I. c. (1982). *GEOLOGÍA Y PROSPECCIÓN GEOQUÍMICA DE LAS PLANCHAS 244 IBAGUE Y 263 ORTEGA DEPARTAMENTO DEL TOLIMA COLOMBIA.* Obtenido de Servicio geologico Colombiano: http://srvags.sgc.gov.co/Flexviewer/Estado_Cartografia_Geologica/

Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación. (2003). *Requisitos esenciales para edificios de concreto reforzado. Para edificios de tamaño y altura limitados, basado en ACI 318-02.* ICONTEC.

Mendoza, O. M. (1 de 06 de 2015). *CivilMao.* Obtenido de Espectro de diseño: https://civilmao.wordpress.com/

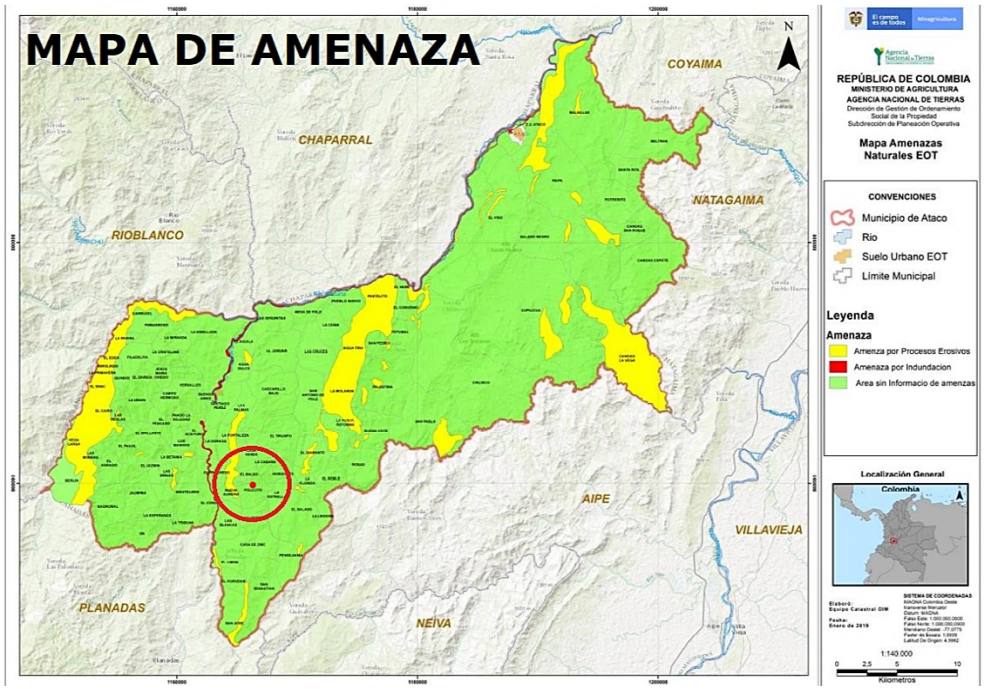
Ministerio de Ambiente, V. y. (1 de 03 de 2010). *Reglamento colombiano de construcción sismo-resistente NSR-10.*

Robledo, F. H. (2011). *Riesgos en la construccion.* BOGOTA: ECOE EDICIONES.

Vargas, M. D. (2015). *INGENIERIA DE FUNDACIONES, FUNDAMENTOS E INTRODUCCION AL ANALISIS GEOTECNICO.* Bogota: Escuela colombiana de ingenieria.

ANEXO 1:

LOCALIZACION Y UBICACION DE SONDEOS


MAPA DE AMENAZA
COYAIMA
CHAPARRAL
NATAGAIMA
RIOBLANCO
AIPE
VILLAVIEJA
PLANADAS
NEIVA
REPÚBLICA DE COLOMBIA
MINISTERIO DE AGRICULTURA
AGENCIA NACIONAL DE TIERRAS
Mapa Amenazas Naturales EOT
CONVENCIONES
Municipio de Ataco
Rio
Suelo Urbano EOT
Límite Municipal
Leyenda
Amenaza
Amenza por Procesos Erosivos
Amenaza por Indundacion
Area sin Informacio de amenzas
Localización General
Colombia
1:140.000
Kilometros


DIVISIÓN POLÍTICO ADMINISTRATIVA
COYAIMA
CHAPARRAL
NATAGAIMA
RIOBLANCO
AIPE
VILLAVIEJA
PLANADAS
NEIVA
REPÚBLICA DE COLOMBIA
MINISTERIO DE AGRICULTURA
AGENCIA NACIONAL DE TIERRAS
Mapa División político administrativa según información comunitaria
CONVENCIONES
Municipio de Ataco
Suelo Urbano EOT
Localización General
Colombia
1:140.000
Kilometros


cooperativa CAFISUR POLECITO
IPUC Polecito
Supermercado el morro
LOCALIZACIÓN
Google


1
2
3
I.E Jorge Eliecer Gaitan
UBICACIÓN Y NÚMERO DE SONDEOS
Google

ANEXO 2:

REGISTRO FOTOGRAFICO

EVIDENCIA Y MATERIAL UTILIZADO

Punto Lab
ingeniamos
















13/11/2024 12:01:24 p. m.
3,3430N 75,5778W


13/11/2024 12:03:59 p. m.
3,3431N 75,5778W








13/11/2024 12:20:31 p. m.
3,3431N 75,5779W





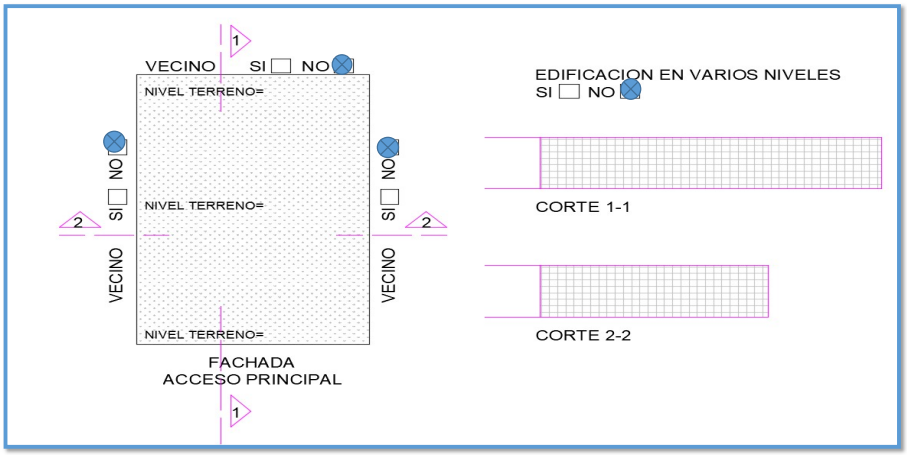
ANEXO 3:

REPORTE DE CAMPO

RESULTADOS DE LABORATORIO

REPORTE DE CAMPO

Proyecto:	INSTITUCIÓN EDUCATIVA JORGE ELIECER GAITÁN			
Direccion:	INSTITUCIÓN EDUCATIVA JORGE ELIECER GAITÁN, VEREDA POLECITO, ATACO, TOLIMA			
Cliente:	ARQUITECTO DIEGO DELGADILLO	**fecha:**	**14/11/2024**	
Persona de contacto:	ARQUITECTO DIEGO DELGADILLO	**Hora lleg:**	12:00 p. m.	
Telefono:		**Hora sal:**	3:00 p. m.	
M.I.:		**Clima:**	NUBLADO	
F.C.:		**Temperatura:**	20 °c	



CARACTERISTICAS	SI	NO	OBSERVACIONES:
Rios cercanos		X	
Taludes cercanos		X	
Montañas cercanas		X	
Terreno escarpado		X	
Se requiere Mitigacion		X	
Las aguas por escorrentia superficial en la zona caen al lote		X	
Hay sumideros en la zona		X	
Hay red de aguas lluvias		X	
Presencia de arboles, arbustos, matorral, pasto		X	
Ocupan todo el lote		X	
Llevan permaneciendo alli por mucho tiempo		X	
Servicios publicos	X		

El terreno en el cual se realizó el estudio de suelos no presenta Rios cercanos, se evidencia el terreno sin presencia de Taludes cercanos, a simple vista se observa qué no hay Montañas cercanas, la topografía no muestra un Terreno escarpado , dadas las condiciones del lote no Se requiere Mitigacion y , es evidente que no Hay sumideros en la zona , en el terreno es claro que no Hay red de aguas lluvias , en el lugar la no Presencia de arboles, arbustos, matorral, pasto es evidente, que no Ocupan todo el lote, y no Llevan permaneciendo alli por mucho tiempo, finalmente hay Servicios publicos en la zona.

DATOS SONDEO Nº 1

mts

gcampo= $\frac{m}{vol}$ γcampo=

	SPT			GOLPES
1				
1	6''	6''	6''	6
ML	3	3	3	

	SPT			GOLPES
0				
1	6''	6''	6''	8
ML	3	4	4	

	SPT			GOLPES
0				
1	6''	6''	6''	12
ML	4	5	7	

	SPT			GOLPES
1				
2	6''	6''	6''	26
	7	13	13	

	SPT			GOLPES
1				
3	6''	6''	6''	29
	13	14	15	

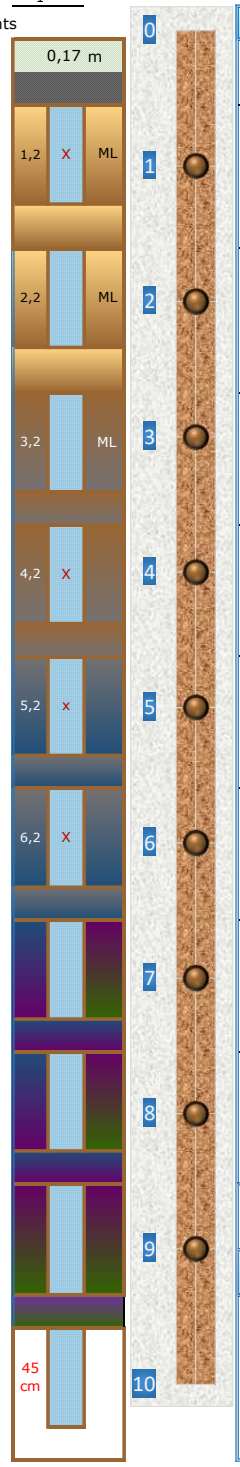
	SPT			GOLPES
1				
4	6''	6''	6''	30
	15	15	15	

	SPT			GOLPES
0				
4	6''	6''	6''	

	SPT			GOLPES
0				
4	6''	6''	6''	

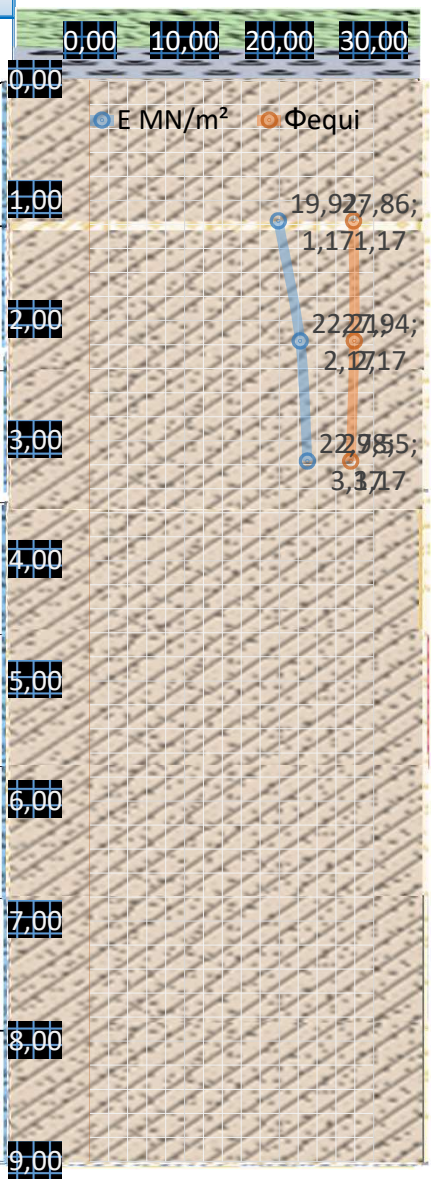
	SPT			GOLPES
0				
4	6''	6''	6''	

	SPT			GOLPES
0				
4	6''	6''	6''	
0				



PERFIL: CARACTERISTICAS DEL MATERIAL - e

DESCRIPCION	ESTRATIGRAFIA
0,17 mts de losa o materia organica	
Suelo de contextura arcillosa de color anaranjado, presencia de arcillas, con granos finos y plasticidad	W% MEDIA
Suelo de contextura arcillosa de color anaranjado, presencia de arcillas, con granos finos y plasticidad	W% MEDIA
Suelo de contextura arcillosa de color anaranjado, presencia de arcillas, con granos finos y plasticidad	W% MEDIA
Suelo de contextura arcillosa de color anaranjado, presencia de arcillas, con granos finos y plasticidad	W% MEDIA
Suelo de contextura arcillosa de color anaranjado, presencia de arcillas, con granos finos y plasticidad	W% MEDIA
Suelo de contextura arcillosa de color anaranjado, presencia de arcillas, con granos finos y plasticidad	W% MEDIA



OBSERVACIONES ADICIONALES:	Convenciones:	
	H: Hoyadora	**M**: SPT Manual
	B: Barreno	
	ER: Equipo de rotacion	
	Bt: Barreton	**P**: Perforadora
	Pl: Pala	**PD**: PalaDraga

Punto Lab ingeniamos

DATOS SONDEO Nº **2**

mts

gcampo= $\frac{m}{vol}$ γcampo=

	SPT			GOLPES
1	6''	6''	6''	7
1	3	3	4	
ML				

	SPT			GOLPES
0	6''	6''	6''	8
1	4	4	4	
ML				

	SPT			GOLPES
0	6''	6''	6''	14
1	6	6	8	
ML				

	SPT			GOLPES
1	6''	6''	6''	26
2	8	13	13	

	SPT			GOLPES
1	6''	6''	6''	29
3	13	14	15	

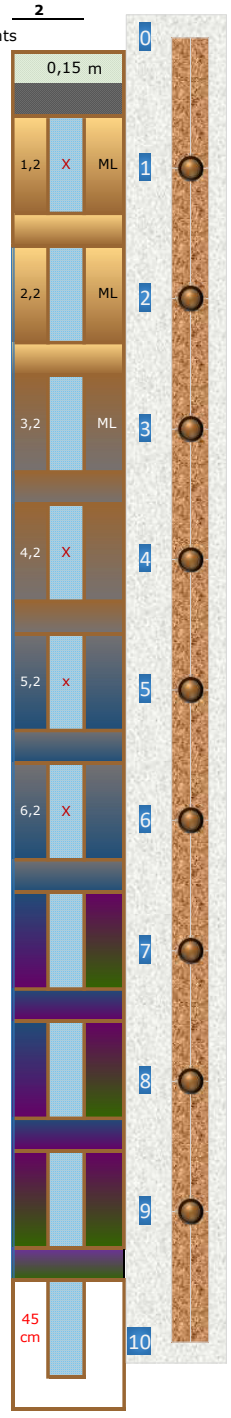
	SPT			GOLPES
1	6''	6''	6''	30
4	15	15	15	

	SPT			GOLPES
0	6''	6''	6''	
4				

	SPT			GOLPES
0	6''	6''	6''	
4				

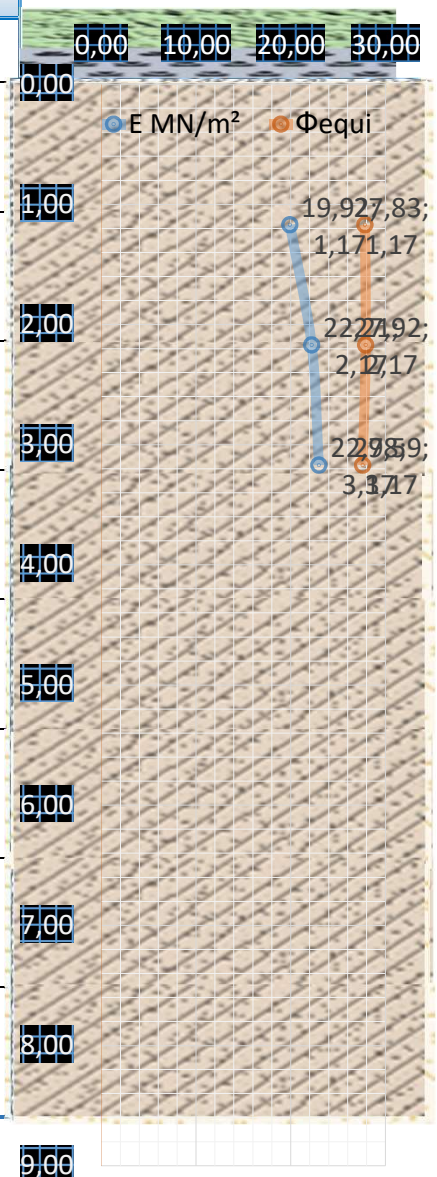
	SPT			GOLPES
0	6''	6''	6''	
4				

	SPT			GOLPES
0	6''	6''	6''	
4				
0				



PERFIL: CARACTERISTICAS DEL MATERIAL - e

DESCRIPCION	ESTRATIGRAFIA
0,15 mts de losa o materia organica	
Suelo de contextura arcillosa de color anaranjado, presencia de arcillas, con granos finos y plasticidad	W% MEDIA
Suelo de contextura arcillosa de color anaranjado, presencia de arcillas, con granos finos y plasticidad	W% MEDIA
Suelo de contextura arcillosa de color anaranjado, presencia de arcillas, con granos finos y plasticidad	W% MEDIA
Suelo de contextura arcillosa de color anaranjado, presencia de arcillas, con granos finos y plasticidad	W% MEDIA
Suelo de contextura arcillosa de color anaranjado, presencia de arcillas, con granos finos y plasticidad	W% MEDIA
Suelo de contextura arcillosa de color anaranjado, presencia de arcillas, con granos finos y plasticidad	W% MEDIA



OBSERVACIONES ADICIONALES:	Convenciones:	
	H: Hoyadora	**M**: SPT Manual
	B: Barreno	**Mec**: SPT con Motor, poleas y tripode
	ER: Equipo de rotacion	
	Bt: Barreton	**P**: Perforadora
	Pl: Pala	**PD**: PalaDraga

DATOS SONDEO Nº 3

mts

gcampo= $\frac{m}{vol}$ γcampo=

	SPT			GOLPES
1				
1	6''	6''	6''	12
ML	4	5	7	

	SPT			GOLPES
0				
1	6''	6''	6''	19
ML	7	9	10	

	SPT			GOLPES
0				
1	6''	6''	6''	21
ML	10	10	11	

	SPT			GOLPES
1				
2	6''	6''	6''	25
	11	12	13	

	SPT			GOLPES
1				
3	6''	6''	6''	26
	13	13	13	

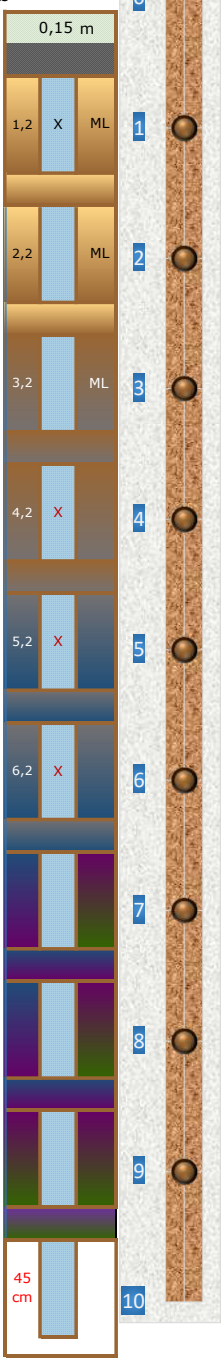
	SPT			GOLPES
1				
4	6''	6''	6''	28
	13	14	14	

	SPT			GOLPES
0				
4	6''	6''	6''	

	SPT			GOLPES
0				
4	6''	6''	6''	

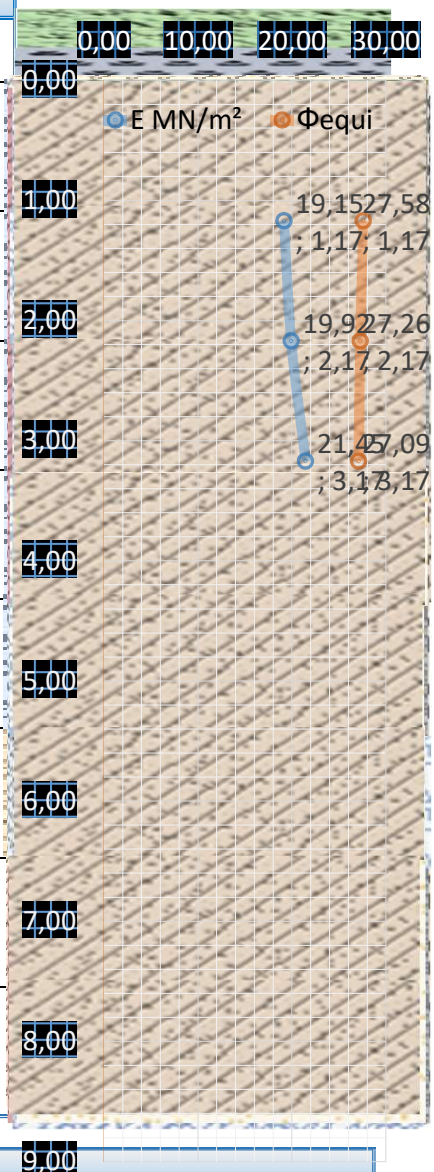
	SPT			GOLPES
0				
4	6''	6''	6''	

	SPT			GOLPES
0				
4	6''	6''	6''	
0				



PERFIL: CARACTERISTICAS DEL MATERIAL - e

DESCRIPCION	ESTRATIGRAFIA
0,15 mts de losa o materia organica	
Suelo de contextura arcillosa de color anaranjado, presencia de arcillas, con granos finos y plasticidad	W% MEDIA
Suelo de contextura arcillosa de color anaranjado, presencia de arcillas, con granos finos y plasticidad	W% MEDIA
Suelo de contextura arcillosa de color anaranjado, presencia de arcillas, con granos finos y plasticidad	W% MEDIA
Suelo de contextura arcillosa de color anaranjado, presencia de arcillas, con granos finos y plasticidad	W% MEDIA
Suelo de contextura arcillosa de color anaranjado, presencia de arcillas, con granos finos y plasticidad	W% MEDIA
Suelo de contextura arcillosa de color anaranjado, presencia de arcillas, con granos finos y plasticidad	W% MEDIA



OBSERVACIONES ADICIONALES:		
	H: Hoyadora	**M**: SPT Manual
	B: Barreno	**Mec**: SPT con Motor, poleas y tripode
	ER: Equipo de rotacion	
	Bt: Barreton	**P**: Perforadora
	Pl: Pala	**PD**: PalaDraga

www.ingeniamoscolombia.com
(+57) 310 806 97 70 clientes@ingeniamoscolombia.com
C.C. La Quinta Local 256 - Ibagué / Tolima

$\frac{m}{vol}$ γcampo=

SISTEMA DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS AASHTO

Clasificación	Materiales granulares (35% o menos pasa por el tamiz Nº 200)							Materiales limoso arcilloso (más del 35% pasa el tamiz Nº 200)			
Grupo:	A-1		A-3	A-2-4				A-4	A-5	A-6	A-7 A-7-5 A-7-6
	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				
Porcentaje que pasa:											
Nº 10 (2mm)	50 máx	-	-	-				-			
Nº 40 (0,425mm)	30 máx	50 máx	51 mín	-				-			
Nº 200 (0,075mm)	15 máx	25 máx	10 máx	35 máx				36 min			
Características de la fracción que pasa por el tamiz Nº 40											
Límite líquido	-		-	40 máx	41 mín	40 máx	41 mín	40 máx	41 mín	40 máx	41 mín (2)
Indice de plasticidad	6 máx		NP (1)	10 máx	10 máx	11 mín	11 mín	10 máx	10 máx	11 mín	11 mín
Constituyentes principales	Fracmentos de roca, grava y arena		Arena fina	Grava y arena arcillosa o limosa				Suelos limosos		Suelos arcillosos	
Características como subgrado	Excelente a bueno							Pobre a malo			

(1): No plástico

(2): El índice de plasticidad del subgrupo A-7-5 es igual o menor al LL menos 30

El índice de plasticidad del subgrupo A-7-6 es mayor que LL menos 30

Índice de grupo:

$$IG = (F-35)\cdot[0{,}2+0{,}005\cdot(LL-40)]+0{,}01\cdot(F-15)\cdot(IP-10)$$

Siendo:

F: % que pasa el tamiz ASTM nº 200.

LL: límite líquido.

IP: índice de plasticidad.

El índice de grupo para los suelos de los subgrupos A-2-6 y A-2-7 se calcula usando sólo: $IG = 0{,}01\cdot(F-15)\cdot(IP-10)$

Punto Lab
ingeniamos

SISTEMA DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS UNIFICADO "S.U.C.S"

<table>
<tr><th colspan="3">DIVISIONES PRINCIPALES</th><th>Símbolos del grupo</th><th>NOMBRES TÍPICOS</th><th colspan="3">IDENTIFICACIÓN DE LABORATORIO</th></tr>
<tr><td rowspan="10">SUELOS DE GRANO GRUESO
Más de la mitad del material retenido en el tamiz número 200</td><td rowspan="4">GRAVAS
Más de la mitad de la fracción gruesa es retenida por el tamiz número 4 (4,76 mm)</td><td rowspan="2">Gravas limpias
(sin o con pocos finos)</td><td>GW</td><td>Gravas, bien graduadas, mezclas grava-arena, pocos finos o sin finos.</td><td rowspan="10">Determinar porcentaje de grava y arena en la curva granulométrica. Según el porcentaje de finos (fracción inferior al tamiz número 200). Los suelos de grano grueso se clasifican como sigue: <5%->GW,GP,SW,SP. >12%->GM,GC,SM,SC. 5 al 12%->casos límite que requieren usar doble símbolo.</td><td>$Cu=D_{60}/D_{10}>4$
$Cc=(D30)^2/D_{10}xD_{60}$ entre 1 y 3</td><td></td></tr>
<tr><td>GP</td><td>Gravas mal graduadas, mezclas grava-arena, pocos finos o sin finos.</td><td>No cumplen con las especificaciones de granulometría para GW.</td><td></td></tr>
<tr><td rowspan="2">Gravas con finos
(apreciable cantidad de finos)</td><td>GM</td><td>Gravas limosas, mezclas grava-arena-limo.</td><td>Límites de Atterberg debajo de la línea A o IP<4.</td><td rowspan="2">Encima de línea A con IP entre 4 y 7 son casos límite que requieren doble símbolo.</td></tr>
<tr><td>GC</td><td>Gravas arcillosas, mezclas grava-arena-arcilla.</td><td>Límites de Atterberg sobre la línea A con IP>7.</td></tr>
<tr><td rowspan="4">ARENAS
Más de la mitad de la fracción gruesa pasa por el tamiz número 4 (4,76 mm)</td><td rowspan="2">Arenas limpias
(pocos o sin finos)</td><td>SW</td><td>Arenas bien graduadas, arenas con grava, pocos finos o sin finos.</td><td>$Cu=D_{60}/D_{10}>6$
$Cc=(D30)^2/D_{10}xD_{60}$ entre 1 y 3</td><td></td></tr>
<tr><td>SP</td><td>Arenas mal graduadas, arenas con grava, pocos finos o sin finos.</td><td>Cuando no se cumplen simultáneamente las condiciones para SW.</td><td></td></tr>
<tr><td rowspan="2">Arenas con finos
(apreciable cantidad de finos)</td><td>SM</td><td>Arenas limosas, mezclas de arena y limo.</td><td>Límites de Atterberg debajo de la línea A o IP<4.</td><td rowspan="2">Los límites situados en la zona rayada con IP entre 4 y 7 son casos intermedios que precisan</td></tr>
<tr><td>SC</td><td>Arenas arcillosas, mezclas arena-arcilla.</td><td>Límites de Atterberg sobre la línea A con IP>7.</td></tr>
<tr><td rowspan="6">SUELOS DE GRANO FINO
Más de la mitad del material pasa por el tamiz número 200</td><td colspan="2" rowspan="3">Limos y arcillas:
Límite líquido menor de 50</td><td>ML</td><td>Limos inorgánicos y arenas muy finas, limos límpios, arenas finas, limosas o arcillosa, o limos arcillosos con ligera plásticidad.</td><td colspan="3" rowspan="6"></td></tr>
<tr><td>CL</td><td>Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas.</td></tr>
<tr><td>OL</td><td>Limos orgánicos y arcillas orgánicas limosas de baja plasticidad.</td></tr>
<tr><td colspan="2" rowspan="3">Limos y arcillas:
Límite líquido mayor de 50</td><td>MH</td><td>Limos inorgánicos, suelos arenosos finos o limosos con mica o diatomeas, limos elásticos.</td></tr>
<tr><td>CH</td><td>Arcillas inorgánicas de plasticidad alta.</td></tr>
<tr><td>OH</td><td>Arcillas orgánicas de plasticidad media a elevada; limos orgánicos.</td></tr>
<tr><td colspan="3">Suelos muy orgánicos</td><td>PT</td><td>Turba y otros suelos de alto contenido orgánico.</td></tr>
</table>

ANEXO 4:

ANALISIS DE RESULTADOS

CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE

Punto Lab
ingeniamos

SONDEO 1

Prof	prof m	promedio	NSPT	N45	g	σ'	CORRECCIÓN POR CONFINAMIENTO					N1 (45)	Φequi	E KN/m²	E MN/m²	Relación de poisson				
(m)	(m)	(m)			(KN/m³)		Liao-Whitman	Schmertmann	Seed-Idriss	Skempton	Meyerhof	minimo	Kishida			rmin	rmax	E min	E max	v
0,00	1,17	0,59	6	3	18,58	21,74	2,14	2,22	1,93	1,64	1,85	4	22,44	4.596	4,60	0,2	0,4	10,35	17,25	0,03
1,17	2,17	1,67	8	4	18,55	40,25	1,58	1,77	1,56	1,43	1,54	5	23,01	6.128	6,13	0,20	0,40	10,35	17,25	0,08
2,17	3,17	2,67	12	5	18,69	59,26	1,30	1,46	1,32	1,26	1,32	7	24,20	9.192	9,19	0,20	0,40	10,35	17,25	0,17
3,17	4,17	3,67	26	12	18,37	76,60	1,14	1,26	1,16	1,13	1,16	13	27,86	19.916	19,92	0,20	0,40	10,35	17,25	0,48
4,17	5,17	4,67	29	13	18,33	94,76	1,03	1,10	1,03	1,03	1,03	13	27,94	22.214	22,21	0,20	0,40	10,35	17,25	0,54
5,17	6,17	5,67	30	14	18,50	114,17	0,94	0,97	0,95	0,93	0,92	13	27,55	22.980	22,98	0,20	0,40	10,35	17,25	0,57

SONDEO 2

Prof	prof m	promedio	NSPT	N45	g	σ'	CORRECCIÓN POR CONFINAMIENTO					N1 (45)	Φequi	E KN/m²	E MN/m²	Relación de poisson				
(m)	(m)	(m)			(KN/m³)		Liao-Whitman	Schmertmann	Seed-Idriss	Skempton	Meyerhof	minimo	Kishida			rmin	rmax	E min	E max	v
0,00	1,15	0,58	7	3	18,82	21,65	2,15	2,23	1,94	1,64	1,85	5	23,04	5.362	5,36	0,2	0,4	10,35	17,25	0,06
1,15	2,15	1,65	8	4	18,64	40,08	1,58	1,77	1,56	1,43	1,54	5	23,01	6.128	6,13	0,20	0,40	10,35	17,25	0,08
2,15	3,15	2,65	14	6	18,43	58,05	1,31	1,48	1,33	1,27	1,33	8	24,98	10.724	10,72	0,20	0,40	10,35	17,25	0,21
3,15	4,15	3,65	26	12	18,71	77,66	1,13	1,25	1,15	1,13	1,15	13	27,83	19.916	19,92	0,20	0,40	10,35	17,25	0,48
4,15	5,15	4,65	29	13	18,52	95,38	1,02	1,10	1,03	1,02	1,03	13	27,92	22.214	22,21	0,20	0,40	10,35	17,25	0,54
5,15	6,15	5,65	30	14	18,33	112,73	0,94	0,98	0,95	0,94	0,93	13	27,59	22.980	22,98	0,20	0,40	10,35	17,25	0,57

SONDEO 3

Prof	prof m	promedio	NSPT	N45	g	σ'	CORRECCIÓN POR CONFINAMIENTO					N1 (45)	Φequi	E KN/m²	E MN/m²	Relación de poisson				
(m)	(m)	(m)			(KN/m³)		Liao-Whitman	Schmertmann	Seed-Idriss	Skempton	Meyerhof	minimo	Kishida			rmin	rmax	E min	E max	v
0,00	1,15	0,58	12	5	19,02	21,88	2,14	2,22	1,93	1,64	1,85	9	25,52	9.192	9,19	0,2	0,4	10,35	17,25	0,17
1,15	2,15	1,65	19	9	18,64	40,07	1,58	1,77	1,56	1,43	1,54	12	27,35	14.554	14,55	0,20	0,40	10,35	17,25	0,32
2,15	3,15	2,65	21	9	18,95	59,70	1,29	1,46	1,32	1,25	1,31	12	27,16	16.086	16,09	0,20	0,40	10,35	17,25	0,37
3,15	4,15	3,65	25	11	18,69	77,58	1,14	1,25	1,16	1,13	1,15	13	27,58	19.150	19,15	0,20	0,40	10,35	17,25	0,46
4,15	5,15	4,65	26	12	18,33	94,39	1,03	1,11	1,04	1,03	1,03	12	27,26	19.916	19,92	0,20	0,40	10,35	17,25	0,48
5,15	6,15	5,65	28	13	18,72	115,15	0,93	0,97	0,94	0,93	0,92	12	27,09	21.448	21,45	0,20	0,40	10,35	17,25	0,52

MODULO DE ELASTICIDAD [MN/m^2]		
MINIMO	PROMEDIO	MAXIMO
5,36	15,15	22,98

MODULO DE DE POISSON [v]		
MINIMO	PROMEDIO	MAXIMO
0,06	0,35	0,57

www.ingeniamoscolombia.com
(+57) 310 806 97 70 clientes@ingeniamoscolombia.com
C.C. La Quinta Local 256 - Ibagué / Tolima

Punto Lab
ingeniamos

SONDEO 1

SEGÚN CAMPO		di	ESTRATOS	SEGÚN LABORATORIO							S/N CAMPO		di/N45	VER PUNTO 7.		
DESDE (m)	HASTA (m)			W	LL	LP	IP	γ (kN/m3)	SUCS	AASHTO	N	N45		N	PERFIL SUELO	Φ (°)
0,00	1,17	1,17		23,54	31,71	29,38	3,43	18,58	ML	A-4	6	3	0,43	21	D	22,44
1,17	2,17	1,00		23,40	32,59	28,55	5,11	18,55	ML	A-4	8	4	0,28			23,01
2,17	3,17	1,00		25,08	38,51	32,99	6,65	18,69	ML	A-4	12	5	0,19			24,20
3,17	4,17	1,00		22,44	30,61	28,28	2,33	18,37	ML	A-4	26	12	0,09			27,86
4,17	5,17	1,00		22,30	31,52	27,48	4,04	18,33	ML	A-4	29	13	0,08			27,94
5,17	6,17	1,00		23,98	37,38	31,86	5,52	18,50		A-4	30	14	0,07			27,55

SONDEO 2

SEGÚN CAMPO		di	ESTRATOS	SEGÚN LABORATORIO							S/N CAMPO		di/N45	VER PUNTO 7.		
DESDE (m)	HASTA (m)			W	LL	LP	IP	γ (kN/m3)	SUCS	AASHTO	N	N45		N	PERFIL SUELO	Φ (°)
0,00	1,15	1,15		21,86	32,22	29,65	3,67	18,82	ML	A-4	7	3	0,37	21	D	23,04
1,15	2,15	1,00		21,96	34,65	28,65	7,07	18,64	ML	A-4	8	4	0,28			23,01
2,15	3,15	1,00		21,78	35,81	29,51	7,43	18,43	ML	A-4	14	6	0,16			24,98
3,15	4,15	1,00		20,76	31,12	28,55	2,57	18,71	ML	A-4	26	12	0,09			27,83
4,15	5,15	1,00		20,86	33,58	27,58	6,00	18,52	ML	A-4	29	13	0,08			27,92
5,15	6,15	1,00		20,68	34,68	28,38	6,30	18,33	ML	A-4	30	14	0,07			27,59

SONDEO 3

SEGÚN CAMPO		di	ESTRATOS	SEGÚN LABORATORIO							S/N CAMPO		di/N45	VER PUNTO 7.		
DESDE (m)	HASTA (m)			W	LL	LP	IP	γ (kN/m3)	SUCS	AASHTO	N	N45		N	PERFIL SUELO	Φ (°)
0,00	1,15	1,15		22,96	31,89	29,45	3,54	19,02	ML	A-4	12	5	0,21	20	D	25,52
1,15	2,15	1,00		20,94	33,95	30,08	4,94	18,64	ML	A-4	19	9	0,12			27,35
2,15	3,15	1,00		20,85	33,10	28,58	5,65	18,95	ML	A-4	21	9	0,11			27,16
3,15	4,15	1,00		22,31	30,79	28,35	2,44	18,69	ML	A-4	25	11	0,09			27,58
4,15	5,15	1,00		20,58	32,88	29,01	3,87	18,33	ML	A-4	26	12	0,09			27,26
5,15	6,15	1,00		20,44	31,97	27,45	4,52	18,72	ML	A-4	28	13	0,08			27,09

7.4 CALCULO CAPACIDAD PORTANTE

qu = (1+0.3*B/L)*C*Nc+ q*Nq+(1/2)*(1-0.2*B/L)*g*B*Ng CAPACIDAD DE CARGA TERZAGHI INGENIERIA DE CIMENTACIONES (Manuel Delgado Vargas) de la pagina 186 se usa la anterior expresión para cimientos rectangulares de dimensiones BxL, lo cual es una interpolación linear entre los valores en faja continua (B/L)=0 y los cimientos cuadrados (B/L=1), la anterior expresión converge a qu = 1.3*C*Nc+ q*Nq+0.4*γγ*B*Ng para B/L=1 y qu = 1.0*C*Nc+ q*Nq+1/2*γ*B*Ng para B/L=0

ASUMIMOS B Y L (GEOMETRIA DE LA ZAPATA PROPUESTA); DE ACUERDO AL ESTRATO QUE POR SUS CARACTERISTICAS ES RECOMENDABLE UTILIZAR COMO FUNDACION, ASUMIMOS UNA PROFUNDIDAD DE CIMENTACION MINIMA (LIMITANDO TAL VEZ CON OTRO ESTRATO) PARA LA PRIMERA TABLA Y MAXIMA (PORQUE LOS COSTOS OPERATIVOS YA SERIAN EXAGERADOS) PARA LA SEGUNDA, EL RESTO DE LA INFORMACION SALE DE TABLAS ANTERIORES O DEL LABORATORIO.

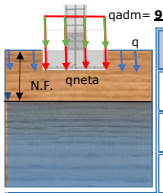
DE ACUERDO AL CRITERIO DEL ING DE SUELOS SE ASUME LA PROFUNDIDAD DE CIMENTACION GENERAL Y LA CAPACIDAD PORTANTE PARA ESA COTA DE ACUERDO A LAS CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DEL CIMIENTO.

EN SUELOS ARENOSOS LA CAPACIDAD PORTANTE DEPENDE CASI QUE EXCLUSIVAMENTE DEL ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA TRASCURANDO DE ESTE MODO LA COHESIÓN DEBIDO QUE A FAVOR DE SEGURIDAD ES PREFERIBLE TRASCURARLOS EN VEZ DE ASUMIR VALORES BAJOS.

TABLA 1. Df MINIMA

2,157699 1,79292

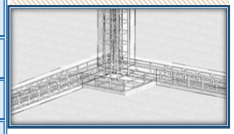
Φ(Grados)	**22,44**	**ANGULO DE FRICCION INTERNA SE TOMA EL VALOR MAS DESFAVORABLE - VER 10.2.**	**qn.adm Min**	**96,66**	kPa	Para unas dimensiones [B x L] de:	→	**1 X 1**		Kp	2,23	Coeficiente de presion Pasiva
Tipo de suelo		limo baja plasticidad ML	**qn. adm Max**	**102,876**	kPa		→	**1,5 X 1,5**		Ka	0,45	Coeficiente de presion Activa



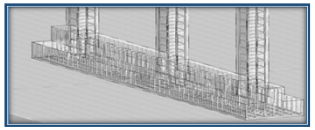
Dr (aprox)	35,9%	**DENSIDAD RELATIVA**
Fcc		FACTORES DE COMPRESIBILIDAD DEL SUELO. VER NOTA 1
Fqc		FACTORES DE COMPRESIBILIDAD DEL SUELO. VER NOTA 1
Fyc		FACTORES DE COMPRESIBILIDAD DEL SUELO. VER NOTA 1
N.F.	No	NIVEL FREÁTICO (m)

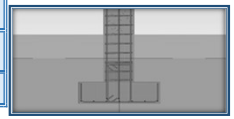
C (kN/m2)	**0,00**	COHESION DEL SUELO
γ (kN/m3)	**18,33**	PESO ESPECIFICO DEL SUELO - VER 10.2. DEL LABORATORIO
β (Grados)	**0**	INCLINACIÓN DE LA CARGA CON RESPECTO A LA VERTICAL
q (kN/m2)	**27,49**	ESFUERZO EFECTIVO A NIVEL DE FUNDACION (q = γ*Df)
Df (m) ASUMIDA	**1,50**	PROFUNDIDAD DE CIMENTACION (ASUMIDA). MINIMA.
Fs	3,00	FACTOR DE SEGURIDAD (ASUMIDO)

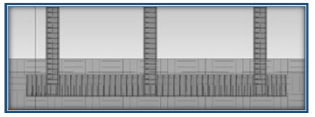
ZAPATA CUADRADA



ZAPATA CORRIDA







Cálculo de Capacidad portante por metodo de Terzaghi

B(m) ASUMIDA	L(m) ASUMIDA	B/L	Df/B		Carga Max (kN)	Fcc	Fqc	Fyc		Carga Max (kN)	qu (kPa)	qneta (kPa)	qneta adm (kPa)	Dimensón [m]
1,00	1,00	1,00	1,50		96,66	1,00	1,00	1,00		97	290,0	262,5	96,66	1 X 1
1,20	1,20	1,00	1,25		142,77	1,00	1,00	1,00		143	297,4	269,9	99,14	1,2 X 1,2
1,30	1,30	1,00	1,15		169,66	1,00	1,00	1,00		170	301,2	273,7	100,39	1,3 X 1,3
1,50	1,50	1,00	1,00		231,47	1,00	1,00	1,00		231	308,6	281,1	102,88	1,5 X 1,5
					Nc	20,27	**Nq**	9,19	**Nγ**	5,09	FALLA POR CORTE LOCAL			
					VER TABLA EN 8.3		**VER TABLA EN 8.3**		**VER TABLA EN 8.3**					

Cálculo de Capacidad portante por metodo de Meyerhoff

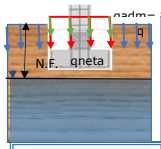
B(m) ASUMIDA	L(m) ASUMIDA	B/L	Df/B	Fcs	Fqs	Fγs	Df/B	Fcd	Fqd	Fγd	Fci	Fqi	Fγi	qu	qneta (kPa)	qneta adm (kPa)	Carga Max (kN)
1,00	1,00	1,00	1,50	1,47	1,41	0,60	1,50	1,35	1,31	1,00	1,00	1,00	1,00	458,0	430,5	143,50	144
1,20	1,20	1,00	1,25	1,47	1,41	0,60	1,25	1,32	1,28	1,00	0,98	0,98	0,96	446,4	418,9	139,64	201
1,30	1,30	1,00	1,15	1,47	1,41	0,60	1,15	1,31	1,27	1,00	0,98	0,98	0,96	446,5	419,0	139,68	236
1,50	1,50	1,00	1,00	1,47	1,41	0,60	1,00	1,36	1,32	1,00	0,98	0,98	0,96	468,5	441,1	147,02	331
VER PAG. 153, FUNDAMENTOS DE INGENIERIA DE CIMENTACIONES, BRAJA M. DAS, 7º EDICION.							**Nq**	8,2	**Nc**	17,38	**Nγ**	7,6					

www.ingeniamoscolombia.com
(+57) 310 806 97 70 clientes@ingeniamoscolombia.com
C.C. La Quinta Local 256 - Ibagué / Tolima

Punto Lab
ingeniamos

TABLA 2. Df MÁXIMA

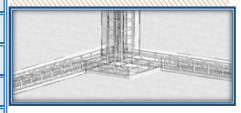
Φ(Grados)	**22,44**	**ANGULO DE FRICCION INTERNA SE TOMA EL VALOR MAS DESFAVORABLE - VER 10.2.**	**qn.adm Min**	**162,5**	kPa	Para unas dimensiones [B x L] de:	→	**1 X 1**		Kp	2,23	Coeficiente de presion Pasiva
Tipo de suelo		limo baja plasticidad ML	**qn. adm Max**	**168,8**	kPa		→	**1,5 X 1,5**		Ka	0,45	Coeficiente de presion Activa

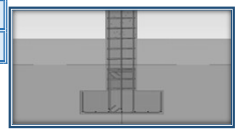


Dr (aprox)	35,9%	**DENSIDAD RELATIVA**
Fcc		FACTORES DE COMPRESIBILIDAD DEL SUELO. VER NOTA 1
Fqc		FACTORES DE COMPRESIBILIDAD DEL SUELO. VER NOTA 1
Fyc		FACTORES DE COMPRESIBILIDAD DEL SUELO. VER NOTA 1
N.F.	No	NIVEL FREÁTICO (m)

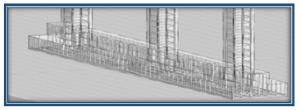
C (kN/m2)	**0,00**	COHESION DEL SUELO
γ (kN/m3)	**18,33**	PESO ESPECIFICO DEL SUELO - VER 10.2. DEL LABORATORIO
β (Grados)	**0**	INCLINACIÓN DE LA CARGA CON RESPECTO A LA VERTICAL
q (kN/m2)	**54,98**	ESFUERZO EFECTIVO A NIVEL DE FUNDACION (q = γ*Df)
Df (m) ASUMIDA	**3,00**	PROFUNDIDAD DE CIMENTACION (ASUMIDA). MINIMA.
Fs	3,00	FACTOR DE SEGURIDAD (ASUMIDO)

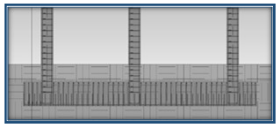
ZAPATA CUADRADA





ZAPATA CORRIDA





Cálculo de Capacidad portante por metodo de Terzaghi

B(m) ASUMIDA	L(m) ASUMIDA	B/L	Df/B		Carga Max (kN)	Fcc	Fqc	Fyc		Carga Max (kN)	qu (kPa)	qneta (kPa)	qneta adm (kPa)	Dimensón [m]
1,00	1,00	1,00	3,00		162,55	1,00	1,00	1,00		163	542,6	487,6	162,55	1 X 1
1,20	1,20	1,00	2,50		237,65	1,00	1,00	1,00		238	550,1	495,1	165,03	1,2 X 1,2
1,30	1,30	1,00	2,31		281,01	1,00	1,00	1,00		281	553,8	498,8	166,28	1,3 X 1,3
1,50	1,50	1,00	2,00		379,72	1,00	1,00	1,00		380	561,3	506,3	168,77	1,5 X 1,5
					Nc	20,27	**Nq**	9,19	**Nγ**	5,09	FALLA POR CORTE LOCAL			
					VER TABLA EN 8.3		**VER TABLA EN 8.3**		**VER TABLA EN 8.3**					

Cálculo de Capacidad portante por metodo de Meyerhoff

B(m) ASUMIDA	L(m) ASUMIDA	B/L	Df/B	Fcs	Fqs	Fys	Df/B	Fcd	Fqd	Fyd	Fci	Fqi	Fyi	qu	qneta (kPa)	qneta adm (kPa)	Carga Max (kN)
1,00	1,00	1,00	3,00	1,47	1,41	0,60	3,00	1,45	1,39	1,00	0,98	0,98	0,96	473,07	445,6	148,52	149
1,20	1,20	1,00	2,50	1,47	1,41	0,60	2,50	1,43	1,38	1,00	0,98	0,98	0,96	475,27	447,8	149,26	215
1,30	1,30	1,00	2,31	1,47	1,41	0,60	2,31	1,42	1,37	1,00	0,98	0,98	0,96	476,47	449,0	149,66	253
1,50	1,50	1,00	2,00	1,47	1,41	0,60	2,00	1,40	1,35	1,00	0,98	0,98	0,96	479,06	451,6	150,52	339
VER PAG. 153, FUNDAMENTOS DE INGENIERIA DE CIMENTACIONES, BRAJA M. DAS, 7º EDICION.							**Nq**	8,2	**Nc**	17,38	**Nγ**	7,6					

www.ingeniamoscolombia.com
(+57) 310 806 97 70 clientes@ingeniamoscolombia.com
C.C. La Quinta Local 256 - Ibagué / Tolima

Punto Lab
ingeniamos

FACTORES DE CARGAS SEGÚN TERZAGHI			
f	Nc	Nq	Ng
0	5,7	1	0
1	6	1,1	0,01
2	6,3	1,22	0,04
3	6,62	1,35	0,06
4	6,97	1,49	0,1
5	7,34	1,64	0,14
6	7,73	1,81	0,2
7	8,15	2	0,27
8	8,6	2,21	0,35
9	9,09	2,44	0,44
10	9,61	2,69	0,56
11	10,16	2,98	0,69
12	10,76	3,29	0,85
13	11,41	3,63	1,04
14	12,11	4,02	1,26
15	12,86	4,45	1,52
16	13,68	4,92	1,82
17	14,6	5,45	2,18
18	15,12	6,04	2,59
19	16,57	6,7	3,07
20	17,69	7,44	3,64
21	18,92	8,26	4,31
22	20,27	9,19	5,09
23	21,75	10,23	6
24	23,36	11,4	7,08
25	25,13	12,72	8,34
26	27,09	14,21	9,84
27	29,24	15,9	11,6
28	31,61	17,81	13,7
29	34,24	19,98	16,18
30	37,16	22,46	19,13
31	40,41	25,28	22,65
32	44,04	28,52	26,87
33	48,09	32,23	31,94
34	52,64	36,5	38,04
35	57,75	41,44	45,41
36	63,53	47,17	54,36
37	70,01	53,8	65,27
38	77,5	61,55	78,61
39	85,97	70,61	95,03
40	95,66	81,27	115,31
41	106,81	93,85	140,51
42	119,67	108,75	171,99
43	134,58	126,5	211,56
44	151,95	147,74	261,6
45	172,28	173,28	325,34
46	196,22	204,19	407,11
47	224,55	241,8	512,84
48	258,28	287,85	650,87
49	298,71	344,63	831,99
50	347,5	415,15	1072,8

CALCULO DEL POTENCIAL DE LICUEFACCION DE LOS SUELOS					
Número de golpes suministrados al terreno evaluado	**N**	12	Número de golpes corregidos	**N1**	7,2
Factor de corrección	**CN**	0,60	Velocidad de propagación de ondas de corte	**VS**	193,9897

NOTA: estos valores son tomados de la tabla A.2.4-1 / NSR-10 (reglamento colombiano de construcción sismo resistente).

Tabla A.2.4 - 1
Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de Perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	Vs ≥ 1500 m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s ≥ 760 m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda cortante, o Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	760 m/s ≥ Vs ≥ 360 m/s N ≥ 50, o Su ≥ 100 kPa (=0,5 Kgf(cm2)
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	360 m/s › Vs ≥ 180 m/s 50 › N › 15, o 00 kPa(1Kgf/cm2) › Su ≥ 50 Kpa(0.5 kgf/cm2
E	Perfil que cumpla con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	180 m/s › Vs **IP** › 20 W ≥ 40% , 50 kp(=0,50 kgf/cm3) › Su
F	los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista de acuerdo con el procedimiento de A2.10. Se contemplan las siguientes Subclases. F1 - Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sismica, tales como: Suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados. Etc. F2 - Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H › 3m para una turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas. F3 - Arcillas de muy alta plasticidad (H › 7.5 cm con índice de Plasticidad › 75) **F4** - Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H › 36 m)	

En el siguiente informe nos permitiremos demostrar de manera matemática el potencial de licuefacción que puede presentar los suelos estudiados por S i C, implementando el **MÉTODO DE SEED ET.AL. (1983).**
CALCULOS:
Los valores que se plantearan en el siguiente informe son tomados directamente de las hojas de cálculo realizadas por los ingenieros especializados del laboratorio de suelos:

Kishida $\phi'eq = 15 + (12.5 \times N1_{45})^{0.5}$

$C_N = \sqrt{\frac{1}{\sigma'_{v0}}}$, Liao y Whitman, 1986

$$N1 = CN * NSPT$$

$$Vs(m/s) = 56(N)^{1/2}$$

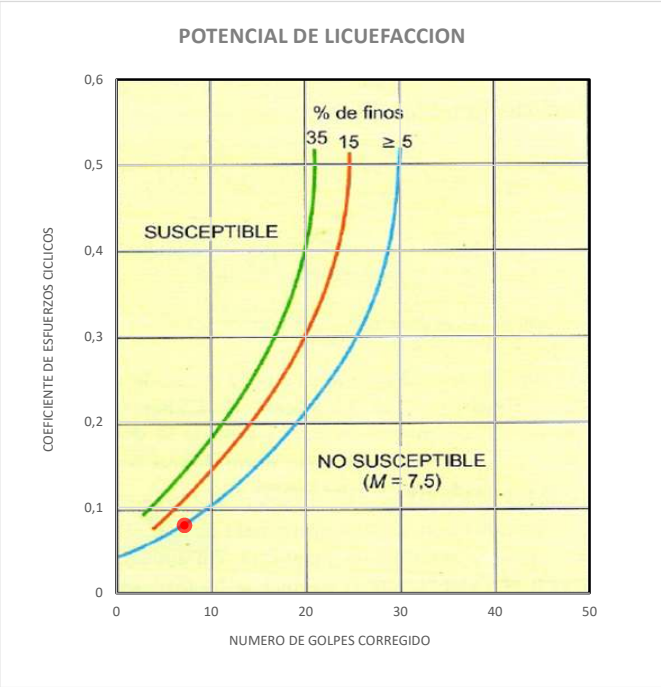
Tomando en cuento que el ensayo de suelos utilizado por el laboratorio es el ensayo SPT (Standard Penetración Test), se pueden obtener los siguientes datos para determinar el potencial de licuación de la zona de estudio.

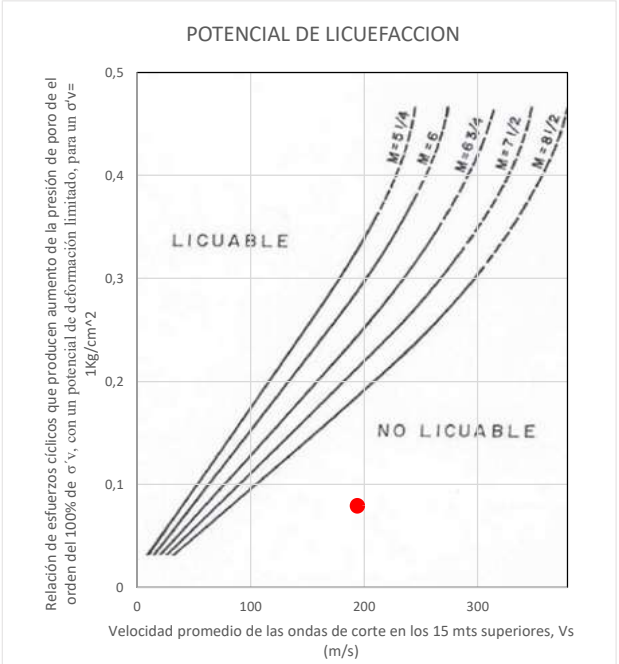
Parámetros físicos que participan en la licuación de los suelos, estos son el coeficiente de resistencia cíclica CRR, a su vez otro de los parámetro valioso en el análisis del comportamiento de los suelos licuables que confirman la intensidad del movimiento sísmico en función del coeficiente de esfuerzos cíclicos CSR.

$$\boldsymbol{CSR} = \frac{\text{Tav}}{\sigma'\text{vo}} = 0.011 * (\text{N1})$$

COEFICIENTE DE ESFUERZOS CICLICOS	CSR	0,0792

NOTA: en la siguiente grafica se procede a introducir los valores CSR, Vs y N1 para de tal manera observar el comportamiento del suelo de estudio.





POTENCIAL DE LICUEFACCION DEL SUELO	NO SUSCEPTIBLE

POTENCIAL DE LICUEFACCION DEL SUELO	NO LICUABLE

EVALUACION Y CLASIFICACION DE SUELOS CON CARACTERISTICAS ESPECIALES

SONDEO	MUESTRA	LL		LP	IP	POTENCIAL DE EXPANSION	Gs	γ dcrit	EVALUACION
1	1	31,71	0,3171	29,38	2,33	BAJO	2,7	1,45	ESTABLE O EXPANSIVO
	2	32,59	0,3259	28,55	4,04	BAJO	2,68	1,42	ESTABLE O EXPANSIVO
	3	38,51	0,3851	32,99	5,52	BAJO	2,67	1,31	ESTABLE O EXPANSIVO
2	1	32,22	0,3222	29,65	2,57	BAJO	2,69	1,44	ESTABLE O EXPANSIVO
	2	34,65	0,3465	28,65	6	BAJO	2,68	1,38	ESTABLE O EXPANSIVO
	3	35,81	0,3581	29,51	6,3	BAJO	2,69	1,36	ESTABLE O EXPANSIVO
3	1	31,89	0,3189	29,45	2,44	BAJO	2,69	1,44	ESTABLE O EXPANSIVO
	2	33,95	0,3395	30,08	3,87	BAJO	2,67	1,39	ESTABLE O EXPANSIVO
	3	33,1	0,331	28,58	4,52	BAJO	2,68	1,41	ESTABLE O EXPANSIVO

Tabla H.9.1-1
Clasificación de suelos expansivos

Potencial de expansión	Expansión (%) medida en consolidómetro bajo presión vertical de 0.07 kgf/cm^2	Límite líquido LL, en (%)	Límite de contracción en (%)	Índice de plasticidad, IP, en (%)	Porcentaje de partículas menores de una micra (μ)	Expansión libre EL en (%), medida en probeta
Muy alto	> 30	> 63	< 10	> 32	> 37	> 100
Alto	20 – 30	50 – 63	6 – 12	23 – 45	18 – 37	> 100
Medio	10 –20	39 – 50	8 – 18	12 –34	12 – 27	50 100
Bajo	< 10	< 39	> 13	< 20	< 17	< 50

peso esp
18,33

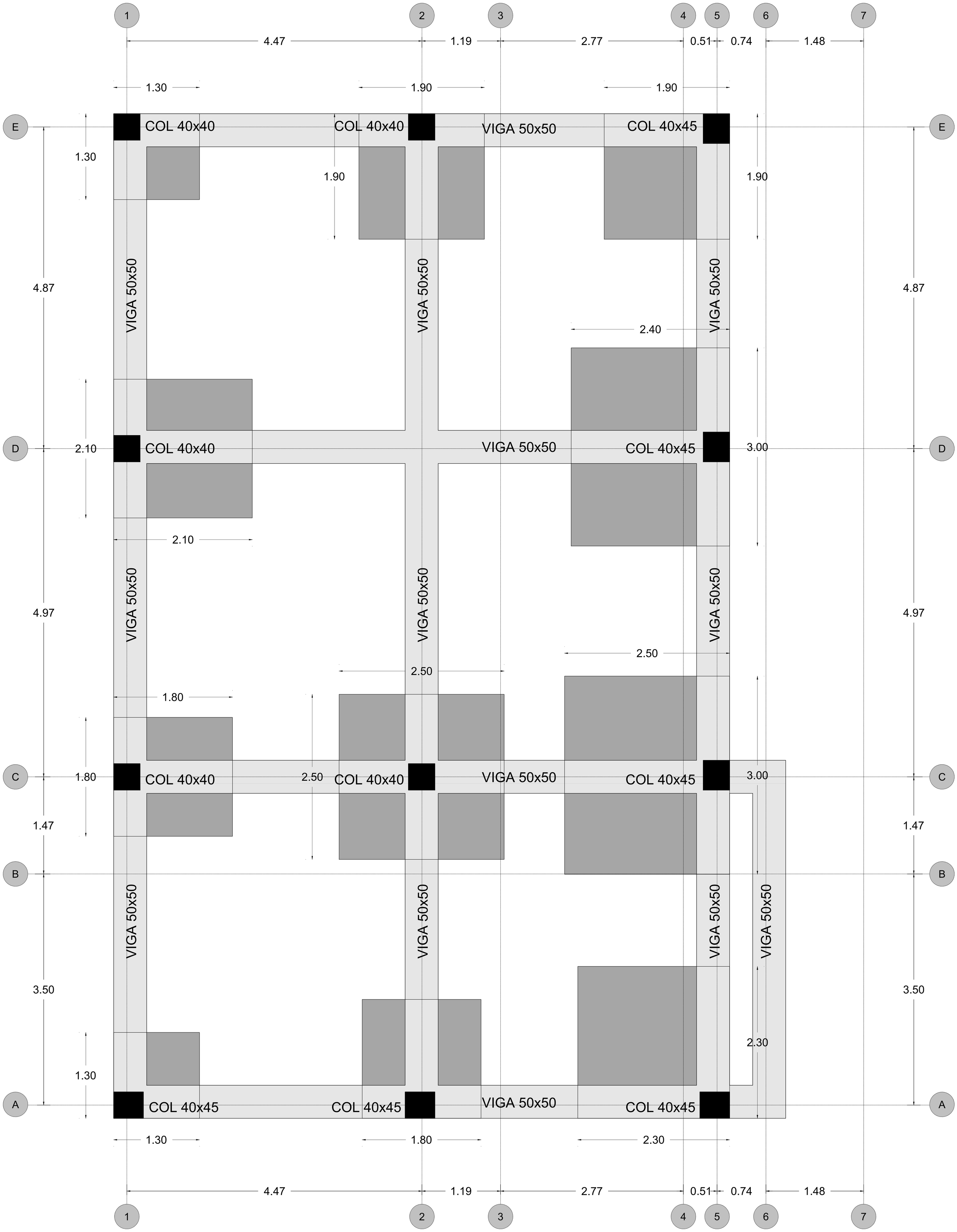
$$\gamma_{dcrit} = \frac{\gamma_w}{(1/G_s) + w_\ell} \qquad \text{(H.9.3-1)}$$

H.9.3.3.1 — *Criterio de evaluación* — De esta manera, puede decirse que si:

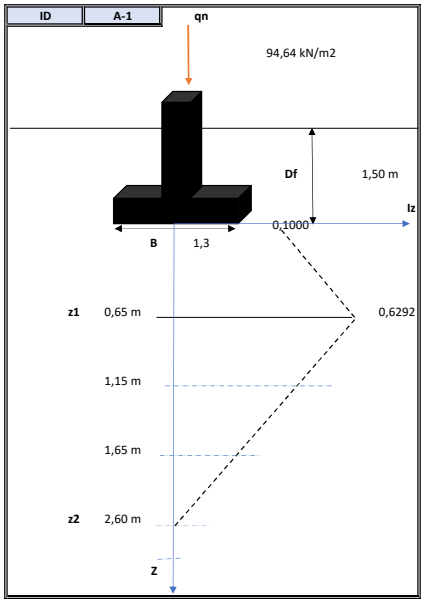
$\frac{\gamma_d}{\gamma_{dcirt}} > 1$ el suelo es estable o expansivo, y si

$\frac{\gamma_d}{\gamma_{dcirt}} \leq 1$ el suelo es colapsable

SONDEO	MUESTRA	LL	w	γm	γd	Gs	γ dcrit	γd/γ dcrit	EVALUACION
1	1	0,3171	46,3%	1,87	**18,8**	**2,7**	1,20	15,72	NO COLAPSABLE
	2	0,3259	45,9%	1,87	**18,8**	**2,68**	1,20	15,70	NO COLAPSABLE
	3	0,3851	52,4%	1,89	**18,9**	**2,67**	1,11	17,02	NO COLAPSABLE
2	1	0,3222	36,1%	1,91	**18,7**	**2,69**	1,36	13,74	NO COLAPSABLE
	2	0,3465	46,3%	1,89	**18,8**	**2,68**	1,19	15,77	NO COLAPSABLE
	3	0,3581	46,1%	1,00	**18,8**	**2,69**	1,20	15,71	NO COLAPSABLE
3	1	0,3189	35,7%	1,91	**18,7**	**2,69**	1,37	13,67	NO COLAPSABLE
	2	0,3395	36,3%	1,87	**18,7**	**2,67**	1,35	13,85	NO COLAPSABLE
	3	0,331	46,3%	1,91	**18,8**	**2,68**	1,19	15,77	NO COLAPSABLE


1
2
3
4
5
6
7
4.47
1.19
2.77
0.51
0.74
1.48
1.30
1.90
1.90
E
COL 40x40
COL 40x40
VIGA 50x50
COL 40x45
E
1.30
1.90
1.90
4.87
4.87
VIGA 50x50
VIGA 50x50
VIGA 50x50
2.40
D
2.10
COL 40x40
VIGA 50x50
COL 40x45
3.00
D
2.10
4.97
4.97
VIGA 50x50
VIGA 50x50
VIGA 50x50
2.50
2.50
1.80
C
1.80
COL 40x40
2.50
COL 40x40
VIGA 50x50
COL 40x45
3.00
C
1.47
1.47
B
VIGA 50x50
VIGA 50x50
VIGA 50x50
B
3.50
3.50
2.30
1.30
A
COL 40x45
COL 40x45
VIGA 50x50
COL 40x45
A
1.30
1.80
2.30
4.47
1.19
2.77
0.51
0.74
1.48
1
2
3
4
5
6
7

CALCULO DE ASENTAMIENTOS SUELOS ARENOSOS METODOLOGÍA SCHMERTMANN (1978)



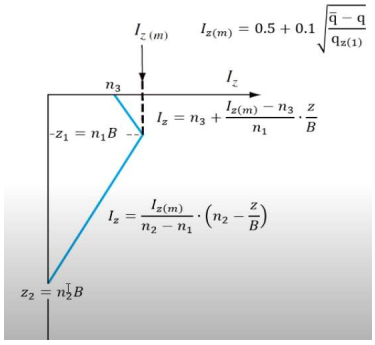
DATOS INICIALES	
Qservi (kN)	159,94
B (m)	1,30
L (m)	1,30
Df (m)	1,5
γ (kN/m3)	18,59
E (kN/m2)	20550
Tiempo	10 Años

qn (kN/m2)	94,64
q (kN/m2)	27,885
qz(1) (kN/m2)	39,9685

n1	0,5000
n2	2,0000
n3	0,1000

z1	0,6500
z2	2,6000

Iz(m)	0,6292
Iz(i)	1,1585
Iz(f)	0,4195



$q = \gamma \cdot D_f$

$q_{z(1)}$: Esfuerzo en el nivel z_1

$$n_1 = \frac{1}{2} + \frac{1}{18}\left(\frac{L}{B} - 1\right) \le 1$$
$$n_2 = 2 + \frac{2}{9}\left(\frac{L}{B} - 1\right) \le 4$$
$$n_3 = \frac{1}{10} + \frac{1}{90}\left(\frac{L}{B} - 1\right) \le 0.2$$

Estrato						
Inicio (m)	Fin (m)	Punto Medio	Δ (m)	z/B	Iz	(Iz/Es)*Δ
1	0,00	0,65	0,33	0,65	0,25	0,289617	9,16E-06
2	0,65	1,15	0,90	0,50	0,69	0,548564	1,33E-05
3	1,15	1,65	1,40	0,50	1,08	0,387221	9,42E-06
4	1,65	2,60	2,13	0,95	1,63	0,153275	7,09E-06
					Sumatoria		3,90E-05

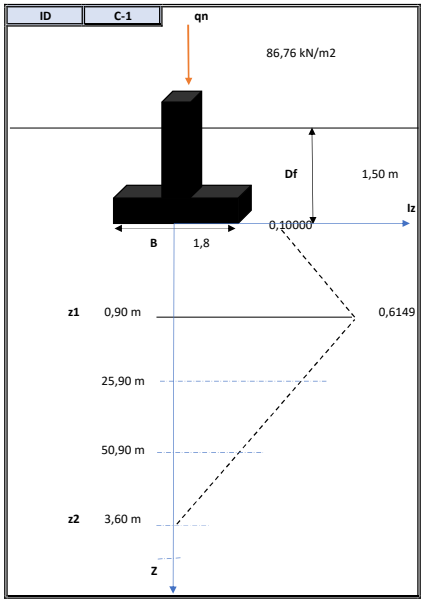
$$S_e = C_1 C_2 (\bar{q} - q) \sum_0^{z_2} \frac{I_z}{E_s} \Delta z$$

donde

I_z = factor de influencia de la deformación unitaria
C_1 = factor de corrección para la profundidad de empotramiento de la cimentación = $1 - 0.5\,[q/(\bar{q} - q)]$
C_2 = factor de corrección para tener en cuenta la fluencia en el suelo = $1 + 0.2 \log$ (tiempo en años/0.1)
$\bar{q}$ = esfuerzo a nivel de la cimentación
$q = \gamma D_f$

C1	0,791136278	
C2	1,4	
Se	0,00288 m	2,88 mm

$$C_1 = 1 - \frac{1}{2}\left(\frac{q}{\bar{q} - q}\right) \approx$$
$$C_2 = 1 + 0.2 \log\left(\frac{t}{0.1}\right)$$



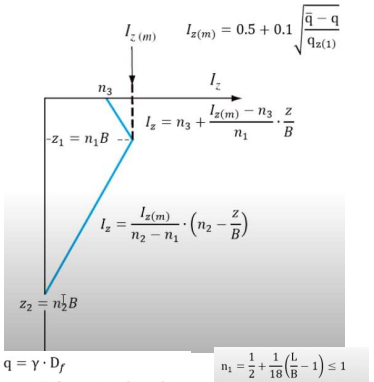
DATOS INICIALES	
Qservi (kN)	281,09
B (m)	1,80
L (m)	1,80
Df (m)	1,50
γ (kN/m3)	18,59
E (kN/m2)	20550
Tiempo	10 Años

qn (kN/m2)	86,76
q (kN/m2)	27,885
qz(1) (kN/m2)	44,616

n1	0,5
n2	2
n3	0,1

z1	0,900
z2	3,600

Iz(m)	0,614869843
Iz(i)	1,130
Iz(f)	0,410



$q = \gamma \cdot D_f$

$q_{z(1)}$: Esfuerzo en el nivel z_1

$$n_1 = \frac{1}{2} + \frac{1}{18}\left(\frac{L}{B} - 1\right) \le 1$$
$$n_2 = 2 + \frac{2}{9}\left(\frac{L}{B} - 1\right) \le 4$$
$$n_3 = \frac{1}{10} + \frac{1}{90}\left(\frac{L}{B} - 1\right) \le 0.2$$

Estrato						
Inicio (m)	Fin (m)	Punto Medio	Δ (m)	z/B	Iz	(Iz/Es)*Δ
1	0,00	0,90	0,45	0,90	0,25	0,282	1,24E-05
2	0,90	25,90	13,40	25,00	7,44	-2,232	-2,72E-03
3	25,90	50,90	38,40	25,00	21,33	-7,925	-9,64E-03
4	50,90	3,60	27,25	-47,30	15,14	-5,386	1,24E-02
					Sumatoria		5,28E-05

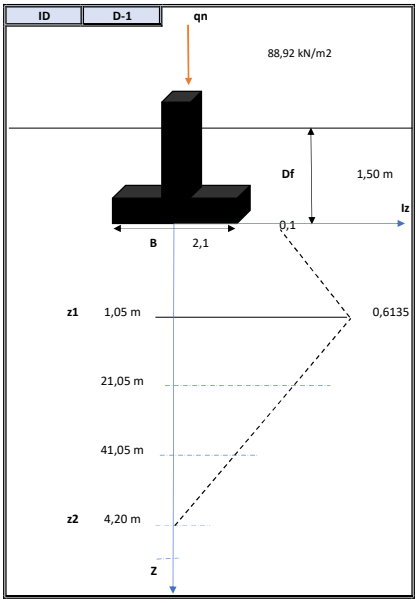
$$S_e = C_1 C_2 (\bar{q} - q) \sum_0^{z_2} \frac{I_z}{E_s} \Delta z$$

donde

I_z = factor de influencia de la deformación unitaria
C_1 = factor de corrección para la profundidad de empotramiento de la cimentación = $1 - 0.5\,[q/(\bar{q} - q)]$
C_2 = factor de corrección para tener en cuenta la fluencia en el suelo = $1 + 0.2 \log$ (tiempo en años/0.1)
$\bar{q}$ = esfuerzo a nivel de la cimentación
$q = \gamma D_f$

C1	0,763169318	
C2	1,4	
Se	0,00332 m	3,32 mm

$$C_1 = 1 - \frac{1}{2}\left(\frac{q}{\bar{q} - q}\right) \approx$$
$$C_2 = 1 + 0.2 \log\left(\frac{t}{0.1}\right)$$



DATOS INICIALES	
Qservi (kN)	392,14
B (m)	2,10
L (m)	2,10
Df (m)	1,50
γ (kN/m3)	18,59
E (kN/m2)	20550
Tiempo	10 Años

qn (kN/m2)	88,92
q (kN/m2)	27,885
qz(1) (kN/m2)	47,4045

n1	0,5
n2	2
n3	0,1

z1	1,05
z2	4,2

Iz(m)	0,61347023
Iz(i)	1,12694047
Iz(f)	0,40898016

$$I_{z(m)} = 0.5 + 0.1\sqrt{\frac{\bar{q} - q}{q_{z(1)}}}$$

$$I_z = n_3 + \frac{I_{z(m)} - n_3}{n_1} \cdot \frac{z}{B}$$

$$I_z = \frac{I_{z(m)}}{n_2 - n_1} \cdot \left(n_2 - \frac{z}{B}\right)$$

$z_1 = n_1 B$

$z_2 = n_2 B$

$q = \gamma \cdot D_f$

$q_{z(1)}$: Esfuerzo en el nivel z_1

$$n_1 = \frac{1}{2} + \frac{1}{18}\left(\frac{L}{B} - 1\right) \le 1$$

$$n_2 = 2 + \frac{2}{9}\left(\frac{L}{B} - 1\right) \le 4$$

$$n_3 = \frac{1}{10} + \frac{1}{90}\left(\frac{L}{B} - 1\right) \le 0.2$$

	Estrato						
	Inicio (m)	Fin (m)	Punto Medio	Δ (m)	z/B	Iz	(Iz/Es)*Δ
1	0,00	1,05	0,53	1,05	0,25	0,281735	1,44E-05
2	1,05	21,05	11,05	20,00	5,26	-1,334054	-1,30E-03
3	21,05	41,05	31,05	20,00	14,79	-5,229103	-5,09E-03
4	41,05	4,20	22,63	-36,85	10,77	-3,588314	6,43E-03
						Sumatoria	6,14E-05

$$S_e = C_1 C_2 (\bar{q} - q) \sum_0^{z_2} \frac{I_z}{E_s} \Delta z$$

donde

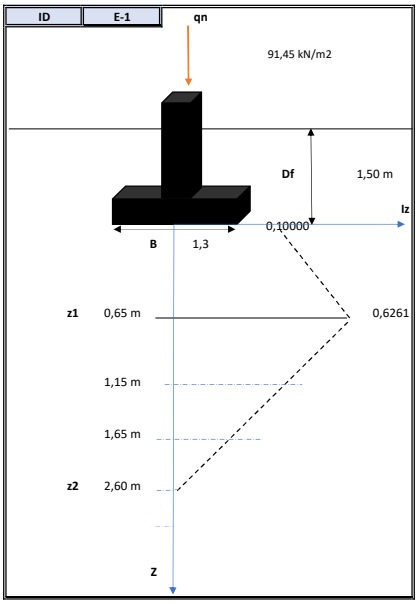
I_z = factor de influencia de la deformación unitaria
C_1 = factor de corrección para la profundidad de empotramiento de la cimentación $= 1 - 0.5\,[q/(\bar{q} - q)]$
C_2 = factor de corrección para tener en cuenta la fluencia en el suelo $= 1 + 0.2 \log$ (tiempo en años/0.1)
$\bar{q}$ = esfuerzo a nivel de la cimentación
$q = \gamma D_f$

C1	0,77156787
C2	1,4

$$C_1 = 1 - \frac{1}{2}\left(\frac{q}{\bar{q} - q}\right) \approx$$

$$C_2 = 1 + 0.2 \log\left(\frac{t}{0.1}\right)$$

Se	0,00405 m	4,05 mm



DATOS INICIALES	
Qservi (kN)	154,55
B (m)	1,30
L (m)	1,30
Df (m)	1,50
γ (kN/m3)	18,59
E (kN/m2)	20550
Tiempo	10 Años

qn (kN/m2)	91,45
q (kN/m2)	27,885
qz(1) (kN/m2)	39,9685

n1	0,5
n2	2
n3	0,1

z1	0,650
z2	2,600

Iz(m)	0,626
Iz(i)	1,152
Iz(f)	0,417

$$I_{z(m)} = 0.5 + 0.1\sqrt{\frac{\bar{q} - q}{q_{z(1)}}}$$

$$I_z = n_3 + \frac{I_{z(m)} - n_3}{n_1} \cdot \frac{z}{B}$$

$$I_z = \frac{I_{z(m)}}{n_2 - n_1} \cdot \left(n_2 - \frac{z}{B}\right)$$

$z_1 = n_1 B$

$z_2 = n_2 B$

$q = \gamma \cdot D_f$

$q_{z(1)}$: Esfuerzo en el nivel z_1

$$n_1 = \frac{1}{2} + \frac{1}{18}\left(\frac{L}{B} - 1\right) \le 1$$

$$n_2 = 2 + \frac{2}{9}\left(\frac{L}{B} - 1\right) \le 4$$

$$n_3 = \frac{1}{10} + \frac{1}{90}\left(\frac{L}{B} - 1\right) \le 0.2$$

	Estrato						
	Inicio (m)	Fin (m)	Punto Medio	Δ (m)	z/B	Iz	(Iz/Es)*Δ
1	0,00	0,65	0,33	0,65	0,25	0,288055	9,11E-06
2	0,65	1,15	0,90	0,50	0,69	0,545839	1,33E-05
3	1,15	1,65	1,40	0,50	1,08	0,385298	9,37E-06
4	1,65	2,60	2,13	0,95	1,63	0,152514	7,05E-06
						Sumatoria	3,88E-05

$$S_e = C_1 C_2 (\bar{q} - q) \sum_0^{z_2} \frac{I_z}{E_s} \Delta z$$

donde

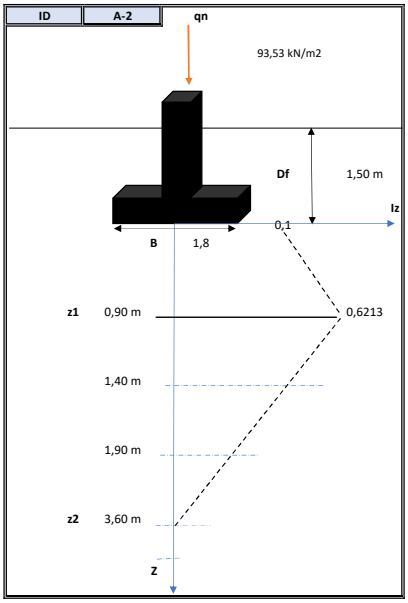
I_z = factor de influencia de la deformación unitaria
C_1 = factor de corrección para la profundidad de empotramiento de la cimentación $= 1 - 0.5\,[q/(\bar{q} - q)]$
C_2 = factor de corrección para tener en cuenta la fluencia en el suelo $= 1 + 0.2 \log$ (tiempo en años/0.1)
$\bar{q}$ = esfuerzo a nivel de la cimentación
$q = \gamma D_f$

C1	0,78065657
C2	1,4

$$C_1 = 1 - \frac{1}{2}\left(\frac{q}{\bar{q} - q}\right) \approx$$

$$C_2 = 1 + 0.2 \log\left(\frac{t}{0.1}\right)$$

Se	0,00270 m	2,70 mm



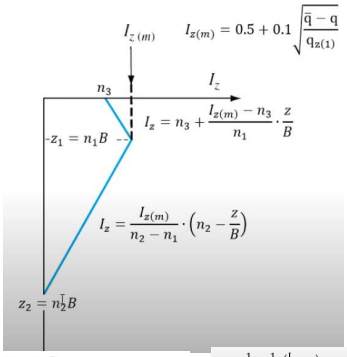
DATOS INICIALES	
Qservi (kN)	303,04
B (m)	1,80
L (m)	1,80
Df (m)	1,50
γ (kN/m3)	18,59
E (kN/m2)	20550
Tiempo	10 Años

qn (kN/m2)	93,53
q (kN/m2)	27,885
qz(1) (kN/m2)	44,616

n1	0,5
n2	2
n3	0,1

z1	0,9
z2	3,6

Iz(m)	0,621299321
Iz(i)	1,142598642
Iz(f)	0,414199547



$q = \gamma \cdot D_f$

$q_{z(1)}$: Esfuerzo en el nivel z_1

$$n_1 = \frac{1}{2} + \frac{1}{18}\left(\frac{L}{B} - 1\right) \le 1$$
$$n_2 = 2 + \frac{2}{9}\left(\frac{L}{B} - 1\right) \le 4$$
$$n_3 = \frac{1}{10} + \frac{1}{90}\left(\frac{L}{B} - 1\right) \le 0.2$$

	Estrato		Punto Medio	Δ (m)	z/B	Iz	(Iz/Es)*Δ
	Inicio (m)	Fin (m)					
1	0,00	0,90	0,45	0,90	0,25	0,285650	1,25E-05
2	0,90	1,40	1,15	0,50	0,64	0,563772	1,37E-05
3	1,40	1,90	1,65	0,50	0,92	0,448716	1,09E-05
4	1,90	3,60	2,75	1,70	1,53	0,195594	1,62E-05
						Sumatoria	5,33E-05

$$S_e = C_1 C_2 (\bar{q} - q) \sum_0^{z_2} \frac{I_z}{E_s} \Delta z$$

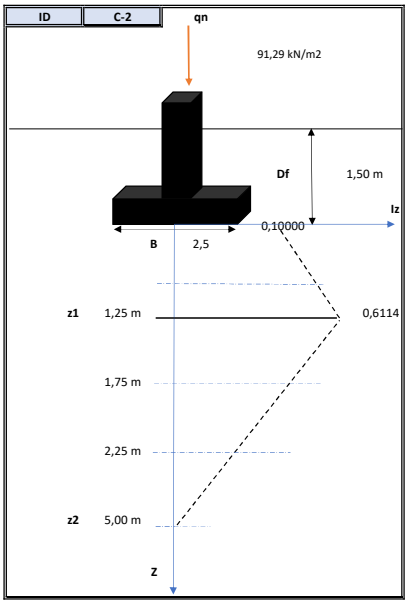
donde

I_z = factor de influencia de la deformación unitaria
C_1 = factor de corrección para la profundidad de empotramiento de la cimentación = $1 - 0.5\,[q/(\bar{q} - q)]$
C_2 = factor de corrección para tener en cuenta la fluencia en el suelo = $1 + 0.2 \log$ (tiempo en años/0.1)
$\bar{q}$ = esfuerzo a nivel de la cimentación
$q = \gamma D_f$

C1	0,787610382
C2	1,4

$$C_1 = 1 - \frac{1}{2}\left(\frac{q}{\bar{q} - q}\right) \approx$$
$$C_2 = 1 + 0.2 \log\left(\frac{t}{0.1}\right)$$

Se	0,00386 m	3,86 mm



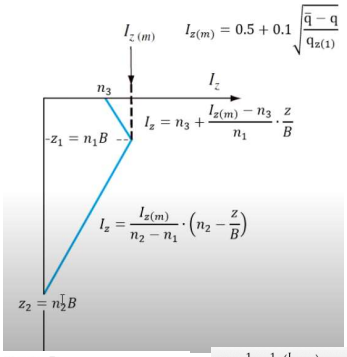
DATOS INICIALES	
Qservi (kN)	570,55
B (m)	2,50
L (m)	2,50
Df (m)	1,50
γ (kN/m3)	18,59
E (kN/m2)	20550
Tiempo	10 Años

qn (kN/m2)	91,29
q (kN/m2)	27,885
qz(1) (kN/m2)	51,1225

n1	0,5
n2	2
n3	0,1

z1	1,250
z2	5,000

Iz(m)	0,611
Iz(i)	1,123
Iz(f)	0,408



$q = \gamma \cdot D_f$

$q_{z(1)}$: Esfuerzo en el nivel z_1

$$n_1 = \frac{1}{2} + \frac{1}{18}\left(\frac{L}{B} - 1\right) \le 1$$
$$n_2 = 2 + \frac{2}{9}\left(\frac{L}{B} - 1\right) \le 4$$
$$n_3 = \frac{1}{10} + \frac{1}{90}\left(\frac{L}{B} - 1\right) \le 0.2$$

	Estrato		Punto Medio	Δ (m)	z/B	Iz	(Iz/Es)*Δ
	Inicio (m)	Fin (m)					
1	0,00	1,25	0,63	1,25	0,25	0,280683	1,71E-05
2	1,25	1,75	1,50	0,50	0,60	0,570607	1,39E-05
3	1,75	2,25	2,00	0,50	0,80	0,489092	1,19E-05
4	2,25	2,75	2,50	0,50	1,00	0,407577	9,92E-06
						Sumatoria	5,28E-05

$$S_e = C_1 C_2 (\bar{q} - q) \sum_0^{z_2} \frac{I_z}{E_s} \Delta z$$

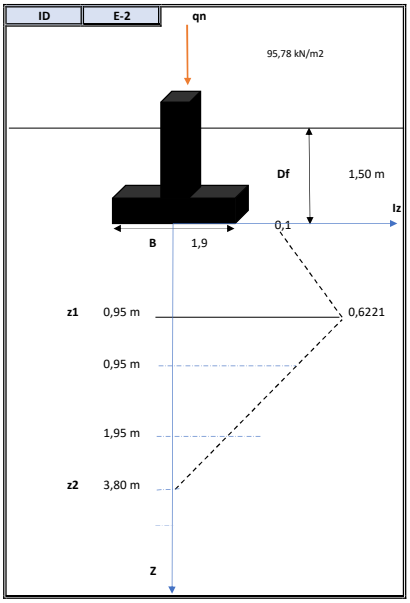
donde

I_z = factor de influencia de la deformación unitaria
C_1 = factor de corrección para la profundidad de empotramiento de la cimentación = $1 - 0.5\,[q/(\bar{q} - q)]$
C_2 = factor de corrección para tener en cuenta la fluencia en el suelo = $1 + 0.2 \log$ (tiempo en años/0.1)
$\bar{q}$ = esfuerzo a nivel de la cimentación
$q = \gamma D_f$

C1	0,780097156
C2	1,4

$$C_1 = 1 - \frac{1}{2}\left(\frac{q}{\bar{q} - q}\right) \approx$$
$$C_2 = 1 + 0.2 \log\left(\frac{t}{0.1}\right)$$

Se	0,00365 m	3,65 mm



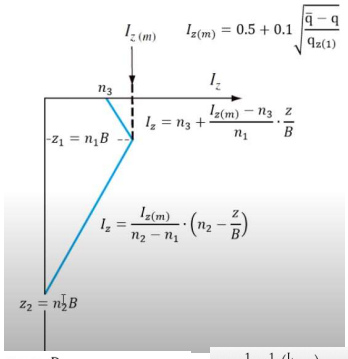
DATOS INICIALES	
Qservi (kN)	345,78
B (m)	1,90
L (m)	1,90
Df (m)	1,50
γ (kN/m3)	18,59
E (kN/m2)	20550
Tiempo	10 Años

qn (kN/m2)	95,78
q (kN/m2)	27,885
qz(1) (kN/m2)	45,5455

n1	0,5
n2	2
n3	0,1

z1	0,95
z2	3,8

Iz(m)	0,622098053
Iz(i)	1,144196106
Iz(f)	0,414732035



$q = \gamma \cdot D_f$

$q_{z(1)}$: Esfuerzo en el nivel z_1

$$n_1 = \frac{1}{2} + \frac{1}{18}\left(\frac{L}{B} - 1\right) \leq 1$$
$$n_2 = 2 + \frac{2}{9}\left(\frac{L}{B} - 1\right) \leq 4$$
$$n_3 = \frac{1}{10} + \frac{1}{90}\left(\frac{L}{B} - 1\right) \leq 0.2$$

	Estrato						
	Inicio (m)	Fin (m)	Punto Medio	Δ (m)	z/B	Iz	(Iz/Es)*Δ
1	0,00	0,95	0,48	0,95	0,25	0,286049	1,32E-05
2	0,95	1,45	1,20	0,50	0,63	0,567528	1,38E-05
3	1,45	1,95	1,70	0,50	0,89	0,458388	1,12E-05
4	1,95	3,80	2,88	1,85	1,51	0,201909	1,82E-05
						Sumatoria	5,64E-05

$$S_e = C_1 C_2 (\bar{q} - q) \sum_0^{z_2} \frac{I_z}{E_s} \Delta z$$

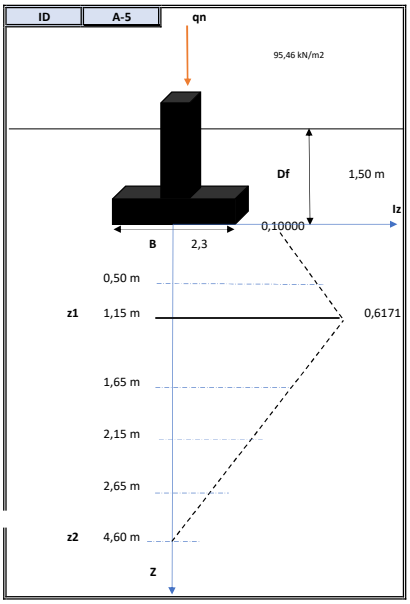
donde

I_z = factor de influencia de la deformación unitaria
C_1 = factor de corrección para la profundidad de empotramiento de la cimentación $= 1 - 0.5\,[q/(\bar{q} - q)]$
C_2 = factor de corrección para tener en cuenta la fluencia en el suelo $= 1 + 0.2 \log$ (tiempo en años/0.1)
$\bar{q}$ = esfuerzo a nivel de la cimentación
$q = \gamma D_f$

C1	0,794658041
C2	1,4

$$C_1 = 1 - \frac{1}{2}\left(\frac{q}{\bar{q} - q}\right) \approx$$
$$C_2 = 1 + 0.2 \log\left(\frac{t}{0.1}\right)$$

Se	0,00426 m	4,26 mm



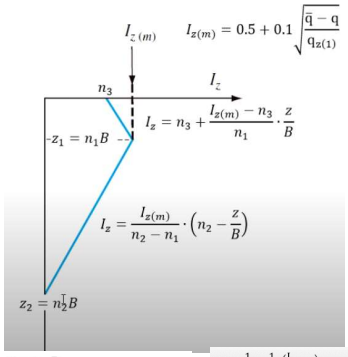
DATOS INICIALES	
Qservi (kN)	504,96
B (m)	2,30
L (m)	2,30
Df (m)	1,50
γ (kN/m3)	18,59
E (kN/m2)	20550,00
Tiempo	10 Años

qn (kN/m2)	95,46
q (kN/m2)	27,885
qz(1) (kN/m2)	49,2635

n1	0,5
n2	2
n3	0,1

z1	1,150
z2	4,600

Iz(m)	0,617
Iz(i)	1,134
Iz(f)	0,411



$q = \gamma \cdot D_f$

$q_{z(1)}$: Esfuerzo en el nivel z_1

$$n_1 = \frac{1}{2} + \frac{1}{18}\left(\frac{L}{B} - 1\right) \leq 1$$
$$n_2 = 2 + \frac{2}{9}\left(\frac{L}{B} - 1\right) \leq 4$$
$$n_3 = \frac{1}{10} + \frac{1}{90}\left(\frac{L}{B} - 1\right) \leq 0.2$$

	Estrato						
	Inicio (m)	Fin (m)	Punto Medio	Δ (m)	z/B	Iz	(Iz/Es)*Δ
1	0,00	0,50	0,25	0,50	0,11	0,123286	3,00E-06
2	0,50	1,15	0,83	0,65	0,36	0,406844	1,29E-05
3	1,15	1,65	1,40	0,50	0,61	0,572397	1,39E-05
4	1,65	2,15	1,90	0,50	0,83	0,482960	1,18E-05
5	2,15	2,65	2,40	0,50	1,04	0,393523	9,57E-06
6	2,65	4,60	3,63	1,95	1,58	0,174402	1,65E-05
						Sumatoria	6,77E-05

$$S_e = C_1 C_2 (\bar{q} - q) \sum_0^{z_2} \frac{I_z}{E_s} \Delta z$$

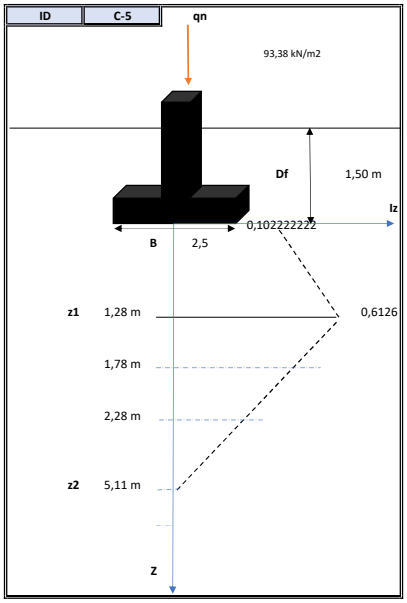
donde

I_z = factor de influencia de la deformación unitaria
C_1 = factor de corrección para la profundidad de empotramiento de la cimentación $= 1 - 0.5\,[q/(\bar{q} - q)]$
C_2 = factor de corrección para tener en cuenta la fluencia en el suelo $= 1 + 0.2 \log$ (tiempo en años/0.1)
$\bar{q}$ = esfuerzo a nivel de la cimentación
$q = \gamma D_f$

C1	0,793660189
C2	1,4

$$C_1 = 1 - \frac{1}{2}\left(\frac{q}{\bar{q} - q}\right) \approx$$
$$C_2 = 1 + 0.2 \log\left(\frac{t}{0.1}\right)$$

Se	0,00508 m	5,08 mm



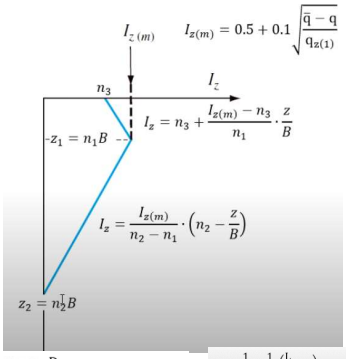
DATOS INICIALES	
Qservi (kN)	700,33
B (m)	2,50
L (m)	3,00
Df (m)	1,50
γ (kN/m3)	18,59
E (kN/m2)	20550
Tiempo	10 Años

qn (kN/m2)	93,38
q (kN/m2)	27,885
qz(1) (kN/m2)	51,6388889

n1	0,51111111
n2	2,04444444
n3	0,10222222

z1	1,27777778
z2	5,11111111

Iz(m)	0,61261773
Iz(i)	1,10082214
Iz(f)	0,39953331



$q = \gamma \cdot D_f$

$q_{z(1)}$: Esfuerzo en el nivel z_1

$n_1 = \frac{1}{2} + \frac{1}{18}\left(\frac{L}{B} - 1\right) \leq 1$

$n_2 = 2 + \frac{2}{9}\left(\frac{L}{B} - 1\right) \leq 4$

$n_3 = \frac{1}{10} + \frac{1}{90}\left(\frac{L}{B} - 1\right) \leq 0.2$

	Estrato			Δ (m)	z/B	Iz	(Iz/Es)*Δ
	Inicio (m)	Fin (m)	Punto Medio				
1	0,00	1,28	0,64	1,28	0,26	0,281321	1,75E-05
2	1,28	1,78	1,53	0,50	0,61	0,572664	1,39E-05
3	1,78	2,28	2,03	0,50	0,81	0,492758	1,20E-05
4	2,28	5,11	3,69	2,83	1,48	0,226402	3,12E-05
						Sumatoria	7,46E-05

$$S_e = C_1 C_2 (\bar{q} - q) \sum_0^{z_2} \frac{I_z}{E_s} \Delta z$$

donde

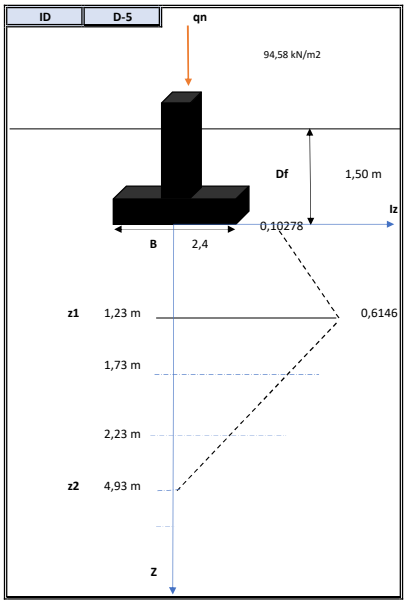
I_z = factor de influencia de la deformación unitaria
C_1 = factor de corrección para la profundidad de empotramiento de la cimentación = $1 - 0.5\,[q/(\bar{q} - q)]$
C_2 = factor de corrección para tener en cuenta la fluencia en el suelo = $1 + 0.2 \log$ (tiempo en años/0.1)
$\bar{q}$ = esfuerzo a nivel de la cimentación
$q = \gamma D_f$

C1	0,78711249
C2	1,4

$C_1 = 1 - \frac{1}{2}\left(\frac{q}{\bar{q} - q}\right) \approx$

$C_2 = 1 + 0.2 \log\left(\frac{t}{0.1}\right)$

Se	0,00539 m	5,39 mm



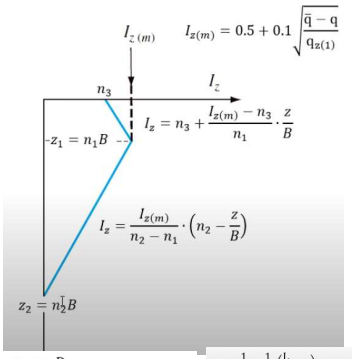
DATOS INICIALES	
Qservi (kN)	681,01
B (m)	2,40
L (m)	3,00
Df (m)	1,50
γ (kN/m3)	18,59
E (kN/m2)	20550
Tiempo	10 Años

qn (kN/m2)	94,58
q (kN/m2)	27,885
qz(1) (kN/m2)	50,8126667

n1	0,51388889
n2	2,05555556
n3	0,10277778

z1	1,233
z2	4,933

Iz(m)	0,615
Iz(i)	1,099
Iz(f)	0,399



$q = \gamma \cdot D_f$

$q_{z(1)}$: Esfuerzo en el nivel z_1

$n_1 = \frac{1}{2} + \frac{1}{18}\left(\frac{L}{B} - 1\right) \leq 1$

$n_2 = 2 + \frac{2}{9}\left(\frac{L}{B} - 1\right) \leq 4$

$n_3 = \frac{1}{10} + \frac{1}{90}\left(\frac{L}{B} - 1\right) \leq 0.2$

	Estrato			Δ (m)	z/B	Iz	(Iz/Es)*Δ
	Inicio (m)	Fin (m)	Punto Medio				
1	0,00	1,23	0,62	1,23	0,26	0,282305	1,69E-05
2	1,23	1,73	1,48	0,50	0,62	0,573046	1,39E-05
3	1,73	2,23	1,98	0,50	0,83	0,489996	1,19E-05
4	2,23	4,93	3,58	2,70	1,49	0,224235	2,95E-05
						Sumatoria	7,23E-05

$$S_e = C_1 C_2 (\bar{q} - q) \sum_0^{z_2} \frac{I_z}{E_s} \Delta z$$

donde

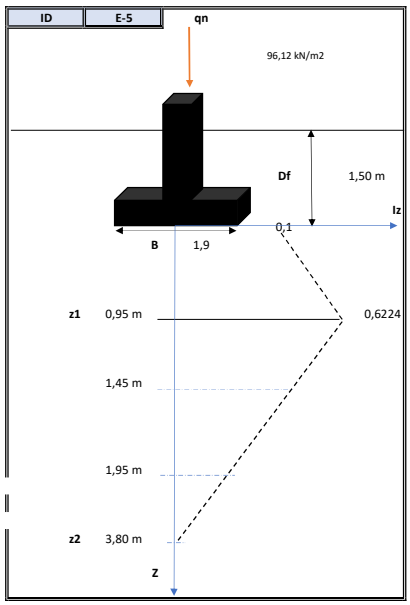
I_z = factor de influencia de la deformación unitaria
C_1 = factor de corrección para la profundidad de empotramiento de la cimentación = $1 - 0.5\,[q/(\bar{q} - q)]$
C_2 = factor de corrección para tener en cuenta la fluencia en el suelo = $1 + 0.2 \log$ (tiempo en años/0.1)
$\bar{q}$ = esfuerzo a nivel de la cimentación
$q = \gamma D_f$

C1	0,79096615
C2	1,4

$C_1 = 1 - \frac{1}{2}\left(\frac{q}{\bar{q} - q}\right) \approx$

$C_2 = 1 + 0.2 \log\left(\frac{t}{0.1}\right)$

Se	0,00534 m	5,34 mm



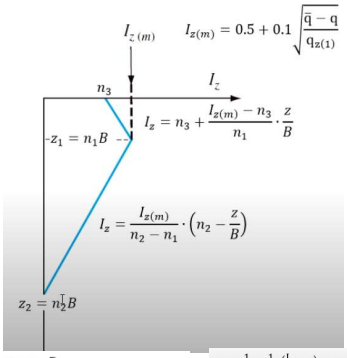
DATOS INICIALES	
Qservi (kN)	346,99
B (m)	1,90
L (m)	1,90
Df (m)	1,5
γ (kN/m3)	18,59
E (kN/m2)	20550
Tiempo	10 Años

qn (kN/m2)	96,12
q (kN/m2)	27,885
qz(1) (kN/m2)	45,5455

n1	0,5
n2	2
n3	0,1

z1	0,95
z2	3,8

Iz(m)	0,62239905
Iz(i)	1,1447981
Iz(f)	0,4149327



$q = \gamma \cdot D_f$

$q_{z(1)}$: Esfuerzo en el nivel z_1

$$n_1 = \frac{1}{2} + \frac{1}{18}\left(\frac{L}{B} - 1\right) \leq 1$$

$$n_2 = 2 + \frac{2}{9}\left(\frac{L}{B} - 1\right) \leq 4$$

$$n_3 = \frac{1}{10} + \frac{1}{90}\left(\frac{L}{B} - 1\right) \leq 0.2$$

	Estrato						
	Inicio (m)	Fin (m)	Punto Medio	Δ (m)	z/B	Iz	(Iz/Es)*Δ
1	0,00	0,95	0,48	0,95	0,25	0,286200	1,32E-05
2	0,95	1,45	1,20	0,50	0,63	0,567803	1,38E-05
3	1,45	1,95	1,70	0,50	0,89	0,458610	1,12E-05
4	1,95	2,45	2,20	0,50	1,16	0,349417	8,50E-06
						Sumatoria	4,67E-05

$$S_e = C_1 C_2 (\bar{q} - q) \sum_{0}^{z_2} \frac{I_z}{E_s} \Delta z$$

donde

I_z = factor de influencia de la deformación unitaria
C_1 = factor de corrección para la profundidad de empotramiento de la cimentación $= 1 - 0.5\,[q/(\bar{q} - q)]$
C_2 = factor de corrección para tener en cuenta la fluencia en el suelo $= 1 + 0.2 \log$ (tiempo en años/0.1)
$\bar{q}$ = esfuerzo a nivel de la cimentación
$q = \gamma D_f$

C1	0,79566672
C2	1,4

$$C_1 = 1 - \frac{1}{2}\left(\frac{q}{\bar{q} - q}\right) \approx$$

$$C_2 = 1 + 0.2 \log\left(\frac{t}{0.1}\right)$$

Se	0,00355 m	3,55 mm

$$S_e = C_1 C_2 (\bar{q} - q) \sum_{0}^{z_2} \frac{I_z}{E_s} \Delta z$$

FUNDAMENTOS DE INGENIERÍA GEOTÉCNICA
CUARTA EDICIÓN- BRAJA M. DAS (PÁG. 526)

CARGA ADMISIBLE PARA ZAPATAS RECTANGULARES EN ARENA CONSIDERANDO EL ASENTAMIENTO

ID	B (m)	L (m)	Q Servicio kN	Se	qn kPa	Se (MAX)	qn kPa (Se max)
A-1	1,30	1,30	159,94	2,88 mm	94,64	25,40 mm	615,68
C-1	1,80	1,80	281,09	3,32 mm	86,76	25,40 mm	478,45
D-1	2,10	2,10	392,14	4,05 mm	88,92	25,40 mm	410,77
E-1	1,30	1,30	154,55	2,70 mm	91,45	25,40 mm	626,60
A-2	1,80	1,80	303,04	3,86 mm	93,53	25,40 mm	459,86
C-2	2,50	2,50	570,55	3,65 mm	91,29	25,40 mm	468,58
E-2	1,90	1,90	345,78	4,26 mm	95,78	25,40 mm	432,96
A-5	2,30	2,30	504,96	5,08 mm	95,46	25,40 mm	365,70
C-5	2,50	3,00	700,33	5,39 mm	93,38	25,40 mm	336,74
D-5	2,40	3,00	681,01	5,34 mm	94,58	25,40 mm	345,28
E-5	1,90	1,90	346,99	3,55 mm	96,12	25,40 mm	516,09
	Asentamiento Promedio			**4,01 mm**	-	**25,40 mm**	-
	Capacidad de Carga por Servicio			-	**92,90 kN/m2**	-	**459,70 kN/m2**

Asentamiento Máx calculado	5,39 mm	0,00539 m
Asentamiento Min calculado	2,70 mm	0,00270 m
Diferencia	2,69 mm	0,00269 m

Longitud máxima entre columnas (L)	4,97 m

TABLA H.4.9-1/NSR-10 - VALORES MAXIMOS DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES CALCULADOS, EXPRESADOS EN FUNCION DE LA

Tipo de construcción	Δmax
(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

Nota: Según NSR-10, Título H ESTUDIOS GEOTÉCNICOS,Capítulo H-4- Cimentaciones, página H-19 y Tabla H.4.9-1 Valores máximos de asentamientos diferenciales calculados, expresados en función de la distancia entre apoyos o columnas,l.

ANALISIS ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES

De acuerdo a la tabla H.4.9-1 escogemos la formula para hallar el asentamiento diferencial maximo, en este caso:

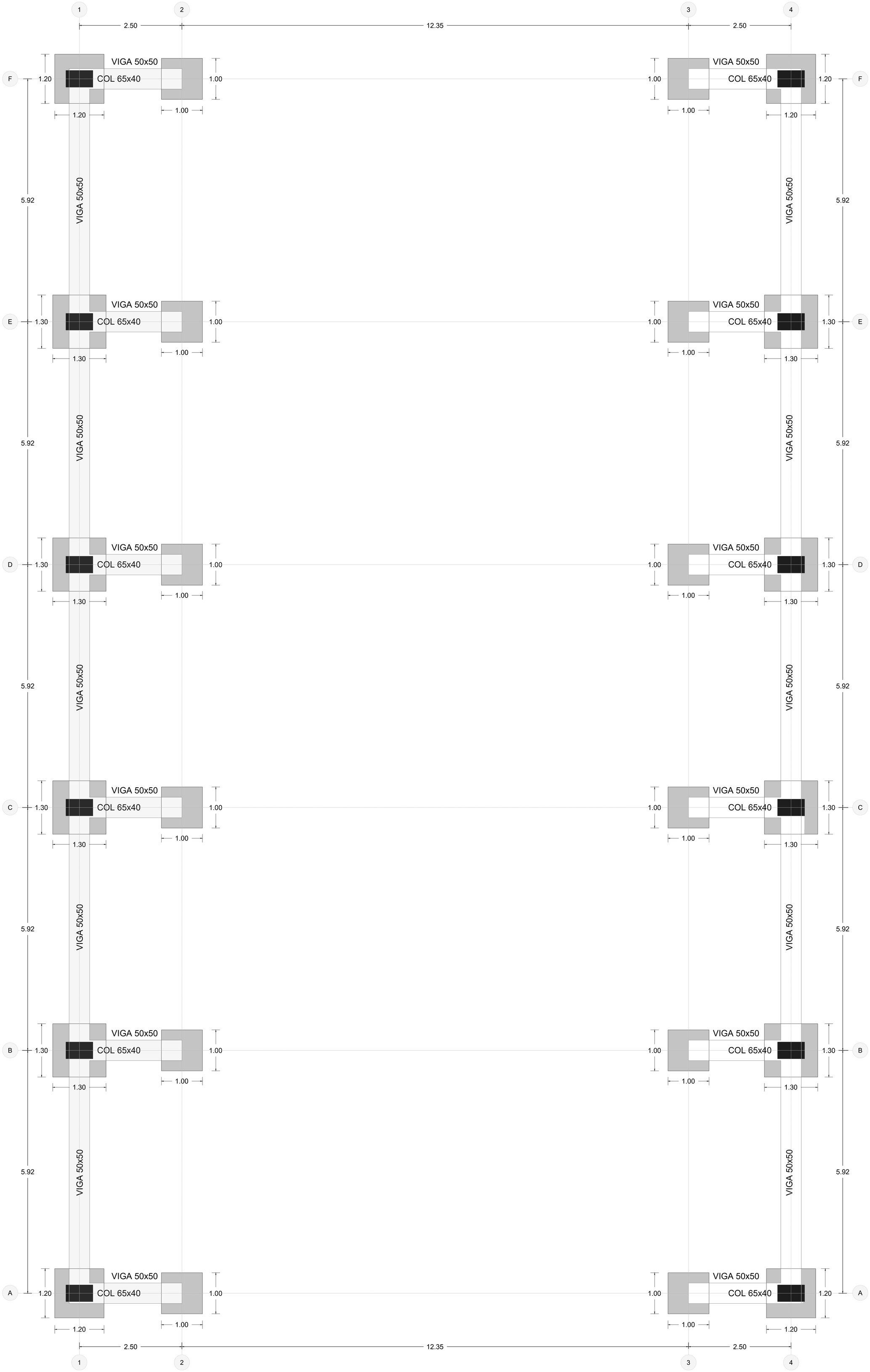
DELTA MAX (m) = L/300 =	0,0166	CUMPLE
ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES =	0,0027	

Nota: Si Delta Max es mayor que los asentamientos diferenciales, cumple

								Factores de capacidad de carga			Factores de Forma			Factores de Profundidad			Ecuación General de Capacidad Portante					
NODO	DIMENSION ZAPATA		DF	DF/B	Y	q	Φ	NC	NQ	NY	FCS	FQS	FYS	FCD	FQD	FYD	qu	qu(adm)	Q	Q SERVICIO	FS	CHEQUEO
	B(m)	L(m)	(m)		(kN/m3)	(kPa)	Grados										(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)		
A-1	1,30	1,30	1,5	1,15	18,33	27,50	22,44	17,38	8,18	7,58	1,47	1,41	0,60	1,31	1,27	1,00	371,95	123,98	159,94	94,64	3,93	OK
C-1	1,80	1,80	1,5	0,83	18,33	27,50	22,44	17,38	8,18	7,58	1,47	1,41	0,60	1,30	1,26	1,00	392,80	130,93	281,09	86,76	4,53	OK
D-1	2,10	2,10	1,5	0,71	18,33	27,50	22,44	17,38	8,18	7,58	1,47	1,41	0,60	1,26	1,23	1,00	405,31	135,10	392,14	88,92	4,56	OK
E-1	1,30	1,30	1,5	1,15	18,33	27,50	22,44	17,38	8,18	7,58	1,47	1,41	0,60	1,31	1,27	1,00	371,95	123,98	154,55	91,45	4,07	OK
A-2	1,80	1,80	1,5	0,83	18,33	27,50	22,44	17,38	8,18	7,58	1,47	1,41	0,60	1,30	1,26	1,00	392,80	130,93	303,04	93,53	4,20	OK
C-2	2,50	2,50	1,5	0,60	18,33	27,50	22,44	17,38	8,18	7,58	1,47	1,41	0,60	1,22	1,19	1,00	421,98	140,66	570,55	91,29	4,62	OK
E-2	1,90	1,90	1,5	0,79	18,33	27,50	22,44	17,38	8,18	7,58	1,47	1,41	0,60	1,28	1,25	1,00	396,97	132,32	345,78	95,78	4,14	OK
A-5	2,30	2,30	1,5	0,65	18,33	27,50	22,44	17,38	8,18	7,58	1,47	1,41	0,60	1,23	1,21	1,00	413,65	137,88	504,96	95,46	4,33	OK
C-5	2,50	3,00	1,5	0,60	18,33	27,50	22,44	17,38	8,18	7,58	1,39	1,34	0,67	1,22	1,19	1,00	418,09	139,36	700,33	93,38	4,48	OK
D-5	2,40	3,00	1,5	0,63	18,33	27,50	22,44	17,38	8,18	7,58	1,38	1,33	0,68	1,22	1,20	1,00	412,58	137,53	681,01	94,58	4,36	OK
E-5	1,90	1,90	1,5	0,79	18,33	27,50	22,44	17,38	8,18	7,58	1,47	1,41	0,60	1,28	1,25	1,00	396,97	132,32	346,99	96,12	4,13	OK
								Meyerhoff (1963)			DeBeer(1970)		Hansen (1970)			qu(adm) min		123,98			

CAPACIDAD DE CARGA TERZAGHI INGENIERIA DE CIMENTACIONES (Manuel Delgado Vargas)

NODO	DIMENSION ZAPATA		DF	DF/B	Y	q	Φ	NC	NQ	NY	C`	qu	qu(adm)	Q	Q SERVICIO	FS	CHEQUEO
	B(m)	L(m)	(m)		(kN/m3)	(kPa)	Grados				kPa	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)		
A-1	1,30	1,30	1,5	1,15	18,33	27,50	22,44	20,27	9,19	5,09	0,00	301,19	100,40	159,94	94,64	3,18	OK
C-1	1,80	1,80	1,5	0,83	18,33	27,50	22,44	20,27	9,19	5,09	0,00	319,85	106,62	281,09	86,76	3,69	OK
D-1	2,10	2,10	1,5	0,71	18,33	27,50	22,44	20,27	9,19	5,09	0,00	331,05	110,35	392,14	88,92	3,72	OK
E-1	1,30	1,30	1,5	1,15	18,33	27,50	22,44	20,27	9,19	5,09	0,00	301,19	100,40	154,55	91,45	3,29	OK
A-2	1,80	1,80	1,5	1,20	18,33	27,50	22,44	20,27	9,19	5,09	0,00	319,85	106,62	303,04	93,53	3,42	OK
C-2	2,50	2,50	1,5	1,67	18,33	27,50	22,44	20,27	9,19	5,09	0,00	345,98	115,33	570,55	91,29	3,79	OK
E-2	1,90	1,90	1,5	1,27	18,33	27,50	22,44	20,27	9,19	5,09	0,00	323,59	107,86	345,78	95,78	3,38	OK
A-5	2,30	2,30	1,5	1,53	18,33	27,50	22,44	20,27	9,19	5,09	0,00	338,51	112,84	504,96	95,46	3,55	OK
C-5	2,50	3,00	1,5	1,67	18,33	27,50	22,44	20,27	9,19	5,09	0,00	349,87	116,62	700,33	93,38	3,75	OK
D-5	2,40	3,00	1,5	1,60	18,33	27,50	22,44	20,27	9,19	5,09	0,00	346,73	115,58	681,01	94,58	3,67	OK
E-5	1,90	1,90	1,5	1,27	18,33	27,50	22,44	20,27	9,19	5,09	0,00	323,59	107,86	346,99	96,12	3,37	OK
								Terzaghi (1993)			qu(adm) min		100,40				

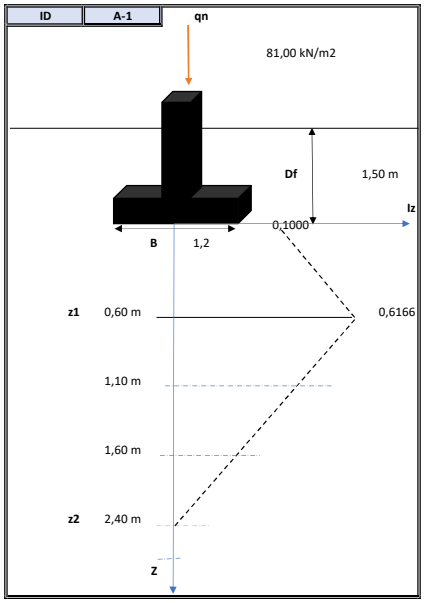


PLANTA DE CIMENTACION

NIVEL -1.50 / ±0.00 m

ESC. 1_75

CALCULO DE ASENTAMIENTOS SUELOS ARENOSOS METODOLOGÍA SCHMERTMANN (1978)



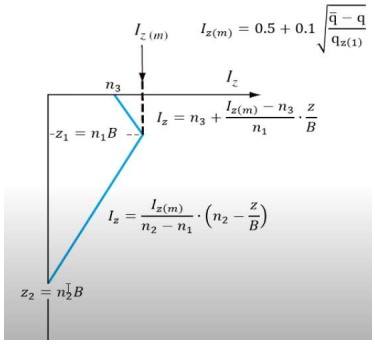
DATOS INICIALES	
Qservi (kN)	116,64
B (m)	1,20
L (m)	1,20
Df (m)	1,5
γ (kN/m3)	18,59
E (kN/m2)	20550
Tiempo	10 Años

qn (kN/m2)	81,00
q (kN/m2)	27,885
qz(1) (kN/m2)	39,0390

n1	0,5000
n2	2,0000
n3	0,1000

z1	0,6000
z2	2,4000

Iz(m)	0,6166
Iz(i)	1,1333
Iz(f)	0,4111



$q = \gamma \cdot D_f$

$q_{z(1)}$: Esfuerzo en el nivel z_1

$$n_1 = \frac{1}{2} + \frac{1}{18}\left(\frac{L}{B} - 1\right) \le 1$$
$$n_2 = 2 + \frac{2}{9}\left(\frac{L}{B} - 1\right) \le 4$$
$$n_3 = \frac{1}{10} + \frac{1}{90}\left(\frac{L}{B} - 1\right) \le 0.2$$

Estrato						
Inicio (m)	Fin (m)	Punto Medio	Δ (m)	z/B	Iz	(Iz/Es)*Δ
1 0,00	0,60	0,30	0,60	0,25	0,283322	8,27E-06
2 0,60	1,10	0,85	0,50	0,71	0,530998	1,29E-05
3 1,10	1,60	1,35	0,50	1,13	0,359709	8,75E-06
4 1,60	2,40	2,00	0,80	1,67	0,137032	5,33E-06
					Sumatoria	3,53E-05

$$S_e = C_1 C_2 (\bar{q} - q) \sum_0^{z_2} \frac{I_z}{E_s} \Delta z$$

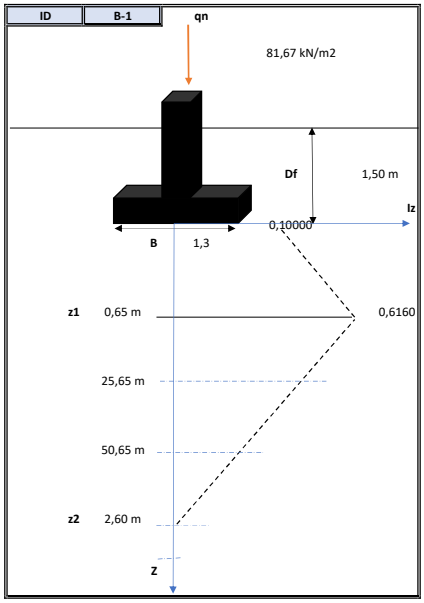
donde

I_z = factor de influencia de la deformación unitaria
C_1 = factor de corrección para la profundidad de empotramiento de la cimentación $= 1 - 0.5\,[q/(\bar{q} - q)]$
C_2 = factor de corrección para tener en cuenta la fluencia en el suelo $= 1 + 0.2 \log$ (tiempo en años/0.1)
$\bar{q}$ = esfuerzo a nivel de la cimentación
$q = \gamma D_f$

C1	0,73750353
C2	1,4

$$C_1 = 1 - \frac{1}{2}\left(\frac{q}{\bar{q} - q}\right) \approx$$
$$C_2 = 1 + 0.2 \log\left(\frac{t}{0.1}\right)$$

Se	0,00193 m	1,93 mm



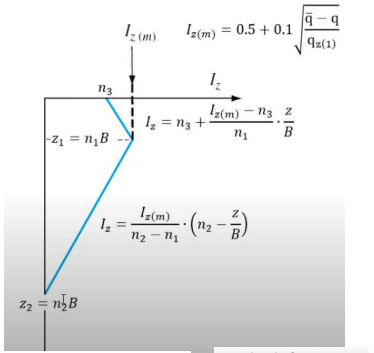
DATOS INICIALES	
Qservi (kN)	138,03
B (m)	1,30
L (m)	1,30
Df (m)	1,50
γ (kN/m3)	18,59
E (kN/m2)	20550
Tiempo	10 Años

qn (kN/m2)	81,67
q (kN/m2)	27,885
qz(1) (kN/m2)	39,9685

n1	0,5
n2	2
n3	0,1

z1	0,650
z2	2,600

Iz(m)	0,616008565
Iz(i)	1,132
Iz(f)	0,411



$q = \gamma \cdot D_f$

$q_{z(1)}$: Esfuerzo en el nivel z_1

$$n_1 = \frac{1}{2} + \frac{1}{18}\left(\frac{L}{B} - 1\right) \le 1$$
$$n_2 = 2 + \frac{2}{9}\left(\frac{L}{B} - 1\right) \le 4$$
$$n_3 = \frac{1}{10} + \frac{1}{90}\left(\frac{L}{B} - 1\right) \le 0.2$$

Estrato						
Inicio (m)	Fin (m)	Punto Medio	Δ (m)	z/B	Iz	(Iz/Es)*Δ
1 0,00	0,65	0,33	0,65	0,25	0,283	8,95E-06
2 0,65	25,65	13,15	25,00	10,12	-3,333	-4,05E-03
3 25,65	50,65	38,15	25,00	29,35	-11,230	-1,37E-02
4 50,65	2,60	26,63	-48,05	20,48	-7,590	1,77E-02
					Sumatoria	3,82E-05

$$S_e = C_1 C_2 (\bar{q} - q) \sum_0^{z_2} \frac{I_z}{E_s} \Delta z$$

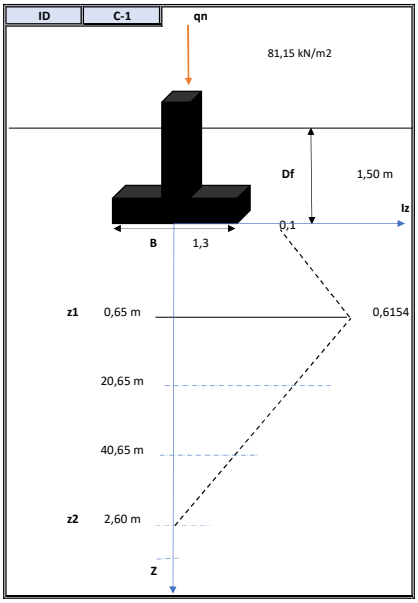
donde

I_z = factor de influencia de la deformación unitaria
C_1 = factor de corrección para la profundidad de empotramiento de la cimentación $= 1 - 0.5\,[q/(\bar{q} - q)]$
C_2 = factor de corrección para tener en cuenta la fluencia en el suelo $= 1 + 0.2 \log$ (tiempo en años/0.1)
$\bar{q}$ = esfuerzo a nivel de la cimentación
$q = \gamma D_f$

C1	0,740795407
C2	1,4

$$C_1 = 1 - \frac{1}{2}\left(\frac{q}{\bar{q} - q}\right) \approx$$
$$C_2 = 1 + 0.2 \log\left(\frac{t}{0.1}\right)$$

Se	0,00213 m	2,13 mm



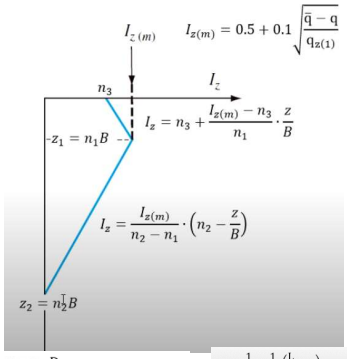
DATOS INICIALES	
Qservi (kN)	137,14
B (m)	1,30
L (m)	1,30
Df (m)	1,50
γ (kN/m3)	18,59
E (kN/m2)	20550
Tiempo	10 Años

qn (kN/m2)	81,15
q (kN/m2)	27,885
qz(1) (kN/m2)	39,9685

n1	0,5
n2	2
n3	0,1

z1	0,65
z2	2,6

Iz(m)	0,61543928
Iz(i)	1,13087855
Iz(f)	0,41029285



$q = \gamma \cdot D_f$

$q_{z(1)}$: Esfuerzo en el nivel z_1

$$n_1 = \frac{1}{2} + \frac{1}{18}\left(\frac{L}{B} - 1\right) \le 1$$
$$n_2 = 2 + \frac{2}{9}\left(\frac{L}{B} - 1\right) \le 4$$
$$n_3 = \frac{1}{10} + \frac{1}{90}\left(\frac{L}{B} - 1\right) \le 0.2$$

	Estrato						
	Inicio (m)	Fin (m)	Punto Medio	Δ (m)	z/B	Iz	(Iz/Es)*Δ
1	0,00	0,65	0,33	0,65	0,25	0,282720	8,94E-06
2	0,65	20,65	10,65	20,00	8,19	-2,540660	-2,47E-03
3	20,65	40,65	30,65	20,00	23,58	-8,852857	-8,62E-03
4	40,65	2,60	21,63	-38,05	16,63	-6,004478	1,11E-02
						Sumatoria	3,81E-05

$$S_e = C_1 C_2 (\bar{q} - q) \sum_0^{z_2} \frac{I_z}{E_s} \Delta z$$

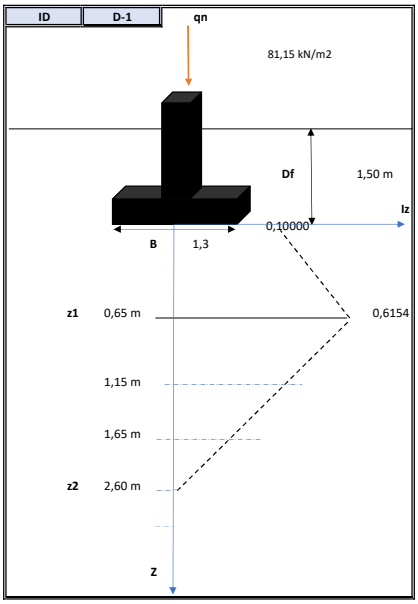
donde

I_z = factor de influencia de la deformación unitaria
C_1 = factor de corrección para la profundidad de empotramiento de la cimentación $= 1 - 0.5\,[q/(\bar{q} - q)]$
C_2 = factor de corrección para tener en cuenta la fluencia en el suelo $= 1 + 0.2 \log$ (tiempo en años/0.1)
$\bar{q}$ = esfuerzo a nivel de la cimentación
$q = \gamma D_f$

C1	0,73823257
C2	1,4

$$C_1 = 1 - \frac{1}{2}\left(\frac{q}{\bar{q} - q}\right) \approx$$
$$C_2 = 1 + 0.2 \log\left(\frac{t}{0.1}\right)$$

Se	0,00210 m	2,10 mm



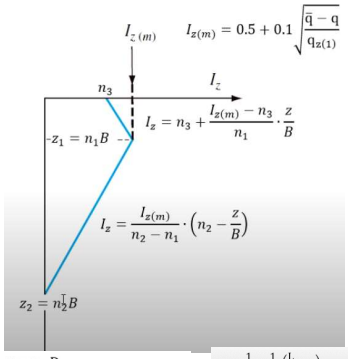
DATOS INICIALES	
Qservi (kN)	137,14
B (m)	1,30
L (m)	1,30
Df (m)	1,50
γ (kN/m3)	18,59
E (kN/m2)	20550
Tiempo	10 Años

qn (kN/m2)	81,15
q (kN/m2)	27,885
qz(1) (kN/m2)	39,9685

n1	0,5
n2	2
n3	0,1

z1	0,650
z2	2,600

Iz(m)	0,615
Iz(i)	1,131
Iz(f)	0,410



$q = \gamma \cdot D_f$

$q_{z(1)}$: Esfuerzo en el nivel z_1

$$n_1 = \frac{1}{2} + \frac{1}{18}\left(\frac{L}{B} - 1\right) \le 1$$
$$n_2 = 2 + \frac{2}{9}\left(\frac{L}{B} - 1\right) \le 4$$
$$n_3 = \frac{1}{10} + \frac{1}{90}\left(\frac{L}{B} - 1\right) \le 0.2$$

	Estrato						
	Inicio (m)	Fin (m)	Punto Medio	Δ (m)	z/B	Iz	(Iz/Es)*Δ
1	0,00	0,65	0,33	0,65	0,25	0,282720	8,94E-06
2	0,65	1,15	0,90	0,50	0,69	0,536537	1,31E-05
3	1,15	1,65	1,40	0,50	1,08	0,378732	9,21E-06
4	1,65	2,60	2,13	0,95	1,63	0,149915	6,93E-06
						Sumatoria	3,81E-05

$$S_e = C_1 C_2 (\bar{q} - q) \sum_0^{z_2} \frac{I_z}{E_s} \Delta z$$

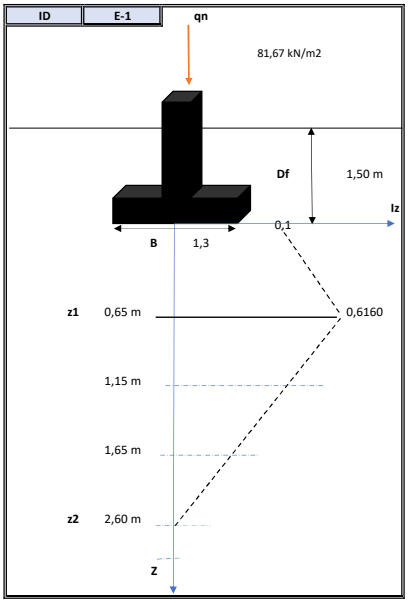
donde

I_z = factor de influencia de la deformación unitaria
C_1 = factor de corrección para la profundidad de empotramiento de la cimentación $= 1 - 0.5\,[q/(\bar{q} - q)]$
C_2 = factor de corrección para tener en cuenta la fluencia en el suelo $= 1 + 0.2 \log$ (tiempo en años/0.1)
$\bar{q}$ = esfuerzo a nivel de la cimentación
$q = \gamma D_f$

C1	0,73823257
C2	1,4

$$C_1 = 1 - \frac{1}{2}\left(\frac{q}{\bar{q} - q}\right) \approx$$
$$C_2 = 1 + 0.2 \log\left(\frac{t}{0.1}\right)$$

Se	0,00210 m	2,10 mm



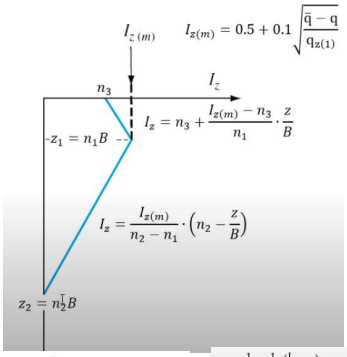
DATOS INICIALES	
Qservi (kN)	138,03
B (m)	1,30
L (m)	1,30
Df (m)	1,50
γ (kN/m3)	18,59
E (kN/m2)	20550
Tiempo	10 Años

qn (kN/m2)	81,67
q (kN/m2)	27,885
qz(1) (kN/m2)	39,9685

n1	0,5
n2	2
n3	0,1

z1	0,65
z2	2,6

Iz(m)	0,616008565
Iz(i)	1,132017131
Iz(f)	0,410672377



$q = \gamma \cdot D_f$

$q_{z(1)}$: Esfuerzo en el nivel z_1

$$n_1 = \frac{1}{2} + \frac{1}{18}\left(\frac{L}{B} - 1\right) \le 1$$
$$n_2 = 2 + \frac{2}{9}\left(\frac{L}{B} - 1\right) \le 4$$
$$n_3 = \frac{1}{10} + \frac{1}{90}\left(\frac{L}{B} - 1\right) \le 0.2$$

	Estrato			Punto Medio	Δ (m)	z/B	Iz	(Iz/Es)*Δ
	Inicio (m)	Fin (m)						
1	0,00	0,65		0,33	0,65	0,25	0,283004	8,95E-06
2	0,65	1,15		0,90	0,50	0,69	0,537033	1,31E-05
3	1,15	1,65		1,40	0,50	1,08	0,379082	9,22E-06
4	1,65	2,60		2,13	0,95	1,63	0,150053	6,94E-06
							Sumatoria	3,82E-05

$$S_e = C_1 C_2 (\bar{q} - q) \sum_0^{z_2} \frac{I_z}{E_s} \Delta z$$

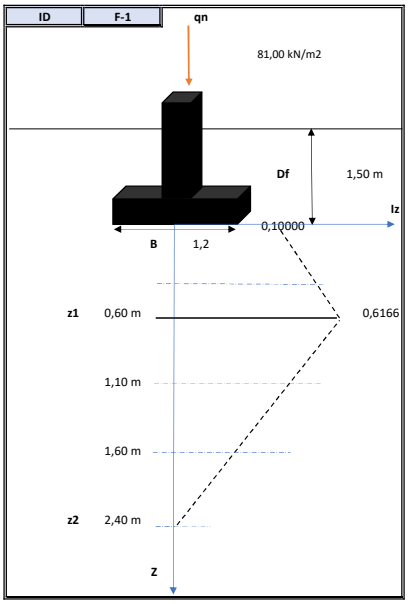
donde

I_z = factor de influencia de la deformación unitaria
C_1 = factor de corrección para la profundidad de empotramiento de la cimentación = $1 - 0.5\,[q/(\bar{q} - q)]$
C_2 = factor de corrección para tener en cuenta la fluencia en el suelo = $1 + 0.2 \log$ (tiempo en años/0.1)
$\bar{q}$ = esfuerzo a nivel de la cimentación
$q = \gamma D_f$

C1	0,740795407
C2	1,4

$$C_1 = 1 - \frac{1}{2}\left(\frac{q}{\bar{q} - q}\right) \approx$$
$$C_2 = 1 + 0.2 \log\left(\frac{t}{0.1}\right)$$

Se	0,00213 m	2,13 mm



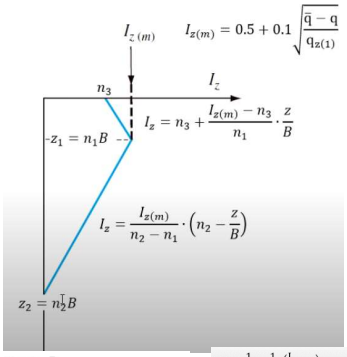
DATOS INICIALES	
Qservi (kN)	116,64
B (m)	1,20
L (m)	1,20
Df (m)	1,50
γ (kN/m3)	18,59
E (kN/m2)	20550
Tiempo	10 Años

qn (kN/m2)	81,00
q (kN/m2)	27,885
qz(1) (kN/m2)	39,039

n1	0,5
n2	2
n3	0,1

z1	0,600
z2	2,400

Iz(m)	0,617
Iz(i)	1,133
Iz(f)	0,411



$q = \gamma \cdot D_f$

$q_{z(1)}$: Esfuerzo en el nivel z_1

$$n_1 = \frac{1}{2} + \frac{1}{18}\left(\frac{L}{B} - 1\right) \le 1$$
$$n_2 = 2 + \frac{2}{9}\left(\frac{L}{B} - 1\right) \le 4$$
$$n_3 = \frac{1}{10} + \frac{1}{90}\left(\frac{L}{B} - 1\right) \le 0.2$$

	Estrato			Punto Medio	Δ (m)	z/B	Iz	(Iz/Es)*Δ
	Inicio (m)	Fin (m)						
1	0,00	0,60		0,30	0,60	0,25	0,283322	8,27E-06
2	0,60	1,10		0,85	0,50	0,71	0,530998	1,29E-05
3	1,10	1,60		1,35	0,50	1,13	0,359709	8,75E-06
4	1,60	2,10		1,85	0,50	1,54	0,188419	4,58E-06
							Sumatoria	3,45E-05

$$S_e = C_1 C_2 (\bar{q} - q) \sum_0^{z_2} \frac{I_z}{E_s} \Delta z$$

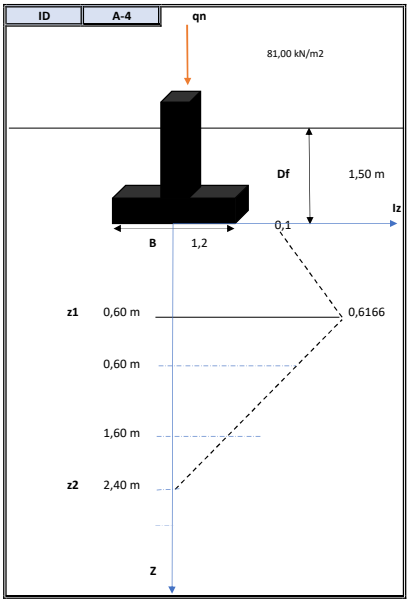
donde

I_z = factor de influencia de la deformación unitaria
C_1 = factor de corrección para la profundidad de empotramiento de la cimentación = $1 - 0.5\,[q/(\bar{q} - q)]$
C_2 = factor de corrección para tener en cuenta la fluencia en el suelo = $1 + 0.2 \log$ (tiempo en años/0.1)
$\bar{q}$ = esfuerzo a nivel de la cimentación
$q = \gamma D_f$

C1	0,73750353
C2	1,4

$$C_1 = 1 - \frac{1}{2}\left(\frac{q}{\bar{q} - q}\right) \approx$$
$$C_2 = 1 + 0.2 \log\left(\frac{t}{0.1}\right)$$

Se	0,00189 m	1,89 mm



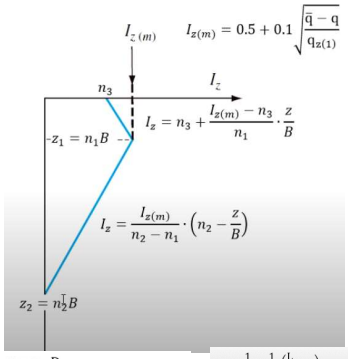
DATOS INICIALES	
Qservi (kN)	116,64
B (m)	1,20
L (m)	1,20
Df (m)	1,50
γ (kN/m3)	18,59
E (kN/m2)	20550
Tiempo	10 Años

qn (kN/m2)	81,00
q (kN/m2)	27,885
qz(1) (kN/m2)	39,039

n1	0,5
n2	2
n3	0,1

z1	0,6
z2	2,4

Iz(m)	0,616643153
Iz(i)	1,133286306
Iz(f)	0,411095435



$q = \gamma \cdot D_f$

$q_{z(1)}$: Esfuerzo en el nivel z_1

$$n_1 = \frac{1}{2} + \frac{1}{18}\left(\frac{L}{B} - 1\right) \leq 1$$
$$n_2 = 2 + \frac{2}{9}\left(\frac{L}{B} - 1\right) \leq 4$$
$$n_3 = \frac{1}{10} + \frac{1}{90}\left(\frac{L}{B} - 1\right) \leq 0.2$$

	Estrato						
	Inicio (m)	Fin (m)	Punto Medio	Δ (m)	z/B	Iz	(Iz/Es)*Δ
1	0,00	0,60	0,30	0,60	0,25	0,283322	8,27E-06
2	0,60	1,10	0,85	0,50	0,71	0,530998	1,29E-05
3	1,10	1,60	1,35	0,50	1,13	0,359709	8,75E-06
4	1,60	2,40	2,00	0,80	1,67	0,137032	5,33E-06
						Sumatoria	3,53E-05

$$S_e = C_1 C_2 (\bar{q} - q) \sum_0^{z_2} \frac{I_z}{E_s} \Delta z$$

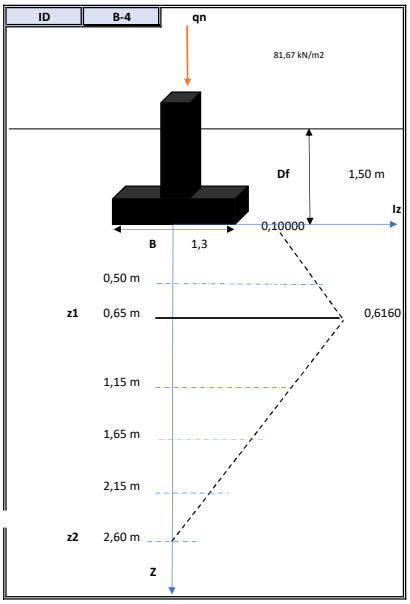
donde

I_z = factor de influencia de la deformación unitaria
C_1 = factor de corrección para la profundidad de empotramiento de la cimentación = $1 - 0.5\,[q/(\bar{q} - q)]$
C_2 = factor de corrección para tener en cuenta la fluencia en el suelo = $1 + 0.2 \log$ (tiempo en años/0.1)
$\bar{q}$ = esfuerzo a nivel de la cimentación
$q = \gamma D_f$

C1	0,73750353
C2	1,4

$$C_1 = 1 - \frac{1}{2}\left(\frac{q}{\bar{q} - q}\right) \approx$$
$$C_2 = 1 + 0.2 \log\left(\frac{t}{0.1}\right)$$

Se	0,00193 m	1,93 mm



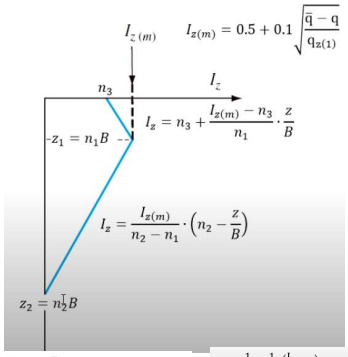
DATOS INICIALES	
Qservi (kN)	138,03
B (m)	1,30
L (m)	1,30
Df (m)	1,50
γ (kN/m3)	18,59
E (kN/m2)	20550,00
Tiempo	10 Años

qn (kN/m2)	81,67
q (kN/m2)	27,885
qz(1) (kN/m2)	39,9685

n1	0,5
n2	2
n3	0,1

z1	0,650
z2	2,600

Iz(m)	0,616
Iz(i)	1,132
Iz(f)	0,411



$q = \gamma \cdot D_f$

$q_{z(1)}$: Esfuerzo en el nivel z_1

$$n_1 = \frac{1}{2} + \frac{1}{18}\left(\frac{L}{B} - 1\right) \leq 1$$
$$n_2 = 2 + \frac{2}{9}\left(\frac{L}{B} - 1\right) \leq 4$$
$$n_3 = \frac{1}{10} + \frac{1}{90}\left(\frac{L}{B} - 1\right) \leq 0.2$$

	Estrato						
	Inicio (m)	Fin (m)	Punto Medio	Δ (m)	z/B	Iz	(Iz/Es)*Δ
1	0,00	0,50	0,25	0,50	0,19	0,217696	5,30E-06
2	0,50	0,65	0,58	0,15	0,44	0,500700	3,65E-06
3	0,65	1,15	0,90	0,50	0,69	0,537033	1,31E-05
4	1,15	1,65	1,40	0,50	1,08	0,379082	9,22E-06
5	1,65	2,15	1,90	0,50	1,46	0,221131	5,38E-06
6	2,15	2,60	2,38	0,45	1,83	0,071078	1,56E-06
						Sumatoria	3,82E-05

$$S_e = C_1 C_2 (\bar{q} - q) \sum_0^{z_2} \frac{I_z}{E_s} \Delta z$$

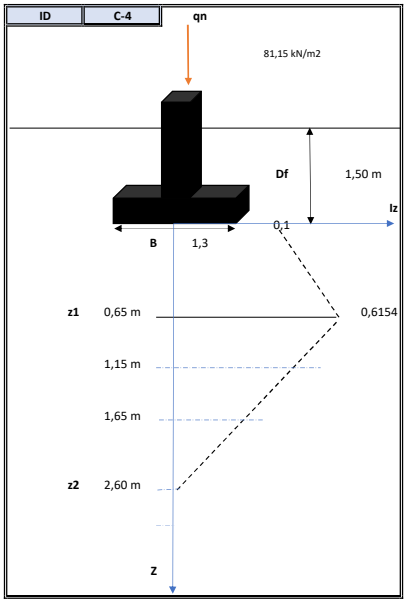
donde

I_z = factor de influencia de la deformación unitaria
C_1 = factor de corrección para la profundidad de empotramiento de la cimentación = $1 - 0.5\,[q/(\bar{q} - q)]$
C_2 = factor de corrección para tener en cuenta la fluencia en el suelo = $1 + 0.2 \log$ (tiempo en años/0.1)
$\bar{q}$ = esfuerzo a nivel de la cimentación
$q = \gamma D_f$

C1	0,740795407
C2	1,4

$$C_1 = 1 - \frac{1}{2}\left(\frac{q}{\bar{q} - q}\right) \approx$$
$$C_2 = 1 + 0.2 \log\left(\frac{t}{0.1}\right)$$

Se	0,00213 m	2,13 mm



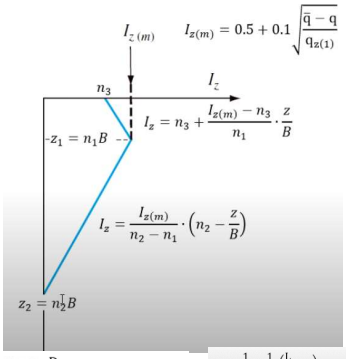
DATOS INICIALES	
Qservi (kN)	137,14
B (m)	1,30
L (m)	1,30
Df (m)	1,50
γ (kN/m3)	18,59
E (kN/m2)	20550
Tiempo	10 Años

qn (kN/m2)	81,15
q (kN/m2)	27,885
qz(1) (kN/m2)	39,9685

n1	0,5
n2	2
n3	0,1

z1	0,65
z2	2,6

Iz(m)	0,61543928
Iz(i)	1,13087855
Iz(f)	0,41029285



$q = \gamma \cdot D_f$

$q_{z(1)}$: Esfuerzo en el nivel z_1

$n_1 = \frac{1}{2} + \frac{1}{18}\left(\frac{L}{B} - 1\right) \leq 1$

$n_2 = 2 + \frac{2}{9}\left(\frac{L}{B} - 1\right) \leq 4$

$n_3 = \frac{1}{10} + \frac{1}{90}\left(\frac{L}{B} - 1\right) \leq 0.2$

	Estrato			Δ (m)	z/B	Iz	(Iz/Es)*Δ
	Inicio (m)	Fin (m)	Punto Medio				
1	0,00	0,65	0,33	0,65	0,25	0,282720	8,94E-06
2	0,65	1,15	0,90	0,50	0,69	0,536537	1,31E-05
3	1,15	1,65	1,40	0,50	1,08	0,378732	9,21E-06
4	1,65	2,60	2,13	0,95	1,63	0,149915	6,93E-06
						Sumatoria	3,81E-05

$$S_e = C_1 C_2 (\bar{q} - q) \sum_0^{z_2} \frac{I_z}{E_s} \Delta z$$

donde

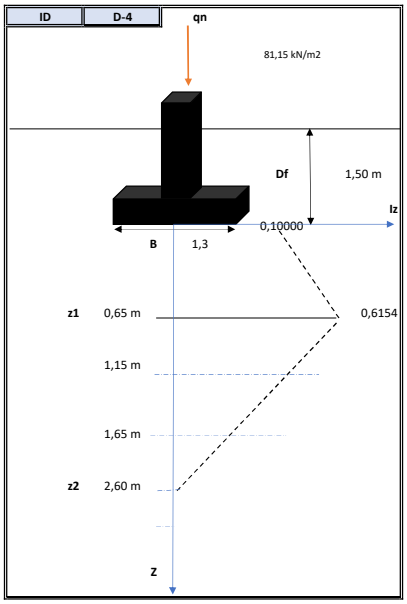
I_z = factor de influencia de la deformación unitaria
C_1 = factor de corrección para la profundidad de empotramiento de la cimentación = $1 - 0.5\,[q/(\bar{q} - q)]$
C_2 = factor de corrección para tener en cuenta la fluencia en el suelo = $1 + 0.2 \log$ (tiempo en años/0.1)
$\bar{q}$ = esfuerzo a nivel de la cimentación
$q = \gamma D_f$

C1	0,73823257
C2	1,4

$C_1 = 1 - \frac{1}{2}\left(\frac{q}{\bar{q} - q}\right) \approx$

$C_2 = 1 + 0.2 \log\left(\frac{t}{0.1}\right)$

Se	0,00210 m	2,10 mm



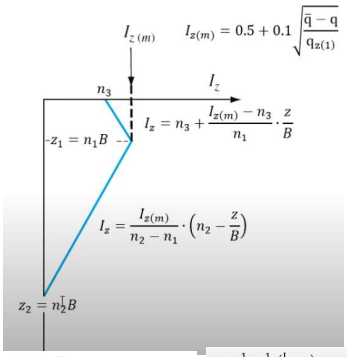
DATOS INICIALES	
Qservi (kN)	137,14
B (m)	1,30
L (m)	1,30
Df (m)	1,50
γ (kN/m3)	18,59
E (kN/m2)	20550
Tiempo	10 Años

qn (kN/m2)	81,15
q (kN/m2)	27,885
qz(1) (kN/m2)	39,9685

n1	0,5
n2	2
n3	0,1

z1	0,650
z2	2,600

Iz(m)	0,615
Iz(i)	1,131
Iz(f)	0,410



$q = \gamma \cdot D_f$

$q_{z(1)}$: Esfuerzo en el nivel z_1

$n_1 = \frac{1}{2} + \frac{1}{18}\left(\frac{L}{B} - 1\right) \leq 1$

$n_2 = 2 + \frac{2}{9}\left(\frac{L}{B} - 1\right) \leq 4$

$n_3 = \frac{1}{10} + \frac{1}{90}\left(\frac{L}{B} - 1\right) \leq 0.2$

	Estrato			Δ (m)	z/B	Iz	(Iz/Es)*Δ
	Inicio (m)	Fin (m)	Punto Medio				
1	0,00	0,65	0,33	0,65	0,25	0,282720	8,94E-06
2	0,65	1,15	0,90	0,50	0,69	0,536537	1,31E-05
3	1,15	1,65	1,40	0,50	1,08	0,378732	9,21E-06
4	1,65	2,60	2,13	0,95	1,63	0,149915	6,93E-06
						Sumatoria	3,81E-05

$$S_e = C_1 C_2 (\bar{q} - q) \sum_0^{z_2} \frac{I_z}{E_s} \Delta z$$

donde

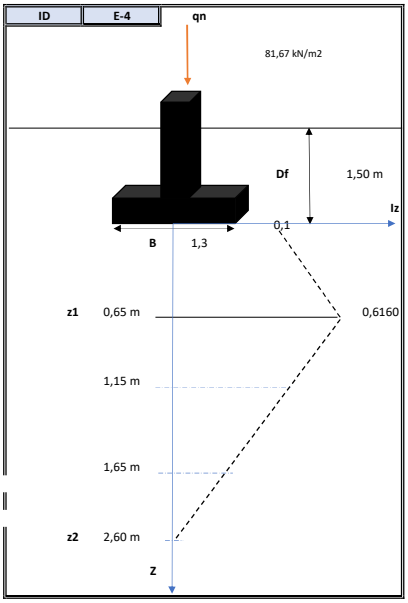
I_z = factor de influencia de la deformación unitaria
C_1 = factor de corrección para la profundidad de empotramiento de la cimentación = $1 - 0.5\,[q/(\bar{q} - q)]$
C_2 = factor de corrección para tener en cuenta la fluencia en el suelo = $1 + 0.2 \log$ (tiempo en años/0.1)
$\bar{q}$ = esfuerzo a nivel de la cimentación
$q = \gamma D_f$

C1	0,73823257
C2	1,4

$C_1 = 1 - \frac{1}{2}\left(\frac{q}{\bar{q} - q}\right) \approx$

$C_2 = 1 + 0.2 \log\left(\frac{t}{0.1}\right)$

Se	0,00210 m	2,10 mm



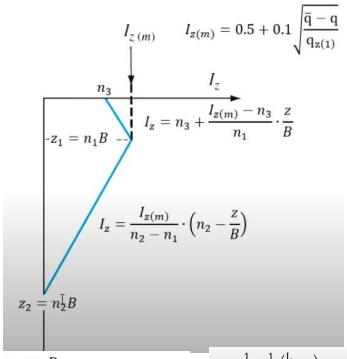
DATOS INICIALES	
Qservi (kN)	138,03
B (m)	1,30
L (m)	1,30
Df (m)	1,5
γ (kN/m3)	18,59
E (kN/m2)	20550
Tiempo	10 Años

qn (kN/m2)	81,67
q (kN/m2)	27,885
qz(1) (kN/m2)	39,9685

n1	0,5
n2	2
n3	0,1

z1	0,65
z2	2,6

Iz(m)	0,61600857
Iz(i)	1,13201713
Iz(f)	0,41067238



$q = \gamma \cdot D_f$

$q_{z(1)}$: Esfuerzo en el nivel z_1

$$n_1 = \frac{1}{2} + \frac{1}{18}\left(\frac{L}{B} - 1\right) \le 1$$
$$n_2 = 2 + \frac{2}{9}\left(\frac{L}{B} - 1\right) \le 4$$
$$n_3 = \frac{1}{10} + \frac{1}{90}\left(\frac{L}{B} - 1\right) \le 0.2$$

	Estrato						
	Inicio (m)	Fin (m)	Punto Medio	Δ (m)	z/B	Iz	(Iz/Es)*Δ
1	0,00	0,65	0,33	0,65	0,25	0,283004	8,95E-06
2	0,65	1,15	0,90	0,50	0,69	0,537033	1,31E-05
3	1,15	1,65	1,40	0,50	1,08	0,379082	9,22E-06
4	1,65	2,15	1,90	0,50	1,46	0,221131	5,38E-06
						Sumatoria	3,66E-05

$$S_e = C_1 C_2 (\bar{q} - q) \sum_0^{z_2} \frac{I_z}{E_s} \Delta z$$

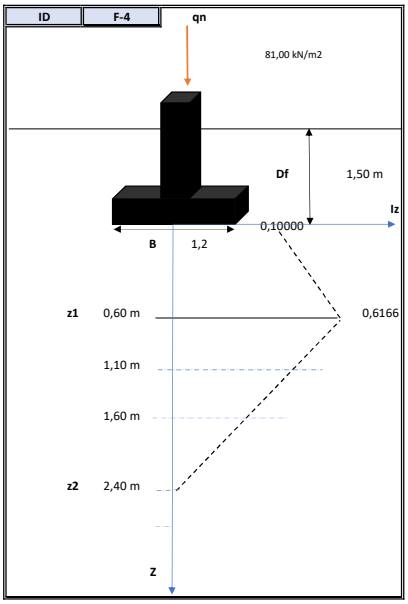
donde

I_z = factor de influencia de la deformación unitaria
C_1 = factor de corrección para la profundidad de empotramiento de la cimentación $= 1 - 0.5\,[q/(\bar{q} - q)]$
C_2 = factor de corrección para tener en cuenta la fluencia en el suelo $= 1 + 0.2 \log$ (tiempo en años/0.1)
$\bar{q}$ = esfuerzo a nivel de la cimentación
$q = \gamma D_f$

C1	0,74079541
C2	1,4

$$C_1 = 1 - \frac{1}{2}\left(\frac{q}{\bar{q} - q}\right) \approx$$
$$C_2 = 1 + 0.2 \log\left(\frac{t}{0.1}\right)$$

Se	0,00204 m	2,04 mm



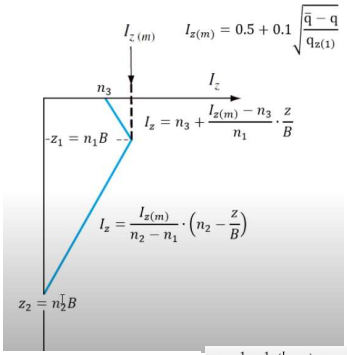
DATOS INICIALES	
Qservi (kN)	116,64
B (m)	1,20
L (m)	1,20
Df (m)	1,50
γ (kN/m3)	18,59
E (kN/m2)	20550,00
Tiempo	10 Años

qn (kN/m2)	81,00
q (kN/m2)	27,885
qz(1) (kN/m2)	39,039

n1	0,5
n2	2
n3	0,1

z1	0,600
z2	2,400

Iz(m)	0,617
Iz(i)	1,133
Iz(f)	0,411



$q = \gamma \cdot D_f$

$q_{z(1)}$: Esfuerzo en el nivel z_1

$$n_1 = \frac{1}{2} + \frac{1}{18}\left(\frac{L}{B} - 1\right) \le 1$$
$$n_2 = 2 + \frac{2}{9}\left(\frac{L}{B} - 1\right) \le 4$$
$$n_3 = \frac{1}{10} + \frac{1}{90}\left(\frac{L}{B} - 1\right) \le 0.2$$

	Estrato						
	Inicio (m)	Fin (m)	Punto Medio	Δ (m)	z/B	Iz	(Iz/Es)*Δ
1	0,00	0,60	0,30	0,60	0,25	0,283322	8,27E-06
2	0,60	1,10	0,85	0,50	0,71	0,530998	1,29E-05
3	1,10	1,60	1,35	0,50	1,13	0,359709	8,75E-06
4	1,60	2,40	2,00	0,80	1,67	0,137032	5,33E-06
						Sumatoria	3,53E-05

$$S_e = C_1 C_2 (\bar{q} - q) \sum_0^{z_2} \frac{I_z}{E_s} \Delta z$$

donde

I_z = factor de influencia de la deformación unitaria
C_1 = factor de corrección para la profundidad de empotramiento de la cimentación $= 1 - 0.5\,[q/(\bar{q} - q)]$
C_2 = factor de corrección para tener en cuenta la fluencia en el suelo $= 1 + 0.2 \log$ (tiempo en años/0.1)
$\bar{q}$ = esfuerzo a nivel de la cimentación
$q = \gamma D_f$

C1	0,73750353
C2	1,4

$$C_1 = 1 - \frac{1}{2}\left(\frac{q}{\bar{q} - q}\right) \approx$$
$$C_2 = 1 + 0.2 \log\left(\frac{t}{0.1}\right)$$

Se	0,00193 m	1,93 mm

$$S_e = C_1 C_2 (\overline{q} - q) \sum_{0}^{z_2} \frac{I_z}{E_s} \Delta z$$

FUNDAMENTOS DE INGENIERÍA GEOTÉCNICA
CUARTA EDICIÓN- BRAJA M. DAS (PÁG. 526)

CARGA ADMISIBLE PARA ZAPATAS RECTANGULARES EN ARENA CONSIDERANDO EL ASENTAMIENTO

ID	B (m)	L (m)	Q Servicio kN	Se	qn kPa	Se (MAX)	qn kPa (Se max)
A-1	1,20	1,20	116,64	1,93 mm	81,00	25,40 mm	725,21
B-1	1,30	1,30	138,03	2,13 mm	81,67	25,40 mm	669,38
C-1	1,30	1,30	137,14	2,10 mm	81,15	25,40 mm	672,21
D-1	1,30	1,30	137,14	2,10 mm	81,15	25,40 mm	672,21
E-1	1,30	1,30	138,03	2,13 mm	81,67	25,40 mm	669,38
F-1	1,20	1,20	116,64	1,89 mm	81,00	25,40 mm	740,36
A-4	1,20	1,20	116,64	1,93 mm	81,00	25,40 mm	725,21
B-4	1,30	1,30	138,03	2,13 mm	81,67	25,40 mm	669,38
C-4	1,30	1,30	137,14	2,10 mm	81,15	25,40 mm	672,21
D-4	1,30	1,30	137,14	2,10 mm	81,15	25,40 mm	672,21
E-4	1,30	1,30	138,03	2,04 mm	81,67	25,40 mm	696,64
F-4	1,20	1,20	116,64	1,93 mm	81,00	25,40 mm	725,21
Asentamiento Promedio				**2,04 mm**	-	**25,40 mm**	-
Capacidad de Carga por Servicio				-	**#¡DIV/0!**	-	**692,47 kN/m2**

Asentamiento Máx calculado	2,13 mm	0,00213 m
Asentamiento Min calculado	1,89 mm	0,00189 m
Diferencia	0,24 mm	0,00024 m

Longitud máxima entre columnas (L)	17,35 m

TABLA H.4.9-1/NSR-10 - VALORES MAXIMOS DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES CALCULADOS, EXPRESADOS EN FUNCION DE LA

Tipo de construcción	Δmax
(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

Nota: Según NSR-10, Título H ESTUDIOS GEOTÉCNICOS,Capítulo H-4- Cimentaciones, página H-19 y Tabla H.4.9-1 Valores máximos de asentamientos diferenciales calculados, expresados en función de la distancia entre apoyos o columnas,l.

ANALISIS ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES

De acuerdo a la tabla H.4.9-1 escogemos la formula para hallar el asentamiento diferencial maximo, en este caso:

DELTA MAX (m) = L/300 =	0,0578	CUMPLE
ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES =	0,0002	

Nota: Si Delta Max es mayor que los asentamientos diferenciales, cumple

								Factores de capacidad de carga			Factores de Forma			Factores de Profundidad			Ecuación General de Capacidad Portante					
NODO	DIMENSION ZAPATA		DF	DF/B	Y	q	Φ	NC	NQ	NY	FCS	FQS	FYS	FCD	FQD	FYD	qu	qu(adm)	Q	Q SERVICIO	FS	CHEQUEO
	B(m)	L(m)	(m)		(kN/m3)	(kPa)	Grados										(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)		
A-1	1,20	1,20	1,5	1,25	18,59	27,89	27,67	25,17	14,20	15,94	1,56	1,52	0,60	1,29	1,27	1,00	710,12	236,71	116,64	81,00	8,77	OK
B-1	1,30	1,30	1,5	1,15	18,59	27,89	27,67	25,17	14,20	15,94	1,56	1,52	0,60	1,28	1,26	1,00	719,01	239,67	138,03	81,67	8,80	OK
C-1	1,30	1,30	1,5	1,15	18,59	27,89	27,67	25,17	14,20	15,94	1,56	1,52	0,60	1,28	1,26	1,00	719,01	239,67	137,14	81,15	8,86	OK
D-1	1,30	1,30	1,5	1,15	18,59	27,89	27,67	25,17	14,20	15,94	1,56	1,52	0,60	1,28	1,26	1,00	719,01	239,67	137,14	81,15	8,86	OK
E-1	1,30	1,30	1,5	1,15	18,59	27,89	27,67	25,17	14,20	15,94	1,56	1,52	0,60	1,28	1,26	1,00	719,01	239,67	138,03	81,67	8,80	OK
F-1	1,20	1,20	1,5	1,25	18,59	27,89	27,67	25,17	14,20	15,94	1,56	1,52	0,60	1,29	1,27	1,00	710,12	236,71	116,64	81,00	8,77	OK
A-4	1,20	1,20	1,5	1,25	18,59	27,89	27,67	25,17	14,20	15,94	1,56	1,52	0,60	1,29	1,27	1,00	710,12	236,71	116,64	81,00	8,77	OK
B-4	1,30	1,30	1,5	1,15	18,59	27,89	27,67	25,17	14,20	15,94	1,56	1,52	0,60	1,28	1,26	1,00	719,01	239,67	138,03	81,67	8,80	OK
C-4	1,30	1,30	1,5	1,15	18,59	27,89	27,67	25,17	14,20	15,94	1,56	1,52	0,60	1,28	1,26	1,00	719,01	239,67	137,14	81,15	8,86	OK
D-4	1,30	1,30	1,5	1,15	18,59	27,89	27,67	25,17	14,20	15,94	1,56	1,52	0,60	1,28	1,26	1,00	719,01	239,67	137,14	81,15	8,86	OK
E-4	1,30	1,30	1,5	1,15	18,59	27,89	27,67	25,17	14,20	15,94	1,56	1,52	0,60	1,28	1,26	1,00	719,01	239,67	138,03	81,67	8,80	OK
F-4	1,20	1,20	1,5	1,25	18,59	27,89	27,67	25,17	14,20	15,94	1,56	1,52	0,60	1,29	1,27	1,00	710,12	236,71	116,64	81,00	8,77	OK
								Meyerhoff (1963)			DeBeer(1970)			Hansen (1970)			qu(adm) min		236,71			

CAPACIDAD DE CARGA TERZAGHI INGENIERIA DE CIMENTACIONES (Manuel Delgado Vargas)

NODO	DIMENSION ZAPATA		DF	DF/B	Y	q	Φ	NC	NQ	NY	C`	qu	qu(adm)	Q	Q SERVICIO	FS	CHEQUEO
	B(m)	L(m)	(m)		(kN/m3)	(kPa)	Grados				kPa	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)		
A-1	1,20	1,20	1,5	1,25	18,59	27,89	27,67	29,24	15,90	11,60	0,00	546,88	182,29	116,64	81,00	6,75	OK
B-1	1,30	1,30	1,5	1,15	18,59	27,89	27,67	29,24	15,90	11,60	0,00	555,51	185,17	138,03	81,67	6,80	OK
C-1	1,30	1,30	1,5	1,15	18,59	27,89	27,67	29,24	15,90	11,60	0,00	555,51	185,17	137,14	81,15	6,85	OK
D-1	1,30	1,30	1,5	1,15	18,59	27,89	27,67	29,24	15,90	11,60	0,00	555,51	185,17	137,14	81,15	6,85	OK
E-1	1,30	1,30	1,5	0,87	18,59	27,89	27,67	29,24	15,90	11,60	0,00	555,51	185,17	138,03	81,67	6,80	OK
F-1	1,20	1,20	1,5	0,80	18,59	27,89	27,67	29,24	15,90	11,60	0,00	546,88	182,29	116,64	81,00	6,75	OK
A-4	1,20	1,20	1,5	0,80	18,59	27,89	27,67	29,24	15,90	11,60	0,00	546,88	182,29	116,64	81,00	6,75	OK
B-4	1,30	1,30	1,5	0,87	18,59	27,89	27,67	29,24	15,90	11,60	0,00	555,51	185,17	138,03	81,67	6,80	OK
C-4	1,30	1,30	1,5	0,87	18,59	27,89	27,67	29,24	15,90	11,60	0,00	555,51	185,17	137,14	81,15	6,85	OK
D-4	1,30	1,30	1,5	0,87	18,59	27,89	27,67	29,24	15,90	11,60	0,00	555,51	185,17	137,14	81,15	6,85	OK
E-4	1,30	1,30	1,5	0,87	18,59	27,89	27,67	29,24	15,90	11,60	0,00	555,51	185,17	138,03	81,67	6,80	OK
F-4	1,20	1,20	1,5	0,80	18,59	27,89	27,67	29,24	15,90	11,60	0,00	546,88	182,29	116,64	81,00	6,75	OK
								Terzaghi (1993)			qu(adm) min		182,29				

REPÚBLICA DE COLOMBIA
COPNIA
Consejo Profesional Nacional de Ingeniería
COPNIACOPNIACOPNIACO