

DISEÑO DE CIMENTACION
PROYECTO CAMPO DE ENTRENAMIENTO TRABAJO SEGURO ALTURAS
CAPITAL DEL EJE DEL MUNICIPIO DE PEREIRA (RISARALDA)



AUTOR

FABIO NELSON ESTRADA PARRADO

Trabajo de grado para optar por el título de .

INGENIERO CIVIL

Director

CRISTIAN DANIEL BENITEZ MONTAÑO

UNIVERSIDAD MILITAR NUEVA GRANADA
FACULTAD DE ESTUDIOS A DISTANCIA
PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL
BOGOTA D.C. 05 OCTUBRE 2021

DISEÑO DE CIMENTACION
PROYECTO CAMPO DE ENTRENAMIENTO TRABAJO SEGURO ALTURAS
CAPITAL DEL EJE DEL MUNICIPIO DE PEREIRA (RISARALDA)

FABIO NELSON ESTRADA PARRADO

Trabajo de grado para optar al título de
Ingeniero Civil

Director

CRISTIAN DANIEL BENITEZ MONTAÑO
Ingeniero Civil

UNIVERSIDAD MILITAR NUEVA GRANADA
FACULTAD DE INGENIERIA
PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL
BOGOTA D.C.

2021

Nota de aceptación

Director de Asignatura

Ing. Kelly Andrea Rodríguez Polo

Director de Trabajo

Ing. Cristhian Daniel Benítez Montaña

Jurado

Bogotá D.C., julio de 2021

AGRADECIMIENTOS

Expreso mis más profundos agradecimientos a todos aquellos que durante el transcurso de esta etapa de mi vida me aportaron sus consejos, sus conocimientos y experiencias; Agradezco a Dios por permitirme vivir esta maravillosa experiencia de vida, a mi madre por haberme inculcado la perseverancia y todos los valores para alcanzar las metas; a mi familia por apoyarme en la realización de mis objetivos, a mis amigos por mantener encendida en mi la llama de la tenacidad, a mis profesores por haber compartido sus conocimientos, enseñanzas y guiarme hasta el logro de mis objetivos.

CONTENIDO

INTRODUCCION.....	13
1. GENERALIDADES	14
1.1 DESCRIPCION DEL TRABAJO	14
1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA, NECESIDAD.....	14
1.3. JUSTIFICACION	14
1.4. MARCO NORMATIVO	14
2. ANTECEDENTES	15
3. OBJETIVOS.....	16
3.1. Objetivo general.....	16
3.2. Objetivos específicos.....	16
4. ALCANCE	17
5. METODOLOGIA	17
6. LOCALIZACION Y EXPLORACION DEL SUB SUELO	18
7. CARACTERIZACION DEL SUELO	19
7.1. GEOLOGIA GENERAL	19
7.2. GEOLOGIA LOCAL	19
7.3. DESCRIPCION DEL SUBSUELO.....	19
8. ENSAYOS DE LABORATORIO.....	23
9. ANALISIS INICIAL DE PARAMETROS DEL SUELO.	23
9.1. PARAMETROS DEL SUELO	32
9.2. CLASIFICACION Y TIPO DE SUELO.....	32
9.3. PROPIEDADES SISMO RESISTENTES.	33
9.4 RECOMENDACIONES GENERALES DEL ESTUDIO DE SUELOS	34
10. TIPO DE USO.....	36
11. FACTOR DE SEGURIDAD.....	37
12. CAPACIDAD PORTANTE.	38

12.1. TERZAGHI	38
12.2. MEYERHOF	42
12.3. ASENTAMIENTOS.	50
12.3.1. ASENTAMIENTOS ELASTICOS.	51
12.4. EXPANSION Y CONTRACCION DEL SUELO.	53
13. CIMENTACION.	54
13.1. TIPO DE CIMENTACION	54
14. CARGAS CONSIDERADAS.....	55
9.2.1. Carga muerta.	58
9.2.2. Carga viva.....	58
9.2.3. Carga sismo.	58
9.3. ESPECIFICACION DE LOS MATERIALES	59
15. DISEÑO GEOMETRICO DE ZAPATA AISLADA.....	60
15.01 Datos de la columna o pedestal.....	60
15.1. PRESION ADMISIBLE SOPORTADA POR EL SUELO.....	61
15.2. AREA DE CIMENTACION MINIMA REQUERIDA.	62
15.3. VERIFICACION DE DISEÑO POR RESISTENCIA A CORTANTE, DISEÑO DE ZAPATA RESISTENTE A MOMENTO CORTANTE EN DOS DIRECCIONES.	63
15.3.1. SECCION CRITICA PARA CORTANTE EN UNA DIRECCION.....	65
15.3.2. SECCION CRITICA PARA CORTANTE EN DOS DIRECCIONES.....	66
15.3.3. DISEÑO DE ZAPATA RESISTENTE A MOMENTO ULTIMO.....	69
15.4. RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO	74
16. RESUMEN DE DATOS OBTENIDOS	75
17. MODELACION EN SAFE2016.....	75
18. CONCLUSIONES	86
19. BIBLIOGRAFIA.....	88

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Ecuaciones para corrección de factor de confinamiento SPT.	24
Tabla 2. Correcciones por confinamiento (CN)	25
Tabla 3. Correcciones de N.	27
Tabla 4. Eficiencias promedio y corrección de energía.....	28
Tabla 5. Correlaciones N y cohesión (C).	29
Tabla 6. Resistencia a compresión del suelo y ángulo de fricción.....	31
Tabla 7. Criterios para clasificación de suelos tipo C, D, E.....	33
Tabla 8. Grupos de uso	37
Tabla 9. Factores de seguridad básicos mínimos directos e indirectos.	37
Directos.....	37
Tabla 10. Factores de capacidad de carga Terzaghi según ángulo de fricción.....	40
Tabla 11. Capacidad de carga a diferentes profundidades y anchos de zapata	41
Tabla 12. Factores de capacidad de carga según teoría Meyerhof.	44
Tabla 13. Fórmulas para cálculo de factores de forma, profundidad e inclinación-Meyerhof.....	44
Tabla 14. Fórmulas para cálculo de factores de forma, profundidad e inclinación.....	45
Tabla 15. Capacidad portante admisible para cimentación de B y de la relación B/L.....	46
Tabla 15a. Capacidad portante admisible para cimentación de la relación B/L=1, geometría y Df variable.	49

Tabla 16. Módulo de elasticidad	52
Tabla 17. Módulo de elasticidad	53
Tabla 18. Asentamientos elásticos esperados para la capacidad de carga.....	53
Tabla 19. Coeficientes de espectro de diseño.....	56
Tabla 20. Valor de los parámetros C_t y α para cálculo de periodo aproximado T_a	57
Tabla 21. Resumen de cálculo de T_a	58
Tabla 22. Especificaciones de los materiales.	59
Tabla 23. Localización de la sección crítica para μ	64
Tabla 24. Factor de modificación λ	66
Tabla 25. Dimensiones nominales de barras de refuerzo.	72

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Localización General. Google Maps.....	18
Figura 2. Perfil sondeo 1.	20
Figura 3. Perfil sondeo 2.	21
Figura 4. Perfil sondeo 3.	21
Figura 5. Perfil sondeo 4.	22
Figura 5a. Carta de plasticidad de Casagrande.....	22
Figura 6. Correlación presión por confinamiento y esfuerzo admisible.....	25
Figura 7. N de campo vs Ncrr varios autores.	27
Figura 8. Correlaciones N y cohesión (C).	29
Figura 9. Circulo de Mohr.	30
Figura 10. Mapa de coeficientes (Aa) y (Av).....	34
Figura 11. Capacidad de carga vs desplante de cimentación.	42
Figura 12. Abaco Qadm vs B con relación B/L.	48
Figura 12a. Abaco Qadm vs Df en relación B/L.....	48
Figura 13. Asentamientos elásticos.	51
Figura 14. Valores de α	52
Figura 15. Distribución geométrica en planta de cimentación.	55

Figura 16. Espectro de Diseño.....	57
Figura 17. Zapata inicial propuesta.	60
Figura 18. Presión neta soportada por el suelo.....	61
Figura 19. Determinación de área mínima de cimentación requerida.....	62
Figura 20. Ubicación de la sección critica para Mu	64
Figura 21. Ubicación de la sección critica para cortante en dos direcciones.	67
Figura 22. Localización de columnas para determinar α_s	68
Figura 23. Localización sección critica para momento ultimo.....	69
Figura 24. Diagrama de estado de falla balanceada.	70
Figura 25. Diagrama de verificación de aplastamiento.....	74
Figura 26. Vista planta de zapata.	77
Figura 27. Datos geométricos y cargas de entrada al programa.....	78
Figura 28. Creación de materiales en safe2016, se repite para todos los materiales a usar.	78
Figura 29. Preferencias de diseño.....	79
Figura 30. Esfuerzos del terreno bajo la aplicación de cargas.....	80
Figura 31. Asentamientos bajo carga de servicio.....	81
Figura 32. Momento ultimo en ambas direcciones.	81
Figura 33. Área de refuerzo (cm ² /m) para resistir Mu.....	82
Figura 34. Numero de barras de refuerzo mínimo a usar.	82

Figura 35. Detalles de modelación para espesor de 30cm.....	83
Figura 36. Detalles de modelación para espesor de 25cm.....	84
Figura 37. Diagramas de momento y cortante.....	85

LISTA DE ANEXOS

ANEXO 1. Resultado ensayo compresión inconfínada sondeo 1 muestra 1	89
ANEXO 2. Resultado ensayo compresión inconfínada sondeo 1 muestra 2	90
ANEXO 7. Resultado ensayo compresión inconfínada sondeo 2 muestra 1	91
ANEXO 4. Resultado ensayo compresión inconfínada sondeo 3 muestra 1	92
ANEXO 5. Resultado ensayo compresión inconfínada sondeo 4 muestra 1	93
ANEXO 6. Tabla de calculo de espectro de diseño.	94
ANEXO 7. Memoria de calculo SAFE.	94

INTRODUCCION

Acorde con la necesidad planteada en la planeación del proyecto denominado CONSTRUCCION DE PATIO DE ENTRENAMIENTO PARA TRABAJO SEGURO EN ALTURAS, desarrollada para la empresa Alturas Capital del Eje; se requiere diseñar una cimentación que garantice la estabilidad, seguridad y funcionamiento de una torre metálica que se usara en dichas actividades; con el fin de validar y practicar los conocimientos adquiridos me he propuesto calcular y diseñar esta cimentación acorde con los parámetros de diseño requeridos conforme con norma NSR10 y el modelado en software SAFE versión 2016.

Para tal fin se requiere la recopilación de información de campo del estado del suelo de fundación y de las características geológicas y geotécnicas del sector, se debe realizar un análisis de esta información implementando los procedimientos de cálculo establecidos para tal fin, se desarrollará un pre-dimensionamiento inicial y se realiza una modelación con el software SAFE, los datos arrojados por el programa se podrá establecer el funcionamiento correcto de la cimentación proyectada.

El presente trabajo contiene el análisis de las condiciones geotécnicas del sitio de construcción, así mismo el diseño geométrico de la probable cimentación y una verificación del cálculo mediante modelación de software SAFE2016.

1. GENERALIDADES

1.1 DESCRIPCION DEL TRABAJO

EL trabajo consiste en realizar el diseño y modelado mediante software SAFE2016 de la cimentación requerida para soportar las cargas correspondientes a una estructura metálica que servirá para entrenamiento de trabajo seguro en alturas de la empresa ALTURAS CAPITAL DEL EJE.

1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA, NECESIDAD

Para el desarrollo del proyecto **CONSTRUCCION DE CAMPO DE ENTRENAMIENTO PARA TRABAJO SEGURO EN ALTURAS EN LA AVENIDA 30 DE AGOSTO # 51-19 DE LA CIUDAD DE PEREIRA-RISARALDA**, La empresa Alturas Capital del Eje, requiere el diseño estructural de la cimentación necesaria para poner en funcionamiento una torre metálica de 6 metros de altura en dos niveles, sin irregularidad en altura, la cual será usada para realizar las prácticas y capacitaciones para el personal que requiera certificarse en trabajo seguro en alturas.

1.3. JUSTIFICACION

Dentro del proyecto **CONSTRUCCION DE CAMPO DE ENTRENAMIENTO PARA TRABAJO SEGURO EN ALTURAS EN LA AVENIDA 30 DE AGOSTO # 51-19 DE LA CIUDAD DE PEREIRA-RISARALDA**, se requiere diseñar la cimentación (ACI 318, 2014, cap 13), que garantice la estabilidad y correcta entrega de las cargas que serán transmitidas por una estructura metálica; con el diseño de la cimentación se busca satisfacer este requerimiento y garantizar el correcto funcionamiento de esta estructura (Hidalgo Bahamontes, 2004), se busca afianzar conocimientos adquiridos en lo referente a fundaciones y/o cimentaciones; la importancia de este trabajo radica en el requerimiento y solicitud del interesado en garantizar la correcta funcionabilidad de la estructura sometida a cargas, asegurando y salvaguardando la vida de las personas que estarán realizando las practicas, así mismo comprende un factor importante en la puesta en práctica de todos mis conocimientos adquiridos en relación a la ética profesional, análisis y diseño de estructuras y al diseño de fundaciones (Calavera, 2000).

1.4. MARCO NORMATIVO

El desarrollo del presente trabajo estará regido bajo la normatividad Colombiana y sus norma sismo resistente entre otras:

- Decreto 926 de 2010 Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR10.
 - Título A- Requisitos generales de diseño y construcción sismo resistente.
 - Título B- Cargas.
 - Título C- Concreto estructural.
 - Título H- Estudios Geotécnicos.
- NORMAS INVIAS
 - (INV E 123-13 D422-63)
 - (INV 125-126-13 ASTM-4318-10)
 - (INV E 122-13 ASTM D2216-10)
 - (INV E 111-13 ASTM 1586-11).
- ACI 318-14

2. ANTECEDENTES

La historia de nuestra civilización esta marcada por la constante búsqueda y mejoramiento del conocimiento, en el ámbito de la ingeniería civil sobre el tema de cimentaciones podemos evidenciar en las construcciones antiguas que aun prevalecen en pie que fueron construidas bajo criterios que quizá no incluían el concepto de fuerzas sísmicas, sin embargo, fueron diseñadas bajo consideraciones solidas de cimentación, esto ha permitido que construcciones realizadas por romanos, chinos egipcios y mayas sean testigos del conocimiento que existía hace mas de 2000 años.

A través de la historia numerosos ingenieros se destacan por haber contribuido al crecimiento del conocimiento, al mejoramiento de la practicas y aportaron las bases de conocimiento que aun hoy día nosotros los nuevos ingenieros estudiamos y ponemos en practica, entre ellos podemos destacar al ingeniero Marquis Sebastian le Pestre de Vauban (1736-1707), Charles Agustin Coulumb (1736-1806), William John Macguorn Rankine (1820-1872); a partir 1925 se presenta el avance mas significativo cuando el profesor Karl Von Terzaghi (1882-1963) presento una nueva manera de analizar el comportamiento del suelo (Crespo Villalaz, 2004), de como tratar las propiedades mecánicas bajo consideraciones de cargas y condiciones de humedad; posterior a este estudio de mecánica de suelos sobresalen otros autores como Arthur Casagrande quien aporto la clasificación de suelos, Meyerhof capacidad de carga de los suelos, Ralph B Peck quien se dedico a investigar la mecánica de suelos y junto con Terzaghi presentaron el libro Mecánica de Suelos;

así mismo se destacan los aporte realizados por Alec Skempton, Aleksandar Sedmak Vesic quien contribuyo especialmente la capacidad de carga de cimentaciones profundas.

En el campo de la ingeniería se presentan innumerables variables, en el ámbito de cimentaciones aunque hoy día contamos con laboratorios de geotecnia que bajo los análisis de muestras de suelo nos ofrecen información muy valiosa para comprender las condiciones y características mecánicas del suelo y nos proporcionan herramientas básicas para realizar un buen trabajo de análisis y diseño de cimentaciones bajo un criterio técnico y sensato, aun no existe un metodología que establezca una condición única para la solución de diseño de cimentaciones, en general debemos atender las diferentes investigaciones y estudios realizados por los algunos de los autores mencionados con anterioridad y ponderar los resultados con el objetivo de minimizar riesgos, posibles errores y predecir con mayor probabilidad un diseño.

3. OBJETIVOS

3.1. Objetivo general

Realizar el diseño y modelado en software SAFE2016 de la cimentación requerida para la construcción de torre de entrenamiento para trabajo seguro en alturas, ubicada en la Avenida 30 de agosto # 51-19 (Pereira-Risaralda).

3.2. Objetivos específicos.

- Analizar las condiciones del terreno de fundación mediante la caracterización del suelo con base en la exploración de campo realizada por laboratorio de geotecnia.
- Plantear un diseño con los principales parámetros sismo resistentes para obtener una estructura con un alto grado de seguridad.
- Realizar diseño geométrico para la cimentación acorde con las características del suelo de fundación, las condiciones topográficas del proyecto y las recomendaciones geotécnicas.
- Generar un diseño confiable que permita un correcto funcionamiento y que garantice la seguridad de la personas que harán uso de la estructura.
- Recomendar la cimentación que cumpla con los lineamientos y condiciones sismo resistentes acorde con la normatividad Colombiana.

- Modelar mediante software SAFE2016 y analizar resultados de espesor, capacidad portante, asentamientos y punzonamiento.
- Poner en práctica conocimientos adquiridos.

4. ALCANCE

El alcance del trabajo es el diseñar y modelar mediante software SAFE2016 la cimentación requerida para soportar las cargas correspondientes a una estructura metálica que servirá para realizar entrenamiento de trabajo seguro en alturas; solo comprende el diseño de la cimentación, los demás elementos que forman parte del proyecto serán suministrados por el propietario.

El proyecto se llevará a término con la recopilación de la información del suelo de fundación mediante exploración geotécnica (Gordon A. Fletcher, 1991), caracterización del suelo de fundación; mediante la aplicación de parámetros de diseño sísmo resistente de la NSR-10 y la modelación en software, el predio donde se ubica la construcción se localiza en el municipio de Pereira, Departamento de Risaralda, sobre la avenida 30 de agosto # 51-19, cuyas coordenadas aproximadas son 4°48'57.8"N 75°43'25.8"W, el desarrollo del trabajo estará sujeto al informe de exploración geotécnica, desarrollo de pre dimensionamiento obtenido en combinación con metodología tradicional y uso de software.

5. METODOLOGIA

La metodología que permitirá el desarrollo de este proyecto estará en función del análisis de la información de campo, caracterización del suelo de fundación, estimación del perfil estratigráfico, las cargas aplicadas y los parámetros del suelo.

El informe de exploración geotécnica (Estudio de suelos) conforma el material de entrada, a partir de los resultados de las muestras tomadas (Muestreo mediante tubo partido), se realizará un plan de ensayos de laboratorio.

- Determinación de tamaños de las partículas de suelos, (INV E 123-13 D422-63)
- Límites de consistencia, (INV 125-126-13 ASTM-4318-10)
- Contenido de agua, (INV E 122-13 ASTM D2216-10)
- Ensayo de penetración normal SPT, (INV E 111-13 ASTM 1586-11).

Con esta información en combinación con las observaciones de campo obtenidas durante la exploración se determina el perfil estratigráfico y la caracterización del terreno; mediante los

resultados de los parámetros de suelo se determinará el tipo de cimentación a implementar y la capacidad portante del suelo de fundación para posteriormente establecer la probable geometría de la cimentación (superficial o profunda).

El calculo de la capacidad portante del suelo será analizada bajo la metodología de los autores Terzaghi y Meyerhof y se tomara como referencia el resultado mas desfavorable.

A partir del tipo de cimentación a implementar, especificación de los materiales a usar, las cargas de diseño y la capacidad portante del suelo de fundación en combinación con los requisitos de diseño sismo resistente determinados en la NSR10 se podrá establecer si el diseño proyectado satisface el requerimiento solicitado.

6. LOCALIZACION Y EXPLORACION DEL SUB SUELO

El predio donde se ubica la construcción se localiza en el municipio de Pereira, Departamento de Risaralda, sobre la avenida 30 de agosto # 51-19, cuyas coordenadas aproximadas son $4^{\circ}48'57.8''N$ $75^{\circ}43'25.8''W$.

Figura 1. Localización General. Google Maps.



S1: Sondeo 1

S2: Sondeo 2

S3: Sondeo 3

S4: Sondeo 4

7. CARACTERIZACION DEL SUELO

7.1. GEOLOGIA GENERAL.

La geología general del sitio de proyección de la construcción corresponde a la formación Pereira TQgp, en el municipio predominan depósitos aluviales, glacial y flujos volcánicos (cenizas, lavas, lapilli), las formaciones rocosas pertenecen al grupo Diabásico, pórfido Dácito de la Virginia, Zarzal, Cartago, La paila, Pereira y los depósitos aluviales de los ríos Cauca y la Vieja (CARDER, 2002, p 13).

7.2. GEOLOGIA LOCAL.

La geología local se caracteriza por las formaciones superficiales de depósitos encontrados bajo la capa vegetal, entre los que se pueden encontrar, rocas de basamento, depósitos de origen aluvial, volcano-sedimentarios, de caída de piroclásticos, rellenos antrópicos, y depósitos de vertiente y de relleno de pantano.(CARDER, 2002, p 14).

7.3. DESCRIPCION DEL SUBSUELO.

En el desarrollo del presente trabajo se ejecutaron las actividades de reconocimiento de campo y la investigación del sub suelo (NSR, 2010, H.2.1.1.1), se realizaron sondeos y ensayos de laboratorio necesarios para identificar, clasificar y cuantificar las características físico-mecánicas del suelo de fundación.

Se puede definir que acorde con la geología local en el sitio del proyecto predominan las cenizas volcánicas con notable espesor presentes sobre la mayor parte del área municipal, este tipo de material está relacionado con las erupciones ocurridas durante los últimos 100.000 años, este tipo de material ha sido constituido con aportes de los volcanes Nevados del Ruiz, Santa Rosa, Quindío, Tolima y volcán Cerro Bravo, con lo cual la cenizas volcánicas forman parte de la geología local (CARDER, 2002, p 14).

Para la exploración del subsuelo se realizaron cuatro perforaciones o sondeos, en cada uno de estos a diferente profundidad se realizó un ensayo normal de penetración SPT (Normas, 2012, INV E 111-13), este ensayo es muy importante ya que con la recolección de las muestras alteradas se puede medir la resistencia del suelo, el contenido de humedad y realizar identificación y clasificación; así mismo en estas perforaciones se pudo apreciar visualmente los estratos encontrados, se tomaron las respectivas medidas de espesores; durante la exploración no se

encontró presencia de nivel freático, por tanto, este parámetro no se tendrá en cuenta más adelante en los cálculos de capacidad de carga por presencia de nivel freático.

A continuación, se presentan las propiedades geotécnicas del suelo encontrado en cada una de las perforaciones realizadas.

- **Sondeo 1.**

Entre (0.00m y 2.20m) aproximadamente, se encuentra un material tipo limo arenoso de color marrón con trazas de roca tipo peña, consistencia al tacto blanda; entre (2,00m y 2,45m) aproximadamente, se encuentra un material tipo limo arenoso de color café con poca presencia de roca tipo peña, consistencia al tacto blanda, entre (2,45m y 5,50m), se encuentra un material tipo limo arenoso de color café-amarillo claro, con humedad alta, de consistencia firme, densidad medio suelta, se realizan ensayos SPT a profundidades de 3.15m y 4.5m, sus propiedades son:

Figura 2. Perfil sondeo 1.

PROFUNDIDAD D (m)	HUMEDAD (%)	LITOLÓGÍA	Densidad d seca (gr/cc)	USCS	SPT	DENSIDAD TOTAL (Ton/m ³)
0,00						
2,20						
2,45						
2,65	83,2		0,8	MH	10	1,47
3,15						
4,00	99,5		0,72	MH	6	1,44
4,50						
5,50						

- **Sondeo 2.**

Entre (0,00m y 1,70m) se encuentra un material tipo limo arenoso de color marrón claro con poca presencia de roca tipo peña, consistencia al tacto blanda, entre (2.00m y 4.00m), se encuentra un material tipo limo arenoso de color café-amarillo claro, con humedad alta, de consistencia media, de densidad suelta, se realiza ensayo SPT a profundidad de 2.5m, sus propiedades son:

Figura 3. Perfil sondeo 2.

PROFUNDIDA D (m)	HUMEDAD (%)	LITOLÓGÍA	Densida d seca (gr/cc)	USCS	SPT	DENSIDAD TOTAL (Ton/m3)
0,00						
1,70						
2,00	83,3		0,77	MH	5	1,41
2,50						
4,00						

- **Sondeo 3.**

Entre (0.00m y 0.40m), se encuentra un lleno en material tipo limo arenoso de color marrón, con poca presencia de roca tipo peña, consistencia al tacto blanda, entre (0.40m y 1.40m), se encuentra un material tipo limo arenoso de color amarillo claro, consistencia al tacto blanda, entre (1.40m y 1.60m), se encuentra un material tipo limo arenoso de color amarillo claro, con trazas de roca, consistencia al tacto blanda, entre (1.60m y 4.50m), se encuentra un material limo arenoso, color café claro, con humedad alta, de consistencia firme, de densidad medio suelta, se realiza ensayo SPT a profundidad de 3.70m, sus propiedades son:

Figura 4. Perfil sondeo 3.

PROFUNDIDA D (m)	HUMEDAD (%)	LITOLÓGÍA	Densida d seca (gr/cc)	USCS	SPT	DENSIDAD TOTAL (Ton/m3)
0,00						
0,40						
1,40						
1,60						
3,20	88,4		0,75	MH	13	1,41
3,70						
4,50						

- **Sondeo 4.**

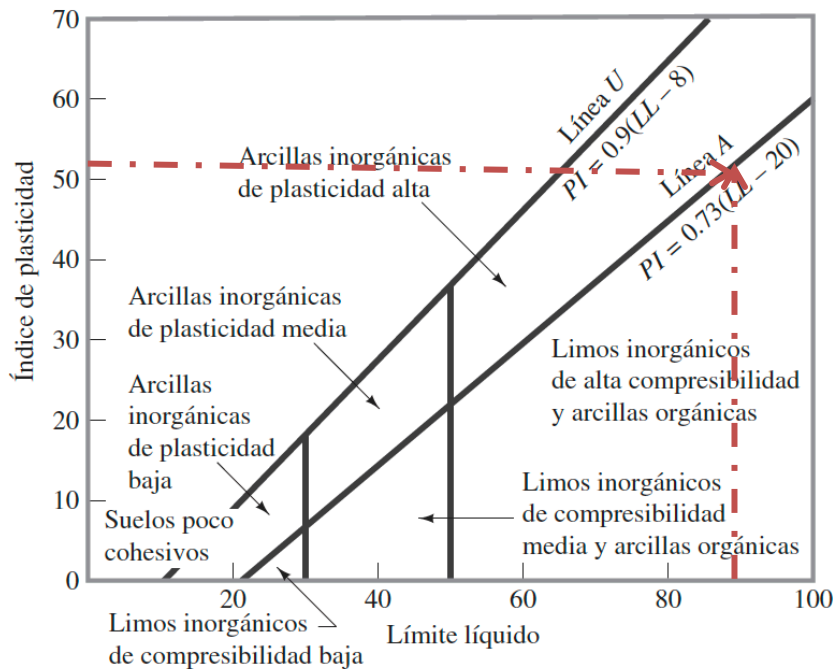
Entre (0.00m y 0.40m), se encuentra un lleno en material tipo limo arenoso de color marrón, con poca trazas de roca tipo peña, consistencia al tacto blanda, entre (0.40m y 1.20m), se encuentra un material tipo limo arenoso de color amarillo claro, consistencia al tacto blanda, entre (1.20m y 1.40m), se encuentra un material tipo limo arenoso de color amarillo claro, con trazas de roca, consistencia al tacto blanda, entre (1.40m y 3.50m), se encuentra un material limo arenoso, color café-amarillo claro, con humedad alta, de

consistencia firme, de densidad suelta, se realiza ensayo SPT a profundidad de 2.50m, sus propiedades son:

Figura 5. Perfil sondeo 4.

PROFUNDIDA D (m)	HUMEDAD (%)	LITOLOGÍA	Densidad seca (gr/cc)	USCS	SPT	DENSIDAD TOTAL (Ton/m3)
0,00						
0,40						
1,20						
1,40						
2,00	95,4		0,71	MH	9	1,39
2,50						
3,50						

Figura 5a. Carta de plasticidad de Casagrande.



Tomado de (Braja M. Das, 2001 Pag.74)

De acuerdo con los resultados de los ensayos de laboratorio el material predominante y sobre el cual se implantará la cimentación corresponde a un limo de alta plasticidad de clasificación MH

acorde con (SUCS); con un limite liquido mayor a 50, de los resultados de ensayos de compresión inconfiada se toma la información del porcentaje de humedad en cada uno de los sondeos, esta humedad corresponde al limite liquido del material, el cual en promedio es de 91,1%; con este limite liquido se halla el Índice de plasticidad (PI), el cual es de 51,90%.

8. ENSAYOS DE LABORATORIO

Atendiendo la principal necesidad de conocer las características del suelo de fundación para determinar principalmente su capacidad portante, se realizó un plan de laboratorio que permitió identificar las condiciones del terreno, densidad y características de los estratos; mediante las muestras obtenidas en el ensayo SPT, se realizó:

- Determinación de contenido de humedad, INV E 122-13 o ASTM D2216-10: Permite comprobar el contenido de agua en el material expresado en porcentaje entre la masa de agua que llena los poros en una masa de muestra de material y la masa de las partículas sólidas del material; se pudo comprobar que la humedad promedio fue de 91% y la densidad seca más desfavorable fue de 0.71 gr/cc.
- Compresión inconfiada de suelo INV E 152-13, mediante este ensayo se pudo obtener el parámetro de resistencia no drenado (C_u) del suelo, se obtiene el valor de la resistencia ultima a la compresión del suelo y el módulo de elasticidad a partir de la gráfica de esfuerzo vs deformación, este último se usará para calcular los asentamientos.

9. ANALISIS INICIAL DE PARAMETROS DEL SUELO.

El ensayo SPT es ampliamente el más usado debido a su bajo costo para establecer los parámetros del suelo, como son la cohesión, ángulo de fricción, peso unitario, consistencia, módulo de Young; durante el ensayo SPT se tomó la información de los valores de N de campo, el cual corresponde al número de golpes requeridos para hincar en un intervalo de 15cm el tubo muestreador partido de 12" (30cm) con un martillo de 63,5 kg (140lb) a una altura de 30" (0,76m) (Normas, 2012, I.N.V.E-111-13), posterior al hincado la muestra recolectada es empacada y llevada al laboratorio de suelos; mediante correlaciones presentadas por varios autores se pueden hallar los parámetros descritos anteriormente.

En el ensayo SPT se presentan factores que contribuyen a cierta variación, entre estos están: los equipos producidos por diferentes fabricantes, configuraciones de martillo de hinca, control de la altura de caída y el diámetro de la perforación, adicionalmente la eficiencia energética del martillo, estas variables se deben tener en cuenta para realizar las correcciones acorde a los factores para cada una de estas (Joseph E Bowles, 1997 p. 158-160).

$$N_{crr} = N * C_n * \eta_1 * \eta_2 * \eta_3 * \eta_4 \quad (1)$$

Donde,

- N_{crr}: Valor de N corregido
- N: Valor de N de campo
- C_n: Factor de corrección por confinamiento efectivo (p'₀) [KPa]

$$C_N = \left(\frac{95,76}{p'_0} \right)^{0,5} \quad (2)$$

Donde, p'₀ es la presión de sobrecarga efectiva, igual a, 100KN/m² (Das, 2011, p.87).

Tabla 1. Ecuaciones para corrección de factor de confinamiento SPT.

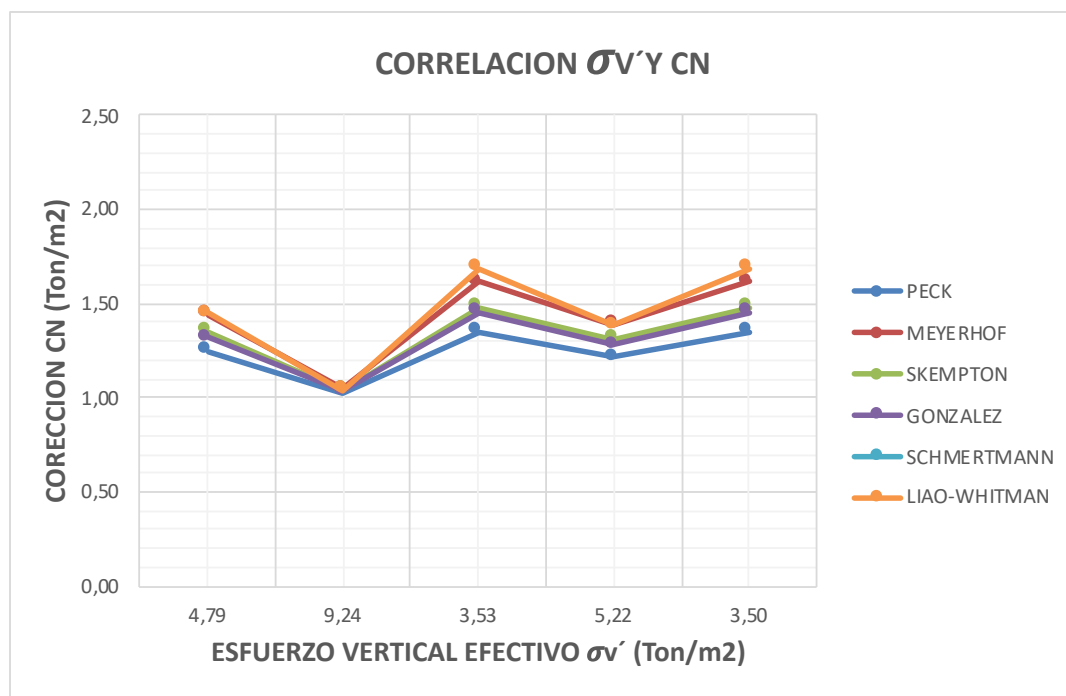
Autor	Año	Ecuación
Terzaghi & Peck [1]	1948	$C_N = \frac{\log(20/R_s)}{\log(20)}$
Meyerhof [5]	1955	$C_N = \frac{1,7}{0,7 + R_s}$
Seed & Idriss [4]	1983	$C_N = 1 - K \log(R_s)$
Schmertmann [16]	1983	$C_N = \frac{32,5}{10,2 + 20,3R_s}$
Seed [17]	1985	$C_N = 1 - 1,25 \log(R_s)$
Liao & Whitman [18]	1986	$C_N = \sqrt{1/R_s}$
Skempton [6]	1986	$C_N = \frac{2}{1 + R_s}$
González [7]	1999	$C_N = \log(10/R_s)$

Tabla 2. Correcciones por confinamiento (CN)

MUESTRA	PESO UNITARIO (Ton/m ³)	PROFUNDIDAD SPT (m)	N golpes/pie	σ' (Ton/m ²)	Rs	σ'/Pa	CN (Ton/m ²)	CN (Ton/m ²)	CN (Ton/m ²)	CN (Ton/m ²)	CN (Ton/m ²)	CN (Ton/m ²)
						$\left(\frac{95,76}{\sigma'_{v0}}\right)^{0.5}$						
S1-M1	1,52	3,15	10	4,79	0,48	1,41	1,25	1,44	1,35	1,32	3,14	1,45
S1-M2	1,43	4,50	6	9,24	0,92	1,02	1,03	1,05	1,04	1,03	3,10	1,04
S2-M1	1,41	2,50	5	3,53	0,35	1,65	1,35	1,62	1,48	1,45	3,15	1,68
S3-M1	1,41	3,70	13	5,22	0,52	1,35	1,22	1,39	1,31	1,28	3,14	1,38
S4-M1	1,4	2,50	9	3,50	0,35	1,65	1,35	1,62	1,48	1,46	3,15	1,69

σ' corresponde al esfuerzo vertical total, $\sigma' = \gamma * \text{profundidad}$ (Das, 2001, p.32).

Figura 6. Correlación presión por confinamiento y esfuerzo admisible.



- η_1 : Factor por energía del martillo ($0,45 \leq h_1 \leq 1$).

Aspecto	η_1
Martillo de seguridad	0.60
Según Bowles	0.70
Cuando es martillo tipo donut	0.45

- η_2 : Factor por longitud de la varilla ($0,75 \leq h_2 \leq 1$).

Longitud barras perforación (m)	η_2
> 10m	1.00
6 - 10	0.95
4 - 6	0.85
0 - 4	0.75

- η_3 : Factor por revestimiento interno de la toma muestras ($0,80 \leq h_3 \leq 1$).

Condición	η_3
Sin revestimiento	1.00
Con rev. Arena densa, arcilla	0.80
Con rev. Arena suelta	0.90

- η_4 : Factor por diámetro de perforación (>1 para $D > 5''$, $=1,15$ para $D = 8''$).

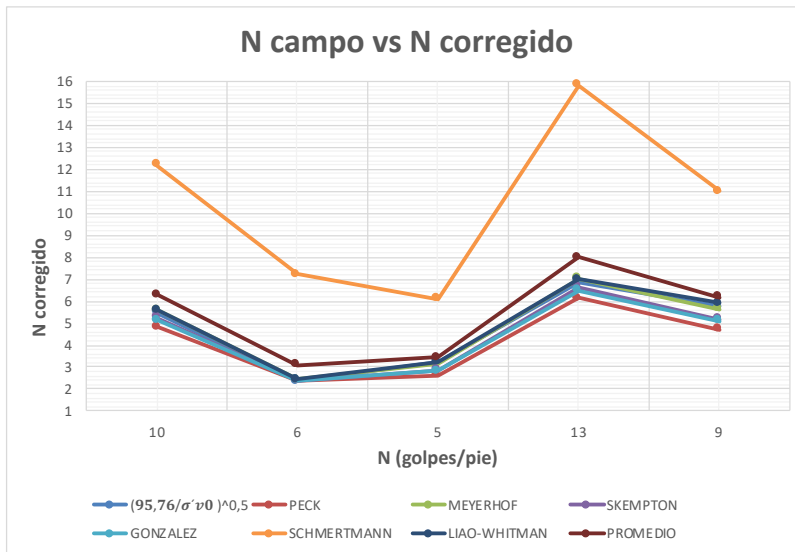
Diámetro de la perforación (mm)	η_4
60 - 120	1
150	1.05
200	1.15

Tabla 3. Correcciones de N.

MUESTRA	η_1	η_2	η_3	η_4	$\left(\frac{95,76}{\sigma'_{v0}}\right)$	PECK	MEYERHOF	SKEMPTON	GONZALEZ	SCHMERTMANN	LIAO-WHITMAN	PROMEDIO
						N corr	N corr	N corr	N corr	N corr	N corr	
S1-M1	0,45	0,75	1,00	1,15	5	5	6	5	5	12	6	6
S1-M2	0,45	0,75	1,00	1,15	2	2	2	2	2	7	2	3
S2-M1	0,45	0,75	1,00	1,15	3	3	3	3	3	6	3	3
S3-M1	0,45	0,75	1,00	1,15	7	6	7	7	6	16	7	8
S4-M1	0,45	0,75	1,00	1,15	6	5	6	5	5	11	6	6

Nota: Correcciones con base a formula (1) y CN tabla 2.

Figura 7. N de campo vs Ncrr varios autores.



La eficiencia energética de golpeo varia acorde con el tipo de martillo utilizado en el ensayo SPT, esta magnitud varia del 30% al 90% (Das, 2011, p. 83), acorde con la tabla 4 de este documento

se tomara una eficiencia de un 45% por tratarse de un sistema de acción compuesto por polea-soga, el valor de N_{45} corresponde al número de golpes N corregido, el 45 representa el porcentaje de eficiencia de energía que trasmite el martillo al muestreador en el extremo de la perforación, esta eficiencia obedece al tipo de martillo utilizado en nuestro país el cual es de tipo “Donut”.

Tabla 4. Eficiencias promedio y corrección de energía.

País	Martillo de golpeo		E (%)	C (factor multiplicador)	Referencia
	Tipo	Accionamiento			
Argentina	Donut	Polea-soga	45	0,75	Seed <i>et al</i> [17]
Brasil	Guía interna	Manual	72	1,2	Décourt [23]
China	Donut	Caída libre	60	1,0	Seed <i>et al</i> [17]
Colombia	Donut	Polea-soga	45	0,75	González [7]
Japón	Donut	Caída libre	85	1,40	Riggs [24]
	Donut	Polea-soga	68	1,13	
Paraguay	Guía interna	Manual	72	1,20	-----
Reino Unido	Donut	Caída libre	60	1,0	Skempton [6]
	Donut	Polea-soga	50	0,83	
	Donut	Polea-soga	45	0,75	Seed <i>et al</i> [17]
EUA	Seguridad	Polea-soga	60	1,0	Seed <i>et al</i> [17]
	Seguridad	Caída libre	85	1,40	Riggs [24]
Venezuela	Donut	Polea-soga	43	0,72	-----

Con base en la eficiencia energética del 45%, el N_{crr} , se convierte a una base de eficiencia de un 60%, es decir, a N_{60} , esto con el objetivo de hallar la cohesión del material expresada en las correlaciones planteadas por los autores, Terzaghi, Peck y Bowless, de esta forma tendremos que:

$$N_{60} = N_{crr} \frac{E_{45}}{E_{60}} = N_{crr} \frac{45}{60} \quad (3)$$

$$C = \left(\frac{N_{60}}{8} \right) \text{ (kg/cm}^2\text{) Terzaghi y Peck.} \quad (4)$$

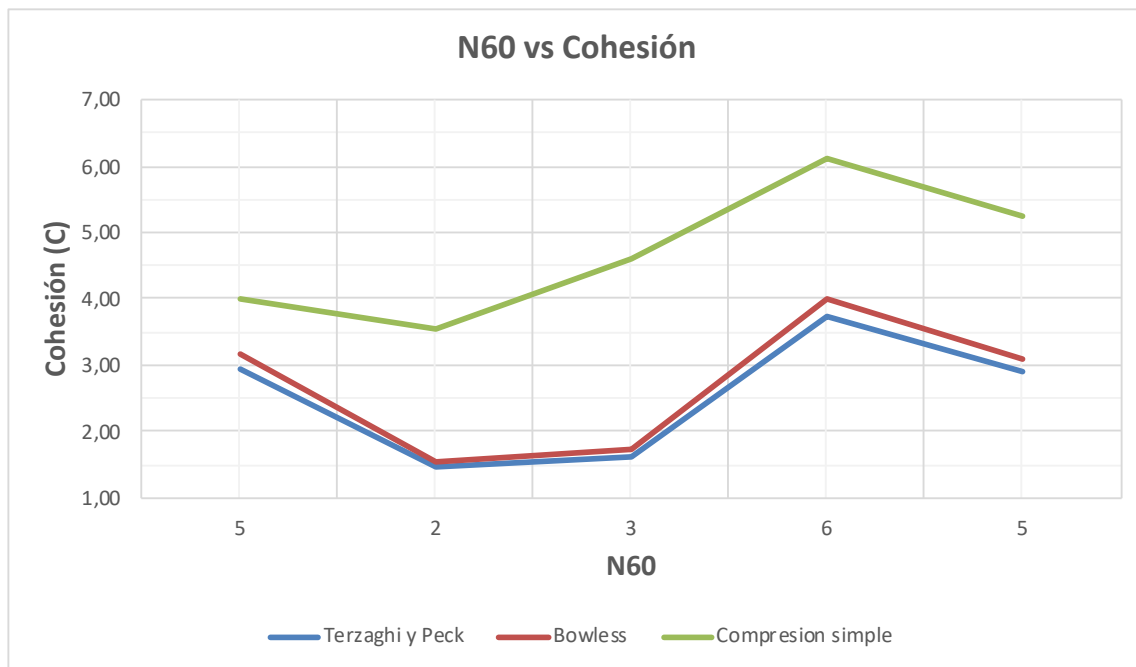
$$C = \frac{N_{60}}{15} \text{ (kg/cm}^2\text{), Bowless.} \quad (5)$$

Donde, C= Cohesión.

Tabla 5. Correlaciones N y cohesión (C).

MUESTRA	N golpes/pie	Ncrr PROMEDIO	N60	C Terzaghi-Peck (Ton/m2)	C Bowless (Ton/m2)	C compresion simple (Ton/m2)
S1-M1	10	6	5	3,0	3,1	4,00
S1-M2	6	3	2	1,5	1,5	3,55
S2-M1	5	3	3	1,6	1,7	4,60
S3-M1	13	8	6	3,7	4,0	6,10
S4-M1	9	6	5	2,9	3,1	5,25

Figura 8. Correlaciones N y cohesión (C).

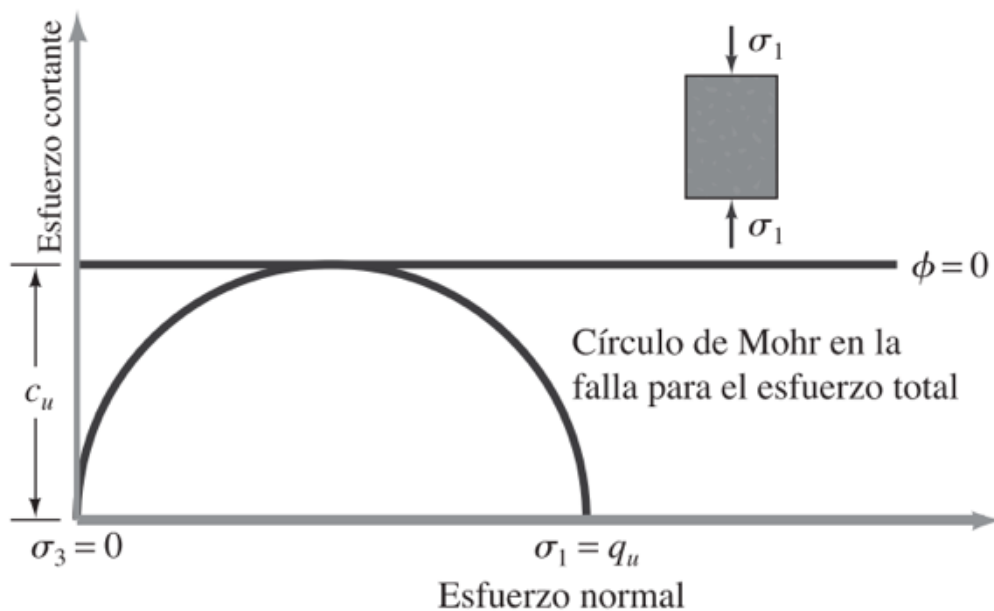


Para correlacionar o hallar el valor del ángulo de fricción del suelo (ϕ), se debe entender que este parámetro está relacionado con el corte, siendo el ángulo de fricción lo único que se opone al

deslizamiento de un suelo en un plano de falla, de tal manera que, cuanto más presión o esfuerzo normal se ejerza sobre el suelo este presentará mayor resistencia al deslizamiento, esto significa que será necesaria una mayor carga o esfuerzo cortante para lograr la falla del suelo, cuanto más alto sea el índice de plasticidad del suelo menor será el ángulo de fricción; mediante los resultados de esfuerzo y deformación unitaria del ensayo de compresión inconfínada se determina el valor de los esfuerzos y se puede graficar el círculo de Mohr (Braja M. Das, 2001, p.228) y comprender los parámetros de ángulo de fricción, cohesión y módulo de Young.

En el ensayo de compresión simple no hay esfuerzo de confinamiento lateral en la muestra, por tanto, el esfuerzo menor o $\sigma_3=0$ y el esfuerzo mayor o $\sigma_1=q_u$ = resistencia a compresión no confinada.

Figura 9. Círculo de Mohr.



De los ensayos de compresión inconfínada tenemos que q_u = resistencia a compresión no confinada y $\tau_f = S_u = C$; en la envolvente de falla de la figura 9 la resistencia al corte no depende de la fricción, por tanto, la resistencia está en función de la cohesión.

Tabla 6. Resistencia a compresión del suelo y ángulo de fricción.

MUESTRA	PROFUNDIDAD SPT (m)	Esfuerzo unitario max (qu) (Ton/m2)	ϕ
S1-M1	3,15	8,00	0
S1-M2	4,50	7,10	0
S2-M1	2,50	9,20	0
S3-M1	3,70	12,20	0
S4-M1	2,50	10,50	0

En general son varios los autores que han planteado diferentes correlaciones para hallar el ángulo de fricción y la cohesión de materiales cohesivos y granulares a partir del número estándar de penetración, en este capítulo se nombraron algunos de estos y se presentan los cálculos a partir de las correlaciones planteadas por autores como Terzaghi, Peck y Bowless, sin embargo las correlaciones planteadas por los autores son aproximadas, por tanto, para efectos del presente documento esta literatura es tomada en cuenta como punto de referencia para analizar y comprender los resultados de los ensayos de laboratorio y de tener una referencia de comparación; con el objetivo de obtener un resultado muy real de acuerdo con el alcance del presente trabajo en los cálculos de diseño para la cimentación se tomaran los datos recibidos de los ensayos de laboratorio, en los cuales estos parámetros de manera más precisa fueron calculados y entregados. En concordancia con los resultados de laboratorio, las observaciones de campo y apoyado en lo estipulado en la NSR-2010, se establece que el material donde se realizara la cimentación será el correspondiente a un material cohesivo, los suelos cohesivos son aquellos que NO cumplen con: son clasificados como GM, GC, GM-GC, SM, SC, SM-SC, en los cuales 30% o menos del peso pasa por el tamiz N.º 200, el límite líquido es menor que el 30% y el índice plástico es menor que el 10%, adicionalmente son todos aquellos clasificados según (SCUS) como GW, GP, GW-GM, GP-GM, GW-GP, SW, SP, SW-SM, SP.SM, SW-SC, SP-SC, (NSR, 2010, H.2.5); para el tipo de suelo encontrado se observa que la humedad descrita en los anexos (1-4) está muy cercana al 100%, por tanto el límite líquido es muy alto; el valor de la cohesión para el desarrollo del presente

trabajo es tomado como el promedio de las cohesiones halladas en los ensayos de compresión confinada anexos al presente, el cual corresponde a un valor aproximado de 4.70Ton/m².

9.1. PARAMETROS DEL SUELO

Los parámetros del suelo, acorde con (NSR, 2010, A.2.4.3): “Estos parámetros son (a) la velocidad media de la onda de cortante, V_s , en m/s, (b) el número medio de golpes del ensayo de penetración estándar, N , en golpes/pie a lo largo de todo el perfil, o, (c) cuando se trate de considerar por separado los estratos no cohesivos y los cohesivos del perfil, para los estratos de suelos no cohesivos se determinará el número medio de golpes del ensayo de penetración estándar, N_{ch} , en golpes/pie, y para los cohesivos la resistencia media al corte obtenida del ensayo para determinar su resistencia no drenada, $S_u = C_u = q_u/2$. Además, se emplean el Índice de Plasticidad (IP), y el contenido de agua en porcentaje, w ”.

Acorde con lo observado en campo, con la caracterización realizada del subsuelo, de las condiciones de localización del proyecto y de los resultados de los informes de laboratorio se concluye que el diseño de la cimentación de la torre se regirá bajo las siguientes condiciones.

- El estrato de fundación corresponde a un material limo arenoso color café, con humedad alta, de consistencia firme, sin presencia de nivel freático, cuyas propiedades geotécnicas están definidas en figura 2, entre (2.45m y 5.50m), figura 3, entre (2.00m y 4.00m), figura 4, entre (1.60m y 4.50m), figura 5, entre (1.40m y 3.50m) del presente documento.
- Parámetros de entrada para cálculo de capacidad portante.
 - Profundidad de desplante de la cimentación: D_f (m)=2,0
 - Altura del pedestal H_f (m)=1,70
 - Angulo de fricción del material (ϕ)= 0
 - Cohesión del material (C)= 4,70 Ton/m² (Tomado de promedio de las cohesiones del ensayo de compresión confinada)

9.2. CLASIFICACION Y TIPO DE SUELO

La clasificación de tipo del suelo(NSR, 2010, A.2.4.5), se basa en la definición del perfil, para lo cual se deben seguir tres pasos; el primero es verificar si el suelo se encuentra dentro de la clasificación de las categorías tipo F, esta categoría requiere evaluación adicional a suelos

susceptibles a falla, turba y arcillas orgánicas, arcillas de muy alta plasticidad y arcillas de gran espesor con rigidez mediana a blanda; el segundo requiere se establezca la presencia de arcilla blanda en la cual el contenido de humedad supera el 40% y su resistencia al corte no drenado está por debajo de 0.50 kgf/cm²; el tercer paso es la consideración de la velocidad media de la onda de cortante, V_s y el número medio de golpes del ensayo de penetración estándar, N_{ch} , en golpes/pie, en el caso de no tener información de V_s se debe tomar la información de N_{hc} , sin embargo cuando exista información de las dos evaluaciones y se observe diferencia entre los perfiles se debe usar un perfil de suelos más blandos de los dos casos.

Para nuestro suelo podemos concluir que corresponde a un tipo D, ya que cumple con lo establecido en la NSR A2.4.5; No pertenece a la categoría F, la humedad supera el 40%, N_{ch} o golpes/pie es menor a 50, siendo estos valores los descritos en la tabla 5 del presente documento y el espesor del estrato está en los 30 metros superiores clasificados como cohesivo.

Tabla 7. Criterios para clasificación de suelos tipo C, D, E.

Tabla A.2.4-2
Criterios para clasificar suelos dentro de los perfiles de suelo tipos C, D o E

Tipo de perfil	\bar{v}_s	\bar{N} o \bar{N}_{ch}	\bar{s}_u
C	entre 360 y 760 m/s	mayor que 50	mayor que 100 kPa (≈ 1 kgf/cm ²)
D	entre 180 y 360 m/s	entre 15 y 50	entre 100 y 50 kPa (0.5 a 1 kgf/cm ²)
E	menor de 180 m/s	menor de 15	menor de 50 kPa (≈ 0.5 kgf/cm ²)

Fuente: NSR10

9.3. PROPIEDADES SISMO RESISTENTES.

Las construcciones y/o edificaciones se deben diseñar y construir con una configuración geométrica y estructural, con materiales en proporciones y resistencia suficientes de manera tal que puedan soportar la acción de las fuerzas causadas por efecto de los sismos; a fin de dotar la edificación o construcción de esta propiedad esta se debe localizar dentro de la zonas de amenaza sísmica(NSR, 2010, A.2.3) y se deben usar los movimientos de diseño, los cuales están definidos en función de la aceleración pico efectiva (A_a) y de la velocidad pico efectiva (A_v) en probabilidad

del 10% de ser superados en 50 años, para la determinación de estos coeficientes se atiende lo establecido en la norma NSR 10 A.2.2.2 Y A.2.2.3.

Según la tabla A.2.3-2 (NSR, 2010), el subsuelo o terreno de fundación del área de la obra se encuentra en una zona de riesgo sísmico Alto y sus coeficientes aceleración horizontal pico efectivo (A_a) y velocidad horizontal pico efectiva (A_v) $A_a = 0.25$, $A_v = 0.25$.

Figura 10. Mapa de coeficientes (A_a) y (A_v).

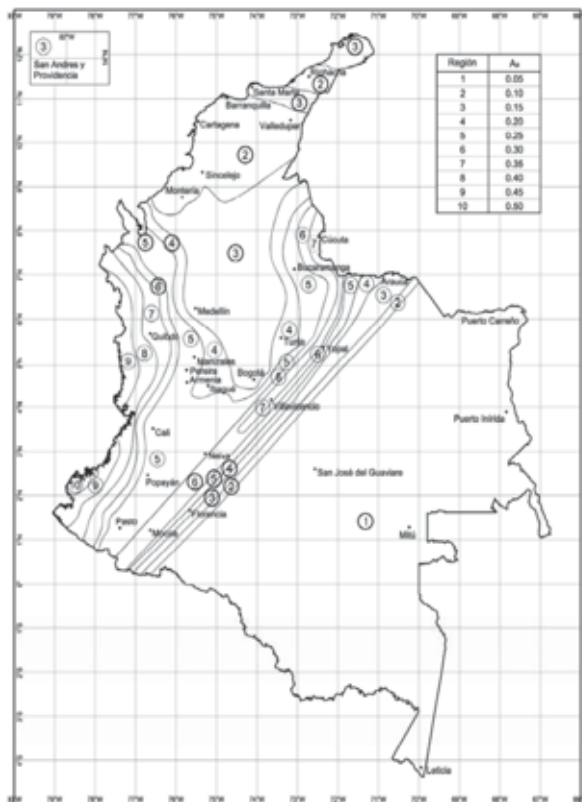


Figura A.2.3-2 — Mapa de valores de A_a

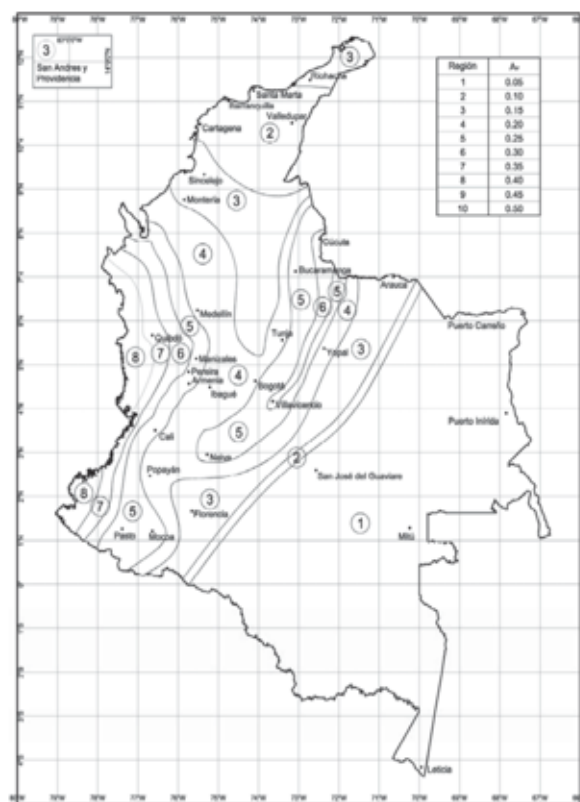


Figura A.2.3-3 - Mapa de valores de A_v

9.4 RECOMENDACIONES GENERALES DEL ESTUDIO DE SUELOS

Dentro del estudio geotécnico (MACG INGENIERIA Y GEOTECNIA, 2021 Pag. 27) y acorde con lo estipulado en (NSR, 2010 H.2.2.2-e,g), el ingeniero geotecnista en su informe presenta las siguientes recomendaciones las cuales para efecto del presente trabajo conforman una parte muy importante a tener en cuenta.

- Se recomienda que para el proceso constructivo de la cimentación se deberá tener en cuenta la continuidad en el proceso de excavación y vaciado; además tiempo de exposición de la excavación a las aguas lluvias y/o de escorrentía tendrá que ser el mínimo, para evitar la saturación del suelo, lo que conllevaría a que se presenten asentamientos diferenciales.
- Como el IL es mayor a cero el suelo estará en un estado plástico el cual es el estado natural de los suelos cohesivos; además la presencia de materiales arenosos ayudan a mejorar el comportamiento de los suelos encontrados reduciendo sus cambios de volumen.
- Se recomienda que cuando se inicien las excavaciones se cuente con la presencia de un profesional geotecnista o un geólogo, con el fin de supervisar constantemente el comportamiento de las excavaciones.
- Es importante anotar que el presente estudio se basa en los datos obtenidos de las perforaciones en la observación directa del sector estudiado, y en las características generales y particulares del proyecto en cuestión. Es posible y así sucede con frecuencia cuando se trata de suelos, que en el momento mismo de la obra aparezcan diferencias con relación a lo previsto en el estudio. Aunque las diferencias no serán en ningún caso substanciales, conviene contar con la asesoría del ingeniero de suelos durante la construcción.
- Se recomienda que el estrato de apoyo y cota de cimentación sea tenido en cuenta por el ingeniero calculista. Si se llegare a encontrar material orgánico u otro tipo de material perjudicial para la implantación de la cimentación es necesario y aconsejable usar sustitución con afirmado cemento en proporción 4% del peso del material, para lograr una cota de apoyo superficial mas competente. Dichas sustituciones deberán ser compactadas garantizando porcentajes superiores al 95% del próctor modificado del material de relleno, obtenidos a través de densidades de campo establecidos por la norma INVIAS E-161.
- Para la construcción de la cimentación, antes de la instalación del acero de refuerzo, se deberá instalar solado de limpieza con resistencia mínima a la compresión de 14 Mpa en espesor no menor a 5cm.
- Se recomienda la utilización de concretos de 21Mpa para la cimentación y elementos no estructurales, para elementos como columnas y vigas de amarre usar en lo posible con resistencia mínima a la compresión de 24 Mpa.

- Para las placas o losas de concreto contra piso en áreas peatonales se recomienda antes de su vaciado, la instalación de una capa de afirmado compactado mecánicamente con un espesor no menor a 10 cm. Para las áreas vehiculares usar la misma metodología en espesores no menores a 15cm.
- Capacidad portante adoptada en el estudio de suelos.

UBICACION / SONDEO	CAPACIDAD PORTANTE PARA ZAPATAS (Ton/m ²) H desplante = 1.50m	CAPACIDAD PORTANTE PARA VIGAS CONTINUAS (Ton/m ²) H desplante = 0.50m
1)	10.28	7.73
2)	11.75	8.87
3)	15.2	11.53
4)	13.32	10.09

• PROPIEDADES SISMO RESISTENTES

PARAMETRO	VALOR
Aa	0.25
Av	0.25
To	0.17
Tc	0.5
TL	4.0
Perfil de Suelo	D
Fa	1.44
Fv	2.4
Grupo de Uso	I
ZONA	3A

10. TIPO DE USO

Acorde con el tipo de estructura para la cual se diseña la cimentación la cual corresponde a una estructura a porticada de acero estructural en dos niveles de 6 metros de altura total y según lo establecido en (ASI, 2012 180-13, P. 11), es una estructura diferente de edificaciones cuyo sistema estructural es asimilable al de edificaciones, es decir, al ser sometida a movimientos sísmicos se va a comportar de forma similar a estructuras de edificaciones, tiene un sistema resistente a fuerzas sísmicas que están dentro de los sistemas cubiertos por las Tablas A.3-1 a A.3-4(NSR, 2010, A.3-1 a A3-4) o dentro de la tabla 4-1(ASI, 2012, P. 22), sistema estructural de pórtico resistente a momentos, por tanto, la estructura para la cual el presente trabajo diseña la cimentación se asocia al grupo I, es decir, estructuras de ocupación normal (NSR, 2010, A.2.1.4), ya que no se encuentra dentro del alcance de los grupos II,III,IV; No reunirá más de 200 personas en un mismo sitio, no corresponde a instalaciones de centros comerciales, hospitales, clínicas, edificaciones donde residan o trabajen más de 3000 personas, no corresponde a edificios gubernamentales, no es una construcción indispensable como son estaciones de bomberos, defensa civil, cuarteles de fuerzas armadas, colegios, universidades, no es una edificación asignada como refugio o de servicios de

emergencia, ni corresponde a estructuras o edificaciones de atención a la comunidad y/o que deban funcionar durante y después de un sismo.

Acorde con el tipo de uso la norma sismo resistente Colombiana NSR10 define el coeficiente de importancia (NSR, 2010, A.2.5.2), el cual corresponde a coeficiente de importancia 1.0.

Tabla 8. Grupos de uso

Tabla A.2.5-1
Valores del coeficiente de importancia, I

Grupo de Uso	Coficiente de Importancia, I
IV	1.50
III	1.25
II	1.10
I	1.00

Fuente A.2.5.1. NSR10

11. FACTOR DE SEGURIDAD.

Este factor corresponde a la relación entre las fuerzas resistentes (FR) y las fuerzas actuantes (FA) y se debe justificar teniendo en cuenta la magnitud de la obra, las consecuencias de posibles fallas de las edificaciones o sus cimentaciones y la calidad de la información de suelos disponible; sin embargo, el valor del factor de seguridad no puede ser inferior a los factores de seguridad básicos (NSR, 2010, H.2.4-1).

Tabla 9. Factores de seguridad básicos mínimos directos e indirectos.
Directos.

Condición	F_{SBM}		F_{SBUM}	
	Diseño	Construcción	Diseño	Construcción
Carga Muerta + Carga Viva Normal	1.50	1.25	1.80	1.40
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	1.25	1.10	1.40	1.15
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo estático	1.10	1.00 (*)	No se permite	No se permite
Taludes – Condición Estática y Agua Subterránea Normal	1.50	1.25	1.80	1.40
Taludes – Condición Seudo-estática con Agua Subterránea Normal y Coeficiente Sísmico de Diseño	1.05	1.00 (*)	No se permite	No se permite

Fuente H.2.4-1. NSR10

Indirectos

Condición	F _{SICP} Mínimo
	Diseño
Carga Muerta + Carga Viva Normal	3.0
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	2.5
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo estático	1.5

Con el fin de compensar posibles errores en el análisis de la información de exploración del suelo, en los procesos constructivos, así como en la información de los supuestos de las cargas vivas y muertas he optado por manejar prudentemente un factor de seguridad de 3, este factor supera los mínimos exigidos de acuerdo con la tabla 9 de este documento; en los cálculos de capacidad portante se tomará este valor para determinar la capacidad admisible (Q_{adm}).

12. CAPACIDAD PORTANTE.

12.1. TERZAGHI

Esta denominación corresponde a la capacidad que presenta el suelo de fundación de soportar las cargas aplicadas sobre este, es la máxima presión de contacto entre el suelo y la cimentación que de forma tal que se puede establecer un punto en que no se presentaran fallos por cortante o asentamientos excesivos (Ravines Aliaga, 2017).

Esta medida del suelo permite recomendar el tipo de cimentación a implementar en una construcción, en este sentido cuando un suelo no cumple con la capacidad portante requerida se pueden establecer alternativas que podrían sugerir la implementación de cimentación profundas, en cuyo caso se deben considerar otras condiciones como son profundidad del estrato incapaz de soportar las cargas y evaluar si la cimentación estará transmitiendo cargas por punta o fricción principalmente; consideraciones para cimentaciones con zapatas pueden sugerir sustitución del material inadecuado por uno que permita trasladar las cargas al suelo portante; en todo caso estas apreciaciones se deben evaluar técnica y económicamente buscando siempre la seguridad y calidad.

Mediante la caracterización y parámetros del suelo se puede establecer la medida de la capacidad portante (Das, 2001, pag.157), y se recomienda el tipo de cimentación a implementar, para efectos del cálculo del presente trabajo se tendrá en cuenta la probabilidad de implementación de zapatas aisladas, por tanto usaré la ecuación de Terzaghi y Meyerhof para evaluar la capacidad portante del suelo, la cual está dada por:

$$q_{ult} = c'Nc + qNq + 1/2\gamma BN\gamma$$

Donde,

$$q_{ult} = \text{Capacidad ultima del cimientto } \left(\frac{F}{L^2}\right)$$

$$C' = \text{Cohesion efectiva } \left(\frac{F}{L^2}\right)$$

$$q = \text{Sobrecarga externa} = \gamma_1 * Df \left(\frac{F}{L^2}\right)$$

$$\gamma = \text{Peso unitario del suelo bajo el cimientto } \left(\frac{F}{L^3}\right)$$

$$B = \text{Ancho del cimientto } (L)$$

$$Nc, Nq, N\gamma = \text{Factores de capacidad portante que son función de } \phi$$

$$\phi = \text{Angulo de fricción interna del suelo portante}$$

$$Nc = \cot\phi \left[\frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)\tan\phi}}{2 \cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} - 1 \right] = \cot(Nq - 1) \quad (6)$$

$$Nq = \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)\tan\phi}}{2 \cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} \quad (7)$$

$$N\gamma = \frac{1}{2} \left(\frac{K_{py}}{\cos^2 \phi} - 1 \right) \tan\phi \quad (8)$$

Los factores de capacidad portante se calculan a partir del ángulo de fricción que para este caso acorde con los parámetros del suelo obtenidos en los ensayos de laboratorio es cero (0); estos factores se calculan bajo la consideración de que en caso de que exista nivel freático este estará localizado muy debajo de la cimentación; acorde con la teoría de Terzaghi podemos definir estos factores en condiciones de variabilidad del ángulo de fricción así:

Tabla 10. Factores de capacidad de carga Terzaghi según ángulo de fricción.

ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.1	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

*Según Kumbhojkar (1993)

Fuente: (Das, 2001, p 158)

Se observa que para un ángulo de fricción cero los factores de capacidad de carga son:

$$N_c=5.70$$

$$N_q=1.00$$

$$N_\gamma=0.00$$

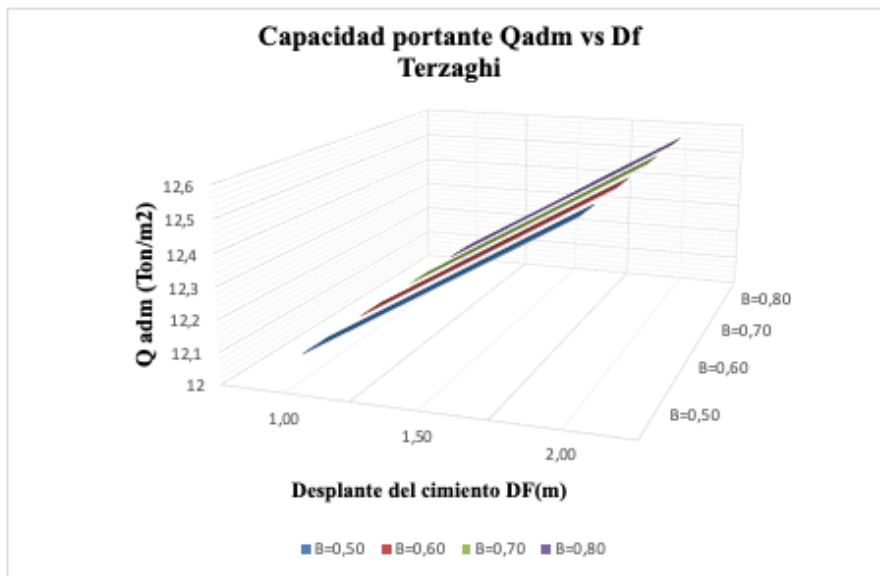
Para definir el valor final de la capacidad portante del suelo y dado que se realizaron cuatro sondeos con toma de muestras en las cuales se presenta una variable en la cohesión del material se realiza proyección de la capacidad portante tomando en cuenta el promedio del valor de la cohesión $\frac{(4.0+3.55+4.6+6+5.25)}{4} = 4.70 \text{ Ton/m}^2$, los factores de capacidad de carga no tienen variación pues el ángulo de fricción es cero en todos los casos; así mismo se debe calcular la sobrecarga (q), que corresponde al peso del material que se instalara sobre la zapata multiplicado por la altura de desplante (Df) menos el espesor de la zapata, en este caso se considera un material selecto de excavación cuyo peso específico es aproximadamente 1.42Ton/m³ (Tomado del promedio de las densidades expresadas en la figuras 2,3,4,5 del capítulo 7.3 de este documento) ; siguiendo con la ecuación de Terzaghi y asumiendo que las zapatas serán cuadradas, la ecuación para estimar la capacidad está dada por: $q_{ult} = 1.3c'N_c + qN_q + 0.4\gamma BN\gamma$ (Das, 2001, p. 159), falta definir el ancho (B) y la sobre carga que está en función del desplante (Df), por tanto se realiza un ábaco con las diferentes supuestos con lo cual se obtendrán resultados de capacidad portante a diferentes profundidades y ancho de zapata.

Tabla 11. Capacidad de carga a diferentes profundidades y anchos de zapata

B	L	DF	FS	C	ϕ	γ	N_q	N_c	N_γ	$q=y*df$	q_{ult}	Q_{adm} q_{ult}/F_s
m	m	m		Ton/m ²	°	Ton/m ³					Ton/m ²	Ton/m ²
0,5	0,5	1,0	3	4,70	0	1,42	1,000	5,700	0,000	1,420	36,25	12,08
0,5	0,5	1,5	3	4,70	0	1,42	1,000	5,700	0,000	2,130	36,96	12,32
0,5	0,5	2,0	3	4,70	0	1,42	1,000	5,700	0,000	2,840	37,67	12,56
0,6	0,6	1,0	3	4,70	0	1,42	1,000	5,700	0,000	1,420	36,25	12,08
0,6	0,6	1,5	3	4,70	0	1,42	1,000	5,700	0,000	2,130	36,96	12,32
0,6	0,6	2,0	3	4,70	0	1,42	1,000	5,700	0,000	2,840	37,67	12,56
0,7	0,7	1,0	3	4,70	0	1,42	1,000	5,700	0,000	1,420	36,25	12,08
0,7	0,7	1,5	3	4,70	0	1,42	1,000	5,700	0,000	2,130	36,96	12,32
0,7	0,7	2,0	3	4,70	0	1,42	1,000	5,700	0,000	2,840	37,67	12,56
0,8	0,8	1,0	3	4,70	0	1,42	1,000	5,700	0,000	1,420	36,25	12,08
0,8	0,8	1,5	3	4,70	0	1,42	1,000	5,700	0,000	2,130	36,96	12,32
0,8	0,8	2,0	3	4,70	0	1,42	1,000	5,700	0,000	2,840	37,67	12,56

Fuente. Autor

Figura 11. Capacidad de carga vs desplante de cimentación.



Acorde con la metodología Terzaghi la mayor capacidad portante del suelo de fundación se obtiene a una profundidad de desplante Df de 2m, con una medida de 12,56Ton/m2, con factor de seguridad de 3 y una configuración de zapata cuadrada de 80 cm.

12.2. MEYERHOF

Este autor toma en cuenta otras variables no consideradas en las ecuaciones planteadas por Terzaghi, donde estas son únicamente aplicables a cimentaciones continuas, cuadradas y circulares; sin embargo, a manera practica se realiza el cálculo con este método para estimar la capacidad portante del suelo bajo las consideraciones adicionales como son factores de forma, de profundidad y de inclinación (Das, 2001. p. 168).

Meyerhof (1963), sugirió la siguiente formula que incluye los factores mencionados.

$$q_u = cN_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + 1/2\gamma BN_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i} \quad (9)$$

Donde,

c =Cohesión.

q =Esfuerzo efectivo a nivel de cimentación.

γ = Peso específico del suelo.

B = Ancho de la cimentación (diámetro).

$F_{cs}F_{qs}F_{\gamma s}$ = Factores de forma.

$F_{cd}F_{qd}F_{\gamma d}$ = Factores de profundidad.

$F_{ci}F_{qi}F_{\gamma i}$ = Factores de inclinación de carga

$N_cN_qN_\gamma$ = Factores de capacidad de carga.

B = Ancho de la cimentación

L = Longitud de la cimentación

DF = Profundidad de la cimentación

$ecc.B$ = Excentricidad en B

$ecc.L$ = Excentricidad en L

ϕ = Angulo de fricción

d = A. inclinación del terreno de fundación.

β = A. inclinación de la carga

η = Inclinación de la cimentación

ca = Adhesión a la base de la fundación

qv = Comp. Vertical de la carga

qh = Comp. Horizontal de la carga

Kp = Coeficiente de empuje pasivo

Af = Área efectiva de la cimentación

H = Altura del estrato

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi} \quad (10)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (11)$$

$$N_{\gamma} = 2(N_q + 1)\tan\phi \quad (12)$$

Tabla 12. Factores de capacidad de carga según teoría Meyerhof.

ϕ'	N_c	N_q	N_{γ}	ϕ'	N_c	N_q	N_{γ}
0	5.14	1.00	0.00	26	22.25	11.85	12.54
1	5.38	1.09	0.07	27	23.94	13.20	14.47
2	5.63	1.20	0.15	28	25.80	14.72	16.72
3	5.90	1.31	0.24	29	27.86	16.44	19.34
4	6.19	1.43	0.34	30	30.14	18.40	22.40
5	6.49	1.57	0.45	31	32.67	20.63	25.99
6	6.81	1.72	0.57	32	35.49	23.18	30.22
7	7.16	1.88	0.71	33	38.64	26.09	35.19
8	7.53	2.06	0.86	34	42.16	29.44	41.06
9	7.92	2.25	1.03	35	46.12	33.30	48.03
10	8.35	2.47	1.22	36	50.59	37.75	56.31
11	8.80	2.71	1.44	37	55.63	42.92	66.19
12	9.28	2.97	1.69	38	61.35	48.93	78.03
13	9.81	3.26	1.97	39	67.87	55.96	92.25
14	10.37	3.59	2.29	40	75.31	64.20	109.41
15	10.98	3.94	2.65	41	83.86	73.90	130.22
16	11.63	4.34	3.06	42	93.71	85.38	155.55
17	12.34	4.77	3.53	43	105.11	99.02	186.54
18	13.10	5.26	4.07	44	118.37	115.31	224.64
19	13.93	5.80	4.68	45	133.88	134.88	271.76
20	14.83	6.40	5.39	46	152.10	158.51	330.35
21	15.82	7.07	6.20	47	173.64	187.21	403.67
22	16.88	7.82	7.13	48	199.26	222.31	496.01
23	18.05	8.66	8.20	49	229.93	265.51	613.16
24	19.32	9.60	9.44	50	266.89	319.07	762.89
25	20.72	10.66	10.88				

Tabla 13. Fórmulas para cálculo de factores de forma, profundidad e inclinación-Meyerhof.

Factor	Relación	Fuente
Forma ^a	$F_{cs} = 1 + \frac{BN_c}{L N_q}$	De Beer (1970) Hansen (1970)
	$F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$	
	$F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$	
	donde L = longitud de la cimentación ($L > B$)	
Profundidad ^b	Condición (a): $D_f/B \leq 1$	Hansen (1970)
	$F_{cd} = 1 + 0.4 \frac{D_f}{B}$	
	$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \text{sen } \phi)^2 \frac{D_f}{B}$	
	$F_{\gamma d} = 1$	
	Condición (b): $D_f/B > 1$	
	$F_{cd} = 1 + (0.4) \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$	
$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \text{sen } \phi)^2 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$		
$F_{\gamma d} = 1$		
Inclinación	$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^2}{90^\circ} \right)^2$	Meyerhof (1963); Hanna y Meyerhof (1981)
	$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi} \right)^2$	
donde β = inclinación de la carga sobre la cimentación con respecto a la vertical		
^a Estos factores de forma son relaciones empíricas basadas en numerosas pruebas de laboratorio.		
^b El factor $\tan^{-1} (D_f/B)$ está en radianes.		

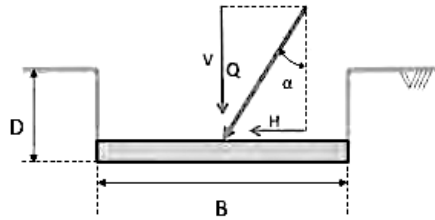
Nota: Tomado de (Das, 2001. p. 169).

Tabla 14. Fórmulas para cálculo de factores de forma, profundidad e inclinación

Para ϕ	Factor de forma	Factor de profundidad	Factor de inclinación
Cualquier ϕ	$s_c = 1 + 0.2K_p \frac{B}{L}$	$d_c = 1 + 0.2\sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\alpha}{90^\circ}\right)^2$
Para $\phi = 0^\circ$	$s_q = s_\gamma = 1.0$	$d_q = d_\gamma = 1.0$	$i_\gamma = 1.0$
Para $\phi \geq 10^\circ$	$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1K_p \frac{B}{L}$	$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1\sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{\alpha}{\phi}\right)^2$ $i_\gamma = 0.0$ si $\alpha > \phi$

Donde:

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$



Nota: Tomado de modulo 3, Cimientos superficiales, Ingeniero Juan Camilo Vega, 2016

Tabla 15. Capacidad portante admisible para cimentación de B y de la relación B/L.

										FACTORES DE CARGA			FACTORES DE FORMA			FACTORES DE INCLINACION			FACTORES DE PROFUNDIDAD							
B	L	B/L	DF	β	FS	C	ϕ	H	γ	Nq	Nc	N γ	cs	qs	ys	ci	qi	yi	cd	qd	d γ	kp	q	q _{ult}	q	Q _{amm}
m	m		m			Ton/m2	°	m	Ton/m3														Ton/m2	Ton	Ton/m2	
0,5	0,5	1,00	2,0	0	3	4,70	0	0,3	1,42	1,00	5,14	0,00	1,19	1,00	0,60	1,00	1,00	1,00	1,03	1,00	1,00	1,00	2,84	32,50	8,13	10,83
0,8	0,8	1,00	2,0	0	3	4,70	0	0,3	1,42	1,00	5,14	0,00	1,19	1,00	0,60	1,00	1,00	1,00	1,02	1,00	1,00	1,00	2,84	32,20	20,61	10,73
1,5	1,5	1,00	2,0	0	3	4,70	0	0,3	1,42	1,00	5,14	0,00	1,19	1,00	0,60	1,00	1,00	1,00	1,01	1,00	1,00	1,00	2,84	31,97	71,92	10,66
2,0	2,0	1,00	2,0	0	3	4,70	0	0,3	1,42	1,00	5,14	0,00	1,19	1,00	0,60	1,00	1,00	1,00	1,40	1,00	1,00	1,00	2,84	43,24	172,96	14,41
2,5	2,5	1,00	2,0	0	3	4,70	0	0,3	1,42	1,00	5,14	0,00	1,19	1,00	0,60	1,00	1,00	1,00	1,32	1,00	1,00	1,00	2,84	40,93	255,83	13,64
3,0	3,0	1,00	2,0	0	3	4,70	0	0,3	1,42	1,00	5,14	0,00	1,19	1,00	0,60	1,00	1,00	1,00	1,27	1,00	1,00	1,00	2,84	39,39	354,54	13,13
3,5	3,5	1,00	2,0	0	3	4,70	0	0,3	1,42	1,00	5,14	0,00	1,19	1,00	0,60	1,00	1,00	1,00	1,23	1,00	1,00	1,00	2,84	38,29	469,10	12,76
4,0	4,0	1,00	2,0	0	3	4,70	0	0,3	1,42	1,00	5,14	0,00	1,19	1,00	0,60	1,00	1,00	1,00	1,20	1,00	1,00	1,00	2,84	37,47	599,51	12,49
5,0	5,0	1,00	2,0	0	3	4,70	0	0,3	1,42	1,00	5,14	0,00	1,19	1,00	0,60	1,00	1,00	1,00	1,16	1,00	1,00	1,00	2,84	36,32	907,88	12,11
6,0	6,0	1,00	2,0	0	3	4,70	0	0,3	1,42	1,00	5,14	0,00	1,19	1,00	0,60	1,00	1,00	1,00	1,13	1,00	1,00	1,00	2,84	35,55	1279,65	11,85
7,0	7,0	1,00	2,0	0	3	4,70	0	0,3	1,42	1,00	5,14	0,00	1,19	1,00	0,60	1,00	1,00	1,00	1,11	1,00	1,00	1,00	2,84	35,00	1714,81	11,67
8,0	8,0	1,00	2,0	0	3	4,70	0	0,3	1,42	1,00	5,14	0,00	1,19	1,00	0,60	1,00	1,00	1,00	1,10	1,00	1,00	1,00	2,84	34,58	2213,36	11,53
9,0	9,0	1,00	2,0	0	3	4,70	0	0,3	1,42	1,00	5,14	0,00	1,19	1,00	0,60	1,00	1,00	1,00	1,09	1,00	1,00	1,00	2,84	34,26	2775,32	11,42
10,0	10,0	1,00	2,0	0	3	4,70	0	0,3	1,42	1,00	5,14	0,00	1,19	1,00	0,60	1,00	1,00	1,00	1,08	1,00	1,00	1,00	2,84	34,01	3400,66	11,34
0,5	0,6	0,80	2,0	0	3	4,70	0	0,3	1,42	1,00	5,14	0,00	1,16	1,00	0,68	1,00	1,00	1,00	1,03	1,00	1,00	1,00	2,84	31,54	9,86	10,51
1,0	1,3	0,80	2,0	0	3	4,70	0	0,3	1,42	1,00	5,14	0,00	1,16	1,00	0,68	1,00	1,00	1,00	1,01	1,00	1,00	1,00	2,84	31,15	38,93	10,38
1,5	1,9	0,80	2,0	0	3	4,70	0	0,3	1,42	1,00	5,14	0,00	1,16	1,00	0,68	1,00	1,00	1,00	1,01	1,00	1,00	1,00	2,84	31,02	87,24	10,34
2,0	2,5	0,80	2,0	0	3	4,70	0	0,3	1,42	1,00	5,14	0,00	1,16	1,00	0,68	1,00	1,00	1,00	1,40	1,00	1,00	1,00	2,84	41,93	209,63	13,98
2,5	3,1	0,80	2,0	0	3	4,70	0	0,3	1,42	1,00	5,14	0,00	1,16	1,00	0,68	1,00	1,00	1,00	1,32	1,00	1,00	1,00	2,84	39,69	310,09	13,23
3,0	3,8	0,80	2,0	0	3	4,70	0	0,3	1,42	1,00	5,14	0,00	1,16	1,00	0,68	1,00	1,00	1,00	1,27	1,00	1,00	1,00	2,84	38,20	429,78	12,73
3,5	4,4	0,80	2,0	0	3	4,70	0	0,3	1,42	1,00	5,14	0,00	1,16	1,00	0,68	1,00	1,00	1,00	1,23	1,00	1,00	1,00	2,84	37,14	568,69	12,38
4,0	5,0	0,80	2,0	0	3	4,70	0	0,3	1,42	1,00	5,14	0,00	1,16	1,00	0,68	1,00	1,00	1,00	1,20	1,00	1,00	1,00	2,84	36,34	726,83	12,11
5,0	6,3	0,80	2,0	0	3	4,70	0	0,3	1,42	1,00	5,14	0,00	1,16	1,00	0,68	1,00	1,00	1,00	1,16	1,00	1,00	1,00	2,84	35,22	1100,78	11,74
6,0	7,5	0,80	2,0	0	3	4,70	0	0,3	1,42	1,00	5,14	0,00	1,16	1,00	0,68	1,00	1,00	1,00	1,13	1,00	1,00	1,00	2,84	34,48	1551,62	11,49
7,0	8,8	0,80	2,0	0	3	4,70	0	0,3	1,42	1,00	5,14	0,00	1,16	1,00	0,68	1,00	1,00	1,00	1,11	1,00	1,00	1,00	2,84	33,95	2079,35	11,32
8,0	10,0	0,80	2,0	0	3	4,70	0	0,3	1,42	1,00	5,14	0,00	1,16	1,00	0,68	1,00	1,00	1,00	1,10	1,00	1,00	1,00	2,84	33,55	2683,98	11,18
9,0	11,3	0,80	2,0	0	3	4,70	0	0,3	1,42	1,00	5,14	0,00	1,16	1,00	0,68	1,00	1,00	1,00	1,09	1,00	1,00	1,00	2,84	33,24	3365,51	11,08
10,0	12,5	0,80	2,0	0	3	4,70	0	0,3	1,42	1,00	5,14	0,00	1,16	1,00	0,68	1,00	1,00	1,00	1,08	1,00	1,00	1,00	2,84	32,99	4123,93	11,00

Continúa

Figura 12. Abaco Q_{adm} vs B con relación B/L .

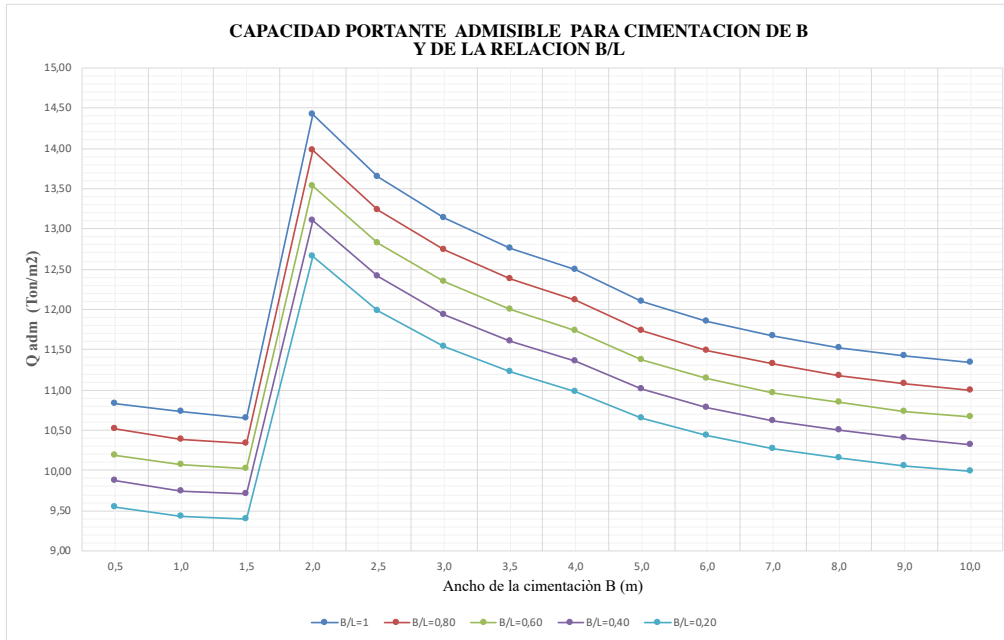


Figura 12a. Abaco Q_{adm} vs D_f en relación B/L

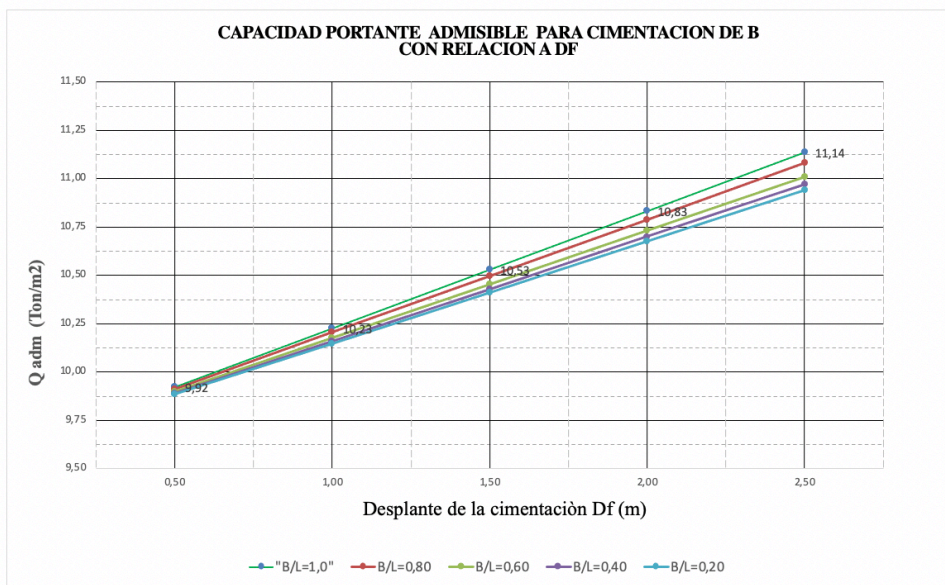


Tabla 15a. Capacidad portante admisible para cimentación de la relación B/L=1, geometría y Df variable.

										FACTORES DE CARGA			FACTORES DE FORMA			FACTORES DE INCLINACION			FACTORES DE PROFUNDIDAD							
B	L	B/L	DF	β	FS	C	ϕ	H	γ	Nq	Nc	N γ	cs	qs	ys	ci	qi	yi	cd	qd	d γ	kp	q	q _{ult}	q	Q _{adm}
m	m		m			Ton/m2	°	m	Ton/m3															Ton/m2	Ton	Ton/m2
0,5	0,5	1,00	0,50	0	3	4,70	0	0,3	1,42	1,00	5,14	0,00	1,19	1,00	0,60	1,00	1,00	1,00	1,01	1,00	1,00	1,00	0,71	29,77	7,44	9,92
0,5	0,5	1,00	1,00	0	3	4,70	0	0,3	1,42	1,00	5,14	0,00	1,19	1,00	0,60	1,00	1,00	1,00	1,01	1,00	1,00	1,00	1,42	30,68	7,67	10,23
0,5	0,5	1,00	1,50	0	3	4,70	0	0,3	1,42	1,00	5,14	0,00	1,19	1,00	0,60	1,00	1,00	1,00	1,02	1,00	1,00	1,00	2,13	31,59	7,90	10,53
0,5	0,5	1,00	2,00	0	3	4,70	0	0,3	1,42	1,00	5,14	0,00	1,19	1,00	0,60	1,00	1,00	1,00	1,03	1,00	1,00	1,00	2,84	32,50	8,13	10,83
0,5	0,5	1,00	2,50	0	3	4,70	0	0,3	1,42	1,00	5,14	0,00	1,19	1,00	0,60	1,00	1,00	1,00	1,03	1,00	1,00	1,00	3,55	33,41	8,35	11,14
0,6	0,6	1,00	0,50	0	3	4,70	0	0,3	1,42	1,00	5,14	0,00	1,19	1,00	0,60	1,00	1,00	1,00	1,01	1,00	1,00	1,00	0,71	29,74	10,70	9,91
0,6	0,6	1,00	1,00	0	3	4,70	0	0,3	1,42	1,00	5,14	0,00	1,19	1,00	0,60	1,00	1,00	1,00	1,01	1,00	1,00	1,00	1,42	30,61	11,02	10,20
0,6	0,6	1,00	1,50	0	3	4,70	0	0,3	1,42	1,00	5,14	0,00	1,19	1,00	0,60	1,00	1,00	1,00	1,02	1,00	1,00	1,00	2,13	31,49	11,34	10,50
0,6	0,6	1,00	2,00	0	3	4,70	0	0,3	1,42	1,00	5,14	0,00	1,19	1,00	0,60	1,00	1,00	1,00	1,02	1,00	1,00	1,00	2,84	32,37	11,65	10,79
0,6	0,6	1,00	2,50	0	3	4,70	0	0,3	1,42	1,00	5,14	0,00	1,19	1,00	0,60	1,00	1,00	1,00	1,03	1,00	1,00	1,00	3,55	33,25	11,97	11,08
0,8	0,8	1,00	0,50	0	3	4,70	0	0,3	1,42	1,00	5,14	0,00	1,19	1,00	0,60	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,71	29,69	19,00	9,90
0,8	0,8	1,00	1,00	0	3	4,70	0	0,3	1,42	1,00	5,14	0,00	1,19	1,00	0,60	1,00	1,00	1,00	1,01	1,00	1,00	1,00	1,42	30,53	19,54	10,18
0,8	0,8	1,00	1,50	0	3	4,70	0	0,3	1,42	1,00	5,14	0,00	1,19	1,00	0,60	1,00	1,00	1,00	1,01	1,00	1,00	1,00	2,13	31,37	20,07	10,46
0,8	0,8	1,00	2,00	0	3	4,70	0	0,3	1,42	1,00	5,14	0,00	1,19	1,00	0,60	1,00	1,00	1,00	1,02	1,00	1,00	1,00	2,84	32,20	20,61	10,73
0,8	0,8	1,00	2,50	0	3	4,70	0	0,3	1,42	1,00	5,14	0,00	1,19	1,00	0,60	1,00	1,00	1,00	1,02	1,00	1,00	1,00	3,55	33,04	21,14	11,01
1,0	1,0	1,00	0,50	0	3	4,70	0	0,3	1,42	1,00	5,14	0,00	1,19	1,00	0,60	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,71	29,67	29,67	9,89
1,0	1,0	1,00	1,00	0	3	4,70	0	0,3	1,42	1,00	5,14	0,00	1,19	1,00	0,60	1,00	1,00	1,00	1,01	1,00	1,00	1,00	1,42	30,48	30,48	10,16
1,0	1,0	1,00	1,50	0	3	4,70	0	0,3	1,42	1,00	5,14	0,00	1,19	1,00	0,60	1,00	1,00	1,00	1,01	1,00	1,00	1,00	2,13	31,29	31,29	10,43
1,0	1,0	1,00	2,00	0	3	4,70	0	0,3	1,42	1,00	5,14	0,00	1,19	1,00	0,60	1,00	1,00	1,00	1,01	1,00	1,00	1,00	2,84	32,10	32,10	10,70
1,0	1,0	1,00	2,50	0	3	4,70	0	0,3	1,42	1,00	5,14	0,00	1,19	1,00	0,60	1,00	1,00	1,00	1,02	1,00	1,00	1,00	3,55	32,91	32,91	10,97
1,2	1,2	1,00	0,50	0	3	4,70	0	0,3	1,42	1,00	5,14	0,00	1,19	1,00	0,60	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,71	29,65	42,70	9,88
1,2	1,2	1,00	1,00	0	3	4,70	0	0,3	1,42	1,00	5,14	0,00	1,19	1,00	0,60	1,00	1,00	1,00	1,01	1,00	1,00	1,00	1,42	30,45	43,84	10,15
1,2	1,2	1,00	1,50	0	3	4,70	0	0,3	1,42	1,00	5,14	0,00	1,19	1,00	0,60	1,00	1,00	1,00	1,01	1,00	1,00	1,00	2,13	31,24	44,99	10,41
1,2	1,2	1,00	2,00	0	3	4,70	0	0,3	1,42	1,00	5,14	0,00	1,19	1,00	0,60	1,00	1,00	1,00	1,01	1,00	1,00	1,00	2,84	32,03	46,13	10,68
1,2	1,2	1,00	2,50	0	3	4,70	0	0,3	1,42	1,00	5,14	0,00	1,19	1,00	0,60	1,00	1,00	1,00	1,01	1,00	1,00	1,00	3,55	32,83	47,27	10,94

Acorde con la metodología de Meyerhof y mediante el gráfico de la figura 12 se puede determinar un ancho de cimentación a partir de la capacidad portante y vincular dicha cimentación con la relación B/L para hallar el valor de L; así mismo a partir del ancho de la cimentación se puede validar la capacidad admisible del terreno.

En la figura 12^a podemos observar las diferentes capacidades portantes generadas a diferentes profundidades y con geometría variable para cimentación cuadrada con una relación B/L=1.

Con el propósito de comparar los resultados de la metodología de Terzaghi y Meyerhof se calcula la capacidad portante con la misma configuración geométrica de cimentación, con lo cual se pudo obtener una capacidad portante de 10,73 Ton/m² (Tabla 15 y 15^a) para una cimentación de 80cm x 80cm, sin embargo, la capacidad máxima (14,41Ton/m²) resulta de una configuración de zapata de relación B/L=1 con un ancho de 2m y Df de 2m.

En resumen:

Capacidad portante según Terzaghi: 12,56Ton/m²

Capacidad portante según Meyerhof: 10,73Ton/m²

Para el desarrollo del presente trabajo se tomará el valor equivalente a la capacidad más desfavorable de las dos metodologías, con lo cual, se usará el valor de 10,73Ton/m².

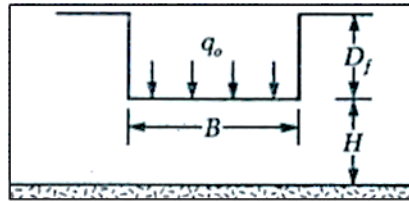
12.3. ASENTAMIENTOS.

Las cargas transmitidas al suelo por una estructura de cimentación hacen que el suelo experimente una deformación vertical conocida como asentamiento, el cual está en función del tiempo y dependen de las propiedades de los suelos y de la rigidez de la cimentación, el asentamiento se puede clasificar en tres grupos, como son, elástico, consolidación primaria y consolidación secundaria; el límite total del asentamiento para 20 años está limitado a 30mm para construcciones aisladas (caso del presente trabajo), o 15 mm para construcciones medianeras (NSR, 2010, H.4.9.2).

El asentamiento elástico hace referencia a la respuesta inmediata del suelo, por consolidación primaria se da por la migración o salida lenta del agua del suelo y la consolidación secundaria hace referencia al asentamiento en el tiempo que ocurre tras un esfuerzo constante; el asentamiento total es la suma de estos tres.

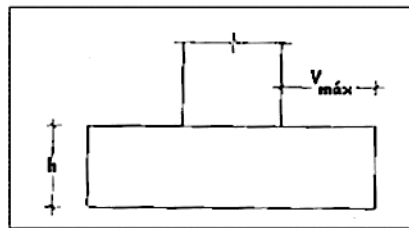
12.3.1. ASENTAMIENTOS ELÁSTICOS.

Figura 13. Asentamientos elásticos.



Rígida: $V_{\max} < 2h$

Flexible: $V_{\max} > 2h$



Para nuestra cimentación, $V_{\max} \leq 2h$, por tanto,

$$S_e = \frac{Bq_0}{E_s} (1 - \mu_s^2) \alpha_r \quad (\text{Das, 2001, P.241}). \quad (13)$$

$$\alpha = \frac{1}{\pi} \left[\ln \left(\frac{\sqrt{1+m_1^2}+m_1}{\sqrt{1+m_1^2}-m_1} \right) + m \ln \left(\frac{\sqrt{1+m_1^2}+m_1}{\sqrt{1+m_1^2}-m_1} \right) \right] \quad (14)$$

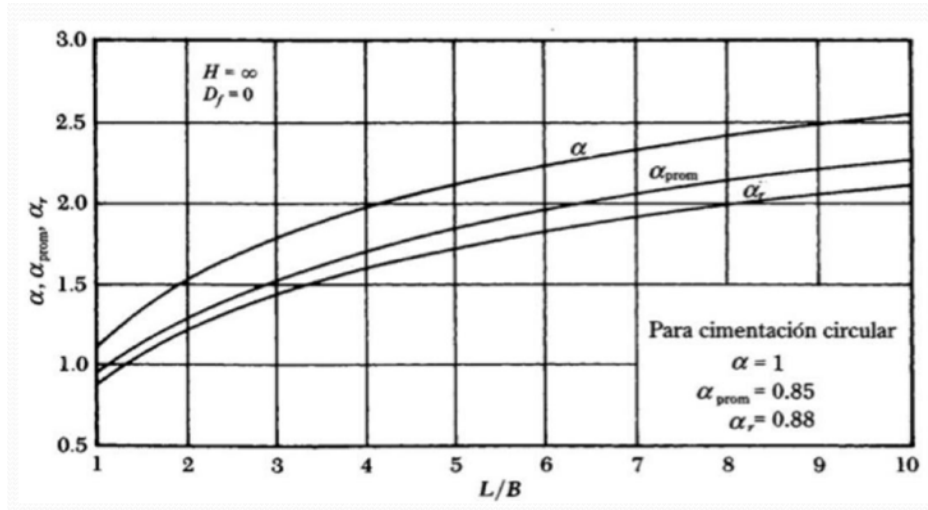
$$m_1 = \frac{L}{B} \quad (15)$$

Donde,

B= Ancho de la cimentación

L=Longitud de la cimentación

Figura 14. Valores de α .



Para un $L/B = 1$.

El módulo de elasticidad del suelo E , es la pendiente dada entre la deformación y el esfuerzo unitarios del ensayo de compresión inconfiada, se produce en la condición donde el esfuerzo es proporcional a la deformación, es decir, en la zona elástica, también se puede obtener como $E = \sigma/\epsilon$; para los ensayos realizados se resume:

Tabla 16. Módulo de elasticidad

MUESTRA	PROFUNDIDAD SPT (m)	E (Ton/m ²)
S1-M1	3,15	2,98
S1-M2	4,50	1,58
S2-M1	2,50	2,56
S3-M1	3,70	4,10
S4-M1	2,50	2,69

Promedio 2,78

Nota: Tomado de los ensayos de compresión simple.

El módulo de Poisson corresponde a la relación que existe entre la deformación transversal y la deformación longitudinal que sufre la muestra cuando es sometida a cargas, en nuestro caso se obtiene de los resultados de la deformación unitaria y de la variación del área inicial y el área

corregida del ensayo de compresión inconfiada, esta relación solo es aplicable a la zona elástica, por tanto de la gráfica de esfuerzo- deformación presentada en los anexos 1-4 se puede observar que existe una zona elástica antes de llegar al punto máximo.

$$\mu = \frac{\epsilon_{Transv}}{\epsilon_{Long}} \quad (16)$$

Tabla 17. Módulo de elasticidad

MUESTRA	E (Ton/m ²)	ϵ Transv	ϵ Long	μ
S1-M1	2,98	4,00	2,543	0,16
S1-M2	1,58	9,00	4,723	0,19
S2-M1	2,56	9,00	4,665	0,19
S3-M1	4,10	7,00	3,614	0,19
S4-M1	2,69	8,00	4,16	0,19

De la formula (14), $\alpha_r=1,12$; Figura 14. $\alpha_r=0,88$

Tabla 18. Asentamientos elásticos esperados para la capacidad de carga.

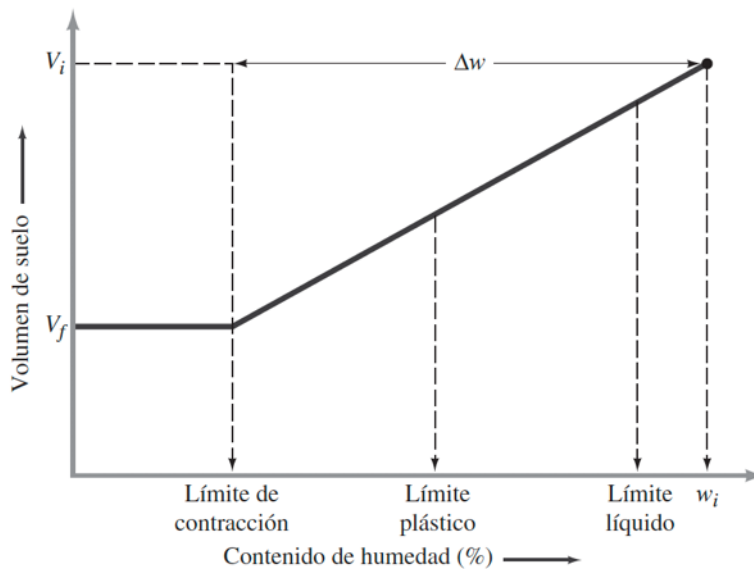
MUESTRA	E (Ton/m ²)	ϵ Transv	ϵ Long	μ	B(m)	q_0 (Ton/m ²)	α_r	S_e (mm)
S1-M1	2,98	4,00	2,543	0,16	0,8	10,56	0,88	2,44
S1-M2	1,58	9,00	4,723	0,19	0,8	10,56	0,88	4,54
S2-M1	2,56	9,00	4,665	0,19	0,8	10,56	0,88	2,80
S3-M1	4,10	7,00	3,614	0,19	0,8	10,56	0,88	1,75
S4-M1	2,69	8,00	4,16	0,19	0,8	10,56	0,88	2,66

12.4. EXPANSION Y CONTRACCION DEL SUELO.

El suelo presenta una contracción directamente proporcional a la pérdida de humedad, en esta continua salida del agua la masa de suelo alcanza un equilibrio donde mas pérdida de humedad no produce cambio volumétrico adicional, en este punto el porcentaje de humedad es definido como limite de contracción (L_c), donde, $L_c = w_i(\%) - \Delta w(\%)$ (Braja M. Das, 2001, Pag 71), en el desarrollo del presente trabajo no se realizo este ensayo de laboratorio, por tanto se desconoce el porcentaje de cambio de volumen de la masa de suelo expuesta a las cargas, en este sentido, este ensayo de laboratorio constituye un aporte muy importante para futuros estudios y proyectos.

Por otra parte se puede afirmar que un suelo es expansivo cuando aumentan significativamente su volumen con el aumento del contenido de humedad, así mismo, este comportamiento es inversamente proporcional a la contracción, es decir, si aumenta el contenido de humedad el suelo se expande y si se reduce el contenido de humedad el suelo se contrae, para el suelo de del presente trabajo y dado que el limite liquido es muy alto, mayor que 50 y su índice de plasticidad es mayor que 30, se puede concluir que este tipo de suelo probablemente tenga un elevado índice de expansividad, aunque generalmente esta es una propiedad de las arcillas.

Figura 14-1. Definición del limite de contracción.



Tomado de (Braja M. Das, 2001 Pag.70)

13. CIMENTACION.

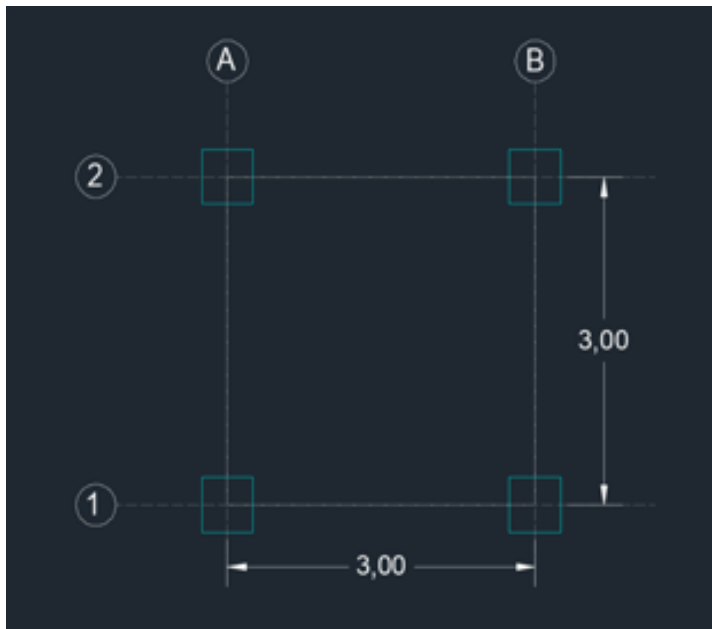
13.1. TIPO DE CIMENTACION

El diseño adecuado de la cimentación comprende una parte fundamental de toda edificación pues es la encargada de la transmitir y distribuir las cargas al suelo de fundación (García Reyes, 2013). Las cimentaciones superficiales (Herrera, 2005), corresponden a elementos estructurales donde la sección transversal es superior a la altura, en este tipo de cimentación la reacción del suelo equilibra las fuerzas transmitidas por la estructura.

Las cimentaciones superficiales pueden ser acorde a su tipología: zapata aislada, zapata combinada, zapata continua o losa de cimentación; en el caso de las zapatas acorde a la ubicación de la columna o pedestal pueden ser: concéntrica, medianera, esquinera.

Conforme con los requerimientos de la empresa, las condiciones del predio y más importante aún a la capacidad portante del terreno, la cual nos permite determinar la viabilidad del tipo de cimentación, se plantea la implementación de zapatas aisladas concéntricas, este tipo de cimentación pertenece al grupo de cimentaciones superficiales.

Figura 15. *Distribución geométrica en planta de cimentación.*



14. CARGAS CONSIDERADAS.

Las cargas se evalúan acorde con el peso propio de la estructura consideradas a partir de la masa de todos los materiales que la conforman.

Para el desarrollo del presente trabajo en particular se tomaran las cargas supuestas evaluadas en el diseño de la estructura metálica, la cual comprende para este estudio un insumo, estas cargas están en el orden de 866 kg/m², sin embargo con el fin de prever posibles modificaciones y/o cargas adicionales se contempla un total de 1000 kg/m², con lo cual para un área total de 18m² en

dos niveles de 9m², la carga total es de 18Ton, la estructura está conformada por una sección cuadrada de 3m por 3m, es decir cada zapata estará transmitiendo 4.5Ton al suelo.

Al tratarse de un estructura meramente para entrenamiento de personas, sin requerimiento de maquinaria u equipo tal como elevadores, vigas puente grúa, apoyos para maquinaria o tensores de apoyo a balcones (NSR, 2010, B.4.4), NO se considera la posibilidad de presencia de cargas de impacto, la carga viva es producida por el uso y ocupación, por tanto, acorde con la normatividad la carga viva no se incrementa por carga generadora de impacto.

El diseño de la cimentación se considera bajo la aplicación de cargas concéntricas, normales, la posible cimentación estará bajo la aplicación de cargas en este sentido, por tanto no se consideran cálculos adicionales para efectos de cargas excéntricas.

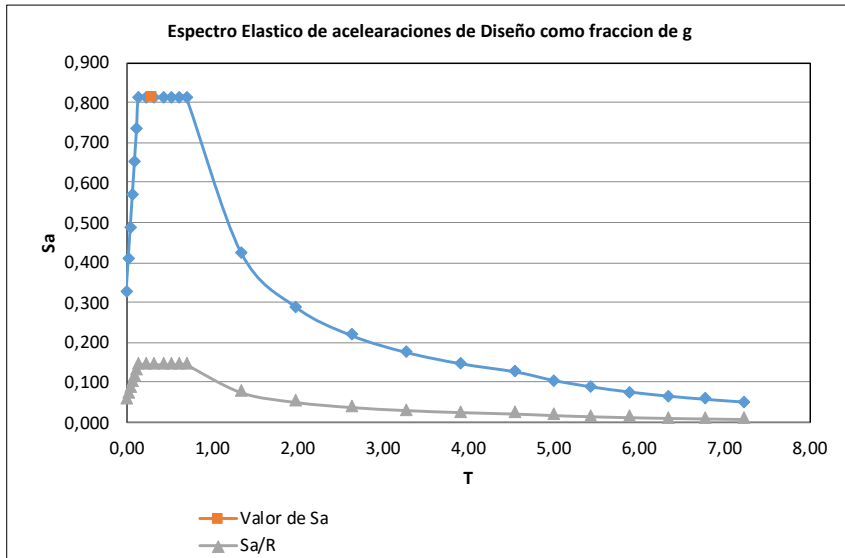
Las cargas sísmicas se obtienen a partir de los parámetros relacionados con la localización del proyecto (figura 1), para lo cual, se establece un nivel de amenaza sísmica alta (figura 10), coeficiente de importancia (Tabla 8), clasificación y tipo de suelo (Cap. 9.2), se realiza análisis del espectro elástico de aceleraciones (NSR, 2010, A.2.6), con el objetivo de simplificar el análisis se elabora el cálculo del espectro mediante hoja de Excel (Anexo), a continuación se presenta resumen de estos parámetros.

Tabla 19. Coeficientes de espectro de diseño.

NSR-2010

Zona de Amenaza Sísmica:	Alta		APÉNDICE A-4
Coeficiente de Aceleración (Aa):	0,25		APÉNDICE A-4
Coeficiente de Velocidad (Av):	0,25		APÉNDICE A-4
Coeficiente de Amplificación de Sitio (Fa):	1,30		Tabla A.2.4-3
Coeficiente de Amplificación de Sitio (Fv):	1,90		Tabla A.2.4-4
Coeficiente de Importancia (I):	1,00		A.2.5.1
Espectro de Diseño (Sa):	Gráfico		Título A
Período de Vibración Inicial (To):	0,15	[s]	Título A
Período de Vibración Corto (Tc):	0,70	[s]	Título A
Período de Vibración Largo (Tl):	4,56	[s]	Título A

Figura 16. Espectro de Diseño



La estructura se diseñada se encuentra dentro de la clasificación de pórticos resistentes a momentos de acero estructural que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas y que no están limitados o adheridos a componentes más rígidos, estructurales o no estructurales, que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a las fuerzas sísmicas (NSR, 2010, A.3.2.1.3)

Tabla 20. Valor de los parámetros C_t y α para cálculo de periodo aproximado T_a

Sistema estructural de resistencia sísmica	C_t	α
Pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas y que no están limitados o adheridos a componentes más rígidos, estructurales o no estructurales, que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a las fuerzas sísmicas.	0.047	0.9
Pórticos resistentes a momentos de acero estructural que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas y que no están limitados o adheridos a componentes más rígidos, estructurales o no estructurales, que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a las fuerzas sísmicas.	0.072	0.8
Pórticos arriostrados de acero estructural con diagonales excéntricas restringidas a pandeo.	0.073	0.75
Todos los otros sistemas estructurales basados en muros de rigidez similar o mayor a la de muros de concreto o mampostería	0.049	0.75
Alternativamente, para estructuras que tengan muros estructurales de concreto reforzado o mampostería estructural, pueden emplearse los siguientes parámetros C_t y α , donde C_w se calcula utilizando la ecuación A.4.2-4.	$\frac{0.0062}{\sqrt{C_w}}$	1.00

Tabla 21. Resumen de cálculo de Ta

NSR-2010

Coefficiente (C _i):	0,072		Tabla A.4.2-1
Exponente (α):	0,8		Tabla A.4.2-1
Período de Vibración Aproximado (Ta = C _i h ^α):	0,30	[s]	Form. A.4.2-3
Coefficiente (C _u):	1,20		Form. A.4.2-2
Tmax= Cu*Ta	0,36	[s]	Form. A.4.2-2

Para calcular las fuerzas sísmicas y cortante basal(NSR, 2010, A.4.3.1) se tiene en cuenta el peso total de la estructura (Cap. 14) y su altura total y de entrepisos (Cap. 1.2), donde:

- Sa= Valor de la aceleración como fracción de la gravedad en el espectro (0,81) (Figura 16)
- m= masa de la estructura
- g= Valor de la gravedad (9,8m/s²)

$$V_s = S_a + g + m \quad (17)$$

MASA TOTAL (kg/m) 18.000 kg/m
 Vs X= (Sa x) (m) (g)= 143,33 KN-M
 Vs Y= (Sa Y) (m) (g)= 143,33 KN-M

9.2.1. Carga muerta.

- Peso propio de la estructura: 666,67 kg/m²

TOTAL, CARGA MUERTA: 666,67 kg/m²

9.2.2. Carga viva

- Carga viva: 333,33 kg/m²

TOTAL, CARGA VIVA: 333,33 kg/m²

9.2.3. Carga sismo.

- Sismo en X: 14,333 kg; E= 2,559 kg
- Sismo en Y: 14,333 kg; E= 2,559 kg

Las fuerzas sísmicas se reducen dividiéndolas por el coeficiente de capacidad de disipación de energía **R** y así se obtienen las fuerzas reducidas que se usan en con las combinaciones de carga descritas en el título B; por tanto, **E=Fs/R**. (NSR, 2010 A.3.1.1).

Donde,

E= Fuerzas sísmicas reducidas de diseño.

R=Coeficiente de capacidad de disipación de energía. $(R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0) = 5,60$ (Anexo 6).

9.3. ESPECIFICACION DE LOS MATERIALES

Los materiales con los cuales se realiza el presente trabajo y que corresponden a los que se utilizarán en la construcción de la obra son:

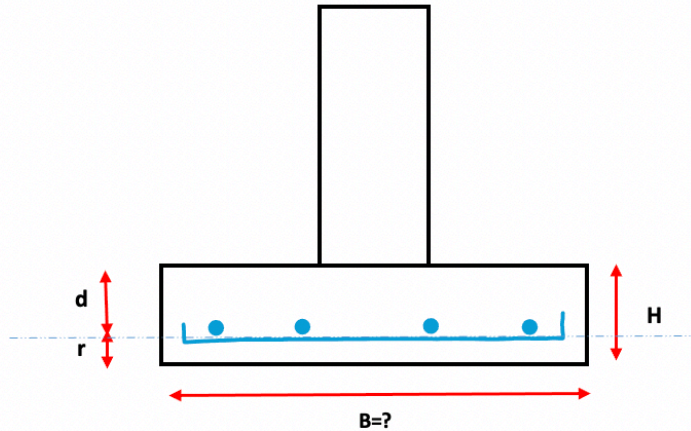
Tabla 22. Especificaciones de los materiales.

f'c	210	Kg/cm2	Concreto Normal
fy	4200	Kg/cm2	
fu	6300	Kg/cm2	
Ec=	215,381	Kg/cm2	NSR 10: C.8.5.1
Es=	2,000,000	Kg/cm2	NSR 10: C.8.5.2

Fuente: Autor

15. DISEÑO GEOMETRICO DE ZAPATA AISLADA

Figura 17. Zapata inicial propuesta.



$$H = 30 \text{ cm (espesor propuesto)}$$

$$r = 7.5 \text{ cm} + 1.27 \text{ cm} = 8.77 \text{ cm}$$

$$d = H - r = 30 - 8.77 = 21.23 \text{ cm} \quad d \geq 15 \text{ cm} \quad \text{cumple}$$

Atendiendo los requerimientos para el diseño se debe garantizar que el espesor de la zapata por encima del refuerzo inferior no puede ser menor a 150mm, para zapatas apoyadas sobre suelo (NSR, 2010, C.15.7); por tanto, la proyección inicial una zapata de 30 cm de espesor por ahora cumple con este requisito.

15.01 Datos de la columna o pedestal

Teniendo en cuenta el cálculo de capacidad portante del establecido en la tabla 15 de este documento, se debe desplantar la cimentación a cierta profundidad, por lo tanto, la estructura metálica no se apoyará directamente sobre la zapata, en este caso se realiza la proyección de un pedestal con las siguientes dimensiones:

$$a = y = 30 \text{ cm}$$

$$b = x = 30 \text{ cm}$$

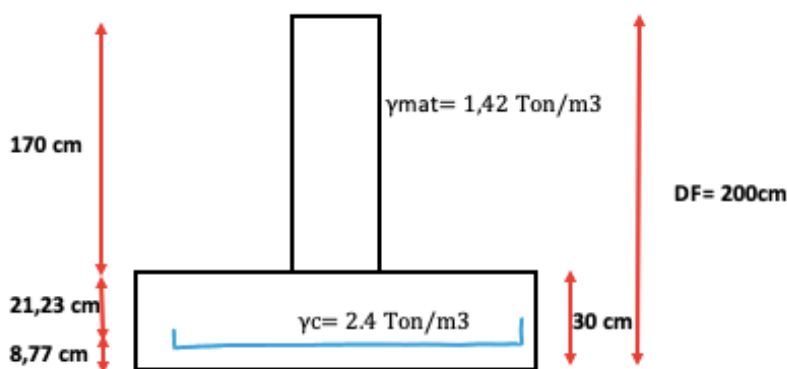
15.1. PRESION ADMISIBLE SOPORTADA POR EL SUELO

La presión de contacto de la cimentación con el suelo debido a las cargas se debe determinar para establecer el área de la zapata, esta información se usa para establecer la resistencia de la cimentación requerida a flexión, cortante y desarrollo de refuerzo (ACI 318, 2014, 13.2.6).

De acuerdo con la capacidad admisible obtenida en el numeral 12, que para este caso es de 10.73 Ton/m², siendo este valor el indicativo de la máxima tensión que se podrá transmitir al suelo sin que la estructura apoyada presente algún tipo de daño, se debe considerar que el suelo antes de ser sometido a las cargas de la estructura metálica ya estará soportando la carga de la cimentación y del material de lleno que se instalará sobre esta, por tanto a esa capacidad admisible inicial se le resta el peso propio de la zapata y el peso del material de relleno (sobre carga); el resultado corresponde a la capacidad disponible o capacidad de carga ultima, acorde con los resultados de capacidad portante también podemos definir que la mayor capacidad se encuentra a una profundidad de desplante (Df) de 2 metros.

Inicialmente se planteará un supuesto de espesor de zapata, al finalizar el diseño, mediante el chequeo de punzonamiento este se podrá ajustar a un espesor aproximado mas real.

Figura 18. Presión neta soportada por el suelo.



- γ_{mat} = Peso volumetrico del suelo
- γ_c = Peso volumetrico del concreto
- DF = Profundidad de desplante de la zapata
- Q_{adm} = Capacidad admisible del suelo
- q_e = Presion neta admisible

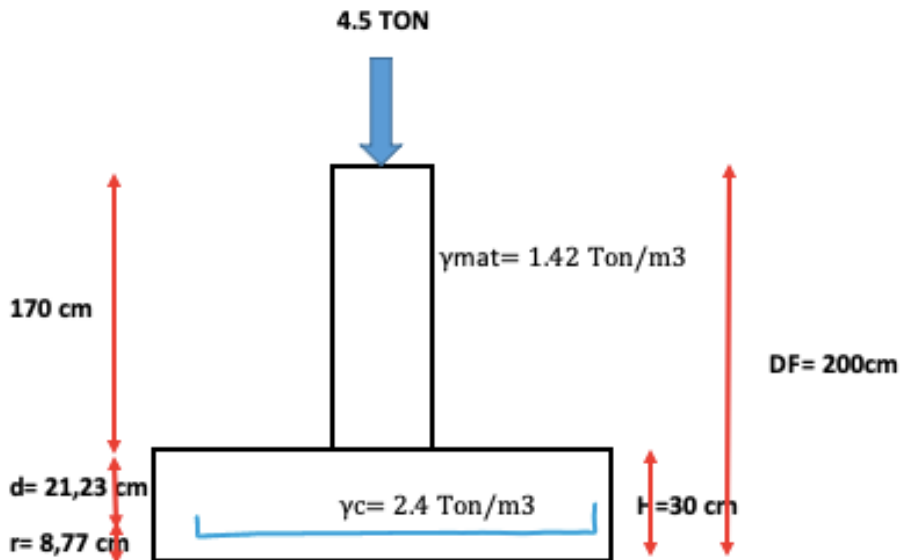
$$q_e = Q_{adm} - \gamma_{mat} * (DF - H) - \gamma_c * (H). \quad (18)$$

$$q_e = 10,73 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} - \frac{1,75 \text{Ton}}{\text{m}^3} * (2,0\text{m} - 0,3\text{m}) - \frac{2,4 \text{Ton}}{\text{m}^3} * (0,3\text{m}) = 7,04 \text{Ton}/\text{m}^2$$

15.2. AREA DE CIMENTACION MINIMA REQUERIDA.

Para la determinación del área mínima requerida (ACI 318, 2014, 13.3.1.1), se divide la carga total sin mayorar sobre la presión neta admisible por el suelo de fundación; recordemos que la carga total es de 18 Ton y será distribuida por cuatro zapatas, por tanto, cada zapata trasmite 4.5 ton.

Figura 19. Determinación de área mínima de cimentación requerida.



$$Area_{requerida} = A_{req} = \frac{P}{q_e} \quad (19)$$

$$Area_{requerida} = A_{req} = \frac{4,5 \text{ Ton}}{7,04 \text{ Ton}/\text{m}^2} = 0,64 \text{ m}^2$$

Para este caso como se trata del diseño de una zapata cuadrada con pedestal interior, es decir, no existen limitantes en sus alrededores, no se presenta requerimiento de espacio por existencia de otras construcciones u estructuras limitantes, sus lados son de:

$$A_{req} = \sqrt{0.64m^2} = 0.8m \approx 0.80 .$$

15.3. VERIFICACION DE DISEÑO POR RESISTENCIA A CORTANTE, DISEÑO DE ZAPATA RESISTENTE A MOMENTO CORTANTE EN DOS DIRECCIONES.

Se determina mediante el cociente de la carga mayorada (NSR, 2010, B.2.4-5), (la mayor combinación de carga 1.2D+1.0E+1.0L), entre el área de la cimentación, recordemos que la carga muerta es de 666.67 kg/m², la carga de sismo es 2.559 kg y la carga viva es de 333.33 kg/m², por tanto, para la configuración de la cimentación, la carga mayorada de la mayor combinación es $(1,2 * 3Ton + 1 * 2,56Ton + 1,5Ton) = 7,66Ton$

$$q_u = \frac{PU}{A} \tag{20}$$

$$q_u = \frac{PU}{A} = \frac{(1.2 * 3) + (1 * 2,56) + (1.0 * 1.5)Ton}{(0.8m)^2} = 11,97 Ton/m^2$$

Este resultado indica que con esta área de zapata y con las cargas mayoradas el terreno debe estar en capacidad de resistir, se compara con el valor obtenido en el numeral 15.1 del presente trabajo, correspondiente a la presión máxima admisible por el terreno, se determina que esta cumpliendo si no supera esta capacidad; en este caso la capacidad máxima es de (7,04 Ton/m²), por lo tanto, el suelo de fundación para estas condiciones NO cumple, pues bajo esta configuración requiere tener una capacidad de 11,97Ton/m², es decir, la fuerza resistente es inferior a la fuerza actuante; para resolver esta situación se precede a modificar la sección de la zapata aumentando el área hasta lograr la compensación de las cargas, preferiblemente que la fuerza resistente supere a la fuerza actuante, aumentamos el área de la zapata a 1,1 m², por lo tanto tenemos que:

$$q_u = \frac{PU}{A} = \frac{(1.2 * 3) + (1 * 2,56) + (1.0 * 1.5)Ton}{(1,1m)^2} = 6,33 Ton/m^2$$

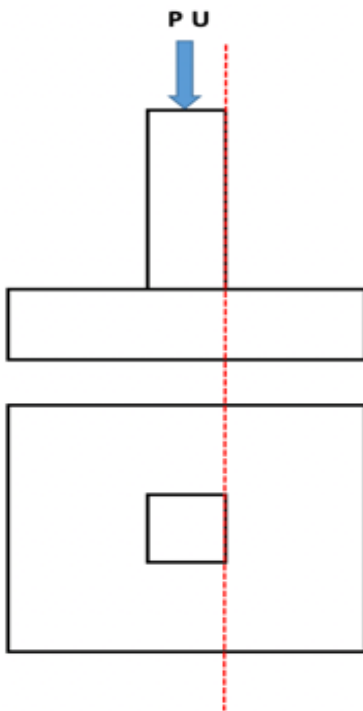
Con este ajuste, el área de la zapata tiene la capacidad de resistir las fuerzas o cargas actuantes. Conociendo la sección de la zapata se debe tener en cuenta la sección crítica para cortante en una o dos direcciones, esta debe medirse desde la ubicación de la sección crítica para Mu, para lo cual en este caso se debe tomar en cuenta la cara de la columna o pedestal proyectado (ACI 318, 2014, 13.2.6.4).

Tabla 23. Localización de la sección crítica para Mu.

Localización de la sección crítica	Miembro soportado
Cara de la columna o pedestal	Columna o pedestal
En el punto medio entre la cara de la columna y el borde de la placa base de acero	Columna con placa base de acero
Cara del muro	Muro de concreto
En el punto medio entre el eje y la cara del muro de albañilería	Muro de albañilería

Fuente ACI 318-14. (13.2.7.1)

Figura 20. Ubicación de la sección crítica para Mu



15.3.1. SECCION CRITICA PARA CORTANTE EN UNA DIRECCION.

Para determinar la resistencia a cortante de una zapata se deben tener en cuenta las condiciones mas desfavorables, “salvo para elementos diseñados de acuerdo con el apéndice A, el diseño de secciones transversales sometidas a cortante debe estar basado en $\phi V_n \geq V_u$, donde V_u es la fuerza cortante mayorada en la sección considerada y V_n es la resistencia nominal al cortante considerada mediante $V_n = V_c + V_s$ ”(NSR, 2010, C.11.1); en caso tal de que no se cumpla la condición $\phi V_n \geq V_u$, es decir, V_u exceda a ϕV_n , se debe calcular el refuerzo acorde con la ecuación $V_s = \frac{A_y \cdot F_{yt} \cdot d}{s}$, (NSR, 2010, C.4.7.2); en todo caso el valor de V_s no debe ser superior a $0.66\sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$. (NSR, 2010, C.11.4.7.9).

La resistencia a cortante esta basada en el esfuerzo cortante promedio sobre toda la sección transversal efectiva bwd (ACI 318, 2014, R.22.5.1.1).

Inicialmente se calcula el valor de V_u así:

$$V_u = \left(\frac{B}{2} - \frac{b}{2} - d \right) * B * q_u \quad (21)$$

Donde: B= Ancho de zapata

b= Ancho de la columna o pedestal

d= Recubrimiento de concreto sobre el refuerzo inferior

q_u = Capacidad de carga ultima

$$V_u = \left(\frac{1,1}{2} - \frac{0,3}{2} - 0,2123 \right) * 1,1 * 6,33$$

$$V_u = 1,31 \text{ Ton}$$

Acorde con lo establecido en la norma sismo resistente colombiana la resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no pre-esforzados debe estar acorde con lo dispuesto en (NSR, 2010, C.11.2.1.1).

$$V_c = 0,17\lambda\sqrt{f'c} b_w d \quad (22)$$

El valor de λ es el factor de modificación del tipo de concreto a emplear, en nuestro caso corresponde a un concreto normal, este factor es $\lambda = 1$. (NSR, 2010, C.8.6.1), este factor se basa en la composición del agregado en la mezcla del concreto (ACI 318, 2014, 19.2.4.2), b_w es el ancho de la zapata (NSR, 2010, C.2.1)

Tabla 24. Factor de modificación λ

Concreto	Composición de los agregados	λ
Todos livianos	Fino: ASTM C330 Grueso: ASTM C330	0.75
Liviano, mezcla fina	Fino: Combinación de ASTM C330 y C33 Grueso: ASTM C330	0.75 a 0.85 ^[1]
Arena, liviana	Fino: ASTM C33 Grueso: ASTM C330	0.85
Arena, liviana, Mezcla gruesa	Fino: ASTM C33 Grueso: Combinación de ASTM C330 y C33	0.85 a 1.00 ^[2]
Peso normal	Fino: ASTM C33 Grueso: ASTM C33	1.00

Fuente: ACI 318-14, C.19.2.4.2)

$$V_c = 0,17(1) \sqrt{\frac{210kg}{cm^2}} * 110cm * 21,23m = 5.753,09kg$$

$$V_c = 5,75 Ton$$

A esta resistencia V_c se le debe aplicar el factor de reducción ϕ , el cual esta definido en (NSR, 2010, C.9.3.2.3), que para nuestro análisis es un factor de reducción para cortante y torsión donde $\phi = 0,75$, por tanto:

$$\phi V_c = 0,75 * 5,75 Ton = 4,31 Ton$$

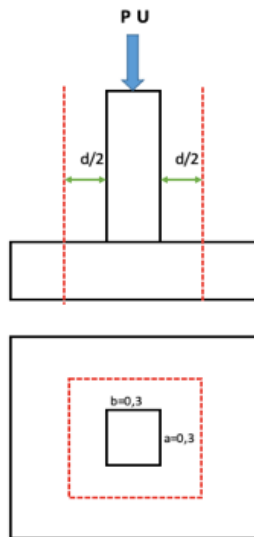
Se verifica que se cumpla la condición de $\phi V_n \geq V_u$; **4,31 Ton \geq 1,31Ton**; Cumple.

15.3.2. SECCION CRITICA PARA CORTANTE EN DOS DIRECCIONES.

El diseño de zapatas con comportamiento en dos direcciones debe realizarse acorde con $\phi V_n \geq V_u$, donde V_u es la fuerza cortante mayorada en la sección considerada y V_n es la resistencia nominal al cortante considerada mediante $V_n = V_c + V_s$ (NSR, 2010, C.11.1); V_c se calcula de tal manera

que cada una de las secciones críticas estará localizada en un perímetro mínimo b_0 , aunque no puede estar más cerca de $d/2$ de los bordes de columnas (NSR, 2010, C11.11.1.2); para nuestro caso de zapatas V_c debe corresponder al menor valor obtenido de las siguientes formulas (NSR, 2010, C11.11.2.1).

Figura 21. Ubicación de la sección crítica para cortante en dos direcciones.



(a)

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'} c b_o d \quad (23)$$

Donde β es la relación entre el ancho y el largo de la columna o pedestal, la carga concentrada, o el área de reacción. $\beta = \frac{a}{b} = \frac{0,3}{0,3} = 1,0$; $\lambda = 1,0$ (concreto normal); $b_o = 2(a + d) + 2(b + d) = 2(30 + 21,23) + 2(30 + 21,23) = 204,92 \text{ cm}$

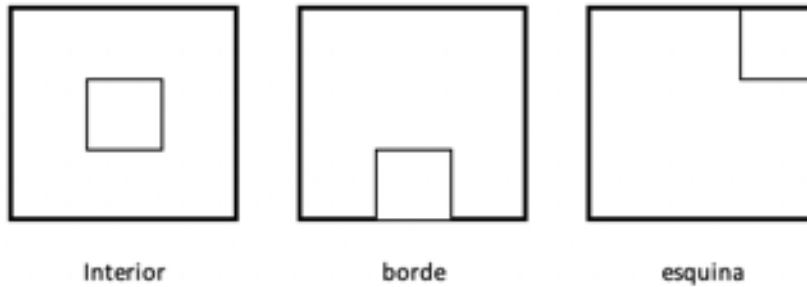
(b)

$$V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'} c b_o d \quad (24)$$

Donde α_s es 40 cuando las columnas o pedestales son interiores, 30 para columnas o pedestales en borde y 20 para columnas o pedestales en esquina.

Para efectos del presente trabajo nuestra columna esta ubicada en interior, por tanto, $\alpha_s = 40$

Figura 22. Localización de columnas para determinar α_s



(c)

$$V_c = 0,33\lambda\sqrt{f'}cb_0d \quad (25)$$

Resolviendo tenemos que:

$$(a) \quad V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda\sqrt{f'}cb_0d$$

$$0,17 \left(1 + \frac{2}{1}\right) (1)\sqrt{210kg/cm^2} (204,92cm)(21,23cm) = 32.152,46kg = \mathbf{32,15Ton}$$

$$(b) \quad V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_0} + 2\right) \lambda\sqrt{f'}cb_0d$$

$$0,083 \left(\frac{40 * (21,23cm)}{204,92cm} + 2\right) (1) \sqrt{210 \frac{kg}{cm^2}} (204,92cm)(21,23cm) = 32.149,72kg$$

$$= \mathbf{32,15 Ton}$$

$$(c) \quad V_c = 0,33\lambda\sqrt{f'}cb_0d =$$

$$0,33(1) \sqrt{\frac{210kg}{cm^2}} (204,92cm)(21,23cm) = 20.804,53kg = \mathbf{20,80Ton}$$

El menor valor obtenido corresponde a la formula (c), por tanto, $V_n=V_c=20,80\text{Ton}$, recordemos que se debe cumplir $\phi V_n \geq V_u$.(NSR, 2010, C.11.1.1)

$$\phi V_c = 0,75 * 20,80\text{Ton} = 15,60\text{Ton}$$

Resolvemos V_u para validar que se cumpla la condición anterior.

$$V_u = (B^2 - (a + d)(b + d) * q_u) \quad (26)$$

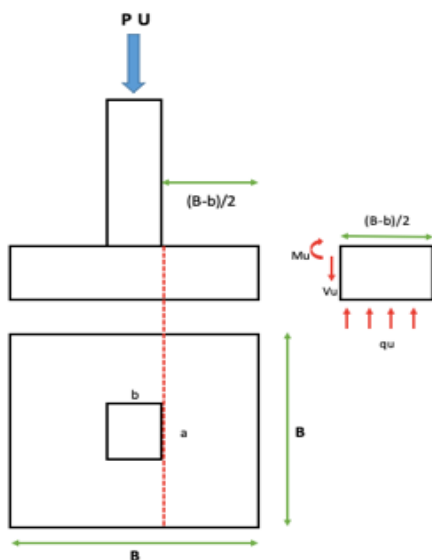
$$V_u = ((110\text{cm})^2 - (30\text{cm} + 21,23\text{cm})(30\text{cm} + 21,23\text{cm}) * 0,633\text{kg}/\text{cm}^2) = 10.438,68\text{kg} \\ = 10,44\text{Ton}$$

$\phi V_n \geq V_u$; $15,60\text{Ton} \geq 10,44\text{Ton}$; se cumple la condición, ya que el cortante resistente es mayor al cortante ultimo.

15.3.3. DISEÑO DE ZAPATA RESISTENTE A MOMENTO ULTIMO.

El momento ultimo actuante acorde con la figura 20 corresponde al área cargada multiplicada por la presión ascendente o q_u aplicada en esa misma área, multiplicado por el brazo o palanca medido a partir de la columna o pedestal, también podemos calcular el momento ultimo con el diagrama de cuerpo libre.

Figura 23. Localización sección crítica para momento ultimo.



$$M_u = \left[B * \left(\frac{B-b}{2} \right) \right] * q_u * \left(\frac{B-b}{4} \right) \quad (27)$$

$$M_u = \left[1,1m * \left(\frac{1,1m-0,3m}{2} \right) \right] * \frac{6,33Ton}{m^2} * \left(\frac{1,1-0,3}{4} \right) = 0,55Ton/m$$

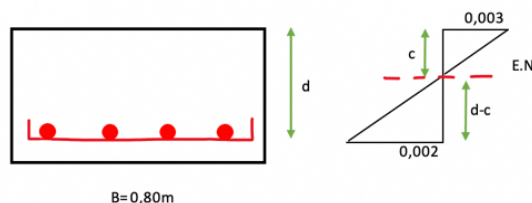
Para el momento acorde con el diagrama de cuerpo libre tenemos que:

$$M_u = q_u \left(\frac{(B-b)^2}{2} \right) = 6,33Ton/m^2 \left(\frac{0,4^2}{2} \right) = 0,51Ton/m$$

Se concluye que el momento actuante es de 0,55Ton/m que estará presente en las dos direcciones de la zapata.

Este momento ultimo se resiste mediante el uso de acero de refuerzo, para efectos del alcance del presente trabajo se verificará que se cumpla la condición tal que $M_u \leq \phi M_n$ bajo el esfuerzo a tensión del concreto que permitirá conocer el acero necesario para resistir este momento; el factor de reducción de resistencia ϕ equivale a 0,90 según lo estipulado en (NSR, 2010, C.9.3.2.1), para esto en la sección de rectangular de la zapata se maneja refuerzo en la parte inferior y la distribución de la deformación se da con variación en forma lineal; la deformación unitaria en la fibra extrema en la zona de compresión del concreto es 0,003(NSR, 2010 C.2.3), la deformación unitaria del acero a la falla (ϵ_y) que corresponde a la relación del esfuerzo de fluencia del acero y el módulo de elasticidad del acero; se supone un esfuerzo de compresión $0,85f'_c$ distribuido uniformemente en la zona de compresión a una distancia, $a = \beta_1 c$, donde c corresponde a la distancia de la fibra de deformación unitaria máxima hasta el eje neutro y el factor β_1 esta dado por la resistencia del concreto, donde β_1 es 0,85 para f'_c entre 17Mpa y 28Mpa (NSR, 2010, C.10.2.7.1 y C.10.2.7.3).

Figura 24. Diagrama de estado de falla balanceada.



Por relación de triángulos podemos realizar análisis donde:

$$\frac{c}{0,003} = \frac{d}{(0,002 + 0,003)}$$

Por tanto, despejando encontramos que la distancia del borde superior de la cimentación al eje neutro (c) es:

$$c = \frac{3d}{5} = \frac{3*21,23}{5} = 12,74cm \quad (28)$$

$$a = \beta_1 c \quad (29)$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{A_s f_y}{\beta_1 * 0,85 * f'_c * B} \quad (30)$$

$$a = 0,85 * 12,74cm = 10,83cm$$

El momento nominal se puede encontrar conociendo el esfuerzo de compresión y el esfuerzo de tensión, para el desarrollo del presente trabajo se ocupará el esfuerzo de tensión pues con el encontraré el acero necesario para resistir este momento ultimo.

$$M_n = A_s F_y * \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (31)$$

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$M_u \leq \phi A_s F_y * \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Donde,

$$A_s = \frac{M_u}{\phi F_y * \left(d - \frac{a}{2} \right)} \quad (32)$$

$$A_s = \frac{55000kg/cm}{0,9 * 4200kg/cm^2 * \left(21,23cm - \frac{10,83cm}{2}\right)} = 0,92cm^2$$

La norma colombiana sismo resistente exige y permite en los elementos sometidos a flexión proporcionar un acero de refuerzo mínimo (NSR, 2010, C.10.5.1), mínimo (19) pero no menor que (19A).

$$A_{s\ min} = \frac{0,25\sqrt{f'c}}{F_y} * b_w * d \quad (33)$$

$$A_{s\ min} = \frac{1,4}{F_y} * b_w * d \quad (34)$$

Donde, b_w es el ancho de la zapata. Acorde con (NSR, 2010, Apéndice C-F) el acero mínimo en kg/cm^2 esta dado por la fórmula:

$$A_{s\ min} = \frac{0,8\sqrt{210kg/cm^2}}{4200\ kg/cm^2} * 110\ cm * 21,23cm = 6,45cm^2$$

Puesto que el área de acero mínimo ($6,45cm^2$), es mayor al calculado usare este para verificar el Mn.

En las consideraciones iniciales se planteo el uso de acero #4, por lo tanto, el área de refuerzo mínimo se divide en el área de una barra # 4 para así obtener la cantidad de varillas a usar.

Tabla 25. Dimensiones nominales de barras de refuerzo.

#	pulg	DIAMETRO (cm)	AREA (cm ²)
2	1/4"	0,64	0,32
3	3/8"	0,95	0,71
4	1/2"	1,27	1,29
5	5/8"	1,59	1,99
6	3/4"	1,91	2,84
7	7/8"	2,22	3,87
8	1"	2,54	5,1
9	1 1/8"	2,87	6,45
10	1 1/4"	3,23	8,19
11	1 3/8"	3,58	10,06
14	1 3/4"	4,30	14,52
18	2 1/4"	5,73	25,81

Fuente autor

$$\text{Cant de Varillas} = \frac{6,45\text{cm}^2}{1,29\text{cm}^2} = 5 \text{ barras}$$

Se redondea a la siguiente cifra; con esta cantidad de varillas establecida se revisa el área real del acero a usar, se determina el momento nominal ajustando la profundidad de bloque esfuerzos para la cantidad de acero.

5 varillas # 4= 6,45 cm²

$$A_s = 5 * 1,29\text{cm}^2 = 6,45\text{cm}^2$$

$$M_n = (a * 0,85f'c * B) * \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (35)$$

Se igualan las ecuaciones (17) y (20) y se despeja el valor del bloque de esfuerzos (a).

$$A_s F_y * \left(d - \frac{a}{2}\right) = (a * 0,85f'c * B) * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$a = \frac{A_s F_y}{0,85f'c * B} \quad (36)$$

$$a = \frac{6,45\text{cm}^2 * 4200 \text{ kg/cm}^2}{0,85 * 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 110\text{cm}} = 1,38\text{cm}$$

Reemplazando en ecuación (17) tenemos,

$$M_n = (6,45\text{cm}^2 * 4200\text{kg/cm}^2) * \left(21,23\text{cm} - \frac{1,38\text{cm}}{2}\right)$$

$$M_n = \frac{556.428,6\text{kg}}{\text{cm}} = 5,56 \text{ Ton/m}$$

$$\phi M_n = 0,9 * 5,56 \frac{Ton}{m} = 5,22 Ton/m$$

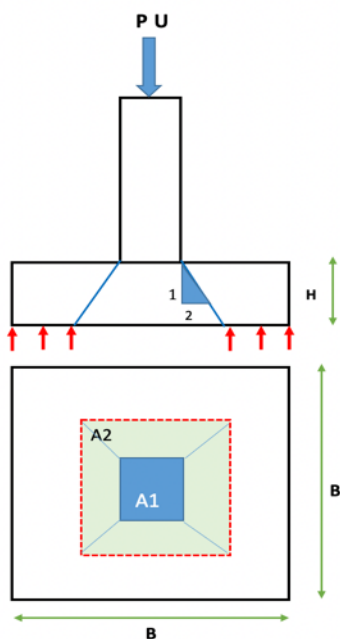
Se debe satisfacer $M_u \leq \phi M_n$, entonces: $0,55 \frac{Ton}{m} \leq 5,22 \frac{Ton}{m}$; Cumple.

15.4. RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO

La presión de compresión que trasmite la columna o pedestal a la zapata presenta un disipación en el espesor de ésta que inicia en el área superior de contacto (A1) hasta la zona o cara inferior (A2), a razón de 2:1, es decir, 2 en la horizontal por uno en vertical.

Esta capacidad o resistencia de aplastamiento no debe ser superior a $\phi(0,85 * f'c * A1)$ (NSR, 2010, C1.10.14), donde, ϕ es el factor de resistencia de aplastamiento en el concreto (NSR, 2010, C.9.3.2.4); para lo casos donde el área de soporte sea mayor que el área cargada esta resistencia puede ser afectada por $\sqrt{\left(\frac{A2}{A1}\right)}$; se debe satisfacer $\phi B_n \geq B_u$ (NSR, 2010, C.22.5.5), donde, B_u es la carga de aplastamiento mayorada, por tanto, $B_u = P_u$ y B_n es la resistencia nominal al aplastamiento en el área cargada (A1)

Figura 25. Diagrama de verificación de aplastamiento.



$$B_n = (0,85 * f'c * A1) \quad (37)$$

$$B_n = (0,85 * 210kg/cm^2 * (30cm * 30cm))$$

$$\phi B_n = 0,65 * 160.650kg = 104.422kg = 104,4Ton$$

La mayor combinación de carga, (1.2D+1.0E+1.0L) =PU= 7,66 Ton, tomado de 15.3 del presente documento.

$\phi B_n \geq B_u$ entonces: 104,4 Ton \geq 7,66Ton, cumple.

16. RESUMEN DE DATOS OBTENIDOS

- Tipo de suelo de cimentacion: D
- Grupo de uso: 1
- Coeficiente de importancia: 1
- Tipo de cimentacion: Zapatas aisladas
- Capacidad portante: 10,73 Ton/m²
- Desplante (Df): 2m
- Peralte efectivo (d): 21,23cm
- Perimetro critico (b₀): 204,92cm
- Factor de seguridad (Fs): 3
- Carga muerta (D): 0,67Ton/m²
- Carga viva (L): 0,33 Ton/m²
- Concreto tipo: f'c 210 kg/cm²
- Acero de refuerzo Fy: 4200kg/cm²
- Area de zapata: 0,64m²
- Area columna o pedestal: 0,09m²
- Capacidad última del suelo qu: 6,33Ton/m²
- Cortante en una direccion: Vu:1,31Ton; ϕVc : 4,31Ton
- Cortante en dos direcciones: Vu: 10,44Ton; ϕVc : 15,60Ton
- Momento resistente: Mu:0,55Ton; ϕMn : 5,22Ton
- Aplastamiento: Bu: 7,66Ton; ϕBn : 104.4Ton

17. MODELACION EN SAFE2016

SAFE es un programa desarrollado por CSI (computer and Structures Inc.)(SAFE, 2011, P.6), se especializa en la automatización de análisis y diseño de placas y cimentaciones usando sistema de

modelación; el análisis se basa en el método de elementos finitos, contempla las variaciones de la propiedades de los efectos torsores, evalúa los efectos de corte por punzonamiento, realiza el diseño de forma real; El software SAFE es una herramienta para el análisis, modelado y diseño de losas y cimientos de concreto, puede ser usado independientemente o también en conjunto con ETABS; realiza el análisis y diseño basándose en los elementos estructurales y las asignaciones ingresadas por el usuario, el software permite editar y definir propiedades de los materiales, casos de carga y sus asignaciones, permite el diseño estructural bajo la consideración de capacidad admisible del suelo, de la magnitud y naturaleza de las cargas impuestas por la estructura, considera las deformaciones por flexión y corte, la distribución de presiones sobre el suelo y la geometría y distribución de las cargas, en general, los cálculos del software son realizados bajo el método de elementos finitos.

El programa tiene implementado para su uso diferentes normas internacionales como son ACI-318-14, AS3600-09, BS8110-97, CHINESE 2010, CSA A23.3-14, EUROCODE 2-2004, HONG KONG COP 2013, IS 456-2000, ITALIAN NTC2008, entre otras, para nuestro país, aunque no tiene contemplado las normas NSR2010, podemos realizar los diseños bajo el código ACI-318-14, que básicamente es la base referente para nuestra norma.

Para el correcto funcionamiento del software se debe tener presente que la información de entrada como son tipo de elemento a diseñar, geometría, cargas y sus combinaciones, propiedades de los materiales deben ser previamente definidas, es recomendable que el análisis de la capacidad portante del suelo de fundación sea considerado bajo un estudio geotécnico, de esta forma al comparar los resultados generados por el software será mas precisa.

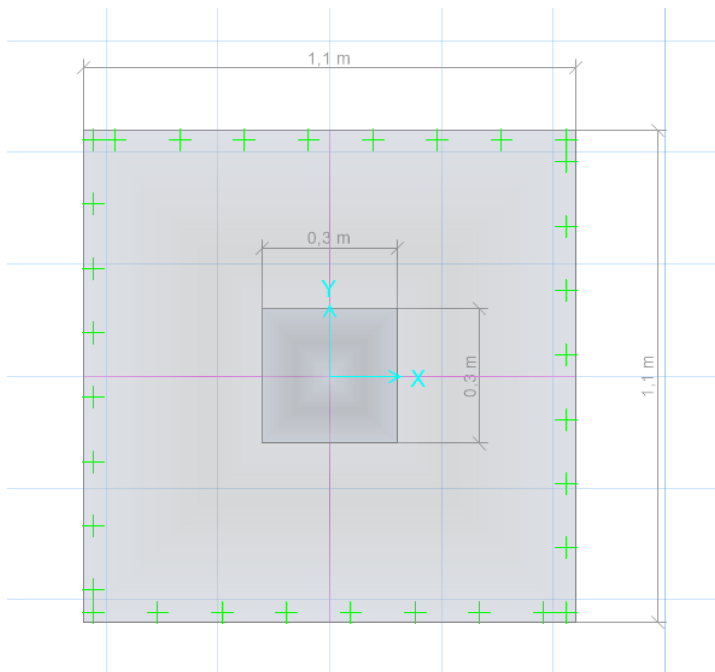
El software permite realizar los ajustes geométricos del área de la cimentación con el fin de garantizar que las presiones del suelo bajo cargas de servicio sean menores a la capacidad admisible establecida en el estudio geotécnico o calculada por método matemático, así mismo permite ajustar el espesor de la cimentación mediante el chequeo del punzonamiento, sin embargo acorde con la normatividad se recomienda mantener siempre el espesor mínimo requerido aunque la capacidad de falla por punzonamiento sea muy baja.

Mediante el modelado de la cimentación en software SAFE2016, se pretende comparar los resultados del diseño realizado mediante modelo matemático presentado en el capítulo 15 de este documento, dado que en el cálculo de la cimentación el software trabaja bajo los parámetros de

diseño del ACI-318-14, se espera que los resultados sean muy similares y me permitan tener fiabilidad del uso del programa para futuros proyectos.

Acorde con el dimensionamiento y diseño realizado anteriormente, se realiza una comprobación de los resultados mediante el uso del software SAFE2016, los parámetros de entrada para el cálculo se pueden observar en la figura 27, en general se desarrolla esta validación partiendo de los datos contemplados en el capítulo 15 de este documento; A continuación, se presenta una vista en planta de la zapata generada en el software.

Figura 26. Vista planta de zapata.



Geometría inicial de zapata, espesor, área de pedestal, cargas vivas y muertas, datos de entrada suministrados al programa para modelación.

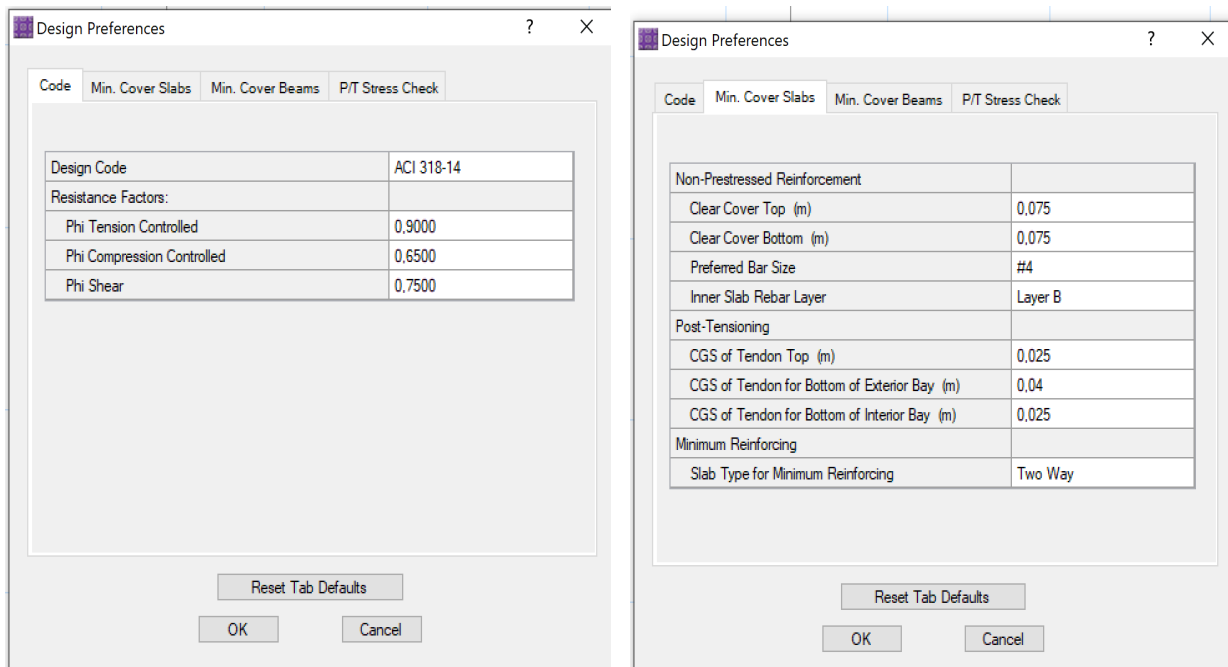
Figura 27. Datos geométricos y cargas de entrada al programa

Figura 28. Creación de materiales en safe2016, se repite para todos los materiales a usar.

SAFE2016, ejecuta el diseño con el código ACI 318-14, básicamente este código es la base de nuestra norma de diseño sismo resistente, el programa permite ajustar los parámetros exigidos por

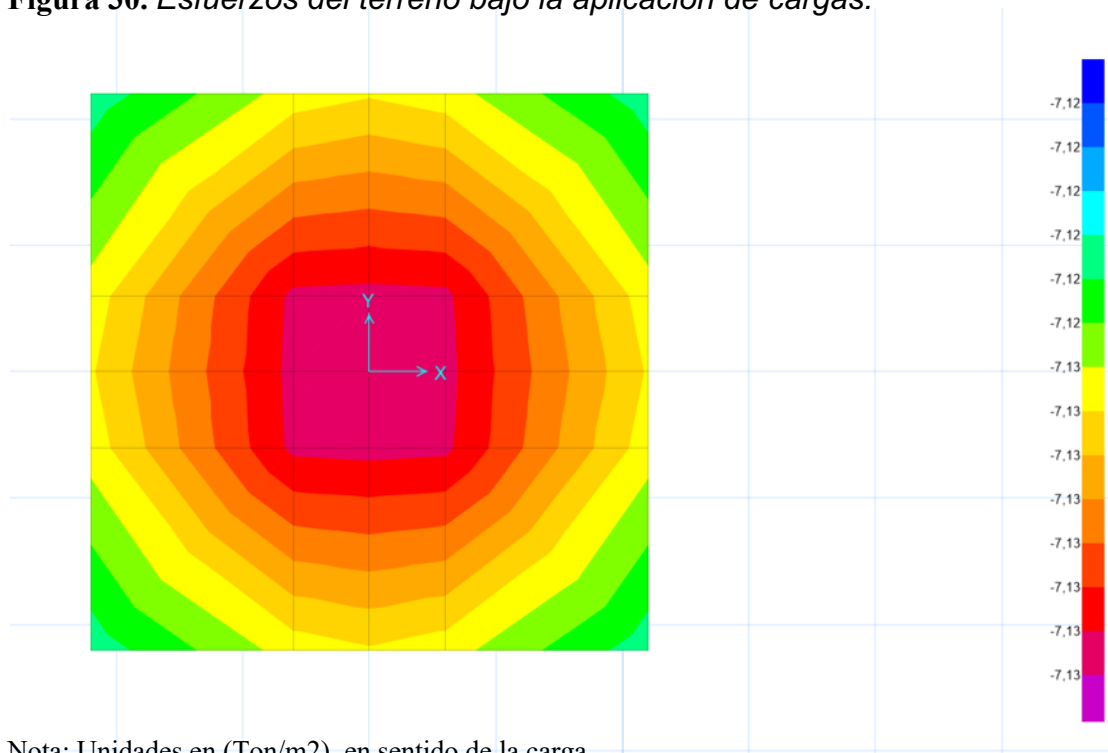
la NSR10, en la figura 29 se puede observar el ingreso de los factores de corrección de resistencia, el recubrimiento del acero, el diámetro de barra a usar y la dirección de refuerzo mínimo de la zapata.

Figura 29. Preferencias de diseño.



En la grafica 30 se puede observar el esfuerzo del terreno bajo las cargas de servicio, estas cargas acordes con la escala de colores son mas concentradas en el centro y están por el orden de 7,90 Ton/m², con lo cual podemos decir que, de la capacidad portante calculada la cual es de aproximadamente 10,56Ton/m² con las cargas estipuladas en el capítulo 9.2 de este documento, el terreno estará trabajando al 75% de su capacidad con lo cual nuestro diseño es viable.

Figura 30. Esfuerzos del terreno bajo la aplicación de cargas.



Nota: Unidades en (Ton/m²), en sentido de la carga.

Para una combinación de carga 1.2D+1.0E+1.0L (NSR, 2010, B.2.4-5), el momento ultimo en una y dos direcciones es de aproximadamente 0,37Ton/m, figura 32, este momento es similar al momento calculado en el capítulo 15.3.3 del presente documento, 0,55Ton/m².

Este momento ultimo se resiste mediante el uso de acero de refuerzo, con lo cual, se hará la verificación y comprobación de que se cumpla la condición tal que $M_u \leq \phi M_n$ bajo el esfuerzo a tensión del concreto que permitirá conocer el acero necesario para resistir este momento; el software hace uso del factor de reducción de resistencia ϕ equivale a 0,90, figura 29.

En la figura 33 se observa el área de refuerzo requerida para resistir dicho momento, esta área es de aproximadamente 5,58cm²/m, en el capítulo 15.3.3 se determino esta área, cuyo resultado fue de 6,45cm²/m, siendo estos valores muy similares; así mismo, bajo la consideración de imposición de un acero mínimo el programa nos da como resultado un mínimo de cinco barras #4, figura 33, valor que coincide con el calculo realizado manualmente en el capítulo 15.3.3 de este documento.

En la figura 31 se observa el asentamiento bajo la consideración de las cargas de diseño el cual es de 7,1 mm, en general las cimentaciones superficiales se deben diseñar para un asentamiento máximo de 25 mm (Das, 2011, p. 298).

Este resultado nos arroja un valor superior al valor calculado en los asentamientos del capítulo 12.3.1, donde, el mayor asentamiento es de 4,54mm.

Figura 31. Asentamientos bajo carga de servicio.

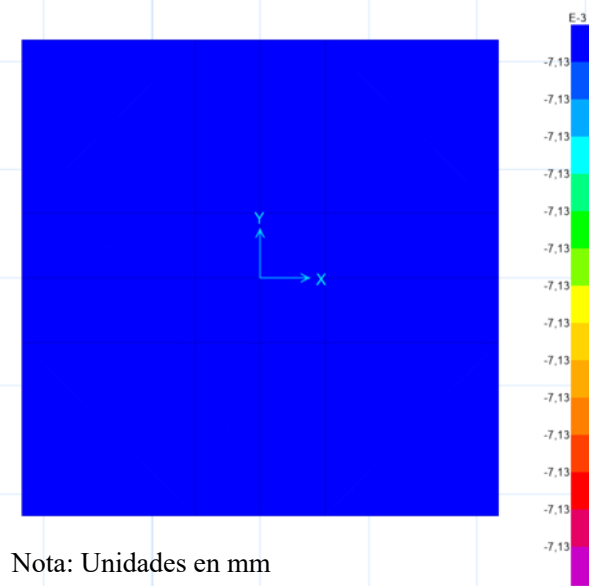


Figura 32. Momento ultimo en ambas direcciones.

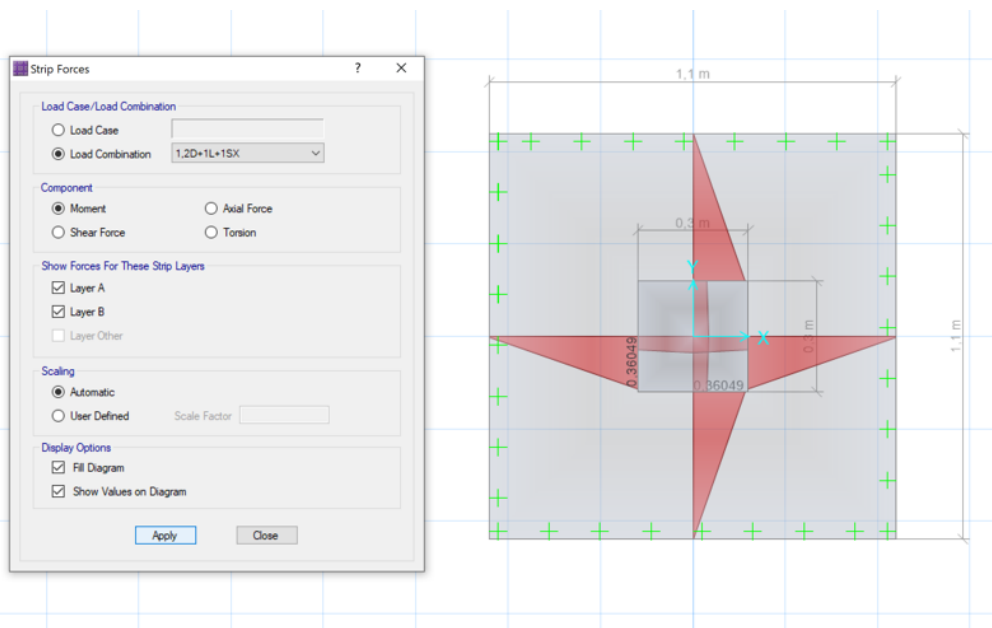


Figura 33. Área de refuerzo (cm²/m) para resistir Mu.

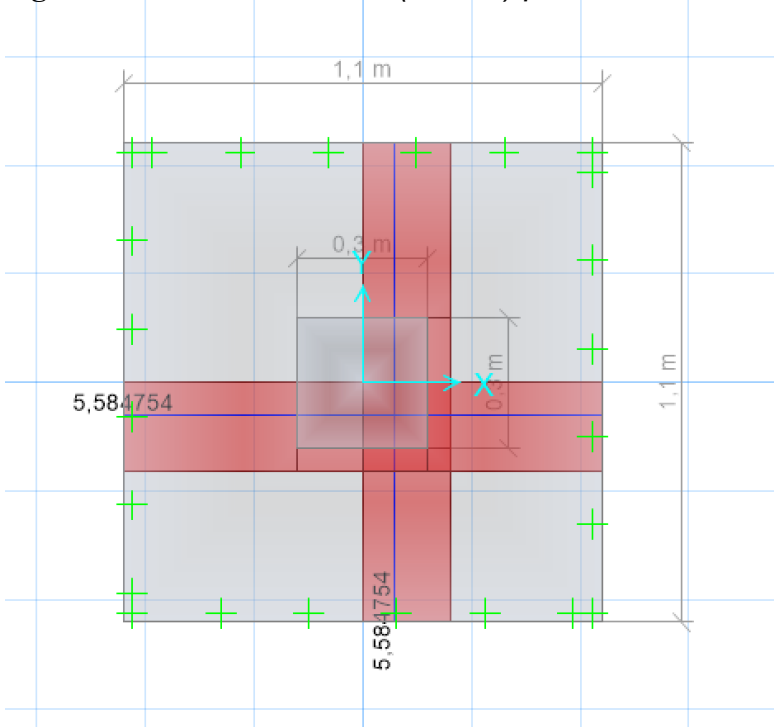
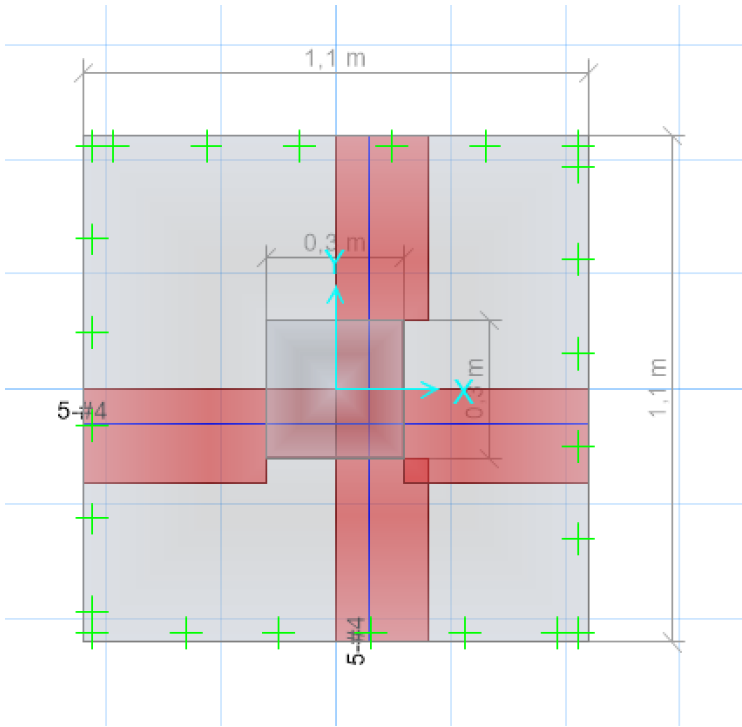
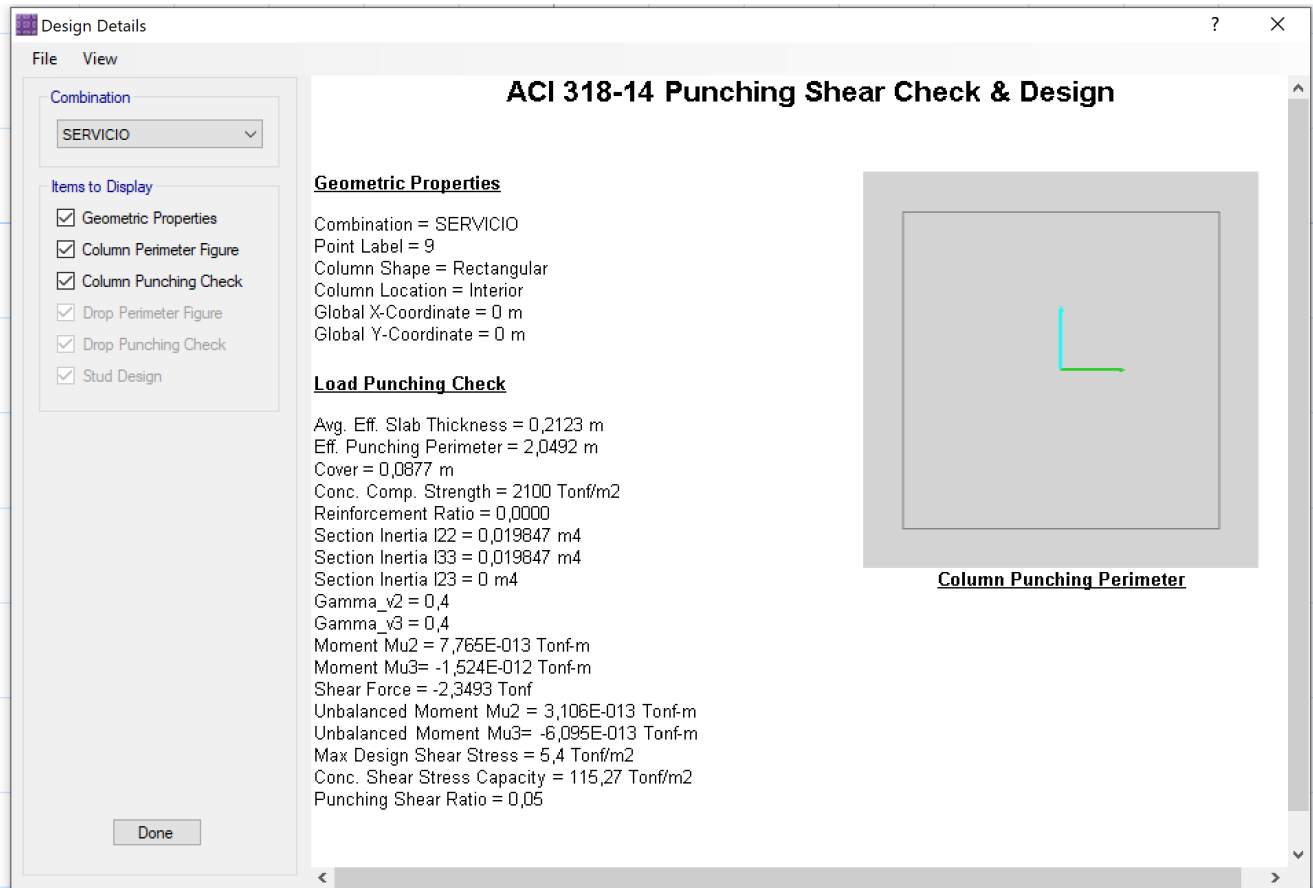


Figura 34. Numero de barras de refuerzo mínimo a usar.



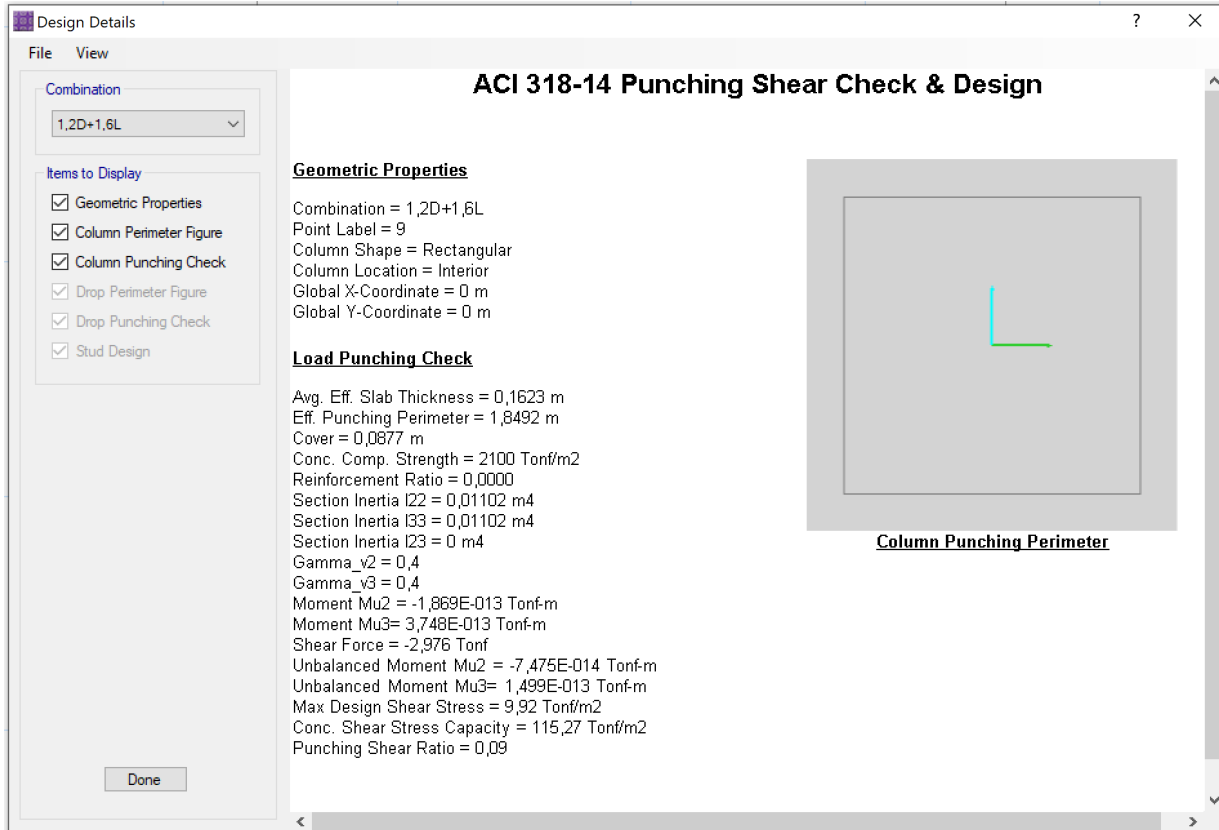
En la figura 35 se puede revisar y verificar los detalles de diseño como son, la combinación de carga, la localización del pedestal, peralte efectivo, perímetro crítico, resistencia a la compresión del concreto para una zapata de espesor de 30 cm.

Figura 35. Detalles de modelación para espesor de 30cm.



Con el objetivo de conocer cuales son los resultados y detalles de diseño para una zapata ajustada a un espesor de 25cm, se realiza el análisis y chequeo de punzonamiento en la figura 36 y se resumen los resultados obtenidos, se puede observar que para las cargas de diseño y con un espesor mínimo de zapata de 25cm el punzonamiento es de 0,09 con lo cual la zapata estaría sobredimensionada, sin embargo, atendiendo lo estipulado en (NSR, 2010, C.15.7), este espesor corresponde al valor mínimo de diseño a usar.

Figura 36. Detalles de modelación para espesor de 25cm.



En la figura 37 el software nos muestra los diagramas de cortante y momento flector para una sección de la cimentación con las propiedades geométricas, las cuales son el ancho de la zapata (1,0m) y el peralte efectivo (0,0081m) y materiales que hemos ingresado al programa son con la resistencia del concreto a la compresión (210kg/cm²), el modulo de elasticidad del concreto (2.153.811Ton/m²) y fluencia del acero de refuerzo (42.000Ton/m²).

Figura 37. Diagramas de momento y cortante.

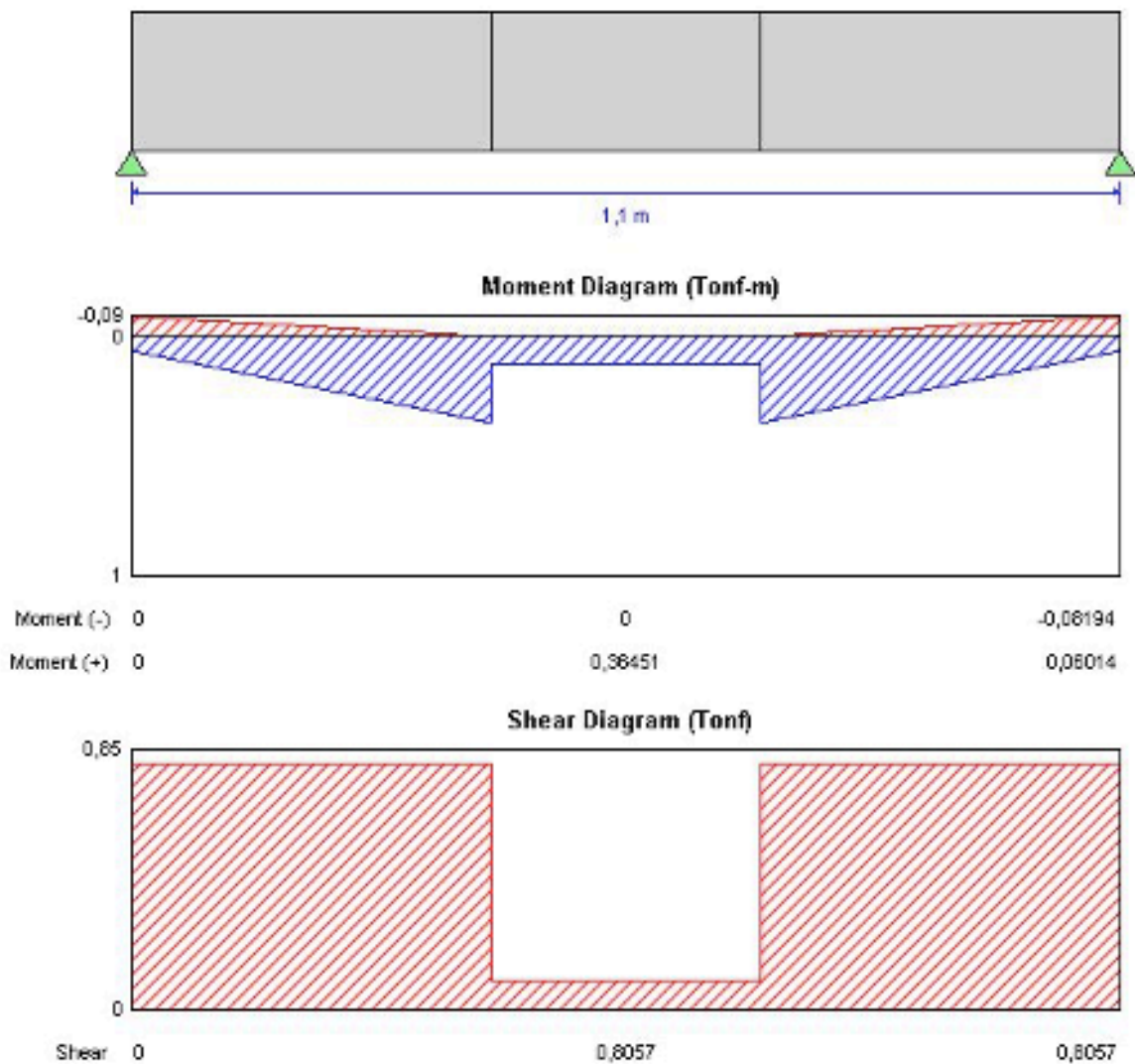
ACI 318-14 Concrete Strip Design

Geometric Properties

Combination = Overall Envelope
 Strip Label = CSA2
 Length = 1,1 m
 Distance to Top Rebar Center = 0,08135 m
 Distance to Bot Rebar Center = 0,08135 m

Material Properties

Concrete Comp. Strength = 2100 Tonf/m²
 Concrete Modulus = 2153811 Tonf/m²
 Longitudinal Rebar Yield = 40788,65 Tonf/m²



18. CONCLUSIONES

1. Durante la exploración del subsuelo se pudo determinar que material predominante en el sitio del proyecto corresponde a un limo arenoso de color café-amarillo claro, con humedad alta, de consistencia media, de densidad suelta. Sobre este material se recomienda cimentar la estructura a una profundidad de 2m.
2. De acuerdo con el plan de ensayos de laboratorio se puede concluir que estos, aunque permitieron obtener información de la zona del proyecto, no son suficientes, es recomendable tener en cuenta ensayos de clasificación además de ensayos de consolidación y de compresión triaxial, con los cuales se puede obtener más información de las características geotécnicas del suelo.
3. La capacidad portante del suelo se calculo bajo dos metodologías, para el desarrollo del presente trabajo se tuvo en cuenta la metodología de Meyerhof ya que en ella se consideran factores de forma, profundidad e inclinación y su resultado fue el mas desfavorable.
4. El calculo de asentamientos permitió establecer que la cimentación experimentara un asentamiento máximo aproximado de 4,54mm, el cual cumple con el máximo permitido de 25 mm (Braja M. Das, 2001 P. 298).
5. Se puede establecer que para las cargas evaluadas esta cimentación esta sobre diseñada, el punzonamiento con un espesor de 30 cm es de aproximadamente un 5% y para un espesor mínimo de 25cm este es de un 9%, pero, según (NSR, 2010, C.15.7), no se recomienda disminuir mas el espesor.
6. Acorde con el análisis de la localización del proyecto, capacidad portante del suelo, estimación de cargas y demás, se plantea una cimentación cuadrada de 1,1m.
7. Con el espesor de zapata inicialmente propuesto de 30 cm la cimentación objeto de este trabajo cumple con los requisitos de diseño, sin embargo, este espesor se puede ajustar hasta un mínimo de 25 cm (NSR, 2010, C.15.7) ya que se debe garantizar un peralte efectivo mayor a 15cm, no obstante, como se trata de un volumen menor se opta por mantener el espesor propuesto en aras de corregir posibles aumentos de carga no previstos y contrarrestar cualquier falla por punzonamiento.

8. En la modelación realizada, empleando el software SAFE se pudo establecer que los esfuerzos ejercidos por las cargas son del orden de 7,1Ton/m² (Fig.30) y la capacidad portante es de 10,73Ton/m², por tanto, el terreno estará trabajando a un 66% aproximadamente.
9. El calculo de momentos permitió establecer un área de refuerzo equivalente a una barra de acero #4, sin embargo, con la imposición del acero mínimo se deben instalar 5#4, en la modelación el resultado fue el mismo, es decir, 5#4.
10. El diseño bajo software representa un avance importante en el manejo de cálculos y representación grafica, sin embargo, es recomendable chequear los resultados con cálculos manuales o compararlos con hojas de calculo, pues en el ingreso de la información se pueden cometer errores que afectan el resultado del diseño.
11. Mediante la ejecución del presente trabajo, se puede establecer y recomendar que la cimentación necesaria para poner en funcionamiento una torre metálica que forma parte del proyecto **CONSTRUCCION DE CAMPO DE ENTRENAMIENTO PARA TRABAJO SEGURO EN ALTURAS EN LA AVENIDA 30 DE AGOSTO # 51-19 DE LA CIUDAD DE PEREIRA-RISARALDA** corresponde la implementación de cuatro zapatas en concreto reforzado de 210kg/cm², de 110x110 cm con un espesor de 30cm, desplantadas a 200cm de profundidad, reforzadas con 5 barras # 4 en ambos sentidos, con un recubrimiento de 7,5cm.

19. BIBLIOGRAFIA

ACI 318. (2014). *ACI 318US-14*.

ASI. (2012). *ASI-180-13.pdf*. 98.

Braja M. Das. (2001). *Fundamentos de Ingeniería y Geotécnica*.

Calavera, J. (2000). *Cálculo de Estructuras de Cimentación* (4ª edición).

CARDER. (2002). *Agenda Ambiental del Municipio de Pereira*.

<http://documentacion.ideam.gov.co/openbiblio/bvirtual/005574/home/Per.pdf>

Crespo Villalaz, C. (2004). Mecánica de suelos y cimentaciones. In *Mecánica de suelos y cimentaciones* (pp. 20–29). <https://stehven.files.wordpress.com/2015/06/mecanica-desuelos-y-cimentaciones-crespo-villalaz.pdf>

Das, B. M. (2001). *Principios de ingeniería de cimentaciones* (International Thomson Editores (ed.); Cuarta edición). PWS Publishing.

Das, B. M. (2011). *Fundamentos-de-Ingeniería-de-Cimentaciones-Braja-M-Das.pdf* (7 edición). Cengage Learning.

García Reyes, L. E. (2013). AUTOCONSTRUCCION CIMENTACIONES. *Journal of Chemical Information and Modeling*, 53(9), 1689–1699.

Herrera, F. (2005). *Cimentaciones superficiales*.

https://www.academia.edu/6619336/CIMENTACIONES_SUPERFICIALES

Hidalgo Bahamontes, Á. (2004). *Construcción de cimientos*. Ediciones,.

Joseph E Bowles, P. . S. (1997). Compressibility of Soil. In The McGraw Hill (Ed.), *Civil Engineering Materials* (quinta edición). https://doi.org/10.1007/978-1-349-13729-9_26

MACG INGENIERIA Y GEOTECNIA. (2021). *Informe de exploración geotécnica*. 19, 44.

Normas, I. (2012). *NORMAS INVIAS*. Cd, 50–150.

NSR. (2010). Diario oficial 47663, NSR-10. *Diario Oficial*, 444.


Ravines Aliaga, J. A. (2017). Capacidad portante de los suelos de fundación, mediante los métodos DPL y corte directo para la ciudad de José Galvez - Celendin - Cajamarca.

Universidad Nacional de Cajamarca. <http://repositorio.unc.edu.pe/handle/UNC/1009>

SAFE, C. (2011). *SAFE Diseño de Losas, Vigas & Fundaciones de Concreto Reforzado y Post-tensado*. 161.

ANEXOS

ANEXO 1. Resultado ensayo compresión inconfiada sondeo 1 muestra 1



MACG INGENIERIA CIVIL SAS
NIT: 900777971-6

COMPRESION INCONFINADA DE SUELOS
INV E- 152

Cliente: MAURICIO BONILLA

Obra : AV 30 DE AGOSTO - 51-19

Ubicación A 1,0 M DE MURO

Descripción LIMO ARENOSO CAFÉ AMARILLOSO CLARO

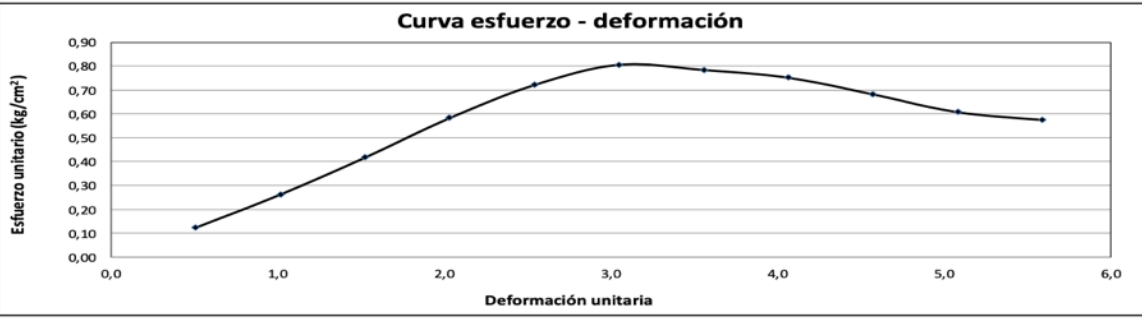
Fecha 3/02/2021

SONDEO 1
Muestra No: 1
Profundidad (mt): 2,65-3,15

LECTURAS DE LA MUESTRA		HUMEDAD NATURAL %		
Diametro inicial de la muestra (cm)	4,93	Tara	40	4
Area inicial de la muestra (cm ²)	19,09	Peso suelo humedo + tara (g)	26,80	26,40
Altura inicial de la muestra (cm)	9,99	Peso suelo seco + tara (g)	18,40	17,50
Volumen de la muestra (cm ³)	190,70	Peso del agua (g)	8,4	8,9
Peso humedo de la muestra (grm)	289,5	Peso tara (g)	8,30	8,10
Densidad humeda de la muestra(gr/cc)	1,52	Ws Peso suelo seco (g)	10,10	9,40
Densidad seca de la muestra (gr/cc)	0,80	W Humedo 100 * Ww/Ws (%)	83,2 %	94,7 %
		Humedad promedio (%)	88,9 %	

Carga Aplicada (kg)	Deformación (0,001")	Deformación unitaria (mm)	Area corregida (cm ²)	Esfuerzo Unitario (kg/cm ²)
2,35	20	0,509	19,10	0,12
5,00	40	1,017	19,10	0,26
7,95	60	1,526	19,11	0,42
11,11	80	2,034	19,12	0,58
13,77	100	2,543	19,13	0,72
15,40	120	3,051	19,14	0,80
14,99	140	3,560	19,15	0,78
14,38	160	4,068	19,16	0,75
13,05	180	4,577	19,17	0,68
11,62	200	5,085	19,18	0,61
11,01	220	5,594	19,19	0,57


Curva esfuerzo - deformación



Observaciones:

MANUEL ALEJANDRO CARVAJAL G
ING. CIVIL TP: 25202-290655 CND

ANEXO 2. Resultado ensayo compresión inconfiada sondeo 1 muestra 2



MACG INGENIERIA CIVIL SAS
NIT: 900777971-6

COMPRESION INCONFINADA DE SUELOS
INV E- 152

Cliente: MAURICIO BONILLA

Obra : AV 30 DE AGOSTO - 51-19 SONDEO 1

Ubicación A 1,0 M DE MURO Muestra No: 2

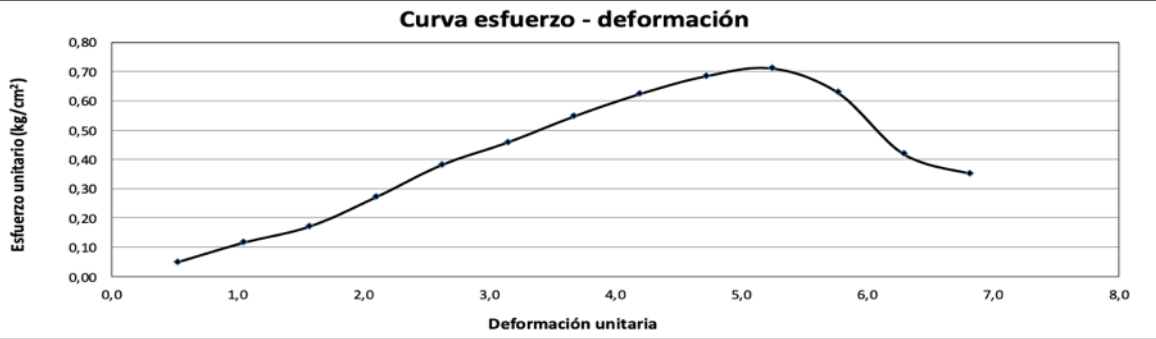
Descripción LIMO ARENOSO CAFÉ AMARILLOSO CLARO Profundidad (mt): 4,0-4,50

Fecha 3/02/2021

LECTURAS DE LA MUESTRA		HUMEDAD NATURAL %		
Diametro inicial de la muestra (cm)	4,84	Tara	82	99
Area inicial de la muestra (cm ²)	18,39	Peso suelo humedo + tara (g)	25,80	26,60
Altura inicial de la muestra (cm)	9,68	Peso suelo seco + tara (g)	17,00	17,50
Volumen de la muestra (cm ³)	178,10	Peso del agua (g)	8,8	9,1
Peso humedo de la muestra (grm)	254,4	Peso tara (g)	8,20	8,30
Densidad humeda de la muestra(gr/cc)	1,43	Ws Peso suelo seco (g)	8,80	9,20
Densidad seca de la muestra (gr/cc)	0,72	W Humedo 100 * Ww/Ws (%)	100,0 %	98,9 %
		Humedad promedio (%)	99,5 %	

Carga Aplicada (kg)	Deformación (0,001")	Deformación unitaria (mm)	Area corregida (cm ²)	Esfuerzo Unitario (kg/cm ²)
0,92	20	0,525	18,40	0,05
2,14	40	1,050	18,41	0,12
3,16	60	1,574	18,42	0,17
5,00	80	2,099	18,43	0,27
7,04	100	2,624	18,44	0,38
8,46	120	3,149	18,45	0,46
10,10	140	3,674	18,46	0,55
11,52	160	4,198	18,47	0,62
12,64	180	4,723	18,48	0,68
13,15	200	5,248	18,49	0,71
11,62	220	5,773	18,50	0,63
7,75	240	6,298	18,51	0,42
6,53	260	6,822	18,52	0,35


Curva esfuerzo - deformación



Observaciones:

MANUEL ALEJANDRO CARVAJAL G
ING. CIVIL TP: 25202-290655 CND

ANEXO 7. Resultado ensayo compresión inconfínada sondeo 2 muestra 1



MACG INGENIERIA CIVIL SAS
NIT: 900777971-6

COMPRESION INCONFINADA DE SUELOS
INV E- 152

MACG INGENIERIA CIVIL SAS
NIT: 900777971-6

Cliete: MAURICIO BONILLA

Obra : AV 30 DE AGOSTO - 51-19

Ubicación EJE LOTE A 1,30 MDE LA CALLE

Descripción LIMO ARENOSO CAFÉ AMARILLOSO CLARO

Fecha 3/02/2021

SONDEO 2

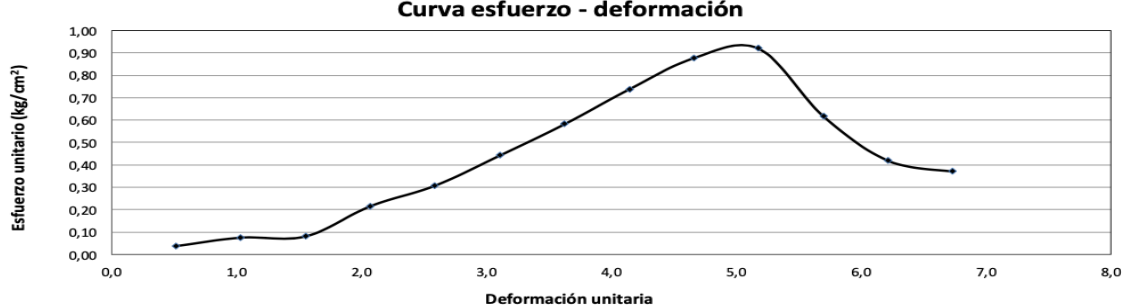
Muestra No: 2

Profundidad (mt): 2,00-2,50

LECTURAS DE LA MUESTRA		HUMEDAD NATURAL %		
Diametro inicial de la muestra (cm)	4,90	Tara	81	4
Area inicial de la muestra (cm ²)	18,85	Peso suelo humedo + tara (g)	24,40	26,20
Altura inicial de la muestra (cm)	9,80	Peso suelo seco + tara (g)	17,10	18,00
Volumen de la muestra (cm ³)	184,80	Peso del agua (g)	7,3	8,2
Peso humedo de la muestra (grm)	260,7	Peso tara (g)	8,30	8,20
Densidad humeda de la muestra(gr/cc)	1,41	Ws Peso suelo seco (g)	8,80	9,80
Densidad seca de la muestra (gr/cc)	0,77	W Humedo 100 * Ww/Ws (%)	83,0 %	83,7 %
		Humedad promedio (%)	83,3 %	

Carga Aplicada (kg)	Deformación (0,001")	Deformación unitaria (mm)	Area corregida (cm ²)	Esfuerzo Unitario (kg/cm ²)
0,71	20	0,518	18,86	0,04
1,43	40	1,037	18,87	0,08
1,53	60	1,555	18,88	0,08
4,08	80	2,073	18,89	0,22
5,81	100	2,592	18,90	0,31
8,36	120	3,110	18,91	0,44
11,01	140	3,629	18,92	0,58
13,97	160	4,147	18,93	0,74
16,62	180	4,665	18,94	0,88
17,44	200	5,184	18,95	0,92
11,73	220	5,702	18,96	0,62
7,95	240	6,220	18,97	0,42
7,04	260	6,739	18,98	0,37

Curva esfuerzo - deformación




The graph plots Unitary Effort (kg/cm²) on the y-axis (0.00 to 1.00) against Unitary Deformation (mm) on the x-axis (0.0 to 8.0). The curve starts at (0.518, 0.04), rises to a peak of 0.92 at 5.18 mm deformation, and then declines to 0.37 at 6.739 mm deformation.

Observaciones:

MANUEL ALEJANDRO CARVAJAL G
ING. CIVIL TP: 25202-290655 CND

ANEXO 4. Resultado ensayo compresión inconfínada sondeo 3 muestra 1



MACG INGENIERIA CIVIL SAS
NIT: 900777971-6

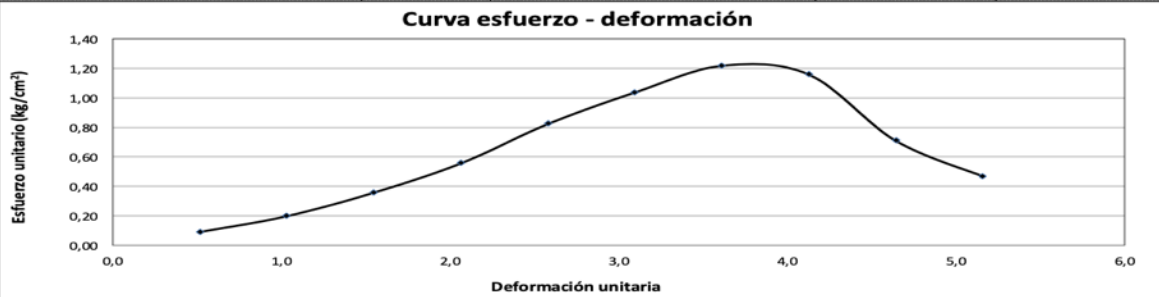
COMPRESION INCONFINADA DE SUELOS
INV E- 152

Cliente: <u>MAURICIO BONILLA</u>	
Obra : <u>AV 30 DE AGOSTO - 51-19</u>	SONDEO <u>3</u>
Ubicación <u>A 2,30 DE LA CASA ENTRADA AL LOTE</u>	Muestra No: <u>1</u>
Descripción <u>LIMO ARENOSO CAFÉ CLARO</u>	Profundidad (mt): <u>3,20-3,70</u>
Fecha <u>3/02/2021</u>	

LECTURAS DE LA MUESTRA		HUMEDAD NATURAL %	
Diametro inicial de la muestra (cm)	4,92	Tara	5
Area inicial de la muestra (cm ²)	19,01	Peso suelo humedo + tara (g)	30,50
Altura inicial de la muestra (cm)	9,84	Peso suelo seco + tara (g)	20,00
Volumen de la muestra (cm ³)	187,08	Peso del agua (g)	10,5
Peso humedo de la muestra (grm)	264,1	Peso tara (g)	8,20
Densidad humeda de la muestra(gr/cc)	1,41	Ws Peso suelo seco (g)	11,80
Densidad seca de la muestra (gr/cc)	0,75	W Humedo 100 * Ww/Ws (%)	89,0 %
		Humedad promedio (%)	88,4 %

Carga Aplicada (kg)	Deformación (0,001")	Deformación unitaria (mm)	Area corregida (cm ²)	Esfuerzo Unitario (kg/cm ²)
1,73	20	0,516	19,02	0,09
3,77	40	1,033	19,03	0,20
6,83	60	1,549	19,04	0,36
10,60	80	2,065	19,05	0,56
15,70	100	2,581	19,06	0,82
19,78	120	3,098	19,07	1,04
23,25	140	3,614	19,08	1,22
22,13	160	4,130	19,09	1,16
13,56	180	4,646	19,10	0,71
8,97	200	5,163	19,11	0,47


Curva esfuerzo - deformación



Observaciones:

MANUEL ALEJANDRO CARVAJAL G
ING. CIVIL TP: 25202-290655 CND

ANEXO 5. Resultado ensayo compresión inconfiada sondeo 4 muestra 1



MACG INGENIERIA CIVIL SAS
NIT: 900777971-6

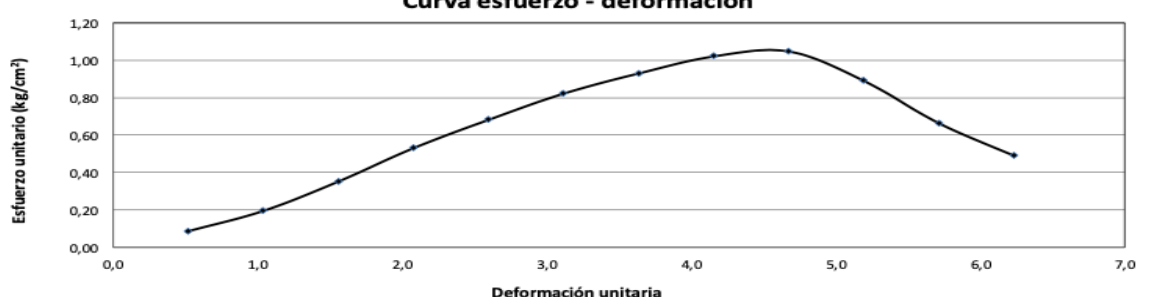
**COMPRESION INCONFINADA DE SUELOS
INV E- 152**

Cliente: <u>MAURICIO BONILLA</u> Obra: <u>AV 30 DE AGOSTO - 51-19</u> Ubicación: <u>EJE LOTE A 2,30 M DE LA CASA</u> Descripción: <u>LIMO ARENOSO CAFÉ AMARILLOSO CLARO</u> Fecha: <u>3/02/2021</u>	SONDEO: <u>4</u> Muestra No: <u>1</u> Profundidad (mt): <u>2,0-2,50</u>
-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-------------------------------------------------------------------------------

LECTURAS DE LA MUESTRA		HUMEDAD NATURAL %		
Diametro inicial de la muestra (cm)	4,89	Tara	4	24
Area inicial de la muestra (cm ²)	18,78	Peso suelo humedo + tara (g)	25,30	25,40
Altura inicial de la muestra (cm)	9,78	Peso suelo seco + tara (g)	17,20	16,80
Volumen de la muestra (cm ³)	183,67	Peso del agua (g)	8,1	8,6
Peso humedo de la muestra (grm)	256,3	Peso tara (g)	8,40	8,10
Densidad humeda de la muestra (gr/cc)	1,40	Ws Peso suelo seco (g)	8,80	8,70
Densidad seca de la muestra (gr/cc)	0,71	W Humedo 100 * Ww/Ws (%)	92,0 %	98,9 %
		Humedad promedio (%) 95,4 %		

Carga Aplicada (kg)	Deformación (0,001")	Deformación unitaria (mm)	Area corregida (cm ²)	Esfuerzo Unitario (kg/cm ²)
1,63	20	0,519	18,79	0,09
3,67	40	1,039	18,80	0,20
6,63	60	1,558	18,81	0,35
9,99	80	2,078	18,82	0,53
12,85	100	2,597	18,83	0,68
15,50	120	3,117	18,84	0,82
17,54	140	3,636	18,85	0,93
19,27	160	4,155	18,86	1,02
19,78	180	4,675	18,87	1,05
16,83	200	5,194	18,88	0,89
12,54	220	5,714	18,88	0,66
9,28	240	6,233	18,89	0,49

Curva esfuerzo - deformación



Observaciones:

MANUEL ALEJANDRO CARVAJAL G
ING. CIVIL TP: 25202-290655 CND

ANEXO 6. Tabla de calculo de espectro de diseño.

Datos		Unidad	REF NSR-2010
Ubicación de la Estructura-CIUDAD	Pereira		
Departamento	Risaralda		
Altura del edificio	6,00	[m]	Título A
Numero de Pisos	2,00		
Tipo de Perfil del Suelo:	D		Tabla A.2.4-3
Grupo de Uso Edificación:	I		A.2.5.1
Sistema estructural de resistencia sísmica	2		Tabla A.4.2-1
Porticos resistentes a momentos de acero estructural que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas y que no estan limitados o adheridos a componentes mas rígidos, estructurales o no estructurales, que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a las fuerzas sísmicas			

Zona de Amenaza Sísmica:	Alta		APÉNDICE A-4
Coefficiente de Aceleracion (Aa):	0,25		APÉNDICE A-4
Coefficiente de Velocidad (Av):	0,25		APÉNDICE A-4
Coefficiente de Amplificación de Sitio (Fa):	1,30		Tabla A.2.4-3
Coefficiente de Amplificación de Sitio (Fv):	1,90		Tabla A.2.4-4
Coefficiente de Importancia (I):	1,00		A.2.5.1
Espectro de Diseño (Sa):	Gráfico		Título A
Período de Vibración Inicial (To):	0,15	[s]	Título A
Período de Vibración Corto (Tc):	0,70	[s]	Título A
Período de Vibración Largo (Tl):	4,56	[s]	Título A

Coefficiente (C _v):	0,072		Tabla A.4.2-1
Exponente (α):	0,8		Tabla A.4.2-1
Período de Vibración Aproximado (Ta = C _v h ^α):	0,30	[s]	Form. A.4.2-3
Coefficiente (C _u):	1,20		Form. A.4.2-2
Tmax= C _u *Ta	0,36	[s]	Form. A.4.2-2

k	1,00		A.4.3.2
---	------	--	---------

Capacidad de Disipación de Energía:	Moderada		
Coefficiente de Capacidad de Disipación de Energía Básico (R ₀):	7,0	ASI 180-13	A.3.3.3-Tabla A.3-3
Coefficiente de Reducción (φ _a):ALTURA	1,0		tabla A.3-7,
Coefficiente de Reducción (φ _p):PLANTA	0,8	4P	tabla A.3-6,FIG A.3-1
Coefficiente de Reducción (φ _r):AUSENCIA REDUNDANCIA	1,0		A.3.3.8.2
Coefficiente de Capacidad de Disipación de Energía de Diseño (R = φ _a φ _p φ _r R ₀):	5,60		form. A.3.3-1

ANEXO 7. Memoria de calculo SAFE.



DISEÑO CIMENTACION

Project Number: 001

Prepared for
UMNG

SAFE Analysis & Design Report

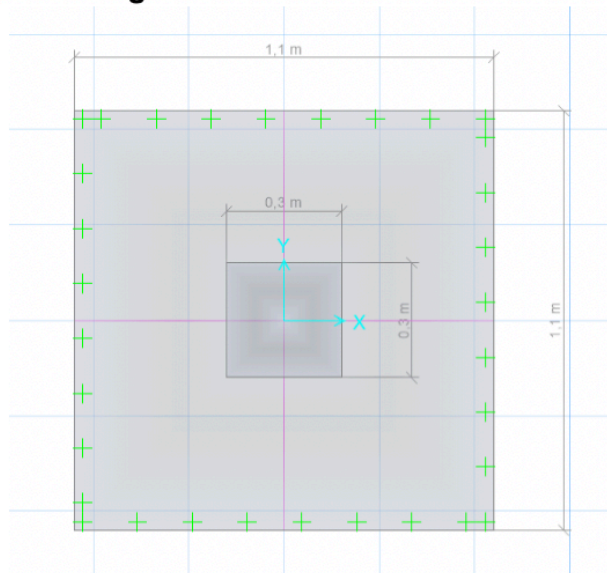
Prepared by
FABIO ESTRADA P

Model Name: DISEÑO ZAPATA B1M AISLADAS.fdb

JULIO 2021

Model Definition

Figure 1: Finite element model



1. Model geometry

This section provides model geometry information, including items such as joint coordinates, joint restraints, and element connectivity.

1.1. Connectivity

Table 1: Concrete Slab Design Summary 02 - Span Definition Data

Table 1: Concrete Slab Design Summary 02 - Span Definition Data								
Strip	SpanID	SpanLength m	StartDist m	EndDist m	GlobalX1 m	GlobalY1 m	GlobalX2 m	GlobalY2 m
CSA2	Span 1	1,10000	0,00000	0,00000	-0,55000	0,00000	0,55000	0,00000
CSB2	Span 1	1,10000	0,00000	0,00000	0,00000	-0,55000	0,00000	0,55000

2. Model properties

This section provides model properties, including items such as material properties, section properties, and support properties.

2.1. Material properties

Table 2: Material Properties 03 - Concrete

Table 2: Material Properties 03 - Concrete

Material	E Tonf/m2	U	A 1/C	UnitWt Tonf/m3	E_c Tonf/m2	LtWtConc	UserModRu p
CON429RIG	30459948,00	0,010000	9,9000E-06	1,0000E-03	4200,00	No	No
CONCRETO 210	2153811,00	0,200000	9,9000E-06	2,4000E+00	2100,00	No	No
CSAC30	2719309,02	0,200000	9,9000E-06	2,4028E+00	3059,15	No	No

Table 3: Material Properties 04 - Rebar

Table 3: Material Properties 04 - Rebar

Material	E Tonf/m2	UnitWt Tonf/m3	E_s Tonf/m2	Fu Tonf/m2
ACERO G60	20000000,00	7,8500E+00	42000,00	63000,00

2.2. Section properties

Table 5: Slab Properties 02 - Solid Slabs

Table 5: Slab Properties 02 - Solid Slabs

Slab	Type	MatProp	Thickness m	Ortho
FOOTING	Footing	CONCRETO 210	0,300000	No
STIFFCOL	Stiff	CON429RIG	0,300000	No

2.3. Support properties

Table 10: Soil Properties

Table 10: Soil Properties

Soil	Subgrade Tonf/m3	NonlinOpt	Color
SOIL	1,0000E+03	Compression Only	Blue

3. Model assignments

This section provides model assignments, including assignments to slabs, beams, and joints.

3.1. Slab assignments

Table 13: Slab Property Assignments

Area	SlabProp
LOAD1	STIFFCOL
FOOTING	FOOTING

3.2. Support assignments

Table 14: Soil Property Assignments

Area	SoilProp
FOOTING	SOIL

4. Model loading

This section provides model loading information, including load patterns, load cases, and load combinations.

4.1. Load patterns

Table 15: Load Patterns

LoadPat	Type	SelfWtMult	GUID
DEAD	DEAD	1,000000	ff71a5ac-b586-4d61-8776-1dd1e76a138f
LIVE	LIVE	0,000000	c3891013-1515-406b-8c3e-e9f9023326cf
SX	QUAKE	0,000000	8eb67b11-ec7d-417e-bf9b-99f575a0f91d
SY	QUAKE	0,000000	c5f37317-5680-4582-af5d-282d6c7a3ae4

Table 16: Load Assignments - Surface Loads

Area	LoadPat	Dir	UnifLoad Tonf/m2	A	B	C
				Tonf/m3	Tonf/m3	Tonf/m2
FOOTING	LIVE	Gravity	0,333	0,0000E+00	0,0000E+00	0,000
FOOTING	DEAD	Gravity	2,410	0,0000E+00	0,0000E+00	0,000
FOOTING	SX	Global X	2,560	0,0000E+00	0,0000E+00	0,000
FOOTING	SY	Global Y	2,560	0,0000E+00	0,0000E+00	0,000

Table 17: Load Assignments - Point Loads, Part 1 of 2

Point	LoadPat	Ex	Ex	Egrav	Mx	My	Mz	XDim
		Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m	m
9	DEAD	0,0000	0,0000	3,0000	0,00000	0,00000	0,00000	0,300000
9	LIVE	0,0000	0,0000	1,5000	0,00000	0,00000	0,00000	0,300000

Table 17: Load Assignments - Point Loads, Part 2 of 2

Point	YDim m
9	0,300000
9	0,300000

4.2. Load cases

Table 18: Load Cases 02 - Static

Table 18: Load Cases 02 - Static		
LoadCase	InitialCond	AType
DEAD	Zero	Linear
LIVE	Zero	Linear
SX	Zero	Linear
SY	Zero	Linear

Table 19: Load Cases 06 - Loads Applied

Table 19: Load Cases 06 - Loads Applied		
LoadCase	LoadPat	SF
DEAD	DEAD	1,000000
LIVE	LIVE	1,000000
SX	SX	1,000000
SY	SY	1,000000

4.3. Load combinations

Table 20: Load Combinations, Part 1 of 2

Table 20: Load Combinations, Part 1 of 2									
Combo	Load	SF	Type	DSSstrength	DSServInit	DSServNorm	DSServLong	AutoDesign	
0,9D+1SX+1SY	DEAD	0,900000	Linear Add.	No	No	No	Yes	No	
0,9D+1SX+1SY	SX	1,000000							
0,9D+1SX+1SY	SY	1,000000							
0,9D+SX	DEAD	0,900000	Linear Add.	No	No	No	Yes	No	
0,9D+SX	SX	1,000000							
0,9D-1SX-1SY	DEAD	0,900000	Linear Add.	No	No	No	Yes	No	
0,9D-1SX-1SY	SY	-1,000000							
0,9D-1SX-1SY	SX	-1,000000							
0,9D-SY	DEAD	0,900000	Linear Add.	No	No	No	Yes	No	
0,9D-SY	SX	-1,000000							
1,2D+1L+1SX	DEAD	1,200000	Linear Add.	No	No	No	Yes	No	
1,2D+1L+1SX	LIVE	1,000000							
1,2D+1L+1SX	SX	1,000000							

Table 20: Load Combinations, Part 1 of 2

Combo	Load	SF	Type	DSStrength	DSServInit	DSServNorm	DSServLong	AutoDesign
1,2D+1L+1S X+0,3SY	DEAD	1,200000	Linear Add	No	No	No	Yes	No
1,2D+1L+1S X+0,3SY	LIVE	1,000000						
1,2D+1L+1S X+0,3SY	SX	1,000000						
1,2D+1L+1S X+0,3SY	SY	0,300000						
1,2D+1L-1S X	DEAD	1,200000	Linear Add	No	No	No	Yes	No
1,2D+1L-1S X	LIVE	1,000000						
1,2D+1L-1S X	SX	-1,000000						
1,2D+1L-1S X-0,3SY	DEAD	1,200000	Linear Add	No	No	No	Yes	No
1,2D+1L-1S X-0,3SY	LIVE	1,000000						
1,2D+1L-1S X-0,3SY	SX	-1,000000						
1,2D+1L-1S X-0,3SY	SY	-0,300000						
1,4D	DEAD	1,400000	Linear Add	No	No	No	Yes	No
1,2D+1.6L	DEAD	1,200000	Linear Add	No	No	No	No	No
1,2D+1.6L	LIVE	1,600000						
SERVICIO	DEAD	1,000000	Linear Add	Yes	Yes	No	No	No
SERVICIO	LIVE	1,000000						

Table 20: Load Combinations, Part 2 of 2

Table 20: Load Combinations, Part 2 of 2

Combo	Notes	GUID
0,9D+1SX+1 SY	Added 01/01/2018 0:14:58	41f1336a-be13-4685-8d4 0-ec5d9ddcd7e5
0,9D+1SX+1 SY		
0,9D+1SX+1 SY		
0,9D+SX	Added 01/01/2018 0:13:59	239e3c1f-83d2-438a-986 1-d15bceace4b4
0,9D+SX		
0,9D-1SX-1S Y	Added 01/01/2018 0:15:44	41f1336a-be13-4685-8d4 0-ec5d9ddcd7e5
0,9D-1SX-1S Y		
0,9D-1SX-1S Y		
0,9D-SY	Added 01/01/2018 0:14:21	239e3c1f-83d2-438a-986 1-d15bceace4b4
0,9D-SY		
1,2D+1L+1S X	Added 01/01/2018 0:11:16	586e83c7-a231-4653-8d 76-90ffbb765971
1,2D+1L+1S X		

Table 20: Load Combinations, Part 2 of 2

Combo	Notes	GUID
1,2D+1L+1S X		
1,2D+1L+1S X+0,3SY	Added 01/01/2018 0:12:41	23fd5cc5-e05d-4b73-92e 9-3e8141259f92
1,2D+1L+1S X+0,3SY		
1,2D+1L+1S X+0,3SY		
1,2D+1L+1S X+0,3SY		
1,2D+1L-1S X	Added 01/01/2018 0:11:41	586e83c7-a231-4653-8d 76-90ffb765971
1,2D+1L-1S X		
1,2D+1L-1S X		
1,2D+1L-1S X-0,3SY	Added 01/01/2018 0:13:28	23fd5cc5-e05d-4b73-92e 9-3e8141259f92
1,2D+1L-1S X-0,3SY		
1,2D+1L-1S X-0,3SY		
1,2D+1L-1S X-0,3SY		
1,4D	Added 01/01/2018 0:10:23	fb5eb59a-66a7-4a2b-918 8-cb94ef3703a4
1.2D+1.6L	Added 01/01/2018 1:06:21	4974c5be-b5dc-4448-a8 63-6636e24508da
1.2D+1.6L SERVICIO	Added 01/01/2018 1:06:39	984f3dcb-2573-458b-809 d-8ba59bce6eed
SERVICIO		

5. Analysis results

5.1. Support results

This section provides support results, including items such as column, support, and spring reactions, .

Table 21: Soil Pressures - Summary

Table 21: Soil Pressures - Summary								
Panel	OutputCase	CaseType	MaxPress Tonf/m2	MinPress Tonf/m2	GlobalXMax m	GlobalYMax m	GlobalXMin m	GlobalYMin m
1	DEAD	LinStatic	-5,552	-5,559	0,15000	0,55000	-0,15000	0,00000
1	LIVE	LinStatic	-1,571	-1,574	0,15000	0,55000	-0,15000	0,00000
1	SX	LinStatic	0,000	0,000	-0,55000	-0,15000	-0,55000	-0,15000
1	SY	LinStatic	0,000	0,000	-0,55000	-0,15000	-0,55000	-0,15000

5.2. Structure results

Table 22: Sum Of Reactions, Part 1 of 2

Table 22: Sum Of Reactions, Part 1 of 2								
OutputCase	CaseType	GlobalFX Tonf	GlobalFY Tonf	GlobalFZ Tonf	GlobalMX Tonf-m	GlobalMY Tonf-m	GlobalMZ Tonf-m	GlobalX m
DEAD	LinStatic	0,0000	0,0000	6,7225	-7,393E-014	1,749E-012	0,00000	0,00000
LIVE	LinStatic	0,0000	0,0000	1,9029	-1,099E-015	4,483E-013	0,00000	0,00000
SX	LinStatic	-3,0976	-3,464E-006	0,0000	0,00000	0,00000	4,246E-006	0,00000
SY	LinStatic	-3,464E-006	-3,0976	0,0000	0,00000	0,00000	5,453E-007	0,00000

Table 22: Sum Of Reactions, Part 2 of 2

Table 22: Sum Of Reactions, Part 2 of 2		
OutputCase	GlobalY m	GlobalZ m
DEAD	0,00000	0,00000
LIVE	0,00000	0,00000
SX	0,00000	0,00000
SY	0,00000	0,00000

Table 23: Nodal Displacements - Summary, Part 1 of 2

Table 23: Nodal Displacements - Summary, Part 1 of 2								
Panel	Node	OutputCase	CaseType	Ux m	Uy m	Uz m	Rx Radians	Ry Radians
1	9	DEAD	LinStatic	0,000000	0,000000	-0,005559	0,000000	0,000000
1	9	LIVE	LinStatic	0,000000	0,000000	-0,001574	0,000000	0,000000
1	5	SX	LinStatic	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000
1	5	SY	LinStatic	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000

Table 23: Nodal Displacements - Summary, Part 2 of 2

Table 23: Nodal Displacements - Summary, Part 2 of 2

Panel	Node	OutputCase	Bz Radians	MaxUzRel m	GlobalX m	GlobalY m
1	9	DEAD	0,000000	6,172E-006	0,000000	0,000000
1	9	LIVE	0,000000	3,152E-006	0,000000	0,000000
1	5	SX	0,000000	0,000000	-0,150000	-0,150000
1	5	SY	0,000000	0,000000	-0,150000	-0,150000

Design

6. Design summary

This section provides design information for beams, strips, and punching checks.

6.1. Preferences

Table 24: Design Preferences 01 - Resistance Factors

Table 24: Design Preferences 01 - Resistance Factors

PhiTen	PhiComp	PhiShear
0,900000	0,650000	0,750000

Table 25: Design Preferences 02 - Rebar Cover - Slabs

Table 25: Design Preferences 02 - Rebar Cover - Slabs

CoverTop	CoverBot	BarSize	InnerLayer	PTCGSTop	PTCGSBotE xt	PTCGSBot nt	SlabType
m	m			m	m	m	
0,075000	0,075000	#4	B	0,025000	0,040000	0,025000	Two Way

Table 27: Design Preferences 04 - Prestress Data

Table 27: Design Preferences 04 - Prestress Data

UserStress	InitConcRat	LLFraction
No	0,800000	0,500000

6.3. Slab design

Table 31: Concrete Slab Design Summary 01 - Flexural And Shear Data, Part 1 of 2

Table 31: Concrete Slab Design Summary 01 - Flexural And Shear Data, Part 1 of 2

Strip	SpanID	Location	FTopCombo	FTopMomen t	FTopArea	FBotCombo	FBotMomen t
				Tonf-m	m2		Tonf-m
CSA2	Span 1	Start		0,00000	0,000000		0,00000
CSA2	Span 1	Middle		0,00000	0,000000	SERVICIO	0,36451
CSA2	Span 1	End	SERVICIO	-0,08194	0,000000	SERVICIO	0,06014
CSB2	Span 1	Start		0,00000	0,000000		0,00000
CSB2	Span 1	Middle		0,00000	0,000000	SERVICIO	0,36451
CSB2	Span 1	End	SERVICIO	-0,08194	0,000000	SERVICIO	0,06014

Table 31: Concrete Slab Design Summary 01 - Flexural And Shear Data, Part 2 of 2

Table 31: Concrete Slab Design Summary 01 - Flexural And Shear Data, Part 2 of 2

Strip	FBotArea m2	VCombo	VForce Tonf	VArea cm2/m	Status	Layer
CSA2	0,000000		0,0000	0,000000	OK	A
CSA2	0,000046	SERVICIO	0,8057	0,000000	OK	A
CSA2	0,000000	SERVICIO	0,8057	0,000000	OK	A
CSB2	0,000000		0,0000	0,000000	OK	B
CSB2	0,000048	SERVICIO	0,8057	0,000000	OK	B
CSB2	0,000000	SERVICIO	0,8057	0,000000	OK	B

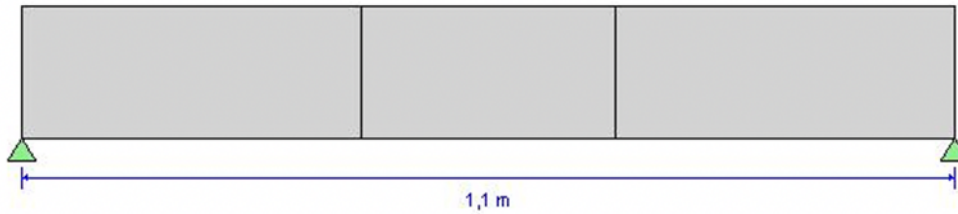
ACI 318-14 Concrete Strip Design

Geometric Properties

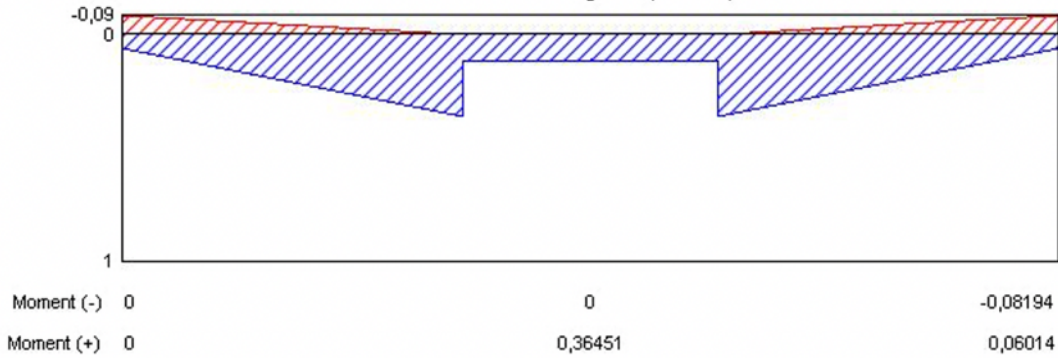
Combination = Overall Envelope
 Strip Label = CSA2
 Length = 1,1 m
 Distance to Top Rebar Center = 0,08135 m
 Distance to Bot Rebar Center = 0,08135 m

Material Properties

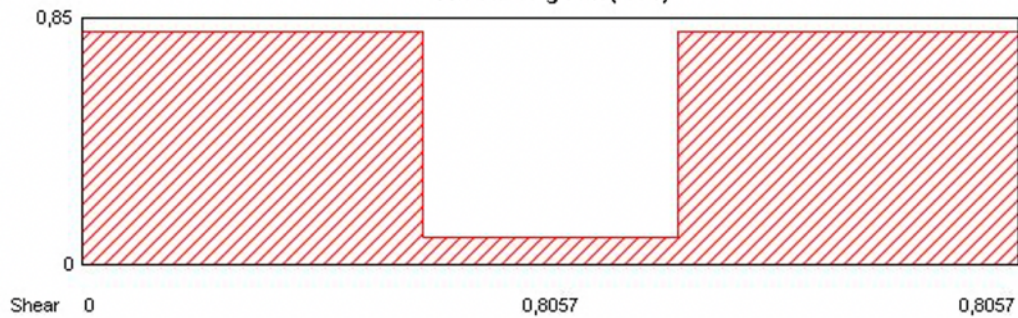
Concrete Comp. Strength = 2100 Tonf/m²
 Concrete Modulus = 2153811 Tonf/m²
 Longitudinal Rebar Yield = 40788,65 Tonf/m²



Moment Diagram (Tonf-m)



Shear Diagram (Tonf)



6.5. Punching check/design

Table 32: Concrete Slab Design 02 - Punching Shear Data, Part 1 of 3

Table 32: Concrete Slab Design 02 - Punching Shear Data, Part 1 of 3

Point	GlobalX m	GlobalY m	ReinfType	Status	Ratio	NumRails	StudPerRail
9	0,00000	0,00000	None	OK	0,046845		

Table 32: Concrete Slab Design 02 - Punching Shear Data, Part 2 of 3

Table 32: Concrete Slab Design 02 - Punching Shear Data, Part 2 of 3

Point	Combo	ShrStrMax Tonf/m2	ShrStrCap Tonf/m2	Gamma_v2	Gamma_v3	Mu2 Tonf-m	Mu3 Tonf-m	Vu Tonf
9	SERVICIO	5,40	115,27	0,400000	0,400000	7,765E-013	-1,524E-012	-2,3493

Table 32: Concrete Slab Design 02 - Punching Shear Data, Part 3 of 3

Table 32: Concrete Slab Design 02 - Punching Shear Data, Part 3 of 3

Point	UnbalMu2 Tonf-m	UnbalMu3 Tonf-m	Depth m	Perimeter m	Location
9	3,106E-013	-6,095E-013	0,212300	2,049200	Interior

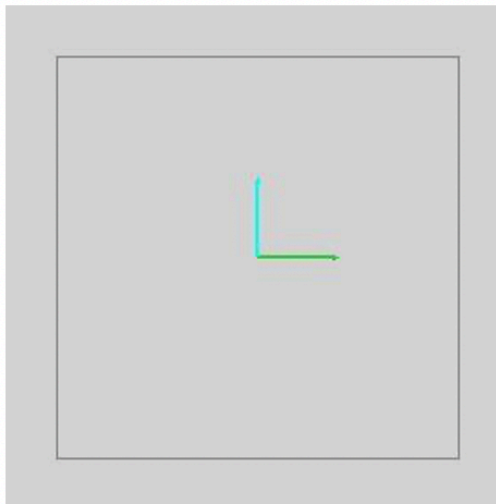
ACI 318-14 Punching Shear Check & Design

Geometric Properties

Combination = 1
 Point Label = 9
 Column Shape = Rectangular
 Column Location = Interior
 Global X-Coordinate = 0 m
 Global Y-Coordinate = 0 m

Load Punching Check

Avg. Eff. Slab Thickness = 0,2123 m
 Eff. Punching Perimeter = 2,0492 m
 Cover = 0,0877 m
 Conc. Comp. Strength = 2100 Tonf/m2
 Reinforcement Ratio = 0,0000
 Section Inertia I22 = 0,019847 m4
 Section Inertia I33 = 0,019847 m4
 Section Inertia I23 = 0 m4
 Gamma_v2 = 0,4
 Gamma_v3 = 0,4
 Moment Mu2 = 7,765E-013 Tonf-m
 Moment Mu3 = -1,524E-012 Tonf-m
 Shear Force = -2,3493 Tonf
 Unbalanced Moment Mu2 = 3,106E-013 Tonf-m



Column Punching Perimeter