

UNIVERSIDAD DE
GUANAJUATO



CAMPUS CELAYA – SALVATIERRA

DIVISIÓN DE CIENCIAS DE LA SALUD E INGENIERÍAS

INGENIERÍA CIVIL

“DISEÑO DE CIMENTACIONES PARA PUENTES EN GUANAJUATO”

TESIS

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

JUAN EDUARDO SALAZAR MARTÍNEZ

DIRECTOR:

DR. HIRAM ARROYO CHÁVEZ

CO-DIRECTOR:

DR. XAVIER CHÁVEZ CÁRDENAS

CELAYA, GUANAJUATO. ENERO 2021

“DISEÑO DE CIMENTACIONES PARA PUENTES EN GUANAJUATO”

TESIS

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

JUAN EDUARDO SALAZAR MARTÍNEZ

DIRECTOR:

DR. HIRAM ARROYO CHÁVEZ

CO-DIRECTOR:

DR. XAVIER CHÁVEZ CÁRDENAS

SINODALES

Ing. Hiram Arroyo Chávez

Ing. Fernando Medina Aguilar

Ing. Cirilo Bermúdez Cervantez

Universidad De Guanajuato
Campus Celaya – Salvatierra
Celaya, Gto.
Enero 2021
México

Índice.

Resumen. _____ Pág.5

Introducción. _____ Pág.6

Capítulo 1. _____ Antecedentes de la investigación. Pág.7

Estado del arte del diseño de cimentaciones superficiales en puentes.

1. Cimentación superficial en puentes.

1.1 Geometría

1.2 Dimensionamiento

1.3 Armado o diseño

1.3.1 Punzamiento o penetración.

1.3.2 Flexión.

1.3.3 Temperatura.

Capítulo 2. _____ Lugar de estudio. Pág.13

2. Datos generales del proyecto.

2.1 Ubicación

2.2 Estratigrafía.

2.3 Rasgos hidrológicos.

2.4 Características ambientales.

2.5 Ubicación del lugar de estudio.

Capítulo 3. _____ Caracterización mecánica del suelo. Pág.19

3. Pruebas de calidad del suelo.

3.1 Pruebas de clasificación de material.

3.1.1 Prueba ASTM D4643-17 (Prueba de contenido de agua).

3.1.2 Pruebas de secado, disgregado y cuarteo de muestra.

3.1.3 Pruebas de granulometría.

3.1.4 Pruebas de límite líquido.

3.1.5 Pruebas de límite plástico.

3.1.6 Clasificación SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos).

3.2 Prueba de compresión triaxial rápida.

3.3 ¿Para qué sirve el Angulo de fricción interna y la cohesión?

3.4 ¿Qué relación tienen los resultados obtenidos de las pruebas de compresión triaxial con la resistencia del suelo?

Capítulo 4. _____ Diseño estructural. Pág. 52

4.1 Proyecto geométrico de puente carretero.

4.2 Análisis de cargas.

4.3 Capacidad de Carga por el método de Terzaghi y Mayerhof.

4.4 Diseño estructural.

4.5 Propuesta de diseño estructural.

Anexos. _____ Resultados de pruebas de mecánica de suelos. Pág. 69

Conclusiones. _____ Pág. 85

Bibliografías. _____ Pág. 95

Resumen

El contenido presentado es básicamente para cimentaciones superficiales por los procedimientos realizados y se espera que sea de gran ayuda para los estructuristas que pretendan realizar cimientos en el estado de Guanajuato, tomando siempre en cuenta que está enfocado a canales o cauces, esto es principalmente con la finalidad de identificar acertadamente un buen diseño de cimentación superficial para el Rio Iaja en el tramo Santa Fe de la Purísima municipio de Cortazar Gto., donde obtuve información mediante las pruebas necesarias de mecánica de suelos, siempre y cuando cumplieran con las normas éticas. Del tal modo para poder así presentar un modelo de estructuración que se pueda aplicar en el tramo mencionado, y así de esta manera poder tener un diseño que sirva como base en un futuro en la construcción o investigación de las siguientes etapas del proyecto del puente carretero en este tramo.

El diseño se obtendrá partiendo de los resultados del estudio de mecánica de suelos arrojados de cada sondeo del sitio en donde se ubicaran las pilas y/o columnas de la estructura, este estudio se realiza mediante las siguientes pruebas: granulometría, límites de Atterberg, compresión triaxial, de donde se obtendrán datos esenciales para saber el comportamiento del suelo en esa zona en específico (Resistencia del suelo), una vez realizadas estas pruebas se obtendrá la capacidad de carga del suelo y de la estructura el análisis de bajada de cargas.

El análisis de cargas será basado en una estructura proyectada en base a conocimientos obtenidos y diseños de puentes cercanos que se han construido en el Rio Iaja para fines de investigación ya que esta será la primera etapa de una propuesta de un puente en la comunidad, posteriormente se procederá al pre dimensionamiento de la zapata superficial siempre y cuando cumpla con las normas de seguridad, una vez realizado lo anterior se pretenderá dar el modelo de diseño para ver sus comportamientos ante las cargas aplicadas, gastos de aguas máximas extraordinarias, entre otros factores y así poder seleccionar el mejor armado y diseño estructural de cimiento, no dejando atrás el diseño arquitectónico para dar una vista agradable a los usuarios que en su momento lo transiten, de esa manera se obtendrá un mejor confort entre los peatones.

Introducción

Aquí presento el pre dimensionamiento de la cimentación superficial para el puente en el Rio Laja, tramo; Cortazar - Celaya, Santa Fe de La Purísima, estado de Guanajuato, Cabe mencionar que para esta investigación se trataron varias etapas de diseño, para este proyecto de puente carretero, las cuales se clasificaron de la siguiente manera para fines prácticos de investigación; etapa uno: Revisión del lugar, Mecánica de suelos y pre dimensionamiento de cimentación, etapa dos: Diseño estructural de cimentación y pilas, etapa tres: Diseño estructural de superestructura. Para esta investigación solo tratare la primera etapa de la investigación, dejado abierto a retomar las siguientes etapas en un futuro.

Para entender un poco más sobre el tema de cimentaciones, me he tomado el tiempo de mencionar que este ha sido de gran importancia en la construcción y diseño de cimientos para puentes, por ser la base de toda construcción, ya que ha brindado vastos conocimientos que muestran el comportamiento del suelo una vez que se han sometido a diferentes cargas que se presenten, de esta manera se puede realizar una buena estructuración o armado de una cimentación y evitar fallas o en los peores casos, colapsos.

Con base a lo mencionado es importante realizar las pruebas necesarias de campo, mediante el estudio de mecánica de suelos siempre y cuando cumplan los requisitos requeridos del reglamento de normas de seguridad y poder realizar una cimentación adecuada para cargas y arrastres que puede llevar el rio o canal u otros factores que se puedan presentar.

Fui realizando las pruebas de mecánica de suelo para la estructura propuesta y obteniendo la capacidad de carga del suelo y a su vez las cargas que bajan a la cimentación, una vez hecho todo esto se pudo realizar la propuesta adecuada y así poder presentarla como el pre-dimensionamiento de la cimentación superficial del proyecto del puente carretero o en algunos puentes similares e iguales que cumplan con las mismas características de este estudio.

CAPÍTULO I

Antecedentes de la investigación

Estado del arte del diseño de cimentaciones superficiales en puentes

Importancia de la cimentación: La cimentación son losas de concreto armado que se encuentran en contacto directo con el subsuelo y tiene una gran importancia en el diseño de estructuras ya que nos permiten transmitir las cargas que se reciben de la superestructura de una manera uniforme al subsuelo.

“El objetivo que tienen este tipo de estructuras es transmitir las cargas de la superestructuras y el peso propio de las mismas al terreno, pero presentan otras funciones como apoyar a la construcción, distribuir adecuadamente las cargas considerando, un factor de seguridad adecuado entre la estructura de cimentación y el suelo, limitar los asentamientos totales y diferenciales con la finalidad de controlar los daños en la estructura así como en las construcciones adjuntas y mantener la posición vertical de la estructura ante los diferentes tipos de acciones.” (Magdaleno, 2015)

Se cuentan con dos tipos de cimentación que son:

- Cimentaciones superficiales
- Cimentaciones profundas

Para este proyecto se trabajara con **cimentación superficial** para fines prácticos.

1. Cimentación superficial en puentes

“La selección del tipo de cimentación depende fundamentalmente del tipo de construcción, de las cargas o acciones que actúan sobre de ella y del terreno donde se va a ubicar. Se dice que la elección de una cimentación debe estar basada en los conocimientos técnicos y el buen criterio del ingeniero, lo segundo es una cualidad que se desarrolla después de varios años de experiencia.” (Magdaleno, 2015)

Zapatas aisladas: Son bases de concreto hidráulico o mampostería ya sea cuadradas, rectangulares o circulares que permiten transmitir uniformemente las cargas al sub-suelo que reciben de la estructura.

En otras palabras: *“Consiste en bases rígidas de mampostería o concreto, que reciben individualmente las cargas de cada columna o elemento estructural. Su forma en planta puede ser*

circular, cuadrada o rectangular, donde la longitud (L) no exceda de cinco veces el ancho (B).” (SCT, 2018) De la Norma **N-PRY-CAR-8-01-001/18**.

1.1 Geometría

La cimentación superficial para puentes, como lo marcan la norma **N-PRY-CAR-8-01-002 Selección del Tipo de Cimentación Superficial**, de la Secretaria de Comunicaciones y Transportes (SCT, 2018). La geometría o tipo de sección dependerá del diseño del proyectista o las condiciones en las que se pretenda realizar dicha obra, estas secciones varían en sus dimensiones que van desde formas cuadradas, rectangulares o circulares, donde en ocasiones se utilizan

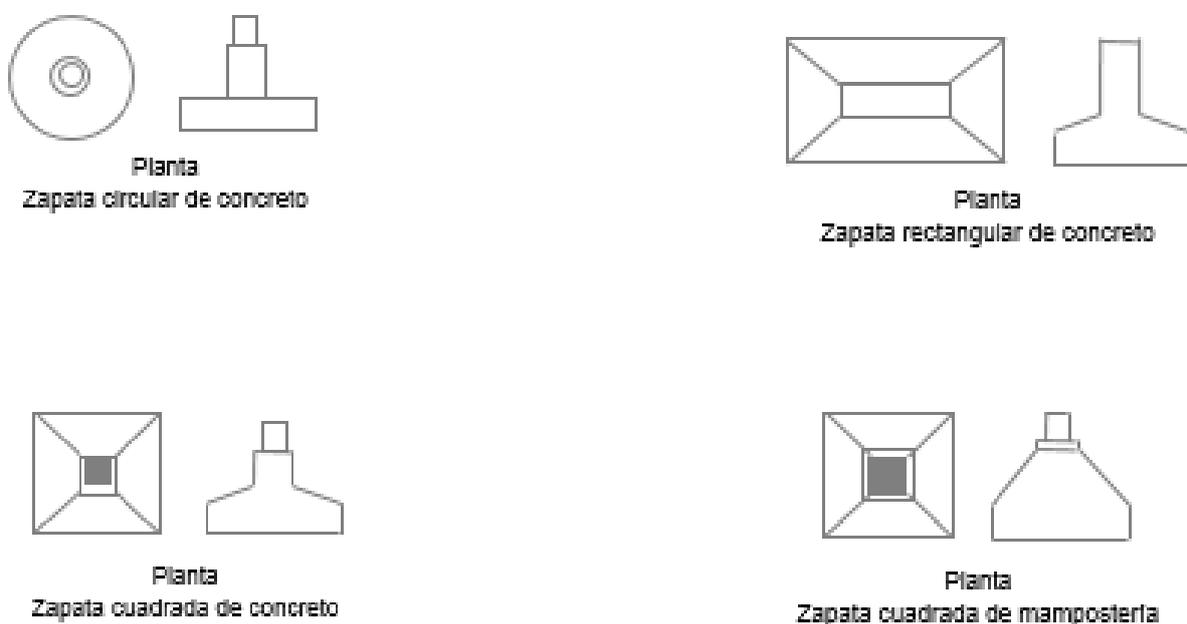


Fig. 1.1 Zapatas Aisla

Comúnmente las zapatas aisladas, suelen tener espesores de losas constantes por la facilidad de trabajo a la hora de armarlas en campo, aunque también se podrían utilizar zapatas escalonadas o con declives, las cuales se pueden emplear si los espesores calculados son mayores a 3 o 4 pies (91.44 o 121.92 cm) como lo marca ACI. A continuación se muestran las zapatas mencionadas. (JACK C. McCORMAC, 2011)

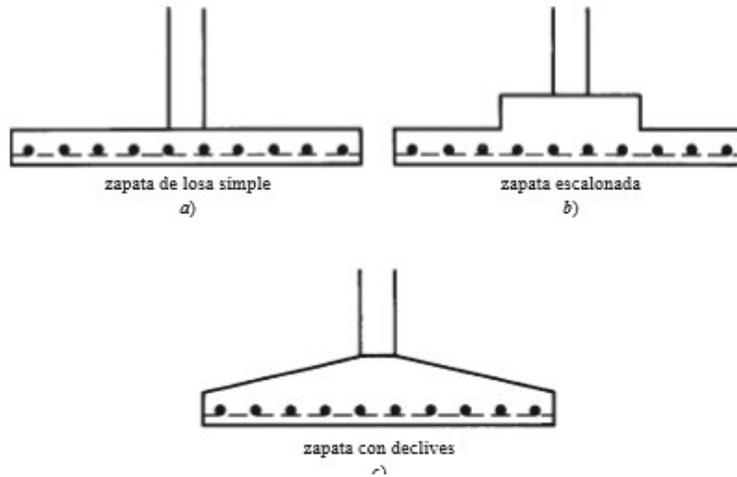


Fig. 1.2 Zapatas Aisladas cuadradas o rectangulares

1.2 Dimensionamiento

El dimensionamiento de la zapata aislada dependerá de dos resultados:

1. Bajada de Cargas de la estructura a la cimentación.
2. Resultados del análisis de mecánica de suelos.

Las pruebas de compresión triaxial hechas a los sondeos obtenidos en campo de cada pila nos ayudaran a obtener la capacidad de carga última resistente del suelo en el cual se encuentra el proyecto.

La bajada de cargas de la estructura nos ayudara a obtener las cargas que llegaran a la zapata.

Con base en los resultados anteriores podremos dimensionar la zapata aislada.



Fig. 1.3 Dimensionamiento de Zapata Aislada

1.3 Armado o diseño

Armado de cimentación superficial marcadas por la norma de la Secretaria de Comunicaciones y Transportes (SCT, 2018).

Para el armado o diseño de una zapata aislada deben considerarse varios puntos o aspectos como lo son:

- ❖ Puzamiento o penetración.
- ❖ Flexión.
- ❖ Temperatura

1.3.1 Punzamiento o penetración

También conocido como esfuerzo al cortante en dos sentidos, en este caso la carga de la columna que baja se distribuye en toda la losa de la zapata, en la cual se genera una sección crítica donde actuara el esfuerzo cortante máximo como punzamiento, la sección más crítica está localizada a una distancia de $d/2$ como lo menciona la norma de construcción.

“La carga de compresión de la columna tiende a extenderse en la zapata, oponiéndose a la tensión diagonal en esa zona, con el resultado de que una columna cuadrada tiende a perforar una porción de losa, que tiene la forma de una pirámide truncada. El código ACI (11.11.1.2) establece que la sección crítica para el cortante en dos sentidos se localiza a una distancia $d/2$ de la cara de la columna”. (JACK C. McCORMAC, 2011).

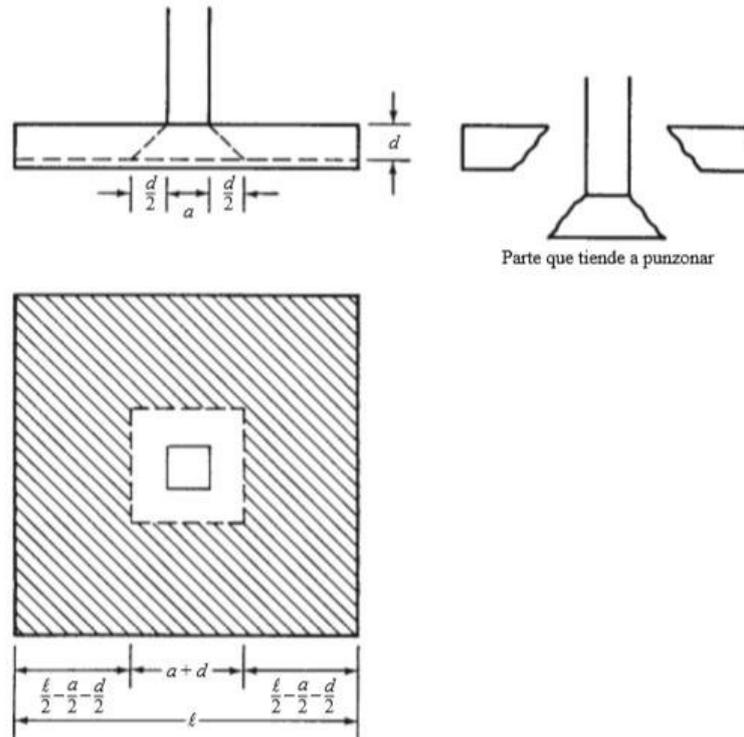


Fig. 1.4 Punzamiento o cortante en dos direcciones.

1.3.2 Tensión diagonal

“En una zona cercana al paño de la columna o muro que llega a la zapata se puede presentar una falla por tensión diagonal, ocasiona está a su vez por esfuerzo cortante. Esta revisión se lleva a cabo verificando que la fuerza cortante ultima a una distancia d del paño de la columna sea menor que la fuerza cortante resistente.” (JACK C. McCORMAC, 2011)

1.3.3 Flexión

Flexión: La flexión se presenta como una deformación longitudinal en las losas de cimentación, estas deformaciones se originan por las cargas aplicadas a losas con longitudes mayores a lo soportado o en otros casos con refuerzos mínimos y espesores pequeños aunque dependiendo mucho de la carga aplicada.

Aquí se muestra la deformación:

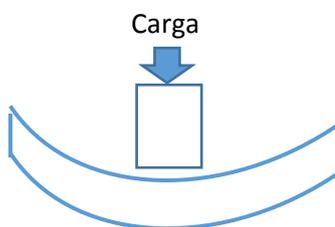


Fig. 1.5 Deformación longitudinal

Nota: La deformación que se muestra en la figura 1.5 es un claro ejemplo de la forma que toma al ser sometida a cargas muy altas en relación a los espesores y longitudes de losa.

1.3.2 Temperatura:

Temperatura: Las deformación por temperatura suelen presentarse por climas muy frío o muy calientes donde se presenta un expansión de volumen en el material lo cual puede provocar fisuras en las losas, para ello es recomendable un refuerzo que absorberá estos cambios volumétricos y evitara problemas.

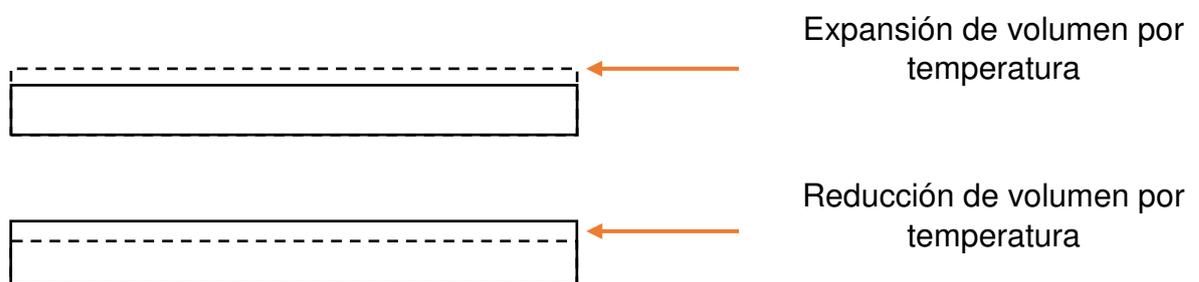


Fig. 1.6 Cambio de volúmenes en losas por temperatura

CAPÍTULO II

Lugar de estudio

2. Datos generales del proyecto.

2.1 Ubicación

El estudio se realizó en la localidad de **Santa Fe de la Purísima** la cual es algo pequeña, comparada con el territorio del municipio de Cortázar (en el Estado de Guanajuato México), esta comunidad colinda con Merino del lado este, Bellavista del lado oeste, Palmita de san Gabriel y San Isidro de Crespo al sureste.

La comunidad de Santa Fe de la Purísima se encuentra en las coordenadas GPS:

❖ Longitud (dec): **-100.891389** Latitud (dec): **20.495556**

Santa Fe de la Purísima está a 1742 metros de altitud a nivel del mar.

A continuación se muestra una breve descripción de las comunidades que colindan con Santa Fe de la Purísima municipio de Cortázar Gto., y las cuales serán beneficiadas.

LOCALIDADES	DESCRIPCION
Santa Fe de la Purísima	La población total de Santa Fe de la Purísima es de 1030 habitantes, en la localidad hay 499 hombres y 531 mujeres. La relación de mujeres/hombres es de 1,064, y el índice de fecundidad es de 2,84 hijos por mujer. Del total de la población, el 3,59% proviene de fuera del Estado de Guanajuato. El 8,83% de la población es analfabeta (el 7,01% de los hombres y el 10,55% de las mujeres). El grado de escolaridad es del 6.24 (6.68 en hombres y 5.83 en mujeres).
Merino	La localidad de Merino es una comunidad perteneciente al municipio de Cortázar Gto., con 1044 habitantes ubicado a una altitud de 1740 metros nivel del mar.
Bellavista	La localidad de Bellavista es una comunidad perteneciente al municipio de Cortázar Gto., con 499

	habitantes ubicado a una altitud de 1747 metros nivel del mar.
Palmita de San Gabriel	La localidad de La Palmita de San Gabriel es una comunidad perteneciente al municipio de Celaya Gto., con 1167 habitantes ubicado a una altitud de 1744 metros nivel del mar.
Sauz de Merino	La localidad de El Sauz de Merino es una comunidad perteneciente al municipio de Cortázar Gto., con habitantes ubicado a una altitud de metros nivel del mar.
San Isidro de Crespo	La localidad de San Isidro de Crespo (Segunda Fracción de Crespo) es una comunidad perteneciente al municipio de Celaya Gto., con 3711 habitantes ubicado a una altitud de 1748 metros nivel del mar.
Total de habitantes	7,451 habitantes

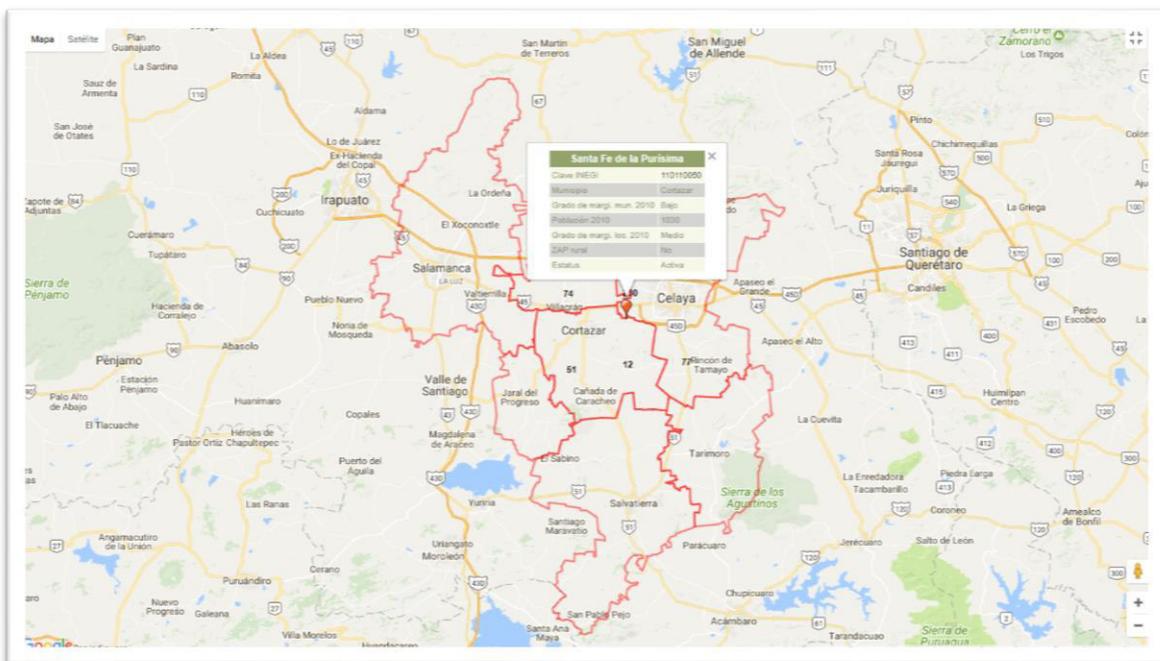


Fig. 2.1 Localización de la comunidad de Santa Fe de la Purísima, Cortázar.

2.2 Estratigrafía

La clasificación del suelo más común en el municipio suele tener una *“estructura de agregados en forma de bloques y consistencia de muy firme a firme, con textura de arcillo limosa a arcillo arenosa y pH de 6.8 a 8.9 de origen aluvio coluvial”* (Gobierno del Estado, 2010)

Para la estratigrafía se realizaron las pruebas de clasificación de material en el lugar de estudio (Rio Laja, tramo; Santa fe de la Purísima municipio de Cortázar. Gto.), con el fin de saber los tipos de material que se encuentran en el lugar. Esta estratigrafía se muestra más adelante en el apartado de clasificación.

2.3 Rasgos hidrológicos

Los rasgos hidrológicos analizan dos conceptos que lo son: Inundación pluvia e Inundación fluvial.

Inundación pluvial: Aquella que se produce por la acumulación de agua de lluvia, nieve o granizo en áreas de topografía plana, que normalmente se encuentran secas, pero que han llegado a su máximo grado de infiltración y que poseen insuficientes sistemas de drenaje natural o artificial.

Inundación fluvial: Desbordamiento de las aguas del cauce normal del río, cuya capacidad ha sido excedida o las que invaden sus planicies aledañas normalmente libres de agua.



Fig. 2.2 Presa Neutla

En el Municipio afecta el agua de las presas, Allende y las ubicadas en el estado de Querétaro, que por su sobre almacenamiento, CONAGUA arroja agua controlable al cauce del Río Laja.

Rio Laja: *“Cuenta con área de captación de 7,958 km² y corresponde al límite oriental del área de estudio, recibe como afluentes al Rio Querétaro y al Arroyo Nautla. Finalmente, el Rio Laja desemboca al Rio Lerma, el cual circula en el extremo sur de la zona Celaya, donde sus escurrimientos continúan hacia el poniente para más adelante desembocar en la Laguna de Chapala”* (Gobierno del Estado, 2010)

El Rio Laja atraviesa por el Norte al de la comunidad de Santa fe de la Purísima teniendo como afluente al arroyo de menor importancia, la comunidad de Merino que colinda al este.

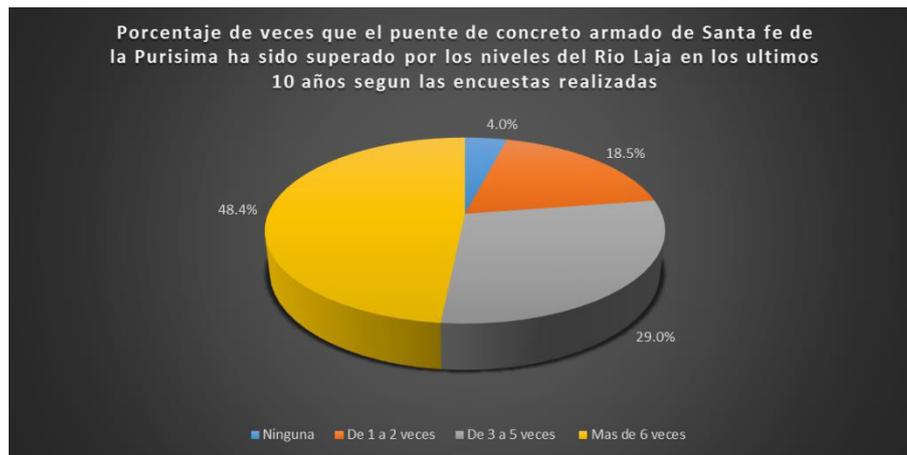


Fig. 2.3. Grafica estadística en porcentajes del aumento de agua basada en encuestas aplicadas a habitantes de las comunidades aledañas al lugar de estudio

Vulnerabilidad

En el municipio de Cortázar se encuentran varios puntos señalados como vulnerables, pero aquí solo mencionaremos a la comunidad de Santa fe de la Purísima. *En años pasados se tuvo la contingencia por cierre del dren el cual sobrepaso el nivel y el agua desbordo hacia las parcelas provocando que el agua corriera hacia las casas y avenida principal de la comunidad de Santa Fe de la Purísima.* Lo que es un gasto más al cauce que se debe de tomar en cuenta.



Fig.2.4 Comunidad de Santa Fe de La Purísima

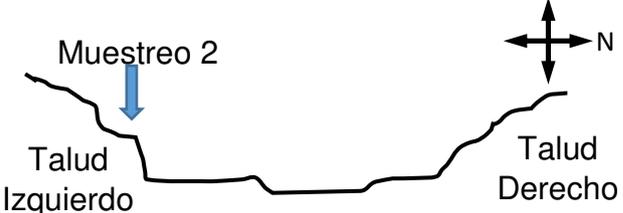
2.4 Características ambientales

“Clima: *El clima que predomina en el municipio es semicálido subhúmedo con lluvias en verano. La temperatura media anual es de 19.3 °C, siendo la mínima de 1.1 °C y la máxima de 36.2 °C. La precipitación pluvia promedio es de 630 milímetros anuales. (Gobierno del Estado, 2010)*

“Flora: En el municipio crecen diversas especies forrajeras, tales como navajita, zacatón, pata de gallo, flechilla, tres barbas, lanudo y temprano. También hay huizaches, nopales y largoncillo. El mezquite es una especie muy común en toda la región.” (Gobierno del Estado, 2010)

2.5 Ubicación del lugar de estudio.

La ubicación de muestreos y sondeos obtenidos en el Rio Laja tramo Celaya – Cortazar para el estudio de cimentación superficial se muestran a continuación en la siguiente tabla.

Tabla. 2.2 Ubicación de muestreo y sondeos para estudio de mecánica de suelos		
Muestreo y sondeo	Fotografía del lugar	Croquis del perfil del Rio Laja, Santa Fe de la Purísima. Cortazar, Gto.
<p>Muestra 1 Ubicado en el talud izquierdo, hacia lado sur.</p>		 <p>Muestreo 1</p> <p>Talud Izquierdo</p> <p>Talud Derecho</p> <p>Compass rose with N pointing right.</p>
<p>Muestra 2 Ubicado en el talud izquierdo, hacia lado sur.</p>		 <p>Muestreo 2</p> <p>Talud Izquierdo</p> <p>Talud Derecho</p> <p>Compass rose with N pointing up.</p>
<p>Muestra 3 Ubicado en el talud izquierdo, hacia lado sur.</p>		 <p>Muestreo 4</p> <p>Talud Izquierdo</p> <p>Talud Derecho</p> <p>Compass rose with N pointing left.</p>
<p>Muestra 4 Ubicado en el talud izquierdo, hacia lado sur.</p>		 <p>Muestreo 4</p> <p>Talud Izquierdo</p> <p>Talud Derecho</p> <p>Compass rose with N pointing left.</p>

<p>Muestra 5 Ubicado en el centro del cauce.</p>		 <p>A cross-section diagram of a river channel. At the top left is a north arrow labeled 'N'. The channel is shown with a central bed and two sloping banks. The left bank is labeled 'Talud Izquierdo' and the right bank is labeled 'Talud Derecho'. In the center of the channel bed, there is a blue arrow pointing downwards, labeled 'Muestreo 5'.</p>
<p>Sondeo 1 Ubicado en el talud izquierdo, hacia lado sur.</p>	 <p>Two photographs showing a person in a trench on the left bank of a river. The left photo shows a person in a light blue shirt and white hat working in a deep, narrow trench. The right photo shows a close-up of the soil in the trench, which appears to be a mix of sand and silt.</p>	 <p>A cross-section diagram of a river channel, similar to the one above. It includes a north arrow labeled 'N'. The left bank is labeled 'Talud Izquierdo' and the right bank is labeled 'Talud Derecho'. On the left bank, there is a black arrow pointing downwards into the soil, labeled 'Sondeo 1'.</p>
<p>Sondeo 2 Ubicado en el talud derecho, hacia el lado norte.</p>	 <p>Two photographs showing a person in a trench on the right bank of a river. The top photo shows a wide view of a river with a rocky bed and a person standing on the bank. The bottom photo shows a person in a dark shirt standing in a deep trench on the right bank, looking towards the camera.</p>	 <p>A cross-section diagram of a river channel, similar to the others. It includes a north arrow labeled 'N'. The left bank is labeled 'Talud Izquierdo' and the right bank is labeled 'Talud Derecho'. On the right bank, there is a black arrow pointing downwards into the soil, labeled 'Sondeo 2'.</p>

CAPÍTULO III

Caracterización de mecánica del suelo.

La mecánica de suelos es de gran importancia hoy en día ya que al paso de los años las obras de construcción han ido en aumento, con lo cual también las dimensiones y pesos de tales proyecto constructivos, lo que nos ha hecho realizar más estudios detallados del tipo de material en el cual se desplaten y saber el comportamiento que tendrán una vez que los pesos actúen sobre el terreno, todo esto con el fin de optimizar las cimentaciones de cada estructura que se esté realizando.

3. Pruebas de calidad del suelo.

Las pruebas de calidad se llevan a cabo mediante un registro de resultados de estudio de mecánica de suelos, donde se lleva un control de anotaciones de datos obtenidos en laboratorio de cada material que se está analizando o estudiando, con el fin de saber todas sus características y comportamientos, que ayudaran al dimensionamiento de la zapata aislada superficial.

Con los resultados obtenidos se lleva un mejor control de los tipos de material como se menciona anteriormente, además con los datos se puede dar una mejor propuesta de zapata aislada para el proyecto que se pretenda realizar con el fin de minimizar gastos y procesos constructivos en campo.

Estas pruebas de calidad se constituyen de otras pruebas como los son: pruebas de humedad, granulometría, compresión triaxial, clasificación, Límites de Atterberg entre muchas otras que no se llevaran a cabo en esta investigación para fines prácticos del estudio que se pretende realizar.

3.1 Pruebas de clasificación de material.

3.1.1 Prueba ASTM D4643-17 (Prueba de contenido de agua).

Las pruebas de humedad tienen la finalidad de saber el porcentaje exacto de la humedad que presenta el material de estudio. El conocimiento de los contenidos de agua de sitio de los suelos, son esenciales para poder realizar muchas pruebas como lo son Límites de Atterberg, Triaxial y entre muchas más, se podría decir en pocas palabras que es el inicio de las pruebas para poderlas llevar a cabo.

Una vez obtenido la muestra del sondeo y protegerla con plástico para que no pierda humedad se realiza lo siguientes pasos para dicha prueba.



Fig. 3.1 Sondeo



Fig. 3.2 Sondeo 1 agrietado al momento de labrarse.

Se extrajo una porción de material del sondeo que se muestra en la figura 3.2 para realizar la prueba ASTM D4643-17 (Prueba de contenido de agua).

1. Se pesa la charola donde se colocara el material.
2. Se tomaron 500 gr de material de la muestra para esta prueba.
3. Se colocan en la charola.
4. Se pesa el material con charola.



Fig. 3.3 Peso húmedo de material para prueba ASTM.

5. Se meten al horno 24 horas para su secado o se pone en estufa hasta que pierda la humedad y se comprueba con un lente de cristal.



Fig. 3.4 Material expuesto a calor para la pérdida de humedad.

6. Se pesa el material con charola



Fig. 3.5 Peso seco del material.

7. Se calcula el contenido de humedad de la muestra, mediante la siguiente fórmula:

$$W = \frac{W1-W2}{W2-Wt} \times 100 = \frac{Ww}{Ws} \times 100$$

- W = Es el contenido de humedad, (%)
- Ww = Peso del agua.
- Ws = Peso seco del material
- $W1$ = Es el peso de tara más el suelo húmedo, en gramos
- $W2$ = Es el peso de tara más el suelo secado en horno, en gramos:
- Wt = Es el peso de tara, en gramos

Nota: Con los pasos anteriores podemos obtener cualquier humedad de material en cualquier punto.

Esta prueba también se realizó para cada muestra y sondeo mencionados o realizados en campo, para saber el contenido de agua en los límites plásticos.

Los datos que se muestran a continuación fueron obtenidos del sondeo, utilizados para obtener la humedad natural que se necesita para nuestra prueba de compresión triaxial, con la cual se obtendrá el espécimen que será sometido a carga.

Humedad natural para remoldeo de muestra

W_t = Peso de tara (gr) = **23.50 gr**

W_1 = Peso de tara + el suelo húmedo (gr) = **102.50 gr**

W_2 = Peso de tara + el suelo secado en horno (gr) = **86.20 gr**

$$W = \frac{W_1 - W_2}{W_2 - W_t} \times 100 = \frac{W_w}{W_s} \times 100$$

$$W = \frac{W_1 - W_2}{W_2 - W_t} \times 100 = \frac{102.50 \text{ gr} - 86.20 \text{ gr}}{86.20 \text{ gr} - 23.50 \text{ gr}} \times 100 = \mathbf{25.84 \%}$$

W_w = Peso del agua (gr) = $W_1 - W_2 = 102.5 \text{ gr} - 86.20 \text{ gr} = \mathbf{16.20 \text{ gr}}$

W_s = Peso seco del material (gr) = $W_2 - W_t = 86.20 \text{ gr} - 23.50 \text{ gr} = \mathbf{62.70 \text{ gr}}$

$$W = \frac{W_w}{W_s} \times 100 = \frac{16.20 \text{ gr}}{62.70 \text{ gr}} = \mathbf{25.84 \%}$$

3.1.2 Prueba de secado, disgregado y cuarteo de muestra.

Este tipo de prueba nos permitirá obtener las cantidades adecuadas para realizar las siguientes pruebas necesarias en laboratorio con el fin de tener un mejor proceso.

“Permitirá la preparación de las muestras representativa de los materiales de terracerías, mediante su secado, disgregado y cuarteado con el propósito de obtener porciones representativas para efectuar las pruebas de laboratorio necesarias.” (U.N.N.E., 2008)

Procedimiento de prueba.

1. Para esta prueba se utilizaron 4190 gr de material extraído del campo.
2. Se cribaron los 4190 gr pasándola por la malla N° 4 (4.75 mm) ya que el material no presentaba granulometría muy grande. *(En caso de contar con una granulometría grande se procederá a pasarla por las mallas que van desde 3”, 2”, 1 ½ “, 1”, ¾ “y 3/8”).*
3. Se checa que cantidad de material ha pasado por esta malla (Peso retenido W_{m1} y peso de material que pasa W_{m2}), en el caso de que todo el material haya pasado se procederá

a los siguientes pasos, si no es así, el material retenido se disgregara con los golpes necesarios verticalmente desde una altura de 20 cm hasta obtener las partículas que no se disgreguen.

4. Una vez cribado el material en la malla N° 4 (4.75 mm) se procede a pesar lo que paso, en este caso los 4,190 gr pasaron.
5. Se reintegra la muestra con todas las porciones obtenidas para el mezclado y cuarteado del material.

En mi caso todo el material fue disgregado correctamente y paso por la malla N° 4 sin problemas.

6. Se mezcló todo el material hasta que presentara un aspecto homogéneo sobre una superficie horizontal.
7. Se formó un cono con la muestra, depositando el material con un cucharón en el vértice de este, procurando tener una distribución uniforme.
8. Se repite el procedimiento anterior para una mejor distribución.
9. Al ser poco material se procedió a encajar una regla metálica en el vértice de cono girándolo alrededor de su eje con el fin de ir desalojando el material hacia la periferia, hasta dejarlo a una altura de 15 a 20 cm como se muestra en las figuras 3.6. *(En caso de ser mucho material estos procedimientos se realizaran en una lona puesto en piso, utilizando una pala limpia).*
10. Con ayuda de la regla utilizada anteriormente se separa el material en cuatro partes iguales tratando de tener un volumen igual como se muestra en las figuras 3.6.
11. Sobre una charola o bola se guardan dos cuartetos opuestos y con los dos sobrantes se realizaran los procedimientos 7, 8, 9 y 10 para alcanzar la porción necesaria para las pruebas que se traten, si es requerido por tener muestras muy grandes de material.





Foto 3.6. Prueba de Secado, Disgregado y Cuarteado

3.1.3 Prueba de Granulometría.

La prueba de granulometría se realiza con el fin de saber los diferentes tamaños de partículas que forman una muestra o material obtenida. Es decir, la prueba de granulometría es la separación de material mediante mallas o tamices que van desde 3" hasta la malla #200 que buscan obtener el peso y porcentaje de cada partícula retenida en cada malla, en relación con el peso total para una buena clasificación.

“Estas pruebas permiten determinar la composición por tamaños de las partículas que integran los materiales empleados para terracerías, mediante su paso por una serie de mallas con aberturas determinadas.”

“La granulometría del agregado es la distribución por tamaño de partículas, expresadas en porcentaje del peso total. La misma se determina a través de una serie de tamices apilados, con aberturas que se hacen progresivamente más pequeñas, y el pesaje del material retenido en cada uno de ellos.” (U.N.N.E., 2008).

Procedimiento de prueba

1. Se utilizaron todo el material de la prueba anterior para la granulometría grande y después se cuarteo.
2. Ya que como en la prueba anterior no tuvimos retenidos se omitirá pasar el material por la malla N° 4. (*Si esto no cumple se tendrá que pasar el material por esa malla y pesar los retenidos*).
3. Se recolecto el material que paso por dicha malla.
4. En una balanza se tomaron 500 gr del cuarteado para obtener su contenido de agua y registrar su peso seco (P.W. y P.S) como se muestra en la figura 3.7.



Fig. 3.7 Prueba de granulometría.

5. Del material sobrante se tomaran 500 gr al igual se tomaron del cuarteado, para el lavado y poder obtener la granulometría chica, a estos 500 gr se agregaran en vaso metálico donde se pondrá un aproximado de 500 cm³ de agua y se deja reposar durante 12 horas como mínimo.
6. Con ayuda de una varilla se agito el material en forma de ochos durante 15 segundos para formar una suspensión, se deja reposar durante 30 segundos.
7. Se decantó sobre la malla N° 200 para facilitar el paso de partículas finas, esto se realizó con todo el material del vaso metálico hasta eliminar todas las partículas finas como se muestra en la figura 3.8 (*El agua debe salir limpia para poder pasar con el siguiente paso*)..



Fig. 3.8 Lavado de material.

8. El material que se retuvo en la malla N° 200 se seca en un recipiente metálico.
9. Una vez el material seco se procedió a pasarlo por sus respectivas mallas que son las siguientes: N° 10, N° 20, N° 40, N° 60, N° 100 y N° 200.



Fig. 3.9 Obteniendo material retenido en cada malla.

10. Se pesa el material retenido en cada malla y se registran los pesos retenidos en cada malla como se muestra en la figura 3.10.



Fig. 3.10 Pesando material retenido en cada

11. Se obtuvo el porcentaje de retención de cada malla mediante la siguiente formula:

W_n = Peso retenido en cada respectiva malla.

W_d = Peso total de la muestra.

$$Re(\%) = \frac{W_n}{W_d} \times 100$$

Peso total de la muestra (W_d): 4,190.00 gr

Fracción retenida en la malla No. 4 (W_{m1}): 0.00 gr

Fracción que pasa la malla No. 4 (W_{m2}): 4,190.00 gr

Tabla 3.1 Registro de calidad de material del sondeo 1 (Clasificación)

Granulometría			
Granulometría grande			
Peso neto (gr):	2,120.00	P:V:S:S=Peso neto/Vol. (gr/m ³):	0.99
Volumen (m³):	2,134.00		
Malla	Retenidos	%Re	%Paso
3"	0.00	0.00 %	0.00 %
2"	0.00	0.00 %	0.00 %
1 1/2"	0.00	0.00 %	0.00 %
1"	0.00	0.00 %	0.00 %
3/4"	0.00	0.00 %	0.00 %
3/8"	0.00	0.00 %	0.00 %
No. 4	0.00	0.00 %	100.00 %
P. No. 4	4,190.00	100.00 %	
Total:	4,190.00	100.00 %	
Granulometría chica			
Peso húmedo (P.W gr):	500.00	Peso seco (P.S gr):	446.30
Malla	PI	%Ra	%Paso
10	0.10	0.00 %	100.00 %
20	0.70	0.00 %	100.00 %
40	11.85	3.00 %	97.00 %
60	29.60	7.00 %	91.00 %
100	31.50	7.00 %	83.00 %

200	39.30	9.00 %	75.00 %
P. 200	333.25	75.00 %	0.00 %
Total:	4,190.00	100.00 %	



Fig. 3.11 Prueba de Granulometría.

3.1.4 Prueba ASTM D4318.17e1 (Prueba de Límite líquido).

El fin de la prueba de límite líquido es obtener la plasticidad del material con el que se está trabajando.

“Conocer las características de plasticidad de los materiales para terracerías empleando para ello una porción que pase la malla indicada.”. (Construsuelos, 2005)

Procedimiento de prueba

1. Se preparó un cuarteto del material obtenido de la prueba de secado, disgregación y cuarteado.
2. Se cribó el material, para esta prueba se utilizó el material que paso por la malla # 200 (0.075 mm) hasta llegar a 300 grs aproximadamente.

3. Se vació el material en un recipiente tipo cenicero para posteriormente agregarle agua hasta saturar el material como se muestra en la figura 3.12.



Fig. 3.12 Material utilizado para determinar el límite líquido del suelo

4. Se cubrió el material del recipiente con una bolsa de plástico para reducir al mínimo la pérdida de humedad por evaporación y se deja reposar por 24 hrs.
5. Una vez pasado las 24 hrs se retiró la bolsa y se tomó una porción pequeña colocándola en otro recipiente similar, para de esta manera poderla trabajar como se muestra en la figura 3.13.
6. Se revolvió el material con una espátula hasta homogenizarlo.
7. Se colocó la cantidad necesaria en la copa de Casagrande extendida de tal forma que con la espátula alcanzara un espesor de 10 mm de la parte central como se muestra en la figura 3.13.



Fig. 3.13 Prueba ASTM D4318.17e1 (Prueba de Límite líquido).

8. Se eliminaron los sobrantes y se enrasa con la espátula.
9. Se realizó un corte al centro del material mediante un ranurador.

10. Se procedió a realizar los golpeteos de la copa realizando dos golpes por segundo y se registran los golpes con los cuales los bordes se tocaron como se muestra en la figura 3.14 (El contacto tendrá que ser de una longitud de 13 mm).



Fig. 3.14 Unión de bordes en prueba de copa de Casagrande.

11. Se tomó con la espátula aproximadamente 10 gr de la porción cerrada de la ranura, se coloca en un vidrio de reloj y se determina su contenido de agua como se muestra en la figura 3.15.



Fig. 3.15 Extracción de material de la copa de Casagrande y pesado.

12. Se retiró el material sobrante en la copa de Casagrande para realizar 4 determinaciones más que comprendan entre 10 y 35 golpes.
13. Es necesario obtener dos valores por arriba y dos por debajo de los 25 golpes.
14. Se repitieron el mismo procedimiento para las 4 determinaciones y se realizó la curva de fluidez para saber el contenido de agua correspondiente a 25 golpes.

Resultado de valores de la prueba de límite líquido realizada con los pasos anteriores.

3.1.5 Prueba de Limite Plástico.

Las pruebas de limite plástico tiene la finalidad de saber la plasticidad que contiene cada material.

Procedimiento de prueba.

1. Se tomó el material sobrante de la prueba de límite líquido.
2. Se tomó una porción y se homogenizó en un recipiente.
3. Se extendió el material en papel periódico para quitar humedad si es que cuenta con mucha agua.
4. Se empiezan a realizar los churritos en los cristales hasta llegar al punto de agrietamiento.
5. Los churritos tendrán un radio de 1 o 2 mm con una longitud de 5 cm aproximadamente.
6. Una vez que se agrietaron se colocaron en el cristal de reloj para obtener su contenido de agua como se muestra en la figura 3.17.



Fig. 3.17 Prueba de Limite Plastico

7. Se registran los datos obtenidos y con base al **límite líquido (LL)** y **límite plástico (LP)** obtenido con esta prueba, calculamos el **índice plástico (IP)** con la siguiente fórmula:

$$IP = LL - LP$$

Tabla 3.3 Prueba de Limite plástico							
Limite plástico							
Sondeo	N. de vidrio de reloj	Masa tara + suelo	Masa tara + suelo	Masa de agua (gr)	Tara (gr)	Masa de suelo	Contenido de agua (%)

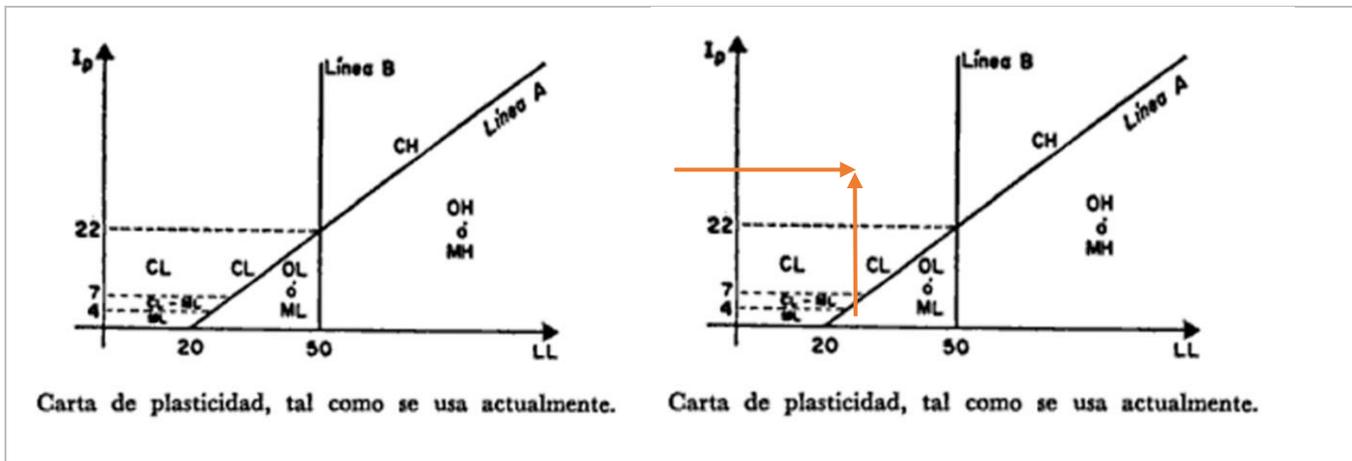
		húmedo (gr)	seco (gr)			seco (gr)	
1	15	4.56	4.06	0.50	1.50	2.16	23.00 %
Absorción:							
Densidad:							
	P.W:		<i>Kg</i>		P.S:		<i>Kg</i>
	P.S:		<i>Kg</i>		Vol. n:		<i>Kg</i>
Limite liquido (LL):	54.00	%		Contracción lineal:	99.10		
Limite plástico (LP):	23.00	%					
Índice plástico (IP):	31.00	%					
Observación:							

3.1.6; Clasificación SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos).

Con base a los resultados obtenidos de las pruebas anteriores se pudo dar la clasificación adecuada y correcta del material extraído de campo.

A continuación se muestra la clasificación del material.

Tabla 3.4 Clasificación de material del sondeo 1						
Clasificación SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos)						
Proyecto:	Cimentación superficial de puentes en el estado de Guanajuato.			Muestra:	Sondeo 1, talud izquierdo	
Tipo de material (Color):	Café			Olor:	sin olor	
Procedencia de material:	Rio Laja, tramo; Celaya – Cortazar, Gto.			Fecha:	17 de diciembre del 2018	
Humedad natural (W)	P.W:	260.00	<i>Gr</i>	W:	31.06	%
	P.S:	198.00	<i>Gr</i>			
Clasificación SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos).				CH (Arcilla de alta plasticidad)		



Podemos notar que con los valores obtenidos de las pruebas de límites y utilizando el sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS) nos arroja una **Arcilla de alta plasticidad (CH)** para el sondeo 1.

A continuación se da la clasificación del material por medio de tabla:

Divisiones mayores ¹			Símbolo del grupo	Nombre del grupo	
Suelos granulares gruesos más del 50% retenido en el tamiz n°200 (0.075 mm)	Grava > 50% de la fracción gruesa retenida en el tamiz n°4 (4.75 mm)	grava limpia menos del 5% pasa el tamiz n°200	GW	grava bien graduada, grava fina a gruesa	
		grava con más de 12% de finos pasantes del tamiz n° 200	GP	grava pobremente graduada	
	Arena ≥ 50% de fracción gruesa que pasa el tamiz n°4	Arena limpia		GM	grava limosa
				GC	grava arcillosa
		Arena con más de 12% de finos pasantes del tamiz n° 200		SW	Arena bien graduada, arena fina a gruesa.
				SP	Arena pobremente graduada
Suelos de grano fino más del 50% pasa el tamiz No.200	Limos y arcillas límite líquido < 50	inorgánico	SM	Arena limosa	
			SC	Arena arcillosa	
	Limos y arcillas límite líquido ≥ 50	inorgánico	ML	limo	
			CL	arcilla	
		orgánico	OL	Limo orgánico, arcilla orgánica	
		inorgánico	MH	limo de alta plasticidad, limo elástico	
	CH	Arcilla de alta plasticidad			
	OH	Arcilla orgánica, Limo orgánico			
Suelos altamente orgánicos		Pt	turba		

Fig. 3.18 Aquí podemos comprobar que el resultado obtenido de la carta de plasticidad es correcto ya que se ha obteniendo un CH (Arcilla de alta plasticidad).

Clasificación del sondeo 1.

El extracto sometido a carga en triaxial, se clasifico como una arcilla de alta plasticidad (CH) con el 39.30 % de finos. Su LL fue 54.00 % y su LP de 23.15 %, IP de 30.85% con un contenido de humedad natural de 26.00%.

El extracto 1, se clasifico como una arcilla de alta plasticidad (CH) con el 5.0 % de finos. Su LL fue 63.00 % y su LP de 23.26 %, IP de 41.74%.

El extracto 2, se clasifico como una arcilla de alta plasticidad (CH) con el 40.50 % de finos. Su LL fue 52.0 % y su LP de 19.55 %, IP de 32.45 %.

El extracto 3, se clasifico como una arena limosa (SM) con el 81.20 % de finos. Su LL fue 88.0 % y sin plasticidad, IP de 88.00 %.

Clasificación del sondeo 2.

El extracto sometido a carga en triaxial, se clasifico como una arcilla de alta plasticidad con el 35.50 % de finos. Su LL fue 51.40 % y su LP de 20.29%, IP de 31.11% con un contenido de humedad natural de 31.50%.

El extracto 1, se clasifico como una arcilla de alta plasticidad (CH) con el 40.30 % de finos. Su LL fue 51.00 % y su LP de 25.0%, IP de 26.00% con un contenido de humedad natural de 33.10%.

El extracto 2, se clasifico como una arena limosa (SM) con el 14.00 % de finos. Su LL fue 33.00 % y sin plasticidad, IP de 33.00 %.

El extracto 3, se clasifico como un lente de grava pobremente graduada (GP) con el 59.00% de finos. Su LL fue 52.00 % y sin plasticidad, IP de 52.00 %.

El extracto 3, se clasifico como una arcilla de alta plasticidad (CH) con el 37.20 % de finos. Su LL fue 50.00 % y su LP de 21.00%, IP de 29.00 %.

Tabla. 3.5 Ubicación de muestreo y sondeos para estudio de mecánica de suelos		
Núm. De Prueba de Clasificación	Tipo de material resultante	Croquis del perfil del Rio Laja, Santa Fe de la Purísima. Cortazar, Gto.
Muestra 1	CH (Arcilla de alta plasticidad)	
Muestra 2	CH (Arcilla de alta plasticidad)	
Muestra 3	CH (Arcilla de alta plasticidad)	
Muestra 4	CH (Arcilla de alta plasticidad)	
Muestra 5	SM (Arena Limosa)	
Sondeo 1	CH (Arcilla de alta plasticidad)	
Sondeo 2	CH (Arcilla de alta plasticidad)	



Fig. 3.19 Perfil estratigráfico del lugar de estudio en base al sondeo 1.

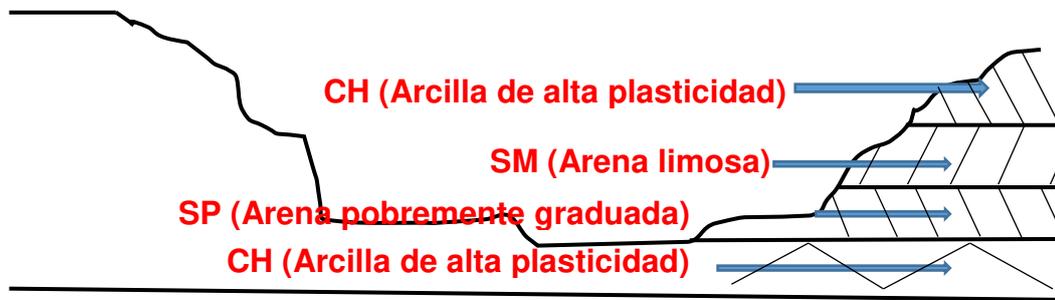


Fig. 3.20 Perfil estratigráfico del lugar de estudio en base al sondeo 2.

Nota: En los anexos se presentaran los registros de las muestras mencionadas en la tabla 3.5 del Rio Laja en la comunidad de Santa Fe de la Purísima municipio de Cortázar, Gto.

3.2 Prueba ASTM D4767-11 (Pruebas de compresión triaxial rápida).

Las pruebas de compresión triaxial someten a especímenes a carga axial para obtener sus esfuerzos máximos resistentes en un tiempo determinado con el fin de saber el punto de falla exacto y en base a eso obtener la capacidad de carga del suelo resistente.

“Hoy las pruebas triaxiales pueden clasificarse en dos grandes grupos: Pruebas de compresión y Pruebas de extensión.

Las pruebas de compresión son aquellas en las que la dimensión original axial de espécimen disminuye y las de extensión son aquellas en las que dicha dimensión se hace aumentar durante la prueba.

Un prueba de compresión puede tener ávidamente, varias modalidades de laboratorio; en efecto, la dimensión axial del espécimen se puede hacer disminuir aumentado el esfuerzo axial, por aumento de la carga transmitida o por el vástago o manteniendo constante el esfuerzo axial, pero haciendo disminuir el lateral, dado por el agua.” (Juarez Badillo, 2005).

Para la prueba de compresión triaxial realizada en este estudio se extrajeron dos muestras de diferentes sondeos ubicados en el talud izquierdo y el talud derecho, la primera muestra se obtuvo en forma de cubo con dimensiones de 40x40x40cm a una profundidad de 2.50 a 2.80 m con el fin de sacar el espécimen inalterado del suelo, pero al no poder labrar el material se procedió a realizar un remoldeo de espécimen con el material obtenido de este respectivo sondeo y para el sondeo 2, se realizó la obtención de muestra a 2.80 a 3.00 m extrayendo el material para el

remoldeo ya que presentaba las mismas características de material del sondeo 1 (Material que no se presta para labrar).



Fig. 3.21 Sondeo 1 y 2 a cielo abierto.

Los sondeos se hicieron a cielo abierto ubicado en el Rio Iaja tramo Cortazar – Celaya en la comunidad de Santa fe de la Purísima municipio de Cortazar, Gto.

El cubo y material extraído inalterado de los dos sondeos se sometieron a carga, para lo cual se prepararon los especímenes remoldeados. Para eso se obtuvo la humedad natural y los cálculos necesarios de peso para los especímenes de cada sondeo. Se llevó el siguiente procedimiento para la obtención de especímenes:



Fig. 3.22 Muestra de sondeo

Procedimiento de remoldeo del sondeo 1.

- 1) Pasar 3 kilos por la malla #4 **Obtención de la humedad óptima mediante Prueba de Compactación Proctor (Prueba ASTM D698-12e2).**
- 2) Se agrega el agua y se empieza a disgregar el material (*El agua agregada se le aplicará hasta alcanzar una humedad necesaria con la cual se pueda aplicar la prueba, esta humedad se alcanzó gracias al apoyo del jefe de laboratorio.*).
- 3) Se obtiene el porcentaje de humedad alcanzado anteriormente como se muestra en la tabla 3.6 porcentajes de humedad.

Tabla. 3.6 Porcentaje de humedad natural de sondeo 1		
Humedad natural		
Peso húmedo (P.W):	102.50	gr
Peso seco (P.S):	86.20	gr
Humedad natural (W):	26.00	%

Los valores que se muestran se obtuvieron gracias a la báscula en el laboratorio de mecánica de suelos.

- 4) Preparamos todas las herramientas necesarias para la prueba del Prueba de Compactación Proctor (molde con anillo y vasto).
- 5) Prueba de Compactación Proctor:
 - Pesarse el molde.
 - Obtener el volumen del molde.

- Llenar en 3 partes iguales el molde.
- Compactar cada capa con 25 golpes en forma de espiral.
- Obtener los siguientes datos del material compactado junto con el molde.



Fig. 3.21 Molde para prueba de compactación.

- Peso del molde + suelo húmedo.
- Peso del molde (Tara).
- Peso del suelo húmedo.
- Volumen del molde.
- Peso específico volumétrico húmedo.

Tabla 3.7 Relación de vacíos y pesos volumétricos					
Pesos volumétricos					
Peso Molde + Suelo húmedo:	3,620.00	gr	Volumen del molde:	922.37	cm ³
Peso del suelo:	2,030.00	gr	Peso volumétrico húmedo:	1.72	Kg/m ²
Peso del suelo húmedo:	1,590.00	gr	Peso Volumétrico seco:	1.37	Kg/m ³

6) Pasar 5 kilos por la malla #4 Elaboración del espécimen.

7) Se agrega el agua y se empieza a disgregar el material de la misma manera anteriormente dicha.

8) Se obtiene el porcentaje de humedad alcanzado en el punto 3, tabla 3.6 para tener las características más cercanas a las reales.

- Peso húmedo. Peso seco. Contenido de agua.

P. húmedo: 227.20 gr

P. Seco: 176.70 gr

Contenido de agua: 28.0 %

- 9) Se realizan los cálculos siguientes para obtener el peso del material requerido.
- Se pesa el material requerido el cual deberá coincidir con el peso de los cálculos anteriores.
 - El cilindro (caracterizas similares al de la prueba de compactación proctor) se cubrirá con aceite en toda su parte interna para posteriormente agrega una membrana de plástico para evitar que el material se pega una vez que se vaya a retirar del molde.
 - Se introduce el material a un cilindro en tres capas como se muestra en la figura 3.22.
 - Compactar cada capa con 25 piquetes en forma de espiral.
 - Se enrasa el material.
 - Se le aplica carga para lograr la compactación adecuada al cubo extraído del sondeo que anteriormente se mencionó (compactación mediante gato mecánico).
 - Sacamos el material compactado del molde como se muestra en la figura 3.22.



Fig. 3.22 Prueba de compactación de material para remoldeo.

- 10) Se procedió a sacar el molde del material para empezar a labrar los especímenes necesarios como se muestra en la figura 3.23 (Los especímenes deberán tener una altura de 9.0 cm, un radio de 3.6 cm.).



Fig. 3.23 Material trabajado para extracción de especímenes de prueba triaxial.

- 11) Se guardan los especímenes que no se estén sometiendo a carga en una bolsa plástica para evitar al mínimo la pérdida de agua en lo que se prepara y se van sometiendo los especímenes.



Fig. 3.24 Espécimen para prueba triaxial

Como se mencionó esta prueba necesito de especímenes remoldeados por las características del material que impidió un buen labrado.

Prueba de compresión triaxial

1. Se sacan las medidas de cada espécimen que se someterá a carga, diámetro superior, diámetro inferior, diámetro central como se muestra en la figura 3.25 y tabla 3.8 (Se tomaran dos diámetro de cada uno que se mencionan para obtener el promedio y sea más acertado).

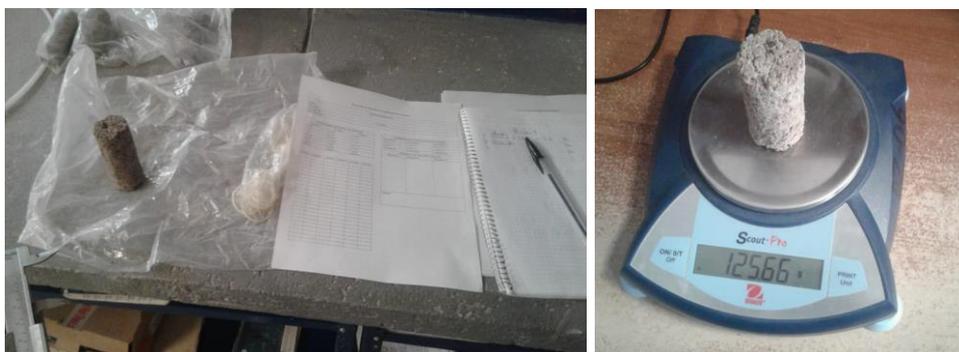


Fig. 3.25 Características del espécimen.

Tabla 3.8 Dimensiones y volúmenes de especímenes del sondeo 1.							
Especimen número 1 del sondeo 1							
Ds:	3.610	<i>cm</i>	As:	10.235	<i>cm²</i>	Wm:	125.700 <i>gr</i>
Dc:	3.545	<i>cm</i>	Ac:	9.870	<i>cm²</i>	Vm:	89.303 <i>cm³</i>
Df:	3.574	<i>cm</i>	Af:	10.032	<i>cm²</i>	δm:	1.408 <i>Ton/m³</i>

Nota: Los resultados de los demás especímenes tanto como del sondeo 1 y sondeo 2 se encuentran en los anexos.

2. Medir la altura del espécimen (Obtener promedio de dos alturas).
3. Pesar el espécimen.
4. Checar la presión a la cual será sometida el primer espécimen como se muestra en la figura 3.26.



Fig. 3.26 Presión de la cámara a la que será sometido el espécimen.

Tabla 3.9 Características de espécimen 1 sondeo 1

Características del espécimen					
Presión confinada (Kg/cm²):	0.500	Cte. De anillo de carga (Kg/cm²):	0.200	Radio (gr/cm²):	5.365
Hm (cm):	8.890		Am (cm²):=(As+4A+Ai)/8:	9.958	

5. Se baja la cámara de compresión triaxial para montar el espécimen como se muestra en las figuras 3.27.
6. Se abre la cámara.
7. Se coloca una membrana al espécimen que será sometido a carga.
8. Colocamos los empaques arriba y abajo en el espécimen para evitar que entre o se le filtre agua lo cual pueda arruinar el ensayo.
9. Se monta el espécimen dentro de la cámara.
10. Se conecta la triaxial.
11. Se procede a checar la máquina de compresión triaxial que se encuentre en la presión adecuado para el primer ensayo como se muestra en la figura 3.27.
12. Empezamos a llenar la cámara como agua para que esté sometida a esfuerzos confinados.



Fig. 3.27 Prueba de Compresión Triaxial Rápida de los Sondeos realizados para prueba 1

13. Sacamos o abrimos la válvula de la cámara para extraer el aire que haya agarrado al momento de montar el espécimen.
14. Se calibran los medidores de lecturas y tiempo.
15. Aplicamos la carga y se toman las lecturas a cada 20 segundos hasta notar que ya no hay aumento y empiece a disminuir las lecturas.



Foto. 3.28 Prueba de Compresión Triaxial Rápida.

16. Se quita la cámara.
17. Vaciamos el agua para proceder a extraer el espécimen.

18. Abrimos la cámara y quitamos las membranas.
19. Verificamos que no haya filtrado agua al espécimen, si esto pasa se tendrá que volver a realizar el ensayo con un nuevo espécimen.
20. Se pesa el espécimen como se muestra en las imágenes de la figura 2.9.



Fig. 3.29 Extracción de espécimen de la prueba uno.

21. Obtenemos el contenido de humedad.
22. Se obtienen la siguiente información en base a lo adquirido en los pasos anteriores, los datos a obtener son los siguientes:

1. $Carga = Lectura * Cte. de Carga de Anillo$ (Cte.= **0.208** kg/cm²).
2. $Deformación Total = La deformación unitaria será a cada 0.02 mm$ partiendo de 0.00.
3. $Deformación Unitaria = Deformación total / (Altura de espécimen * 10)$.
4. $1 - Deformación Unitaria$.
5. $Área Corregida = Área de espécimen / (1 - Deformación Unitaria)$.
6. $Esfuerzo = Carga / Área Corregida$.
7. $Deformación Unitaria \% = Deformación Unitaria * 100$.

Tabla 3.10 Lecturas tomadas de espécimen 1 sometido a carga, sondeo 1.

1	2	3	4	5	6	7	8
Lectura de micrómetro de deformación	Carga	Deformación total	Deformación unitaria	1-Deformación unitaria	Área corregida	Esfuerzo	Deformación unitaria
<i>mm</i>	<i>Kg</i>	<i>Mm</i>	ξ	$(1-\xi)$	<i>cm²</i>	<i>Kg/cm²</i>	%
0	-	-	-	1.000	9.958	-	0.00%
28	5.824	0.200	0.0022	0.998	9.980	0.584	0.22%
50	10.400	0.400	0.0045	0.996	10.003	1.040	0.45%
68	14.144	0.600	0.0067	0.993	10.026	1.411	0.67%
84	17.472	0.800	0.0090	0.991	10.048	1.739	0.90%
98	20.384	1.000	0.0112	0.989	10.071	2.024	1.12%
107	22.256	1.200	0.0135	0.987	10.094	2.205	1.35%
112	23.296	1.400	0.0157	0.984	10.117	2.303	1.57%
112	23.296	1.600	0.0180	0.982	10.141	2.297	1.80%
112	23.296	1.800	0.0202	0.980	10.164	2.292	2.02%
111	23.088	2.000	0.0225	0.978	10.187	2.266	2.25%
110	22.880	2.200	0.0247	0.975	10.211	2.241	2.47%
110	22.880	2.400	0.0270	0.973	10.234	2.236	2.70%
108	22.464	2.600	0.0292	0.971	10.258	2.190	2.92%
107	22.256	2.800	0.0315	0.969	10.282	2.165	3.15%
106	22.048	3.000	0.0337	0.966	10.306	2.139	3.37%
104	21.632	3.200	0.0360	0.964	10.330	2.094	3.60%
				Esfuerzo axial			
				(Kg/cm²) :		<u>2.303</u>	<u>1.57%</u>

Nota: Los datos completos de cada sondeo con sus respectivos especímenes sometidos a carga se encuentran en **Anexos** como ya se ha mencionado anteriormente.

23. Se tomó el dato donde surgió la falla del espécimen ya sea graficando los datos de deformación unitaria % y esfuerzo para verlo más gráficamente o en los datos de deformación unitaria % ver donde empieza a bajar y el valor más alto obtenido será el **Esfuerzo Axial de Falla** el cual tomaremos de cada espécimen, en la tabla 3.10 se puede notar el esfuerzo resaltado en negritas.

24. Una vez ya tomando los tres esfuerzos de falla procedimos a graficarlos mediante los círculos de Mohr, se utilizaron los siguientes pasos para esto:

1. Se anota el número de Prueba, La Presión Lateral de cada espécimen y su respectivo Esfuerzo de Rotura o Falla
2. Esfuerzo Mayor = Presión Lateral + Esfuerzo de Rotura o Falla.
3. Se anota la Humedad Natural de cada espécimen y su Peso Volumétrico.
4. Se obtuvo el promedio de la Humedad Natural y Peso Volumétrico como se muestra en la tabla 3.11.

Tabla 3.11 Resultados de la prueba triaxial del sondeo 1					
Prueba	Presión lateral inicial	Esfuerzo principal de rotura	Esfuerzo mayor	Humedad natural	Peso volumétrico
<i>No.</i>	<i>Kg/cm²</i>	<i>Kg/cm³</i>	<i>Kg/cm³</i>	<i>%</i>	<i>Ton/m²</i>
1	0.50	2.303	2.803	25.299	1.408
2	1.00	3.010	4.010	24.313	1.415
3	1.50	3.282	4.782	24.201	1.436
			Promedio:	24.604	1.419

Tabla 3.12 Resultados de la prueba triaxial del sondeo 2					
Prueba	Presión lateral inicial	Esfuerzo principal de rotura	Esfuerzo mayor	Humedad natural	Peso volumétrico
<i>No.</i>	<i>Kg/cm²</i>	<i>Kg/cm³</i>	<i>Kg/cm³</i>	<i>%</i>	<i>Ton/m²</i>
1	0.50	1.864	2.364	54.996	1.379
2	1.00	2.037	3.037	54.252	1.358
3	1.50	2.199	3.699	52.230	1.367
			Promedio:	53.826	1.368

5. Con estos datos graficamos los Círculos de Mohr, quedando de la siguiente forma:

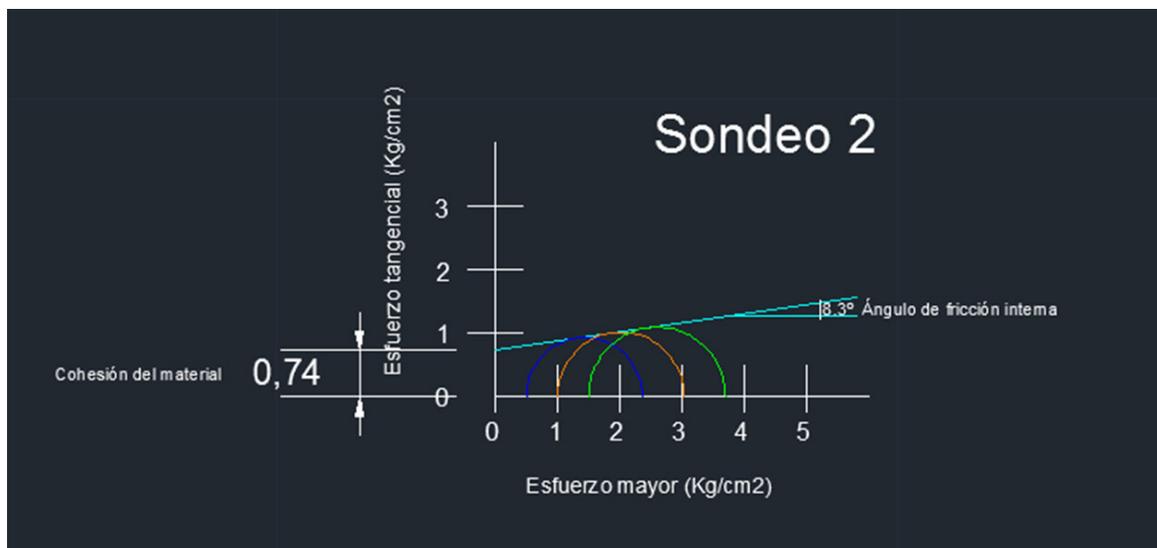
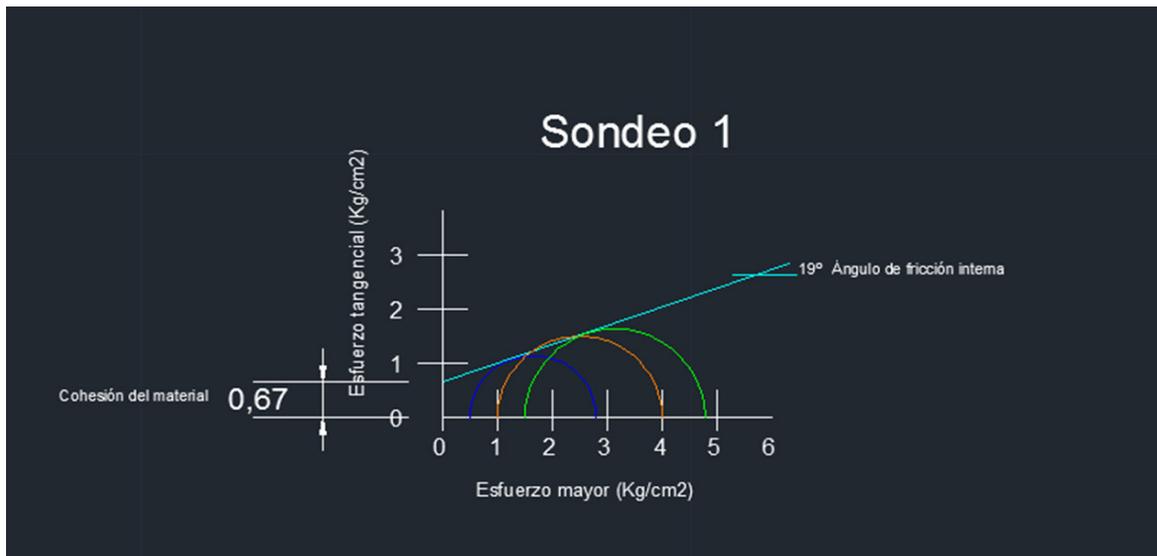


Fig. 3.30 Círculos de Mohr de los ensayos triaxiales.

25. De esta forma se obtuvieron los **Ángulos de Fricción Interna y La Cohesión** de cada material que fue sometido a carga mediante ensayos de prueba triaxial rápida.

26. Resultados generales de cada sondeo:

Tabla 3.13 Sondaje 1 Talud izquierdo.

Resultados de ensayo triaxial		
Cohesion c:	6.70	0.670 Kg/cm²
Angulo de fricción ϕ :	19.00	°

Tabla 3.14 Sondeo 2. Talud derecho.

Resultados de ensayo triaxial		
Cohesion c:	7.400	0.740 Kg/cm ²
Angulo de friccion ϕ :	8.30	°

3.3 ¿Para qué sirve el Angulo de fricción interna y la cohesión?

El Angulo de fricción interna: es un valor dado en grados que nos ayuda a la obtención de los diferentes datos como lo son los factores de carga, utilizados para la obtención de la capacidad de carga resistente en el suelo en donde se realiza el estudio, con el fin de proponer la cimentación más adecuada para este tipo de material.

Cohesión: esta nos sirve para la obtención de capacidad de carga ultima la cual como se dijo anteriormente en el ángulo de fricción interna, es la que nos ayudara a poder diseñar la cimentación adecuada para la estructura.

3.4; ¿Qué relación tienen los resultados obtenidos de las pruebas de compresión triaxial con la resistencia del suelo?

Los resultados obtenidos del material sondeando en cada punto han estado dentro de los parámetros indicados en mecánica de suelos respecto a el material que se obtuvo, esto nos indica que los estudios o pruebas realizadas al material son correctas y están listas para ser usadas en el diseño de la cimentación de la estructura.

CAPÍTULO IV

Diseño de estructural

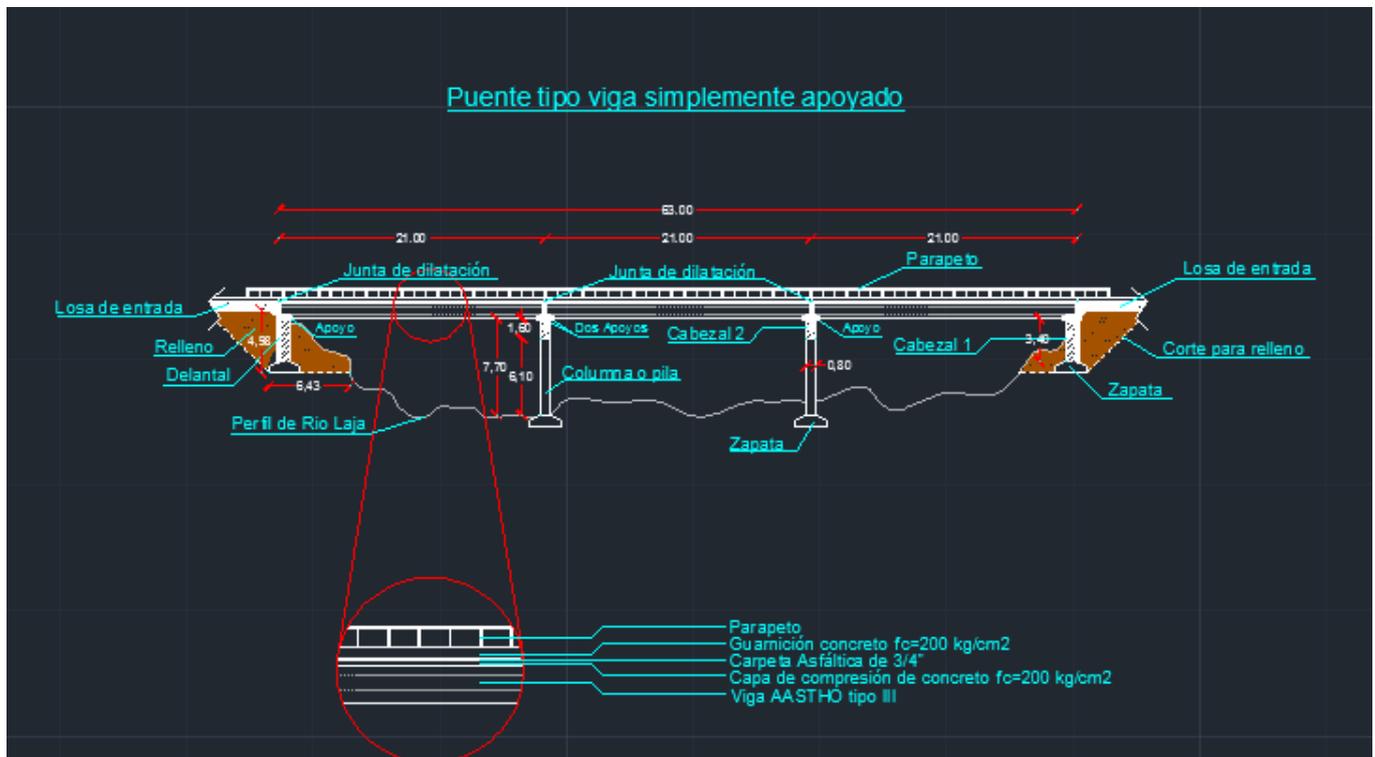
Diseño de Cimentación Superficial.

4. Diseño de Cimentación Superficial para Puente tipo Viga Simplemente Apoyado.

Los puentes siempre han sido de gran importancia en el transcurso de los años ya que nos han permitido podernos trasladar más fácilmente por zonas que antes sería más complicado. Los puentes carreteros se ha constituido de varios materiales al paso de los años, que va desde puentes de madera, mampostería, concreto, acero hasta llegar a los puentes que conocemos hoy en día.

4.1 Proyecto geométrico de puente carretero.

En este proyecto trabajaremos con Puentes tipo viga simplemente apoyados de concreto pretensado. Para lo cual se ha propuesto un modelo de puente para poder realizar el diseño estructural de la cimentación superficial. A continuación se muestra los planos arquitectónicos del puente carretero propuesto para este proyecto.



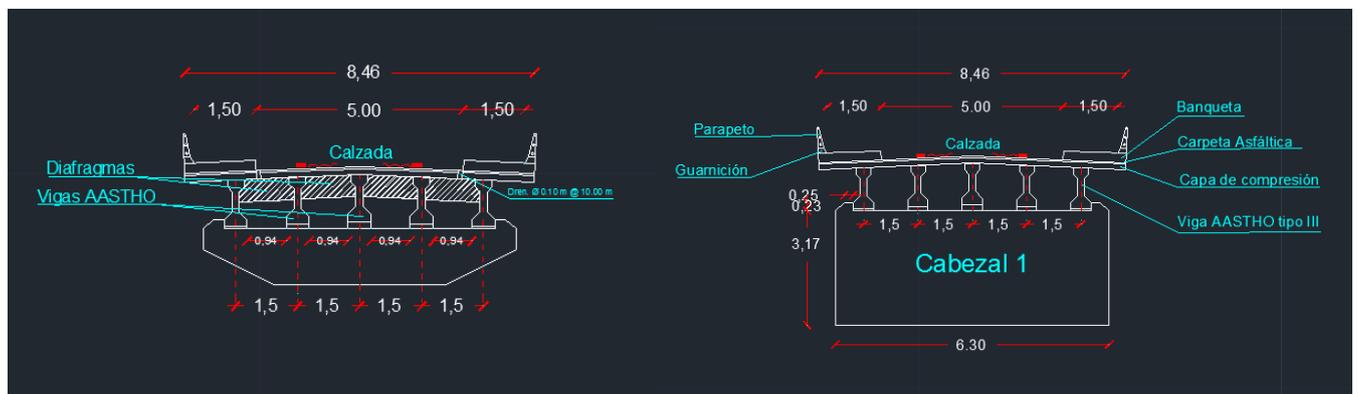
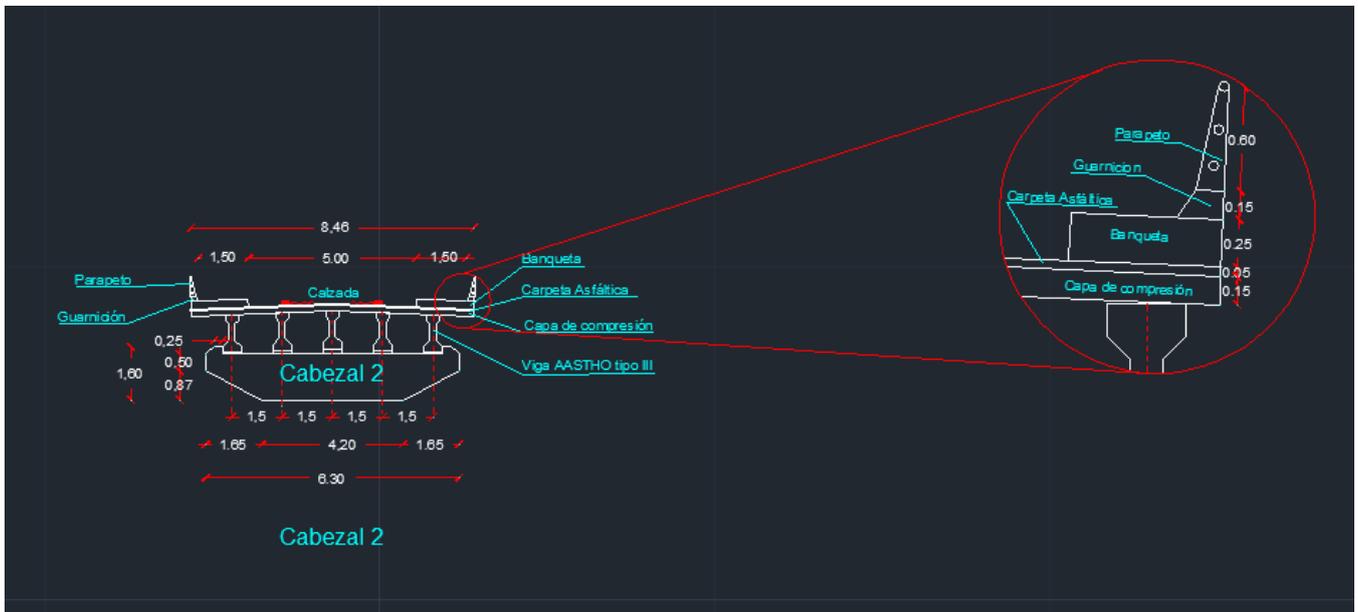


Fig. 4.1. Planos arquitectónicos del Puente carretero Propuesto para el proyecto de investigación de Santa Fe de la Purísima.

4.2 Análisis de Cargas.

El análisis de cargas nos permite diseñar una cimentación capaz de soportar los pesos máximos a los que será sometida en la estructura con el fin de evitar alguna falla, asentamiento o el peor de los casos colapsos.

Para ello es necesario conocer el tipo de cargas a analizar y para ello en la Norma **N-PRY-CAR-6-01-003/01** de la SCT nos definen los tipos de carga.

- Cargas permanentes: *Las cargas permanentes son las que tienen una variación despreciable durante la vida de la estructura y son:*

Carga muerta:
Empujes de tierras
Empujes hidrostáticos

- *Carga variables: Las cargas variables son las que tiene una variación importante durante la vida de la estructura, con una alta frecuencia de ocurrencia y son:*

Carga viva
Impacto
Fuerza centrífuga

- *Cargas eventuales: Las cargas eventuales son las producidas por acciones que ocurren ocasionalmente durante la vida de la estructura, como:*

Viento
Sismo

- Factores de cargas.

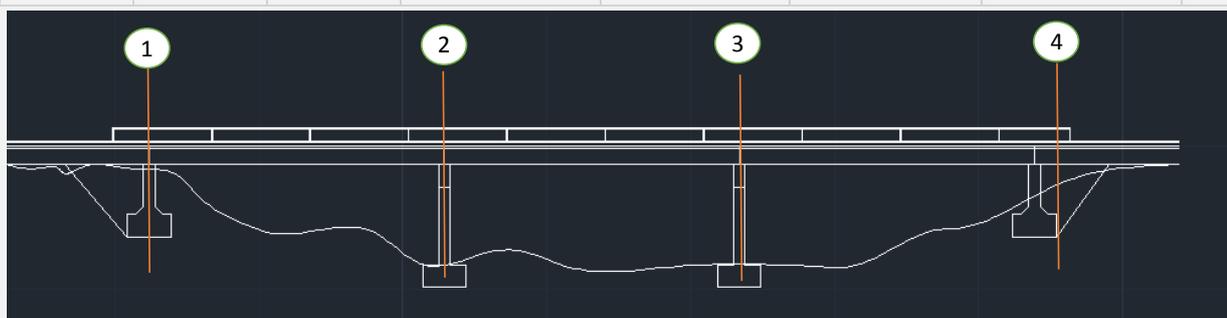
Carga gravitacionales (Grupo X): 1.3 ((CM+SCM)+1.67(CVC+1))

Cargas accidentales (Grupo VII): 1.3 (0.75CM+S)

- Combinación de carga.

Análisis de cargas del puente carretero.

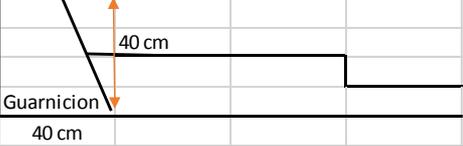
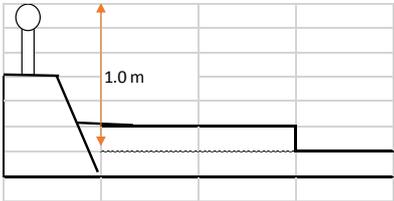
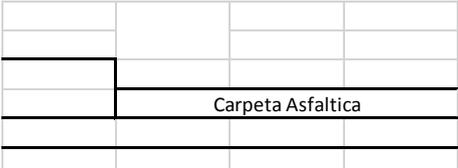
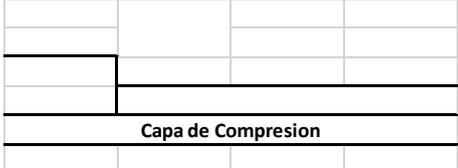
Tabla 4.1 Análisis de cargas



Notas: Llevará 5 traveses ASSTHO tipo III con una separación de 1.50 m entre cada trabe

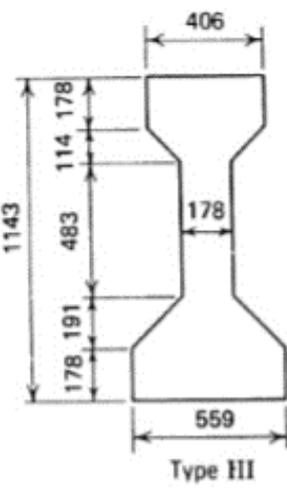
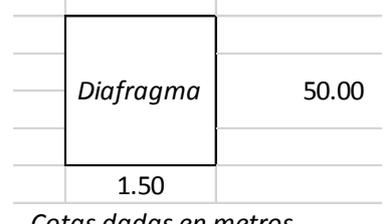
Parapeto, Guarnición, Banqueta, Carpeta y Capa de compresión

	Elemento	Área transversal (m ²)	Long. (m)	Peso volumétrico o γ (kg/m ³)	Carga W (kg/ml)												
<table border="1"> <tr> <td>Banqueta</td> <td>25 cm</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>80 cm</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </table>	Banqueta	25 cm					80 cm										
Banqueta	25 cm																
80 cm																	

	Banqueta	0.38	1.00	2,400.00	900.00
	Peso por metro lineal de banquetta (ton/m):				0.90
	Elemento	Área trasversal (m²)	Long. (m)	Peso volumétrico γ (kg/m³)	Carga W (kg/ml)
	Guarnición	0.16	1.00	2,400.00	384.00
	Peso por metro lineal de guarnición (ton/m):				0.38
	Elemento	Área trasversal (m²)	Long. (m)	Peso volumétrico γ (kg/m³)	Carga W (kg/ml)
	Parapeto de tubo de acero de 2"		1.50	5.44	8.16
	Peso por metro lineal de parapeto (ton/m):				0.01
	Elemento	Área trasversal (m²)	Long. (m)	Peso volumétrico γ (kg/m³)	Carga W (kg/ml)
	Carpeta en caliente de 3/4"	0.25	1.00	2,200.00	550.00
	Peso por metro lineal de carpeta (ton/m):				0.55
	Elemento	Área trasversal (m²)	Long. (m)	Peso volumétrico γ (kg/m³)	Carga W (kg/ml)
	Capa de Compresion				

	Capa de compresión de concreto hidráulico	1.27	1.00	2,400.00	3,045.60
Peso por metro lineal de concreto (ton/m):					3.05

Elemento	Área transversal (m ²)	Peso volumétrico Y (kg/m ³)	Carga W (kg/ml)	Long. (m)	No. De vigas
Trabe AASTHO tipo III	0.36	2,400.00	870.00	21.00	5.00

Peso muerto de la viga por claro Wm (Ton):					91.35
Diafragma de concreto hidráulico reforzado					
	Área transversal (m ²)	Peso volumétrico Y (kg/m ³)	Carga W (kg/ml)	Long. (m)	No. De vigas
	0.75	2,400.00	180,000.	0.25	4.00
	Peso muerto de la viga por claro Wm (Ton):				
					
<i>Cotas dadas en metros</i>					

Nota: Cotas dadas en mm para la viga y para el diafragma dadas en m

Carga muerta en cada uno de los apoyos

Descarga en la pila 1 Wm:	141.97	<i>Ton</i>	Descarga en la pila 2 Wm:	373.94	<i>Ton</i>
Descarga en la pila 3 Wm:	373.94	<i>Ton</i>	Descarga en la pila 4 Wm:	141.97	<i>Ton</i>

Peso de la superestructura

<p style="text-align: center;">Cabezal 2</p>	Área trasversal (m²)	Peso volumétrico Y (kg/m³)	Carga W (kg/ml)	Ancho (m)
	9.18	2,400.00	22,032.00	0.80
	Peso del cabezal 2 para pila (Ton):			17.63

<p style="text-align: center;">Cabezal 1</p>	Área trasversal (m²)	Peso volumétrico Y (kg/m³)	Carga W (kg/ml)	Ancho (m)
	24.25	2,400.00	58,200.00	0.80
	Peso del cabezal 1 para pila (Ton):			46.56

<p style="text-align: center;">Columna o Pila</p>	Área trasversal (m²)	Peso volumétrico Y (kg/m³)	Carga W (kg/ml)	Ancho (m)
	15.25	2,400.00	36,600.00	0.80
	Peso de pila (Ton):			29.28

Peso sobre la zapata

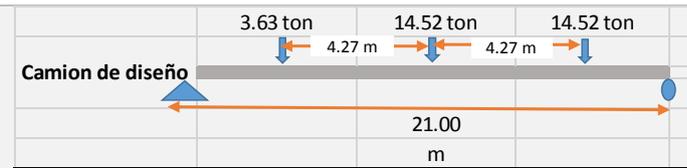
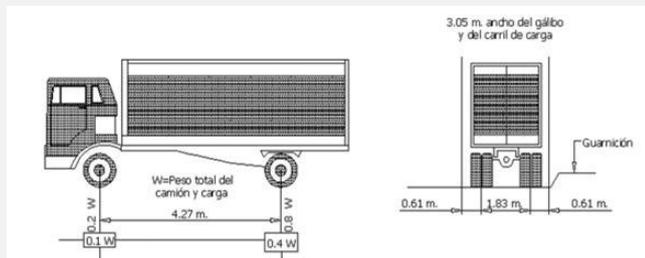
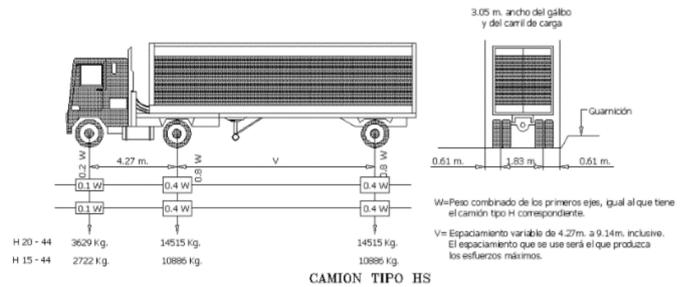
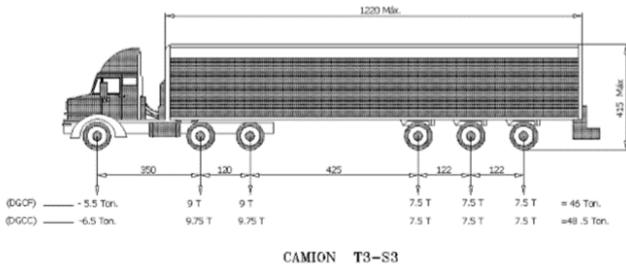
Tepetate compactado		Área trasversal (m²)	Peso volumétrico Y (kg/m³)	Carga W (kg/ml)	Ancho (m)
Peso volumétrico Y (Ton/m ²):	1.950	1.11	1,950.00	2,154.75	7.00
Área de relleno (m ³)::	4.080	Peso de material de relleno (Ton):		15.08	

Resultado de carga muerta

Carga muerta para pila 1 y 4			Carga muerta para pila 2 y 3		
Carga muerta para superestructura:	141.97	<i>Ton</i>	Carga muerta para superestructura:	373.94	<i>Ton</i>

Carga muerta para subestructura:	46.56	Ton	Carga muerta para subestructura:	46.91	Ton
Carga muerta de relleno:	15.08	Ton	Carga muerta de relleno:	15.08	Ton
Carga muerta:	203.61	Ton	Carga muerta:	435.97	Ton

Descargan en apoyos cargas vivas



Carga por carril (qc = 0.95)

Mb =	$(qc)(L)^2/8 =$	52.37	Ton-m
	M2 = M3 =	52.37	Ton-m
	M1 = M4 =	26.18	Ton-m

Reacciones por carga (Ton)

M2 = M3 =	47.56	Ton-m
M1 = M4 =	23.78	Ton-m

Momentos por carga (Ton-m)

Ma =	$(32.75/L)((L/2)+0.71)^2-61.94 =$	134.04	Ton-m
	M2 = M3 =	134.04	Ton-m
	M1 = M4 =	67.02	Ton-m

Momentos por fatiga (Ton-m)

M2 = M3 =	117.71
M1 = M4 =	58.86

Descarga de momento ultimo actuante en cada uno de los apoyos

Nota: Para claros de 21 m AASHTO nos menciona los siguientes datos:

Impacto (Ton-m)

Mc =	$Ma(1+0.33)+Mb =$	230.64	Ton-m
	M2 = M3 =	230.64	Ton-m
	M1 = M4 =	115.32	Ton-m

Momento por carga:	229.87	Ton-m
Reacciones	47.56	Ton-m
Momento por fatiga:	58.86	Ton-m

Resultados de cargas vivas					
Carga viva para pila 1 y 4			Carga viva para pila 2 y3		
Carga móvil:	23.78	Ton	Carga móvil:	47.56	Ton
Carga viva:	23.78	Ton	Carga viva:	47.56	Ton
Resultados de análisis de cargas					
Carga viva para pila 1 y 4			Carga viva para pila 2 y3		
Carga muerta:	203.61	Ton	Carga muerta:	435.92	Ton
Carga viva:	23.78	Ton	Carga viva:	47.56	Ton
Carga total:	227.39	Ton	Carga total:	483.48	Ton

4.3 Capacidad de Carga.

La capacidad de carga del suelo o capacidad resistente del suelo es el esfuerzo mayor que soporta un suelo a ser sometido a una carga vertical antes de fallar.

“Se le llama capacidad de carga a la máxima intensidad de presión que una estructura transmite al suelo, que lo soporta, sin llegar a causar asentamientos que pongan en peligro la estabilidad de la construcción o se presente falla del suelo por cortante.

El análisis de la capacidad de carga es importante en la evaluación de la estabilidad y economía de las cimentaciones superficiales y depende de las características geométricas de la cimentación de las propiedades mecánicas e índices del terreno, así como de la localización del nivel freático.” (Magdaleno, 2015).

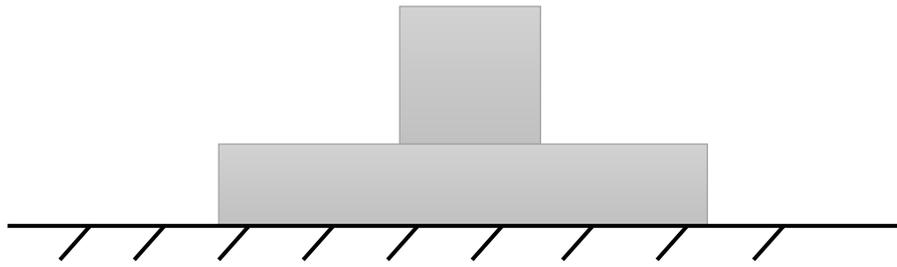
Se realizó los cálculos necesarios para obtener la capacidad de carga para cada sondeo y en base a ello proponer el pre dimensionamiento de la cimentación superficial.

A continuación se muestran los cálculos realizados en este proyecto:

Capacidad de carga por el método de Terzaghi.

Terzaghi nos habla de que las cimentaciones poco profundas son aquellas en que el ancho B es igual o mayor a la profundidad de desplante del cimient, donde el considera que estos cimientos

no tienen esfuerzo cortante arriba ya que los presenta como una cimentación sin relleno tal cual se muestra en la figura 4.3.1.



4.3.1 Cimentación superficial en una línea infinita según Terzaghi

“Terzaghi (1943) fue el primero en presentar una teoría para evaluar la capacidad de carga de cimentaciones superficiales, la cual dice que una cimentación es superficial si la profundidad D_f de la cimentación es menor o igual al ancho de la misma.” (Juarez Badillo, 2005)

Capacidad de carga resistente en condiciones normales.

Datos obtenidos de Ensayo Triaxial			
Descripción del suelo:	Arcilla de alta plasticidad color Café Claro		
Cohesión del suelo C :		-	Ton/m ²
Angulo de fricción interna ϕ :		19.00	°
Peso específico natural γ :		1.42	Ton/m ³
Datos propuestos para diseño			
Ancho o diametro del cimientto B :		7.00	m
Longitu de zapata L :		3.50	m
Profundidad de desplante minima previsible D_f :		4.00	m
Peralte real propuesto Zapata $h o d$:		0.50	m

Fig. 4.2 Datos obtenidos del ensayo triaxial.

Ajuste de Angulo de Friccion Interna				
$L/B = 1 < 2$	Usar Φ_{tr}	19.00	$< 35^\circ$	Usar $\Phi_{ps} = \Phi_{tr}$
		Usar $\Phi_{ps} = \Phi$		
		Usar Φ		

Fig. 4.3 Ajuste de ángulo de fricción interna

Se procedió a sacar los factores de capacidad de carga

Valores de Capacidad de Carga			
<i>Nota: El angulo de frccion interna debe convertise en radianes</i>			
Factores de capacidad de carga (adminisble) = N_c, N_q, N_y	$N_q = \frac{e^{2\left(\frac{3\pi-\phi}{4}\right)\text{tang}\phi}}{2\cos^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)} =$		6.701
	$N_c = \cot\phi(N_q - 1) =$		16.558
	$K_{py} = 3tg^2\left[45 + \frac{\phi + 33}{2}\right]$		25.303
	$N_y = \frac{1}{2}\left[\frac{K_{py}}{\cos^2\phi} - 1\right]tg\phi =$		4.701
Factores de capacidad de carga por medio de tabla:		$N_q :$	17.500
		$N_c :$	7.000
		$N_y :$	3.400

Fig. 4.4 Factores de capacidad de carga.

Con base a los datos de las figuras 4.2, 4.3, 4.4 y la ecuación Terzaghi se realizó los cálculos necesarios par de esa manera adquirir la capacidad de carga admisible requerida para el sondeo 1 como se muestra a continuación en las figuras 4.5.

Factor de resistencia FR:	0.35
$p=q=\gamma Df$	
Presion ejercida en el suelo $p=q:$	5.68 Ton
$q_{ult} = 1.3cN_c + \gamma_1 Df N_q + 0.4\gamma_2 B N_y:$	
Capacidad de carga ultima $q_{ult}:$	56.73 Ton
$q_{adm} = q_{ult} * F.R$	
Capacidad de carga admisible $q_{adm}:$	19.86 Ton

Fig. 4.5 Capacidad de carga admisible por método de Terzaghi.

Capacidad de carga por el método de Mayerhof.

Factores de profundidad:	$dc = Fcd = 1 + 0.2\sqrt{Kp} \frac{Df}{B} =$	1.160
	$dq = 1 + 0.1\sqrt{Kp} \frac{Df}{B} =$	1.080
	$dy = dq =$	1.080
Factores de inclinación de carga	Angulo de inclin. Θ :	0.000
	$Fci = Fqi = (1 - \theta/90)^2 =$	1.000
	$Fyi = (1 - \theta/\Phi)^2 =$	1.000
Factores de capacidad de carga:	$Nq = tg^2 \left[45 + \frac{\phi}{2} \right] e^{\pi tg \phi} =$	5.798
	$Nc = (Nq - 1) \cot \phi =$	13.934
	$Ny = (Nq - 1) 1.4 \tan \phi =$	2.403
	$Kp = Tg^2(45 + \phi/2) =$	1.965
Factores de forma:	$Sc = Fcs = 1 + 0.2Kp \frac{B}{L} =$	1.786
	$Sq = Fys = 1 + 0.1Kp \frac{B}{L} =$	1.393
	$Sq = Sy =$	1.393

Fig. 4.6 Factores de carga para el método de Mayerhof.

Con los datos de las figuras 4.6 y la ecuación de Mayerhof se realizó los cálculos necesarios para adquirir la capacidad de carga admisible requerida para el sondeo 1 como se muestra a continuación en las figuras 4.7.

$q_u = CNcFcsFcdFci + qNqFqsFqdFqi + 1/2YBNyFysFydFyi$			
$q_{adm} = q_{ult} * F.R$			

Capacidad de Carga ultima q_u :	67.49 Ton
Capacidad de carga admisible q_{adm} :	23.62 Ton

Resumen de resultados de la capacidad de carga admisible por el método de Terzaghi y Mayerhof.

Metodo	Nq	Nc	Ny	Df/B	F.R	qult	qadm
Terzaghi	6.701	16.558	4.701	1.14	0.35	56.73	19.86
Mayerhof	5.798	13.934	2.403	1.14	0.35	67.49	23.62

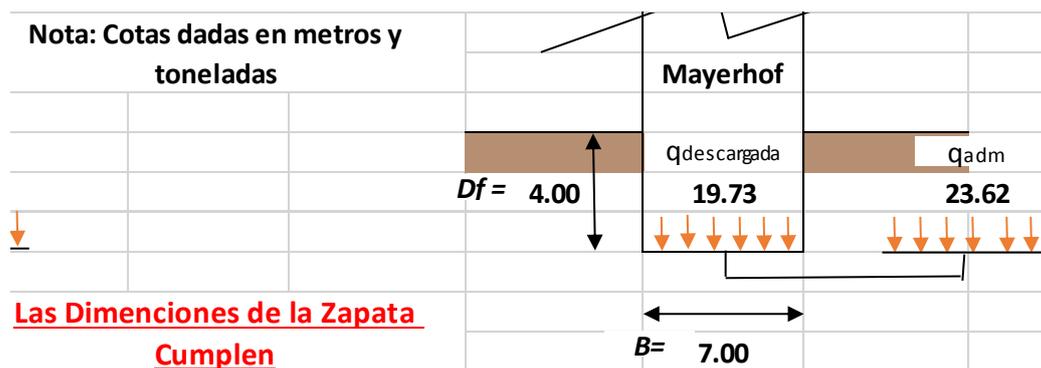
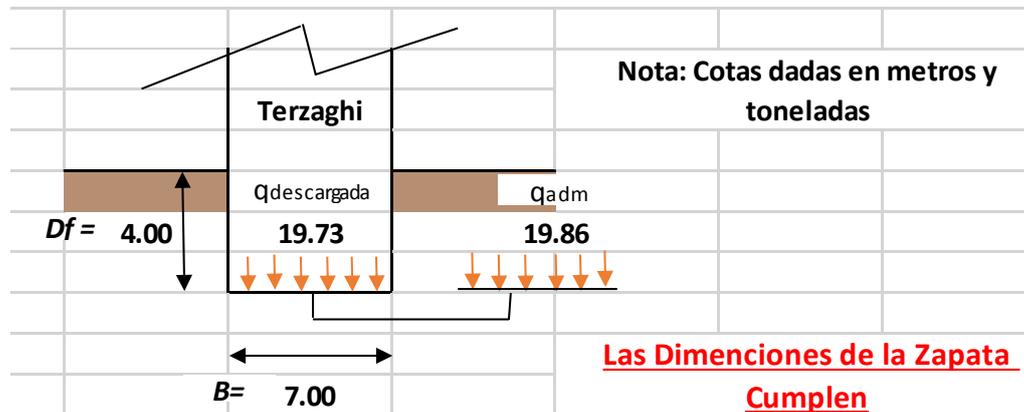


Fig. 4.7 Resultados de capacidad de carga admisible por el método de Terzaghi y Mayerhof.

Capacidad de carga ultima							
Capacidad de Carga Terzaghi							
Datos obtenidos de Ensayo Triaxial				Valores de Capacidad de Carga			
Descripción del suelo: Arcilla de alta plasticidad color Café Claro				Nota: El ángulo de fricción interna debe convertirse en radianes			
Cohesión del suelo C:		-		Ton/m ²			
Ángulo de fricción interna φ:		19.00		°			
Peso específico natural γ:		1.42		Ton/m ³			
Datos propuestos para diseño							
Ancho o diámetro del cimiento B:		7.00		m			
Longitud de zapata L:		3.50		m			
Profundidad de desplante mínima previsible Df:		4.00		m			
Peralte real propuesto Zapata h o d:		0.50		m			
Ajuste de Ángulo de Fricción Interna							
L/B = 1 < 2	Usar φ _{tr}	19.00	< 35°	Usar φ _{ps} = φ _{tr}			
		Usar φ _{ps} = φ					
		Usar φ					
				Factores de capacidad de carga (admisibles) = N _c , N _q , N _y			
				$N_q = \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \tan \phi}}{2 \cos^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)} = 6.701$			
				$N_c = \cot \phi (N_q - 1) = 16.558$			
				$K_{py} = 3tg^2 \left[45 + \frac{\phi + 33}{2} \right] = 25.303$			
				$N_y = \frac{1}{2} \left[\frac{K_{py}}{\cos^2 \phi} - 1 \right] tg \phi = 4.701$			
				Factores de capacidad de carga por medio de tabla:			
				N _q :		17.500	
				N _c :		7.000	
				N _y :		3.400	

Ecuacion de Terzaghi (Cimentacion Rectangular)									
Capacidad de Carga									
Factor de resistencia FR:		0.35				$q_{neta(u)} = q_u - q$			
$p = q = YDf$						Capacidad de carga ultima neta q_{neta} :	51.05 Ton		
Presion ejercida en el suelo $p = q$:		5.68 Ton							
$q_{ult} = 1.3cNc + \gamma_1 Df Nq + 0.4\gamma_2 B N\gamma$:									
Capacidad de carga ultima q_{ult} :		56.73 Ton				$q_{adm(neta)} = q_u - q * F.R$			
$q_{adm} = q_{ult} * F.R$						Capacidad de carga admisible neta	17.87 Ton		
Capacidad de carga admisible q_{adm} :		19.86 Ton				$q_{adm(neta)}$:			
Capacidad de Carga Mayerhof									
Factores de capacidad de carga:	$Nq = tg^2 \left[45 + \frac{\phi}{2} \right] e^{\pi tg \phi} =$	5.798	Factores de profundidad:	$dc = Fcd = 1 + 0.2\sqrt{Kp} \frac{Df}{B} =$	1.160				
	$Nc = (Nq - 1) cot \phi =$	13.934		$dq = 1 + 0.1\sqrt{Kp} \frac{Df}{B} =$	1.080				
	$Ny = (Nq - 1) 1.4 tg \phi =$	2.403		$dy = dq =$	1.080				
	$Kp = Tg^2 (45 + \phi/2) =$	1.965	Factores de inclinacion de carga	Angulo de inclin. Θ :	0.000				
Factores de forma:	$Sc = Fcs = 1 + 0.2Kp \frac{B}{L} =$	1.786		$Fci = Fqi = (1 - \theta/90)^2 =$	1.000				
	$Sq = Fys = 1 + 0.1Kp \frac{B}{L} =$	1.393		$Fyi = (1 - \theta/\Phi)^2 =$	1.000				
	$Sq = Sy =$	1.393							
Capacidad de Carga por la Ecuacion General									
Capacidad de Carga ultima q_u :						$qu = CNcFcsFcdFci + qNqFqsFqdFqi + 1/2YBNyFysFydFyi =$	67.49 Ton		
Capacidad de carga admisible q_{adm} :						$q_{adm} = q_{ult} * F.R$	23.62 Ton		
Tabla de Comparacion de Resultados									
	Metodo	Nq	Nc	Ny	Df/B	F.R	qult	qadm	
	Terzaghi	6.701	16.558	4.701	1.14	0.35	56.73	19.86	
	Mayerhof	5.798	13.934	2.403	1.14	0.35	67.49	23.62	
		Nota: Cotas dadas en metros y toneladas							
Terzaghi						Mayerhof			
$Df = 4.00$	$Q_{descargada}$	Q_{adm}					$Q_{descargada}$	Q_{adm}	
	19.73	19.86					19.73	23.62	
$B = 7.00$		Las Dimensiones de la Zapata Cumplen				$B = 7.00$			

Capacidad de carga ultima

Capacidad de Carga Terzaghi

Datos obtenidos de Ensayo Triaxial				Valores de Capacidad de Carga				
Descripción del suelo: Arcilla color Café Claro				Nota: El ángulo de fricción interna debe convertirse en radianes				
Cohesión del suelo C:		7.40	TON/m2	Factores de capacidad de carga (admisible) = Nc, Ny	$Nq = \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)\tan\phi}}{2\cos^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)} =$	2.276		
Ángulo de fricción interna φ:		8.30	°			$Nc = \cot\phi(Nq - 1) =$	8.744	
Peso específico natural γ:		1.37	TON/m3				$Kpy = 3tg^2\left[45 + \frac{\phi}{2}\right]$	14.647
Datos propuestos para diseño				Factores de capacidad de carga por medio de tabla:	$Ny = \frac{1}{2}\left[\frac{Kpy}{\cos^2\phi} - 1\right]tg\phi =$	1.018		
Base o diámetro del cimient B:		7.00	m			$Nq :$	3.000	
Ancho de zapata A:		3.50	m				$Nc :$	8.500
Profundidad de desplante mínima previsible Df:		4.00	m			$Ny :$		1.000
Peralte real propuesto Zapata h o d:		0.40	m					
Ajuste de Ángulo de Fricción Interna								
L/B = 1 < 2	Usar Φtr	8.30	< 35°	Usar Φps = Φtr				
				Factores de capacidad de carga por medio de tabla:				
				Usar Φps = Φ				
				Usar Φ				

Ecuacion de Terzaghi (Cimentacion Rectangular)

Capacidad de Carga			
Factor de resistencia FR:		0.35	
$p = q = \gamma Df$		5.47	TON
$q_{ult} = 1.3cNc + \gamma DfNq + 0.4\gamma BNy$			
Capacidad de carga ultima qult:		100.47	TON
$q_{adm} = q_{ult} * FR$		35.16	TON
Capacidad de Carga			
$q_{neta(u)} = q_u - q$		94.99	TON
Capacidad de carga admisible neta			
$q_{adm(neta)} = (q_u - q) * FR$		33.25	TON
Capacidad de carga admisible neta			

Capacidad de Carga Mayerhof

Factores de capacidad de carga:	$Nq = tg^2\left[45 + \frac{\phi}{2}\right]e^{\pi\tan\phi} =$	2.115	Factores de profundidad:	$dc = Fcd = 1 + 0.2\sqrt{Kp}\frac{Df}{B} =$	1.132
	$Nc = (Nq - 1)\cot\phi =$	7.643		$dq = 1 + 0.1\sqrt{Kp}\frac{Df}{B} =$	1.066
	$Ny = (Nq - 1)1.4\tan\phi =$	0.229		$dy = dq =$	1.066
Factores de forma:	$Kp = \gamma g^2(45 + \phi/2) =$	1.337	Factores de inclinacion de carga	Ángulo de inclin. Θ:	0.000
	$Sc = Fcs = 1 + 0.2Kp\frac{B}{L} =$	1.535		$Fci = Fqi = (1 - \theta/90)^2 =$	1.000
	$Sq = Fys = 1 + 0.1Kp\frac{B}{L} =$	1.267		$Fyi = (1 - \theta/\phi)^2 =$	1.000
	$Sq = Sy =$	1.267			

Capacidad de Carga por la Ecuacion General

Capacidad de Carga ultima q _u :	$qu = CNcFcsFcdFci + qNqFqsFqdFqi + 1/2\gamma BNyFysFydFyi =$	115.41	TON
Capacidad de carga admisible q _{adm} :	$q_{adm} = q_{ult} * FR$	40.39	TON

Tabla de Comparacion de Resultados

Metodo	Nq	Nc	Ny	Df/B	FR	qult	qadm
Terzaghi	2.276	8.744	1.018	1.14	0.35	100.47	35.16
Mayerhof	2.115	7.643	0.229	1.14	0.35	115.41	40.39



4.4 Diseño Estructural.

Se muestra el diseño estructural de la cimentación superficial para el puente del Rio Laja en la comunidad de Santa Fe de la Purísima Concepción.

Secciones utilizadas para proyecto

Losa	15 cm de espesor
Trabe	Viga AASTHO tipo III
Diafragma	50 cm x120 cm
Cabezal	Varias
Pila	610 cm x 250 cm
Zapata	Varias
Neopreno	50 cm x 50 cm x 15 cm

Materiales utilizados

Concreto tipo V	$F'c = 250 \text{ kg/cm}^2$
P. Volumétrico	$Y = 2400 \text{ kg/cm}^3$
Módulo de Elasticidad	$E = 221,359.44 \text{ kg/cm}^2$
Concreto tipo V	$F'c = 500 \text{ kg/cm}^2$
P. Volumétrico	$Y = 2400 \text{ kg/cm}^3$
Módulo de Elasticidad	$E = 313,049.50 \text{ kg/cm}^2$
Acero de refuerzo	$Fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de Elasticidad	$E = 2,000,000.00 \text{ kg/cm}^2$

4.5 Resultados

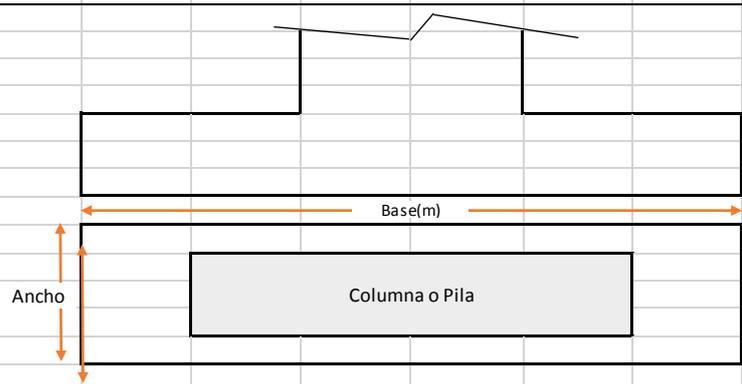
4.5.1 Diseño por flexo compresión

Diseño de cimentación superficial para puente carretero ubicado en el Rio Laja tramo Santa Fe de la Purísima – Cortazar, con una longitud horizontal de 66.50 m de cuerpo de 5 m de ancho, con viga tipo AASTHO III pretensada.

DISEÑO DE CIMENTACION SUPERFICIAL

ZAPATA AISLADA RECTANGULAR

Datos para diseño		
Base de zapata B:	7.00	m
Ancho de zapata A:	4.00	m
Recubrimiento r:	0.05	m
Largo de columna o pila C1:	6.10	m
Ancho de columna o pila C1:	0.80	m
Elementos mecanicos		
Descarga en la col. Pr:	483.48	Ton
Peso propio de la cim. P.P:	57.12	Ton
Carga Adm.e o resistente. Qadm:	23.62	Ton/m ²
Propiedades de material		
Esfuerzo minimo de fluencia fy:	250.00	kg/cm ³
Resistencia del concreto f'c:	4,200.00	kg/cm ³



Carga total que baja o descarga, Area necesaria y Carga axial de diseño

Descarga en la columna Pr:	483.48	Ton	Se usara una zapata rectangular de base B y un ancho A	
Peso propio de cim. P.P:	57.12	Ton	Area necesaria de cim. $Anc = Pu/qadm$	Anc: 32.04 m ²
W total:	540.60	Ton	Area necesaria de cim. $Anr = B*A$	Anr: 28.00 m ²
Carga axial de diseño Pu			Anr: 28.00	≥ Anc: 32.04 m ²
Pu = FcP	Pu: 756.85	Ton	No Cumple condicion	

La presion de contacto para el dimensionamiento de la zapata se calcula sin considerar el peso propio de la cimentacion

Presion de contacto Ps:	$Ps = FcP / Anr$	Ps:	24.17	Ton/m ²
Ps:	24.17	<	Qadm:	23.62
No Cumple condicion				

Determinacion de peralte efectivo de la zapata por resistencia a la FALLA POR PUNZAMIENTO

Se usara una zapata de presion constante

La seccion critica es un perimetro a una distancia de la mitad del peralte efectivo de la zapata medida desde el paño de la columna

La fuerza cortante que actua de la seccion critica Va:	$Vcr = Ps(Anr^2 - (C+d)^2)$	C:	0.60	Vcr:	626.05	Ton/m ²
	Suponiendo un peralte d	d:	0.85			
El area de la seccion critica vale:	$S = 4d(C+d)$			S:	49,300.00	cm ²
Esfuerzo cortante ultimo:	$Vu = Vcr/S$			Vu:	12.70	Kg/cm ²
Por reglamento, el esfuerzo cortante para la falla de punzamiento vale:		$Vr = FrVF * c$		Vr:	11.31	Kg/cm ²

2da interaccion

Refuerzo por flexion

Suponiendo	d: 0.85	m	Momento ultimo $Mu = PsB(B-C)^2/8$	Mu: 351.94	Ton-m
$Vcr = Ps(Anr^2 - (C+d)^2)$	Vcr: 626.05	Ton/m ²	Para la seccion sobreesforzada se puede calcular el area de acero con la formula apoximada siguiente:		
$S = 4d(C+d)$	S: 49,300.00	cm ²	Area de acero $As = Mu / Frfyjd$	As: 273.84	Ton-m
$Vu = Vcr/S$	Vu: 12.70	Kg/cm ²	Peralte Correcto		

Usando varilla del # 8.00 5.07 cm²

Usando varilla del # 10.00 7.94 cm²

Separacion de acero	$S = BAB / As$	9.79	10.00	cm	Separacion de acero	$S = BAB / As$	15.35	16.00	cm
Se usaran varillas del # 10.00 @ 16.00									

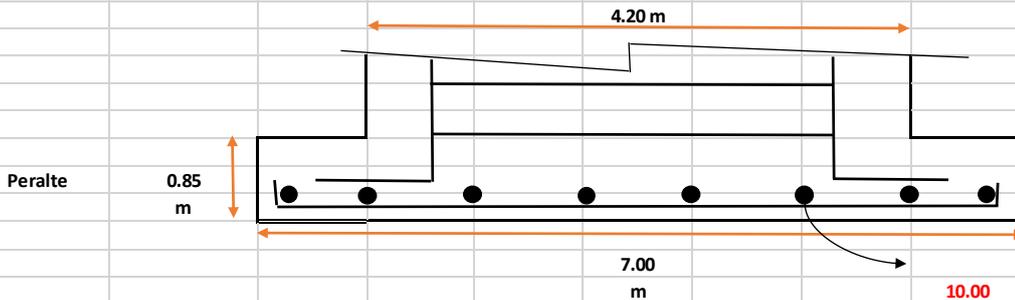
Cuatian de acero	$P = Ab / Sd$	P:	0.0058	Por cambio volumetrico	P:	0.0020	<	0.0058	
Cuantia minimo por flexion	$P = 0.7Vf'c / fy$	P:	0.0026	P:	0.0058	<	Pmin:	0.0026	Correcto

Nota: Si P es menor que Pmin se podra utilizar el minimo que en este caso es 0.01, si no es asi debera cambiar la seccion de la zapata.

Peralte total de la zapata

$h = d + dr / 2 + r$

h: 93.18 95.00 cm



Se usaron varillas de # 10.00 @ 16.00 cm
En ambos sentidos

ANEXOS

Cálculos del sondeo 1

Registro de calidad de material									
Proyecto;	Tesis de Cimentacion de puentes en el estado de Guanajuato				Muestra;	Sondeo 1; Clasificacion			
Tipo de material (Color);	Color café claro				Olor;				
Procedencia de material;	Rio Iaja, tramo; Celaya - Cortazar. Gto.				Fecha de informe;	17 de diciembre del 2018			
Hum. Nat.	P.W;	102.50	grs	W;	26.00%				
	P.S;	86.20	grs						
(Wd) Peso Total de la muestra;				4,190.00	grs				
(Wm1) Fraccion retenida en la malla No. 4;				-	grs				
(Wm2) Fraccion que pasa la malla No. 4;				4,190.00	grs				
Granulometria grande					Granulometria chica				
Peso neto;	2,120.00 grs				P.W;	500.00 grs			
Volumen;	2,134.00 m3				P.S;	436.30 grs			
P.V.S.S;	0.99 grs/m3								
Granulometria grande					Granulometria chica				
Mallas	Retenidos	%Re	%Pasa	Mallas	Pi	Ra%	%Pasa		
3"	-	0%	0%	10	0.10	0%	100%		
2"	-	0%	0%	20	0.70	0%	100%		
1 1/2"	-	0%	0%	40	11.85	3%	97%		
1"	-	0%	0%	60	29.60	7%	90%		
3/4"	-	0%	0%	100	31.50	7%	83%		
3/8"	-	0%	0%	200	39.30	9%	74%		
No.4	-	0%	100%	P. 200	323.25	74%	0%		
P. No.4	4,190.00	100%		Total;	436.30	100%			
Total;	4,190.00	100%							
Limites de Atterberg									
Limite liquido (LL)									
Sondeo	N. golpes	N. de vidrio de reloj	Masa tara + suelo humedo	Masa tara + suelo seco (g)	Masa de agua (grs)	Tara (grs)	Masa del suelo seco	Contenido de agua (%)	
1	13	20	11.10	8.22	2.88	1.92	6.30	46%	
	18	14	9.24	6.40	2.84	1.74	4.66	61%	
	25	-	-	-	-	-	-	-	
	29	84	9.59	7.12	2.47	1.91	5.21	47%	
	33	91	9.93	6.83	3.10	1.81	5.02	62%	
Limite Plastico (LP)									
Sondeo		N. de vidrio de reloj	Masa tara + suelo humedo	Masa tara + suelo seco (g)	Masa de agua (grs)	Tara (grs)	Masa del suelo seco	Contenido de agua (%)	
1		15	4.56	4.06	0.50	1.90	2.16	23%	
Contracion lineal									
	N. de barra	M. De barra	Medicion						
	13		99.30						
	23		99.10						
	4		99.30						
	21		98.70						
		CL =	99.10						
		Limite liquido;	54.00%						
LIMITE LIQUIDO									
Equivalente de arena;									
Lec. Arg;									
Lec. Are;									
Absorcion;					Densidad;				
	P.W;	kg			P.S;	kg			
	P.S;	kg			Volumen;	m3			
Limite liquido;	54.00%			Contraccion lineal;	99.10				
Limite plastico;	23.15%			Clasificacion de sucs;	CH (Arcilla de alta plasticidad)				
Indice plastico;	30.85%								
Observaciones;									

Mecanica de suelos (ESPECIMEN 1)

OBRA:	Cimentacion de Puente en el Rio Laja	Prueba de Compresion Triaxial Rapida		
LOCALIZACION:	Santa Fe de la Purisima, municipio de Cortazar Gto.			
SONDEO N°:	1	ENSAYO N°:	1	$\sigma_3 = 0.50 \text{ kg/cm}^2$
MUESTRA N°:	1	PROF:	2.50 a 2.80m	
CALSIFICACION:	Arcilla color café claro			

PRUEBA DE COMPRESION TRIAXIAL

Ds:	3.610 cm	As:	10.235 cm ²	Wm:	125.700 grs
Dc:	3.545 cm	Ac:	9.870 cm ²	Vm:	89.303 cm ³
Di:	3.574 cm	Ai:	10.032 cm ²	δm :	1.408 Ton/m ³
Presion Conf:	0.500 Kg/cm ²	Cte. de Anillo de Carga:	0.208 Kg/cm ²	Radio:	5.365 grs/cm ²
Hm:	8.890 cm	Am:	$\frac{As+4A+Ai}{6} = \frac{59.75}{6}$	=	9.958 cm ²

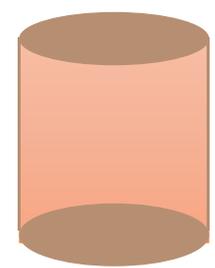
1	2	3	4	5	6	7	8		
Lectura de micrometro de deformacion	Carga	Deformacion total	Deformacion unitaria	1- Deformacion unitaria	Area coregida	Esfuerzo	Deformacion unitaria	Contenido de agua	
mm	Kg	mm	ϵ	(1- ϵ)	cm ²	Kg/cm ²	%		
0	-	-	-	1.000	9.958	-	0.00%		
28	5.824	0.200	0.0022	0.998	9.980	0.584	0.22%		
50	10.400	0.400	0.0045	0.996	10.003	1.040	0.45%	Capsula N°: -	
68	14.144	0.600	0.0067	0.993	10.026	1.411	0.67%	Pes. Cap. + s.h: 125.700 grs	
84	17.472	0.800	0.0090	0.991	10.048	1.739	0.90%	Pes. Cap. + s.s: 100.320 grs	
98	20.384	1.000	0.0112	0.989	10.071	2.024	1.12%		
107	22.256	1.200	0.0135	0.987	10.094	2.205	1.35%	Peso de agua: 25.380 grs	
112	23.296	1.400	0.0157	0.984	10.117	2.303	1.57%	Peso capsula: - grs	
112	23.296	1.600	0.0180	0.982	10.141	2.297	1.80%	Peso suelo seco: 100.320 grs	
112	23.296	1.800	0.0202	0.980	10.164	2.292	2.02%	Humedad %: 25.299 %	
111	23.088	2.000	0.0225	0.978	10.187	2.266	2.25%		
110	22.880	2.200	0.0247	0.975	10.211	2.241	2.47%		
110	22.880	2.400	0.0270	0.973	10.234	2.236	2.70%		
108	22.464	2.600	0.0292	0.971	10.258	2.190	2.92%		
107	22.256	2.800	0.0315	0.969	10.282	2.165	3.15%		
106	22.048	3.000	0.0337	0.966	10.306	2.139	3.37%		
104	21.632	3.200	0.0360	0.964	10.330	2.094	3.60%		
-									
-									
Esfuerzo axial (Kg/cm ²) :						2.303	1.57%		

Notas:

Muestra alterada



Dibujo del especimen de falla



Mecanica de suelos (ESPECIMEN 2)

OBRA:	Cimentacion de Puente en el Rio Laja		Prueba de Compresion Triaxial Rapida
LOCALIZACION:	Santa Fe de la Purisima, municipio de Cortazar Gto.		
SONDEO N°:	1	ENSAYO N°:	1
MUESTRA N°:	1	PROF:	2.50 a 2.80m
CALSIFICACION:	Arcilla color café claro		
$\sigma_3 = 1.00 \text{ kg/cm}^2$			

PRUEBA DE COMPRESION TRIAXIAL

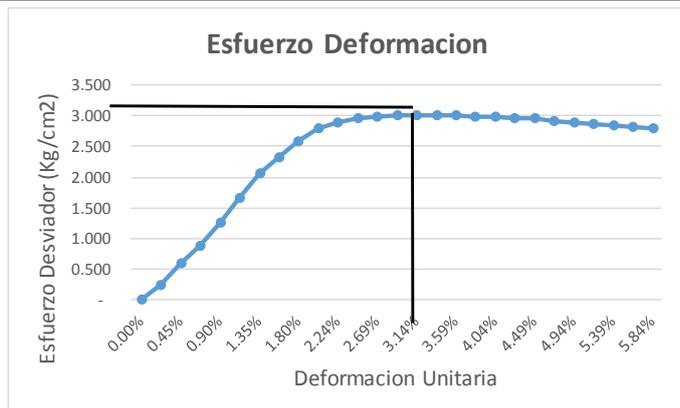
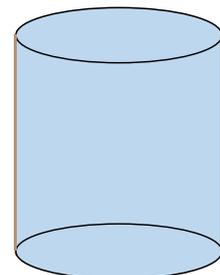
Ds:	3.591 cm	As:	10.128 cm ²	Wm:	124.400 grs
Dc:	3.510 cm	Ac:	9.676 cm ²	Vm:	87.910 cm ³
Di:	3.532 cm	Ai:	9.798 cm ²	δm:	1.415 Ton/m ³
Presion Conf:	1.000 Kg/cm ²	Cte. de Anillo de Carga:	0.208 Kg/cm ²	Radio:	5.317 grs/cm ²
Hm:	8.910 cm	Am:	$\frac{As+4A+Ai}{6} = \frac{58.63}{6}$	=	9.772 cm ²

1	2	3	4	5	6	7	8			
Lectura de micrometro de deformacion	Lectura de micrometro de carga	Carga	Deformacion total	Deformacion unitaria	1- Deformacion unitaria	Area coregida	Esfuerzo	Contenido de agua		
mm	mm	Kg	mm	-	-	cm ²	Kg/cm ²			
0	-	-	-	1.000	9.772	-	0.00%			
11	2.288	0.200	0.002	0.998	9.794	0.234	0.22%	Capsula N°:	-	
28	5.824	0.400	0.004	0.996	9.816	0.593	0.45%	Pes. Cap. + s.h:	124.400 grs	
42	8.736	0.600	0.007	0.993	9.838	0.888	0.67%	Pes. Cap. + s.s:	100.070 grs	
60	12.480	0.800	0.009	0.991	9.860	1.266	0.90%	Peso de agua:	24.330 grs	
79	16.432	1.000	0.011	0.989	9.883	1.663	1.12%	Peso capsula:	- grs	
98	20.384	1.200	0.013	0.987	9.905	2.058	1.35%	Peso suelo seco:	100.070 grs	
111	23.088	1.400	0.016	0.984	9.928	2.326	1.57%	Humedad %:	24.313 %	
124	25.792	1.600	0.018	0.982	9.950	2.592	1.80%			
134	27.872	1.800	0.020	0.980	9.973	2.795	2.02%			
139	28.912	2.000	0.022	0.978	9.996	2.892	2.24%			
142	29.536	2.200	0.025	0.975	10.019	2.948	2.47%			
144	29.952	2.400	0.027	0.973	10.042	2.983	2.69%			
145	30.160	2.600	0.029	0.971	10.065	2.996	2.92%			
146	30.368	2.800	0.031	0.969	10.089	3.010	3.14%			
146	30.368	3.000	0.034	0.966	10.112	3.003	3.37%			
146	30.368	3.200	0.036	0.964	10.136	2.996	3.59%			
146	30.368	3.400	0.038	0.962	10.159	2.989	3.82%			
146	30.368	3.600	0.040	0.960	10.183	2.982	4.04%			
145	30.160	3.800	0.043	0.957	10.207	2.955	4.26%			
145	30.160	4.000	0.045	0.955	10.231	2.948	4.49%			
144	29.952	4.200	0.047	0.953	10.255	2.921	4.71%			
143	29.744	4.400	0.049	0.951	10.279	2.894	4.94%			
142	29.536	4.600	0.052	0.948	10.304	2.867	5.16%			
141	29.328	4.800	0.054	0.946	10.328	2.840	5.39%			
140	29.120	5.000	0.056	0.944	10.353	2.813	5.61%			
139	28.912	5.200	0.058	0.942	10.377	2.786	5.84%			
Esfuerzo axial (Kg/cm²) :							3.010	3.14%		

Notas:

Muestra alterada

Dibujo del especimen de falla



Mecanica de suelos (ESPECIMEN 3)

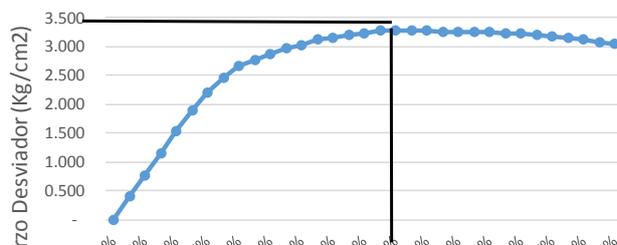
OBRA:	Cimentacion de Puente en el Rio Laja	Prueba de Compresion Triaxial Rapida
LOCALIZACION:	Santa Fe de la Purisima, municipio de Cortazar Gto.	
SONDEO N°:	1	ENSAYO N°: 1
MUESTRA N°:	1	PROF: 2.50 a 2.80m
CALSIFICACION:	Arcilla color café claro	$\sigma_3 = 1.50 \text{ kg/cm}^2$

PRUEBA DE COMPRESION TRIAXIAL

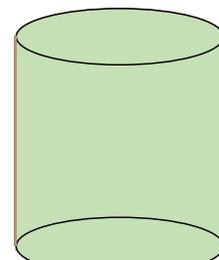
Ds:	3.389 cm	As:	9.021 cm ²	Wm:	118.500 grs
Dc:	3.469 cm	Ac:	9.451 cm ²	Vm:	82.536 cm ³
Di:	3.515 cm	Ai:	9.704 cm ²	δm:	1.436 Ton/m ³
Presion Conf:	1.500 Kg/cm ²	Cte. de Anillo de Carga:	0.208 Kg/cm ²	Radio:	5.187 grs/cm ²
Hm:	8.790 cm	Am:	As+4A+Ai = 56.53 / 6 = 9.422 cm ²		

1	2	3	4	5	6	7	8	
Lectura de micrometro de deformacion	Lectura de micrometro de carga	Carga	Deformacion total	Deformacion unitaria	1- Deformacion unitaria	Area coregida	Esfuerzo	Contenido de agua
mm	mm	Kg	mm	-	-	cm ²	Kg/cm ²	
0	-	-	-	1.000	9.422	-	0.00%	
18	3.744	0.200	0.002	0.998	9.443	0.396	0.23%	Capsula N°: -
35	7.280	0.400	0.005	0.995	9.465	0.769	0.46%	
52	10.816	0.600	0.007	0.993	9.486	1.140	0.68%	Pes. Cap. + s.h: 118.500 grs
70	14.560	0.800	0.009	0.991	9.508	1.531	0.91%	
86	17.888	1.000	0.011	0.989	9.530	1.877	1.14%	Pes. Cap. + s.s: 95.410 grs
101	21.008	1.200	0.014	0.986	9.552	2.199	1.37%	
113	23.504	1.400	0.016	0.984	9.574	2.455	1.59%	Peso de agua: 23.090 grs
122	25.376	1.600	0.018	0.982	9.596	2.644	1.82%	
128	26.624	1.800	0.020	0.980	9.619	2.768	2.05%	Peso capsula: - grs
133	27.664	2.000	0.023	0.977	9.641	2.869	2.28%	
138	28.704	2.200	0.025	0.975	9.664	2.970	2.50%	Peso suelo seco: 95.410 grs
141	29.328	2.400	0.027	0.973	9.686	3.028	2.73%	
145	30.160	2.600	0.030	0.970	9.709	3.106	2.96%	Humedad %: 24.201 %
147	30.576	2.800	0.032	0.968	9.732	3.142	3.19%	
150	31.200	3.000	0.034	0.966	9.755	3.198	3.41%	
152	31.616	3.200	0.036	0.964	9.778	3.233	3.64%	
154	32.032	3.400	0.039	0.961	9.801	3.268	3.87%	
155	32.240	3.600	0.041	0.959	9.824	3.282	4.10%	
155	32.240	3.800	0.043	0.957	9.847	3.274	4.32%	
155	32.240	4.000	0.046	0.954	9.871	3.266	4.55%	
155	32.240	4.200	0.048	0.952	9.894	3.258	4.78%	
155	32.240	4.400	0.050	0.950	9.918	3.251	5.01%	
155	32.240	4.600	0.052	0.948	9.942	3.243	5.23%	
155	32.240	4.800	0.055	0.945	9.966	3.235	5.46%	
155	32.240	5.000	0.057	0.943	9.990	3.227	5.69%	
155	32.240	5.200	0.059	0.941	10.014	3.219	5.92%	
154	32.032	5.400	0.061	0.939	10.038	3.191	6.14%	
153	31.824	5.600	0.064	0.936	10.063	3.163	6.37%	
152	31.616	5.800	0.066	0.934	10.087	3.134	6.60%	
151	31.408	6.000	0.068	0.932	10.112	3.106	6.83%	
150	31.200	6.200	0.071	0.929	10.137	3.078	7.05%	
149	30.992	6.400	0.073	0.927	10.162	3.050	7.28%	
Esfuerzo axial (Kg/cm²) :						3.282	4.10%	

Esfuerzo Deformacion

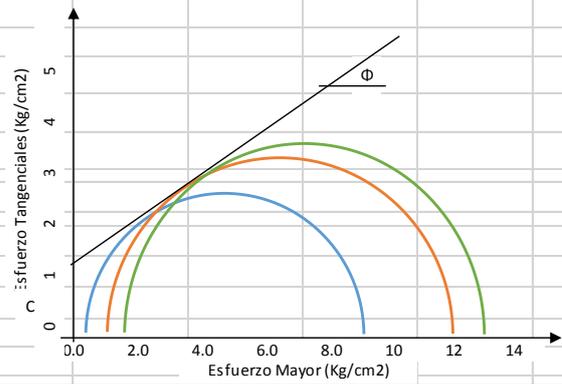


Dibujo del especimen de falla

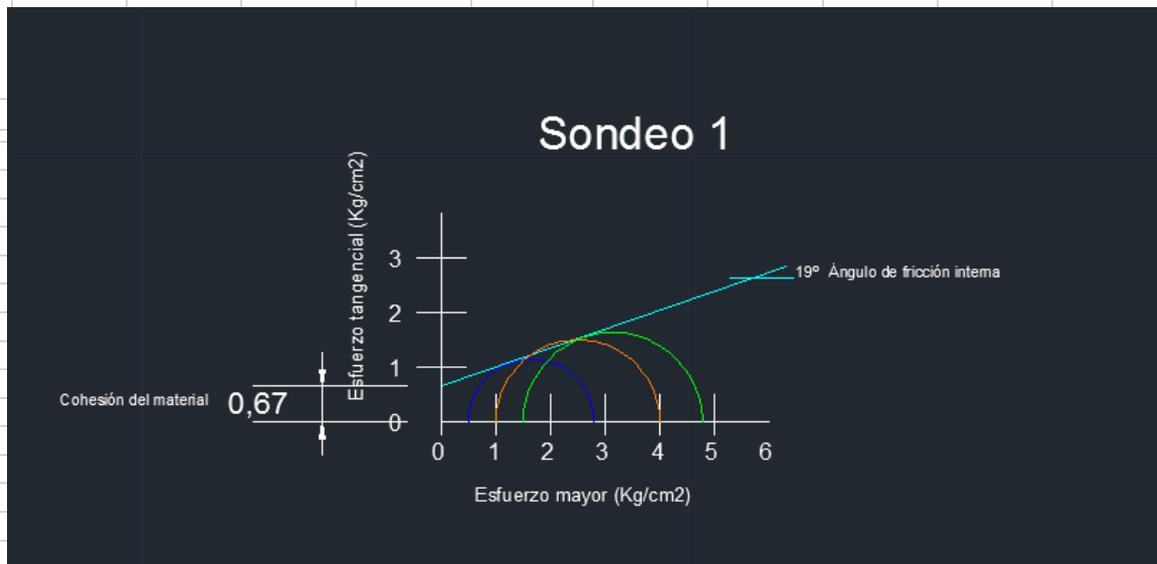


Calculo para los Circulos de Mohr

Prueba	Presion lateral inicial	Esfuerzo principal de rotura	Esfuerzo mayor	Humedad natural	Peso volumetrico
No.	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²	%	Ton/m ²
1	0.50	2.303	2.803	25.299	1.408
1	1.00	3.010	4.010	24.313	1.415
1	1.50	3.282	4.782	24.201	1.436
			Promedio:	24.604	1.419
Resultados de ensayo triaxial					
Cohesion c:		6.70	0.670 Kg/cm ²		
Angulo de friccion φ:		19.00	°		



Circulos de Morh realizados en AutoCad



Capacidad de carga ultima

Capacidad de Carga Terzaghi

Datos obtenidos de Ensayo Triaxial				Valores de Capacidad de Carga			
Descripción del suelo: Arcilla de alta plasticidad color Café Claro				Nota: El ángulo de fricción interna debe convertirse en radianes			
Cohesión del suelo C:	-	Ton/m2		Factores de capacidad de carga (admisible) = Nc, Ny	$Nq = \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)\tan\phi}}{2\cos^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)} =$	6.701	
Ángulo de fricción interna ϕ :	19.00	°					
Peso específico natural Y:	1.42	Ton/m3					
Datos propuestos para diseño				Factores de capacidad de carga (admisible) = Nc, Ny	$Nc = \cot\phi(Nq - 1) =$	16.558	
Ancho o diámetro del cimientto B:	7.00	m					
Longitud de zapata L:	3.50	m					
Profundidad de desplante mínima previsible Df:	4.00	m					
Peralte real propuesto Zapata h o d:	0.50	m			$Kpy = 3tg^2\left[45 + \frac{\phi + 33}{2}\right] =$	25.303	
Ajuste de Ángulo de Fricción Interna				$Ny = \frac{1}{2}\left[\frac{Kpy}{\cos^2\phi} - 1\right]tg\phi =$			4.701
L/B = 1 < 2	Usar Φ_{tr}	19.00	< 35°		Usar $\Phi_{ps} = \Phi_{tr}$		
		Usar $\Phi_{ps} = \Phi$					
		Usar Φ					
				Factores de capacidad de carga por medio de tabla:	Nq :	17.500	
					Nc :	7.000	
					Ny :	3.400	

Ecuacion de Terzaghi (Cimentacion Rectangular)

Capacidad de Carga			
Factor de resistencia FR:	0.35		$q_{neta(u)} = q_u - q$
$p = q = YDf$	5.68	Ton	Capacidad de carga ultima neta q_{neta} :
Presión ejercida en el suelo $p = q$:	5.68	Ton	51.05 Ton
$q_{ult} = 1.3cNc + \gamma_1 Df Nq + 0.4\gamma_2 B Ny$:	56.73	Ton	
Capacidad de carga ultima q_{ult} :	56.73	Ton	$q_{adm(neta)} = q_u - q * F.R$
$q_{adm} = q_{ult} * F.R$	19.86	Ton	Capacidad de carga admisible neta
Capacidad de carga admisible q_{adm} :	19.86	Ton	17.87 Ton

Capacidad de Carga Mayerhof

Factores de capacidad de carga:	$Nq = tg^2\left[45 + \frac{\phi}{2}\right]e^{\pi tg\phi} =$	5.798	Factores de profundidad:	$dc = Fcd = 1 + 0.2\sqrt{Kp}\frac{Df}{B} =$	1.160
	$Nc = (Nq - 1)cot\phi =$	13.934		$dq = 1 + 0.1\sqrt{Kp}\frac{Df}{B} =$	1.080
	$Ny = (Nq - 1)1.4tg\phi =$	2.403		$dy = dq =$	1.080
	$Kp = Tg^2(45 + \phi/2) =$	1.965		Ángulo de inclin. Θ :	0.000
Factores de forma:	$Sc = Fcs = 1 + 0.2Kp\frac{B}{L} =$	1.786	Factores de inclinacion de carga	$Fci = Fqi = (1 - \theta/90)^2 =$	1.000
	$Sq = Fys = 1 + 0.1Kp\frac{B}{L} =$	1.393		$Fyi = (1 - \theta/\phi)^2 =$	1.000
	$Sq = Sy =$	1.393			

Capacidad de Carga por la Ecuacion General

Capacidad de Carga ultima q_u :	$q_u = CNcFcsFcdFci + qNqFqsFqdFqi + 1/2YBNyFysFydFyi =$	67.49	Ton
Capacidad de carga admisible q_{adm} :	$q_{adm} = q_{ult} * F.R$	23.62	Ton

Tabla de Comparacion de Resultados

Metodo	Nq	Nc	Ny	Df/B	F.R	qult	qadm
Terzaghi	6.701	16.558	4.701	1.14	0.35	56.73	19.86
Mayerhof	5.798	13.934	2.403	1.14	0.35	67.49	23.62



Capacidad de carga ultima afectada por niveles freaticos

Capacidad de Carga Terzaghi

Datos obtenidos de Ensayo Triaxial				Valores de Capacidad de Carga			
Descripción del suelo: Arcilla de alta plasticidad color Café Claro				Nota: El ángulo de fricción interna debe convertirse en radianes			
Cohesión del suelo C:	-	Ton/m2		Factores de capacidad de carga (admisibles) = N_q, N_c, N_y	$N_q = \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)\tan\phi}}{2\cos^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)} =$	6.701	
Ángulo de fricción interna ϕ :	19.00	°					
Peso específico natural Y:	0.73	Ton/m3					
Datos propuestos para diseño				Factores de capacidad de carga (admisibles) = N_q, N_c, N_y	$N_c = \cot\phi(N_q - 1) =$	16.558	
Ancho o diámetro del cimientto B:	8.50	m					
Longitud de zapata L:	4.00	m					
Profundidad de desplante mínima previsible Df:	4.50	m					
Peralte real propuesto Zapata h o d:	0.80	m			$K_{py} = 3tg^2\left[45 + \frac{\phi + 33}{2}\right]$	25.303	
Ajuste de Ángulo de Fricción Interna				$N_y = \frac{1}{2}\left[\frac{K_{py}}{\cos^2\phi} - 1\right]tg\phi =$			4.701
L/B = 1 < 2	Usar Φ_{tr}	19.00	< 35°		Usar $\Phi_{ps} = \Phi_{tr}$		
		Usar $\Phi_{ps} = \Phi$					
		Usar Φ					
				Factores de capacidad de carga por medio de tabla:			
					$N_q :$	17.500	
					$N_c :$	7.000	
					$N_y :$	3.400	

Ecuacion de Terzaghi (Cimentacion Rectangular)

Capacidad de Carga			
Factor de resistencia FR:	0.35		$q_{neta(u)} = q_u - q$
$p = q = YDf$			Capacidad de carga ultima neta $q_{neta} :$
Presión ejercida en el suelo $p = q :$	3.29	Ton	30.40 Ton
$q_{ult} = 1.3cN_c + \gamma_1 Df N_q + 0.4\gamma_2 B N_y :$			
Capacidad de carga ultima $q_{ult} :$	33.68	Ton	
$q_{adm} = q_{ult} * F.R$			$q_{adm(neta)} = q_u - q * F.R$
Capacidad de carga admisible $q_{adm} :$	11.79	Ton	Capacidad de carga admisible neta
			10.64 Ton

Capacidad de Carga Mayerhof

Factores de capacidad de carga:	$N_q = tg^2\left[45 + \frac{\phi}{2}\right]e^{\pi tg\phi} =$	5.798	Factores de profundidad:	$dc = Fcd = 1 + 0.2\sqrt{Kp}\frac{Df}{B} =$	1.148
	$N_c = (N_q - 1)cot\phi =$	13.934		$dq = 1 + 0.1\sqrt{Kp}\frac{Df}{B} =$	1.074
	$N_y = (N_q - 1)1.4\tan\phi =$	2.403		$dy = dq =$	1.074
	$Kp = Tg^2(45 + \phi/2) =$	1.965		Ángulo de inclin. $\Theta :$	0.000
Factores de forma:	$Sc = Fcs = 1 + 0.2Kp\frac{B}{L} =$	1.835	Factores de inclinacion de carga	$Fci = Fqi = (1 - \theta/90)^2 =$	1.000
	$Sq = Fys = 1 + 0.1Kp\frac{B}{L} =$	1.418		$Fyi = (1 - \theta/\phi)^2 =$	1.000
	$Sq = Sy =$	1.418			

Capacidad de Carga por la Ecuacion General

Capacidad de Carga ultima $q_u :$	$q_u = CNcFcsFcdFci + qNqFqsFqdFqi + 1/2YBNyFysFydFyi =$	40.36	Ton
Capacidad de carga admisible $q_{adm} :$	$q_{adm} = q_{ult} * F.R$	14.12	Ton

Tabla de Comparacion de Resultados

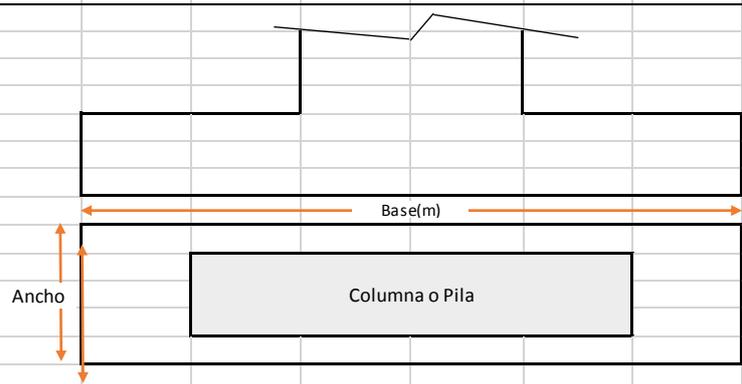
Metodo	N_q	N_c	N_y	Df/B	F.R	q_{ult}	q_{adm}
Terzaghi	6.701	16.558	4.701	1.13	0.35	33.68	11.79
Mayerhof	5.798	13.934	2.403	1.13	0.35	40.36	14.12



DISEÑO DE CIMENTACION SUPERFICIAL

ZAPATA AISLADA RECTANGULAR

Datos para diseño		
Base de zapata B:	7.00	m
Ancho de zapata A:	4.00	m
Recubrimiento r:	0.05	m
Largo de columna o pila C1:	6.10	m
Ancho de columna o pila C1:	0.80	m
Elementos mecanicos		
Descarga en la col. Pr:	483.48	Ton
Peso propio de la cim. P.P:	57.12	Ton
Carga Adm.e o resistente. Qadm:	23.62	Ton/m ²
Propiedades de material		
Esfuerzo minimo de fluencia fy:	250.00	kg/cm ³
Resistencia del concreto f'c:	4,200.00	kg/cm ³



Carga total que baja o descarga, Area necesaria y Carga axial de diseño

Descarga en la columna Pr:	483.48	Ton
Peso propio de cim. P.P:	57.12	Ton
W total:	540.60	Ton
Carga axial de diseño Pu		
Pu = FcP	Pu:	756.85

Se usara una zapata rectangular de base B y un ancho A			
Area necesaria de cim. Anc = Pu/qadm	Anc:	32.04	m ²
Area necesaria de cim. Anr = B*A	Anr:	28.00	m ²
	Anr:	28.00	≥ Anc: 32.04 m ²
No Cumple condicion			

La presion de contacto para el dimensionamiento de la zapata se calcula sin considerar el peso propio de la cimentacion

Presion de contacto Ps:	Ps=FcP/Anr	Ps:	24.17	Ton/m ²
Ps:	24.17	<	qadm:	23.62
No Cumple condicion				

Determinacion de peralte efectivo de la zapata por resistencia a la FALLA POR PUNZAMIENTO

Se usara una zapata de presion constante

La seccion critica es un perimetro a una distancia de la mitad del peralte efectivo de la zapata medida desde el paño de la columna

La fuerza cortante que actua de la seccion critica Va:	$Vcr = Ps(Anr^2 - (C+d)^2)$	C:	0.60	
	Suponiendo un peralte d	d:	0.85	Vcr: 626.05
				Ton/m ²
El area de la seccion critica vale:	$S = 4d(C+d)$			S: 49,300.00
				cm ²
Esfuerzo cortante ultimo:	$Vu = Vcr/S$			Vu: 12.70
				Kg/cm ²
Por reglamento, el esfuerzo cortante para la falla de punzamiento vale:		$Vr = FrVF*c$		Vr: 11.31
				Kg/cm ²

2da interaccion

Refuerzo por flexion

Suponiendo	d:	0.85	m	
Vcr = Ps(Anr ² - (C+d) ²)	Vcr:	626.05	Ton/m ²	
S = 4d(C+d)	S:	49,300.00	cm ²	
Vu = Vcr/S	Vu:	12.70	Kg/cm ²	
Peralte Correcto				
		Momento ultimo $Mu = PsB(B-C)^2/8$		
		Mu: 351.94		
		Ton-m		
Para la seccion sobreesforzada se puede calcular el area de acero con la formula apoximada siguiente:				
		Area de acero $As = Mu/FrFyd$		
		As: 273.84		
		Ton-m		

Usando varilla del # 8.00 5.07 cm²

Usando varilla del # 10.00 7.94 cm²

Separacion de acero	S =BAB/As	9.79	10.00	cm
Se usaran varillas del # 10.00 @ 16.00				

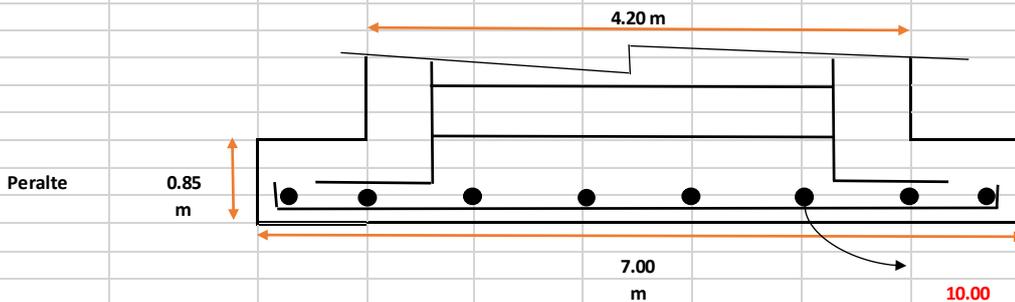
Cuatian de acero	P = Ab/Sd	P:	0.0058	
Cuantia minimo por flexion	P = 07Vf'c/fy	P:	0.0026	
		Por cambio volumetrico	P:	0.0020
		<	Pmin:	0.0026
		Correcto		

Nota: Si P es menor que Pmin se podra utilizar el minimo que en este caso es 0.01, si no es asi debera cambiar la seccion de la zapata.

Peralte total de la zapata

$h = d+dr/2+r$

h: 93.18 95.00 cm



Se usaron varillas de # 10.00 @ 16.00 cm
En ambos sentidos

Cálculos del sondeo 2

Registro de calidad de material										
Proyecto:		Tesis de Cimentacion de puentes en el estado de Guanajuato				Muestra;		Sondeo 2; Clasificacion		
Tipo de material (Color);						Olor;				
Procedencia de material;		Rio Iaja, tramo; Celaya - Cortazar. Gto.				Fecha de informe;		17 de diciembre del 2018		
Hum. Nat.	P.W;	260.00 grs		W;	31.05%					
	P.S;	198.40 grs								
(Wd) Peso Total de la muestra;				4,250.00 grs						
(Wm1) Fraccion retenida en la malla No. 4;				- grs						
(Wm2) Fraccion que pasa la malla No. 4;				4,250.00 grs						
Granulometria grande					Granulometria chica					
Peso neto;		2,050.00 grs		P.W;		500.00 grs				
Volumen;		2,134.00 m3		P.S;		452.50 grs				
P.V.S.S;		0.96 grs/m3								
Granulometria grande					Granulometria chica					
Mallas	Retenidos	%Re	%Pasa	Mallas	Pi	Ra%	%Pasa			
3"	-	0%	0%	10	8.00	2%	98%			
2"	-	0%	0%	20	0.65	0%	98%			
1 1/2"	-	0%	0%	40	11.00	2%	96%			
1"	-	0%	0%	60	28.40	6%	89%			
3/4"	-	0%	0%	100	27.00	6%	83%			
3/8"	-	0%	0%	200	35.50	8%	76%			
No.4	-	0%	100%	P. 200	341.95	76%	0%			
P. No.4	4,250.00	100%		Total;	452.50	100%				
Total;	4,250.00	100%								
Lmites de Atterberg										
Limite liquido (LL)										
Sondeo	N. golpes	N. de vidrio de reloj	Masa tara + suelo humedo	Masa tara + suelo seco (g)	Masa de agua (grs)	Tara (grs)	Masa del suelo seco	Contenido de agua (%)		
2	13	21	10.01	7.23	2.78	1.92	5.31	52%		
	18	16	8.16	5.88	2.28	2.08	3.80	60%		
	25	-	-	-	-	-	-	-		
	29	14	8.06	6.76	1.30	1.74	5.02	26%		
	33	80	8.62	5.68	2.94	1.81	3.87	76%		
Limite Plastico (LP)										
Sondeo	N. de vidrio de reloj	Masa tara + suelo humedo	Masa tara + suelo seco (g)	Masa de agua (grs)	Tara (grs)	Masa del suelo seco	Contenido de agua (%)			
2	15	4.39	3.97	0.42	1.90	2.07	20%			
Contracion lineal										
N. de barra	M. De barra	Medicion								
13										
23										
4										
21										
		CL =	-							
Equivalente de arena;										
Lec. Arq;										
Lec. Are;										
Absorcion;	P.W;	kg		Densidad;		P.S;	kg			
	P.S;	kg				Volumen;	m3			
Limite liquido;		51.40%		Contraccion lineal;		0.00				
Limite plastico;		20.29%		Clasificacion de sucs;		CH (Arcilla de alta plasticidad)				
Indice plastico;		31.11%								
Observaciones;										

Mecanica de suelos (ESPECIMEN 1)

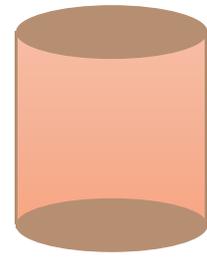
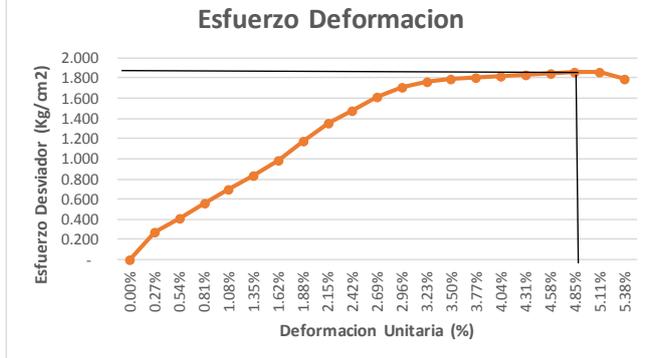
OBRA:	Cimentacion de Puente en el Rio Laja			Prueba de Compresion Triaxial Rapida		
LOCALIZACION:	Santa Fe de la Purisima municipio de Cortazar Gto.					
SONDEO N°:	2	ENSAYO N°:	1	$\sigma_3 = 0.50 \text{ kg/cm}^2$		
MUESTRA N°:	1	PROF:	2.80 a 3.00m			
CALSIFICACION:	Arcilla Color Café Claro					

PRUEBA DE COMPRESION TRIAXIAL

Ds:	3.610	cm	As:	10.235	cm ²	Wm:	106.600	grs	
Dc:	3.650	cm	Ac:	10.463	cm ²	Vm:	77.300	cm ³	
Di:	3.630	cm	Ai:	10.349	cm ²	δm:	1.379	Ton/m ³	
Presion Conf:	0.500	Kg/cm ²	Cte. de Anillo de Carga:	0.208	Kg/division	Radio:	5.445	grs/cm ²	
Hm:	7.430	cm	Am:	As+4A+Ai 6	=	62.44 6	=	10.406	cm ²

1	2	3	4	5	6	7	8		
Lectura de micrometro de deformacion	Carga	Deformacion total	Deformacion unitaria	1- Deformacion unitaria	Area coregida	Esfuerzo	Deformacion unitaria	Contenido de agua	
mm	Kg	mm	ε	(1-ε)	cm ²	Kg/cm ²	%		
0	-	-	-	1.000	10.406	-	0.00%		
14	2.912	0.200	0.0027	0.997	10.434	0.279	0.27%		
21	4.368	0.400	0.0054	0.995	10.463	0.417	0.54%		
28	5.824	0.600	0.0081	0.992	10.491	0.555	0.81%		Capsula N°: -
35	7.280	0.800	0.0108	0.989	10.520	0.692	1.08%		Pes. Cap. + s.h: 106.250 grs
42	8.736	1.000	0.0135	0.987	10.548	0.828	1.35%		Pes. Cap. + s.s: 68.550 grs
50	10.400	1.200	0.0162	0.984	10.577	0.983	1.62%		Peso de agua: 37.700 grs
60	12.480	1.400	0.0188	0.981	10.606	1.177	1.88%		Peso capsula: - grs
69	14.352	1.600	0.0215	0.978	10.635	1.349	2.15%		Peso suelo seco: 68.550 grs
76	15.808	1.800	0.0242	0.976	10.665	1.482	2.42%		Humedad %: 54.996 %
83	17.264	2.000	0.0269	0.973	10.694	1.614	2.69%		
88	18.304	2.200	0.0296	0.970	10.724	1.707	2.96%		
91	18.928	2.400	0.0323	0.968	10.754	1.760	3.23%		
93	19.344	2.600	0.0350	0.965	10.784	1.794	3.50%		
94	19.552	2.800	0.0377	0.962	10.814	1.808	3.77%		
95	19.760	3.000	0.0404	0.960	10.844	1.822	4.04%		
96	19.968	3.200	0.0431	0.957	10.875	1.836	4.31%		
97	20.176	3.400	0.0458	0.954	10.905	1.850	4.58%		
98	20.384	3.600	0.0485	0.952	10.936	1.864	4.85%		
98	20.384	3.800	0.0511	0.949	10.967	1.859	5.11%		
95	19.760	4.000	0.0538	0.946	10.999	1.797	5.38%		
Esfuerzo axial (Kg/cm²) :						1.864	4.85%		

Dibujo del especimen de falla



Notas:
Muestra alterada

Mecanica de suelos (ESPECIMEN 2)

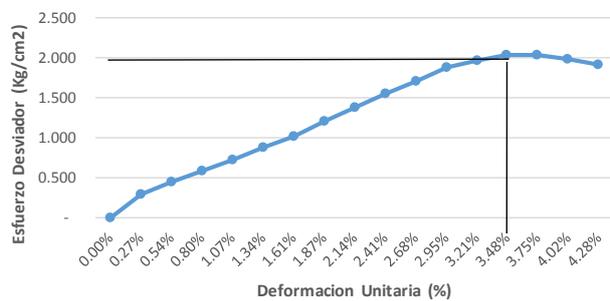
OBRA:	Cimentacion de Puente en el Rio Laja	Prueba de Compresion Triaxial Rapida
LOCALIZACION:	Santa Fe de la Purisima municipio de Cortazar Gto.	
SONDEO N°:	2	ENSAYO N°: 1
MUESTRA N°:	1	PROF: 2.80 a 3.00m
CALSIFICACION:	Arcilla Color Café Claro	$\sigma_3 = 1.00 \text{ kg/cm}^2$

PRUEBA DE COMPRESION TRIAXIAL

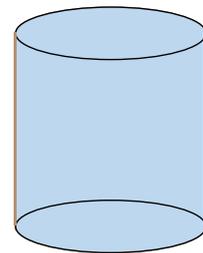
Ds:	3.680 cm	As:	10.636 cm ²	Wm:	107.500 grs
Dc:	3.690 cm	Ac:	10.694 cm ²	Vm:	79.165 cm ³
Di:	3.650 cm	Ai:	10.463 cm ²	δm:	1.358 Ton/m ³
Presion Conf:	1.000 Kg/cm ²	Cte. de Anillo de Carga:	0.208 Kg/cm ²	Radio:	5.510 grs/cm ²
Hm:	7.470 cm	Am:	$\frac{As+4A+Ai}{6} = \frac{63.88}{6} = 10.646 \text{ cm}^2$		

1	2	3	4	5	6	7	8	Contenido de agua		
Lectura de micrometro de deformacion	Lectura de micrometro de carga	Carga	Deformacion total	Deformacion unitaria	1- Deformacion unitaria	Area coregida	Esfuerzo			
mm	mm	Kg	mm	-	-	cm ²	Kg/cm ²			
0	-	-	-	1.000	10.646	-	0.00%			
15	3.120	0.200	0.003	0.997	10.675	0.292	0.27%	Capsula N°:	-	
23	4.784	0.400	0.005	0.995	10.703	0.447	0.54%	Pes. Cap. + s.h:	106.650 grs	
30	6.240	0.600	0.008	0.992	10.732	0.581	0.80%	Pes. Cap. + s.s:	69.140 grs	
37	7.696	0.800	0.011	0.989	10.761	0.715	1.07%	Peso de agua:	37.510 grs	
45	9.360	1.000	0.013	0.987	10.790	0.867	1.34%	Peso capsula:	- grs	
53	11.024	1.200	0.016	0.984	10.820	1.019	1.61%	Peso suelo seco:	69.140 grs	
63	13.104	1.400	0.019	0.981	10.849	1.208	1.87%	Humedad %:	54.252 %	
72	14.976	1.600	0.021	0.979	10.879	1.377	2.14%			
81	16.848	1.800	0.024	0.976	10.909	1.544	2.41%			
90	18.720	2.000	0.027	0.973	10.939	1.711	2.68%			
99	20.592	2.200	0.029	0.971	10.969	1.877	2.95%			
104	21.632	2.400	0.032	0.968	10.999	1.967	3.21%			
108	22.464	2.600	0.035	0.965	11.030	2.037	3.48%			
108	22.464	2.800	0.037	0.963	11.061	2.031	3.75%			
106	22.048	3.000	0.040	0.960	11.091	1.988	4.02%			
102	21.216	3.200	0.043	0.957	11.122	1.907	4.28%			
Esfuerzo axial (Kg/cm²) :							2.037	3.48%	Notas: Muestra alterada	

Esfuerzo Deformacion



Dibujo del especimen de falla



Mecanica de suelos (ESPECIMEN 3)

OBRA:	Cimentacion de Puente en el Rio Laja	Prueba de Compresion Triaxial Rapida
LOCALIZACION:	Santa Fe de la Purisima municipio de Cortazar Gto.	$\sigma_3 = 1.50 \text{ kg/cm}^2$
SONDEO N°:	2	
MUESTRA N°:	1	
CALSIFICACION:	Arcilla Color Café Claro	
ENSAYO N°:	1	
PROF:	2.80 a 3.00m	

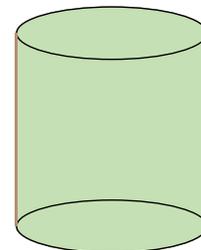
PRUEBA DE COMPRESION TRIAXIAL

Ds:	3.750 cm	As:	11.045 cm ²	Wm:	109.900 grs
Dc:	3.650 cm	Ac:	10.463 cm ²	Vm:	80.400 cm ³
Di:	3.690 cm	Ai:	10.694 cm ²	δm:	1.367 Ton/m ³
Presion Conf:	1.500 Kg/cm ²	Cte. de Anillo de Carga:	0.208 Kg/cm ²	Radio:	5.545 grs/cm ²
Hm:	7.590 cm	Am:	$\frac{As+4A+Ai}{6} = \frac{63.59}{6}$	=	10.599 cm ²

1	2	3	4	5	6	7	8			
Lectura de micrometro de deformacion	Lectura de micrometro de carga	Carga	Deformacion total	Deformacion unitaria	1- Deformacion unitaria	Area coregida	Esfuerzo	Contenido de agua		
mm	mm	Kg	mm	-	-	cm ²	Kg/cm ²			
0	-	-	-	1.000	10.599	-	0.00%			
9	1.872	0.200	0.003	0.997	10.627	0.176	0.26%	Capsula N°:		
16	3.328	0.400	0.005	0.995	10.655	0.312	0.53%	Pes. Cap. + s.h:	109.560 grs	
23	4.784	0.600	0.008	0.992	10.683	0.448	0.79%	Pes. Cap. + s.s:	71.970 grs	
30	6.240	0.800	0.011	0.989	10.712	0.583	1.05%	Peso de agua:	37.590 grs	
35	7.280	1.000	0.013	0.987	10.740	0.678	1.32%	Peso capsula:	- grs	
41	8.528	1.200	0.016	0.984	10.769	0.792	1.58%	Peso suelo seco:	71.970 grs	
55	11.440	1.400	0.018	0.982	10.798	1.059	1.84%	Humedad %:	52.230 %	
63	13.104	1.600	0.021	0.979	10.827	1.210	2.11%	Notas: Muestra alterada		
71	14.768	1.800	0.024	0.976	10.856	1.360	2.37%			
79	16.432	2.000	0.026	0.974	10.886	1.510	2.64%			
87	18.096	2.200	0.029	0.971	10.915	1.658	2.90%			
95	19.760	2.400	0.032	0.968	10.945	1.805	3.16%			
103	21.424	2.600	0.034	0.966	10.975	1.952	3.43%			
110	22.880	2.800	0.037	0.963	11.005	2.079	3.69%			
115	23.920	3.000	0.040	0.960	11.035	2.168	3.95%			
117	24.336	3.200	0.042	0.958	11.065	2.199	4.22%			
117	24.336	3.400	0.045	0.955	11.096	2.193	4.48%			
114	23.712	3.600	0.047	0.953	11.127	2.131	4.74%			
112	23.296	3.800	0.050	0.950	11.157	2.088	5.01%			
Esfuerzo axial (Kg/cm²) :							2.199	4.22%		



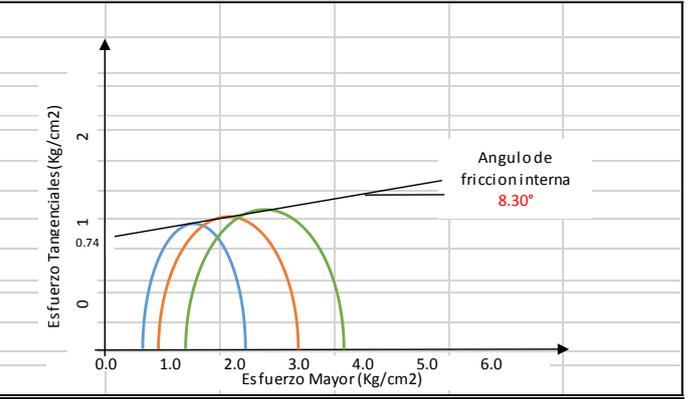
Dibujo del especimen de falla



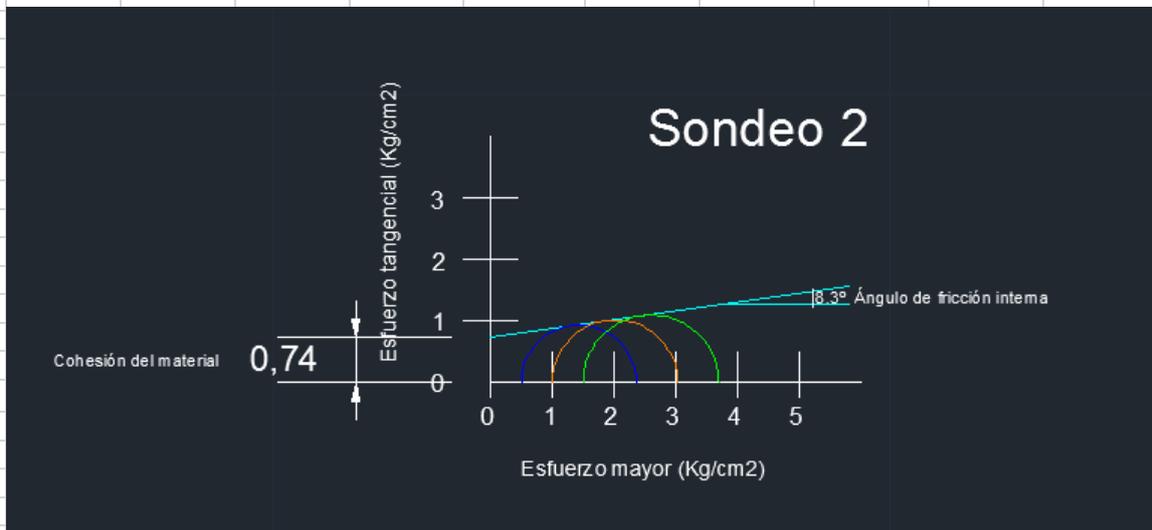
Calculo para los Circulos de Mohr

OBRA:	Cimentacion de Puente en el Rio Laja		
LOCALIZACION:	Santa Fe de la Purisima municipio de Cortazar Gto.	MUESTRA N°:	1
SONDEO N°:	2	ENSAYO N°:	1
CALSIFICACION:		Arcilla Color Café Claro	
PROF:		2.80 a 3.00m	

Prueba	Presion lateral inicial	Esfuerzo principal de rotura	Esfuerzo mayor	Humedad natural	Peso volumetrico
No.	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²	%	Ton/m ²
1	0.50	1.864	2.364	54.996	1.379
1	1.00	2.037	3.037	54.252	1.358
1	1.50	2.199	3.699	52.230	1.367
Promedio:			53.826	1.368	
Resultados de ensayo triaxial					
Cohesion c:		7.400 0.740 Kg/cm ²			
Angulo de friccion φ:		8.30 °			



Circulos de Morh realizados en AutoCad



Capacidad de carga ultima afectada por nivel freatico

Capacidad de Carga Terzaghi

Datos obtenidos de Ensayo Triaxial				Valores de Capacidad de Carga					
Descripción del suelo: Arcilla color Café Claro				Nota: El ángulo de fricción interna debe convertirse en radianes					
Cohesión del suelo C:		7.40	Ton/m2	Factores de capacidad de carga (admisibles) = N_c, N_q, N_y	$N_q = \frac{e^{2\left(\frac{3\pi - \phi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)\tan\phi}}{2\cos^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)} =$	2.276			
Ángulo de fricción interna ϕ :		8.30	°			$N_c = \cot\phi(N_q - 1) =$	8.744		
Peso específico natural Y:		1.37	Ton/m3				$K_{py} = 3tg^2\left[45 + \frac{\phi + 33}{2}\right]$	14.647	
Datos propuestos para diseño				Factores de capacidad de carga por medio de tabla:					
Base o diámetro del cimientto B:		7.00	m	$N_y = \frac{1}{2}\left[\frac{K_{py}}{\cos^2\phi} - 1\right]tg\phi =$	1.018				
Ancho de zapata A:		3.50	m		$N_q :$	3.000			
Profundidad de desplante mínima previsible Df:		4.00	m			$N_c :$	8.500		
Peralte real propuesto Zapata h o d:		0.40	m				$N_y :$	1.000	
Ajuste de Ángulo de Fricción Interna									
L/B = 1 < 2	Usar Φ_{tr}	8.30	< 35°						
	Usar $\Phi_{ps} = \Phi$								
	Usar Φ								

Ecuacion de Terzaghi (Cimentacion Rectangular)

Capacidad de Carga			
Factor de resistencia FR:		0.35	
$p = q = YDf$			$q_{neta(u)} = q_u - q$
Presión ejercida en el suelo p=q:		5.47	Ton
$q_{ult} = 1.3cN_c + YDfN_q + 0.4YBN_y$			
Capacidad de carga ultima q_{ult} :		100.47	Ton
$q_{adm} = q_{ult} * FR$			$q_{adm(neta)} = (q_u - q) * FR$
Capacidad de carga admisible q_{adm} :		35.16	Ton
			33.25 Ton

Capacidad de Carga Mayerhof

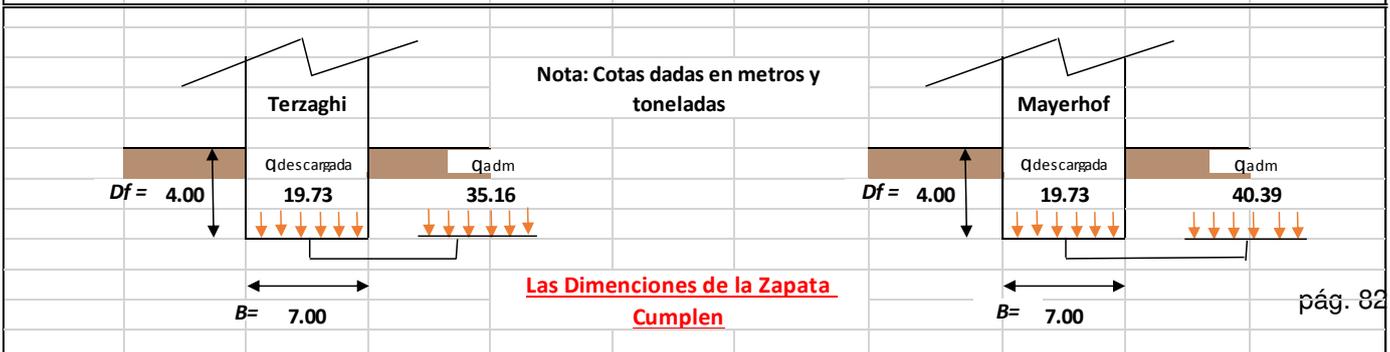
Factores de capacidad de carga:	$N_q = tg^2\left[45 + \frac{\phi}{2}\right]e^{\pi\tan\phi} =$	2.115	Factores de profundidad:	$dc = Fcd = 1 + 0.2\sqrt{Kp}\frac{Df}{B} =$	1.132
	$N_c = (N_q - 1)\cot\phi =$	7.643		$dq = 1 + 0.1\sqrt{Kp}\frac{Df}{B} =$	1.066
	$N_y = (N_q - 1)1.4\tan\phi =$	0.229		$dy = dq =$	1.066
	$Kp = Tg^2(45 + \phi/2) =$	1.337		Ángulo de inclin. Θ :	0.000
Factores de forma:	$Sc = Fcs = 1 + 0.2Kp\frac{B}{L} =$	1.535	Factores de inclinación de carga	$Fci = Fqi = (1 - \theta/90)^2 =$	1.000
	$Sq = Fys = 1 + 0.1Kp\frac{B}{L} =$	1.267		$Fyi = (1 - \theta/\phi)^2 =$	1.000
	$Sq = Sy =$	1.267			

Capacidad de Carga por la Ecuacion General

Capacidad de Carga ultima q_u :	$q_u = CNcFcsFcdFci + qNqFqsFqdFqi + 1/2YBNyFysFydFyi =$	115.41	Ton
Capacidad de carga admisible q_{adm} :	$q_{adm} = q_{ult} * FR$	40.39	Ton

Tabla de Comparacion de Resultados

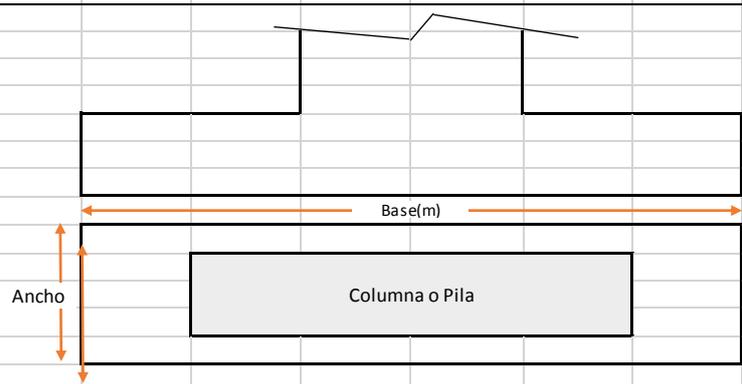
Metodo	N_q	N_c	N_y	Df/B	FR	q_{ult}	q_{adm}
Terzaghi	2.276	8.744	1.018	1.14	0.35	100.47	35.16
Mayerhof	2.115	7.643	0.229	1.14	0.35	115.41	40.39



DISEÑO DE CIMENTACION SUPERFICIAL

ZAPATA AISLADA RECTANGULAR

Datos para diseño		
Base de zapata B:	7.00	m
Ancho de zapata A:	2.50	m
Recubrimiento r:	0.05	m
Largo de columna o pila C1:	6.10	m
Ancho de columna o pila C1:	0.80	m
Elementos mecanicos		
Descarga en la col. Pr:	483.48	Ton
Peso propio de la cim. P.P:	35.70	Ton
Carga Adm.e o resistente. Qadm:	40.39	Ton/m ²
Propiedades de material		
Esfuerzo minimo de fluencia fy:	250.00	kg/cm ³
Resistencia del concreto f'c:	4,200.00	kg/cm ³



Carga total que baja o descarga, Area necesaria y Carga axial de diseño

Descarga en la columna Pr:	483.48	Ton	Se usara una zapata rectangular de base B y un ancho A	
Peso propio de cim. P.P:	35.70	Ton	Area necesaria de cim. $Anc = Pu/qadm$	Anc: 17.99 m ²
W total:	519.18	Ton	Area necesaria de cim. $Anr = B*A$	Anr: 17.50 m ²
Carga axial de diseño Pu			Anr: 17.50	≥ Anc: 17.99 m ²
Pu = FcP	Pu:	726.86	No Cumple condicion	

La presion de contacto para el dimencionamiento de la zapata se calcula sin considerar el peso propio de la cimentacion

Presion de contacto Ps:	$Ps = FcP / Anr$	Ps:	38.68	Ton/m ²
Ps:	38.68	<	Qadm:	40.39 Ton/m ²
Cumple condicion				

Determinacion de peralte efectivo de la zapata por resistencia a la FALLA POR PUNZAMIENTO

Se usara una zapata de presion constante

La seccion critica es un perimetro a una distancia de la mitad del peralte efectivo de la zapata medida desde el paño de la columna

La fuerza cortante que actua de la seccion critica Va:	$Vcr = Ps(Anr^2 - (C+d)^2)$	C:	0.60	Vcr:	595.56	Ton/m ²
	Suponiendo un peralte d	d:	0.85			
El area de la seccion critica vale:	$S = 4d(C+d)$			S:	49,300.00	cm ²
Esfuerzo cortante ultimo:	$Vu = Vcr/S$			Vu:	12.08	Kg/cm ²
Por reglamento, el esfuerzo cortante para la falla de punzamiento vale:		$Vr = FrVF*c$		Vr:	11.31	Kg/cm ²

2da interaccion

Refuerzo por flexion

Suponiendo	d:	0.85	m	Momento ultimo $Mu = PsB(B-C)^2/8$	Mu:	259.70	Ton-m
$Vcr = Ps(Anr^2 - (C+d)^2)$	Vcr:	595.56	Ton/m ²	Para la seccion sobreesforzada se puede calcular el area de acero con la formula apoximada siguiente:			
$S = 4d(C+d)$	S:	49,300.00	cm ²	Area de acero $As = Mu / Frfyjd$	As:	202.07	Ton-m
$Vu = Vcr/S$	Vu:	12.08	Kg/cm ²	Peralte Correcto			

Usando varilla del # 8.00 5.07 cm²

Usando varilla del # 10.00 7.94 cm²

Separacion de acero	$S = BAB/As$	10.49	12.00	cm	Separacion de acero	$S = BAB/As$	16.44	17.00	cm
Se usaran varillas del # 8.00 @ 12.00									

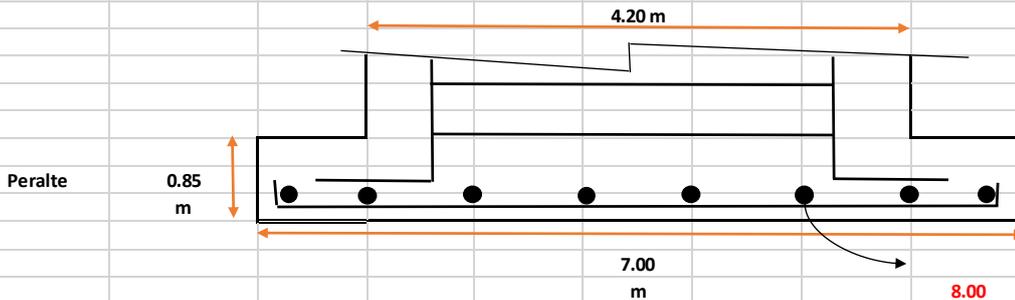
Cuatian de acero	$P = Ab/Sd$	P:	0.0050	Por cambio volumetrico	P:	0.0020	<	0.0050
Cuantia minimo por flexion	$P = 07Vf'c/fy$	P:	0.0026	P:	0.0050	<	Pmin:	0.0026 Correcto

Nota: Si P es menor que Pmin se podra utilizar el minimo que en este caso es 0.01, si no es asi debera cambiar la seccion de la zapata.

Peralte total de la zapata

$$h = d + dr / 2 + r$$

h: 92.54 95.00 cm



Se usaron varillas de # 8.00 @ 12.00 cm

En ambos sentidos

CONCLUSION

Esta investigación está enfocada en la cimentación superficial para la propuesta del puente carretero de la comunidad Santa Fe de la Purísima, Rio Laja, tramo: Cortazar - Celaya, la cual desarrollé desde la selección de la ubicación del sitio de proyecto para poder realizar una buena propuesta de diseño de puente estructural con base a la forma del terreno, con esto propusé el puente para la bajada de cargas.

Una vez que seleccioné el lugar y di la ubicación del puente carretero realicé la propuesta de diseño y así pude hacer el análisis de cargas para el proyecto, enseguida tomé muestras del material en los taludes para saber el tipo de material que se tenía rápidamente, después realicé sondeos en ambos taludes para saber mejor y más acertadamente la estratigráfica y clasificación del material con el que trabaje y pude obtener la capacidad de carga resistente del suelo en la que se desplataría mi cimentación.

Los sondeos los realicé a cielo abierto a una profundidad promedio de 3.00 metros aproximadamente de los cuales obtuve dos muestras inalteradas de material para someterlas a carga en la triaxial, pero al tratar de realizar los especímenes con la primera muestra inalterada me di cuenta de que el material no se podía labrar lo cual tuve que optar por re moldear y sacar los especímenes para el sondeo 1 y al ver que el material del sondeo 2 presentaba las mismas características realice lo mismo y de esa manera hice los especímenes que se sometieron a carga.

Con los datos obtenidos de la prueba triaxial saque los resultados del ángulo de fricción interna y cohesión de cada material respecto al sondeo necesario y así pude calcular la capacidad de carga admisible para ambas muestras.

El proyecto lo fui realizando poco a poco como mencioné anteriormente, aunque se me fue dificultado al paso que iba sacando las muestras en campo y realizado las pruebas en laboratorio.

RECOMENDACIONES DE PRUEBAS EN CAMPO Y LABORATORIO.

Las siguientes recomendaciones se muestran a continuación:

1: Realizar el sondeo a una profundidad adecuada: Ya que al tener nivel de aguas consideradas perjudicaba mucho escavar, así que tuve que esperar a que los niveles de aguas bajaran y estuviéramos en tiempos de sequias para que no fuera a llover y dañar la excavación o que pudiese saturarla.

2: Tratar de sacar la muestra de cubo inalterada de 25x25x25 sin que se agriete del fondo:

Es muy difícil poder escavarla desde abajo por el tamaño de la excavación de 1.00 x 1.00, esto impedía el poder maniobrar bien en la parte de abajo y hacia muy difícil sacar la muestra de cubo.

3: Labrar el cubo: Ya que al mínimo agrietamiento ya no se podría sacar el espécimen, el material se agrietaba mucho y se desmoronaba muy fácil.

A CONTINUACIÓN SE MUESTRAN LAS SIGUIENTES RECOMENDACIONES A TOMAR PARA FINES CONSTRUCTIVOS.

Las recomendaciones siguientes se realizaron para fines constructivos en un futuro ya que al presentarse varios factores en el proceso de esta investigación de tesis, me han llevado o encaminado a un tema diferente que es Cimentación profunda lo cual en este proyecto no se pretende analizar.

EL principal objetivo de esta investigación es la aplicación y comportamiento de una cimentación superficial en este tramo carretero sobre en cauce Rio Laja, es por eso que se habla meramente de este tipo de cimentación y se tome como recomendación la afectación de nivel freático ya que si no hubiese sido de esa manera me hubiese entrado o desviado de lo que se pretende en este proyecto de investigación de tesis, cabe mencionar que para fines constructivos como se menciona en el párrafo anterior, se recomienda tomar en cuenta los siguientes puntos que se muestran a continuación para no dejar a un lado estas observaciones.

La cimentación superficial es el tema principal de esta investigación por este motivo se añadieron estas recomendaciones y observaciones en anexos para tomarse en cuenta en un proceso futuro como se mencionó anteriormente.

1: Revisar la Capacidad de carga por Niveles freáticos como se muestra a continuación.

Cálculos realizados para la obtención del pre dimensionamiento de una cimentación afectada por niveles freáticos.

Al tomarse en cuenta un nivel freático es necesario saturar el suelo para después sumergirlo y obtener una capacidad de carga en estas condiciones.

Tomando en cuenta nivel freático en la capacidad de carga tome el valor del peso específico sumergido ya que esto me ayudaría a encontrar la capacidad de carga última real respecto a un suelo expuesto a niveles freáticos reales.

Para obtener un peso específico sumergido se realizaron los siguientes cálculos y se vio la afectación que le produce a la capacidad de carga para de esa manera darse a la idea del pre dimensionamiento que arrojaría para una cimentación superficial.

$$\text{Relacion de vacios: } e = \left(\frac{S_s(1+w)Y_o}{Y_m} \right) - 1$$

1. Calculo de para el peso específico de la muestra (Y_m).

Se realizó una prueba en laboratorio (Prueba con parafina) tomando una pequeña muestra inalterada del material obtenido en capo para el sondeo.

- Se tomó la muestra del material inalterado obtenido en campo.
- Se pesó la muestra sin parafina
Peso de la muestra $W_m = 121.80$ gr.
- Se calentó la parafina hasta quedar liquida.
- Se metió la muestra cubriéndola completamente de parafina.
- Se pesó la muestra con parafina
Peso de la muestra con parafina (W_{m+p})= 130.50 gr.
- Se introdujo en un recipiente lleno de agua para obtener el volumen de la muestra.
Datos del recipiente: Área = 169.85 cm²
Radio = 7.35 cm Peso específico de la parafina (Y_p).= 0.87 gr/cm³
Perímetro = 46.20 cm Altura que subió H = 0.50 cm
Diámetro = 14.71 cm
- Se sacó el volumen de la muestra con y sin parafina.
Volumen de la muestra con parafina (V_{m+p}) = 84.93 cm³
Volumen de la parafina $V_p = 10.00$ cm³
Volumen de la muestra $V_m = 74.93$ cm³
- Se obtuvo el peso específico de la muestra una vez obtenido los valores anteriores mediante la siguiente formula:

$$\text{Peso especifico de la muestra: } Y_m = \frac{W_m}{V_m} = \frac{121.80 \text{ gr}}{74.93 \text{ cm}^3} = 1.63 \text{ gr/cm}^3$$

- Se procedió a sacar la relación de vacíos mediante la siguiente formula en la cual se despejo (e) para obtener el valor.

$$\text{Peso especifico de la muestra: } Y_m = \frac{S_s(1+w)Y_o}{1+e}$$

$$\text{Relacion de vacios: } e = \left(\frac{S_s(1+w)Y_o}{\gamma_m} \right) - 1$$

Peso específico de la muestra $\gamma_m = 1.49 \text{ ton/m}^3$

Humedad natural $w = 26 \%$

Peso específico del agua $Y_o = 1.00 \text{ ton/m}^3$

Peso específico relativo $S_s = 2.5 < S_s < 2.7 = 2.6$

$$\text{Relacion de vacios: } e = \left(\frac{(2.6)(1+0.26)(1.0)}{1.49} \right) - 1 = 1.20$$

- Se obtiene el peso específico saturado de la muestra mediante la siguiente fórmula:

$$\text{Peso específico de la muestra: } \gamma_{\text{sat}} = \frac{S_s(1+W_{\text{sat}})Y_o}{1+e}$$

Humedad natural $W_{\text{sat}} = 26 \%$

Peso específico del agua $Y_o = 1.00 \text{ ton/m}^3$

Peso específico relativo $S_s = 2.5 < S_s < 2.7 = 2.6$

Relación de vacíos $e = 1.20$

$$\text{Peso saturado: } W_{\text{sat}} = \frac{e}{S_s} = \frac{1.20}{2.60} = 0.46 \text{ Ton}$$

$$\text{Peso específico de la muestra: } \gamma_{\text{sat}} = \frac{(2.6)(1+0.46)(1)}{(1+1.20)} = 1.73 \text{ Ton/m}^3$$

- Se obtiene el peso específico saturado sumergido de la muestra mediante la siguiente fórmula:

Para un grado de saturación (Gr) del 100%

$$\text{Peso específico saturado sumergido } \gamma_{\text{sat}}' = \gamma_{\text{sat}} - 1 = 1.73 - 1 = 0.73 \text{ ton/m}^3$$

Una vez que se a obtenido el peso específico saturado sumergido se procedió a sustituir en la fórmula de capacidad de carga por Terzaghi.

$$q_c = \frac{2}{3}cN_c + \gamma D_f N_q + 0.4\gamma B N_y = \frac{2}{3}cN_c + \gamma_{\text{sat}}' D_f N_q + 0.4\gamma_{\text{sat}}' B N_y$$

Peso específico saturado sumergido $\gamma_{\text{sat}}' = 0.73 \text{ Ton/m}^3$

Factor de carga $N_c = 16.558$

Profundidad de desplante $D_f = 4.00 \text{ m}$

Factor de carga $N_q = 6.701$

Base de la cimentación $B = 7.00 \text{ m}$

Factor de carga $N_y = 4.701$

Cohesión $c = 0.00 \text{ Ton/m}^3$

$$q_{ult} = \frac{2}{3}(0)(16.558) + (0.73)(4.000)(6.701) + 0.4(0.73)(7.000)(4.701) = 29.18 \text{ Ton/m}^2$$

Capacidad de carga admisible afectada por un nivel freático

Factor de Resistencia = 0.35

$$\text{Capacidad de carga admisible } q_{adm} = q_{ult} * FR = (29.18)(0.35) = 10.21 \text{ Ton/m}^2$$

2: Seleccionar un cemento adecuado para la protección de la estructura

Características químicas del concreto para cimientos expuestos a sulfatos causados por un nivel freático considerable.

El cemento hidráulico es un material inorgánico elaborado con piedra caliza sometido a un proceso especial en hornos para su obtención, el cual una vez elaborado es mezclado con agregados y agua para la elaboración del concreto hidráulico como lo conocemos.

“El cemento portland es un conglomerado hidráulico que al ser hidratado se solidifica y endurece, se obtiene mediante un proceso industrial, pulverizado a un grado de finura determinando una mezcla fría de arcilla y materiales calcáreos, previamente sometido a cocción, que se denomina

Clinker portland al cual se le adiciona sulfato de calcio como anhidrita, yeso o hemihidrato para regular el tiempo de fraguado.” **N-CMT-2-02-001/02**

Hay varios tipos de cementos utilizados hoy en día y entre ellos los siguientes:

- Cemento portland normal tipo I: Es el cemento que comúnmente conocemos y utilizamos.
- Cemento portland moderada resistencia a los sulfatos tipo II: Son aquellos destinados a obras en general donde son expuestos a moderados sulfatos como puentes, tuberías de concreto etc.
- Cemento portland bajo calor de hidratación tipo III: Este es un cemento de fraguado rápido ya que obtiene su resistencia en 7 días lo que un tipo I o II en 28 días, utilizado comúnmente en obras que será utilizadas rápidamente.
- **Cemento portland alta resistencia a los sulfatos tipo V**: Es un cemento con una alta resistencia a los sulfatos como su nombre lo dice pero con un secado más lento, utilizado en estructuras de concreto masivo.
- Cemento blanco: Es un cemento gris muy claro utilizado en acabados de albañilería en general.
- Cemento especial, bajo álcali: Son cementos elaborados con ciertas características inusuales usados en obras que tengan otro tipo de condiciones especiales.

Recomiendo utilizar un cemento resistente a los sulfatos para la cimentación superficial de este proyecto por las condiciones a las que será expuesto el material, para ello señalo los siguientes puntos a considerar para una buena elección de cemento portland.

1. Bajo en aluminato, ya que este nos genera expansión, rotura y ablandamiento del cemento
2. Una relación baja en agua/cemento para evitar tener más permeabilidad y nos pueda ayudar con un concreto más resistente a los sulfatos.

Las siguientes normas nos indican los cementos a utilizar en diferentes condiciones **NMX-C-414-ONNCCE-2004 y NORMA ASTM C-150.**

Resistencia a los sulfatos: *“Por ningún motivo se permitirá el uso de un concreto incapaz de resistir el embate de sales o corrosivos de cualquier especie (usar cemento tipo II y/o tipo V), por lo que se definirán las clases de cemento a utilizar mediante su especificación correspondiente en los planos y en las memorias de cálculo, atendiendo a la norma mexicana NMX C 1-80 o la ASTM C 150-81. En todo caso, la responsabilidad al respecto será del contratista y del Director Responsable de obra. El uso de otros aditivos para evitar efectos nocivos queda ampliamente justificado en estos casos y los fabricantes de los mismos serán los que asuman las responsabilidades que hubiere, siempre que se hayan seguido los lineamientos y especificaciones por ellos establecidas, debidamente descritas y asentadas en bitácora.”* (NTC, 2017)

Como menciono anteriormente pretendo usar un concreto resistente a los sulfatos y para ello he elegido un **Cemento Portland Tipo V** de alta resistencia a los sulfatos ya que se podría usar un tipo II pero necesitaría tener más información detallada de la cantidad de sulfatos a la que estaría expuesto el concreto y de esa manera elegirlo acertadamente, de lo contrario se utilizara ese cemento hasta demostrarse lo contrario.

Hay que tomar en cuenta que este tipo de cemento debe tener una buena supervisión y un buen control de material para su correcta elaboración de concreto hidráulico en campo, para que cumpla con las condiciones requeridas y necesarias, ya que por lo contrario de nada servirá las recomendaciones que se muestran.

3: Utilizar un relleno adecuado para proteger la cimentación.

Es recomendable utilizar un material inerte poco permeable en el relleno de la cimentación para evitar lo más que se pueda un problema de socavación local y con ello un asentamiento diferencial en los cimientos, para esto muestro el siguiente material recomendado para un buen relleno y a las condiciones que se aplicaría.

Propiedades mecánicas del tepetate: Destaca su compactación o cementación, que se refleja en densidades aparentes altas (1.7-1.9 gr/cm³), una porosidad baja de 13 a 25%, así como conductividades hidráulicas y retención de humedad bajas.

El tepetate es un material inerte derivado de la arcilla color amarillento con características muy adecuadas en el uso de la construcción por ser un material muy absorbente, liviano, con agregado fino adecuado para una buena compactación la que ayudaría a tener menos porosidad en el suelo, algo muy bueno para evitar el daño socavación. Es recomendado el uso de este material y compactado a un 95% para un mejor comportamiento.

4: Utilizar concreto lanzado en el talud para protegerlo de socavación.

La protección de taludes se ha presentado de muchas maneras para evitar diferentes tipos de problemas a largo del tiempo, entre una de ellas nos encontramos con concreto lanzado que consta de un agregado no máximo a 10 mm aplicado con un compresor de aire de 300 a 900 ft³/min a 100 lb/in².

Este proceso lo recomiendo para la protección del talud ya que es eficiente rápido y económico.

5: Proteger las pilas centrales por medio de un delantal y evitar socavaciones locales

Una recomendación adicional sería la protección de las pilas centrales por medio de la construcción de un delantal si se llevara a cabo la construcción de cimentación superficial ya que la realización de un delantal adecuado podríamos evitar la socavación que es uno de los principales problemas que tienen los puentes ya que ello conlleva a los asentamientos diferenciales como se menciona en la recomendación anterior y a su vez es desplome por este tipo de asentamientos.

Todas estas recomendaciones ya mencionadas me encaminan a realizar un diseño de cimentación profunda para este proyecto de puente carretero en cauce ya que nos ayudarían a evitar realizar esas recomendaciones anteriores y con ello un ahorro económico muy considerable que se podrían utilizar para otra observación más significativa, además de tener una mejor seguridad al peatón y mayor durabilidad de la estructura por la razón de tener un mejor material de desplante y agarre.

Pero a pesar de los problemas que encontré los pude resolver y me di cuenta que es muy diferente en campo a como se muestran en los libros, así que para poder realizar la excavación tuve que esperar a que bajaran los niveles de agua y estuviéramos en tiempos secos.

Finalmente un problema que no esperaba toparme, fue realizar mucho más pruebas de las que pretendía, ya que ahora tendría que remoldear el material del sondeo 1 y con ello disgregar el material para pasarlo por mallas y quitarle la granulometría más grande, para igualarlo con las características mismas o más cercanas posibles obtenidas al principio cuando estaba inalterado el material y así crear un cilindro de material de donde pudiese sacar los especímenes que se someterían a carga.

Con todo lo mencionado anteriormente que he realizado y con las recomendaciones en campo y de fines constructivos en este proyecto de investigación, dejo abierto a mejoras tomando en cuenta los aspectos de recomendación dichos para su correcta ejecución, aunque me gustaría realizar una investigación de cimentación profunda un proyecto más complejo, además de esa manera dar

una propuesta muchísimo más acertada y segura para los peatones que lo transiten, asimismo realizar las investigaciones necesarias y faltantes para complementar el proyecto del puente carretero en su totalidad.

Como mencioné en el párrafo anterior creo que es importante tener una investigación de cimentación profunda para poder tener una solución adecuada ya que con los datos recopilados y la información obtenida al paso de la investigación nos ha encaminado a un diseño de cimentación profunda lo cual mejoraría otros aspectos como un mejor anclaje al suelo y evitaría asentamientos diferenciales además de socavaciones diferenciales en la cimentación, al menos es una recomendación que yo daría con respecto a lo que investigué, esto se ha venido mencionado desde las recomendaciones de fines constructivos.

Otra recomendación que me gustaría dar sería también realizar excavaciones más grandes y profundas para evitar los problemas como los que yo tuve y tener un mejor material con el que se pudiese trabajar sin ser sometido a remoldeo en el laboratorio ya que esto nos arrojan datos no tan precisos por ser una muestra alterada del material.

Y por último realizar una prueba de penetración estándar para poder compararla con el sondeo a cielo abierto y de esa manera elegir la más adecuada como mencioné con la cimentación profunda y superficial, así de esa manera elegir la mejor opción entre estos dos tipos de sondeos y saber cuál es mucho mejor a la hora de desarrollar el proyecto ejecutivo.

Bibliografía

Construsuelos. (2005). *Manual de mecanica de suelos*. Celaya: Contrusuelos.

Estructural, S. M. (2017). *NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA EL DISEÑO DE CIMENTACIONES 2017*. Distrito Federal.

Gobierno del Estado, G. (2010). *Cortazar*. Guanajuato: Linotipografica Davalos Hermanos, S.A de C.V. Obtenido de Cortazar Gto.

JACK C. McCORMAC, R. H. (2011). *Diseño de Concreto Reforzado*. Mexico: Alfaomega Grupo Editor.

Juarez Badillo. (2005). *Mecanica de Suelos*. En E. J. Badillo, *Tomo 1 Fundamentos de la mecanica de suelos* (pág. 386). Mexico: Limusa.

Magdaleno, C. (24 de Julio de 2015). *Diseño de cimentaciones*. Obtenido de es.scribd.com: <http://es.scribd.com/doc/272512109/cimentaciones-carlos-magdaleno>

NTC. (2017). *Normas tecnicas complementarias para el diseño y ejecucion de obras e instalaciones hidraulicas*. CDMX: Gobierno Federal.

SCT. (2018). *Secretaria de Comunicaciones y Transportes* . Obtenido de SCT.

U.N.N.E. (2008). *Facultad de ingenieria*. Obtenido de Determinacion de limites.