

**UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE CHIHUAHUA**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**SECRETARÍA DE INVESTIGACIÓN Y POSGRADO**

---



**CASO DE ESTUDIO PARA EL TÍTULO DE MAESTRIA DE  
INGENIERIA EN VIAS TERRESTRES,  
DIAGNÓSTICO GEOTÉCNICO DEL TEMPLO DE SAN JERÓNIMO  
EN JUAN ALDAMA, CHIHUAHUA**

POR:

**ING. JORGE MENDOZA HERNANDEZ**

**TESIS, TESINA O ESTUDIO DE CASO PRESENTADO COMO REQUISITO PARA  
OBTENER EL GRADO DE**

**GRADO ACADÉMICO A OBTENER EL GRADO DE**

**MAESTRO EN INGENIERIA**

**CHIHUAHUA, CHIH., MÉXICO**

**DICIEMBRE 2021**



"Diagnostico geotécnico del templo de San Jerónimo en San Juan Aldama, Chihuahua". Estudio de Caso presentado por Jorge Mendoza Hernández como requisito parcial para obtener el grado de Maestro en Ingeniería en vías terrestres, ha sido aprobado y aceptado por:

\_\_\_\_\_  
**M.I. Javier González Cantú**  
Director de la Facultad de Ingeniería

\_\_\_\_\_  
**Dr. Alejandro Villalobos Aragón**  
Secretario de Investigación y Posgrado

\_\_\_\_\_  
**M.I. Ma Lourdes Flores Portillo**  
Coordinador(a) Académico

\_\_\_\_\_  
**Dr. José Mora Ruacho**  
Director(a) de Tesis

\_\_\_\_\_  
**DICIEMBRE 2021**

**COMITÉ**  
**Dr. José Mora Ruacho**  
**M.I. Blas Eduardo Magallanes Ramírez**  
**M.I. Gilberto Hernández Juárez**  
**M.I. José Antonio Portillo Ocegüera**

Derechos Reservados  
**Jorge Mendoza Hernández**  
Círculo Universitario No. 1, Campus  
Universitario 2 C.P. 31125  
Chihuahua, Chih. México  
Diciembre 2021



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE  
CHIHUAHUA

25 de noviembre de 2021.

**ING. JORGE MENDOZA HERNÁNDEZ**

Presente.-

En atención a su solicitud relativa al trabajo de Estudio de Caso para obtener el grado de Maestro en Ingeniería en Vías Terrestres, es grato transcribirle el tema aprobado por esta Dirección, propuesto y dirigido por el director **Dr. José Mora Roacho** para que lo desarrolle como Estudio de Caso, con el título: **"DIAGNÓSTICO GEOTÉCNICO DEL TEMPLO SAN JERÓNIMO EN JUAN ALDAMA, CHIHUAHUA"**.

#### Índice de Contenido

##### Índice de contenido

Agradecimientos

Resumen

Índice de contenidos

Índice de tablas

Índice de figuras

#### 1. GENERALIDADES

- 1.1 Introducción
- 1.2 Justificación
- 1.3 Objetivos
- 1.4 Antecedentes

#### 2. MARCO FISICO

- 2.1 Condiciones geológicas

#### 3. MARCO TEORICO

- 3.1 Exploración y muestreo
- 3.2 Granulometría (ASTM D-422)
- 3.3 Límites de consistencia (ASTM D-4318)
- 3.4 Resistencia al corte
- 3.5 Presión de expansión (Prueba con edómetro convencional, ASTM D-4546)
- 3.6 Suelos colapsables, definición y tipos
- 3.7 Parámetros físicos para identificación
- 3.8 Procedimiento para calcular el asentamiento de colapso
- 3.9 Diseño de cimentación en suelos no susceptibles a humedecerse
- 3.10 Diseño de cimentaciones en suelos susceptibles a la humedad
- 3.11 Casos de estabilización de suelos colapsables
- 3.12 Suelos expansivos
- 3.13 Consideraciones de cimentación para suelos expansivos

#### FACULTAD DE INGENIERÍA

Circuito No. 1, Campus Universitario 2  
Chihuahua, Chih., México. C.P. 31125  
Tel. (614) 442-95-00  
[www.fing.uach.mx](http://www.fing.uach.mx)



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE  
CHIHUAHUA

#### 4. METODOLOGIA

- 4.1 Condiciones Geotécnicas
- 4.2 Trabajos de exploración geotécnicas
- 4.3 Trabajos de laboratorio
- 4.4 Interpretación estratigráfica
- 4.5 Análisis geotécnico

#### 5. CONCLUSION Y RECOMENDACIONES

#### Bibliografía

ATENTAMENTE  
"Naturam subiecit aliis"

EL DIRECTOR

M.I. JAVIER GONZÁLEZ CANTÚ

FACULTAD DE  
INGENIERÍA  
U.A.CH.



DIRECCIÓN

EL SECRETARIO DE INVESTIGACIÓN  
Y POSGRADO

DR. ALEJANDRO VILLALOBOS ARAGÓN

FACULTAD DE INGENIERÍA  
Circuito No.1, Campus Universitario 2  
Chihuahua, Chih., México. C.P. 31125  
Tel. (614) 442-95-00  
[www.fing.uach.mx](http://www.fing.uach.mx)

## **Dedicatoria**

*A mis hijos Alexa y Luis fe, a mi esposa Edith Guadalupe,  
y por último a mis Padres*

## **Agradecimientos**

A la Facultad de Ingeniería de la Universidad Autónoma de Chihuahua, a Misiones Coloniales, a grupo Glt, por el apoyo que se brindó para poder realizar esta investigación y por la formación académica a lo largo de este tiempo.

## **Resumen**

Este trabajo denominado "Diagnostico geotécnico de templo san Jerónimo en Juan Aldama, Chihuahua", es un proyecto donde ya se había hecho muchos estudios, pero nada de éxito, analizar el problema, que hay desplazamientos grandes en varias direcciones. El objetivo es para determinar cuál es el problema que se tiene, si es por asentamiento por consolidación o esfuerzos de expansión.

Para la realización del proyecto se utilizó el informe de topografías de planos arquitectónicos, planos de planta y perfil del proyecto, análisis del entorno, especialmente de las colindancias a salvaguardar. Otorgados por Misiones Coloniales, así como perforación y muestreo se realizó con grupo GLTA. Para el análisis se hicieron pruebas en laboratorio con grupo GLTA y de la Universidad Autónoma de Chihuahua.

Las conclusiones y la propuesta final recomendada se basan en las pruebas de laboratorio, así como en sus resultados, también dando solución económica y eficaz y sea una solución permanente.



## Índice de Contenido

Agradecimientos .....	viii
Resumen .....	ix
Índice de Contenido .....	x
Índice de Tablas .....	xiii
Índice de Figuras.....	xiv
1. GENERALIDADES .....	I
1.1 INTRODUCCIÓN.....	I
1.2 JUSTIFICACIÓN .....	II
1.3 OBJETIVOS .....	II
1.3.1 Objetivo general: .....	II
1.3.2 Objetivos específicos: .....	II
1.4 Antecedentes.....	III
1.4.1 Daños observados .....	III
1.4.2 Mediciones topográficas .....	IV
1.4.3 Distancia entre columnas.....	IV
1.4.4 Plano definido por las cornisas .....	VII
1.4.5 Medición de asentamientos.....	VIII
1.4.6 Condiciones piezométricas .....	IX
2. MARCO FISICO .....	XI
2.1 Condiciones geológicas .....	XI
2.1.1 Paleozoico.....	XII
2.1.2 Mesozoico.....	XII
2.1.3 Cenozoico (terciario) .....	XIII
2.1.4 Cenozoico (cuaternario).....	XIII

3. MARCO TEORICO .....	XV
3.1 Exploración y muestreo .....	XV
3.2 Granulometría (ASTM D-422) .....	XVI
3.3 Limites de consistencia (ASTM D-4318).....	XVI
3.4 Resistencia al corte .....	XVII
3.4.1 Triaxiales (ASTM D-2850) .....	XVIII
3.5 Presión de expansión (prueba con edómetro convencional, ASTM D-4546)	XIX
3.6 Suelos colapsables .....	XX
3.7 Parámetros físicos para identificación .....	XXI
3.8. Procedimiento y ensayo para calcular el asentamiento de colapso .....	XXIII
3.9 Diseño de cimentaciones en los suelos no susceptibles a la humedad .....	XXIII
3.10 Diseño y tratamiento a suelos colapsables.....	XXV
3.11 Casos de estabilización de suelos colapsables.....	XXV
3.12 Suelos expansivos.....	XXVI
3.12.1 Medición de la expansión en laboratorio.....	XXVII
3.12.2 Clasificación de suelos expansivos con base en pruebas índice..	XXIX
3.13 Consideraciones de cimentación para suelos expansivos.....	XXX
3.13.1 Construcción sobre suelos expansivos.....	XXXII
4. METODOLOGIA.....	XXXV
4.1 Condiciones geotécnicas.....	XXXV
4.2 Trabajos de exploración geotécnica.....	XXXV
4.3. Trabajos de laboratorio .....	XXXVII
4.4 Interpretación estratigráfica .....	XXXVIII
4.5 Análisis geotécnico .....	XXXIX
4.5.1 Capacidad de carga .....	XXXIX
4.5.2 Cálculo de asentamientos .....	XLI
4.5.3 Potencial de expansión de los suelos .....	XLV

5. CONCLUSION Y RECOMENDACIONES.....	XLVIII
Referencias .....	LI
Anexos .....	LII
Curriculum Vitae .....	CVI

## Índice de Tablas

Tabla 1.1 distancia entre columna en el templo San Jerónimo 2014.....	VI
Tabla 2.1 datos de nivelación topográfico de punto de control, con nivel óptico .....	IX
Tabla 3.1 datos sobre pozos de bombeo .....	X
Tabla 4.1 criterios reportos para identificación de suelos colapsables (Braham, 2012).....	XXI
Tabla 5.1 relación de potencial de colapso a la severidad de los problemas de cimentación (Braham, 2012).....	XXII
Tabla 6.1 ejemplo en ciudades de zona activa (Braham, 2012) .....	XXVI
Tabla 7.1 clasificación de las arcillas expansivas (Braham, 2012) .....	XXIX
Tabla 8.1 tabla de clasificación de expansión con índice de consistencia (Braham, 2012) .....	XXIX
Tabla 9 relaciones empíricas de suelos expansivos (Braham, 2012).....	XXXI
Tabla 10.1 relación para diseño de cimentación sobre suelos expansivos (Braham, 2012).....	XXXIII
Tabla 11.1 resumen de sondeos realizados.....	XXXVI
Tabla 12.1 resultados de ensayos de triaxiales UU .....	XXXVII
Tabla 13.1 resultados de capacidad de carga con factor de seguridad .....	XL

## Índice de Figuras

Figura 1.1 ubicación del predio .....	III
Figura 2.1 restauración de la bóveda .....	IV
Figura 3.1 distancia entre columna a nivel plinto.....	V
Figura 4.1 distancia entre columna a nivel cornisa.....	VI
Figura 5.1 desplomos medidos de las columnas y muros.....	VII
Figura 6.1 curvas de igual elevación en metros del plano definido por las cornisas.....	VIII
Figura 7.1 distribución de pozos en Juan Aldama, Chihuahua, datos de: CONAGUA .....	X
Figura 8.1 distribución de pozos alrededor del templo San Jerónimo.....	XI
Figura 9.1 geología regional del predio .....	XII
Figura 10.1 mapa de relieve de la zona de estudio .....	XIV
Figura 11.1 PCA 1, foto tomada de obtención de la muestra inalterada del templo San Jerónimo .....	XV
Figura 12.1 foto tomada del ensayo de SPT en Templo San Jerónimo .....	XVI
Figura 13.1 límites de Atterberg (Braham, 2012).....	XVII
Figura 14.1 diagrama esquemático del equipo de la prueba triaxial (Braham, 2012).....	XVIII
Figura 15.1 secuencia de aplicación del esfuerzo de una prueba triaxial (Braham, 2012).....	XIX
Figura 16.1 presión de expansión cero de prueba de consolidación convencional (Braham, 2012).....	XX
Figura 17.1 naturaleza de variación de relación de vacíos con presión para un suelo colapsable .....	XX
Figura 18.1 grafica empirico para suelos colapsable (Braham, 2012) .....	XXII
Figura 19.1 grafica de ensayo de colapso (Braham, 2012).....	XXIII
Figura 20.1 grafica de ensayos con carga y asentamiento (Braham, 2012)s.....	XXIV
Figura 21.1 ejemplo de cimentación (Braham, 2012) .....	XXIV
Figura 22.1 graficas de ejemplo de densidad con profundidad (Braham, 2012).....	XXV
Figura 23.1 ejemplo de la zona activa en arcillas (Braham, 2012).....	XXVI
Figura 24.1 grafica empírica de expansión de las arcillas (Braham, 2012).....	XXVIII
Figura 25.1 ejemplo de resultado de ensayo de expansión.....	XXIX
Figura 26.1 ejemplos de graficas empíricas con relaciones (Braham, 2012) .....	XXX
Figura 27.1 ejemplo de cimentación (Braham, 2012) .....	XXXIV
Figura 28.1 ejemplo de cimentaciones en pilares (Braham, 2012).....	XXXIV
Figura 29.1 ubicación de sondeos de exploración y pozos del cielo abierto .....	XXXV
Figura 30.1 distribución de cargas por zonas en la base de cimentación .....	XLI
Figura 31.1 curvas de igual asentamiento en cm final de la construcción .....	XLIII
Figura 32.1 perfil de la formación de la fachada .....	XLIV
Figura 33 perfil de deformación de la fachada .....	XLIV
Figura 34.1 resultados de los ensayos de saturación bajo carga.....	XLV
Figura 35.1 curvas de igual asentamiento en cm. por humedecimiento del terreno de apoyo .....	XLVII



## 1. GENERALIDADES

### 1.1 INTRODUCCIÓN

La mecánica de suelos es la aplicación de la ciencia física que se ocupa del estudio de la propiedad física del suelo y el comportamiento de las masas del suelo sometido en diferentes tipos de fuerzas. es la rama de la ingeniería civil, así como en pavimentos que se enfoca al estudio de propiedades mecánica de suelos y rocas, tanto como en la superficie como en el subsuelo, se aplica en el diseño de los pavimentos, cimentaciones y obras hidráulicas.

La comprensión de la ingeniería geotecnia como se conoce hoy, comenzó el siglo XVIII (Skempton 1985). Durante años, el arte de la ingeniería geotecnia, se basó en experiencias en el pasado sin ningún carácter científica real. en base estos métodos, muchas de las obras se han tenido que derrumbar y otras todavía se mantienen en pie. (Garrido)

Karl Terzaghi (1883-1963) de Austria, desarrollo la teoría de consolidación en arcillas como conocemos hoy en día, su estudio abarco en 5 años y se utilizaron cinco diferentes suelos arcillosos, el límite liquido de los suelos oscilo entre 36 y 67 y Índice plástico entre 18 y 38, y fue una de las primeras investigaciones de asentamientos.

En muchas áreas de Estados Unidos y en otras partes del mundo como México, existen suelos que hacen que la construcción de cimentaciones sea muy complicada. Estos suelos pueden ser expansivos, colapsables o incluso materiales orgánicos en proceso de descomposición, y estos pueden causar grandes movimientos diferenciales en las estructuras o edificaciones (Braham, 2012)



## 1.2 JUSTIFICACIÓN

La ciudad de Chihuahua en general se encuentra en una región con un tipo de suelo que no es colapsable, pero existen casos muy particulares donde se han identificado problemas en las obras civiles y en construcciones de pavimentos. En la parte sur de la ciudad se tienen obras que hasta el momento no se tiene una idea clara de la razón por la que se presentan asentamientos. En el caso del pavimento y cimentaciones, se evidencia la presencia de asentamiento o expansión en forma de fracturas. Por lo anterior surge la necesidad de estudiar más afondo estos casos, con la implementación de técnicas y metodologías de diferentes ramos de la ingeniería civil para poder detallar las causas de estos fenómenos.

## 1.3 OBJETIVOS

### 1.3.1 Objetivo general:

Identificar los factores que propician la aparición de fenómenos geotécnicos que a su vez generan afectación de la estructura y comprometen la integridad de los usuarios, con ayuda de técnicas de ingeniería de geotécnica; y proponer las posibles estrategias para mejorar la situación en que se encuentra actualmente la estructura y hacerla más segura.

### 1.3.2 Objetivos específicos:

- Establecer la situación actual de la estructura con antecedentes.
- Realizar exploración del suelo para obtener parámetros insitu.
- Realizar ensayos en el laboratorio.
- Obtener con base los resultados en el laboratorio y modelos matemáticos aplicados a la mecánica de suelos la información que nos permita conocer a detalle el comportamiento del suelo.
- Proponer con base a los resultados finales las estrategias para la mitigación del riesgo en la estructura



## 1.4 Antecedentes

El templo de San Jerónimo es la principal construcción del patrimonio arquitectónico histórico de Aldama en el estado de Chihuahua. La bóveda de la nave principal presenta daños estructurales que requieren su rehabilitación estructural, se han realizado estudio.

2. anteriormente, pero sin éxito o sin explicación del problema.



Figura 1.1 ubicación del predio

### 1.4.1 Daños observados

De acuerdo con la información proporcionada por Misiones Coloniales de Chihuahua, a partir del año de 2012 se detectó una serie de daños que podrían generar una condición de riesgo de estabilidad del templo; además la bóveda presentaba grietas que se estaban abriendo, las cuales fueron intervenidas y restauradas en 2016, la Figura 2.1 muestra su trazo.

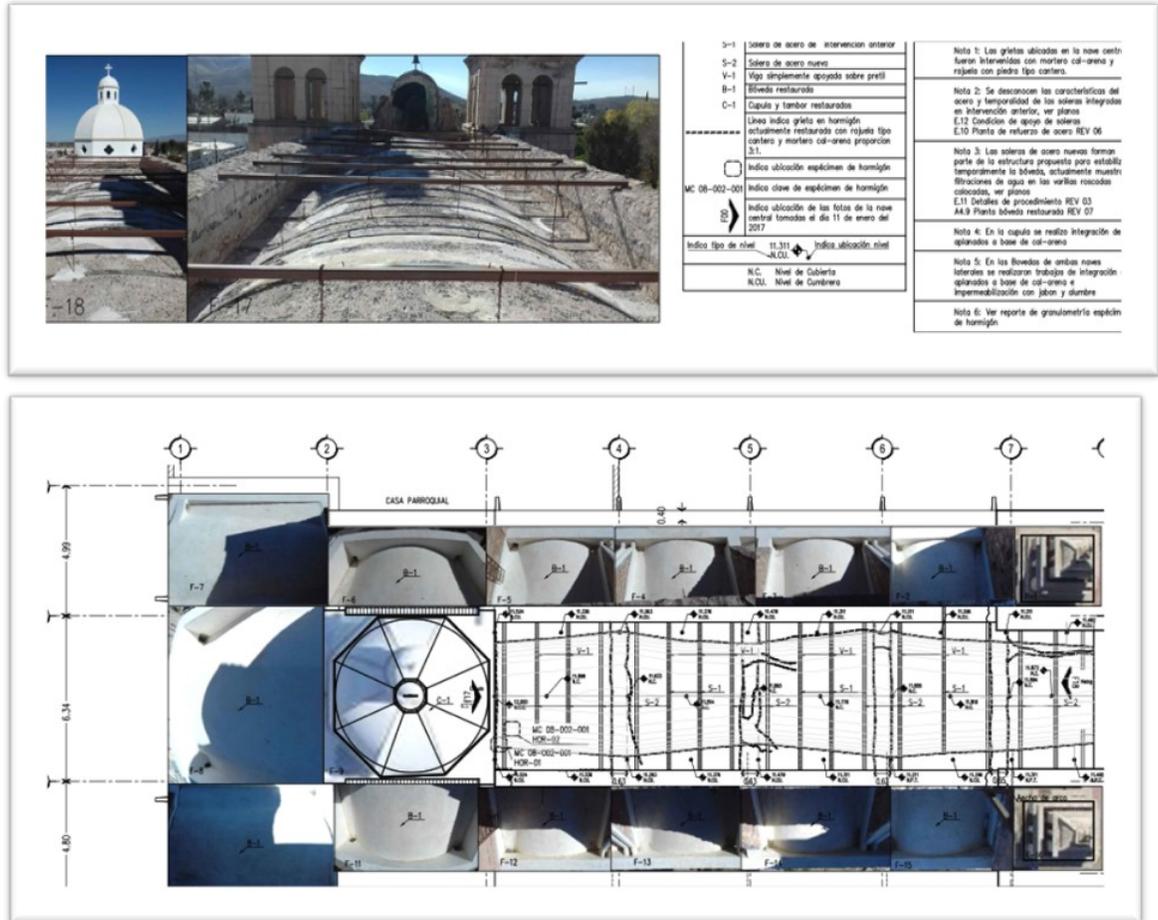


Figura 2.1 restauración de la bóveda

### 1.4.2 Mediciones topográficas

Desde octubre de 2014 se han realizado una serie de mediciones topográficas de puntos de control instalados en la estructura del templo y los cuales se han medido en diferentes fechas, lo que ha permitido conocer los movimientos que ha sufrido el edificio en los últimos años. Los datos interpretados fueron proporcionados por Misiones Coloniales de Chihuahua. (MACAPI, 2018)

### 1.4.3 Distancia entre columnas

En la Figura 3.1 se muestra la separación entre las columnas a nivel de plinto para las dos fechas de medición, 15 de octubre de 2014 y 4 de septiembre de 2017; mientras que en la Fig. 3b la diferencia en mm de ambas mediciones y de las que observa que los ejes 3, 4 y



5 muestran una reducción de la luz; en el caso del eje 6 hubo un incremento en la distancia de 4 mm.

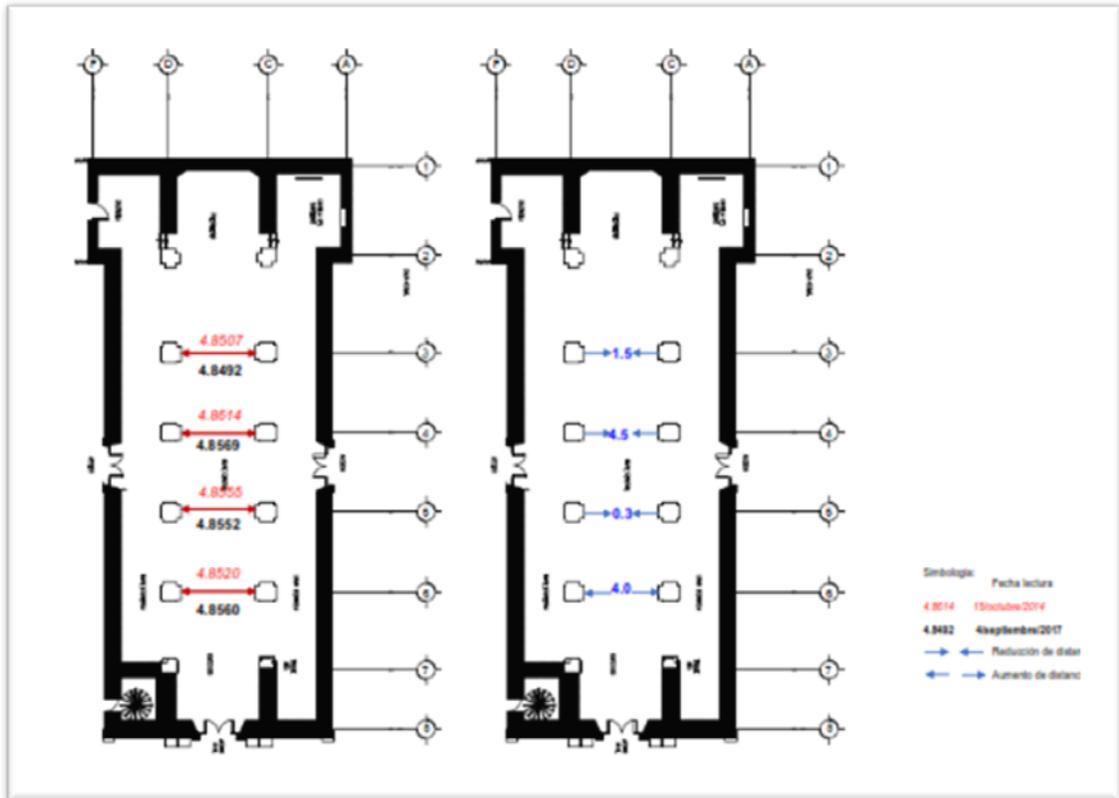


Figura 3.1 distancia entre columna a nivel plinto

La Figura 4.1 corresponde a la distancia que existe entre las columnas que definen la nave central a nivel de cornisa, para dos diferentes fechas de medición. La Figura 4.1 corresponde a la diferencia de las distancias a nivel de cornisa y de la cual se concluye que en los ejes 3 y 4 se presentó una reducción de la distancia y en el caso de los ejes 5 y 6 un incremento de hasta 2.9 mm.

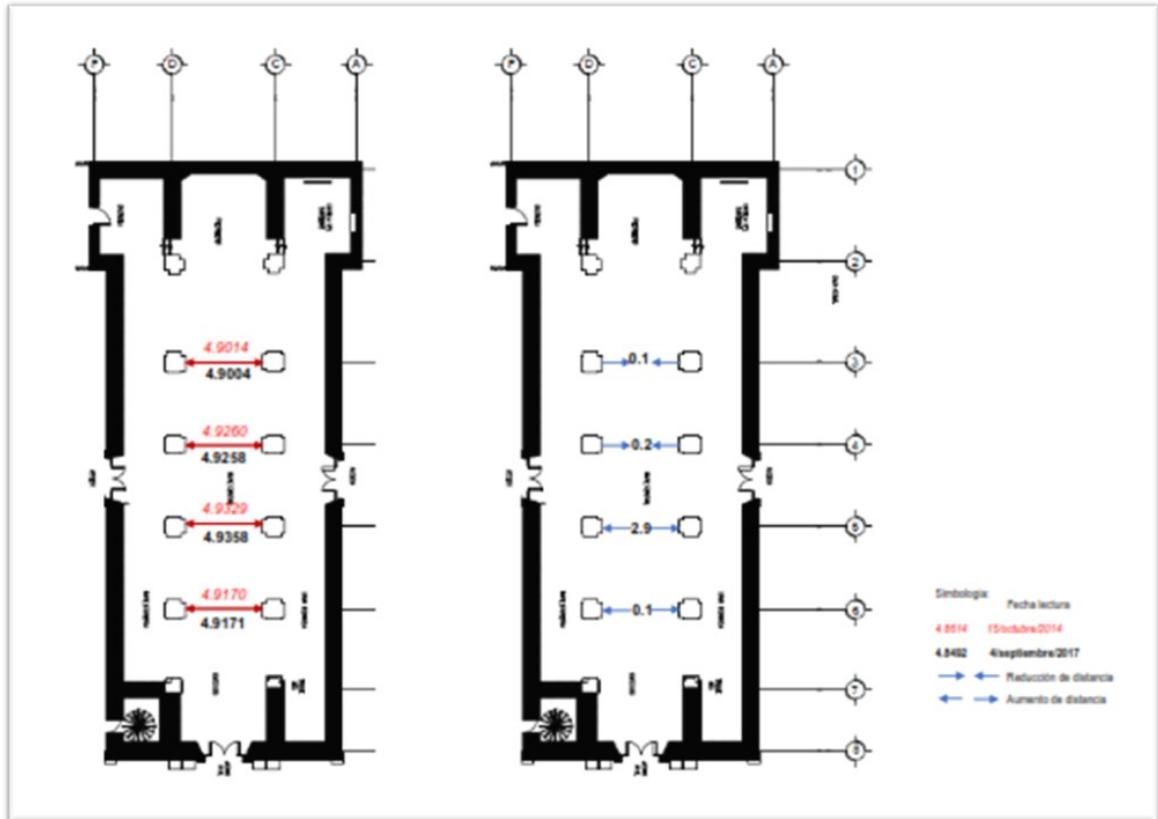


Figura 4.1 distancia entre columna a nivel cornisa

Tabla 1.1 distancia entre columna en el templo San Jerónimo 2014

Nivel	Distancia en metros			
	Eje			
	3	4	5	6
Cornisa	4.9014	4.9260	4.9329	4.9170
Plinto	4.8507	4.8614	4.8555	4.8520
Diferencia cm	5.07	6.46	7.74	6.50

De esta tabla se concluye que la distancia a nivel de plinto es menor a la medida a nivel de cornisa por lo que los arcos se deformaron y se presenta el agrietamiento.

Las columnas del eje C están inclinadas al oriente con valores entre 0.73 a 1.07%; mientras que las columnas del eje D inclinadas al poniente entre 0.26 a 0.48%. Por lo que el mayor desplomo lo tienen las columnas del eje C.

En el caso de los muros exteriores, el del eje A está inclinado al oriente con valores entre 1.04 a 1.6% y el muro del eje F con inclinación al poniente con porcentajes entre

0.55 y 0.86 %. (MACAPI, 2018)

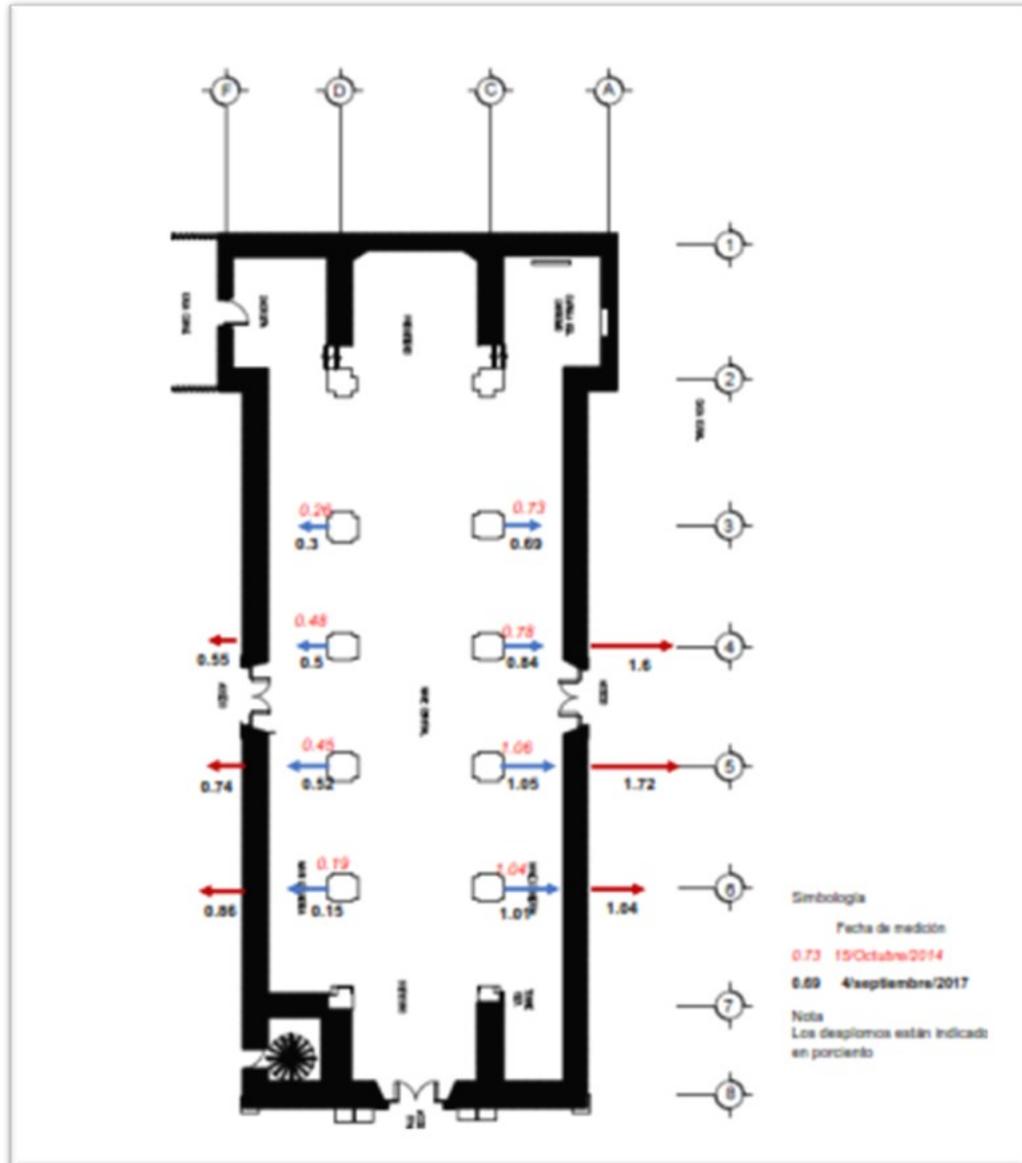


Figura 5.1 desplomos medidos de las columnas y muros

#### 1.4.4 Plano definido por las cornisas

En la Figura 6.1 se muestran las curvas de igual elevación correspondientes al plano que definen las cornisas de las columnas de la nave central, estimado a partir de los datos proporcionados por el cliente y de las que se observa que existe un diferencial de elevación de sur a norte, lo cual se puede asociar a que la estructura durante su construcción se asentó y antes de edificar la bóveda se detectó un diferencial y se procedió a hacer una corrección.



Madre Occidental) (INEGI, 2003). Perteneciendo a la subprovincia del Bolsón de Mapimí, con un sistema de topoformas que van de llanura aluvial a sierra escarpada.

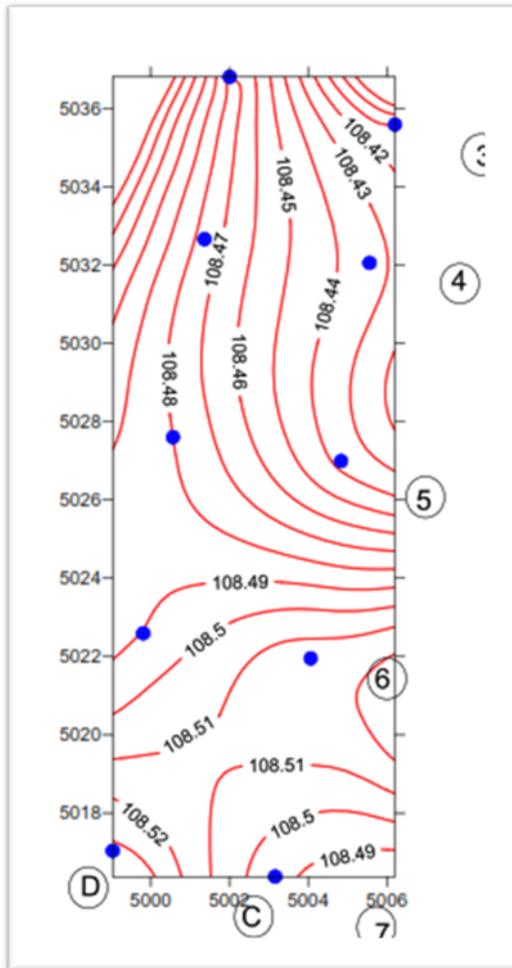


Figura 6.1 curvas de igual elevación en metros del plano definido por las cornisas

#### 1.4.5 Medición de asentamientos

Misiones Coloniales de Chihuahua ha realizado desde octubre de 2014 varias nivelaciones topográficas de los puntos de control instalados en el templo; algunas de ellas con estación total y otras con nivel óptico. En la Tabla 2.1 se indican la elevación de dichos puntos, cuando se usó el nivel óptico, que es el instrumento adecuado para estas mediciones.



Tabla 2.1 datos de nivelación topográfico de punto de control, con nivel óptico

Punto	Responsable lectura			Diferencia en mm		
	Arq. Fernando Pompa	Consultoría Macapi	Consultoría Macapi	entre la 6ª y 5ª lecturas	entre la 8ª y 6ª lecturas	entre la 8ª y 5ª lecturas
	5ª lectura 03/08/2016	6ª lectura 23/08/2017	8ª lectura 25/05/2018			
17	101.8187	101.8190	101.8200	0.3	1.0	1.3
19	101.8295	101.8290	101.8310	-0.5	2.0	1.5
29	101.8080	101.8090	101.8100	1.0	1.0	2.0
31	101.8280	101.8290	101.8290	1.0	0.0	1.0
41	101.7915	101.7930	101.7930	1.5	0.0	1.5
43	101.8180	101.8190	101.8200	1.0	1.0	2.0
53	101.7900	101.7900	101.7910	0.0	1.0	1.0
55	101.8140	101.8150	101.8160	1.0	1.0	2.0
65	101.7770	101.7770	101.7780	0.0	1.0	1.0
67	101.8040	101.8050	101.8060	1.0	1.0	2.0
101	-----	101.7110	-----	-----	-----	-----
102	101.6931	101.6930	-----	-0.1	-----	-----
103	101.6900	101.6910	-----	1.0	-----	-----
104	101.6880	101.6880	-----	0.0	-----	-----
105	101.6840	101.6840	-----	0.0	-----	-----
106	-----	101.6610	-----	-----	-----	-----

De la revisión de los datos obtenidos en las nivelaciones indicados en la tabla anterior, se concluye que en un periodo de casi dos años el movimiento máximo, que fue posible medir con el nivel óptico, fue de 2.0 mm, con un asentamiento diferencial de menos de un milímetro.

Para fines prácticos, de acuerdo con los resultados de la nivelación topográfica, el templo no ha presentado asentamientos adicionales a los que históricamente tiene (MACAPI, 2018).

#### 1.4.6 Condiciones piezométricas

Uno de los aspectos que podrían influir en el comportamiento del subsuelo en la zona de estudio, son las variaciones que podrían tener el agua que se encuentra en su interior y en especial se ven afectadas por la presencia de pozos de bombeo, que suministran agua para satisfacer las necesidades humanas y económicas de la región. (Geins, 1999)



A partir de la información proporcionada por CONAGUA; en la Figura 7 se muestra la ubicación de los pozos en Aldama y de la que se desprende que los más cercanos al templo se indican en la siguiente tabla y en la Figura 8.1

Tabla 3.1 datos sobre pozos de bombeo

ID Pozo	Coordenadas UTM (NAD 27)		Elevación de brocal (msnm)	Piezometría 2011	
	Este	Norte		Profundidad al N.E. m	Elevación del nivel estático (msnm)
Pozo 1	409,178.8	3,194,791.744	1,254.547	104.36	1,150.187
Pozo 2	412,711.254	3,195,850.378	1,246.789	96.16	1,150.629
Pozo 3	410,809.66	3,192,097.789	1,263.303	82.87	1,180.433
Pozo 5	413,166.819	3,190,090.323	1,265.770	44.77	1,221.000
Pozo 6	407,819.603	3,184,465.060	1,302.347	14.71	1,287.637
Pozo 7	417,986.804	3,186,407.224	1,241.346	23.82	1,217.526
Pozo 9	421,057.733	3,184,468.449	1,229.322	26.85	1,202.472

De los datos anteriores se concluye que en 2011 el nivel estático en estos pozos de bombeo estaba por debajo de los 40 m; por lo que el descenso de este podrá generar un asentamiento regional, el cual depende de las características de los diferentes estratos que se tengan. (Aguas, 2015)

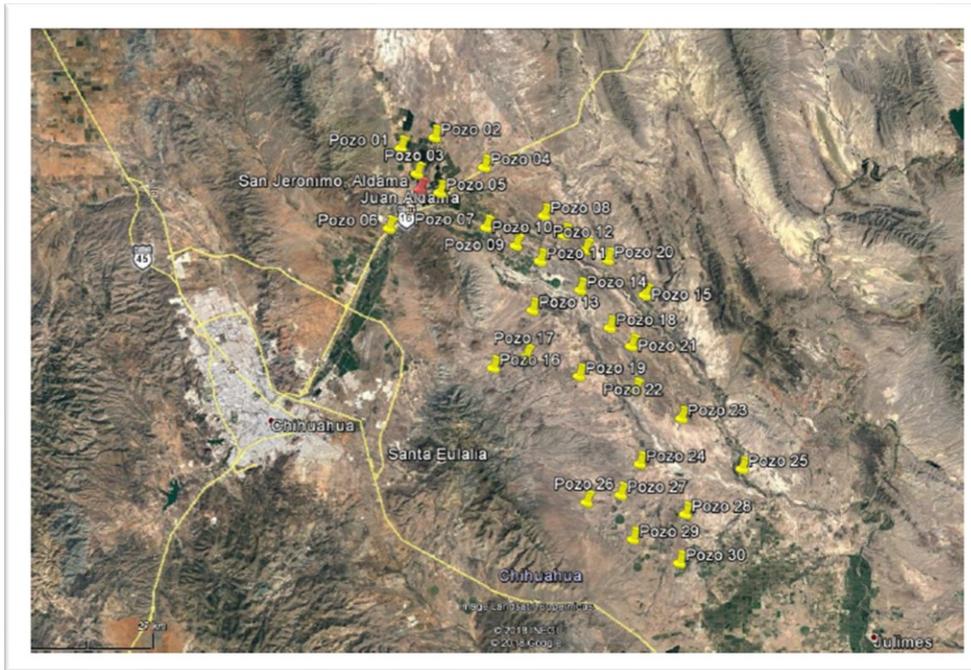


Figura 7.1 distribución de pozos en Juan Aldama, Chihuahua, datos de: CONAGUA

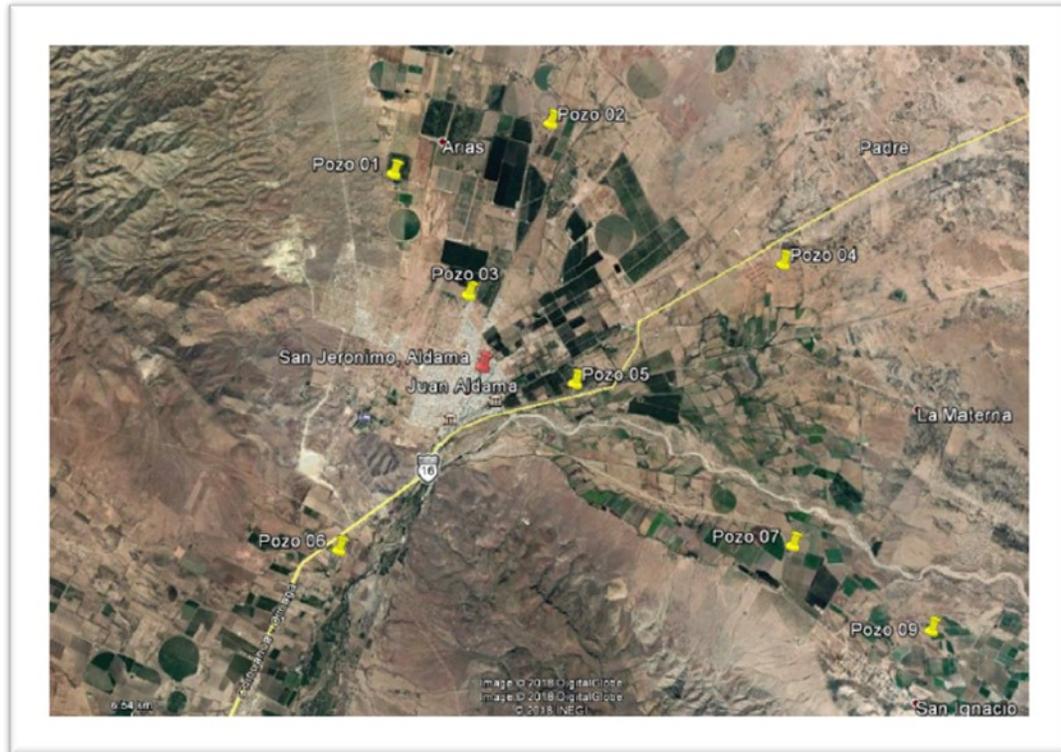


Figura 8.1 distribución de pozos alrededor del templo San Jerónimo

## 2. MARCO FISICO

### 2.1 Condiciones geológicas

La ciudad de Chihuahua se encuentra asentada dentro de un graven relleno de aluvión con ambientes predominantes de abanicos aluviales, planicie aluvial y sedimentos fluviales (Reyes Cortés, et. al., 2007). La población de Aldama se ubica dentro de los depósitos cuaternarios constituidos por limos, sin embargo, la columna estratigráfica inicia en un basamento metamórfico. A continuación, se describe los elementos que compone la columna estratigráfica en orden ascendente. (H13-11). (Mexicano, 2000)

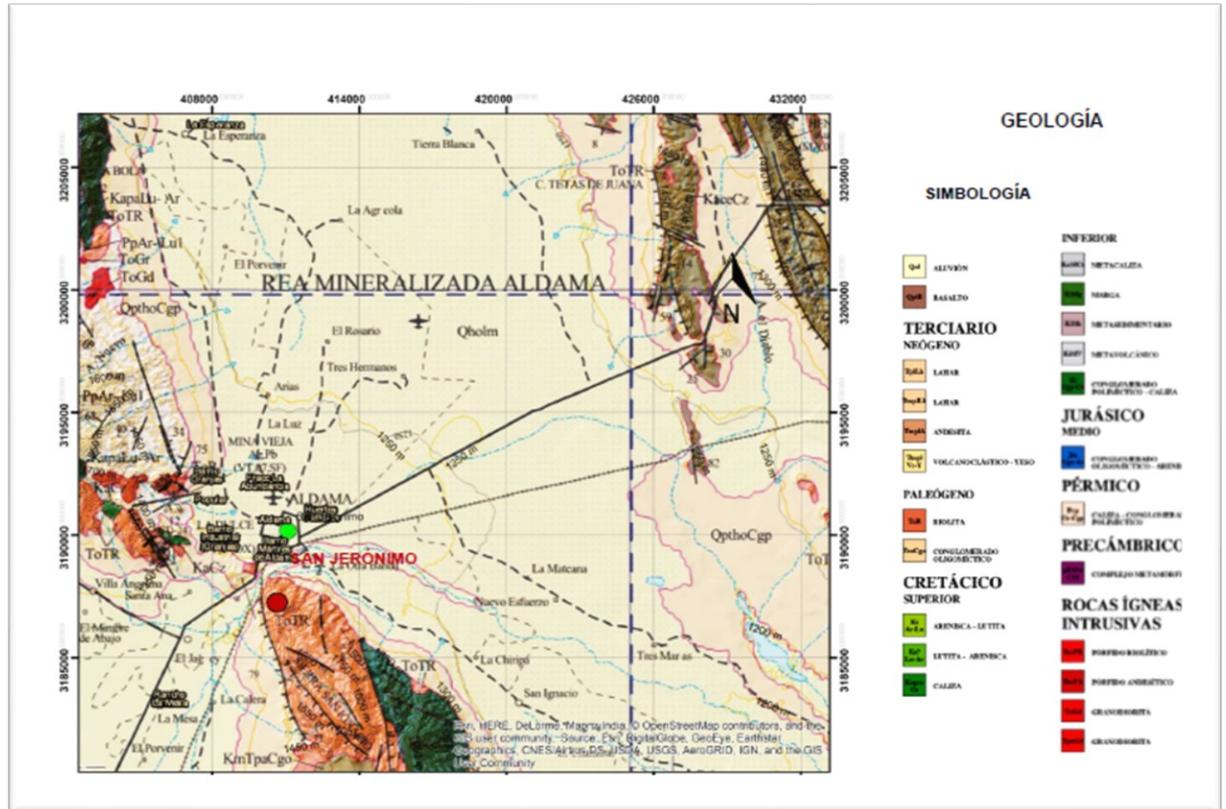


Figura 9.1 geología regional del predio

### 2.1.1 Paleozoico

Terreno Chihuahua. Basamento metamórfico de la columna estratigráfica, el cual está constituido por metagranito, anfibolita y gneiss.

Constituido por afloramientos de cuarzo y areniscas. Es un horizonte impermeable, sin embargo, por su reducida dimensión no es de gran importancia geohidrológica. Carbonífero Superior. Secuencia de caliza y dolomías con origen continental. Pérmico Inferior. Continúa el aporte terrígeno dando lugar a secuencias alternadas de areniscas, conglomerados, lutitas y limolitas de la Formación Rara.

### 2.1.2 Mesozoico

Triásico al Jurásico Medio. En esta época se depositaron conglomerados polimícticos con fragmentos de caliza y arenisca; discordantemente aflora una alternancia de lutitas, areniscas y capas de calizas, las cuales pertenecen a la Formación Casitas.



Cretácico Medio (Aptiano). Inician los depósitos de plataforma con escaso aporte de terrígenos constituido por calizas y lutitas de la Formación La Virgen.

Cretácico Medio (Aptiano-Albiano). Depósitos sedimentarios conformados por lutitas y areniscas calcáreas y horizontes de calizas intercaladas con evaporitas (Formaciones Aurora, Benigno, Sin Nombre, Finlay y Benavides). La Formación Aurora comprende de una serie de estratos de calizas con nódulos de pedernal, fósiles y microfósiles, y con cavernas producto de la disolución

Cretácico Superior. Alternancia de lutitas y areniscas calcáreas. A finales de esta Era, la secuencia sedimentaria es plegada y fuertemente fallada, teniendo como consecuencias una serie de anticlinales y sinclinales paralelos.

### **2.1.3 Cenozoico (terciario)**

Paleógeno (Oligoceno). Inicia derrames lávicos de composición intermedia en donde se clasifican conglomerados color café rojizo compuesto por clastos de roca volcánica y en menor proporción de caliza, empacados en una matriz arenosa de grano grueso; y el conglomerado presenta intercalaciones de areniscas. Además, se distinguen los emplazamientos plutónicos como granito, granodiorita y pórfido riolítico que afectan a las rocas del Paleozoico, Mesozoico y parcialmente el Cenozoico.

Neógeno (Mioceno). Formación llamada “El Tigre” la cual fue dividida en tres miembros: la parte inferior consta de gravas calcáreas color rojizo, en la parte intermedia por calizas lacustres y en la superior por gravas de origen calcáreo e ígneo.

### **2.1.4 Cenozoico (cuaternario)**

Los depósitos son de origen continental como resultado de los procesos erosivos, se representa por conglomerados, coluvión, lacustre, limo y aluvión. A continuación, se describen. Abanicos aluviales antiguos y gravas. Afloran en las partes bajas de las sierras y en las partes centrales de las planicies formando terrazas, se compone por gravas, arcillas y limos.



Abanicos aluviales recientes. Afloran en los flancos de las sierras, constituida por gravas y arenas. Depósitos de pie de monte. Clastos gruesos, cantos, gravas y arenas. Depósitos fluviales. Formados por gravas, arenas y limos. Depósitos aluviales. Distribuidos por las grandes planicies y consisten en arenas y limos. Depósitos aluviales. Distribuidos por las grandes planicies y consisten en arenas y limos.

Depósitos de llanuras de inundación. Se ubican en los ríos, constituidos por gravas, arenas, limos y arcillas. Depósitos lacustres. Se compone de arcillas con costras de caliche. Depósitos eólicos. Formados por arenas y limos. Geomorfológicamente, se ubica dentro de la provincia fisiográfica de cuencas y sierras, misma que se caracteriza por tener áreas desérticas, de las cuales se elevan sierras plegadas y falladas de modo aislado, separadas por amplias llanuras rellenas de depósitos aluviales y lacustres. Los plegamientos marcan un dren estructural con dirección noroeste-sureste, la Figura 10.1 muestra el mapa del relieve de la zona.

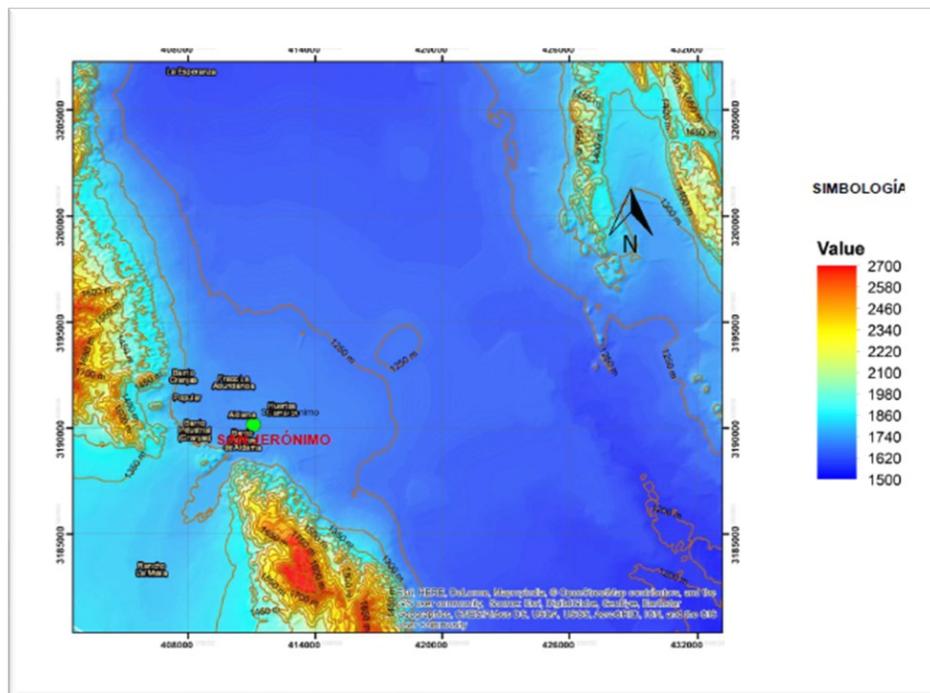


Figura 10.1 mapa de relieve de la zona de estudio



### 3. MARCO TEORICO

#### 3.1 Exploración y muestreo

Es la forma de realizar y conocer el terreno o el lugar del estudio, existen dos tipos: indirectos y directos, la forma indirecta es el estudio sin atacar o alterar el terreno sin modificaciones, al contrario, el directo, ataca el suelo o modifica, pero obteniendo todas las propiedades físicas y mecánicas. (Das, Fundamentos de ingeniería en geotecnia, 2015)

Las Calitas o PCA (Pozos de Cielo Abierto) son tipos de exploración que se reconoce realizando un sondeo directamente, con pico, pala o retroexcavadora, el tipo de sondeo es manual y no tiene mucha tecnología al realizarlo, las ventajas que tiene son el reconocimiento exacto del terreno y la facilidad de extracción y elección del terreno. (Villalaz, Vias de Comunicacion, 1979)

Excavación por aueger, es realización de exploración directa la cual se realiza cuando tenemos que explorar a mas de 5 metros. Las desventajas que presenta es que no se detecta a simple vista los cambios o el reconocimiento del terreno. (Merritt, 1992)



*Figura 11.1 PCA 1, foto tomada de obtención de la muestra inalterada del templo San Jerónimo*

Después de realización de exploración y muestreo con aueger, se realizarán ensayos SPT (penetración estándar) siendo este el método empírico para resistencia del suelo por medio de golpeteo. Estos ensayos son para dificultades de extracción de materiales de inalteradas como arenas. (Das, Fundamentos de ingeniería en geotecnia, 2015)



*Figura 12.1 foto tomada del ensayo de SPT en Templo San Jerónimo*

### **3.2 Granulometría (ASTM D-422)**

Es el ensayo de propiedad física más común de todos, en lo cual consiste en saber el tipo de suelo con respecto al tamaño de las partículas, el dominio de un conjunto de partículas que componen el suelo. (Lazares, 2006)

El ensayo se realiza por medio de tamiz o mallas que tienen cierta separación de cada espacio, se toma el peso de cada una de material retenido para conocer el tipo de material con el que se esta trabajando.

El material que se dice son los gruesos como: gravas y arena, concluyendo que también los finos son reconocidos. Al último se conocerá la distribución de las partículas de cada tamaño que lo compone el suelo (Rodríguez)

### **3.3 Límites de consistencia (ASTM D-4318)**

Para poder clasificar los finos, se realizó el ensayo de límites de plasticidad, donde se clasifica por medio de contenido de humedad, los finos tienen estados dependiendo contenido de agua y son: sólido (seco), semisólido, plástico y líquido. (Vallejo, 2002)



El objetivo es buscar las fronteras del estado líquido como el plástico, llamado límite líquido, la frontera de plástico y semisólido llamado límite plástico, con el fin de buscar el índice plástico (el estado plástico).

El ensayo empieza realizado el material como rollito, girando de un lado a otro perdiendo humedad hasta llegar a 3mm y que el material se vea cuarteado de forma elipsoides, si el material no presenta estas cuarteadas se tiene que volver a juntar y realizar nuevamente el rollito, esta acción se hace para obtener el límite líquido.

Con la copa de casa grande, es un objeto que está calibrado para realizar una ranura o separador de dimensiones conocida, después se eleva y se deja caer con su propio peso (golpes o caídas), hasta que se junte más de 1 cm, hay se detiene, el objetivo es obtener el valor de 25 golpes o caídas, si este se realiza en este momento se detiene y se obtiene este valor de límite líquido, si no hay este valor de 25 golpes, se grafica con los resultados que se tienen para después obtener el resultado deseado. (Das, Laboratory Manual Soil Mechanics, 2002)

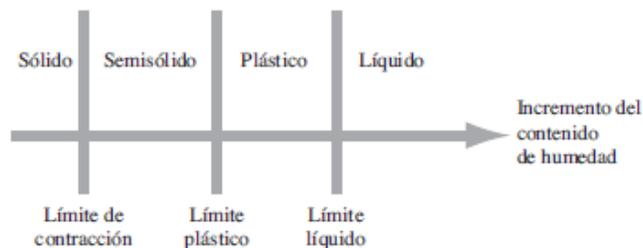


Figura 13.1 límites de Atterberg (Braham, 2012)

### 3.4 Resistencia al corte

El esfuerzo cortante es realizado por la ley de Mohr y Coulomb con las propiedades de ángulo de fricción interna como cohesión que se obtuvieron con los ensayos triaxiales en este caso triaxiales saturadas (Serquen, 2016), parte de esto se usó la relación empírica de SPT (penetración estándar)

$$s = c + \sigma \tan \phi$$



donde

$\sigma$ =esfuerzo normal efectivo en el plano de corte

$c$ = resistencia no drenada, o cohesión aparente

$\phi$ =ángulo de fricción por esfuerzo efectivo

(Vallejo, 2002)

### 3.4.1 Triaxiales (ASTM D-2850)

Estos ensayos se realizan aplicando esfuerzo tres donde asimila la presión efectiva o la presión de que tiene el suelo que se estudia, después se aplica un esfuerzo uno o vertical que este va incrementando de poco a poco hasta que llegue a la falla.

El ensayo saturado se realizará antes del fallo aplicando una contra presión en lo cual este material inyectará agua en medio del espécimen, con la finalidad de ver la falla crítica, disminuyendo el esfuerzo cortante.

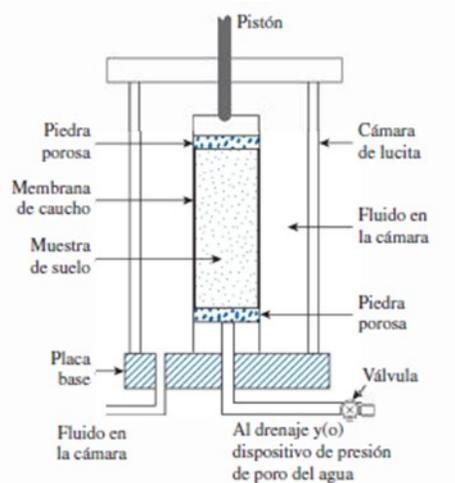


Figura 14.1 diagrama esquemático del equipo de la prueba triaxial (Braham, 2012)

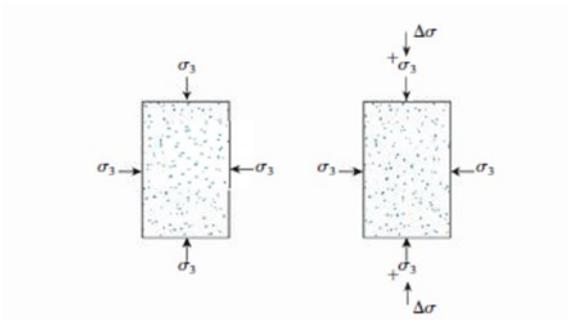


Figura 15.1 secuencia de aplicación del esfuerzo de una prueba triaxial (Braham, 2012)

### 3.5 Presión de expansión (prueba con edómetro convencional, ASTM D-4546)

Este tipo de ensayo, (hablando del edómetro) es para consolidación, pero en ella hay una variante para obtener el esfuerzo de expansión, el objetivo es empezar con una carga mínima, tener la deformación y relación de vacíos en ese momento, después añadir agua para ver el comportamiento del material, en caso de que la deformación sea negativa se verá que hay expansión, una vez que llega a expansión máxima se tendrá que colocar esfuerzos para disminuir las deformaciones negativas y disminuyendo la relaciones de vacíos, o el objetivo es crear la curva de esfuerzo y relaciones de vacíos (Villalaz, Mecánica de suelos y cimentaciones, 1980). Del primer punto a la horizontal hasta que tope con la gráfica de resultados, se obtiene el esfuerzo de expansión. (francis, 2016) (Caracterización de un subsuelo y análisis de riegos geotécnicos asociados con arcilla expansiva en tuxtla Gutierrez) (Geins, 1999)

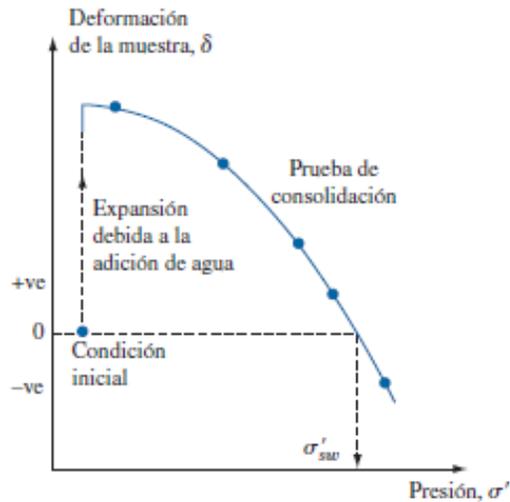


Figura 16.1 presión de expansión cero de prueba de consolidación convencional (Braham, 2012)

### 3.6 Suelos colapsables

Si el suelo no es expansivo y se presenta al momento de contacto con el agua un asentamiento fuerte o disminuciones de vacío fuerte y positivo, el suelo sería colapsable como en la figura 17.1, se ve como tenemos un punto sin agua con su deformación, pero al momento que lo agregamos agua el suelo se asienta más de lo normal, colapsando y deformando. (Nowamoz, 2009)

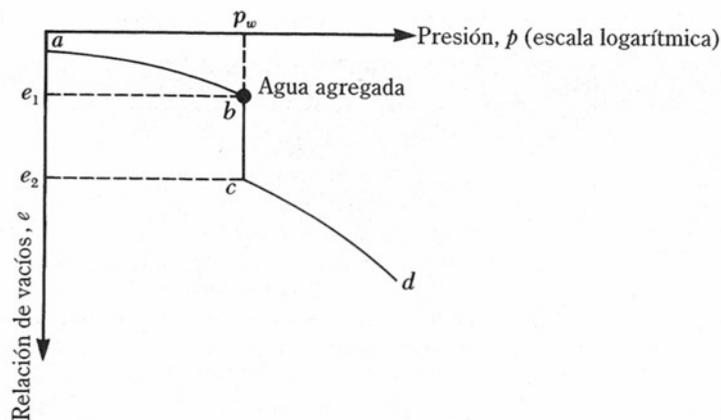


Figura 17.1 naturaleza de variación de relación de vacíos con presión para un suelo colapsable

La mayoría de estos materiales se encuentran superficiales, donde se encuentra totalmente seco o cierta humedad pequeña, al momento de aumentar esta humedad por lluvia o fuga o cualquier exceso de humedad se realiza este fenómeno. (Redolfi)



### 3.7 Parámetros físicos para identificación

También hay parámetros empíricos de suelos colapsables donde dependiendo de sus propiedades físicas se puede tener una idea.

Tabla 4.1 criterios reportos para identificación de suelos colapsables (Braham, 2012)

Investigador	Año	Criterios
Denisov	1951	Coefficiente de hundimiento: K = relación de vacíos en el límite líquido / relación de vacíos natural K = 0.5 - 0.75; muy colapsable K = 1.0: Limo arcilloso no colapsable K = 1.5 - 2.0: suelos no colapsables
Clevenger	1958	Si el peso específico seco es menor que 80 lb/pie <sup>3</sup> (=12.6kN/m <sup>3</sup> ), el asentamiento será grande; si el peso específico seco es mayor que 90lb/pie <sup>3</sup> (=14.1 kN/m <sup>3</sup> ), el asentamiento será pequeño
Priklnski	1952	$K_D = (\text{contenido de agua natural} - \text{límite plástico}) / \text{índice de plasticidad}$ $K_D < 0$ : suelos muy colapsables $K_D > 0.5$ : suelos no colapsables $K_D > 1.0$ : suelos expansivos
Gibbs	1961	Razón de colapso, R = contenido de agua en saturación / límite líquido Esto fue puesto en forma gráfica. $L = \frac{e_o - e_L}{1 + e_o}$
Soviet Building Code	1962	donde $e_o$ = relación de vacíos natural y $e_L$ = relación de vacíos en el límite líquido. Para un grado de saturación natural menor que 60%, si $L > 0.1$ , se trata de un suelo colapsable
Feda	1964	$K_L = \frac{w_o}{S_r} - \frac{LP}{IP}$ Donde $w_o$ = contenido de agua natural, $S_r$ = grado de saturación natural, LP = límite plástico e IP = índice de plasticidad. Para $S_r < 100\%$ , si $K_L > 0.85$ , se trata de un suelo asentable.
Benites	1968	Una prueba de dispersión en la que 2g de suelo se vierten en 12 ml de agua destilada y el espécimen se cronometra hasta que se dispersa; tiempos de dispersión de 20 a 30 segundos fueron obtenidos para suelos colapsables de Arizona. Loes de Iowa con contenido de arcilla (<0.002mm): <16%: alta probabilidad de colapso 16-24%: probabilidad de colapso
Handy	1973	24-32%: menos del 50% de probabilidad de colapso >32%: usualmente seguro contra el colapso
		Modificado por Lutenegeger y Saber (1988)

Jennings y Knight (1975) dieron resultados de como se puede clasificar el resultado de un suelo colapsable en la siguiente tabla:



Tabla 5.1 relación de potencial de colapso a la severidad de los problemas de cimentación (Braham, 2012)

$C_p$ (%)	Severidad del problema
0-1	Ningún problema
1-5	Problema moderado
5-10	Problema
10-20	severo Problema
20	muy severo

Según Clemente y Finbarr (1988)

$$C_p = \Delta\varepsilon = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_0}$$

Donde:

$e_0$ =relación de vacíos natural del suelo

$\Delta\varepsilon$ =deformación unitaria vertical

El problema de suelo colapsable se correlaciona con la tabla 5.1,  $C_p$ , por Jennings y Knight (1975) (Villalaz, Mecanica de suelos y cimentaciones, 1980).

La figura 18.1 muestra como con el límite líquido y con la densidad seca natural, nos da idea si es suelo colapsable.

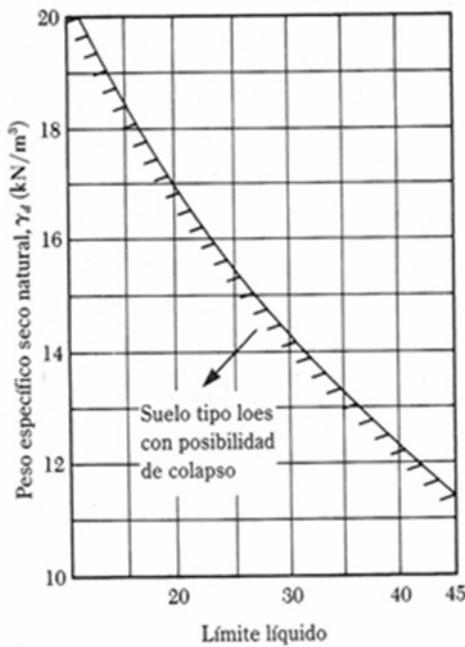


Figura 18.1 grafica empírico para suelos colapsable (Braham, 2012)



### 3.8. Procedimiento y ensayo para calcular el asentamiento de colapso

Para determinar el asentamiento de colapso, hace falta poner dos especímenes uno seco y saturado con el fin de ver cuánto se puede asentar al momento de humedecerse. En la siguiente grafica se ve un ejemplo para poder obtener el asentamiento de colapso. (Redolfi)

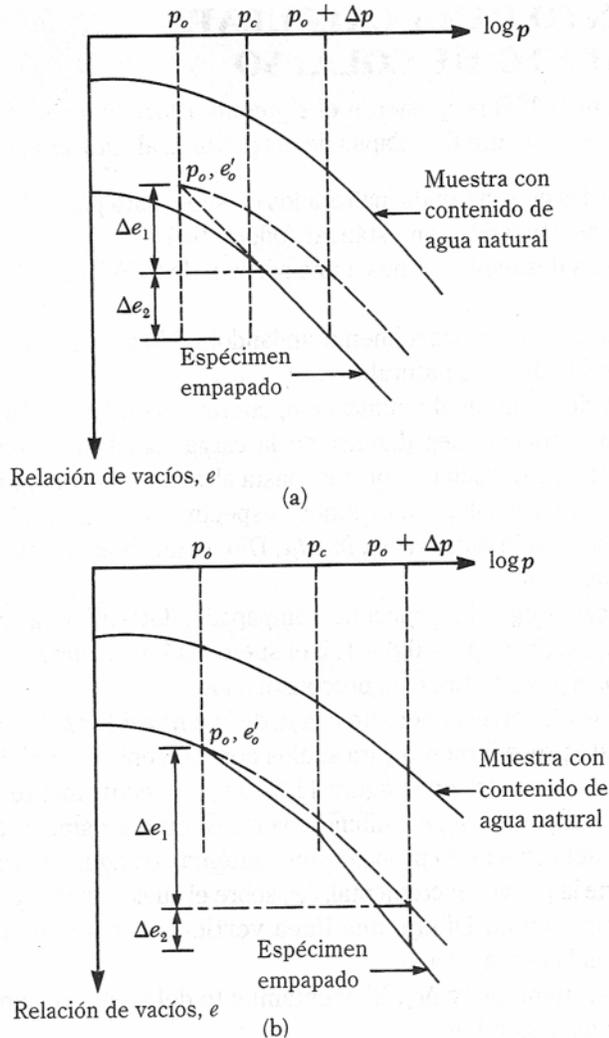


Figura 19.1 grafica de ensayo de colapso (Braham, 2012)

### 3.9 Diseño de cimentaciones en los suelos no susceptibles a la humedad

Para el diseño de cimentaciones, se tiene que obtener parámetros del resultado para ver al momento de que cambie su humedad, como por ejemplo una zona activa, para conocer la profundidad, así como el tipo de cimentación al elegir al momento de que se altera la humedad.

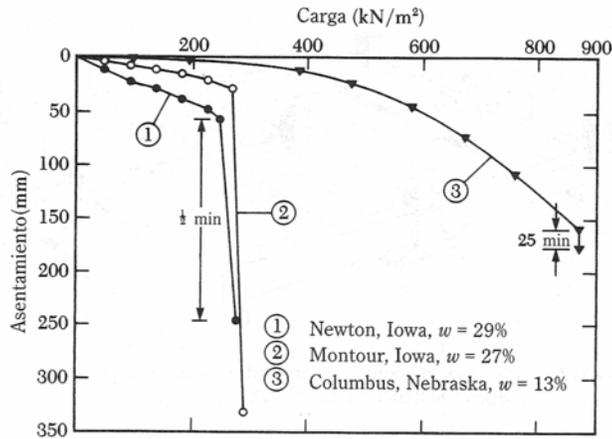


Figura 20.1 grafica de ensayos con carga y asentamiento (Braham, 2012)s

El objetivo es ver la expansión o colapso como resultados posibles para poder elegir el tipo de cimentación, como por ejemplo en la figura 21.1 la cimentación de emparrillado o cimentación conectado con todas trabajará como losa de cimentación, pero no teniendo parte estructural nada en medio de la cimentación para al momento que expanda no tuviera presiones que afecten a la estructura. (Electricidad, 1981)

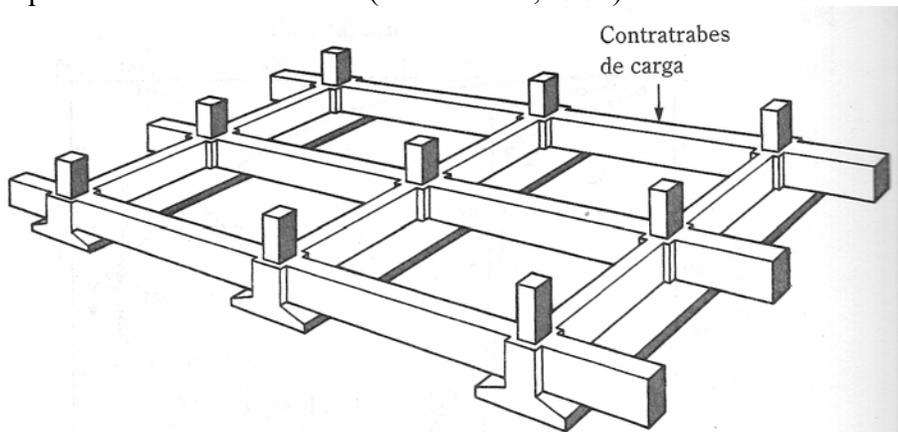


Figura 21.1 ejemplo de cimentación (Braham, 2012)

Para construcción de grandes cargas se deben considerar profundidades más bajas, con la finalidad de que el suelo reciba todos los esfuerzos en la parte mas dura y una zona total mente no deformable, hablando de expansión o colapso.



### 3.10 Diseño y tratamiento a suelos colapsables

Para el diseño de este tipo de suelo, se debe de considerar el asentamiento deseado, para ver si tendrá el mínimo, así como el asentamiento máximo que se tendrá. Una de las mejores formas de solucionar el problema es realizar compactación por medio de vibración, donde el material realizará ya el colapso, una vez que el material es colapsado, ya no tendrá más colapso. (Vallejo, 2002)

### 3.11 Casos de estabilización de suelos colapsables

Para la estabilización se realizará compactación por medio de vibración con exceso de humedad del 2 % con respecto a la humedad óptima, para que el material una vez colapsado, no tenga más asentamiento con respecto a su estado original. En la siguiente figura 22.1 se observa como resultado de ensayo a diferentes resultados al momento de la vibro compactación.

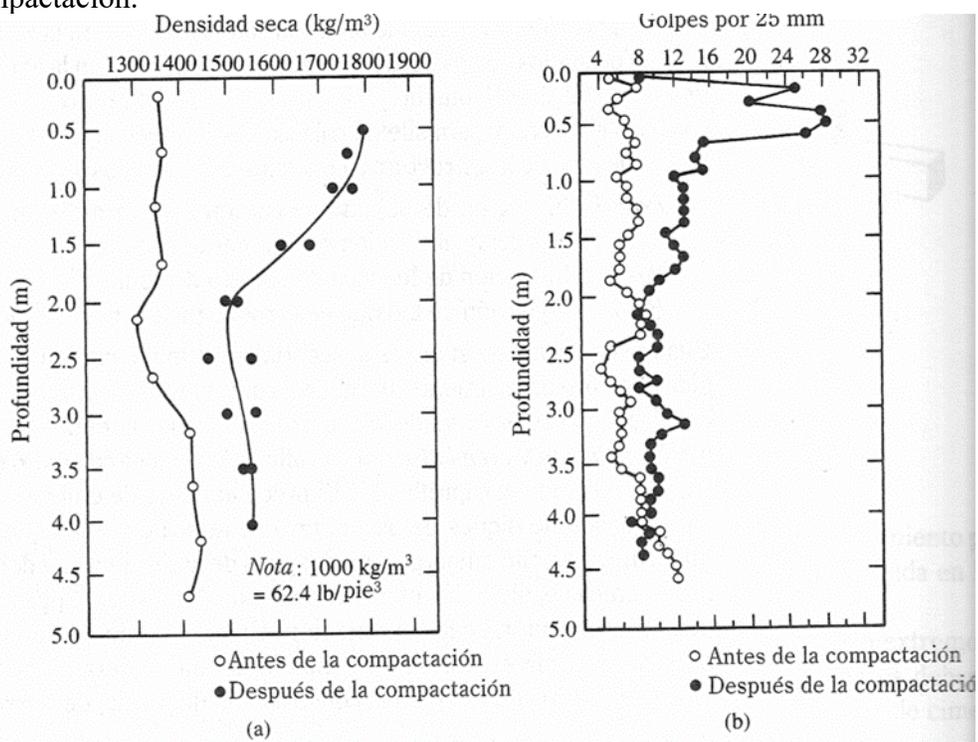


Figura 22.1 graficas de ejemplo de densidad con profundidad (Braham, 2012)



### 3.12 Suelos expansivos

Muchas de las arcillas son expansivas, teniendo una arcilla totalmente superficial al momento de humedecerse lo que aumenta el volumen, a este fenómeno se le conoce como expansión.

Para ver cómo actúa la expansión hace falta conocer la zona activa, lo cual está aumentada desde la superficie del terreno y va disminuyendo cómo va la profundidad, un ejemplo de estudios en otro lado vemos como la tabla 6.1 (francis, 2016) (Braham, 2012)

Tabla 6.1 ejemplo en ciudades de zona activa (Braham, 2012)

Profundidad de la zona activa		
Ciudad	(pie)	(m)
Houston	5 a 10	1.5 a 3
Dallas	7 a 15	2.1 a 4.6
San Antonio	10 a 20	3 a 9
Denver	10 a 15	3 a 4.6

Según O'Neill y Poormoayed (1980)

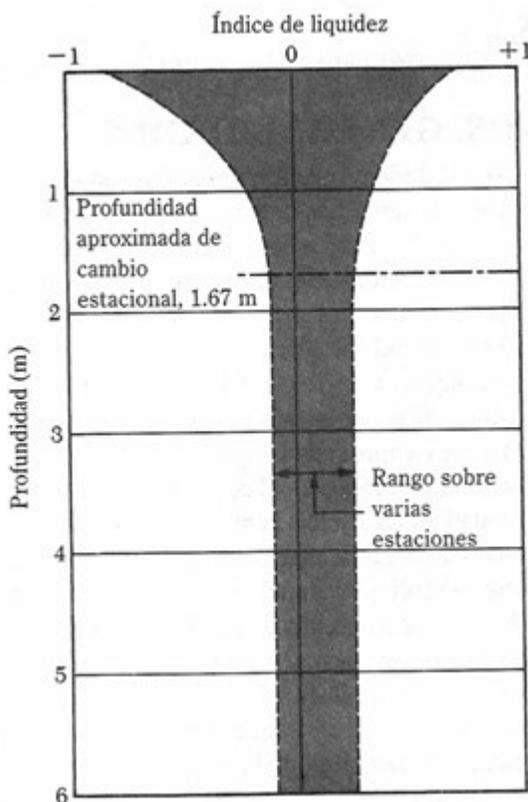


Figura 23.1 ejemplo de la zona activa en arcillas (Braham, 2012)



### 3.12.1 Medición de la expansión en laboratorio

Para conocer el esfuerzo de expansión se realizará ensayo endométrico donde se conocerá las deformaciones y los incrementos de relaciones de vacíos con la siguiente fórmula:

$$Sw(libre)(\%) = \frac{\Delta H}{H} (100)$$

Donde= Sw(libre) = expansión libre, como porcentaje

$\Delta H$ =altura de la expansión debido a la saturación

H = altura original del espécimen

Vijayvergiya y Ghazzaly (1973) se analizaron varios ensayos y resultados vieron como en la figura 24.1 O' Nelly y Poormoayed (1980) se realizó una fórmula para ver el incremento de expansión con esta fórmula (Braham, 2012)

$$\Delta Sf = .0033 * Z * Swlibre$$

Donde:  $\Delta Sf$ = Expansión superficial libre

Sw(libre)= expansión libre, en porcentaje

Z=profundidad de sonda activa

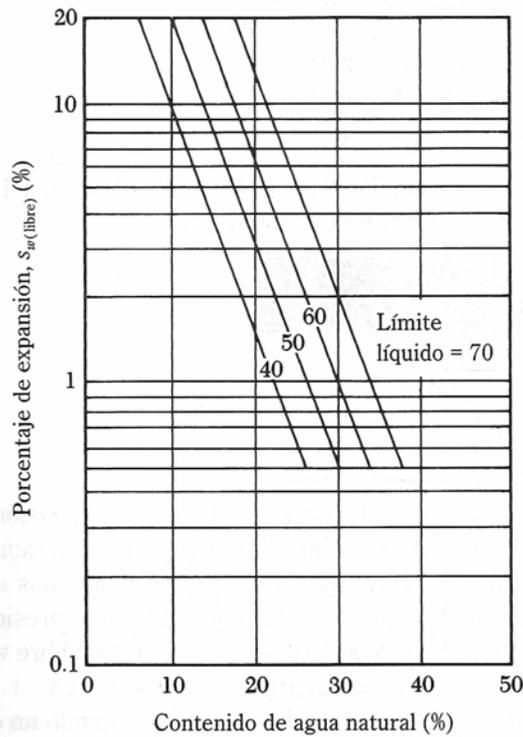


Figura 24.1 grafica empírica de expansión de las arcillas (Braham, 2012)

Sivapullaiah y otros (1987) realizaron un método nuevo para ver la expansión, llamado expansión libre modificado, se conocerá el índice de expansión libre utilizando la siguiente formula.

$$\text{índice de expansión libre modificado} = \frac{V - V_s}{V_s}$$

Donde: V= volumen del suelo después de la expansión

V<sub>s</sub>= volumen de los sólidos del suelo=ws/(G<sub>s</sub>\*γ<sub>w</sub>)

W<sub>s</sub>=peso del suelo en horno

G<sub>s</sub>=peso específico de los sólidos del suelo

γ<sub>w</sub>=peso específico del agua

El resultado lo comparamos en la siguiente tabla 7.1 para ver la clasificación de expansión que se tiene. (Braham, 2012)



Tabla 7.1 clasificación de las arcillas expansivas (Braham, 2012)

Índice de expansión libre modificado	Potencial de expansión
< 2.5	Despreciable
2.5 a 10	Moderado
10 a 20	Alto
> 20	Muy alto

La figura 25.1 muestra como el ensayo de expansión se elaboró con el ensayo del edómetro, ensayo en lo cual se ejerce presión hasta llegar al estado original y después se realiza una descarga para ver como se recupera el material.

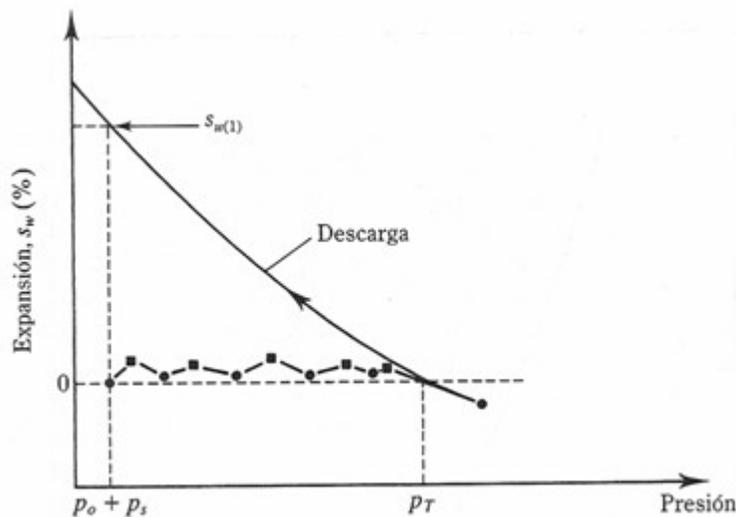


Figura 25.1 ejemplo de resultado de ensayo de expansión

### 3.12.2 Clasificación de suelos expansivos con base en pruebas índice

Para poder clasificar es necesario tomar en cuenta la siguiente tabla 8.1. en donde se observa el nivel del problema que se puede tener (Braham, 2012).

También en la siguiente figura 26.1 se tiene relaciones empíricas con las propiedades físicas.

Tabla 8.1 tabla de clasificación de expansión con índice de consistencia (Braham, 2012)

Límite líquido	Índice de plasticidad	Expansión potencial (%)	Clasificación de la expansión potencial
<50	<25	<0.5	Baja
50-60	25-35	0.5-1.5	Marginal
>60	>35	>1.5	Alta

Expansión potencial = expansión vertical bajo una presión igual a la presión de sobrecarga

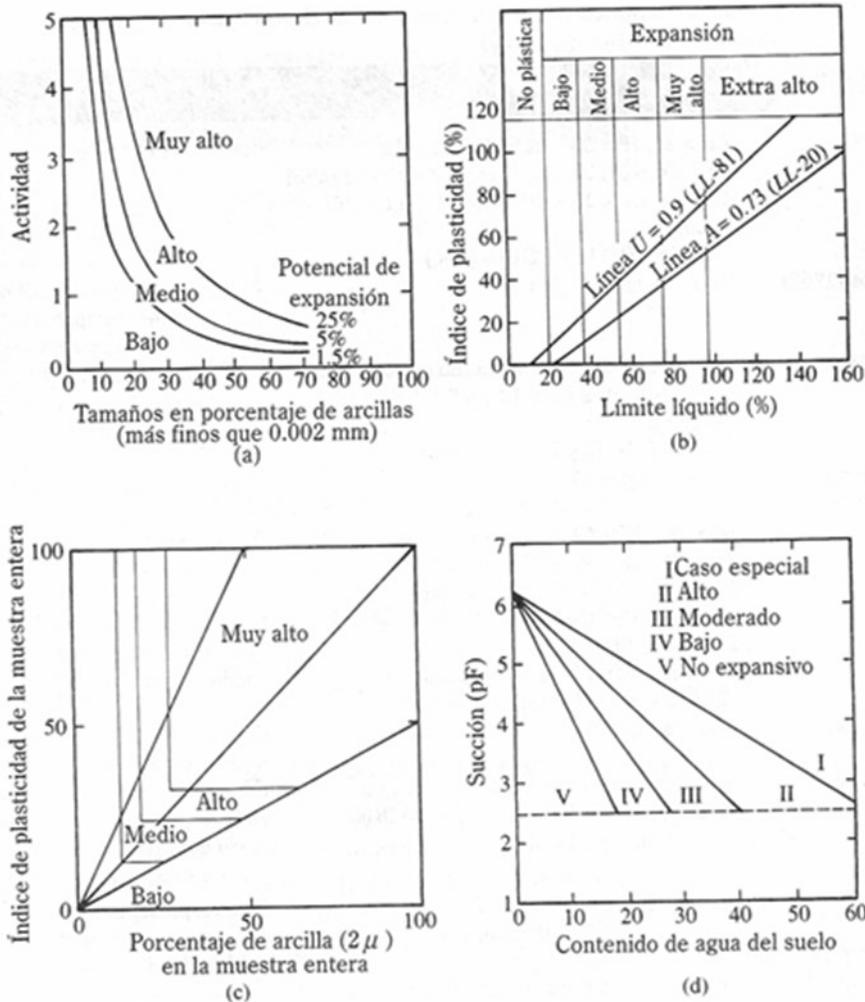


Figura 26.1 ejemplos de graficas empíricas con relaciones (Braham, 2012)

### 3.13 Consideraciones de cimentación para suelos expansivos.

Si el suelo es expansivo, se debe de realizar ensayos de edómetro del mismo material a diferentes profundidades para conocer la zona activa y poder elegir la profundidad de desplante de la cimentación. (Nevada)

Se tendrá que sustituir la parte superficial del terreno por otro material, esto para eliminar gran parte de material expansivo de la zona activa, en la obra civil es necesario colocar banquetas o jardín en el perímetro para evitar en filtraciones.

En la siguiente tabla se tiene relaciones empíricas de los suelos con propiedades físicas.



Tabla 9 relaciones empíricas de suelos expansivos (Braham, 2012)

Referencia	Criterios	Observaciones
Holtz (1959)	CC>28,IP>35 Y LC<11 (muy alto)	Basado en CC, IP Y LC
Seed y otros (1962)	20 $\leq CC \leq 31,25 \leq IP \leq 41$ y $7 \leq LC \leq 12$ (alto)	<p>Con base en la prueba del odómetro usando un espécimen compactado, porcentaje de arcilla <math>&lt; 2\mu m</math> y actividad</p> <p>Con base en CL, LC Y EP. Muestra remoldeada (<math>\rho_{d(max)}, \gamma w_{opt}</math>). Empapada bajo sobrecarga de 6.9 kPa Basado en la carta de plasticidad</p> <p>Basado en IP e IC</p> <p>Poca expansión ocurrirá cuando <math>w_o</math> conduce a un IL de 0.25</p> <p>Con base en IP, porcentaje de arcilla <math>&lt; 2\mu m</math> y actividad</p> <p>Con base en la prueba del odómetro en un espécimen compactado con un grado de saturación cercano a 50% y una sobrecarga de 6.9 kPa</p> <p>EP es representativa para condición de campo, se usa sin <math>\tau_{nat}</math>, pero se reducirá la exactitud</p> <p>Basado en IP</p> <p>Con base en mediciones de pequeño contenido de agua, succión y cambio de volúmenes al secarse</p> <p>Ecuaciones empíricas</p>
altemeyer (1955)	$13 \leq CC \leq 23, 15 \leq IP \leq 28$ y $10 \leq LC \leq 16$ (medio)	
Dakshanamanthy Raman (1973)	$CC \leq 15, IP \leq 18$ y $LC \leq 15$ (bajo)	
Raman (1967)	$CL < 5, LC > 12$ y $EP < 0.5$ (no critica)	
	$5 \leq CL \leq 8, 10 \leq LC \leq 12$ y $0.5 \leq EP, \leq 1.5$ (marginal)	
	$CL > 8, LC < 10$ y $EP > 1.5$ (critica)	
	$IP > 32$ y $IC > 40$ (muy alto)	
	$23 \leq IP \leq 32$ y $30 \leq IC \leq 40$ (alto)	
Sowers y Sowers (1970)	$12 \leq IP \leq 23$ y $15 \leq IC \leq 30$ (medio)	
	$IP < 12$ y $IC < 15$ (bajo)	
Van Der Merwe (1964)	$SL < 10$ y $PI > 30$ (alto)	
Uniform Bulding Code (1968)	$10 \leq SL \leq 12$ y $15 \leq PI \leq 30$ (moderado)	
	$SL > 12$ y $PI < 15$ (bajo)	
	$IE > 130$ (muy alto) y $91 \leq IE \leq 130$ (alto)	
	$51 \leq IE \leq 90$ (medio) y $21 \leq IE \leq 50$ (bajo)	
Snethen (1984)	$0 \leq IE \leq 20$ (muy bajo)	
Chen (1988)		
McKeen (1992)		



<p>Vijayvergiya y Ghazzaly (1973)</p> <p>Nayac y Christensen (1974)</p> <p>Weston (1980)</p>	<p><math>LL &gt; 60, IP &gt; 35, \tau_{nat} &gt; 4</math> y <math>PE &gt; 1.5</math> (<i>alto</i>)</p> <p><math>30 \leq LL \leq 60, 25 \leq IP \leq 35, 1.5 \leq \tau_{nat} \leq 4</math> y <math>0.5 \leq PE \leq 1.5</math> (<i>medio</i>)</p> <p><math>LL &gt; 30, IP &lt; 25, \tau_{nat} &lt; 1.5</math> y <math>PE &lt; 0.5</math> (<i>bajo</i>)</p> <p><math>IP \geq 35</math> (<i>muy alto</i>) y <math>20 \leq IP \leq 55</math> (<i>alto</i>)</p> <p><math>10 \leq IP \leq 35</math> (<i>medio</i>) e <math>IP \leq 15</math> (<i>bajo</i>)</p> <p>Vease la figura 1.9d</p> <p><math>\text{Log PE} = (1/2)(0.44LL - w_0 + 5.5)</math></p> <p><math>PE = (0.00229IP)(1.45C) / w_0 + 6.38</math></p> <p><math>PE = 0.00411(LLw)^{4.17} q^{-3.86} w_o^{-2.33}</math></p>	<p>Ecuaciones empíricas</p> <p>Ecuaciones empíricas</p>
<p>Nota : C = arcilla, %          CC = contenido coloidal, %          IE = índice de expansión = 100 x porcentaje de expansión x fracción que pasa la malla n°4          IL = índice de liquidez, %          LL = límite líquido, %          LL<sub>w</sub> = límite líquido pesado, %          CL = contracción lineal, %          IP = índice de plasticidad, %          EP = expansión probable, %</p>	<p>q = sobrecarga          IC = índice contracción = LL - LC, %          LC = límite de contracción, %          PE = potencial de expansión, %          W<sub>o</sub> = contenido de agua natural del suelo          W<sub>opt</sub> = contenido de agua óptimo, %  <math>\tau_{nat}</math> = sucio natural del suelo en tsf          P<sub>d(max)</sub> = densidad seca máx.</p>	

### 3.13.1 Construcción sobre suelos expansivos

Para poder realizar la construcción en suelo expansivo, se recomienda tomar en cuenta la tabla 10.1 de (Braham, 2012) para llevar las recomendaciones.



Tabla 10.1 relación para diseño de cimentación sobre suelos expansivos (Braham, 2012)

Levantamiento <i>predicho total</i> (mm) $L / H = 1.25L / H = 2.5$	Construcción recomendada	Método	Observaciones
0 a 6.35      12.7 6.35 a 12.7    12.7 a 50.8	Ninguna precaución Construcción rígida Que tolere movimiento (refuerzo de acero según sea necesario)	Cimentaciones Zapatas Zapatas corridas Losa reticulada Losas de piso: Reticulada Baldosa Muros:	Las zapatas deben ser pequeñas y profundas, consistentes con la capacidad de carga del suelo. Las losas reticuladas deben resistir flexión Las losas deben diseñarse para resistir flexión y deben ser independientes de las vigas de cimentación. Los muros sobre una losa reticulada deben ser tan flexibles como la losa. Ninguna conexión rígida vertical. Paredes de ladrillo deben reforzarse con barras o bandas. Contactos entre unidades estructurales deben evitarse; material flexible o impermeable debe insertarse en las juntas. Los muros o unidades rectangulares de la construcción deben levantarse como una unidad. Las cimentaciones celulares permiten ligera expansión del suelo para reducir presión de expansión Los gatos ajustables son inconvenientes a los propietarios. Carga de tres puntos permite el movimiento sin dureza.
12.7 a 50.8    50.8 a 101.6	Construcción que amortigüe movimiento	Juntas: Libre Flexible  Muros: Flexible Construcción unitaria Marco de acero Cimentaciones: Tres puntos Celular	
>50.8      >101.6	Construcción independiente de movimiento	Cimentación son pilas perforadas Pila recta Fondo con campana  Piso suspendido	Debe permitirse holgura bajo las vigas de cimentación.  Los pisos deben apoyarse sobre las vigas de cimentación 305 a 460 mm por arriba del suelo.

Para conocer qué tipo de cimentación vamos a usar debemos primero conocer la zona activa.

Al realizar una cimentación reticulada o emparrillada, es una de las mejores maneras de solucionar el problema, (Martinez) tomando en cuenta que se usa para esfuerzos mínimos de expansión. Al tenerse que evaluar el esfuerzo de expansión mayor, se utilizan las pilas en



donde es necesario utilizar la fórmula del levantamiento  $U$ , esto se realizará con factor de seguridad y evitará que se levante dicha estructura, se estima (figura 27.11b) con la ecuación:

$$U = \pi(D_s)(Zp_t)(\tan\phi)$$

Donde:  $D_s$ =diámetro del pilote

$Z$ =profundidad de zona activa

$\phi$ =Ángulo efectivo de fricción entre zócalo y suelo (en la mayoría varía entre 10 y 20)

$P_t$ =presión para expansión horizontal nula

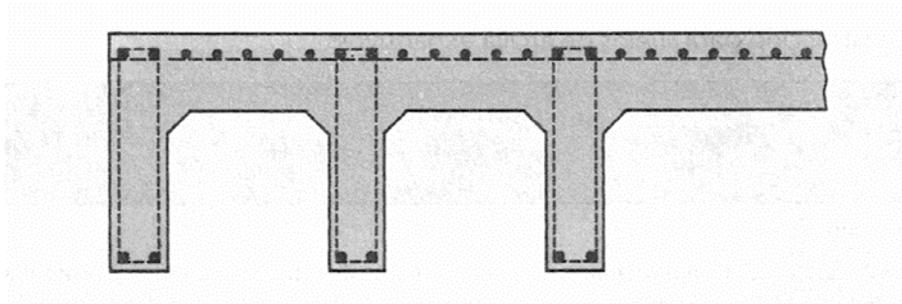


Figura 27.1 ejemplo de cimentación (Braham, 2012)

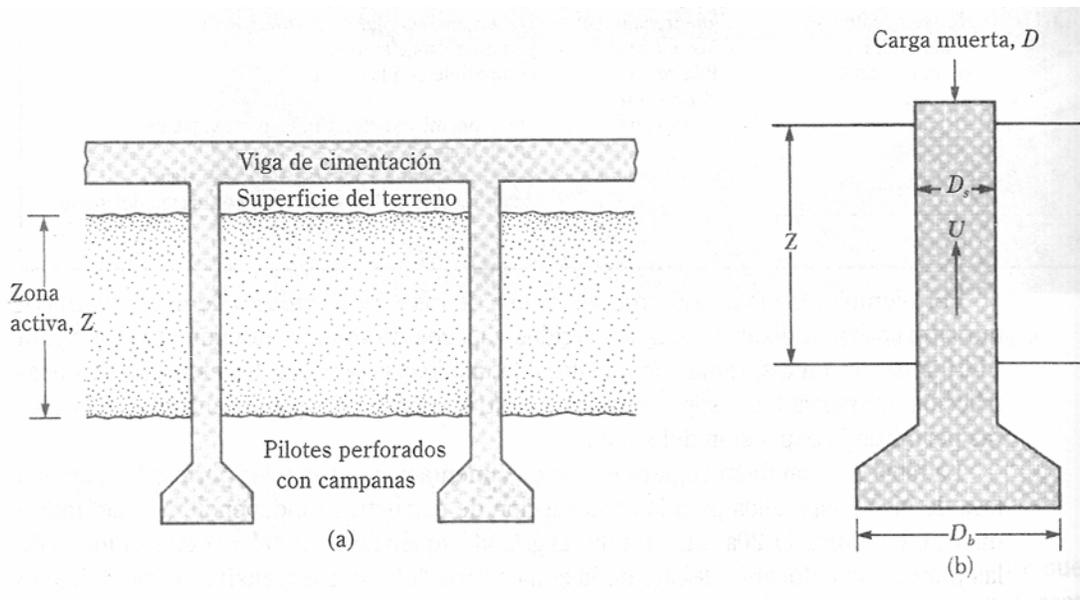


Figura 28.1 ejemplo de cimentaciones en pilares (Braham, 2012)



## 4. METODOLOGIA

### 4.1 Condiciones geotécnicas

Para alcanzar el objetivo planteado, se propuso que se efectuaran una serie de sondeos de exploración geotécnica, excavación de pozos a cielo abierto, los cuales los realizó la empresa Grupo GLTA debido a que la máquina de la Universidad Autónoma de Chihuahua se encuentra descompuesta.

Adicionalmente se realizaron recorridos en los alrededores y en el templo con objeto de conocer y observar los elementos estructurales como muros, columnas y bóvedas.

### 4.2 Trabajos de exploración geotécnica

Para conocer la secuencia estratigráfica del subsuelo en el área que ocupa el templo de San Jerónimo, se realizaron tres sondeos de penetración estándar con obtención de muestras alteradas y hasta profundidades de 8.0 a 20.0m; adicionalmente se realizaron dos sondeos con cono dinámico. En la Figura 29.1 se muestra la ubicación de los sondeos realizados.

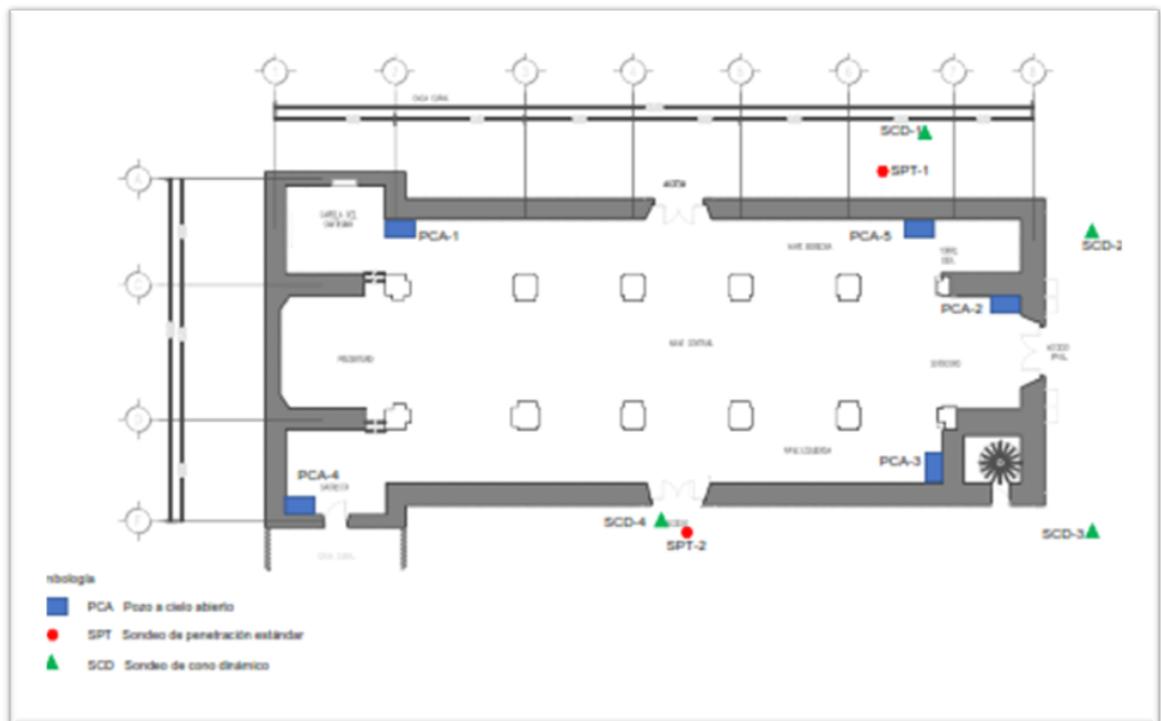


Figura 29.1 ubicación de sondeos de exploración y pozos del cielo abierto



Sondeos de penetración estándar (SPT) (ASTM D1586). Esta prueba consiste en hincar a percusión en el suelo un tubo de mediacaña de dimensiones normalizadas, con una energía de hincado estandarizada que permite la obtención de muestras representativas del suelo para su identificación visual. La resistencia a la penetración estándar corresponde con el número de golpes  $N$  necesarios para hincar la herramienta 30 cm. Los sondeos de penetración estándar se llevaron a una profundidad de 8.0 a 20.0 m. Sondeo con cono dinámico (ASTM D3441-94). Esta herramienta de exploración es la más simple, debido a que solo se toma el proceso debido a que el ensayo al corte es continuo y no realiza pausas como la SPT.

En la tabla 11.1 se hace un resumen de los sondeos realizados y la profundidad alcanzada.

*Tabla 11.1 resumen de sondeos realizados*

<b>Sondeo</b>	<b>Profundidad</b>	<b>Observación</b>
SPT-1	8.55 m	Sondeo de exploración geotécnica
SPT-2	8.25 m	Sondeo de exploración geotécnica
SPT-3	21.0 m	Sondeo de exploración geotécnica
SCD-1	4.3 m	Sondeo con cono dinámico
SCD-2	4.7 m	Sondeo con cono dinámico
SCD-3	5.3 m	Sondeo con cono dinámico
SCD-4	4.7 m	Sondeo con cono dinámico

A Pozos a cielo abierto (PCA). Una parte importante en el diagnóstico geotécnico es el conocimiento de la profundidad de desplante de la cimentación y características geométricas de la misma; por lo anterior se excavaron cinco calas en diferentes puntos del templo y que permiten tener un panorama general de las mismas y su ubicación se muestra en la Figura 29.1.

Adicionalmente, de estos pozos se extrajeron muestras cúbicas inalteradas del suelo de apoyo de la cimentación y las cuales se trasladaron al laboratorio de mecánica de suelos.



### 4.3. Trabajos de laboratorio

Las muestras de suelo extraídas se trasladaron al laboratorio de mecánica de suelos y en ellas se realizaron ensayos para la obtención de los parámetros de resistencia y deformabilidad.

Propiedades índices. Las muestras representativas obtenidas con la prueba de penetración estándar fueron trasladadas al laboratorio para determinar las propiedades que se enlistan a continuación.

- Identificación y clasificación de los suelos según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos
- Contenido de agua natural
- Límites de consistencia
- Porcentaje de finos (material que pasa la malla No. 200)
- Análisis granulométrico por malla

Propiedades mecánicas. Para determinar los parámetros de resistencia del suelo, en las muestras inalteradas obtenidas de los pozos a cielo abierto se realizaron ensayos de compresión triaxial no consolidada no drenada (prueba UU), los resultados se resumen en la Tabla 12.1.

Para conocer la deformabilidad que tiene el suelo de apoyo se realizaron ensayos de compresibilidad confinada y para conocer el efecto que el agua tiene en su comportamiento, ensayos de saturación bajo carga.

Se reportan los valores de las pruebas índice, cohesión y ángulo de fricción interna.

Tabla 12.1 resultados de ensayos de triaxiales UU

Sondeo	Prof. m	SUCS	%	$e_0$	Gw %	$t/m^3$	c $kg/cm^2$	$\phi$	E $kg/cm^2$
PCA-1	1.4	SC	7.4	0.75	23.9	1.38	0.18	27	160
PCA-2	1.26	SC	9.8	0.64	42.0	1.51	0.04	29	251
PCA-3	1.35	SC	10.9	1.1	25.5	1.17	0.54	16	271
PCA-4	1.2	SC	8.7	0.96	22.6	1.26	0.87	22	267
PCA-5	1.4	SC	10.7	0.97	26.2	1.22	0.43	20	170



#### 4.4 Interpretación estratigráfica

La población de Juan Aldama se estableció en una planicie aluvial y la cual la cruzan varios arroyos, en especial al suroriente existe el cauce del Arroyo Chuvíscar, del cual históricamente se tomaba agua para regar los cultivos de la región.

Secuencia estratigráfica. El modelo estratigráfico para el sitio en estudio se definió a partir del tipo de material, número de golpes, contenido de agua y clasificación visual; actividades que llevó a cabo la empresa Grupo GLTA. A continuación, se describe la secuencia estratigráfica.

##### Unidad A. Capa superficial

Está constituida por una capa de arena arcilla café con número de golpes en la prueba de penetración estándar  $5 < NSPT < 50$  (Lounder, 1975), su consistencia es de suelta superficialmente a compacta a profundidad y el espesor es del orden de 2.2; es en este estrato donde se apoya la cimentación de la Catedral.

En las muestras cúbicas obtenidas en los pozos a cielo abierto se realizaron ensayos triaxiales del tipo no consolidado no drenado y en los cuales se obtuvieron los parámetros de resistencia cuyo resumen se indica en la Tabla 13.1.

##### Unidad B. Aluvial I

Este estrato se extiende hasta 14 m de profundidad, con un espesor de 12.0 m y consiste en una serie de intercalaciones de depósitos de gravas mal graduadas y poco limosas con arena limosa café, de compactidad compacta a muy compacto. En la prueba de penetración estándar el número de golpes registrado varía de 25 a 50 golpes. El contenido natural de agua es menor al 10 %.

##### Unidad C. Capa fluvial

Esta capa se detectó en el sonde SPT-3 a una profundidad de 14.0 m con un espesor de 1.0 m y consiste en arena arcillosa café con número de golpes del orden de 18 para un estado medianamente compacto y con contenido de agua natural del 20%

##### Unidad D. Aluvial II



Este estrato se detectó de 15.0 a 21.0 m de profundidad y el cual está formado por estratos intercalados de gravas mal graduadas poco limosas con arenas limosas café; el número de golpes registrado en la prueba de penetración estándar varío de 35 a 50 golpes. El contenido de agua natural es menor al 10.

#### 4.5 Análisis geotécnico

En este capítulo se describe el procedimiento para la estimación de la capacidad de carga de la cimentación y de los asentamientos

##### 4.5.1 Capacidad de carga

La capacidad de carga última en condiciones estáticas de la cimentación actual, apoyada sobre el estrato de arcilla café oscuro fue evaluada con la siguiente expresión: (Tomlinson, 2017)

$$q_u = acdcCNc + aqdq\sigma d(Nq - 1) + 0.5a\gamma d\gamma\gamma BN\gamma$$

$c$	parámetro de cohesión, 5 t/m <sup>2</sup>
$d$	esfuerzo efectivo al nivel de desplante, t/m <sup>2</sup>
$\sigma$	peso volumétrico del suelo bajo el nivel de desplante, 1.7 t/m <sup>3</sup>
$B$	ancho del cimiento
$N_c, N_q, N_\gamma$	factores de capacidad de carga propuestos por Vesic
$a_c, a_q, a_\gamma$	factores de forma
$d_c, d_q, d_\gamma$	factores de profundidad

En la Tabla 13.1 se indica la carga transmitida por la estructura a nivel de cimentación, la capacidad de carga última del terreno ( $q_u$ ) y el factor de seguridad correspondiente; mientras que en la Figura 30.1.1 se muestra la distribución de las zonas en que se dividió la planta del templo para definir la carga que trasmite al subsuelo. En el caso de la capacidad de carga última para su cálculo se tomaron los valores de parámetros de resistencia



correspondientes a las muestras cúbicas obtenidas en cada uno de los pozos excavados y su profundidad de desplante (Df).

*Tabla 13.1 resultados de capacidad de carga con factor de seguridad*

Zona	Carga (t)	Área cimentación m <sup>2</sup>	Presión t/m <sup>2</sup>	q <sub>u</sub> t/m <sup>2</sup>	FS	Df m
1	561	15.42	36.4	214	5.9	0.8
2	94	4.73	19.9	214	10.8	0.8
3	567	15.89	35.7	101	2.8	0.95
4	642	25.3	25.4	292	11.5	1.85
5	589	25.3	23.3	105	4.5	1
6	110	1.52	72.4	171	2.4	1.6
7	109	1.52	71.7	190	2.6	1.6
8	92	1.52	60.5	171	2.8	1.6
9	91	1.52	59.9	190	3.2	1.6
10	85	1.52	55.9	171	3.1	1.6
11	85	1.52	55.9	190	3.4	1.6
12	101	1.52	66.4	171	2.6	1.6
13	105	1.52	69.1	190	2.7	1.6
14	808	15.87	50.9	131	2.6	2.0
15	107	6.0	17.8	73	4.1	1.0
16	754	13.37	56.4	105	1.9	1.0

De la tabla anterior (tabla 13.1), se concluye que el factor de seguridad para las diferentes zonas del templo en general es mayor a 2.0 y ligeramente menor en las torres izquierda y derecha. Por lo anterior, no se prevé que el templo haya o pueda tener un problema de estabilidad en su cimentación por capacidad de carga.

La bóveda trasmite al nivel de su arranque un empuje el cual tiene dos componentes uno vertical y uno horizontal, este último genera un momento de volteo en la base del muro-contrafuerte, que se trasmite al suelo como un incremento de esfuerzo en su orilla. Considerando el factor de seguridad que se ha calculado para la cimentación, este incremento tampoco ha puesto en riesgo la estabilidad de la cimentación.

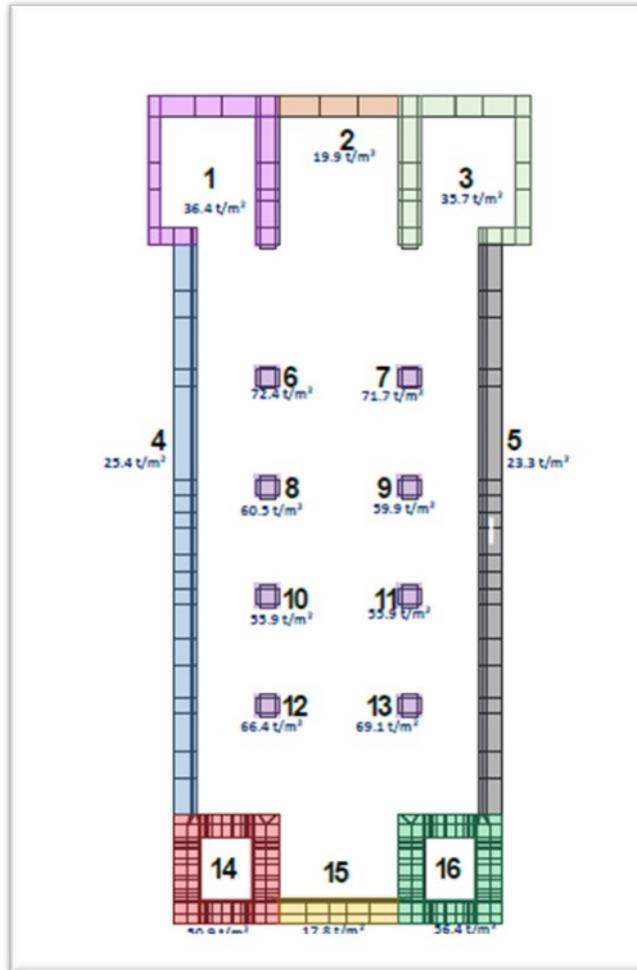


Figura 30.1 distribución de cargas por zonas en la base de cimentación

#### 4.5.2 Cálculo de asentamientos

Los asentamientos que ha sufrido la estructura se deben a la deformación del estrato sobre el cual se apoya la cimentación, inducidos fundamentalmente por las cargas en condiciones estáticas, que primordialmente ocurrieron al final de su construcción y eventualmente incrementados por los sismos ocurridos a lo largo de toda su historia, aunque dado el factor de seguridad que se tiene en condiciones estáticas estos muy probablemente fueron reducidos.

Para el cálculo de asentamiento se empleó la siguiente expresión:

$$\delta S = Hmv\Delta\sigma$$

$\delta S$

asentamiento en condición natural del suelo, cm



$m_v$	módulo de deformación volumétrica, $\text{cm}^2/\text{kg}$
$\Delta\sigma$	esfuerzo transmitido por la cimentación, $\text{kg}/\text{cm}^2$
$H$	espesor total del estrato, cm

El espesor del estrato se definió a partir de los sondeos de exploración; además, de los pozos a cielo abierto se obtuvieron muestras cúbicas inalteradas, en las que se realizaron en el laboratorio, las pruebas de deformabilidad. (Zeevart, 1980) Con los resultados conseguidos se pudo establecer que el subsuelo de apoyo del eje B ( $m_v=0.011 \text{ cm}^2/\text{kg}$ ) es más deformable que el que se encuentra debajo del eje E ( $m_v=0.0089 \text{ cm}^2/\text{kg}$ ). Además, el espesor de suelo que ha aportado al asentamiento de la estructura es mayor en el eje B, al tener menor profundidad su cimentación; y por lo tanto este eje es el que mayor asentamiento ha presentado.

De acuerdo con las crónicas recopiladas, el templo se fue construyendo en diferentes etapas; para 1917 ya se tenía colocado el reloj, por lo que prácticamente la parte central de la fachada estaba construida.

En fotografías posteriores a ese año, se aprecia que ya estaban edificadas las naves laterales y la central, incluso ya se aprecia que todas ellas estaban cubiertas con bóveda.

La figura 31.1 muestra las curvas de igual asentamiento que sufrió el templo durante su construcción. De acuerdo con la distribución de carga que transmite la estructura, los principales asentamientos se presentaron en las columnas de la nave central y la fachada principal, ya que son las áreas que mayor esfuerzo de contacto aplican al suelo. Y los valores menores de asentamiento en los muros perimetrales y en el ábside.

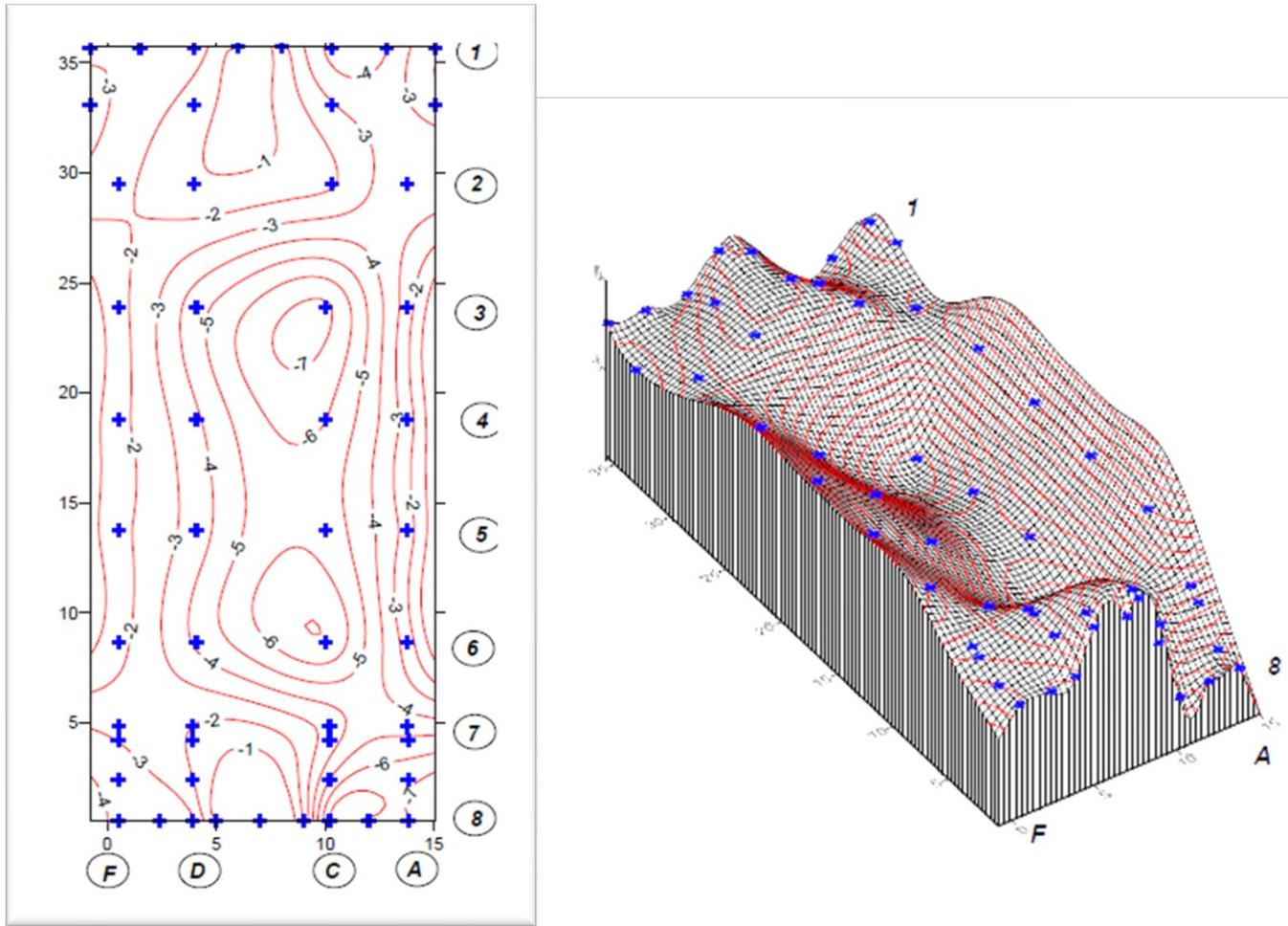


Figura 31.1 curvas de igual asentamiento en cm final de la construcción

El área de la fachada principal fue construida en diferentes etapas y para el año de 1957 ya se tenía concluida la torre izquierda; posteriormente se construye la torre derecha y cuya fecha de terminación no está clara.

En la Figura. 31.1 se muestra la gráfica de las deformaciones probables que se presentaron en la fachada principal durante las diferentes etapas constructivas en las que se erigió. Debido a los tiempos largos en que se realizó la construcción, la estructura fue capaz de absorber dichas deformaciones.

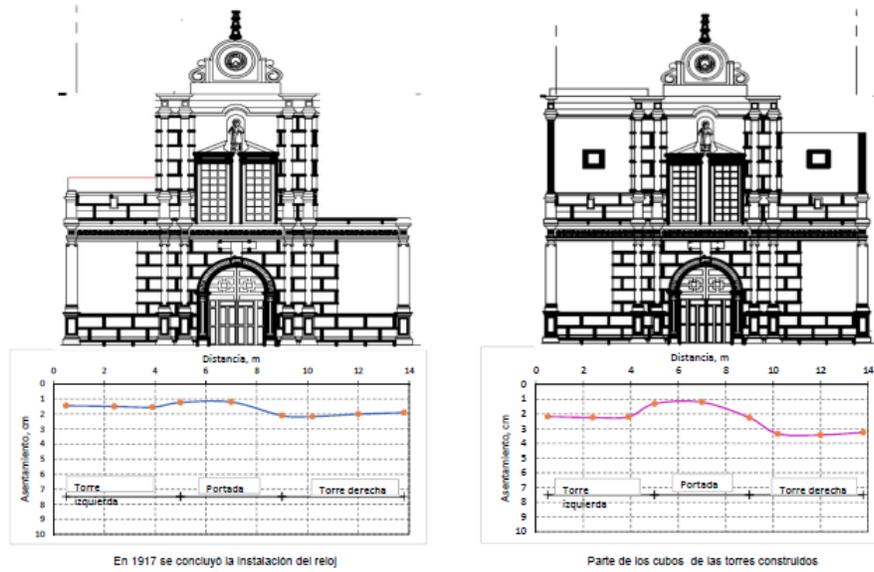


Figura 32.1 perfil de la formación de la fachada

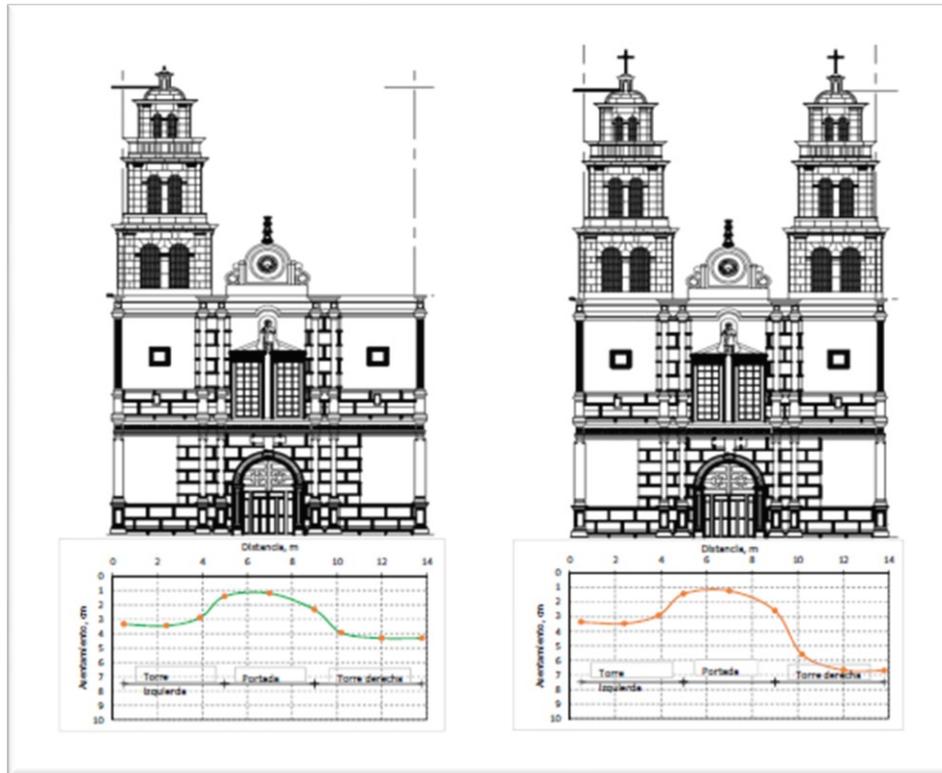


Figura 33 perfil de deformación de la fachada



### 4.5.3 Potencial de expansión de los suelos

Por las características de los suelos superficiales, estos son susceptibles de sufrir cambios volumétricos debido a variaciones en su contenido de agua que generen deformaciones. (Tomlinson, 2017) Las estructuras ligeras son las que están más expuestas a sufrir los daños que provoca este comportamiento en el suelo. La fluctuación en el contenido de agua se origina por la lluvia y el periodo de estiaje, o bien provocados por rupturas de drenajes, tuberías de agua potable, riego de jardines, etc.

Para definir los valores de expansión del estrato de apoyo se realizaron ensayos de saturación bajo carga. Las presiones aplicadas correspondieron al esfuerzo transmitido por la estructura.

En función del esfuerzo aplicado que trasmite la estructura, es el valor de la deformación que puede sufrir el terreno y a mayor carga este efecto es menor, como se muestra en la Figura 15.1 que es el resumen de los resultados de los ensayos de laboratorio.

La deformación que estima se presentó al saturarse parcialmente el terreno de apoyo se realizó con la siguiente expresión:

$$S = \varepsilon v H$$

S= asentamiento por saturación del suelo, cm

v= deformación volumétrica, que depende del esfuerzo aplicado (Figura 34.1)

H = espesor afectado del estrato, cm

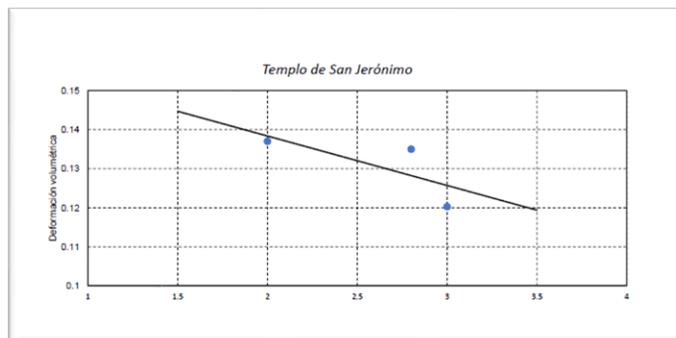


Figura 34.1 resultados de los ensayos de saturación bajo carga



La Figura 35.1 muestra las curvas de igual asentamiento para la condición en que el terreno de apoyo se humedeció, debido a la infiltración de la lluvia o bien provocado por la práctica que tenían de “inundar” el jardín perimetral al templo, la que parece ser que se mantuvo durante un lapso importante. Lo que provocó que los muros perimetrales sufrieran un asentamiento adicional al que ya habían presentado por el peso propio de la estructura, lo que ocasionó que el soporte lateral que le daban a la bóveda de la nave central los botareles se viera disminuida y en consecuencia se incrementará la luz de la bóveda central y al paso del tiempo se agrietara en la zona de unión de la bóveda con sus apoyos y su clave.

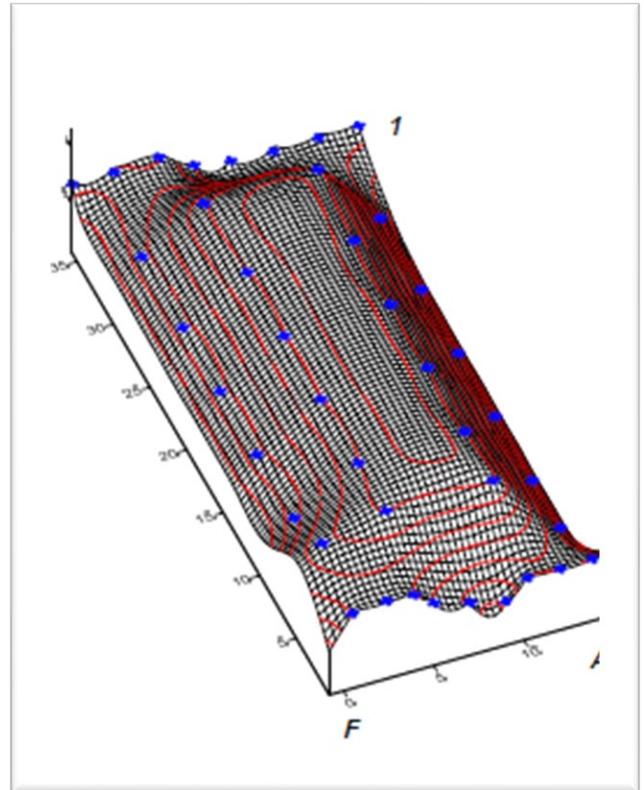
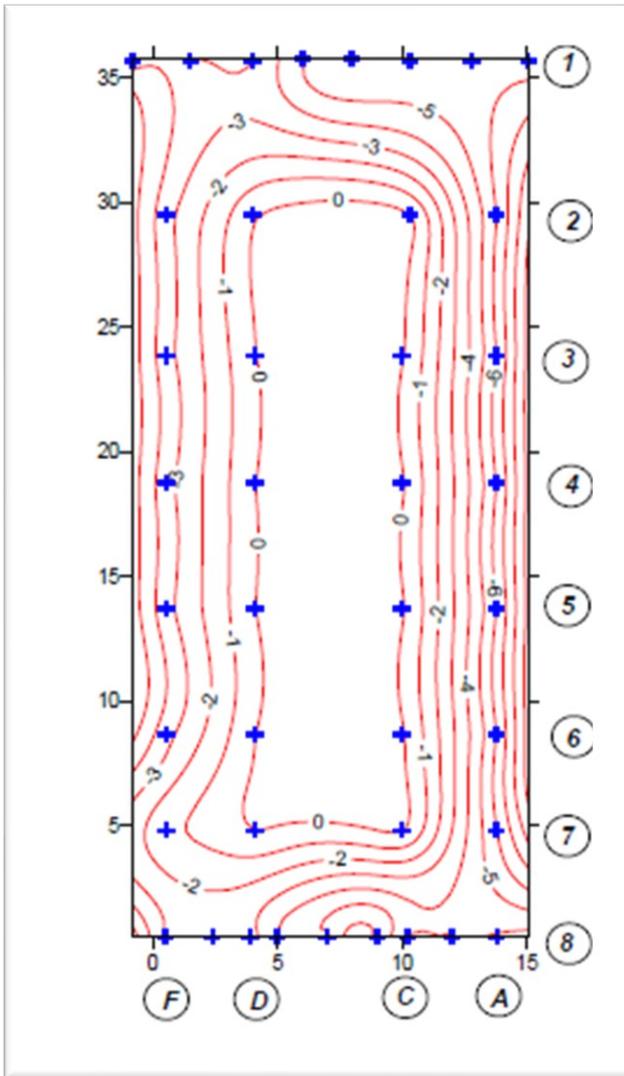


Figura 35.1 curvas de igual asentamiento en cm. por humedecimiento del terreno de apoyo



## 5. CONCLUSION Y RECOMENDACIONES

De la revisión de los datos de la medición topográfica, se pudo determinar que las columnas de la nave central están más separadas a nivel de cornisas, lo que ha provocado que el arco se haya abierto y deformado ocasionando el agrietamiento.

2) La medición de la inclinación que tienen las columnas de la nave central indica que las del eje C están más inclinadas que las del eje D; de igual manera el muro del eje A presenta mayor inclinación que las del eje F. En la Figura 5.1 se muestran los vectores de inclinación y los cuales muestran que la dirección de la inclinación de muros y columnas es en sentido contrario y al exterior del eje de la nave central, lo que es consistente con lo indicado en el inciso anterior.

3) Desde 2016 se vienen realizando nivelaciones topográficas de los puntos de control instalados en la estructura y de la interpretación de las mediciones realizadas; se concluye que en un periodo de casi dos años el movimiento máximo, que fue posible medir con el nivel óptico, fue de 2.0 mm, con un asentamiento diferencial de menos de un milímetro. Para fines prácticos, el templo no ha presentado asentamientos adicionales a los que históricamente tiene.

4) A partir de los sondeos realizados se definió que la estratigrafía del sitio corresponde a depósitos de origen aluvial y fluvial.

5) Se excavaron cinco pozos a cielo abierto distribuidos en el área del templo, en los cuales se observó que su cimentación es la continuación de los muros y el terreno de apoyo corresponde a una arena arcillosa café y que se resume de la siguiente manera: a) el muro del eje B su cimentación es del mismo ancho que el muro y tiene una profundidad de 1.0 m, al igual que para el cubo de la torre derecha y la fachada principal; b) la cimentación del muro del eje E tiene una profundidad de

1.85 m con excepción del muro de la Sacristía en el que se detectó su desplante a

0.8 m y en la zona de la torre poniente a 2.0 m de profundidad; c) en el caso de las columnas de la nave central, el desplante de su cimentación es a 1.6 m de profundidad.



6) De los resultados obtenidos en los sondeos de exploración se constata que el sitio se encuentra en una llanura aluvial.

7) Capacidad de carga de la cimentación. A partir de los resultados de los ensayos triaxiales realizados en las muestras inalteradas obtenidas en los pozos a cielo abierto excavados para observar la cimentación; fue posible establecer que, al comparar la capacidad de carga del terreno con la carga transmitida por la estructura, se concluye que el factor de seguridad para las diferentes zonas del templo en general es mayor a 2.0 y ligeramente menor en las torres izquierda y derecha. Por lo anterior, no se prevé que el templo pueda tener un problema de estabilidad en su cimentación por capacidad de carga.

8) Asentamiento de la cimentación. Se estimaron los asentamientos que probablemente presentó la estructura durante la construcción y de la cual se determinó que la zona de la nave central fue la que mayor asentamiento presentó (de 5 a 7 cm) debido a que las columnas son las que más presión transmiten al suelo, de igual manera la torre derecha (de 5 a 7 cm) se asentó más que la izquierda de 3 a 4 cm); mientras que los muros perimetrales se asentaron menos, (de 2 a 4 cm). Debido al tiempo en que se construyó la estructura, esta fue capaz de absorber dichas deformaciones sin presentar algún problema de inestabilidad.

A partir de los ensayos de saturación bajo carga, se pudo verificar que el suelo de apoyo de la cimentación, al incrementar su saturación presenta un asentamiento y la magnitud del mismo depende del valor del esfuerzo aplicado al suelo.

Por lo anterior, se realizó el cálculo de los probables asentamientos que se presentaron para la condición en que el terreno de apoyo se humedeció, debido a la infiltración de la lluvia o bien provocado por la práctica que tenían de “inundar” el jardín perimetral al templo, la que parece ser que se mantuvo durante un lapso importante. Lo que provocó que los muros perimetrales sufrieran un asentamiento adicional al que ya habían presentado por el peso propio de la estructura, lo que ocasionó que el soporte lateral que le daban a la bóveda de la nave central los botareles se viera disminuida y en consecuencia se incrementará la luz de la



bóveda central y al paso del tiempo se agrietara en la zona de unión de la bóveda con sus apoyos y su clave.

Es importante indicar que durante un tiempo existió un sistema de calefacción, cuya tubería de distribución estaba enterrada a 80 cm bajo el nivel de piso de feligresía y adosada lateralmente a los muros perimetrales; lo que pudo provocar un secado del suelo y por lo tanto deformaciones adicionales cuya estimación es complicado llevar a cabo.

9) De acuerdo con los resultados de la exploración geotécnica realizada en el templo, hay diferencia en la profundidad de desplante de la cimentación y esto se refleja en una mayor capacidad de carga a más profundidad; sin embargo, el factor de seguridad para las diferentes profundidades de apoyo es aceptable y no se prevé un problema de capacidad de carga. Por otro lado, esta diferencia implica que el espesor del suelo afectado por la sobrecarga y que influye en el asentamiento que ha presentado la estructura es variable y por lo tanto el valor de estos.

10) Se recomienda continuar con el programa de medición topográfica del templo y un aspecto muy importante es que dichas mediciones tengan como referencia un banco de nivel profundo y este a su vez se ligue con un banco instalado en algunos de los cerros cercanos.

11) A partir de los resultados de las mediciones topográficas, es probable que se requiera tomar algunas acciones en la cimentación, pero con los resultados a la fecha obtenidos indican que por el momento es innecesario realizar acciones en la cimentación.

•



## Referencias

- Aguas, D. o. (2015). *Actualización disponibilidad medio anual de agua en acuífero Meoqui*. Delicias.
- Braham, M. D. (2012). *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*. México: CENGAGE Learning.
- Caracterización de un subsuelo y análisis de riegos geotécnicos asociados con arcilla expansiva en tuxtla Gutierrez. (s.f.).
- Das, B. M. (2002). *Laboratory Manual Soil Mechanics*. New York: OXFORD.
- Das, B. M. (2015). *Fundamentos de ingeniería en geotecnia*. México: CENGAGE.
- Electricidad, C. F. (1981). *Manual de diseño de obras civiles*. Geotec.
- Francis, T. A. (2016). *Expansive soil recent advance in characterization and treatment*. E-Librari.
- Garrido, J. A. (s.f.). *Mecánica de suelos no saturados*. Querétaro.
- Geins, E. R. (1999). *Water permeability, water retention and microstructure of unsaturated compacted boom clay*.
- Lazares, W. G. (2006). *Mecánica de suelos*. Lima Perú: MACRO.
- Louder, V. (1975). *Cimientos*. España: Blume.
- MACAPI. (2018). *Misiones coloniales de Chihuahua, Nivelación topográfica*.
- Martínez, R. B. (s.f.). *Diseño geotécnico y estructural de una cimentación en arcilla expansion*.
- Merritt, F. S. (1992). *Manual del ingeniero civil*. Beach Florida: Mc Graw Hill.
- Mexicano, S. G. (2000). *Carta H13-11*. Delicias.
- Nevada, F. E. (s.f.). *Estudio de un suelo expansivo de Coro Venezuela*.
- Nowamoz, H. (2009). *Contracción y expansión*.
- Redolfi. (s.f.). *Pilotes de suelos colapsables*. CEDEX.
- Rodríguez, A. P. (s.f.). *Manual de laboratorio de mecánica de suelos I*. Chihuahua.
- Serquen, W. R. (2016). *Ingeniería Geotécnica*. Lambayeque Perú.
- Tomlinson, M. (2017). *Cimentaciones*. México: Trillas.
- Vallejo, G. (2002). *Ingeniería Geológica*. España: PEARSON Prentice Hall.
- Villalaz, C. (1979). *Vías de Comunicación*. México: LIMUSA.
- Villalaz, C. (1980). *Mecánica de suelos y cimentaciones*. Monterrey México: Limusa.
- Zeevart, L. (1980). *Interacción suelo-estructura de cimentación*. México: Limusa.



Anexos



**CALIDAD DE MATERIALES DE TERRACERIAS**

OBRA:	RESTAURACION DEL TEMPLO SAN JERONIMO			ENSAYE No.	A 925-930	
LOCALIZACION:	ALDAMA, CHIHUAHUA			FECHA DE RECIBO:	12-feb-18	
TIPO DE EXPLORACION:	PENETRACIÓN ESTANDAR			FECHA DE INFORME:	26-feb-18	
ENSAYE No.	925	926	927	928	929	930
SONDEO	S1	S1	S1	S1	S1	S1
MUESTRA	1	2	3	4	5	6
PROFUNDIDAD (M)	0.00-0.60	0.60-1.20	1.20-1.80	1.80-2.40	2.40-3.00	3.00-3.60
TAMANO MAXIMO ( mm )						
% RETENIDO MALLA 75 mm	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
% PASA MALLA 4.75 mm	96	99	98	52	58	59
% PASA MALLA 0.425 mm	88	73	68	22	21	36
% PASA MALLA 0.075 mm	38	48	46	10	12	24
LIMITE LIQUIDO	33.7	31.5	26.69	26.86	21.98	26.04
INDICE PLASTICO	10.3	8.81	5.62	6.76	3.45	2.94
P.E.S. SUELTO KG/M3						
P.E.S. MAXIMO KG/M3						
HUMEDAD OPTIMA %						
HUMEDAD NATURAL %	7.8	8.1	7.3	4.2	4.5	4.8
COMPACTACION DEL LUGAR %						
PH						
DENSIDAD DE SOLIDOS SS						
CLASIFICACION S.U.C.S.	SC	SC	SC	SP-SM	GP-GM	GM



ING. ROBERTO PODLECKI  
RESPONSIBLE SIGNATARIO



# GRUPO GLTA

GEOTÉCNIA · LABORATORIO · TOPOGRAFÍA · AVALÜOS

## CALIDAD DE MATERIALES DE TERRACERIAS

OBRA:	RESTAURACIÓN DEL TEMPLO SAN JERONIMO			ENSAYE No.	A 931-936	
LOCALIZACION:	ALDAMA, CHIHUAHUA			FECHA DE RECIBO:	12-feb-18	
TIPO DE EXPLORACION:	PENETRACIÓN ESTANDAR			FECHA DE INFORME:	26-feb-18	
ENSAYE No.	931	932	933	934	935	936
SONDEO	S1	S1	S1	S1	S1	S1
MUESTRA	7	8	9	10	11	12
PROFUNDIDAD (M)	3.60-4.20	4.20-4.80	4.80-5.40	5.40-6.00	6.00-7.20	7.20-7.80
TAMANO MAXIMO ( mm )						
% RETENIDO MALLA 75 mm	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
% PASA MALLA 4.75 mm	78	57	55	54	43	88
% PASA MALLA 0.425 mm	38	23	21	22	19	23
% PASA MALLA 0.075 mm	8	13	13	16	12	14
LIMITE LIQUIDO	15.48	24.88	23.4	26.35	29.38	26.8
INDICE PLASTICO	N.P	2.82	N.P	2.65	3.86	6.4
P.E.S. SUELTO KG/M3						
P.E.S. MAXIMO KG/M3						
HUMEDAD OPTIMA %	5.8	6.4	3.4	2.8	2.6	3.1
HUMEDAD NATURAL %						
COMPACTACION DEL LUGAR %						
PH						
DENSIDAD DE SOLIDOS SS						
CLASIFICACION S.U.C.S.	SP-SM	SM	GM	GM	SP-SM	SC

  
ING. ROBERTO PODLECKI  
RESPONSIBLE SIGNATARIO



# GRUPO GLTA

GEOTÉCNIA · LABORATORIO · TOPOGRAFÍA · AVALÜOS

## CALIDAD DE MATERIALES DE TERRACERIAS

OBRA:	RESTAURACIÓN DEL TEMPLO SAN JERONIMO			ENSAYE No.	A 937-942	
LOCALIZACION:	ALDAMA, CHIHUAHUA			FECHA DE RECIBO:	12-feb-18	
TIPO DE EXPLORACION:	PENETRACIÓN ESTANDAR			FECHA DE INFORME:	26-feb-18	
ENSAYE No.	937	938	939	940	941	942
SONDEO	S1	S2	S2	S2	S2	S2
MUESTRA	13	1	2	3	4	5
PROFUNDIDAD (M)	7.80-8.40	0.00-0.60	0.60-1.20	1.20-1.80	1.80-2.40	2.40-3.00
TAMANO MAXIMO ( mm )						
% RETENIDO MALLA 75 mm	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
% PASA MALLA 4.75 mm	47	88	85	69	56	41
% PASA MALLA 0.425 mm	23	53	44	32	34	16
% PASA MALLA 0.075 mm	13	34	26	17	16	3
LIMITE LIQUIDO	29.57	27.6	29.1	25.43	24.15	20.8
INDICE PLASTICO	4.07	5.22	6.75	4.58	3.45	N.P
P.E.S. SUELTO KG/M3						
P.E.S. MAXIMO KG/M3						
HUMEDAD OPTIMA %						
HUMEDAD NATURAL %	5.7	6.4	6.7	4.6	4.9	3.5
COMPACTACION DEL LUGAR %						
PH						
DENSIDAD DE SOLIDOS SS						
CLASIFICACION S.U.C.S.	GM	SC	SC	SC	GC	GP

  
ING. ROBERTO PODLECKI  
RESPONSIBLE SIGNATARIO



# GRUPO GLTA

GEOTÉCNIA · LABORATORIO · TOPOGRAFÍA · AVALÜOS

## CALIDAD DE MATERIALES DE TERRACERIAS

OBRA:	RESTAURACIÓN DEL TEMPLO SAN JERONIMO			ENSAYE No.	A 943-948	
LOCALIZACION:	ALDAMA, CHIHUAHUA			FECHA DE RECIBO:	12-feb-18	
TIPO DE EXPLORACION:	PENETRACIÓN ESTANDAR			FECHA DE INFORME:	26-feb-18	
ENSAYE No.	943	944	945	946	947	948
SONDEO	S2	S2	S2	S2	S2	S2
MUESTRA	6	7	8	9	10	11
PROFUNDIDAD (M)	3.00-3.60	3.60-4.20	4.20-4.80	4.80-5.40	5.40-6.00	6.00-7.20
TAMANO MAXIMO ( mm )						
% RETENIDO MALLA 75 mm	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
% PASA MALLA 4.75 mm	47	67	41	54	68	52
% PASA MALLA 0.425 mm	22	18	23	28	42	27
% PASA MALLA 0.075 mm	6	9	8	15	19	12
LIMITE LIQUIDO	26.69	23.75	19.66	19.5	28.9	23.18
INDICE PLASTICO	2.78	N.P	N.P	N.P	6.5	3.31
P.E.S. SUELTO KG/M3						
P.E.S. MAXIMO KG/M3						
HUMEDAD OPTIMA %						
HUMEDAD NATURAL %	6.8	7.1	7.8	6.3	8.4	7.1
COMPACTACION DEL LUGAR %						
PH						
DENSIDAD DE SOLIDOS SS						
CLASIFICACION S.U.C.S.	GP-GM	GP-GM	GP-GM	GP-GM	GP-GM	GC

  
ING. ROBERTO PODLECKI  
RESPONSIBLE SIGNATARIO



# GRUPO GLTA

GEOTÉCNIA · LABORATORIO · TOPOGRAFÍA · AVALÚOS

## CALIDAD DE MATERIALES DE TERRACERIAS

OBRA:	<u>RESTAURACIÓN DEL TEMPLO SAN JERONIMO</u>	ENSAYE No.	<u>A 949-950</u>
LOCALIZACION:	<u>ALDAMA, CHIHUAHUA</u>	FECHA DE RECIBO:	<u>12-feb-18</u>
TIPO DE EXPLORACION:	<u>PENETRACIÓN ESTANDAR</u>	FECHA DE INFORME:	<u>26-feb-18</u>
ENSAYE No.	949	950	
SONDEO	S2	S2	
MUESTRA	12	13	
PROFUNDIDAD (M)	7.20-7.80	7.80-8.40	
TAMANO MAXIMO ( mm )			
% RETENIDO MALLA 75 mm	0.00	0.00	
% PASA MALLA 4.75 mm	51	46	
% PASA MALLA 0.425 mm	28	22	
% PASA MALLA 0.075 mm	11	8	
LIMITE LIQUIDO	23.4	22.4	
INDICE PLASTICO	N.P	N.P	
P.E.S. SUELTO KG/M3			
P.E.S. MAXIMO KG/M3			
HUMEDAD OPTIMA %			
HUMEDAD NATURAL %			
COMPACTACION DEL LUGAR %	6.4	5.9	
PH			
DENSIDAD DE SOLIDOS SS			
CLASIFICACION S.U.C.S.	GP-GM	GP-GM	

  
ING. ROBERTO PODLECKI  
RESPONSIBLE SIGNATARIO



# GRUPO GLTA

GEOTÉCNIA · LABORATORIO · TOPOGRAFÍA · AVALÜOS

## CALIDAD DE MATERIALES DE TERRACERIAS

OBRA:	RESTAURACIÓN DEL TEMPLO SAN JERONIMO			ENSAYE No.	A 951-956	
LOCALIZACION:	ALDAMA, CHIHUAHUA			FECHA DE RECIBO:	12-abr-18	
TIPO DE EXPLORACION:	PENETRACIÓN ESTANDAR			FECHA DE INFORME:	23-abr-18	
ENSAYE No.	951	952	953	954	955	956
SONDEO	S3	S3	S3	S3	S3	S3
MUESTRA	1	2	3	4	5	6
PROFUNDIDAD (M)	0.00-0.60	0.60-1.20	1.20-1.80	1.80-2.40	2.40-3.00	3.00-3.60
TAMANO MAXIMO ( mm )						
% RETENIDO MALLA 75 mm	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
% PASA MALLA 4.75 mm	93	98	80	75	50	52
% PASA MALLA 0.425 mm	81	86	56	21	11	13
% PASA MALLA 0.075 mm	37	49	42	10	6	10
LIMITE LIQUIDO	29.5	26.25	30.1	19.12	19.24	20.48
INDICE PLASTICO	8.3	5.47	9.85	N.P	N.P	N.P
P.E.S. SUELTO KG/M3						
P.E.S. MAXIMO KG/M3						
HUMEDAD OPTIMA %						
HUMEDAD NATURAL %	7.3	8.7	7.9	3.6	3.0	3.2
COMPACTACION DEL LUGAR %						
PH						
DENSIDAD DE SOLIDOS SS						
CLASIFICACION S.U.C.S.	SC	SC	SC	SP-SM	GP-GM	GP-GM

  
ING. ROBERTO PODLECKI  
RESPONSIBLE SIGNATARIO



# GRUPO GLTA

GEOTÉCNIA · LABORATORIO · TOPOGRAFÍA · AVALÚOS

## CALIDAD DE MATERIALES DE TERRACERIAS

OBRA:	<u>RESTAURACIÓN DEL TEMPLO SAN JERONIMO</u>	ENSAYE No.	<u>A 957-962</u>			
LOCALIZACIÓN:	<u>ALDAMA, CHIHUAHUA</u>	FECHA DE RECIBO:	<u>12-abr-18</u>			
TIPO DE EXPLORACION:	<u>PENETRACIÓN ESTANDAR</u>	FECHA DE INFORME:	<u>23-abr-18</u>			

ENSAYE No.	957	958	959	960	961	962
SONDEO	S3	S3	S3	S3	S3	S3
MUESTRA	7	8	9	10	11	12
PROFUNDIDAD (M)	3.60-4.20	4.20-4.80	4.80-5.40	5.40-6.00	6.00-6.60	6.60-7.20
TAMANO MAXIMO ( mm )						
% RETENIDO MALLA 75 mm	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
% PASA MALLA 4.75 mm	44	53	49	45	48	43
% PASA MALLA 0.425 mm	13	19	22	18	17	23
% PASA MALLA 0.075 mm	6	10	11	10	13	14
LIMITE LIQUIDO	20.5	21.4	23.8	24.12	23.5	23.84
INDICE PLASTICO	N.P	N.P	3.4	2.78	2.85	3.42
P.E.S. SUELTO KG/M3						
P.E.S. MAXIMO KG/M3						
HUMEDAD OPTIMA %						
HUMEDAD NATURAL %	3.6	4.8	5.5	6.1	7.7	9.2
COMPACTACION DEL LUGAR %						
PH						
DENSIDAD DE SOLIDOS SS						
CLASIFICACION S.U.C.S.	GP-GM	GP-GM	GP-GC	GP-GM	GC	GC



ING. ROBERTO PODLECKI  
RESPONSIBLE SIGNATARIO



# GRUPO GLTA

GEOTÉCNIA · LABORATORIO · TOPOGRAFÍA · AVALÜOS

## CALIDAD DE MATERIALES DE TERRACERIAS

OBRA:	RESTAURACIÓN DEL TEMPLO SAN JERONIMO			ENSAYE No.	A 963-968	
LOCALIZACION:	ALDAMA, CHIHUAHUA			FECHA DE RECIBO:	12-abr-18	
TIPO DE EXPLORACION:	PENETRACIÓN ESTANDAR			FECHA DE INFORME:	23-abr-18	
ENSAYE No.	963	964	965	966	967	968
SONDEO	S3	S3	S3	S3	S3	S3
MUESTRA	13	14	15	16	17	18
PROFUNDIDAD (M)	7.20-7.80	7.80-8.40	8.40-9.00	9.00-9.60	9.60-10.20	10.20-10.80
TAMANO MAXIMO ( mm )						
% RETENIDO MALLA 75 mm	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
% PASA MALLA 4.75 mm	53	49	46	47	44	52
% PASA MALLA 0.425 mm	33	30	29	34	27	29
% PASA MALLA 0.075 mm	10	4	6	4	2	9
LIMITE LIQUIDO	24.5	22.4	23.6	22.8	23.95	21.7
INDICE PLASTICO	2.4	N.P	1.5	N.P	3.75	N.P
P.E.S. SUELTO KG/M3						
P.E.S. MAXIMO KG/M3						
HUMEDAD OPTIMA %						
HUMEDAD NATURAL %	6.8	7.2	7.6	8.4	8.1	7.9
COMPACTACION DEL LUGAR %						
PH						
DENSIDAD DE SOLIDOS SS						
CLASIFICACION S.U.C.S.	GP-GM	GP	GP-GM	GP	GP	GP-GM

  
ING. ROBERTO PODLECKI  
RESPONSIBLE SIGNATARIO



# GRUPO GLTA

GEOTÉCNIA · LABORATORIO · TOPOGRAFÍA · AVALÜOS

## CALIDAD DE MATERIALES DE TERRACERIAS

OBRA:	RESTAURACIÓN DEL TEMPLO SAN JERONIMO			ENSAYE No.	A 969-974	
LOCALIZACION:	ALDAMA, CHIHUAHUA			FECHA DE RECIBO:	12-abr-18	
TIPO DE EXPLORACION:	PENETRACIÓN ESTANDAR			FECHA DE INFORME:	23-abr-18	
ENSAYE No.	969	970	971	972	973	974
SONDEO	S3	S3	S3	S3	S3	S3
MUESTRA	19	20	21	22	23	24
PROFUNDIDAD (M)	10.80-11.40	11.40-12.00	12.00-12.60	12.60-13.20	13.20-13.80	13.80-14.40
TAMANO MAXIMO ( mm )						
% RETENIDO MALLA 75 mm	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
% PASA MALLA 4.75 mm	47	48	53	49	59	83
% PASA MALLA 0.425 mm	15	18	22	16	25	54
% PASA MALLA 0.075 mm	7	6	8	11	10	35
LIMITE LIQUIDO	22.4	20.8	21.6	22.5	21.7	35.2
INDICE PLASTICO	N.P	N.P	N.P	N.P	N.P	12.15
P.E.S. SUELTO KG/M3						
P.E.S. MAXIMO KG/M3						
HUMEDAD OPTIMA %						
HUMEDAD NATURAL %	6.2	6.9	8.1	7.5	7.7	15.4
COMPACTACION DEL LUGAR %						
PH						
DENSIDAD DE SOLIDOS SS						
CLASIFICACION S.U.C.S.	GP-GM	GP-GM	GP-GM	GP-GM	GP-GM	GM

  
ING. ROBERTO PODLECKI  
RESPONSIBLE SIGNATARIO



# GRUPO GLTA

GEOTÉCNIA · LABORATORIO · TOPOGRAFÍA · AVALÜOS

## CALIDAD DE MATERIALES DE TERRACERIAS

OBRA:	RESTAURACIÓN DEL TEMPLO SAN JERONIMO			ENSAYE No.	A 975-980	
LOCALIZACION:	ALDAMA, CHIHUAHUA			FECHA DE RECIBO:	12-abr-18	
TIPO DE EXPLORACION:	PENETRACIÓN ESTANDAR			FECHA DE INFORME:	23-abr-18	
ENSAYE No.	975	976	977	978	979	980
SONDEO	S3	S3	S3	S3	S3	S3
MUESTRA	25	26	27	28	29	30
PROFUNDIDAD (M)	14.40-15.00	15.00-15.60	15.60-16.20	16.20-16.80	16.80-17.40	17.40-18.00
TAMANO MAXIMO ( mm )						
% RETENIDO MALLA 75 mm	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
% PASA MALLA 4.75 mm	65	42	48	53	51	48
% PASA MALLA 0.425 mm	51	24	19	24	20	18
% PASA MALLA 0.075 mm	43	13	11	13	6	10
LIMITE LIQUIDO	37.34	25.34	22.8	21.3	21.05	21.5
INDICE PLASTICO	13.04	3.6	2.1	N.P	N.P	N.P
P.E.S. SUELTO KG/M3						
P.E.S. MAXIMO KG/M3						
HUMEDAD OPTIMA %	20.3	7.5	6.8	7.3	7.8	6.6
HUMEDAD NATURAL %						
COMPACTACION DEL LUGAR %						
PH						
DENSIDAD DE SOLIDOS SS						
CLASIFICACION S.U.C.S.	GC	GC	GP-GM	GM	GP-GM	GP-GM

  
ING. ROBERTO PODLECKI  
RESPONSIBLE SIGNATARIO



# GRUPO GLTA

GEOTÉCNIA · LABORATORIO · TOPOGRAFÍA · AVALÜOS

## CALIDAD DE MATERIALES DE TERRACERIAS

OBRA:	<u>RESTAURACIÓN DEL TEMPLO SAN JERONIMO</u>					ENSAYE No.	<u>A 981-9845</u>				
LOCALIZACION:	<u>ALDAMA, CHIHUAHUA</u>					FECHA DE RECIBO:	<u>12-abr-18</u>				
TIPO DE EXPLORACION:	<u>PENETRACIÓN ESTANDAR</u>					FECHA DE INFORME:	<u>23-abr-18</u>				
ENSAYE No.	981	982	983	984	985						
SONDEO	S3	S3	S3	S3	S3						
MUESTRA	31	32	33	34-A	34-B						
PROFUNDIDAD (M)	18.00-18.60	18.60-19.20	19.20-19.80	19.80-20.00	20.00-20.40						
TAMANO MAXIMO ( mm )											
% RETENIDO MALLA 75 mm	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00						
% PASA MALLA 4.75 mm	52	48	51	50	45						
% PASA MALLA 0.425 mm	29	22	26	34	19						
% PASA MALLA 0.075 mm	18	11	14	23	11						
LIMITE LIQUIDO	23.5	25.8	26.33	28.54	27.06						
INDICE PLASTICO	N.P	2.51	2.78	4.56	4.39						
P.E.S. SUELTO KG/M3											
P.E.S. MAXIMO KG/M3											
HUMEDAD OPTIMA %											
HUMEDAD NATURAL %	7.7	8.3	8.9	9.6	8.4						
COMPACTACION DEL LUGAR %											
PH											
DENSIDAD DE SOLIDOS SS											
CLASIFICACION S.U.C.S.	GM	GP-GM	GM	GM	GP-GM						

  
ING. ROBERTO PODLECKI  
RESPONSIBLE SIGNATARIO

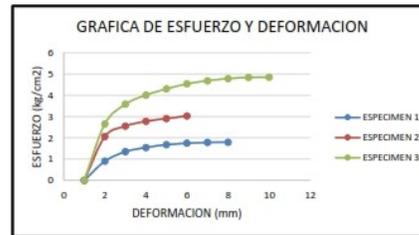
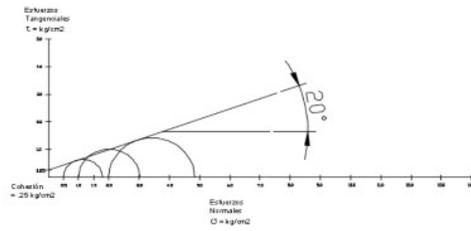


**CIRCULOS DE MOHR COMPRESION TRIAXIAL L**

PROYECTO: RESTAURACION DEL TEMPLO SAN JERONIMO		ENSAYE: <b>16</b>
UBICACION: ALDAMA, CHIHUAHUA		FECHA DE INICIO: _____
CUIDAD: ALDAMA	ESTADO: <b>CHIHUAHUA</b>	FECHA DE TERMINO: _____
SONDEO: PCA-1	ESTRATO: -	REVISO: _____

CLASIFICACION DEL MATERIAL: <b>ARENA ARCILLOSA (SC)</b>	PROFUNDIDAD: 1.40 m.
TIPO DE PRUEBA: RAPIDA (R) <input checked="" type="checkbox"/> CONSOLIDADA RAPIDA (RC) ( ) LENTA (L) ( )	OPERADOR: _____ CALCULO: <b>0</b>

PRUEBA	W <sub>i</sub>	W <sub>f</sub>	e <sub>i</sub>	e <sub>r</sub>	G <sub>i</sub>	G <sub>f</sub>	σ <sub>3</sub>	σ <sub>1</sub> - σ <sub>3</sub>	σ <sub>2</sub>	γ	PARAMETROS DE RESIST. AL ESP. CORT.
Nº	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )	ESCALA: 1 cm = 0.50 Tm <sup>2</sup> S <sub>s</sub> = 2.43
1	5.942	-	0.83	-	17.35	-	0.50	1.292	1.792	1.326	
2	5.757	-	0.66	-	21.19	-	1.00	2.026	3.026	1.464	
3	10.657	-	0.78	-	33.06	-	2.00	2.853	4.853	1.363	
4											
5											
6											



<b>ATENAMENTE:</b>  _____ ING. JORGE MENDOZA HERNÁNDEZ. JEFE DE LABORATORIO DE MATERIALES, SUELOS Y ASFALTOS (UACH).	_____ ING. ROBERTO POOLECKI URIAS GERENTE GENERAL GRUPO GLTA
--	--

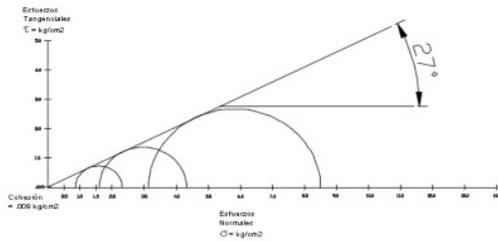


**CIRCULOS DE MOHR COMPRESION TRIAXIAL L**

PROYECTO: RESTAURACION DEL TEMPLO SAN JERONIMO		ENSAYE: <b>17</b>
UBICACION: ALDAMA, CHIHUAHUA		FECHA DE INICIO: _____
CIUDAD: ALDAMA	ESTADO: CHIHUAHUA	FECHA DE TERMINO: _____
SONDEO: PCA-2	ESTRATO: N. D.	REVISO: _____

CLASIFICACION DEL MATERIAL: ARENA ARCILLOSA (SC)		PROFUNDIDAD: 1.26 m.
TIPO DE PRUEBA: RAPIDA (R) ( <input checked="" type="checkbox"/> )	CONSOLIDADA RAPIDA (RC) ( )	LENTA (L) ( )
OPERADOR: _____		CALCULO: <b>0</b>

PRUEBA	W <sub>i</sub>	W <sub>f</sub>	e <sub>i</sub>	e <sub>r</sub>	G <sub>i</sub>	G <sub>f</sub>	σ <sub>3</sub>	σ <sub>1</sub> - σ <sub>3</sub>	σ <sub>2</sub>	γ	PARAMETROS DE RESIST. AL ESP. CORT.
Nº	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )	ESCALA: 1 cm = 0.50 Tm <sup>2</sup> S <sub>s</sub> = 2.44
1	9.411	-	0.84	-	27.30	-	0.80	1.464	2.264	1.325	
2	10.990	-	0.42	-	64.49	-	1.60	2.740	4.340	1.723	
3	9.097	-	0.65	-	34.26	-	3.20	5.361	8.561	1.481	
4											
5											
6											



<b>ATENAMENTE:</b>  _____ ING. JORGE MENDOZA HERNÁNDEZ. JEFE DE LABORATORIO DE MATERIALES, SUELOS Y ASFALTOS.	_____ ING. ROBERTO POOLECKI URIAS GERENTE GENERAL GRUPO GLTA
---	--

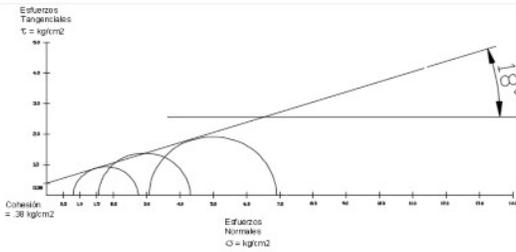


**CIRCULOS DE MOHR COMPRESION TRIAXIAL L**

PROYECTO: RESTAURACION DEL TEMPLO SAN JERONIMO	ENSAYE: <b>18</b>
UBICACION: <b>ALDAMA, CHIHUAHUA</b>	FECHA DE INICIO: _____
CIUDAD: <b>ALDAMA</b>	FECHA DE TERMINO: _____
SONDEO: <b>PCA-3</b>	ESTRATO: <b>CHIHUAHUA</b>
	REVISO: _____
	ESTRATO: <b>N. D.</b>

CLASIFICACION DEL MATERIAL: <b>Arena arcillosa (SC)</b>	PROFUNDIDAD: <b>1.35</b> m.
TIPO DE PRUEBA: RAPIDA (P) ( <input checked="" type="checkbox"/> ) CONSOLIDADA RAPIDA (PR) ( ) LENTA (L) ( )	OPERADOR: _____ CALCULO: <b>0</b>

PRUEBA	W <sub>i</sub>	W <sub>f</sub>	e <sub>i</sub>	e <sub>r</sub>	G <sub>i</sub>	G <sub>f</sub>	σ <sub>3</sub>	σ <sub>1</sub> - σ <sub>3</sub>	σ <sub>2</sub>	γ	PARAMETROS DE RESIST. AL ESP. CORT.	ESCALA: 1 cm <b>0.50</b> T/m <sup>2</sup>	S <sub>s</sub> = <b>2.43</b>
No.	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/m <sup>3</sup> )			
1	10.451	-	1.49	-	17.05	-	0.80	1.961	2.761	0.976			
2	11.802	-	0.97	-	29.46	-	1.60	2.746	4.346	1.231			
3	10.665	-	0.86	-	29.96	-	3.20	3.822	7.022	1.303			
4													
5													
6													



**ATENAMENTE:**

_____ <b>ING. JORGE MENDOZA HERNÁNDEZ.</b> JEFE DE LABORATORIO DE MATERIALES, SUELOS Y ASFALTOS.	_____ <b>ING. ROBERTO POOLECKI URIAS</b> GERENTE GENERAL GRUPO GLTA
--	---

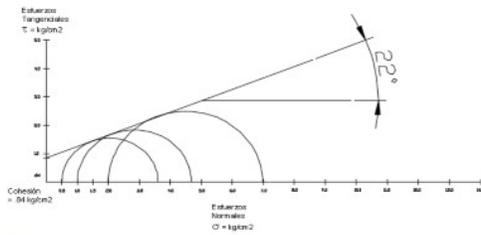


**CIRCULOS DE MOHR COMPRESION TRIAXIAL L**

PROYECTO: RESTAURACION DEL TEMPLO SAN JERONIMO	ENSAYE: <b>20</b>
UBICACION: <b>ALDAMA, CHIHUAHUA</b>	FECHA DE INICIO:
CIUDAD: <b>ALDAMA</b>	ESTADO: <b>CHIHUAHUA</b>
SONDEO: <b>PCA-4</b>	ESTRATO: <b>N. D.</b>
	FECHA DE TERMINO:
	REVISO:

CLASIFICACION DEL MATERIAL: <b>Arena arcillosa (SC)</b>	PROFUNDIDAD: 1.20 m.
TIPO DE PRUEBA: RAPIDA (P) ( <input checked="" type="checkbox"/> ) CONSOLIDADA RAPIDA (PR) ( ) LENTA (L) ( )	OPERADOR: CALCULO: <b>0</b>

PRUEBA	W <sub>i</sub>	W <sub>f</sub>	e <sub>i</sub>	e <sub>r</sub>	G <sub>i</sub>	G <sub>f</sub>	σ <sub>3</sub>	σ <sub>1</sub> - σ <sub>3</sub>	σ <sub>2</sub>	γ	PARAMETROS DE RESIST. AL ESP. CORT.
No.	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/m <sup>3</sup> )	ESCALA: 1 cm = 0.50 T/m <sup>2</sup> S <sub>s</sub> = 2.43
1	8.470	-	0.91	-	22.65	-	0.50	3.108	3.608	1.273	
2	9.225	-	0.99	-	22.67	-	1.00	3.700	4.700	1.222	
3	8.289	-	0.89	-	22.66	-	2.00	4.840	6.840	1.287	
4											
5											
6											



**ATENAMENTE:**

_____ ING. JORGE MENDOZA HERNÁNDEZ. JEFE DE LABORATORIO DE MATERIALES, SUELOS Y ASFALTOS.	_____ ING. ROBERTO POOLECKI URIAS GERENTE GENERAL GRUPO GLTA
---	--

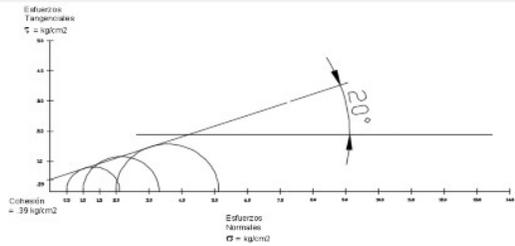


**CIRCULOS DE MOHR COMPRESION TRIAXIAL L**

PROYECTO: RESTAURACION DEL TEMPLO SAN JERONIMO		ENSAYE: <b>21</b>
UBICACION: <b>ALDAMA, CHIHUAHUA</b>		FECHA DE INICIO: _____
CIUDAD: <b>ALDAMA</b>	ESTADO: <b>CHIHUAHUA</b>	FECHA DE TERMINO: _____
SONDEO: <b>PCA-5</b>	ESTRATO: <b>N. D.</b>	REVISO: _____

CLASIFICACION DEL MATERIAL: <b>Arena arcillosa (SC)</b>	PROFUNDIDAD: <b>1.40</b> m.
TIPO DE PRUEBA: <b>RAPIDA (R) ( X )</b> CONSOLIDADA RAPIDA (RC) ( ) LENTA (L) ( )	OPERADOR: _____ CALCULO: <b>0</b>

PRUEBA	W <sub>i</sub>	W <sub>f</sub>	e <sub>i</sub>	e <sub>r</sub>	G <sub>i</sub>	G <sub>r</sub>	σ <sub>3</sub>	σ <sub>1</sub> - σ <sub>3</sub>	σ <sub>2</sub>	γ	PARAMETROS DE RESIST. AL ESP. CORT.	ESCALA: 1 cm <b>0.50</b> Tm <sup>2</sup>	Ss = <b>2.44</b>
Nº	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/m <sup>3</sup> )			
<b>1</b>	<b>10.582</b>	-	<b>0.97</b>	-	<b>26.63</b>	-	<b>0.50</b>	<b>1.623</b>	<b>2.123</b>	<b>1.239</b>			
<b>2</b>	<b>10.990</b>	-	<b>0.97</b>	-	<b>27.58</b>	-	<b>1.00</b>	<b>2.324</b>	<b>3.324</b>	<b>1.237</b>			
<b>3</b>	<b>10.490</b>	-	<b>1.05</b>	-	<b>24.33</b>	-	<b>2.00</b>	<b>3.142</b>	<b>5.142</b>	<b>1.189</b>			
<b>4</b>													
<b>5</b>													
<b>6</b>													



**ATENTAMENTE:**

_____ <b>ING. JORGE MENDOZA HERNÁNDEZ.</b> JEFE DE LABORATORIO DE MATERIALES, SUELOS Y ASFALTOS.	_____ <b>ING. ROBERTO POOLECKI URIAS</b> GERENTE GENERAL GRUPO GLTA
--	---





# GRUPO GLTA

GEOTÉCNICA • LABORATORIO • TOPOGRAFÍA • AVALÚOS

<b>COMPRESIÓN TRIAXIAL RÁPIDA</b>							
PROYECTO: <b>RESTAURACION DEL TEMPLO SAN JERONIMO</b>				ORDEN DE SERVICIO: _____			
UBICACIÓN: <b>ALDAMA, CHIHUAHUA</b>				FECHA INICIACIÓN: <b>23/04/2018</b>			
CIUDAD: <b>ALDAMA</b>		ESTADO: <b>CHIHUAHUA</b>		MUESTRA: <b>---</b>			
SONDEO: <b>PCA-1</b>		ESTRATO: <b>N. D.</b>					
ESPECÍMEN N°: <b>DOS</b>				PRESIÓN CONFINANTE $\sigma_{III}$ : <b>1.0</b> kg/cm <sup>2</sup>			
DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA: <b>Arena arcillosa (con saturación)</b>				CONSTANTE DEL ANILLO: <b>0.00</b>			
TIPO DE PRUEBA: <b>TRIAIXIAL RÁPIDA</b>				ESPECÍMEN REMOLDEADO: <b>no</b>			
<b>DATOS</b>			<b>DIAMETROS</b>			<b>AREAS</b>	
ALTURA (L): <b>8.46</b> cm			SUPERIOR: <b>3.67</b> cm			SUPERIOR: <b>10.578</b> cm <sup>2</sup>	
ÁREA (A <sub>I</sub> ): <b>10.77</b> cm <sup>2</sup>			MEDIO: <b>3.74</b> cm			4 x MEDIO: <b>43.943</b> cm <sup>2</sup>	
VOLUMEN (V): <b>91.15</b> cm <sup>3</sup>			INFERIOR: <b>3.59</b> cm			INFERIOR: <b>10.122</b> cm <sup>2</sup>	
							$\Sigma\delta$ : 10.77
<b>DEFORMACIONES</b>			<b>ESFUERZOS</b>				
MICROMETRO	$\delta$	$\frac{\delta}{L}$	<b>CARGA</b>		ÁREA CORREGIDA $A_c = A_I(1 - \delta/L)$	DESVIADOR $\sigma I - \sigma III$	$\sigma I$
0.001"	mm	DECIMALES	LECTURA	kg	cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>
46	1.040	0.0123	65.3	6.661	10.908	0.611	1.611
92	2.030	0.0240	70.4	7.174	11.039	0.650	1.650
138	3.060	0.0362	75.4	7.685	11.178	0.688	1.688
184	3.750	0.0443	73.7	7.515	11.274	0.667	1.667
			$\sigma I - \sigma III = 0.688$ kg/cm <sup>2</sup> $\sigma_{MAX} = 1.688$ kg/cm <sup>2</sup>				
DENSIDAD DE SÓLIDOS (S <sub>s</sub> ): <b>2.43</b>				VOLUMEN DE SÓLIDOS: V <sub>s</sub> = W <sub>s</sub> / S <sub>s</sub> : <b>54.01</b> cm <sup>3</sup>			
PROBETA HÚMEDA (W <sub>h</sub> ) = <b>163.49</b> g				RELACIÓN DE VACÍOS: e = V / V <sub>s</sub> - 1 = <b>0.69</b>			
PROBETA SECA (W <sub>s</sub> ) = <b>131.24</b> g				SATURACIÓN INICIAL: G <sub>I</sub> = (W <sub>h</sub> * S <sub>s</sub> ) / e <sub>f</sub> = <b>86.83</b> %			
PESO DEL AGUA = <b>32.25</b> g				PESO VOLUMÉTRICO HÚMEDO: h = W <sub>h</sub> / V = <b>1.794</b> g/cm <sup>3</sup>			
CONTENIDO DE AGUA: W <sub>I</sub> : (agua / * 100) = <b>24.6</b> %				PESO VOLUMÉTRICO SECO: γ = W <sub>s</sub> / V = <b>1.440</b> g/cm <sup>3</sup>			
<b>ATENCIÓN:</b>							
ING. JORGE MENDOZA HERNÁNDEZ. JEFE DE LABORATORIO DE MATERIALES, SUELOS Y ASFALTOS.				ING. ROBERTO PODLECKI URIAS GERENTE GRUPO GLTA			



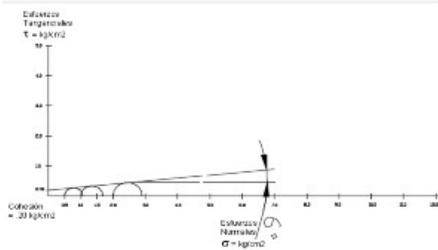


**CIRCULOS DE MOHR COMPRESION TRIAXIAL**

PROYECTO: <b>RESTAURACION DEL TEMPLO SAN JERONIMO</b>	ENSAYE: <b>10</b>
UBICACION: <b>ALDAMA, CHIHUAHUA</b>	FECHA DE INICIO: <b>23/04/2018</b>
CIUDAD: <b>ALDAMA</b>	FECHA DE TERMINO: <b>24/04/2018</b>
SONDEO: <b>PCA-1</b>	ESTRATO: <b>N. D.</b>
	REVISO: _____

CLASIFICACION DEL MATERIAL: <b>Arena arcillosa (con saturación)</b>	PROFUNDIDAD: <b>1.40</b> m.
TIPO DE PRUEBA: RAPIDA (R) ( <b>X</b> ) CONSOLIDADA RAPIDA (Rc) ( ) LENTA (L) ( )	OPERADOR: _____ CALCULO: <b>0</b>

PRUEBA	W	W <sub>i</sub>	e	e <sub>i</sub>	G <sub>s</sub>	G <sub>i</sub>	σ <sub>3</sub>	σ <sub>1</sub> - σ <sub>3</sub>	σ <sub>2</sub>	γ	PARAMETROS DE RESIST. AL ESP. CORT.
No.	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/m <sup>3</sup> )	ESCALA: 1 cm <b>0.50</b> Tmp <b>S<sub>e</sub> = 2.43</b>
1	29.378	-	0.90	-	79.38	-	0.50	0.572	1.072	1.279	
2	24.573	-	0.69	-	86.83	-	1.00	0.688	1.688	1.440	
3	25.472	-	0.64	-	97.26	-	2.00	0.909	2.909	1.485	
4											
5											
6											



**ATENAMENTE:**

_____ <b>ING. JORGE MENDOZA HERNÁNDEZ.</b> JEFE DE LABORATORIO DE MATERIALES, SUELOS Y ASFALTOS.	_____ <b>ING. ROBERTO POOLECKI URIAS</b> GERENTE GENERAL GRUPO GLTA
--	---









## GRUPO GLTA

GEOLOGÍA · LABORATORIO · TOPOGRAFÍA · AMALGAMOS

### TOMA DE LECTURAS ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN

PROYECTO: RESTAURACION DEL TEMPLO SAN JERONIMO  
 SOLICITANTE: MISIONES COLONIALES DE CHIHUAHUA  
 DESCRIPCION:  
 CONSOLIDOMETRO:

SONDEO: S1  
 MUESTRA: E1  
 PROFUNDIDAD. (m): 1.4  
 FECHA RECEPCION: 23/04/2018  
 FECHA DE ENSAYO: 24/04/2018

TIEMPO (t)		LECTURA DEL DIAL				
Minutos	Raízde (t)	0 Kg./cm <sup>2</sup>	1.2 Kg./cm <sup>2</sup>	2.0Kg./cm <sup>2</sup>	2.5Kg./cm <sup>2</sup>	3.0 Kg./cm <sup>2</sup>
0.13	0.36	0.355009	0.565905	0.745168	0.903340	
0.41	0.64	0.369069	0.653779	0.797891	3.332163	
0.70	0.84	0.372584	0.657294	0.797891	3.360283	
1.20	1.10	0.376099	0.660809	0.801407	3.381372	
2.05	1.43	0.383129	0.664329	0.801407	3.398947	
5.91	2.43	0.393674	0.671354	0.804922	3.437611	
10.07	3.17	0.407733	0.674869	0.804922	3.462216	
17.13	4.14	0.418278	0.678383	0.90334	3.472761	
29.13	5.40	0.435853	0.681898	0.90334	3.490335	
84.18	9.17	0.467487	0.695958	0.90334	3.518455	
143.17	11.97	0.481547	0.702988	0.90334	3.518455	
243.30	15.60	0.502636	0.710018	0.90334	3.525485	
413.61	20.34	0.565905	0.724078	0.90334	3.532515	
703.15	26.517	0.565905	0.745168	0.90334	3.532515	
2032.12	45.08	0.565905	0.745168	0.90334		
					topo con el tornillo	

DIMENSIONES DE LA MUESTRA		
	INICIAL	FINAL
Dilámetro. D (cm.)	7.97	
Altura. H (cm.)	20	
W Anillo (gr.)	85.3	
W Anillo + Muestra (gr.)	220.4	239.9
W Bloqué.+ P.porosa (gr.)		

HUMEDAD		
	NATURAL	FINAL
Recipiente No.	1	15
W.m. Hum + Rec. (gr.)	125.10	154.60
W.m Seca + Rec. (gr.)	123.10	123.10
W.r (gr.)	0.00	0.00
Humedad. (%)	<b>8.75</b>	<b>25.58</b>

PESO ESPECIFICO DEL SUELO		
Temp. del ensayo (Tx)	C	18
W.Pic.+ agua temp Tx (Wa)	gr.	670.60
W.Pic.+Muestra+agua (Wb)	gr.	729.41
Peso Muestra Seca (Wo)	gr.	100.00
Peso específico suelo (Gs)	gr/cm <sup>3</sup>	<b>2.43</b>

OBSERVACIONES:  
 \_\_\_\_\_  
 \_\_\_\_\_  
 \_\_\_\_\_

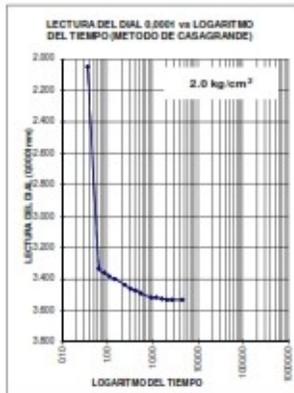
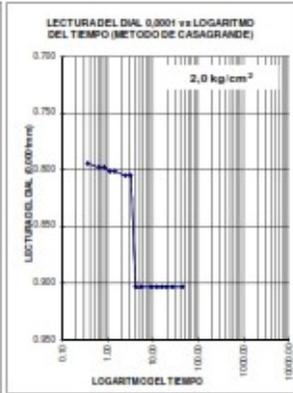
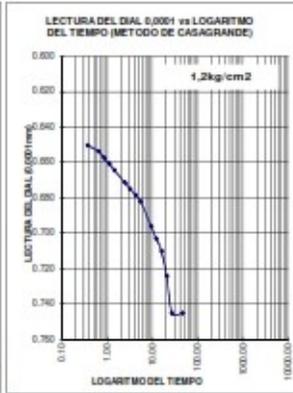
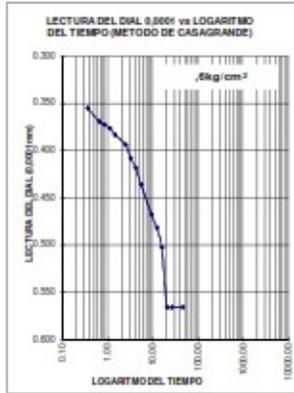
DESCARGA	
2.0 a 1.2	3.51494
1.2 a .6	3.483306

ING. JORGE MENDOZA HERNANDEZ  
 JEFE DE LABORATORIO DE MATERIALES

ING. ROBERTO PODLECKI URIAS  
 GERENTE GENERAL GRUPO GLTA



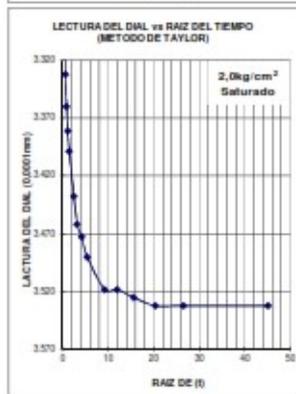
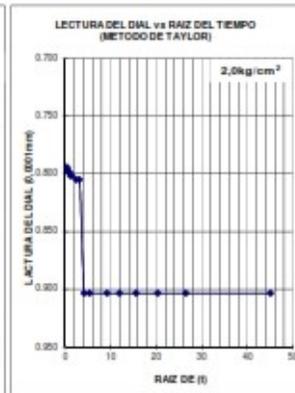
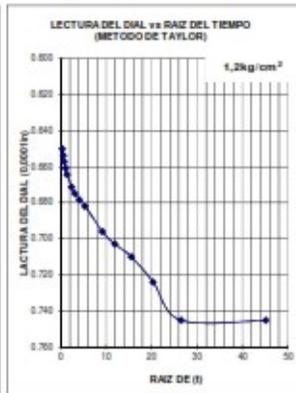
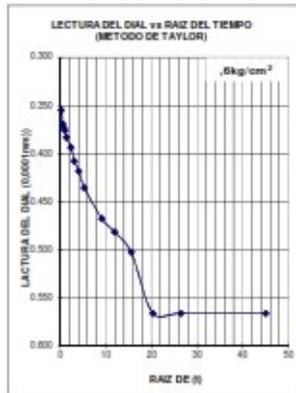
CASAGRANDE



CASAGRANDE



TAYLOR



TAYLOR



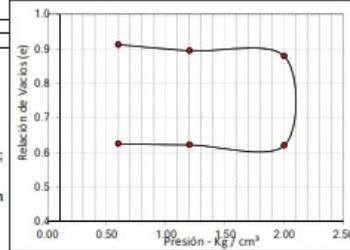
**ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN**

PROYECTO: **RESTAURACION DEL TEMPLO SAN JERONIMO**      SONDEO: **PCA-1**  
 SOLICITANTE: **MISIONES COLONIALES DE CHIHUAHUA**      MUESTRA: **E2**  
 DESCRIPCIÓN: \_\_\_\_\_      PROF.(m): **1.40**

DIMENSIONES DEL ANILLO B	
ALTURA	2 cm      20.00 MM
DIAMETRO	7.97 cm      3.14 plg.
AREA	49.89 cm <sup>2</sup>
Peso Unitario inicial	1.354 g/cm <sup>3</sup>

GRADO DE SATURACION %	
Inicial	100
Final	100
Gs :	2.43

Altura de sólidos, 2H<sub>o</sub> =  $\frac{Ws}{Gs \cdot DwA} = 1.0164 \text{ cm};$



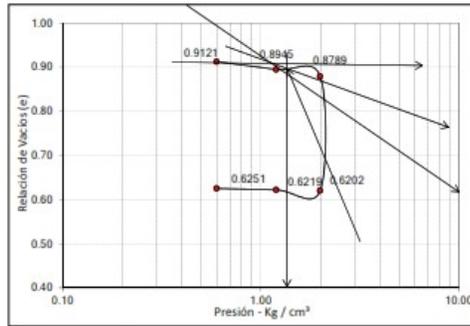
CONTENIDO DE HUMEDAD		
PESO DE LA MUESTRA	Inicial	Final
Peso anillo+muestra hum.	g 220.40	239.90
Peso anillo+muestra seca.	g 208.40	208.40
Peso anillo	g 85.30	85.30
Peso del agua	Ws 12.00	31.50
Peso suelo seco	% 123.10	123.10
Humedad	% 9.75	25.59

$e = \frac{2H - 2H_o}{2H_o}$

$Gs \cdot DwA = 10.1637 \text{ mm}$

Carga Aplicada (kg/cm²)	Lectura Final (plg.)	2H (plg.)	Altura vacios (plg.) 2H - 2H <sub>o</sub>	Relación de Vacios e
0	20	20.0000	9.8363	0.9678
0.60	0.9659	19.4341	9.2703	0.9121
1.20	0.7452	19.2548	9.0911	0.8945
2.00	0.9033	19.0907	8.9329	0.8789
2.00	3.9325	16.4675	6.3037	0.6202
1.20	3.9149	16.4851	6.3213	0.6219
0.60	3.4833	16.5167	6.3529	0.6251

Relación de vacios inicial	0.9678
Relación de vacios final	0.6202
Presión de preconsolidación - Pc	1.30 kg / cm <sup>2</sup>



observaciones \_\_\_\_\_  
 \_\_\_\_\_  
 \_\_\_\_\_

ING JÓRGE MENDOZA HERNANDEZ  
 JEFE DE LABORATORIO DE MATERIALES

ING. ROBERTO PODLECKI URIAS  
 GERENTE GENERAL GRUPO GLTA



## GRUPO GLTA

GEOTECNIA • LABORATORIO • TOPOGRAFÍA • REMEDIACIÓN

### TOMA DE LECTURAS ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN

**PROYECTO:** RESTAURACION DEL TEMPLO SAN JERONIMO  
**SOLICITANTE:** MISIONES COLONIALES DE CHIHUAHUA  
**DESCRIPCION:** \_\_\_\_\_  
**CONSOLIDOMETRO:** \_\_\_\_\_

**SONDEO:** PCA-2  
**MUESTRA:** E1  
**PROFUNDIDAD (m):** 1.20  
**FECHA RECEPCION:** 23/04/2018  
**FECHA DE ENSAYO:** 24/04/2018

TIEMPO (t)		LECTURA DEL DIAL			
Minutos	Raizde (t)	0 Kg./cm <sup>2</sup>	1.8 Kg./cm <sup>2</sup>	2.8 Kg./cm <sup>2</sup>	2.8Kg./cm <sup>2</sup>
0.13	0.36	0.499115	0.687610	0.900000	1.120354
0.41	0.64	0.509734	0.791115	0.976991	3.391917
0.70	0.84	0.519044	0.809734	0.984905	3.391917
1.20	1.10	0.517699	0.801769	0.984905	3.391917
2.05	1.43	0.523009	0.809734	0.984905	3.391917
5.91	2.43	0.536283	0.820354	0.990205	3.391917
10.07	3.17	0.544248	0.825653	1.120354	3.391917
17.13	4.14	0.554867	0.830973	1.120354	3.391917
29.13	5.40	0.568141	0.839628	1.120354	3.391917
84.18	9.17	0.592035	0.849057	1.120354	3.391917
143.17	11.97	0.607964	0.854867	1.120354	3.391917
243.30	15.60	0.623894	0.865486	1.120354	3.391917
413.61	20.34	0.68761	0.878761	1.120354	3.391917
703.15	26.517	0.68761	0.9	1.120354	3.391917
2032.12	45.08	0.68761	0.9	1.120354	3.391917
					topo con tornillo

DIMENSIONES DE LA MUESTRA		
	INICIAL	FINAL
Dilámetro, D (cm.)	7.97	
Altura, H (cm.)	20	
W Anillo (gr.)	85.3	
W Anillo + Muestra (gr.)	213.6	234.9
W Bloqué.+ P porosa (gr.)		

HUMEDAD		
	NATURAL	FINAL
Recipiente No	1	15
W.m. Hum + Rec. (gr.)	128.30	149.60
W.m Seca + Rec. (gr.)	115.90	115.90
W.r (gr.)	0.00	0.00
Humedad, (%)	10.70	20.08

PESO ESPECIFICO DEL SUELO		
Temp. del ensayo (Tx)	C	18
W.Plc.+ agua temp Tx (Wa)	gr.	670.60
W.Plc.+Muestra+agua (Wb)	gr.	729.41
Peso Muestra Seca (Wo)	gr.	100.00
Peso especifico suelo (Gs)	gr./cm <sup>3</sup>	2.43

**OBSERVACIONES:**  
 \_\_\_\_\_  
 \_\_\_\_\_  
 \_\_\_\_\_

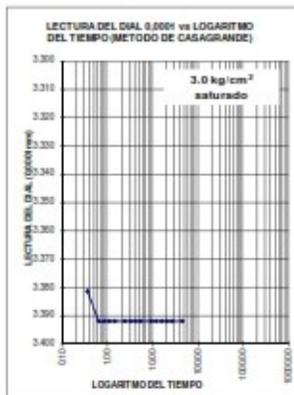
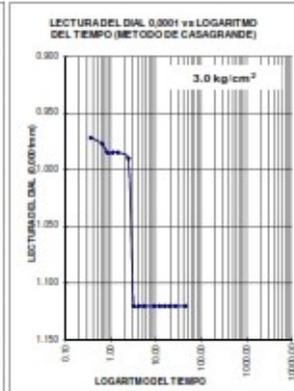
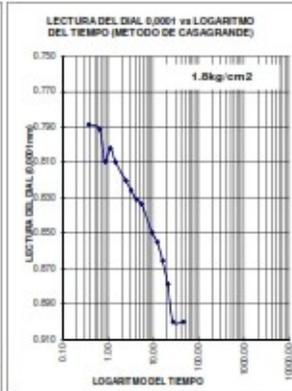
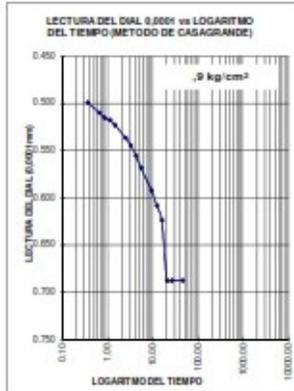
DESCARGA	
2.8 a 1.8	3.214695
1.8 a .9	3.084305

ING. JORGE MENDOZA HERNANDEZ  
 JEFE DE LABORATORIO DE MATERIALES

ING. ROBERTO PODLECKI URIAS  
 GERENTE GENERAL GRUPO GLTA



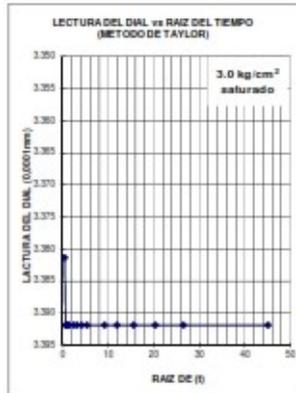
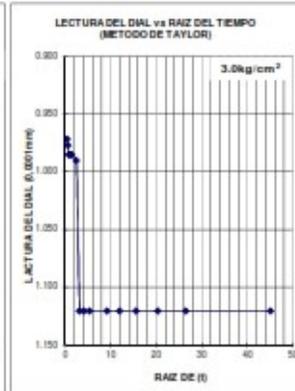
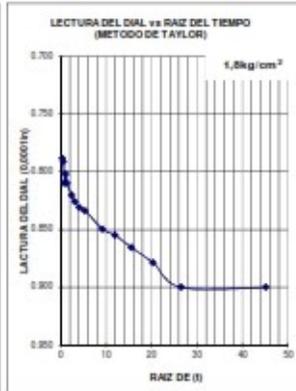
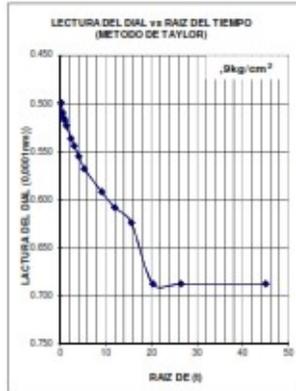
CASAGRANDE



CASAGRANDE



TAYLOR



TAYLOR



**ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN**

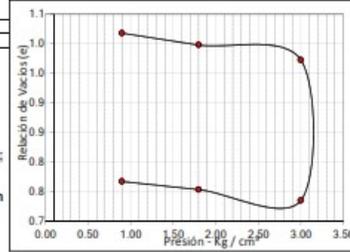
PROYECTO: **RESTAURACION DEL TEMPLO SAN JERONIMO** SONDEO: **PCA-2**  
 SOLICITANTE: **MISIONES COLONIALES DE CHIHUAHUA** MUESTRA: **E2**  
 DESCRIPCIÓN: \_\_\_\_\_ PROF.(m): **1.20**

DIMENSIONES DEL ANILLO B	
ALTURA	2 cm 20.00 MM
DIAMETRO	7.97 cm 3.14 plg.
AREA	49.89 cm <sup>2</sup>
Peso Unitario inicial	1.286 g/cm <sup>3</sup>

GRADO DE SATURACION %	
Inicial	100
Final	100
Gs :	2.43

Altura de sólidos, 2H<sub>0</sub> =  $\frac{W_s}{G_s \cdot D_w \cdot A} = 0.9569 \text{ cm};$

$e = \frac{2H - 2H_0}{2H_0}$

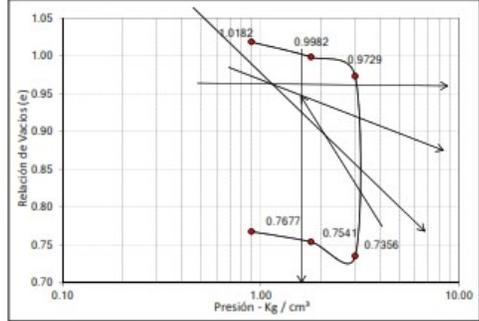


CONTENIDO DE HUMEDAD		
PESO DE LA MUESTRA	Inicial	Final
Peso anillo+muestra hum. g	213.00	234.90
Peso anillo+muestra seca. g	201.20	201.20
Peso anillo g	85.30	85.30
Peso del agua W <sub>s</sub>	12.40	33.70
Peso suelo seco %	115.90	115.90
Humedad %	10.70	29.08

Carga Aplicada (kg/cm <sup>2</sup> )	Lectura Final (plg.)	2H (plg.)	Altura vacios (plg.) 2H - 2H <sub>0</sub>	Relación de Vacios e
0	20	20.0000	10.4307	1.0900
0.90	0.6676	19.3124	9.7431	1.0182
1.80	0.8788	19.1212	9.5520	0.9982
3.00	1.1204	18.8796	9.3104	0.9729
3.00	3.3919	16.6081	7.0388	0.7356
1.80	3.2147	16.7853	7.2100	0.7541
0.90	3.0844	16.9196	7.3454	0.7677

Relación de vacios inicial: **1.0900**  
 Relación de vacios final: **0.7356**  
 Presión de preconsolidación - P<sub>c</sub>: \_\_\_\_\_ kg / cm<sup>2</sup>

observaciones: \_\_\_\_\_  
 \_\_\_\_\_  
 \_\_\_\_\_



ING JÓRGE MENDOZA HERNANDEZ  
 JEFE DE LABORATORIO DE MATERIALES

ING. ROBERTO PODLECKI URIAS  
 GERENTE GENERAL GRUPO GLTA



## GRUPO GLTA

GEOTECNIA • LABORATORIO • TOPOGRAFÍA • REMEDIACIÓN

### TOMA DE LECTURAS ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN

**PROYECTO:** RESTAURACION DEL TEMPLO SAN JERONIMO  
**SOLICITANTE:** MISIONES COLONIALES DE CHIHUAHUA  
**DESCRIPCION:** \_\_\_\_\_  
**CONSOLIDOMETRO:** \_\_\_\_\_

**SONDEO:** PCA-3  
**MUESTRA:** E1  
**PROFUNDIDAD. (m):** 1.35  
**FECHA RECEPCION:** 23/04/2018  
**FECHA DE ENSAYO:** 24/04/2018

TIEMPO (t)		LECTURA DEL DIAL					
Minutos	Raízde (t)	0 Kg./cm <sup>2</sup>	1,6 Kg./cm <sup>2</sup>	2,8 Kg./cm <sup>2</sup>	2,8 Kg./cm <sup>2</sup>	4,0 Kg./cm <sup>2</sup>	5,2 Kg./cm <sup>2</sup>
0.13	0.36	0.225537	0.438366	0.59402	3.01457	3.36717	3.48788
0.41	0.64	0.235067	0.438366	0.59402	3.151163	3.388053	3.48788
0.70	0.84	0.235067	0.441544	0.597196	3.173399	3.389406	3.491056
1.20	1.10	0.238243	0.44472	0.597196	3.189282	3.408405	3.500586
2.05	1.43	0.241419	0.447897	0.597196	3.205105	3.421172	3.506939
5.91	2.43	0.247773	0.45425	0.698847	3.24646	3.468821	3.509699
10.07	3.17	0.254126	0.457427	0.698847	3.262343	3.468821	3.519699
17.13	4.14	0.260479	0.460603	0.698847	3.271873	3.468821	3.529196
29.13	5.40	0.273185	0.460603	0.698847	3.296932	3.468821	3.541862
84.18	9.17	0.301775	0.476487	0.698847	3.309992	3.468821	3.624472
143.17	11.97	0.314481	0.482839	0.698847	3.313108	3.468821	3.624472
243.30	15.60	0.327187	0.49237	0.698847	3.319521	3.468821	3.624472
413.61	20.34	0.387542	0.508252	0.698847	3.319521	3.468821	3.624472
703.15	26.517	0.387542	0.527312	0.698847	3.319521	3.468821	3.624472
2032.12	45.08	0.387542	0.527312	0.698847	3.319521	3.468821	3.627649

DIMENSIONES DE LA MUESTRA		
	INICIAL	FINAL
Dilámetro, D (cm.)	7.97	
Altura, H (cm.)	20	
W Anillo (gr.)	85.3	
W Anillo + Muestra (gr.)	251.2	268.4
W Bloqué.+ P porosa (gr.)		

HUMEDAD		
	NATURAL	FINAL
Recipiente No.	1	15
W.m. Hum + Rec. (gr.)	165.90	183.10
W.m Seca + Rec. (gr.)	148.00	148.00
W.r (gr.)	0.00	0.00
Humedad. (%)	12.00	23.72

PESO ESPECIFICO DEL SUELO		
Temp. del ensayo (Tx)	C	18
W Ptc.+ agua temp Tx (Wa)	gr.	670.60
W Ptc.+Muestra+agua (Wb)	gr.	729.41
Peso Muestra Seca (Wo)	gr.	100.00
Peso específico suelo (Gs)	gr./cm <sup>3</sup>	2.43

DESCARGA	
5.2 a 4.0	3.605413
4.0 a 2.8	3.58
2.8 a 1.6	3.538705

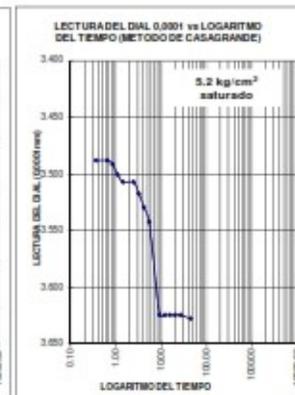
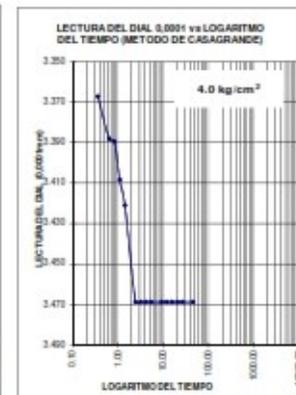
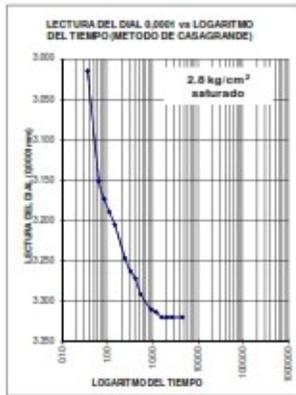
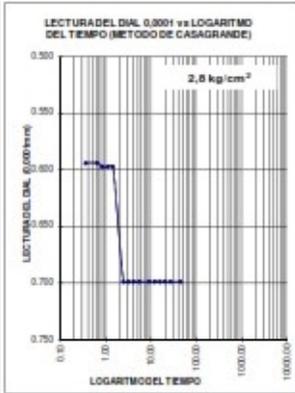
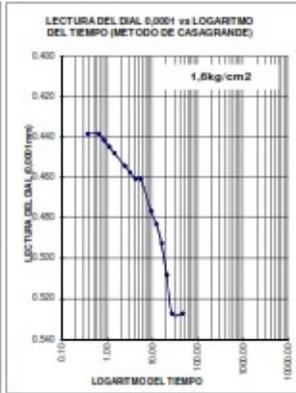
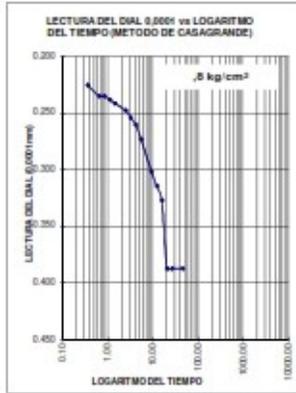
**OBSERVACIONES:** \_\_\_\_\_  
 \_\_\_\_\_  
 \_\_\_\_\_

ING. JORGE MENDOZA HERNANDEZ  
 JEFE DE LABORATORIO DE MATERIALES

ING. ROBERTO PODLECKI URIAS  
 GERENTE GENERAL GRUPO GLTA



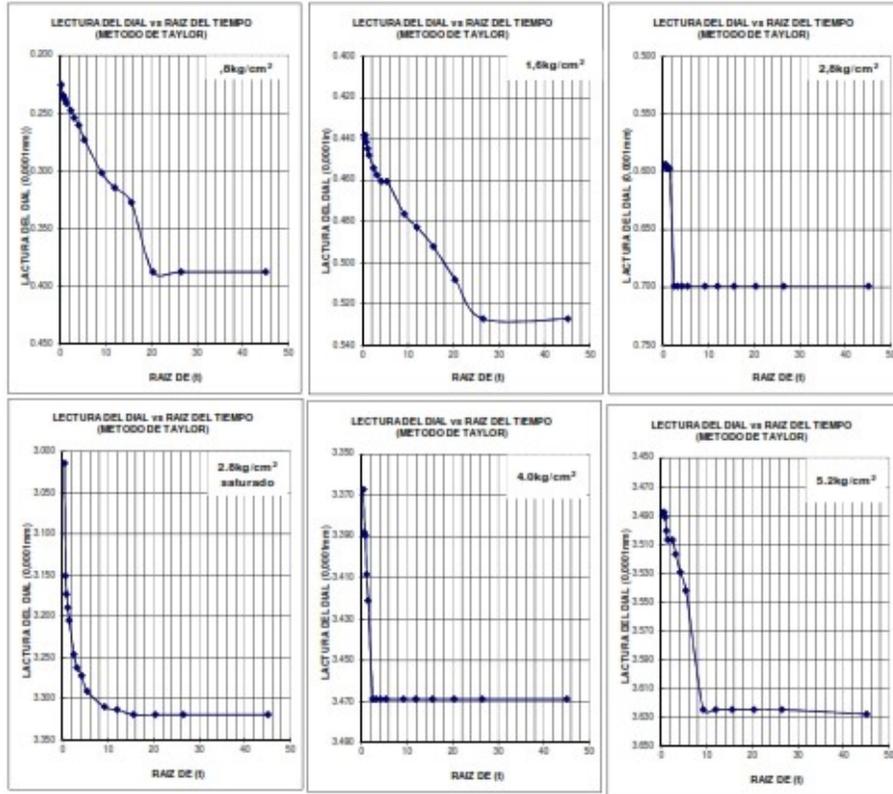
CASAGRANDE



CASAGRANDE



TAYLOR



TAYLOR



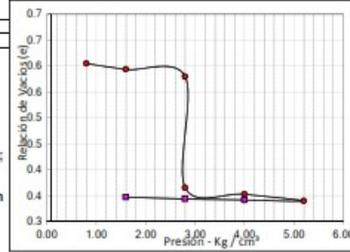
**ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN**

PROYECTO: **RESTAURACION DEL TEMPLO SAN JERONIMO** SONDEO: **PCA-3**  
 SOLICITANTE: **MISIONES COLONIALES DE CHIHUAHUA** MUESTRA: **E2**  
 DESCRIPCIÓN: \_\_\_\_\_ PROF.(m): **1.35**

DIMENSIONES DEL ANILLO B	
ALTURA	2 cm 20.00 MM
DIAMETRO	7.97 cm 3.14 plg.
AREA	49.89 cm²
Peso Unitario inicial	1.663 g/cm³

GRADO DE SATURACION %	
Inicial	100
Final	100
Gs :	2.43

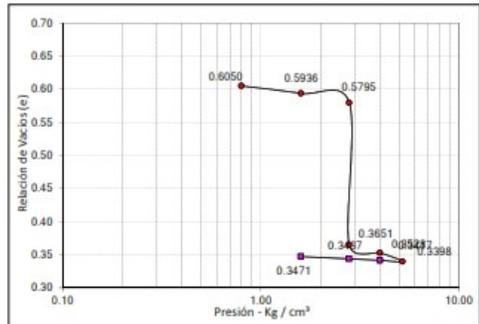
Altura de sólidos, 2H<sub>o</sub> =  $\frac{Ws}{Gs \cdot DwA} = 1.2220 \text{ cm};$   
 $e = \frac{2H - 2H_o}{2H_o} = 12.2196 \text{ mm}$



CONTENIDO DE HUMEDAD		
PESO DE LA MUESTRA	Inicial	Final
Peso anillo+muestra hum.	g 251.20	268.40
Peso anillo+muestra seca.	g 233.30	233.30
Peso anillo	g 85.30	85.30
Peso del agua	Ws 17.90	35.10
Peso suelo seco	% 148.00	148.00
Humedad	% 12.09	23.72

Carga Aplicada (kg/cm²)	Lectura Final (plg.)	2H (plg.)	Altura vacíos (plg.) 2H - 2H <sub>o</sub>	Relación de Vacíos e
0	20	20.0000	7.7804	0.6367
0.80	0.3875	19.6125	7.3928	0.6050
1.60	0.9273	19.4727	7.2531	0.5936
2.80	0.0988	19.3012	7.0815	0.5795
2.80	3.3195	16.6805	4.4609	0.3651
4.00	3.4688	16.5312	4.3116	0.3471
5.20	3.6276	16.3724	4.1527	0.3398
4.00	3.6054	16.3946	4.1750	0.3417
2.80	3.5650	16.4250	4.2004	0.3437
1.60	3.5387	16.4613	4.2417	0.3471

Relación de vacíos inicial: **0.6367**  
 Relación de vacíos final: **0.3398**  
 Presión de preconsolidación - Pc: \_\_\_\_\_ kg / cm²



observaciones \_\_\_\_\_  
 \_\_\_\_\_  
 \_\_\_\_\_

ING JÓRGE MENDOZA HERNANDEZ  
 JEFE DE LABORATORIO DE MATERIALES

ING. ROBERTO PODLECKI URIAS  
 GERENTE GENERAL GRUPO GLTA



OBRA: RESTAURACION DEL TEMPLO SAN JERONIMO    SONDEO: SPT-1    NAF: N.D    FECHA: 07/02/2018  
 LOCALIZACION: ALDAMA, CHIHUAHUA    COOR. UTM: NORTE: ---    ESTI: ---    REGION: 13R

### PERFIL ESTRATIGRÁFICO POR SONDEO CONTINUO

Profundidad (m)	Estratigrafía del suelo		Muestra No.	Resistencia a la penetración estándar (N)	Contenido natural de agua (%)			Granulo. (%)			Resultados de ensayos mecánicos					
	Descripcion	Per II			Límite Líquido (%)			Grava	Arenas	Finos	Y	c	φ	qu	Ss	E
					10	20	30									
1.00	ARENA ARCILLOSA DE COLOR CAFÉ Y EN ESTADO SUELTA A MUY COMPACTA, POCO HUMEDA		1	~45	~10	~25	~35	4	58	38						
2.00			2	~45	~10	~25	~35	1	51	48						
3.00			3	~45	~10	~25	~35	2	52	46						
4.00	ESTRATOS INTERCALADOS POR GRAVAS MAL GRADUADAS Y POCO LIMOSAS Y ARENAS LIMOSAS EN ESTADO COMPACTO A MUY COMPACTO EN COLOR CAFÉ Y POCO HUMEDA		4	~45	~10	~25	~35	48	42	10						
5.00			5	~45	~10	~25	~35	42	46	12						
6.00			6	~45	~10	~25	~35	41	35	24						
7.00			7	~45	~10	~25	~35	22	70	8						
8.00			8	~45	~10	~25	~35	43	44	13						
9.00			9	~45	~10	~25	~35	45	42	13						
10.00			10	~45	~10	~25	~35	46	38	16						
11.00	11	~45	~10	~25	~35	57	31	12								
8.00	ARENA ARCILLOSA DE COLOR ROJIZA EN ESTADO MEDIANAMENTE COMPACTA		12	~45	~10	~25	~35	22	64	14						
8.55	GRAVAS MAL GRADUADAS Y POCO LIMOSAS EN ESTADO MUY COMPACTO EN COLOR CAFÉ Y POCO HUMEDA		13	~45	~10	~25	~35	53	34	13						
8.55	FIN DE LA EXPLORACION															

RESPONSIBLE SIGNATARIO	SIMBOLOGÍA:	Arcilla (C)     Relleno Limo (M)     Roca Arena (S)     Nivel free. Grava (G)
 ING. ROBERTO PODLECKI		Y= Peso volumetrico natural (t/m <sup>3</sup> )    Ss= Densidad de solidos c= Cohesion en (t/m <sup>2</sup> )    E= Modulo de elasticidad (t/m <sup>2</sup> ) φ= Angulo de friccion interno (grados) qu= Resistencia a la compresion simple (t/m <sup>2</sup> )

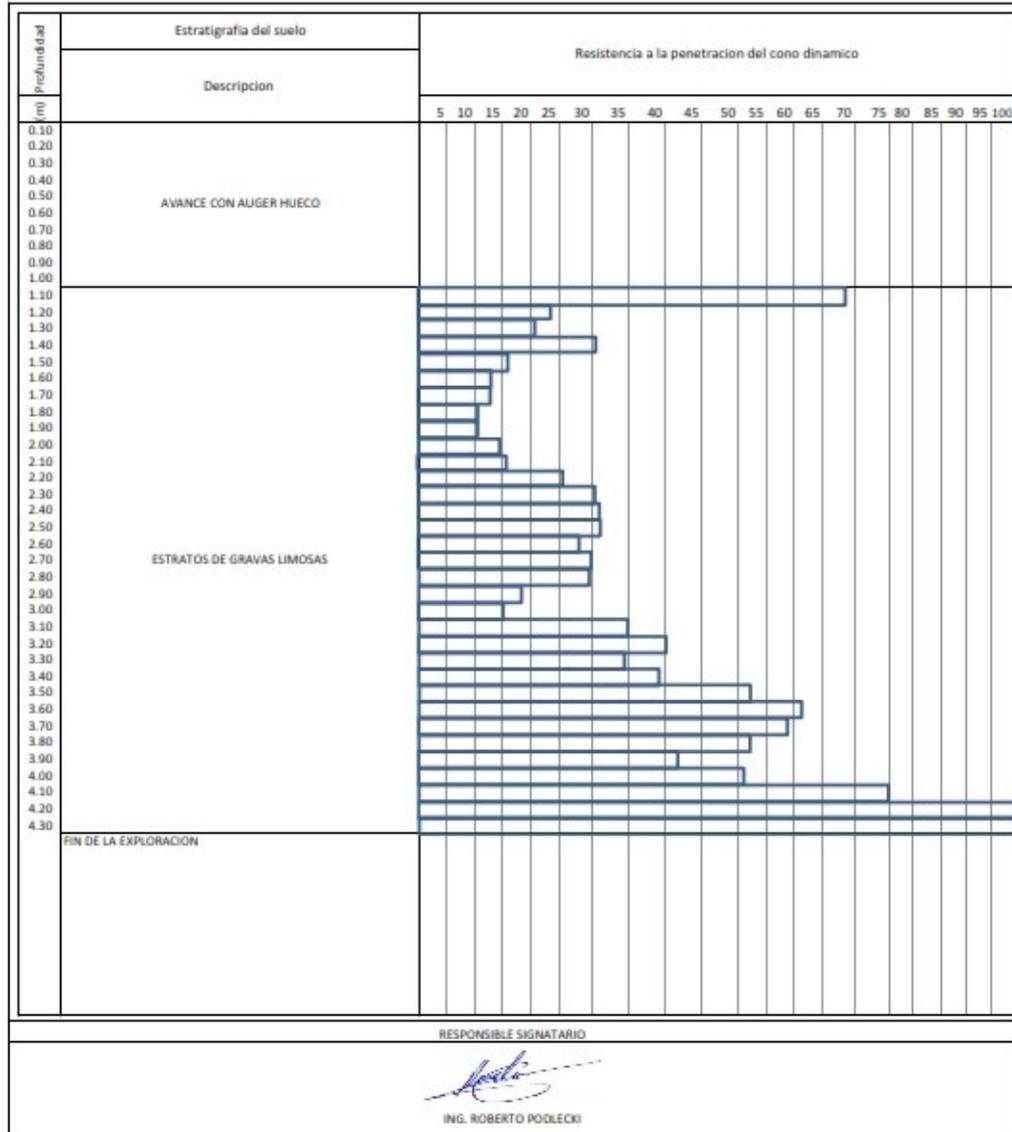






OBRA: RESTAURACION DEL TEMPLO SAN JERONIMO    SONDEO: SCD-1    NAF: N.D    FECHA: 09/02/2018  
 LOCALIZACION: ALDAMA, CHIHUAHUA    COOR. UTM: NORTE: ---    ESTI: ---    REGION: 13R

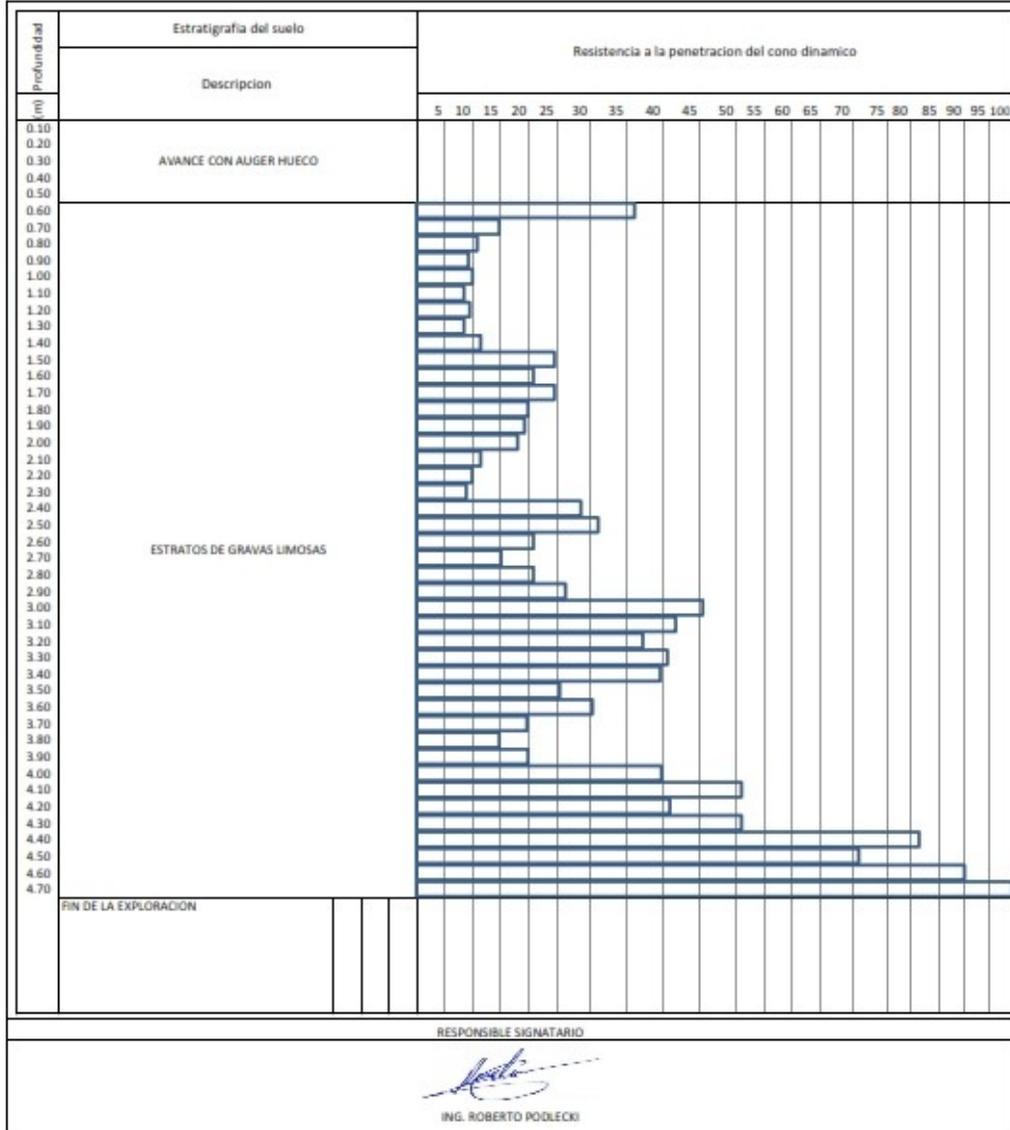
**PERFIL ESTRATIGRÁFICO POR SONDEO CON CONO DINAMICO**





OBRA: RESTAURACION DEL TEMPLO SAN JERONIMO    SONDEO: SCD-2    NAF: N.D    FECHA: 10/02/2018  
 LOCALIZACION: ALDAMA, CHIHUAHUA    COOR. UTM: NORTE: ---    ESTI: ---    REGION: 13R

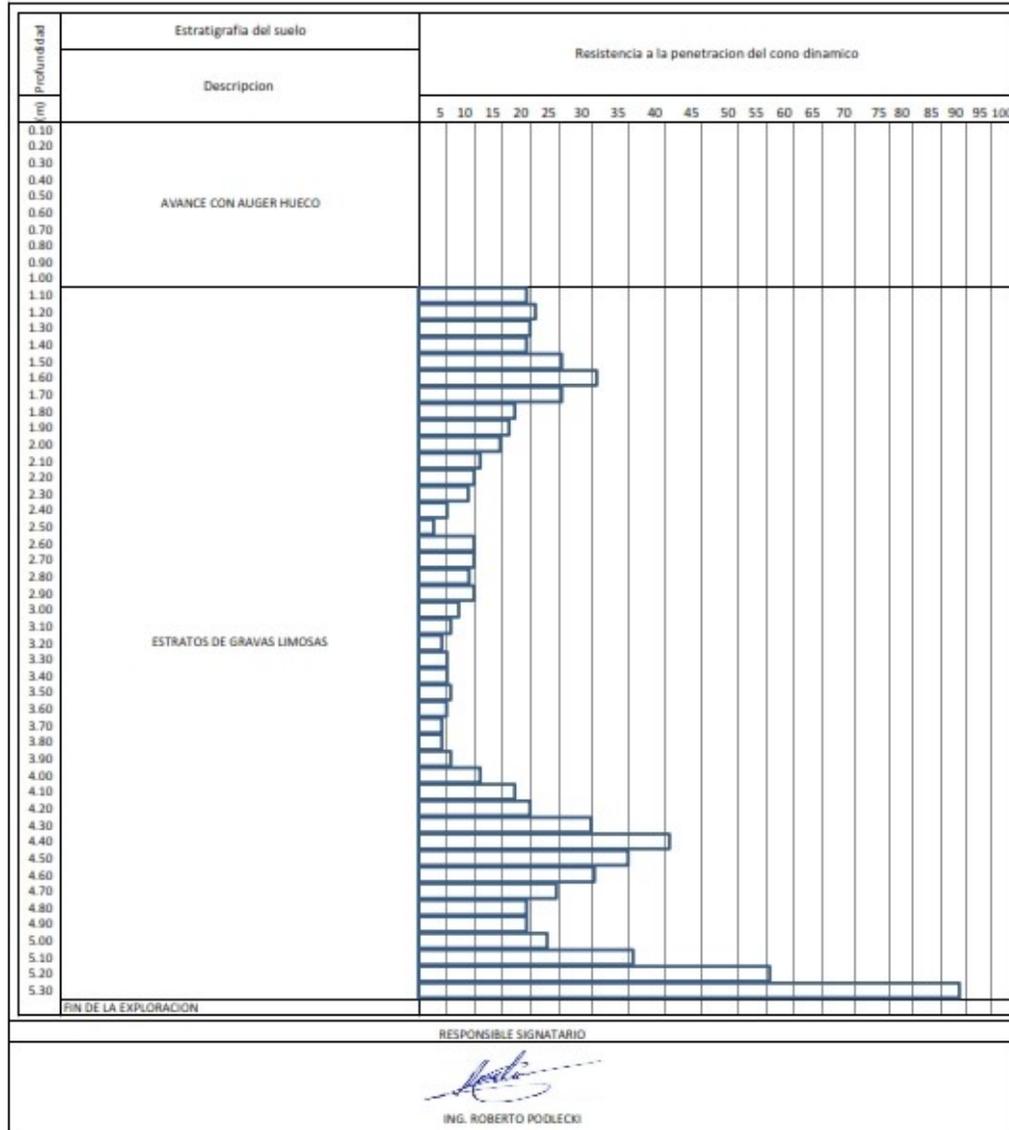
**PERFIL ESTRATIGRÁFICO POR SONDEO CON CONO DINAMICO**





OBRA: RESTAURACION DEL TEMPLO SAN JERONIMO SONDEO: SCD-3 NAF: N.D FECHA: 10/02/2018  
LOCALIZACION: ALDAMA, CHIHUAHUA COOR. UTM: NORTE: --- ESTI: --- REGION: 13R

**PERFIL ESTRATIGRÁFICO POR SONDEO CON CONO DINAMICO**





**PROYECTO: RESTAURACION DEL TEMPLO SAN JERONIMO**

**ESTUDIO GEOTÉCNICO**



UBICACIÓN DE LA MAQUINA EXPLORADORA  
EN EL LUGAR DEL SONDEO SPT-1



UBICACIÓN DE LA MAQUINA EXPLORADORA  
EN EL LUGAR DEL SONDEO SPT-1



INICIO DE LA PERFORACION EN EL LUGAR  
DEL SONDEO SPT-1



PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR EN EL  
SONDEO SPT-1



**PROYECTO: RESTAURACION DEL TEMPLO SAN JERONIMO  
ESTUDIO GEOTÉCNICO**



MUESTRA # 3 OBTENIDA DEL MUESTREADOR EN EL SONDEO SPT-1



MUESTRA # 6 OBTENIDA DEL MUESTREADOR EN EL SONDEO SPT-1



MUESTRA # 8 OBTENIDA DEL MUESTREADOR EN EL SONDEO SPT-1



MUESTRA # 14 OBTENIDA DEL MUESTREADOR EN EL SONDEO SPT-1



**PROYECTO: RESTAURACION DEL TEMPLO SAN JERONIMO**

**ESTUDIO GEOTÉCNICO**



UBICACIÓN DE LA MAQUINA EXPLORADORA EN EL LUGAR DEL SONDEO SPT-2



UBICACIÓN DE LA MAQUINA EXPLORADORA EN EL LUGAR DEL SONDEO SPT-2



INICIO DE LA PERFORACION EN EL LUGAR DEL SONDEO SPT-2



PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR EN EL SONDEO SPT-2



**PROYECTO: RESTAURACION DEL TEMPLO SAN JERONIMO  
ESTUDIO GEOTÉCNICO**



MUESTRA # 2 OBTENIDA DEL MUESTREADOR EN EL SONDEO SPT-2



MUESTRA # 4 OBTENIDA DEL MUESTREADOR EN EL SONDEO SPT-2



MUESTRA # 6 OBTENIDA DEL MUESTREADOR EN EL SONDEO SPT-2



MUESTRA # 11 OBTENIDA DEL MUESTREADOR EN EL SONDEO SPT-2



**PROYECTO: RESTAURACION DEL TEMPLO SAN JERONIMO**

**ESTUDIO GEOTÉCNICO**



UBICACIÓN DE LA MAQUINA EXPLORADORA EN EL LUGAR DEL SONDEO SCD-4



UBICACIÓN DE LA MAQUINA EXPLORADORA EN EL LUGAR DEL SONDEO SCD-4



INICIO DE LA PRUEBA DE CONO DINAMICO EN EL LUGAR DEL SONDEO SCD-4



PRUEBA DE CONO DINAMICO EN EL LUGAR DEL SONDEO SCD-4



**PROYECTO: RESTAURACION DEL TEMPLO SAN JERONIMO**  
**ESTUDIO GEOTÉCNICO**



MUESTRA # 10 OBTENIDA DEL MUESTREADOR EN EL SONDEO SPT-3



MUESTRA # 19 OBTENIDA DEL MUESTREADOR EN EL SONDEO SPT-3



MUESTRA # 25 OBTENIDA DEL MUESTREADOR EN EL SONDEO SPT-3



MUESTRA # 34 OBTENIDA DEL MUESTREADOR EN EL SONDEO SPT-3



**PROYECTO: RESTAURACION DEL TEMPLO SAN JERONIMO**

**ESTUDIO GEOTÉCNICO**



UBICACIÓN DE LA MAQUINA EXPLORADORA EN EL LUGAR DEL SONDEO SCD-1



UBICACIÓN DE LA MAQUINA EXPLORADORA EN EL LUGAR DEL SONDEO SCD-1



INICIO DE LA PRUEBA DE CONO DINAMICO EN EL LUGAR DEL SONDEO SCD-1



PRUEBA DE CONO DINAMICO EN EL LUGAR DEL SONDEO SCD-1



**PROYECTO: RESTAURACION DEL TEMPLO SAN JERONIMO  
ESTUDIO GEOTÉCNICO**



UBICACIÓN DE LA MAQUINA EXPLORADORA EN EL LUGAR DEL SONDEO SCD-2



UBICACIÓN DE LA MAQUINA EXPLORADORA EN EL LUGAR DEL SONDEO SCD-2



INICIO DE LA PRUEBA DE CONO DINAMICO EN EL LUGAR DEL SONDEO SCD-2



PRUEBA DE CONO DINAMICO EN EL LUGAR DEL SONDEO SCD-2



**PROYECTO: RESTAURACION DEL TEMPLO SAN JERONIMO**

**ESTUDIO GEOTÉCNICO**



UBICACIÓN DE LA MAQUINA EXPLORADORA EN EL LUGAR DEL SONDEO SCD-3



UBICACIÓN DE LA MAQUINA EXPLORADORA EN EL LUGAR DEL SONDEO SCD-3



INICIO DE LA PRUEBA DE CONO DINAMICO EN EL LUGAR DEL SONDEO SCD-3



PRUEBA DE CONO DINAMICO EN EL LUGAR DEL SONDEO SCD-3



**PROYECTO: RESTAURACION DEL TEMPLO SAN JERONIMO**

**ESTUDIO GEOTÉCNICO**



UBICACIÓN DE LA EXPLORACION DEL POZO A CIELO ABIERTO PCA-01



OBTENCION DE MUESTRA INALTERADA EN EL SONDEO PCA-01



MUESTRA INALTERADA DEL POZO A CIELO ABIERTO PCA-01



MUESTRAS INALTERADAS DEL POZO A CIELO ABIERTO PCA-01



**PROYECTO: RESTAURACION DEL TEMPLO SAN JERONIMO**

**ESTUDIO GEOTÉCNICO**



UBICACIÓN DE LA EXPLORACION DEL POZO A CIELO ABIERTO PCA-02



UBICACIÓN DE LA EXPLORACION DEL POZO A CIELO ABIERTO PCA-03



MUESTRA INALTERADA DEL POZO A CIELO ABIERTO PCA-03



MUESTRAS INALTERADAS DEL POZO A CIELO ABIERTO PCA-03



**PROYECTO: RESTAURACION DEL TEMPLO SAN JERONIMO**

**ESTUDIO GEOTÉCNICO**



LABRADO DE MUESTRAS



OQUEADAS PRESENTES EN EL MATERIAL  
PARA EL LABRADO DE MUESTRAS



MUESTRAS LABRADAS DEL SONDEO PCA-04  
PARA EL ENSAYE MEDIANTE LA PRUEBA  
TRIAxIAL



MUESTRAS LABRADAS DEL SONDEO PCA-05  
PARA EL ENSAYE MEDIANTE LA PRUEBA  
TRIAxIAL



**PROYECTO: RESTAURACION DEL TEMPLO SAN JERONIMO**

**ESTUDIO GEOTÉCNICO**



COLOCACION DE MEMBRANA A ESPECIMEN PARA LLEVAR ACABO LA PRUEBA TRIAXIAL



ENSAYE DE PRUEBA TRIAXIAL RAPIDA CON SATURACION DE MUESTRA



ENSAYE DE PRUEBA TRIAXIAL RAPIDA



ENSAYE DE PRUEBA TRIAXIAL RAPIDA CON SATURACION DE MUESTRA



## Curriculum Vitae

### Ingeniero civil

#### Jorge Mendoza Hernández

Calle Circuito Las Lunas #17712 Fracc. Las Lunas

Tel. 614 4380974 Cel. 614 215 36 10

Mail: [ingphantom316@gmail.com](mailto:ingphantom316@gmail.com) y [jmendoza@uach.mx](mailto:jmendoza@uach.mx)



#### Información personal.

- 37 años
- Mexicano
- Casado
- 2 hijos

#### Conocimientos generales.

- Inglés 60% (hablado, escrito, comprendido)
- Manejo de paquetes computacionales (Windows, Office, AutoCAD, OPUS, MathCad).

#### Aptitudes.

Adaptable al cambio  
Analítico  
Proactivo y responsable  
Toma de decisiones y liderazgo  
Disponibilidad e iniciativa propia  
Trabajo en equipo

#### Cursos.

Construcción de estructuras,  
Diseño de Estructuras para Sismos,  
Recursos no destructivos para evaluar y prevenir, Uso de madera de edificios patrimoniales,  
Dosificación del concreto y Curso de Acreditación del ACI grado I.

#### Objetivo.

Búsqueda de oportunidades que me permitan adquirir experiencia, además de contribuir con mis conocimientos, capacidades y habilidades, desarrolladas durante mi educación en los mejores intereses de su compañía.

#### Formación Académica.

**Universidad autónoma de chihuahua:** Ingeniería Civil, Titulado con Cedula profesional: 7996519

**Maestría en Vías Terrestres** (cursando actualmente, Tesis en Proceso 85%)

**Máster en Geotecnia y Cimentaciones**, egresado en la escuela de EADIC y en la Universidad de UDIMA en Madrid, España

#### Experiencia laboral

##### Evalúa Avalúos

##### Asistente de Avalúos

Febrero 2007 – junio 2008

- Elaboración de planos catastrales y avalúos.
- Toma medidas de instalaciones a evaluar.
- Toma de fotos del lugar a evaluar.
- Inspección de planos de catastro

##### GeoQuality México

##### Control de calidad y más...

Agosto 2010- 2012

- Supervisión de colocación de geomembranas
- Supervisión y manejo de maquinaria, para colocación de materiales, compactados y óptimas condiciones.
- Supervisión de colocación de concreto y armado del acero
- Realización de pruebas para control de calidad en terracerías
- Realización de pruebas de resistencia del concreto.
- Diseño de: taludes, presas de tierra armada y suelta, filtros de descarga.



**INGENIERIA PUNTO AZUL**  
**Febrero 2012- Julio 2012**

- Jefe de laboratorio de control de calidad, suelos y asfaltos
- Realización de estudios de mecánica de suelos (capacidades de carga, expansiones y asentamientos en cimentaciones)

**INCA Ingeniería y Control de Calidad**  
**Julio 2012- 2014**

- Director de la empresa
- Realización de Proyectos y Cotizaciones
- Realización de estudios de mecánica de suelos (capacidades de carga, expansiones y asentamientos)
- Realización de estudios de calidad en Suelos (granulometrías, límites, compactaciones etc)

**UACH Universidad Autónoma de Chihuahua**  
**Julio 2012- al presente**

- Catedrático como:
  - Mecánica de suelos
  - Mecánica de suelos II
  - Laboratorio de Mecánica de suelos
  - Laboratorio de Concreto
  - Geotecnia
- Jefe de Laboratorio de Materiales de Suelos y Asfaltos

**Construcciones VALLARA**  
**Junio 2014- Al Presente**

- Jefe del área De Laboratorio de Construcción
- Realización de Proyectos y Cotizaciones
- Realización de estudios de mecánica de suelos y mecánica de rocas (capacidades de carga, expansiones, diseños de cimentaciones y asentamientos en cimentaciones.
- Control de Calidad en vías terrestres
- Diseños de Pavimentos en vías terrestres.
- Realización de estudios de calidad en Suelos (granulometrías, límites, compactaciones etc.)

**SEPING**  
**Junio 2017- Al Presente**

- Realización de estudios geotécnicos
- Asesoramiento para minas y estudios de diseño como: taludes, túneles, obras de contención, Dinámica de suelos, etc.