



GERDAU
CORSA
El futuro se moldea

USO DE PILOTES DE
ACERO EN LA RECIMENTACIÓN DE
**UN EDIFICIO DESPLANTADO
EN SUELO BLANDO**

Gerdau Corsa. El futuro se moldea.

gerdaucorsa.com.mx



Elaboración:
Francisco A. Flores-López.
Rigoberto Torres Villeda.

Coordinación Técnica:
Gabriel Abraham Guerra Vanegas.

Diseño Editorial:
Valeria Giselle Uribe Pérez.
Artroom Innovative Thinking.



USO DE PILOTES DE ACERO EN LA **RECIMENTACIÓN** **DE UN EDIFICIO** **DESPLANTADO EN SUELO** **BLANDO**

Francisco A. Flores-López

Presidente, IGM, Ingenieros Geotecnistas Mexicanos S.C., Mexico
City, Mexico, CP 13280, alonso.fafl@igmmexico.com

Rigoberto Torres Villeda

Especialista, GERDAU CORSA, Mexico City, Mexico, CP 11590

Se presenta de manera detallada el proceso llevado a cabo para la recimentación de un edificio desplantado en suelo blando que presentaba asentamientos de 30 cm en 2 años. La solución de recimentación propuesta para disminuir los asentamientos debidos al incremento de carga para las condiciones de la estructura en operación, así como los asentamientos a largo plazo debido a la consolidación regional es a base de 44 pilotes hincados con perfil metálico tipo "IR" a 20 m de profundidad. Se muestran los análisis desarrollados mediante un modelo numérico 3D de interacción suelo-estructura tanto en condiciones de corto y largo plazo. Los análisis incluyen la geometría de la cimentación, estratigrafía derivada de la exploración geotécnica, propiedades de los estratos, así como los pilotes metálicos de la propuesta de recimentación. Debido a la restricción de espacio se diseñó un marco para el hincado de las viguetas de acero., se realizaron los análisis de hincado dinámico (análisis mediante la ecuación de onda), cuyo objetivo fue definir la energía necesaria que deberán desarrollar los martillos para lograr vencer la resistencia del suelo durante el proceso de hincado de los pilotes, se simuló el seccionamiento de los pilotes y el tiempo de espera para poder unir las secciones de pilotes. La altura de caída y el peso de la masa golpeadora fueron definidos con los análisis de hincabilidad. Se describe la ejecución de los trabajos en campo desarrollados durante la recimentación de la estructura, y finalmente se muestra el monitoreo de los asentamientos, antes y después de la recimentación.

1. INTRODUCCIÓN

El proyecto al que se refiere este trabajo es una estructura para uso escolar, actualmente conformada por planta baja (estacionamiento y recepción), 3 niveles y azotea, ubicada en el Municipio de Ecatepec de Morelos, Estado de México, que desde su construcción hasta la actualidad la estructura ha presentado asentamientos diferenciales, con asentamientos totales mayores de 30 cm hacia la esquina sureste. Por tal motivo, se evaluaron las condiciones actuales del comportamiento de la cimentación, la propuesta de solución y la ejecución de los trabajos de recimentación de la obra mediante perfiles de acero para controlar los asentamientos de la estructura. De acuerdo con la zonificación geotécnica de la Ciudad de México, el sitio en estudio se localiza en la denominada Zona III (Figura 1), la cual se caracteriza por la alternación de estratos arcillosos con estratos limo arenosos de origen aluvial, dependiendo los espesores de las transgresiones y regresiones que experimentaba el antiguo lago de México.



1.1 DESCRIPCIÓN Y CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO

La superficie del terreno donde se desarrollará el proyecto es de 28.40 m x 58.90 m (1672.76 m²). Al norte y oeste colinda con estructuras de uno y dos niveles, al este con la Avenida Carlos Hank González. La estructura consta de una planta baja y 4 niveles a base de columnas y trabes de acero, cimentada sobre una losa de concreto armado de 19.05 x 47.15 m y 0.30 m de espesor, desplantada sobre un relleno controlado compactado, escoria volcánica y arena limosa (tezontle con tepetate), del orden de 2.80 m de espesor.

Debajo de éste, se encuentra una serie de arcillas de alta compresibilidad y baja resistencia al esfuerzo cortante con intercalaciones de lentes de limo y arena. El área construida para cada nivel cubre casi la totalidad del predio, presentando en el cuarto nivel la construcción de dos salones en ambas esquinas del frente de la azotea.

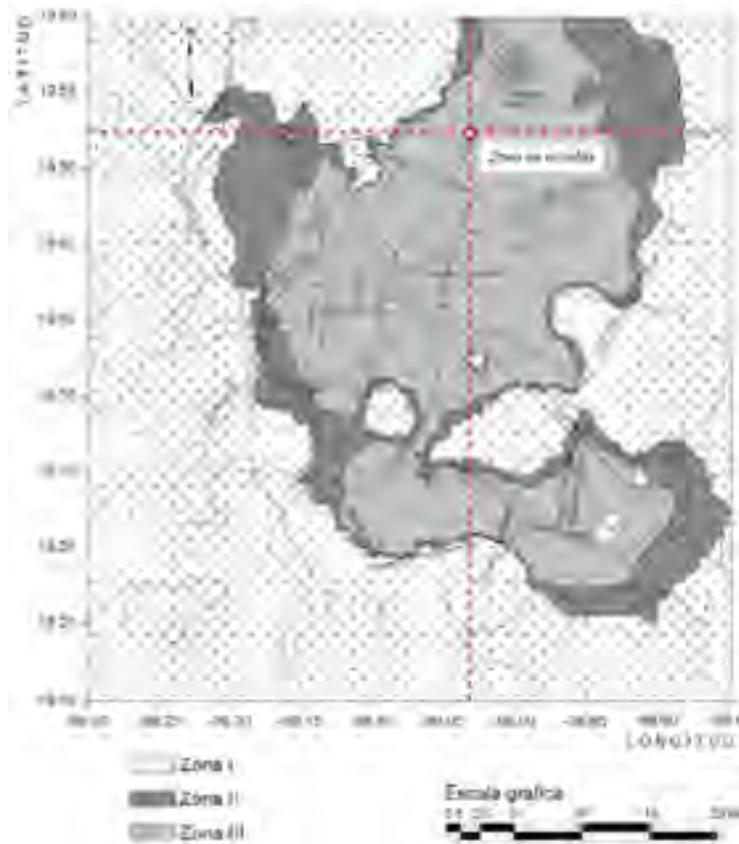


Figura 1. Ubicación del sitio en estudio en el mapa de zonificación geotécnica de la ciudad de México, NTC-2017.

La zona donde se localiza el predio en estudio se encuentra dentro de un área urbana, con viviendas de uno y dos niveles, edificios de poca altura, bodegas, y estructuras cercanas como el Sistema de transporte colectivo METRO. La topografía del predio es prácticamente horizontal. Actualmente se encuentra la estructura de la escuela (planta baja y cuatro niveles), cisterna, caseta y la colocación de adoquín en la parte frontal, hacia la colindancia este. A un costado de la escuela, se tiene una franja de terreno sin construcción, que corre a lo largo de toda la colindancia sur.

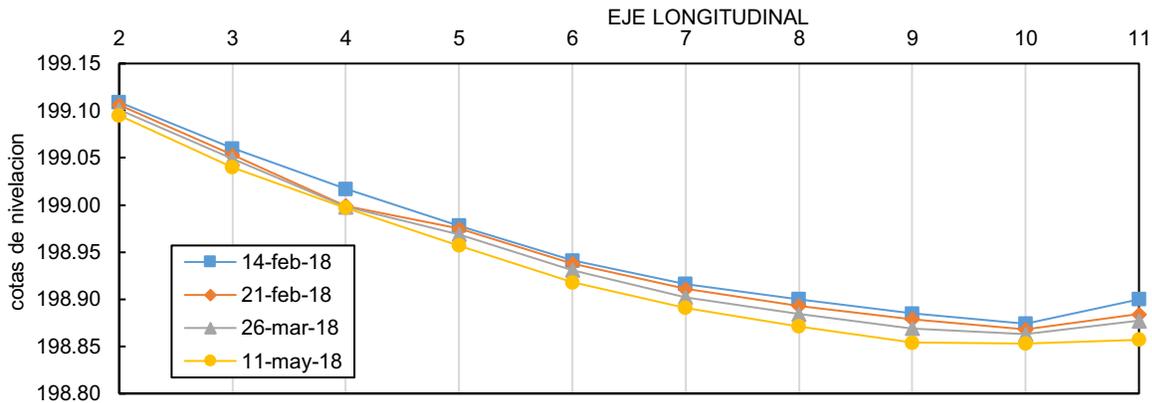
1.2 NIVELACIONES DE LA ESTRUCTURA

1.2.1 Nivelaciones en sentido longitudinal y transversal

Una vez finalizada la construcción del edificio, con el transcurso del tiempo se presentaron asentamientos que llevaron a monitorear los hundimientos de la estructura. De acuerdo con la información proporcionada por el propietario, se inició con el monitoreo de los asentamientos en el periodo del 9 de mayo de 2016 y se finalizó el 28 de noviembre del mismo año, presentando un asentamiento de 18 cm, con un asentamiento promedio por mes del orden de 3.0 cm. Se realizó un segundo periodo de monitoreo del día 6 de septiembre del 2017 al 6 de diciembre del mismo año. Se midió un asentamiento de 4.0 cm, teniendo una deformación promedio del orden de 1.3 cm por mes.

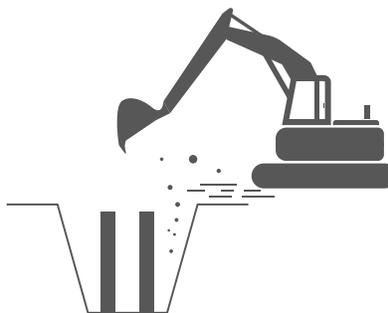
En total, de acuerdo con la información proporcionada por el propietario, dentro de los periodos de monitoreo y tomando como referencia la estructura de la cisterna adyacente al edificio, se estima un asentamiento desde finalizada su construcción hasta la actualidad del orden de 45 cm.

En la Figura 2 se presentan las nivelaciones en sentido longitudinal realizadas con el equipo de topografía, en el periodo comprendido entre febrero y mayo de 2018. También se presentan los asentamientos diferenciales entre columnas adyacentes y la distorsión entre las mismas. En esta figura se aprecia que el asentamiento máximo del edificio es hacia la esquina sureste.



14-feb-18					21-feb-18					26-mar-18					11-may-18				
EJE B					EJE B					EJE B					EJE B				
	cota	claro	ΔΔ _a cm	Δ _a		cota	claro	ΔΔ _a cm	Δ _a		cota	claro	ΔΔ _a cm	Δ _a		cota	claro	ΔΔ _a cm	Δ _a
EJE-2	199.109				199.106					199.101					199.095				
EJE-3	199.060	2 a 3	4.9	0.010	199.053	2 a 3	5.3	0.011	199.049	2 a 3	5.2	0.010	199.04	2 a 3	5.5	0.011			
EJE-4	199.017	3 a 4	4.3	0.009	198.999	3 a 4	5.4	0.011	198.998	3 a 4	5.1	0.010	198.997	3 a 4	4.3	0.009			
EJE-5	198.978	4 a 5	3.9	0.008	198.975	4 a 5	2.4	0.005	198.969	4 a 5	2.9	0.006	198.957	4 a 5	4.0	0.008			
EJE-6	198.941	5 a 6	3.7	0.007	198.938	5 a 6	3.7	0.007	198.931	5 a 6	3.8	0.008	198.918	5 a 6	3.9	0.008			
EJE-7	198.916	6 a 7	2.5	0.005	198.911	6 a 7	2.7	0.005	198.902	6 a 7	2.9	0.006	198.891	6 a 7	2.7	0.005			
EJE-8	198.900	7 a 8	1.6	0.003	198.893	7 a 8	1.8	0.004	198.884	7 a 8	1.8	0.004	198.871	7 a 8	2.0	0.004			
EJE-9	198.885	8 a 9	1.5	0.003	198.879	8 a 9	1.4	0.003	198.869	8 a 9	1.5	0.003	198.854	8 a 9	1.7	0.003			
EJE-10	198.874	9 a 10	1.1	0.002	198.868	9 a 10	1.1	0.002	198.863	9 a 10	0.6	0.001	198.853	9 a 10	0.1	0.000			
EJE-11	198.900	10 a 11	2.6	0.005	198.884	10 a 11	1.6	0.003	198.877	10 a 11	1.4	0.003	198.857	10 a 11	0.4	0.001			

Figura 2. Deformaciones verticales a lo largo del eje longitudinal, Eje B.



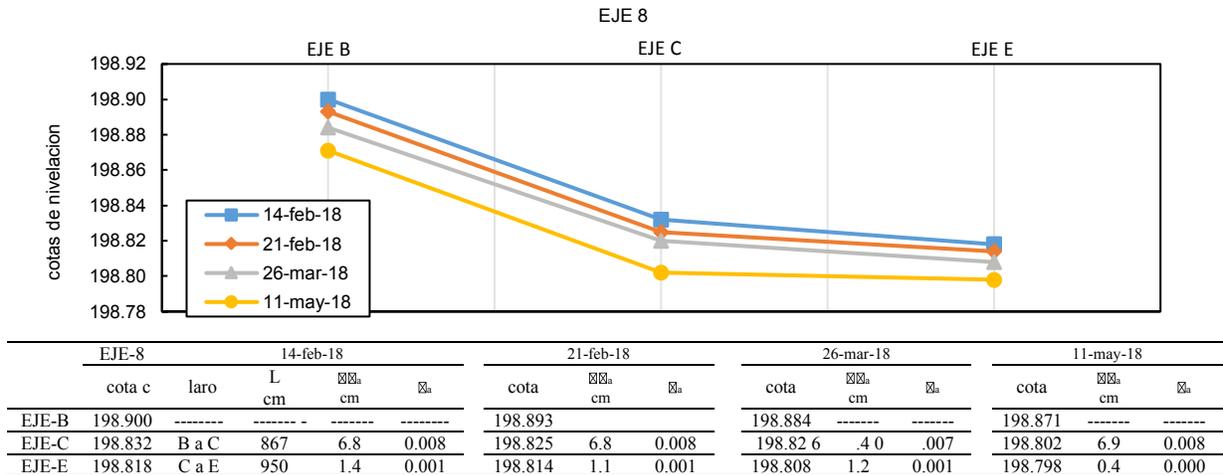


Figura 3. Deformaciones verticales a lo largo del eje transversal, eje "8".

Donde $\Delta\rho\alpha$ y $\rho\alpha$, son el asentamiento diferencial y distorsión, respectivamente; para cada una de las columnas se determinaron estos valores. Como se puede observar en la Figura 4, algunos valores de distorsión están por encima de lo permisible (0.006), y otros se encuentran en el límite (Ver Nomas Técnicas Complementarias – 2017).

1.2.2 Monitoreo de la verticalidad de la estructura

De la misma manera el cliente realizó el monitoreo de la verticalidad de la estructura. El monitoreo realizado (11 de mayo de 2018), muestra un desplome máximo hacia el lado sur-este (hacia avenida central). En sentido longitudinal se tiene un desplome máximo de 16 cm, ubicado en el eje "11-E". De la misma manera, en sentido transversal, se presenta un desplome hacia el lado sur-este, con un máximo de 9 cm, ubicado en la esquina del eje "11-E".

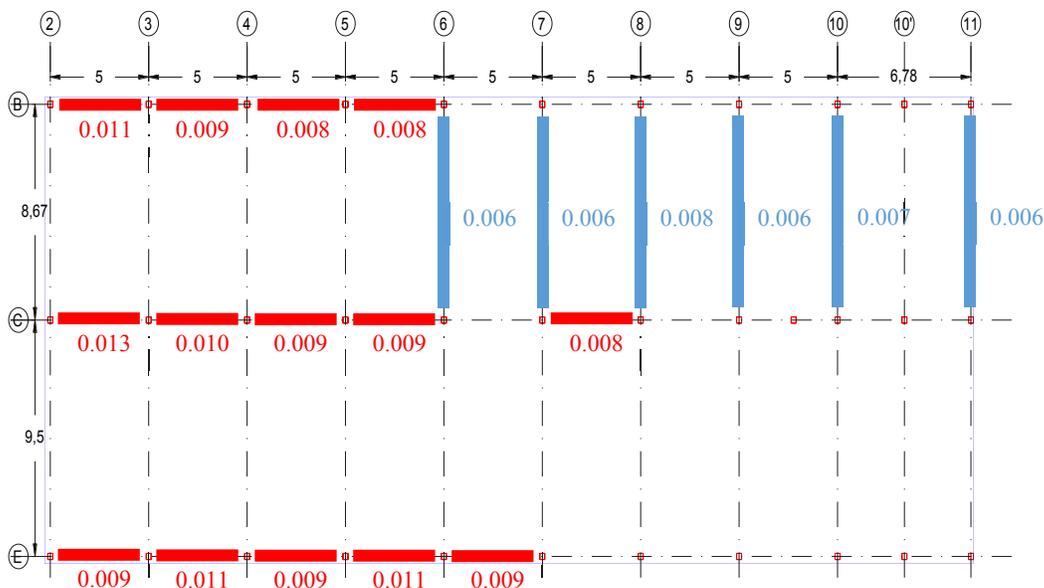


Figura 4. Distorsiones máximas en la estructura.

En la Tabla 1 se presentan los desplomes monitoreados de la estructura en ambos sentidos, siendo el más desfavorable el medido en el sentido longitudinal, del orden de 1.07 %, que es mayor al límite establecido por las NTC-2017, tal como se muestra en la Tabla 1.

Tabla 1. Desplomes de la estructura.

Δ_{long}	Δ_{trans}	H_c	Desplome	Desplome	Límite
[m]	[m]	[m]	longitudinal	transversal	NTC - 2017
0.16	0.09	15	1.07%	0.60%	0.69%



1.2.3 Monitoreo del nivel de aguas superficiales

Dentro del predio actualmente existen seis pozos de observación, los cuales se habían instalado previamente a este estudio. Así mismo, durante la campaña de exploración llevada a cabo, se instalaron dos pozos de observación cerca del área donde se presenta el mayor asentamiento. Estos pozos fueron llevados a la profundidad de 6 y 12 m. En la Figura 5 se presentan las lecturas, monitoreadas desde septiembre del 2017.

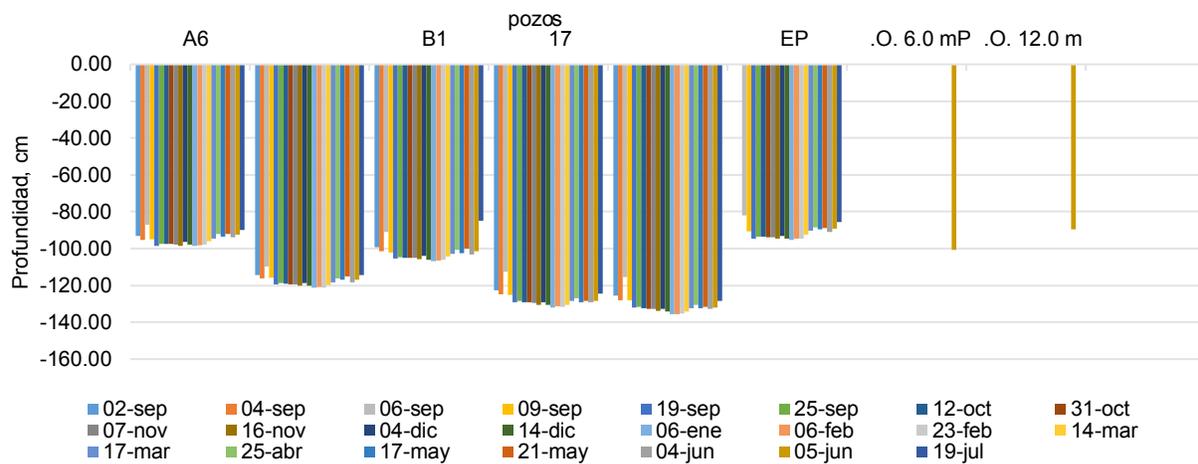


Figura 5. Nivel de las aguas superficiales en los pozos de observación.

2. CONDICIONES GEOTÉCNICAS

Para definir las condiciones estratigráficas del sitio, se llevó a cabo un sondeo mixto, que combina la ejecución de un ensayo de penetración estándar (SPT), con la recuperación de muestras inalteradas, tubo de pared delgada (SHELBY), llevado a una profundidad del orden de 30 m. También, se instalaron 2 pozos de observación a profundidades de 6 y 12 m, distribuidos en el predio, a un costado de la esquina sureste de la estructura, zona que presenta los asentamientos máximos. Se obtuvieron 45 muestras alteradas y 6 muestras inalteradas a diferentes profundidades. En el laboratorio se les practicaron ensayos de tipo índice (e.g. Clasificación visual y al tacto, contenido natural de agua, límites de consistencia análisis granulométricos pesos volumétricos y densidad de sólidos), y tipo mecánico (e.g. resistencia a la compresión triaxial "TX-UU" y consolidación unidimensional). La Tabla 2 muestra el perfil estratigráfico derivado de la exploración de campo y laboratorio.

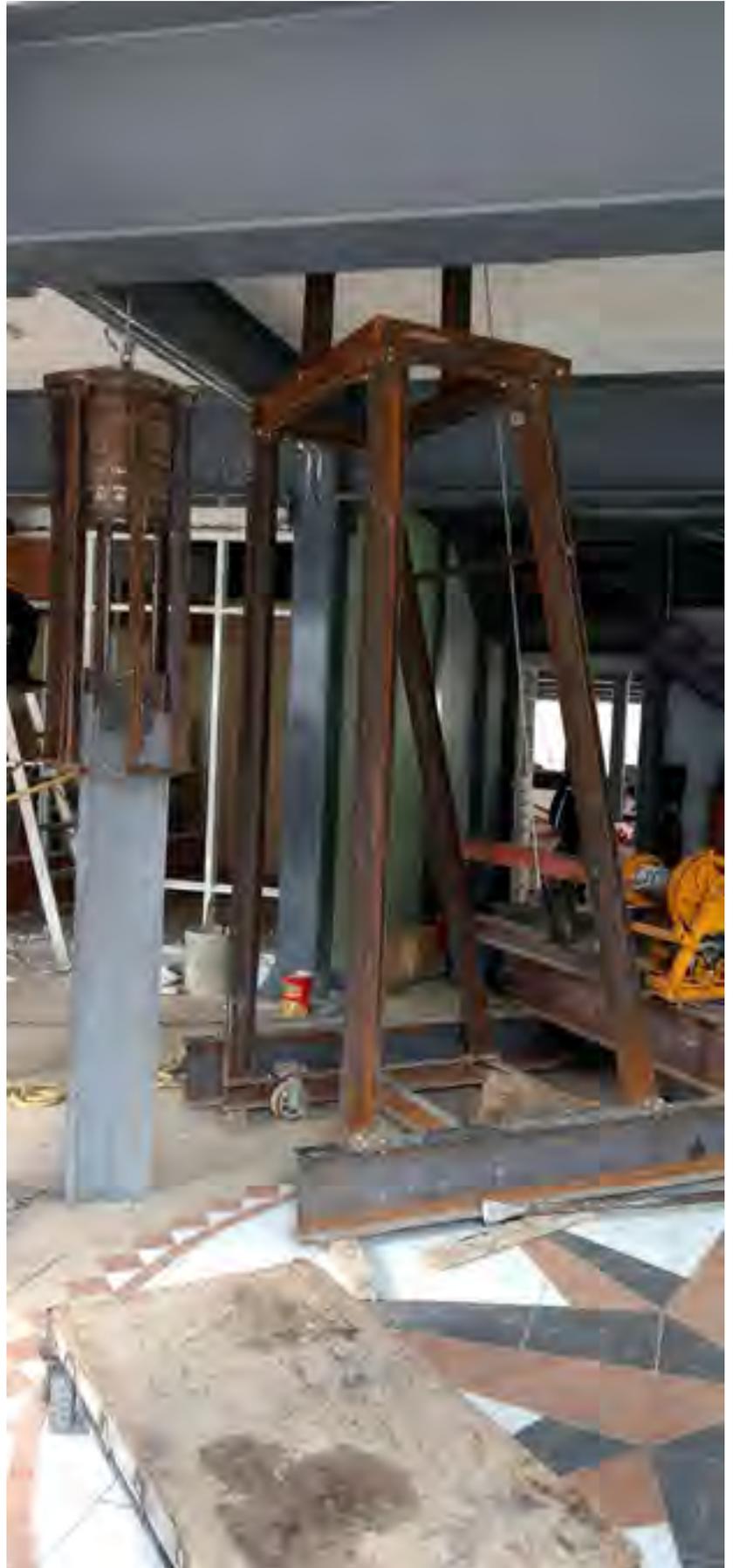


Tabla 2. Estratigrafía del sitio, SM-1.

U.E.	Profundidad [m]		DESCRIPCIÓN
	de	a	
	0.00	2.80	Relleno controlado compuesto por una mezcla de escoria volcánica y arena limosa compactada, (“tezontle” y “tepetate”), compacidad media. El valor del N_{SPT} fue en promedio de 15 golpes.
I	2.80	21.80	Arcilla de alta plasticidad color gris oscuro a gris verdoso, consistencia muy blanda con intercalaciones de lentes de limo arcilloso y escasa arena. El valor del N_{SPT} fue de peso de herramienta.
II	21.80	24.20	Estrato de arena limosa color gris verdosa, compacidad relativa muy densa. El valor de N_{SPT} fue de 50 golpes.
III	24.20	28.15	Arcilla limosa de alta plasticidad color gris verdoso, consistencia muy dura. El valor de N_{SPT} fue en promedio de 16 golpes.
IV	28.15	28.60	Lente de arena color gris verdosa, compacidad relativa muy densa. El valor de N_{SPT} fue en promedio de 50 golpes.
V	28.60	30.75 (fin del sondeo)	Arcilla de alta plasticidad color gris verdoso, consistencia muy blanda. El valor del N_{SPT} fue de peso de herramienta.

U.E.: Unidad Estratigráfica

Con base en los resultados de las pruebas de laboratorio, en la Tabla 3 se presentan los parámetros geotécnicos de diseño para el sondeo SM-1. Debido al tipo de materiales en algunas profundidades se estimaron las propiedades mecánicas a partir de correlaciones con el número de golpes del SPT.

S.U.C.S.	U.E.	de [m]	a [m]	γ_m [t/m ³]	c [t/m ²]	ϕ [°]	v	E_{50} [t/m ²]	K_0
-----	---	0.00	2.80	1.50	3.50	18	0.30	1200	0.43
CH	IA	2.80	5.70	1.14	1.50	0	0.45	230	0.82
	IB	5.70	10.20	1.27	1.20	0	0.45	130	0.82
	IC	10.20	15.20	1.33	2.03	0	0.45	455	0.82
	ID	15.20	21.80	1.26	5.10	0	0.45	581	0.82
SM	II	21.80	24.20	1.70	1.50	30	0.35	2000	0.54
CH	III	24.20	28.15	1.28	1.90	8	0.45	844	0.82
SP	IV	28.15	28.60	1.75	1.50	28	0.35	2000	0.54
CH	V	28.60	30.75	1.29	6.20	10	0.45	1887	0.82

γ_m , peso volumétrico natural, C, cohesión en parámetros totales, ϕ , ángulo de fricción en parámetros totales, E_{50} , módulo de elasticidad estático, v, relación de Poisson, K_0 , empuje en reposo.

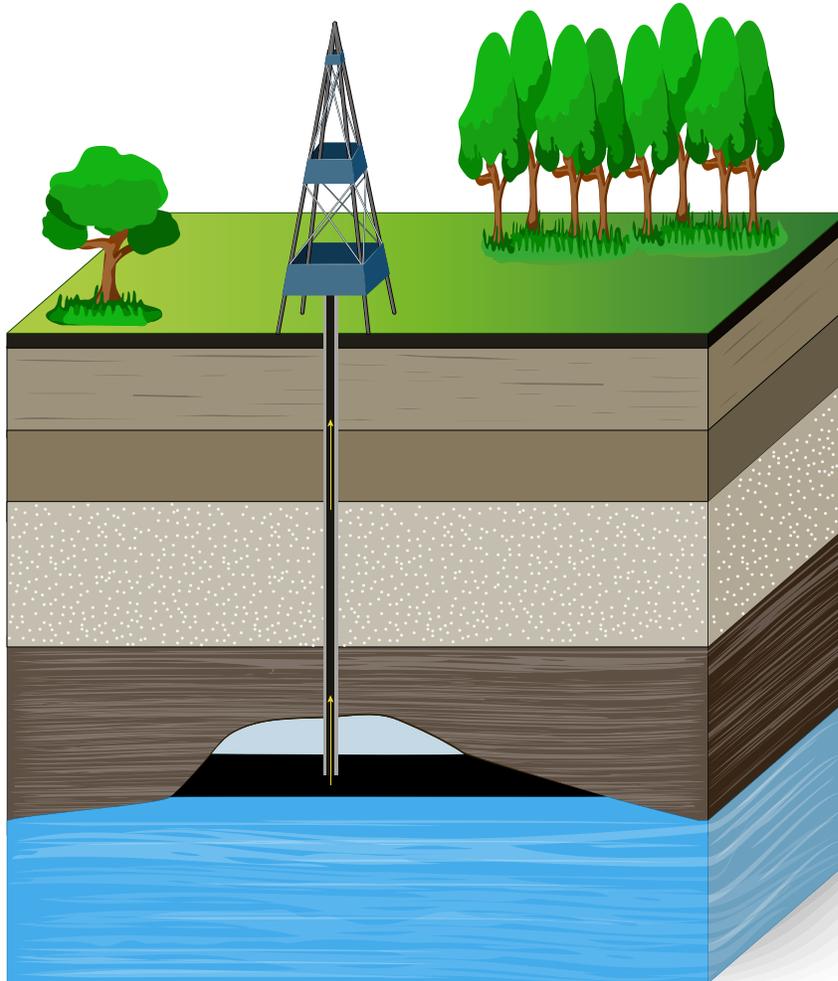
En la Tabla 4 se presentan los parámetros de diseño geotécnico empleados en los análisis a largo plazo. Estas propiedades se determinaron con base en las pruebas de laboratorio. Las relaciones de vacíos iniciales (e_0), se estimaron considerando el esfuerzo vertical efectivo in-situ. El esfuerzo de preconsolidación (P_c), el coeficiente de compresibilidad volumétrica (m_v), el coeficiente de consolidación (c_v), el índice de compresibilidad (c_c), y el índice de recompresión (c_r), fueron determinados de las curvas de compresibilidad de las pruebas de consolidación unidimensional realizadas a las diferentes muestras. La determinación de los coeficientes de consolidación se realizó mediante el método de la raíz de “t”.

Tabla 4. Parámetros geotécnicos de diseño para asentamientos a largo plazo.

S.U.C.S.	U.E.	de [m]	a [m]	m_v [m ² /t]	C_c -	C_r -	P_c [t/m ²]	e_0 -	c_v [m ² /s]
-----	---	0.00	2.80	-----	-----	-----	-----	-----	-----
CH	IA	2.80	5.70	0.0480	3.9420	0.2123	2.12	7.352	1.97E-09
	IB	5.70	10.20	0.0433	2.5121	0.1695	2.48	4.689	4.90E-08
	IC	10.20	15.20	0.0174	3.2330	0.1465	5.60	4.093	1.03E-09
	ID	15.20	21.80	0.0073	4.8229	0.1492	9.00	4.984	3.52E-08
SM	II	21.80	24.20	-----	-----	-----	-----	-----	-----
CH	III	24.20	28.15	0.0073	4.8229	0.1492	0.90	4.98	3.52E-08
SP	IV	28.15	28.60	-----	-----	-----	-----	-----	-----
CH	V	28.60	30.75	0.0031	3.8237	0.1476	18.40	3.9374	1.33E-08

m_v , coeficiente de compresibilidad volumétrica, C_c , índice de compresibilidad, C_r , índice de recompresión, P_c , esfuerzo de preconsolidación, e_0 , relación de vacíos, c_v , coeficiente de consolidación.

Nivel de aguas superficiales: El nivel de aguas se detectó a la profundidad de 0.80 m, nivel tomado a partir de brocal del sondeo, cabe mencionar que este puede variar de acuerdo con las condiciones climatológicas, topografía del sitio y permeabilidad de los materiales detectados.



3. ANÁLISIS GEOTÉCNICO

3.1 CARGAS DE LA ESTRUCTURA

En la Tabla 5 se presentan las características y cargas de la cimentación y superestructura, aplicadas a los análisis realizados.

Tabla 5. Características de la cimentación y superestructura.

Cimentación				Superestructura		Cargas		
B [m]	L [m]	e [m]	P _l [ton]	P _a [ton]	P _s [ton]	Q _a [t/m ²]	Q _s [t/m ²]	Δ _p [t/m ²]
18.74	47.19	0.35	742.85	2368.17	3431.02	3.52	4.72	1.20

e, espesor de la losa, P_a, peso en condiciones actuales, P_s, peso en condiciones de trabajo, P_l, peso de la losa, Q_a, esfuerzo en condiciones actuales, Q_s, esfuerzo en condiciones de trabajo, Δ_p, Incremento de esfuerzo.

3.2 ANÁLISIS DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE LA CIMENTACIÓN

Tomando en cuenta los parámetros de resistencia de la Tabla 3 y que los materiales por debajo de la profundidad de desplante tienen un comportamiento cohesivo, se empleó la ecuación propuesta por las NTC-2017 CDMX, Diseño y Construcción de Cimentaciones, para el cálculo del estado límite de Colapso de cimentaciones superficiales.

Tabla 6. Capacidad de carga suelo cohesivo.

Cimentación	Dimensiones [m]	D _f [m]	c _u [t/m ²]	N _c	F _R	p _v [t/m ²]	r [t/m ²]
Losa	18.74 x 47.19	0.0	2.82	5.65	0.65	0.0	10.4

Tabla 7. Comparación de términos.

$\sum Q$	F _c	A [m ²]	$\frac{\sum QF_c}{A}$ [t/m ²]	<	r [t/m ²]
3431.02	1.7	871.60	6.60	<	10.4

Dónde: $\sum QF_c$ es la suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada en el nivel de desplante, afectadas por su respectivo factor de carga, A es el área del elemento de cimentación.

r es la capacidad de carga unitaria reducida (es decir afectada por el factor de resistencia correspondiente), de la cimentación. c_u es la cohesión aparente determinada en ensaye triaxial no consolidada no drenada (UUU), en t/m², p_v es la presión vertical total a la profundidad de desplante en t/m², F_R es el factor de resistencia, N_c es el coeficiente de capacidad de carga, D_f es la profundidad de desplante en m, B es el ancho de la cimentación en m, L es la longitud de la cimentación en m.

Con los parámetros de resistencia de la Tabla 3 resulta una capacidad de carga última del suelo de sustentación de 10.40 ton/m²; superior a las cargas impuestas por la estructura en la condición más desfavorable (carga viva+ carga muerta de servicio y PP).

3.3 ANÁLISIS DE DEFORMACIONES

Los asentamientos inmediatos ocurren instantáneamente en la aplicación de sobrecargas al suelo y por tanto son considerados linealmente elásticos. Los asentamientos por consolidación primaria resultan de la disipación gradual del exceso de presión de poro y el incremento en los esfuerzos efectivos.

3.3.1 Resultados de los análisis de asentamientos inmediatos

Los asentamientos inmediatos fueron determinados con el software Seettle 3D V.3.019 (Rocscience Inc. 2014). Se realizó un modelo que incluye el suelo y la estructura considerando áreas tributarias para cada una de las descargas de las columnas de la estructura. Los parámetros que se utilizaron fueron tomados de la Tabla 3, presentando un asentamiento máximo de 25 cm.

3.3.2 Resultados de los análisis de asentamientos a largo plazo por sobrecarga

Los análisis de asentamientos a largo plazo por sobrecarga se realizaron con el software Settle3D V.3.019 (Rocscience Inc. 2014). Tomando en cuenta los parámetros de la Tabla 3 y Tabla 4, se realizó un modelo que incluye el suelo y la estructura considerando áreas tributarias para cada una de las descargas de las columnas. Se realizaron dos etapas de análisis, la primera considerando las cargas que actualmente están actuando sobre la estructura, y la segunda, con el incremento de carga que se le va a imponer a la estructura para su funcionamiento. Para el primer caso se consideró un periodo de tiempo de 3 años (tiempo que lleva de vida la estructura), y para el segundo caso, de 2 año adicional (total de 5 años), tiempo en el cual terminan de incrementar las cargas de servicio para su funcionamiento.

En la Figura 6 se muestran los asentamientos a largo plazo por sobrecarga para los primeros 3 años. Se determinó un asentamiento de 48 cm y a partir de esta etapa, se incrementó la carga que simula las condiciones en servicio (carga V_{vva} + carga muerta de servicio y PP). En la Figura 7 se presentan los resultados para 5 años de vida, con valores 66 cm. En estas figuras también se observan los puntos de monitoreo.

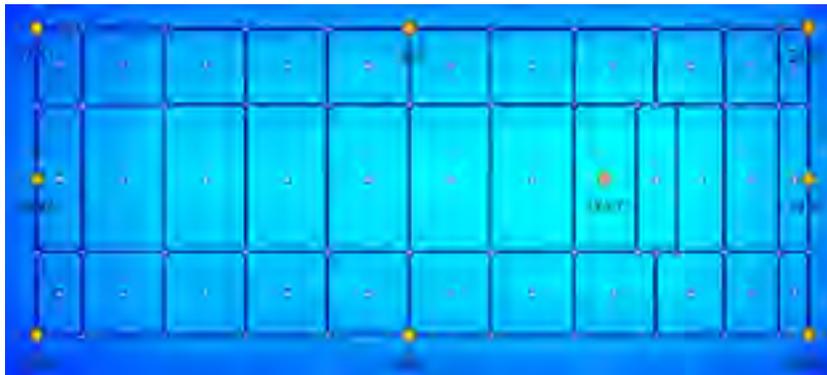


Figura 6. Asentamientos en la losa de la estructura a largo plazo a 3 años.

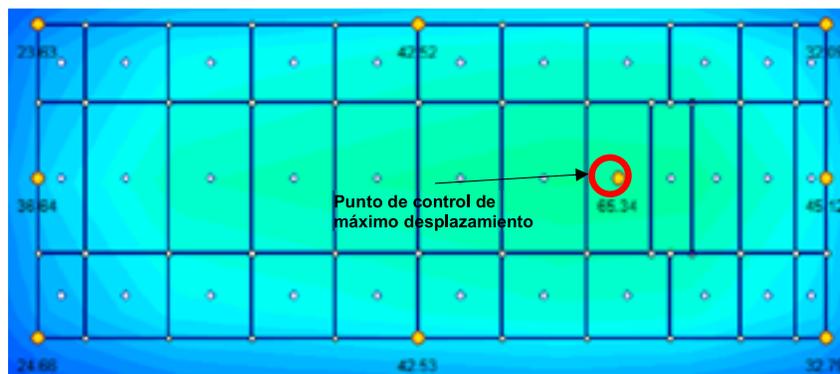


Figura 7. Asentamientos en la losa de la estructura a largo plazo a 5 años.

En la Figura 8 se muestran los asentamientos a largo plazo en función de la profundidad de la masa de suelo, estos asentamientos son por debajo del punto de control de máximo desplazamiento, en la cual se tienen 48 cm para un periodo de 3 años (condiciones actuales), y con un incremento de carga estos aumenta a 54 cm (condiciones en servicio). En la Figura 9 se presentan las deformaciones a lo largo del eje longitudinal "C", eje central de la cimentación, para los periodos de tiempo de 1 hasta 10 años, presentando deformaciones en las condiciones actuales del orden de 48 cm (3 años), y para un incremento de carga del orden de 54 cm (4 años).

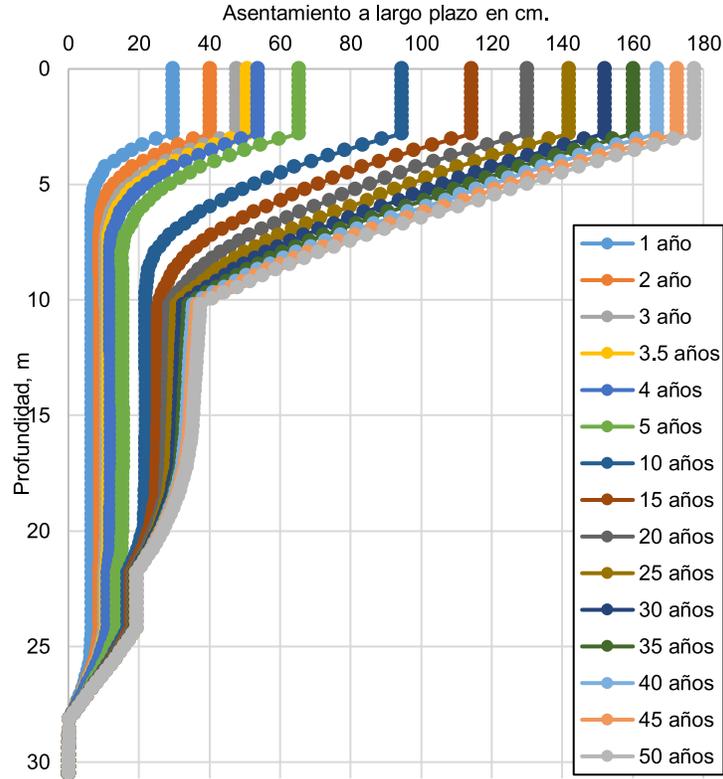


Figura 8. Asentamientos con el tiempo en función de la profundidad para el punto de monitoreo de mayor deformación.

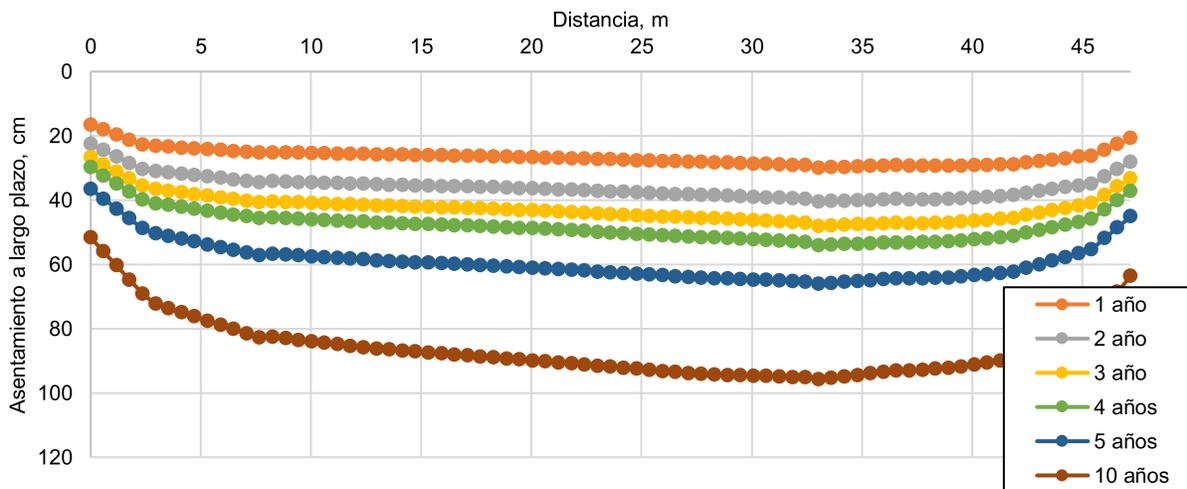
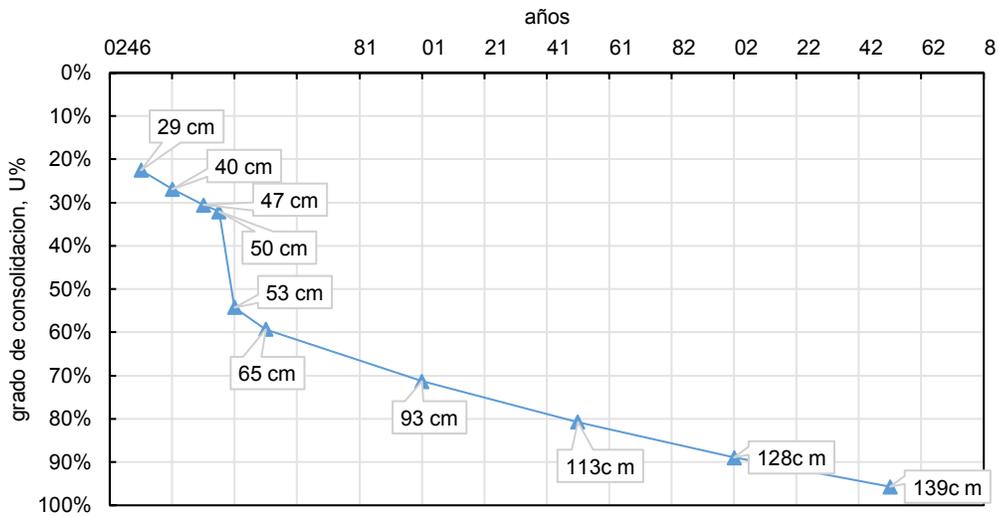


Figura 9. Asentamientos con el tiempo a lo largo del eje longitudinal "C".

Como se puede ver en las figuras anteriores, el comportamiento medido es consistente con el determinado analíticamente. Los asentamientos máximos medidos son del orden de 45 cm, mientras que los asentamientos calculados del orden de 48 cm (eje C), para un periodo de 3 años.

Una vez que se estimó el comportamiento de la estructura en término de asentamientos, tanto en sentido longitudinal como en sentido transversal, fue posible estimar el desplome de esta en función del tiempo de análisis. En sentido longitudinal se estima un desplome de la estructura de 64.1 cm (4.28 %), y en sentido transversal de 33.9 cm (2.26%), a 50 años. Como se puede apreciar en los resultados anteriores, el desplome que presenta la estructura actualmente supera el límite permisible indicado en las NTC-2017. Con base en los análisis de asentamientos a largo plazo, bajo las condiciones actuales de la cimentación y el incremento de carga para las condiciones en funcionamiento, el desplome del edificio continuará incrementándose, con un valor máximo de 4.28 % para un periodo de 50 años.

En la Figura 10 se presenta la gráfica del grado de consolidación vs. tiempo (en años), el cual se desarrollará durante la vida útil de la estructura, así como de los asentamientos que se presentarán durante los diferentes periodos de tiempo. En esta figura se muestra que en los tres primeros años el comportamiento es similar al que actualmente se está presentando en la estructura, sin embargo, con la carga impuesta para las condiciones en servicio, se aprecia un cambio drástico en el grado de consolidación, por tanto, en los asentamientos. Para un incremento de carga a partir de la condición actual, en un año se llega a un 54 % de la consolidación primaria, que se ve reflejado en un asentamiento del orden de 53 cm. Como se aprecia en la misma figura, a partir de la condición actual (3 años), para un periodo de 22 años adicionales se alcanza el 95 % de la consolidación primaria, que se ve reflejado en un asentamiento de 92 cm adicionales, con un asentamiento total por sobrecarga de 1.39 m en 25 años.





4. PROPUESTAS DE SOLUCIÓN

4.1 POSIBLES SOLUCIONES

Con base en las características actuales de la estructura, colindancias y condiciones estratigráficas del predio en estudio; para disminuir los asentamientos y el desplome que pudiera presentarse a futuro, así como mejorar el comportamiento de ésta, se presentan dos opciones de recimentación.

- Pilotes hincados con perfil metálico
- Pilotes de control.

4.1.1 Pilotes hincados con perfil metálico

Consiste en el hincado de un perfil metálico de geometría variada, generalmente perfil con sección I. Este hincado se realiza mediante presión o percusión hasta la profundidad de proyecto, dependiendo del tipo de suelo en donde se coloque.

Para nuestro caso en particular se hincarán secciones cortas de pilotes metálicos hasta la profundidad de proyecto, debido a las limitantes en espacio y altura. Las secciones de los pilotes serán unidas hasta alcanzar la profundidad total. Para ello, y debido a la presencia de la estructura (edificio y cimentación), será necesario perforar la losa de cimentación a un costado de cada columna, se hincará el pilote hasta la profundidad deseada, y finalmente se unirá a la estructura de tal manera que la unión sea monolítica.

Debido a las características presentes en el sitio (alta deformabilidad de los suelos), y que el interés principal es disminuir los asentamientos, ya que la capacidad de carga no es una limitante, se proponen pilotes los cuales trabajaran por fricción. Al no estar apoyado en un estrato firme que impida el desplazamiento del pilote, gran parte de la carga transmitida al pilote lo resiste el fuste. Además de los asentamientos por sobrecarga existentes y los esperados a futuro, se generarán asentamientos por consolidación regional. Estos asentamientos, independientes a la sobrecarga impuesta por el edificio podrían provocar una emersión aparente de la estructura si se desplantan en la capa dura detectada en la exploración en campo.

Es por tal motivo que se proponen los pilotes de fricción, y el número de pilotes (longitud), así como sección transversal se derivará de los análisis de asentamientos a largo plazo para esta solución, para permitir que la estructura se vaya asentando acorde con la consolidación regional.

4.1.2 Algunas ventajas de los pilotes con perfil metálico son:

Rendimiento. En función de las características del suelo, el avance resulta considerablemente rápido en comparación con pilotes de concreto. Es posible continuar de inmediato con la superestructura, ya que no hay tiempos de fraguado ni retiro de escombros.

Hincabilidad. Pueden ser hincados en longitudes muy largas o cortas, no desplazan gran cantidad de material para su hincado, por lo que requieren menor energía, mayor profundidad de empotre dentro de la capa dura. Bajo nivel de vibración durante el hincado, tanto con martillos de libre caída como con los martillos hidráulicos.

Relación resistencia pilote/terreno. Suele fallar primero el terreno que el pilote de acero.

Longitud de los elementos y empalmes. Los pilotes de acero pueden ser cortados o añadidos en campo mediante métodos conocidos una vez que se haya alcanzado el nivel de empotramiento requerido. Los acoples de pilotes no requieren elementos prefabricados especiales. Ni de grandes inversiones para unirlos.

Corrosión. El proceso de corrosión de un pilote enterrado en suelos cuyo PH esté situado entre 4 y 10, es decir, casi que la totalidad de los suelos naturales encontrados es fundamentalmente dependiente de la presencia simultánea de agua y oxígeno. En la ausencia de una de esas sustancias, la corrosión no ocurre. El primer metro y medio de suelo presenta cierta oxigenación; abajo de eso, la concentración de oxígeno decrece rápidamente con la profundidad, y su reposición es extremadamente difícil. La difusión de gases en medios porosos conteniendo agua, es un proceso muy lento. Un pilote recién hincado en el suelo consume todo ese oxígeno disponible a su alrededor y se genera un proceso de corrosión mínimo.

4.1.3 Pilotes de control

Con estos pilotes se pueden controlar los movimientos de la construcción, por lo cual queda en condiciones de seguir al suelo durante el hundimiento de la ciudad. Sirven para cimentar o recimentar edificios en terrenos heterogéneos y deformables como el de la Ciudad de México. Los pilotes de control son apoyados en la capa dura y se sobrecargan excesivamente hasta determinados límites, se proyecta a manera de irse hincando conforme descende el subsuelo de la ciudad de México. La operación y mantenimiento de los pilotes de control debe corregir los asentamientos diferenciales y sus consecuentes desplomos.



5. ANÁLISIS DE LA SOLUCIÓN DE RECIMENTACIÓN MEDIANTE PERFILES DE ACERO

Para evaluar la solución de recimentación mediante perfiles de acero se realizaron los siguientes análisis:
Desarrollo de un modelo de diferencias finitas tridimensional que involucra la estratigrafía, relleno, cimentación actual, propuesta de recimentación y cargas de la estructura.

Evaluación del estado de esfuerzos y deformaciones de la estructura considerando la propuesta de recimentación dada, determinando la capacidad de carga y los asentamientos a largo plazo debido a las cargas impuesta bajo condiciones de servicio.

Evaluación del estado de esfuerzos y deformaciones de la estructura considerando la propuesta de recimentación dada y la carga impuesta bajo condiciones de servicio, determinando los asentamientos a largo plazo debido al hundimiento regional, para los periodos de 5, 10, 20, 30, 40 y 50 años.

Análisis de hincabilidad para definir la masa de impacto que permitirá el hincado de las viguetas hasta la profundidad de diseño.

Diseño de la conexión entre viguetas y columnas y unión entre conexiones.

5.1 MODELACIÓN NUMÉRICA DE INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

5.1.1 Modelo geotécnico

Con base en los resultados de los trabajos de campo y de laboratorio, en la Tabla 3 se presentan los parámetros geotécnicos de diseño. Para los análisis a largo plazo, se considera el modelo Cam Clay Modificado (CCM), como ley constitutiva de los estratos compresibles (Tabla 4). Las propiedades para el modelo CCM se determinaron de las pruebas de consolidación unidimensional realizadas a las muestras de suelo recuperadas del sondeo. La evaluación de la capacidad predictiva de este modelo constitutivo ha sido comparada con los datos obtenidos a partir de la instrumentación de un túnel de drenaje construido en arcilla muy blanda, de alta compresibilidad y baja resistencia al esfuerzo cortante (Flores, 2010; Mayoral et al., 2010; Mayoral y Flores, 2011). En la Tabla 8 se muestran los parámetros del modelo Cam Clay empleados en los análisis numéricos. Por lo que los parámetros del modelo Cam-Clay Modificado fueron introducidas al modelo 3D, correspondientes a la interpretación del SM-1.

Tabla 8. Parámetros modelo Cam Clay Modificado.

U.E.	Material	De (m)	Hasta (m)	M	λ	κ	p_1	p_c	M	Γ
----	relleno	0	2.8	----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
Ia	CH	2.8	5.7	2.31	1.712	0.0913	25.0	21.2	7.93	6.802
Ib	CH	5.7	10.2	1.83	1.091	0.0736	25.0	24.8	5.53	4.829
Ic	CH	10.2	15.2	1.57	1.404	0.0636	50.0	56.0	4.96	4.033
Id	CH	15.2	21.8	2.00	2.095	0.0648	100.0	90.0	5.74	4.336
II	SM	21.8	24.2	----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
III	CH	24.2	28.2	2.00	2.095	0.0648	100.0	90.0	5.74	4.336
IV	SP	28.2	28.6	----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
V	CH	28.6	30.8	1.21	1.661	0.0641	200.0	184.0	4.76	3.650

M, parámetro del material, λ , pendiente de la rama normalmente consolidada, K, pendiente de la rama preconsolidada, p_1 , presión de referencia, p_c , esfuerzo de preconsolidación, $v\lambda$, volumen de referencia, Γ , volumen específico en el estado crítico.

5.1.2 ABATIMIENTO DE LAS PRESIONES DE PORO

Es esencial evaluar las condiciones de la presión de poro durante la vida útil de las estructuras y con ello conocer los asentamientos debido a la consolidación regional de los suelos blandos. Suponer el abatimiento total de las presiones de poro resulta muy conservador y poco realista, es por ello por lo que debe realizarse un análisis más riguroso para conocer las presiones de poro a lo largo del tiempo. Para considerar en forma simplificada las distintas condiciones de frontera y obtener el abatimiento de la presión de poro en un instante dado y a cualquier profundidad, es posible recurrir al método de diferencias finitas propuesto por Carrahan, et al., (1969). Este método de diferencias finitas programado inicialmente en Matlab por Chamorro (2016), fue modificado por Martínez y Flores (2019), para incluir la variación del c_v con la profundidad.

Las curvas de abatimiento (isócronas, ver Figura 11), que simulan el proceso de consolidación que se atribuye a disminución de las presiones de poro en las arcillas de la ciudad de México, se determinaron con el programa propuesto por Martínez y Flores (2019). Se emplearon los valores de c_v presentados en la Tabla 9, determinados a partir de las curvas de consolidación de las muestras del sondeo realizado. Estos valores son representativos de los suelos de la Ciudad de México. Nabor Carrillo en 1969 obtuvo valores de $5.01e-8 \text{ m}^2/\text{s}$ en arcillas de la Ciudad de México. Las curvas de abatimiento se definieron a partir de la presión hidrostática.

Tabla 9. Valores de c_v empleados en los análisis.

S.U.C.S.	U.E.	de [m]	a [m]	c_v [m ² /s]
-----	---	0.00	2.80	-----
CH	IA	2.80	5.70	1.97E-09
	IB	5.70	10.20	4.90E-08
	IC	10.20	15.20	1.03E-09
	ID	15.20	21.80	3.52E-08
SM	II	21.80	24.20	-----
CH	III	24.20	28.15	3.52E-08
SP	IV	28.15	28.60	-----
CH	V	28.60	30.75	1.33E-08

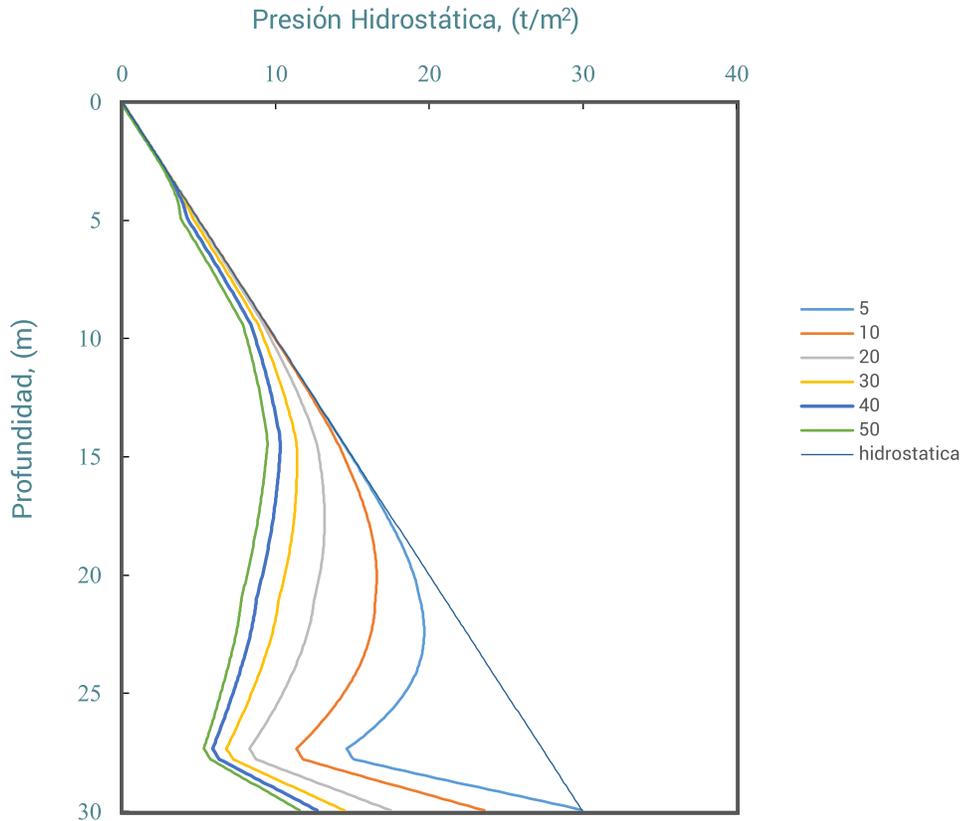


Figura 11. Curvas de abatimiento de la presión de poro a diferentes periodos (años).

5.1.3 Pilotes a base de perfiles de acero

La solución de recimentación propuesta para disminuir los asentamientos debidos al incremento de carga para las condiciones de la estructura en operación, así como los asentamientos a largo plazo debido a la consolidación regional es a base de 44 pilotes hincados con perfil metálico tipo "IR" (W10x17). Las características de perfil metálico se presentan en la Figura 12a. La longitud de los pilotes será de 21 m. Debido a las limitaciones de espacio, para llegar a la longitud total, se hincarán secciones de 2 m de longitud, unidas por medio de placas metálicas en el área del patín y el alma (ver Figura 12b y Figura 12c). Se consideraron dos pilotes por cada columna central y lateral, y un pilote para las columnas de las esquinas. Se considera que los pilotes tendrán una longitud enterrada de 20 m.

Los pilotes quedarán desplantados en el estrato de arcilla, a una distancia (h_1), de 1.80 m de la primera capa dura (ver Figura 12d). Considerando la distancia h_1 , los pilotes trabajarán por adherencia o fricción, lo que nos permitirá mitigar los asentamientos debidos a las cargas impuestas de servicio, y con el tiempo, permitir que la estructura se vaya asentando acorde con los asentamientos debidos al hundimiento regional, hasta que los pilotes lleguen a tener contacto con la primera capa dura detectada en la exploración geotécnica.

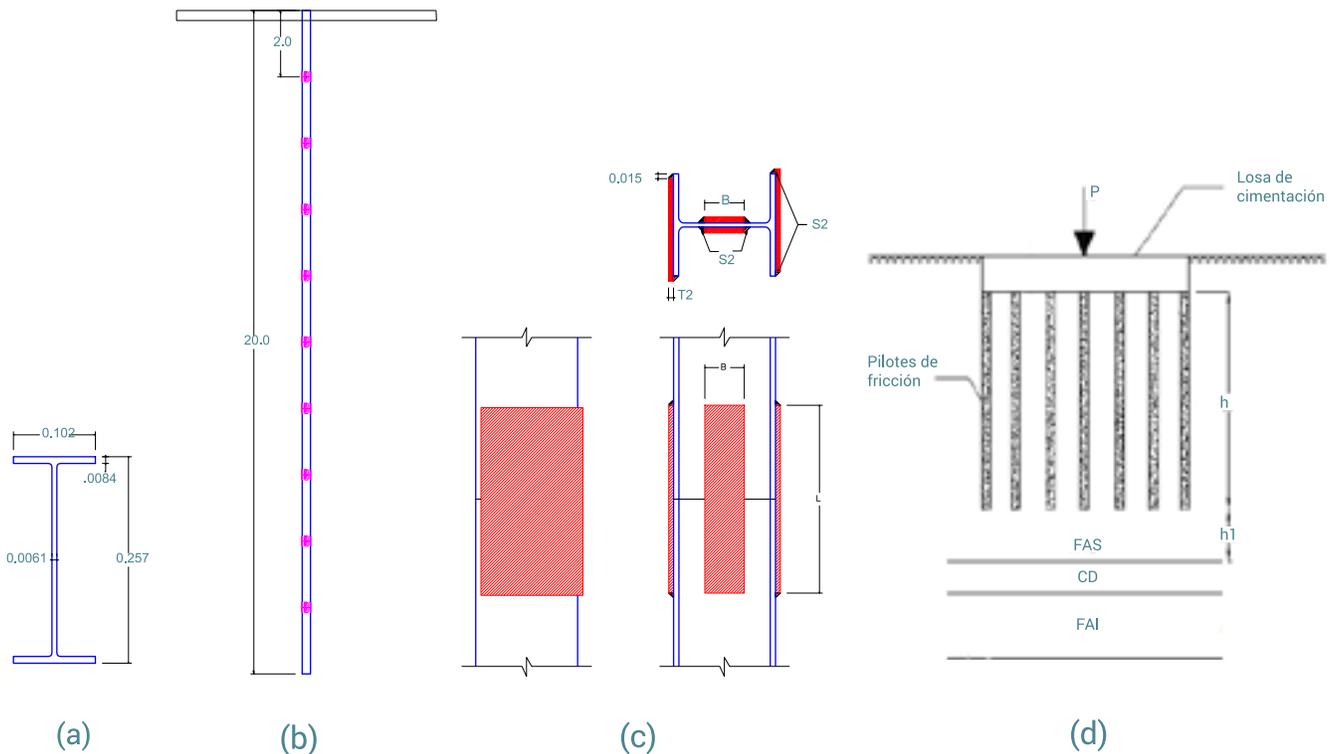


Figura 12. (a) Dimensiones del perfil, (b) Longitud del pilote, (c) Detalles de conexión en los tramos de los pilotes y (d) Esquema de pilotes de fricción.

5.1.4 Análisis de asentamientos (Modelo numérico 3D)

Se realizaron los análisis de asentamientos a largo plazo bajo las cargas de servicio impuestas y los debidos a la consolidación regional, mediante un modelo numérico 3D considerando la ley constitutiva Cam-Clay para los estratos compresibles y las curvas de abatimiento presentadas en la Figura 11. Se simuló el comportamiento de la estructura la cual estará sometida al problema de hundimiento regional de valle de la Ciudad de México, para los periodos de 5, 10, 20, 30, 40 y 50 años. Estos análisis fueron realizados con y sin la propuesta de recimentación (pilotes metálicos con sección W10x17).

diferencia finitas ampliamente usado para el análisis de geometrías complejas y modelos no-lineales tanto del suelo como de la estructura. Se generó un modelo de 78.8 x 147.2 x 30.8 m con 284,944 elementos tridimensionales (ver Figura 13). Los análisis incluyen la geometría de la cimentación, estratigrafía derivada de la exploración geotécnica, propiedades de los estratos, así como los pilotes metálicos de la propuesta de recimentación.

Los análisis aquí expuestos se basan en modelos numéricos de

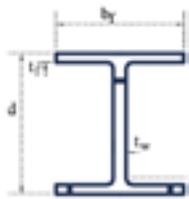
Los parámetros estructurales empleados en los análisis se incluyen en la Tabla 10.

Tabla 10. Parámetros de la losa de cimentación.

Material	γ [kPa]	E [kPa]	f_c [kPa]	ν	c [kPa]	K [kPa]	G [kPa]
CIMENTACIÓN	24.0	26191602	35000	0.15	17500	12472191	11387653

¡ERROR! La autoreferencia al marcador no es válida.. El peso volumétrico del concreto reforzado se asumió de 24 kPa y un f_c de 35000 kPa. Para el caso de los pilotes con perfil metálico, se utilizó una sección "IR" denominada "W10x17".

Tabla 11. Parámetros de los pilotes.



Material	d m	bf m	Pp M	Ap m ²	γ [kPa]	E [kPa]	ν	K [kPa]	G [kPa]
PILOTES	0.257	0.102	0.72	0.0031	78.5	2.1E+08	0.30	8.1 E+07	1.5 E+08

d, peralte, bf, ancho del patín, Pp, perímetro del pilote, Ap, área transversal del pilote, E, módulo de elasticidad, G, módulo de rigidez al esfuerzo cortante.

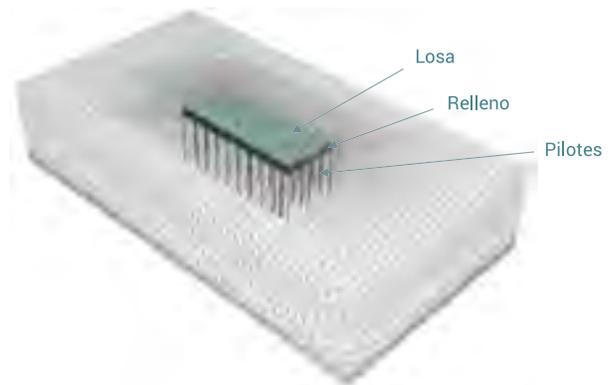
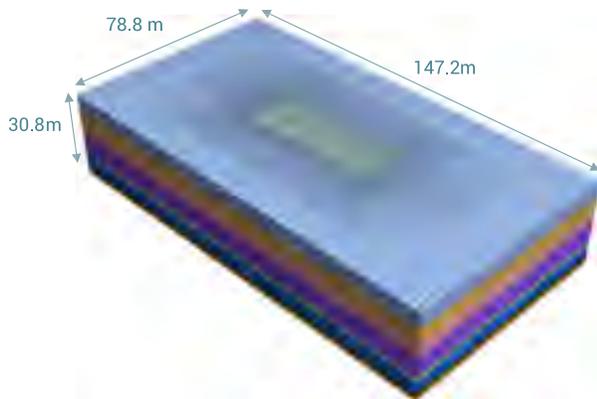


Figura 13. Modelo tridimensional de diferencias finitas.

5.1.5 Asentamientos bajo cargas de la estructura en condiciones de servicio

Como se mencionó anteriormente, la estructura desde su construcción hasta la actualidad ha presentado asentamientos diferenciales, con asentamientos totales mayores de 30 cm hacia la esquina sureste. Para evaluar las condiciones a largo plazo por hundimiento regional, inicialmente se realizó una etapa con las cargas actuales, calculando un asentamiento diferido del orden de 24.5 cm, ver Figura 14. Estos asentamientos no incluyen los asentamientos elásticos debidos al proceso de construcción.

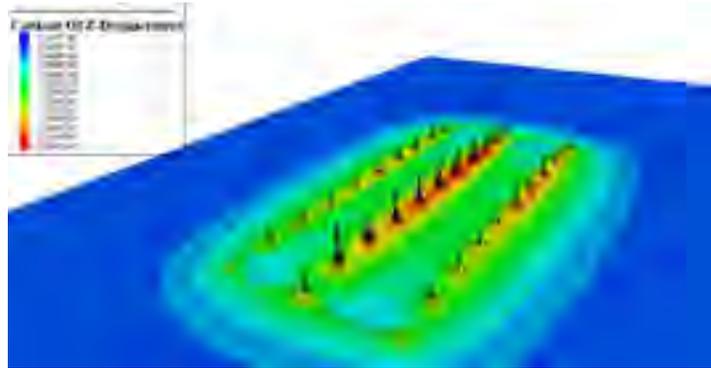


Figura 14. Asentamientos en condiciones actuales.

A partir de esta etapa, se adiciona la carga a la que estará sujeta la estructura en condiciones de servicio (carga viva + carga muerta + peso propio). En la Figura 15 se pueden observar los asentamientos esperados al imponer las cargas de servicio, presentando deformaciones verticales para esta etapa de 7.6 cm sin pilotes y de 1.5 cm incluyendo los pilotes. En estas figuras y con base en los resultados calculados, se observa la influencia en la reducción de los asentamientos con la presencia de los pilotes.

Descripción	Valores en cm								
	elásticos	Diferidos en condiciones actuales	Diferidos con cargas de servicio	5 años	10 años	20 años	30 años	40 años	50 años
SIN PILOTES			**7.60	**9.00	**2.80	**7.30	**6.70	**7.40	**7.60
			*7.60	*16.60	*19.40	*26.70	*33.40	*40.80	*48.40
CON PILOTES	***26.88	***24.5	*2.10	*8.00	*11.60	*18.10	*23.10	*27.70	*31.20
			**2.10	**5.90	**3.60	**6.50	**5.00	**4.60	**3.50

*asentamientos acumulados, **asentamientos por etapas, *** asentamientos que físicamente ya se presentaron.

Figura 15. Asentamientos sin y con pilotes con cargas de servicio.

En la Figura 16 se presentan los contornos de desplazamientos, los cuales se derivan de los análisis a largo plazo. Los análisis se realizaron tomando en cuenta los parámetros y las curvas de abatimiento presentadas en las secciones anteriores. Como se puede observar en estas figuras, los asentamientos máximos determinados para la propuesta de recimentación para un periodo de 50 años son de orden de 29.10 cm (acumulados de la etapa 5 años a 50 años). Considerando los asentamientos máximos de la etapa al imponer las cargas de servicio (2.10 cm), se tiene un asentamiento acumulado de 31.20 cm, por tanto, se consideran adecuados debido a que estos asentamientos se darán en conjunto con el suelo circundante debido a la consolidación regional. Además, con base en los análisis realizados los pilotes no llegarán a tener contacto hasta este periodo de tiempo con la capa dura. Así también, se presentan los análisis bajo las condiciones actuales (sin considerar la propuesta de recimentación).

Las deformaciones máximas esperadas para un periodo de 50 años, son del orden de 40.8 cm y los determinados para las cargas de servicio son del orden de 7.6 cm, lo que significa que la estructura estará presentando deformaciones de más del doble que los esperados con la presencia de los pilotes. Al considerar el sistema de recimentación en la estructura, además de reducir los asentamientos con el paso del tiempo (vida útil de la estructura), ayudará a que la estructura tenga un mejor comportamiento frente al desplome que actualmente presenta.

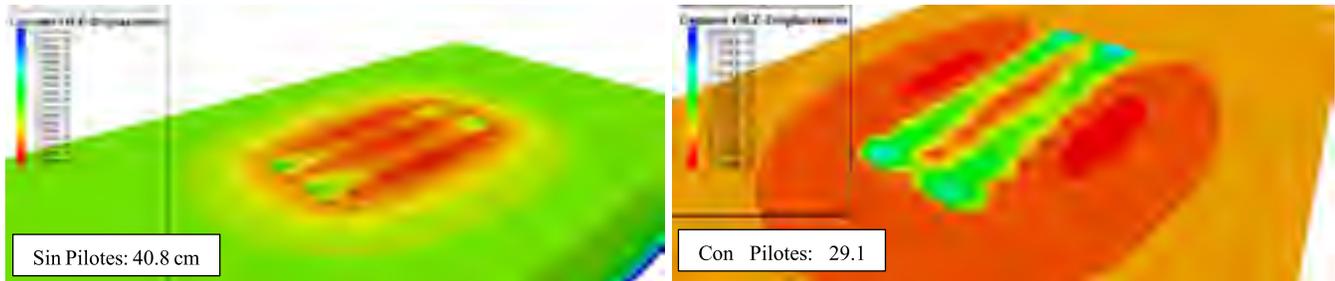


Figura 16. Abatimiento a 50 años. Sin y con pilotes con cargas de servicio.

5.1.7 Análisis de hincabilidad

Considerando las propiedades mecánicas del suelo del sitio y la geometría de las viguetas, se realizaron los análisis de hincado dinámico (análisis mediante la ecuación de onda), de los mismos con el programa GRLWEAP, cuyo objetivo es definir la energía necesaria que deberán desarrollar los martillos para lograr vencer la resistencia del suelo durante el proceso de hincado de los pilotes, se simuló el seccionamiento de los pilotes y el tiempo de espera para poder unir las secciones de pilotes. Para ello, se consideraron como casos de análisis, aquellas penetraciones dadas sus características de profundidad, el tipo de martillo (energía transmitida), y sus condiciones de capacidad por remoldeo entre otras, con la finalidad de elaborar los modelos de hincado dinámico más representativos a lo largo del sondeo y obtener una mejor aproximación del pronóstico de número de golpes. Debido a la restricción de espacio se diseñó un marco para el hincado de las viguetas de acero. El marco se constituye a base de viguetas de acero que se ensamblan mediante tornillería para poder ingresar en áreas confinadas y de difícil acceso, cuenta con un malacate para levantar la masa golpeadora formada por “discos apilados” o placas de acero y una campana diseñada para guiar a la masa golpeadora y mantenerla sobre el eje del pilote a hincar. La altura de caída y el peso de la masa golpeadora fueron definidos con los análisis de hincabilidad.



Figura 17. Marco para hincado de viguetas.

5.1.8 Conexión viguetas-columna y unión entre secciones de viguetas

Con las descargas de la edificación, se desarrollaron los análisis estructurales para determinar la longitud de conexión y detalles estructurales entre las viguetas y las columnas. La Figura 18 muestra un detalle de la conexión entre dos viguetas y columnas centrales, así como la unión entre secciones de pilote.

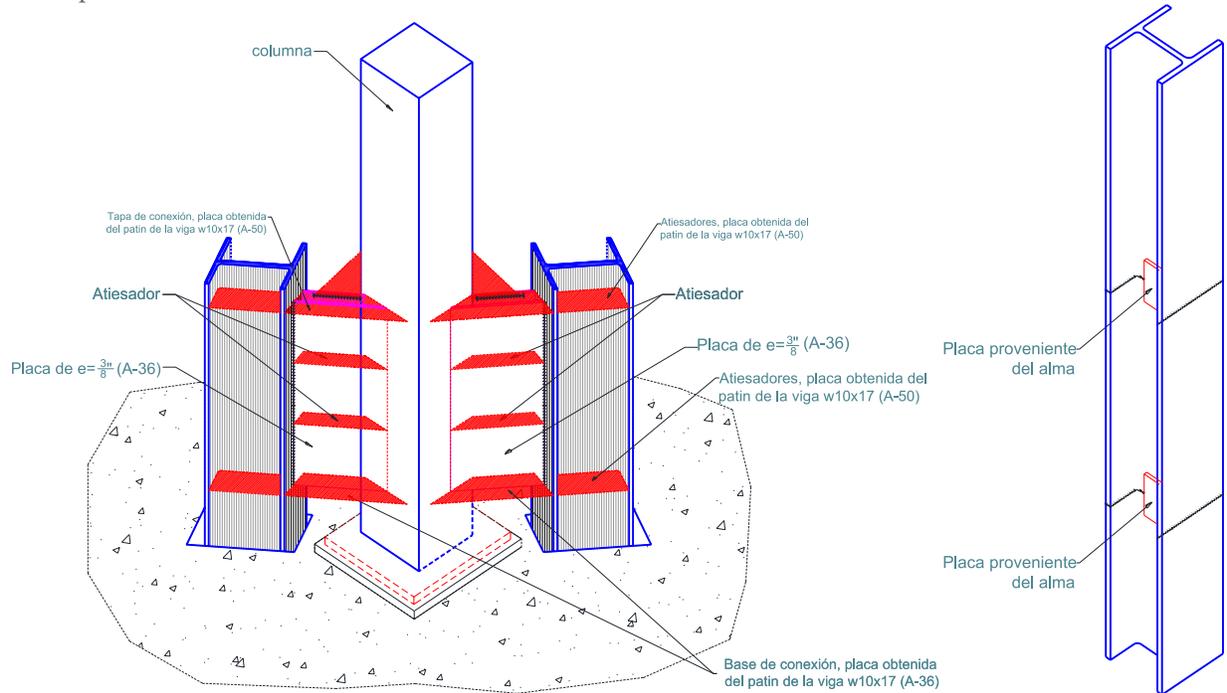


Figura 18. Conexión entre pilotes y columnas de la estructura y la unión entre secciones del pilote.



6. EJECUCIÓN DE LOS TRABAJOS DE RECIMENTACIÓN

En esta sección se describen los trabajos desarrollados durante la recimentación de la estructura. El procedimiento de instalación fue el siguiente:

- 1) DEMOLICIÓN DE LA LOSA:** Inicialmente se ubicaron y demolieron las zonas de la losa donde se hincarán las secciones de los pilotes.
- 2) HINCADO DE LAS VIGAS:** El posicionamiento inicial de las vigas se realizó en sentido diagonal y en contra esquina cada pilote, para las columnas centrales, y para los pilotes perimetrales el patín del perfil se colocó de lado de la estructura, quedando a paño de la losa de cimentación, el hincado se realizó mediante una masa de 300 kg y teniendo una altura de caída de 1 m en promedio, en todo momento se llevó un control de la verticalidad de las viguetas mediante equipo topográfico (estación total).
- 3) CONEXIÓN EN CADA TRAMO DEL PERFIL:** Una vez que se hince cada tramo del perfil, se colocó una conexión para la continuidad del elemento la cual fue soldada.
- 4) SISTEMA DE CONEXIÓN ENTRE COLUMNA Y PILOTE.** Finalizado el hincado total de las secciones del pilote, éste tuvo 1.0 m de sección saliente del nivel de terreno superficial, esta distancia sirvió para conectar la columna y el pilote. Todos los pilotes fueron recubiertos con pintura anticorrosiva. El proceso de hincado y conexión se muestra en la Figura 19.

La altura de la planta baja del edificio limitó la longitud de cada sección de pilote a hincar por lo que se realizó el hincado de secciones con longitudes de entre 1.8 m y 2.2 m. Al tener una restricción de espacio, fue muy importante el diseño del marco y la definición de la altura de caída y el peso de la masa golpeadora. Durante los trabajos de hincado, se llevó un registro del número de golpes por cada 30 cm de cada una de las secciones de pilotes hincados, en promedio se hincaron de 9 a 11 secciones por pilote con número de goles/30 cm de entre 10 y 40 golpes. La Figura 20 muestra una comparación de los registros de hincado con el pronóstico que sirvió para el diseño del equipo de hincado, teniendo una buena congruencia. Se incluyeron en los registros los números de golpes necesarios para reiniciar los hincados después del tiempo de espera que se tenía durante el proceso de soldadura de los tramos de pilote, estos datos corresponden a los puntos más altos de la gráfica, aquí se puede observar la ganancia de resistencia del suelo durante la espera. El tiempo de soldadura entre tramos fue de 45 a 90 minutos, y el promedio de tiempo de hincado de cada sección de 8 a 15 minutos.



Demolición de losa de cimentación.



Aplicación de pintura anticorrosiva.



Hincado de vigueta exterior.



Hincado de vigueta interior.

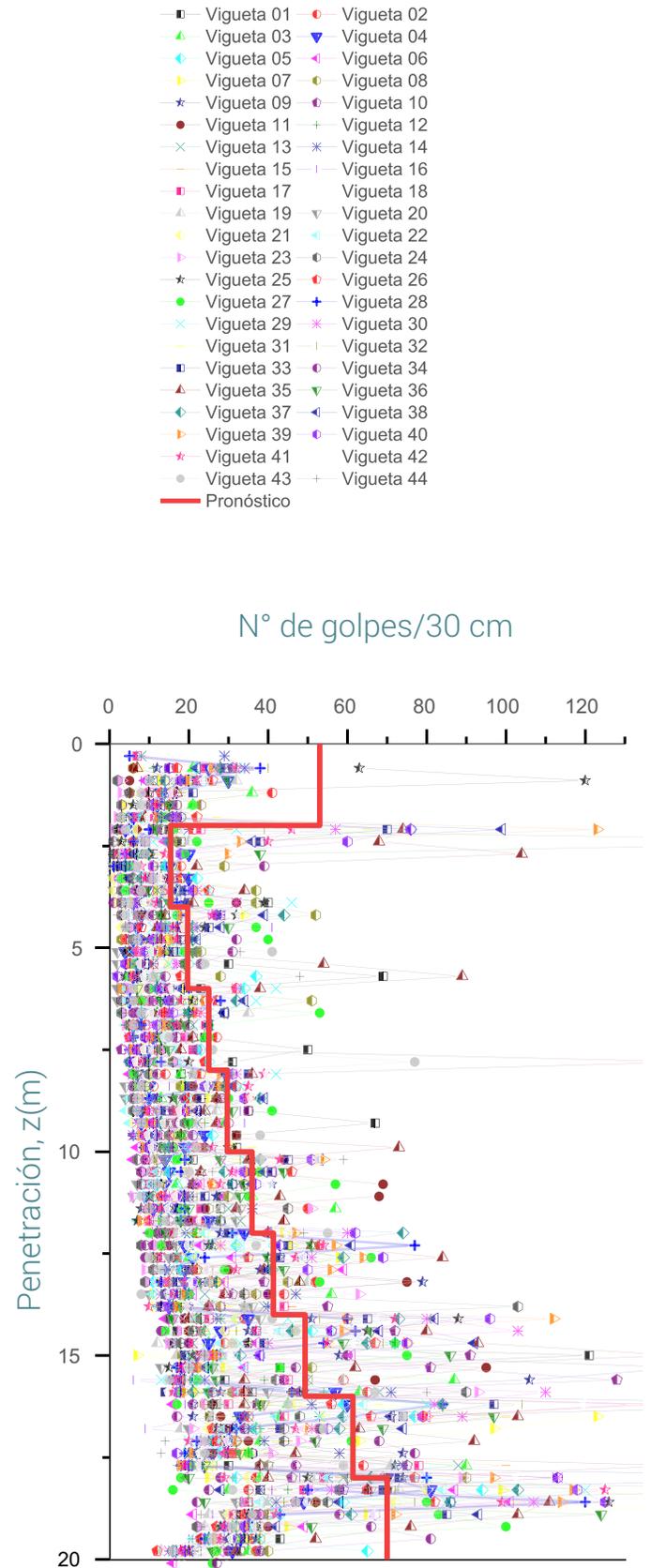


Conexión entre pilote y columna exterior.



Conexión entre pilotes y columna central.

Figura 19. Ejecución de los trabajos de recimentación.



Los trabajos de hincado de los pilotes y la conexión con las columnas de la estructura se llevaron a cabo en un periodo de alrededor de 2 meses durante los cuales se realizó un monitoreo de los asentamientos por medio de estación total.

6.1 MONITOREO DE ASENTAMIENTOS DE LA ESTRUCTURA RECIMENTADA

Durante los trabajos de hincado y conexión de los pilotes con la estructura, se llevó a cabo el seguimiento de los asentamientos de la estructura, que hasta antes de realizar la recimentación, se tenían valores de 1 cm por mes, y después de colocados los pilotes de acero se midieron asentamientos máximos de 2 mm en un mes, como se observa en la Figura 21. Los asentamientos de la estructura se midieron un mes después de colocadas las viguetas.

7. CONCLUSIONES

Se presentó de manera detallada el proceso llevado a cabo para la recimentación de un edificio desplantado en suelo blando que presentaba asentamientos de 30 cm en 2 años. El uso de perfiles de acero representa una alternativa adecuada para recimentar estructuras y con esto tener una disminución de los asentamientos a largo plazo. La medición de los asentamientos de la estructura mostró que el uso de este sistema fue adecuado al disminuir los asentamientos globales a 2 mm/mes, en comparación con los asentamientos que se estaban presentando antes de recimentar la estructura (1-2 cm/mes). Algunas ventajas que se observaron al usar este tipo de soluciones fueron las siguientes:

RENDIMIENTO: En función de las características del suelo, el avance resulta considerablemente rápido en comparación con pilotes de concreto.

HINCABILIDAD: Pueden ser hincados en longitudes muy largas o cortas, no desplazan gran cantidad de material para su hincado, por lo que requieren menor energía. Bajo nivel de vibración durante el hincado, tanto con martillos de libre caída como con los martillos hidráulicos.

LONGITUD DE LOS ELEMENTOS Y EMPALMES: Los pilotes de acero pueden ser cortados o añadidos en campo mediante métodos conocidos una vez que se haya alcanzado el nivel de empotramiento requerido. Los acoples de pilotes no requieren elementos prefabricados especiales.

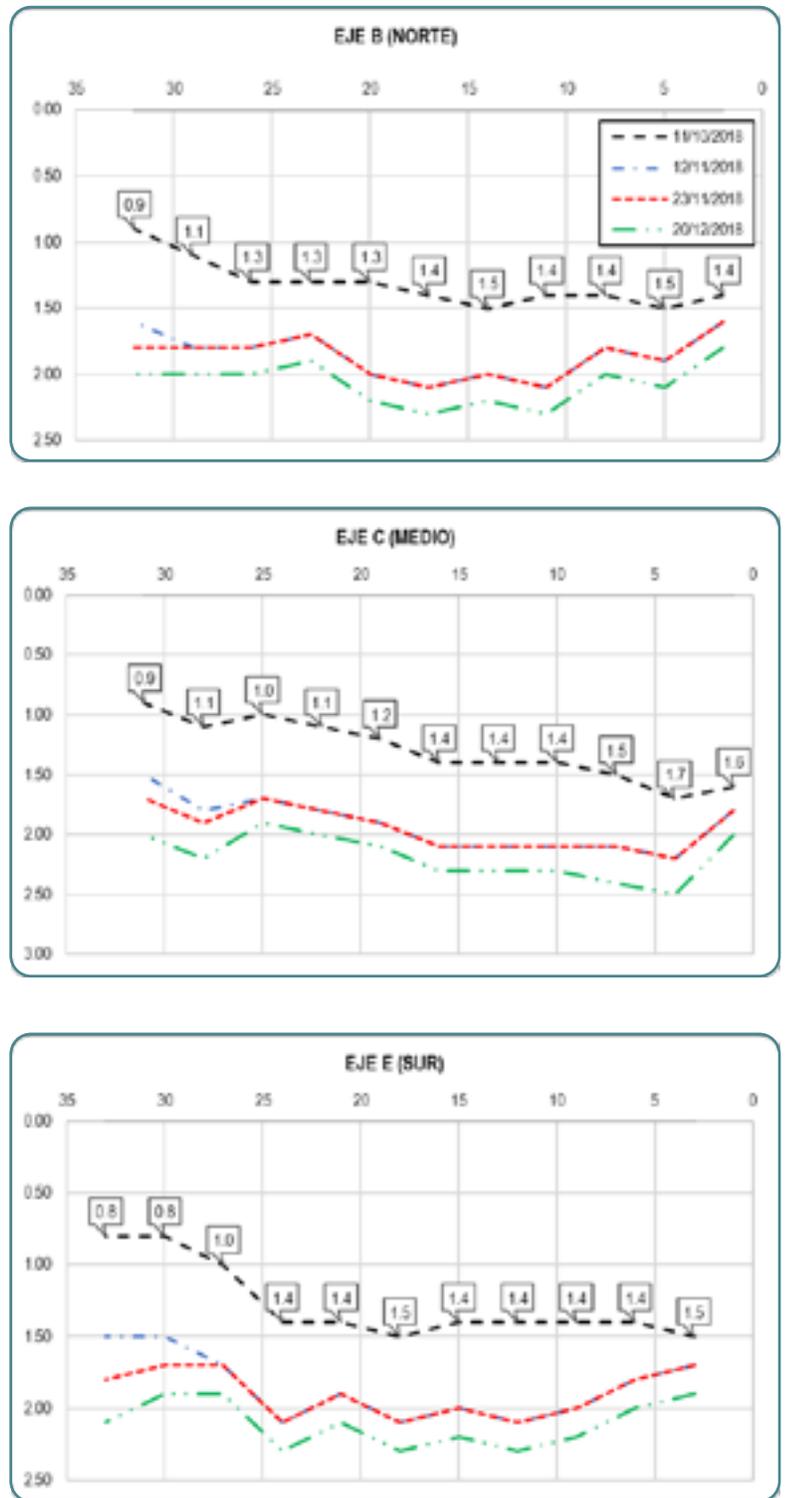


Figura 21. Monitoreo de los asentamientos de la estructura recimentada.



8. REFERENCIAS

Carrahan B., Luther H.A. y Wilkes J.O. (1969). "Applied Numerical Methods". John Wiley and Sons USA.

Chamorro M.D. (2016). "Diseño geotécnico y pseudo-estático de un cajón de cimentación apoyado en suelos blandos", Tesis de maestría en Ingeniería (Geotecnia), SEPI ESIA Zacatenco, IPN.

COVITUR. Manual de Diseño Geotécnico Volumen 1. DDF, Secretaría General de Obras, agosto de 1987.

Gobierno de la Ciudad de México, Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, 2017.

Gobierno de la Ciudad de México, Normas Técnicas Complementarias sobre criterios y Acciones para el diseño Estructural de las Edificaciones, 2017.

Gobierno de la Ciudad de México. Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. 2017.

GRLWEAP Wave Equation Analysis. Version 2010.

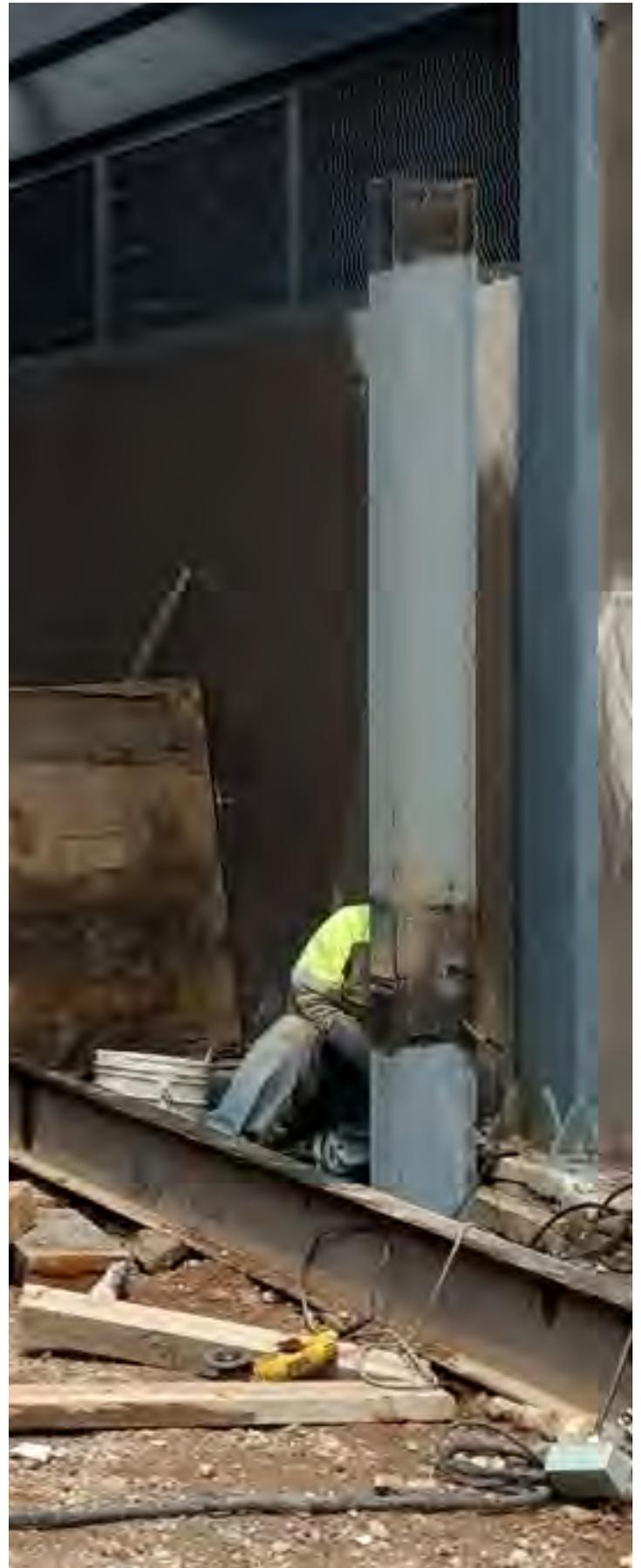
Rocscience, Inc., (2014-2016), Settle3D v.3.019, Toronto, Ontario, Canada.

Flores F.A., 2010, "Análisis del Comportamiento Estático de Túneles Excavados en Suelos Blandos", Tesis de Maestría, Universidad Nacional Autónoma de México.

Mayoral J.M., Flores F.A. y Romo M.P., 2010, "Numerical Analysis of a Tunnel in Very Soft Clay", The 7th International Conference on Engineering Computational Technology, 14-17 September 2010, Valencia, Spain ISBN 978-1-905088-40-9.

Mayoral J.M. y Flores F.A., 2011, "Static Behavior of a Tunnel Built in Very Soft Clay", Continuum and Distinct Element Numerical Modeling in Geomechanics, Itasca International Inc. Minneapolis, ISBN 978-0-9767577-2-6, 2011 pp 135-142.

Martínez J. y Flores F.A., 2019, "Análisis del Comportamiento Estático en Conexiones Túnel Lumberas Sometidos a Hundimiento Regional en Suelos Blandos". En proceso, XVI Congreso PANAM, Cancún, México.





DIRECTORIO

OFICINAS COMERCIALES

T. +52 55 5262 7300 / Av. Ejército Nacional 216 P.2, Anzures, Miguel Hidalgo, CDMX, 11590

PLANTAS

CD. SAHAGÚN

T. +52 791 913 8105 / Km. 3 Ctra. Mex - Cd. Sahagún, Zona Ind. Tepeapulco, Cd. Sahagún, Hidalgo, 43990

TULTITLÁN

T. +52 55 5894 0044 / 2487 2065 / Primera Sur S/N, Independencia, Tultitlán, Edo. de México, 54915

LA PRESA

T. +52 55 5003 4030 / 5062 1916 / Av. La Presa 2, Zona Industrial La Presa, Tlalnepantla, Edo. De México, 54187

DISTRIBUCIÓN

CDMX

T. +52 55 5089 8930 / Año 1857 8, Ticomán, Gustavo A. Madero, CDMX, 07330

MONTERREY

T. +52 81 8748 7610 / Blvd. Carlos Salinas de Gortari 404, Centro Apodaca, Nuevo León, 66600

PATIOS DE CHATARRA Y CENTROS DE RECOLECCIÓN

CD. SAHAGÚN

T. +52 791 9138 105 / Km. 3 Ctra. Mex - Cd. Sahagún, Zona Ind. Tepeapulco, Cd. Sahagún, Hidalgo, 43990

LA PRESA

T. +52 55 5003 4030 / 5062 1916 / Av. La Presa 2, Zona Industrial La Presa, Tlalnepantla, Edo. de México, 54187

LOS REYES

T. +52 55 5856 1651 / Tepozanes Los Reyes, Acaquilpan, México, 56428

GUADALAJARA

T. +52 33 3668 0285 / 36702769 / Av. 18 de Marzo 531, La Nogalera, Guadalajara, Jalisco, 44470

SAN JUAN

T. +52 55 2603 3275 / 5262 7359 / San Juan 675, Granjas Modernas, CDMX, 07460

TULTITLÁN

T. +52 55 5894 0044 / 2487 2065 / Primera Sur S/N, Independencia, Tultitlán, Edo. de México, 54915

VERACRUZ

T. +52 229 923 1359 / Ctra. Fed. Aluminio L. 7 o Camino Puente Roto Km. 1.5, Nuevo Veracruz, Veracruz, 91726



GERDAU CORSA

El futuro se moldea

Somos más allá del acero.

gerdaucorsa.com.mx



Gerdau Corsa. El futuro se moldea.