



Modelación numérica del fracturamiento hidráulico bajo cimentaciones profundas en suelos blandos del Valle de México

Numerical Modeling of hydraulic fracturing under deep foundations in soft soils of the Valle of México

Rafael M. VEGA¹, Manuel VAZQUEZ², Daniel MARTIN³, Álvaro PEREZ-FONTÁN⁴

¹Ingeniero Consultor, Vorsevi México

²Ingeniero de Caminos Canales y Puertos, Vorsevi México S.A. de C.V. e-mail: manuelvazquez@vorsevi.mx

³Geólogo. Director Técnico Vorsevi México S.A de C.V. e-mail: danielmartin@vorsevi.mx

⁴Ingeniero de Caminos Canales y Puertos, Responsable Vorsevi México S.A. de C.V., e-mail: alvaroperezfontan@vorsevi.mx

RESUMEN: Modelar el comportamiento mecánico de un sistema de láminas construidas a partir del fracturamiento hidráulico en un ambiente arcilloso altamente compresible, representa una complicación significativa, dado a que durante la inyección de la lechada dentro del subsuelo se genera una lámina con geometría amorfa y aleatoria, en tanto que para generar un modelo numérico en un programa de cómputo de diferencia finitas y/o elementos finitos, es necesario ingresar una geometría conocida y equidistante en el programa de análisis, quedando fuera del alcance del análisis numérico el modelado de elementos no geométricos. En éste artículo se presenta una metodología que podría ser válida para modelar láminas por fracturamiento hidráulico a partir de la concepción de áreas equivalentes y la implementación en campo de las inyecciones bajo volumen controlado. Se desarrollaron modelos de diferencias finitas tridimensionales del apoyo de un puente cimentado a partir de pilas, que fue desplantado prácticamente en la vecindad de la segunda formación arcillosa del Valle de México. A partir de los análisis se evaluaron los asentamientos en las pilas, en condiciones normales y después de la implementación del mejoramiento del subsuelo bajo las pilas por fracturamiento hidráulico.

ABSTRACT: Modeling the mechanical behavior of a sheet system constructed from hydraulic fracturing in a highly compressible clay environment, represents a significant complication, given that during the injection of grout whitin the subsoil is generated a sheet with random and geometry amorphous, while to generate a numerical model in a computer program for finite difference and / or finite elements, it is necessary to enter a known geometry and equidistant in the analysis program, remain beyond the reach of numerical analysis modeling no geometrics elements. A methodology that could be valid from hydraulic fracture modeling sheets from the conception of equivalent areas and field implementation of a controlled volume injection is presented in this paper. Were it was developed a three-dimensional finite difference model of the support bridge, with deep foundation from practically in the limits of the second clay formation of the Valle of Mexico. From the analysis it was evaluated the settlement of the piles, under normal conditions and after implementation the improvement subsoil under piles from fracturing hydraulic.

1 INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

La técnica de las inyecciones en la Ingeniería Civil data del año 1802, en que Charles Bérigny reparó la base del apoyo de un puente, socavado por el agua en Dieppe (Francia), mediante la inyección de una lechada de arcilla y cal hidratada. Sin embargo, las lechadas de cemento no se emplearon hasta 1976 en que se utilizaron para el sellado de grietas en rocas. Posteriormente, éste método de "Cementación" se extendió, sobre todo en el siglo

actual. Principalmente con fines de impermeabilización de formaciones rocosas.

Las inyecciones en suelos arcillosos se han empleado en numerosos lugares, entre ellos el Palacio de Bellas Artes, el Ferrocarril de Buenavista de la Cd. de México, entre otros no menos importantes, reportados en la literatura técnica.

El concepto de fracturamiento hidráulico nace en el campo de la ingeniería petrolera como una técnica para incrementar la permeabilidad de la roca a partir de la inyección de agua a presión, generando de ésta manera fisuras en las rocas. Así mismo se

empleó en la ingeniería civil para realizar lechadas cementantes por medio de una inyección a presión, generando fisuras en el entorno de acción de la lechada sometida a una presión diferente al que se encuentra el suelo en reposo, permitiendo de esta manera la inclusión de un plano cementante que endurece, impermeabiliza y mejora las propiedades de los geo-materiales.

1.2 Inyecciones en suelos

Actualmente se han implementado las inyecciones para mitigar en gran medida los asentamientos diferenciales en cimentaciones y subsidencias en la excavación de túneles en suelos granulares totalmente saturados.

Las inyecciones del subsuelo pueden penetrar de las siguientes formas:

- Impregnación o Percolación
- Fracturación
- Fracturación-impregnación.
- Por compactación o desplazamiento interno del suelo.
- Por chorro perforante e inyección.

En las inyecciones por fracturamiento del subsuelo se utilizan generalmente lechadas de Agua - cemento, agua - arcilla - cemento, agua - arcilla - cemento - arena fina, pudiéndose cambiar el cementante por productos químicos.

La inyección de suelos ha sido utilizada principalmente en:

- Estabilización de suelos incoherentes
- Tuneleo
- Minería
- Control de asentamientos diferenciales
- En la mecánica de rocas
- Rellenos de oquedades
- Entre otros de menor aplicación

1.3 Inyecciones en el subsuelo

El fracturamiento del subsuelo, es inducido sobre las zonas con un menor estado de esfuerzos, por lo tanto, la diferencia de presiones entre la inyección y el subsuelo en reposo, es de suma importancia durante el diseño del fracturamiento hidráulico.

Considerando un suelo homogéneo e isótropo sometido a un cambio de esfuerzos, en este caso el inducido por el fracturamiento hidráulico (σ_1), los planos de falla tenderán a ser perpendiculares a la dirección de la tensión principal menor existente en la masa del subsuelo (σ_3), tal como se muestra en la figura 1.

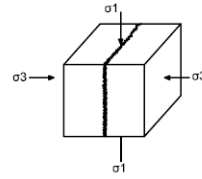


Figura 1. Esquema del estado de esfuerzos de un suelo sometido a un cambio de esfuerzos.

El estado de esfuerzos general de un suelo se puede representar de la siguiente manera:

$$\sigma_{ij} = \begin{pmatrix} \sigma_x & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_y & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_z \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} p & 0 & 0 \\ 0 & p & 0 \\ 0 & 0 & p \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \sigma_x - p' & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_y - p' & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_z - p' \end{pmatrix}$$

$$p = \frac{\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z}{3} \quad (1)$$

Descomponiendo el estado de esfuerzos totales, tenemos:

$$\sigma_i = \sigma' + u$$

$$\sigma_{ij} = \begin{pmatrix} \sigma_x & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_y & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_z \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} p' & 0 & 0 \\ 0 & p' & 0 \\ 0 & 0 & p' \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} u & 0 & 0 \\ 0 & u & 0 \\ 0 & 0 & u \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \sigma_x - (p' + u) & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_y - (p' + u) & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_z - (p' + u) \end{pmatrix} =$$

$$p' = \frac{\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z}{3} \quad (2)$$

En estado de reposo

$$\sigma_{ij} = \begin{pmatrix} \sigma & 0 & 0 \\ 0 & \sigma & 0 \\ 0 & 0 & \sigma \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \sigma' & 0 & 0 \\ 0 & \sigma' & 0 \\ 0 & 0 & \sigma' \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} u & 0 & 0 \\ 0 & u & 0 \\ 0 & 0 & u \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \sigma - (\sigma' + u) & 0 & 0 \\ 0 & \sigma - (\sigma' + u) & 0 \\ 0 & 0 & \sigma - (\sigma' + u) \end{pmatrix} \quad (3)$$

Una vez inducido el fracturamiento hidráulico obtenemos:

$$\sigma_{ij} = \begin{pmatrix} \sigma_x & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_y & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_z \end{pmatrix} =$$

$$\begin{pmatrix} p' & 0 & 0 \\ 0 & p' & 0 \\ 0 & 0 & p' \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} u & 0 & 0 \\ 0 & u & 0 \\ 0 & 0 & u \end{pmatrix} +$$

$$\begin{pmatrix} \sigma_x - (p' + u) & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_y - (p' + u) & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_z - (p' + u) \end{pmatrix}$$

Por lo tanto tenemos que:

$$\sigma_{ij} = \begin{pmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} p & 0 & 0 \\ 0 & p & 0 \\ 0 & 0 & p \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \sigma_1 - p & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 - p & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 - p \end{pmatrix}$$

$$p = \frac{\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z}{3} \quad (4)$$

De cualquier forma la heterogeneidad del subsuelo puede provocar fracturas que no sean totalmente perpendiculares a la tensión principal mayor del subsuelo, lo que conllevaría a la incursión de pequeños planos de lechada en otras direcciones.

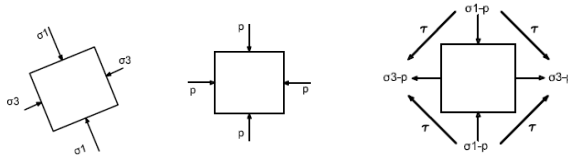


Figura 2. Esquema del estado de esfuerzos de un suelo heterogéneo

2 CONSIDERACIONES GEOLOGICO GEOTÉCNICAS

2.1 Ubicación

Para éste estudio se consideró un área comprendida dentro de la zona lacustre de transición baja, de acuerdo con lo establecido en la zonificación geotécnica del Valle de México, en donde el espesor de los depósitos lacustres superficiales del ex-lago de Texcoco se reduce sustancialmente por la proximidad de los lomeríos de la sierra de Guadalupe (Ver Figura 1 y 4).

2.2 Geomorfología

El área forma parte de la planicie lacustre con mayor sobre-elevación del antiguo lago de Texcoco, el cual se encuentra en vecindad con las promociones topográficas de la sierra de Guadalupe. Éste lugar se caracteriza por tener depósitos lacustres que tienden a reducir sus espesores formando zonas de transición gradual, conformando sedimentos y abanicos aluviales de espesores variables,

característica que favorecen a las condiciones del hundimiento regional diferencial.

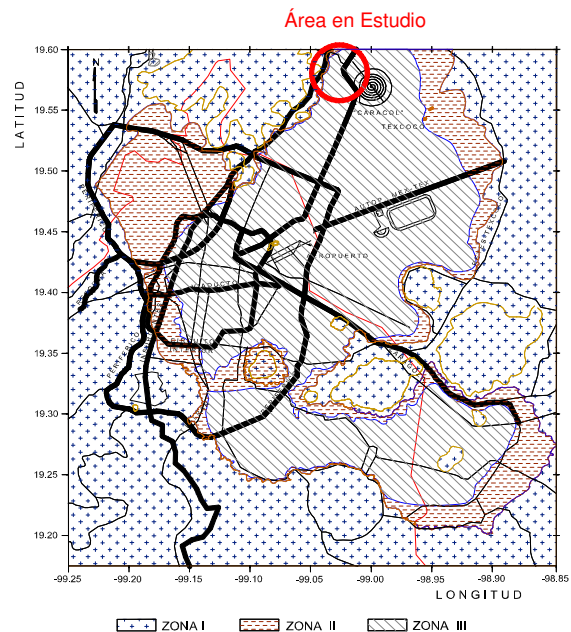


Figura 3. Localización de la área en estudio

2.3 Geología

A partir de una campaña geotécnica comprendida de 9 sondeos Mixtos y de los resultados de laboratorio, se detectaron dos unidades geológicas las cuales pertenecen al periodo geológico del cuaternario.

Unidad Q1a: superficialmente y hasta una profundidad promedio de 30 m. Se localizó la unidad cuaternaria de sedimentos lacustres; constituidos por arcillas, limos y arenas finas con gravas y lentes locales de piroclastos interdigitados por la formación Chichinautzin (Qc), con la formación Popocatepetl (Qp), y con la parte superficial Q1a.

Unidad Qa1: de los 30 m y hasta la máxima profundidad explorada de 90 m, se detecta la unidad geológica Qa1. Constituida por aluviones finos de arcilla y arenas finas con gravas y lentes locales de arcillas lacustres, interdigitadas con potentes lentes de piroclastos y con las formaciones del cuaternario.

2.4 Estratigrafía

Bajo la capa vegetal, la cual se encuentra constituida por materia orgánica y rellenos antrópicos, con un espesor promedio de 1.00 m quedó emplazado un estrato de arcilla de alta compresibilidad de colores que van de café oscuro a gris verdoso (CH₁), de 12 m de espesor promedio.

El estrato anterior quedo emplazado sobre una serie inter-estratificada de origen lacustre y aluvial encontrando estratos intercalados de limos arenosos, arenas arcillosas, arcilla de alta compresibilidad, lentes de arena fina no habiendo

una continuidad a lo largo de dichos estratos intercalados que no superan los 2.00 m de espesor (CH_2).

Bajo éste estrato se encuentra una arena muy fina de compacidad relativa densa a muy densa de color negro (Ceniza Volcánica).

Siguiendo al estrato anterior quedo emplazada una arcilla de alta compresibilidad gris verdoso con lentes de arena fina (CH_3).

Los estratos anteriores descansan sobre la unidad geológica Qal, constituida por la siguiente secuencia estratigráfica:

Limo arenoso de color café claro a gris claro en estado compacto a muy compacto con arenas finas de color café (SM_1).

El estrato anterior subyace a una segunda serie inter-estratificada aluvial conformada por arenas finas limosas en estado muy compacto de color gris claro y café claro con grumos cementados del mismo material, arenas arcillosas de baja a alta compresibilidad, arcillas de baja compresibilidad y lentes de arena fina (CH_4).

Finalmente los estratos anteriores quedaron alojados en una arena Limosa (SM_2), mejor conocida como los depósitos profundos. Tal y como se muestra en la Figura 4.

En la siguiente tabla se muestra las propiedades del subsuelo en estudio obtenidas en laboratorio y correlaciones empíricas.

Tabla 1. Propiedades del subsuelo previo a mejoramiento.

Estrato No	E kN/m ²	ν	K kN/m ²	G kN/m ²	Peso vol. kN/m ³	ϕ (°)	c_u kN/m ²
1	1962	0.20	1090	818	11.77	5	9.81
2	2453	0.20	1363	1022	12.26	0	36.30
3	24525	0.30	20438	9433	13.73	36	0.00
4	2099	0.40	3499	750	12.56	0	45.13
5	29430	0.35	32700	10900	13.83	36	0.00
6	2060	0.40	3434	736	12.85	0	37.28
7	34335	0.25	22890	13734	13.93	36	0.00
8	2158	0.40	3597	771	13.73	0	72.59
9	49050	0.35	54500	18167	14.03	32	147.15
10	6621	0.40	11036	2365	13.54	10	109.62
11	53955	0.30	44963	20752	14.13	36	0.00
12	6376	0.40	10628	2277	13.64	0	98.10
13	68670	0.35	76300	25433	14.22	36	0.00
14	6867	0.40	11445	2453	13.73	0	107.91
15	147150	0.25	98100	58860	14.22	36	0.00

E : módulo de elasticidad, ν : relación de Poisson K : módulo de compresibilidad volumétrica, G : módulo de rigidez al cortante, ϕ : ángulo de fricción, c_u : resistencia no drenada.

3 ANALISIS DEL CASO EN ESTUDIO

3.1 Descripción

Se presenta el comportamiento de un apoyo de catorce que integran un puente, el apoyo en estudio cuanta de un conjunto de pilas (12 pzas) hermanadas en su parte superior por una losa de cimentación de 2.00 m de espesor, con una longitud

de 22.50 m y 7.00 m de ancho, donde descansa la superestructura.

Las pilas de cimentación cuentan con un diámetro de 1.50 m, las cuales se encuentran desplantadas a 32.00 m de profundidad (a partir del Nivel de Terreno Natural), en las vecindades de la segunda formación arcillosa como se observa en la siguiente figura.

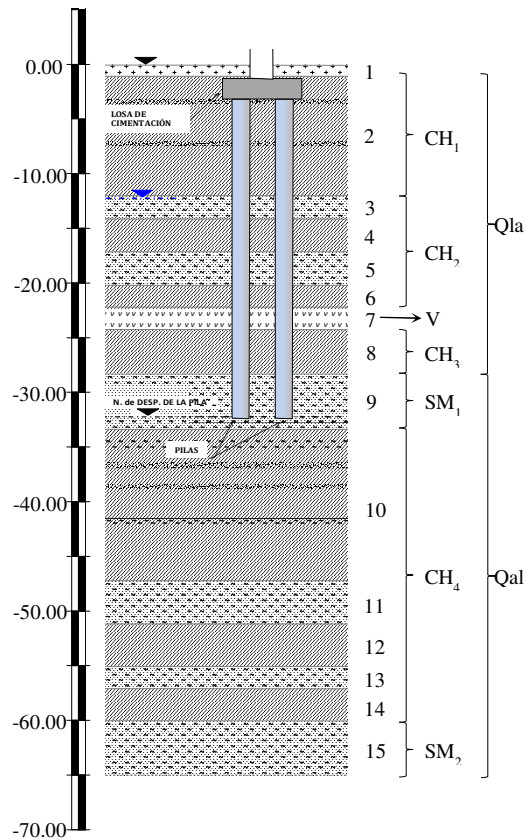


Figura 4. Detalle de las condiciones de desplante de las pilas.

A la derecha de la imagen se puede observar el numero designado a cada estrato, así como su clasificación geotécnica y geológica, en tanto que a la izquierda se muestra una escala gráfica de la profundidad, el Nivel de Aguas Freáticas se localizó a los 12.20 m de profundidad.

3.2 Problemática

El abatimiento de las presiones piezométricas en el subsuelo, constituye el factor geotécnico superficial que ha propiciado el mal comportamiento de la estructura en estudio, además de inducir el incumplimiento del estado límite de falla.

El efecto de la reducción de la presión de poro en el subsuelo, produce cambios volumétricos en el sentido vertical en las formaciones arcillosas lacustres, acelerando el proceso natural de consolidación y produciendo al mismo tiempo una

reducción regresiva del espesor en cada formación, cuyos efectos sumados a largo plazo en la superficie del terreno natural generan el hundimiento regional de la zona.

Inicialmente, el primer factor indeseable que se desarrolla por el fenómeno mencionado, lo constituye la generación de cargas que se desarrollan en el fuste de las pilas, ésta carga adicional la constituye la fricción negativa, fenómeno que se presenta al desarrollarse un movimiento relativo entre la masa arcillosa y el cuerpo de las pilas de cimentación embebidas en ésta. La magnitud de ésta carga adquiere importancia si no se previó algún medio antifricción para disipar o reducir el efecto como es el caso en estudio.

Al no incluir ningún medio antifricción en el fuste de las pilas, así como la omisión de la carga adicional por efecto de la fricción negativa como parte de las cargas que incidirán sobre la cimentación, demerito sustancialmente la capacidad de carga total de las pilas existentes, por el incremento de las cargas axiales no previstas. Aunado a que el nivel de desplante de las pilas prácticamente atravesó el estrato que presenta una condición favorable a la cimentación, la problemática se agudiza considerablemente. Trayendo consigo el no cumplimiento al Estado Límite de Falla y de Servicio.

3.3 Revisión del Estado Límite de Falla

3.3.1 Cargas en la estructura

Las acciones verticales que gravitaran sobre la cimentación, son de 3162 t correspondientes a la bajada de cargas y de 1601.12 para el peso propio de las pilas.

3.3.2 Capacidad por punta

A partir de los lineamientos estipulados en el RCDF-2004, NTC de Cimentaciones, se calculó la capacidad de carga por punta en las pilas, obteniendo un capacidad de carga por punta admisible de 343.35 t por pilote, por lo tanto para un grupo de 12 pilas con las que cuenta el apoyo obtenemos un total de 4120.16 t.

3.3.3 Cálculo de la Fricción Negativa

El desarrollo de la fricción negativa en el fuste de la pila se calculó a partir de la normatividad vigente aplicable (RCDF-2004, NTC de Cimentaciones), dando un valor de 268.00 t por pila así mismo se estima que la carga por la FN del conjunto de pilotes es de 3216.12 t.

Verificando el cumplimiento de del estado límite de falla tenemos:

$$\sum Q_{F_c} < R \quad \dots (5)$$

El primer término es la suma de las fuerzas actuantes y el segundo corresponde a las resistentes, por lo que una vez sustituyendo en la ecuación 5, tenemos:

$$7979.40 \text{ t} > 4120.16 \text{ t}$$

Por tanto no se cumple con la condición del estado límite de falla.

Teniendo un déficit de capacidad de carga igual a 3859.24 t.

Lo anterior conlleva a que se tiene que mejorar las condiciones de desplante de las pilas. Por consiguiente la fuerza resistente necesaria, se alcanzará mediante el mejoramiento del subsuelo a partir de inyecciones de mortero, específicamente por debajo del nivel de desplante de las pilas de cimentación.

4 MEJORAMIENTO DEL SUBSUELO

A partir de la implementación de la inyección por fracturamiento bajo las pilas, se podrán mejorar las propiedades mecánicas y de deformación de las arcillas compresibles que subyacen al nivel de desplante de las pilas, permitiendo con esta acción el cumplimiento de los estados límite de falla y de servicio establecidos por la normativa vigente.

4.1 Fracturamiento Hidráulico

La inyección de mejoramiento consiste en conformar planos de mortero a partir del fracturamiento hidráulico a lo largo de la masa del subsuelo que quedo por debajo de la proyección de las pilas de cimentación.

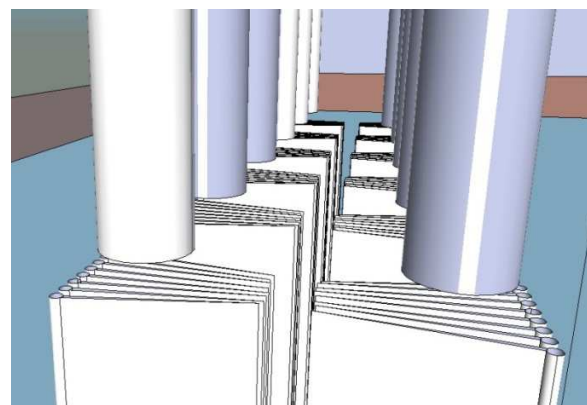


Figura 5. Esquema del Mejoramiento bajo el nivel de desplante de las pilas.

A partir de un conjunto de perforaciones separadas equidistantemente y frente a la proyección en planta de cada pila, el mejoramiento por fracturamiento se inducirá a través de tubos de

manguitos cuyo flujo se dirigirá hacia la proyección del área circular que desarrolla la pila de cimentación (Figura 6)

Así mismo, controlando el volumen de mortero inyectado en cada etapa, de la conformación de las láminas se obtiene un control más preciso del área mejorada.

Con la implementación de este tipo de mejoramiento se incrementará la magnitud del módulo de elasticidad de los estratos mejorados. Así como el aumento del esfuerzo cortante de la zona de influencia de la retícula conformada por la inyección. Con lo anterior se estará en condiciones de demeritar en gran medida las deformaciones verticales de la cimentación y aumentar la capacidad de carga por punta de las pilas de cimentación.

4.2 Cálculo de áreas equivalentes

Considerando como una unidad de área, a la proyección que se dibuja por debajo de las pilas, donde se tiene una zona que ocupa el subsuelo y otra que ocupan los planos del mortero previamente implementados, ambos con resistencia y propiedades del subsuelo diferentes, se asume que; el área en conjunto del subsuelo y los planos de mortero mantienen una resistencia superior al esfuerzo cortante y a la deformación del sub-suelo circundante a la zona de mejoramiento. Por tanto para homogenizar las propiedades del subsuelo en su medio Natural y las de la zona mejorada, se ponderan las resistencias de ambos materiales, uniformizando y homogenizando los valores que gobiernan la zona inferior de la proyección de la pila.

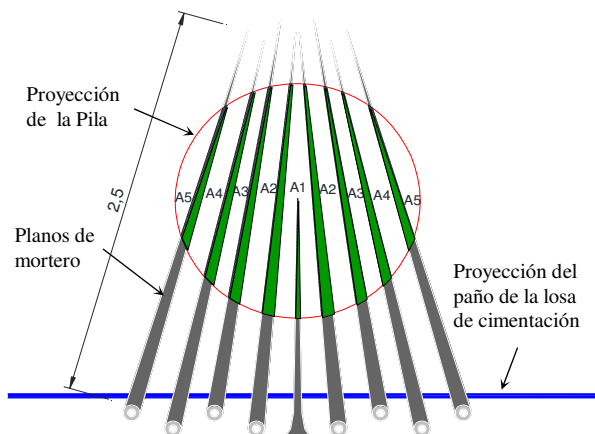


Figura 6. Arreglo de los planos de mortero bajo la proyección de la pila.

Cabe aclarar que la resistencia de las lechadas varía en función de los requerimientos mecánicos necesarios para poder estar en condiciones de cumplir con los lineamientos estipulados para las construcciones del DF.

Al área nominal del fracturamiento hidráulico bajo las pilas se puede representar tal como:

$$A_{Tm} = A_1 + \sum_{i=2}^{i=n} (A_i) \quad \dots (6)$$

La resistencia del subsuelo bajo la proyección de la pila queda representada de la siguiente manera:

$$R_{PP} = \frac{(R_s A_s + R_m A_m)}{A_T} \quad \dots (7)$$

Donde:

R_{pp} = Resistencia del suelo con planos de mortero

R_s = Resistencia del suelo actual a mejorar

A_s = Área en planta que ocupa el suelo bajo la pila

R_m = Resistencia de los planos de mortero

A_m = Área en planta que ocupa el mortero bajo la pila.

Se observa que la resistencia de los planos de mortero resultan ser la resistencia principal.

Concluido el mejoramiento del subsuelo a partir del fracturamiento hidráulico con un mortero $f'c = 30.10 \text{ kg/cm}^2$ considerando un factor de seguridad por defecto de elaboración de la mezcla igual a 2 y un área nominal de los planos de mortero de 0.408 m^2 , se tienen las siguientes propiedades del subsuelo bajo las pilas:

Tabla 2. Propiedades de los estratos concluido el mejoramiento del subsuelo a partir del fracturamiento hidráulico.

Estrato No	E kN/m ²	ν	K kN/m ²	G kN/m ²	Peso vol. kN/m ³	ϕ (°)	c_u kN/m ²
10	126431	0.35	140479	46826	13.54	0	461.07
12	121742	0.35	135269	45090	13.64	0	421.83
14	131111	0.35	145679	48560	13.73	0	431.64

E : módulo de elasticidad, ν : relación de Poisson K : módulo de compresibilidad volumétrica, G : módulo de rigidez al cortante, ϕ : ángulo de fricción, c_u : resistencia no drenada.

Cabe destacar que sólo se mejoran los estratos arcillosos.

4.3 Cálculo del Estado límite de Falla

A Partir de las propiedades alcanzadas de los materiales inyectados se obtiene una capacidad de carga del grupo de pilas en condiciones de falla de 9146.31 t.

Por lo tanto sustituyendo en la ecuación 5, tenemos lo siguiente:

$$7979.40 \text{ t} < 9146.31 \text{ t}$$

Las condiciones del estado Límite de Falla son satisfactorias.

4.4 Cálculo del Estado límite de Servicio

A partir de las propiedades mejoradas de los geomateriales, obtenidas por el mejoramiento del subsuelo a partir del fracturamiento hidráulico, se llevó a cabo el análisis de asentamientos obteniendo una magnitud máxima de 1.85 cm, cumpliendo con lo establecido en la Normatividad vigente aplicable.

5 MODELADO NUMÉRICO

En la actualidad los métodos numéricos bi y tri-dimensionales presentan una buena alternativa para analizar el comportamiento de cimentaciones profundas que podrían resultar complejos en su geometría y a las condiciones del subsuelo (e.g Borrás *et al.*, 2003; Genis *et al.*, 2011; Ghee *et al.*, 2011; Goit *et al.*, 2011), principalmente cuando los elementos por modelar no son geométricos en su totalidad. Para determinar el comportamiento de la retícula de la cimentación y el semi-espacio, se desarrollaron modelos numéricos de diferencias finitas tridimensionales.

Para éste análisis se empleó una malla elaborada a partir de las condiciones y requerimientos que más se apegan a las condiciones reales del objeto en estudio, utilizando una cuarta parte de la geometría real de la cimentación (representativa), se construyó una malla cuyas dimensiones van de 18.50 m x 10.50 m x 70.00 m (X, Y, Z), de la cual 7.5 m x 3.5 m x 2.00 m corresponden a la losa de cimentación. Así mismo se asignaron los valores correspondientes para cada nivel estratigráfico tal cual se enlistan en la tabla 1.

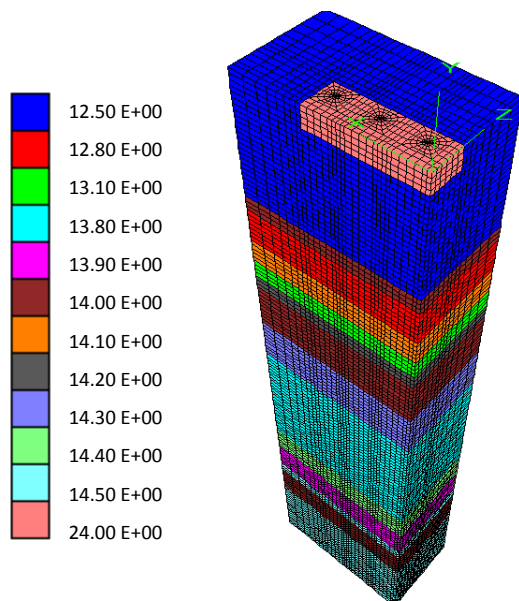


Figura 7. Geometría y Pesos Volumétricos en KN/m^3 del modelo en estudio.

5.1 Análisis en condiciones Iniciales

Partiendo de las condiciones iniciales del subsuelo, se calculó el estado de esfuerzos efectivos y totales, tal cual se muestra en la siguiente figura:

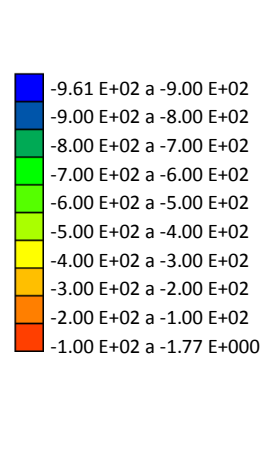


Figura 8. Vista general del estado de esfuerzos efectivos iniciales del suelo en KN/m^2 .

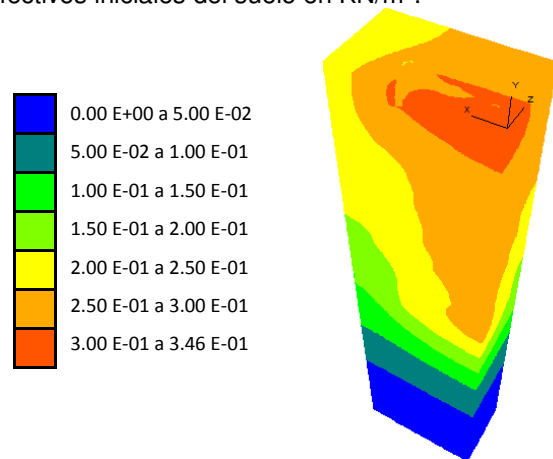


Figura 9. Magnitud en metros del desplazamiento vertical.

En la Figura 9 se observan los desplazamientos verticales obtenidos a partir de las condiciones iniciales de la cimentación una vez en operación, los cuales manifiestan una mayor magnitud, principalmente en la zapata y las pilas, con valores del orden de 34.6 cm, en tanto que los desplazamientos se van distribuyendo alrededor de las pilas y en el nivel de desplante de las mismas.

De lo anterior se asume que los desplazamientos no cumplen con lo estipulado en las NTC para cimentaciones del DF. Por lo que se implementará en el modelo la zona de mejoramiento con los valores de la tabla 2 previamente calculados en el capítulo 4 de éste documento.

5.2 Análisis después de haber implementado el mejoramiento del subsuelo

A partir de las propiedades del subsuelo mejorado mostradas en la tabla 2, se procederá a implementarlos en el modelo, en los estratos arcillosos que se encuentran bajo el nivel de desplanta de las pilas, por lo tanto se asume que el área que se desarrolla debajo de las pilas cambian de propiedades conforme a lo previamente calculado.

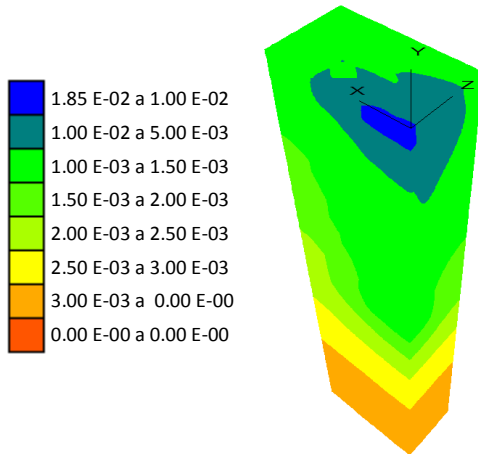


Figura 10. Magnitud en metros de desplazamientos después del mejoramiento del subsuelo.

La Figura 10, muestra las deformaciones verticales obtenidas, una vez implementado el mejoramiento del subsuelo.

Por tanto se cumple con lo estipulado en la normatividad Vigente Aplicable para cimentaciones dentro del DF.

6 CONCLUSIONES

La geomorfología característica de las zonas de transición dentro del área que ocupaba el ex-lago de Texcoco es tal, que con frecuencia se llegan a cometer imprecisiones en el desplante de cimentaciones profundas, ya sea por una mala campaña de exploración y/o negligencia de los involucrados en el proyecto y/u obras, teniendo como resultado el mal comportamiento de las mismas.

La diversidad de soluciones de re-cimentación para estructuras con un mal comportamiento son múltiples, pero no todas se adaptan a las restricciones del proyecto y/o exigencias que demanda cada uno de ellos, haciéndolos muy particulares en su solución.

Se ha analizado una metodología que pudiese ser válida como una alternativa de re-cimentación en cimentaciones profundas.

Por otro lado se ha mostrado el modelado numérico en programas de cómputo que en la actualidad son muy comunes, donde una de sus mayores limitantes es el modelado de elementos no geométricos

Se ha mostrado analíticamente y a partir de un modelado numérico, que la implementación del fracturamiento hidráulico donde se generan láminas de mortero, aumentan en gran medida la resistencia y deformación del subsuelo mejorado, adquiriendo como consecuencia un buen comportamiento de las estructuras una vez implementado el mejoramiento del subsuelo.

Una de las limitantes de éste método pudiera ser la no verticalidad del fracturamiento, por lo que se recomienda llevar a cabo ensayos de campo previo a la implementación del mejoramiento, esto con el fin de calibrar las presiones de inyección, así como para saber si el mortero alcanza las propiedades calculadas.

Se estima que la cuarta parte del modelo aquí presentado, es representativo fiel de un modelo completo.

Lo no homogeneidad de los materiales puede repercutir en gran medida durante la aplicación del fracturamiento, pudiendo dificultar la verticalidad del mejoramiento.

REFERENCIAS

- Borrás X., Celada B., Barona y Senís M (2003). "Compensation grouting analysis with FLAC3D" in in *FLAC and Numerical Modeling in Geomechanics (Proceedings of the Third International FLAC Symposium on Numerical Modeling in Geomechanics, Minneapolis, Minnesota, October 2003)*, pp. 3-8. Swets & Zeitlinge, Lisse, A. A. Balkema
- Dawson, E. M., y W. H. Roth, (1999). "Slope Stability Analysis with FLAC," in *FLAC and Numerical Modeling in Geomechanics (Proceedings of the International FLAC Symposium on Numerical Modeling in Geomechanics, Minneapolis, Minnesota, September 1999)*, pp. 3-9. Rotterdam: A. A. Balkema.
- Genis M., Yilmaz O., Aksoy C.O., Ozacar V. y Ozer S.C.(2011), "Assessment of the stability of intersecting shallow tunnels with numerical modeling", *The 13th International Conference of the International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics, Melbourne-Australia, Vol 2:149- 153.*
- Ghee E.H., Zhu B.T. y Wines D.R. (2011), "Numerical analysis of twin road tunnels using two-and.three-dimensional modeling techniques", *Continuum and Distinct Element Numerical Modeling in Geomechanics, Itasca International Inc. Minneapolis, pp 105-116.*

-
- Goit C.S., Kovács A. y Thomas A.H. (2011), "Advanced numerical modeling in tunnel design – example of a major project in the UK", *Continuum and Distinct Element Numerical Modeling in Geomechanics*, Itasca International Inc. Minneapolis, pp 117-126.
- Gobierno del Distrito Federal, GDF. (2004), "Normas Técnicas Complementarias para el diseño por sismo".
- Henry Cambefort "Inyección de Suelos"
Itasca Consulting Group (2005). "FLAC: Fast Lagrangian Analysis of Continua", User's Guide. Minneapolis, Minnesota, USA.
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones. Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal
- Rico A y H del Castillo (1977). "La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres" Volumen II, editorial Limusa Wiley, México.
- Shamsher Prakash, Hari D. Sharma, "Pile Foundations in Engineering Practice", First Edition, Editorial John Wiley & Sons, 1990.
- Zeevaert Leonardo "Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions".
- Zettler A.H., Poisel R., Roth W. y Preh A. (1999). "Slope stability analysis based on the shear reduction technique in 3D" in *FLAC and Numerical Modeling in Geomechanics (Proceedings of the International FLAC Symposium on Numerical Modeling in Geomechanics, Minneapolis, Minnesota, September 1999)*, pp. 11-16. Rotterdam: A. A. Balkema.