

Application of the Dynamic Compaction for Large Imprint Structures in Córdoba, Argentina

Carlos-Herminio Serrano; María-Pia Cruz; Italo-Federico Martin-Schmädke

Citación: C.-H. Serrano, M.-P. Cruz, and I.-F. Martin-Schmädke, "Application of the Dynamic Compaction for Large Imprint Structures in Córdoba, Argentina," *Revista Facultad de Ingeniería*, vol. 29 (54), e10861, 2020.

<https://doi.org/10.19053/01211129.v29.n54.2020.10861>

Recibido: Abril 15, 2020; **Aceptado:** Junio 15, 2020;

Publicado: Junio 16, 2020

Derechos de reproducción: Este es un artículo en acceso abierto distribuido bajo la licencia [CC BY](#)



Conflicto de intereses: Los autores declaran no tener conflicto de intereses.

Application of the Dynamic Compaction for Large Imprint Structures in Córdoba, Argentina

Carlos-Herminio Serrano¹

María-Pia Cruz²

Italo-Federico Martin-Schmädke³

Abstract

The dynamic compaction method, very little spread in Argentina, has not been used in the city of Córdoba until this occasion. Its application in the “Bajo Grande Sewage Liquid Treatment Plant” has been a great technical and economic achievement. This article synthesizes geotechnical studies before the improvement, characterizes the dynamic compaction from the existing soil profile, and requirements of major works such as settlers and aeration tanks. Aspects of work control during its execution, data from soil studies after improvement, parameters of the mathematical model used to carry out the prognosis of seats according to the evaluated soil profile and measurements of validation of seats with the sedimentation tanks in operation are mentioned. Compaction was carried out by dropping a 10000 kg mass in free fall at a height of 15m from a crane, on points approximately 2.8 m apart. Two phases of several falls were executed allowing an increase in the relative density of the original soil to a maximum of 70%, reducing vertical settlements by 10%, decreasing angular distortion in half, doubling the bearing capacity, and reaching a maximum depth improvement near 6m. Then a ground leveling phase with mechanical compaction was carried out by project requirement. It could be concluded that the foundation of the construction with

¹ M. Sc. Universidad Católica de Córdoba (Córdoba, Argentina). ORCID: [0000-0002-7313-5286](#)

² Universidad Católica de Córdoba (Córdoba, Argentina). 9606773@ucc.edu.ar. ORCID: [0000-0001-8522-174X](#)

³ M. Sc. Universidad Católica de Córdoba (Córdoba, Argentina). 9601063@ucc.edu.ar. ORCID: [0000-0003-4371-2959](#)

reinforced concrete stalls on the improved soil, presented a very superior technical-economic feasibility with respect to the alternative of a deep foundation with piles, which justified the execution of dynamic compaction in this work.

Keywords: dynamic compaction; finite element; rayleigh; relative density; settlements; soil improvement.

Aplicación de compactación dinámica para estructuras de gran impronta en Córdoba, Argentina

Resumen

El método de compactación dinámica, muy poco difundido en Argentina, no ha sido utilizado en la ciudad de Córdoba hasta esta ocasión. Su aplicación en la “Planta de Tratamiento de Líquidos Cloacales Bajo Grande” ha constituido un gran logro técnico y económico. Este artículo sintetiza estudios geotécnicos previos al mejoramiento, caracteriza la compactación dinámica a partir del perfil de suelos existente y requisitos de obras de gran impronta como sedimentadores y tanques de aireación. Se mencionan aspectos de control de obra durante su ejecución, datos de estudios de suelos posteriores al mejoramiento, parámetros del modelo matemático empleado para efectuar la prognosis de asientos de acuerdo al perfil de suelos evaluado y mediciones de validación de asientos con los sedimentadores en funcionamiento. La compactación se llevó a cabo dejando caer una masa de 10000 kg en caída libre a 15 m de altura desde una grúa, sobre puntos distanciados aproximadamente a 2.8 m entre sí. Se ejecutaron dos fases de varias caídas permitiendo un aumento de la densidad relativa del suelo original hasta un máximo de 70%, reduciendo los asentamientos verticales 10%, disminuyendo la distorsión angular a la mitad, duplicando la capacidad portante y alcanzando una profundidad máxima de mejoramiento próxima a 6 m. Luego se realizó por requisito de proyecto una fase de nivelación de terreno con compactación mecánica. Pudo concluirse que la fundación de la obra con plateas de hormigón armado sobre el suelo mejorado, presentó una factibilidad técnica-económica muy superior respecto a la alternativa de una fundación profunda con pilotes, lo que justificó la ejecución de la compactación dinámica en esta obra.

Palabras clave: asentamientos; compactación dinámica; densidad relativa; elemento finito; mejoramiento de suelo; onda de corte.

I. INTRODUCCIÓN

La compactación dinámica se usa para aumentar la densidad relativa del suelo, Dr, cuando ciertas restricciones sub-superficiales hacen que otros métodos resulten inapropiados. Con ella se busca incrementar la capacidad portante de suelos de compacidad suelta y reducir asentamientos verticales diferenciales. Puede usarse para reducir el hundimiento por licuefacción e inducir asentamientos en suelos colapsables [1].

Es una técnica de bajo coste para grandes superficies de terreno. Lukas [2] define tres tipos de suelos para su aplicabilidad. Una zona favorable de suelos granulares permeables que logra los mejores resultados, seguida de una zona de suelos semipermeables de limos con índice de plasticidad $IP<8$, concluyendo con una zona más desfavorable de depósitos semipermeables de arcillas con $IP>8$.

Existen indicios de su uso por los Romanos y las dinastías chinas [3]. El primer registro escrito de su utilización data de 1812 [4]; aunque el gran desarrollo se presentó a partir de 1963 con la técnica de Ménard [5]. El proceso implica la caída de una pesa (masa), repetidamente, en el suelo, a intervalos regularmente espaciados. El peso y la forma de la masa, su altura de caída libre y el número de caídas en un mismo punto son los que determinan el grado de compactación que se produce en el suelo tratado [6]. La masa del pisón oscila entre 5000 kg y 200000 kg. La altura de caída va desde dos hasta 40 m, pero a partir de 20 m pierde eficiencia en el impacto debido al descentrado de las caídas sucesivas.

El impacto de la masa en el suelo genera ondas de corte (*rayleigh*) que densifican el suelo, disminuyen la relación de vacíos y aumentan su densidad relativa. La densidad relativa sirve para determinar el grado de compacidad de un suelo; se emplea para suelos en estado natural y para rellenos compactados artificialmente. Adicionalmente a esta densificación vertical, se inducen grandes deformaciones específicas laterales en el suelo adyacente a los impactos, incrementándose el coeficiente de balasto horizontal. Dichas ondas de tensión de corte pueden penetrar hasta una profundidad máxima de 10 m a 15 m. En suelos poco cohesivos a no cohesivos, y estando saturados o próximos a ello, estas ondas generan la compactación del suelo. En suelos cohesivos, las ondas crean un

incremento en la presión intersticial (de poros) que es seguida por la compactación del suelo.

La caída inicial de la masa ejerce el mayor efecto de compactación y penetración, dependiendo de la densidad del suelo. Las caídas subsiguientes, cuando coinciden en el mismo punto, van aumentando la densidad relativa del suelo.

En este trabajo se presenta una aplicación del mejoramiento de suelos con compactación dinámica en la Planta Depuradora de Líquidos Cloacales Bajo Grande, Ciudad de Córdoba, Argentina (Figura 1). Este procedimiento hizo posible la ejecución de una fundación superficial, evitado el alto costo de un sistema de fundación profunda para esta extensa obra; donde el suelo de aceptable capacidad portante se alumbra a más de 6 m de profundidad.



Fig. 1. Vista de obra de Planta de Bajo Grande y su ubicación en Argentina.

II. MATERIALES Y MÉTODOS

Para llevar a cabo este estudio de ingeniería aplicada se realizaron exhaustivos sondeos geotécnicos para tipificar el suelo y la estratificación presente en el sitio de obra. Con esta información pudo definirse el tipo de fundación y la tecnología asociada más adecuada para su ejecución. Surgió así la necesidad de efectuar un mejoramiento de suelo a través de la compactación dinámica. Para ello se definieron parámetros del conjunto suelo-estructura, y se propusieron recomendaciones constructivas esenciales para asegurar un eficiente proceso de

compactación dinámica. Esta interacción suelo-estructura fue modelada con un software de elementos finitos, pudiéndose comparar la diferencia de asentamientos con las hipótesis de mejoramiento dinámico y sin él. Al finalizar la obra y con los sedimentadores funcionamiento a carga máxima de trabajo, se constató que los asientos pronosticados fueran coherentes con los medidos *in situ*.

A. Identificación de suelos

Para la construcción de sedimentadores y aireadores de esta obra, se ejecutaron exploraciones geotécnicas del tipo de sondeo de Penetración Estándar (Norma ASTM D-1586) [7]. En la Tabla 1 se recoge una síntesis de estos.

Por definición de proyecto se elevó el nivel de terrero donde apoyan piletas de hormigón. Encima de la compactación dinámica, se efectuó un terraplén de 1 m de espesor que consta de suelo granular compactado mecánicamente.

B. Características del proceso de compactación dinámica

De acuerdo con Han [8] se debe contemplar el tipo de material a tratar, la profundidad y el área de mejoramiento, la geometría y el peso de la masa, la altura de caída y energía, el patrón y espaciado de los impactos, la profundidad del cráter, el número de caídas y pasadas, el grado de mejora, el asentamiento inducido; así como el impacto ambiental. Otros factores que afectan el proceso son la presencia de estratos sueltos o capas duras, ubicación del nivel freático y tiempo de ejecución del mejoramiento. Seguidamente se analizan los puntos más importantes aplicables a este caso, donde se propone mejorar idealmente hasta 6 metros de profundidad aproximadamente, correspondientes al fin del Estrato II, con presencia del nivel freático en cota absoluta +360 m, equivalente a cota relativa de 12 m de la Figura 5.

1) Peso. Se utilizó una masa de 10000 kg con base de ataque en forma de solideo de 0.8 m de diámetro. La presión de contacto estática “ P_c ”, definida como el peso de la masa dividido por el área de contacto, resultó ser aproximadamente $P_c \sim 200$ kPa.

2) Altura de caída de la masa. Se estableció en 15 m.

Tabla 1. Parámetros del perfil de suelos estudiado

Estrato	Profundidad [m]	Nº golpes antes de compactación [N _G]	Nº golpes luego de compactación [N _G]	Sistema Unificado Clasificación de Suelos S.U.C.S	Límite líquido ω _{LL} %	Límite plástico ω _{LP} %	Índice de plasticidad IP %	Densidad - Densidad suelo seco γ _d [kg/m ³]	Densidad relativa luego de compactar D _r [%]	Observaciones
-	-1.2	NC	NC	-	-	-	-	2400	-	Platea de hormigón
-	-1.0		>40	GW	10	NP	NP	2300	-	Mejorado mecánicamente
I	1.0	10	>50	SP	22	19	3	1470	70	Mejorado dinámicamente
II	2.0	7	20	SP	26	24	2	1470	50	Mejorado dinámicamente
	4.0		5	ML	22	21	1	1440	35	Mejorado dinámicamente
	6.0	11	20	SM/SP	15	13	2	1440	45	Mejorado dinámicamente
III	8.0	61	61	SP	17	NP	NP	1590	>90	Suelo natural
	9.4	68	68	GP	9	NP	NP	1690	>90	Suelo natural
	12.0	76	76	GP	9	NP	NP	1720	>90	Suelo natural

NC: No corresponde. NTN: Nivel terreno natural. NF: Nivel freático. NP: No plástico.

3) Alcance en profundidad del mejoramiento. Se adoptó la ecuación (1) de origen empírico [9], originalmente propuesta por Ménard, a la cual luego se le agregó el parámetro n, estudiado para distintas condiciones de suelos [2, 10, 11].

$$Z = n (W/10^3 \cdot H)^{0.5} \quad (1)$$

Donde: Z= profundidad del mejoramiento [m]; H= altura de caída libre [m]; W= masa de la pesa [kg]; g= aceleración de la gravedad; n= coeficiente empírico. Scott *et al.* [12] reescriben la misma fórmula incorporando el concepto de energía potencial gravitacional, WgH (Ecuación 2).

$$Z = (n^2/g W/10^3 \cdot g \cdot H)^{0.5} \quad (2)$$

El coeficiente n varía normalmente entre 0.3 y 0.8, llegando en algunos suelos a 1.0. En líneas generales n disminuye para suelos finos y saturados. Con las

calibraciones de la Ecuación (1) para suelos granulares del tipo SP y SM, se obtuvo para esta obra, un rango del coeficiente “n” de 0.3 a 0.5.

Así, para $H=15$ m y $W=10000$ kg, la profundidad máxima a mejorar oscila entre $Z \sim 3.7$ m a 6.1 m. Cabe aclarar que la densificación máxima se produce entre un tercio y un medio de la profundidad calculada [2].

4) Grilla de compactación *in situ*. Se diseñó una grilla cuadrada de 4.0 m de lado. La separación entre caídas quedó en 2.8 m, equivalente a 3.5 diámetros de la masa.

La fase 1 de compactación profunda se realizó en los vértices de los cuadrados. Se ejecutaron 15 golpes (en “caída libre de la masa”) por cada posición durante esta fase. La fase 2 de compactación intermedia impactó los centros de estos cuadrados, con 10 a 12 golpes por cada posición. La fase 3 de planchado superficial se llevó a cabo removiendo toda la capa superior, por encima y alrededor de los puntos de impacto de las fases anteriores, cubriendo toda el área, más un importante sobreancho respecto de la futura obra de hormigón armado. En esta fase, en todos los controles *in situ* con el ensayo del Cono de Arena (ASTM D-1556) [13], se alcanzó un 100% de compactación relativa respecto de la densidad máxima del ensayo Proctor Modificado (ASTM D-1557) [14].

La Figura 2 expone un esquema de grilla del mejoramiento, cubriendo una superficie de 96 m². En la Figura 3 se aprecian la grúa, masa empleada e impactos producidos por la compactación dinámica ejecutada.

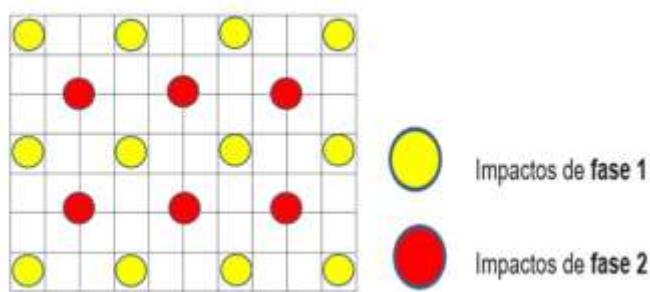


Fig. 2. Grilla de trabajo [8 m x 12 m] con impactos de fase 1 y fase 2.



Fig. 3. Proceso de compactación dinámica en la planta de Bajo Grande, Córdoba.

5) Control del aumento de densidad relativa. La “respuesta del suelo” se utilizó como guía para la inspección del procedimiento. La profundidad del primer impacto se estimó *a priori* en 0.5 m. Sin embargo, hubo registros en obra de 2.0 m de enterramiento del pisón. Conforme iba aumentando el número de impactos en una misma posición, fue disminuyendo su enterramiento hasta alcanzar el “rebote” después del 13° al 14° impacto y siempre en el 15°, dando una indicación de la densificación producida en cada posición. La densidad relativa alcanzó valores entre 35% y 70%; verificados mediante exploraciones geotécnicas del tipo de sondeo de Penetración Estándar (Norma ASTM D-1586) [13] posteriores a la compactación (mecánica y dinámica), como se muestra en la Tabla 1.

Los suelos naturales de compacidad suelta alcanzaron una compacidad densa, con un ángulo de fricción interna $\phi > 30^\circ$, que se correspondería a una resistencia al corte no drenado no menor de $S_u \approx 150 \text{ KPa}$ aproximadamente, calculada a partir de un ensayo de corte directo.

6) Control de profundidad mejorada. La profundidad mejorada verificada in situ rondó los 6 m (Tabla 1). Se ejecutaron sondeos de monitoreo de penetración dinámica continua de un cono ciego del tipo “Prueba Dinámica Super Pesada” (*Dynamic Probing Super Heavy - DPSH*). Este procedimiento fue efectuado de acuerdo con la metodología del Comité Técnico TC-16 de la ISSMFE (*International Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering*) [15].

7) Control de impacto ambiental. Por encontrarse la obra bastante alejada de viviendas y edificaciones, las consideraciones ambientales de este mejoramiento se limitaron a la capacitación y protección del personal de obra, con especial atención en voladuras de materiales, ruidos y vibraciones producidos por los impactos. Se tomaron medidas pertinentes para el adecuado traslado y movimiento de suelos y áridos.

C. Modelo de Elemento Finitos (MEF) para determinar asentamientos verticales posibles

El MEF es una técnica analítica empleada para cuantificar asentamientos y tensiones en estructuras geotécnicas. Permite cotejar la interfase suelo-estructura con o sin mejoramiento; y así evaluar el costo-beneficio respecto a diferentes alternativas de fundación. El software utilizado fue SIGMA/W [16], del paquete de programas GEO-SLOPE 8.16.2.14053. En la Figura 4 se presenta un corte simétrico del sedimentador a modelar con este software. En la Figura 5 pueden observarse las distintas partes del modelo de elementos finitos que integran este sistema “platea inclinada-suelo de fundación”. La información gráfica se complementa con el resumen recogido en la Tabla 2.

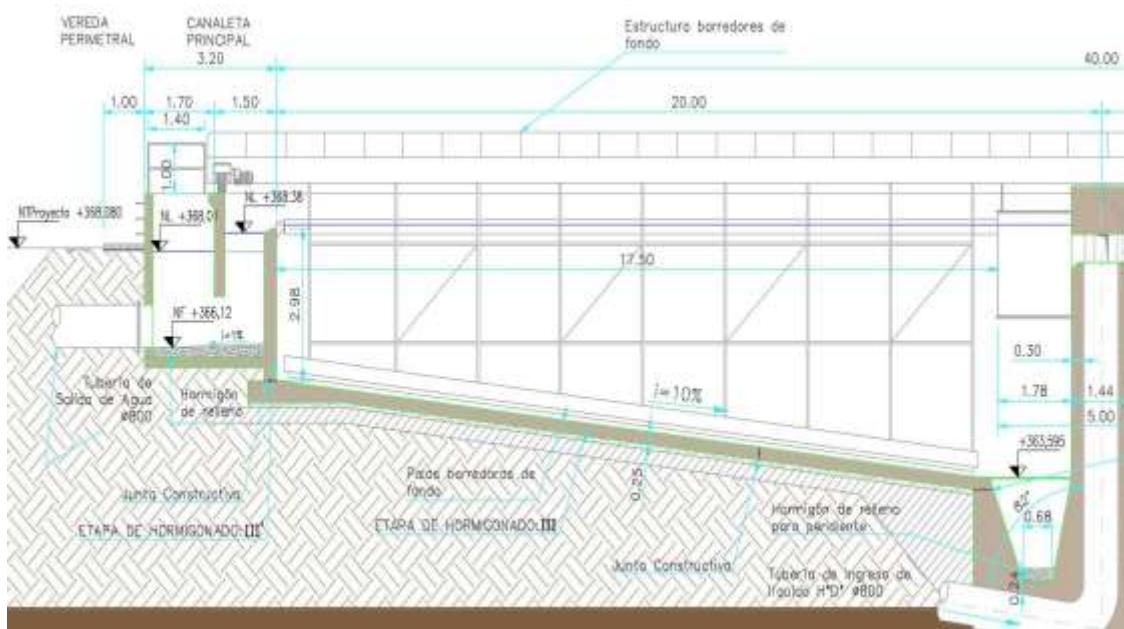


Fig. 4. Corte simétrico del sedimentador modelado.

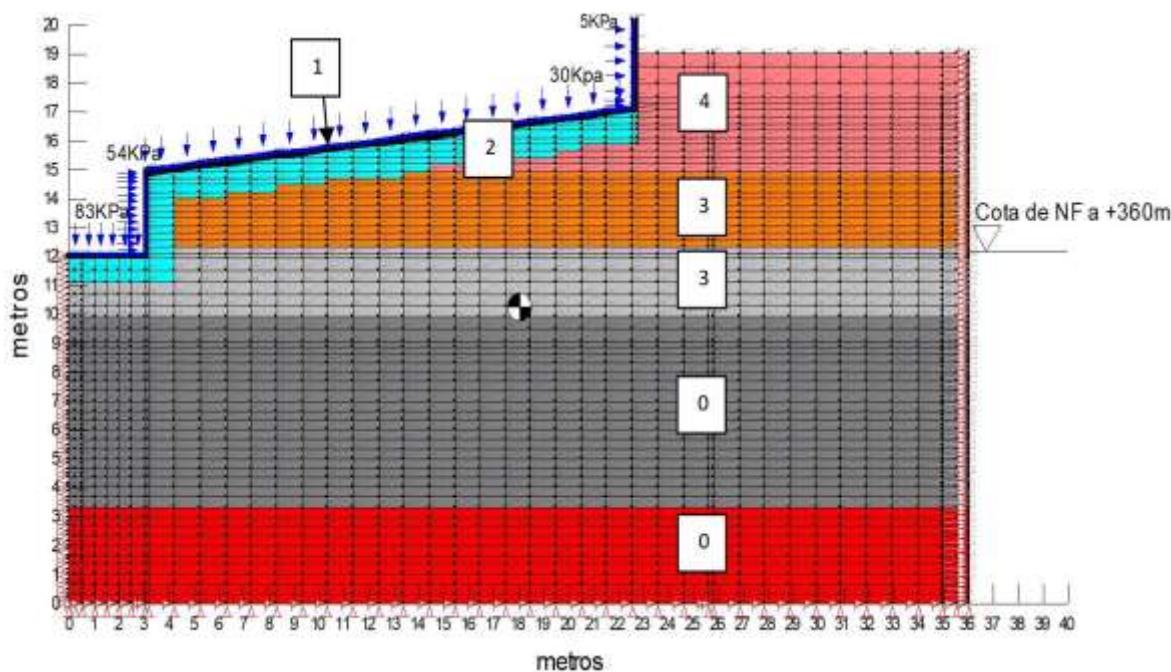


Fig. 5. Malla de elementos finitos (nudos y elementos), condiciones de apoyo, condiciones de borde, estado de carga, estratos de suelos y etapas constructivas.

Tabla 2. Resumen de características generales de la malla de cálculo del MEF

Parte obra y suelo	Material/ suelo	Nº de etapa y color ID en malla	Nº de elementos por capa	Módulo de elasticidad E [kPa]	Relación de Poisson u
Platea inclinada y arranque muro circunferencial	Hormigón armado	(1) Verde	1 (inclinada)	2x10 ⁷	0.15
Relleno del extradós del muro y apoyo de base granular	Terraplén lateral compactado	(4) Rosado	10, cualquiera sea la vertical de análisis considerada	20000	0.40
Base granular por debajo de platea	Suelo granular tipo "0-20"	(2) Celeste	2, 5, 15, según la vertical de análisis	10000	0.40
Apoyo base granular (suelo natural mejorado)	Suelo SP-ML	(3) Naranja	10 a 19, según la vertical de análisis	12000	0.35
Suelo natural mejorado	Suelo SM y SP	(3) Gris claro	4, cualquiera sea la vertical de análisis	25000	0.40
Suelo natural del lugar	Suelo GP	(0) Gris oscuro	18, cualquiera sea la vertical de análisis	65000	0.40
Suelo natural del lugar	Suelo GP	(0) Rojo	11, cualquiera sea la vertical de análisis	80000	0.40

El modelado tenso-deformacional respeta la secuencia constructiva identificada en la Figura 5. La etapa 0 (cero) es condición inicial o geostática (k_0 condition) del suelo de fundación. Luego continúan las etapas 3, 2, 1, 4 (en ese orden, ver descripción en Tabla 2) y culmina con la aplicación del estado de carga, correspondiente a la carga del agua y empuje hidrostático lateral.

Siguiendo con este razonamiento de construcción por etapas, la deformación final alcanzada es la suma de las parciales producidas bajo el incremento de cada etapa constructiva y de la etapa de carga al llenar el sedimentador con el fluido a tratar, ver Figura 6. En la Figura 7 se observa la variación de los asentamientos totales “ δ_y ” con la profundidad, para el sector central de la losa inclinada donde se producen máximos asientos verticales bajo el sedimentador en operación.

Los asentamientos modelados fueron validados en los seis sedimentadores luego de la construcción. Se tomaron lecturas en 16 tramos de cada coronamiento antes (28/09/19) y después de entrar en carga (11/05/20 y 20/05/20); observando asentamientos promedios máximos de 0.022 m, valor muy próximo a los 0.025 m calculados por el MEF para el coronamiento, tal como se puede observar en la Figura 6.

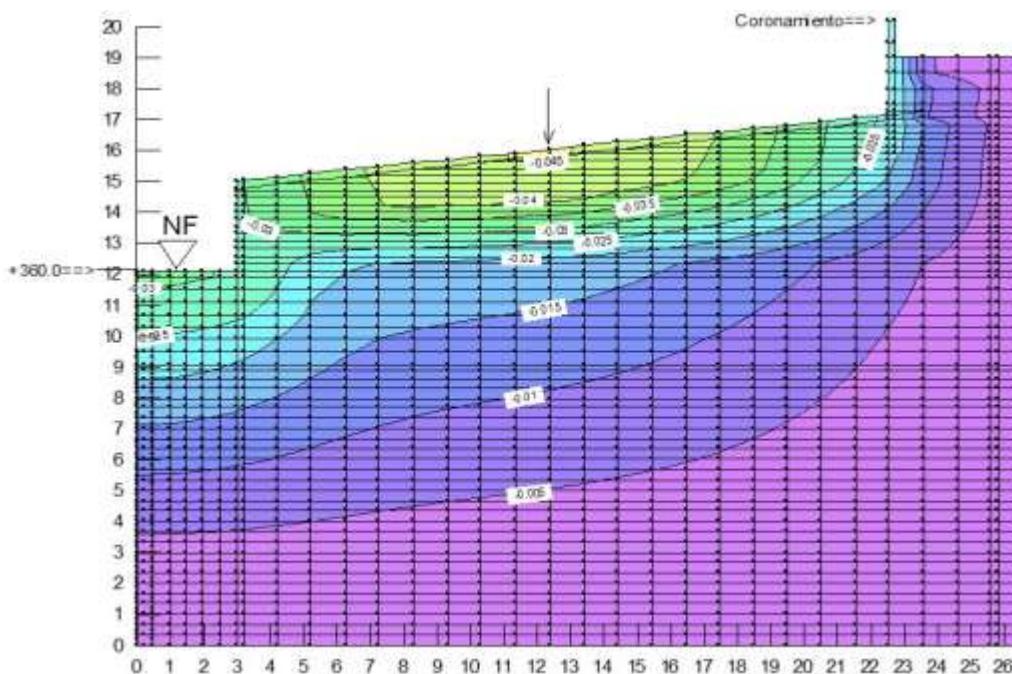


Fig. 6. Asentamientos verticales [m] en suelo mejorado, etapa de carga final calculados con MEF.

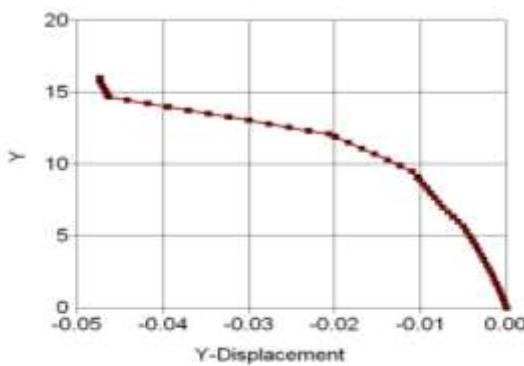


Fig. 7. Diagrama “Profundidad [m] Vs. Asentamientos verticales [m]” para etapa de carga final, en sector de máximos asientos del sedimentador, zona central de losa inclinada de la Figura 6.

Finalmente, en la Tabla 3 se resumen las principales características del modelo geo-estructural de elemento finito del proyecto modelado.

Tabla 3. Parámetros del modelo de elementos finitos empleando el SIGMA/W

Modelo geo-estructural	Axial-simétrico (ver Figura 5)
Análisis	Tenso-deformacional con aspecto lineal. Si bien correspondería analizar este mejoramiento de suelos desde el enfoque elastoplástico, se consensuó que la estructura de hormigón debía trabajar elásticamente. Así se evitaría cualquier tipo de deformación permanente o plastificación de esta, atendiendo la importancia que esta infraestructura implica.
Cantidad de nudos	2561
Cantidad de elementos finitos	2168
Módulos de elasticidad, relación de Poisson y peso unitario total de los materiales	(Ver Tabla 2)
Condición de borde	Restricción XY Restricción X (Figura 5)
Patrón de malla de elementos finitos	Cuadriláteros con 4 y 8 nudos, noveno orden de integración y cuatro ángulos rectos interiores (rectángulos y cuadrados)
Proceso de carga del modelo	Secuencial según avance de obra: Estado inicial geostática del suelo de fundación etapa 0, continuando con las etapas 3, 2, 1 y 4 (Tabla 2) y finalizando con la aplicación del estado de carga (carga del agua y empuje hidrostático lateral).
Resultados del sedimentador apoyado sin mejoramiento de suelos	Deformación vertical máxima: 50 mm Deformación vertical en eje simetría: 30 mm Distorsión angular: 1/275 Capacidad portante vertical adm≈ 1000kPa
Resultados del sedimentador apoyado con mejoramiento de suelos	Deformación vertical máxima: 45 mm Deformación vertical eje simetría: 35 mm Distorsión angular: 1/550 Capacidad portante vertical adm ≈ 2000 kPa

III. RESULTADOS

Al aplicar la compactación dinámica en suelos finos (ML y SM/SP), se verificó *in situ* que su densidad relativa aumentó como mínimo cuatro veces. Los suelos pasaron de compacidad suelta a densa, con un ángulo de fricción interna $\varphi > 30^\circ$, y una resistencia al corte no drenado mayor a $S_u > 150$ KPa.

La distorsión angular crítica calculada por MEF fue de $\delta = 1/550$, en vez de $1/275$ del suelo sin compactar que implicaba fisuraciones en hormigón de plateas [17].

La deformación vertical máxima calculada con MEF para sedimentadores cargados sobre suelo natural es de 50 mm y de 45 mm en suelo compactado.

Los asentamientos máximos medidos *in situ* en los coronamientos de los sedimentadores fueron de 22 mm, en comparación a los 25 mm pronosticados por MEF. Sólo en 1 de los 96 tramos radiales estudiados se superó el asentamiento modelado, lo que representa un 1.04% de error en la estimación previa. Lo cual valida ampliamente el modelo con la obra materializada.

La capacidad portante vertical admisible (q_u) antes del proceso de compactación era de 1000 kPa y después del mismo alcanzó 2000 kPa. Esta última se determinó a partir de la Ecuación (3), propuesta por Bowles [18] para suelos no cohesivos.

$$q_u = 0.6 N/F_S \quad (3)$$

Donde: N = número de golpes más bajo de 10 golpes a 4m de profundidad obtenido del sondeo de Penetración Estándar (Norma ASTM D-1586) [13]; factor de seguridad (F_S) igual a 3.

IV. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES

Los suelos de compacidad suelta alcanzaron porcentajes de densidad relativa de 35% a 70%. Aunque en teoría lo óptimo era entre 60% a 80%, se aceptaron valores logrados porque la densidad relativa del suelo natural no llegaba a 10%.

La compactación dinámica densificó el suelo hasta una profundidad máxima de 6 m, permitiendo cimentar los tanques directamente con plateas de hormigón armado con una distorsión angular admisible, o sea menor a 1/500.

Con la compactación dinámica se disminuyeron los asentamientos verticales máximos un 10% y se logró un aumento de la capacidad portante vertical

admisible de un 100%. Por lo que se obtuvo una mejora tenso-deformacional de este proyecto muy interesante.

Con los sedimentadores en operación, se verificaron con mediciones *in situ* los asentamientos verticales, comprobando que la simulación con MEF para el estado final de carga se ajusta fidedignamente al comportamiento físico de la realidad.

La fundación profunda por pilotes hasta profundidades superiores a 6 m implicaba grandísimos volúmenes de hormigón, excavaciones muy próximas en mantos granulares y en presencia de nivel freático, necesidad de un sistema de arriostramiento muy denso, extensión de plazos de obra, y todo ello se traducía en altísimos costos. La alternativa de fundación superficial sobre mejoramiento dinámico, supera en todos estos aspectos a la alternativa de fundación profunda.

La simplicidad del proceso de compactación dinámica, las múltiples experiencias internacionales, las ventajas económicas que supone para obras de grandes dimensiones, infieren que debiera ser un método más usado en Argentina.

CONTRIBUCIÓN DE LOS AUTORES

Serrano contribuyó con estudios geotécnicos, selección del sistema de mejoramiento y cálculo de parámetros para compactación dinámica. Cruz realizó el modelado de sedimentadores en el software Sigma/W y participó en la escritura. Martin-Schmädke contribuyó con la búsqueda de antecedentes, escritura y revisión final del presente artículo.

FINANCIAMIENTO

Los autores expresan su agradecimiento a la Universidad Católica de Córdoba por el apoyo para la ejecución de la presente investigación.

REFERENCIAS

- [1] L. Zhang, G. Yang, D. Zhang, Z. Wang, and J. Jin, "Field Test and Numerical Simulation of Dynamic Compaction of High Embankment Filled with Soil-Rock," *Advances in Civil Engineering*, vol. 2019, e6040793, Sep. 2019. <https://doi.org/10.1155/2019/6040793>
- [2] R. G. Lukas, *Geotechnical Engineering Circular No. 1: Dynamic Compaction*, Washington D.C., FHWA-SA-97-037, 1995. <https://www.fhwa.dot.gov/engineering/geotech/pubs/009754.pdf>

- [3] B. C. Slocombe, "Dynamic compaction", in *Ground Improvement*, M. P. Moseley, and K. Kirsch, Eds. Nueva York: Spon Press, 2004, pp. 93-118. <https://doi.org/10.1201/9780203489611>
- [4] J. Rondelet, *Traite Theorique Et Pratique de l'Art de Batir: Avec Atlas de Planches*, United States: Wentworth Press, 2018.
- [5] L. Ménard, and Y. Broise, "Theoretical and practical aspect of dynamic consolidation," *Géotechnique*, vol. 25(1), pp. 3-18, Mar. 1975. <https://doi.org/10.1680/geot.1975.25.1.3>
- [6] P. W. Mayne, J. S. Jones, and J. C. Dumas, "Ground Response to Dynamic Compaction," *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 110 (6), pp. 757-774, Jun. 1984. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1984\)110:6\(757\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1984)110:6(757))
- [7] American Society for Testing and Materials, *ASTM D-1586. Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils*, 2018. https://doi.org/10.1520/D1586_D1586M-18
- [8] J. Han, *Principles and Practices of Ground Improvement*. New Jersey: John Wiley & Sons, 2015.
- [9] R. G. Lukas, *Dynamic Compaction for Highway Construction*, Department of Transportation, Federal Highway Administration, 1986. <https://trid.trb.org/view/273838>
- [10] G. A. Leonards, R. D. Holtz, and W. A. Cutter, "Dynamic compaction of granular soils," *Transportation Research Record*, vol. 749, pp. 10-13, 1980.
- [11] J. A. Charles, D. Burford, and K. S. Watts, "Field studies of the effectiveness of dynamic consolidation," *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, vol. 21 (3), A117, Jun. 1984. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(84\)91887-4](https://doi.org/10.1016/0148-9062(84)91887-4)
- [12] B. Scott, M. Jaksa, and P. Mitchell, "Depth of influence of rolling dynamic compaction," in *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Ground Improvement*, pp. 1-10, Apr. 2019. <https://doi.org/10.1680/jgrim.18.00117>
- [13] American Society for Testing and Materials, *ASTM D-1556. Standard Test Method for Density and Unit Weight of Soil in Place by Sand-Cone Method*, 2015. https://doi.org/10.1520/D1556_D1556M-15E01
- [14] American Society for Testing and Materials, *ASTM D-1557. Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort (56,000 ft-lbf/ft³ (2,700 kN-m/m³))*, 2012. <https://doi.org/10.1520/D1557-12E01>
- [15] International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering, *Report of the ISSMFE Technical Committee on Penetration Testing of Soils-TC 16, with Reference Test Procedures, CPT-SPT-DP-WST*. Swedish Geotechnical Society, 1989.
- [16] GeoSlope International, *Sigma/W* 8.16.2.14053 - Serial number 93454, 1991. <https://www.geoslope.com/products/sigma-w>
- [17] L. Bjerrum, "Allowable settlement of structures," in *European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Wiesbaden, Germany, 1963, pp. 135-139.
- [18] J. E. Bowles, *Foundation analysis and design*. Nueva York: Mc Graw Hill, 1997.