

Diagnóstico y proyecto de recalce estructural del Palacio Tampieri

E. Zanni^{1*} , J. Capdevila² 

*Autor de Contacto: arqzanni@gmail.com

DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v14i1.714>

Recibido: 07/11/2023 | Correcciones recibidas: 18/12/2023 | Aceptado: 27/12/2023 | Publicado: 01/01/2024

RESUMEN

Se detalla el diagnóstico y recalce estructural del Palacio Tampieri, dentro de un proyecto de restauración integral. El edificio posee alto valor patrimonial, constituyendo uno de los dos palacios existentes en la Provincia de Córdoba, Argentina. Presenta fracturas en mamposterías portantes, provocadas por asentamientos diferenciales, al estar fundado sobre limos colapsables afectados por variaciones cíclicas del nivel freático. La metodología consistió en relevar las lesiones existentes, realizar cateos e indagación técnica e histórica de su construcción para diagnosticar su estado estructural y constructivo. La intervención se dividió en dos etapas: A) estabilizar y hermetizar el edificio, y B) rehabilitar y restaurar fachadas e interiores. Se concluye que los micropilotes hincados constituyen una alternativa válida para refundar edificios en suelos saturados, con intervenciones mínimamente destructivas.

Palabras clave: patrimonio; restauración; asentamientos; recalce; micropilotes.

Citar como: Zanni, E., Capdevila, J. (2024), “*Diagnóstico y proyecto de recalce estructural del Palacio Tampieri*”, Revista ALCONPAT, 14 (1), pp. 96 – 114, DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v14i1.714>

¹ Facultad de Arquitectura, Universidad Nacional de Córdoba, Córdoba, Argentina.

² Departamento de Construcciones Civiles, Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, Universidad Nacional de Córdoba, Córdoba, Argentina.

Contribución de cada autor

En este trabajo, ambos autores contribuyeron con todas las actividades en un 50% cada uno. Las actividades mencionadas incluyen: Relevamiento de datos, antecedentes y síntomas patológicos, análisis, diagnóstico, diseño y cálculo de las soluciones, escritura del trabajo y discusión de resultados.

Licencia Creative Commons

Los derechos de autor (2024) son propiedad de los autores. Este trabajo es un artículo de acceso abierto publicado bajo los términos y condiciones de una licencia internacional Creative Commons Attribution 4.0 International License ([CC BY 4.0](https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/)).

Discusiones y correcciones posteriores a la publicación

Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el tercer número del año 2024 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del segundo número del año 2024.

Diagnosis and project of structural underpinning of Tampieri Palace

ABSTRACT

The diagnosis and structural underpinning of the Tampieri Palace is detailed, within a comprehensive restoration project. The building has a high patrimonial value, constituting one of the two existing palaces in the Province of Córdoba, Argentina. It presents fractures in load-bearing masonry, caused by differential settlements, as it is founded on collapsible silts affected by cyclical variations in the water table. The methodology consisted of relieving the existing injuries, conducting searches and technical and historical investigation of its construction to diagnose its structural and constructive state. The intervention was divided into two stages: A) stabilize and seal the building, and B) rehabilitate and restore facades and interiors. It is concluded that the driven micropiles constitute a valid alternative to refund buildings in saturated soils, with minimally destructive interventions.

Keywords: heritage; restoration; settlements; underpin; micropiles

Diagnóstico e projeto de reforço estrutural do Palácio Tampieri

RESUMO

Detalha-se o diagnóstico e reforço estrutural do Palácio Tampieri, no âmbito de um projeto de restauração integral. O edifício possui alto valor patrimonial, sendo um dos dois palácios existentes na Província de Córdoba, Argentina. Apresenta fraturas nas alvenarias estruturais, causadas por assentamentos diferenciais, uma vez que está fundamentado sobre solos colapsáveis afetados por variações cíclicas do lençol freático. A metodologia envolveu o levantamento das lesões existentes, a realização de sondagens e investigação técnica e histórica de sua construção para diagnosticar seu estado estrutural e construtivo. A intervenção corretiva foi dividida em duas etapas: A) estabilizar e consolidar as fundações do edifício, e B) reabilitar e restaurar fachadas e interiores. Conclui-se que as micro estacas cravadas constituem uma alternativa válida para o reforço de fundação de edifícios em solos saturados, com intervenções minimamente destrutivas.

Palavras-chave: patrimônio; restauração; assentamentos; recalque; reforço fundações.

Información Legal

Revista ALCONPAT es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A. C., Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Página Web: www.alconpat.org

Reserva de derechos al uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos otorgados por el Instituto Nacional de Derecho de Autor. Editor responsable: Dr. Pedro Castro Borges. Responsable de la última actualización de este número, Unidad de Informática ALCONPAT, Ing. Elizabeth Sabido Maldonado.

Las opiniones expresadas por los autores no necesariamente reflejan la postura del editor.

La reproducción total o parcial de los contenidos e imágenes de la publicación se realiza en apego al código COPE y a la licencia CC BY 4.0 de la Revista ALCONPAT.

1. INTRODUCCIÓN

El Palacio Tampieri, ubicado en la ciudad de San Francisco (al este de la provincia de Córdoba, Argentina), fue construido en un contexto histórico en el cual la corriente migratoria desde Italia hacia la Argentina fue impactante. Su propietario original, Ricardo Tampieri, uno de los empresarios más importantes del país, ordenó erigir su residencia junto a la fábrica de pastas con la cual amasó su fortuna (Figura 1). El edificio tiene una superficie cubierta y semicubierta de 1517m² distribuidos en 3 niveles, según el siguiente detalle:

Superficie Subsuelo (SS): 545,98m²

Superficie Planta Baja (PB): 545,98m² + 31,48m² semi-cubiertos.

Superficie 1° piso (PA): 373,13 m²

Superficie Sala Máquinas (azotea): 20,70 m²



Figura 1. Vista exterior del palacio

2. TECNOLOGÍA DE CONSTRUCCIÓN

La tecnología consiste en muros portantes de ladrillos cerámicos macizos de 0.60 m y 0.40 m de espesor en muros exteriores e interiores, respectivamente. También hay tabiques divisorios no portantes de 15 cm. Las fundaciones son corridas, conformadas por empataamiento de los muros de mampostería, que se ensanchan a fin de transferir al suelo de apoyo tensiones de contacto compatibles con su capacidad de carga. El ancho de las mismas es de 80 y 60 cm, respectivamente, a un horizonte de desplante de -4,50 m (-1,50 m por debajo del nivel de piso del SS).

El estudio de suelos destaca la presencia, hasta una profundidad de -10.00 m, de limos y limos arcillosos de baja resistencia a la penetración superficial e incremento de compacidad para profundidades mayores a los -8,00 m, infiriendo comportamiento de potencial colapso por humedecimiento bajo carga, sobre todo a profundidades de hasta 5 m o 6 m. También es importante mencionar, que los mismos estudios geotécnicos manifiestan la detección de una estructura carbonatada con características de “tosca” distribuida en forma aleatoria y no uniforme. Esta situación, genera asentamientos diferenciales en la estructura en razón de los diferentes comportamientos del suelo de apoyo frente al ascenso del nivel freático, también incluido en los informes geotécnicos, variable entre -1.10 y -2.30 m, superando al momento de la intervención, el

nivel de desplante de la estructura de apoyo, situación ésta que se mantiene desde hace dos décadas (Videla et al., 2015).

Las envolventes horizontales están materializadas mediante losas de forjados de perfiles metálicos IPN con bóvedas de ladrillos y capa de compresión de hormigón armado en entresijos y techo.

Los cielorrasos originales son armados y están constituidos por láminas de metal desplegado (en algunos locales enlustrado de madera) y engrosado y enlucido de yeso.

Las carpinterías poseen marcos y hojas de madera e incluyen cortinas de enrollar en las ventanas y puertas ventana.

Los solados varían según el local, presentando distintas variantes como pisos de parquet con marquetería sobre rastreles de madera, mosaicos graníticos reconstituidos y baldosas calcáreas. En sectores puntuales hay pisos de mármol.

El acabado exterior es revoque símil piedra con buñados y almohadillados en las esquinas. Poseen ornatos, molduras y volutas decorativas bajo cornisas.

Los revestimientos interiores son también variables, desde enlucidos al yeso con molduras y paños moldurados, hasta boisseries de madera y de mármol en salones principales.

3. CARACTERIZACIÓN DEL SUELO

El perfil estratigráfico del suelo revela los siguientes mantos:

1. **Estrato I:** (cota +0,00 m a cota -1,30 m), suelo orgánico, no apto para soportar cargas.
2. **Estrato II:** (cota -1,30 m a cota -5,00 m). Manto colapsable conformado por arcillas illíticas, muy sensible a los cambios de humedades naturales (hoy es una zona de baja resistencia al estar totalmente saturada), con una capacidad de carga de 1 kg/cm². En este estrato se ubica el horizonte de apoyo del edificio.
3. **Estrato III:** (cota -5,00 m a cota -10,00 m), suelo permeable, con comienzo de una estructura carbonatada, normalmente consolidado con alguna pequeña preconsolidación tipo toscas medianas. El número de golpes del ensayo de penetración estándar (SPT) aumenta con la profundidad, alcanzando su máxima resistencia entre los -10 y los -12 m, con una capacidad de carga de 1,8 kg/cm².

4. DECLARATORIAS DE PROTECCIÓN

El edificio está incorporado al Patrimonio Cultural Provincial de acuerdo al Decreto 49/94 (enero/1994), en los términos de la Ley 5543, donde lo declara Monumento de Interés Provincial. También posee Declaratoria de Interés Municipal Monumento Histórico Cultural-Arquitectónico, según Ordenanza Municipal 6416/13 (diciembre/2013) de la ciudad de San Francisco.

El nivel de protección lo encuadra como Categoría 1: Edificio de Calidad Singular (Protección Integral).

5. METODOLOGÍA DE TRABAJO

Se realizó un minucioso relevamiento arquitectónico y de degrados en plantas y fachadas, respaldado por registro fotográfico de cada local. También se ejecutaron cateos de fundaciones y prospecciones varias para determinar la tecnología de construcción, como asimismo mediciones de contenidos de humedad en muros y cubiertas, mediante higrómetros de contacto superficiales (electrodos de 8 mm multicalibrados -madera, sólidos porosos-, y de sonda larga con electrodos de 200 mm).

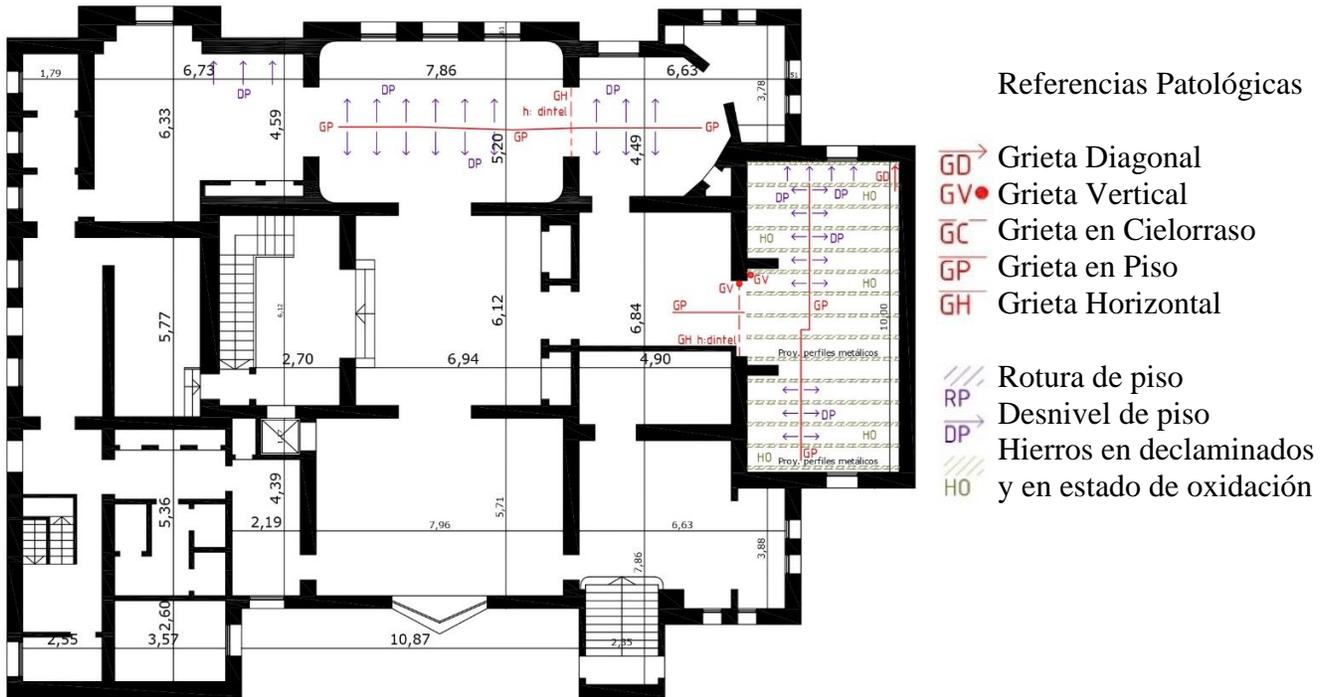


Figura 2. Relevamiento de patología en nivel subsuelo.

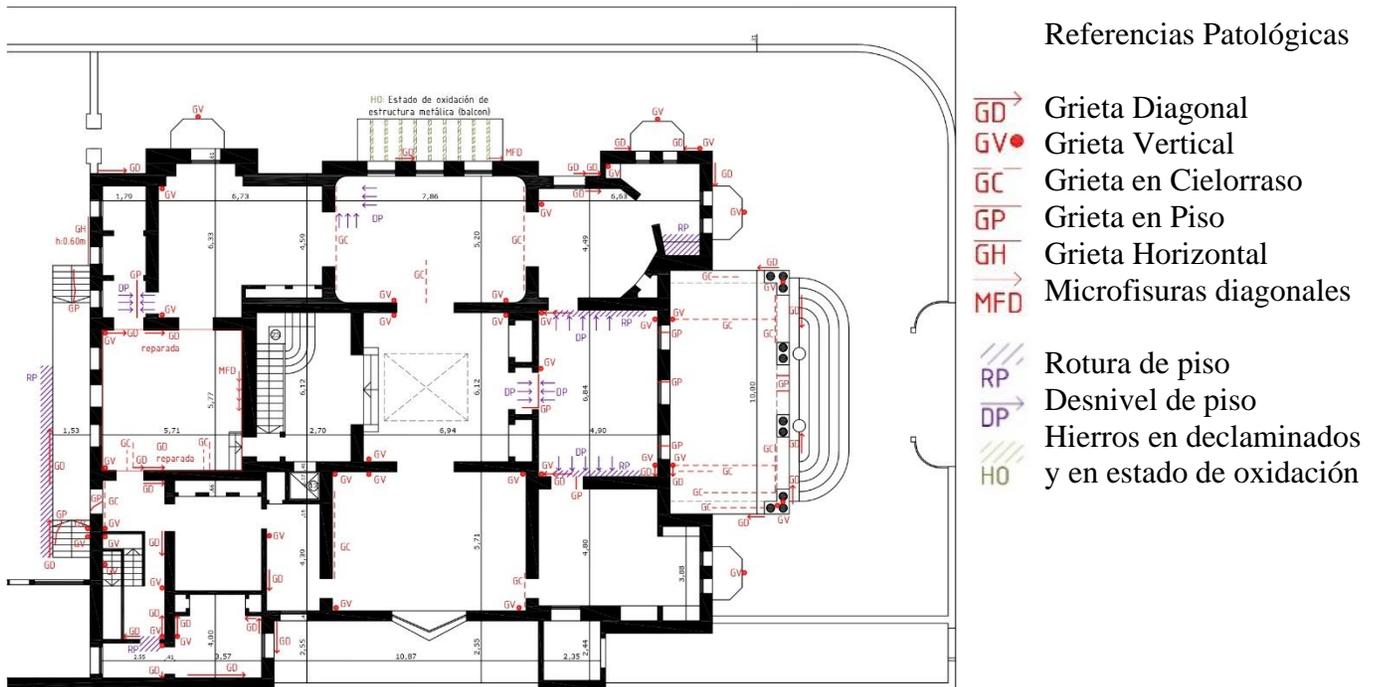


Figura 3. Relevamiento de patología en nivel planta baja.

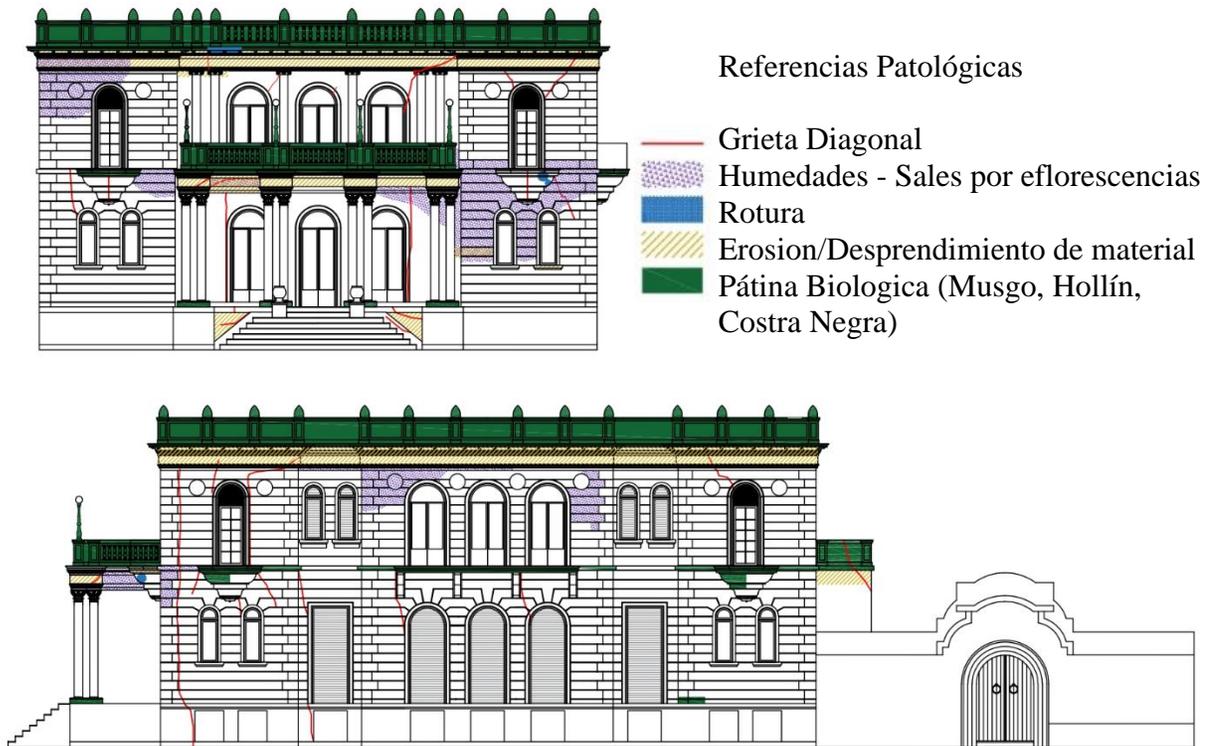


Figura 4. Relevamiento de patología en fachadas Norte y Oeste.



Figura 5. Relevamiento fotográfico de degradados. 5.1) y 5.2): grietas en recubrimiento inferior de balconete, por corrosión de la estructura de armado interior. 5.3), 5.4) y 5.7): el desplazamiento de la estructura metálica adintelada del porch de ingreso, por asientos diferenciales, provocó grietas de tironeo y tracción en las uniones con muros portantes, dando origen al ingreso de filtraciones de agua y el consiguiente degrade de revoque símil piedra. 5.5) y 5.6): descensos diferenciales de columnas de terraza sobre porch ingreso, con alabeos de líneas de molduras y rotura de placas de revestimiento, incluso en escalinata.

Las Figuras 2 a 4 presentan esquemas, en planta y fachada, de los relevamientos patológicos realizados cuyo estudio y análisis permite inferir las probables causas que le dieron origen. En tanto, la Figura 5 muestra un relevamiento fotográfico de los degrados del palacio.

En base al relevamiento y análisis de las fracturas existentes, se diagnosticaron sus causas, arribando a la conclusión que obedecen a asientos diferenciales de la estructura por deformación del suelo de apoyo, debido a la saturación del mismo. Los limos loésicos del centro de la Argentina presentan características granulométricas particulares, estando formados por una fracción del tamaño de las arenas y una fracción importante del tamaño de limos, arcillas y carbonatos de calcio. En general estos suelos presentan una baja plasticidad y potencias o espesores de estrato que varían regionalmente. En el sector en estudio es muy común que a profundidades variables entre los 8 y 12 metros aparezcan estratos de limos con presencia de nódulos aislados, con menor conductividad hidráulica que los limos superiores, por lo que el agua que se infiltra en el terreno tiende a acumularse por encima de este estrato. Regionalmente se observa una escasa pendiente en el terreno, característica de los depósitos eólicos, que da origen a la presencia de depresiones y humedales. Esto último se suma a los valores crecientes de excedentes hídricos en los balances, incrementándose a partir de los '70 la frecuencia de años con excesos. Los balances hidrológicos permiten comprobar que el almacenamiento de tales excedentes, en estos sistemas de llanura, se traduce en un importante aumento de los niveles freáticos (Gómez et al., 2006).

Los suelos limosos de origen loésico presentan una estructura macroporosa y sufren grandes variaciones de volumen, denominadas colapso, cuando se incrementa el contenido de humedad o el estado tensional. En general, se puede aseverar que el comportamiento tenso-deformacional del loess argentino es altamente dependiente del contenido de humedad del suelo, observándose una importante caída del módulo elástico cuando se produce la saturación completa del mismo. Este comportamiento puede atribuirse a que al aumentar el contenido de humedad del suelo la hidratación de los puentes de arcilla y las sales precipitadas en los contactos entre partículas de mayor tamaño producen el colapso de la estructura y ablandamiento del esqueleto del suelo. Como consecuencia, esta debilitación de los contactos entre partículas se manifiesta, a macro escala, con un incremento en las deformaciones verticales del suelo (aún bajo carga constante) (Francisca, 2007). Frente a este panorama, las construcciones civiles y obras de arquitectura apoyadas o cimentadas sobre estos suelos sufren importantes daños. La magnitud de los daños aumenta con el nivel de las cargas transmitidas al terreno y con la tipología estructural de la construcción. En las Figuras 6 a 9 se muestran algunos de los daños estructurales detectados y relevados en el Palacio Tampieri.



Figura 6. Los asientos diferenciales originaron esfuerzos diagonales de tracción en los muros, dando lugar a la aparición de grietas parabólicas perpendiculares a la diagonal traccionada.



Figura 7. Detalle de grietas con desplazamiento entre fragmentos de muros.



a)



b)

Figura 8. a) Desvinculación de muros en encuentros en esquina, por desplazamientos y desplomes diferenciales entre los mismos. b) Detalle de desprendimiento de ornatos y volutas por deformación de las cornisas, a consecuencia de los asentamientos. Dichos elementos sueltos implican riesgo de caída al vacío.



Figura 9. Deformación y rotura de estructura metálica de armazón de cornisa.

En función de lo anterior, se diseñaron y calcularon los recalces correspondientes, optándose por la tecnología de micropilotes metálicos mononúcleo hincados con inyección IGU (Inyección Global Unitaria).

6. DETALLE DE LA INTERVENCIÓN

6.1. Generalidades.

A efectos de asegurar la estabilidad del edificio ante los asentamientos, se diseñaron, calcularon y ejecutaron 101 micropilotes hincados, destinados a transferir las cargas de la construcción a un manto estable no colapsable (tosca ubicada a -12 m de nivel de terreno natural), ante el incremento de humedad en el horizonte de fundación original (Cisneros et al., 2014).

La capacidad de carga mínima garantizada es de 20 tn por cada unidad, de modo de poder transferir las cargas que transmite el muro más cargado, con un coeficiente de seguridad no inferior al 50%. Se descartó como opción, la ejecución de pilotes excavados mecánicamente y hormigonados in situ, debido a la imposibilidad de realizar la excavación dentro de los locales, y al riesgo inaceptable que implicaría una excavación manual, dadas las condiciones de saturación del suelo, y a la eventual presencia de socavones desmoronables.

Estos micropilotes consisten en caños de acero sin costura, de aleaciones especiales con tensiones de rotura por tracción que duplican los aceros de construcción tradicionales, denominados Manesmann (Figura 10). Los mismos tienen 73 mm de diámetro externo, y se acoplan por soldadura cada 3 metros, hincándose por percusión hasta llegar a la resistencia de rechazo del terreno, la que debe ser compatible con el horizonte de fundación previsto en los estudios geotécnicos previos.

Estos elementos se introdujeron en forma sub-vertical a través de la mampostería de elevación, con un ángulo de ataque tal que permite que los micropilotes atraviesen la base de apoyo en su tercio medio. De este modo, se evitó tener que ejecutar un cabezal en ménsula para recalzar el muro en cuestión. La transferencia de cargas desde el muro al pilote se materializa por la fricción desarrollada entre los ladrillos de la mampostería y el material que rellena el espacio entre la pared perforada y el fuste de acero del micropilote.

6.2. Propuesta de recalce de muros interiores.

La disposición de los micropilotes para materializar el recalce de los muros se realiza a tres bolillos (Figura 11). La cantidad de micropilotes a utilizar se determina según la carga que reciba el muro y la capacidad de carga del micropilote. En la Tabla 1 se presentan los parámetros de cálculo de

los micropilotes que permitieron luego determinar la cantidad necesaria para el recalce de cada muro.



Figura 10. Detalle de los tubos Manessmann con diámetro de 73 mm. Se observan la perforación para inyección y los azuches para hincado sin transmisión de vibraciones al suelo circundante.

Tabla 1. Parámetros de cálculo de cada micropilote en contacto con mampostería.

Material	Diámetro [mm]	Diám. perforación [mm]	Longitud friccional [mm]	Resistencia friccional [kg/cm ²]	Capacidad Carga [tn]
				Grouting	
Acero	73	125	100	4	6,50

La ubicación de los elementos se detalla en el Plano de Planta de Subsuelo (Figura 12).

En primer lugar, antes de diseñar el recalce, se realizó el análisis de carga del muro interior más cargado, a los fines de diseñar el mismo de manera ajustada, determinando la cantidad de micropilotes a distribuir bajo cada muro. Asimismo, se realizó también el análisis de carga del muro perimetral más cargado. Éstos tienen la particularidad que solo es posible recalzarlos mediante micropilotes desde un solo lateral, provocando que la carga fuera excéntrica, por lo que debían anclarse para equilibrar dicha excentricidad. Esta última situación se analiza en detalle más adelante.

Para determinar la carga transferida por los muros, en primer lugar, se realizó el análisis de carga de losas de entepiso y de azotea no accesible (Tabla 2). Los análisis de carga de los muros, interior y exterior, más cargados se presentan en la Tabla 3.

Durante la ejecución, y para atravesar el muro evitando vibraciones por hincado, se perforó primero con corona diamantada un orificio de 120 mm de diámetro, hasta traspasar la base de apoyo. En ese momento, se retiró la corona y se introdujo el micropilote hasta hacer contacto con el suelo subyacente, para recién comenzar el proceso de hincado. En el caso de los muros interiores de SS, los pilotes van alternados a uno y otro lado de cada muro, con esquema de “pata de catre”, tal como se indicó en la Figura 11.

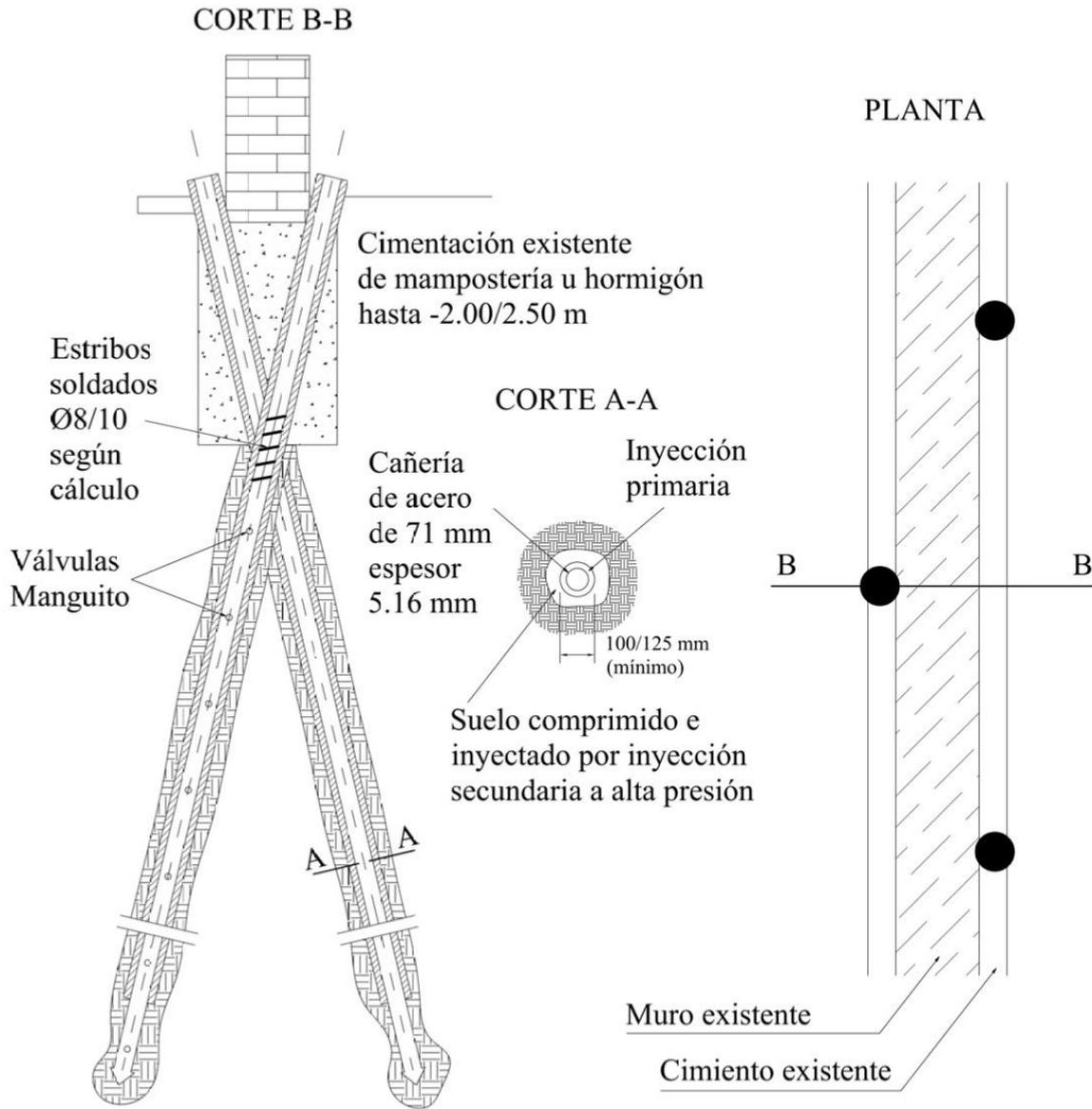


Figura 11. Esquema de apoyo de muros interiores en micropilotes sub-verticales.

Tabla 2. Análisis de carga de losas.

Item	Losa Entrepiso	Losa de Azotea No Accesible
	Carga [tn/m ²]	Carga [tn/m ²]
Forjado	0.33	0.33
Piso	0.19	0.19
Cielorraso	0.03	0.03
Total Carga Muerta	0,55	0,55
Sobrecarga útil	0.20	0.10
Carga Total de Losa	0.75	0.65

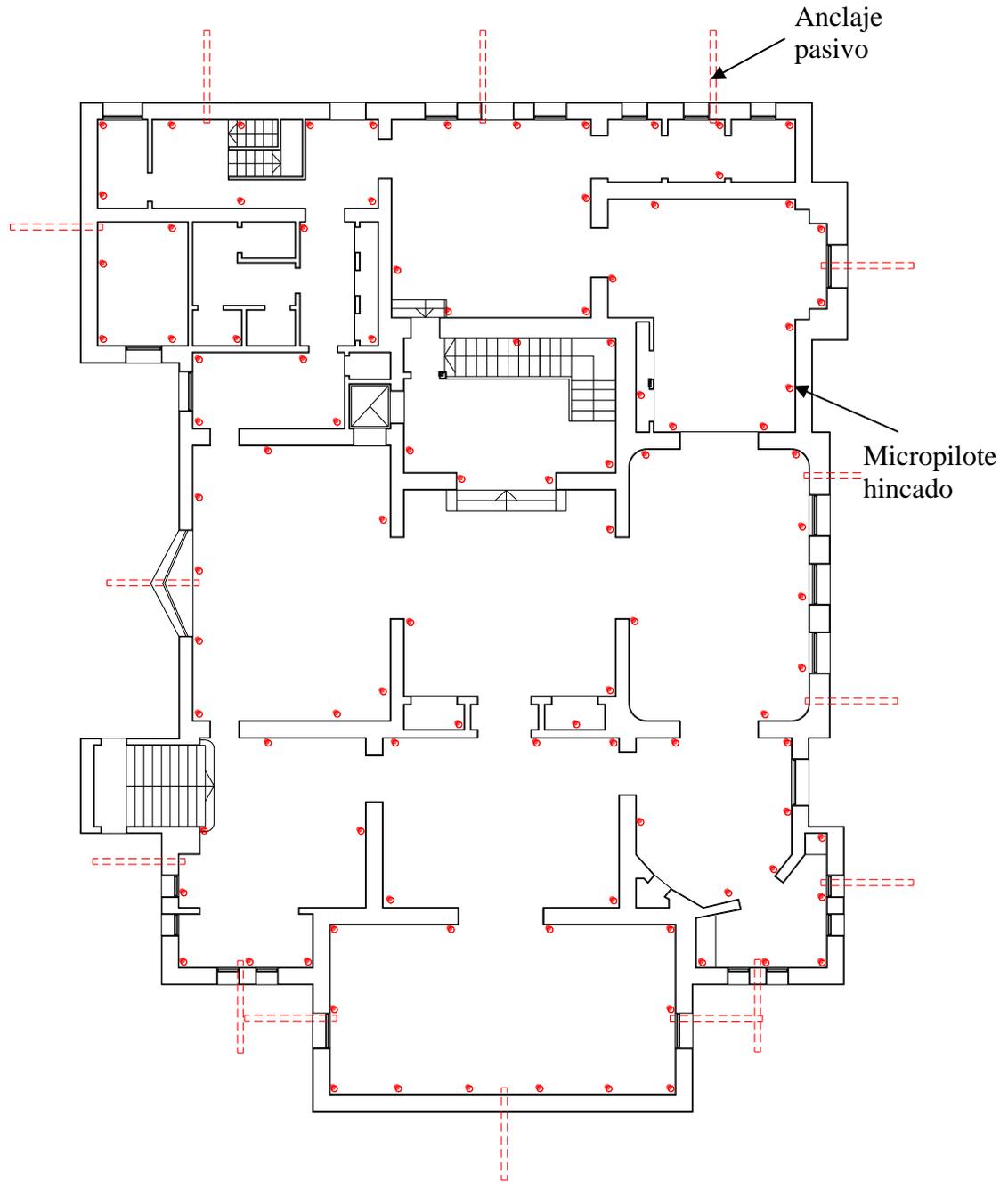


Figura 12. Esquema del subsuelo con la propuesta de ubicación de los micropilotes hincados.

Tabla 3. Análisis de carga de muros.

Item	Muro Interior	Muro Perimetral
	Carga [tn/m]	Carga [tn/m]
Losas sobre SS	3.84	2.22
Losas sobre PB	3.84	2.22
Losas sobre PA	3.32	1.76
Muro	11.00	11.96
Carga Total de Muro	22.00	17.80

La Figura 13 presenta un detalle con la separación aproximada entre micropilotes, dispuestos a ambos lados de los muros interiores, y un corte con el detalle de la ubicación de los mismos en relación al cimiento existente.

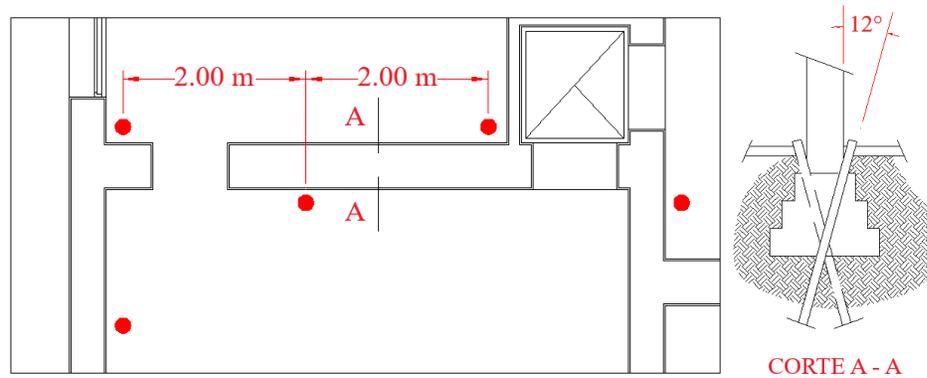


Figura 13. Detalle de la disposición y separación de micropilotes en muros interiores, junto con un corte en donde se muestra la vinculación con la mampostería de fundación.

Una vez alcanzado el horizonte de fundación, se procedió a inyectar el bulbo y fuste con inyección primaria de lechada de cemento H-17 colado por gravedad, e inyección secundaria de H-21 a 10 kg/cm² de presión (el consumo rondó los 40 litros para la inyección primaria y 160 litros para la secundaria). Previo a inyectar se dispusieron obturadores hidráulicos en el centro del pilote para impedir el retorno de la lechada hacia la superficie.

En los sectores puntuales en que, durante la ejecución del pilotaje de recalce, se advirtieron vacíos o socavones bajo piso, se rellenaron mediante inyecciones de suelo cemento en proporciones de 1:7 (ligante, tierra), con consistencia fluida para asegurar el correcto llenado de todos los espacios e intersticios, sin que la presión de inyección supere el valor de 2 kg/cm².

6.3. Propuesta de recalce de muros exteriores.

Para los muros exteriores (perimetrales), se trabajó sólo desde el lado interior del SS, y para equilibrar los momentos generados por la línea de pilotes, se ejecutaron tensores sub-horizontales a través del muro, que actúan como riendas de anclaje pasivas para equilibrar la excentricidad en la transferencia de cargas a los micropilotes sub-verticales. Estos elementos sub-horizontales, no traspasan los límites del predio (Línea Municipal) y cuentan con una capacidad de carga mínima garantizada de 10 tn por cada unidad, según lo requerido mediante cálculos. Asimismo, y previo a su ejecución, se verificó la ausencia de infraestructura enterrada que pudiera resultar dañada durante su ejecución. Es de destacar que estos tensores son pre-excavados antes de introducir la armadura.

A partir del análisis de carga del muro exterior y de la capacidad de carga de cada micropilote, se elaboró el proyecto del recalce cuyo detalle se presenta en la Figura 14. La disposición sub-vertical de los micropilotes hincados, atravesando el empatañamiento de los muros exteriores sólo desde el interior del subsuelo genera sobre la estructura de recalce un empuje horizontal que debe ser equilibrado en parte, mediante la resistencia friccional desarrollada en la interfase muro-suelo, y el excedente, a partir de la incorporación de un anclaje pasivo sub-horizantal dispuesto hacia el retiro perimetral del palacio. El esquema de cargas que intervienen en el muro se muestra en la Figura 15, del cual es factible determinar el valor de la carga a equilibrar mediante el anclaje pasivo propuesto.

La magnitud del empuje horizontal responde a la componente horizontal del esfuerzo interno en el micropilote. La resistencia friccional en la interfase suelo-muro, equilibra parte del empuje, recurriendo a la ejecución de anclajes pasivos para equilibrar el empuje restante. La separación de los anclajes depende, además de la sumatoria de los empujes sin equilibrar en cada micropilote perimetral, de la capacidad del muro de poder transferir estos empujes no equilibrados al anclaje. Se consideró que cada anclaje pasivo absorbe hasta 4 micropilotes, separados 2 m entre sí.

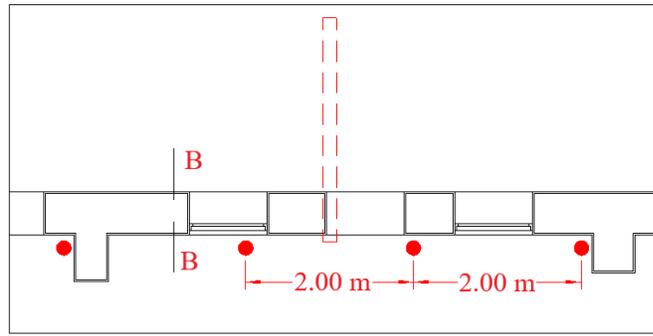


Figura 14. Detalle de la disposición y separación de micropilotes en muros exteriores, con la ubicación tentativa de los anclajes pasivos de equilibrio.

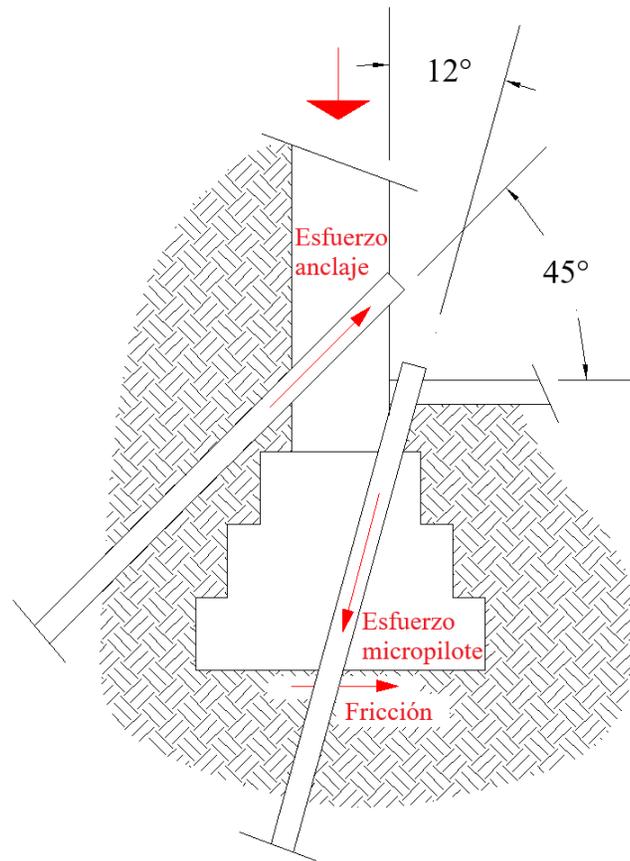


Figura 15. Corte B-B, indicado en la Figura 14, en donde se muestra la vinculación con la mampostería de fundación y la disposición del anclaje pasivo.

A partir de las cargas detalladas en la Figura 15 se plantea la ecuación de equilibrio de fuerzas horizontales (1), de la cual se despeja el valor del esfuerzo en el anclaje, por micropilote.

$$\text{Esfuerzo anclaje} + \text{Fricción interfase} = \text{Esfuerzo micropilote} \quad (1)$$

De (1) se determina que:

$$\text{Esfuerzo anclaje} = \text{Esfuerzo micropilote} - \text{Fricción interfase} \quad (2)$$

De Tabla 1, asumiendo una superficie de contacto garantizada en la interfase micropilote-grouting de 30 cm de desarrollo, la carga máxima admisible a transferir a cada micropilote será de 20 tn. En

tanto, el coeficiente de fricción entre el empataamiento y el suelo, es del orden de 0.24. Este último valor permite determinar el valor de la *Fricción* en la interfase, tomando la carga del muro menos cargado (15 tn), en forma conservadora.

De (2):

$$\text{Esfuerzo anclaje} \cdot \cos(45^\circ) = 20 \text{ tn} \cdot \cos(12^\circ) - 15 \text{ tn} \cdot \tan(2/3 \cdot 20^\circ)$$

$$\text{Esfuerzo anclaje} = [20 \text{ tn} \cdot \cos(12^\circ) - 15 \text{ tn} \cdot \tan 2/3 \cdot 20^\circ] / \cos(45^\circ) = 1.6 \text{ tn}$$

El empuje a equilibrar mediante los anclajes pasivos es el equivalente al de 4 micropilotes. En consecuencia, el anclaje pasivo tendrá que ser diseñado para absorber 10 tn. La separación de 2.00 m propuesta entre micropilotes, resulta razonable y permite inferir que la carga transferida a cada micro es de aproximadamente 40 tn. En razón que cada pilote tiene una capacidad de carga del orden de 20 tn, la carga no absorbida por los micropilotes seguirá siendo resistida por el suelo de apoyo. En este sentido, se considera que la misma es baja y compatible con la capacidad de carga del mismo, de manera que es suficiente para que cesen los asentamientos. La Figura 16 muestra, mediante secuencia fotográfica, el procedimiento de hinca de un micropilote metálico.



Figura 16. Detalle del procedimiento de intervención. a) Imagen de la perforación con corona diamantada. b) Fotografía de los orificios perforados en la mampostería hasta horizonte de desplante pre-existente. c) Fotografía tomada durante el proceso de hincado mecánico del micropilote. d) Fotografía tomada durante la hinca de un micropilote. e) Imagen del extremo superior del tubo Manessmann, hincado, con estribos soldados para aumentar la superficie friccional contra losa de sub-presión a ejecutar.

7. VERIFICACIÓN DE RESULTADOS

Para garantizar la capacidad de carga mínima de 20 tn por pilote, se realizó un ensayo de carga en un micropilote vertical. Para ello se hincaron tres pilotes iguales en el jardín del edificio: los dos externos sostienen por tracción el mecanismo reactivo, consistente en una viga metálica de gran porte, debajo de la cual se colocó un gato hidráulico de 100 tn de capacidad, accionado por una central hidráulica manual independiente, vinculada al gato con mangueras de alta presión.

La viga metálica comprime a través del gato hidráulico el micropilote central a ensayar. Una vez posicionado el marco reactivo se colocaron los elementos de medición (flexímetros) para leer las deformaciones de este último, dispuestos a 120° unos de otros de manera de materializar el plano de referencia. Estos comparadores, se colocaron con brazos de 0,80 m. de largo solidarios a la cabeza del micropilote de manera de evitar posibles influencias por deformación del suelo alrededor del mismo. La precisión del instrumental utilizado es de 0,01 mm.

Se realizaron ciclos de carga ascendentes (carga) y descendentes (descarga). Los ciclos ascendentes se realizaron con cargas de 5,00 tn cada uno hasta llegar a una carga máxima final de 45,00 tn, en tanto los descendentes se ejecutaron en escalones de 10,00 tn hasta descargar totalmente el elemento ensayado. En cada ciclo, tanto de carga como de descarga, se efectuaron mediciones de deformación instantánea y diferida 30 minutos, antes de aumentar la carga hasta el escalón siguiente.

Cada 10 tn se descarga el sistema y se realizan las lecturas de deformación residual, que es el parámetro a verificar, antes de comenzar un nuevo ciclo de carga. La deformación final no debe superar el 10% del diámetro del pilote (125 mm), es decir que la deformación residual máxima admisible no puede ser mayor a 12,5 mm, para la carga de servicio solicitada de 20 tn.

En la Tabla 4 pueden verificarse los valores mencionados, aclarando que superadas las 45 tn de carga, se cortó un tensor del marco reactivo, finalizándose el ensayo.

Tabla 4. Planilla de resultados ensayo de carga.

Lectura Manóm. (kg/cm ²)	Carga aplicada (tn)	Lectura C. 1 (N) (mm)	Lectura C. 2 (W) (mm)	Lectura C. 3 (S) (mm)	Observ. Lectura prom. (mm)	Deform. plástica (mm)
					Primer ciclo de carga (acomoda marco Reactivo)	
0,00	0,00	9,26	3,00	3,78	Lectura inicial 4,34	0,00
25,00	5,00	12,18	2,32	2,45	5,65	1,31
50,00	10,00	13,85	2,56	2,45	6,28	1,94
					Descarga	
0,00	0,00	9,54	3,22	3,57	5,44	1,10
					Segundo ciclo de carga	
0,00	0,00	9,54	3,22	3,57	Lectura inicial 5,44	0,00
25,00	5,00	12,48	2,63	2,56	5,89	0,45
50,00	10,00	13,40	2,67	2,37	6,14	0,70
75,00	15,00	15,55	4,00	1,89	7,14	1,70
100,00	20,00	19,40	6,03	1,67	9,03	3,59
					Descarga	
50,00	10,00	16,90	6,02	1,41	8,11	2,67
0,00	0,00	11,93	4,95	3,42	6,76	1,32

					Tercer Ciclo de carga	
0,00	0,00	11,93	4,95	3,42	Lectura inicial 6,76	0,00
50,00	10,00	16,35	5,32	1,48	7,71	0,95
100,00	20,00	19,82	6,40	1,68	9,30	2,54
125,00	25,00	24,00	8,00	2,46	11,48	4,72
150,00	30,00	26,32	9,60	3,62	13,18	6,42
175,00	35,00	30,45	10,85	5,66	15,65	8,89
200,00	40,00	31,82	10,60	7,00	16,47	9,71
225,00	45,00				Cortó tensor este a 45 tn	
					Descarga	
125,00	25,00	29,30	9,85	6,75	15,30	8,45
50,00	10,00	26,52	8,23	4,14	13,83	7,07
0,00	0,00	19,30	8,10	3,95	10,45	3,69

En la Figuras 17, 18 y 19 se adjuntan los gráficos de Carga-Deformación para cada ciclo.

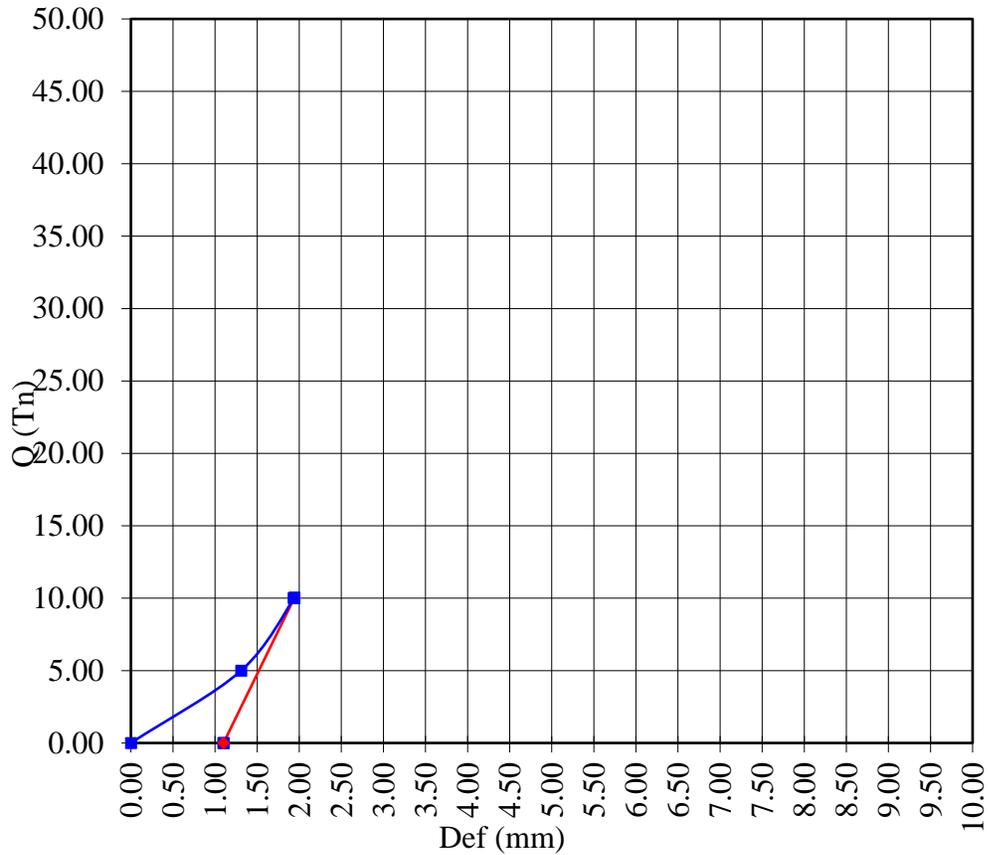


Figura 17. Gráfico carga-deformación del 1^{er} ciclo de carga (10 tn).

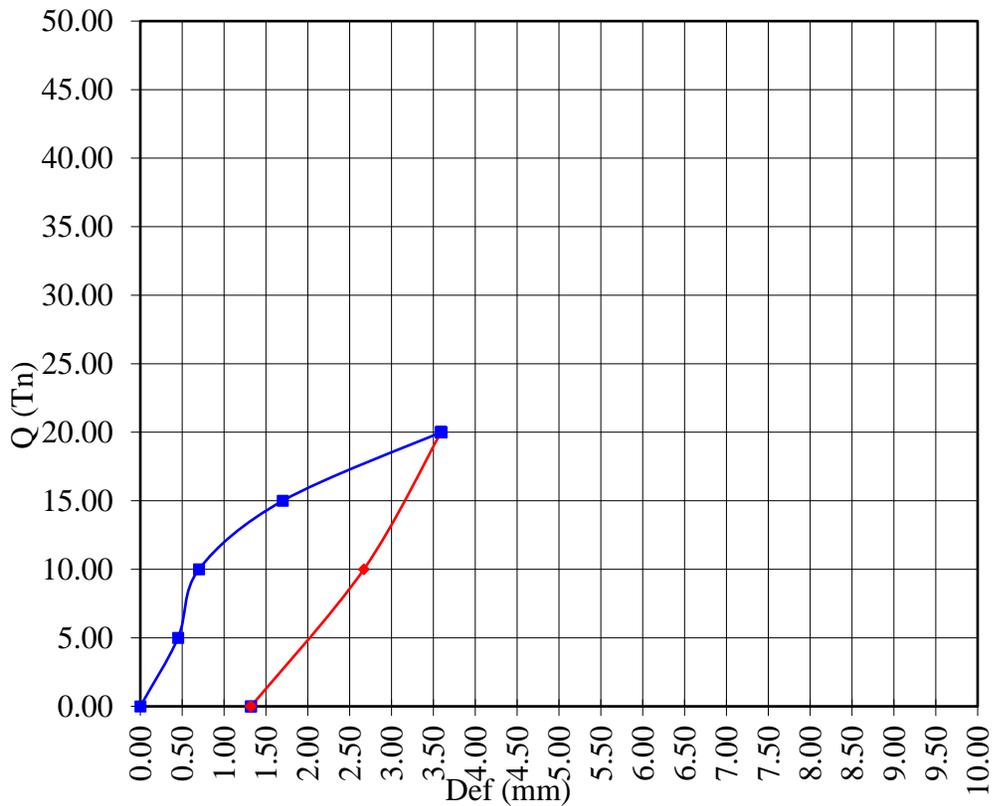


Figura 18. Gráfico carga-deformación del 2º ciclo de carga (25 tn).

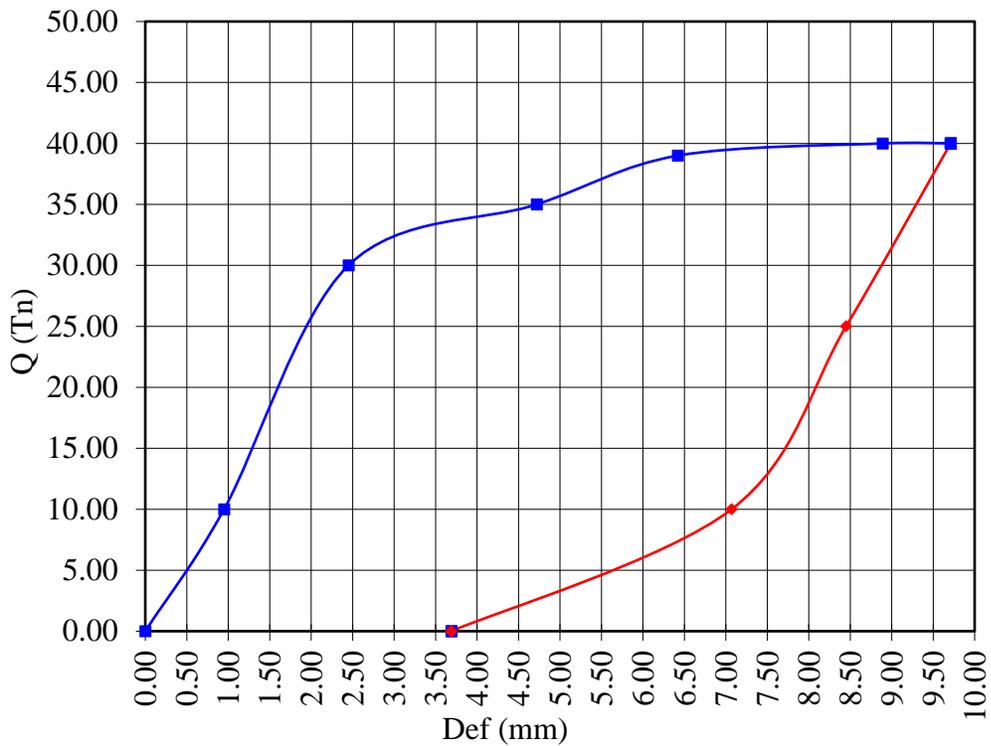


Figura 19. Gráfico carga-deformación del 3º ciclo de carga (45 tn).

Las Figuras 17 y 18 muestran un comportamiento casi lineal del suelo solicitado por el micropilote, tanto en carga como en descarga, advirtiendo que, en razón del nivel de deformaciones alcanzado, se produce una modificación de la microestructura cementada del limo, provocando

deformaciones plásticas (permanentes) pero compatibles con el límite establecido para los valores residuales de asentamientos. La Figura 19 muestra un claro comportamiento bilineal, típico de los limos cementados, en el cual a partir de la carga aplicada de 30 tn cambia la pendiente de la curva carga-asentamiento (Capdevila, 2008). Luego de la rotura del tensor se procede a la descarga, alcanzando un asentamiento residual interior al valor límite.

8. CONCLUSIONES

Los micropilotes hincados constituyen una alternativa a los tradicionales hormigonados in situ, especialmente indicada cuando deben recalzarse fundaciones en edificaciones existentes y de valor patrimonial, donde conviene minimizar las roturas de pisos o muros como así también evitar (o por lo menos disminuir) el volumen de excavaciones y posterior traslado de tierra hasta un contenedor, debido al costo adicional y al riesgo de daños que esa operación implica por choques o roces de la carretilla contra muros, carpinterías, etc.

Su capacidad de carga depende del diámetro del tubo utilizado y del tipo y presión de inyección, existiendo la posibilidad de ejecutar inyecciones repetitivas selectivas (IRS) variables a cada profundidad, cuando se atraviesan estratos heterogéneos, en cuyo caso se colocan obturadores que limiten la inyección sólo al estrato prefijado. De este modo pueden alcanzarse altas capacidades portantes, evitando también la ejecución de elementos de transferencia tales como vigas portamuro. En el caso expuesto, para una carga (45 tn) que supera en un 250% a la de servicio (13 tn), la deformación del elemento rondó el 30% de la máxima admisible por reglamento.

Finalmente, y como la masa de la máquina pilotera posee el mismo peso y altura de caída solicitados por normativa para la ejecución de ensayos SPT, la hinca de cada micropilote permite verificar punto por punto eventuales variaciones o heterogeneidades en el perfil litológico previsto.

9. REFERENCIAS

- Capdevila, J. A. (2008). *“Comportamiento Tensión-Deformación del Loess del Centro de Argentina en Campo y Laboratorio: Influencia de los Parámetros Estructurales”*. 1º Ed. 2009. Tesis Doctoral. Universidad Nacional de Córdoba. ISBN: 978-987-05-6839-1
- Cisneros J. M., Gil H. A., de Prada J. D., Degioanni A. J., Cantero G. A., Giayetto O., Ioele J., Madoery O. A., Masino A., Rosa J. (2014). *“Estado actual, pronósticos y propuestas de control de inundaciones en el centro-este de la provincia de Córdoba”*. Servicio de Conservación y Ordenamiento de Tierras (SECYOT). Facultad de Agronomía y Veterinaria. Universidad Nacional de Río Cuarto. Recuperado de URL: www.todoagro.com.ar/documentos/2014/Informe_Inundacion_SeCyOT_2014.pdf.
- Francisca F. M. (2007). *“Evaluating the constrained modulus and collapsibility of loess from standard penetration test”*. ASCE International Journal of Geomechanics. 7(4):7-10. ISSN 1532-3641. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1532-3641\(2007\)7:4\(307\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1532-3641(2007)7:4(307))
- Gómez M. L., Blarasin M., Cabrera A. y Matteoda E. (2006). *“Variaciones de nivel freático y contaminación del acuífero en la zona de Coronel Moldes, Córdoba”*. 1º Congreso Internacional sobre Gestión y Tratamiento Integral del Agua. Córdoba, Argentina.
- Videla Mensegue H. R., Degioanni A. J. y Cisneros J. M. (2015). *“Estimating shallow water table contribution to soybean water use in Argentina”*. European Scientific Journal. 11(14): 23-40. ISSN: 1857 – 7881 (Print), e - ISSN 1857- 7431.