

Fundación y estructura soportante del Alto Horno de Huachipato

I. Generalidades

Los terrenos en que se encuentra ubicada la planta Siderúrgica de la Compañía de Acero del Pacífico se hallan a lo largo de la bahía de San Vicente. En líneas generales, la topografía del terreno puede describirse como un sistema de dos dunas orientadas de Norte a Sur de altura variable entre 6 y 10 mts. sobre el nivel del mar. Ambas se extienden más o menos paralelas a la costa, la más cercana a una distancia que varía entre 100 y 200 metros de la playa y la más alejada de la costa a unos 400 o 500 metros de ella. Entre ambas dunas se encuentra un terreno más bajo cuya altura sobre el nivel del mar fluctúa entre 2,50 y 3 metros.

Las arenas que forman estas dunas y terrenos bajos son de origen volcánico, como lo demuestran los trozos de piedra pomez que pueden encontrarse al hacer excavaciones a lo largo de la playa.

Según los informes geológicos el retiro de los hielos en las hoyas de los ríos Laja y Bío-Bío al Este de San Rosendo, dejó gran acumulación de arenas glaciares arrancadas por los glaciares del material proveniente de la actividad volcánica (lava y tobas basálticas). Estas arenas fueron arrastradas por los afluentes del Bío-Bío y depositadas en su desembocadura llegando a unir mediante bancos de arena las islas (cerros de Tumbes y del Bío-Bío) que habían sido formadas por el hundimiento de la zona al término del período cuaternario. Estos bancos de arena llegaron a formar la configuración actual de la costa.

Sobre las arenas descritas anteriormente fué necesario fundar las estructuras de la planta de acero. Varios y diferentes fueron los problemas encontrados al hacer los estudios de las fundaciones de las diferentes estructuras de la Planta, y entre ellas cabe destacarse el estudio del proyecto de Fundaciones del Alto Horno.

El Alto Horno de Huachipato está proyectado para una capacidad de 560 toneladas diarias de hierro fundido. El diámetro del crisol es de 6,10 mts., el diámetro a la altura del vientre es de 7,28 mts. y el diámetro a la altura de la boca es de 5,48 mts. La altura desde el fondo del crisol hasta la parte superior de la tolva de carga es de 28,20 mts., y la altura total desde la base de la fundación hasta el extremo de la válvula de escape es de 54.50 mts. El peso total de esta estructura considerando

también la carga del Alto Horno se acerca a las 3.150 toneladas sin tomar en cuenta el peso de las fundaciones y relleno que se acercan a las 8.000 toneladas.

La altura y enorme peso de esta estructura dan una idea de la importancia del problema de fundación que ella significa. Aún más, existe el problema de la verticalidad del Alto Horno. Dado las fuertes presiones sobre el revestimiento refractario y fricciones que ocasiona la carga en su movimiento descendente, la desviación de la verticalidad trae por consecuencia desgastes exagerados que pueden hacer peligrar la vida del Horno.

II Estudios del terreno

Los estudios realizados con el objeto de resolver los problemas de fundación de la Planta, pueden dividirse en las tres etapas siguientes:

Etapas 1.^a) Investigaciones preliminares, pruebas de carga y sondajes, sin muestras, poco profundos.

Etapas 2.^a) Investigaciones hechas por la «Raymond Concrete Pile» con equipo especial de sondaje tipo Gow.

Etapas 3.^a) Investigación práctica de los métodos por usarse para compactar el terreno.

Nos referimos someramente a cada una de las etapas indicadas más arriba, señalando las conclusiones obtenidas de cada una de ellas y sólo en cuanto a su aplicación a la fundación del Alto Horno,

ESTUDIOS DE LA PRIMERA ETAPA:

Estos fueron los primeros estudios que se hicieron con el objeto de llegar a determinar la capacidad soportante de la arena. Estuvo a cargo de ellas el ingeniero señor Kurt Zeller y tuvieron por objeto no el estudio directo de la fundación del Alto Horno, sino una determinación de las características generales del suelo y una primera determinación de la capacidad soportante de la arena.

Las pruebas de cargas se hicieron sobre una base cuadrada de concreto de 0,85 mts. por lado. En estos ensayos se llegó a una fatiga de $4,12 \text{ kg/cm}^2$ con un asentamiento de 10,5 mm. para el terreno seco (a mayor cota que el agua subterránea) y a fatigas de $8,5 \text{ kg/cm}^2$ con un asentamiento de hasta 31 mm. para los ensayos en terreno saturado de agua. Estos ensayos fueron hechos de acuerdo con las normas conocidas para este tipo de pruebas y de ellas se concluyó que la fatiga aceptable para el terreno era de $2,0 \text{ kg/cm}^2$ (2,5 mm. de hundimiento). Los sondajes hechos durante este mismo período indicaron la posibilidad de la existencia de una capa de limo que aparece descrita en las planillas de sondaje como «arena superficial algo untuosa al tacto». El desconocimiento del espesor de esta clase de material y la necesidad de obtener un mejor conocimiento de las diversas capas del subsuelo, así como de la profundidad a que se encuentra la roca fundamental, indicó la necesidad de realizar un plan de investigaciones más detenido y completo que diera una medida relativa de la resistencia de las diversas capas y proporcionara una muestra de cada una de ellas. Para este objeto se contrató los servicios de la «Raymond Concrete Pile Co.» firma de reconocido prestigio en la investigación de suelos, a quien se encargó los estudios de la segunda etapa.

rreno como apta para recibir cargas adicionales. Si de acuerdo con las recomendaciones de la «Raymond Concrete Pile» consideramos que 40 golpes indica el límite bajo el cual la arena debe considerarse como suelta y poco apta para resistir grandes pesos, podremos marcar en el diagrama, achurándolo las capas sueltas distinguiéndolas de las capas compactas, tal como se muestra en el diagrama de la figura 2.

En este diagrama encontraremos nuevamente una capa blanda a una profundidad de 16 mts. bajo la superficie. De esta capa 3.50 mts. corresponden a suelo arenoso con algo de conchas marinas y 1.50 corresponde a limo blanco, arena y conchas marinas. Afortunadamente la gran profundidad a que se encuentra esta capa, unida a la propiedad que tiene la arena de presentar un efecto de arco, por el cual tiende a distribuir las presiones en forma que los puntos más fuertes toman la carga que no pueden tomar los puntos débiles, quitan la importancia que pueda tener esta capa en lo que respecta a asentamientos diferenciales.

De las soluciones que pudo darse al problema de la fundación del Horno, la solución pilotes de fricción quedó eliminada por cuanto ella sólo tendría como consecuencia transmitir las presiones a regiones más bajas del subsuelo donde se encuentra la capa blanda que acabamos de describir. La solución pilotes quedó también eliminada debido a la gran profundidad a que se encuentra la roca fundamental. Un sistema de pilotaje hasta esa profundidad tendría un costo prohibitivo.

La solución no podría ser otra que la fundación corriente de zapata. En este caso los asentamientos posibles de mayor importancia tienen su origen en la capa superior de arena suelta, ya que, como se dijo anteriormente, tanto las capas bien compactas como la capa blanda profunda no presentan peligros de asentamientos absolutos o diferenciales. La capa superficial suelta analizada por cargas estáticas no presenta posibilidades de grandes asentamientos absolutos pero en cambio los asentamientos diferenciales a que pueda dar origen, bien pueden ser apreciables según sean las variaciones en el grado de compactación de un extremo a otro de la fundación. Si analizamos esta capa para las cargas dinámicas (temblores) veremos que se producirán tanto asentamientos absolutos como diferenciales importantes, ya que la arena tiende a compactarse cuando es sometida a fuertes vibraciones pasando los granos pequeños a ocupar los espacios entre granos más grandes con la consiguiente disminución de volumen y producción de asentamiento.

El señor Fernando Martínez, profesor de mecánica de suelos en la Escuela de Ingeniería de la Universidad Católica de Chile, quien entonces se encontraba en Estados Unidos, propuso como solución la compactación de la capa superior mediante el hincamiento de pilotes de concreto. Esta solución fué consultada al profesor Arthur Casagrande de la Universidad de Harvard, quien sirvió como consultor en éste y otros problemas de fundación de la Planta.

El procedimiento de compactación por pilotes consiste en clavar pilotes a una longitud determinada y a cierta distancia entre sí, sin el uso de lanza de agua, en tal forma que se someta el terreno vecino a fuertes vibraciones. Estas vibraciones acarrearán un reacomodo de los granos de arena y por lo tanto preasientan el terreno. Con el objeto de evitar que el tipo de fundación sobre terreno compactado por pilotes adopte las características de una fundación sobre pilotes de fricción es preciso dejar entre la cabeza de los pilotes y el radier de la fundación, una capa de arena bien compacta de más o menos 1 m. de espesor, que impida la transmisión directa de fatigas, a través de los pilotes, a las capas más profundas. Además es preciso compactar un área algo más grande que el área de la zapata de fundación, con el objeto

de asegurar una repartición de fatigas semejante a la que se produce en el caso de una fundación corriente.

Respecto a la capacidad soportante del terreno, ésta mejorará indudablemente con la clavatura de pilotes, sin embargo se decidió mantener el valor aceptado anteriormente de 2 kg/cm^2 para cargas estáticas subiéndolo a $2,5 \text{ kg/cm}^2$ para el caso de considerarse además el efecto del temblor.

La longitud de los pilotes de compactación queda determinada por la diferencia entre la cota del radier de la fundación (dato que depende del proyecto de la zapata misma) y la cota a la cual el diagrama de sondaje muestra que el número de golpes necesario para hundir la cuchara de muestreo en 30 cm. es de 40. La distancia a que deben ser clavados los pilotes, depende del grado de compactación de la arena y debe obtenerse por experimentación, así como el tamaño del martinete por usarse, el tipo de cojinete más adecuado, etc.

Los ensayos verificados para decidir estas últimas incógnitas forman parte de la tercera etapa de estudios.

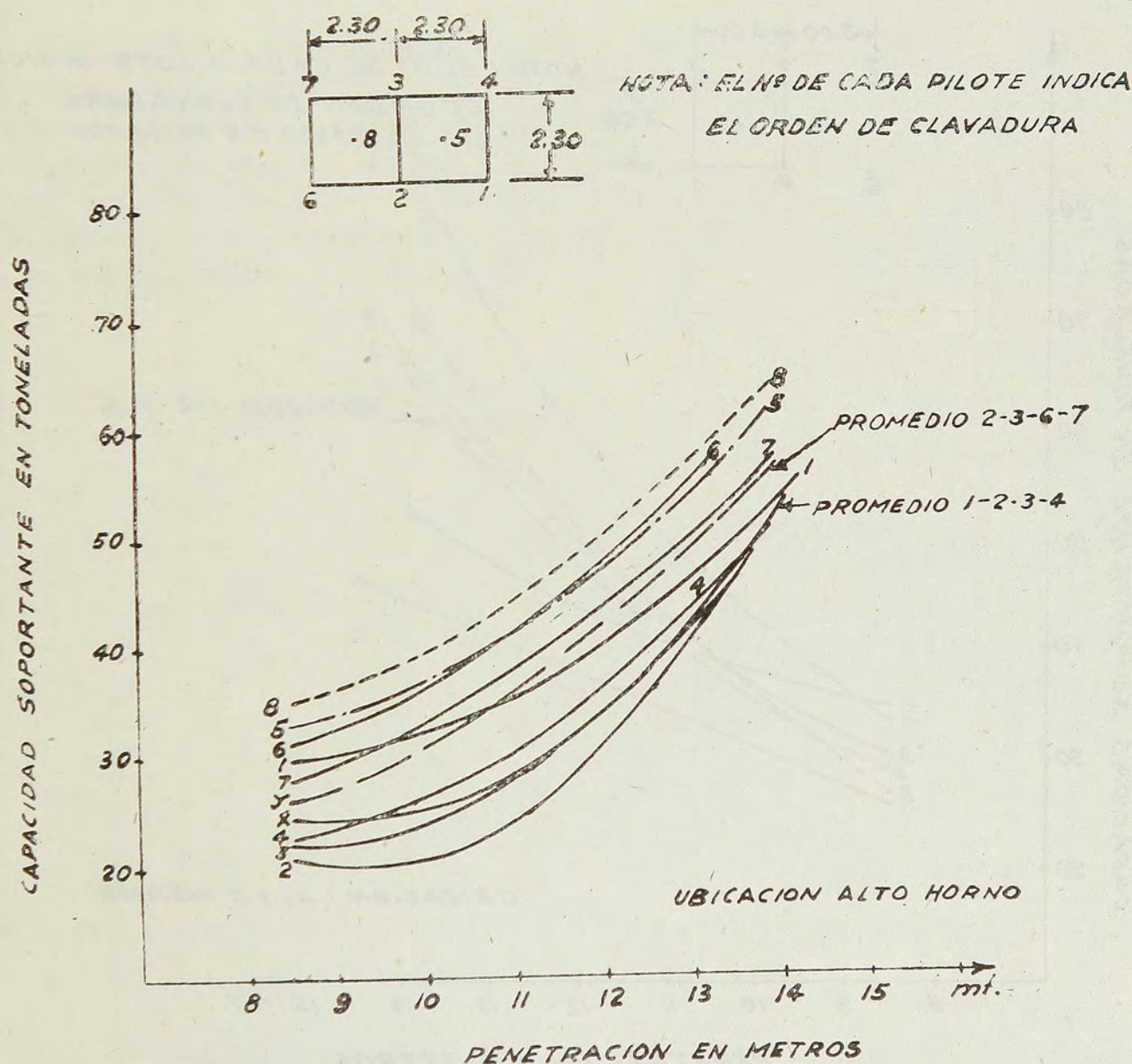


Fig. N°3 : CAPACIDAD SOPORTANTE DE PILOTES COLOCADOS A 2.30 mt. ENTRE SI.

ESTUDIOS DE LA TERCERA ETAPA

Los ensayos de clavadura de pilotes de concreto se hicieron primeramente junto a la playa, aprovechando el uso del martinete y grúa que se usó en la construcción del muelle. Estos ensayos fueron hechos sólo para estudios preliminares y tenían por objeto ver la posibilidad de enterrar los pilotes y darse una idea de la resistencia de la arena a la penetración.

Estudios más detenidos se hicieron en el sitio mismo del Alto Horno donde se clavaron los pilotes a 3 mts. de distancia entre sí en un grupo y a 2,30 entre sí en otro grupo alejado del primero. Cada grupo consistió en 6 pilotes formando dos cuadrados, más dos pilotes clavados en el centro de cada cuadro. Se usó un martinete de doble acción Mc. Kiernam Terry 10 B3 con cojinetes de madera y cable de manila variando los espesores de éstos.

Mediante el uso de la fórmula de la revista «Engineering New Record» se calculó la capacidad soportante de cada pilote a las distintas penetraciones. Las capacidades soportantes de los pilotes clavados en el centro de los cuadrados formados

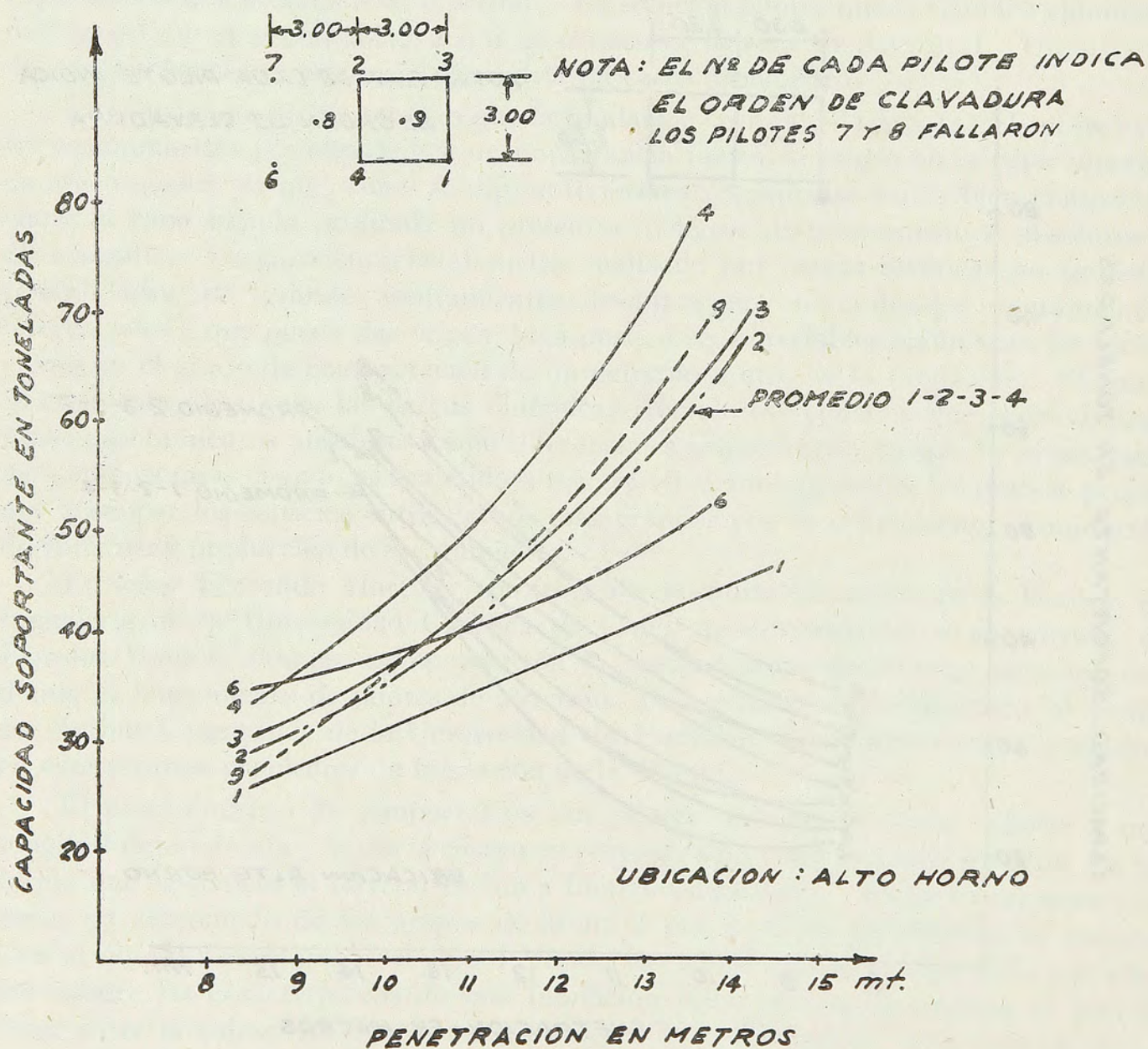


Fig. N°4 : CAPACIDAD SOPORTANTE DE PILOTES COLOCADOS A 3.00 mt. ENTRE SI

por los 6 pilotes clavados primeramente, sirvieron como medida relativa del grado de compactación obtenido por la clavadura de pilotes.

Los gráficos de las figuras N.º 3 y N.º 4, que se acompañan, muestran las curvas de la capacidad soportante de cada pilote en función de la penetración para ambos grupos de pilotes. Puede observarse que la capacidad soportante de los pilotes clavados en los centros de los cuadrados formados por los pilotes a 2.30 mts. entre sí, es bastante superior a la capacidad de los pilotes restantes. No ocurre lo mismo para los pilotes clavados a 3 mts. entre sí, lo que parece indicar que la distancia es excesiva y que la compactación obtenida no es suficiente.

Las conclusiones que se obtuvieron de la clavadura experimental de los pilotes puede resumirse como sigue:

- 1) La distancia mínima entre pilotes debe ser 2,30 mts.
- 2) La clavadura debe ejecutarse partiendo del perímetro del área por compactar prosiguiendo hacia el interior.
- 3) El martinete 10B3 es demasiado pesado para los pilotes en uso y se considera preferible usar el martinete 9 B3.
- 4) Los cojinetes deben ser hechos de cable de manila, de unos 5 a 8 cm. de espesor.
- 5) Los pilotes deben tener una sección de 30×30 cm. en su sección mayor y de 20×20 cm. en la punta. Serán hechos de concreto armado de 380 kg. de cemento por m³ con 4 Φ de 3/4" de armadura longitudinal y estribos de 1/4" a 15 cm. con refuerzo especial en las puntas. Su longitud será de 6 mts.

El proyecto definitivo de compactación del terreno aparece en la figura N.º 5 y fué basado en las conclusiones enumeradas anteriormente. Durante la clavadura de los pilotes definitivos se aumentó hasta 2.65 mts. la distancia entre pilotes, para

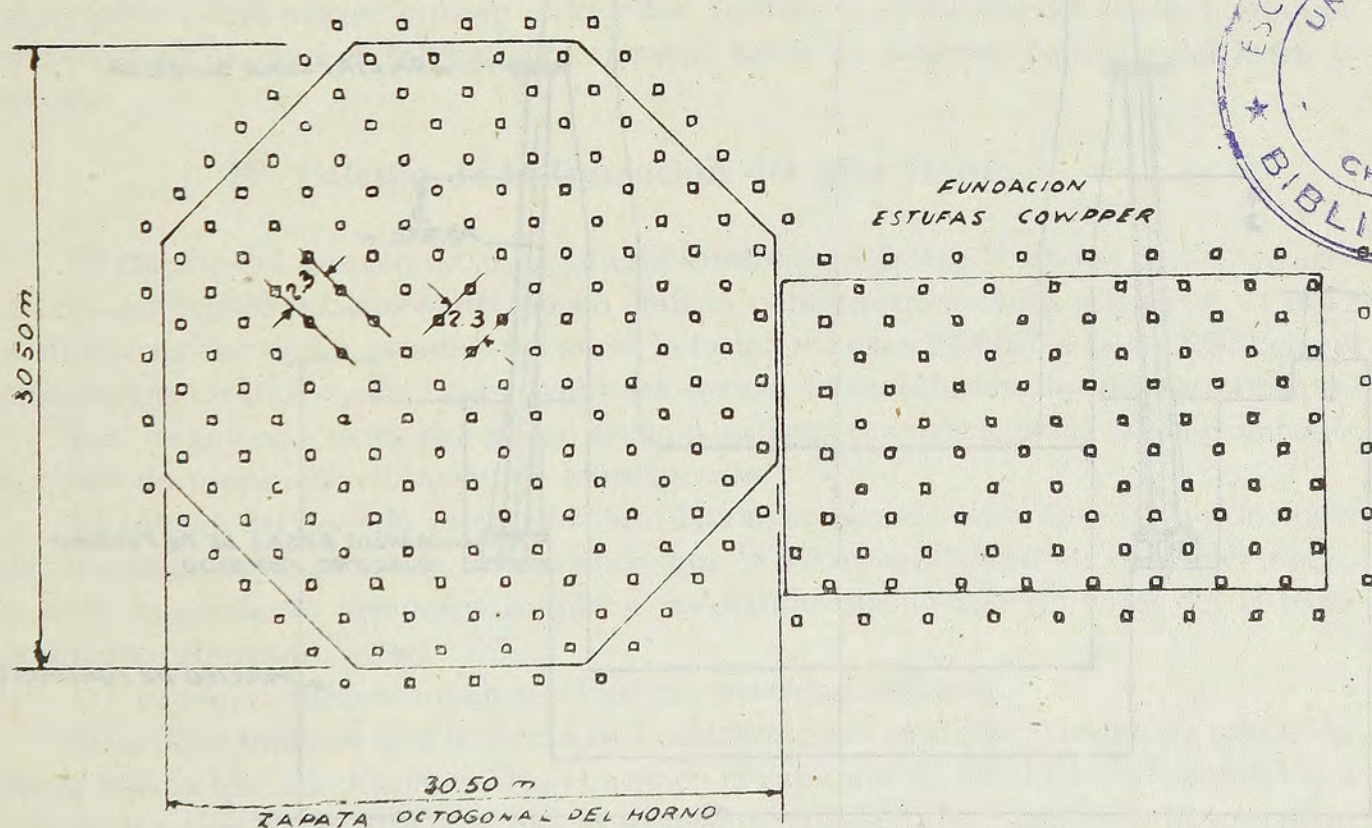


FIG. N.º 5 : PROYECTO DE PILOTAJE BAJO EL ALTO HORNO
ESCALA : 1 cm = 4 mts.

aquellos que quedan en el centro de la fundación ya que los resultados de las medidas tomadas durante la clavadura evidenciaron la necesidad de hacerlo.

III. Estructura soportante del Alto Horno

La figura N.º 6 nos muestra un corte de la estructura soportante de un alto horno según el diseño standard americano. Las columnas, que en general para un alto horno del tamaño del nuestro son 12, están formadas por perfiles estructurales dobles T dispuestas radialmente, de unas 14" de altura (nominales) y un peso aproximado de unos 600 kgs. por metro. Estas columnas están unidas en su base por un anillo de fierro o acero fundido y en su parte superior están unidas por otro anillo formado

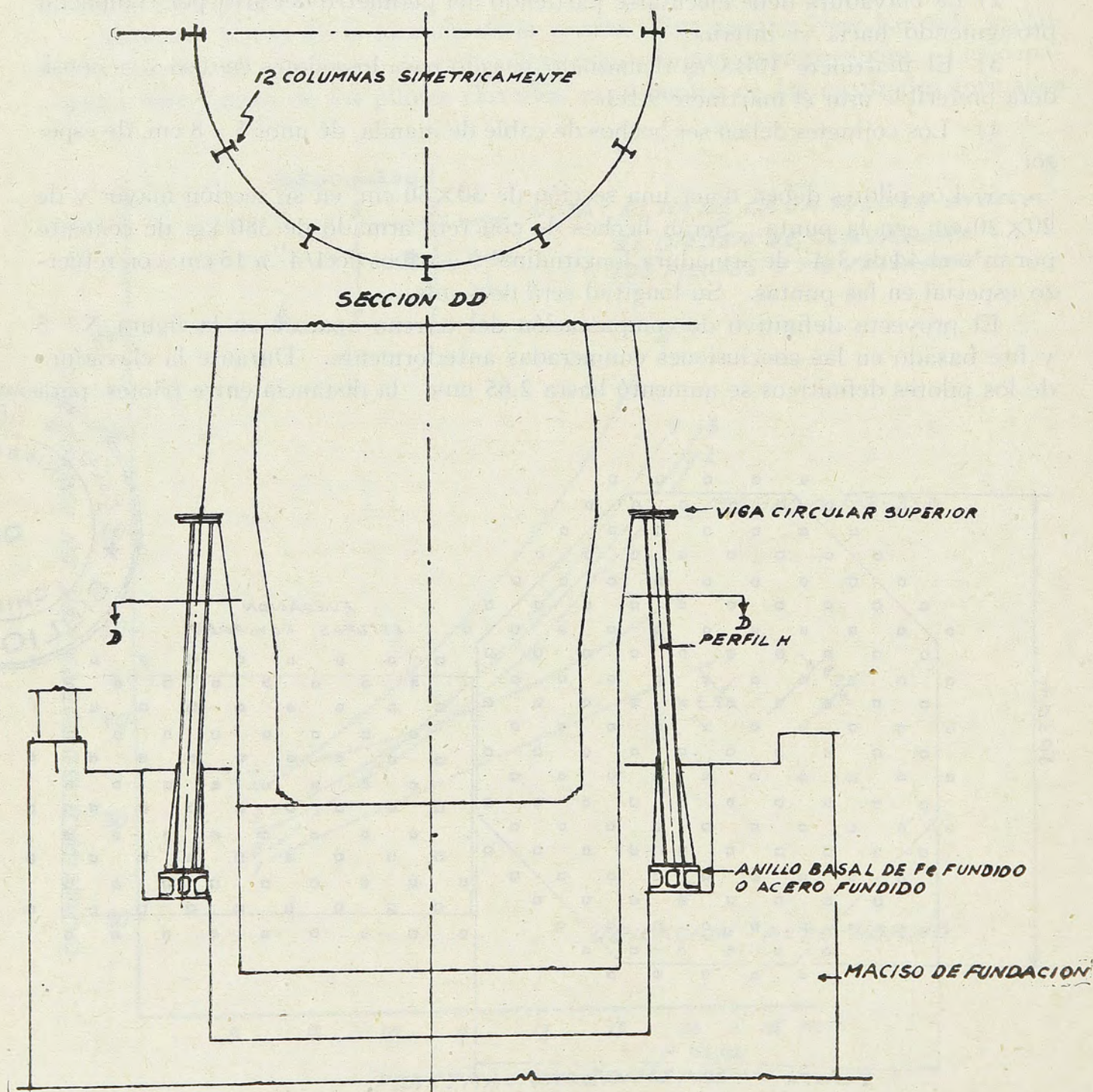


Fig. 6: PROYECTO STANDARD AMERICANO DE LA ESTRUCTURA SOPORTANTE DE UN ALTO HORNO.

por planchas de acero o vigas doble T. Este anillo superior o viga circular presenta resistencia a la flexión tanto en los planos verticales como horizontales, pero no presenta gran resistencia a la torsión.

Si se analiza esta estructura soportante desde el punto de vista de su resistencia a las fuerzas horizontales provocadas por un temblor, se llega inmediatamente a la conclusión de que la estructura así proyectada no es capaz de resistir estas fuerzas. El anillo superior no tiene la resistencia suficiente para producir un debido empotramiento en las columnas, ni tampoco las columnas tienen la resistencia suficiente a la flexión para resistir las fuerzas horizontales. Para que el anillo superior sea capaz de empotrar las columnas en la base es preciso hacerlo de acero fundido siendo el costo de esta pieza sumamente elevado.

Las razones dadas más arriba indujeron a apartarse completamente del diseño standard para el proyecto de la estructura soportante del Horno. Se decidió construir una estructura monolítica soldada, de planchas de acero. Tanto las columnas como la viga superior circular y el anillo basal tienen una sección rectangular hueca de dimensiones variables y formada por planchas de 2,5 a 3 cms. de espesor.

Este tipo de estructura presenta la ventaja de aprovechar mejor el acero al aumentar el módulo de resistencia a la flexión de las columnas sin aumentar la cantidad de acero y por lo tanto el precio. Al mismo tiempo la viga circular superior adquiere resistencia a la torsión suficiente para empotrar las columnas. La figura N.º 7 nos muestra un corte por la estructura soportante del Alto Horno de Huachipato. Esta estructura, tal como está diseñada, presenta además de las ventajas de resistencia anotadas más arriba, un ahorro en acero de más del 50%. En efecto la estructura standard para este horno habría requerido un sistema de 12 columnas con un peso de 240 toneladas, en cambio la estructura presente requiere sólo 8 columnas con un peso de 110 toneladas. Es de notar además que el hecho de tener sólo 8 columnas soportantes, deja mayor espacio entre ellas, facilita la operación del horno y elimina la necesidad de colocar toberas directamente sobre los orificios de salida del fierro y escoria.

IV. Cálculo de la fundación del Alto Horno

El cálculo del tamaño de la zapata de fundación del Alto Horno se hizo de acuerdo con las recomendaciones del pliego chileno para construcciones sísmicas. Como se dijo al hablar de los estudios del suelo la fatiga máxima admisible es de $2,00 \text{ kg/cm}^2$ para cargas estáticas y de $2,5 \text{ kg/cm}^2$ para el caso de considerarse las fuerzas sísmicas.

Las recomendaciones del pliego chileno exigen como es sabido, el conocimiento del período propio de vibración de la estructura.

El cálculo del período propio del Alto Horno se hizo de acuerdo con los principios del teorema Rayleigh o sea, suponiendo que la estructura vibra en el primer nodo, con un movimiento armónico simple y aceptando que la energía total del sistema permanece constante, o sea:

(1) Energía cinética máxima = Energía potencial máxima.

Se supone también que la forma de la elástica en la posición extrema de vibración sea la misma que adoptaría el Alto Horno en el supuesto de considerársele sometido a una aceleración horizontal o lo que es lo mismo, colocado horizontalmente, empotrado en su fundación y sometido a su propio peso. El error que puede cometerse con esta aproximación es de segundo orden como lo demuestra Timoshenko en «Problemas de Vibración en Ingeniería».

Supongamos que la figura N.º 8 representa el Alto Horno en posición horizontal sometido a la aceleración de gravedad o lo que es lo mismo en su posición extrema de vibración y apliquemos la ecuación 1. La energía cinética máxima se producirá cuando todos los pesos del sistema alcancen la velocidad máxima y la energía potencial máxima se producirá cuando el sistema se encuentre en su posición extrema de vibración.

$$(2) \quad \Sigma \frac{1}{2} m_x V_x^2 = \Sigma \frac{1}{2} m_x Y_x$$

$$\frac{1}{2g} \Sigma Q_x \cdot V_x^2 = \frac{1}{2g} \Sigma Q_x \cdot Y_x$$

El valor Y_x , o sea la deflexión máxima del punto x , podrá siempre conocerse ya que bastará con hacer la integración gráfica corriente para la obtención de la elástica de una viga en voladizo. Para el efecto de introducir su valor en forma útil a nuestro cálculo, reemplazaremos Y_x en función de Y_o que es la deflexión en el extremo del voladizo. Y_x será entonces una fracción de Y_o , o en general:

$$(3) \quad Y_x = K \cdot Y_o$$

De acuerdo con las fórmulas conocidas del movimiento armónico simple la velocidad máxima de V_x de un punto del sistema a la distancia x de la base es:

$$(4) \quad V_x = Y_x \cdot p$$

en que p es la frecuencia del movimiento armónico simple y reemplazando la ecuación 3,

$$(5) \quad V_x = K_x \cdot Y_o \cdot p$$

reemplazando 3 y 5 en la ecuación 2 tendremos

$$(6) \quad \frac{1}{2g} \Sigma Q_x \cdot K_x^2 \cdot Y_o^2 \cdot p^2 = \frac{1}{2g} \Sigma Q_x \cdot K_x \cdot Y_o$$

de donde

$$p = \sqrt{\frac{g \Sigma Q_x K_x}{Y_o \Sigma Q_x K_x^2}}$$

$$y \quad T = \frac{2\pi}{p} = 2\pi \sqrt{\frac{Y_o \Sigma Q_x K_x^2}{g \Sigma Q_x K_x}}$$

Esta fórmula permite el cálculo del período propio de una estructura con cargas repartidas a lo largo de su longitud y de momento de inercia variable, donde no es posible aplicar la fórmula sencilla

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{Y_o}{g}}$$

Con el objeto de comprobar la exactitud de esta fórmula se hizo con ella el cálculo del período propio de vibración de 2 chimeneas de concreto armado cuyo período fué medido por Omori con los siguientes resultados:

	PERIODO MEDIDO	PERIODO CALCULADO
Chimenea Saganoseky	2.54	2.65
Chimenea Skegawa	0.81	0.82

La elástica del Horno supuesto horizontal y sometido a su peso presenta dos estados de deformaciones que pueden superponerse.

- 1) Flexión de las columnas según lo indica la fig. N.º 9,
- 2) Flexión del conjunto con acortamientos y alargamientos de las columnas según lo indica la figura N.º 10.

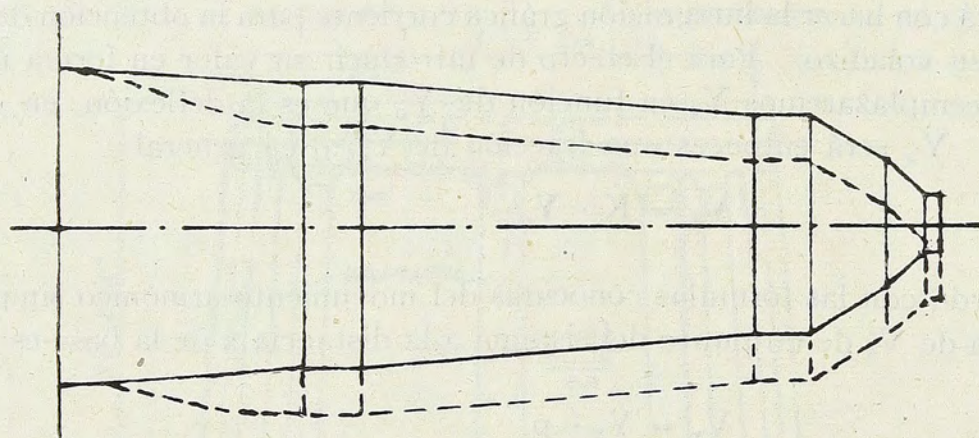


Fig. 9 : DEFORMACION POR FLEXION DE LAS COLUMNAS

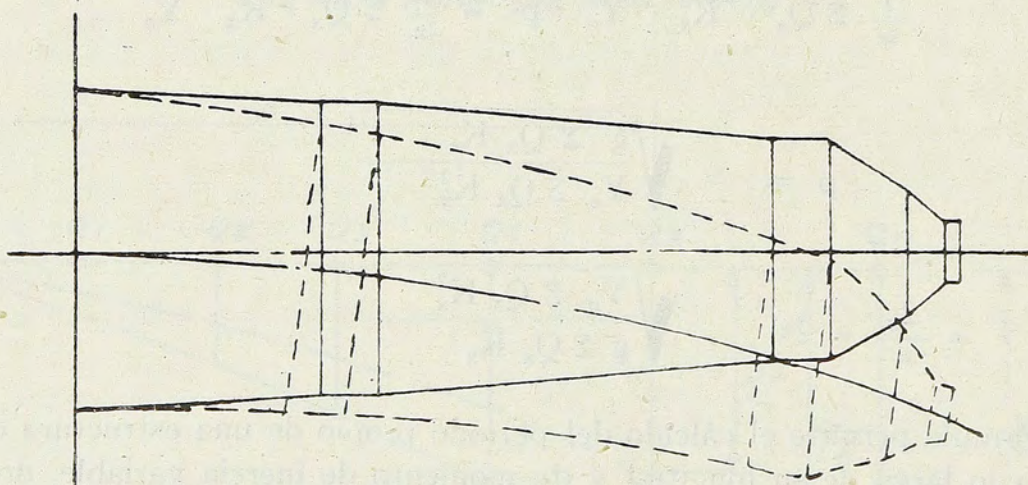


Fig. 10: DEFORMACION POR FLEXION DEL CONJUNTO

Estas deformaciones deben ser superpuestas con el objeto de determinar la deformación total y el período propio de vibración. Las deformaciones del segundo estado se calculan directamente mediante el procedimiento conocido de Integración Gráfica. Las deformaciones producidas por flexión de las columnas necesitan un

cálculo especial que describiéramos someramente. Sea la figura N.º 11 una representación en perspectiva de la estructura por analizarse, sometida a la acción de la fuerza F . (depreciaremos en lo que sigue el efecto de convergencia de las columnas).

El procedimiento de cálculo es uno de aproximaciones o relajaciones sucesivas y consiste en suponer las columnas empotradas en ambos extremos y aplicar un cierto desplazamiento al anillo superior. El esfuerzo de corte se distribuirá de acuerdo

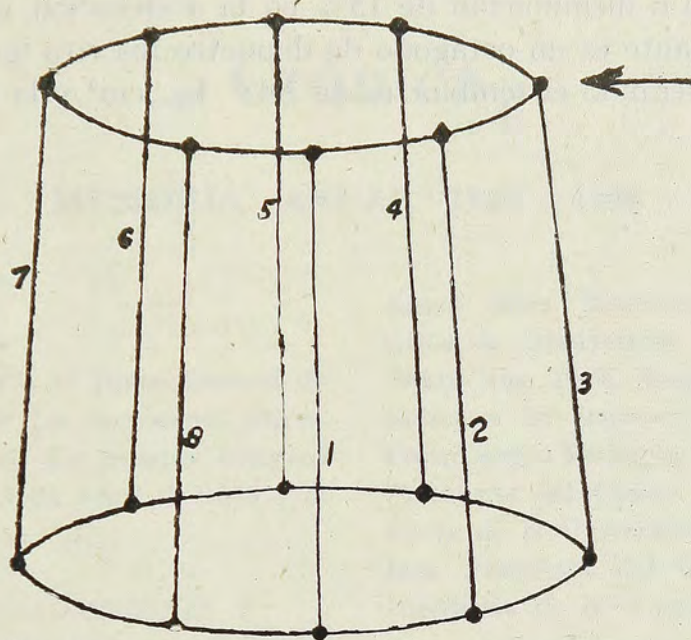


Fig. 11: ESTRUCTURA SOPORTANTE DEL ALTO HORNO

con los momentos de inercia de cada columna. Estos esfuerzos de corte aplicados en el punto de inflexión de cada columna, provocarán momentos en los anillos superior e inferior que serán de torsión pura para las columnas 3 y 7; de flexión pura para las columnas 1 y 5, y de flexión y de torsión combinadas para las columnas 2, 4, 6, 8. Al «soltar» el empotramiento supuesto en los extremos de las columnas, se desarrollan en los nudos adyacentes tantos momentos de torsión como de flexión. Nuevamente se suponen los nudos extremos de las columnas como empotrados y se hace el balance de momentos con sus respectivos signos. Este proceso se repite hasta obtener correcciones despreciables.

El cálculo descrito más arriba exige la determinación de los factores de transmisión de una viga curva empotrada en A y apoyada en B tanto para torsión aplicada en B como flexión aplicada en B. Se inducen en ambos casos momentos de flexión y torsión en el extremo A. La determinación de estos momentos inducidos en el extremo A, así como la determinación de las rigideces de la viga curva tanto a torsión como a flexión pueden hacerse por el método de Castiglianov por el método de los trabajos virtuales. El sistema de convención de signos para los momentos de torsión y flexión exige un estudio cuidadoso de tal modo que ambos sean compatibles entre sí.

La aplicación al Alto Horno de la fórmula deducida más arriba para determinar el período propio de una estructura de momento de inercia variable considerando la superposición de las deformaciones por flexión del conjunto y flexión de las columnas, arrojó como resultado un valor de 0,5 seg. para el período propio de vibración del Alto Horno. Según las normas se debe tomar como aceleración horizontal, ei

15% de la aceleración de gravedad por tratarse de terrenos arenosos. El coeficiente por el cual se debe multiplicar esta aceleración base, es de 1.26 para un período propio de vibración de 0,5 seg. La aceleración final horizontal que debe considerarse es de 19%.

Conocida la aceleración horizontal que debe aplicarse al Alto Horno para el cálculo de su fundación el problema se reduce al cálculo de los momentos totales respecto a la base de la fundación y de las cargas verticales totales tomando en consideración un aumento o disminución de 15% en la aceleración vertical.

La zapata resultante es un octágono de diámetro inscrito igual a 30.50 mts. La fatiga máxima considerando el temblor es de 2,48 kg./cm² y la fatiga estática media de 1,7 kg./cm².

R. V.

