estructura del palacio de deportes de hielo Estocolmo

D. JAWERTH, Dr. Ing. y H. P. SCHULZ, Dipl. ing.

866 - 5

sinopsis

El Palacio de Deportes de Hielo, construido en Estocolmo, Suecia, se ha cubierto con una estructura colgada, cuyas dimensiones, en planta, son 83×120 m, sin que aparezca un solo soporte intermedio. La estructura de esta cubierta ha sido proyectada siguiendo los métodos de Jawerth, el cual ha contribuido en el estudio y proyecto de la misma.

La parte resistente consiste en una serie de cables de sustentación, emparejados dos a dos, que presentan concavidades opuestas, uniéndose entre sí por medio de varillas que forman una poligonal; el arriostramiento ha sido rigidamente conseguido por medio de tensiones inducidas gracias a un tesado apropiado. Los esfuerzos a que se han sometido estos cables se absorben en unos bloques de hormigón armado, colocados a la debida profundidad en el suelo y que sirven de bloques de anclaje.

La transmisión de los esfuerzos a estos bloques se ha realizado con cables. La necesidad de dejar espacio libre de acceso alrededor del estadio ha motivado que los anclajes se hallen bastante separados de la línea perimetral de fachada, por lo que los citados cables presentan una pronunciada inclinación.

En este trabajo, su autor se extiende en consideraciones teóricas que han servido de base para el análisis estático de estos bloques de anclaje, ya que las tensiones de trabajo de los cables de sustentación y, con ellas la cubierta, son función de los movimientos que los referidos bloques de anclaje pudieran presentar al variar las tensiones en los cables, variaciones que tienen su origen en los cambios de temperatura y sobrecargas por viento, lluvia y nieve.

Introducción

La Comisión de Deportes de la ciudad de Estocolmo encargó a la casa David Jawerth Konsult Ingenjörbyrå AB la redacción del proyecto de la estructura colgada que debía cubrir las pistas de hielo del estadio denominado Johanneshov.

La superficie cubierta tiene 83×120 m en planta y carece de soportes intermedios. El sistema de cables que sirve de apoyo a los materiales de cobertura ha sido proyectado siguiendo los métodos de Jawerth.

Los elementos resistentes están constituidos por dos cables, cuyas curvaturas presentan concavidades opuestas, que se unen y arriostran entre sí por una serie de varillas formando una poligonal que se tensa debidamente. Los esfuerzos a que se hayan sometidos dichos cables son absorbidos por los anclajes de retención situados en el suelo.

Debido a las exigencias arquitectónicas y a los accesos al estadio, los anclajes de los respectivos cables se tuvieron que separar bastante del cuerpo del edificio, lo que dio lugar a una inclinación relativamente pronunciada. También fue objeto de estudio la posibilidad de absorber los empujes horizontales de la cubierta mediante un anillo de compresión, el cual, al no poder ser circular, por carecer de espacio suficiente, se pensó en un anillo de tipo elíptico, que exigía mayor cantidad de acero y, por lo tanto, al adoptar esta solución la estructura resultaría más desfavorable económicamente. Debe tenerse en cuenta las características especiales de estos sistemas de cables pretensados, pues el que constituye la cabeza superior se halla sometido a una tensión máxima mientras que el inferior a una mínima. Por esta razón es posible anclar los dos cables en un solo bloque con la ventaja económica que esto supone, y, además, la posibilidad, con ello, de reducir las oscilaciones y deformaciones de los cables y macizos de anclaje. Aunque la relación entre peso propio + carga útil

peso propio
es de 3,4, resulta también que dicha relación, correspondiente a los anclajes, es solamente de 1,5. Esto es consecuencia de haberse utilizado la teoría de las construcciones colgadas ancladas en el terreno, lo cual es indispensable respecto a efectos económicos, así como también para el intercambio de fuerzas que se establecen entre los dos cables, es decir, el superior y el inferior. El cálculo estático con la hipótesis de peso propio, tensado y sobrecarga por nieve dio un esfuerzo en cimientos de 280 t; mientras que con la hipótesis de peso propio y tensado, dicho esfuerzo de tracción sólo era de 244 t. Los dos cables principales se unen en un punto situado a la altura del techo del ambigú, y a partir de este punto los cables se prolongan juntos hasta el bloque de anclaje. La resultante vertical a que da lugar en el punto de unión es absorbida por un montante, tipo péndulo, situado en la pared periférica del ambigú. El esfuerzo a partir de este punto es absorbido por el macizo de anclaje. Para obtener la máxima rigidez posible en la cubierta era necesario reducir al mínimo las variaciones de esfuerzos producidos en los anclajes, debido a la variación de las sobrecargas, con lo que se lograría atenuar los pequeños movimientos de los macizos de anclaje. De estos anclajes sólo cinco pudieron ser solidarizados con el banco de roca que sirve de apoyo. Los 37 macizos restantes se apoyan sobre tierra. En un primer estudio del proyecto se pensó en la posibilidad de anclajes pretensados que permitirían tantear cálculos aproximados cuyo carácter serviría de orientación. Se consideró la construcción de placas, una en la superficie y otra a cierta profundidad conveniente, entre las cuales se debía consolidar el terreno. Esta solución hubiese sido eficaz para evitar los movimientos, pero resultaba excesivamente cara. Siguiendo los consejos del profesor Granholm se adoptó la solución de un macizo de gravedad cuya capacidad portante se veía considerablemente aumentada

2.—Disposición general de la cubierta colgada.

al consolidar el terreno. El análisis estático se desarrolló partiendo de unas directivas expuestas en una disertación y no publicadas en aquel momento, de los profesores Leussink y Steinhardt, puestas amablemente a disposición del constructor.

A propuesta del constructor estos macizos de anclaje fueron prefabricados en talleres y se colocaron a 6,5 m de profundidad. El terreno que les circunda y cubre se consolidó mediante vibradores de alta frecuencia.

El concepto de seguridad está claramente definido en las construcciones metálicas y en las de hormigón armado, pero no se halla claro cuando se trata de cimientos sometidos a tracción, como es el caso que nos interesa. La literatura técnica actual se limita a dar un coeficiente de seguridad aplicable de 1,5, sin dar más explicaciones. Las normas francesas indican que una construcción no debe perder su estabilidad cuando se halla sometida a una sollicitación de $5/3$ de las cargas climáticas: viento, nieve, etc... Otros hacen más patente la consideración relativa a la necesidad de tener en cuenta diversos efectos, tales como: el efecto que el aumento de sobrecarga ocasiona en una construcción con elementos tensados, y el efecto producido por un juego de fuerzas en un sistema, después de su formación, el cual puede dar lugar a un aumento o disminución de su capacidad portante.

Hace algunos años, la absorción de la tracción se confiaba exclusivamente al peso del macizo. Las condiciones actuales del dimensionado económico obligan, cada vez más, a tener en cuenta la capacidad portante del terreno, ya que, cuando las tracciones exceden al peso propio del macizo de cimientos entra en juego la resistencia del terreno.

Contando con esta resistencia, que depende no sólo de la naturaleza del suelo, sino también de su grado de consolidación, el levantamiento del cimiento es proporcional a la tracción, pero, a partir de cierta carga, empieza la disgregación del terreno: aparecen grietas en la parte inferior del macizo que van avanzando hacia la superficie; entonces, y en relación con la carga, el levantamiento es mayor que lo que correspondería a una ley lineal, y, en cierto modo, estamos en presencia de un proceso plástico.

La resistencia del terreno no sigue con regularidad la ley Hooke. La carga límite de proporcionalidad no queda bien definida y es muy variable según el terreno que se considere. Los ensayos efectuados sobre modelos demuestran que la tracción máxima de anclaje tiene lugar un poco antes de aparecer las grietas de rotura.

Fig. 3.—Par de torsión.

Fig. 4.—Bloque de anclaje.

A partir de esta tracción máxima, los esfuerzos disminuyen al aumentar los levantamientos. Los ensayos en serie parecen demostrar que, aun después de alcanzarse el límite de proporcionalidad, aumenta la capacidad portante.

Mors propone fijar el coeficiente de seguridad en función de la carga límite admitida, es decir, la carga a partir de la cual cesa la proporcionalidad con el levantamiento.

Seguridad contra los levantamientos peligrosos del bloque de anclaje

En la literatura técnica no encontramos más que indicaciones esporádicas y confusas sobre la aplicación del coeficiente de seguridad que debería adoptarse con objeto de evitar las elevaciones peligrosas de los bloques. Adoptar un valor constante, como suele hacerse en el caso de postes y caballetes para el transporte de energía, no ofrece ninguna garantía para aplicarlo al caso que nos ocupa. La aceptación de este criterio conduce a problemas de segundo orden, tanto de estabilidad como de distribución de tensiones, como vamos a aclarar con un ejemplo sencillo.

Consideremos, con este fin, un poste o montante de 61 cm que supondremos está construido con dos bloques o cimientos separados. Para un cálculo aproximado, que sirva de orientación, parece lógico admitir que los movimientos de elevación del suelo, tanto si se trata de tracciones como de compresiones, han de obedecer o cumplir una misma ley.

El peso, P , del cable y la fuerza, H , del viento actúan en el extremo superior del poste. Los dos bloques pueden suponerse enlazados mediante una barra, b , de sección, $F = \infty$, de modo que cada cimiento absorba una fuerza horizontal, $H/2$.

La condición $\Sigma M = 0$ nos da:

$$P \cdot h \cdot d\varphi + Hh - \frac{kb}{2} d\varphi \cdot b = 0 \quad [1]$$

de donde se deduce:

$$d\varphi = \frac{Hh}{k \frac{b^2}{2} - P \cdot h} \quad [2]$$

Si en la ecuación [2] suponemos que la fuerza del viento es $H = 0$ y que $kb^2/2 = P \cdot h$, resulta que $d\varphi = 0/0$, es decir, indeterminación.

En este caso estamos ante un problema de pura estabilidad con una «carga de ramificación» y, como consecuencia, la posibilidad de graves peligros. El equilibrio es indiferente, y para

$$P > \frac{kb^2}{2H} \quad [3]$$

Fig. 5.—Equilibrio estático.

el equilibrio resulta inestable. Es interesante considerar la gran importancia que tiene b , cuyo valor con exponente 2 forma parte de las fórmulas anteriores. De la ecuación [2] se deduce que la «carga límite», P , no depende solamente de $\tan d\varphi \cong d\varphi$. La limitación de este ángulo es, sin embargo, recomendada por Mors para este sistema estático. Si en la ecuación [2] tenemos en cuenta el valor H , resulta un problema de tensiones de «segundo orden», en el que $d\varphi$ crece rápidamente al aumentar los valores de Ph y disminuir los de b . El movimiento, es decir, la elevación del terreno, crece rápidamente tanto si se trata de tracciones como de compresiones. Sus expresiones las podríamos representar por las siguientes fórmulas:

$$S_{\text{terreno}} = \frac{P}{2k} \pm \frac{b}{2} d\varphi \quad [4]$$

$$S_{\text{terreno}} = \frac{P}{2k} \pm \frac{Hhb}{kb^2 - 2Ph} \quad [5]$$

Si consideramos ahora un montante metálico como se representa en la figura 5, y si efectuamos un corte del mismo por encima del cimientado e inmediato a él, tendremos un sistema de fuerzas como se representa en la referida figura, con:

σ_j = tensiones en las barras del entramado.

Y_j = sección total de las barras del entramado.

W_j = momento resistente de las barras respecto al punto a .

M = momento externo respecto a la citada a .

Con estos datos se tiene:

$$\sigma_{j,2} = \frac{P}{Y_j} + \frac{M}{W_j} = \frac{P}{Y_j} + \frac{2Hb}{Y \cdot b} + \frac{2Phd\varphi}{Y \cdot b}$$

y sustituyendo $d\varphi$, según la ecuación [2], tenemos:

$$\sigma_{j,2} = \frac{P}{Y} \left(1 + \frac{2Hh^2}{k \frac{b^3}{2} - Phb} \right) + \frac{2Hh}{Y \cdot b} \quad [6]$$

En la ecuación [6], el término $\frac{2Hh^2}{\frac{kb^3}{2} - Phb}$ representa el paso de la teoría de «primer orden»

a la de «segundo orden». Este factor crece al aumentar P y h y disminuir b .

La ecuación [6] nos indica lo peligroso que resulta un asiento del terreno y puede explicarnos, en parte, los accidentes ocurridos en montantes cuyos entramados se derrumbaron repentinamente. Recordemos que en estos entramados, si se prescinde de la influencia de las tensiones forzadas, el límite de aplastamiento puede presentarse anticipadamente en la zona central de las barras, es decir, antes de que el material, con su deformación, pueda «adaptarse a las circunstancias», y, con tal motivo, la barra pierda su capacidad de sustentación.

Necesidad de efectuar ensayos de carga

El examen de la literatura técnica pone de manifiesto que los resultados acerca de la capacidad de sustentación de los cimientados sometidos a tracciones varía mucho de unos a otros autores. Los estudios relativos al movimiento de elevación del terreno no se han desarrollado debi-

damente. Los ensayos realizados por Mors se refieren a unas pocas clases de terreno, ninguno de los cuales coincide en la naturaleza y características con el del estadio Johanneshov. En este caso—que es el que nos ocupa—, el terreno es de acarreo, de cantos gruesos y procede de morenas de glaciación. Estos materiales tienen, en estado natural, un peso específico de 1,8 t/m³. Después de la consolidación, el referido peso es de 2,2 t/m³.

El conocimiento exacto de los movimientos de cimientos tiene la ventaja de que los cables para superestructura pueden ser encargados con sus dimensiones exactas, evitando, con ello, los dispositivos de ajuste, que suelen ser engorrosos y caros.

Las distintas posiciones del montaje pudieron calcularse evitando pruebas y titubeos. A propuesta del profesor Granholms se efectuó un solo ensayo de carga sobre uno de los cimientos.

Realización de los ensayos

Se efectuaron sobre uno de los cimientos y cuando el relleno era solamente parcial. En estas condiciones, el cimiento tenía aproximadamente la mitad de la capacidad de sustentación definitiva. Con este método se evitaban las dimensiones excesivas de los dispositivos de ensayo y, además, fue posible utilizar la viga de hormigón, necesaria para los ensayos, tan sólo en la última fase de los mismos, es decir, con el relleno completo. No obstante, estas simplificaciones y ahorros económicos, se dedujeron consecuencias seguras sobre la capacidad de sustentación de los cimientos. Se emplearon cuatro prensas hidráulicas con fuerza elevadora de 100 t cada una, las cuales descansaban sobre una viga de hormigón armado apoyada en sus extremidades (figs. 9 y 10). Los apoyos de esta viga estaban convenientemente distanciados con el fin de que su presión influyese lo menos posible en los levantamientos del terreno. El cálculo de la influencia de estas presiones en los apoyos de la viga sobre la placa de cimientos se llevó a cabo, con ayuda de la teoría de la elasticidad, mediante la ecuación:

$$\sigma_z = \frac{v \cdot P}{2\pi r^2} \cos v\theta$$

En esta fórmula r es el vector de posición, y θ , el ángulo entre el vector y el eje Z .

Si, de acuerdo con Boussinesq-Michel, ponemos $v = 3$, tendremos, para el valor de dicha influencia de las presiones de apoyo, 1,3 por 100 como máximo.

La medida de los movimientos del vástago de la placa de cimientos se efectuó con aparatos de cuadrante con indicador giratorio instalados en las caras opuestas del vástago entre las prensas y la viga de hormigón.

La flecha de la viga de hormigón se midió poniendo en su punto medio una pequeña escala vertical, rígidamente unida a la viga, delante de la cual había un alambre fino apoyado en los extremos de la viga y que se mantenía tenso mediante contrapesos. Los instrumentos de medida, que estaban repartidos con intermitencias cómodas, se utilizaron para medir los movimientos recorridos por el vástago correspondiente al cimiento, las flechas de la viga y, en parte, los asientos del terreno en los apoyos de la viga y en algunos puntos más.

Las tracciones que actuaban sobre el vástago producían, como es lógico, el alargamiento ΔL del mismo. El movimiento de elevación de la placa es menor que el del extremo superior del vástago. El incremento ΔL del corrimiento del vástago, es decir, el movimiento rotativo entre la placa de cimientos y los puntos de medida en el extremo superior del vástago, se calculó suponiendo una adherencia perfecta entre el hormigón y las armaduras de dicho vástago. Con ayuda de aparatos registradores se comprobó la exactitud de esta hipótesis, o sea: que no se producían desplazamientos relativos entre el hormigón y sus armaduras. Los movimientos de elevación del cimiento son función del tiempo: para cada grupo de sobrecargas de ensayo se dejó actuar el tiempo necesario para alcanzar el equilibrio.

Fig. 6.—Curvas de levantamientos en función de esfuerzos.

miento que posee idénticas propiedades que uno de gravedad de mayores dimensiones, construido, por ejemplo, con hormigón pobre. La curva, B, antes referida presenta una zona rectilínea acusada donde los levantamientos son pequeños, y puede considerarse como típica para terrenos de buena estructura y bien consolidados. Cuando la sobrecarga excede de las 160 t, la curva entra en la fase plástica, y esto puede indicar que en las aristas de la solera de la placa se inicia la disgregación del terreno. Por el contrario, la pequeña deformación permanente del suelo, después de la descarga, significa que se ha realizado un exceso de consolidación. En los suelos consolidados, la disgregación superficial se presenta un poco antes de llegar a la carga de rotura.

Resultado de los ensayos

Los valores deducidos con los distintos aparatos empleados coincidieron aceptablemente. El diagrama «solicitaciones-levantamientos» para el movimiento del vástago se representa en la curva, A, de la figura 6. Una descarga parcial de 160 a 120 t, que duró 15,5 hr, no modificó la marcha general de la curva al aumentar ulteriormente las cargas. Una descarga completa, después de realizada la carga máxima de 240 t, da una curva de descarga que se parece algo a la que se obtuvo cuando empezaron las investigaciones de los problemas de estabilidad en el acero. El aspecto típico de esta región de la curva nos indica que estamos en presencia de un proceso plástico.

La perfecta compenetración entre el hormigón y las armaduras en el vástago, comprobadas, como ya se dijo, con aparatos registradores, permitió calcular el alargamiento del vástago como se ha representado en la curva, C, de la referida figura 6.

Restando de dicho alargamiento la elevación medida en la superficie del suelo, se obtiene el levantamiento de la placa de cimientos que se representa por la curva, B, de la ya mencionada figura. Se observa claramente que, para cargas inferiores a 120 t, la placa no se mueve. Se deduce también que una buena consolidación produce el mismo efecto que un peso que actuara sobre la placa. Así, pues, y guiados por razones de orden económico, hemos conseguido un ci-

Fig. 7.—Perspectiva del levantamiento del terreno mostrando el llamado vástago del cemento.

En este caso, la seguridad puede definirse en función de dicha carga, toda vez que los levantamientos de la placa son pequeños para las sobrecargas admisibles. La sobrecarga admitida en el cimiento que se ensayó fue, durante todo el tiempo que duró el ensayo, de 160 t. Esta sobrecarga corresponde a la que se define como «final de la fase rectilínea», en las que las tracciones son, aproximadamente, proporcionales a los levantamientos del cimiento. Con un coeficiente de seguridad de 1,5, la carga de rotura sería de 240 t, que corresponde efectivamente a la deducida en los ensayos. La repetición de sobrecargas, según la literatura técnica consultada, influye poco en el valor de esta «carga límite», es decir, que las cargas de rotura no varían en el transcurso del tiempo o, lo que es igual, que quedan excluidos los procesos de «fatiga».

El levantamiento máximo del terreno en la zona próxima al cimiento y suponiendo una tracción de 240 t está representada en la figura 7, en proyección axonométrica oblicua e isométrica. La superficie del terreno se mueve relativamente poco. Por otra parte, la granulometría del terreno, en este caso de gravas de acarreo sometidas a la presión de consolidación, se empujan unos elementos contra otros, formando bóvedas y sin que se produzcan corrimientos laterales. El movimiento de levantamiento del terreno se extiende a una zona bastante amplia alrededor del vástago, debido, sin duda, a las buenas características del terreno y su esmerada consolidación. Tiene interés el estudio del levantamiento del terreno en función de la tracción que origina la sobrecarga. Todo ello se ha representado en la figura 7 para el punto 1 de dicha figura 7; el resultado es la curva, E, de la figura 6.

Este punto, comparado con otros de la superficie del terreno, presentaba la mayor elevación relativa. La comparación de los puntos de las curvas, B, correspondientes a los movimientos de la placa de cimiento, y las, E, de los movimientos de elevación de la superficie del suelo, muestra que la diferencia de levantamiento en ambos puntos es pequeña y demuestra, asimismo, la buena actuación conjunta del terreno y de la placa de cimientos.

La carga de rotura, una vez completado el relleno

El volumen de terreno que se pone en movimiento en este caso, puede determinarse con ayuda de los corrimientos superficiales conocidos según se indica en la figura 7 y se representa en la figura 4.

Las superficies laterales de estos volúmenes se suponen que son troncos de conos elípticos, en los que A_o es el área de la solera de la placa; A_p , la superficie «movida» durante el ensayo de carga según la figura 10, y A, la superficie que corresponde al relleno completo. Con esto podemos escribir lo siguiente:

$$A_o = 1,75^2 = 3 \text{ m}^2; \quad A_p = \frac{3,14 \cdot 4 \cdot 7}{4} = 22 \text{ m}^2;$$

$$A = \frac{3,14 \cdot 5 \cdot 9}{4} = 35 \text{ m}^2$$

Los volúmenes numéricos correspondientes son:

$$V_p = \frac{4,7}{3} (3 + \sqrt{22 \cdot 3} + 22) = 51,9 \text{ m}^3$$

$$V = 51,9 + \frac{1,8}{3} (22 + \sqrt{22 \cdot 35} + 35) = 51,9 + 50,8 = 102,7 \text{ m}^3$$

La carga de rotura deducida para el relleno completo es de 475 t:

$$P_{rotura} = \frac{102,7}{51,9} \cdot 240 = 475 \text{ t.}$$

Para la carga máxima efectiva utilizada de 280 t, el coeficiente de seguridad es de 1,7.

Fig. 8.—Estructura del terreno.

Con ello nos mantenemos del lado favorable a la seguridad, ya que dado el sistema constructivo colgante, si referimos la seguridad a la sollicitación de la cubierta, obtendremos un valor mayor.

Para la construcción definitiva se supuso que el movimiento del vástago correspondiente al cimient, cuando la carga útil es máxima, presenta dos alternativas: o bien es del mismo orden de magnitud que el del cimient ensayado o bien es mayor cuando se modifican las características del terreno.

Se admitió un movimiento de 3 cm para el cálculo de los cables de sustentación.

Comparación con otros métodos de cálculo conocidos

Admitiendo que la tracción es función del levantamiento de la placa, se ha deducido, como consecuencia de una gran serie de ensayos, que la función puede representarse por la siguiente curva de «crecimiento natural»:

$$Z' = f(v) = Z_o(1 - e^{-av})$$

en la que:

Z' = tracción que corresponde a determinada v , disminuida en el peso propio del cimient (kg).

Z_o = carga límite, deducido el peso propio del cimient (kg).

v = elevación de la placa de cimientos (cm).

a = constante de dimensión cm^{-1} , que depende de las características del terreno y de la forma del cimient.

En el cimientto que estamos estudiando no han podido determinarse los parámetros de esa ecuación, de modo que la curva así calculada coincida con la *B* de la figura 6 que se halló empíricamente en los ensayos. La curva *D* de la misma figura es la que más se adapta a la de la ecuación, pero la coincidencia es poco satisfactoria. Esta curva se calculó con los siguientes valores:

G = peso propio del cimientto de 8 t.

$Z_o = 206.000$ kg; $a = 17,2$ cm⁻¹.

El valor de a que determina la curvatura de la curva resulta muy grande si se comparan los resultados de la fórmula con otros obtenidos y publicados con anterioridad, lo cual, por otra parte, demuestra la eficacia de la consolidación efectuada. El gran valor de a significa un tránsito relativamente rápido de la fase «elástica» a la «plástica». La carga límite está bien acusada en el punto anguloso, que es el que señala la elevación súbita de la superficie del suelo.

Para conseguir una buena coincidencia entre la curva empírica medida en los ensayos y la calculada, se desarrolló un nuevo cálculo, ampliando la función con un término complementario, con objeto de tener en cuenta la disgregación que caracteriza a la fase plástica.

La nueva función tiene, por tanto, la forma:

$$Z' = Z_o(1 - e^{-av}) + \frac{1}{n}(1 - e^{-bv}), \text{ en la cual: } n > 1; \quad a \gg b.$$

Así, mientras el terreno conserva los buenos efectos de la compresión en la fase elástica es válida la ecuación reducida a su primer término, es decir, $Z' = Z_o(1 - e^{-av})$, pues el término complementario, contando con el pequeño valor de b respecto de a , da valores despreciables que apenas tiene influencia en el aspecto de la primera fase de la curva.

Cuando comienza la disgregación del terreno, es decir, cuando el primer término de la ecuación, $Z_o(1 - e^{-av})$, alcanza prácticamente un valor asintótico, el término complementario toma valores apreciables que deben añadirse al valor asintótico para obtener el trozo de curva que caracteriza a la disgregación en la fase plástica.

Esta hipótesis resultó correcta y dio prácticamente una coincidencia perfecta con la curva empírica *B* de la figura 6. Los cálculos se hicieron con los siguientes valores de las constantes:

$$G = 8 \text{ t}; \quad Z_o = 167 \text{ t}; \quad a = 32; \quad b = 1,05, \quad \text{y} \quad n = 2,1.$$

Los resultados se resumen en el siguiente cuadro:

$z = Z' + G$	Z'	$\frac{\text{cm}}{v}$
146	138	0,05
163	155	0,07
185	177	0,14
203	195	0,41
222	214	0,87
236	228	1,38

En un estudio se ha expuesto un nuevo método para el cálculo de la sobrecarga admisible de tracción. Aunque este trabajo ha sido objeto de algunas críticas, es indudable que presenta la ventaja de haberse deducido directamente de ensayos; además, es de fácil aplicación. Para terrenos de acarreo con densidad mínima que corresponda al talud natural y una relación entre la anchura de la solera del cimientto, b , y su profundidad, t , por debajo de la superficie del suelo da un valor $b/t < 0,5$, ..., $0,8$. En dicho trabajo se da una ecuación basada en con-

ceptos expuestos en otro trabajo. La ecuación nos da la tracción, Z , a partir de la cual empieza la deformación clásica del suelo:

$$Z = G + Q$$

en la cual:

G = peso propio del cimiento.

$$Q = Y \cdot t \cdot \gamma_E \left(1 + \frac{\pi}{\text{ctg } \rho' + \rho' - \frac{\pi}{2}} \right) \quad [7]$$

en esta expresión:

Y = superficie de la placa de apoyo.

t = profundidad de la misma.

γ_E = peso de la unidad de volumen del terreno.

ρ' = ángulo de rotura del terreno en la arista de la placa cuando comienza la disgregación
= ángulo natural de rozamiento de las tierras, corregido con un coeficiente relacionado con la resistencia tangencial del terreno.

Un cálculo efectuado para el caso que nos ocupa, habiendo determinado previamente $\gamma_E = 2,2 \text{ t/m}^3$ en terreno consolidado y con los demás datos directos conocidos, proporciona para Z un valor de 160 t, valor que coincide con la sobrecarga admisible resultante de los ensayos (ver figura 6). El ángulo ρ' es de 35° en este caso.

La sobrecarga admisible para el relleno completo, según la ecuación [7], sería de $Z_{\text{definitiva}} = 248 \text{ t}$. Este resultado es seguramente menor que la capacidad de sustentación definitiva, ya que ésta aumenta con la profundidad según una ley de valores inferiores a la proporcionalidad lineal de acuerdo con la ecuación [7]. Esta misma ecuación se deduce de una serie de ensayos recientes hechos sobre modelos reducidos de cubiertas colgantes. Según una referencia de la bibliografía consultada, se publicará brevemente un resumen de los resultados de estos ensayos que han sido comprobados por una serie de pruebas.

Fig. 9.—Prensa hidráulica para medir esfuerzos.

Fig. 10.—Viga auxiliar de hormigón.

Fig. 11.—Colocación de uno de los bloques de anclaje.

Resumen

Para que los cimientos que trabajan a tracción resulten económicos debe procurarse su afianzamiento en el terreno para aprovechar, en la medida de lo posible, la resistencia del terreno. Los corrimientos verticales de los cimientos deberán reducirse a un mínimo.

En la literatura técnica se exponen diversos métodos de cálculo aplicables a estos cimientos de tracción; sin embargo, los ejemplos calculados con estos métodos dan resultados con mucha dispersión.

Los datos sobre movimientos y deformaciones admisibles más bien escasean y, con frecuencia, son dudosos. Por esta razón, siempre es aconsejable efectuar ensayos metódicos en serie. Es de desear no sólo la realización, sino también la publicación de sus resultados, para llegar a formar un «cuerpo de doctrina» que sea aprovechable para todos.

Especialmente, sería de gran utilidad conocer detalladamente los fracasos y accidentes ocurridos; pero, por razones fácilmente explicables y salvo algunos casos, no se han publicado en trabajos de ingeniería.

Fotos: J. E. LITSENIUS

La structure du Palais des Sports de Glace à Stockholm

Prof. Granholm, superviseur; D. Jawerth, Dr. Ing., et H. P. Schulz, Ing. Dipl.

Le Palais des Sports de Glace, construit à Stockholm, Suède, a été couvert d'une structure suspendue dont les dimensions, en plan, sont 83 m sur 120, sans qu'apparaisse un seul appui intermédiaire. La structure de cette couverture a été projetée suivant les méthodes de Jawerth qui a contribué à son étude et à son projet.

La partie résistante consiste en une série de câbles de sustentation, assemblés deux à deux, qui présentent des concavités opposées, contreventés à l'aide d'éléments rigides constituant un treillis triangulé. L'ancrage a été rigidement assuré au moyen de contraintes opérées, grâce à un raidissage approprié. Les efforts auxquels ont été soumis ces câbles sont absorbés par des blocs en béton armé, enfouis à la profondeur nécessaire dans le sol et qui servent de blocs d'ancrage.

La transmission des efforts à ces blocs se réalise à l'aide de câbles. Etant donné la nécessité de laisser un espace d'accès libre autour du stade, les ancrages ont été fortement séparés du périmètre de la façade, ce qui a pour effet que les câbles présentent une forte inclinaison. Dans ce travail l'auteur s'étend en considérations théoriques qui ont servi de base pour l'analyse statique de ces blocs d'ancrage, car les contraintes de travail des câbles de sustentation et, avec elles, la couverture, sont fonction des mouvements que ces blocs d'ancrage pourraient présenter lors de la variation des contraintes des câbles, variations qui ont leur origine dans les changements de température et de surcharges dues au vent, à la pluie et à la neige.

The Structure of the Ice Sports Palace in Stockholm

Supervisor: Prof. Granholm.—Engineers: D. Jawerth, Dr. Eng., & H. P. Schulz, Dipl. Eng.

The Ice Sports Palace in Stockholm has a suspended roof, whose horizontal dimensions are 83 by 120 ms, without a single intermediate support. The structure of this roof follows the principles worked out by Dr. Jawerth, who has taken part in the design of it.

The roof is supported by a series of cables, working in pairs, one with concave and the other with convex curvature. The cables are linked together with rods, forming a triangulated outline. The cables are sufficiently stretched to constitute a highly rigid structure, and are anchored in reinforced concrete blocks, situated at a depth below ground level.

The roof cables are attached to the anchorage blocks by other cables, and in order not to interfere with the free circulation around the palace, the points of attachment of the cables are situated well away from the peripheral walls. Hence these cables have a relatively small slope. In this paper the author gives some of the theoretical arguments on which the static analysis of the anchorage blocks is based, since the working loads on the main roof cables depend very directly on the displacements which the anchorage blocks may suffer under varying cable loads. These loads will depend, in turn, on temperature changes, wind, rain and snow loadings.

Das Gefüge des Eissport-Palastes in Stockholm

Oberaufsicht: Prof. Granholm.—D. Jawerth, Dr.-Ing., und H. P. Schulz, Dipl.-Ing.

Der in Stockholm, Schweden, erbaute Eissport-Palast wurde ohne jegliche Zwischenstütze mit einem Hängegefüge überdacht, dessen Ausmasse im Grundriss 83 × 120 m betragen. Das Gefüge dieses Daches ist nach den Methoden von Jawerth, der bei dem Studium und Projekt desselben mitgearbeitet hat, geplant worden.

Der tragfähige Teil besteht aus einer Reihe von tragenden Kabelpaaren, welche in entgegengesetzten Einbuchtungen verlaufen und untereinander mit Stangen, die einen Polygonzug bilden, verbunden sind. Den Verband hat man dank eines geeigneten Vorspannens mittels eingeführter Spannungen vollständig erreicht. Die Kräfte, denen diese Kabel unterworfen sind, werden von Stahlbeton-Blöcken aufgenommen, welche in gebührender Tiefe im Boden liegen und als Ankerblöcke dienen.

Die Kräfteübertragung auf diese Blöcke hat man mit Kabeln durchgeführt. Die Notwendigkeit, rund um das Stadium herum freien Raum für den Zugang zu lassen, war der Grund dafür, dass sich die Verankerungen in genügender Entfernung der Umfangsline der Fassade befinden; dadurch weisen die angeführten Kabel eine ausgeprägte Neigung auf. Bei dieser Arbeit erstreckt sich sein Verfasser in theoretischen Erwägungen, welche als Grundlage für die statische Analyse dieser Ankerblöcke gedient haben, da die Betriebsspannungen der tragenden Kabel, und mit ihnen das Dach, eine Funktion der Bewegungen sind, welche die gemeinten Ankerblöcke beim Verändern der Spannungen in den Kabeln aufweisen könnten; dies sind Änderungen, die ihre Ursache im Temperaturwechsel und in den Belastungen durch den Wind, Regen und Schnee haben.