

CONTRIBUCION TECNICO-CIENTIFICA
DE LA FACULTAD DE INGENIERIA
AL PUENTE SOBRE EL LAGO DE MARACAIBO

OLADIS T. DE RINCON, MIGUEL SANCHEZ y DANIEL CONTRERAS
Laboratorio de Corrosión

RAFAEL FERNANDEZ
Laboratorio de Estructuras y Materiales

WALDO ZAMBRANO
Laboratorio de Transporte y Tránsito

CESAR VEZGA y ANTONIO SARCOS PORTILLO
Laboratorio de Estructuras

HEINZ HENNERBERG y ANTONIO GONZALEZ
Laboratorio de Mediciones Geodésicas

Facultad de Ingeniería
Universidad del Zulia
Maracaibo, Venezuela

RESUMEN

El presente trabajo describe la investigación realizada por la Facultad de Ingeniería de la Universidad del Zulia, en relación a la estructura del Puente sobre el Lago de Maracaibo "General Rafael Urdaneta". Se describe la evaluación de la estructura desde diferentes puntos de vista - Corrosión, Comportamiento Geodésico, Estructuras y Vialidad - y algunos mecanismos que deben considerarse para que el mantenimiento, primero correctivo y luego preventivo, que este puente necesita, se realice en base a sistemas técnicamente fundamentados.

ABSTRACT

The present paper describes the research performed by the Engineering Faculty of the University of Zulia during last few years in relation to the structure of Lake Maracaibo Bridge "General Rafael Urdaneta". The evaluation of the structure from different points of view -Corrosion, Geodesic Behaviour, Structures and Viality- is presented. Further, it is shown that some mechanism has to be considered in order to make corrective and preventive maintenance on this bridge based on technically established systems.

GENERALIDADES

La existencia de centros estratégicos de gran

importancia para la economía actual y futura del país como son: la zona petrolera (Costa Oriental) y la zona agrícola (Suroeste del Lago), así como una pujante zona industrial y otra también agrícola en las inmediaciones de la segunda ciudad de Venezuela (Maracaibo) en la costa occidental, fueron las principales razones para la construcción del puente General Rafael Urdaneta (Foto 1). Internacionalmente, como vía de comunicación, tiene influencia en la región Occidental de Venezuela especialmente para la ciudad de Maracaibo y los países hermanos de Colombia y Panamá. Su construcción favoreció indiscutiblemente el desarrollo integral de la zona y acercó definitivamente a Maracaibo con el resto del país.

Los estudios para la construcción de este puente se comenzaron en 1956, desde entonces se consideró que debía hacerse en concreto armado y pretensado y no de acero, debido al medio ambiente corrosivo (alta concentración de oxígeno y alta temperatura), aún cuando la concentración de Cl para aquella época era de apenas 400 ppm [1]. Este lago es considerado uno de los reservorios de agua más agresivos del mundo. En la Figura 1 se puede observar su comparación con agua de mar. Este puente tiene una longitud de 8.678,60 m y un ancho de 17,4 m. Se puso en funcionamiento en 1962, y para ese entonces un estudio realizado por H. Finley [1], de la Creole Petroleum Corporation, indicaba que el agua del lago era tres veces más corrosiva (velocidad de corrosión = 16 mpy) que el agua de mar (velocidad de corrosión = 5 mpy), pudiendo llegar en las zonas de salpique a velocidades de corrosión del acero tan altas como 60 mpy (Figura 2). Actualmente las Empresas Petroleras han reportado velocidades de corrosión del orden de 120 mpy para acero sumergido [2].

Desde 1964 se observó que la estructura comenzaba a tener problemas de corrosión, no únicamente en el concreto armado y pretensado, sino también en los cables que lo sostenían (Foto 2), los cuales fueron cambiados en su totalidad en 1980. El deterioro actual de la estructura tiene como principal razón la corrosión de las cabillas de acero que la refuerzan (Fotos 3 -13) y el deterioro de la pintura de los cables, los cuales después de diez años de haberse instalado, no se les ha dado mantenimiento (Foto 14).

Ha sido siempre preocupante el estado de los rodillos de apoyo de las vigas simplemente apoyadas, dado el gran movimiento de algunas juntas, del orden de 25-30 cm. Este deterioro es evidente (Foto 15), y la falta de algunas tapa-juntas hace que el impacto de los vehículos en las ménsulas y aparatos de apoyo sea mucho más acentuado. Se ha recomendado al Ministerio de Transporte y Comunicaciones [3], la urgente reposición de dichas tapa-juntas así como la inspección cuidadosa de los rodillos, pero hasta el momento no se ha efectuado.

En materia de circulación vehicular, el vehículo pesado que actualmente circula en el país, es significativamente diferente al vehículo tipo utilizado en el diseño del puente, hasta el punto de que los vehículos actuales transportan hasta siete veces la carga máxima del vehículo de diseño [4]. Esto puede ser de extremo cuidado cuando al no existir control de la carga y de la frecuencia de paso de los vehículos pesados, haga que en un sitio determinado (vigas de 45.5 m), y en un momento dado, coincidan varias unidades con su máxima carga y sometan a esta estructura a solicitaciones que puedan inducir a su fatiga.

El puente sobre el Lago de Maracaibo es una estructura la cual, durante sus veinte y nueve años de vida ha carecido de control y mantenimiento adecuado. Lo poco que se ha realizado al respecto, en lo que a corrosión se refiere por ejemplo, ha sido sin ningún sentido de protección, por lo cual los resultados han ido en detrimento del mismo puente, acelerando su deterioro como puede observarse en las Fotos 9 -10 y 12 -13 tomadas con una diferencia de dos años aproximadamente.

En conocimiento de todo lo anteriormente expuesto, es indiscutible la necesidad de utilizar otro tipo de filosofía con bases técnicamente fundamentadas para realizar el mantenimiento correctivo que tanto necesita este puente.

Desde el inicio de la construcción del puente, la Universidad del Zulia a través de la Facultad de Ingeniería, ha venido realizando trabajos de investigación que le han permitido opinar, recomendar y fijar posiciones en relación al mantenimiento preventivo y correctivo de esta importante obra.

A este respecto, LUZ ha desarrollado cuatro (4) líneas de investigación a saber:

- CORROSION
- ESTRUCTURAS Y MATERIALES
- CONTROL GEODESICO
- VIALIDAD Y TRANSITO

1. INVESTIGACION REALIZADA SOBRE LA CORROSION DEL ACERO DE REFUERZO DEL CONCRETO

Inicialmente se realizó una caracterización de la estructura del puente y del agua del Lago en la zona donde se encuentra este. Luego, se dirigió la investigación hacia el uso de protección catódica y concreto con polímeros, como alternativas de control de corrosión.

A continuación se describirá cada investigación por separado:

1.1.- CARACTERIZACION DE LA ESTRUCTURA Y DEL AGUA DEL LAGO

En las Tablas 1 y 2 se muestran los resultados de la determinación de cloruros, con la profundidad dentro del concreto y de resistencia a la compresión en algunas de las zonas muestreadas. Estos resultados indican que el factor de deterioro del refuerzo del puente son los cloruros provenientes del Lago, los cuales en los actuales momentos, según evaluaciones efectuadas por LUZ [5] están en el orden de 2500 a 4000 ppm (Figura 3), (aumentando en más de 2000 ppm al valor inicial de 400 ppm). El avance en el deterioro se debe principalmente al bajo espesor de revestimiento de concreto sobre la armadura (<4 cm), y no al concreto mismo ya que éste es de buena calidad (Tabla 2). En las Fotos 3-5 y 7 se puede observar el bajo espesor de recubrimiento observado.

1.2.- USO DE PROTECCION CATODICA

La protección catódica en concreto reforzado es una aplicación relativamente nueva de una vieja tecnología [6]. Estudios realizados sobre protección catódica en plataformas de puentes de concreto, contaminados con cloruros, han indicado que este sistema es un método factible para controlar la corrosión del acero de refuerzo en concreto expuesto a ambientes que presentan cloruros [7-10]. En general, se ha venido utilizando la protección catódica por corriente impresa, debido a las características del concreto, pero, en algunas circunstancias donde el mantenimiento del sistema sea difícil o pueda existir vandalismo, el uso de ánodos de sacrificio sería la mejor solución.

Al realizar un análisis exhaustivo del puente [3] se detectó que en el caso de los pilotes, sobre los cuales se tenía un informe de daños en algunos de ellos [11] el mejor sistema que controlaría el avance de su deterioro (concreto contaminado con cloruros), como ya ha sido indicado por entidades de otros países como U.S.A. [12], sería la protección catódica. Ahora bien, como ya se indicó, en países como el nuestro, donde el mantenimiento de este tipo de estructuras es nulo y las mismas están expuestas al vandalismo, es importante el uso de un sistema que garantice la protección con el menor mantenimiento posible. De las dos alternativas de protección catódica, corriente impresa y ánodos de

sacrificio, sería este último el que cumpliría con estos requerimientos. Por otra parte, los pilotes del puente son pre y postensados, en los cuales se podría inducir a daños por hidrógeno si se aplica protección catódica por corriente impresa y no se tiene un buen mantenimiento del sistema.

Así, el objetivo de esta investigación fue determinar si era posible el uso de protección catódica por ánodos de sacrificio y el tipo de ánodos a utilizar.

PARTE EXPERIMENTAL

Este estudio se realizó en diferentes fases, a saber:

1era. Fase: Evaluación de todas las aleaciones de ánodos de sacrificio a base de Aluminio, Cinc y Magnesio, existentes en el país utilizando la norma "British Aluminium" [13].

A tal efecto se utilizó un diagrama como el mostrado en la Figura 4, donde se indican los diferentes materiales y equipos utilizados. La evaluación consiste en imprimir una corriente directa sobre el material evaluado, el que actúa como ánodo, siendo el cátodo el recipiente metálico de acero. La corriente se debe regular para permitir una salida de aproximadamente 4-6 mA/cm². Se utilizó como electrolito agua de mar, que es lo indicado por las normas y agua del Lago de Maracaibo.

El tiempo de exposición del ánodo será aquel necesario para que la probeta se consuma como mínimo el 50% de su peso inicial. Tiempo durante el cual el electrolito se mantiene en agitación continua.

Durante todo el ensayo se realizan lecturas de corriente, voltaje, temperatura y pH.

Una vez escogidas las aleaciones que resultaron más eficientes, éstas fueron evaluadas mediante técnicas electroquímicas para determinar la velocidad de corrosión en agua del lago y concreto a diferentes concentraciones de cloruros. En la Figura 5 se muestra el esquema utilizado para estas pruebas. Al mismo tiempo se evaluaron estas aleaciones, desde el punto de vista de protección del acero de refuerzo del concreto. A tal efecto se prepararon bloques de concreto reforzado, a los cuales se les embebió, a cada uno por separado, un ánodo de Aluminio, uno de Cinc y otro de Magnesio (Figura 6 y Fotos 16 y 17).

2da. Fase: De los resultados obtenidos en la 1ra. fase, se aplicó un sistema de protección catódica con ánodos de Aluminio-Cinc-Indio (aleación que resultó más eficaz) a un pilote de 135,0 cm de diámetro, similares a los del puente y situados al norte de éste, a unos 200 m de distancia (Foto 18). La finalidad de esta prueba no era únicamente la de determinar, si este sistema producía la protección de los pilotes, sino también si éstos tenían continuidad eléctrica ya que es indispensable para garantizar el éxito de la protección catódica.

Se utilizó un electrodo de Cu/CuSO₄ saturado para la determinación de los potenciales de la estructura. En cada pilote se realizaron dos agujeros para descubrir el refuerzo de acero [14]. En la Tabla 3 se muestra el esquema donde se observa uno de los pilotes muestreados, descubriéndose 4 cabillas verticales y una espiral. O. de Rincón y C. Locke [14] detallan la investigación al respecto. En las Fotos 19 y 20 se muestra el ánodo utilizado y la forma de conexión con la estructura.

También se efectuó una inspección cuidadosa y medidas de potenciales con un electrodo de Cu/CuSO₄ saturado utilizando la norma ASTM C876-80, en varios pilotes del puente entre las 5 a 19 del mismo. La Figura No. 7 muestra el ordenamiento de los pilotes en las pilas muestreadas.

Por último se utilizó un sistema de protección Catódica por ánodos de sacrificio de Al-Zn-In [13] en la zona no sumergida del pilote. El principal objetivo de ésta era para determinar si lo encontrado en la fase de laboratorio podría ser implementado a nivel de campo. Para ello se escogió uno de los pilotes (135 cm de diámetro) ya protegidos en la zona sumergida, instalándose un brazalet de acero con diez ánodos de Aluminio-Cinc-Indio colocados en forma anular cada 35°, embebidos en un mortero salado. Las Fotos 21 y 22 muestran el sistema utilizado y la forma como quedó el sistema luego de vaciado el mortero usado como electrolito. La técnica utilizada está bien documentada en el trabajo presentado por O. de Rincón y C. Locke [14]. Se utilizaron, para medir los potenciales del refuerzo, electrodos de Mo/MoO₃ y Hg/HgO embebidos en el concreto, como se muestra en la Foto 23, y un electrodo de Cu/CuSO₄ saturado externo al concreto el cual se colocaba en los huecos dejados para tal fin en el mortero que revestía los ánodos de sacrificio (Foto 22). Es importante destacar el hecho de que el mortero utilizado en este estudio fue el diseñado en USA [15] utilizando ánodos de Cinc para la protección de este tipo de estructuras.

Adicionalmente se realizó la inspección de los pilotes de las pilas 5-19 del puente sobre el lago.

3era. Fase: Aún cuando se obtuvo el objetivo de la 2da. fase, cual era determinar si los ánodos de Al-Zn-In protegían el acero de refuerzo y si el pilote tenía continuidad eléctrica, era necesario evaluar el efecto de los productos de oxidación del ánodo y diseñar un sistema que evitara el deterioro del mortero que recubre los ánodos de sacrificio [16].

En tal sentido, se estudió en el laboratorio, utilizando diferentes diseños de mezclas con concentraciones de cloruros entre 0,1 → 0,5% (Tabla 4) este efecto. En las Figuras 8-11 se muestran los esquemas de los diferentes ensayos realizados. Estas probetas fueron evaluadas utilizando ánodos de sacrificio e imprimiendo corriente externa. Posteriormente el mejor diseño obtenido en el laboratorio, fue utilizado para la aplicación en el campo, construyendo pequeños pilotines cilíndricos, como se muestran en las Fotos 24 y 25. Adicionalmente, dado que los pilotes del puente son

bañados periódicamente por agua del Lago, se investigó el efecto de colocar los ánodos desnudos, directamente expuestos al agua del lago, en dos posiciones diferentes como se observa en las Fotos 26 y 27.

RESULTADOS Y DISCUSION DE RESULTADOS

1era. Fase:

Los resultados de la evaluación de las diferentes aleaciones de ánodos de Aluminio, Cinc y Magnesio se muestran en la Tabla 5.

Las aleaciones que resultaron más eficientes (Al, Zn, Mg), fueron escogidas para los ensayos en concreto. En dos trabajos publicados por O. de Rincón y colaboradores [17-18], se especifican detalles de esta investigación. A continuación se describirán los resultados más resaltantes de los mismos.

La aplicación de estos ánodos para la protección del refuerzo del acero del concreto, dió como resultado que: el volumen de los productos de oxidación del magnesio producía agrietamiento del concreto en muy poco tiempo (Foto 28). Los Anodos de Cinc, los cuales habían sido utilizados en U.S.A.[15], a nivel experimental, para la protección del refuerzo de acero del concreto, no permitieron la polarización del refuerzo a niveles de protección [19] (potenciales más negativos que -770 mV. Vs Cu/CuSO_4), como puede observarse en la Foto 29 donde se muestra el concreto agrietado por corrosión del refuerzo, luego del tiempo de prueba. Únicamente los ánodos de aleación de Al-Zn-In (Foto 30), mostraron buen comportamiento, polarizando el refuerzo a potenciales más negativos que -770 mV vs Cu/CuSO_4 . En las Figuras 12-15 se resumen los resultados obtenidos para las diferentes aleaciones, donde se puede observar el efecto antes señalado.

2da. Fase:

INSPECCION OCULAR

La inspección ocular de los pilotes de las pilas 4 a 19 muestra los siguientes resultados: En algunos de estos pilotes se observan cabillas al descubierto, en otros estas cabillas ya se han corroído por completo y en la mayoría de ellos el concreto ha fallado, lo cual no fue inicialmente por corrosión del acero, sino por la presencia de anillos o cilindros de aceros los cuales sirvieron de encofrado para alargar algunos pilotes que quedaron cortos y los cuales fueron dejados en el sitio una vez finalizado el puente (Fotos 31 - 33). En todos los pilotes inspeccionados, se observa el mismo tipo de daño en el concreto, en la parte inferior de este anillo. Aparentemente, lo que ocurrió fue una corrosión no uniforme del anillo, intensificada ésta en el borde inferior de él, lo cual provocó un espacio confinado entre el anillo y el pilote, donde las olas al chocar producían turbulencia y permitían la delaminación del concreto. Así, la cubierta de concreto sobre el acero disminuiría y era más fácil para los cloruros penetrar

desde el exterior y producir la corrosión del acero de refuerzo. Es de hacer notar que ésta es la zona del pilote donde se espera que el daño sea mayor, ya que es la zona de mareas y salpique. Por otra parte, esta zona es la más débil por ser simplemente reforzada y construída en sitio, no alcanzándose resistencias tan altas como la del pilote original. Esto se corroboró al observar un pilote no estructural hincado fuera de la estructura (sin el anillo mencionado) entre las pilas No. 15 y 16 (Foto 34), el cual no muestra ningún daño exterior, posiblemente por la alta calidad del concreto usado y porque el recubrimiento del concreto sobre el refuerzo podría ser suficiente (≈ 5 cm), aún cuando no son los espesores actualmente indicados para medios tan agresivos como el agua del lago [20].

En las Fotos 35 a 37 se aprecia el daño indicado en algunos de los pilotes muestreados. En las Fotos 36 y 37 se observa el avance en el deterioro de este pilote de la pila 16, donde con menos de tres meses de diferencia en la observación ya se observa la aparición de otra parte del refuerzo. O. de Rincón y C. Locke [14], detallan los resultados de esta inspección.

Como se nota de la inspección realizada, el problema en estos momentos es de tiempo, lo cual es el caso de la corrosión del acero de refuerzo en el concreto. Es decir, que haya tomado 20 años en manifestarse y que en cuestión de meses el daño llegue a ser tan grave que ninguna técnica de protección sea adecuada para contrarrestar los efectos, más en este caso donde aparentemente el daño comenzó por un problema estructural y luego la corrosión del acero de refuerzo juega un papel muy importante, como es el de acelerar rápidamente el deterioro.

Es de hacer notar que el daño observado en los pilotes es muy diferente al daño observado en las camisas, fustes, zapatas, etc., describiéndose en este último caso, en líneas generales, como un problema normal de corrosión del refuerzo-delaminación inicial del concreto a lo largo de los ejes de las cabillas de refuerzo; y por el contrario en los pilotes, el daño comenzó inicialmente con deterioro del concreto sin oxidación del refuerzo.

MEDIDAS DE POTENCIALES

Para esto, se escogieron únicamente aquellos pilotes que tenían acero expuesto por encima del nivel del Lago [14]. Esto se realizó debido a que no se debía romper el pilote bajo ninguna circunstancia, y que al realizar la conexión con la estructura en el agua, las medidas de potenciales se veían influenciadas por el agua.

Los potenciales del acero de refuerzo en el concreto fueron medidos con un electrodo de referencia de Cu/CuSO_4 saturado en la manera usual recomendada por ASTM C876-80.

La forma de realizar estas medidas, fue utilizando alguna de las cabillas que ya estaban al descubierto, como conexión a la estructura, y el electrodo de

referencia se fue colocando a todo lo ancho y largo del pilote en la zona expuesta (salpique y mareas), para así realizar el mapa de potenciales de cada pilote (Figura 16). La Foto 38 muestra la forma como estas medidas se realizaron, y el tipo de conexión que tuvo que idearse para poder garantizar el contacto eléctrico con la estructura, ya que en algunos pilotes la cabilla se encontraba tan profunda (aprox. 7 cm), que era imposible una conexión normal para las medidas. Este dispositivo es una pletina de acero inoxidable con un tornillo muy largo (12 cm) terminando en punta fina para un buen contacto con la cabilla.

Las Figuras 17 y 18 muestran los mapas de potenciales para los pilotes observados en las Fotos 35 y 36. Se puede observar que los potenciales son muy negativos, indicando ésto que la estructura tiene problemas de corrosión. La literatura [19] indica que cuando los potenciales son más negativos que -350 mV vs el electrodo de Cu/CuSO_4 saturado, la estructura tiene más de un 90% de probabilidad de corroerse. En todos los casos, los potenciales observados en la zona expuesta del pilote, dan valores negativos, igual al valor determinado para acero desnudo expuesto a aguas de lago.

En la Tabla 3 se muestran los resultados de la prueba realizada para determinar si los pilotes tenían continuidad eléctrica. Estos demuestran que en el caso de estas estructuras (pilotes HEEREMA), sí existe continuidad eléctrica entre las guayas y los estribos. Se leyeron potenciales antes de la instalación del sistema de protección catódica, notándose que estaban en la zona de corrosión (-630 mV vs Cu/CuSO_4) y después de la misma, alcanzándose potenciales más negativos que -800 mV, esta medida fue uniforme en todo el pilote independientemente de por donde se inyectara la corriente, lo que demostraba lo antes indicado (continuidad eléctrica y protección del refuerzo). La Tabla 6 muestra los resultados obtenidos para la protección del pilote de 134 cm de diámetro, en la zona de salpique. Se puede observar que durante el tiempo de estudio (6 años) los resultados indican protección del pilote aún en zonas alejadas del nivel del agua del Lago (potencial más negativo que -800 mV vs Cu/CuSO_4). Estos resultados concuerdan con los obtenidos en la etapa de laboratorio.

Es de hacer notar que en los pilotes del puente, este último sistema se vería más favorecido ya que el mortero que reviste el brazaletes de ánodos estaría completamente impregnado con agua del lago debido al oleaje y a las mareas.

Todos estos resultados obtenidos hasta el momento indican que los pilotes pueden ser protegidos catódicamente con ánodos de sacrificio de Aluminio-Cinc-Indio, pero es necesario recalcar, que este sistema es factible siempre y cuando exista continuidad eléctrica en la estructura de acero, lo cual hasta el momento se ha demostrado que existe, pero que si se espera mucho tiempo, el acero pueda corroerse en forma tal que se pierda esta continuidad.

3era. Fase:

Los resultados de la 2da. fase indican que el ánodo de Al-Zn-In promete ser eficaz en la protección catódica del refuerzo del concreto, pero es necesario diseñar un sistema que permita proteger al refuerzo y que el volumen de sus productos de corrosión no agrieten al mortero de recubrimiento.

Durante los experimentos realizados en la 2da. fase, se observó agrietamiento del mortero que rodea los ánodos (Foto 39), luego de poco tiempo de exposición. En esa oportunidad se utilizó un mortero salado diseñado en USA [15] para el uso de ánodos de cinc. Sin embargo, el agrietamiento pudo deberse no a la oxidación del ánodo sino a la forma como el mortero fue colocado en sitio (dada la dificultad de esta tarea), y al curado no adecuado del mortero ya que las grietas aparecían en diferentes lugares, no únicamente a nivel de los ánodos que era lo esperado.

Así, se efectuó una investigación tanto a nivel de laboratorio como de campo, para determinar el efecto de los productos de oxidación del ánodo de aluminio. En trabajos publicados recientemente [16, 21] se detalla esta investigación.

A continuación se indicarán los resultados más importantes:

a.- Determinación del comportamiento de los ánodos de Al en concreto contaminado con cloruros.

Se determinó que la velocidad de corrosión del aluminio se incrementa con el porcentaje de cloruros en el mortero. Cuando no existe contaminación con cloruros, la velocidad de corrosión del Al es de 12,3 mpy mientras que cuando el contenido de cloruros es de 0,1 y 0,3% la velocidad de corrosión aumenta a 19,0 y 45,0 mpy respectivamente. En las Figuras 19 y 20 se muestra el comportamiento típico de la variación del potencial del aluminio con el tiempo, independiente de la porosidad y/o contenido de cloruros. Se observó variación del potencial con el tiempo durante los primeros 40 días, hasta estabilizarse en un potencial de aproximadamente $-1,1$ a $-1,2$ Volt respecto al electrodo de Cu/CuSO_4 . Esto se debe a que las reacciones de curado de los morteros afectan el potencial del metal embebido en él. Este potencial alcanzado (aproximadamente $-1,1$ Volt), es suficiente para producir la polarización del acero embebido en mortero a potenciales de protección.

b.- Pruebas aceleradas para evaluar la difusión de los productos de oxidación del Al usado para la protección del refuerzo del concreto.

Todos los morteros sometidos a corriente impresa se agrietaron. Estos fueron construidos con una alta porosidad (20,0 y 23,5%), y un porcentaje de cloruros elevado (0,3 y 0,5%). El agrietamiento, se debe al gran volumen de los productos de oxidación del aluminio como un resultado de la corrosión severa del mismo inducida por el potencial impuesto al acero ($-1,1$ Volt).

Además, la forma de los ánodos (Figura 9) era tal que podía permitir la concentración local de los productos de corrosión lo que aparentemente produjo el agrietamiento del mortero en tan poco tiempo.

c.- Aplicación en el laboratorio de protección catódica por ánodos de sacrificio a morteros contaminados con cloruros.

En todos los experimentos (Figuras 21 y 22), se observaron potenciales de protección para el acero embebido en mortero (potenciales más negativos que -780 mV con respecto a Cu/CuSO_4).

Las variaciones del potencial observadas se deben a cambios en la resistividad del mortero. Este efecto es causado por cambios en la humedad del mortero, debido a la variación en el nivel del agua del reservorio que contienen los cilindros y estos cambios en resistividad producen variación en la cantidad de corriente fluyendo a través del mortero, produciendo así variaciones de potenciales del acero de refuerzo.

Durante el tiempo de estudio (más de tres años), no se observó agrietamiento de los cilindros con los ánodos que protegen por acción galvánica, para porosidades de 16,5 - 23,0% con contenido de cloruros de 0,1%. Sin embargo, los cilindros que contenían 0,3 y 0,5% de Cl^- presentaron grietas luego de más de 8 meses de exposición de los cilindros con porosidades de 23,5% y 18 meses para 16,0% de porosidad. La alta porosidad, causa una alta velocidad de difusión de agua, cuplada con el incremento en iones cloruros, produce rápida oxidación de los ánodos y agrietamiento del mortero.

d.- Aplicación en campo de protección catódica

Las Fotos 25 y 27 muestran la forma como los pilotes fueron colocados en el Lago de Maracaibo. Los resultados obtenidos para el pilotín A (ánodos embebidos en el mortero, mostrados en la Tabla 7 y 8), indican que la estructura se polarizó a un potencial menos negativo que -800 mV respecto a Cu/CuSO_4 al día siguiente de sumergirlos en el Lago. Esta polarización se ha mantenido durante el tiempo de estudio (cerca de tres años), lo que indica protección del acero de refuerzo del concreto. Luego de este período de evaluación no se ha observado agrietamiento del mortero.

En las Tablas 9 y 10, que muestran los potenciales de la estructura de acero del pilotín B (ánodos desnudos colocados en la zona central del pilotín), se observa inicialmente, después de sumergir el pilotín en el lago, que casi toda la superficie del mismo se polarizó a potenciales de protección catódica más negativos que -800 mV respecto a Cu/CuSO_4 . A excepción de la parte superior del pilotín que no está sumergido, éste se polarizó hasta potenciales de -700 mV respecto al mismo electrodo, un poco menos negativo que el potencial de protección (-780 mV). Esto se debe a que los ánodos están expuestos directamente al agua del lago, la fuerza impulsora de los mismos no es capaz de producir

rápidamente la polarización completa de las zonas situadas a 30 cm por encima del nivel del lago ya que no está lo suficientemente húmedo. Sin embargo, después de 21 días se pudo observar que toda la superficie del pilotín presenta potenciales de protección para el acero embebido en concreto, tanto la parte sumergida como la aérea, la cual para ese momento ya se ha humedecido por efectos del oleaje. Los resultados de los potenciales de la estructura de acero del pilotín C (ánodos desnudos colocados en la zona inferior del pilotín), fueron similares a los encontrados para el pilotín B [16]. Esto indica que independientemente de la situación de los ánodos, es posible proteger pilotes de concreto reforzado, con ánodos expuestos directamente al lago siempre y cuando la altura a proteger se encuentre dentro de la zona de oleaje.

CONCLUSIONES

- 1.- La inspección visual y la determinación de potenciales indican un gran deterioro de los pilotes del Puente, por corrosión del acero de refuerzo. Aún cuando no se podría indicar exactamente el tiempo de vida útil del mismo, se puede decir, que ésta se vería disminuida, y que en algunos casos, como el de los pilotes, las consecuencias podrían ser fatales.
- 2.- Los pilotes, los cuales, como se indicó, tienen una historia especial, deben ser protegidos de inmediato, especialmente aquellos que muestran un gran daño.
- 3.- La Protección Catódica, por ánodos de sacrificio de Aluminio-Cinc-Indio, puede ser utilizada para la protección de estos pilotes.
- 4.- Se puede utilizar como electrolito, para embeber los ánodos, un mortero de $400 \text{ Kg}/\text{cm}^2$, con una porosidad de 20,0% y un contenido de cloruros de 0,1%, para la protección del pilote en la zona de mareas y salpique.
- 5.- Los ánodos sumergidos en el lago, protegen la zona del pilote sumergida o situada a nivel de mareas.

RECOMENDACIONES

- 1.- Se recomienda el uso de Protección Catódica por Ánodos de Sacrificio de Al-Zn-In en todos los pilotes del puente con daño considerable del concreto, con y sin acero expuesto, en la zona de oleaje y salpique. Estos pueden embeberse en un mortero de $400 \text{ Kg}/\text{cm}^2$, 20,0% de porosidad y 0,1% de cloruros.
- 2.- Se recomienda el uso de un ánodo tipo brazaletes, para garantizar la homogeneidad en la distribución, tanto de la corriente como de los productos de oxidación. Esto actualmente se está desarrollando en el laboratorio.
- 3.- En los pilotes que no muestran daños aparentes, se recomienda no tocarlos, pero sí se les debe seguir un programa de inspección periódica, por lo menos cada año.

4.- Antes de ejecutar cualquier tipo de mantenimiento correctivo, debe realizarse una inspección cuidadosa de todos los pilotes del puente, para determinar, el estado del refuerzo, ya que, en caso del uso de Protección Catódica, la continuidad eléctrica de todo el acero es imprescindible. Desde 1984 no se ha inspeccionado el mismo.

5.- Este sistema de protección puede utilizarse para cualquier pilote de concreto pretensado, postensado o no, siempre y cuando se encuentre en la zona de oleaje. En Venezuela hemos inspeccionado varias estructuras que poseen estas características.

1.3. EVALUACION DEL USO DE MATERIALES POLIMERICOS PARA LA REPARACION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO

Actualmente en Venezuela, la reparación con morteros con modificadores de cemento, es un sistema común de utilizar en estructuras que presenten problemas de corrosión del acero de refuerzo, parchando las zonas afectadas. Este tipo de reparación se realiza, eliminando el concreto deteriorado, o sea agrietado, lo cual significa haber llegado al mal llamado "concreto sano". Sin embargo, la práctica ha demostrado que estas reparaciones no son duraderas y que en algunos casos se llega a agravar el problema. Así, el objetivo de esta investigación fue el de evaluar productos comerciales a base de resinas acrílicas y epóxicas, caracterizándolas para su uso en reparación de concreto armado. Adicionalmente, se evaluó la forma de preparación de la superficie para poder garantizar una alta durabilidad de este tipo de mantenimiento correctivo. O. de Rincón y colaboradores [22], A. Fernández y colaboradores [23] y C. Boscán y D. Contreras [24], detallan la investigación realizada. La evaluación de los productos epóxicos, desde el punto de vista de corrosión, se está efectuando actualmente [25].

1.3.1.- EVALUACION DEL EFECTO DE: PREPARACION DE SUPERFICIES PARA LA REPARACION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO Y USO DE MORTEROS A BASE DE RESINAS ACRILICAS

PARTE EXPERIMENTAL.- A tal efecto, se prepararon bloques de concreto armado de 22x32 cm a los cuales se les regaba periódicamente con una solución electrolítica al 3,5% NaCl. Diariamente se inspeccionaban visualmente y con la prueba del martillo y se medían los potenciales del acero embebido en el concreto utilizando para ello un electrodo de Cu/CuSO₄. Cuando se detectó corrosión, utilizando esta medida (valores < -350 mV vs Cu/CuSO₄), se procedió a la reparación de la superficie, determinando el nivel de contaminación por cloruros del concreto. Una vez reparados los bloques con el mortero de resina acrílica (previamente evaluadas sus propiedades físico-mecánicas), por tres técnicas diferentes, como se

muestra en la Foto 40 (M-A-1 - forma usual de reparación, M-A-2 - eliminación de todo el concreto contaminado y M-A-3 - descubrir ambas mallas de acero dejando concreto contaminado en el interior), éstos fueron sometidos nuevamente al ambiente agresivo para evaluar el comportamiento del método de reparación.

RESULTADOS Y DISCUSION.- Estableciendo una comparación entre las propiedades físicas evaluadas para los morteros patrón y con aditivo [23], en estado fresco, puede observarse que la trabajabilidad es mayor para las mezclas patrón. De igual forma, la densidad húmeda es ligeramente mayor en estas últimas. Por otra parte, se observa que los tiempos de fraguado, tanto inicial como final, resultaron mayores para las mezclas en las cuales se empleó la resina como modificador del cemento. De los parámetros físicos evaluados al mortero endurecido, es importante destacar que la porosidad relativa disminuyó en las mezclas con aditivos con respecto a la mezcla patrón; de manera tal que se observó una disminución promedio del 25%. Aún cuando los métodos de prueba para la evaluación de los modificadores de cemento [23], indican un curado al aire para resultados óptimos, se realizó un curado en cámara húmeda para simular las condiciones de reparación en campo en zonas de salpique y oleaje. Para las mezclas curadas en cámara húmeda, con diferentes comportamientos mecánicos, la resistencia del mortero con aditivo se expresa como un porcentaje de la mezcla patrón como se observa en la Tabla II. En la misma se indican los resultados obtenidos para las mezclas curadas al aire. En este último caso se observó un ligero incremento de la resistencia del mortero con aditivo. Se estimaron además las propiedades mecánicas de flexión, tracción, corte y adherencia, como un porcentaje a la resistencia a la compresión a los 28 días para las mezclas patrón, observándose también una disminución con el agregado de la resina (Tabla II). Bajo las dos condiciones de curado (al aire y en cámara húmeda), las mezclas patrón demostraron una mayor resistencia a las propiedades mecánicas evaluadas en comparación con las que contenían aditivo.

Al evaluar el producto acrílico desde el punto de vista de corrosión [22], se observó que en todos los casos evaluados, con diferentes formas de preparación de la superficie a reparar (Foto 40), las manchas, producto de la corrosión de las cabillas, sobre la superficie de las muestras hicieron su reaparición (Foto 41) dependiendo del tipo de preparación de la superficie, como indicio de que el fenómeno aún persistía o se volvía a presentar. Sin embargo, en comparación con la etapa previa a la reparación, con mortero de polímeros, éstas tardaron más en aparecer, dando muestras de que el producto aún cuando no garantiza una completa impermeabilidad, es más eficaz que el concreto normal. Se determinó que era muy importante la preparación de la superficie, ya que el comportamiento de las muestras varió de acuerdo al contenido de cloruros en el concreto, pudiéndose observar la correspondencia existente entre la presencia de la cantidad de concreto contaminado en las muestras y la corrosión del acero de refuerzo. Las medidas de potenciales (Figuras 23 - 28), indican el efecto anteriormente señalado. Al eliminar todo el concreto contaminado (muestra M-A-2 en la Foto 40), se observó que los potenciales registrados al inicio del período muestran valores muy negativos, posiblemente por la falta de oxígeno en el medio, debido al efecto de la resina acrílica (Figura 24). Sin

embargo, a medida que transcurrió el tiempo los potenciales se fueron haciendo menos negativos, lo que indicaba que el oxígeno había penetrado al concreto y al final del período de prueba (47 días) se estabilizó en el rango de los -276 a -302 mV, mientras que los potenciales de la que fue reparada con concreto contaminado en su interior (muestra M-A-3), se encontraba entre los -330 y -393 mV (Figura 26). En la que solo se le reparó la cara superior (muestra M-A-1), se registraron potenciales más negativos que -350 mV (Figura 28). Resultaba lógico pensar que la muestra M-A-2 fuera la menos afectada, puesto que no había en ella restos del concreto contaminado. Sin embargo el orden de los potenciales reflejaron que el fenómeno se podía presentar al estar éstas sometidas a un medio agresivo como lo es el ambiente marino (Figura 24).

CONCLUSIONES

Lo anteriormente indicado permite concluir que:

- 1.- Los morteros a base de resinas acrílicas, mejoran la impermeabilidad del concreto pero disminuyen sus otras propiedades físico-mecánicas.
- 2.- La medida de potencial constituye una técnica eficaz de evaluación del proceso corrosivo en estructuras de concreto armado.
- 3.- Los morteros de polímeros de tipo acrílico no pueden utilizarse para la reparación de estructuras, en la zona de marea y salpique.
- 4.- La preparación de la superficie a parchear, juega un papel muy importante en el uso de morteros de polímeros. Debe eliminarse todo el concreto contaminado con cloruros, a niveles que indiquen que el acero no se corroe ($< 0.1\%$), antes del parcheo.

1.3.2.- EVALUACION FISICA Y MECANICA DE LOS MORTEROS PREPARADOS CON RESINAS EPOXICAS

PARTE EXPERIMENTAL.- Inicialmente se realizó la caracterización de diferentes productos epóxicos existentes en el país, utilizando espectroscopía infrarrojo. Se determinó además el equivalente epóxico en la resina sin curar y el valor amínico del endurecedor o agente curante.

Posteriormente los morteros preparados con estos materiales fueron evaluados física y mecánicamente, realizando diferentes tipos de ensayos (resistencia a la compresión, flexión y adherencia al concreto, según normas ASTM (-109-79) y (-293-79), para su caracterización [24].

RESULTADOS Y DISCUSION.- Los resultados experimentales

obtenidos en esta etapa, se resumen en las Tablas 12-15, donde se muestran los valores promedios para los diferentes ensayos y los resultados del número epóxico y del índice de amina para dos tipos diferentes de productos comerciales.

Las muestras estudiadas tienen como aglomerante una resina del tipo DGBA y un agente curante a base de amina. Las diferencias encontradas en las propiedades mecánicas de los sistemas estudiados se deben principalmente a la estructura molecular de la resina sin curar, la adición de los diluyentes y los endurecedores. Sin embargo, es importante señalar que la relación agregado-aglomerante, endurecedor por parte de resina y las características del agregado tienen una influencia importante en las propiedades finales del concreto de polímero. Todos estos resultados indican que los sistemas poliméricos con resina sin modificar exhiben mejores propiedades mecánicas que los sistemas con resinas modificadas.

Por otra parte se determinó que la técnica de preparación tiene una gran influencia en las propiedades del concreto de polímeros, siendo la mezcla de la resina con el endurecedor el paso más importante. Cuando las mezclas fueron preparadas en un solo paso, mezclando la resina, el endurecedor y el agregado, la reacción de cura no fue completa a temperatura ambiente. Cuando la resina fue previamente pre-mezclada con el endurecedor, la reacción de cura fue más completa y se pudieron obtener probetas representativas para los diferentes ensayos.

CONCLUSIONES

- 1.- Los sistemas poliméricos con resina epóxica sin modificar, exhiben mejores propiedades mecánicas que los sistemas con resinas modificadas.
- 2.- Para la preparación de concreto con epóxido, se debe pre-mezclar la resina con el endurecedor, para obtener mejores propiedades físico-mecánicas.

2.- ANALISIS ESTRUCTURAL DE UNA PILA CENTRAL A TRAVES DEL COMPUTADOR

Aún cuando se han realizado varias inspecciones desde el punto de vista estructural [26] que han permitido que la Universidad del Zulia opine y recomiende al respecto, no se había efectuado ninguna investigación detallada debido a la poca información de la geometría estructural existente sobre el Puente.

Como ya se indicó en el año 1979 fallan algunas guayas pertenecientes a una de las pilas centrales del Puente. Esto originó muchos comentarios acerca de cuales podían ser las posibles causas de dicha rotura. Además, existen otros problemas relacionados con los probables desplazamientos verticales de la viga mesa y la influencia del envejecimiento del concreto (fluencia plástica) en los desplazamientos y en la redistribución

de carga en la estructura. Por estas razones se realizó esta investigación, para tratar de darle respuestas a todas estas interrogantes y para servir de soporte a futuras investigaciones.

En primer lugar, se recabó información sobre la geometría estructural de la Pila Central del Puente sobre el Lago de Maracaibo. Luego se procesó toda la información, usando el programa de computación "SPACE" desarrollando en LUZ para estructuras espaciales que además admite elementos de sección variable y se calculó la estructura de la Pila Central sometida a los siguientes estímulos: pesos propios, pretensado del cable, temperatura, carga móvil, carga de viento y sismo. Todo esto tomando en cuenta la pila en su estado original y considerando la fluencia plástica del concreto.

2.1.- CONSIDERACIONES GENERALES

2.1.1. Se calculó la Pila Central del Puente sobre El Lago de Maracaibo en el espacio, pudiéndose tomar en cuenta elementos perpendiculares al plano: como la viga unión del pórtico A, la viga soporte de los tensores, etc.

2.2.2. Se tomaron en cuenta todos los grados de indeterminación estática que existen realmente en la pila, o sea, junta rígida en todos los nodos de la estructura excepto para los tirantes que se consideraron doblemente articulados por ser un elemento que solo resiste tensión.

2.2.3. Se tomó en cuenta la variación lineal de la sección de los pilares del pórtico "A", así como también la variación lineal de los fustes "X".

2.2.4. Se consideró todo tipo de deformación (Axiales, flexión, torsión y corte).

2.2.5. Se analizó la pila tomando en cuenta su estado original y considerando el deterioro del concreto con la actuación de la fluencia plástica del concreto.

2.2.6. En cuanto a los estímulos tomados en cuenta para el análisis se consideraron los siguientes: Peso propio, pretensado del cable, temperatura, carga móvil (carga viva), carga de viento (estructura cargada y descargada), sismos.

2.2. IDEALIZACION DE LA ESTRUCTURA ESPACIAL

Para idealizar la estructura se consideraron los siguientes aspectos:

2.2.1. Los apoyos (soportes) de la viga "Tablero" son los Fustes "X" y los cables.

2.2.2. La función del pórtico "A" es tomar la carga de los cables y transmitirla a la fundación. El pórtico "A" no aporta resistencia transversal ni longitudinal al puente en caso de un sismo.

2.2.3. La viga mesa se dividió en dos vigas, para que cada una de ellas se apoyara por separado a los fustes "X". Tomando en cuenta lo anterior se puede medir la influencia de los canales de circulación vial del puente sobre la fundación. (Figura 29)

2.3. PROGRAMA DE COMPUTACION USADO EN EL CALCULO

Para el cálculo de la pila central del Puente sobre El Lago de Maracaibo se usó el programa de Computación "SPACE" desarrollado en LUZ, que permite resolver estructuras reticulares espaciales [27]. Considera para ello que cada estructura puede estar sometida a varias condiciones de carga de naturaleza estática, y que sus miembros pueden ser de sección variable o constante y susceptibles a deformarse por flexión, fuerza axial, corte y torsión.

El programa da como resultado los desplazamientos y reacciones de los nodos y las fuerzas en extremo de miembros.

CALCULO DE AREAS EFECTIVA, MOMENTO POLAR EFECTIVO Y CONSTANTES DE BARRA PARA EL PORTICO "A"

La sección que forma los elementos del portico A es rectangular y presenta una variación lineal en dos sentidos como se aprecia en la Figura 30.

La numeración dada a los elementos de sección variable de la Figura 30 fue tomada de la Figura 31.

CALCULO DE LOS COEFICIENTES DE RIGIDEZ A FLEXION RESPECTO AL EJE Y, PARA EL ELEMENTO 1-17 QUE CORRESPONDE AL PORTICO "A"

Al calcular los momentos en los extremos del elemento de la Figura 32, provenientes de los sistemas auxiliares a flexión (1) los cuales son:

$$M_i = \frac{(39,00 - x)}{39,00} \quad (1)$$

$$M_j = \frac{x}{39,00} \quad (2)$$

Sabiendo que la inercia con respecto al eje y en función de el eje x es (3).

$$I_y(x) = \frac{(5,00 + 0,03x) \cdot (2,20 + 0,008x)^3}{12} \quad (3)$$

Para el cálculo de f_{ii} , f_{ij} y f_{jj} se considera que el valor de H es constante para el tramo "I" con un valor igual a 2,28 m y en el tramo II a 2,44 m (Figura 32).

$$f_{ii} = \int_0^L \frac{M_i^2 dx}{I(x)E} \quad (4)$$

sustituyendo 1 y 3 en 4 y operando queda:

$$f_{ii} = \int_0^{38,39} \frac{12x(38,39-x)^2 dx}{(38,39)^2 Ex(5-0,03x) \cdot (2,2+0,008x)^3} = \frac{2,67}{E} \quad (5)$$

Cálculos de f_{jj}

$$f_{jj} = \int_0^L \frac{M_j^2 dx}{I(x)E} \quad (6)$$

Sustituyendo 2 y 3 en 6 y operando resulta:

$$f_{jj} = \frac{2,63}{E} \quad (7)$$

Cálculos de f_{ij} .

$$f_{ij} = \int_0^L \frac{M_i \cdot M_j dx}{E I(x)} \quad (8)$$

Sustituyendo 1 y 2 en 8 y operando se tiene

$$f_{ij} = \frac{1,33}{E} \quad (9)$$

Cálculo de Δ

$$\Delta = f_{ij} \times f_{jj} - f_j^2 = \frac{5,25}{E^2} \quad (10)$$

Cálculos de K_o

$$K_o = \frac{I_o}{L} = \frac{4,44}{38,39} = 0,12 \quad (11)$$

De donde:

$$a_{iy} = \frac{f_{jj}}{EK_o} = 4,18 \quad (12)$$

$$a_{jy} = \frac{f_{ij}}{EK_o} = 4,24 \quad (13)$$

$$b_y = \frac{f_{xi}}{E K_o} = 2,11 \quad (14)$$

CALCULO DEL AREA EFECTIVA DEL MIEMBRO 1-17

El área en función de x será igual a:

$$A(x) = (2,2 + 0,008x) (5 - 0,03x) \quad (15)$$

Para calcular el área efectiva se calcula Δp (desplazamiento axial) tomando en cuenta la variación de la sección, y se iguala a Δc , suponiendo un elemento de sección constante equivalente.

Cálculo de

$$\Delta p = \int_a^{38,39} \frac{S_j dx}{Ex(2,2+0,008x)(5-0,03x)} = \frac{3,65 S_j}{E} \quad (16)$$

Cálculo de

$$\Delta c = \frac{S_j 38,39}{E A_x} \quad (17)$$

Iguando 16 y 17 queda:

$$A_x = 10,5 \text{ m}^2 \quad (18)$$

CALCULO DEL AREA EFECTIVA POR CORTE [28]

$$A_{cf(corte)_y} = A_c f(corte)_z = \frac{A(x)}{K} = 8,75 \quad (19)$$

CALCULO DEL MOMENTO POLAR DE INERCIA EFECTIVO A TORSION PARA EL ELEMENTO 1-17

Sabiendo que $B(x)$ es el lado mayor de la sección rectangular y $H(x)$ el lado menor, para x variando entre 0,0 y 38,39 se tiene:

$$Q_{jj} = \int_0^{38,39} \frac{T dx}{G B H(x)^2 B(x)} \quad (20)$$

donde:

$$H(x) = 12,20 + 0,008x \quad (21)$$

$$B(x) = 5,00 - 0,03x \quad (22)$$

Para calcular el Momento Polar efectivo J_z , se calcula un Q_{ij} (ángulo torsional) tomando en cuenta la variación de la sección y usando integración numérica, y se iguala a Q_j suponiendo la sección constante.

Sustituyendo 21 y 22 en 20 y sabiendo que B varía en función de x queda:

$$Q_j = \int_0^{38,39} \frac{T dx}{G B(x) (2,20+0,008x)^3 (5 - 0,03x)} = \frac{T 2,97}{G} \quad (23)$$

Cálculo de Q

$$Q_{ji} = \frac{T 38,39}{G J_z} \quad (24)$$

igualando 23 y 24 queda:

$$J = 12,93 \text{ m}^2 \quad (25)$$

CALCULO DE LOS COEFICIENTES DE RIGIDEZ A FLEXION RESPECTO AL EJE Z, PARA EL ELEMENTO 1-17

Para calcular f_{ij} , f_{jj} , f_{ij} se asume el valor de $H(x)$ invariable para el tramo "I" e igual a 2,28 m y para el tramo "II" con un valor de 2,44 m (Figura 32)

$$f_{ii} = \int_0^L \frac{M_i^2 dx}{E I(x)} \quad (26)$$

Sabiendo que

$$I(x) = \frac{(5 - 0,03x)^3 (2,2 + 0,003x)}{12} \quad (27)$$

Sustituyendo 27 y 1 en 26 queda:

$$f_{ij} = \int_0^{38,39} \frac{12 (38,39 - x)^2}{(38,39)^2 E (5 - 0,03x)^3 (0,2 + 0,008x)} = \frac{0,64}{E} \quad (28)$$

Para calcular f_{jj} se sustituye 2 y 27 en 6

$$f_{ij} = \frac{0,91}{E} \quad (29)$$

Para calcular f_{ij} se sustituye 1, 2, y 27 en 8

$$f_{ij} = \frac{0,33}{E} \quad (30)$$

De donde se obtiene que:

$$a_{iz} = 6,75 \quad (31)$$

$$a_{jz} = 4,75 \quad (32)$$

$$b = 2,82 \quad (33)$$

De igual forma se calcularon todos los coeficientes de rigidez, fuerza axial y corte para todo los elementos de sección variable y constante que pertenecen a una pila central del Puente sobre El Lago.

CARGAS APLICADAS SOBRE LA ESTRUCTURA DE LA PILA CENTRAL

Para ello se consideró la estructura en su estado original y en su estado actual. Tomando en cuenta la fluencia plástica del concreto, se consideraron los siguientes estímulos: a) Carga Muerta, b) Carga viva, c) Postensado de los cables, d) Temperatura, e) Viento con puente descargado, f) Viento con puente cargado y g) Sismo. La numeración usada para los elementos fue tomada de la Figura 31.

CALCULO DE LOS EFECTOS POR CARGA MUERTA

Para carga muerta se consideró una carga distribuida por metro lineal actuando en la viga mesa, y el peso propio del resto de los elementos actuando en los nodos de la pila. También se tomó en cuenta el efecto de las vigas, simplemente apoyadas de 46 m de luz actuando en el empotramiento del volado.

CALCULO DEL PESO PROPIO DEL PORTICO A

Al calcular el volumen del elemento 1-17 en forma aproximada. (Figura 30)

El área en los puntos 1 y 17 es:

$$A_{(1)} = 2,20 \times 5 = 11 \text{ m}^2 \quad (34)$$

$$A_{(17)} = 2,57 \times 3,32 = 9,32 \text{ m}^2 \quad (35)$$

Calculando el área promedio para el elemento 1-17

$$A_p = \frac{A_{(1)} + A_{(17)}}{2} = 10,41 \text{ m}^2 \quad (36)$$

Por lo tanto el peso del elemento 1-17 se calcula:

$$P_{(1-17)} = 2.400 \times 10,41 \times 38,39 = 959.136 \text{ kg} = 959,1 \text{ Ton} \quad (37)$$

de la misma forma se puede calcular el peso de los restantes elementos que forman parte de la pila.

CALCULO DEL PESO PROPIO DE LA VIGA MESA ELEMENTO 22-27

Se calculó el peso propio y se repartió la carga por metro lineal en la viga mesa (Figura 33 y 34).

$$W(K/m) = 13.709 \text{ kg/m/canal de circulación.}$$

A este valor se le suma la sobrecarga del pavimento, aceras, cerca, postes de luz, electricidad, etc., dando como resultado:

$$W_{\text{Total}}(22-23) = 18.356 \text{ kg/m/canal de circulación} \quad (38)$$

$$W_{\text{Total}}(\text{volado}) = 17.165 \text{ kg/m/canal de circulación} \quad (39)$$

$$W_{\text{Total}}(23-24) = 17.165 \text{ kg/m/canal de circulación} \quad (40)$$

$$W_{\text{Total}}(24-25) = 17.165 \text{ kg/m/canal de circulación} \quad (41)$$

CALCULO DE LOS EFECTOS POR CARGA VIVA

La carga viva consiste en el peso esperado de los vehículos que transitan por el Puente Sobre El Lago.

Para el cálculo se tomó un tren de carga H20-S16-44. (Figura 35).

Como en el puente existen dos canales por sentido de circulación se tiene que la carga viva uniformemente repartida será [29]:

$$W_v = 1.425 \text{ kg/m/canal de circulación} \quad (42)$$

Carga Puntual

$$p = 17.700 \text{ kg} \quad (43)$$

Movilizando la carga viva distribuída uniformemente y la carga puntual para obtener los efectos máximos nos queda lo siguiente (Figura 36).

CALCULO DE LOS EFECTOS CALCULADOS POR EL POSTENSADO DEL CABLE

Para que la viga mesa no se desplace verticalmente en los puntos 22, 27, 30 y 35 se tendrá que tensar el cable con una fuerza mayor a la obtenida por el cálculo de carga muerta, esta fuerza será la que produzca un desplazamiento vertical hacia arriba igual al obtenido por carga muerta.

En este trabajo se calculó al puente tomando en cuenta una carga de pretensado igual a la obtenida por carga muerta y otra calculada por tanteo para que el desplazamiento de los nodos 22, 27,30 y 35 sea nulo.

CALCULO DE LOS EFECTOS CAUSADOS POR EL VIENTO CON EL PUENTE DESCARGADO Y CARGADO

Para tomar en cuenta el efecto por viento, se adoptó una carga distribuída de 250 kg/m² para el puente descargado y 150 kg/m² para el puente cargado. Se supone una altura adicional de 2m por encima del tablero para considerar la cerca.

- Puente Descargado:

$$P_{(22 \text{ y } 27)} = 97,5 \text{ Ton.} \quad (44)$$

$$P_{(23 \text{ y } 26)} = 82,0 \text{ Ton.} \quad (45)$$

$$P_{(17 \text{ y } 18)} = 80,0 \text{ Ton.} \quad (46)$$

$$P_{(37)} = 62,2 \text{ Ton.} \quad (47)$$

- Puente Cargado:

$$P_{(22 \text{ y } 27)} = 58,5 \text{ Ton.} \quad (49)$$

$$P_{(23 \text{ y } 26)} = 49,1 \text{ Ton.} \quad (50)$$

$$P_{(17 \text{ y } 18)} = 48,0 \text{ Ton.} \quad (51)$$

$$P_{(37)} = 37,3 \text{ Ton.} \quad (52)$$

CALCULO DE LOS EFECTOS CAUSADOS POR TEMPERATURA

La temperatura para la ciudad de Maracaibo está en el rango siguiente:

$$22 \leq T \leq 40 \text{ en grados centígrados}$$

$$T = 40 - 22 = 18^\circ\text{C}$$

Para el trabajo se tomará un ΔT de 15°C para los elementos de concreto armado a fuerza axial y ΔT de 18°C para los elementos de concreto armado a flexión, y para el cable se tomara un $\Delta T = 20^\circ\text{C}$.

CALCULO DE LAS CARGAS QUE ACTUAN SOBRE LA PILA CENTRAL TOMANDO EN CUENTA LA FLUENCIA PLASTICA DEL CONCRETO Y LAS NUEVAS NORMAS AASHTO

Para tomar en cuenta la fluencia plástica del concreto se calculan las cargas correspondientes a los estímulos carga viva tomando en consideración las nuevas normas AASHTO, temperatura y pretensado del cable tomando su consideración del nuevo módulo del concreto [29].

El módulo del concreto que se tomó en cuenta fue el siguiente:

$$E_c \text{ (fluencia plástica)} = \frac{E_{\text{concreto}}}{2} \quad (53)$$

CALCULO DEL EFECTO DE CARGA VIVA TOMANDO EN CUENTA LA FLUENCIA PLASTICA Y LAS NUEVAS NORMAS AASHTO DEL CONCRETO

La carga viva para este caso consistirá en el incremento de un 20% de las cargas anteriores según normas AASHTO [29].

Carga distribuída tomada en cuenta:

$$W_v = 1.710 \text{ kg/m/canal de circulación} \quad (54)$$

Carga Puntual

$$P = 21.240 \text{ kg} \quad (55)$$

Para los restantes estímulos se tomó en cuenta el módulo del concreto considerando la fluencia plástica, y se calcularon los efectos de la misma forma usada para los estímulos anteriores.

2.4. ANALISIS DE RESULTADOS

El Programa de Computación SPACE arroja como resultado las fuerzas y desplazamientos en todos los nodos que conforman la estructura. Este trabajo se concentra en el análisis de resultados correspondientes a las guayas del cabezal y los volados, que conforman los elementos de mayor expectativa en cuanto a un estado actual.

2.4.1. ANALISIS DE RESULTADOS PARA LAS GUAYAS

Para poder estudiar el comportamiento de las guayas, se analizaron los resultados de cada uno de los cables que conforman la guaya, tomando en cuenta la estructura de la pila en su estado original y con la actuación de la fluencia plástica del concreto, sometidas además a los siguientes estados de carga; carga muerta, carga viva, pretensado del cable (error de construcción) viento, temperatura y sismo. Los resultados obtenidos para los distintos estados de carga se pueden apreciar en la Tabla 16.

Al observar la carga total de la guaya en su estado original (214,9 Ton) y tomando en cuenta la fluencia del concreto (214, 1 Ton), se puede decir que el factor de seguridad aproximado para la fluencia de la guaya es mayor que 2.00 con lo cual se cumple lo indicado por ACI. Por otra parte, comparando la tensión actuante en la guaya para los distintos estados de carga se nota que el porcentaje correspondiente a carga permanente (carga muerta y pretensado de la guaya), es superior al 92%. Tomando en cuenta la observación anterior se puede decir que es prácticamente imposible que los cables fallen por un aumento casual de la carga viva. Lo anterior es válido considerando un coeficiente para la fluencia plástica del concreto igual a 2.00 y suponiendo que las guayas se mantienen en buen estado. Existe un mecanismo de autocompensación en la tensión de las guayas a lo largo del tiempo. Como se observa en la Tabla 16, la carga de la guaya con la actuación de la fluencia plástica del concreto aumenta en un 10,8% aproximadamente para peso propio y carga viva. Sin embargo disminuye en un 41,5% para el efecto pretensado, esto hace que la carga en la guaya se mantenga aproximadamente igual a lo largo del tiempo.

Tomando en cuenta lo expuesto anteriormente se puede decir que el retensado de las guayas no es necesario si éstas se mantienen en buen estado.

2.4.2. ANALISIS DE RESULTADOS PARA LOS PILOTES

Para poder analizar la carga máxima que soporta el pilote más afectado perteneciente al cabezal de una pila central del Puente sobre El Lago de Maracaibo, se tomó la estructura en su estado original y se supuso que el cabezal es rígido a fuerza axial y flexión. Por otro lado, los estímulos que afectan la fundación son

únicamente: carga muerta, carga viva, viento y sismo, ya que los restantes estímulos se equilibran en el cabezal y de esta forma no pasa ningún tipo de reacción a los pilotes. Para hacer más ilustrativo el cálculo de la carga en los pilotes, para los diferentes estímulos que actúan sobre la estructura, se tomó una planta del cabezal en la cual se colocaron las cargas desequilibradas proveniente del estímulo a estudiar. Para el caso de carga muerta, existe simetría transversal y longitudinal por cuanto la estructura sola transmite carga directa a los pilotes (Figura 37).

Para este caso el peso propio del cabezal es aproximadamente 13.000 toneladas, por lo tanto la carga máxima en un pilote será la carga total actuante dividida entre el número de pilotes existentes (62 pilotes).

$$P_{\text{directa/pilote}} = \frac{26.500 + 13.000}{62} = 637,1 \text{ Ton.}$$

De igual manera se calcularon las cargas actuantes en los pilotes para los restantes estados de carga.

Los resultados de estos cálculos se encuentran condensados en la Tabla 17. En la cual se puede observar que la carga máxima vertical actuante en el pilote más cargado es inferior a 750,00 Ton que es la carga permisible por pilote con un factor de seguridad de 2,80, lo cual indica que la carga actuante está dentro del rango de seguridad para cada pilote, suponiendo que éstos se encuentren en buen estado estructural.

2.4.3.- REPRESENTACION GRAFICA DE LOS DESPLAZAMIENTOS VERTICALES EN LA VIGA MESA, PARA LA PILA EN SU ESTADO ORIGINAL Y CONSIDERANDO FLUENCIA PLASTICA DEL CONCRETO.

Para la representación gráfica de los desplazamientos verticales en la viga mesa se usaron los resultados obtenidos en el programa "SPACE", y se calculó el desplazamiento vertical ocurrido en el extremo del volado. Solo se graficaron los desplazamientos causados por carga muerta, pretensado, carga viva, temperatura (Figura 38).

2.5. CONCLUSIONES

El presente trabajo proporciona a la Universidad del Zulia, una herramienta para poder investigar el comportamiento de una pila central del Puente sobre El Lago de Maracaibo ante cualquier eventualidad que pueda presentar la estructura en un futuro. Las conclusiones más importantes obtenidas en este trabajo son las siguientes:

1.- Se lograron determinar las deformaciones y fuerzas en todos los nodos de la estructura para los estímulos; peso propio, pretensado del cable, carga viva,

temperatura, viento y sismo. Todo esto tomando en cuenta el estado original de la pila, y la fluencia plástica del concreto.

2.- La carga total de la guaya en su estado original dió como resultado 214,9 Ton.

3.- La carga total de la guaya considerando un coeficiente de flujo plástico igual a 2,00 dió como resultado 214,1 Ton.

4.- La carga permanente de la guaya es aproximadamente un 92% de la carga total.

5.- Se obtuvo para el pilote más cargado, considerando su estado original, una carga actuante aproximada de 667,4 Ton.

6.- Se obtuvieron los desplazamientos verticales en la viga mesa y el volado.

7.- Si se mantiene la integridad de la guaya el efecto de carga viva sobre la carga actuante se puede despreciar.

3.- CONTROL GEODESICO

Una vez culminada la obra, la Universidad del Zulia estableció convenios con el Ministerio de Obras Públicas (M.O.P.), con el fin de ejecutar labores de investigación, a través de la Facultad de Ingeniería.

Siendo la Escuela de Ingeniería Geodésica una de las abanderadas en estas labores, desde un principio se estableció la red trigonométrica del control geodésico [30]. Esta red permite el replanteo de puntos en cualquier parte de la zona del puente con suficiente exactitud. (Figura 39)

Las investigaciones realizadas, en lo que a control geodésico se refiere, en el puente sobre el lago se puede dividir en varias etapas a saber:

3.1.- Control de Asentamientos después de la Construcción.

3.2.- Replanteos de pilas durante la reconstrucción después que el Esso Maracaibo chocó contra el puente.

3.3.- Mediciones Geodésicas durante el cambio de guayas.

3.4.- Determinación del efecto del Medio Ambiente en las Mediciones Geodésicas.

3.1.- CONTROL DE ASENTAMIENTOS DESPUES DE LA CONSTRUCCION

Desde el momento cuando el puente fue puesto en funcionamiento, se comenzó con las mediciones geodésicas, con la finalidad de determinar el

asentamiento que han sufrido las pilas del Puente General Rafael Urdaneta, causado por:

3.1.1.- El propio peso de la estructura.

3.1.2.- Cargas Temporales o Perennes adicionales al peso de la estructura.

3.1.3.- Proceso de equilibrio en los estratos del subsuelo después de la hinca de los pilotes.

Estos asentamientos se determinan mediante el análisis de las cotas obtenidas con mediciones geodésicas.

Entre las determinaciones de asentamientos se tienen las realizadas entre la pila 19 y la pila 25 [31]. También se efectuaron las mediciones entre las pilas 28 hasta la pila 134, ambas inclusive. Entre los resultados de las mediciones de asentamiento aparece el registro de cotas de cada perno de cada pila y los gráficos de curvas de asentamiento [32-39].

Continuando con las investigaciones sobre el asentamiento, se realizaron mediciones en las diecinueve primeras pilas, siendo detectado este movimiento vertical mediante la realización de una nivelación de alta precisión utilizando un Nivel Fennel con tornillo micrométrico y un dispositivo de placas paralelas y utilizando además Miras Invar con doble lectura [38] (Foto 42).

Las últimas mediciones del control de asentamiento se realizaron entre la torre redonda y la pila No. 09, estableciéndose además un control planimétrico de esta pila (Figura 40). En estas mediciones se determinaron las curvas de asentamiento de los pernos de control altimétrico desde el año 1960 hasta el año 1989 [40] (Figura 41). Con las mediciones realizadas se observó que todos los puntos nivelados sufrieron asentamientos a través del tiempo, como era de esperarse. También se determinó que el asentamiento sufrido por las diferentes pilas no es uniforme incluso, varía para pernos situados en una misma pila. El mayor asentamiento se detectó en el perno 6N de la Pila No. 16 con 10,0 mm; el menor en el perno 3N de la Pila No. 4 con 3,6 mm de asentamiento [38] (Figura 42).

Como conclusión general se pudo determinar que las curvas de asentamiento tienden a hacerse horizontales lo que indica que el rango de asentamiento en las pilas se hace mínimo. Es decir, que las curvas tienden a hacerse asintóticas, lo que es un indicio claro de que las pilas tienden a cesar en su asentamiento.

3.2.- REPLANTEOS DE PILAS DURANTE LA RECONSTRUCCION DESPUES QUE EL ESSO MARACAIBO CHOCO CONTRA EL PUENTE

En 1964 cuando el Super Tanquero Esso Maracaibo destruyó los tramos 30 - 31, 31 - 32 y 32 - 33, del puente, la Facultad de Ingeniería, a través de la Escuela de Ingeniería Geodésica realizó el levantamiento

de la zona del desastre. Este levantamiento se llevó a cabo utilizando métodos fotográficos para obtener en tiempo record los planeos necesarios para la reconstrucción del puente (Foto 43).

Una vez obtenida la información cartográfica se realizaron labores tales como:

- Verificación de los centros de Pila respecto al eje del puente por método óptico con teodolito y mira invar, alcanzando exactitudes de ± 2 mm.

- Sondeo y remoción de escombros.

- Verificación de las posiciones planimétrica y altimétrica de los cabezales en las Pilas 30 y 33.

- Mediciones para determinar la influencia de la temperatura sobre la estructura del Puente.

- Mediciones de Replanteo en los pilotes de las pilas 31 y 32, así como de las torres de Mediciones en dichas pilas.

- Replanteo de las camisas, Vigas "L" y "T".

- Verificación de la posición efectiva de los fustes y de las canastas en las mismas pilas y en general todos los elementos geométricos que forman parte de los tramos a reconstruir. [35-37, 41-43].

Todo esto permitió la reconstrucción de las pilas.

3.3.- MEDICIONES GEODESICAS DURANTE EL CAMBIO DE GUAYAS.

Otra de las labores geodésicas que se hicieron en el puente sobre el lago fueron las efectuadas durante la sustitución de las guayas de las pilas centrales, realizándose investigaciones para conocer el comportamiento de la parte central del Puente. Esta labor constó de las siguientes fases:

- Realización de Triangulación-Trilateración, en las bases de las Pilas centrales, consistiendo en una red de 12 puntos situados a lo largo de las mismas, que sirvan de apoyo para futuros trabajos de investigación.

- Determinación de las coordenadas planimétricas de los puntos situados en los anclajes de las guayas, como también la cota relativa de cada uno de estos puntos con el fin de determinar posteriormente la magnitud de posibles movimientos verticales en los voladizos de las pilas. (Figura 43)

- Mediciones altimétricas realizadas antes y después del cambio de guayas, con el fin de estudiar los movimientos verticales de los puntos situados en los voladizos con respecto a un punto central considerado para cada pila y por ende el estudio del comportamiento de la estructura ante la reparación de la cual fue objeto. [44-46] (Figura 44) [43-45].

En cada una de las fases de estas labores se alcanzaron las siguientes exactitudes:

- Para la red de Triangulación-Trilateración:

- Error medio del punto = $\pm 2,6$ mm
- Error medio de peso unitario = $\pm 1,7$ mm
- Error medio para la distancia = $\pm 1,9$ mm
- Error medio para los ángulos = $\pm 1,6''$

Siendo el mayor valor para el eje máximo de la elipse de error (Mmax) de un punto $\pm 2,5$ mm; teniendo en cuenta que este valor es relativo pues de tomarse como puntos fijos los del centro de la red, dicho valor se vería disminuído.

- Coordenadas de bolas :

Intervalos de errores medios = 0,9 a 4,7 mm

- Cota de monumento y bolas:

Error medio del punto (monumentos) = $\pm 0,9$ mm

- Cota relativa de los pernos:

Intervalos del error medio del desnivel = 1,0 a 2,5 mm

3.- DETERMINACION DEL EFECTO DEL MEDIO AMBIENTE EN LAS MEDICIONES GEODESICAS

Otra fase de las investigaciones geodésicas realizadas fue la de determinar el comportamiento de las mediciones afectadas por las variaciones del medio ambiente. Entre estas se tienen:

- Mediciones del efecto de la Refracción Atmosférica en líneas de transferencia de altura, larga y de alta precisión.

Se realizó un análisis de la precisión interna discutiendo las exactitudes obtenidas a través de diferentes análisis de datos.

Para la obtención de los resultados se realizó la compensación de los mismos aplicando el criterio de mínimo cuadrados basados en la serie de Fourier.

Esta investigación se basó en las observaciones que fueron realizadas en la nivelación Trigonométrica de precisión, efectuada en la red Geodésica del Puente en el Año 1960, utilizando los teodolitos WILD T-3 y DKM-3 [47] (Foto 44).

Se realizó un análisis estadístico y gráfico de las observaciones efectuadas en las zonas mencionadas, con el objeto de establecer las curvas representativas del fenómeno de la refracción geodésica en varios casos, determinando que las mejores horas para realizar las mediciones están comprendidas entre las 8 am y 10 am.

También se definió los sistemas de medición que deben realizarse para reducir al mínimo los errores sistemáticos originados por la refracción (Figura 45).

En esta investigación se presenta un análisis numérico del Coeficiente de Refracción K en visuales que pasan sobre superficies acuáticas y superficies en tierra [47].

Por otro lado también se investigó el efecto de la refracción en las mediciones electrónicas de distancias utilizando la red geodésica del puente [48] (Foto 45).

También se realizaron investigaciones sobre deformaciones a causa de la Fluencia y la Retracción, deformaciones las cuales se representan a través de: Movimientos horizontales y verticales.

Las mediciones de estos movimientos se hicieron con métodos de alta precisión, determinando los valores con fracciones de "mm", que después fueron redondeados al "mm". Se midieron en ciertas partes representativas del Puente, a saber:

- Vigas entre Pilas 10 y 11.
- Mesa y Voladizos de la Pila No. 20.
- Mesa Pila No. 27.
- Viga entre Pilas Nos. 67 y 68.
- Viga entre Pilas Nos. 90 y 91.

Entre los resultados obtenidos se puede mencionar:

- El movimiento Longitudinal de la viga 10 - 11/A = 48mm de la viga 10 - 11/B = 51 mm
- El movimiento vertical de la viga 10-11/A = 24.4 mm de la viga 10 - 11/B = - 26.4 mm
- El movimiento Longitudinal de la Mesa 27 Norte = 21 mm
- El movimiento Vertical de la Mesa 27 = -28 mm
- El movimiento Longitudinal de la Viga 67 - 68/C = 33 mm
- El movimiento Longitudinal de la Viga 90 - 91/C = 27 mm

Otro factor tomado en cuenta en el control geodésico del puente es el efecto de la temperatura el cual se estudió en:

- Nivelación en el voladizo de la Pila 24 con el objeto de determinar el movimiento vertical en el tablero.
- Mediciones angulares verticales desde la base de la Pila 21, con el fin de investigar el movimiento vertical del tablero [39].

Se puede observar que es importante efectuar el control geodésico para determinar el estado geométrico del puente y poder determinar las deformaciones que pueden afectar el equilibrio de la obra.

Las mediciones Geodésicas realizadas desde la construcción del puente hasta 1989, permiten establecer el control geodésico que servirá en el futuro para

determinar las deformaciones que sufrirá el puente, teniendo en cuenta que es uno de los pocos puentes de gran envergadura, que en Venezuela se le instaló un control geodésico en varias de sus partes, para determinar su comportamiento ante las causas que puedan afectar a su estructura.

Se debe tomar conciencia que el control geodésico es vital, para poder definir el comportamiento del puente. Si no se establece este, no es posible tener información de movimientos y deformaciones de la estructura. Esto trae como consecuencia, no poder detectar a tiempo comportamientos anómalos que puedan hacer que la estructura colapse.

4. EVALUACION DE LAS CARGAS Y SOBRECARGAS

En 1986 y como consecuencia de la caída de algunos puentes en Venezuela y uno en la región zuliana, se suscitaron diversas opiniones, sobre el exceso de carga en el Puente sobre el Lago "General Rafael Urdaneta". Para ese entonces, la Facultad de Ingeniería decidió hacer una investigación para analizar la posibilidad de que el Puente haya sido sometido a sobrecarga.

A este respecto, se establecieron dos etapas de trabajo, la primera orientada hacia la indagatoria de trabajos existentes y la segunda hacia la propuesta de solución al problema.

4.1.- INDAGATORIA DE TRABAJOS EXISTENTES

Sobre esta materia, los trabajos encontrados fueron:

- Prueba de Carga en el Puente sobre el Lago.
- La sobrecarga en los puentes de Venezuela.
- Cargas y sobrecargas en puentes de Europa.

4.1.1.- PRUEBA DE CARGA EN EL PUENTE SOBRE EL LAGO

Existe un plano de construcción relacionado con la prueba de carga y firmado por el consorcio "Puente sobre el Lago" [49] donde se observa lo siguiente:

Establece que la prueba se realizó con un 100% de la carga viva.

Considera a la carga máxima viva como crítica en los tramos de 45,75 metros de longitud.

La carga máxima viva consistió en 131 toneladas a través de 20 vehículos de 6,55 toneladas cada uno, distribuidos en 10 vehículos por sentido de circulación. (5 vehículos por canal).

Presenta como carga distribuida uniforme, la relación entre 131 toneladas y la longitud de 45,75 m

(2,86 ton/m).

4.1.2.- LA SOBRECARGA EN LOS PUENTES DE VENEZUELA

Rafael Pannacci en las Segundas Jornadas de Vialidad y Transporte presentó un trabajo denominado "Efectos Causados por los Diferentes tipos de Camiones sobre los Puentes Diseñados con el tren H20-S16-44" [4]. Los aspectos más relevantes de esta ponencia y en relación con el propósito de esta investigación son los siguientes:

-Se refirió a aquellos Puentes diseñados con el tren H20-S15-44 (caso Puente Sobre el Lago).

-Considera importante el trabajo que presentaba, porque para ese momento COVENIN (Comisión Venezolana de Normas Industriales), había aprobado la norma 614, referente a los pesos que deberían soportar los camiones y la organización de camioneros había solicitado el establecimiento de 13 toneladas por eje sencillo y 20 para ejes tandem, cuando la mayoría de los puentes habían sido diseñados para 8,5 toneladas por eje sencillo y 14,5 para ejes tandem (camión H20-S16-44).

-Establece que de usarse esa composición de 13 toneladas para ejes sencillos y 20 para ejes tandem, aparentemente, cualquier puente simplemente apoyado con luces entre 20,0 y 53,5 m (caso Puente sobre el Lago), resultaría afectado por cualquiera de los diferentes tipos de camiones.

-Informaba que se demostraba una vez más que si hasta ese momento no se habían caído puentes, debería explicarse fundamentalmente a través de la magnitud de los coeficientes de seguridad de los elementos que intervienen, especialmente a la incertidumbre del impacto.

-Presenta un cuadro de la distribución de carga por eje seguida para la realización del estudio. Ese cuadro es el siguiente:

VEHICULO	CARGA MAXIMA EN TON.
2S1	32,0 (6+13+13)
2S2	39,0 (6+13+20)
2S3	39,0 (6+13+20)
3S1	39,0 (6+20+13)
3S2	46,0 (6+20+20)
3S3	46,0 (6+20+20)

La metodología consistió en determinar los momentos isostáticos producidos por los diferentes camiones "S" en tramos simplemente apoyados para las luces entre 10 y 50 m. Estos momentos se compararon con los producidos por el H20-S16-44. Finalmente, mediante fórmulas matemáticas se determinaron las cargas

máximas que deben soportar los camiones "S" para producir momentos isostáticos iguales a los del tren H20-S16-44.

La carga máxima que deben soportar los camiones "S" para producir momentos isostáticos iguales a los del H20-S16-44 fue la siguiente:

VEHICULO	CARGA MAXIMA EN TON.
2S1	32.7
2S2	36.8
2S3	36.2
3S1	35.0
3s2	36.1
3S3	37.7

Recomienda, dada la similitud de las cifras encontradas con las de COVENIN en su norma 614, adoptar estas últimas.

4.1.3.- CARGAS Y SOBRECARGAS EN PUENTES DE EUROPA

La Comunidad Europea, en Septiembre de 1978, presentó un informe titulado "Evaluation of Load Carrying Capacity of Existing Road Bridges" [50], cuyos aspectos importantes relacionados con el propósito de este capítulo son los siguientes:

Plantea como metas:

-Presentar una revisión de las definiciones y clasificaciones de las características de carga de puentes que existan en diferentes países.

-Comparar experiencias de varios países, desde el punto de vista de Ingeniería y revisar los métodos usados para determinar la capacidad estructural de puentes existentes.

-Usar estas experiencias y los resultados de investigaciones disponibles para describir los problemas y las posibles formas de resolverlos.

-Definir estudios de investigación para determinar métodos aceptables que contribuyan a la estandarización de las características y limitaciones de las cargas en puentes.

-En uno de sus puntos denominado Conocimiento y Justificación Básica, establecen que la experiencia les ha demostrado que los puentes como productos técnicos sufren decrecimiento de su confiabilidad con el tiempo.

Expresan que este decrecimiento de la confiabilidad es del tipo

$e^{-landa \cdot t}$

donde "t" representa el número de años de servicio del puente. "landa" es una función del modo de falla y del mantenimiento.

El modo de falla estará influenciado por los parámetros intensidad y frecuencia de carga viva, defectos estructurales, fatiga, daños, cambios del sistema estructural, etc.

Presentan una Figura (Figura 46) que ilustra las tendencias posibles de algunos puentes en servicios. Esto, para resaltar que en todos los casos, con el pasar del tiempo, la confiabilidad de los puentes disminuye. De dicha figura hacen hincapié que vehículos sobrecargados y/o mantenimientos inadecuados, pueden producir confiabilidad mucho más bajas a las esperadas.

Presentan un punto denominado seguridad, donde establecen que la seguridad absoluta no puede ser establecida, ni lograda, pero que sin embargo una reducción al mínimo de riesgo de falla de un puente si es posible establecer.

En materia de capacidad de carga, propone considerar dos niveles de seguridad, un nivel de seguridad de uso no restringido para los vehículos normales y un nivel de seguridad para uso restringido de vehículos pesados.

Según ellos, ambos niveles están estrechamente relacionados con la vida esperada de la estructura y con el uso económico de puentes existentes.

Para el caso de vehículos sin restricción, consideran que deben ser seleccionados para evitar grietas o deformaciones permanentes y que sus pesos pueden ser definidos tomando en cuenta las siguientes combinaciones:

-Cargas vivas que cumplan con las regulaciones prevalentes incluyendo el impacto, el frenado y las fuerzas centrífugas.

-Las cargas muertas existentes y donde existan retracciones, asentamientos y rotaciones.

-Las cargas naturales, tales como el viento, temperatura, presión por hielo y terremotos.

Para el caso de vehículos con restricción, el nivel de seguridad debe ser considerado para evitar fallas por combinación de cargas que coincidan con la capacidad última de carga de la estructura.

En relación con la economía, el informe establece que estos dos niveles están estrechamente relacionado con la política de inspección y mantenimiento de puentes. El problema económico consiste en minimizar los costos debido a inspección, mantenimiento, reparación, acortamiento de la vida de servicio o reemplazamiento de un puente y aún más de la reconstrucción, mantenimiento y reparación de las carreteras adyacentes al puente, así como también los costos producidos por obstrucciones del tráfico en la red donde el puente es parte de ella, como consecuencia de las medidas tomadas.

4.2.- CONCLUSIONES DE LA PRIMERA ETAPA

De la revisión de la bibliografía antes citadas puede decirse lo siguiente:

El parque vehicular existente en el país soporta o puede transportar mucho más carga que la del vehículo de diseño del Puente Sobre el Lago.

En virtud de la conclusión anterior, se debe establecer un estricto control de la cantidad de carga que transportan los camiones actuales. En el Puente Sobre el Lago, no existe tal control (las balanzas están cañadas).

La carga máxima recomendada para eje sencillo es de 8,5 ton. y 14,5 para ejes tandem. Esto se ajusta a la norma COVENIN número 614.

El único vehículo que puede transportar su carga máxima es el 2S1, el resto de los vehículos pesados deberán circular con cargas menores a la de su capacidad y que varía desde un 82% hasta un 95%.

Si se consideraran las curvas de confiabilidad de la comunidad Europea como aplicables al Puente Sobre el Lago, para 1986 (24 años) el Puente tendría un 95% de confiabilidad si el único factor influyente sobre él fuera el uso y desgaste normal bajo condiciones completas de mantenimiento. Un 87% de confiabilidad como consecuencia de pérdida de capacidad de carga y un 62% de confiabilidad cuando no se le ha hecho mantenimiento. Esa confiabilidad solo puede ser contrarrestada restringiendo el paso de vehículos que sobrepasen una determinada carga.

4.3.- PROPUESTA DE SOLUCION AL PROBLEMA

Las propuestas de solución al problema de sobrecarga en gran parte ya está recomendada en la literatura consultada. Entre las más importantes están:

Controlar la carga por eje en los vehículos pesados. El paso más urgente del puente sobre el lago es incorporar el sistema de pesaje.

Establecer un grado de confiabilidad y multiplicar a las cargas por eje según normas COVENIN por ese grado de confiabilidad. La razón es muy sencilla, el puente ha sufrido de problemas de mantenimiento, ha tenido un accidente grave (choque del ESSO MARACAIBO) y se le hizo un mantenimiento correctivo mayor (cambio de guayas).

A pesar de todas estas previsiones aún es posible que un número determinado de vehículos pesados coincidan en un tramo de 45,5 m (tramo crítico) y la suma total de estas cargas superen la máxima para la cual fue diseñada y afectadas por el factor de confiabilidad.

La única solución al caso antes planteado es el de considerar una separación entre vehículos para evitar la coincidencia de una determinada carga en los tramos críticos.

En virtud de las limitaciones económicas y de las dificultades para desarrollar las investigaciones directamente sobre el Puente, se planteó como objetivo presentar una metodología que permita determinar la separación entre vehículos pesados.[51]

La metodología pretende producir dos Tablas, una orientada a definir un Patrón de comportamiento en función del tipo de vehículo y el peso que transporta y la otra el tiempo de separación entre dos patrones de comportamiento. Las Tablas 18 y 19 presentan dos tablas ejemplos correspondientes.

El primer paso de la metodología consiste en detectar, que vehículos pesados y con que cantidad de carga pudieran producir solicitaciones críticas en los tramos de 45,5 m de longitud.

El segundo paso es determinar los patrones de comportamiento de velocidad en su travesía por el puente de cada una de los vehículos que unido con otro pudiera generar cargas críticas. Para la medición de la velocidad instantánea se recomienda como puntos de medición los siguientes:

PROGRESIVAS

SENTIDO O-E	SENTIDO E-O
1+286,60	0+406,00
2+871,60	1+510,80
4+232,60	4+260,20
7+167,80	5+557,00
8+272,60	7+142,00
	8+678,60.

Cabe destacar que la determinación de los patrones de comportamiento implica un procedimiento estadístico que permita, detectar cuando las diferencias pequeñas de velocidad se deben al azar y cuando pertenecen a otro Patrón de comportamiento.

El tercer paso consiste en un análisis de las relaciones de velocidad entre dos vehículos, bajo las consideraciones de que el vehículo #1 tenga una mayor, igual o menor velocidad que de un siguiente vehículo. El caso más crítico es cuando el segundo vehículo tiene una velocidad mayor a la del primero y puede darle alcance durante su travesía por el Puente. Para evitar esto se debe establecer una diferencia de tiempo de salida entre los dos vehículos tal que le de alcance cuando esté fuera del Puente.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

[1] FINLEY, H: "Corrosion Problems in Lake Maracaibo". Corrosion Prevention and Control. Sept. 1963.

[2] DIAZ, D.: "control de Corrosión en Unidades de Inyección de Agua en el Lago de Maracaibo". Seminarios Especiales de Electroquímica y Corrosión. División de Posgrado de Ingeniería-LUZ, Mayo 1990.

- [3] Universidad del Zulia-Facultad de Ingeniería. Informe y Convenio LUZ-MTC Estudio Situación Actual Puente Sobre el Lago de Maracaibo. 1976.
- [4] PANACCI, RAFAEL: "Efectos causados por los diferentes tipos de camiones sobre los Puentes diseñados con el Tren H20-S16(44)". Segundas Jornadas de Vialidad y Transporte. Caracas, 1976.
- [5] DIAZ, A. y URDANETA, N.: "Evaluación Actual de la Agresividad Química del Agua del Lago de Maracaibo a lo largo del Puente Rafael Urdaneta". Tesis de Grado, Facultad de Ingeniería, Universidad del Zulia. Maracaibo. Venezuela. 1990.
- [6] APOSTOLOS, J., CARELLO, R. and HOWELL, K.: "Cathodic Protection using a Metallic-Sprayed Anode". Proceeding of the Conference on Cathodic Protection of Reinforced Concrete Bridge Decks". San Antonio, Texas, Feb. 12-13, 1985. Sponsored by American Association of State Highway Administration NACE.
- [7] FROM, H.: "Cathodic Protection of Concrete Bridge decks in Ontario". Paper 19. NACE Corrosion/76, Houston, Texas, U.S.A. March 22-26. 1976.
- [8] GJORV, O.E. y VENNESLAND, O.: "Cathodic Protection of Steel in Offshore Concrete Pat". Paper 139, NACE Corrosion/79. Atlanta, Georgia, U.S.A. March 12-16. 1979.
- [9] VRABLE, H. y WHITING, D.: "Influence of Concrete Materials, Mix, and Construction Practices on the Corrosion of Reinforcing Steel". NACE. 1978. Materials Performance, December.
- [10] SLATER, J.E.: Criteria for Adequate Cathodic Protection of Steel in Concrete". Paper 192, NACE Corrosion/79. Atlanta, Georgia, March 12-16, 1979.
- [11] HADGHI, C.: "Inspección Submarina de los Pilotes del Puente Sobre el Lago de Maracaibo". Informe presentado al M.T.C. 1976.
- [12] Federal Highway Administration. USA Reporte emitido en 1985.
- [13] RINCON, O. DE; CARRUYO, A. y GARCIA, O.: "Protección Catódica por Anodos de Sacrificio en Estructuras de Concreto Reforzado". Revista Técnica de la Facultad de Ingeniería. Edición Especial Vol. 10, No. 1, 1987.
- [14] RINCON, O. DE y LOCKE, C.: "Sacrificial Anode-An Alternate Method to Protect the Reinforcing Steel in Concrete". Paper No. 260. CORROSION/85, Boston, Mass. 1985.
- [15] WHITING, D.; STARK, D. y SHULT, W.: "Galvanic Anode Cathodic Protection System for Bridge Decks, Update Results". Paper No. 41. NACE Corrosion/81. Toronto, Ontario, Canadá. April 6-10, 1981.
- [16] RINCON, O. DE; CARRUYO, A. DE; ROMERO, D. y CUICAS, E.: "A Three-Year Evaluation of the effect of the Oxidation Products of Aluminium used as Sacrificial Anode in Reinforced Concrete Structures". Paper No. 128, CORROSION/91. Cincinnati-Ohio, 1991. En prensa para ser publicado en Revista "CORROSION" (A Journal of Science and Technology), NACE.
- [17] FERNANDEZ, M. y ROMERO, A.: "Determinación de la eficiencia de ánodos de sacrificio para la protección catódica en concreto reforzado". Tesis de Grado, Facultad de Ingeniería, Universidad del Zulia, Maracaibo-Venezuela, 1981.
- [18] GARCIA, O.: "Aluminio como ánodo de sacrificio para la protección del acero como refuerzo del concreto". Trabajo de Ascenso, Facultad de Ingeniería, Universidad del Zulia, Maracaibo-Venezuela, 1986.
- [19] STRATFULL, R.F.: "Half-cell Potentials and the Corrosion of Steel in Concrete". Highway Research Record 433, 1973.
- [20] WEED, R.M.: "Recommended depth of cover for bridge deck steel. Transportation Research Record 500, Transportation Research Board. Washington D.C. 1974, pp 32-35.
- [21] RINCON, O. DE; CARRUYO, A. DE; ROMERO, D. y CUICAS, E.: "Evaluación del efecto de los productos de oxidación del aluminio utilizado como ánodo de sacrificio en estructuras de concreto reforzado". III Congreso Iberoamericano de Corrosión y Protección. Río de Janeiro-Brasil, Junio, 1989.
- [22] RINCON, O. DE; FERNANDEZ, R. y MARIN, J.: "Evaluación del efecto de preparación de superficies para la Reparación de Estructuras de Concreto Reforzado y Uso de Morteros a base de Resinas Acrílicas. II Simposium de Recubrimientos Industriales. Abril de 1990. Maracaibo. En prensa para ser publicado en la Revista "Iberoamericana de Corrosión y Protección", Madrid-España.
- [23] FERNANDEZ, A.; ALCANTAR, J. y GUTIERREZ, O.: "Estudio de las Características Físicas y Mecánicas de Morteros de Cemento Portland". Tesis de Pregrado. Facultad de Ingeniería. Universidad del Zulia. Maracaibo-Venezuela, 1989.
- [24] BOSCAN, DE G.C.: "Caracterización de Concretos de Polímeros a base de Resinas Epóxicas usadas en la Construcción". Revista Técnica de la Facultad de Ingeniería. Vol. 13, No. 1, 1990; Maracaibo-Venezuela.
- [25] VILLASMIL, M.: "Caracterización y Evaluación de Resinas Poliméricas utilizadas en la Reparación de Concreto Armado". Tesis de Posgrado. Facultad de Ingeniería, Universidad del Zulia. Maracaibo-Venezuela. Actualmente en ejecución.
- [26] COVA, ANTONIO; GODOY, DILIO y PIARULLI, G.: "Estructuras II". Facultad de Ingeniería, Universidad del Zulia.
- [27] RINCON, CARLOS M.: "Análisis Estático de Estructuras Espaciales con el computador". Trabajo Especial de Grado. Facultad de Ingeniería. LUZ. 1984.
- [28] ADRUANZA, D. y DODOY, D.: "PAEDEP, Análisis Estático de Estructuras Planas: Formulación y Resolución Automática del Problema". Trabajo Especial de Grado.

Facultad de Ingeniería. LUZ. 1974.

[29] HERRERA, DOUGLAS y LUZARDO, RICARDO: "Anteproyecto y Proyecto completo de un puente continuo Hiperestatico de tres tramos de concreto armado para un distribuidor vial, (sección en cajón de tres celdas) y la actualización de las normas AASHIO para puentes hasta el año 1983". Trabajo Especial de Grado: Facultad de Ingeniería. LUZ. 1987.

[30] Revista de la Facultad de Ingeniería de la Universidad del Zulia; No. 2 y 3; Maracaibo 1982.

[31] SOSA C., ORLANDO E.; AGUADO G., DIEGO M.: "Aplicaciones de nivelación de alta precisión en la determinación de asentamiento en la Pila del Puente Rafael Urdaneta". Trabajo Especial de Grado. Universidad del Zulia, 1975.

[32] DIAZ, JORGE; PACHECO, HEBERTO: "Aplicación del Método de Cruce de río en el enlace en las nivelaciones de las costas Este y Oeste del Lago de Maracaibo. Trabajo Especial de Grado. Universidad del Zulia, 1972.

[33] HENNEBERG, H.: Mediciones en Puente de Envergadura. Disertación de Doctorado - Publicación No. 20, 1963.

[34] HENNEBERG, H.: Investigación sobre el asentamiento en las Pilas del Puente "General Rafael Urdaneta". Caracas-Venezuela, Mayo, 1968.

[35] HENNEBERG, H.: El Trabajo de medición en el puente sobre el Lago de Maracaibo durante la construcción, después de la destrucción, durante la reconstrucción y después de concluida la obra. Abril 1970.

[36] HENNEBERG, H.: Mediciones de Investigación y sus resultados en el comportamiento del puente sobre el Lago de Maracaibo. Julio 1976.

[37] HENNEBERG, H.: Results of 20 years continuous High Precision Measurements of Behavior of Morgantown. West Virginia. U.S.A. August 1980.

[38] MARTINEZ P., PLACIDO; CANERO R., JOSE: "Aplicaciones de Nivelaciones de alta precisión en la determinación de asentamiento en las Pilas del Puente General Rafael Urdaneta". Trabajo Especial de Grado. Universidad del Zulia. 1975.

[39] PROTOCOLOS de la Comisión de Mediciones de Control del Puente sobre el Lago. L.U.Z., Facultad de Ingeniería. Escuela de Geodesia. (1963-1976).

[40] AGUILAR, M.; RICARDO, A.; GOMEZ, R.; JORGE A.:

"Establecimiento de un control de Planialtimétrico en la base de la Pila No. 9 del Puente General Rafael Urdaneta. Trabajo Especial de Grado. Universidad del Zulia, 1989.

[41] LEON L. DIDO.: "Mediciones geodésicas en la reconstrucción de los tramos 30-31, 31-32, 32-33 del Puente General Rafael Urdaneta". Trabajo Especial de Grado. Universidad del Zulia. 1966.

[42] RAVEN, B.; EURO, A.: "Mediciones geodésicas en la reconstrucción de los tramos 30-31; 31-32; 32-33 del Puente Rafael Urdaneta. Trabajo Especial de Grado. Universidad del Zulia. 1966.

[43] ROUVIER J., NERIO; ESPINOZA, EDDY: "Mediciones de deformación en el Puente General Rafael Urdaneta". Trabajo Especial de Grado. Universidad del Zulia. 1972.

[44] CORONA, YORMAN; TEMPERONI, ELVIRA: "Control final de la posición del tablero del Puente General Rafael Urdaneta. Después de la reposición de las guayas". Trabajo Especial de Grado. Universidad del Zulia. 1984.

[45] SANCHEZ P., RAFAEL; MARLON, I.: "Mediciones de Control durante y después de la sustitución de guayas en el Puente General Rafael Urdaneta. Trabajo Especial de Grado. Universidad del Zulia, 1972.

[46] VILLALOBOS, TRINIDAD; GONZALEZ, ERIC: "Determinación del Estado Geométrico en los tramos mayores del Puente Rafael Urdaneta. Trabajo Especial de Grado. Universidad del Zulia, 1981.

[47] URBINA, HERIBERTO: "La refracción vertical y sus efectos en la transferencia de cotas en el Puente sobre el Lago de Maracaibo. Trabajo Especial de Grado. Universidad del Zulia. Noviembre 1986.

[48] CAMACHO L., PEDRO; GARCIA, F.: "Trilateración en la red geodésica del Puente General Rafael Urdaneta. Trabajo Especial de Grado. Universidad del Zulia. 1966.

[49] Ministerio de Obras Públicas y Bauverlag, El Puente sobre el Lago de Maracaibo en Venezuela. Puente Rafael Urdaneta, Berlín, 1962.

[50] Organization for Economic Co-operation and Development, Evaluation of Load Carrying Capacity of Existing Road Bridges, Paris, 1978.

[51] ZAMBRANO, WALDO: "Metodología de Distribución de vehículos pesados, VI Jornadas de Ingeniería, Universidad del Zulia, 1988.

Recibido el 13 de Mayo de 1991

Faint, illegible text covering the majority of the page, appearing to be bleed-through from the reverse side of the paper.



Foto 1.- Puente sobre el Lago de Maracaibo Rafael Urdaneta.



Foto 2.- Falla de los cables del Puente sobre el Lago de Maracaibo, debido a corrosión en el sitio de anclaje de éstos (tapón de madera).



Foto 4.- Gran deterioro de un fuste de la pila 16. Zona ya reparada. Se muestra lo inadecuado de la reparación que acelera la velocidad de corrosión del refuerzo.

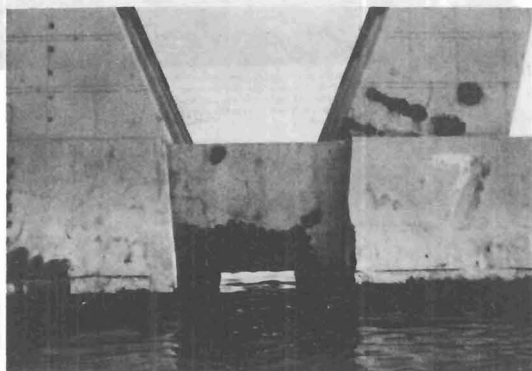


Foto 5.- Se muestra la Pila 7, con corrosión en cabezales fustes y vigas de amarre entre los cabezales.

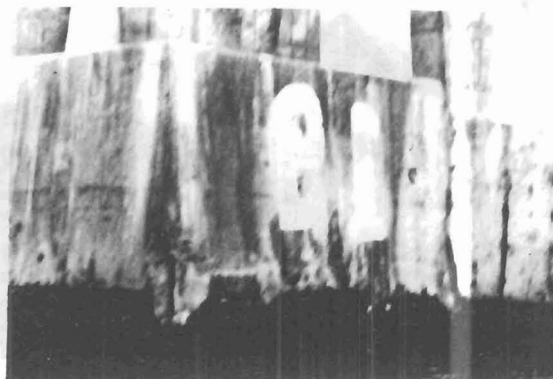


Foto 3.- Deterioro de la zapata y camisa del lago Sur de la pila - zona de marea y salpique.



Foto 6.- Delaminación del concreto con cabillas expuestas en la pila (cabezal). Se nota claramente lo inadecuado de la reparación con delaminación del concreto en esas zonas.

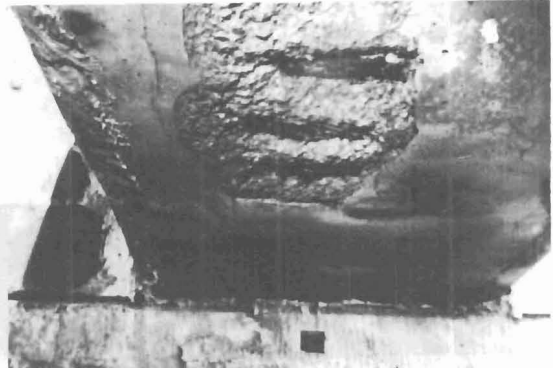


Foto 9.- Zona inferior de la viga de amarre, mostrada en la foto anterior (1984). Obsérvese la delaminación del concreto con cabilla completamente corroídas y la reparación del borde izquierdo, aparentemente con material polimérico.

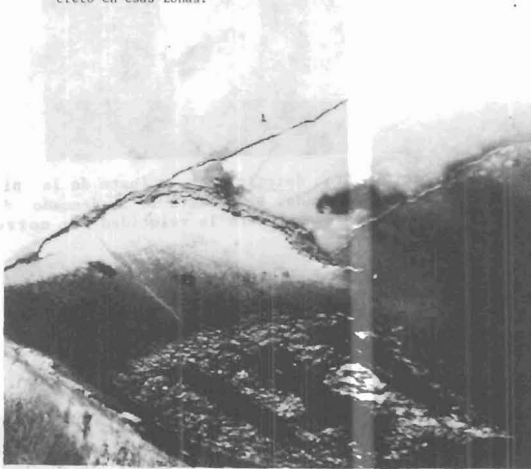


Foto 7.- Viga de marre entre los cabezales de la pila 7. Se observan las manchas del concreto, producidas por corrosión del refuerzo en una zona, y delaminación del concreto con corrosión total del refuerzo, en otras zonas.



Foto 10.- La misma viga de la Foto 8 y 9 pero observada en 1987, una vez levantado el concreto en la zona mostrada en las Fotos 8 y 9.

Foto 8.- Corrosión severa en cabezales y vigas de amarre de cabezales en la pila 9. Obsérvese el arriamiento del concreto en todas las zonas reparadas. Foto tomada en 1987.

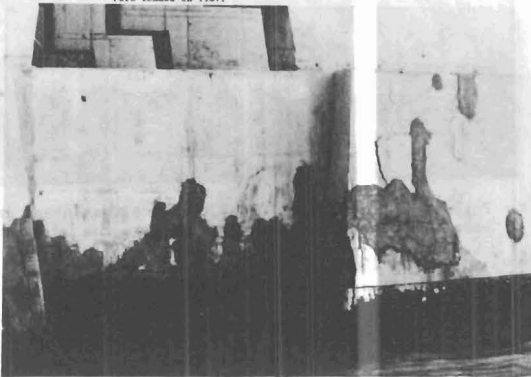


Foto 11.- Pila 7, vista por el lado interior de las vigas, en zonas de salpique. Obsérvese las zonas reparadas donde ya existe delaminación del concreto.



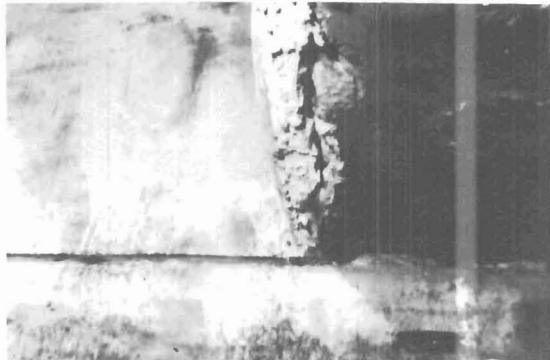


Foto 12.- Viga de amarre entre los cabezales, en la pila 10. Se observan las grietas y las manchas de óxido, por corrosión del refuerzo. 1984.

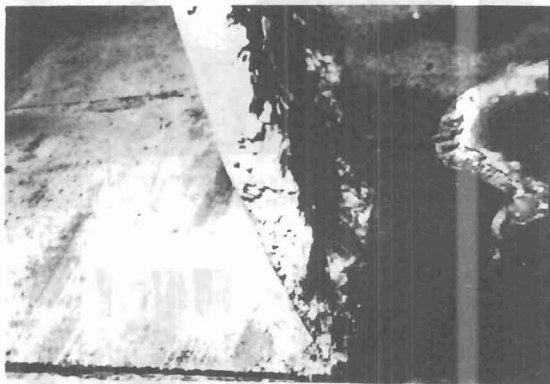


Foto 13.- Igual a 12, observada dos años después, 1986. Se nota claramente el avanzado estado de corrosión de las cabillas en zonas que habían sido inyectadas con resinas, aparentemente epóxicas.

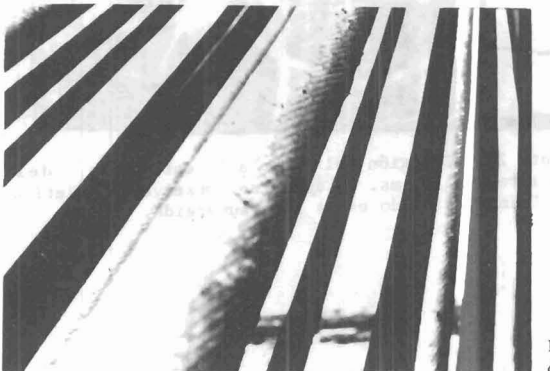


Foto 14.- Cables actuales del Puente. Se observa el deterioro de la pintura, luego de nueve años sin mantenimiento.

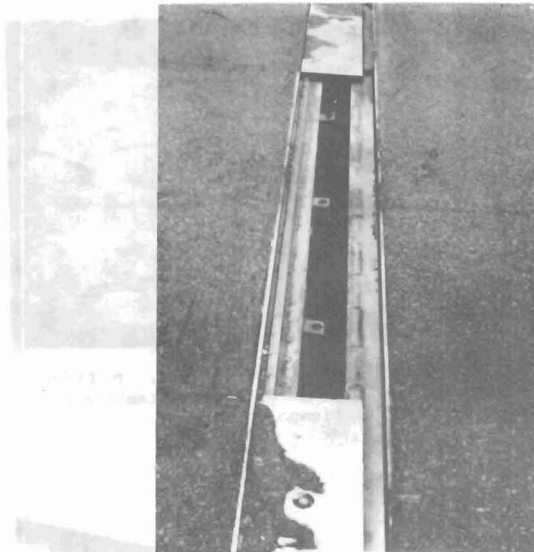


Foto 15.- Desplazamiento de juntas de las vigas simplemente apoyadas.

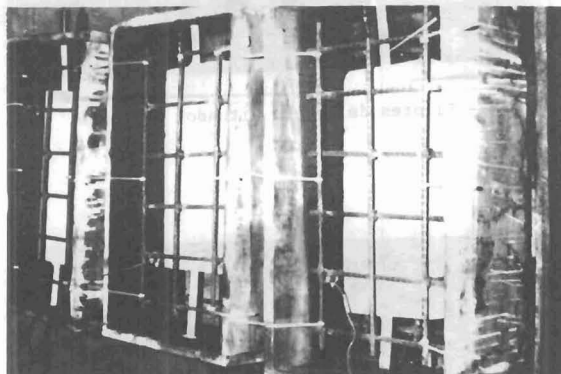


Foto 16.- Se muestra la forma como quedaba situado el ánodo, (Al, Zn y Mg), embebido en un mortero con 0.5%Cl⁻, en los bloques de concreto.

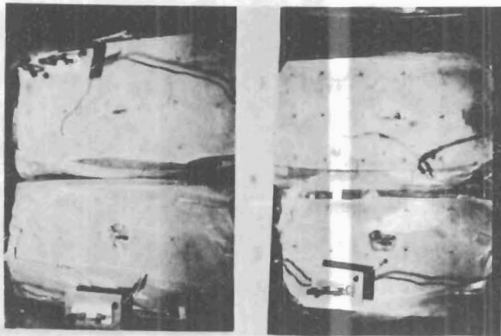


Foto 17.- Arreglo final de los bloques, patrón y con ánodos de Al, Zn y Mg. Se observa también el orificio después del tiempo de prueba.

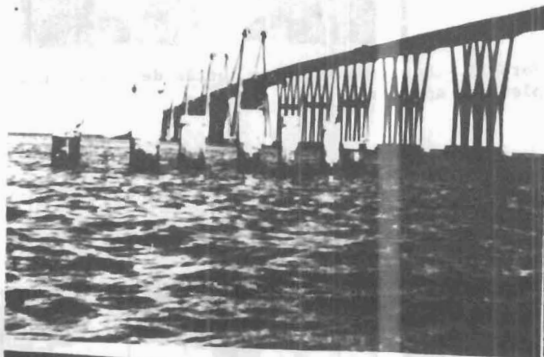


Foto 18.- Pilotes de prueba situados al Norte del puente.

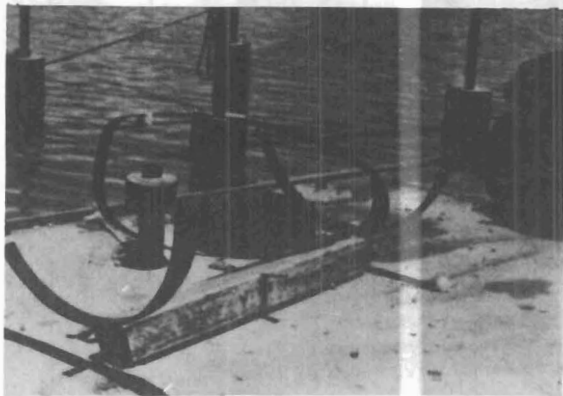


Foto 19.- Anodo de Aluminio-Cinc-Indio, utilizado en la Protección Catódica de los pilotes de prueba.

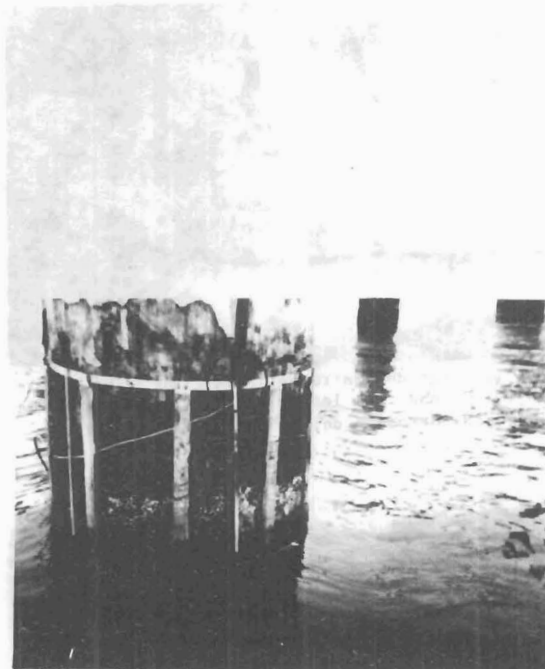


Foto 21.- Se muestra el brazalette de ánodos de Al-Zn-In, colocado en el pilote de 135 cms de diámetro.

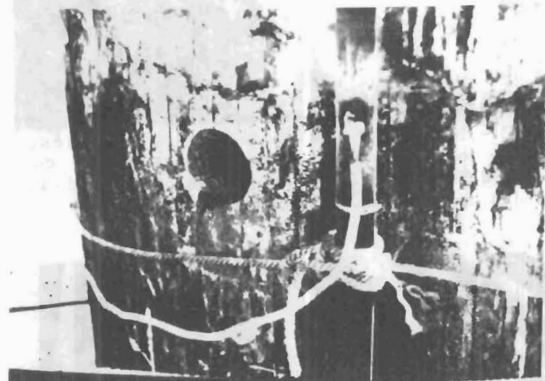


Foto 20.- Conexión del ánodo a la estructura del pilote de 135 cms. de diámetro. Observe la pletina del ánodo situado en la zona sumergida.

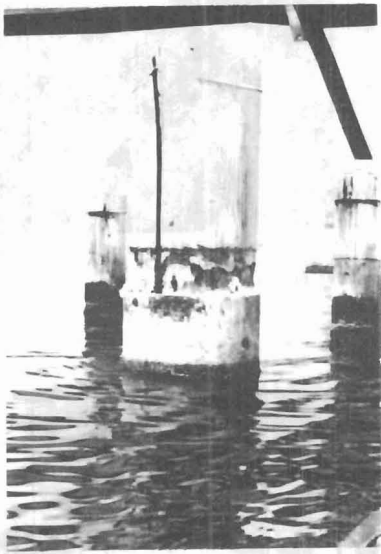


Foto 22.- Se observa la forma como quedó el sistema de Protección Catódica, en la zona de oleaje y salpique del pilote de 135 cm de diámetro, una vez vaciado el mortero que recubría el ánodo.

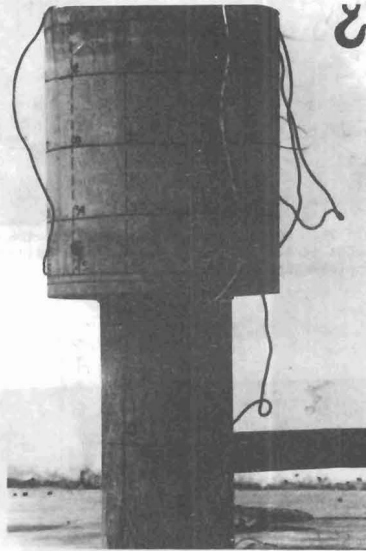


Foto 24.- Se observa el pilotín, donde se colocan los ánodos de Al-Zn-In, en la zona de oleaje y salpique. Se muestran los puntos para medida de potenciales sobre el mortero y los orificios para introducir el electrodo de Cu/CuSO₄.

Foto 23.- Se muestra el electrodo de Mo/MoO₃ utilizado para el control de potenciales de pilote.

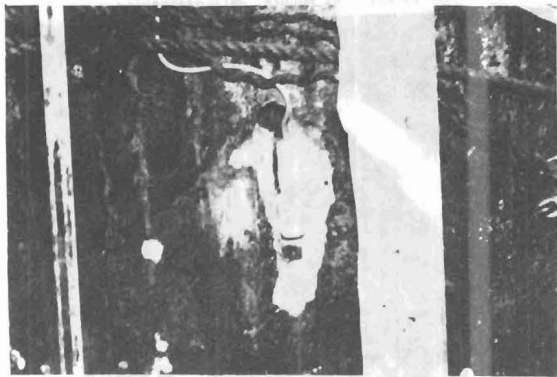
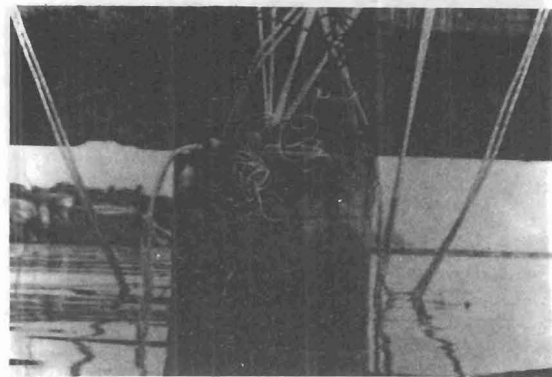


Foto 25.- Igual a Foto 23, observándose el pilotín colocado en aguas del Lago de Maracaibo.



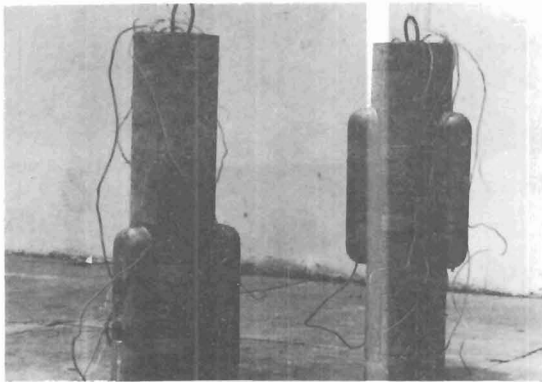


Foto 26.- Se muestra la forma de colocación de los ánodos de Al-Zn-In, en dos posiciones diferentes, completamente y parcialmente sumergidos.

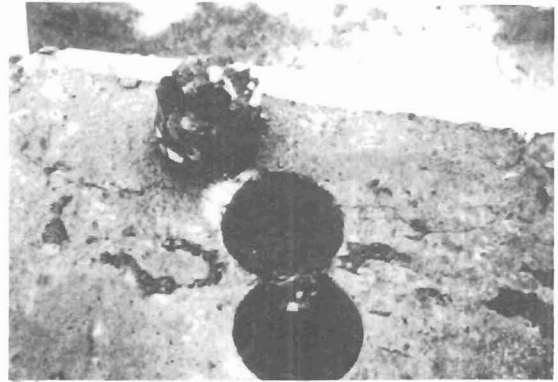


Foto 29.- Bloque con el ánodo de Cinc, donde se observa la grieta a nivel de la cabilla, luego del tiempo de prueba.

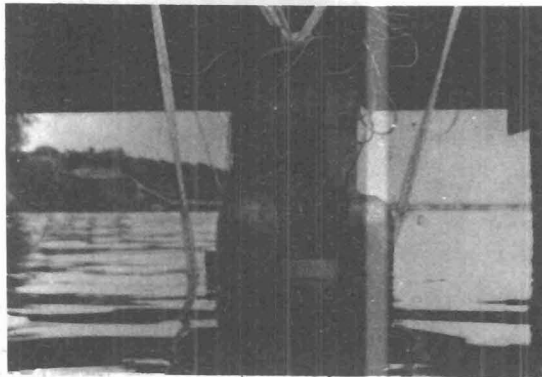


Foto 27.- Igual a 25, observan uno de los dos pilotes colocado en aguas del Lago de Maracaibo.



Foto 30.- Bloque con el ánodo de Aleación Al-Zn-In. Se observa la cabilla sin muestras de corrosión.

Foto 28.- Se observa el agrietamiento del concreto por el volumen de los productos de corrosión del ánodo de Magnesio.

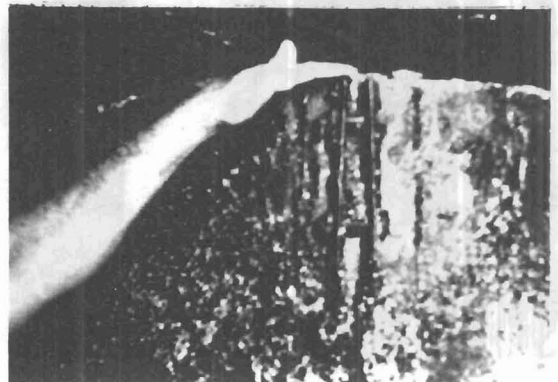
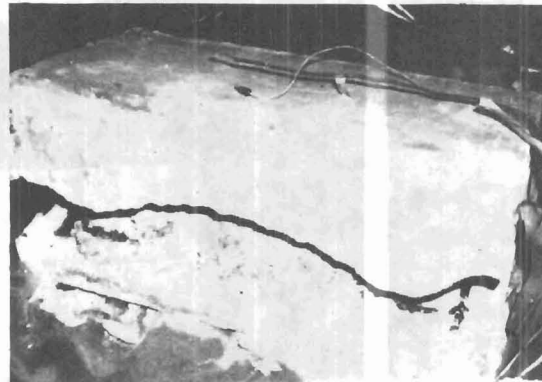


Foto 31.- Se muestra el anillo de acero colocado en los pilotes del puente, para alargarlos.

Foto 32.- Se observa, en detalle la corrosión del anillo visto en Foto 30 y el daño sobre el concreto, en la zona inferior del mismo.

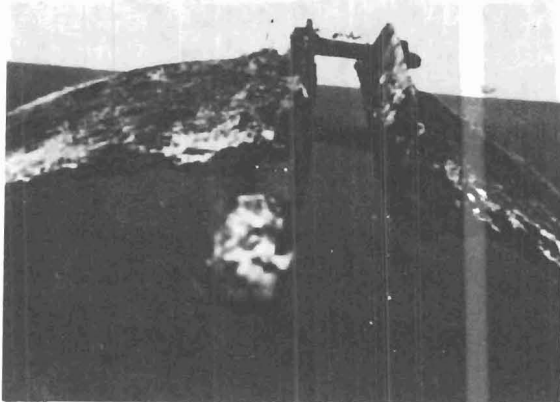


Foto 33.- Se nota el avanzado estado de corrosión de los anillos de acero que sirvieron de encofrado a algunos pilotes del puente.



Foto 34.- Pilote, no estructural, situado en la pila 15 del puente. Observe que no está delaminado en la zona de oleaje y salpique.

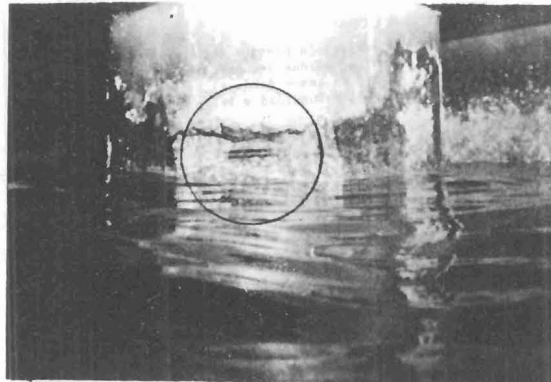


Foto 35.- Daño del concreto con acero expuesto en el pilote 3-E de la pila No. 6. Obsérvese dos cabillas expuestas oxidadas.



Foto 36.- Daño en el concreto con acero expuesto en el pilote 12-E de la Pila No. 16. Nótese tres cabi-llas horizontales expuestas y el grandeterioro anu-lar del concreto.

Foto 37.- Daño en el concreto con acero expuesto en el mismo pilote observado en Foto 35 a tres meses de la primera inspección.

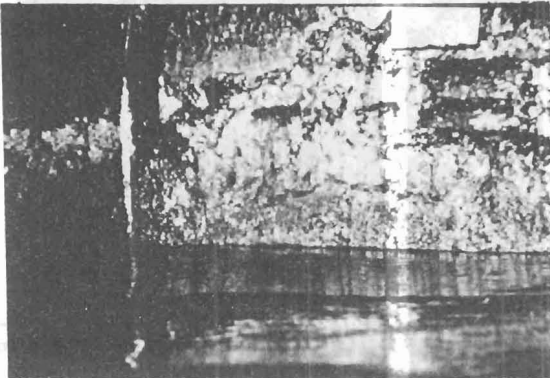


Foto 38.- Se muestra la pletina que fue utilizada para realizar las medidas de potencial en los pilo-tes. Esta se usó en casos donde el refuerzo se en-contraba a mucha profundidad y lejos del nivel del lago.

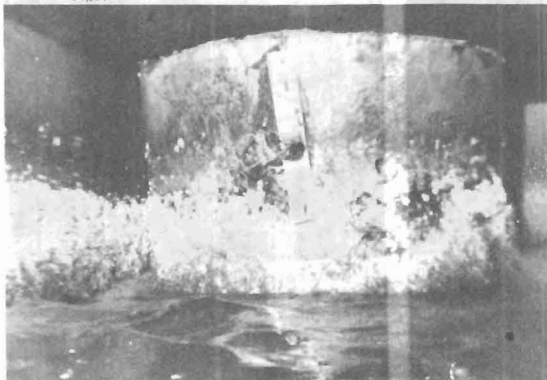


Foto 39.- Muestra el agrietamiento del mortero con 0.5%Cl⁻, donde se embebieron los ánodos de Al/Zn/In.

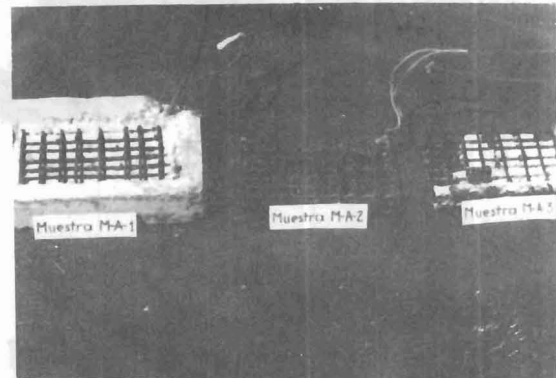
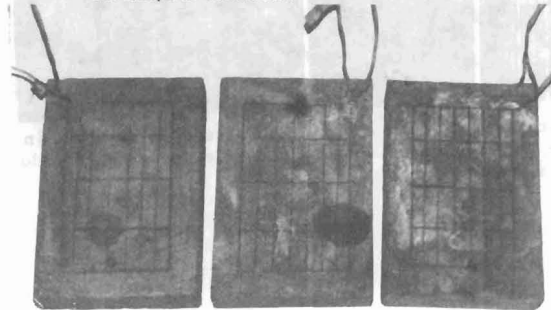


Foto 40.- Vista de las muestras antes de ser vaciadas. Se observa la preparación de la superficie di-ferente en cada una de ellas.

Foto 41.- Vista de las muestras ya reparadas, luego del tiempo de evaluación.



Muestra M-A-1

Muestra M-A-2

Muestra M-A-3



Foto 42.- Nivelación de alta precisión con nivel al y mira invar en las pilas del Puente sobre el lago.

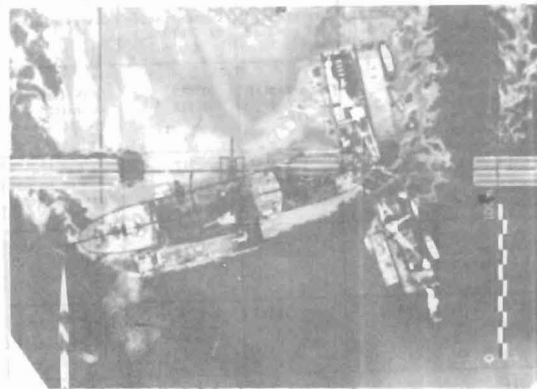


Foto 43.- Fotografía de la zona del desastre, utilizada para elaborar los planos para la reconstrucción del Puente.

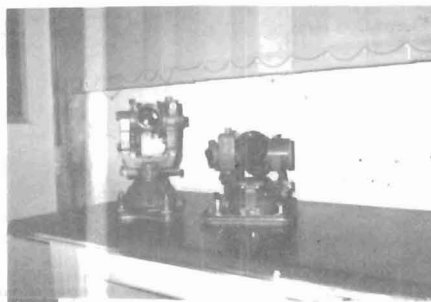


Foto 44.- Teodolitos WILDT-3 y DKM-3 utilizados en la nivelación trigonométrica del puente sobre el lago.

Foto 45.- Telurómetro utilizado en las mediciones electrónicas de distancias en la red Geodésica del Puente.



Pila No.	Parte de la pila y Orientación	Potencial (mV. vs. Cu/SO ₄ Cu)	Profundidad de muestreo *	Concentración de Cloruro % p/p	Observaciones
13	Zona baja del Fuste junto a zapata-Norte	-540	Superficial Profunda	0.669 0.512	Cabillas corroida y ya no existia
16	Zona baja del Fuste junto a la zapata-Norte	-448	Superficial Intermedia profunda	0.317 0.730 0.781	La muestra tomada en superficie repa parada-refuerzo corroido
16	En un Fuste interno de la Pila - Oeste.	-545	Superficial Profunda	0.616 0.313	Refuerzo corroido
16	En un Fuste externo de la pila lado interno-Sur	-424	Superficial Profunda	0.454 0.385	Refuerzo corroido
16	Zapata Norte	No se pudo medir	Superficial profunda	0.287 0.235	Refuerzo corroido a profundidad de 1 cm.
23	Zapata zona de Siplique Norte	-466			Refuerzo corroido algunas cabillas - no existentes

* Muestras tomadas en lugares donde el concreto se delaminaba (cubierta de concreto sobre el refuerzo).

TABLA No. 1 Medidas de Potenciales en milivoltios vs. electrodo de Cu/SO₄Cu y Concentración de Cloruro en % p/p (en base a concreto seco). Pilas del Puente sobre el Lago de Maracaibo.

UBICACION	PESO UNITARIO lb/pies ³		ABSORCION % En 48 Horas	RESISTENCIA A LA COMPRESION (Kg/cm ²)
	Seco al horno	Seco Superficial		
Zapata de pila 23	145.4	152.4	4.9	575
	144.5	152.9	4.5	
	144.8	151.9	4.9	
Zapata de pila 31	134.0	146.4	9.2	457
	144.5	153.3	6.1	
	144.7	152.8	5.6	
Fuste de pila 31	131.5	144.1	9.6	588
	141.9	150.6	6.2	
	139.0	147.4	6.1	
Zapata de pila 120	147.0	153.9	4.6	205
	144.0	152.6	6.0	
	141.3	149.3	5.7	
Zapata de pila 10	142.6	152.8	7.2	341
	137.1	146.9	7.2	
	138.2	148.5	7.4	
Fuste de pila 22	145.6	152.2	4.5	596
	142.3	149.5	5.1	
	141.5	148.0	4.5	

TABLA No. 2.- Características Físicas del Concreto en el Puente Sobre el Lago de Maracaibo. Datos suministrados por el Ministerio de Transporte y Comunicaciones (M.T.C.).

Fecha (hora)	POTENCIALES EN mV. vs. Cu/CuSO ₄					
	Cabilla No.	1	2	3	4	5
24/9/80 - (13h.)		-670	-620	-620	-620	-620
24/9/80 - - (13h. 15')		-750	-750	-750	-750	-750
I _a = 750 mA						
25/9/80 (10h. 50')		-840	-840	-840	-840	-840
I _a = 400 mA						
23/10/80 (8h. 59')		-920	-920	-920	-920	-920
20/11/81 (10h. 30')		-1011	-1011	-1011	-1011	-1011
2/5/83 (9h. 30')		-990	-990	-990	-990	-990

- Antes de conectar el ánodo.

-- Luego de conectar el ánodo.

TABLA No. 3 Resultados de la protección catódica del Pilote de prueba No.1 (135 cm. de diámetro) situado al Norte del Puente sobre el Lago de Maracaibo. (4 cabillas verticales tensadas y 1 paso de espiral).

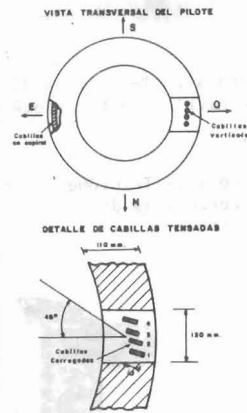


TABLA N° 4. COMPOSICION DE LA MEZCLA PARA LA CONSTRUCCION DE LOS MORTEROS. CONTENIDO DE CLORUROS DE 0.1, 0.3 y 0.5%.

FOROSIDAD (%)	CEMENTO (%)	ARENA (%)	AGUA (%)
16.50	28.03	60.34	11.63
20.00	26.99	58.70	14.31
23.50	30.39	53.93	16.76

NOTA: "Cantidades absolutas antes del ajuste por contenido de humedad de la arena".

TABLA N° 5.- RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE EFICIENCIA DE LAS DIFERENTES ALEACIONES DE ANODOS DE SACRIFICIO EVALUADOS.

ALEACION	EFICIENCIA %	OBSERVACIONES
Al-1	89.02	Fundido
Al-2	89.50	Fundido
Al-3	91.73	Torneado
Al-4	76.11	Torneado
Mg-1	68.89	Fundido
Mg-2	68.68	Torneado
Mg-3	66.83	Fundido
Mg-4	68.40	Torneado
Zn-1	99.62	Fundido
Zn-2	99.04	Torneado
Zn-3	98.43	Fundido
Zn-4	97.82	Torneado

TABLA N° 6: Resultados de la Protección Catódica en la Zona de Salpique y Oleaje del Pilote N° 1 (135 cms. de diámetro). Situado al Norte del Puente sobre El Lago de Maracaibo.

		POTENCIALES EN mV. vs Cu/SO ₄ Cu SATURADO					
Situación del Electrodo	Fecha	POSICION DEL ELECTRODO-ALTURA DESDE EL BORDE SUPERIOR DEL BRAZALETE DE ANODOS (Cms).					
		1-E (10)	2-E (60)	3-E (100)	4-0 (10)	5-0 (60)	6-0 (100)
	12/4/84 *	-430	-600	-900	-430	-600	-900
	14/4/84**	-948	-1032	-1038	-740	-1105	-1000
	19/6/84	-860	-913	-928	-705	-950	-953
	18/4/85	-875	-873	-812	-820	-856	-856
	18/4/86	-875	-856	-812	-815	-830	-880

* Antes de vaciar el mortero al ánodo.

** Luego de vaciar el mortero al ánodo protegido catódicamente.

TABLA N° 6 (CONTINUACION).

ELECTRODO DE REFERENCIA DE Mo/MoO ₃ y Hg/HgO EMBEBIDOS EN UN MORTERO DE CEMENTO PORTLAND (mV.)				
Situación del Electrodo	7	8	9	10
Fecha				
12/4/84 *	+086	-472	NO ESTABLE	+041
12/4/84**	-346	-833	-996	-424
14/4/84**	-430	-854	-781	-252
05/07/85	-266	-691	-618	-107
18/4/86	-444?	-602	-545	-200

* Antes de vaciar el mortero al ánodo.

** Luego de vaciar el mortero al ánodo-protegido catódicamente.

7.- Electrodo de Mo/MoO₃ situado aprox. 40 cms. desde el borde superior del brazalet de ánodos (Norte).

8.- Electrodo de Hg/HgO situado aprox. 60 cms. desde el borde superior del brazalet de ánodos (Este).

9.- Electrodo de Hg/HgO contaminado con 0.5% de Cl⁻ situado aprox. 70 cms. desde el borde superior del brazalet de ánodos (Noroeste).

10.- Electrodo de Mo/MoO₃ situado aprox. 10 cms. del borde superior del brazalet de ánodos (Noroeste).

TABLA 7.- Medidas de potencial de la estructura de acero del pilotin A, medido respecto al electrodo de referencia Cu/SO₄Cu saturado. Las medidas se realizaron en sentido antihorario de Norte a Este, cada 30 cm, y cada 20 cm de la parte superior hacia abajo. Antes de la inmersión en el Lago.

PERFIL DE POTENCIAL (mv)						
FECHA	0 cm	30 cm	60 cm	90 cm	120 cm	150 cm
29-06-88						
10 cm	-536	-632	-615	-590	-571	-573
30 cm	-560	-546	-527	-570	-485	-474
50 cm	-482	-476	-500	-550	-360	-550
70 cm	-458	-519	-440	-448	-335	-370
90 cm	-306	-477	-330	-386	-297	-347
110 cm	-283	-330	-276	-256	-246	-258

TABLA 8. Medidas de potencial de la estructura de acero del Pilotin A, medido respecto al electrodo de referencia Cu/SO₄Cu saturado. Las medidas se realizaron en sentido antihorario de Norte a Este, cada 30 cm, y cada 20 cm de la parte superior hacia abajo. Luego de la inmersión en el Lago.

PERFIL DE POTENCIAL (mv)						
FECHA	0 cm	30 cm	60 cm	90 cm	120 cm	150 cm
21-07-88						
11 cm	-1150	-1146	-1142	-1141	-1140	-1142
30 cm	-1151	-1144	-1137	-1141	-1140	-1140
50 cm	-1151	-1144	-1135	-1142	-1143	-1145
70 cm	-1147	-1142	-1140	-1141	-1141	-1143
90 cm	-1147	-1098	-1146	-1135	-1137	-1134
100 cm	-1140	-1055	-1155	-1135	-1135	-1134

TABLA 9. Medidas de potencial de la estructura de acero del Pilotin B, medido respecto al electrodo de referencia Cu/SO₄Cu saturado. Las medidas se realizaron en sentido antihorario de Norte a Este, Cada 40 cm, y cada 20 cm de la parte superior hacia abajo. Antes de la inmersión en el Lago.

PERFIL DE POTENCIAL (mv)			
FECHA	0 cm	40 cm	80 cm
30-06-88			
10 cm	-180	-219	-189
30 cm	-178	-270	-180
50 cm	-154	-204	-199
70 cm	-167	-276	-176
90 cm	-186	-240	-186
110 cm	----	----	-----

TABLA 10. Medidas de potencial de la estructura de acero del Pilotin B, medido respecto al electrodo de referencia Cu/SO₄Cu saturado. Las medidas se realizaron en sentido antihorario de Norte a Este, cada 40 cm, y cada 20 cm de la parte superior hacia abajo. Luego de la inmersión en el Lago.

PERFIL DE POTENCIAL (mv)			
FECHA	0 cm	40 cm	80 cm
21-07-88			
10 cm	-800	-781	-795
30 cm	-942	-942	-944
50 cm	-950	-949	-949
70 cm	-951	-949	-947
90 cm	-951	-948	-947
110 cm	----	----	----

**PROPIEDADES MEDIDAS COMO PORCENTAJE
DE LA MEZCLA PATRON
(SIN ADITIVOS)**

CURADO	EN CAMARA HUMEDA (%)	AL AIRE (%)
RESISTENCIA A LA COMPRESION	50	85
RESISTENCIA A LA FLEXION	80	90
TRACCION	80	90
RESISTENCIA AL CORTE Y ADHERENCIA	71	75

TABLA N^o12. VALORES PROMEDIOS DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESION

SISTEMA	RESISTENCIA A LA COMPRESION (KG/CH ²)
CRE 1	608
CRE 2	357

TABLA N^o13. VALORES PROMEDIOS DE LA RESISTENCIA A LA FLEXION

SISTEMA	RESISTENCIA A LA FLEXION (KG/CH ²)
CRE 1	205
CRE 2	168

TABLA N^o14. RESULTADOS DEL ENSAYO DE ADHERENCIA

SISTEMA	CÁRGA (KG)
CRE 1	2765
CRE 2	4450

TABLA N^o15. RESULTADOS OBTENIDOS PARA EL NUMERO EPOXICO Y EL INDICE DE AMINA

SISTEMA	NUMERO EPOXICO	INDICE DE AMINA
CRE 1	190	95
CRE 2	193	210

CRE 1 SISTEMA EPOXICO DE DOS COMPONENTES (A y B) LIQUIDOS Y UN COMPONENTE C (AGREGADO GRANULAR)

CRE 2 SISTEMA EPOXICO DE DOS COMPONENTES (A y B) LIQUIDOS Y UN COMPONENTE C (AGREGADO SOLIDO)

ESTIMULOS	CARGA (Ton) ORIGINAL	CARGA (Ton) FLUENCIA PLASTICA	(21) cm ORIGINAL	(21) cm. FLUENCIA PLASTICA	% CARGA INCRE.	% INCRE.	% TON. P.O.	% TOTAL P.F.P.
Carga Muerta	152.6Ton.	171.1Ton.	- 46.77	- 55.85	+ 10.8	+ 16.3	71.01	79.92
Postensado del cable	45.3Ton.	26.5Ton.	+ 46.73	- 55.80	- 41.5	+ 16.3	21.08	12.38
Carga Viva Max en el cable	12.4Ton.	13.9Ton.	- 3.76	- 4.45	+ 10.8	+ 15.5	5.77	6.49
Temperatura	4.3Ton.	2.4Ton.	- 2.31	- 1.79	- 44.2	- 22.5	2.00	1.12
Viento Cargado	0.1Ton.	0.2Ton.	+ 0.17	+ 0.37	+ 50	+ 54.1	0.05	0.09
Viento Descar- gado	0.2Ton.		+ 0.29				0.09	
Carga Total	214.9Ton.	214.1Ton.						

Tabla No. 16 Muestra resultados de cargas y desplazamientos de cada uno de los cables que pertenecen a las guayas.

TIPO DE ESTIMULO	FUERZA	CORTE	LUGAR DONDE OCURRE	% FUERZAS	% CORTE
Carga Muerta	637Ton.		-	95.5	-
Carga Viva Total	5.6Ton.		-	0.84	-
Carga Viva M _v Máx.	5.66Ton.		Lado Derecho	0.84	-
Viento a Descargar	40.8Ton.	9.37Ton.	Lado Superior	6.11	64.92
Viento P. Cargado	24.7Ton.	5.6Ton.	Lado Superior	3.70	41.8
Sismo en Y		13.4Ton.	Lado Superior		100%
Sismo en x		13.4Ton.	Lado Derecho		100%
Carga Total Vertical	667.4Ton.				

Tabla No 17.- Muestra resultado de carga máxima actuante por pilote

	RANGO PESO 1	RANGO PESO 2	RANGO PESO 3	RANGO PESO 4	RANGO PESO 5	RANGO PESO 6
2 S 1	P 1	P 1	P 3	P 3	P 5	P 6
2 S 2	P 1	P 3	P 2	P 4	P 2	P 5
2 S 3	P 1	P 2	P 4	P 5	P 5	P 4
3 S 1	P 2	P 3	P 5	P 6	P 2	P 6
3 S 2	P 5	P 4	P 1	P 2	P 6	P 5
3 S 3	P 2	P 5	P 3	P 3	P 3	P 4

Tabla No. 18

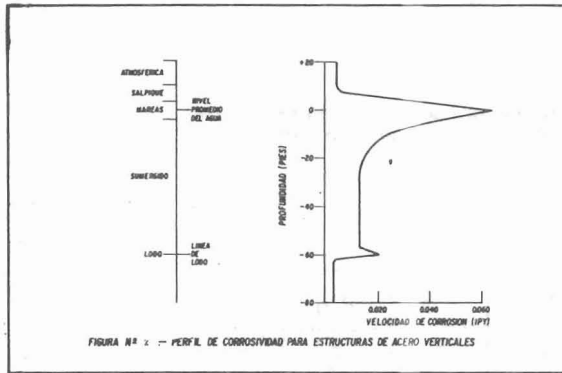
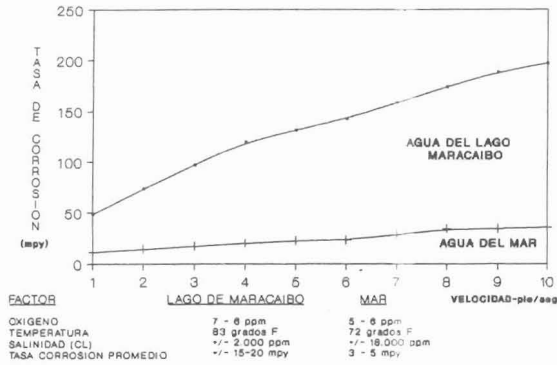
Tabla para la Identificación del Patrón de Comportamiento por Peso y Tipo de Vehículo. Maracaibo, 1986.

	P 1	P 2	P 3	P 4	P 5	P 6
P 1	2	2	1	0	5	5
P 2	2	2	3	5	1	1
P 3	2	2	2	3	2	4
P 4	2	3	1	2	3	3
P 5	1	2	1	2	2	2
P 6	2	3	1	4	4	2

Tabla No. 19

Tabla para la Determinación del Tiempo de Separación entre Patrones de Comportamiento Maracaibo, 1986.

FIGURA 1
CORROSIVIDAD
LAGO DE MARACAIBO Vs AGUA DE MAR
ACERO AL CARBONO



CLORUROS vs PROFUNDIDAD

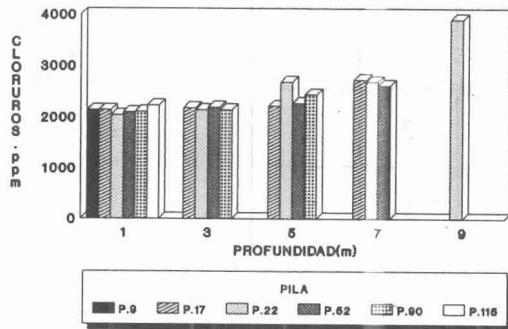


FIGURA 3

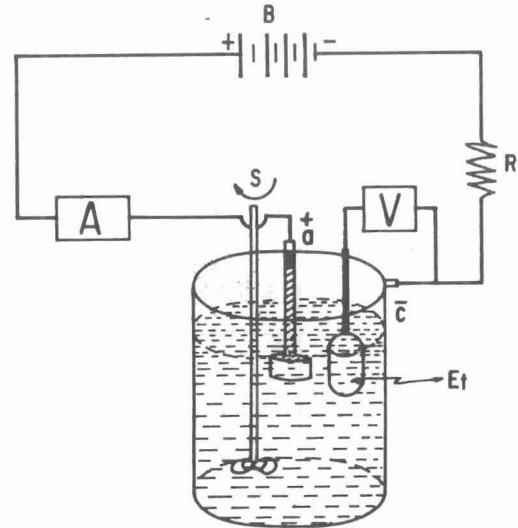
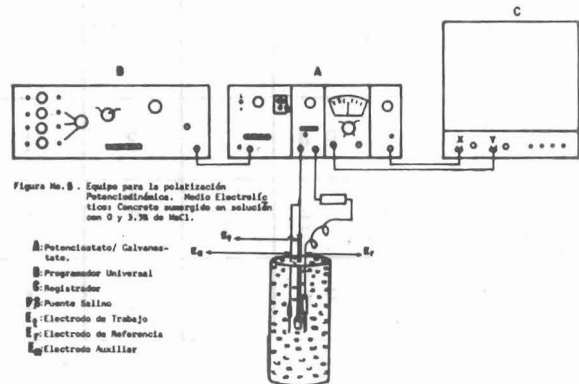


FIGURA N° 4.- Equipo-Circuito para las pruebas de Eficiencia

- a(+) = Anodo
- c(-) = Cátodo
- Et = Electrodo de referencia (Zn)
- S = Agitador electrico
- A = Multímetro (Amperímetro)
- V = Electrometro (Voltímetro)



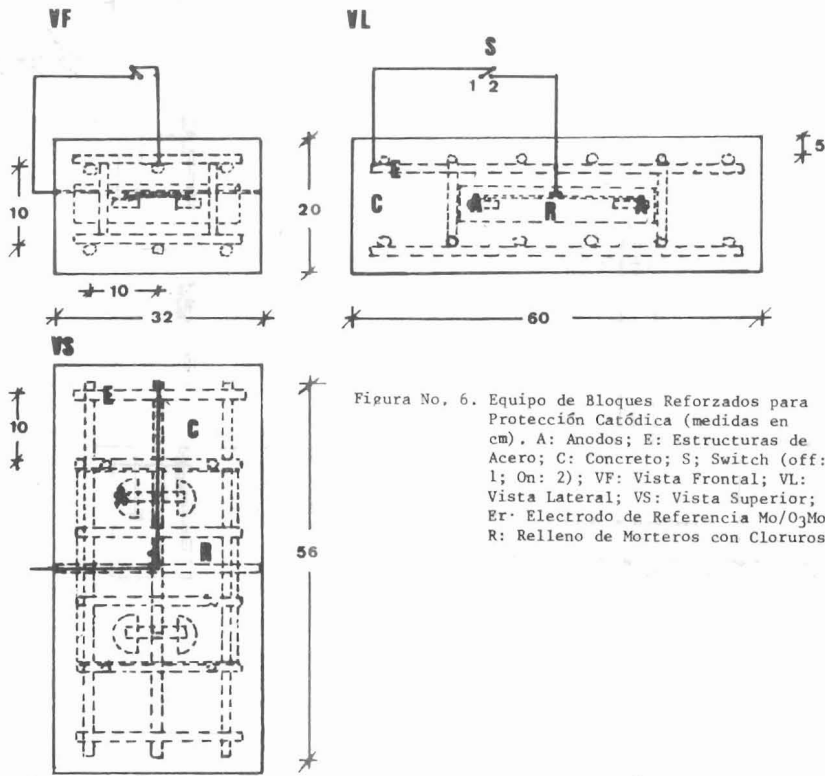
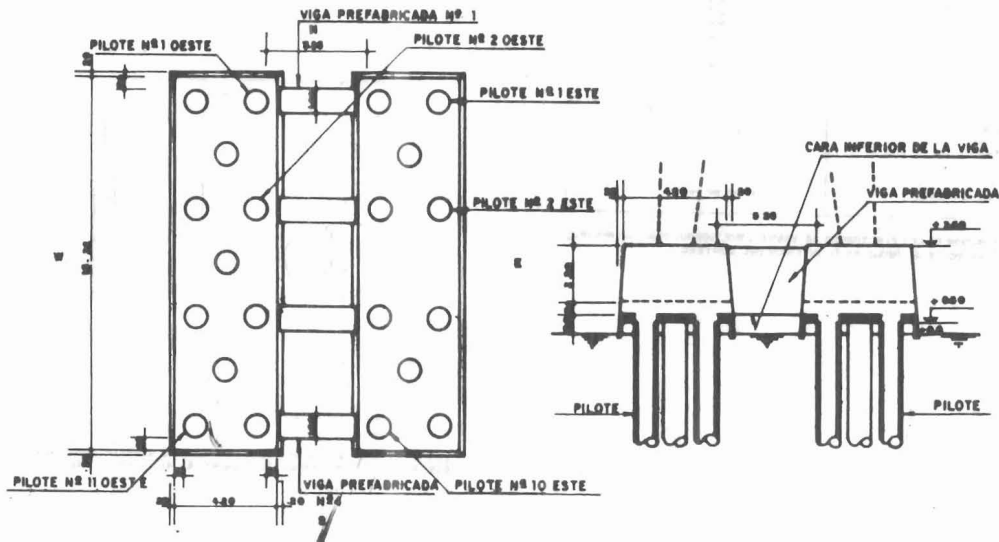


Figura No. 6. Equipo de Bloques Reforzados para Protección Catódica (medidas en cm). A: Anodos; E: Estructuras de Acero; C: Concreto; S; Switch (off: 1; On: 2); VF: Vista Frontal; VL: Vista Lateral; VS: Vista Superior; Er: Electrodo de Referencia Mo/O₃Mo; R: Relleno de Morteros con Cloruros.

FIG. 7.-ORDENAMIENTO DE PILOTES Y VIGAS



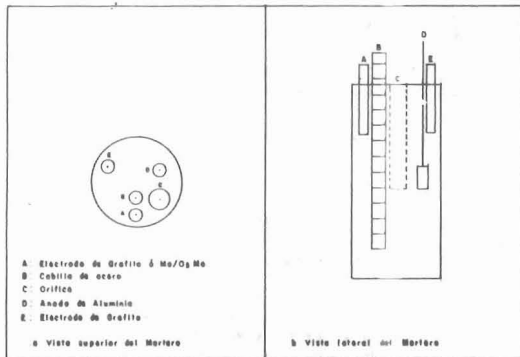


Figura N° 8 DISPOSICION DE LOS ELECTRODOS DE GRAFITO, MOLIBDENO/OXIDO DE MOLIBDENO, ACERO Y EL ANODO EN EL INTERIOR DEL MORTERO.

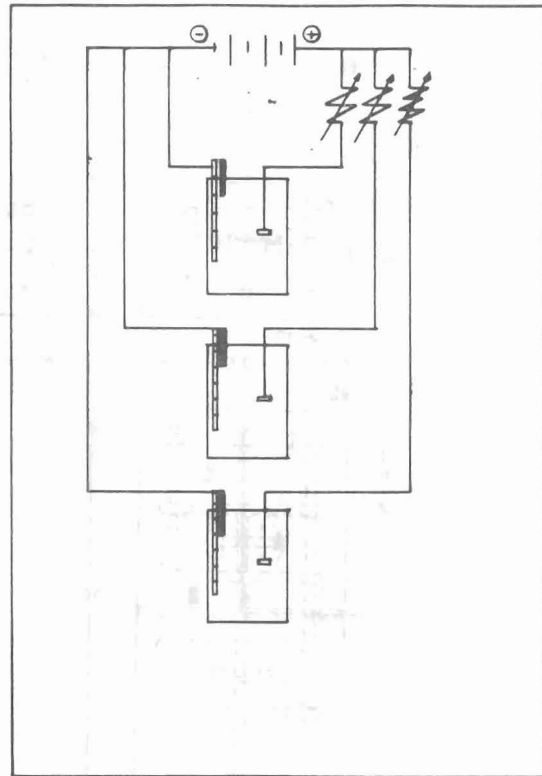


Figura N° 10 FORMA COMO SE REALIZARON LAS CONECCIONES EN EL CIRCUITO DE PROTECCION CATODICA POR CORRIENTE IMPRESA.

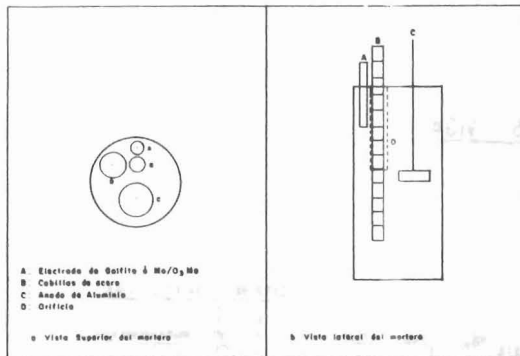


Figura N° 9 DISPOSICION DE LOS ELECTRODOS DE GRAFITO, MOLIBDENO/OXIDO DE MOLIBDENO, ACERO Y EL ANODO DE ALUMINIO EN EL INTERIOR DEL MORTERO.

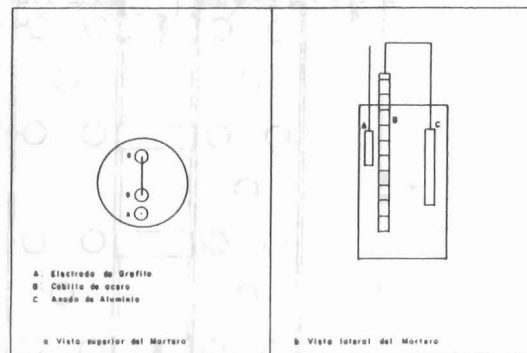
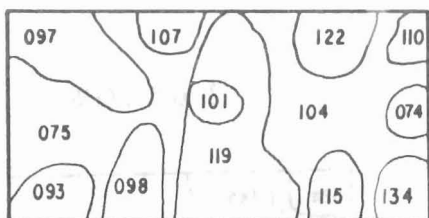


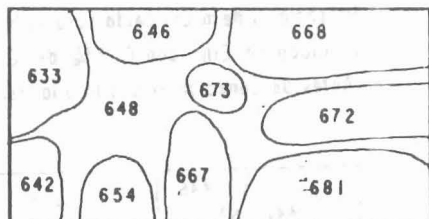
Figura N° 11 DISPOSICION DE LOS ELECTRODOS DE GRAFITO, MOLIBDENO/OXIDO DE MOLIBDENO, ACERO Y EL ANODO DE ALUMINIO EN EL INTERIOR DEL MORTERO.

Fig. 12.-

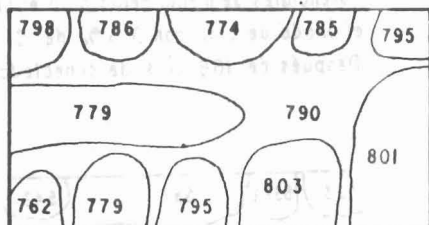
Al 0.5% ClNa



Potenciales de media celda para el bloque con el ánodo de Aluminio con 0% de ClNa. Antes de conectar el ánodo a la estructura.



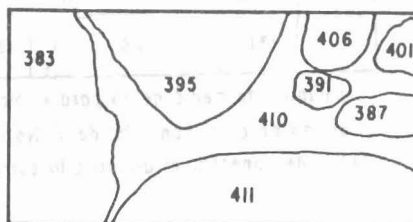
Potenciales de media celda para el bloque con el ánodo de Aluminio con 0% de ClNa. Después de 168 días de conectado el ánodo.



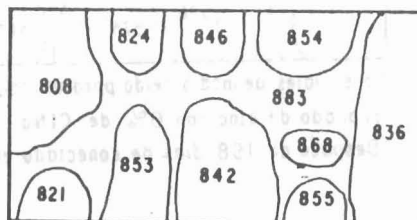
Potenciales de media celda para el bloque con el ánodo de Aluminio con 0% de ClNa. Al final del periodo de prueba.

Fig. 13.-

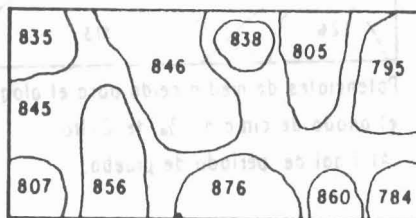
Al 0% ClNa.



Potenciales de media celda para el bloque con el ánodo de Aluminio con 0.5 % de ClNa. Antes de conectar el ánodo a la estructura.



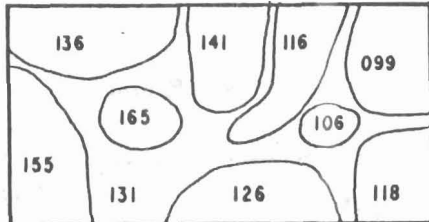
Potenciales de media celda para el bloque con el ánodo de Aluminio con 0.5 % de ClNa. Después de 168 días de conectado el ánodo.



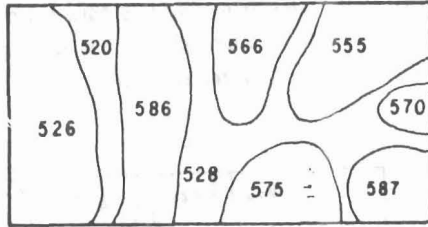
Potenciales de media celda para el bloque con el ánodo de Aluminio con 0.5 % de ClNa. Al final del periodo de prueba.

Fig. 14.-

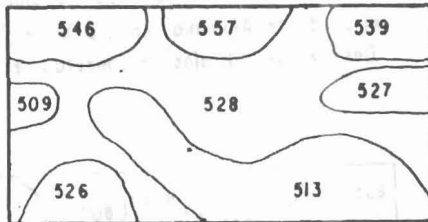
Zn 0% ClNa.



Potenciales de media celda para el bloque con el ánodo de cinc. con 0% de ClNa. Antes de conectar el ánodo a la estructura.



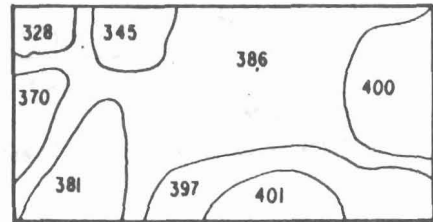
Potenciales de media celda para el bloque con el ánodo de cinc con 0% de ClNa. Después de 168 días de conectado el ánodo.



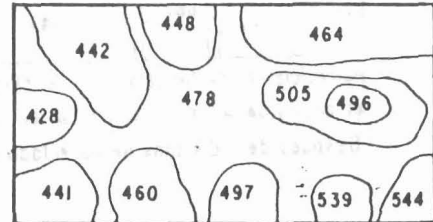
Potenciales de media celda para el bloque con el ánodo de cinc con 0% de ClNa. Al final del periodo de prueba.

Fig. 15.-

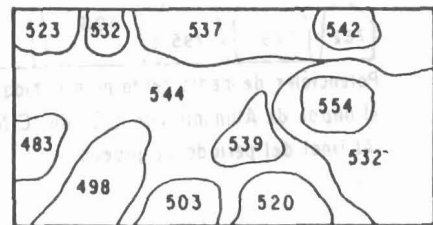
Zn 0.5% ClNa



Potenciales de media celda para el bloque con el ánodo de Cinc con 0.5% de ClNa. Antes de conectar el ánodo a la estructura.



Potenciales de media celda para el bloque con el ánodo de cinc con 0.5% de ClNa. Después de 168 días de conectado el ánodo.



Potenciales de media celda para el bloque con el ánodo de cinc con 0.5% de ClNa. Al final del periodo de prueba.

FIGURA Nº 16
 REPRESENTACION GRAFICA DE LA FORMA EN LA CUAL FUERON MEDIDOS
 LOS POTENCIALES EN LOS PILOTES.
 REPRESENTA LOS LUGARES DONDE SE REALIZO LA MEDIDA.

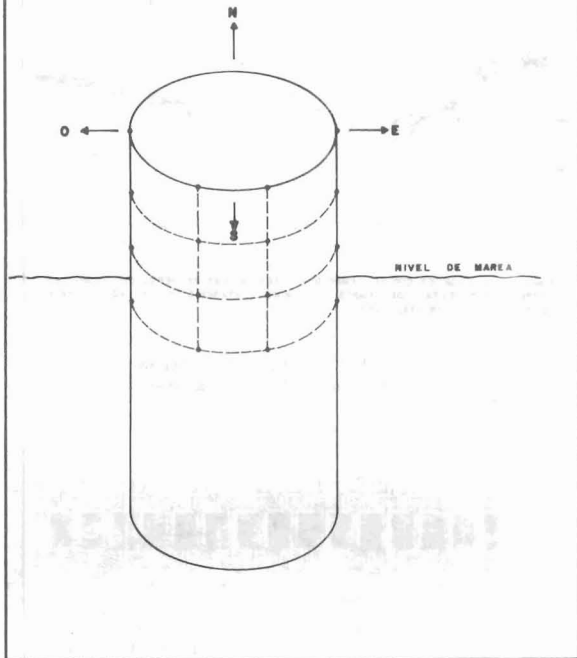


FIGURA Nº 17 : MAPA DE POTENCIALES DEL PILOTE Nº 9-O EN LA PILA Nº 10

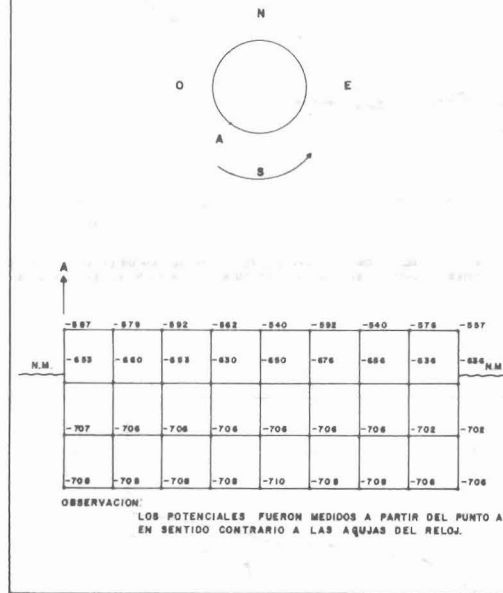
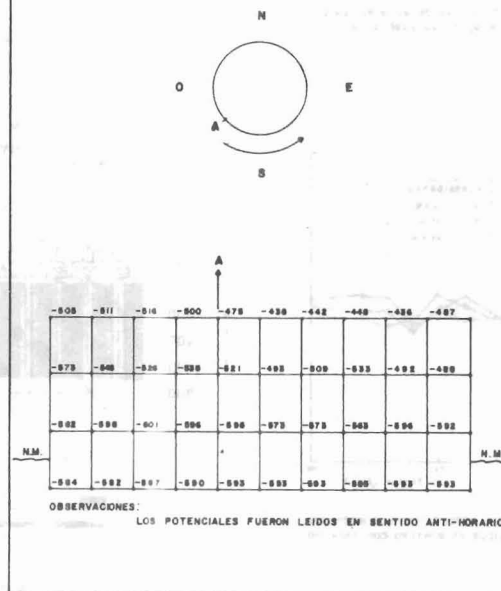
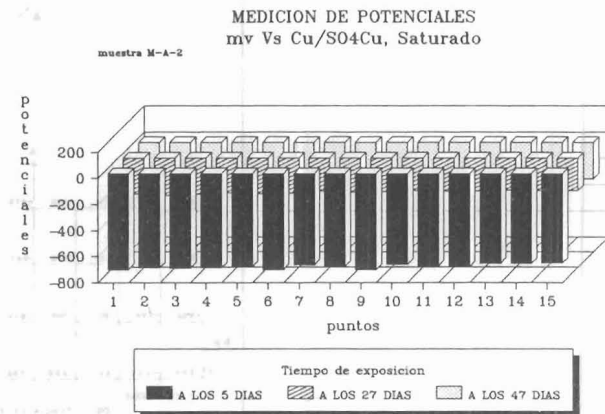
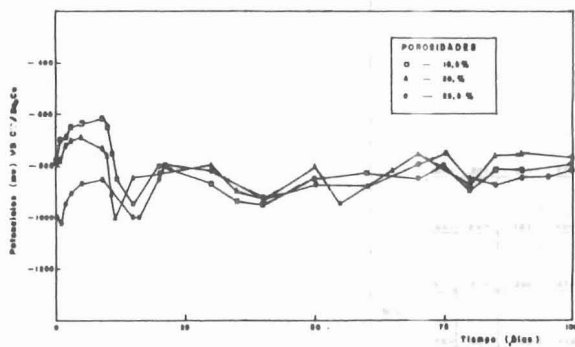
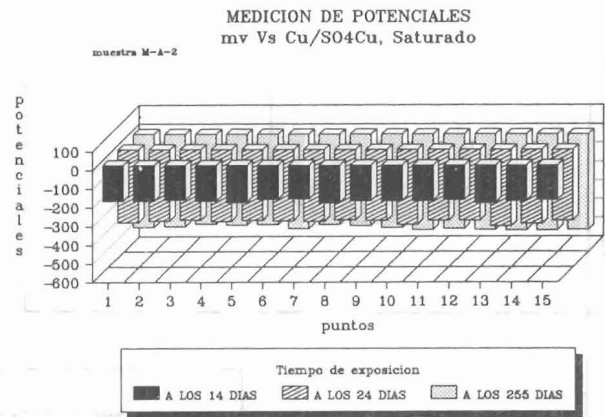
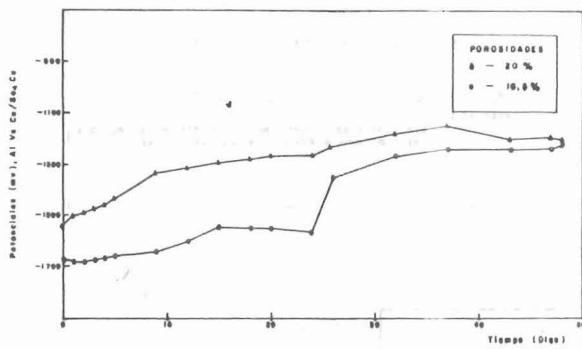
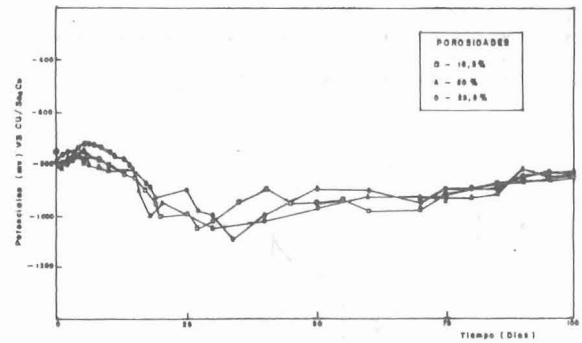
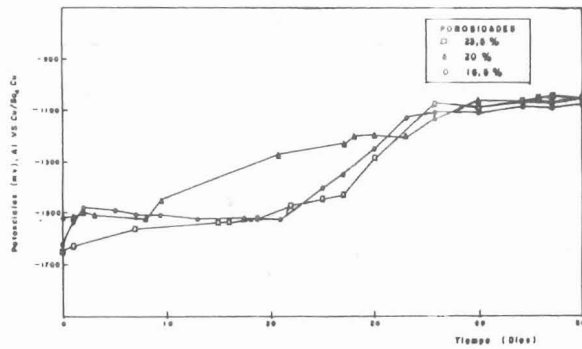


FIGURA Nº 18 : MAPA DE POTENCIALES DEL PILOTE Nº 12-E EN LA PILA Nº 16





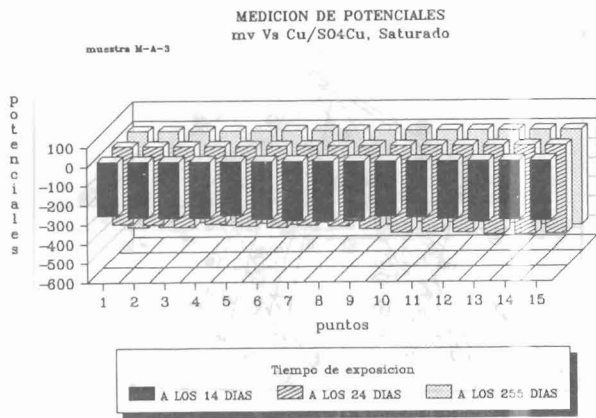


Fig - 25
Progreso del fenomeno corrosivo
en el tiempo de exposicion

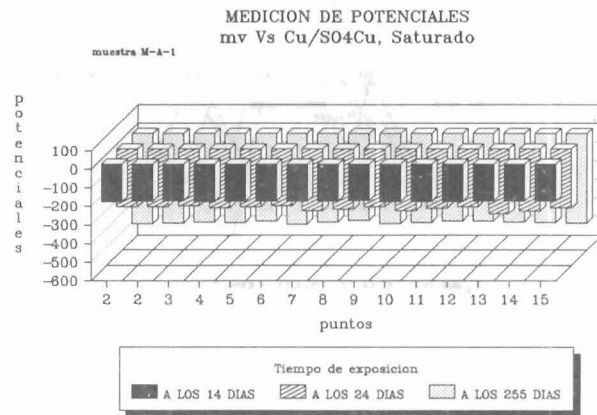


Fig - 27
Progreso del fenomeno corrosivo
en el tiempo de exposicion

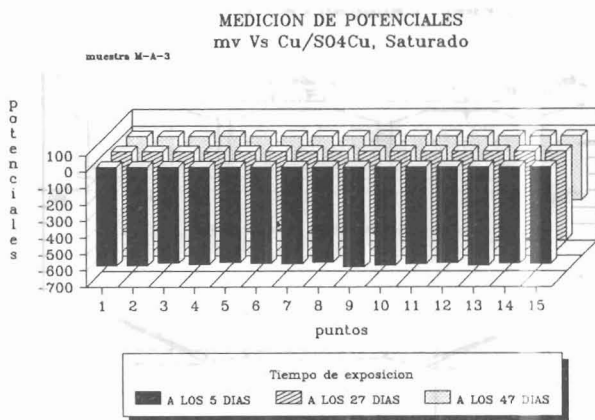


Fig - 26
Comportamiento de la muestra
despues de la reparacion

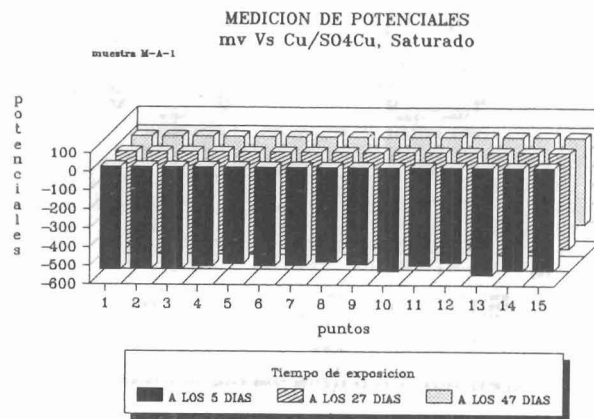


Fig - 28
Comportamiento de la muestra
despues de la reparacion

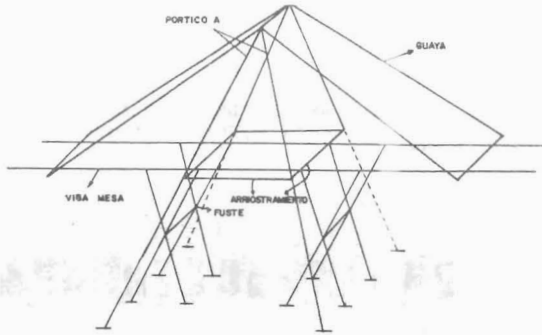


Fig. Nº 29 IDEALIZACION DE LA PILA EN EL ESPACIO

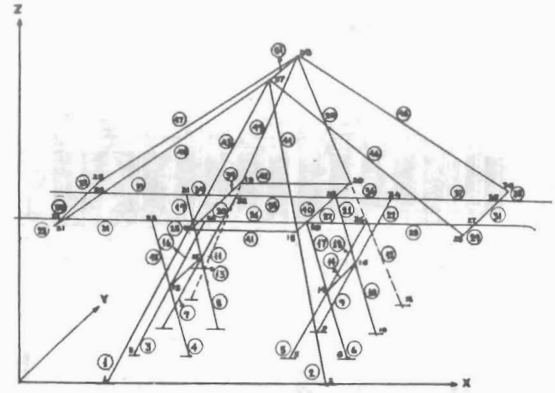


Fig. Nº 31-NUMERACION UTILIZADA EN EL PROGRAMA SPACE

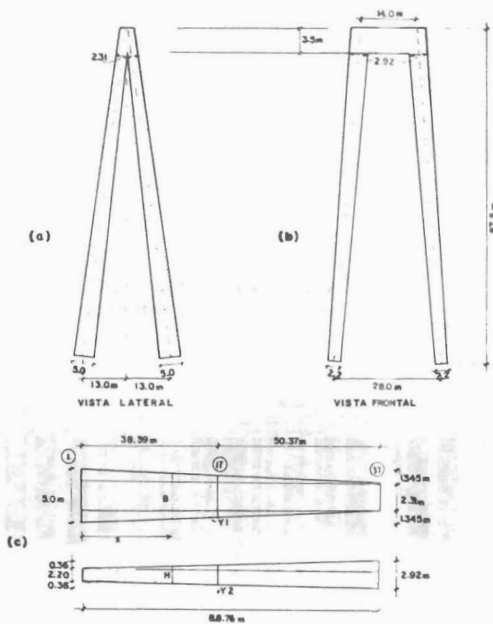


Fig. Nº 30-VARIACION DE LA SECCION TRANSVERSAL DEL ELEMENTO (1-37)

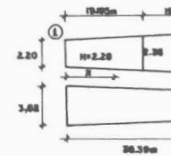


Fig. Nº 32.-ELEMENTO (1-17) PERTENCIENTE AL PORTICO A

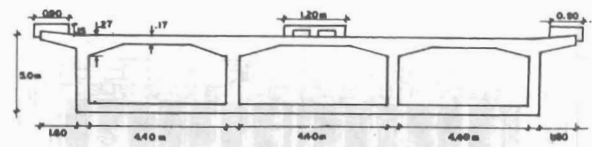


Fig. Nº 33:SECCION TRANSVERSAL DE LA VISA MESA

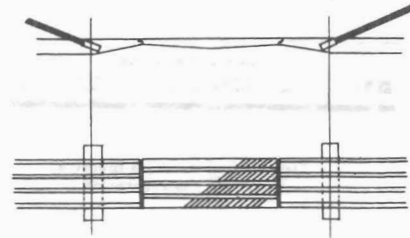


Fig. Nº 34-ESTRUCTURA DE LAS VIGAS DE 48 mts. SIMPLEMENTE APOYADAS



Fig. Nº 35 - DISTRIBUCION DE LA CARGA VIVA

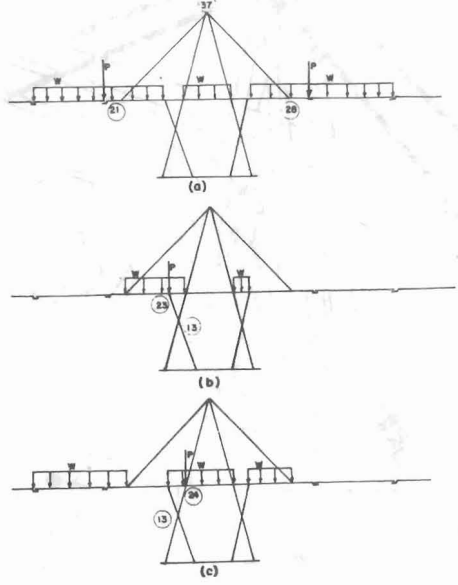


Fig. Nº 36 - MOVILIZACION DE LA CARGA VIVA EN LA PILA CENTRAL

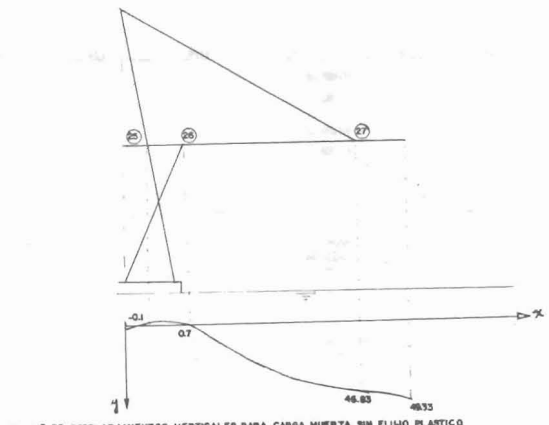


Fig. Nº 38 - DESPLAZAMIENTOS VERTICALES PARA CARGA MUERTA SIN FLUJO PLASTICO

FIGURA 39
UBICACION DE LA RED TRIGONOMETRICA DEL PUENTE 'RAFAEL URDAMETA'

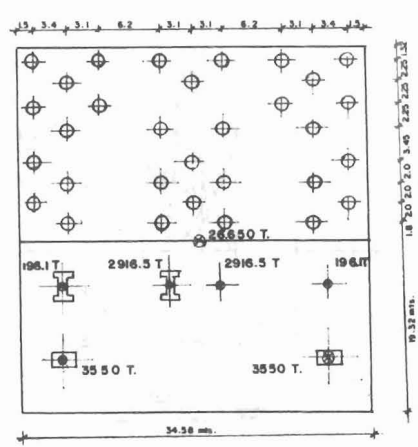
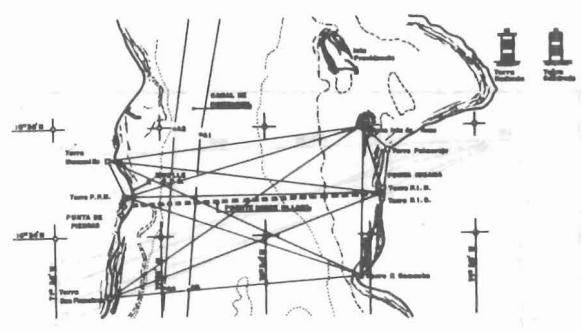
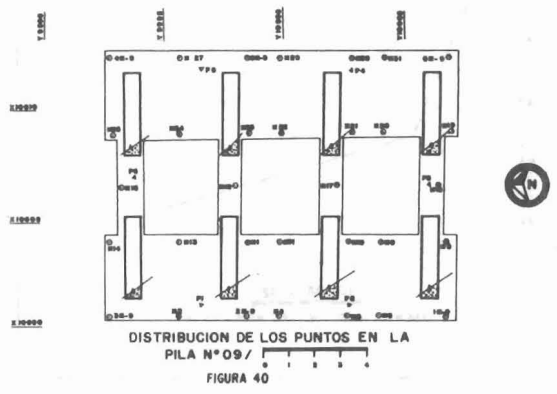
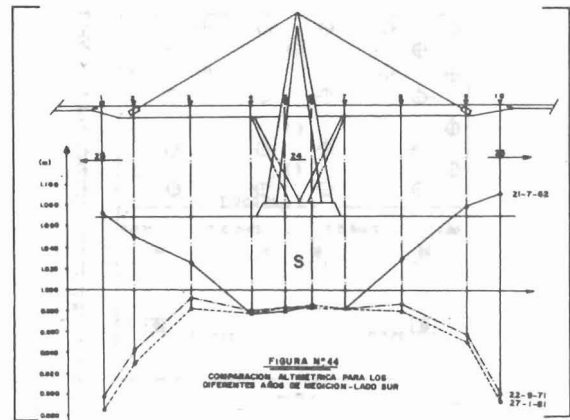
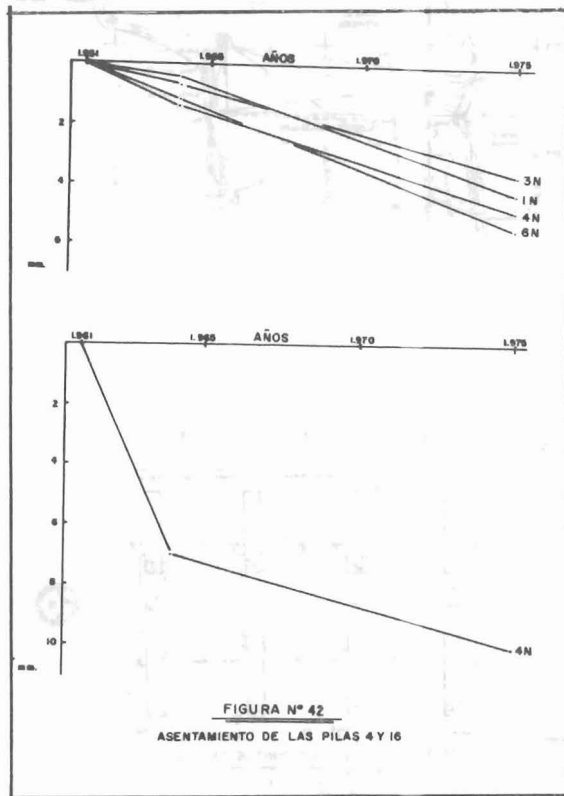
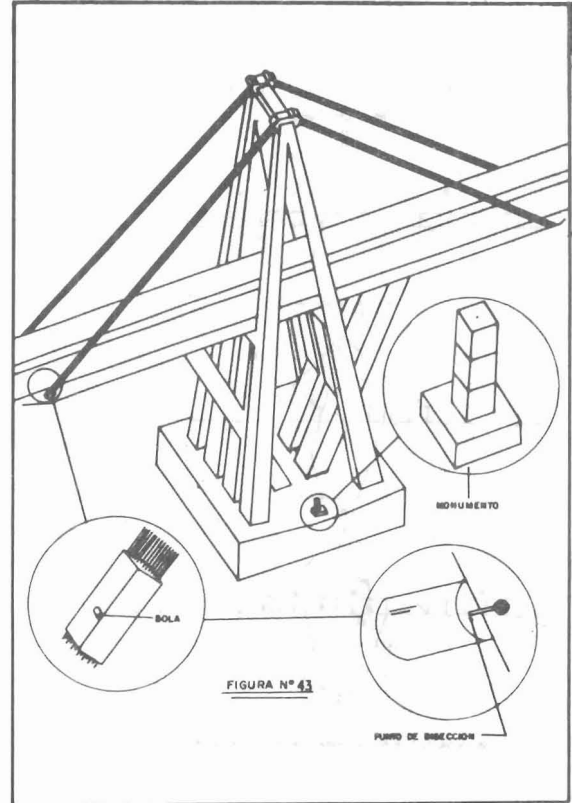
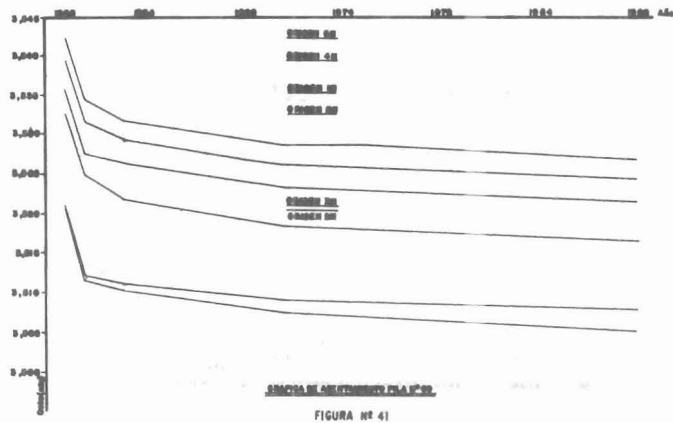


Fig. Nº 37 - CARGA MAXIMA EN LOS PILOTES POR CARGA MUERTA



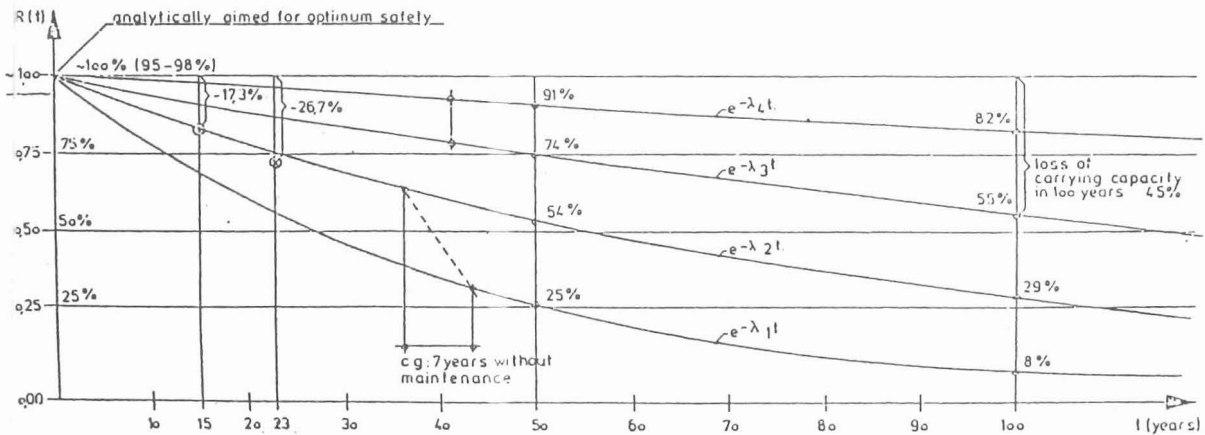
DISTRIBUCION DE LOS PUNTOS EN LA
PILA Nº 09
FIGURA 40





Decrease in Bridge 'Reliability' over the years with regard to Load Carrying Capacity (1)

decrease of the reliability in time due to wear and tear and other factors _____
erratic decrease due to overloading
due to complete omission of maintenance - - - - -



λ function of failure modes and maintenance intensity
 * loss of 17,3% and 26,7% after 15 and 23 years of service respectively due to defective rivets

Fig. 46.- Variación de la Confiabilidad con el Tiempo de Puentes en Europa. Comunidad Europea, 1978.

