M.O.P.

Incorporación vial de la zona occidental del lago al resto de Venezuela, y de ésta al resto del mundo a través de la técnica



Puente sobre el lago de Maracaibo

La DIRECCION DE VIALIDAD DEL MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS, con ocasión de celebrarse el CONGRESO CENTENARIO DEL COLEGIO DE INGENIEROS DE VENEZUELA, se complace en presentar este folleto descriptivo de la obra de ingeniería más relevante en su género que se ha realizado en el País: el PUENTE SOBRE EL LAGO DE MARACAIBO.

El puente sobre el Lago no tan sólo ha entrado en la conciencia nacional, como una obra altamente calificada de la ingeniería, sino que ha dado un enorme salto, uno de esos saltos trascendentales, raros en la historia de la construcción de los pueblos, y se ha colocado en el plano de lo universal. Esta universalidad de la obra va unida a su concepción misma:

Dos empresas constituídas en Consorcio, una de ingenieros venezolanos, Precomprimido, C.A., y otra de alemanes, Julius Berger A. G., son las constructoras del puente.

El Proyecto es original del Prof. Morandi, de Roma, y gran parte de los cálculos fueron realizados en Wiesbaden, Alemania, sobre todo lo referente a los grandes tramos.

El Prof. J. Kérisel, del Politécnico de París, fué el consultor permanente para el estudio de las fundaciones y clasificación del suelo.

En el Laboratorio Nacional de Portugal se realizaron modelos planos y espaciales para la verificación de las líneas de influencia, obtenidas del análisis.

Y en la apacible Suiza, en la ciudad de Zürich, también a orillas de un lago, tres profesores del Politécnico, G. Schnitter, F. Stüssi y P. Lardy †, revisaron y aprobaron el Proyecto, bajo la coordinación del delegado del M.O.P. en Europa, Dr. P. Lustgarten.

La inspección de la obra es realizada directamente por el Ministerio de Obras Públicas, a través de una Oficina de Inspección y Coordinación creada especialmente al efecto.

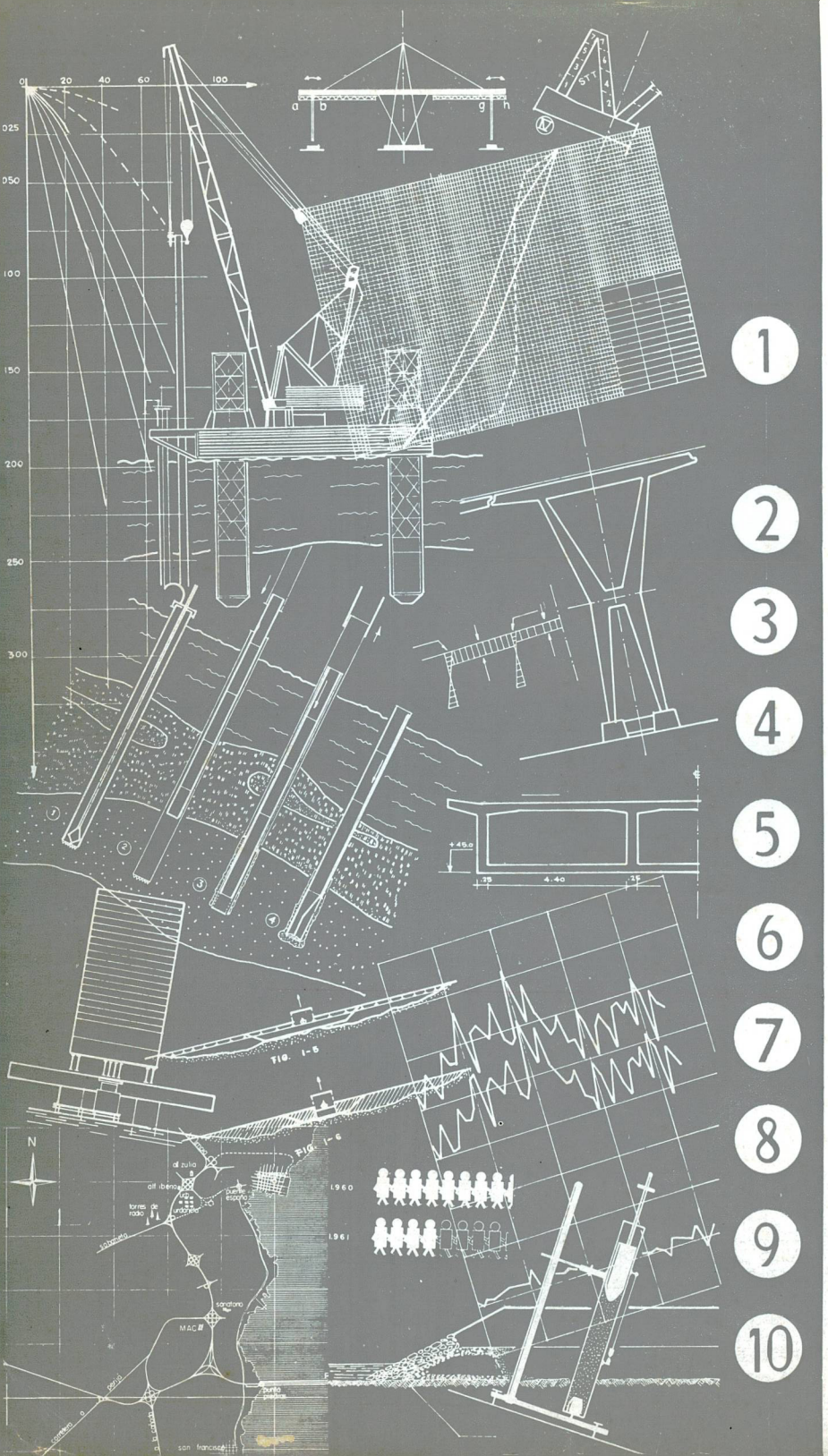
La Dirección de Vialidad expresa su reconocimiento a todos los ingenieros de la Oficina de Inspección de la obra y al coordinador en Europa, a cuyos esfuerzos y dedicación se debe el trabajo de esta publicación.

Las fotos, en su mayoría del señor J. J. Castro, son cortesía del Consorcio Puente Maracaibo.

Pertenece al ALEXEY KOSCHEEVNIKOV

Puente sobre el lago de Maracaibo

Incorporación vial de la zona occidental del Lago al resto de Venezuela, y de ésta al resto del mundo a través de la técnica



contenido

1 Consideraciones que privaron en la construcción del puente sobre el Lago. Anteproyectos.

2 Descripción general del proyecto.

3 Estudios para la cimentación.

4 Prefabricación.

5 Vigas "mesa". Proceso constructivo.

6 Tramos de 235 metros. Proceso constructivo.

7 Ensayos de laboratorio.

8 Modelos.

9 Mediciones.

10 Vialidad complementaria.

1 Consideraciones que privaron en la construcción del Puente sobre el Lago. Anteproyectos

1-1. El Puente como vía de enlace entre las dos márgenes del lago

Durante el supuesto proceso de enfriamiento de la fluída masa etérea que hoy constituye nuestro planeta, los fenómenos telúricos y los caprichos de la Naturaleza determinaron porciones sólidas conocidas en nuestra clasificación geográfica como continentes, bordeados o delimitados por grandes volúmenes de agua que rema'an en infinitas y caprichosas formas. Uno de estos caprichosos y singulares repliegues de la corteza, en su línea de unión con el mar, lo constituye el hoy conocido Lago de Maracaibo, situado al Norte de la América del Sur y al Noroeste de la República de Venezuela.



La publicación del presente folleto tiene relación con la existencia de este particular contorno que mantenía completamente separadas a dos pobladas zonas de la inmensa superficie venezolana, pero que hoy se acercan mediante esta primera comunicación entre sus riberas. El desarrollo de la ciencia y el avance de la técnica han permitido al ingenio humano tender el primer lazo entre estas señaladas márgenes. Es ésta, precisamente, la grandiosa obra que mediante este somero trabajo queremos reseñar, distinguida con el nombre de Puente sobre el Lago de Maracaibo, la cual representa un opimo fruto del pujante y creador esfuerzo humano que en cierta forma desafía los recónditos caprichos de la sabia Naturaleza.

1-2. Factores determinantes de la construcción del puente.

La existencia en la zona de centros de gran importancia económica para la vida actual y futura del país (petrolera y agrícola), en las márgenes Este y Suroeste del Lago, y el desarrollo de una prometedora zona industrial y de otra también agrícola, además de estar en ella la segunda ciudad de Venezuela, en la margen Oeste, fué y seguirá siendo una de las primerísimas razones para que se incremente incesantemente el intercambio entre las dos riberas, que día a día se encuentran más obstaculizadas por la existencia de esa natural valla que las separa. Para dar una idea de la magnitud del problema, basta indicar que en la actualidad se produce un dispendio anual de energía horas-hombres de 1.700.000 y de horas-vehículo de 670.000 por lo menos. Su construcción favorecerá, indiscutiblemente, el desarrollo integral (agrícola e industrial) de la zona y acercará definitivamente a Maracaibo al resto del país.

1-3. Reseña histórica.

A comienzos del año 1956 el Gobierno contrató a la empresa Campenon Bernard de Venezuela el estudio y selección de una ruta y la elaboración de dos anteproyectos para las obras de comunicación terrestre entre las dos orillas del Lago de Maracaibo.

Para mediados del mismo año dicha Empresa presentó el estudio correspondiente, donde, en forma somera, reseña, entre otros, los siguientes aspectos: condiciones de tránsito entre las orillas (oriental y occidental); estudio económico de las condiciones de amortización de una obra de travesía; condiciones naturales de la localidad y factores determinantes en la elección del sitio adecuado para la construcción de la obra; estudio de los distintos trazados posibles; relación de los trabajos topográ-



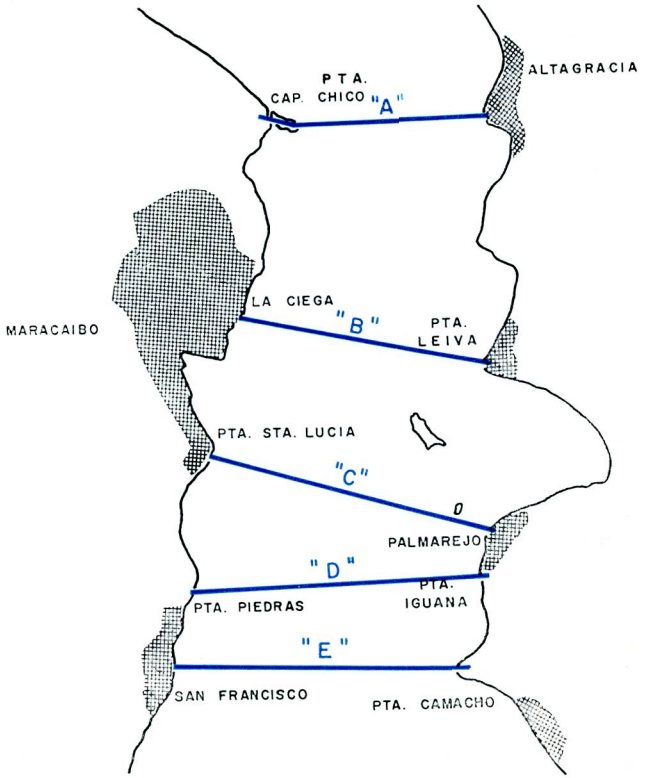


Fig. 1.2

ficos realizados; descripción de los sondeos de reconocimiento; estudio de los empalmes de carretera y vía férrea en cada orilla y, por último, un análisis crítico comparativo de los distintos tipos de obras que podrían constituir una solución.

De estos aspectos merece destacarse el relativo a los distintos trazados posibles, localizados en una zona determinada por las condiciones topográficas naturales de la región. La existencia de un estrechamiento o garganta hizo evidente que en él debería construirse la obra de travesía. Esta zona queda limitada: al Norte, por la línea Capitán Chico-Altagracia, y al Sur, por la línea San Francisco-Punta Camacho (ver fig. N° 1.2).

Del estudio completo del sector antes señalado se encontraron los posibles trazados siguientes:

Trazado A - Capitán Chico-Altagracia.

Trazado B - La Ciega-Punta Leiva.

Trazado C - Punta Santa Lucía-Palmarejo.

Trazado D - Punta Piedras-Punta Iguana.

Trazado E - San Francisco-Punta Camacho.

El Trazado D fué la solución adoptada. (Ver figura N° 1-2).

En el siguiente cuadro resumimos las ventajas y desventajas que a juicio de la Campenon Bernard de Venezuela representaban cada uno de estos trazados.

Trazados considerados

Trazado A

Ventajas: Distancia más corta y promedio de profundidad aparentemente menor que en los otros trazados.

Desventajas: El sitio obligaba a prolongar al Norte líneas de ferrocarril procedentes del Suroeste y Sureste, dándole la vuelta a la ciudad, encerrándola y posiblemente estorbando su desarrollo.

La zona residencial de Maracaibo se extendería al Norte y Noroeste, por lo cual no era deseable la presencia de vías férreas y carreteras de mucho tráfico.

El terreno de la zona Capitán Chico es pantanoso y de acceso difícil.

Las corrientes del Lago son bastante fuertes en este sector.

La mayor parte del tráfico automotor debe efectuarse entre Maracaibo y los campos petroleros (lado Suroeste); por tanto, no sería lógico ubicar la travesía al Norte de Maracaibo y alargar considerablemente la distancia de recorrido.

Trazado B

Ventajas: Este trazado se hubiera podido tomar en consideración en la hipótesis de una travesía carretera solamente, que se prolongaría en el lado occidental por una avenida que atravesaría la ciudad de Maracaibo.

Desventajas: Para el caso de este estudio, donde se exigía un puente mixto, era imposible adoptar una solución que llevara el ferrocarril por todo el centro de la ciudad, ya que se presentarían problemas prácticamente insolubles.

Además, el extremo oriental del trazado (Punta Leiva) quedaba situado en una zona baja y pantanosa.

La obra podría perturbar profundamente el movimiento de los barcos, debido a la proximidad del puerto.

Trazado C

Ventajas: El trazado queda al Sur de Maracaibo y el acceso occidental atravesaría zona comprendida entre centros industriales al Sur y comerciales al Norte, quedando las distancias equilibradas. Además, permitiría una fácil distribución del tráfico hacia el Norte, al poderse separar, en la misma salida, unos para la zona residencial y otros para la comercial.

El empalme de la vía férrea con la futura red no presentaría obstáculos a la futura expansión de la ciudad.

El promedio de profundidad del agua es un poco inferior al de los trazados D y E.

Desventajas: El sitio está todavía muy cerca de Maracaibo, y si la solución fuere en parte o en su totalidad un dique, los depósitos que éste originase podrían extenderse hasta el puerto.

Las vías férreas demasiado cerca de la ciudad, lo cual dificulta y encarece la consecución de suficiente espacio para los terminales de pasajeros y para los de almacenaje y estacionamientos, etc., etc.

El eje del trazado forma un ángulo bastante pronunciado con el de la dirección de las corrientes principales, lo cual estimaban que podría provocar remolinos y obstrucción de la garganta, en caso de construirse un puente sobre pilares de fundación.

Trazado D

Ventajas: Además de las ventajas que se indican para el trazado anterior, posee las siguientes:

Su eje es perpendicular al de la dirección de la corriente y la zona de acceso occidental es bastante abierta y se presta perfectamente a la instalación de los distintos empalmes y para la construcción de la estación ferroviaria y sus dependencias.

Desventajas: Su longitud es un poco superior al de los trazados A y B. El acceso de la orilla occidental está relativamente lejos de Maracaibo.

Existe de este lado un embarcadero para los barcos petroleros y su utilización podría exponerse a perturbaciones si la obra constara, en parte o en su totalidad, de un dique.

Trazado E

Ventajas: Este trazado presenta, aproximadamente, las mismas ventajas que el anterior.

Desventajas: Las desventajas son parecidas a las señaladas para el trazado anterior, pudiéndose agregar que está situado aún más lejos de Maracaibo y que la profundidad del agua es un poco mayor que la de los casos anteriores.

Una primera selección indicaba que la travesía debería ubicarse en uno de los trazados C, D o E, por lo cual se efectuaron trabajos preliminares, como levantamientos topográficos, sondeos de reconocimiento y estudio de los empalmes. De estos estudios se concluyó que las condiciones más favorables para la construcción de las obras de enlace de las dos riberas del Lago las presentaba el trazado D (Punta Piedras-Punta Iguana).

Después de un examen crítico de los distintos tipos de obra que podrían tomarse como solución, la Campenon Bernard señala los siguientes:

1. Puente en todo lo ancho de la garganta.
2. Túneles en todo lo ancho de la garganta.
3. Puente flotante con túneles para las vías destinadas al tráfico automotor y tramos levadizos para la vía férrea en la parte central.
4. Dique con túneles para las vías destinadas a tráfico automotor y tramos levadizos para la vía férrea en la parte central.
5. Puente bajo con túneles para las vías destinadas al trá-

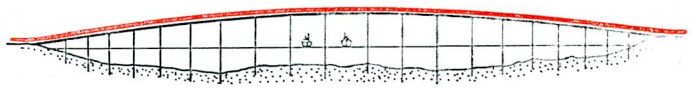


FIG. I-3 (a)

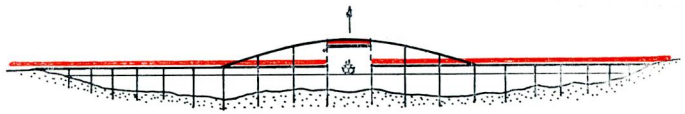


FIG. I-3 (b)

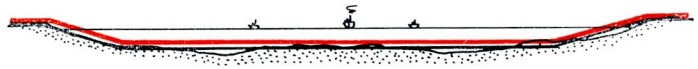


FIG. I-4

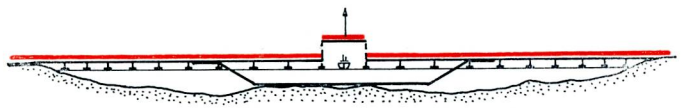


FIG. I-5

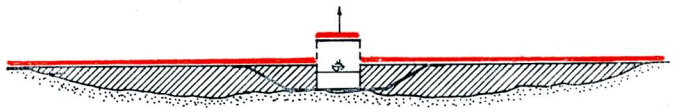


FIG. I-6

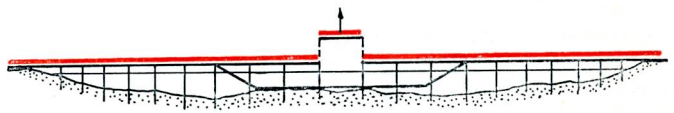


FIG. I-7

FERROCARRIL

fico automotor y tramos levadizos para la vía férrea en la parte central.

1.—La primera solución ofrecía dos variantes: a) calzadas y vía férrea con pendientes suficientes para franquear la zona del canal con gálibo adecuado para la navegación ininterrumpida; b) puente bajo (5 ó 6 metros) a los lados del paso navegable, elevando la calzada para tráfico automotor hasta obtener la altura necesaria para dejar libre la navegación, y la vía férrea continuarla horizontal, franqueando el paso navegable por dos tramos levadizos.

Fig. 1-3

Después de un análisis económico de las dos variantes y de sopesar las dificultades técnicas y el aspecto etético de la solución anterior en comparación con la quinta (recomendada), concluye por descartarla.

2.—La solución de túneles a todo lo ancho de la garganta la descarta por lo costosa que resulta, llegando a afirmar que su precio sería por lo menos cinco veces más alto que la solución recomendada.

Fig. 1-4

3.—La tercera solución obliga a considerar un dispositivo que permita asegurar el tráfico automotor continuo y sin estorbar la navegación. Esto se logra (igual que en la cuarta y quinta solución) mediante un túnel bajo el fondo del Lago y levadizos los pasos del ferrocarril en la zona de navegación. Descarta esta solución por resultar un 50% más costosa que la solución recomendada.

Fig. 1-5

4.—La solución dique con túneles para las calzadas del tráfico automotor y tramos levadizos para el ferrocarril, o de un dique que llevase en la parte central un juego de esclusas, parecía tener algunas posibilidades y ventajas, pero después de consideraciones económicas y técnicas concluye por no recomendarla.

Fig. 1-6

5.—La solución **puente** bajo con túneles para las calzadas del tráfico automotor y tramos levadizos para la vía férrea es la que, en definitiva, recomienda la Campenon Bernard, en base a las siguientes consideraciones:

a) El método más rápido y económico de establecer un paso sobre el agua es el del puente bajo (5 ó 6 metros), formado por tramos en concreto precomprimido sobre fundaciones piloteadas.

b) La solución que ofrece menores dificultades de construcción y proporciona condiciones aceptable de tráfico para barcos y trenes, y condiciones perfectas para vehículos es la propuesta.

c) No modifica el régimen de corrientes existentes.

d) Aunque usa métodos de construcción distintos, su realización no debe presentar inconvenientes, ya que separadamente cada uno de los métodos adoptados están consagrados por la experiencia.

e) Y por último, es la solución que resulta más económica.

Se hace notar que este razonamiento, según su criterio, lo hacían en función de un puente con ferrocarril.

Fig. 1-7

Veremos de seguidas que las soluciones presentadas en la licitación difieren bastante en algunos aspectos con respecto al criterio antes expuesto.

1-4. Licitaciones:

1.4.1. Primera licitación. La primera licitación para el proyecto y construcción de las mencionadas obras de comunicación terrestre fué realizada bajo una lista de requerimientos técnicos, fijados en base al estudio y de las recomendaciones de la Campenon Bernard, entre las cuales destaca el del sitio definitivo para su ubicación, Punta de Piedras y Punta Iguana (Trazado D) y los requerimientos de cuatro canales para el tránsito automotor y una trocha para ferrocarril.

Concurrieron a la primera licitación 10 empresas consorciales, con un total de 18 soluciones, de las cuales 9 presentaban tráfico discontinuo para ferrocarril; aberturas en el canal de navegación reducida a dos luces promedias de 90 metros; luces laterales de sólo 15 metros y nivel inferior del tablero muy bajo con respecto al nivel de aguas, permitiendo solamente el paso de embarcaciones muy pequeñas. Estas consideraciones determinaron de inmediato su exclusión.

De las 9 soluciones restantes, con tráfico continuo, tres más fueron descartadas, debido a que las luces laterales cerraban el Lago a la navegación menor, bien por su poca altura con respecto al nivel de aguas o por el tamaño mismo de las luces.

Quedaron, pues, para el estudio definitivo 6 soluciones, las cuales presentaban, en resumen, las siguientes características:

1° **Bransa &Consorcio**

Puente elevado para carretera y ferrocarril en estructuras de acero, con carretera y ferrocarril a dos niveles. Luces principales: 11 de 85 metros, 10 de 70 metros, 22 de 55 metros y 24 de 50 metros, con posibilidades de navegación para diferentes alturas y calados. Diques laterales, 2.415 metros. Costo, 319 millones. Financiada. Oferta condicionada. Plazo de ejecución, 34 meses.

Fig. 1-8

2° **Société de Grand Travaux de Marseille**

Túnel en concreto pretensado para carretera y ferrocarril a un mismo nivel. Ancho para navegación, 1.700 metros. Dique, 2.850; puente, 3.597, y túnel, 2.273 metros. Costo, 288 millones. Financiada. Oferta condicionada. Plazo de ejecución, 22 meses.

Fig. 1-9

3° **Icusa & Consorcio**

Puente en arcos para carretera en concreto armado y pretensado, con túnel separado para ferrocarril. Luces principales: 2 de 90 metros, con altura suficiente para navegación; 28 luces variables, de 80 a 20 metros. Ancho para navegación, 400 metros; puente, 6.450 metros; terraplén, 193 metros; diques, 2.035 metros. El túnel para ferrocarril, 2.350 metros. Costo, 241 millones. Financiada. Oferta condicionada. Plazo de ejecución, 36 meses.

Fig. 1-10

4° **Precomprimido y Asociados**

Puente de concreto para carretera y ferrocarril, formado por los siguientes arcos: 2 de 180 metros, 39 de 160 metros, 4 de 140 metros y 6 de 120 metros. Las luces libres para la navegación menor, 80 metros. Prácticamente deja libre el Lago para la navegación, pero en condiciones precarias. Costo, 254 millones. Financiada. Oferta condicionada. Plazo de ejecución, 38 meses.

Fig. 1-11

5° **Precomprimido y Asociados**

Puente alto en concreto armado y acero, para ferrocarril y carretera, con las siguientes luces libres para navegación: 1 de 180 metros, 2 de 90 metros y 30 de 85 metros. Los demás tramos

BRANSA & CONSORCIO

Fig. 1-8

SOCIETE DE GRAND TRAVAUX DE MARSEILLE

Fig. 1-9

ICUSA & CONSORCIO

Fig. 1-10

PRECOMPRIMIDO Y ASOCIADOS

Fig. 1-11

PRECOMPRIMIDO Y ASOCIADOS

Fig. 1-12

C. A. GRUMBILF DE VENEZUELA Y CONSORCIO

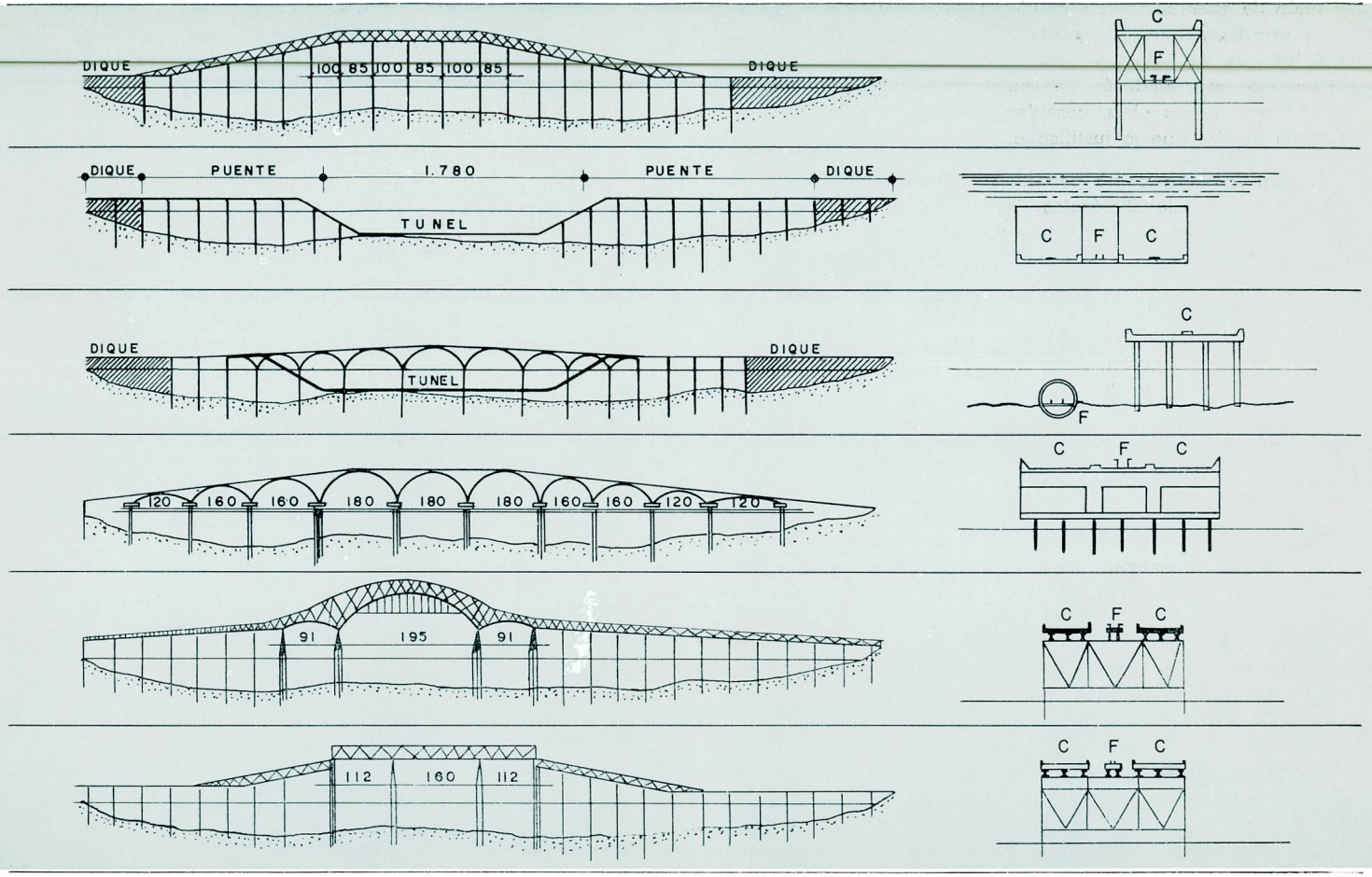
Fig. 1-13

con luces menores de 22 metros. Costo, 293 millones. Sin financiamiento. Oferta condicionada. Plazo de ejecución, 39 meses.

Fig. 1-12

6° **C. A. Grumbilf de Venezuela y Consorcio**

Puente alto en concreto armado y estructuras de acero, para carretera y ferrocarril. Contempla las siguientes luces principales: 1 de 140 metros, 2 de 97 metros y 60 de 40 metros. Las demás luces menores de 22 metros. Costo, 264 millones. Sin finan-



ciamiento. Oferta condicionada. Plazo de ejecución, 43 meses.

Fil. 1-13

Dada la variedad de concepciones y las diferencias notables de costos, la Comisión designada para emitir opinión sobre la solución más conveniente, estableció como principio fundamental que la más acertada debía llenar a cabalidad su función, armonizando de la mejor manera posible el conjunto de problemas que concurran a la obra misma. Tomó en cuenta, en forma general y pormenorizada, puntos tales como: desarrollo económico actual y futuro de la región del Lago, navegación, tránsito carretero y ferroviario, defensa, economía nacional, aspectos técnicos y arquitecturales de la obra, conservación y costo —para determinar la solución más ventajosa—, y llegó al establecimiento de los siguientes puntos básicos:

1° Que la solución debía presentar continuidad de tránsito; es decir, que debía ser una solución donde no hubiese interrupción de las corrientes de tránsito marítimo, ferrocarrilero y carretero concurrentes a la obra. Fundamentándose, para ello, en que es una zona de plena actividad de explotación petrolera en gran escala y de reservas probadas y potenciales, tanto petroleras como agrícolas y pecuarias, además de ser el Lago medio

adecuado de comunicación natural para el desarrollo económico de los estados andinos, de parte de la región fronteriza de la República de Colombia y de algunos estados occidentales. Aún cuando esta condición de continuidad de tránsito duplica casi el precio de la obra, consideraron que la importancia del desarrollo era tal que lo justificaba.

2º Que la obra debía permitir una navegación fluída, con el menor número de obstáculos de costa a costa y cerrar lo menos posible la navegación a través del Lago. La determinación de los gálibos mínimos de paso para la navegación de los grandes buques fué uno de los aspectos más debatidos y exigió el asesoramiento del mayor número de personas y organismos conocedores e interesados en el problema. La Comisión determinó que las soluciones presentadas satisfacían las exigencias de navegación, con las salvedades que sobre el punto hizo

Técnica Constructora y Consorcio. Losa de concreto pretensado; pilas de concreto y acero; tramos principales de acero; longitud total, 8.720 metros; pendientes: ferrocarril a nivel, carretera, 6% máximo. Tránsito discontinuo.



la Dirección de Marina Mercante del Ministerio de Comunicaciones y la recomendación a) que hizo la misma Comisión.

3º Que deberían mantenerse en lo posible las especificaciones sobre pendientes para ferrocarril, indicadas por el Instituto Autónomo de Ferrocarriles del Estado y, por tanto, no sobrepasar la pendiente máxima fijada.

4º Que por diversas razones de defensa, era preferible una solución en puente aéreo a una solución mixta de puente y túnel; además, la solución aérea puede permitir gálibo libre para circulación de ferrocarril.

5º Que para el tránsito terrestre, y por razones principalmente de economía y de seguridad en la circulación de vehículos efectos psicológicos sobre los conductores, era preferible una solución aérea a una solución submarina y que presentara tránsito de ferrocarril a nivel, en el centro o lateralmente a las vías carreteras.

6º Que desde el punto de ingeniería y arquitectura, la obra debía ser representativa de la época y ser, además, factible de realizar estructuralmente.

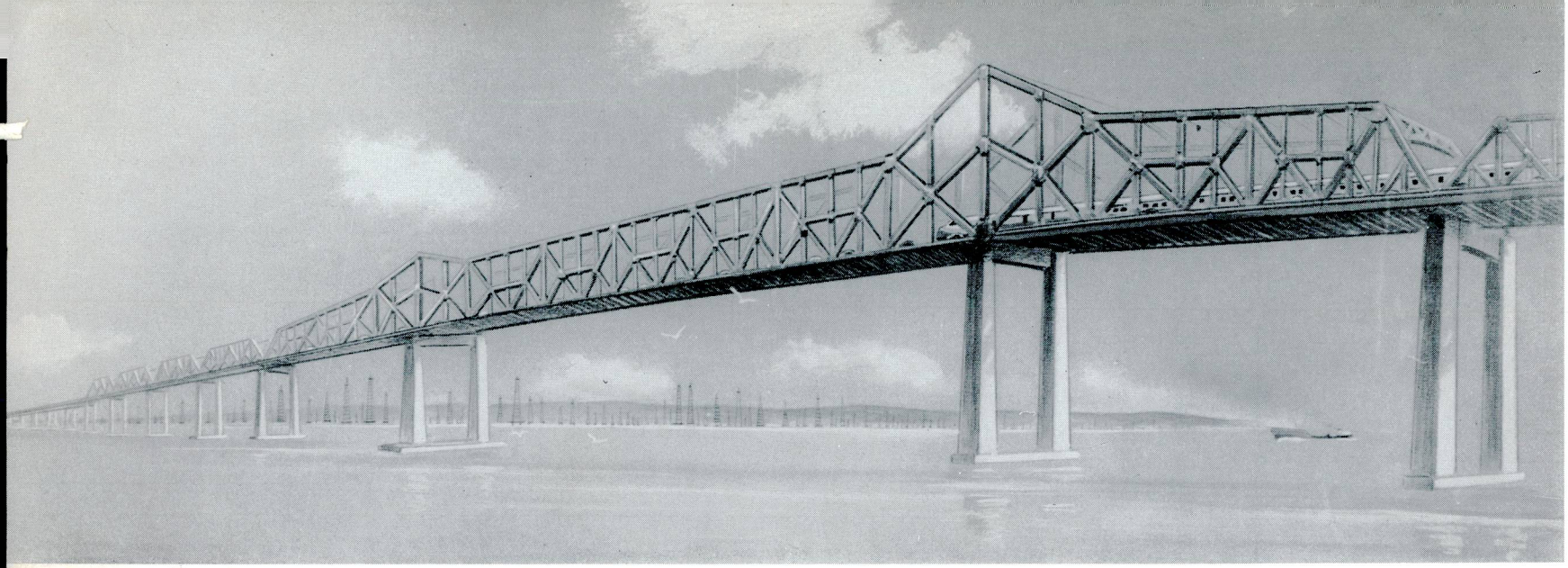
7º Que bajo el aspecto de economía nacional, con el fin de crear más fuentes de trabajo y evitar fuga de capital, la obra preferentemente debía ser ejecutada en concreto armado, en lugar de acero estructural, lo que también bajaría notablemente los costos de conservación, habida consideración de que la obra debería construirse en un medio ambiente oxidante.

8º Que al ser considerados los precios propuestos para las diferentes soluciones, se tomaran en cuenta los diversos factores que se desprenden de los puntos anteriores y que se hicieran recomendaciones sobre la forma final del contrato, en lo referente al monto de la obra y de su financiación.

Siguiendo un proceso selectivo, orientado por los puntos establecidos anteriormente, analizando las ventajas y desventajas de las diferentes soluciones propuestas y teniendo como norma salvaguardar los intereses de la Nación, la Comisión seleccionó las 6 soluciones antes señaladas. Sometidas éstas a un estu-

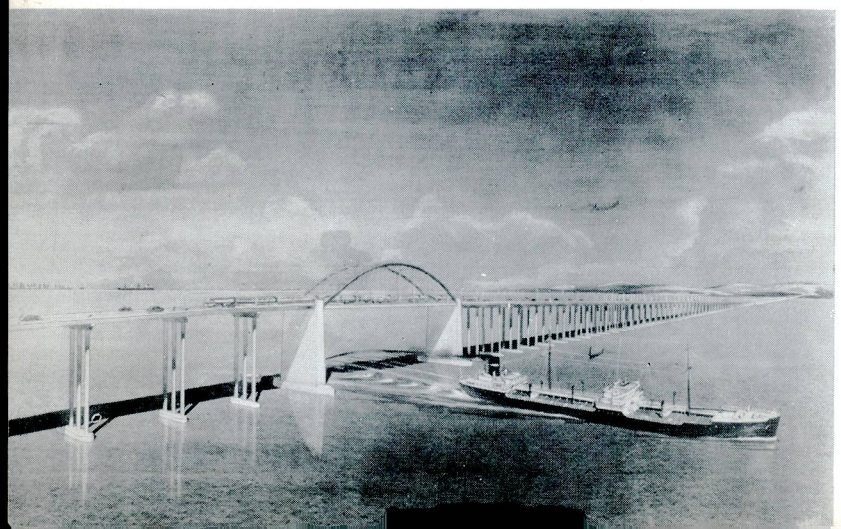


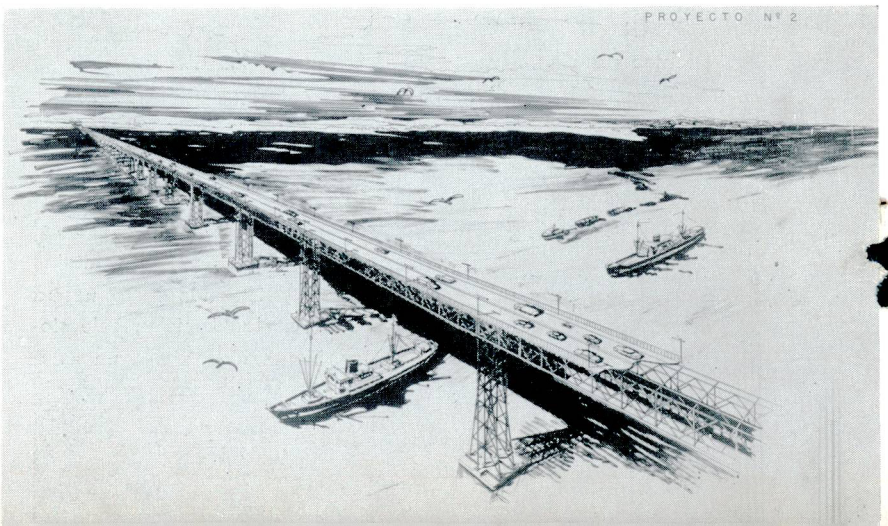
Société de Grand Travaux de Marseille. Concreto pretensado. Longitud total. 8.720 metros: dique, 2.849,80 metros, y túnel, 2.273 metros; pendientes: ferrocarril, 3%, y carretera, 3%. Ancho para calado máximo, 600 metros; ancho para navegación varia, 1.700 metros. Tránsito continuo.



Transtécnica y Consorcio. Concreto armado, con excepción del tramo central en acero. Longitud total: 8.720 metros: puentes, 6.520 metros, y diques, 2.200 metros; pendientes: ferrocarril, 1,5%, y carretera, 1,5%. Tránsito continuo.

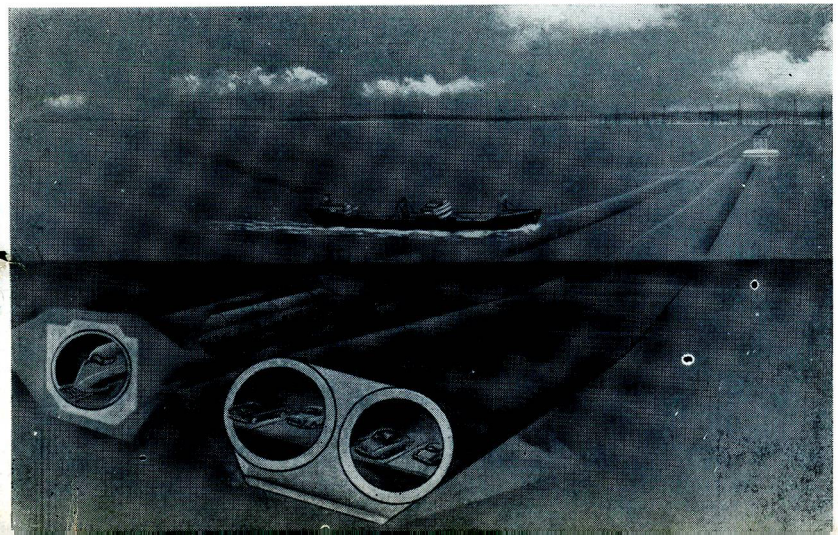
Bransa y Consorcio. Concreto armado y estructuras de acero. Longitud total: 8.677 metros: puentes, 6.262 metros, y diques, 2.415 metros; pendientes: ferrocarril, 1,5%, y carretera, 1,5%. Tránsito continuo.





Riego y Consorcio. Estructura de acero a todo lo largo del puente; pilas de concreto armado sobre cajones en las estructuras principales y sobre pilotes pretensados de concreto en el resto. Longitud total: 8.720 metros. Luz central de 415 metros y dos laterales de 208 metros.

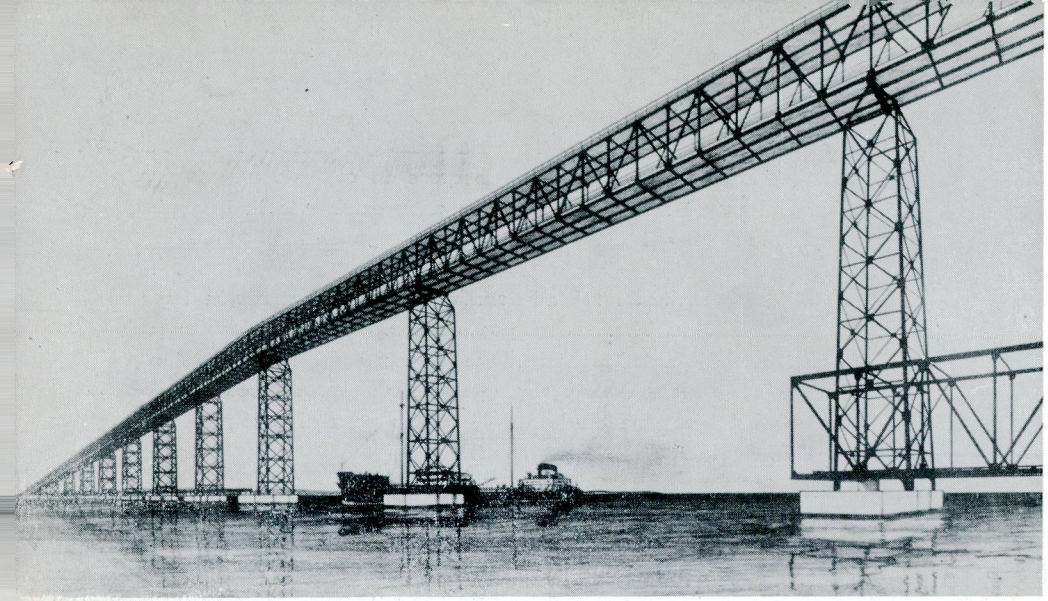
Riego y Consorcio. Túneles de concreto armado a todo lo largo, dos para tráfico automotor y uno para ferrocarril. Longitud total: 8.720 metros. Tránsito continuo.



dio más a fondo, llegó a la conclusión de que la solución presentada en anteproyecto por la firma PRECOMPRIMIDO Y ASOCIADOS, formada por un puente de arcos de concreto armado, reunía el mayor número de ventajas para establecer la comunicación terrestre entre las dos orillas del Lago de Maracaibo.

Esta conclusión fué adicionada con una observación hecha por la Marina Mercante y por las compañías petroleras en el sentido de que estimaban necesario aumentar las dimensiones de los tres arcos centrales, a fin de permitir luces libres mínimas de 153 metros, con altura de 45 metros para el arco central y 40 metros para los dos laterales.

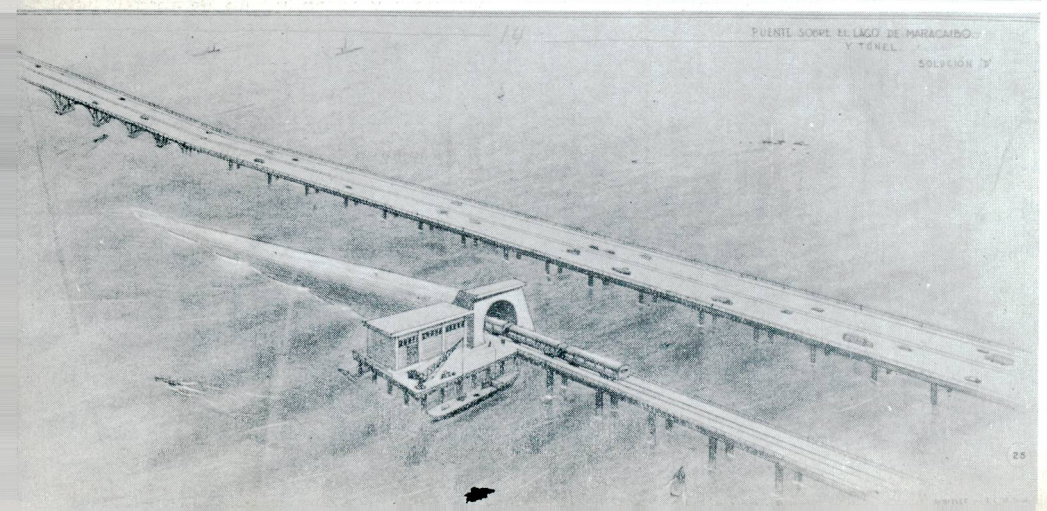
La Comisión hizo las siguientes recomendaciones: a) que de atenderse a las exigencias de gálibo antes indicadas, debería formalizarse convenios a fin de evitar sobrecargo futuro que pudiera experimentar el transporte del petróleo por causa del obstáculo que constituirá la comunicación terrestre entre las dos orillas; b) que conjuntamente con la elaboración del proyecto definitivo se procediera a la hinca de pilotes en cada una de las fundaciones y que fueran probadas con las solicitaciones de carga a que van a estar sometidas, aumentadas con los coeficientes de seguridad correspondientes; c) que el proyecto definitivo, en su aspecto estructural, fuere revisado por personas o institutos de renombre internacional, especializados en la materia; con mayor razón para el caso de que se aumentaren las luces fijadas; d) que las fundaciones pudieran absorber los esfuerzos horizontales producidos por cada arco aisladamente, y de no ser esto posible, recomendar la construcción de pilas estribos donde se considerasen convenientes; e) que el monto de la obra debería establecerse en base a los cómputos métricos del proyecto definitivo y los precios unitarios de la oferta original y no aceptar variaciones de los cómputos métricos, con excepción a los de los pilotes de las fundaciones; f) que dada la importancia y magnitud de la obra, considerar como plazo prudencial de ejecución el del orden de 36 meses; g) que en atención al plazo y a las condiciones de pago establecidas por el Ministerio, se considerase la posibilidad de disponer de sumas para pagos de cuotas durante la ejecución, a fin de economizar el pago de intereses y hacerlo menos oneroso a la Nación. Indicaba, también, la posibilidad de que un Instituto Autónomo recabase el dinero necesario a fin de reducir el costo de financiamiento, por la eliminación de intermediarios, intereses más bajos y posibilidad de obtener el dinero, aunque fuere en parte, de fuentes nacionales, aumentando así la riqueza del país.



Bransa y Consorcio. Concreto armado y estructuras de acero. Longitud total: 8.677 metros: puentes, 5.622 metros y diques, 3.055 metros; pendientes: ferrocarril a nivel y carretera 6% máximo. El puente del ferrocarril es corredizo. Esta solución puede ser transformada a tránsito continuo.

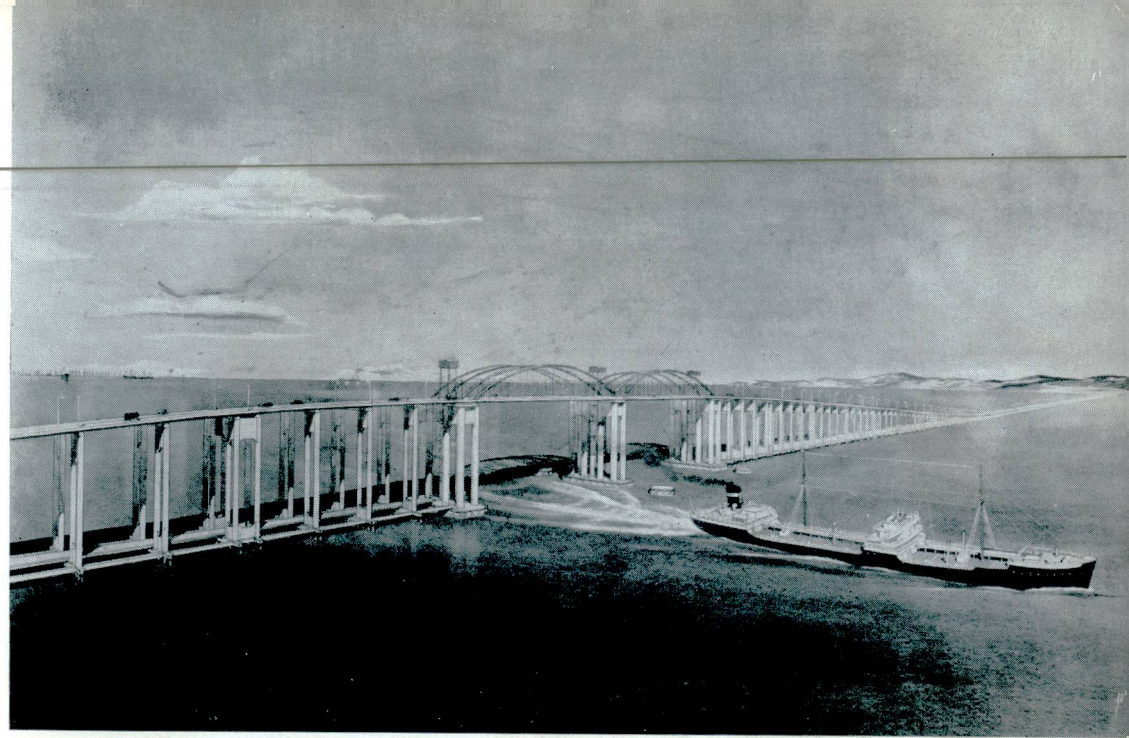


Riego y Consorcio. Concreto armado y estructura de acero. Longitud: puente carretera, 8.720 metros; puente ferrocarril, 8.720 metros; pendientes: ferrocarril a nivel y carretera, 6% máximo. Tránsito discontinuo.

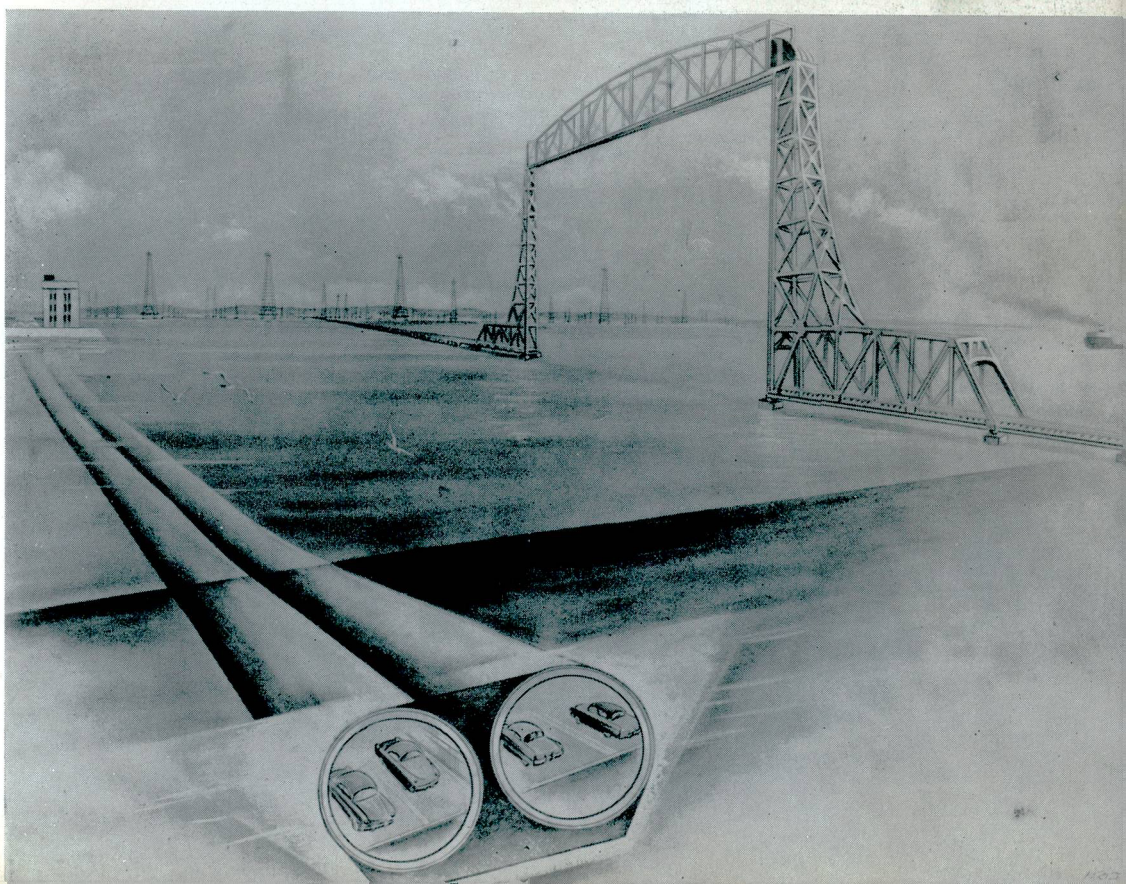


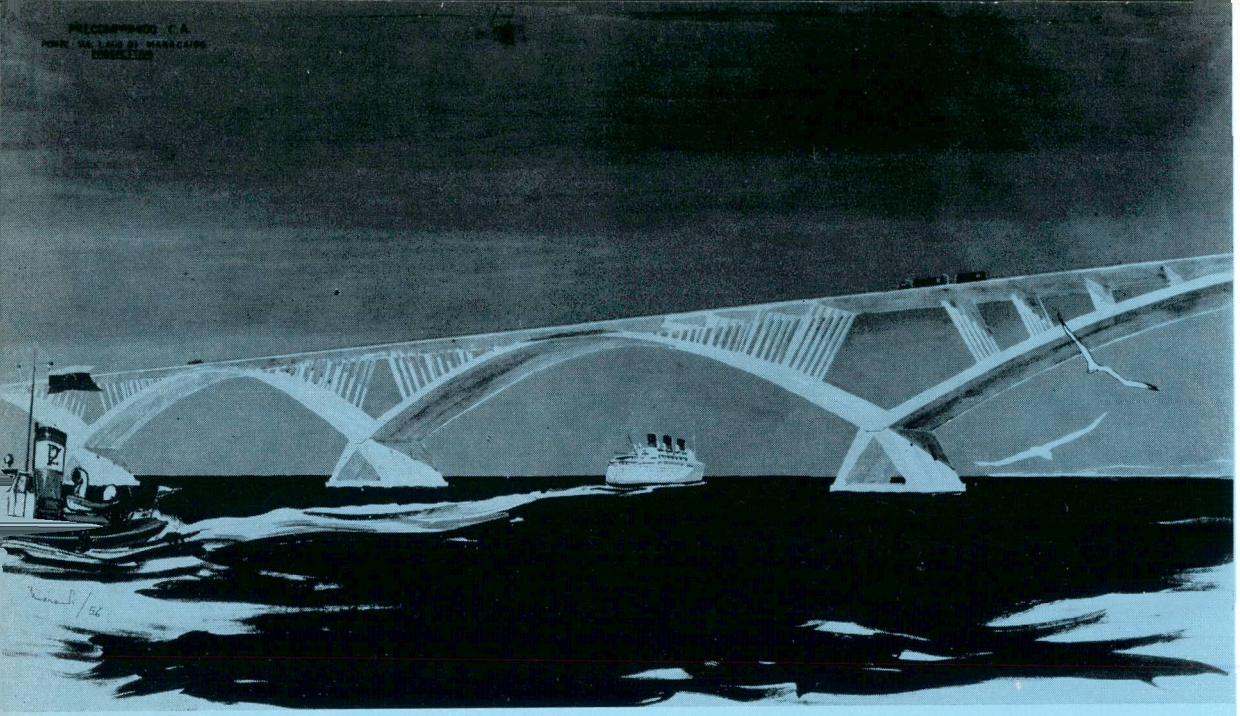
Icusa y Consorcio. Proyecto D: Concreto armado y pretensado. Longitud total: 8.677 metros: puentes, 6.450 metros; terraplén, 192 metros, y diques, 2.035 metros; túnel de 2.350 metros; pendientes: ferrocarril, 2,5%, y carretera, 6%. Ancho para calado máximo: 400 metros. Tránsito continuo.

Transtécnica y Consorcio. Todo de concreto, menos estructuras centrales en acero. Longitud total: 8.720 metros: puentes, 6.520 metros; diques, 2.200 metros; pendientes: ferrocarril, a nivel; carretera, 6% máximo. Tránsito discontinuo.



Riego y Consorcio. Concreto armado y estructuras de acero. Longitud total: 8.720 metros: puente ferrocarril, 8.720 metros; puente carretera, 1.500 metros. Túnel en canal de navegación para calado máximo. Tránsito discontinuo.



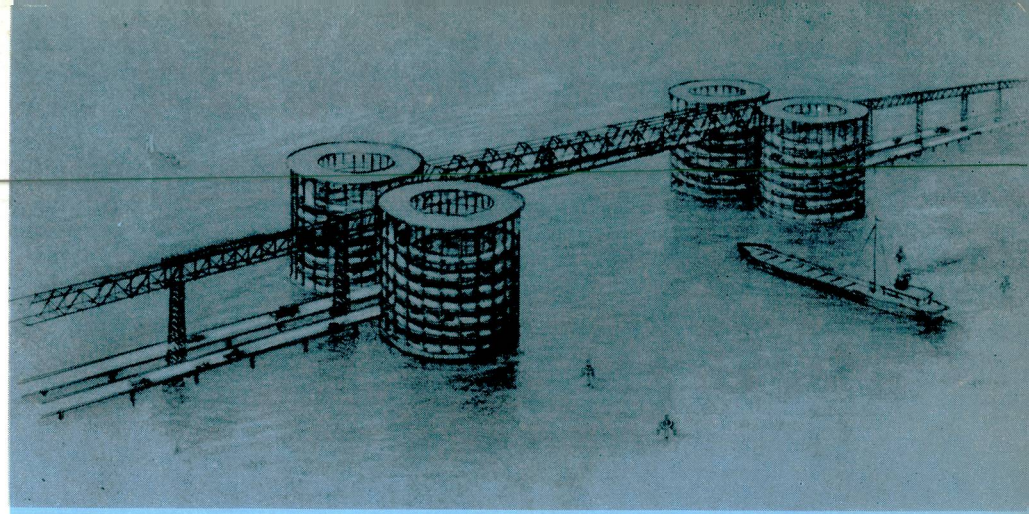


Precomprimido y Asociados. Concreto. Puente de 8.720 metros. Pendientes: ferrocarril, 1,5%, y carretera, 1,5%. Tránsito continuo.

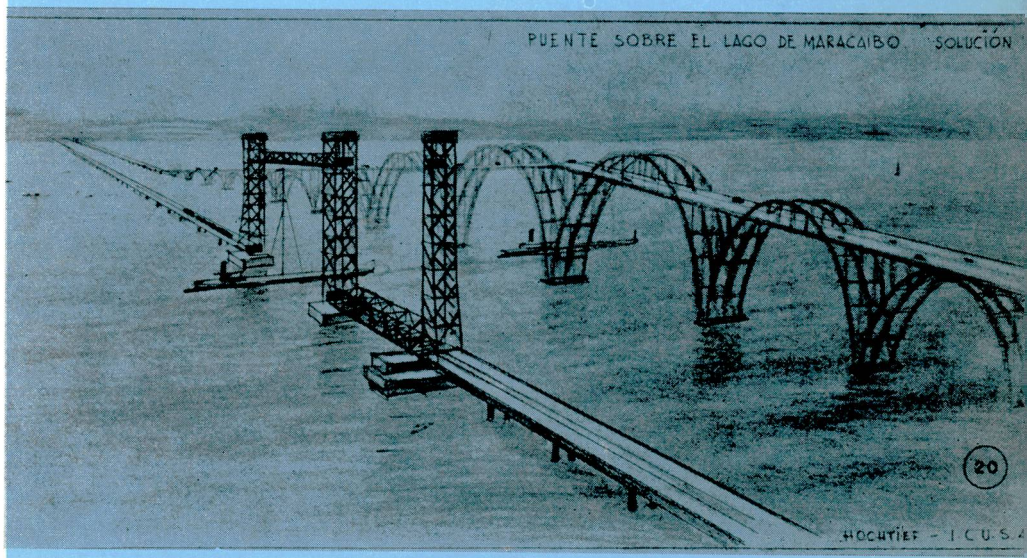


Técnica Constructora, C. A. Parte central de 400 metros más diez tramos de 150 metros en acero; 235 tramos lateral de 27,74 metros de concreto pretensado. Longitud total: 8.720 metros. Pendiente, 1,5%. Tránsito continuo.

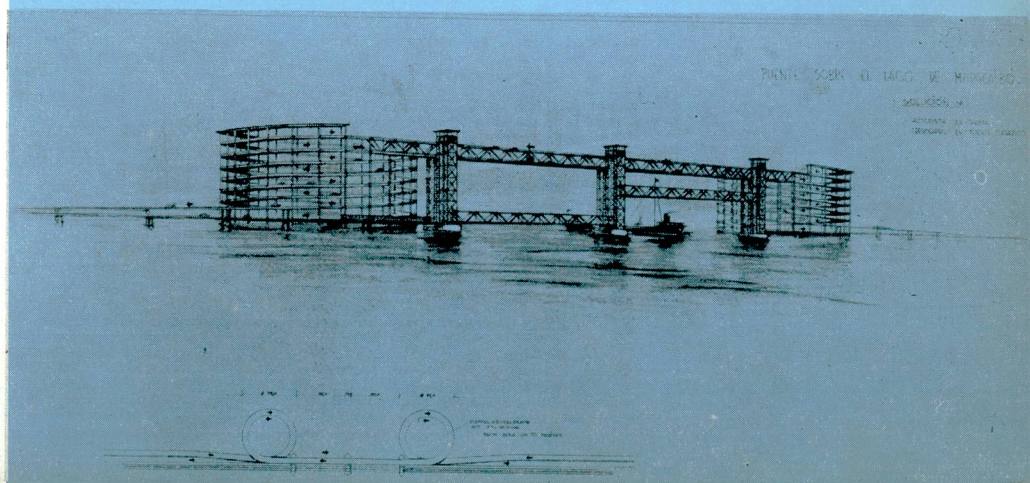
Icusa y Consorcio. Proyecto B: Concreto armado y estructuras de acero. Longitud total: 8.677 metros: puentes, 6.549 metros; terraplén, 192 metros, y diques, 2.035 metros; pendientes: ferrocarril, 2,5%, y carretera, 4,5%. Tránsito continuo.



Icusa y Consorcio. Proyecto C: Concreto armado y estructuras de acero. Longitud total: 8.485: puentes, 6.450, metros y diques, 2.035 metros; pendientes: ferrocarril a nivel, y carretera, 6%. Tránsito discontinuo.



Icusa y Consorcio: Proyecto A: Concreto armado y estructuras de acero. Longitud total: 8.677 metros: puentes, 6.450 metros; terraplén, 182 metros, y diques, 2.035 metros; pendientes: ferrocarril a nivel y carretera, 4.5%. Tránsito discontinuo.



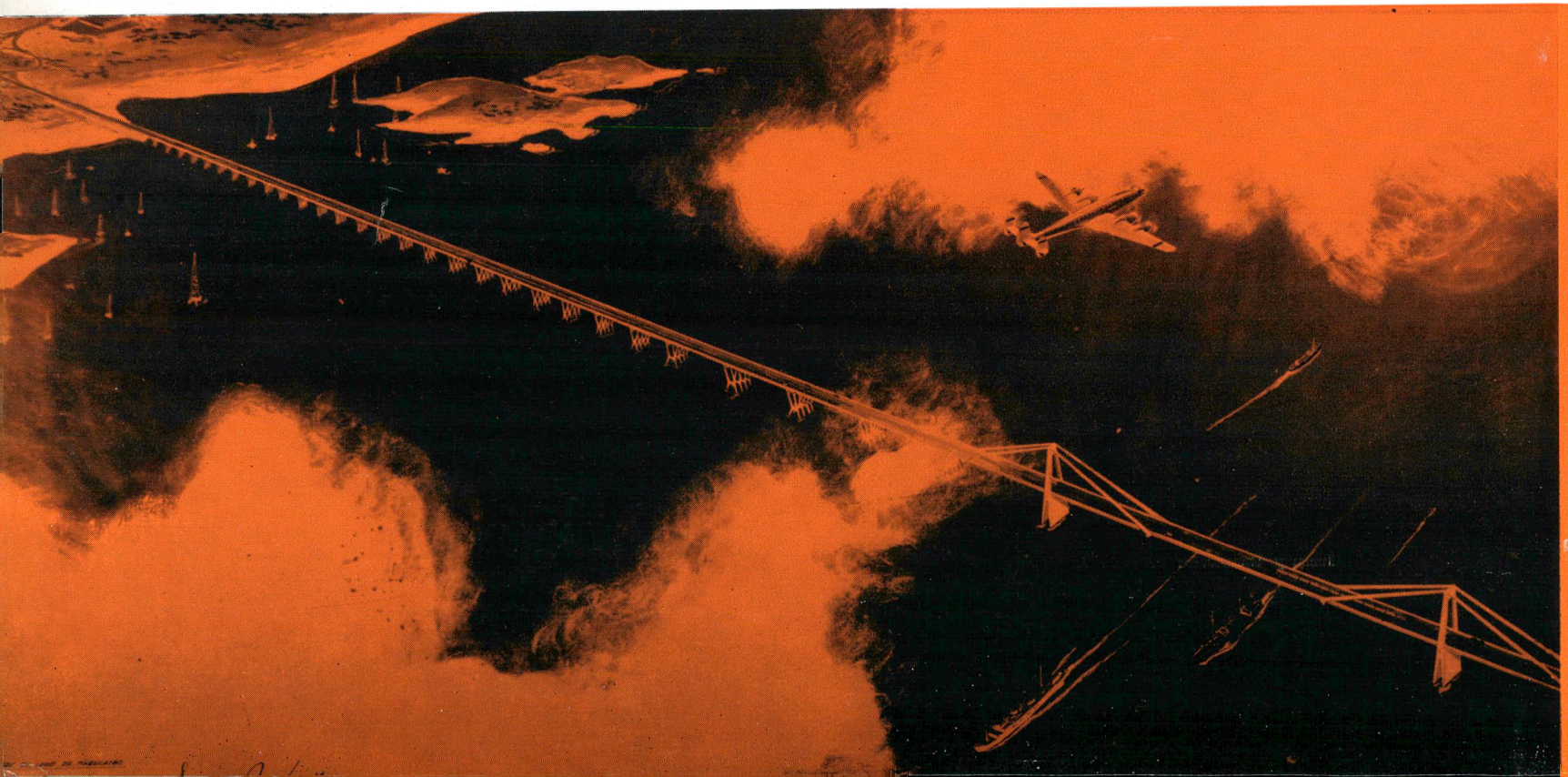
1.4.2. Segunda licitación El Ministerio de Obras Públicas, en consideración a que las observaciones hechas, con respecto al gálibo libre de las soluciones presentadas, eran de tanta importancia que justificaba descartarlas a todas, decidió declarar desierta la licitación y llamar a las empresas proponentes originales a una nueva.

Fué modificada la lista de necesidades en cuanto al gálibo libre para la navegación.

A tal fin se fijaron las siguientes luces para los tramos principales: 1 tramo de 400 metros de luz y 45 metros de altura libre, y 10 tramos laterales (cinco a cada lado) para gálibo libre de 150 × 45 metros. Se indicó, además, que la solución debía ser la de puente elevado en toda la longitud. Se fijó el plazo de entrega no mayor de 36 meses, que el precio fuera global y la forma de pago en cuotas a fechas fijas.

Concurrieron ocho empresas consorciales, con un total de 12 soluciones. En varios aspectos presentaban características similares, por haberse establecido en las condiciones generales de la licitación. Fueron analizadas en base a las exigencias fijadas por el MOP, en cuanto a necesidades y condiciones. Lo establecido como norma para hacer la selección en la primera licitación (ver lo indicado al respecto), tuvo actualidad y fué tomado en cuenta para esta nueva selección. Resultaron aceptables, en general, las ofertas que se indican a continuación:

1°	Técnica Constructora y Consorcio. Solución B	Bs.	284.005.903,00
2°	Precomprimido, C. A. en Consorcio con Julius Berger. Solución Morandi	"	329.580.136,00
3°	Icusa, en representación de Hotchief	"	334.832.124,00
4°	Precomprimido, C.A. y Julius Berger A.G. Solución combinada	"	360.625.117,00
5°	Bransa en Consorcio con Entreprises y Cía. Franco Venezolana de Empresas. Solución a)	"	361.992.052,00
6°	Grüen & Bilfinger A.G.	"	359.986.275,00
7°	Precomprimido, C.A. y Julius Berger A.G. Solución acero	"	396.792.364,00





Precomprimido y Asociados. Vista del tramo central de 420 metros.

Precomprimido y Asociados. Solución en concreto pretensado; luz principal de 420 metros y dos de 170 metros. Además, a cada lado, un tramo de 170 metros, más dos de 190 metros y uno de 180 metros. Tramos restantes con luces entre 38 y 85 metros. Pendiente, 1,5%. Longitud total: 8.720 metros.

8º	Vica en Consorcio con Dycherhoff y Widimair K.G.	"	398.803.983,00
9º	Campenon Bernard de Venezuela	"	399.940.000,00
10º	Riego y Consorcio	"	760.000.000,00

De un primer estudio hecho a las anteriores proposiciones, resultaron seleccionadas las presentadas por la Técnica Constructora (solución B) y la de Precomprimido, C.A., en consorcio con Julius Berger A.G.; pero un análisis más detenido de las ofertas demostró que resultaba más conveniente y ventajosa la solución en concreto armado y concreto pretensado presentada por Precomprimido, C.A., Julius Berger A.G., en atención al siguiente razonamiento:

1º Para el valor real o final de la obra, debe considerarse tanto el valor inicial como el costo de mantenimiento. En este sentido la solución en acero incrementa el costo final de la obra (según estimación hecha al efecto) en dos (2) millones anuales, en relación con la solución en concreto.

2° De acuerdo con las condiciones de la licitación, el precio sería global y fijo, pero el MOP reconocería como "obra extra" únicamente las provenientes de las fundaciones, si las condiciones del terreno fueren diferentes a las suministradas para la licitación.

Ahora bien, la oferta de la Técnica Constructora estima solamente 80 millones para fundaciones, en tanto que la oferta de Precomprimido, C.A., Julius Berger A.G. contempla 134 millones para aquéllas, lo cual garantiza ampliamente el precio global y disminuye la posibilidad de aumentos.

3° No debe perderse de vista el aspecto estético de la obra, en lo cual aventaja considerablemente la solución de Precomprimido y Julius Berger A.G.

4° El proyecto en concreto armado representa mayor aprovechamiento de los recursos nacionales en cuanto a utilización de mano de obra y materiales del país y favorece a las industrias anexas de la construcción. Disminuye, además, la fuga de divisas.

5° La construcción de una obra de tal naturaleza y magnitud, permitirá el adiestramiento, en nuevas técnicas, a un número considerable de profesionales de la ingeniería, principalmente en las referentes a pretensado, de gran actualidad. Permitirá, además, la formación de grupos de obreros altamente especializados en ellas.

Por estas razones y por las ya enumeradas en la oportunidad de comentar la primera licitación, el Ministerio otorgó la buena pro a la Empresa PRECOMPRIMIDO, C.A. en Consorcio con JULIUS BERGER A.G., para la construcción de la "Solución B" del Profesor Morandi.

La solución adoptada contemplaba una sección de 4 trochas, separadas dos a dos, de 3,60 metros de ancho libre cada una, una trocha para ferrocarril de 1,435 metros de ancho entre rieles (5 metros de ancho total), dos aceras burladeros de 0,75 metros cada una. Posteriormente fué modificada esta sección transversal y también las luces de los tramos destinados a la navegación. Además fué eliminado del puente el paso para ferrocarril, previa consulta con los organismos competentes, por haberse llegado a la conclusión de que no se justificaba en atención a las razones siguientes.

No existía un estudio justificativo en los aspectos técnico, económico, social, etc. que determinara la conveniencia de establecer definitivamente la red ferroviaria nacional según plan originalmente previsto y, por consiguiente, se hacía necesario proceder a ese estudio a fondo, en consideración a la elevada inversión que representaría la construcción de semejante red.

La realización de este estudio, la planificación y la construcción de la red ferrocarrilera e instalaciones conexas, atendiendo a un orden de prioridades de las necesidades nacionales, exigiría un plazo que, de ser muy optimistas, no sería inferior a los diez (10) años.

El costo de la obra sin contemplar el paso del ferrocarril, estimado conservadoramente, sería de unos ochenta (80) millones de bolívares menos. Esta economía capitalizada al 6% anual durante el lapso señalado, se transformaría en ciento cuarenta y tres (143) millones de bolívares. No era razonable, por tanto, mantener improductiva una inversión de tal magnitud, máxime al tomar en cuenta el gran número de necesidades vitales que confronta el país. Una suma tal permitiría en el futuro construir —de llegar a ser necesario— un puente para el ferrocarril.

La concepción original de un puente con vía férrea central, entre dos vías de tránsito automotor y al mismo nivel, no constituía una solución muy satisfactoria desde el punto de vista de la circulación. Cabe señalar el efecto psicológico que produciría en un conductor una vía de alta velocidad adyacente a un tren en marcha en una longitud de unos nueve kilómetros.

De la revisión que una Comisión realizaba al plan ferrocarrilero nacional, surgía la posibilidad de que recomendara la eliminación del sector Mene Grande-Maracaibo. Esta aseveración tomaba más fuerza al considerar el proyecto del puerto al Sur del Lago, punto lógico para la entrada y salida de mercancías y productos para los Estados Andinos.

Opinan algunos versados sobre la materia que el plan ferrocarrilero para el país debería desarrollarse, fundamentalmente, del Norte al Sur, a fin de impulsar el desarrollo de las potenciales y ricas zonas de Guayana.

La razón de mayor peso es, quizá, la que señala que Palmarejo —con el puente construído— se convertiría en zona urbana de Maracaibo, a sólo 15 minutos de su centro. Luego llevar el ferrocarril a Palmarejo es llevarlo a Maracaibo.

En el único caso que se justificaría pasar el ferrocarril por esa zona a través del Lago, sería cuando estuviesen instaladas redes ferroviarias a lo largo de las dos márgenes del Lago. Esto podría llegar a suceder dentro de unos veinte años como mínimo; además, según cálculos de la Campenon Bernard, el número de trenes con carga máxima, para toda la zona desarrollada, alcanzaría a unos tres diarios. Esto se solucionaría perfectamente con un ferri-boat adaptado para tales menesteres, como se hace en otras partes del mundo.

Estas son, en general, las principales razones que influyeron sobre la decisión de eliminar el paso del ferrocarril a través del puente.

La descripción del proyecto de puente que en definitiva fué adoptado y cuya construcción se adelanta en la actualidad, se hace en los números siguientes.



Vista parcial del puente desde las antenas de los grandes tramos.

2 Descripción general del proyecto

2.1. Generalidades.

El puente sobre el Lago de Maracaibo, situado entre Punta de Piedras y Punta Iguana, es netamente carretero y ejecutado en concreto pretensado y concreto ordinario.

Tiene un ancho de 17,40 m., distribuídos en cuatro trochas de 3,60 m. cada una, dos burladeros laterales de 0,90 m. cada uno y una isla central de 1,20 m.

La longitud total del puente es de 8.678,60 m., formado por 135 aberturas más un pedraplén.

Saliendo de Punta de Piedras se dividen los tramos en la forma siguiente:

1	tramo de	22,6 m.	22,6 m.
2	" "	46,6 m.	93,2 m.
1	" "	65,8 m.	65,8 m.
15	" "	85,0 m.	1.275,0 m.
1	" "	160,0 m.	160,0 m.
5	" "	235,0 m.	1.175,0 m.
1	" "	160,0 m.	160, m.
11	" "	85,0 m.	935,0 m.
1	" "	65,8 m.	65,8 m.
77	" "	46,6 m.	3.588,2 m.
20	" "	36,6 m.	732,0 m.
1	pedraplén de	406,6 m.	406,0 m.
		Total	8.678,6 m.

Debido a la magnitud de la obra, resultaba como solución más conveniente desde el punto de vista técnico y económico el que la mayor parte de los elementos fueran prefabricados en tierra y transportados a sitio. Por esta razón se escogieron como elementos dominantes o comunes los tramos simplemente apoyados y de éstos el de 46,0 m.

Toda la obra está dividida en tres tipos de elementos estructurales, que son:

a) Tramos de vigas simplemente apoyadas, con aberturas de 22,6 m., 36,6 m. y 46,6 m. (ver fig. 2.1).

b) Tramos de 85,0 m., formados por vigas mesas de 39 m. y vigas simplemente apoyadas de 46,0 m. (ver fig. 2.2).

c) Tramos de 235,0 m., formados por vigas mesas de 189,0 m. y vigas simplemente apoyadas de 46,0 m. (ver fig. 2.6).

Todas las fundaciones son a base de pilotes perforados de 1,35 m. de diámetro y pilotes hincados de 91,5 cms. de diámetro, que son prefabricados y pretensados en el patio de trabajo y transportados luego al sitio de colocación.

La concepción del proyecto hace que se emplee un mínimo de elementos hiperestáticos, lo cual permite que la obra sea poco sensible a los asentamientos diferenciales de las fundaciones, a los cambios de temperatura y a la rotura de cualquier miembro.

2.1.1. Normas para el proyecto. Básicamente se emplearon las normas italianas de pretensado, las cuales fueron suplementadas por las normas suizas y alemanas.

VIGA DE 46,60 m.

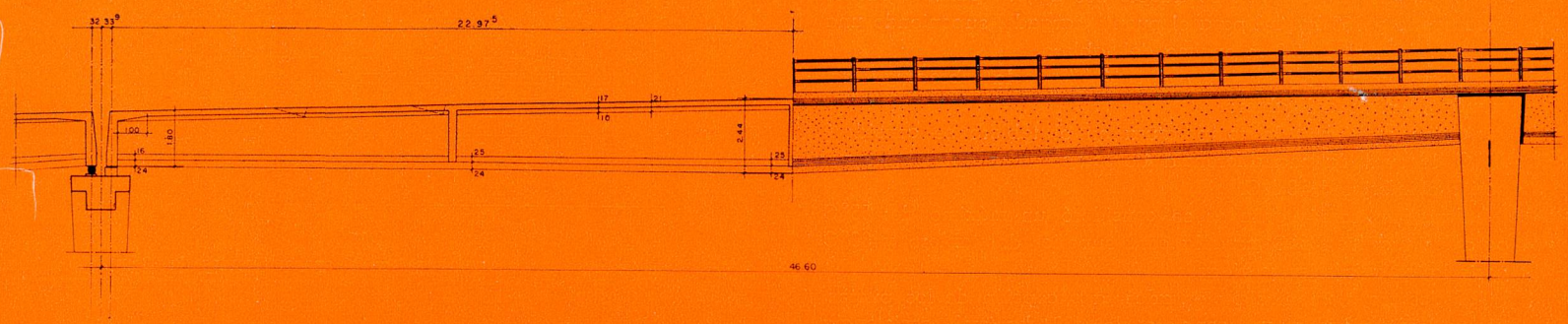


Fig. 2.1. Tramos de 22,6 m., 36,6. y 46,6 m. Sección longitudinal.

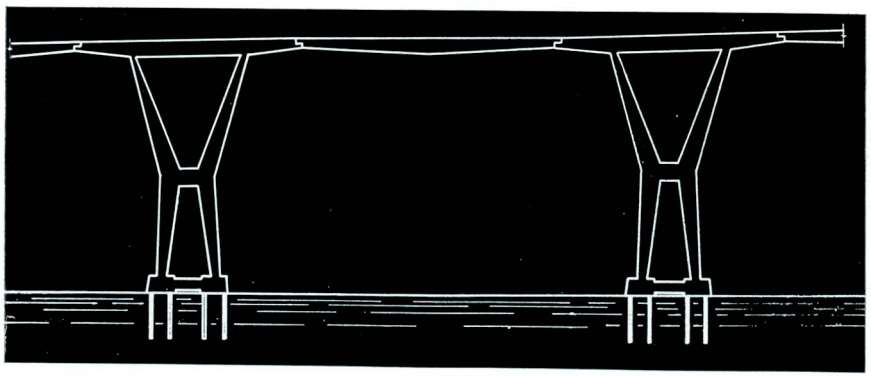


Fig 2.2. Tramos de 85,0 m. Sección longitudinal señalando las vigas "mesa" y la viga de 46,0 m.

Como sobrecarga se adoptó el H 20 - S 16 - 44, con sus correspondientes cargas concentradas y distribuídas dadas por las normas americanas de puentes (Standard Specificationes for Highway Bridges).

Como fuerza de viento se adoptó 250 kg./m² para el puente descargado y 150 kg./m² para el puente cargado, suponiendo una altura adicional de 2,0 m encima del tablero.

Como fuerza de frenado se escogió 1/5 de la sobrecarga, actuando al nivel del tablero.

Como gradiente de temperatura en el tablero se consideró 0,5°C, lo cual da una diferencia de temperatura entre cara superior e inferior de 8,5°C.

Para los tramos grandes se consideró un máximo de: 55°C para los tirantes, 35°C para la cara superior del tablero y 30°C para la cara inferior y vigas.

Todos los elementos pretensados, a excepción de los pilotes, tienen especificados un concreto de 450 kg./cm², resistencia cúbica a los 28 días, que equivale a 383 kg./cm² a la resistencia cilíndrica.

Los pilotes tienen especificado un concreto de 550 kg./cm² a la resistencia cúbica, que equivale a 468 kg./cm² a la resistencia cilíndrica.

Como acero pretensado está especificado el ST 150/170 kg./mm², con un contenido de carbón de 0,8% y un diámetro de 7 mm.

Como fatigas permitidas se indican las siguientes:

Fatigas durante el montaje:

Concreto: $\sigma_c \leq 189$ kg./cm² (cúbica)

Acero pretensado: $\sigma_a \leq 12.000$ kg./cm²

Fatigas durante el ejercicio:

Concreto: $\sigma_c \leq 144$ kg./cm² (cúbica)

Acero pretensado: $\sigma_a \leq 9.000$ kg./cm²

Se adoptó como pérdida de tensión por relajamiento, del acero pretensado, el 7%.

Como sistemas de pretensado se adoptaron el de Morandi para la superestructura y el de Holzman para el pilotaje.

2.2. Tramos de 22, 36 y 46 m.

2.2.1. Generalidades. El tramo de 22 m., junto con los tramos de 36 y 46 m. forman más del 50% de la longitud total del puente.

Estos tramos están formados por vigas simplemente apoyadas y de características muy similares, lo cual nos permite hacer una descripción común para los tres.

La sección transversal de estos tres tipos de tramo es la indicada en la figura 2.3. Solamente varían las alturas de las vigas longitudinales.

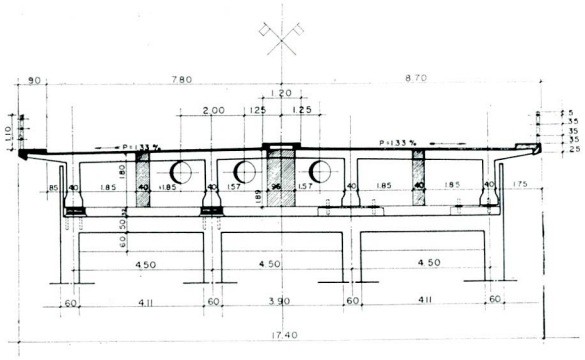


Fig. 2.3. Sección transversal en el apoyo. Tramos de 22 m., 36 m. y 46 m.

Las vigas de 22 m. tienen una altura mínima de 1,16 m. y una altura máxima de 1,78m.

Las vigas de 36 m. tienen una altura mínima de 1,44 m. y una altura máxima de 1,94 m.

Las vigas de 46 m. tienen una altura mínima de 1,80 m. y una altura máxima de 2,44 m.

El tramo de 22 m. tiene una sola viga transversal. Los tramos de 36 m. y 46 m. tienen tres vigas transversales cada uno.

Se puede agregar que para los tramos de 36 m. la relación de sobrecarga a peso propio es de 1:2,7 y para los de 46 m. es de 1:4,4.

Los tramos de 36 m. tienen un volumen ideal de concreto de 0,39 m³/m² y un contenido de acero de 113 kg./m³. Los tramos de 46 m. tienen un volumen ideal de concreto de 0,49 m³/m² y un contenido de acero de 103 kg./m³.

2.2.2. Cálculos estáticos. Por razones de espacio, nos limitaremos a describir brevemente algunos puntos de los cálculos estáticos.

Tablero. El cálculo del tablero es válido para los tres tipos de tramos. A fin de obtener resultados más próximos a la realidad, se han empleado para el cálculo de momentos por carga concentrada, las superficies de influencia de Pucher. Debido a la relación de longitudes de placa

$$\frac{Ly}{Ix} = \frac{8,80}{4,28} = 2,06,$$

se emplearon las superficies de influencia con la hipótesis de $ly = \infty$. Para tener en cuenta la continuidad del tablero se adoptaron los coeficientes dados en las normas DIN 1075.

Los momentos debido a peso propio fueron calculados empleando las tablas de Rüsch, y los momentos en el volado se calcularon con las tablas de Bittner.

Para el cálculo de las fatigas por pretensado se sigue el procedimiento usual, que consiste en determinar los cambios angulares de los cables y, por consiguiente, las pérdidas de tensión por curvatura y roce en los puntos característicos.

Las pérdidas de tensión por retracción y fluencia del concreto fué calculado por la fórmula:

$$\Delta X = \eta A_a \frac{V\frac{\alpha}{NA_a} - \frac{M_g}{J} a_i + \frac{E\,\varepsilon_s}{\varphi}(1-\alpha)}{\frac{1}{\varphi} + \frac{\alpha}{2}}$$

donde

ΔX: pérdida de tensión en kg./cm²

η: $\dfrac{Ea}{Ec}$

Mg: momento por peso propio.

Jc: momento de inercia de la sección.

εs: 18×10^{-5} (retracción unitaria)

φ: 2.2 (factor de fluencia determinado experimentalmente)

α: $\eta\, Aa \left(\dfrac{1}{Ai} + \dfrac{a_i^2}{Ji} \right)$

Ai: $Ac + (n-1)\, Aa$

Ji: $Jc + \dfrac{Ac}{Ai}\,(n-1)\, Aa$

V: Tensado inicial de los cables

ai: distancia del centro de gravedad de los cables al

i: distancia del centro de gravedad de los cables al centro de la sección homogénea.

Como pérdida por retracción y fluencia se obtuvo 9,8% de la tensión inicial.

El tablero está tensado con cables de 9 diámetros de 7 mm. cada 50 cm. anclados en ambos extremos del mismo. El tablero tiene dos grados de hiperestaticidad; por lo tanto, se introducen dos redundantes en los apoyos intermedios. Con el procedimiento de los trabajos virtuales y con las integrales de Mohr se determinan las incógnitas hiperestáticas originadas por el tensado de los cables.

En el sentido longitudinal se consideró las fatigas obtenidas con los gráficos de Pucher, las fatigas debidas a variación de temperatura y por la pretensión longitudinal de las vigas, las cuales se superponen para el efecto total.

2.2.3. Vigas longitudinales. Los tramos en descripción constan de 4 vigas longitudinales cada una; estas vigas son prefabricadas en el patio de trabajo, luego transportadas y colocadas en sitio.

Siendo estas vigas isostáticas, el análisis de las mismas es sencillo.

Se verifican las vigas para los estados de montaje y ejercicio en los siguientes puntos:

a) Extremos (apoyos).
b) A tres metros de los apoyos.
c) Al cuarto de la luz.
d) En el centro.

Las causas de solicitaciones que se investigan son debidas a:

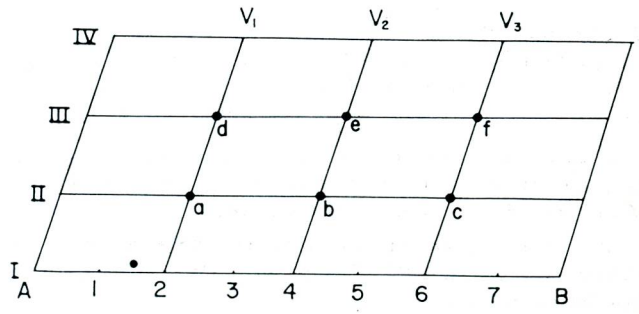
1) Sobrecarga.
2) Carga permanente.
3) Retracción y fluencia del concreto.
4) Relajamiento del acero.
5) Caída de tensión por fricción.
6) Efectos de temperatura.

Para las vigas se obtiene una pérdida de 13% de la tensión inicial por efecto de retracción y fluencia.

2.2.4. Distribución lateral de carga. A continuación daremos una breve descripción del procedimiento seguido para determinar la distribución lateral de carga.

Para los efectos de cálculo se considera el tramo como una rejilla, pero se desprecia la torsión de las vigas y la influencia de la placa.

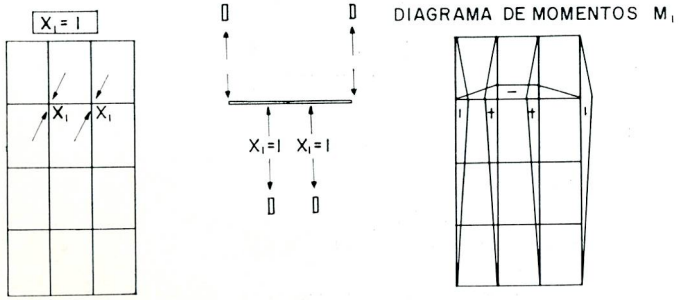
Todo el análisis se efectúa por medio de los trabajos virtuales. Se obtiene una notable simplificación al superponer los casos de simetría y antimetría y con el empleo de las deflexiones recíprocas de Maxwell-Mohr.

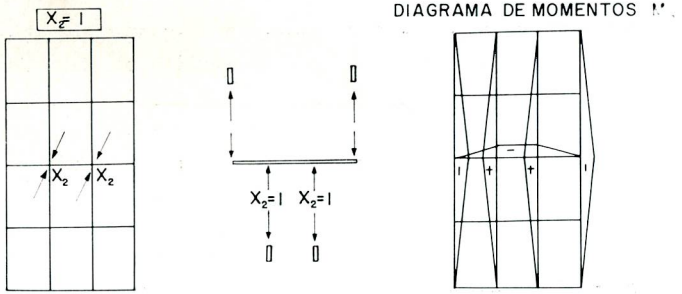


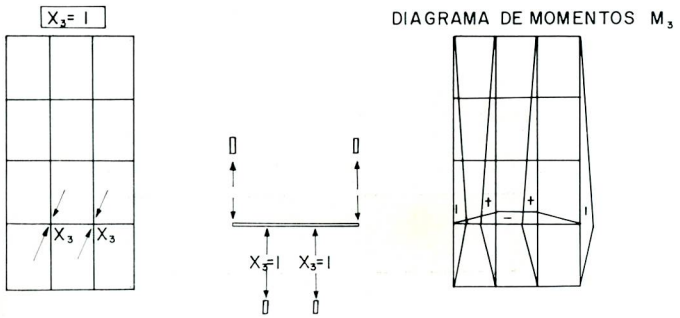
La estructura se hace estáticamente determinada al introducir las redundantes en los puntos a, b, c, d, e y f.

Se calculan las δij del sistema fundamental haciendo las redundantes iguales a 1, en la forma siguiente:

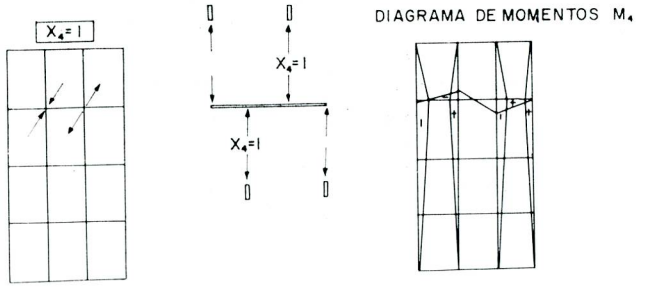
Casos de simetría.

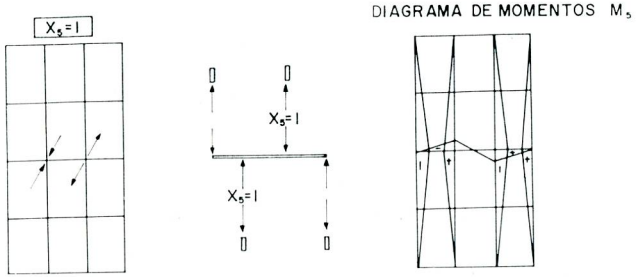


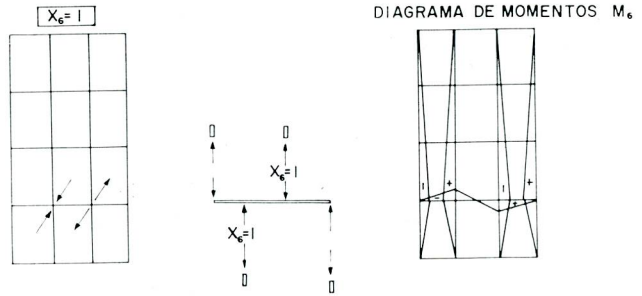




Casos de antimetría.







A partir de los diagramas de momentos se calculan los pesos elásticos con la fórmula de Simpson:

$$Wm = \frac{A}{6}\left(M_{m-1}\frac{Jc}{J} + 4\,M_m\frac{Jc}{J} + M_{m+1}\frac{Jc}{J}\right)$$

Las δij se calculan por la conocida fórmula

$$EJc\ \delta ij = \sum_m Wim\ Mjm,$$

donde Wim es el peso elástico en el punto m, empleando el diagrama de momentos Mi.

Mjm es el valor del momento en el punto m, empleando el diagrama de momento Mi.

Obtenidas las δij; i, j = 1, 2, 3, 4, 5, 6, de las cuales $\delta 14 = \delta 15 = \delta 16 = \delta 24 = \delta 25 = \delta 26 = \delta 34 = \delta 35 = \delta 36 = 0$. Se forma la matriz $[\delta ij]$ y se invierte

$$\left[\delta_{ij}\right] = \begin{bmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} & \delta_{13} & 0 & 0 & 0 \\ \delta_{21} & \delta_{22} & \delta_{23} & 0 & 0 & 0 \\ \delta_{31} & \delta_{32} & \delta_{33} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \delta_{44} & \delta_{45} & \delta_{46} \\ 0 & 0 & 0 & \delta_{54} & \delta_{55} & \delta_{56} \\ 0 & 0 & 0 & \delta_{64} & \delta_{65} & \delta_{66} \end{bmatrix}$$

Esta matriz es del tipo diagonal y, por lo tanto, puede invertirse, haciendo la participación de la misma e invirtiendo individualmente las dos matrices de tercer orden.

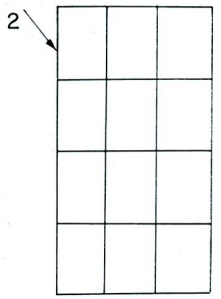
$$\begin{bmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} & \delta_{13} \\ \delta_{21} & \delta_{22} & \delta_{23} \\ \delta_{31} & \delta_{32} & \delta_{33} \end{bmatrix}^{-1} = \begin{bmatrix} \beta_{11} & \beta_{12} & \beta_{13} \\ \beta_{21} & \beta_{22} & \beta_{23} \\ \beta_{31} & \beta_{32} & \beta_{33} \end{bmatrix} ;$$

$$\begin{bmatrix} \delta_{44} & \delta_{45} & \delta_{46} \\ \delta_{54} & \delta_{55} & \delta_{56} \\ \delta_{64} & \delta_{65} & \delta_{66} \end{bmatrix}^{-1} = \begin{bmatrix} \beta_{44} & \beta_{45} & \beta_{46} \\ \beta_{54} & \beta_{55} & \beta_{56} \\ \beta_{64} & \beta_{65} & \beta_{66} \end{bmatrix}$$

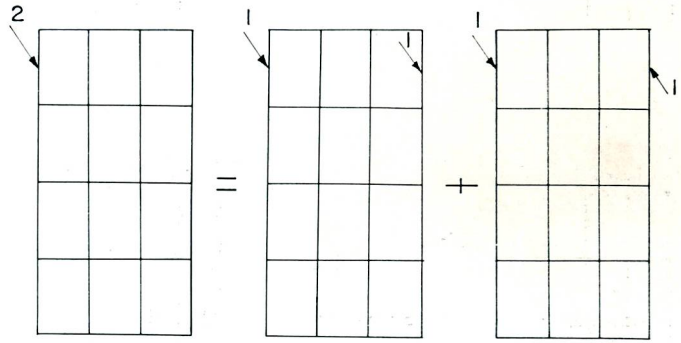
Por lo tanto:

$$\begin{bmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} & \delta_{13} & 0 & 0 & 0 \\ \delta_{21} & \delta_{22} & \delta_{23} & 0 & 0 & 0 \\ \delta_{31} & \delta_{32} & \delta_{33} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \delta_{44} & \delta_{45} & \delta_{46} \\ 0 & 0 & 0 & \delta_{54} & \delta_{55} & \delta_{56} \\ 0 & 0 & 0 & \delta_{64} & \delta_{65} & \delta_{66} \end{bmatrix}^{-1} = \begin{bmatrix} \beta_{11} & \beta_{12} & \beta_{13} & 0 & 0 & 0 \\ \beta_{21} & \beta_{22} & \beta_{23} & 0 & 0 & 0 \\ \beta_{31} & \beta_{32} & \beta_{33} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \beta_{44} & \beta_{45} & \beta_{46} \\ 0 & 0 & 0 & \beta_{54} & \beta_{55} & \beta_{56} \\ 0 & 0 & 0 & \beta_{64} & \beta_{65} & \beta_{66} \end{bmatrix}$$

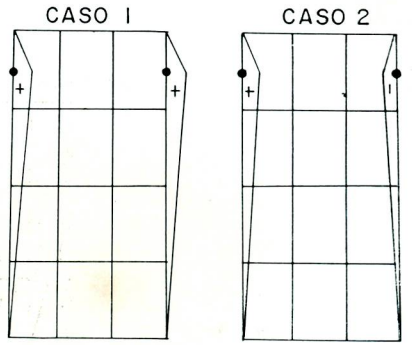
Una vez obtenidos los valores de la matriz β, se calculan los términos independientes $EJc\,\delta io$ para los diferentes casos de carga. Sea el siguiente caso de carga:



Este caso puede descomponer en



cuyos diagramas de momentos son



Para calcular E Jc δio referente al caso 1, se multiplican los pesos elásticos debidos a $X_1 = 1$ por los momentos referentes al diagrama del caso. Para E Jc δ20 y demás casos, en forma similar, es decir, los pesos elásticos debidos a $X_2 = 1$, $X_3 = 1 \ldots$, $X_6 = 1$ por los momentos debidos al caso 1.

Las hiperestáticas se obtienen con las ecuaciones

$$\begin{bmatrix} X_1 \\ X_2 \\ X_3 \\ X_4 \\ X_5 \\ X_6 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \beta_{11} & \beta_{12} & \beta_{13} & 0 & 0 & 0 \\ \beta_{21} & \beta_{22} & \beta_{23} & 0 & 0 & 0 \\ \beta_{31} & \beta_{32} & \beta_{33} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \beta_{44} & \beta_{45} & \beta_{46} \\ 0 & 0 & 0 & \beta_{54} & \beta_{55} & \beta_{56} \\ 0 & 0 & 0 & \beta_{64} & \beta_{65} & \beta_{66} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta_{10} \\ \delta_{20} \\ \delta_{30} \\ \delta_{40} \\ \delta_{50} \\ \delta_{60} \end{bmatrix}$$

entendiéndose que cada conjunto de δio i = 1, 2, 3, ··· 6 corresponde a un caso de carga. Con las hiperestáticas se calculan y determinan las superficies de influencia.

2.2.5. Investigación de rotura y fisuración. El momento de la rotura se calcula por medio de la fórmula $Mr = Pr 0.9 \times h$, donde Pr es la fuerza total de los cables a la rotura. El factor de seguridad exigido es 2, o sea

$$\frac{Mr}{Mg + Mp} \text{ igual o mayor de } 2$$

La fisuración se verifica con la fórmula de las normas suizas

$$\eta = \frac{\sigma min + \alpha \beta b}{\sigma p} \text{ mayor de } 1{,}25$$

σmin: Solicitación permanente en la fibra de fisuración al tiempo $t = \infty$

βb: Resistencia a la tracción.

α: 0,5

σp: Solicitación debida a la sobrecarga.

2.3. Tramos de 85.00 m.

2.3.1. Generalidades. Los tramos de 85 m. tienen altura creciente, con pendiente de 2,47%, hasta alcanzar la altura libre de 45 m. sobre el nivel del agua. En su forma arquitectónica van variando hasta culminar con los tramos grandes, por medio del tramo de transición de 160 m. Se conserva como elemento común del puente las vigas Gerber de 46 m.

Estos tramos están formados por vigas de 39 m. que se apoyan sobre fustes, que cambian de forma a medida que aumenta la altura

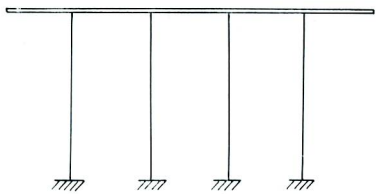
La forma de los fustes varía de V a X; son cuatro en total por cada tramo y su espesor es de 0,80 m. cada uno (ver figura 2.4). Las vigas de 39 m. son simétricas, con dos volados de 9,5 m. cada uno y un tramo central de 20 m. En cada extremo de volado se apoyan las vigas de 46 m.

Estas vigas de 39 m., junto con sus respectivos fustes, forman un pórtico mesa. Los extremos de los volados de las vigas de 39 m., donde se apoyan las de 46 m., coinciden con los puntos de cero momento en la misma estructura de 85 m., considerándola continua. La sección transversal de las vigas mesa de 39 m. (ver fig. 2.5), comprende dos cajones independientes unidos por la placa superior. Esta placa superior es de concreto pretensado y de un espesor que va de 17 a 27 cm. La placa inferior varía de 15 a 20 cms. Debido a su forma de cajón, esta estructura ofrece considerable rigidez a la torsión. Las cuatro vigas longitudinales que forman las vigas mesa de 39 m. son de concreto pretensado y tienen altura variable, que va de 1,86 m. a 2,96 m., un espesor de 0,40 m. en el centro del tramo y 0,50 m. en los apoyos, donde están unidos por una viga transversal.

Los fustes descansan sobre dos placas de fundación independientes y similares a las de los tramos de 36 m. Estos dos cabezales están unidos por vigas de traba. Las vigas mesa de 39 m. tienen como volumen ideal 0,55 m^3/m^2 y un contenido de acero de 128 kg./m^3.

2.3.2. Cálculos estáticos.

Tablero. El cálculo del tablero se diferencia poco del anteriormente descrito. Las superficies de influencia de Pucher se emplean en forma idéntica. La continuidad de la placa se calcula por el método de Cross, considerando el sistema indicado en la figura.



Efectos de la temperatura. Se considera un gradiente de temperatura de 0,5°C a través de la placa, lo cual da una distribución de temperatura que va de cero a 8,5°C.

Fig. 2.4. Tramos de 85,0 m Vista general de los fustes en V y X.

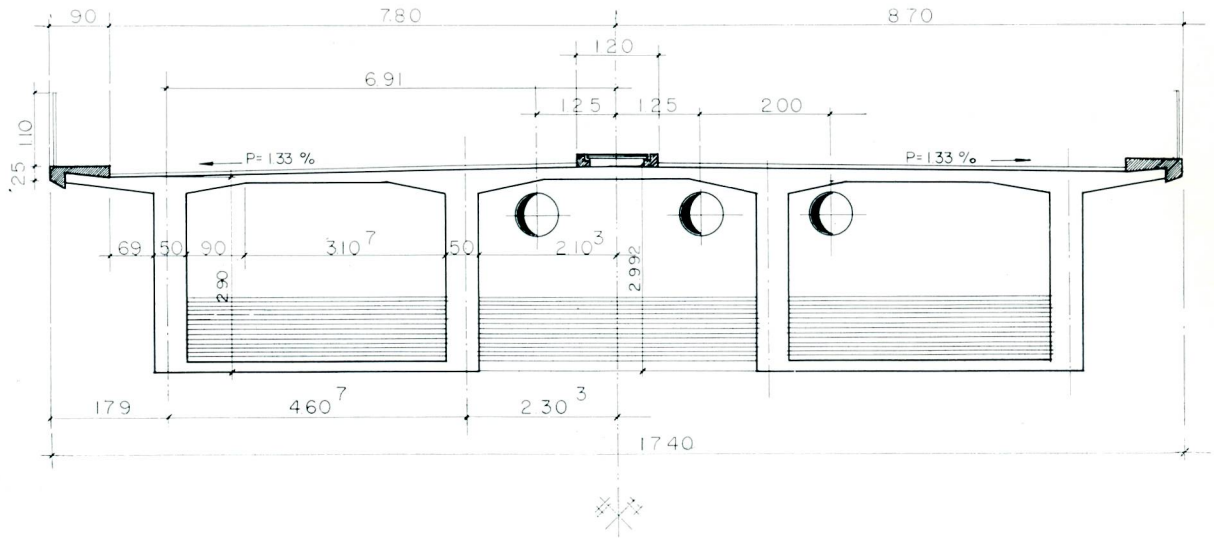
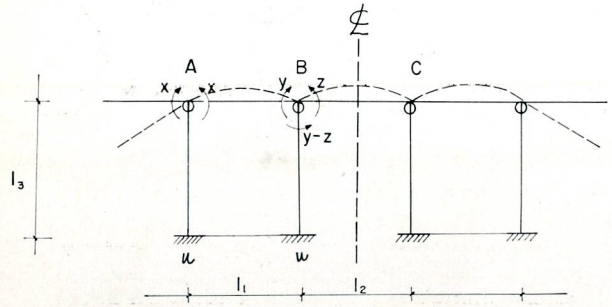


Fig. 2.5. Sección transversal de la viga "mesa".

El cálculo se efectúa igualando ángulos en los nodos, es decir, por el método de las flexibilidades. El sistema estáticamente determinado se forma introduciendo redundantes en los nodos, como se indica en la figura:



$l_1 = l_2 = l = 4.61$ mts. $\quad l_3 = 2.50$

$Ju = \frac{l}{12} \times 0.40^3 \times 1.0 = 53.3 \times 10^4$ mts.^{4}

$Jo = \frac{l}{12} \times 0.17^3 \times 1.0 = 4.08 \times 10^4$ mts.^{4}

$\alpha = 10^5 \quad At = 0.5 \times 17 = 8.5°\,C \quad d = 0.17$ mts.

CONDICIONES DE COMPATIBILIDAD

(1) $\varphi_{OAB} + (\varphi_{AAB} + \varphi_{AAU})\,X + \varphi_{AB}\,Y = 0$

$\varphi'_{BA} = \varphi_{OBA} + \varphi_{BA}\,X + \varphi_{BBA}\,Y$

$\varphi'_{BC} = \varphi_{OBC} + \varphi_{BBC}\,Z + \varphi_{BC}\,Z$

$\varphi'_{BU} = \varphi_{BBU}\,(Y-Z)$

(2) $\varphi'_{BA} + \varphi'_{BC} = 0 = \varphi_{OBA} + \varphi_{BA}\,X + \varphi_{BBA}\,Y + \varphi_{OBC} + \varphi_{BBC}\,Z + \varphi_{BC}\,Z$

(3) $\varphi'_{BA} + \varphi'_{BU} = 0 = \varphi_{OBA} + \varphi_{BA}\,X + \varphi_{BBA}\,Y + \varphi_{BBU}\,(Y-Z)$

$\varphi_{OAB} = \varphi_{OBA} = \varphi_{OBC} = \frac{l}{2} \cdot \frac{\alpha l \cdot At}{d} \cdot l = \frac{l}{2} \cdot \frac{10^5 \times 8.5}{0.17} \times 4.61 = 115 \times 10^5$

$\varphi_{AAU} = \varphi_{BBU} = \frac{L_3}{4\,E\,Ju} = \frac{2.5}{4 \times 3.5 \times 10^6 \times 53.3 \times 10^4} = 3.35 \times 10^5$

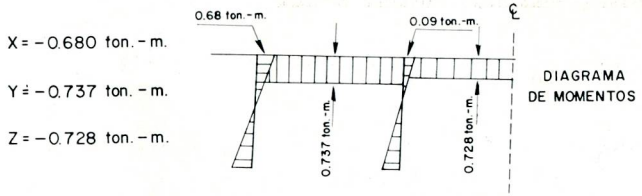
$\varphi_{AB} = \varphi_{BA} = \varphi_{BC} = \frac{l}{2} \cdot \frac{l}{3EJ.} = \frac{4.61}{6 \times 3.5 \times 10^6 \times 4.08 \times 10^4} = 53.7 \times 10^5$

$\varphi_{AAB} = \varphi_{BBA} = \varphi_{BBC} = \frac{l}{3EJ.} = \frac{4.61}{3 \times 3.5 \times 10^6 \times 4.08 \times 10^4} = 107.5 \times 10^5$

(1) $-115 + (107{,}5 + 3.35)\,X + 53.7\,Y = 0$

(2) $-230 + 107.5\,X + 53.7\,Y + (107{,}5 + 53.7)\,Z = 0$

(3) $-115 + 53.7\,X + 110{,}8\,Y - 3.35\,Z = 0$



El análisis que sigue, referente al tablero, es similar al de los tramos simplemente apoyados descrito anteriormente.

Vigas longitudinales. El análisis de las vigas longitudinales es relativamente sencillo, debido a la hipótesis de que están simplemente apoyadas sobre los fustes. Esta hipótesis puede hacerse considerando que la rigidez de las vigas es mucho mayor que la rigidez de los fustes. A causa de la inclinación de los fustes, se introduce una fuerza horizontal en las vigas.

El análisis se hace para las condiciones de montaje y para las condiciones de ejercicio, comprobándose las fatigas en una serie de secciones a lo largo de la estructura.

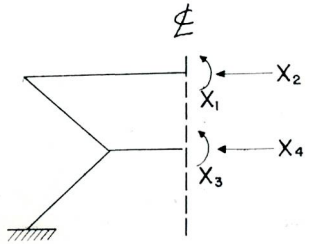
La distribución lateral de carga se efectuó por el método de Albenga, que considera las vigas transversales infinitamente rígidas. El análisis de la condición de pretensado sigue la rutina generalmente empleada, que consiste en calcular las pérdidas de tensión por fricción, curvatura, retracción, fluencia del concreto y relajamiento del acero. Las fatigas se investigan para $t = 0$ y $t = \infty$. Se determinan las condiciones de rotura, fisuración, alargamiento de los cables, etc.

Los fustes forman, junto con las vigas de 39 m., pórticos de 3° y 6° grados de indeterminación, de ser estos fustes en V o en X. Los fustes se consideran empotrados en las vigas.

Lo que sigue es una breve descripción de la marcha del análisis de los fustes en X.

De las seis redundantes que se introducen, cuatro son para las condiciones de simetría y dos son para las condiciones de antimetría:

Casos de simetría.



Reacciones unitarias - Sistema básico.

$X_1 = 1$

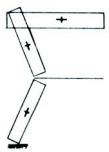


DIAGRAMA M

N = 0

$X_2 = 1$

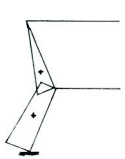


DIAGRAMA M

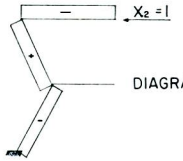


DIAGRAMA N

$X_3 = 1$

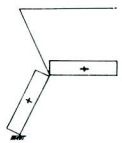


DIAGRAMA M

N = 0

$X_4 = 1$

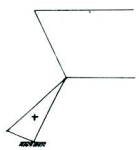


DIAGRAMA M

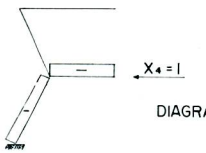
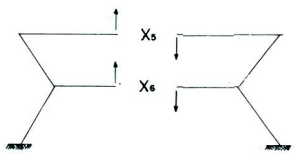


DIAGRAMA N

Casos de antimetría.



REACCIONES UNITARIAS.- SISTEMA BASICO

$X_5 = 1$

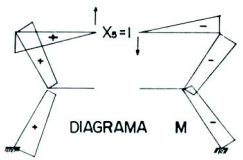


DIAGRAMA M

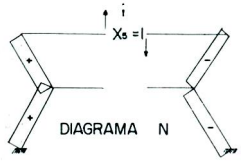


DIAGRAMA N

$X_6 = 1$

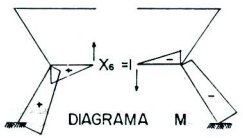


DIAGRAMA M

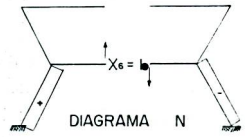
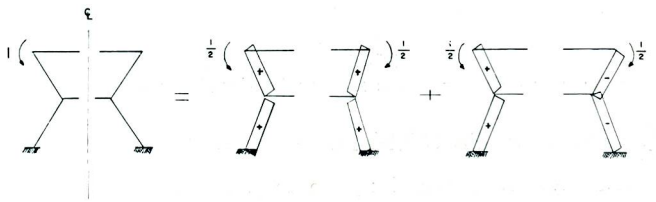


DIAGRAMA N

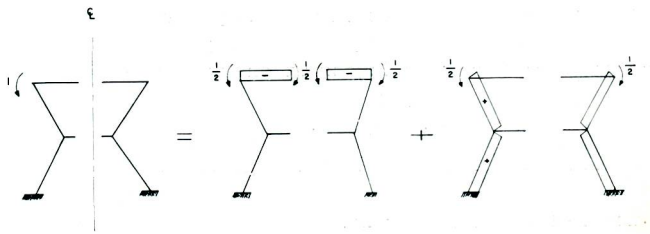
Todo el análisis se efectúa por medio de los trabajos virtuales. Los coeficientes de influencia se calculan por medio de la fórmula:

$$E\,\delta_{ij} = \int Mi\,Mj\,\frac{AS}{J} + \int Ni\,Nj\,\frac{AS}{A}$$

haciéndose la integración por métodos numéricos. Las condiciones de carga se calculan empleando la superposición de efectos como se indica esquemáticamente a continuación:



ó



Los coeficientes o términos independientes se calculan por la fórmula:

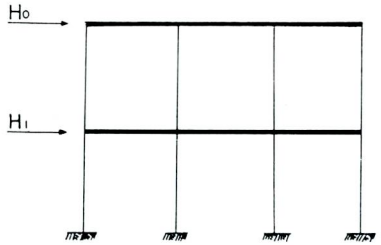
$$E\,\delta_{oi} = \int Mo\,Mi\,\frac{AS}{J} + \int No\,Ni\,\frac{AS}{A}$$

Las redundantes se calculan con el sistema de ecuaciones:

$$\begin{bmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} & \delta_{13} \ldots & \delta_{16} \\ \delta_{21} & \delta_{22} & \delta_{23} \ldots & \delta_{26} \\ \vdots & & & \\ \delta_{61} & \delta_{62} & \delta_{63} \ldots & \delta_{66} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} X_1 \\ X_2 \\ \vdots \\ X_6 \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} \delta_{01} \\ \delta_{02} \\ \vdots \\ \delta_{06} \end{bmatrix}$$

Debido a los casos de simetría y antimetría, varios términos se hacen nulos, simplificando notablemente los cálculos. Obtenidas las redundantes para todos los casos de cargas, se calculan las fatigas en los puntos críticos.

Para efectos de viento transversal se consideran los cuatro fustes formando un pórtico en la siguiente forma:



Verificado el análisis por viento, se diseñan los fustes como columnas sometidas a flexocompresión desviada.

2.4. Aberturas de 235.00 m.

2.4.1. Generalidades. La parte del puente que corresponde al canal de navegación consta de cinco aberturas de 235,00 m. de luz cada una y 45,00 m. de altura libre sobre el nivel de agua.

Estas enormes aberturas en concreto pretensado y con tirantes oblicuos, que se construyen por vez primera en el mundo, convierten esta obra de ingeniería en una de las más importantes de nuestros tiempos.

Los gigantescos pórticos de 189 m. de luz están unidos por el elemento común de todo el puente, que son las vigas de 46 m., las cuales se apoyan simplemente en las vigas transversales extremas de los pórticos (ver fig. 2.6).

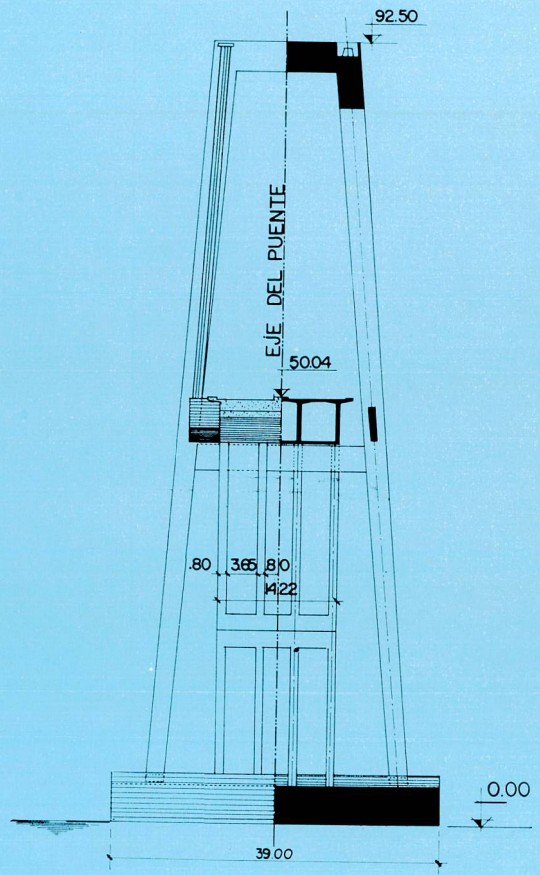
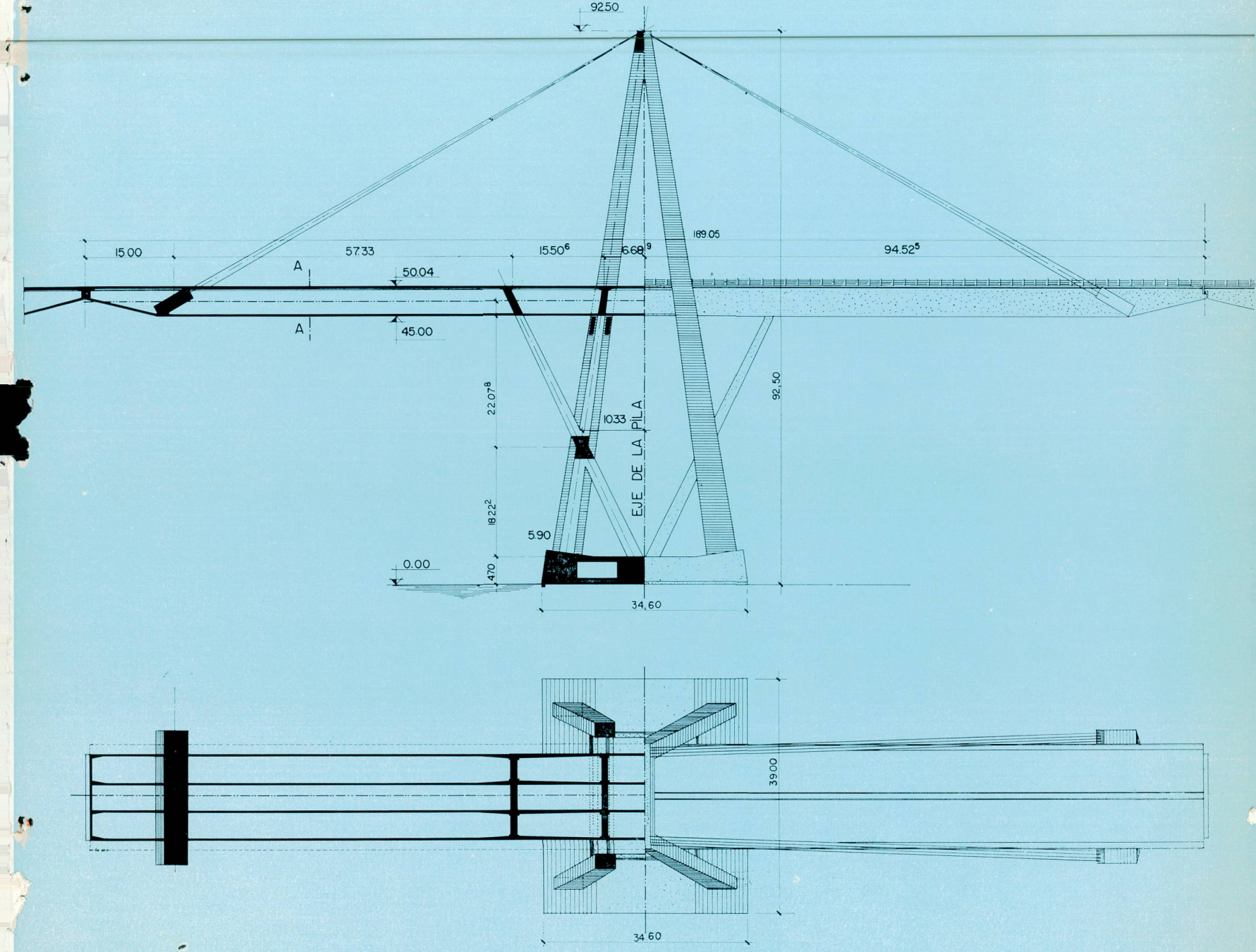


Fig. 2.6. Esquemas de la viga "mesa" de 189 m.


92.50
15.00
57.33
15.50⁶
6.68⁹
189.05
94.52⁵
A
50.04
A
45.00
22.07⁸
18.22²
10.33
EJE DE LA PILA
92.50
5.90
0.00
4.70
34.60
39.00
34.60

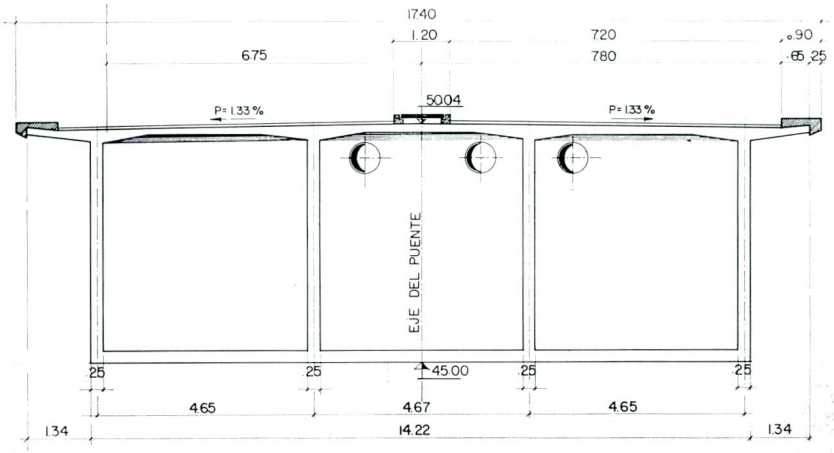
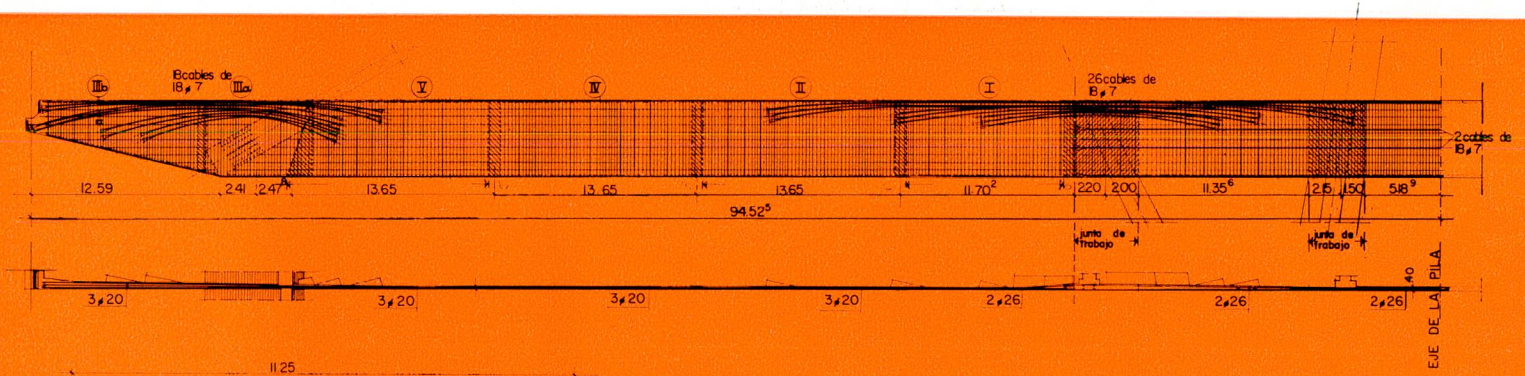
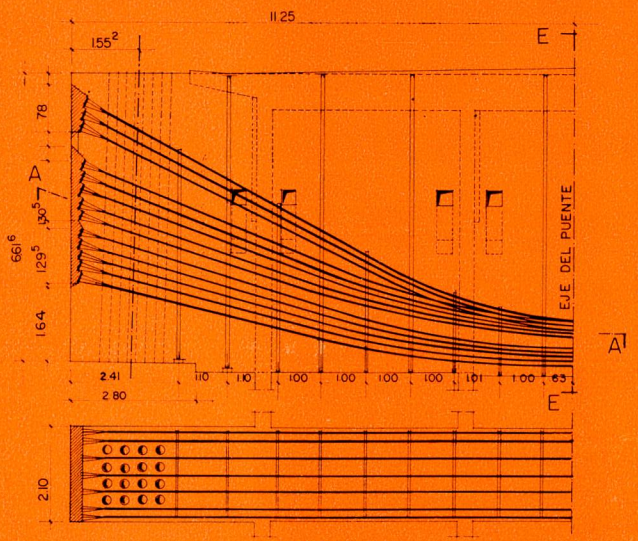


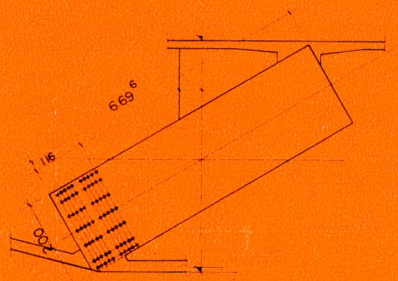
Fig. 2.7. Tramos de 235 m. Sección transversal de la viga "mesa" de 189 m.

Fig. 2.8. Tramos de 235 m. Corte longitudinal de la viga con detalles de acero pretensado y ordinario.





CORTE A-A



CORTE E-E

La parte aporticada de estas aberturas consta de una viga mesa o cuatro vigas longitudinales que forman una sección transversal de cajón celular (ver fig. 2.7). La viga mesa es un elemento portante de 189,0 m. de longitud que se apoya en dos dobles X.

Los elementos portantes en doble X proporcionan cuatro apoyos a la viga mesa con distancias de 15,51 m., 13,37 m. y 15,51 m. Su altura máxima sobre el nivel de agua es de 45,00 m.

Del centro de anclaje de los tirantes al primer apoyo de las doble X hay una distancia de 57,33 m. y al extremo de las vigas mesas, donde se apoyan las vigas simplemente apoyadas, hay una distancia de 15 m. en volado.

Los tirantes oblicuos están formados de 16 cables de acero especial patentado, con protección anticorrosiva, teniendo cada cable un diámetro de 7,4 cms. Estos tirantes introducen en las vigas mesa una componente horizontal de fuerza que no es otra cosa que un pretensado exterior, lo cual permite que solamente en la zona de anclaje de los tirantes y en el extremo de las doble X, sea necesario el uso de acero pretensado. El resto del tramo queda armado con un mínimo de acero ordinario de acuerdo a normas (fig. 2.8).

Los pilones constan de 4 columnas de sección variable y y cinco vigas que en conjunto forman un pórtico espacial.

Las columnas y vigas tienen sección rectangular, a excepción de la viga superior, que es de sección trapezoidal.

Las columnas de las X tienen sección en doble T. Toda la construcción aporticada descansa sobre un cabezal de 34,00 m. × × 38,65 m. × 4,70 m., que a su vez se apoya en 62 pilotes perforados de 1,35 m. de diámetro y una longitud promedio de 52 m.

Cada uno de los tramos de 235,00 m. tiene un peso aproximado de 38.000 toneladas, de las cuales 13.000 toneladas corresponden solamente al cabezal.

Cada pórtico de 189 m. tiene un contenido de concreto de 1,04 m^3/m^2 y un contenido de acero de 81 $kg./m^3$.

2.4.2. Cálculos estáticos. La primera simplificación se introduce al considerar como estructura plana al pórtico espacial de 189 m.

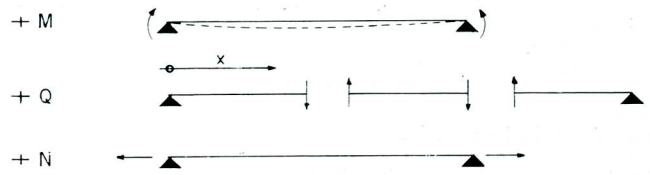
La segunda simplificación se introduce al suponer articulaciones en los apoyos, lo cual reduce la hiperestaticidad de la estructura a tercer grado.

Para el diseño de las doble X se calculan los momentos en los apoyos como efectos secundarios con la consideración de empotramiento perfecto de los mismos. Las dos hipótesis de simplificación son posibles gracias a la gran rigidez a la torsión de la viga mesa, como a la relación de rigideces de los apoyos X y viga mesa. Esto ha quedado demostrado con los estudios efectuados sobre modelo plano y modelo tridimensional.

Debido a que la deformación elástica de los tirantes ocurre antes de descimbrar la estructura, el análisis para peso propio se hace en base a la hipótesis de tirantes inextensibles. Los casos de sobrecarga se calculan con tirantes elásticos.

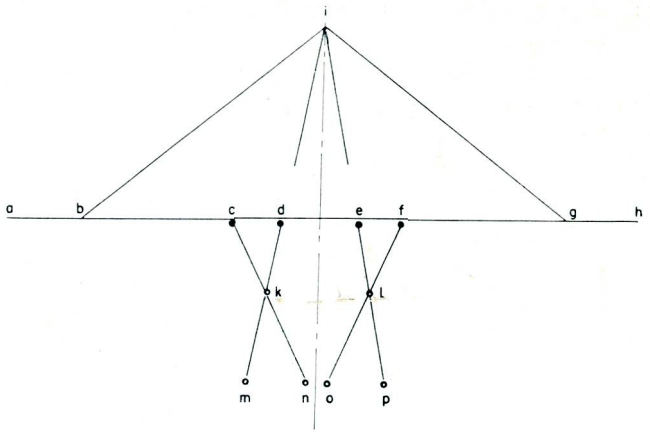
Se especifica para la superestructura un concreto de 383 $kg./cm^2$ de resistencia cilíndrica, ó 450 $kg./cm^2$ de resistencia cúbica. El acero pretensado es de ST 150/170 de 7 mm. de diámetro, y el acero ordinario es de la clase II[a] de acuerdo a las normas DIN.

Como convención de signos se adopta la siguiente:



Todo el cálculo estático se efectúa por medio del principio de los trabajos virtuales.

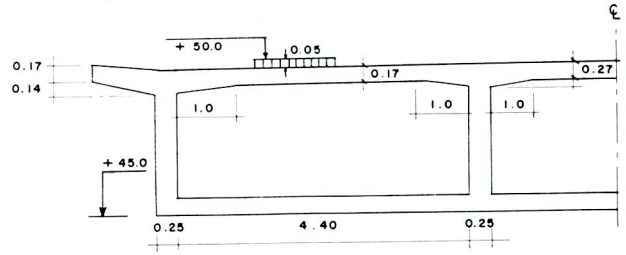
Para efectos de análisis, se divide el sistema en la forma siguiente:



a-b, g-h: en tres partes cada uno.
b-c, f-g: en diez partes cada uno.
c-d, e-f: en seis partes cada uno.
d-e: en seis partes.

i-m, i-p: en doce partes cada uno.
c-k, k-n, d-k, k-m: en cuatro partes cada uno.

En cada punto de división se calculan las características geométricas y mecánicas de la sección, que son:



ysu: distancia del centro de gravedad a la parte inferior de la sección.

yso: distancia del centro de gravedad a la parte superior de la sección.

J: momento de inercia de la sección.

F: área de la sección.

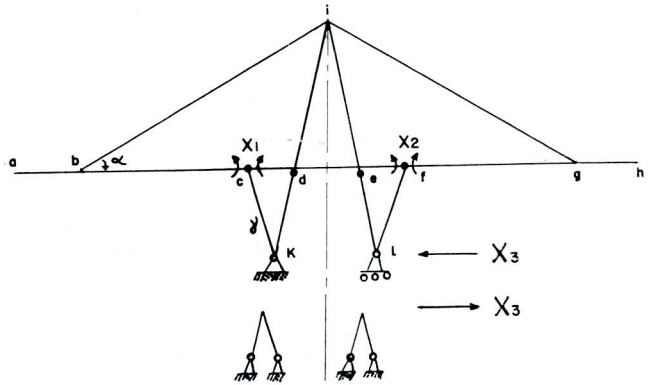
Wu: momento resistente inferior.

Wo: momento resistente superior.

Ko: distancia del centro de gravedad al borde superior del núcleo.

Ku: distancia del centro de gravedad al borde inferior del núcleo.

El sistema se hace estáticamente determinado introduciendo articulaciones en c, f y rodillo en l, como se indica a continuación:



En el sistema estáticamente determinado se calculan los momentos, fuerzas cortantes y fuerzas de tracción y compresión debidos a efectos unitarios de las redundantes, es decir, para

$X_1 = 1;\ X_2 = 1;\ X_3 = 1.$

$X_1 = 1$

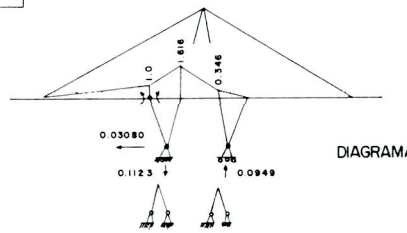


DIAGRAMA DE MOMENTOS M_i

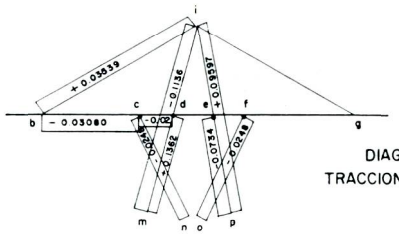


DIAGRAMA DE TRACCION COMPRESION N_i

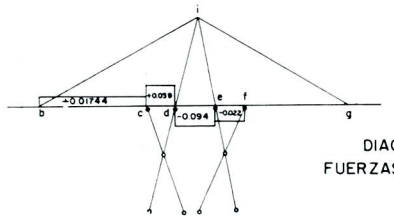


DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES T_i

En forma similar se determinan los diagramas para $X_2 = 1$ y $X_3 = 1$.

Las deformaciones elásticas δik (deformación en i debido a efecto unitario en k) se calculan por medio de los trabajos virtuales empleando la fórmula

$$E\,Jc\,\delta ik = \int Mi\,Mk\,\frac{Jc}{J}\,ds + \int Ni\,Nk\,\frac{Jc}{J}\,ds =$$

$$= \sum Mi\,Mk\,\frac{Jc}{J}\,ds + \sum Ni\,Nk\,\frac{Jc}{F}\,ds$$

Es bien sabido de la teoría de las estructuras, que esta fórmula de las δik puede transformarse en una equivalente empleando los pesos elásticos en cada punto. Si llamamos W^{Mk} y W^{Nk} a los pesos elásticos debidos a Mk y a Nk, la fórmula anterior se convierte en

$$E\,Jc\,\delta_{ik} = \sum Mi\,W^{Mk} + \sum Ni\,W^{Nk}$$

W se calcula por la siguiente expresión:

$$\frac{12}{\Delta} W_m = M_{m-1}\left(\frac{Jc}{J_{m-1}} + \frac{Jc}{Jm}\right) +$$

$$M_{m+2}\left[\left(\frac{Jc}{J_{m-1}} + \frac{Jc}{Jm}\right) + \left(\frac{Jc}{Jm} + \frac{Jc}{J_{m+1}}\right)\right] + M_{m+1}\left(\frac{Jc}{Jm} + \frac{Jc}{J_{m+1}}\right)$$

Wm es el peso elástico en el punto m, obtenido a partir de un cierto diagrama de momentos.

El tamaño de la fórmula no se debe al deseo de obtener mayor exactitud en los cálculos, sino mayor simetría en la misma fórmula.

A continuación indicaremos las tablas empleadas para el cálculo:

TABLAS PARA LA DETERMINACION DE PESOS ELASTICOS

MOMENTOS

1	2	3	4	5	6	7
Punto	J	$\frac{Jc}{J}$	$2\left(\frac{Jc}{J_{m-1}} + 2\frac{Jc}{Jm} + \frac{Jc}{J_{m+1}}\right)$	$\frac{Jc}{J_{m-1}} + \frac{Jc}{J_{m+1}}$	M_1	$\frac{12}{\Delta} W^{M1}$

FUERZAS NORMALES

1	2	3	4	5	6	7
Punto	F	$\frac{Jc}{F}$	$2\left(\frac{Jc}{F_{m-1}} + 2\frac{Jc}{Fm} + \frac{Jc}{F_{m+1}}\right)$	$\frac{Jc}{F_{m-1}} + \frac{Jc}{F_{m+1}}$	N_1	$\frac{12}{\Delta} \cdot \frac{W^{N_1}}{N_1}$

TABLAS PARA LA DETERMINACION DE LAS δ

MOMENTOS

1	2	3	4	5
Puntos	Región	$\frac{\Delta}{12}$	$\sum M_6 \cdot \frac{12}{\Delta} W^{Mx}$	[3] x [4]

FUERZAS NORMALES

1	2	3	4	5	6	7
Puntos	Region	$\frac{\Delta}{12}$	N_i	N_i^2	$\sum \frac{12}{\Delta} \cdot \frac{W^{Nx}}{N_i}$	[3] x [5] x [6]

Obtenidas todas las δij, que no son otra cosa que las deformaciones debidas a efectos unitarios, formamos la matriz de estos valores y la invertimos:

$$\begin{bmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} & \delta_{13} \\ \delta_{21} & \delta_{22} & \delta_{23} \\ \delta_{31} & \delta_{32} & \delta_{33} \end{bmatrix}^{-1} = \begin{bmatrix} \beta_{11} & \beta_{12} & \beta_{13} \\ \beta_{21} & \beta_{22} & \beta_{23} \\ \beta_{31} & \beta_{32} & \beta_{33} \end{bmatrix}$$

Las β son efectos debidos a deformaciones unitarias o efectos necesarios para producir deformaciones unitarias.

Obtenidos los valores de las β, se pasa a calcular las líneas de influencia para las redundantes X_1, X_2, X_3, ya que conociendo éstas se determina en forma muy sencilla las líneas de influencia para cualquier punto de la estructura.

Para el cálculo de las líneas de influencia se emplean:

a) El principio de la superposición de efectos.

b) El teorema de las deflexiones recíprocas de Maxwell-Mohr.

Una carga unitaria colocada en un punto cualquiera del sistema estáticamente determinado produce deformaciones en el mismo.

Supongamos que la carga se aplica en b, las deformaciones en los puntos de aplicación de las hiperestáticas son:

$$\delta_{1b} = \delta_{cb}\,;\ \delta_{2b} = \delta_{fb}\,;\ \delta_{3b} = \delta_{1b}$$

y el valor de las hiperestáticas o redundantes viene dado por

$$\begin{bmatrix} \eta_{x_1} \\ \eta_{x_2} \\ \eta_{x_3} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} X_1 \\ X_2 \\ X_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \beta_{11} & \beta_{12} & \beta_{13} \\ \beta_{21} & \beta_{22} & \beta_{23} \\ \beta_{31} & \beta_{32} & \beta_{33} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta_{1b} \\ \delta_{2b} \\ \delta_{3b} \end{bmatrix}$$

que es igual a

$$\eta_{x_1} = \beta_{11}\delta_{1b} + \beta_{12}\delta_{2b} + \beta_{13}\delta_{3b}$$
$$\eta_{x_2} = \beta_{21}\delta_{1b} + \beta_{22}\delta_{2b} + \beta_{23}\delta_{3b}$$
$$\eta_{x_3} = \beta_{31}\delta_{1b} + \beta_{32}\delta_{2b} + \beta_{33}\delta_{3b}$$

Como puede observarse, los valores que interesan son los $\delta 1m$, $\delta 2m$, $\delta 3m$, donde m es un punto cualquier de la estructura.

Ahora bien, $\delta 1m$ es igual a la rotación en 1 (en nuestro caso C) debido a una carga unitaria actuando en m. Por el teorema de Maxwell-Mohr $\delta 1m = \delta m1$, donde $\delta m1$ es igual al desplazamiento en m en dirección de la carga antes mencionada y producido por un momento unitario actuando en 1 (en nuestro caso C). En forma similar para $\delta 2m - \delta 3m$.

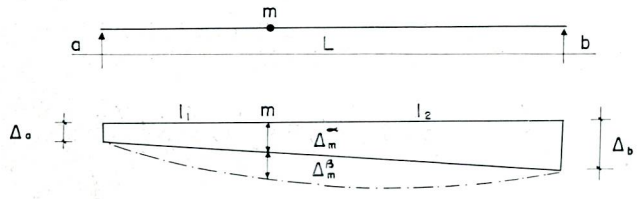
El problema se reduce ahora a calcular los desplazamientos en cada uno de los puntos interesados, debido a un momento unitario en c, uno en f y una fuerza unitaria en l, actuando cada uno por separado y haciendo luego la superposición de efectos.

Como ninguno de los puntos de apoyo b, c, d, e, f y g son fijos, cualquier desplazamiento en un punto m debido a un efecto unitario en las hiperestáticas se puede considerar como compuesto de dos desplazamientos, que son:

a) Uno debido al desplazamiento de los apoyos.

b) Otro debido a la flexión del elemento.

Ejemplo:



$$\Delta_m = \Delta_m^{\alpha} + \Delta_m^{\beta} \quad ; \quad \Delta_m^{\alpha} = \Delta_a + \frac{\Delta_b - \Delta_a}{L} l_1$$

Δ_m^{β} se puede calcular por medio de la viga conjugada. En nuestro caso calculamos los desplazamientos de los puntos b, c, d, e, f y g, debido a efectos unitarios en c, f, l, empleando la fórmula

$$E\,Jc\,\delta im = \Sigma Mm\,WMi + \Sigma Mm\,WNi; \quad i = 1, 2, 3$$

Conociendo los valores de los desplazamientos en los apoyos, se calculan fácilmente Δ_m^{α}.

El cálculo de los Δ_m^{β} se hace por medio de la viga conjugada, como se dijo anteriormente.

El cálculo se simplifica empleando la relación $dM = Q\,dx$. Si se calculan los esfuerzos de corte en cada punto de división de la viga conjugada, se obtiene fácilmente el momento por medio de la relación $Mm = Mm - 1 + Qm - \Delta$. Este momento en la viga conjugada es igual en magnitud al desplazamiento Δ_m^{β}.

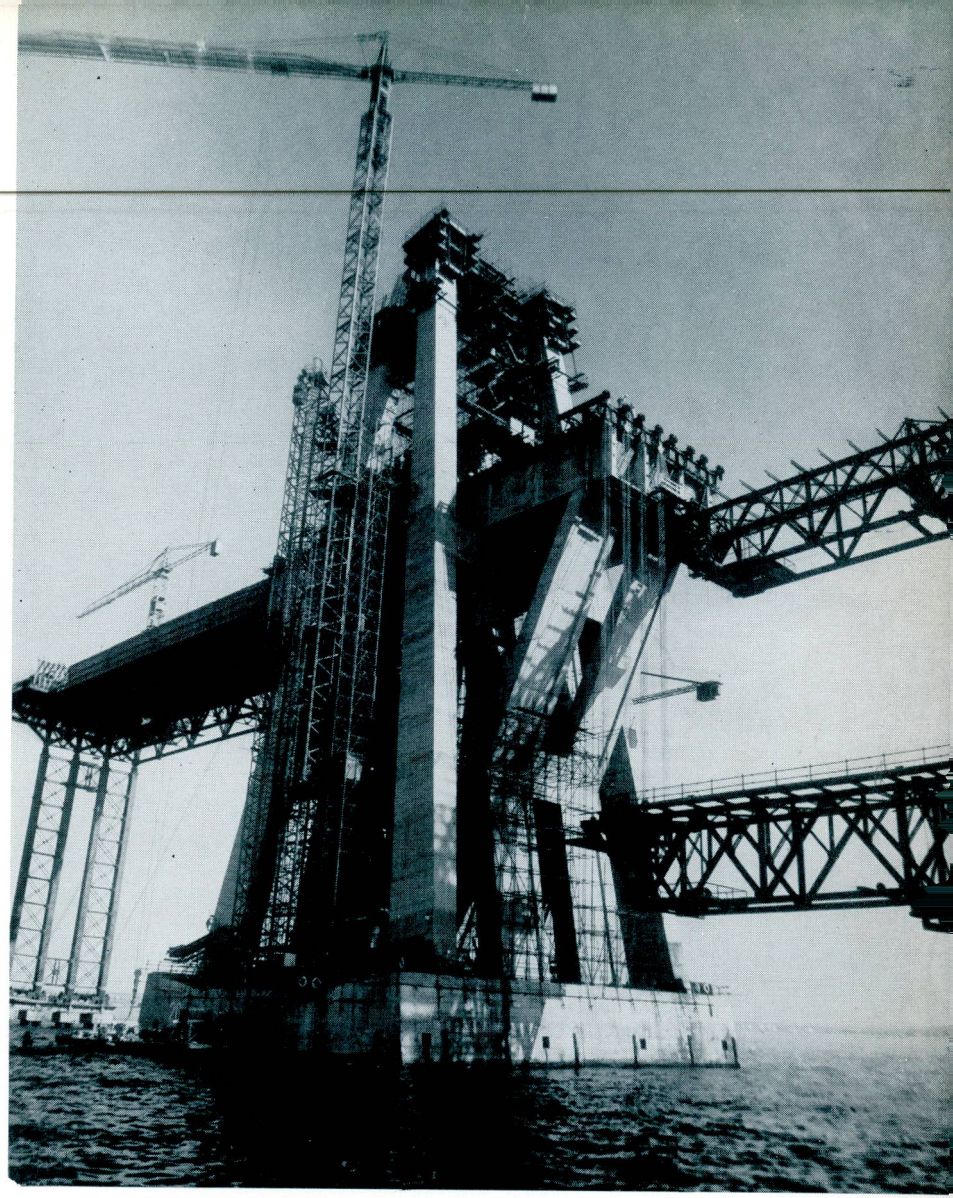
Ahora bien, $\Delta_m^{\alpha} + \Delta_m^{\beta} = \delta im$. Conociendo las δim para una carga unitaria en m, siendo m un punto cualquier de la estructura, se calculan las hiperestáticas por medio de:

$$M_{x1} = \beta_{11}\,\delta_m + \beta_{12}\,\delta_{2m} + \beta_{13}\,\delta_{3m}$$

$$M_{x2} = \beta_{21}\,\delta_{7m} + \beta_{22}\,\delta_{2m} + \beta_{23}\,\delta_{3m}$$

$$M_{x3} = \beta_{31}\,\delta_{1m} + \beta_{32}\,\delta_{2m} + \beta_{33}\,\delta_{3m}$$

Por falta de espacio nos es imposible describir el proceso de cálculo que sigue; sin embargo, podemos decir que los procedimientos empleados son muy similares a los hasta aquí descritos.



Tramos de 235 metros. Proceso de colocación de las cimbras para el vaciado del tablero.

3 Estudios para la cimentación

Los párrafos escritos a continuación son sólo una breve reseña del sin número de estudios y experiencias realizados con el propósito de proyectar las fundaciones para el puente sobre el Lago de Maracaibo.

En principio, las actividades desplegadas a tal fin se pueden dividir en tres grandes grupos, que en orden cronológico relatan el proceso seguido para el proyecto.

1) Consideraciones preliminares generales.
2) Realización de estudios y ensayos en el sitio de la obra con las conclusiones y proyecto definitivo.
3) Ensayos realizados para comprobación y control.

En estos trabajos participaron gran cantidad de técnicos, nacionales y extranjeros, quienes con su aporte hicieron posible su realización.

3.1. Consideraciones preliminares.

Al iniciarse los trabajos preliminares al proyecto de la obra, se necesitó un mínimo de datos que sirvieran de base al mismo; estos datos fueron logrados por medio de sondeos ejecutados en el sitio de la obra con ensayos penetrométricos y de clasificación del subsuelo. Fueron acompañados de consideraciones sobre las formas geológicas predominantes en esa zona del Lago de Maracaibo.

Definida la solución a emplearse en la ejecución de la obra, estos datos fueron completados para así dar comienzo a los trabajos del proyecto definitivo.

3.2. Realización de estudios y ensayos.

3.2.1. Geología. La parte superior del subsuelo donde se fundó el puente pertenece al Eoceno, cubierto por una formación reciente llamada "El Milagro", formada de "sandstones", "silstones" y "claystones". La forma de este terreno es la de una chapa ondulada con generatriz Norte-Sur.

3.2.2. Sondeos. Se programaron una serie de sondeos con diferentes diámetros de sacamuestras y a diferentes profundidades. Estos sondeos se realizaron en número de 129, alcanzando un total de casi 8.300 metros de perforación, lo cual equivale a tener un sondeo por cada 64 metros de longitud del puente.

Aun cuando el Lago no es muy profundo (máximo 19 metros), tiene, no obstante, fuertes corrientes de flujo y reflujo, que hizo necesario la utilización de equipos especiales para la ejecución de los sondeos.

Los ensayos fueron realizados por etapas y consistieron en:

a) "Standard Penetration Test": Se realizaron según la forma clásica, con sacamuestras de 2", peso del martillo, 63 kilogramos, y utilizando bentonita para contener las paredes del pozo. Con los resultados obtenidos se demarcó, en primera aproximación, la línea que define el comienzo del terreno firme (S.P.T. = 20 golpes); dichos resultados siempre fueron mayores que el mínimo fijado, exceptuando la zona entre las progresivas 6,200 Km. y 6,700 Km., donde existe un bolsón de arcilla.

b) Penetrómetros: Como los resultados del S.P.T. no se consideraron definitivos, se realizaron ensayos penetrométricos a fin de compararlos entre sí. Al final se verificó una coincidencia de valores bastante satisfactoria.

c) Toma de muestras Shelby (S.H. 2"): Como con los S.P.T. se obtienen muestras alteradas, se hizo necesario extraer muestras intactas usando un índice de superficie correcto para el sacamuestras de 2"; además se sacaron muestras Shelby de 4 y 6 pulgadas de diámetro.

d) Clasificación de los terrenos: Con los ensayos anteriores se clasificó el subsuelo en base a su capacidad portante. Luego se hizo una clasificación granulométrica (ver número 7.4.2), a fin de definir cada uno de los estratos que lo forman:

Clase I: Arena gruesa y fina

Clase II: Arena fina limosa ("Silt")

Clase III: Limo

Clase IV: Arcilla

Cada uno de estos tipos de terreno está caracterizado por el mayor porcentaje de material puro que existe en él (véase figs. 3.4 y 7.11).

3.2.3. Ensayos de laboratorio. Para lograr la definición exacta de los terrenos del subsuelo del Lago, se realizaron diversos y numerosos ensayos en laboratorios nacionales. Estos ensayos consistieron en determinar todas las propiedades físicas, desde granulometría y humedad natural, hasta la determinación de los ángulos de fricción, índices de consolidación y módulos edométricos.

3.2.4. Proyecto definitivo. Una vez terminados los primeros ensayos de laboratorio, se procedió a realizar experiencias sobre el sitio de la obra y en sus proximidades.

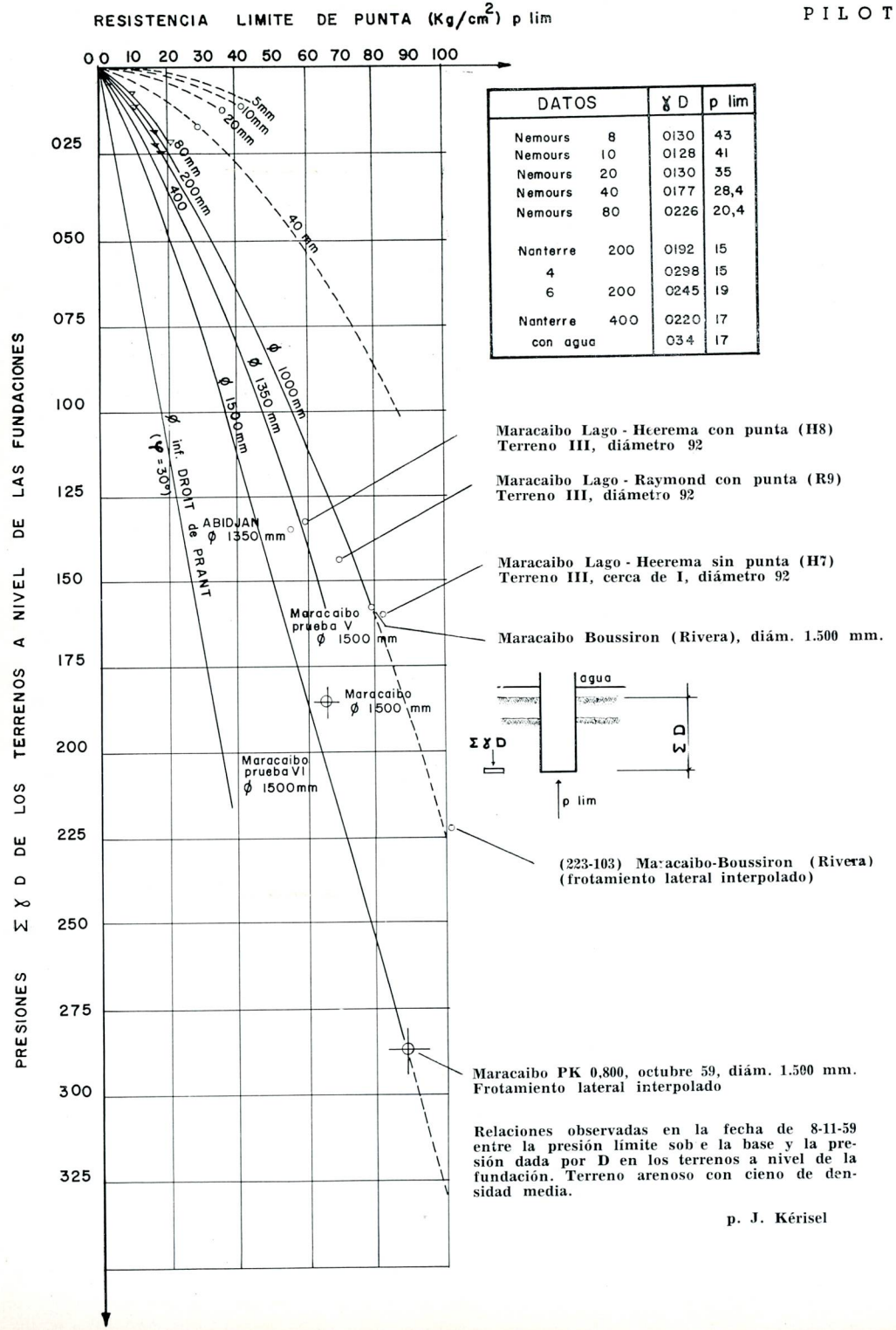
Estas consistieron en:

a) Construcción de 3 pilotes Benoto (diámetro, 1,0 metros) y su colocación en la orilla oeste del Lago. Sobre estos pilotes se realizaron pruebas de carga y se observó su comportamiento.

b) Posteriormente se colocaron 7 pilotes en una zona a 100 metros frente a la fundación Nº 10. De estos pilotes, 3 fueron tipo "Boussiron", 2 tipo "Heerema" y 2 tipo "Raymond".

Los resultados de estas experiencias permitieron determinar la capacidad de carga de cada tipo, así como el comportamiento real del suelo bajo esas mismas cargas. Al comparar estos resultados con otras experiencias realizadas, se constató una coincidencia de resultados que permitió entrar de lleno en el cálculo y proyecto definitivo del pilotaje. En las figuras 3.1 y 3.2 aparecen los datos deducidos de las experiencias y los valores obtenidos del cálculo.

Las curvas del gráfico (fig. 3.1) se refieren a ensayos realizados en el Lago de Maracaibo, así como en otros países. La tabla confeccionada por el Profesor Kérisel (fig. 3.3) contiene los valores obtenidos del cálculo, incluyendo los coeficientes de seguridad, compatibles con el tipo de obra en ejecución.



DATOS		γ D	p lim
Nemours	8	0130	43
Nemours	10	0128	41
Nemours	20	0130	35
Nemours	40	0177	28,4
Nemours	80	0226	20,4
Nanterre	200	0192	15
4		0298	15
6	200	0245	19
Nanterre	400	0220	17
con agua		034	17

Maracaibo Lago - Heerema con punta (H8)
Terreno III, diámetro 92

Maracaibo Lago - Raymond con punta (R9)
Terreno III, diámetro 92

Maracaibo Lago - Heerema sin punta (H7)
Terreno III, cerca de I, diámetro 92

Maracaibo Boussiron (Rivera), diám. 1.500 mm.

(223-103) Maracaibo-Boussiron (Rivera)
(frotamiento lateral interpolado)

Maracaibo PK 0,800, octubre 59, diám. 1.500 mm.
Frotamiento lateral interpolado

Relaciones observadas en la fecha de 8-11-59 entre la presión límite sob e la base y la presión dada por D en los terrenos a nivel de la fundación. Terreno arenoso con cieno de densidad media.

p. J. Kérisel

Fig. 3.1. Gráfico con los resultados de diversos ensayos sobre pilotes de diferentes diámetros. Es un primer intento de síntesis, realizado por el Profesor Kérisel, de todos los ensayos ejecutados en diferentes partes del mundo.

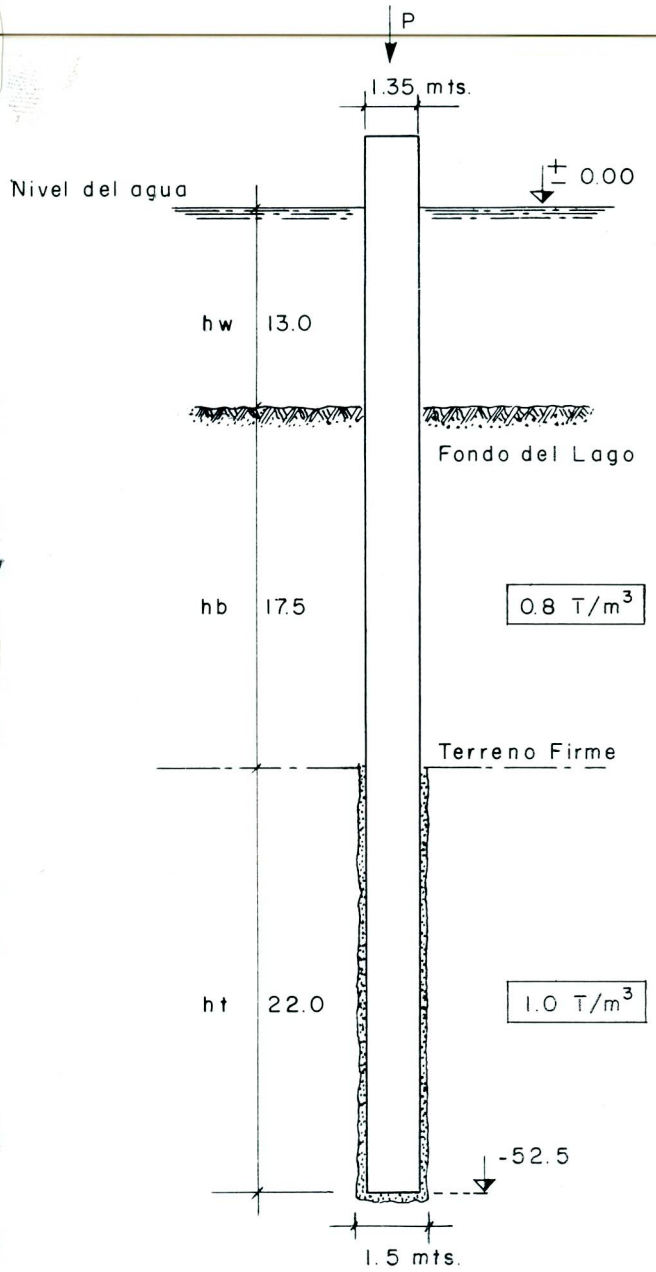


Fig. 3.2

Cálculo de un pilotaje colocado.

1. Datos:

De los sondeos:	Cota terreno firme	= 30,50 m.
	Altura de nivel de agua (hw)	= 13,00 m.
	Altura de terreno blando (hb)	= 17,50 m.
	Altura de terreno firme (ht)	= 22,00 m.
De los ensayos:	Coeficiente fricción lateral (kL)	= 8,00 Ton./m²
	Anclaje mínimo en terreno firme (ha)	= 18,50 m.
	Peso unitario terreno blando (pb)	= 0,80 Ton./m³
	Peso unitario terreno firme (pc)	= 1,00 Ton./m³
De los cálculos:	Carga transmitida al pilote (P)	= 681,00 Tcn.
	Diámetro del pilote (dp)	= 1,35 m.
	Diámetro del pilote después de la inyección lateral	= 1,50 m.

2. Proyecto del pilote:

Se fabricará un pilote de 52,5 m. más 0,60 m. adicionales para anclar en el cabezal de la fundación. Total = 52,5 + 0,60 = 53,10 m.

3. Comprobación del proyecto:

3.1. Presión del terreno no firme sobre el terreno firme (pb × hb):
$b = 17,5 \times 0,8 = 1,40$ kg./cm²

3.2. Presión del terreno firme al nivel del pie del pilote (pc × ht):
$t = 22,0 \times 1,0 = 2,2$ kg./cm²

3.3. Presión total de los terrenos al nivel del pie del pilote:
$b + t = 1,40 + 2,20 = 3,60$ kg./cm²

3.4. Presión límite según diagrama del Profesor Kérisel (fig. 3.1).
Entrando en la ordenada del diagrama con el valor anterior (b + t) = = 3,60 kg./cm² y para la curva 1,50 m. de diámetro, leemos en las abscisas la resistencia unitaria límite al pie del pilote (108 kg./cm²); luego, la resistencia total límite en el pie del pilote (Vp) será: $108 \times \frac{\pi d^2}{4} =$

$$108 \times \frac{3.14 \times 150^2}{4} = 1.910 \text{ Ton.}$$

3.5. Reacción lateral límite (V_L):
$V_L = Kl \times \pi\, d.ht = 8 \times 3,14 \times 1,5 \times 22 = 824$ Ton.

3.6. Reacción límite total del pilote (V):
$V = Vp + V_L = 1.910 + 824 = 2.734$ Ton.

En la tabla N° 1 del Profesor Kèrisel (fig. 3.3) puede verse la reacción límite total, la carga efectiva máxima proveniente del puente y los coeficientes de seguridad individual y de grupo para estos tipos de pilotes en distintas fundaciones.

TABLA Nº I del Profesor Kerisel

NUMERO DE LA PILA	PROGRESIVA	LONGITUD DEL PILOTE DESDE EL NIVEL DEL AGUA HASTA EL PIE DEL PILOTE	ALTURA DEL TERRENO NO FIRME	PRESION DEL TERRENO FIRME SOBRE EL TERRENO FIRME, PESO UNITARIO=0,8 $\frac{t}{m^3}$	ALTURA DEL TERRENO FIRME DESDE EL NIVEL DEL PIE DEL PILOTE	PRESION DEL TERRENO FIRME AL NIVEL DEL PIE DEL PILOTE PESO UNITARIO EN EL AGUA $\frac{1}{m^3}$	PRESION TOTAL DE LOS TERRENOS AL NIVEL DEL PIE DEL PILOTE (5+7)	PRESION LIMITE SEGUN EL DIAGRAMA DEL PROFESOR KERISEL	RESISTENCIA LIMITE EN EL PIE (SUPERFICIE=1,77 m^2)	ALTURA DE LA INYECCION	SUPERFICIE LATERAL INYECTADA (CIRCUNFERENCIA=4,47m)	REACCION LATERAL LIMITE $\frac{8}{3}$	REACCION LIMITE TOTAL (10+13)	CARGA PROVENIENTE DEL PUENTE	PESO DEL PILOTE ($2,86 \frac{t}{m}$)	PROTAMIENTO NEGATIVO	CARGA EFECTIVA MAXIMA	COEFICIENTE DE SEGURIDAD PARA UN PILOTE UNICO	COEFICIENTE DE REDUCCION PARA PILOTES EN GRUPOS	COEFICIENTE DE SEGURIDAD PARA ESTOS PILOTES EN GRUPO	CANTIDAD DE PILOTES
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	a	b	15 c	d (a+b+c)	16	17	18	
Nº	m	m	m	Kg/cm²	m	Kg/cm²	Kg/cm²	Kg/cm²	t	m	m	t	t	t	t	t	t	—	—	—	—
20	1616,6	52	9	0,72	27	2,7	3,42	104	1841	27	127	1016	2857	750	138	42	930	3,05	0,8	2,45	62
21	1851,6	55	14,5	1,16	24	2,4	3,56	107	1894	24	113	904	2798	750	147	68	965	2,90	0,8	2,30	62
22	2086,6	54	13	1,04	22	2,2	3,24	99	1752	22	104	832	2584	750	144	61	955	2,70	0,8	2,15	62
23	2321,6	54	13	1,04	22	2,2	3,24	99	1752	22	104	832	2584	750	144	61	955	2,70	0,8	2,15	62
24	2556,6	54	15	1,20	23	2,3	3,50	106	1876	23	108	864	2740	750	144	70	964	2,85	0,8	2,30	62
25	2791,6	53	16	1,28	24,5	2,45	3,73	112	1982	24,5	115	920	2902	750	147	75	972	3,00	0,8	2,40	62
26	2951,6	52,5	17,5	1,40	22	2,22	3,62	108	1910	22	103	827	2737	681	140	81	902	3,03	0,8	2,42	12
27	3036,6	50	18,4	1,47	18,8	1,88	3,35	102	1805	188	88	708	2513	681	133	87	901	2,79	0,8	2,23	12
28	3121,6	50	19	1,52	18,5	1,85	3,37	102	1805	185	87	696	2501	669	133	89	891	2,81	0,8	2,24	12
29	3206,6	52,5	20,5	1,64	18,5	1,82	3,49	105	1858	185	87	696	2554	656	139	97	892	2,86	0,8	2,29	12
30	3291,6																				
31	3376,6	51	20	1,60	18,5	1,85	3,45	104	1841	185	87	696	2537	631	136	94	861	2,94	0,8	2,35	12
32	3461,6	50,5	21	1,68	17,5	1,75	3,43	103	1823	175	82,5	658	2481	620	135	99	854	2,91	0,8	2,33	12
33	3546,6	50,5	21,5	1,72	17	1,70	3,42	103	1823	17	80	640	2463	606	135	103	844	2,92	0,8	2,34	12
34	3631,6	51,2	22,7	1,81	16,5	1,65	3,46	104	1841	165	77	616	2457	594	136	107	837	2,93	0,8	2,34	12
35	3716,6	51,8	23,5	1,88	15,8	1,58	3,46	104	1842	158	74	592	2434	581	138	111	830	2,93	0,8	2,34	12
36	3801,6	51	23,5	1,88	15	1,50	3,38	102	1806	15	71	567	2373	569	136	111	816	2,90	0,8	2,32	12
37	3886,6	54,5	23,6	1,88	18,4	1,84	3,72	111	1964	184	865	692	2656	667	145	112	924	2,88	0,8	2,30	10
38																					
39																					
40 a 48		PILOTES HINCADOS																			
49	4465,0	55	26	2,08	16,4	1,64	3,72	112	1982	144	77	616	2598	512	146	122	780	3,33	0,8	2,65	5
50	4511,6	52,5	26,5	2,12	13,5	1,35	3,49	105	1859	135	64	512	2371	511	139	125	775	3,05	0,8	2,45	5
51	4558,2	50	28	2,24	10	1,0	3,24	99	1754	100	47	376	2128	510	133	132	775	2,75	0,8	2,20	5
52	4604,8	52,5	27,5	2,20	13	1,30	3,50	106	1876	130	61	488	2364	509	139	130	778	3,04	0,8	2,43	5
53		PILOTES HINCADOS																			
54	4698,0	46,5	24,5	1,96	9,5	0,95	2,91	91	1611	95	45	360	1971	507	123	115	745	2,65	0,8	2,12	5
55	4744,6	51	28,75	2,30	10,25	1,03	3,33	100	1770	1025	48	384	2154	506	135	135	776	2,78	0,8	2,22	5
56	4791,2	51	29,75	2,38	10	1,00	3,38	103	1823	10	47	376	2198	505	135	140	780	2,82	0,8	2,26	5
57	4837,8	51	29,5	2,36	10,25	1,03	3,33	103	1823	1025	48	384	2207	504	135	139	778	2,84	0,8	2,27	5
58	4884,4	50,5	29,5	2,36	10,0	1,00	3,36	103	1823	10	47	376	2199	503	134	139	776	2,83	0,8	2,26	5
59	4931,0	50	28,75	2,30	10,25	1,03	3,33	100	1770	1025	48	384	2154	502	133	135	770	2,80	0,8	2,24	5
60	4977,6	49	25	2,00	8,0	0,80	2,80	87	1540	80	38	304	1844	501	130	118	749	2,46	0,8	1,97	5
61	5024,2	48	26	2,08	9,5	0,95	3,03	92	1628	97	45	360	1988	500	127	122	743	2,65	0,8	2,12	5
62	5070,8	46,6	26	2,08	10	1,00	3,08	94	1664	10	47	376	2040	499	123	122	744	2,74	0,8	2,19	5
63	5117,4	46,5	25,5	2,04	10	1,00	3,04	92	1628	10	47	376	2004	498	123	120	741	2,70	0,8	2,16	5
64	5164,0	45,5	25	2,00	10	1,00	3,00	92	1628	10	47	376	2004	497	121	118	736	2,72	0,8	2,18	5
65	5210,6	45,5	24	1,92	10	1,00	2,92	91	1611	10	47	376	1987	496	121	113	730	2,72	0,8	2,18	5
66	5257,2	47	23	1,84	13	1,30	3,14	97	1717	13	61	488	2205	495	125	108	728	3,02	0,8	2,42	5
67	5303,8	43,5	21,5	1,72	10	1,00	2,72	85	1505	10	47	376	1881	576	115	101	792	2,38	0,8	1,90	4
68	5350,4	43,5	20	1,60	9,5	0,95	2,55	80	1416	85	45	360	1776	575	115	94	784	2,27	0,8	1,82	4
69	5397,0	47,5	19	1,52	14	1,40	2,92	91	1611	14	66	528	2139	574	126	89	789	2,71	0,8	2,17	4
70	5443,6	43,8	18	1,52	10	1,00	2,52	79	1398	10	47	376	1774	573	115	88	777	2,28	0,8	1,82	4
71	5490,2	42,5	19,5	1,56	10	1,00	2,56	80	1416	10	47	376	1792	573	113	82	778	2,30	0,8	1,84	4
72	5536,8	42	20	1,60	10	1,00	2,60	80	1434	10	47	376	1810	572	111	94	777	2,33	0,8	1,86	4
73	5583,4	42	20	1,60	10	1,00	2,60	81	1434	10	47	376	1810	571	111	84	776	2,33	0,8	1,86	4
74	5630,0	41,5	20,5	1,64	9,5	0,95	2,59	81	1434	85	45	360	1794	570	110	97	777	2,31	0,8	1,85	4
75	5676,6	40,5	26,5	1,64	10	1,00	2,64	93	1469	10	47	376	1846	569	107	97	773	2,39	0,8	1,91	4
76	5723,2	41	21	1,68	10	1,00	2,68	83	1469	10	47	376	1845	569	105	98	777	2,27	0,8	1,90	4
77	5769,8	41	20,5	1,64	10,5	1,05	2,69	84	1487	105	49	392	1879	568	109	97	774	2,43	0,8	1,94	4
78	5816,4	41,5	20,5	1,64	10	1,00	2,64	83	1469	10	47	376	1845	567	110	87	774	2,38	0,8	1,90	4
79	5863,0	41,5	20	1,60	10,5	1,05	2,65	83	1469	10,5	45	392	1861	566	110	94	770	2,42	0,8	1,94	4
80	5909,6	42	20,5	1,64	10,5	1,05	2,69	84	1487	10,5	49	392	1879	565	111	97	773	2,43	0,8	1,94	4
81	5956,2	41	20	1,60	10	1,00	2,60	81	1434	10	47	376	1810	564	109	94	767	2,36	0,8	1,89	4
82	6002,8	42	19,5	1,56	9,5	0,95	2,51	79	1389	9,5	45	360	1768	563	111	92	766	2,30	0,8	1,84	4
83	6049,4	42	19,5	1,56	10	1,00	2,56	80	1416	10	47	376	1792	562	111	92	765	2,34	0,8	1,87	4
84 a 104		PILOTES HINCADOS																			
105	7074,6	38	25,5	2,04	9	0,90	2,94	91	1611	9	42	336	1947	500	101	120	721	2,70	0,8	2,15	4
106	7121,2	38	24,5	1,96	9,5	0,95	2,91	90	1593	9,5	45	360	1953	500	101	115	716	2,70	0,8	2,15	4
107	7167,8	38	23	1,84	10,5	1,05	2,89	89	1575	10,5	49	392	1967	500	101	108	709	2,75	0,8	2,20	5
108	7214,4	37	21,5	1,72	10,5	1,05	2,77	86	1522	10,5	49	392	1914	500	98	101	699	2,75	0,8	2,20	4
109	7261,0	37	20	1,60	12,5	1,25	2,85	88	1558	12,5	59	472	2030	500	98	94	692	2,95	0,8	2,35	4
110	7307,6	34	15,5	1,24	13,5	1,35	2,59	81	1434	13,5	64	512	1946	500	90	72	662	2,95	0,8	2,35	4
111	7354,2	32	10,5	0,84	16,5	1,65	2,49	78	1381	16,5	78	624	2005	500	85	49	634	3,15	0,8	2,50	4

Fig. 3.3. Tabla de valores obtenidos por el Profesor Kérisel para el proyecto del pilotaje en las fundaciones del puente. Algunos valores son corregidos con los resultados definitivos, después de realizado el pilotaje.

PLANO GENERAL DE SONDEOS

| PILA Nº | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | 18 | 19 | 20 | 21 | 22 | 23 | 24 | 25 | 26 | 27 | 28 | 29 | 30 | 31 | 32 | 33 | 34 | 35 | 36 | 37 | 38 | 39 | 40 | 41 | 42 | 43 | 44 | 45 | 46 | 47 | 48 | 49 | 50 | 51 | 52 | 53 | 54 | 55 | 56 | 57 | 58 | 59 | 60 | 61 | 62 | 63 | 64 | 65 | 66 | 67 | 68 | 69 | 70 | 71 | 72 | 73 | 74 | 75 | 76 | 77 | 78 | 79 | 80 | 81 | 82 | 83 | 84 | 85 | 86 | 87 | 88 | 89 | 90 | 91 | 92 | 93 | 94 | 95 | 96 | 97 | 98 | 99 | 100 | 101 | 102 | 103 | 104 | 105 | 106 | 107 | 108 | 109 | 110 | 111 | 112 | 113 | 114 | 115 | 116 | 117 | 118 | 119 | 120 | 121 | 122 | 123 | 124 | 125 | 126 | 127 | 128 | 129 | 130 | 131 | 132 | 133 | 134 | 135 | PILA Nº |
|---|---|---

3.3. Ensayos de comprobación y control.

Dada la importancia de la obra en ejecución, se ha realizado un control riguroso, tanto sobre las experiencias para el proyecto como sobre la calidad de los trabajos definitivos, a medida que se construían las fundaciones.

El control se verificó como sigue:

a) Sondeos: Estos se realizaron en cada fundación y en el número necesario a fin de comprobar la constitución del suelo debajo de cada una de ellas.

b) El material triturado, expulsado de los pozos perforados para los pilotes de 1,35 metros de diámetro, fué examinado granulométricamente, a fin de realizar una constatación directa del terreno existente debajo de cada pilote.

c) Se programó una serie de pruebas de carga a fin de controlar los valores y cálculos realizados. Se efectuaron 34 pruebas, repartidas así: una cada cuatro fundaciones y pruebas auxiliares para grupo de pilotes. La mayoría de las pruebas individuales se realizaron con una carga equivalente a la carga muerta más el doble de la carga viva; otro grupo, con el doble de la suma de cargas muertas y vivas; además, dos pruebas de carga horizontal.

d) Como el pilote trabaja por fricción lateral y de punta, se realizó una prueba en la fundación N° 20 (ver número 7.6.4), para determinar exactamente la presión transmitida al terreno debajo del pie del pilote.

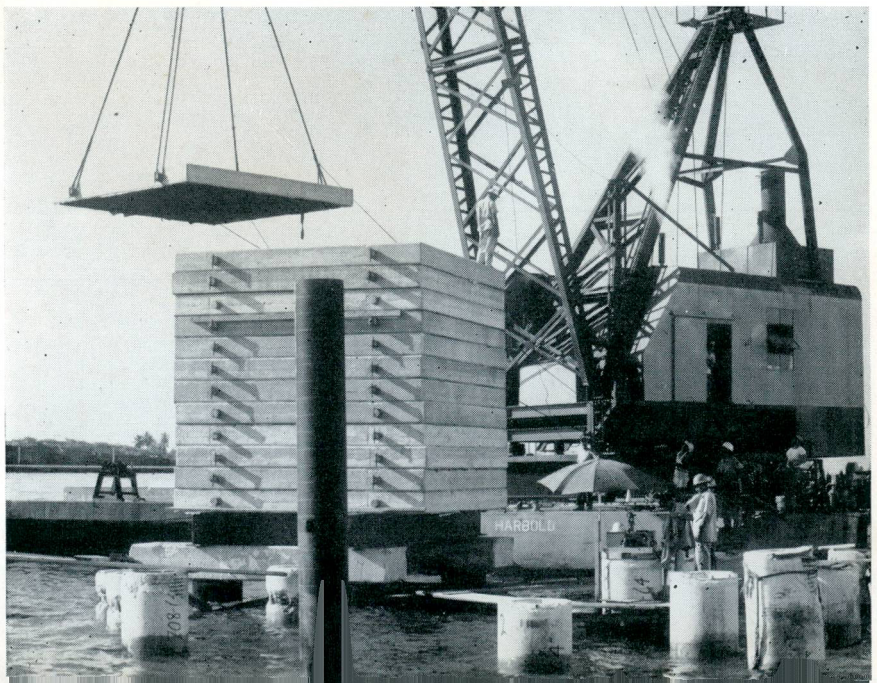


Fig. 3.5. Proceso de colocación de pesas para una prueba de carga.

4 Prefabricación

En base a la concepción del ingeniero proyectista, se ha solucionado en gran parte el problema constructivo mediante una planta de prefabricación incorporada a los trabajos del puente.

A través del esquema general, el lector podrá formarse una idea de su organización y funcionamiento.

Al efecto, podemos considerar dividida la planta de prefabricación en las siguientes zonas:

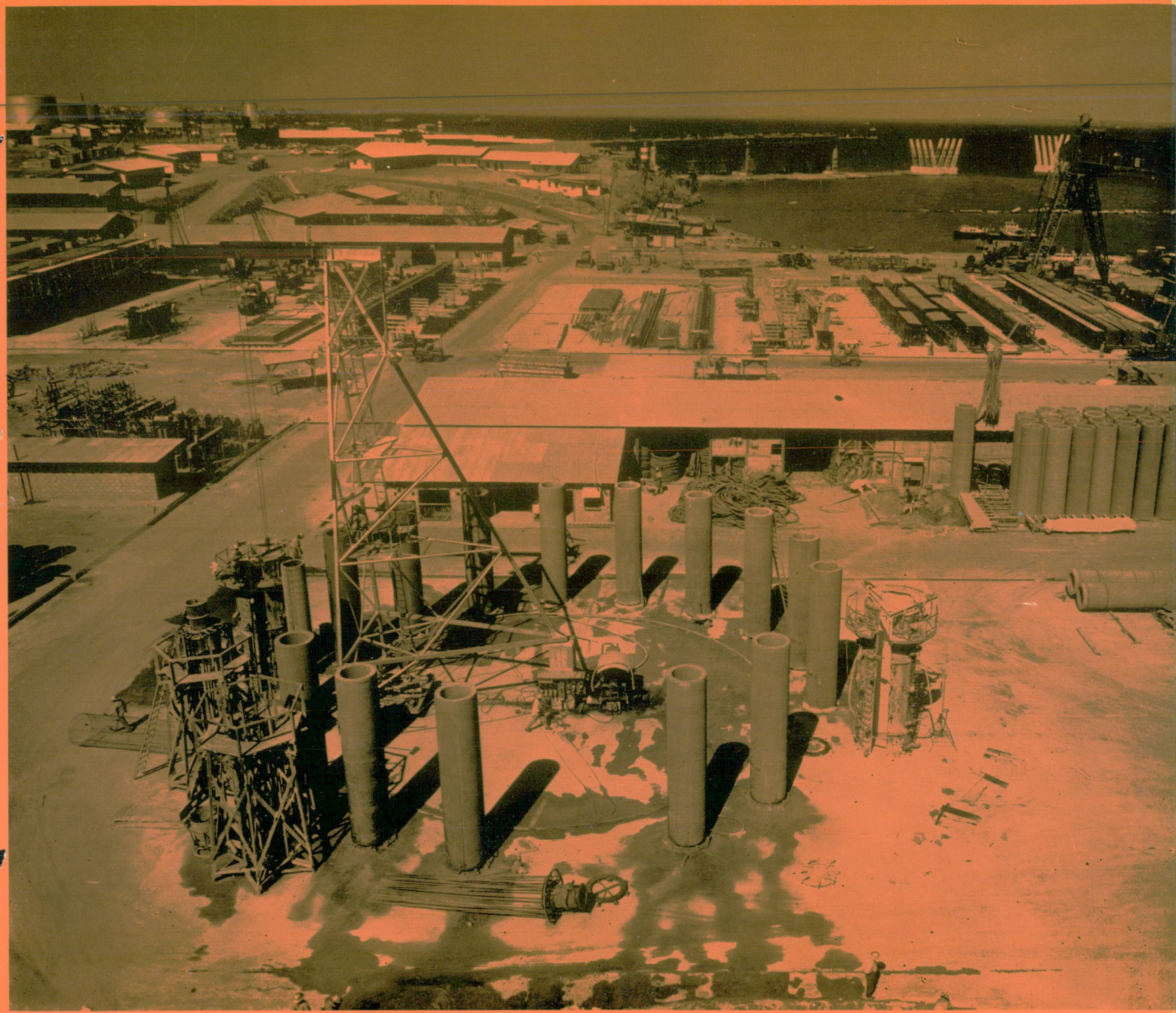
Prefabricación de pilotes.

Prefabricación de vigas de concreto pretensado y otros elementos de concreto armado.

Preparación de andamios y encofrado.

Talleres.

Fig. 4.1. Instalación para el vaciado de las secciones "vacuum". Planta circular con grúa giratoria.



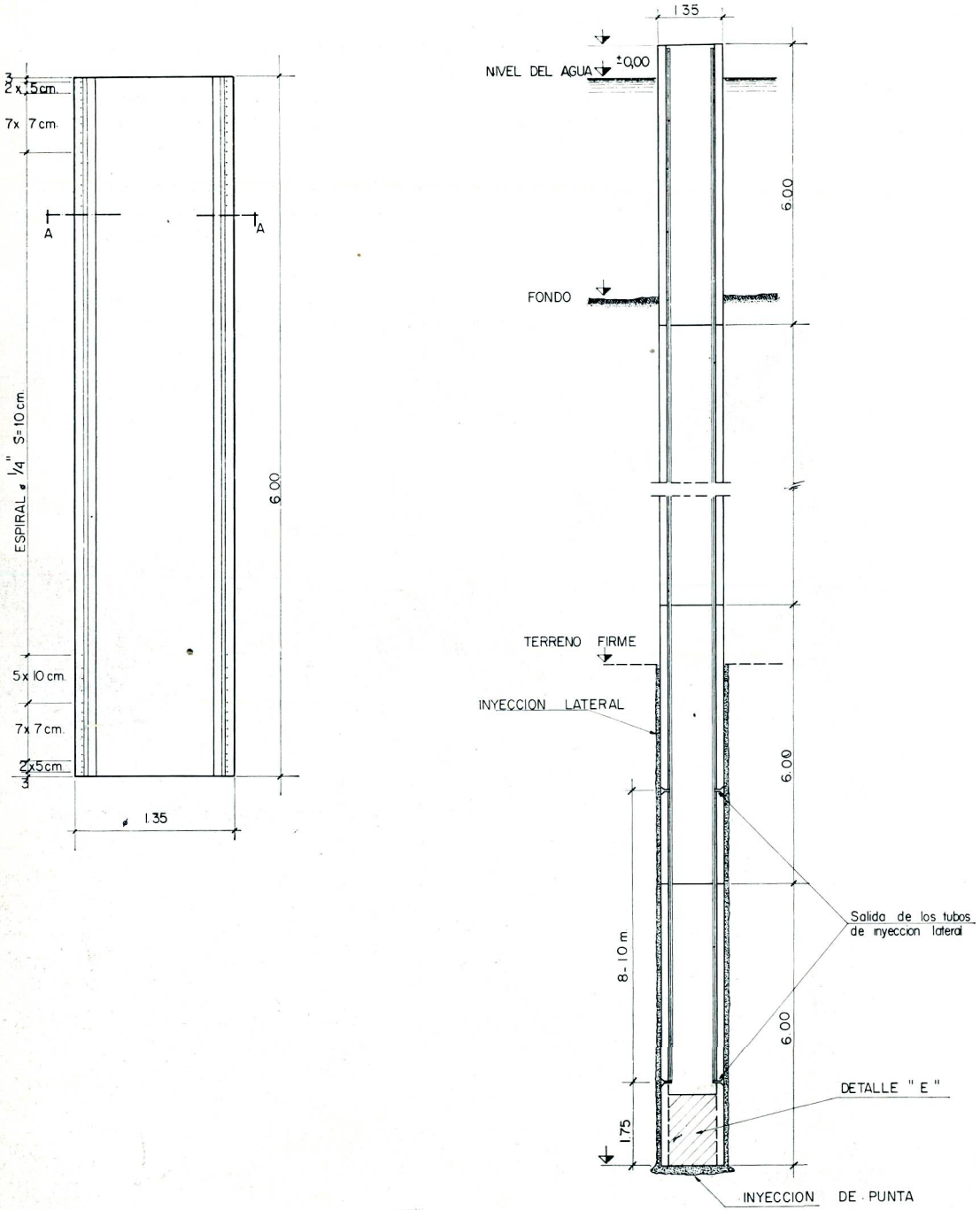


Fig. 4.2. Detalle del pilote prefabricado de 1,35 m. de diámetro.

4.1. Prefabricación de pilotes.

Entre los pilotes usados para la cimentación del puente figuran aquellos formados por secciones prefabridadas de concreto de 6 metros de longitud aproximadamente, con un diámetro exterior de 1,35 metros e interior de 0,99 metros, unidos por precompresión con adherencia posterior (fig. 4.2).

Las secciones se fabrican mediante el proceso de concreto al vacío, sistema por medio del cual, una vez hormigonado el elemento, se aplica una succión a través de su superficie, con el objeto de reducir la relación agua-cemento y aumentar así su resistencia, logrando con ello un mayor rendimiento al reducirse el tiempo para el desencofrado. El encofrado usado (diseñado especialmente), consta de 2 cilindros huecos de paredes dobles. Una de las paredes de estos cilindros, la que queda en contacto con el concreto (perforada en toda su superficie) se cubre previamente con una tela que sirve de filtro, evitando su obstrucción por el mortero cuando la succión es aplicada (fig. 4.3 y 4.4).

4.1.1. Proceso constructivo. En el interior del encofrado se coloca la armadura, constituída por un zuncho de acero dulce sobre el cual se fijan los ductos para el pretensado. Finalmente se coloca el encofrado exterior (fig. 4.5).

El hormigonado dura aproximadamente de 45 a 50 minutos, realizándose simultáneamente el vibrado, que tarda 5 minutos

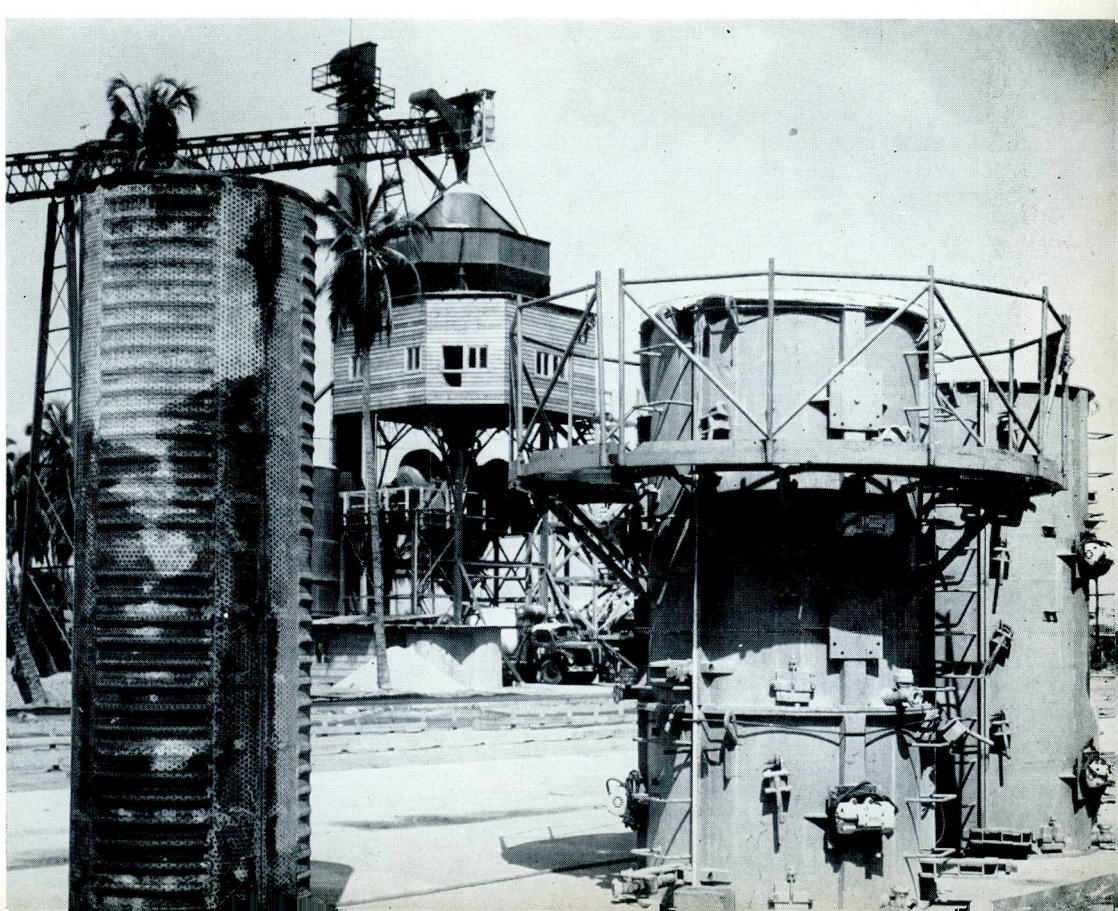


Fig. 4.3. Encofrado interior y exterior de las secciones "vacuum". En la foto puede apreciarse, a la izquierda, encofrado interior con paredes perforadas para la aplicación del vacío, y a la derecha, encofrado exterior con vibradores y tubería para la succión.

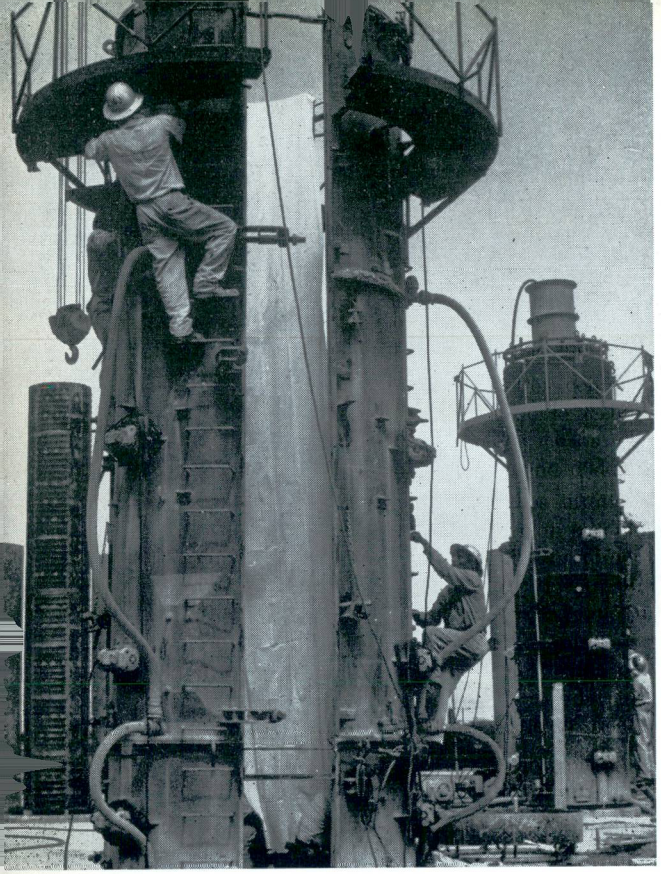


Fig. 4.4. Fase de la preparación del encofrado exterior; puede apreciarse la tela que actúa de filtro al aplicar la succión a través de la superficie horadada que estará en contacto con el concreto.

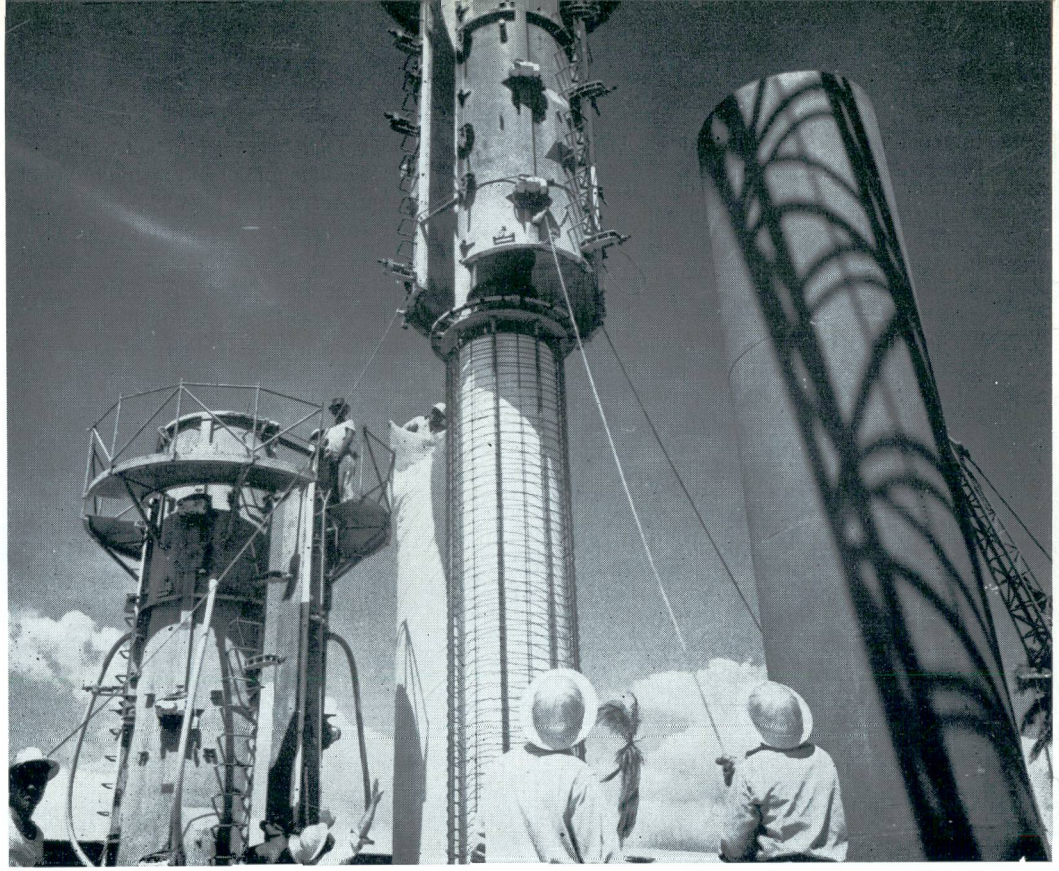


Fig. 4.5. Colocación del encofrado exterior para una sección de pilote "vacuum". Observar los ductos para los cables de postensado.

más. Finalizado el hormigonado, se aplica inmediatamente la succión durante 15 minutos; la presión de succión es del orden de — 50 cm.-Hg., y el agua total extraída es en promedio unos 90 litros. El desencofrado comienza 45 minutos más tarde con la remoción de la parte interior; al efecto, su diámetro se reduce mediante una cuña accionada por un sistema hidráulico; el cilindro interior se puede separar en tres partes iguales a través de las generatrices respectivas.

Dieciséis horas después de desencofrada la pieza se traslada al sitio donde continúa el curado durante 7 días consecutivos (ver fig. 4.6).

4.1.2. Tensado. Las secciones son colocadas en las pistas de tensado, aproximadamente a 20 centímetros de separación, cuidando el alineamiento de los ductos (fig. 4.7). El número de secciones por pilote queda determinado por la longitud del mismo, en base a los requerimientos de la fundación respectiva. Colocados los tubos para la inyección lateral y de punta y vaciadas las juntas a través de las cuales se continúan los ductos, se procede

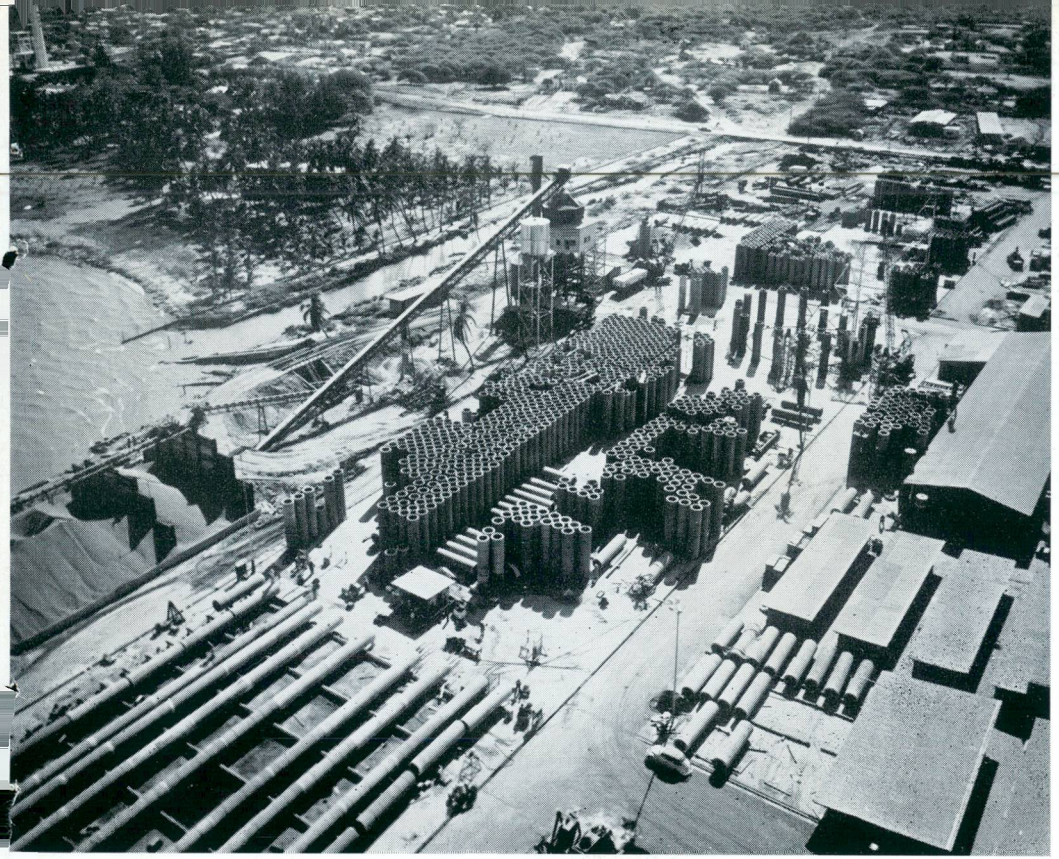


Fig. 4.6. Vista de la planta de pilotaje. En el centro de la foto aparecen las secciones "vacuum" almacenadas, listas para ser trasladadas a las pistas de tensado (ángulo inferior izquierdo).

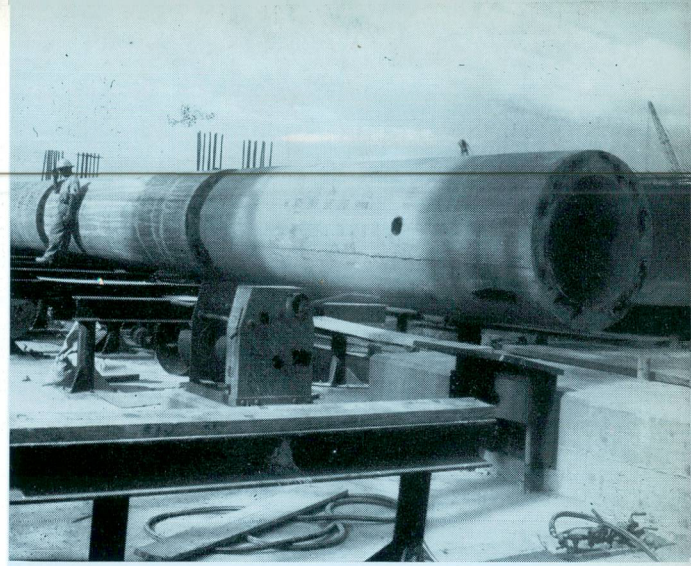


Fig. 4.7. Detalle de la colocación en la pista de tensado de las secciones de pilotes, previamente al vaciado de las juntas y colocación de los cables.

a la introducción y tensado de los cables, así como al anclaje de los mismos (figs. 4.7 y 4.8). Los alambres de tensado son del tipo Sigma-oval 145/165 de 11,2 × 4,5 mm.

El tipo de anclaje usado es el "Philips-Holzmann", recuperable (fig. 4.9).

4.1.3. Inyección. Una vez tensados y anclados los cables se procede a aplicar a cada ducto una inyección de mortero (ver diseño). Tres días después se remueven los anclajes.

Datos que sirvieron para las operaciones de tensado en los pilotes

Longitud del pilote (mts.)	Peso total (Tons.)	Cantidad de alambres de pretensado	Alargamiento de los alambres (cms.)	Trabajo del concreto bajo pretensión Kg./cm²
36	64	8 × 8	17,9	38,8
38	66	8 × 8	18,9	38,8
40	69	8 × 8	19,9	38,8
42	72	10 × 8	20,8	48,5
44	76	10 × 8	21,8	48,5
46	79	10 × 8	22,7	48,5
48	82	12 × 8	23,6	58,2
50	86	12 × 8	24,6	58,2
52	89	12 × 8	25,5	58,2
54	92	12 × 8	26,5	58,2
56	96	12 × 8	27,4	58,2
58	99	12 × 8	28,4	58,2
60	102	12 × 8	29,4	58,2

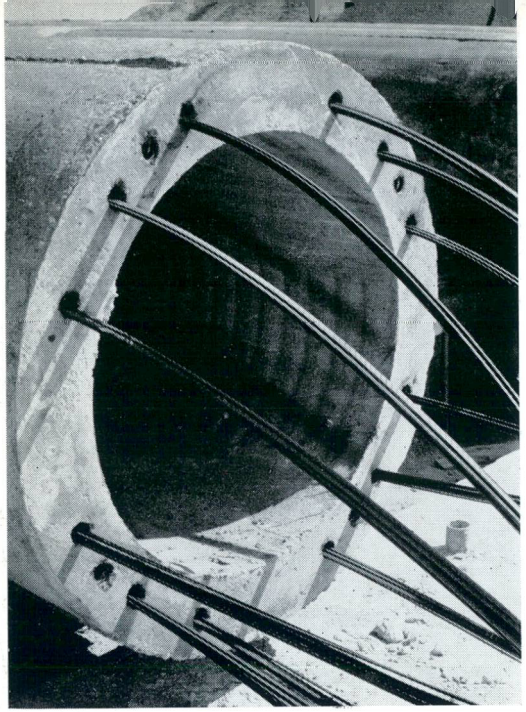
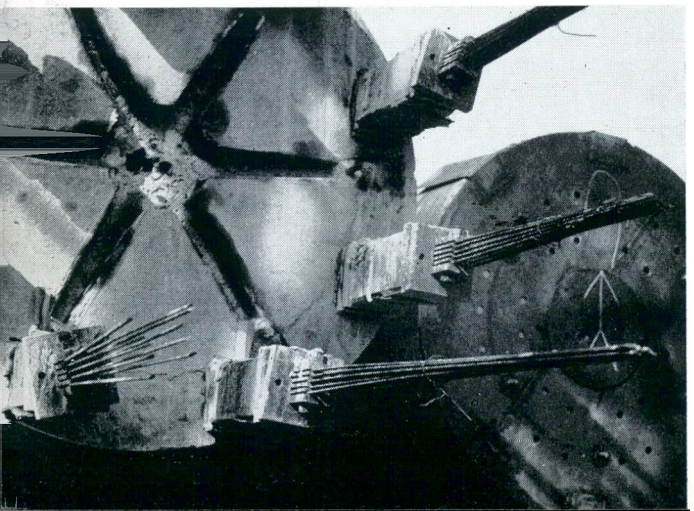


Fig. 4.8. Detalle de la cabeza de un pilote con los cables ya colocados antes del tensado y anclaje de los mismos.



Fig. 4.10. Sitio de embarque de los pilotes, donde puede apreciarse el sistema sencillo adoptado para su transporte hasta la gabarra.

Fig. 4.9. Punta de un pilote, en la cual pueden verse los anclajes tipo "Philips-Holzman". Obsérvense los canales radiales que permitirán una mejor distribución del mortero de inyección en la punta del pilote, con la formación de un bulbo regular.



4.1.4. Transporte. El transporte de los pilotes se hace mediante una gabarra que los lleva desde el sitio de embarque, en el patio de trabajo, hasta los sitios de colocación (fig. 4.10).

4.2. Prefabricación de vigas.

4.2.1. Vigas de concreto pretensado: La porción prefabricada del tablero está integrada por una serie de tramos formados por cuatro vigas de concreto pretensado, de 35,95 ó de 45,95 metros de luz, colocadas una al lado de la otra, con juntas longitudinales a través de las cuales se continúan los ductos, tanto en las losas como en las vigas de riostra. La precompresión en este sentido establece la rigidez transversal del conjunto (figs. 4.11 y 4.21).



Fig. 4.11. Tablero concluído de los tramos de 46,60 m. y 36,60 m., formados de cuatro vigas prefabricadas. Vista hacia la costa oriental del Lago, Punta Iguana.

Comienza en la planta de prefabricación con la elaboración, corte, agrupación en ternas e introducción de los alambres en los ductos (figs. 4.12 y 4.13).

En formaletas de madera, se inicia la preparación de la armadura hasta completar el alma y las vigas de riostra, luego esta armadura es transportada y colocada por medio de la grúa pórtico en los encofrados metálicos, donde, después de haber sido rectificada su posición, se concluye con la parte correspondiente a la losa. En ambos casos se pone especial atención a la colocación de los ductos (figs. 4.13 y 4.14).

El vaciado se realiza en forma continua durante 3 horas aproximadamente, con una mezcla B-450 (ver diseño bajo el número 7.2.2). Durante este proceso el concreto es sometido a la acción de vibradores de inmersión, exteriores y de superficie (fig. 4.16).

A las 20 horas, aproximadamente, después de realizado el vaciado, se desencofra la pieza.

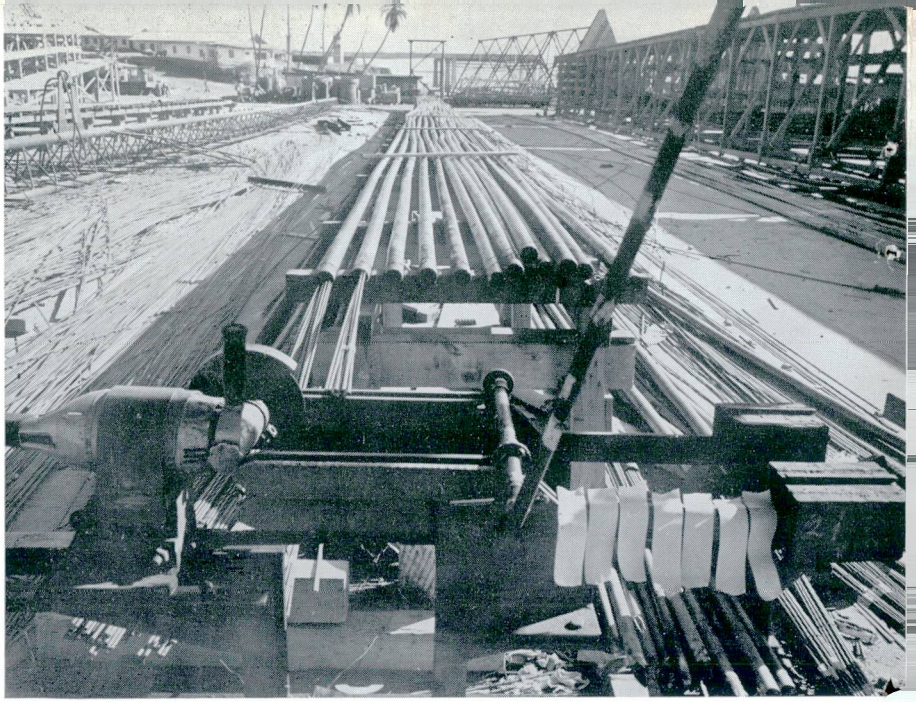
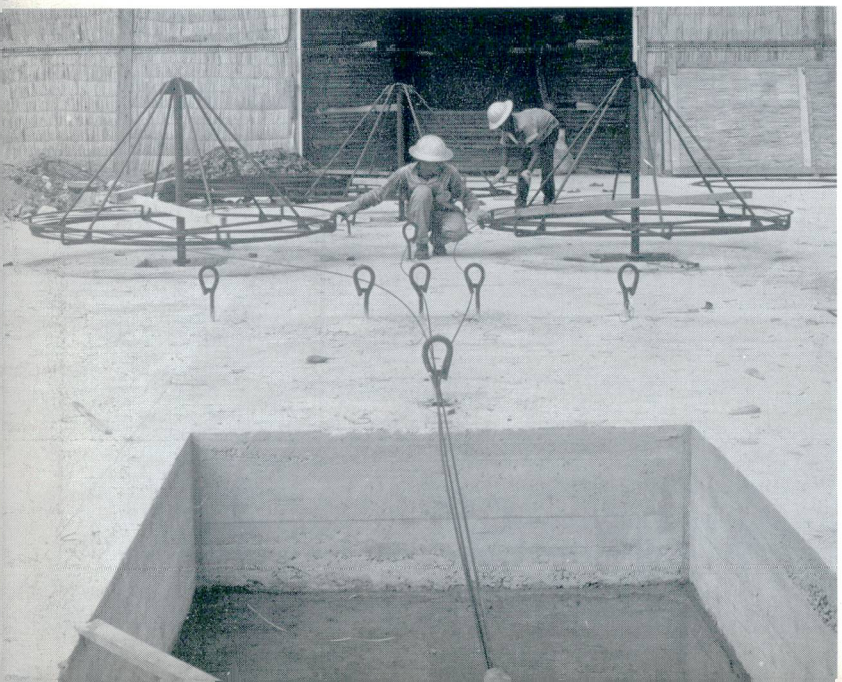


Fig. 4.12. Desbobinaje de los alambres —7 mm. de diámetro, St. 150/170— para la formación de las ternas que constituirán los cables pretensados.

Fif. 4.14. Transporte de la armadura dulce y cables de pretensado —previamente configurados en formaletas de madera— a los encofrados metálicos. Operación realizada por medio de la grúa pórtico del patio de trabajo.



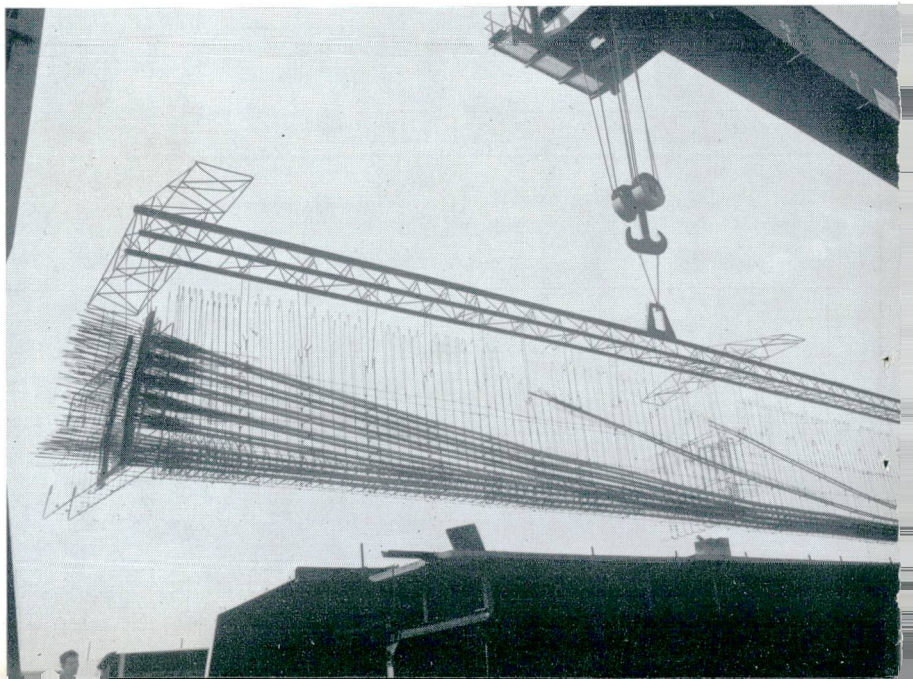


Fig. 4.13. Corte y colocación en ductos de los alambres de pretensado agrupados en ternas.

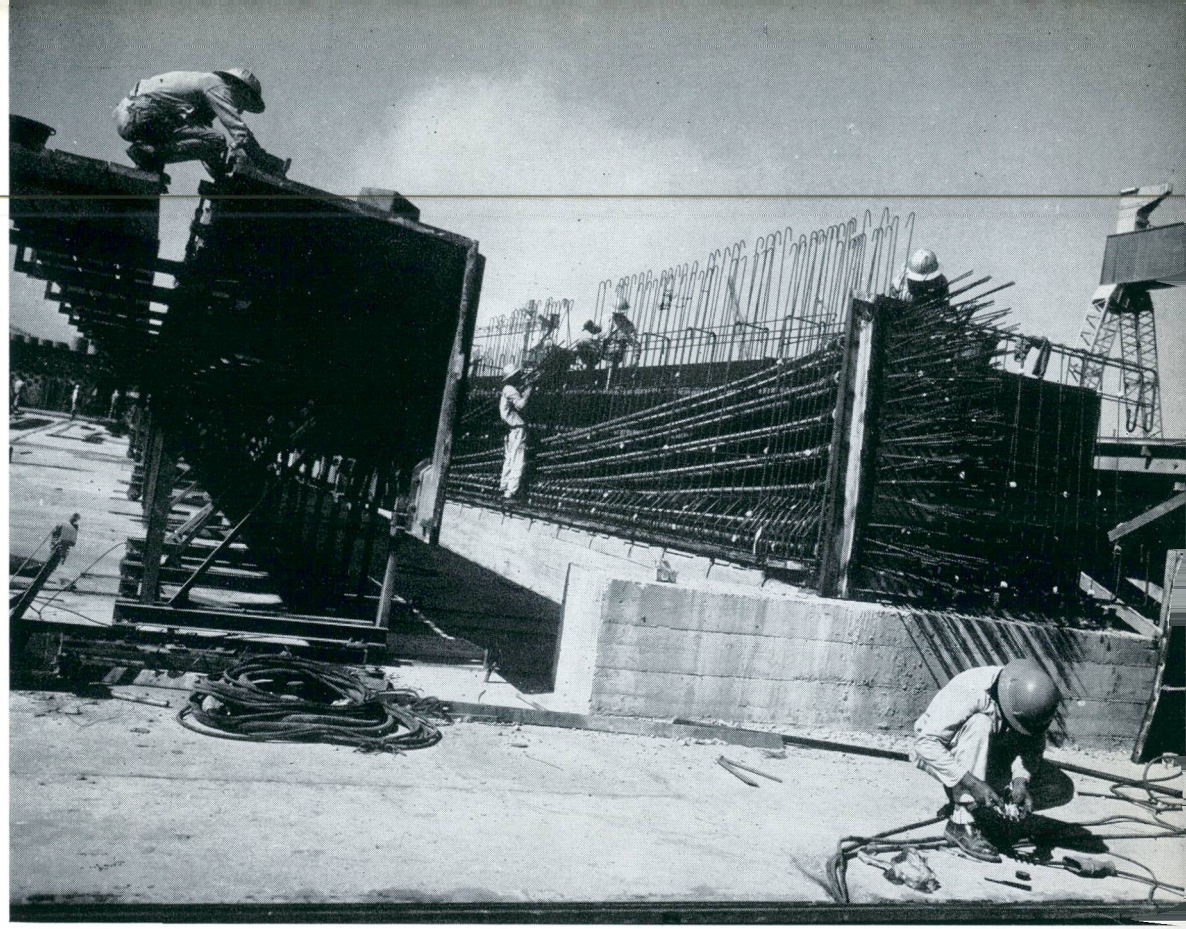


Fig. 4.15. Rectificación de la posición de los cables de pretensado en el encofrado metálico antes de la operación de vaciado.

Con el tensado inicial la viga es sometida a la mitad de la carga definitiva de precompresión, cuando el concreto ha adquirido una resistencia mínima de 200 kg./cm² (resistencia cilíndrica), la cual se logra regularmente a las 24 horas de terminado el vaciado. El objeto de la precompresión inicial es absorber las fatigas de tracción por peso propio durante la operación de almacenaje, y evitar, además, las fisuras que puedan presentarse por retracción de fraguado.

Realizado el tensado inicial, la pieza se transporta a los sitios de almacenamiento, donde se continúa el curado durante 7 días consecutivos.

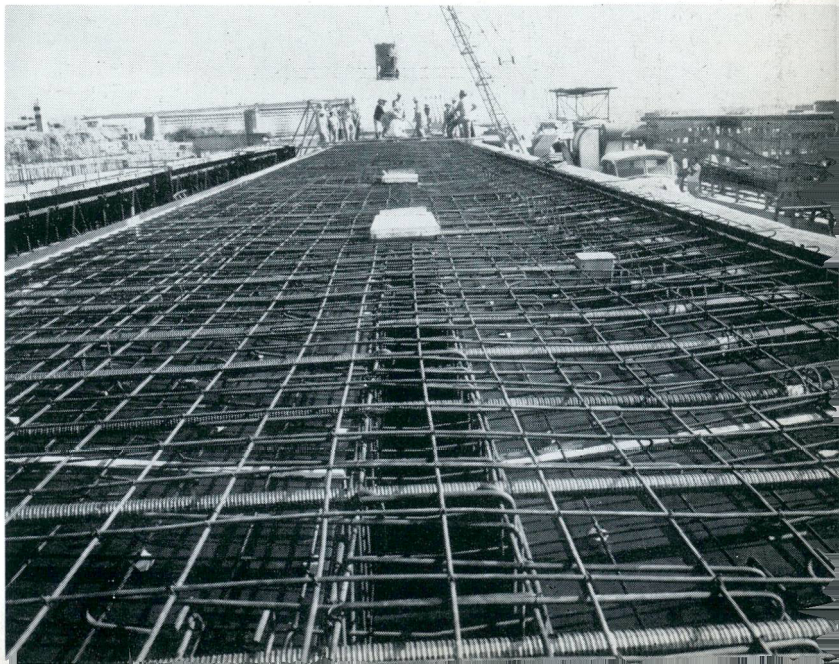


Fig. 4.16. Vista superior de la armadura dulce y ductos para el pretensado transversal de una viga prefabricada de 45,95 m. En el fondo de la foto, al extremo de la viga, puede apreciarse la operación de vaciado, realizada mediante tolvas de concreto y uso de camiones mezcladores.

Una vez lograda una resistencia sobre el 80% de la resistencia específica del concreto a la ruptura (450 Kg./cm² cúbica ó 383 Kg./cm² cilíndrica), se procede al tensado definitivo, operación que consiste en completar la fuerza de tensado para las condiciones finales de carga (fig. 4.18).

Los dispositivos de anclajes usados son los del sistema Morandi (fig. 4.19).

Este sistema se caracteriza, principalmente, por permitir en forma sencilla las siguientes operaciones:

a) Tensado y anclaje por etapas.
b) Lectura de las tensiones efectivas en los cables.
c) Retensado de los cables antes de la inyección de mortero en los ductos.
d) Eventual desanclaje de los cables y eliminación de sus tensiones.

Los anclajes del sistema están formados por un cuerpo cilíndrico (diám. ext. 42 mm., diám. int. 19 mm., longitud 55 mm.) con tres ranuras longitudinales cónicas en el interior, y por una clavija (diám. 17 mm., longitud 65 mm.) también con ranuras cónicas. El cuerpo cilíndrico y clavija pesan 550 gramos, aproximadamente.

El anclaje se apoya en una placa de repartición y sirve para bloquear la tensión comunicada a las ternas de hilos de acero de 7 mm., que forman los cables de pretensión. La operación de tensado es efectuada mediante un grato, especialmente adaptado, el cual se apoya contra la placa de repartición y ajusta los hilos con un anclaje similar al descrito, obteniendo la tensión deseada.

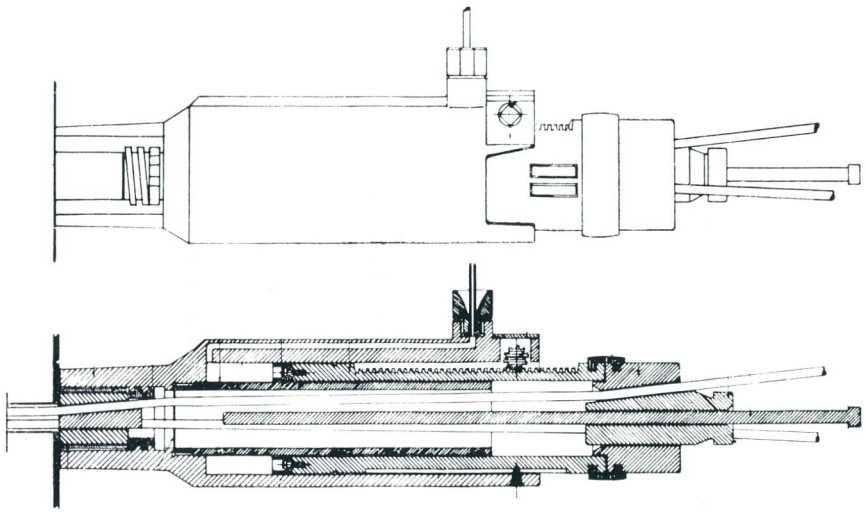


Fig. 4.17. Detalles del "Gato Morandi".



Fig. 4.19. Detalle de los anclajes tipo "Morandi".



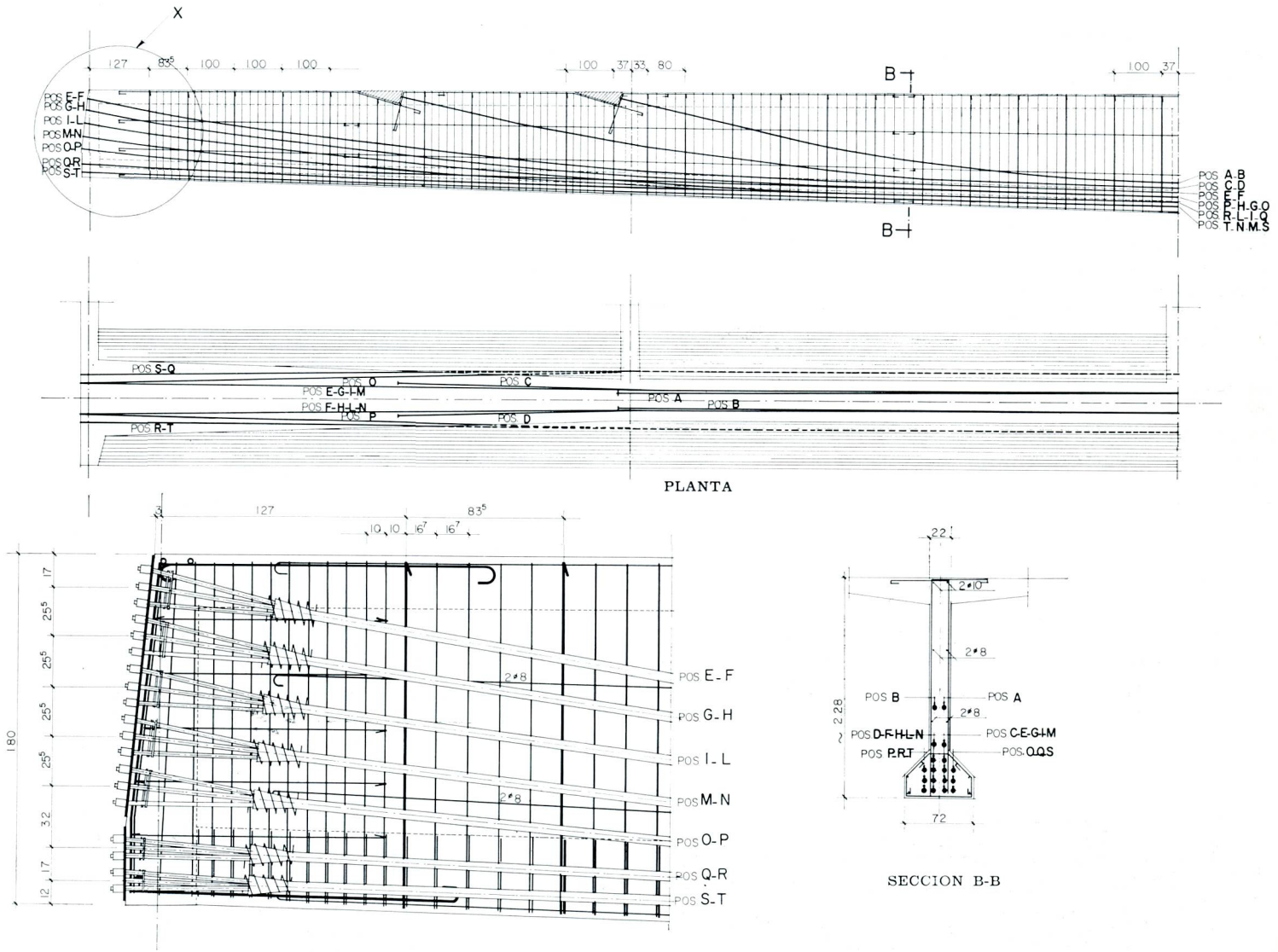
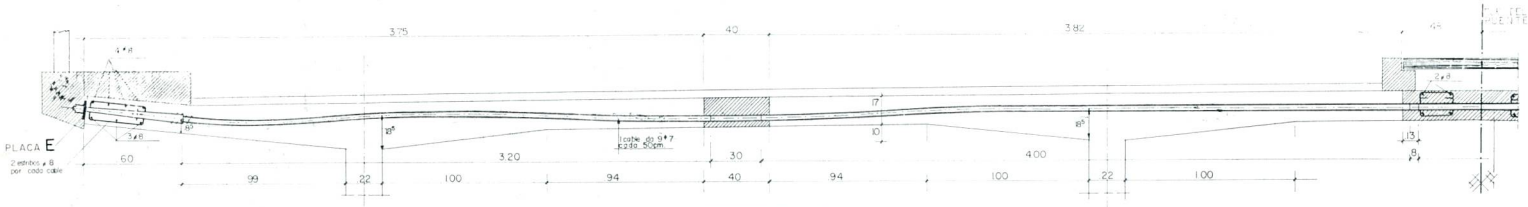
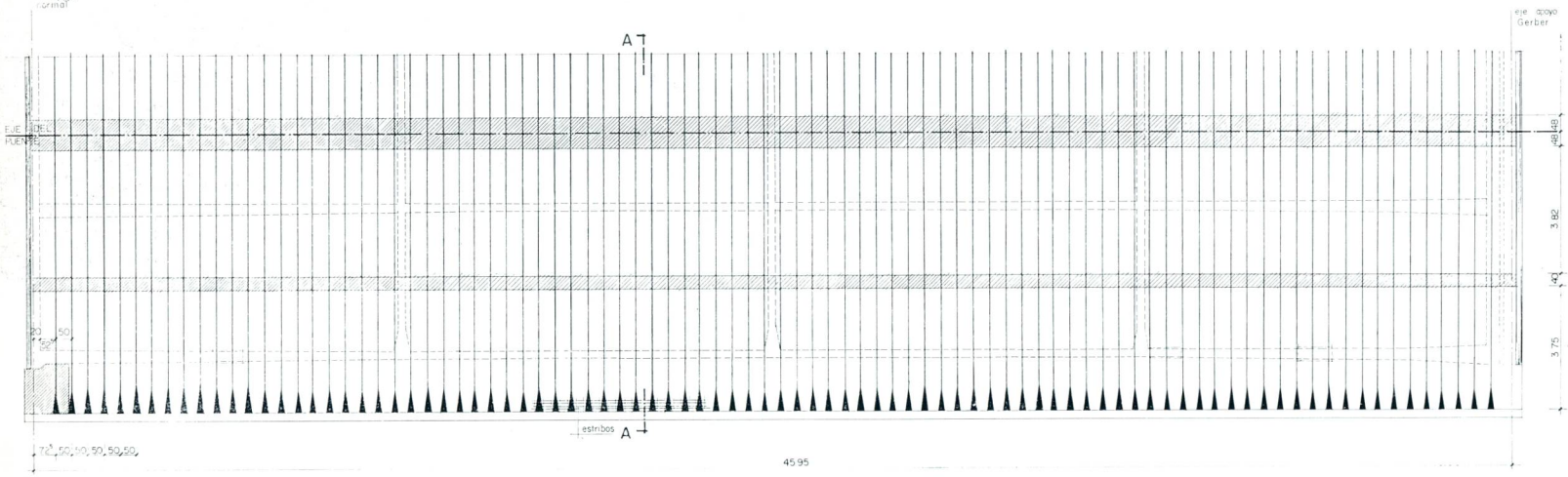


Fig. 4.20. Trayectoria de los cables y detalles de anclaje para el pretensado en una viga de 45,95 m.



SECCION A-A



PLANTA

Fig. 4.21. Cables para el pretensado transversal de la losa del tablero formado por cuatro vigas.

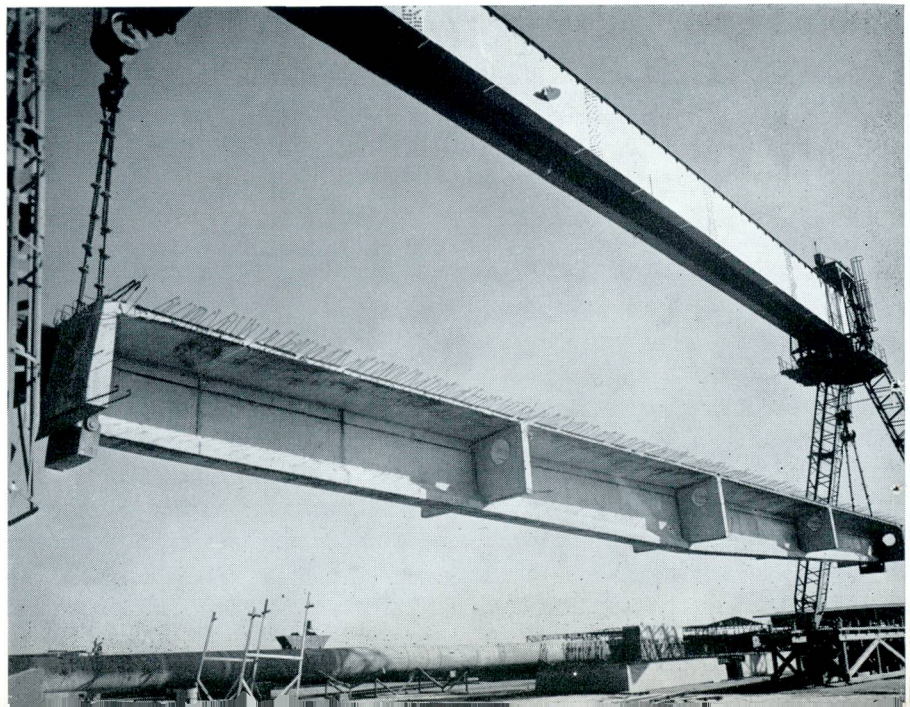


Fig. 4.22. Transporte de una viga de 45,95 m. mediante la grúa pórtico del patio de prefabricación.

Por último, a cada ducto se aplica una inyección de mortero a la presión de 4 atmósferas, con el objeto de establecer la adherencia de los cables en toda su longitud y protegerlos contra la corrosión. (Para el diseño del mortero ver párraío 7.3.1) Después de esta operación la viga se encuentra en condiciones de ser transportada por medio de la grúa pórtico (fig. 4.22) hasta una gabarra que la lleva a los sitios de colocación.

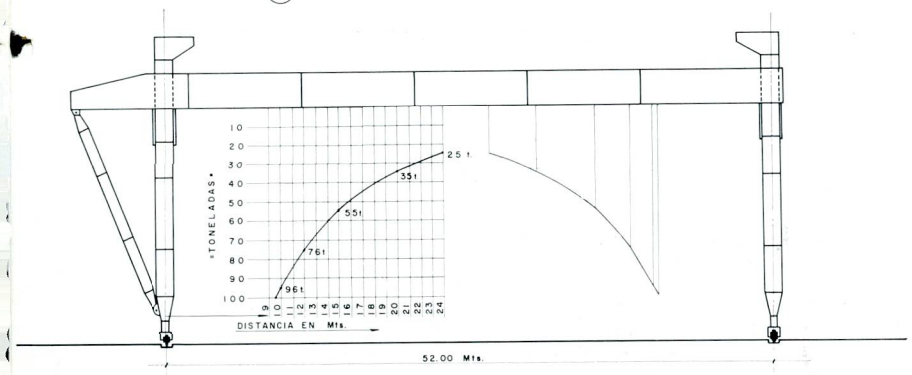
Parte de las vigas han sido transportadas y colocadas por medio de una gabarra, especialmente acondicionada al efecto (fig. 4.24); parte han sido transportadas en idéntica forma, pero colocadas con la grúa "Ajax", obedeciendo ambos casos a la altura del tablero (fig. 4.23); el resto de estas vigas se encuentra almacenado o en proceso de construcción en el patio de trabajo (fig. 4.25).



Fig. 4.23. Colocación de una viga —de las cuatro que definen el tablero— por medio de la grúa "Ajax".

Cargas admisibles de la grúa pórtico.

(2) CARROS CARGADOS – CARGA PARA CADA CARRO



(1) CARRO CARGADO

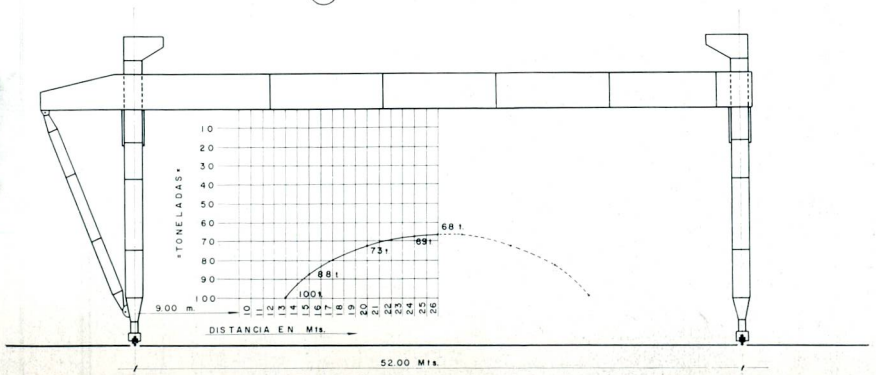
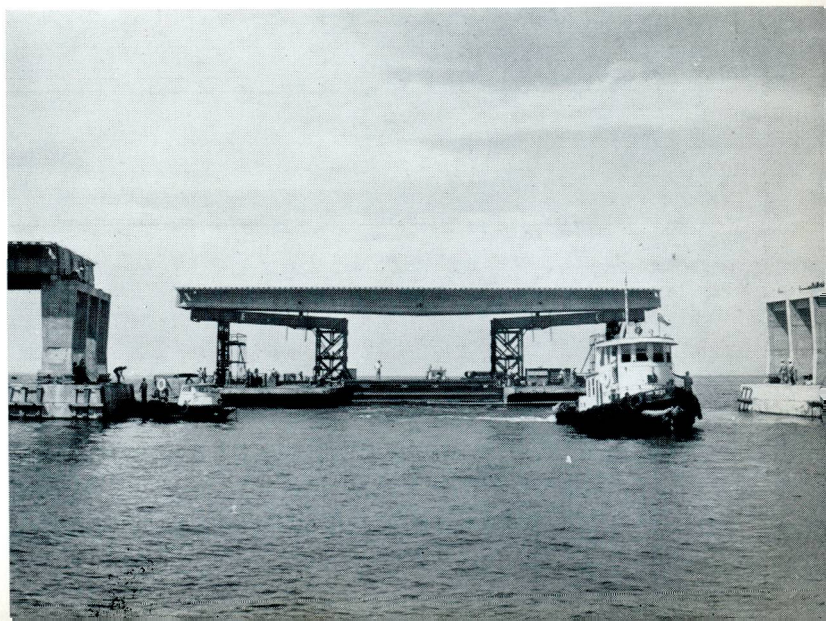


Fig. 4.24. Transporte y colocación de una viga pretensada en un tramo de 46 m. de luz. Operación realizada mediante una gabarra especialmente acondicionada.



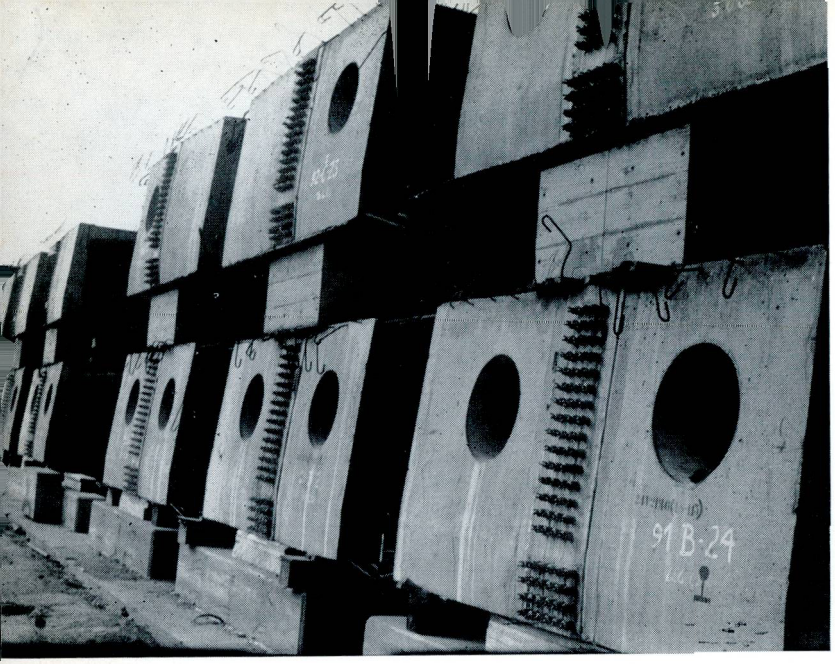


Fig. 4.25. Vigas pretensadas almacenadas en el patio de trabajo.

El acero duro de pretensado, utilizado en las mesas, tiene las características que se señalan a continuación:

Acero especial de 7 mm de diámetro para hormigón pretensado.

Diámetro:	0% (L = 10 d) mínimo
Sección:	120mKg./mm²
Resistencia a la ruptura:	21.000 Kg./mm²
Límite 0,2%	170 Kg./mm²
Límite 0,1%	150 Kg./mm²
Módulo de elasticidad:	7 mm
Alargamiento:	38,5 mm²

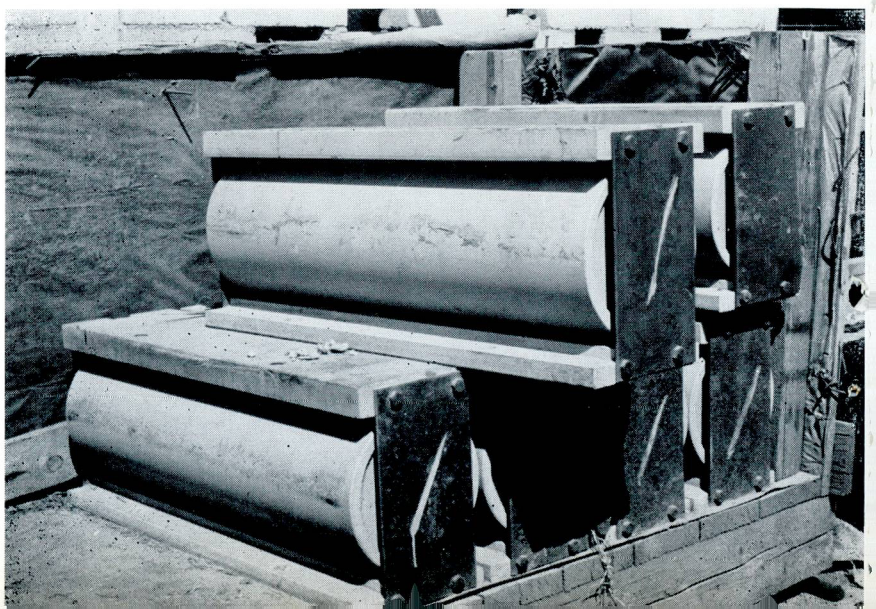
Promedio de los valores arrojados por análisis químico:

C	Mn	Si	P	S
0,869	0,658	0,202	0,192	0,0249

Promedio de los valores arrojados por los ensayos:

Diámetro	Resistencia a la tensión	Límite 0,1	Límite 0,2	Módulo de elasticidad
mm	Kg./mm²	Kg./mm²	Kg./mm²	Kg./mm²
7,0055	177,40	137,214	156,338	20884,44

Fig. 4.26. Rodillos de apoyo.



Rodillos de apoyo.—Están constituídos por una chapa tubular de acero sin costura (216 mm. de diámetro y 16 mm. de espesor), relleno de hormigón especial. Este hormigón fué introducido bajo una presión de 114 toneladas, de modo que el tubo alcanzó cierta tensión interior, garantizando así que la chapa tubular, al contraerse el hormigón, permaneciese bajo presión (véase foto).

Los rodillos están construídos para una carga de, aproximadamente, 2,3 toneladas por centímetro de longitud del rodillo, siendo ésta de unos 708 mm.

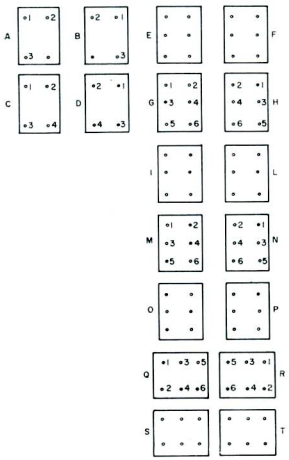
Fueron ensayados para 1,5 veces la carga útil, durante un minuto. Las mediciones de control, en dirección perpendicular a la carga, no revelaron modificación del diámetro.

De seguida se indican:

a) Los datos sobre los cuales se basan las operaciones de tensado.

b) Un informe del desarrollo de esa operación en la viga 82.V4-p46.

VIGA Nº 82V4 P-46 TENSADO INICIAL NORTE FECHA VACIADO 22-3-61 FECHA TENSADO 28-3-61



CABLE	ELONGACIONES 1 Pretensado 2 cms.	1 Pretensado cms.
A-B	6,04	12,07
C-D	8,56	17,12
S-T	12,22	24,43
Q-R	12,22	24,43
O-P	12,22	24,43
M-N	11,83	23,66
I-L	11,83	23,66
G-H	11,83	23,66
E-F	11,83	23,66

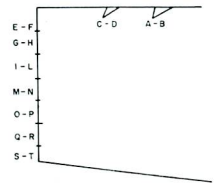
FASES DEL PRETENSADO

1) media fuerza: A-B, C-D, S-T, Q-R, O-P, M-N, I-L, G-H, E-F

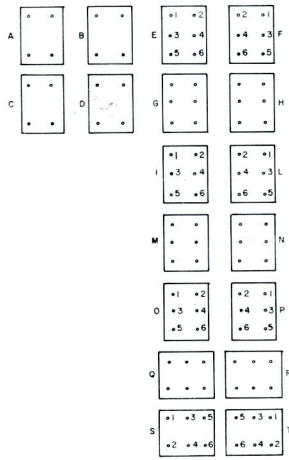
1) fuerza total: E-F, G-H, I-L, M-N, O-P, Q-R, S-T, C-D, A-B

PRESION DEL MANOMETRO

		medial
maximo	420 atm.	210
minimo	380 atm.	190



VIGA Nº 82V4 P-46 TENSADO INICIAL SUR FECHA VACIADO 22-3-61 FECHA TENSADO 28-3-61



CABLE	ELONGACIONES 1 Pretensado 2 cms.	1 Pretensado cms.
A-B	6,04	12,07
C-D	8,56	17,12
S-T	12,22	24,43
Q-R	12,22	24,43
O-P	12,22	24,43
M-N	11,83	23,66
I-L	11,83	23,66
G-H	11,83	23,66
E-F	11,83	23,66

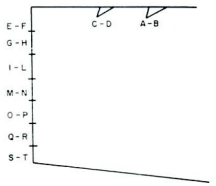
FASES DEL PRETENSADO

1) media fuerza: A-B, C-D, S-T, Q-R, O-P, M-N, I-L, G-H, E-F

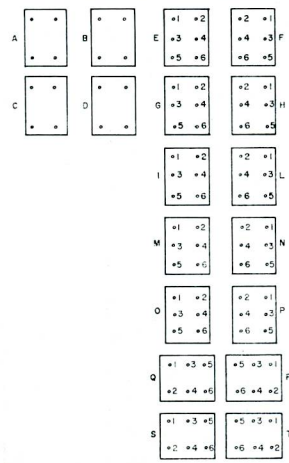
1) fuerza total: E-F, G-H, I-L, M-N, O-P, Q-R, S-T, C-D, A-B

PRESION DEL MANOMETRO

		medial
maximo	420 atm.	210
minimo	380 atm.	190



VIGA Nº 82V4 P-46 TENSADO FINAL NORTE FECHA VACIADO 22-3-61 FECHA TENSADO 5-4-61



CABLE	ELONGACIONES 1 Pretensado 2 cms.	1 Pretensado cms.
A-B	6,04	12,07
C-D	8,56	17,12
S-T	12,22	24,43
Q-R	12,22	24,43
O-P	12,22	24,43
M-N	11,83	23,66
I-L	11,83	23,66
G-H	11,83	23,66
E-F	11,83	23,66

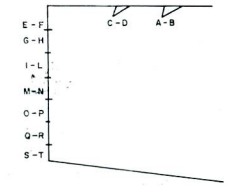
FASES DEL PRETENSADO

1) media fuerza: A-B, C-D, S-T, Q-R, O-P, M-N, I-L, G-H, E-F

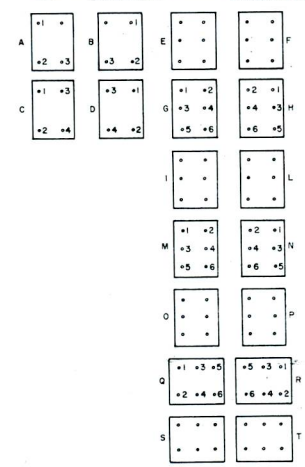
1) fuerza total: E-F, G-H, I-L, M-N, O-P, Q-R, S-T, C-D, A-B

PRESION DEL MANOMETRO

		medial
maximo	420 atm.	210
minimo	380 atm.	190



VIGA Nº 82V4 P-46 TENSADO FINAL SUR FECHA VACIADO 22-3-61 FECHA TENSADO 5-4-61



CABLE	ELONGACIONES 1 Pretensado 2 cms.	1 Pretensado cms.
A-B	6,04	12,07
C-D	8,56	17,12
S-T	12,22	24,43
Q-R	12,22	24,43
O-P	12,22	24,43
M-N	11,83	23,66
I-L	11,83	23,66
G-H	11,83	23,66
E-F	11,83	23,66

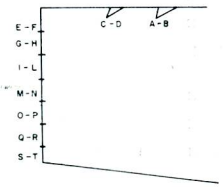
FASES DEL PRETENSADO

1) media fuerza: A-B, C-D, S-T, Q-R, O-P, M-N, I-L, G-H, E-F

1) fuerza total: E-F, G-H, I-L, M-N, O-P, Q-R, S-T, C-D, A-B

PRESION DEL MANOMETRO

		medial
maximo	420 atm.	210
minimo	380 atm.	190



CABLE A

TENSADO INICIAL NORTE					TENSADO FINAL SUR			
Nº DE TERNA	MANOM. (Kg/cm²)	ALARG. (mm)	PERDIDA DESLIZ ANC (mm)	ALARG TOTAL (mm)	MANOM. (Kg/cm²)	ALARG. (mm)	PERDIDA DESLIZ. ANC (mm)	ALARG. TOTAL (mm)
1	200	60	1	59	410	60	2	58
2	200	60	1	59	420	60	2	58
3	210	60	1	59	410	60	2	58

CABLE B

TENSADO INICIAL NORTE					TENSADO FINAL SUR			
Nº DE TERNA	MANOM. (Kg/cm²)	ALARG. (mm)	PERDIDA DESLIZ. ANC.(mm)	ALARG. TOTAL (mm)	MANOM. (Kg/cm²)	ALARG. (mm)	PERDIDA DESLIZ. ANC.(mm)	ALARG. TOTAL (mm)
1	200	60	1	59	410	60	2	58
2	200	60	1	59	420	60	2	58
3	200	60	1	59	420	60	2	58

CABLE M

TENSADO INICIAL NORTE					TENSADO FINAL SUR			
Nº DE TERNA	MANOM. (Kg/cm²)	ALARG. (mm)	PERDIDA DESLIZ. ANC.(mm)	ALARG. TOTAL (mm)	MANOM. (Kg/cm²)	ALARG. (mm)	PERDIDA DESLIZ. ANC.(mm)	ALARG. TOTAL (mm)
1	200	118	1	117	420	118	2	116
2	210	118	1	117	430	118	2	116
3	210	118	1	117	430	118	2	116
4	200	118	1	117	420	118	2	116
5	210	118	1	117	390	118	2	116
6	210	118	1	117	400	118	2	116

CABLE N

TENSADO INICIAL NORTE					TENSADO FINAL SUR			
Nº DE TERNA	MANOM. (Kg/cm²)	ALARG. (mm)	PERDIDA DESLIZ. ANC.(mm)	ALARG. TOTAL (mm)	MANOM. (Kg/cm²)	ALARG. (mm)	PERDIDA DESLIZ ANC.(mm)	ALARG. TOTAL (mm)
1	200	118	1	117	420	118	2	116
2	200	118	1	117	420	118	2	116
3	200	118	1	117	420	118	2	116
4	200	118	1	117	420	118	2	116
5	200	118	1	117	410	118	2	116
6	200	118	1	117	400	118	2	116

CABLE C

TENSADO INICIAL NORTE					TENSADO FINAL SUR			
Nº DE TERNA	MANOM. (Kg/cm²)	ALARG. (mm)	PERDIDA DESLIZ. ANC. (mm)	ALARG TOTAL (mm)	MANOM. (Kg/cm²)	ALARG. (mm)	PERDIDA DESLIZ. ANC.(mm)	ALARG. TOTAL (mm)
1	200	86	1	85	410	86	2	84
2	200	86	1	85	400	86	2	84
3	200	86	1	85	420	86	2	84
4	200	86	1	85	410	86	2	84

CABLE D

TENSADO INICIAL NORTE					TENSADO FINAL SUR			
Nº DE TERNA	MANOM. (Kg/cm²)	ALARG. (mm)	PERDIDA DESLIZ. ANC.(mm)	ALARG. TOTAL (mm)	MANOM. (Kg/cm²)	ALARG. (mm)	PERDIDA DESLIZ. ANC.(mm)	ALARG. TOTAL (mm)
1	200	86	1	85	420	86	2	84
2	200	86	1	85	400	86	2	84
3	200	86	1	85	410	86	2	84
4	200	86	1	85	420	86	2	84

CABLE O

TENSADO INICIAL SUR					TENSADO FINAL NORTE			
Nº DE TERNA	MANOM. (Kg/cm²)	ALARG. (mm)	PERDIDA DESLIZ ANC (mm)	ALARG. TOTAL (mm)	MANOM. (Kg/cm²)	ALARG. (mm)	PERDIDA DESLIZ. ANC (mm)	ALARG. TOTAL (mm)
1	210	122	1	121	420	122	2	120
2	200	122	1	121	420	122	2	120
3	210	122	1	121	420	122	2	120
4	200	122	1	121	420	122	2	120
5	210	122	1	121	420	122	2	120
6	220	122	1	121	420	122	2	120

CABLE P

TENSADO INICIAL SUR					TENSADO FINAL NORTE			
Nº DE TERNA	MANOM. (Kg/cm²)	ALARG. (mm)	PERDIDA DESLIZ ANC (mm)	ALARG. TOTAL (mm)	MANOM. (Kg/cm²)	ALARG. (mm)	PERDIDA DESLIZ. ANC (mm)	ALARG. TOTAL (mm)
1	200	122	1	121	400	122	2	120
2	200	122	1	121	420	122	2	120
3	210	122	1	121	420	122	2	120
4	200	122	1	121	420	122	2	120
5	210	122	1	121	400	122	2	120
6	200	122	1	121	410	122	2	120

CABLE E

TENSADO INICIAL SUR					TENSADO FINAL NORTE			
Nº DE TERNA	MANOM (Kg/cm²)	ALARG. (mm)	PERDIDA DESLIZ ANC (mm)	ALARG TOTAL (mm)	MANOM. (Kg/cm²)	ALARG. (mm)	PERDIDA DESLIZ. ANC (mm)	ALARG. TOTAL (mm)
1	210	118	1	117	420	118	2	116
2	200	118	1	117	420	118	2	116
3	200	118	1	117	420	118	2	116
4	220	118	1	117	420	118	2	116
5	210	118	1	117	410	118	2	116
6	210	118	1	117	420	118	2	116

CABLE F

TENSADO INICIAL SUR					TENSADO FINAL NORTE			
Nº DE TERNA	MANOM. (Kg/cm²)	ALARG. (mm)	PERDIDA DESLIZ. ANC.(mm)	ALARG. TOTAL (mm)	MANOM. (Kg/cm²)	ALARG. (mm)	PERDIDA DESLIZ. ANC.(mm)	ALARG. TOTAL (mm)
1	210	118	1	117	420	118	2	116
2	210	118	1	117	420	118	2	116
3	210	118	1	117	420	118	2	116
4	200	118	1	117	420	118	2	116
5	200	118	1	117	400	118	2	116
6	200	118	1	117	420	118	2	116

CABLE Q

TENSADO INICIAL NORTE					TENSADO FINAL SUR			
Nº DE TERNA	MANOM. (Kg/cm²)	ALARG. (mm)	PERDIDA DESLIZ. ANC (mm)	ALARG. TOTAL (mm)	MANOM. (Kg/cm²)	ALARG. (mm)	PERDIDA DESLIZ. ANC (mm)	ALARG. TOTAL (mm)
1	200	122	1	121	420	122	2	120
2	200	122	1	121	410	122	2	120
3	210	122	1	121	420	122	2	120
4	200	122	1	121	410	122	2	120
5	200	122	1	121	420	122	2	120
6	210	122	1	121	400	122	2	120

CABLE R

TENSADO INICIAL NORTE					TENSADO FINAL SUR			
Nº DE TERNA	MANOM. (Kg/cm²)	ALARG. (mm)	PERDIDA DESLIZ. ANC (mm)	ALARG. TOTAL (mm)	MANOM. (Kg/cm²)	ALARG. (mm)	PERDIDA DESLIZ. ANC (mm)	ALARG. TOTAL (mm)
1	200	122	1	121	420	122	2	120
2	210	122	1	121	420	122	2	120
3	200	122	1	121	410	122	2	120
4	200	122	1	121	420	122	2	120
5	210	122	1	121	410	122	2	120
6	210	122	1	121	420	122	2	120

CABLE G

TENSADO INICIAL NORTE					TENSADO FINAL SUR			
Nº DE TERNA	MANOM (Kg/cm²)	ALARG (mm)	PERDIDA DESLIZ ANC (mm)	ALARG TOTAL (mm)	MANOM. (Kg/cm²)	ALARG. (mm)	PERDIDA DESLIZ. ANC (mm)	ALARG. TOTAL (mm)
1	200	118	1	117	430	118	2	116
2	200	118	1	117	420	118	2	116
3	210	118	1	117	420	118	2	116
4	200	118	1	117	420	118	2	116
5	210	118	1	117	410	118	2	116
6	210	118	1	117	400	118	2	116

CABLE H

TENSADO INICIAL NORTE					TENSADO FINAL SUR			
Nº DE TERNA	MANOM. (Kg/cm²)	ALARG. (mm)	PERDIDA DESLIZ. ANC.(mm)	ALARG. TOTAL (mm)	MANOM. (Kg/cm²)	ALARG. (mm)	PERDIDA DESLIZ. ANC.(mm)	ALARG. TOTAL (mm)
1	210	118	1	117	420	118	2	116
2	200	118	1	117	420	118	2	116
3	210	118	1	117	420	118	2	116
4	210	118	1	117	420	118	2	116
5	200	118	1	117	420	118	2	116
6	200	118	1	117	420	118	2	116

CABLE S

TENSADO INICIAL SUR					TENSADO FINAL NORTE			
Nº DE TERNA	MANOM. (Kg/cm²)	ALARG. (mm)	PERDIDA DESLIZ. ANC(mm)	ALARG. TOTAL (mm)	MANOM. (Kg/cm²)	ALARG. (mm)	PERDIDA DESLIZ. ANC(mm)	ALARG. TOTAL (mm)
1	210	122	1	121	420	122	2	120
2	210	120	1	121	400	122	2	120
3	200	120	1	121	420	122	2	120
4	200	120	1	121	420	122	2	120
5	200	122	1	121	420	122	2	120
6	190	122	1	121	420	122	2	120

CABLE T

TENSADO INICIAL SUR					TENSADO FINAL NORTE			
Nº DE TERNA	MANOM. (Kg/cm²)	ALARG. (mm)	PERDIDA DESLIZ. ANC.(mm)	ALARG. TOTAL (mm)	MANOM. (Kg/cm²)	ALARG. (mm)	PERDIDA DESLIZ. ANC.(mm)	ALARG. TOTAL (mm)
1	220	122	1	121	410	122	2	120
2	210	122	1	121	420	122	2	120
3	200	122	1	121	420	122	2	120
4	210	122	1	121	410	122	2	120
5	200	122	1	121	400	122	2	120
6	210	122	1	121	420	122	2	120

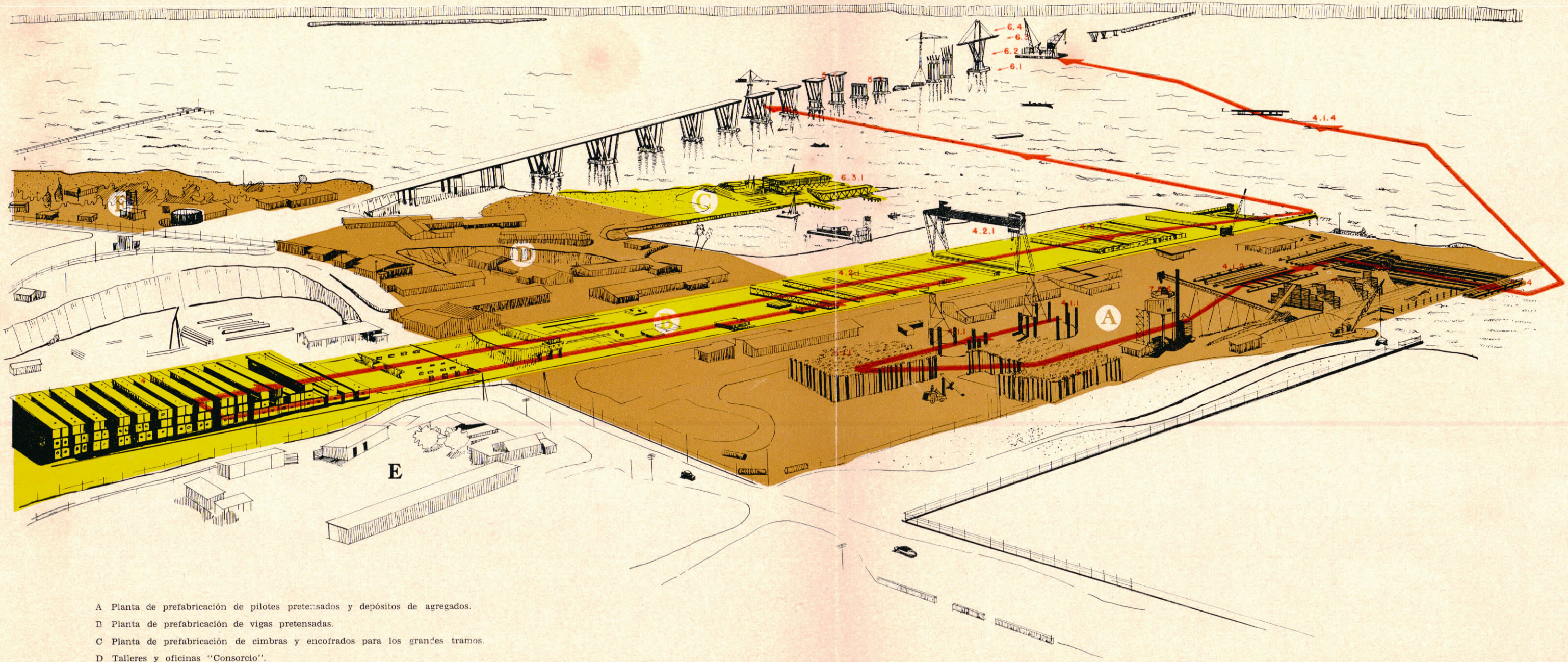
CABLE I

TENSADO INICIAL SUR					TENSADO FINAL NORTE			
Nº DE TERNA	MANOM (Kg/cm²)	ALARG (mm)	PERDIDA DESLIZ ANC (mm)	ALARG TOTAL (mm)	MANOM. (Kg/cm²)	ALARG. (mm)	PERDIDA DESLIZ ANC (mm)	ALARG TOTAL (mm)
1	200	118	1	117	420	118	2	116
2	220	118	1	117	420	118	2	116
3	200	118	1	117	410	118	2	116
4	200	118	1	117	420	118	2	116
5	210	118	1	117	420	118	2	116
6	210	118	1	117	420	118	2	116

CABLE L

TENSADO INICIAL SUR					TENSADO FINAL NORTE			
Nº DE TERNA	MANOM. (Kg/cm²)	ALARG. (mm)	PERDIDA DESLIZ. ANC.(mm)	ALARG. TOTAL (mm)	MANOM. (Kg/cm²)	ALARG. (mm)	PERDIDA DESLIZ. ANC.(mm)	ALARG. TOTAL (mm)
1	210	118	1	117	420	118	2	116
2	210	118	1	117	420	118	2	116
3	200	118	1	117	420	118	2	116
4	210	118	1	117	420	118	2	116
5	200	118	1	117	420	118	2	116
6	200	118	1	117	420	118	2	116

SINTESIS DIAGRAMADA DEL PROCESO DE TRABAJO. INTEGRACION DE LAS PLANTAS DE PREFABRICACION A LA CONSTRUCCION DEL PUENTE



A Planta de prefabricación de pilotes pretensados y depósitos de agregados.

B Planta de prefabricación de vigas pretensadas.

C Planta de prefabricación de cimbras y encofrados para los grandes tramos.

D Talleres y oficinas "Consorcio".

E Oficinas de inspección del M.O.P.

F Campamento.

Los números corresponden a los párrafos donde se hace referencia a los elementos señalados.

Transporte de un par de vigas de 45,95 metros (190 tons. cada una), desde el patio de prefabricación a las pilas donde serán colocadas.



5 Vigas Mesa

Las líneas siguientes dan una idea general del proceso constructivo de las pilas 4 a 19 y 26 a 37, correspondientes a las vigas "mesa" (fig. 5.2). A continuación se describen las diferentes fases de trabajo:

5.1. Pilotaje.

La pila está cimentada en 2 grupos de pilotes tubulares, en número variable y aproximadamente de 28 a 50 metros de longitud.

Se han usado diferentes tipos de pilotes:

"Raymond": Tubular postensado, formado de secciones de concreto centrifugado.

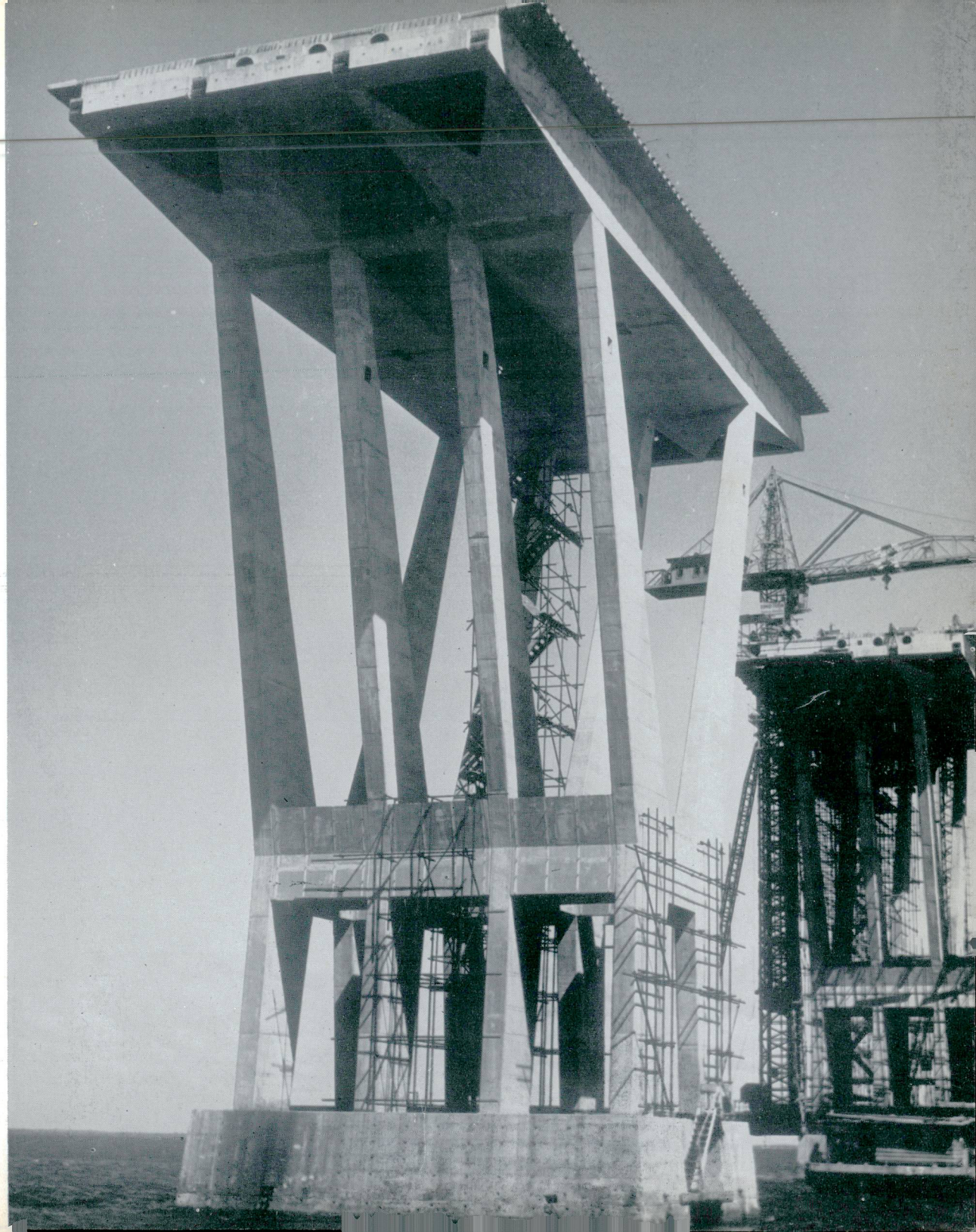
"Heerema": Tubular pretensado, monolítico.

"Vacuum": Tubular postensado (ver párrafo 4.1).

Sobre cada grupo de pilotes es colocada una placa de concreto armado, o "camisa" prefabricada, que sirve de encofrado inferior a la zapata vaciada en sitio y aloja, a su vez, parte de la armadura inferior de la misma. Los pilotes se rellenan luego con un concreto B-300 (figs. 5.1 y 5.3).



Fig. 5.2. Pila y viga "mesa" de los tramos de 85 m., concluídas.



Fif. 5.1. Pilotaje de la pila Nº 16, tramos de 85 m., terminados. 24 pilotes en 2 grupos de 12, listos para recibir las camisas.

5.2. Zapata.

La zapata está formada por dos cuerpos de concreto armado fundados sobre grupos de pilotes y solicitados por la acción de éstos y de los fustes erigidos sobre ellos. Dichos cuerpos están unidos por 4 vigas prefabricadas, dimensionadas en base a los momentos que transmiten los fustes a la fundación. El vaciado de los cuerpos se realiza conjuntamente con la última etapa de relleno de los pilotes, lográndose el empotramiento de éstos a través de una armadura de anclaje (fig. 5.3).

Fig. 5.3. Zapata de los tramos de 85 m. (pila Nº 16).
1) Camisa prefabricada.
2) Primera etapa del vaciado en sitio de la zapata. Se realiza conjuntamente con los últimos 4 metros no rellenos de pilote.
3) Etapa final del vaciado en sitio de la zapata.
4) Vigas prefabricadas de arriostres entre los cuerpos (3) de la zapata.
5) Fustes.

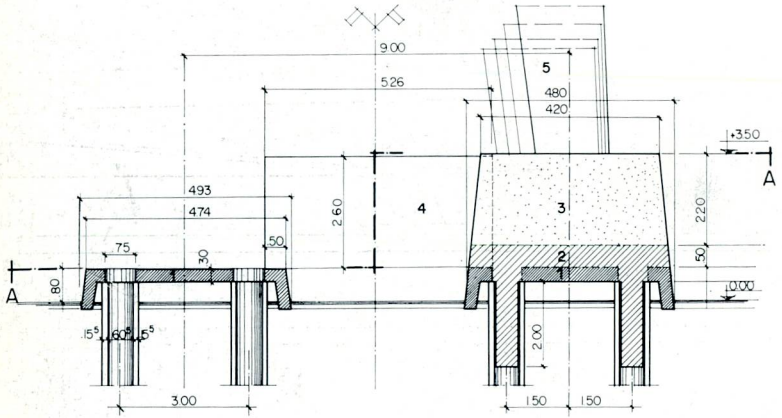
5.3. Fustes.

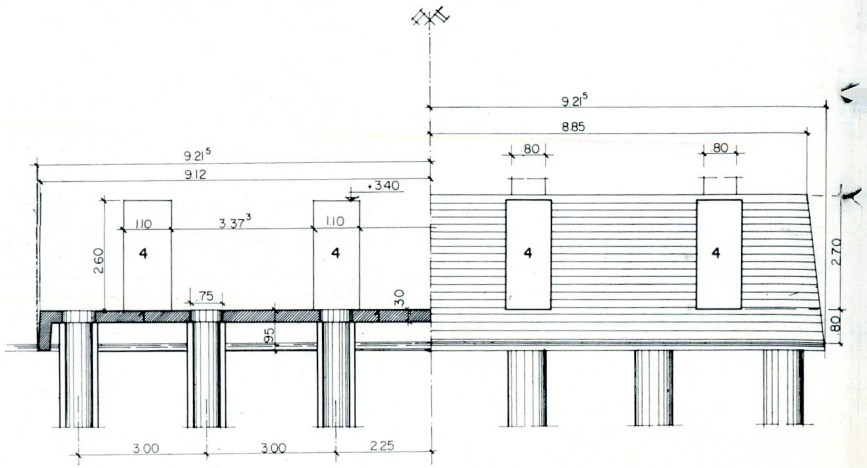
En las pilas de menor altura los fustes tienen forma de V y a medida que aumentan en esbeltez se transforman en X. La V superior guarda dimensiones constantes; de esta manera se obtiene un sólo tipo de viga "mesa" para todas las pilas.

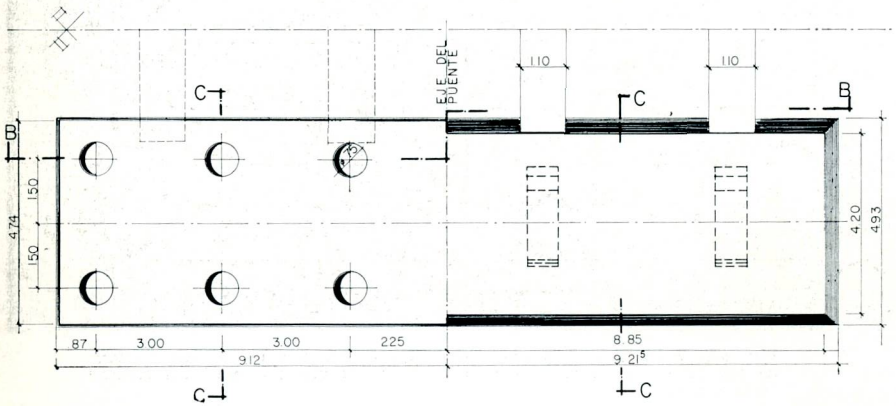
El vaciado de los fustes se hace por etapas, en número variable según la altura (fig. 5.4).

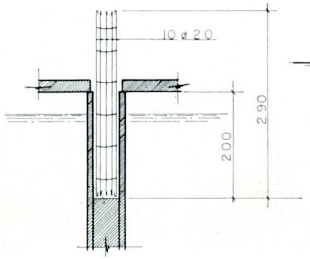
Las cargas estáticas horizontales impartidas a los fustes por el peso del encofrado y del concreto en sus etapas de vaciado, son compensadas por cargas estáticas inducidas mediante dispositivos de tensión (Th), provisionales entre fustes, evitando deformaciones que comprometan la estructura (figs. 5.8 y 5.10).

Para cada pila se ha hecho un estudio especial a fin de fijar la fuerza de tensión y las posibles etapas en el tensado de los elementos Th. Los tensores interiores reciben un 20% más de tensión que los exteriores.

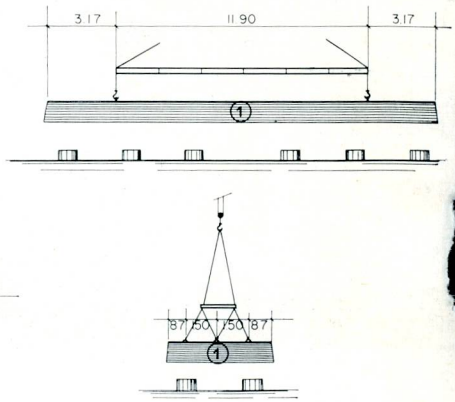








ANCLAJE



COLOCACION DE LA CAMISA

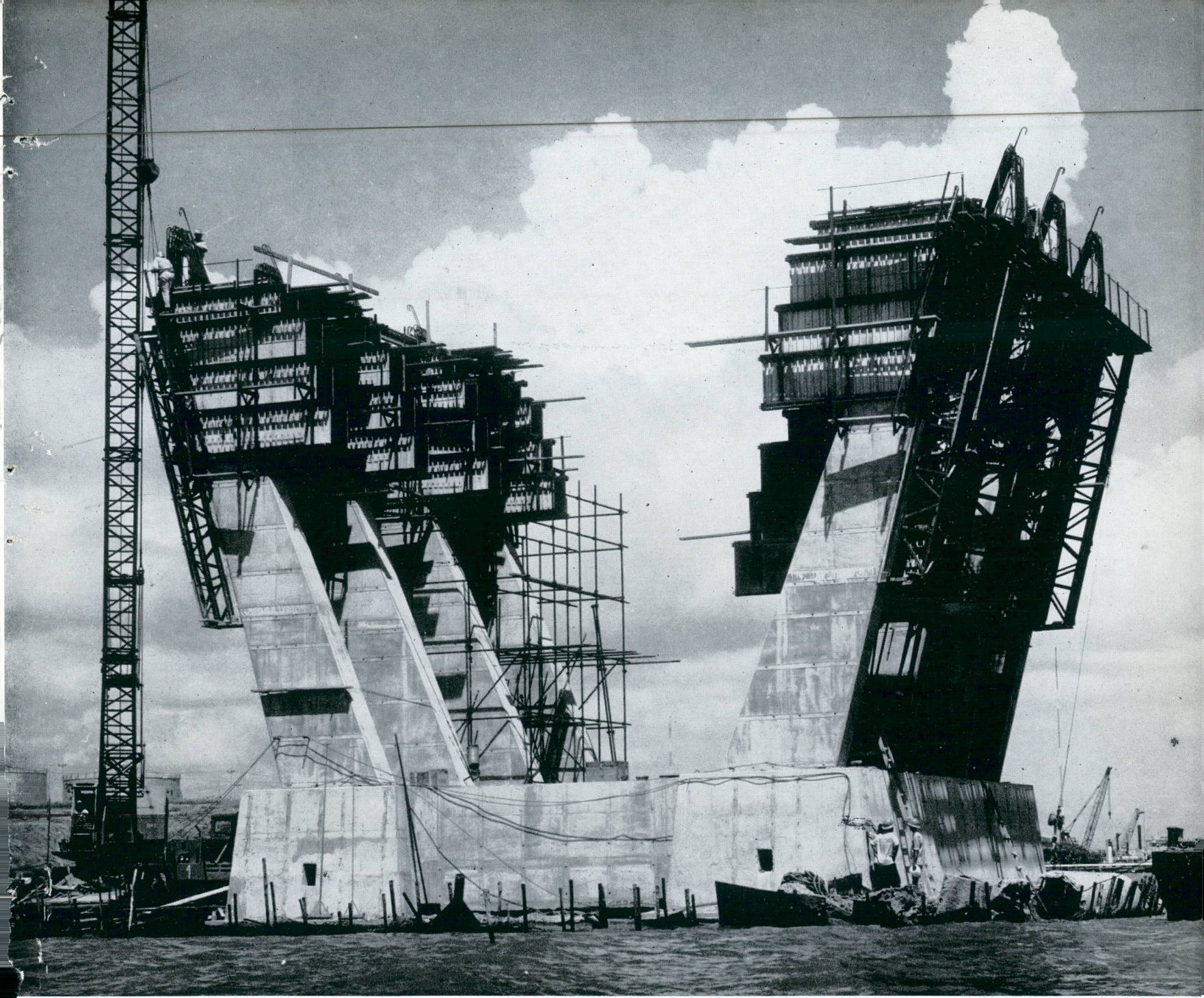


Fig. 5.4. Preparación del encofrado para el vaciado de la última etapa de los fustes de la pila Nº 4. Tipo de encofrado deslizable, del sistema Luchterhand.

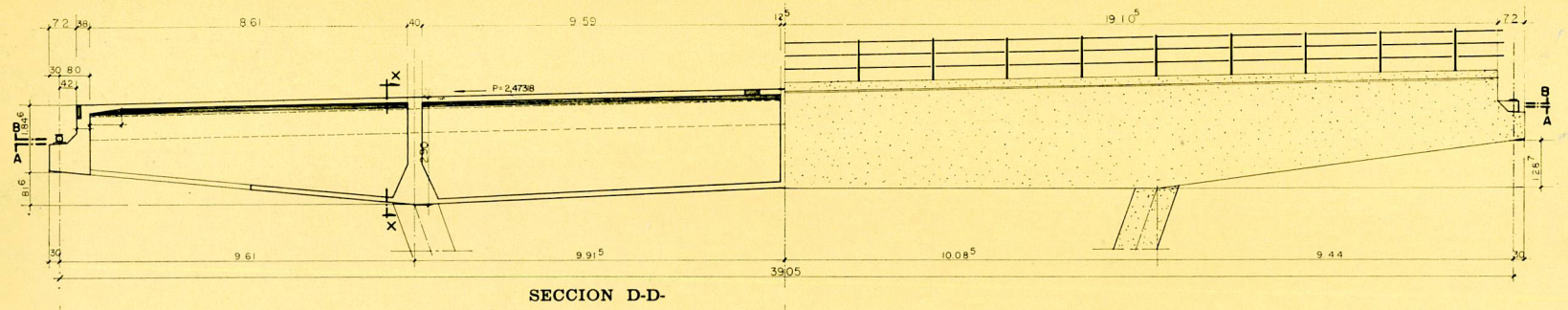
5.4. Viga "mesa".

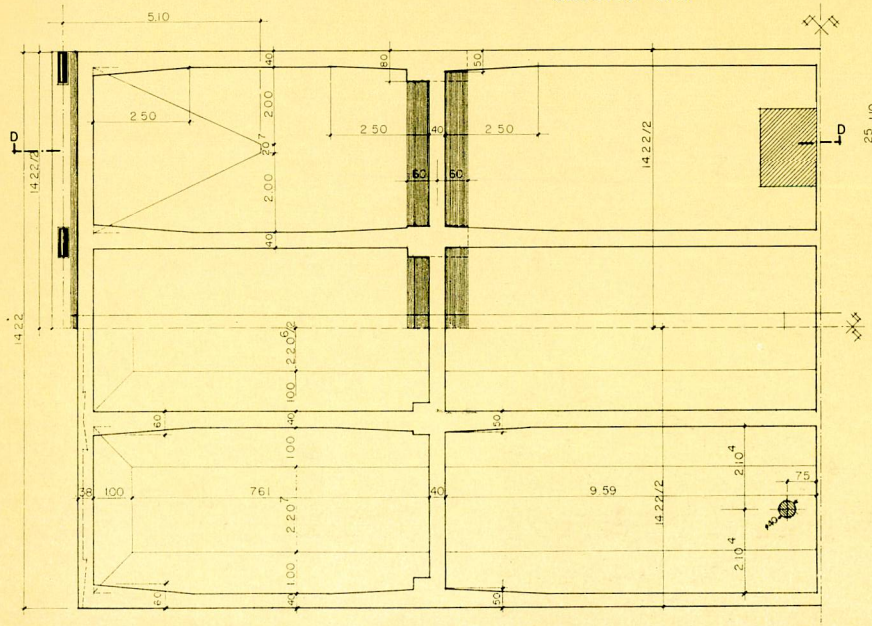
Es una estructura de concreto pretensado sustentada por cuatro fustes en V o X, de tal forma que sus extremos quedan en voladizos. Vigas prefabricadas apoyadas en estos volados logran la continuidad del puente.

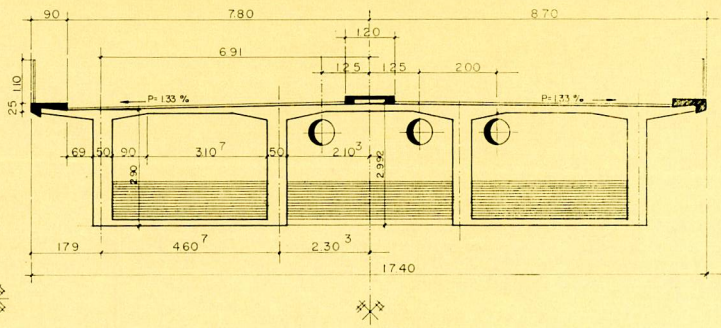
La viga "mesa" está constituída por una losa superior, pretensada transversalmente, de espesor e = 17-20 centímetros, cuatro nervios en correspondencia con los apoyos, de espesor constante e = 50 centímetros y altura variable h = 2,70-2,90-1,80 metros, y dos losas inferiores de espesor e = 15-20 centímetros. Dichos elementos forman una sección tipo "cajón" de considerable rigidez a la torsion.

A manera de arriostre entre los diferentes nervios, existen dos vigas transversales extremas en correspondencia con las juntas Gerber, dos vigas transversales medias en correspondencia con los apoyos y una viga transversal central. De éstas sólo la última es pretensada (fig. 5.5).

Fif. 5.5. Perfil, planta y sección transversal de la viga "mesa". Tramo de 85 m.







5.5. Proceso constructivo de la viga "mesa".

Comienza en la planta de prefabricación con la elaboración del encofrado, configuración de la armadura dulce y cables de pretensado, según los planos de diseño. El conjunto pesa aproximadamente 240 toneladas y es trasladado en dos partes (representativas cada una de media superestructura) por una grúa pórtico a las gabarras que se encargarán de transportarlas al sitio de colocación (fig. 5.7). La armazón de 1/2 superestructura es levantada luego por una grúa flotante y llevada sobre los fustes (fig. 5.6), donde prensas (H) hidráulicas le sirven de apoyo. Terminada la colocación, se elevan las prensas a su altura definitiva (fig. 5.9).

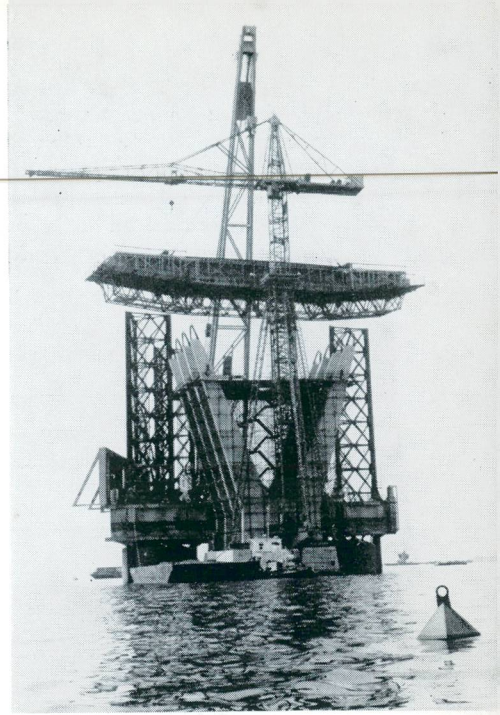


Fig. 5.6. Viga "mesa". Alzada del encofrado de 1/2 superestructura para ser colocado sobre los fustes.

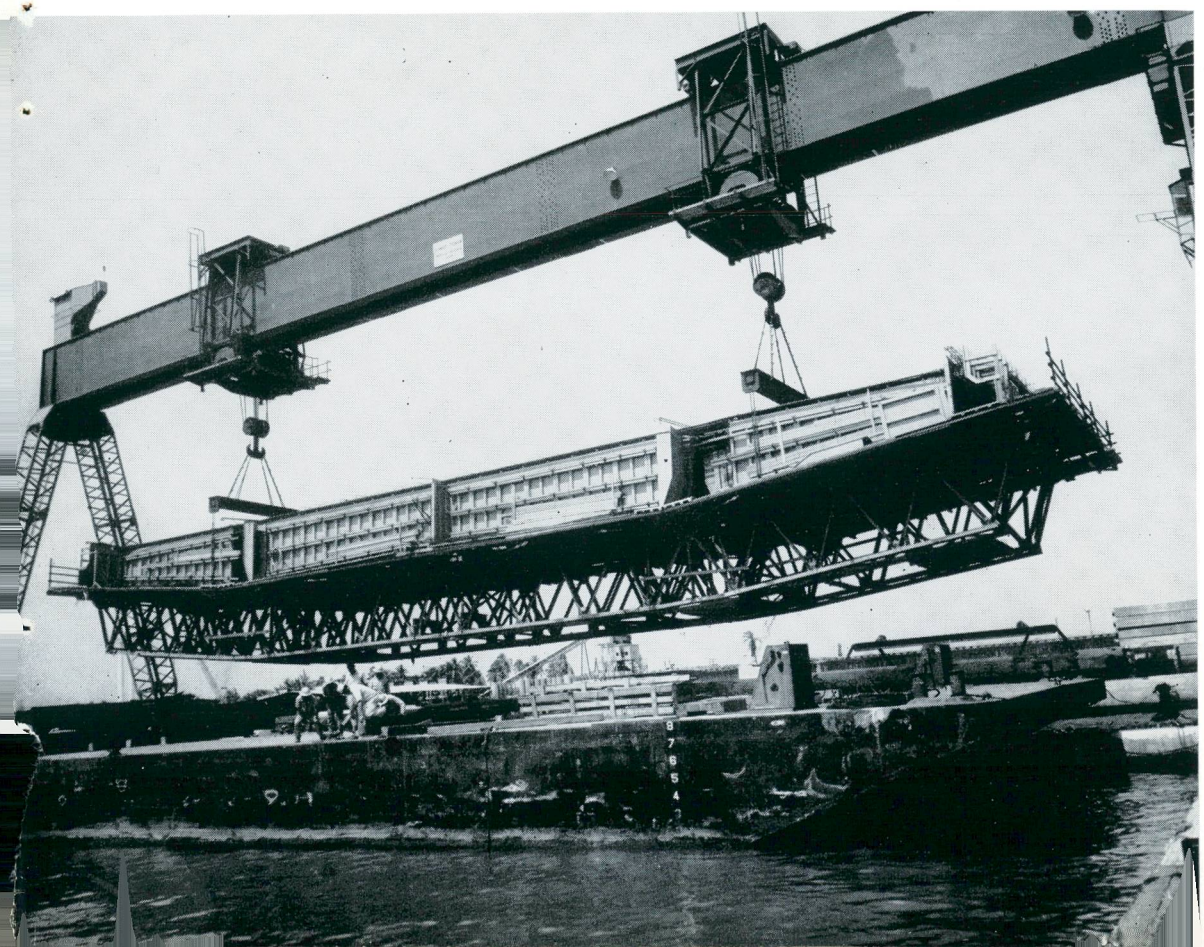
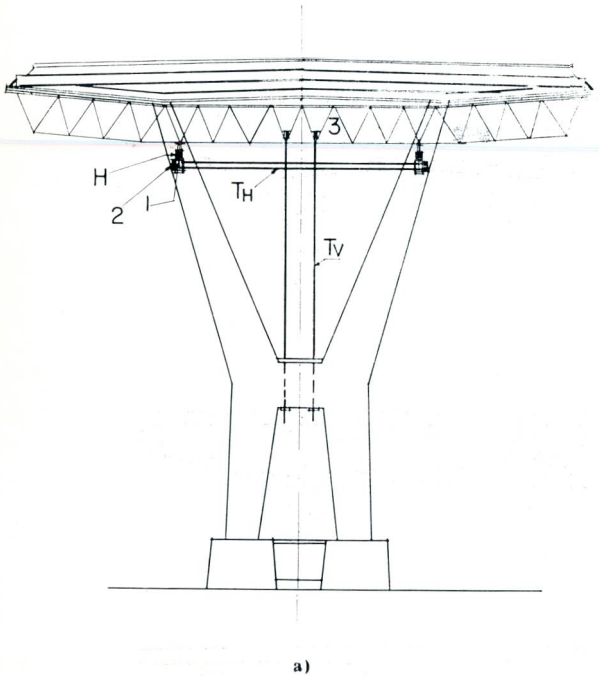


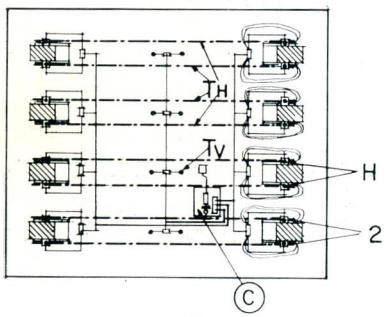
Fig. 5.7. Traslado del encofrado de 1/2 superestructura de la viga "mesa" de la planta de prefabricación a la gabarra de transporte.

El problema de las deformaciones que induciría en la cimbra la carga muerta de las etapas de vaciado, se ha resuelto por el uso de tensores (Tv) verticales, los cuales, mediante un tensado inicial en la primera fase del vaciado y destensados subsiguientes, comunican a la estructura cargas estáticas que compensan las de vaciado (fig. 5.8).

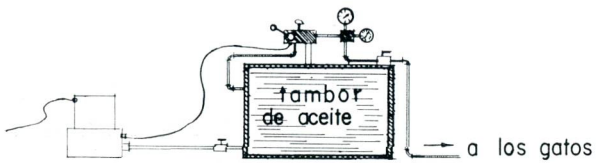
Los dispositivos de tracción horizontal (Th), gatos elevadores (H) y tensores verticales (Tv), son accionados desde una central mediante un sistema hidráulico (fig. 5.8b).



a)



b)



c) Central de mando

Fig. 5.8. a) Gatos hidráulicos utilizados durante el montaje y vaciado del encofrado.

1) Viguetas a través de los fustes que sirven de apoyo a los gatos hidráulicos (H) y (2).

2) Gatos que tensan los elementos (TH).

TH) Dispositivos horizontales de tensión entre fustes.

H) Gatos hidráulicos que soportan la cimbra metálica del encofrado.

3) Gatos que tensan los elementos (TV)

TV) Dispositivos verticales de tensión.

b) Sistema general que acciona los diferentes gatos hidráulicos. Formado por una serie de conductos que unen los diferentes gatos con una central de mando.

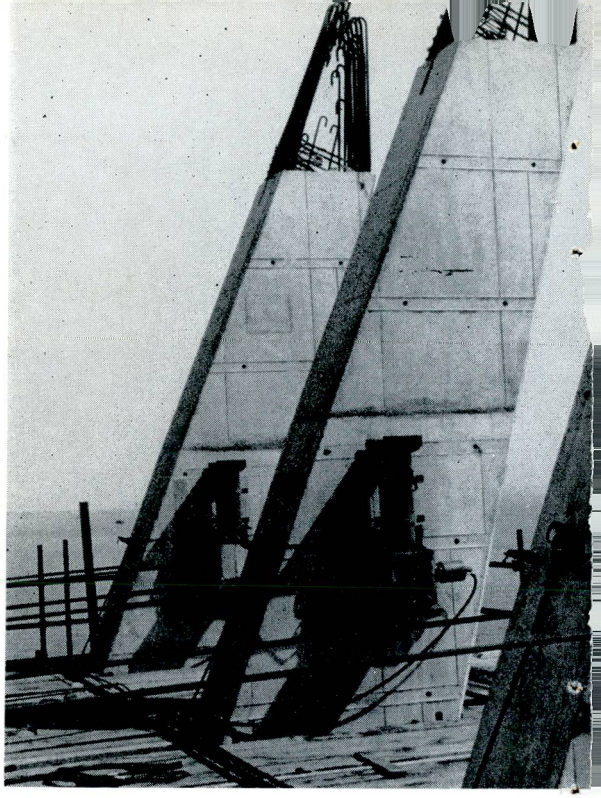


Fig. 5.9. Posición de los gatos elevadores (H) respecto a los fustes de la pila.

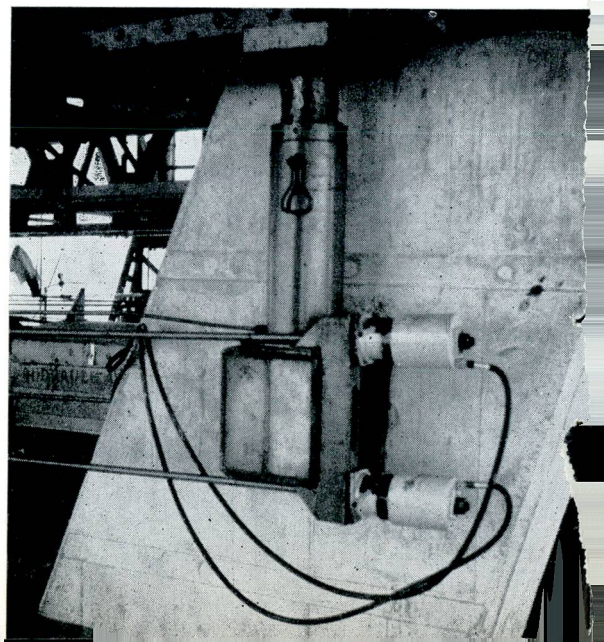
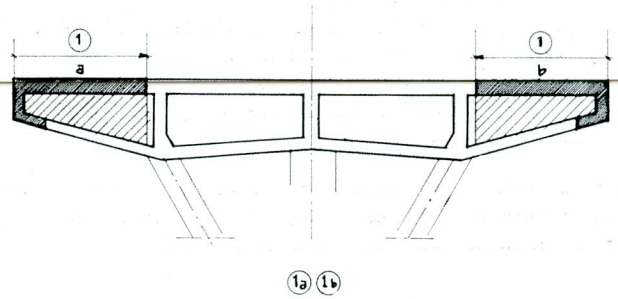


Fig. 5.10. Gatos hidráulicos elevados (H) soportando el encofrado de la viga "mesa". Puede apreciarse los tensores horizontales (TH).

A continuación se expone una síntesis esquemática del proceso seguido durante el vaciado:

Etapas (1a) q (1b):

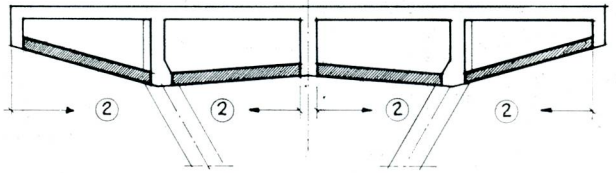
Vaciado de las partes en voladizo, almas y losa superior.
Primer día: (1a) V = 80 m³; duración: 8 horas.
Segundo día: (1b) V = 80 m³; duración: 8 horas.



1a 1b

Etapa (2):

Primer vaciado de la losa inferior de los voladizos en dirección de afuera hacia adentro V = 2 × 7 = 14 m³.
Tensores verticales: 255 atm.
Segundo vaciado de la losa inferior de la parte central empezando del centro hacia afuera V = 2 × 17 = 34 m³.
Tensores verticales: 220 atm.
Duración total del vaciado: 6 horas y 30 minutos.

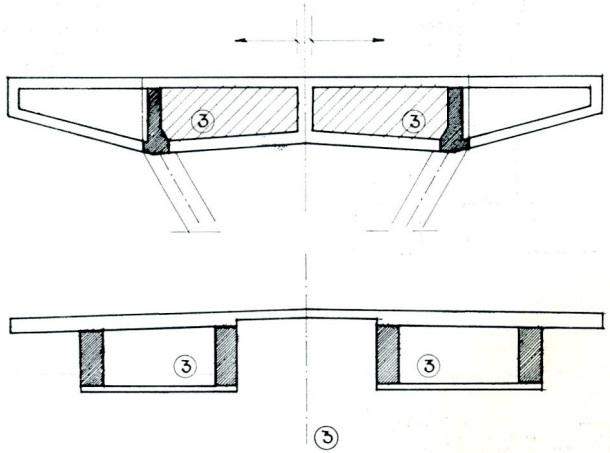


2

Etapa (3):

Vaciado de los nervios de la parte central empezando del centro hacia afuera y las vigas transversales de apoyos sobre los fustes. V = 160 m³; duración: 11 horas.
Tensores verticales: 112 atm.
Durante el vaciado se aflojan los tensores verticales según las etapas siguientes:

m³	Vigas exteriores e interiores
0	220 atm.
14	200 "
28	183 "
42	165 "
56	150 "
70	142 "
84	133 "
98	122 "
112	112 "

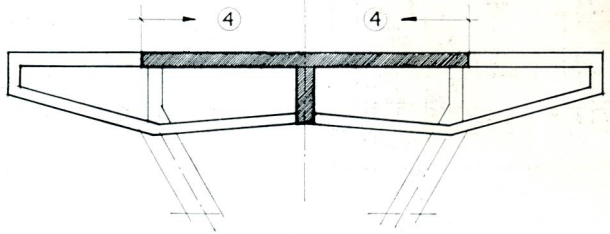


3

Etapa (4):

Vaciado de la losa superior de la parte central empezando de afuera hacia adentro y la viga transversal central.
V = 80 m³; duración: 8 horas.
Tensores verticales: 0 atm.
Durante el vaciado se aflojarán los tensores verticales según las etapas siguientes:

m³	Vigas exteriores e interiores
0	112 atm.
20	87 "
40	62 "
60	31 "
80	0 "



4

A las 48 horas, aproximadamente, de terminado el vaciado de la losa superior y lograda la resistencia mínima requerida del concreto para las diferentes etapas de vaciado, se inicia el tensado de los nervios en forma simétrica y simultánea. El tensado inicial de los cables superiores de los nervios (50% del tensado definitivo) y el total de la viga transversal central, permite bajar 12 cms. los gatos (H) y separar la cimbra metálica para poder pretensar parte de los cables inferiores.

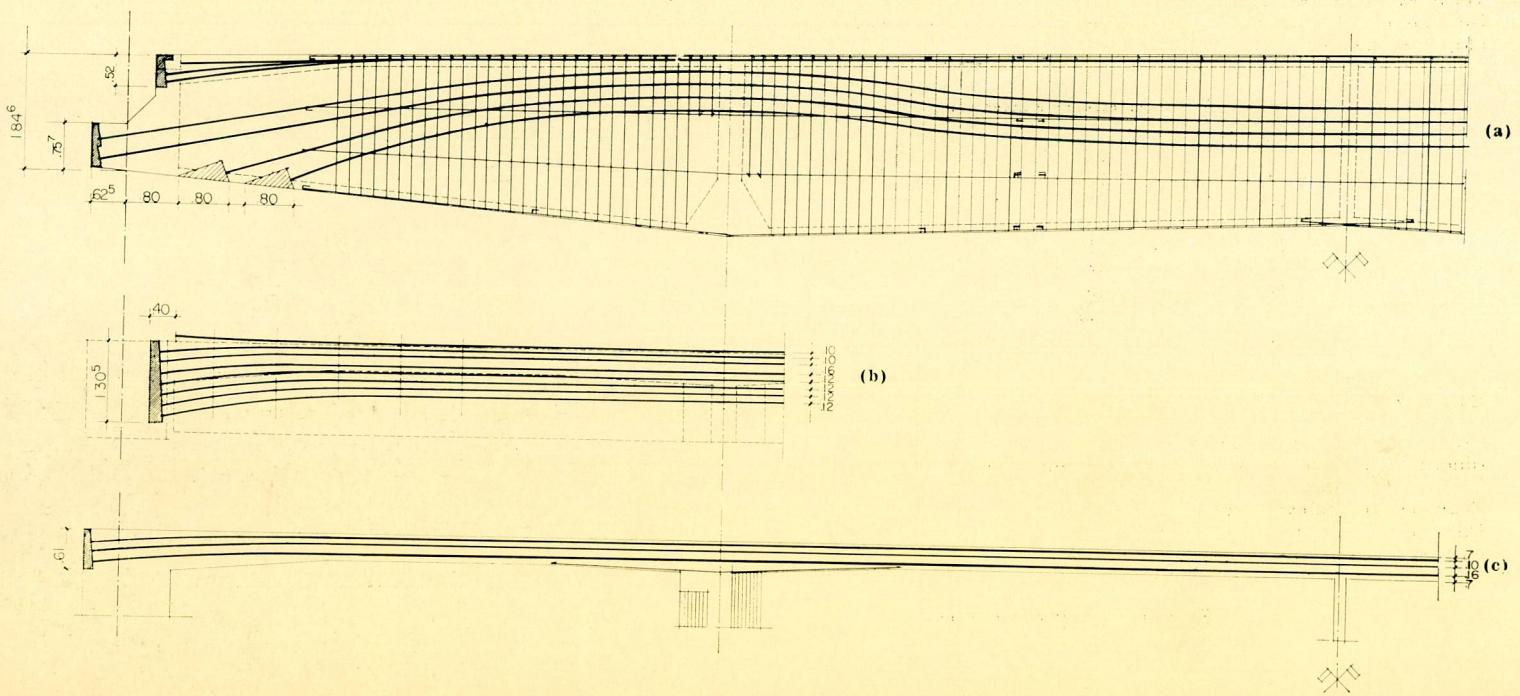
A continuación se tensan por el extremo opuesto, a fuerza total, los cables superiores, lo cual permite aliviar los gatos de elevación (H) y los tirantes provisionales (s) entre los fustes bajando la cimbra metálica 1 metro, aproximadamente, para poder realizar el tensado definitivo del total de los cables inferiores.

La transmisión del peso propio de la superestructura a los fustes, es una fase que requiere sumo cuidado en su realización. La operación de bajar los gatos (H) y destensar los tirantes (s) debe efectuarse al mismo tiempo, para que la resultante de H (fuerza vertical) y de Th (fuerza horizontal) se mantenga siempre en dirección al eje de los fustes.

Luego se tensan los cables transversales de la placa superior alternadamente de cada lado, a fuerza total, con lo cual concluye el tensado de la viga para las condiciones finales de carga.

La inyección de mortero en los ductos concluye el proceso constructivo del tablero; dicha operación tiene lugar el 6° día después de finalizado el vaciado de la losa superior y dura un día aproximadamente.

En la tabla siguiente se puede apreciar el programa de trabajo seguido durante la construcción de una viga "mesa":



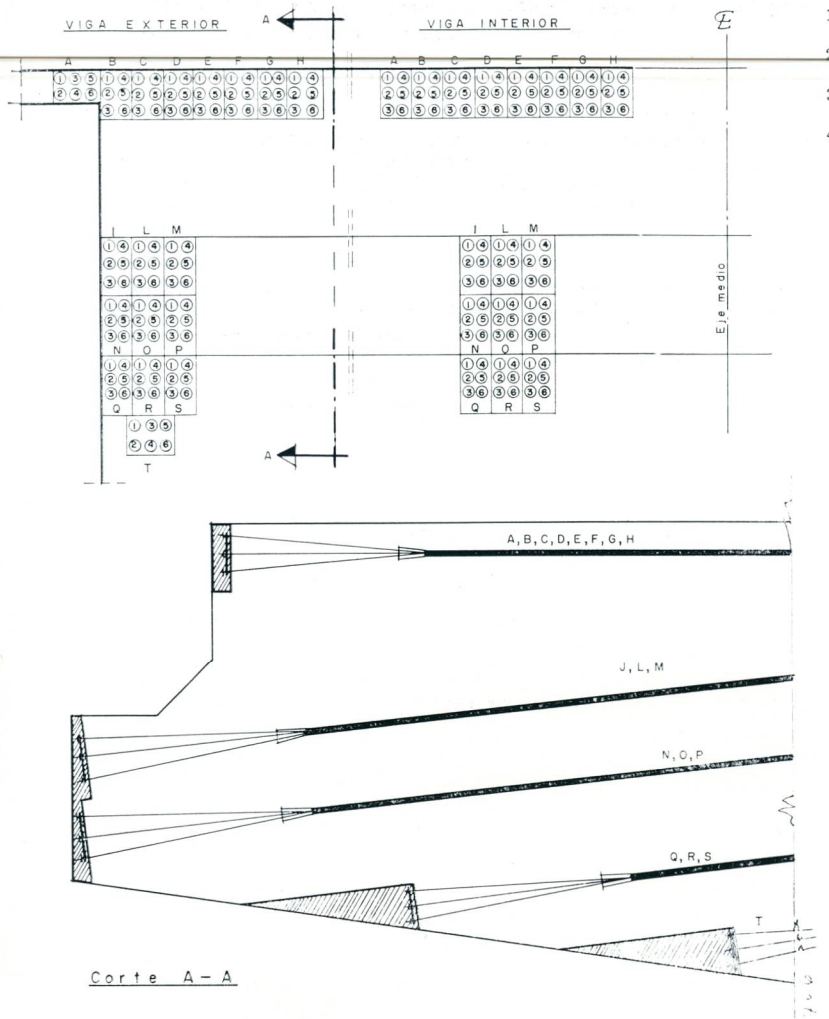
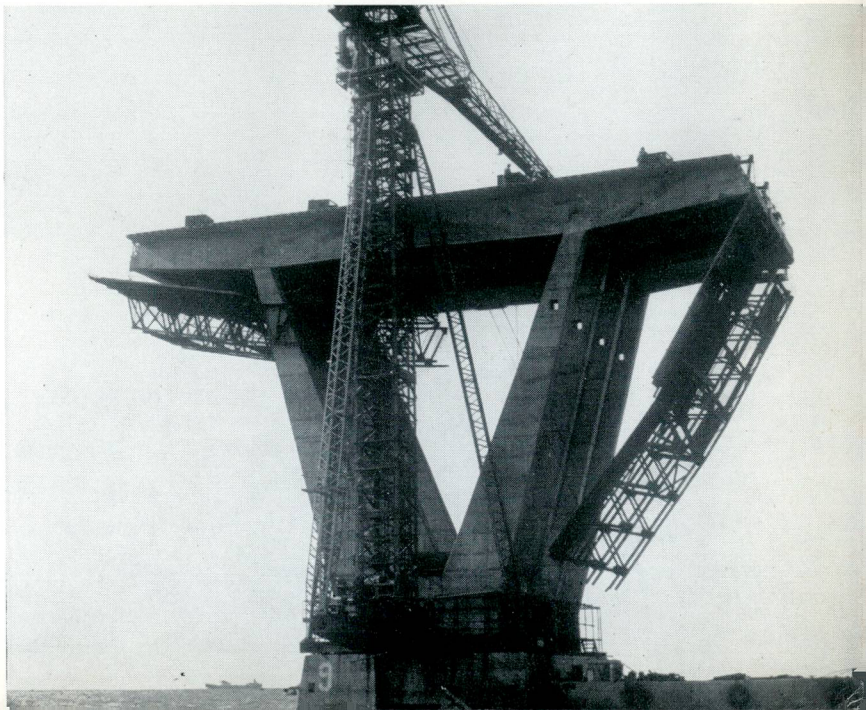


Fig. 5.11. a) Corte longitudinal. b) Planta cables posición A, B, C. D, E, F, G, H. c) Planta cables posición I, L, M, N, O, P.

Fig. 5.12. Pretensado de la viga "mesa" (tramos de 85 m.).

1) Se tensan los cables A, B, C, D, E, F, G, H, J, L, M, a media fuerza.
2) Después de bajar 12 cms. los gatos (H), se tensan los cables N, O, P, a media fuerza.
3) Se tensan los cables A, B, C, D, E, F, G, H, a fuerza total.
4) Después de quitar los andamios, se tensan los cables N, O, P, Q, R, S, T, a fuerza total.

Fig. 5.13. Desencofrado de la viga mesa en su etapa final. Descenso de la cimbra metálica mediante güinches anclados en la viga.



6 Tramos de 235 metros. Proceso constructivo



Para comunicar una idea de la construcción de los grandes tramos, se describe a continuación, en su secuencia, las diferentes etapas del proceso constructivo:

6.1. Fundación.

Las pilas de los tramos de 235 metros se han fundado sobre 62 pilotes perforados de una longitud promedio de 52 metros, medida desde el nivel de las aguas al pie del pilote, y agrupados según el esquema de planta indicado en la figura 6.1. El proceso constructivo de estos pilotes, así como la técnica adoptada para lograr una capacidad de carga máxima y un asentamiento mínimo, se ha descrito bajo los números 4.1.1 y 7.3.3. En la tabla calculada por el Prof. J. Kèrisel (fig. 3.3) se aprecian los valores a través de los cuales se ha definido la carga efectiva máxima de estos pilotes, así como el coeficiente de seguridad de los mismos:

Una vez colocados los pilotes y practicadas las inyecciones lateral y de punta, se procede al relleno de los mismos con concreto B-300 y al montaje de las placas prefabricadas o "camisas" (fig. 6.2). Estas piezas tienen función de encofrado, sobre las cuales se arma y vacía por etapas el cabezal de la fundación (fig. 6.3).

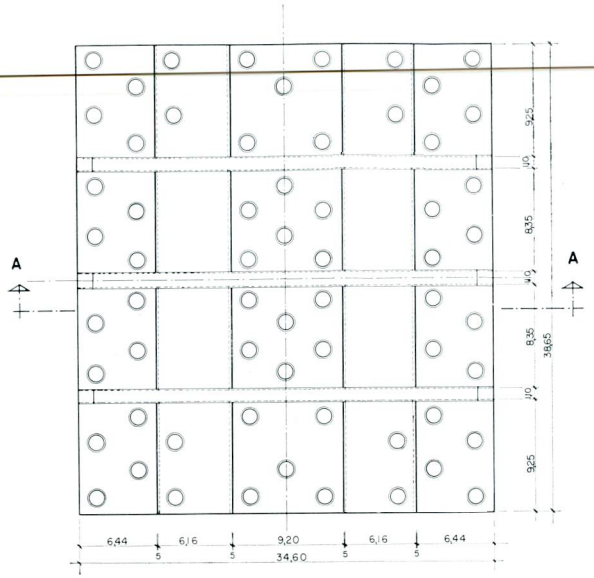


Fig. 6.1. Disposición en planta de los pilotes y placas prefabricadas. Pilas 20 a 25.

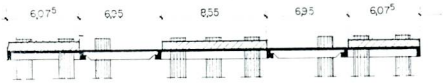


Fig. 6.2. Corte A-A.

Detalle de la suspensión de las partes prefabricadas.

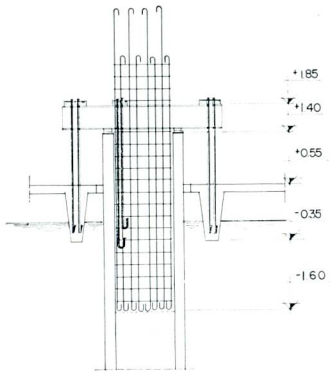
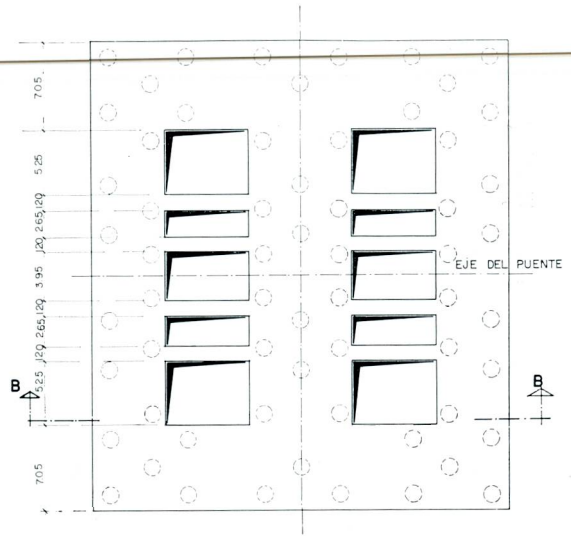


Fig. 6.4. Etapa constructiva de la fundación de una de las pilas de los tramos de 235 m. Observar que sobre algunos de los grupos de pilotes han sido colocadas las placas prefabricadas que sirven de encofrado



Corte horizontal.

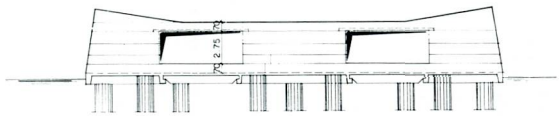
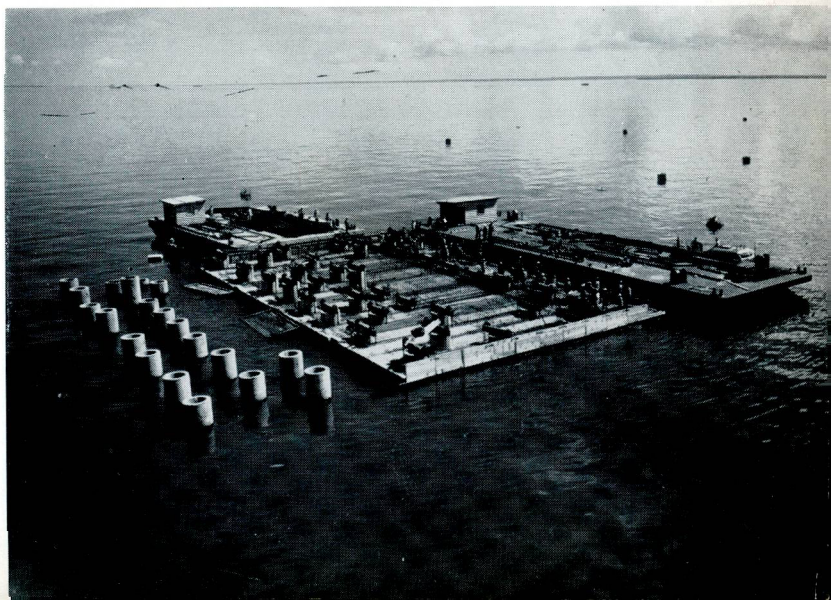


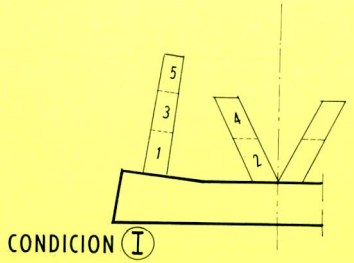
Fig. 6.3. Corte B-B (etapas de hormigonado).



6.2. Fustes en XX y pilones.

Con la serie de gráficos dibujados a continuación se ha querido comunicar en forma directa las diferentes etapas de vaciado y procedimientos seguidos en la obra para la construcción de los fustes en XX y pilones, correspondientes a los tramos de 235 metros.

Para levantar estos elementos se ha usado un sistema de encofrado deslizable, en voladizo, del sistema Luchterhand (figura 6.5). Cada etapa de vaciado ha sido previa y cuidadosamente comprobada bajo peso propio y acción del viento, superpuestos al efecto de apoyos y tensores auxiliares, capaces de introducir en cada etapa de cargas del sistema un régimen de tensiones permisibles



CONDICION (I)

1-3-5: hormigonado y fraguado.
2-4: hormigonado.
Apoyos auxiliares: Para estas etapas no se adoptan medidas especiales. Las solicitaciones son las permisibles.

Etapas de vaciado y proceso constructivo de los fustes en XX

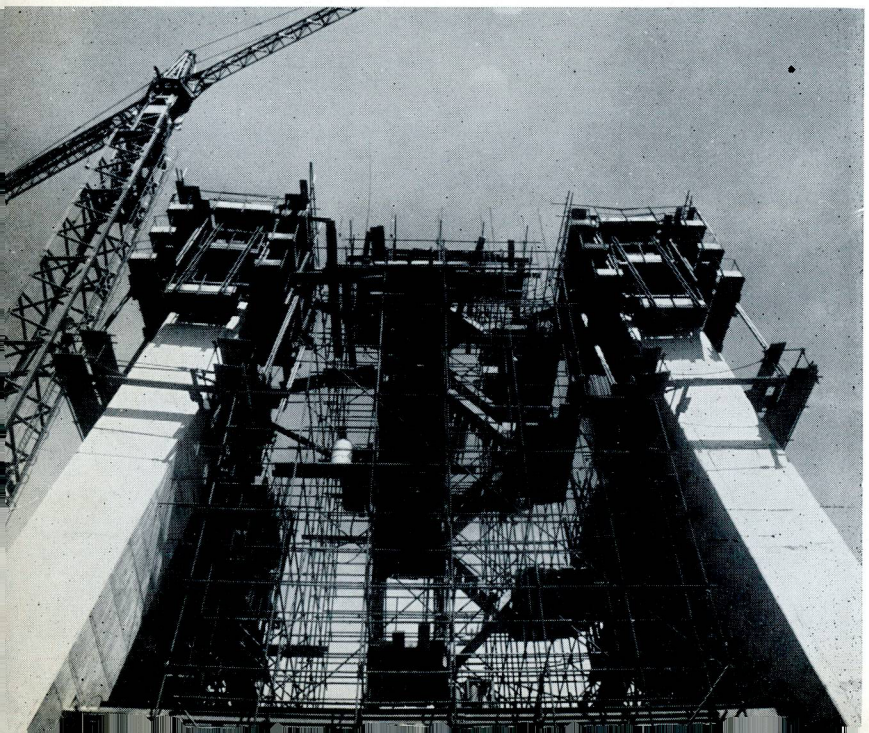
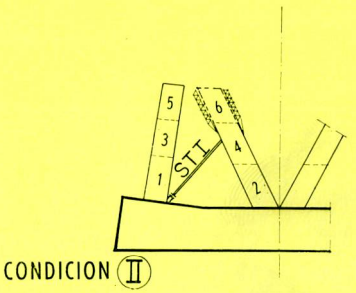
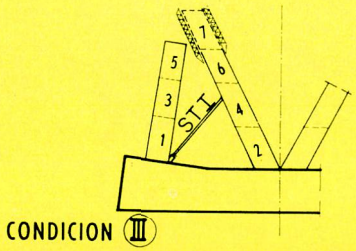


Fig. 6.5. Fase constructiva de las antenas o pilones de concreto de 92,5 m. de altura.

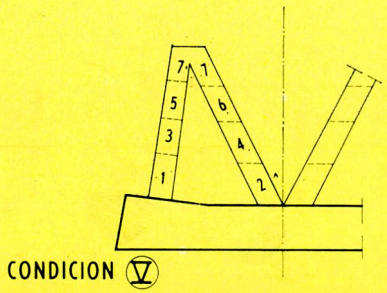


CONDICION (II)

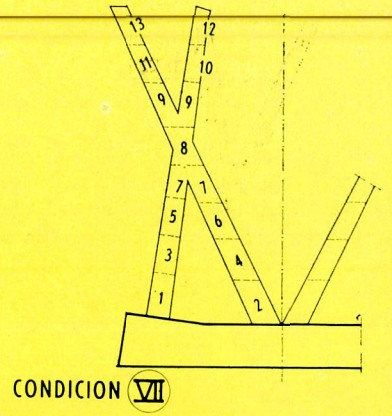
4: fraguado.
6: encofrado.
Apoyos auxiliares: Montaje de 2 ST I por cada fuste en X. Presión por prensa hidráulica: — 20 (t).



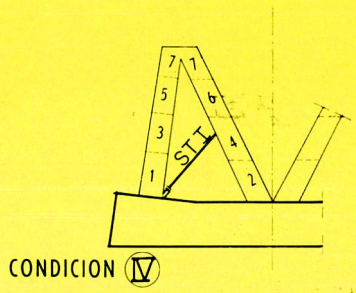
0: hormigonado y fraguado.
7: encofrado.
Apoyos auxiliares: (ST I) adaptar una presión de — 55 (t) por prensa hidráulica.



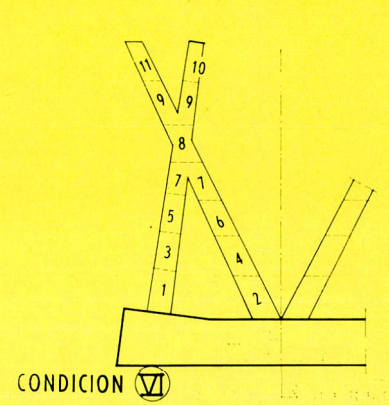
7: fraguado.
Terminada la parte inferior hasta el cruzamiento.
Apoyos auxiliares: Desmontaje de los ST I.



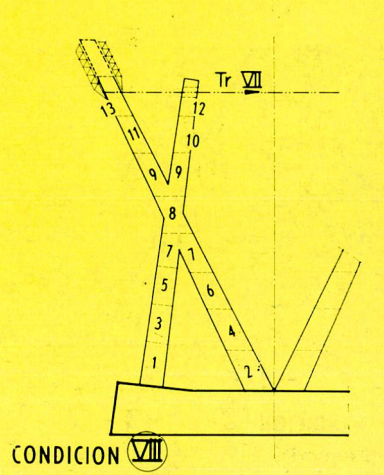
13: hormigonado.
12: hormigonado.
Apoyos auxiliares: No se adoptan medidas especiales.



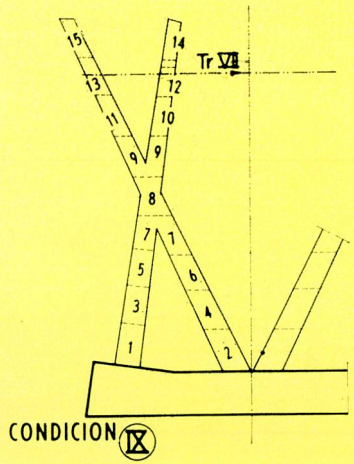
7: hormigonado.
Apoyos auxiliares: (ST I) adaptar una presión de — 85 (t) por prensa hidráulica. Tolerancia: — 5 (t).



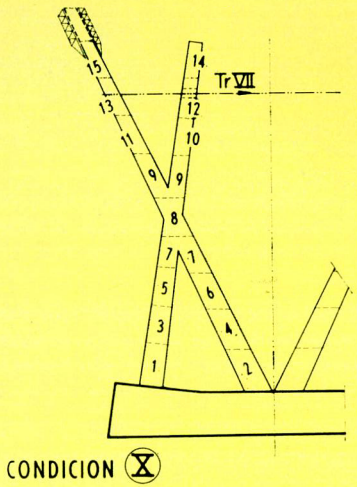
9 der. 10: hormigonado.
9 izq. 11: hormigonado.
Apoyos auxiliares: No se adoptan medidas especiales.



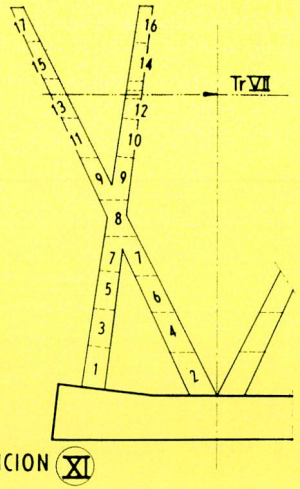
13: fraguado.
15: encofrado.
Apoyos auxiliares: Montaje de 6 tensores de 26 mm. de diámetro (Tr VII) por cada fuste en X. Adaptar la presión por prensa hidáulica a + 7 (t). Tolerancia: + 1 (t).



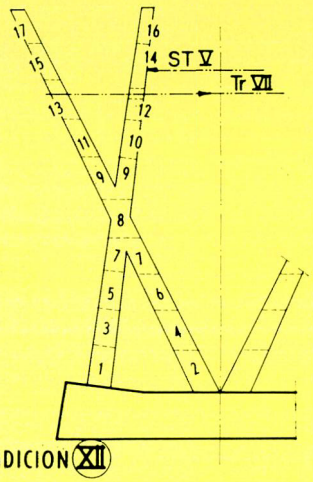
14: hormigonado.
15: hormigonado.
Apoyos auxiliares: Adaptar la presión por prensa hidráulica de los tensores a + 8,5 (t). Tolerancia: + 1,5 (t). Para las secciones 10 - 12 - 14 no se toman medidas especiales.



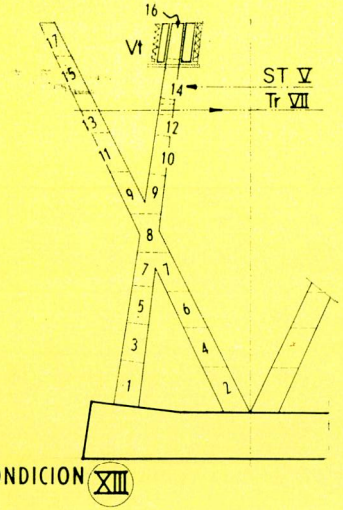
15: fraguado.
17: encofrado.
Apoyos auxiliares: Adaptar la presión por prensa hidráulica a + 14 (t). Tolerancia: + 3,5 (t).



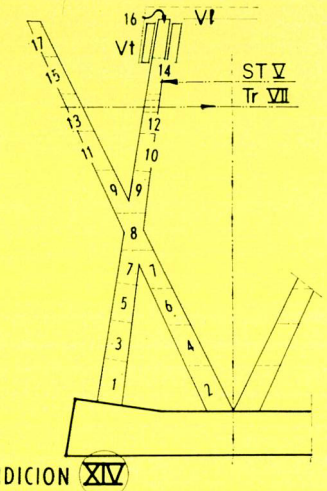
17: hormigonado.
16: hormigonado.
Apoyos auxiliares: Adaptar la presión por prensa hidráulica a + 16,5 (t). Tolerancia: + 3,5 (t). Para las secciones 10 - 12 - 14 - 16 no se toman medidas especiales.



Fustes en XX hormigonados hasta el borde superior del tablero (parte central), antes de cimbrar las vigas transversales dobles (ver pilón fase V).
Apoyos auxiliares: Montaje de 2 ST V por cada fuste en XX, con una presión de — 18 t.

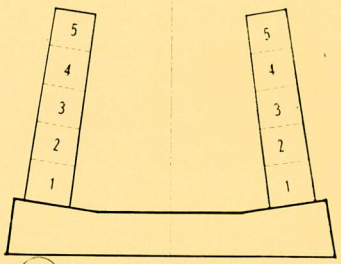


Vigas transversales dobles (Vt), entre pilones: encofrado y hormigonado.
Apoyos auxiliares: Adaptar la presión por prensa hidráulica: en Tr VII a + 16,5 t. Tolerancia: + 3,5 t.; en ST V a — 35 t.



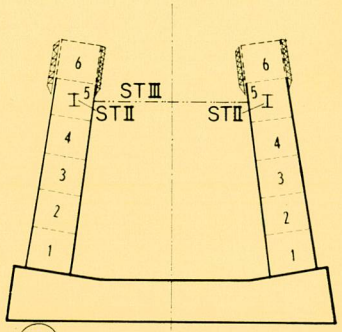
Fustes en XX: Terminado.
Vigas transversales dobles (Vt): Desencofradas.
Vigas longitudinales del pilón (VI): Colocadas (elementos prefabricados).
Apoyos auxiliares: Adaptar la presión por prensa hidráulica en Tr VII a + 16,5 t. Tolerancia: + 3,5 t. Distensar y desmontar ST V, antes de comenzar la parte central de la superestructura.

Etapas de vaciado y proceso constructivo de las antenas o pilones



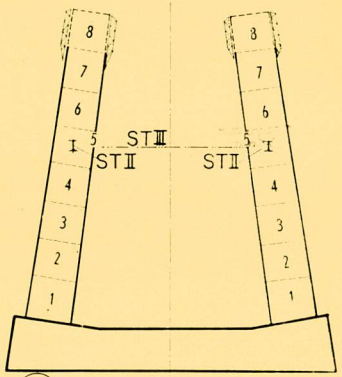
CONDICION I

1-5: hormigonado.
Apoyos auxiliares: Para estas primeras etapas no se adoptan medidas especiales.



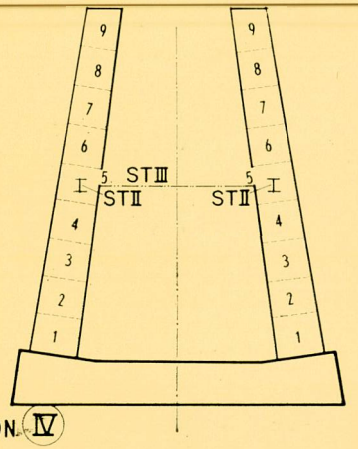
CONDICION II

5: hormigonado y fraguado.
6: encofrado.
Apoyos auxiliares: Montaje de los apoyos ST II y ST III. Adaptar la presión por prensa hidráulica: en ST II a —20 (t); en ST III a —10 (t).



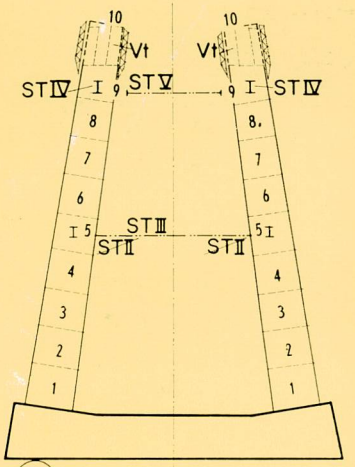
CONDICION III

7: hormigonado y fraguado.
8: encofrado:
Apoyos auxiliares: Adaptar la presión por prensa hidráulica: en ST II a —43 (t). Tolerancia: + 10 (t); en ST III a —37 (t). Tolerancia: + 10 (t).



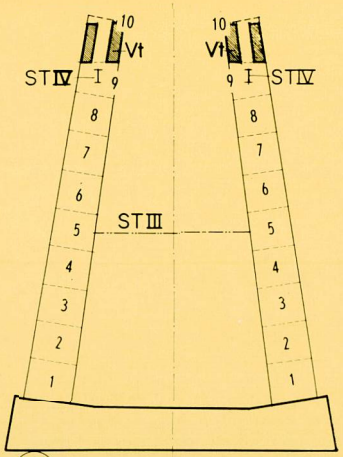
CONDICION IV

9: hormigonado.
Apoyos auxiliares: Adaptar la presión por prensa hidráulica: en ST II a —75 (t). Tolerancia: + 10 (t); en ST III a —74 (t). Tolerancia: + 10 (t).



CONDICION V

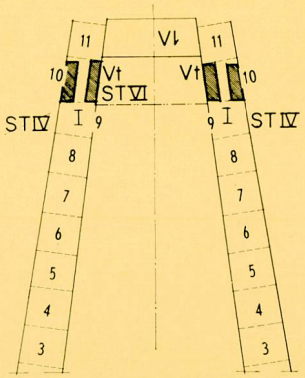
10 y viga transversal doble (Vt): encofrado.
Apoyos auxiliares: Montaje de los apoyos ST IV y ST V. Desmontaje de ST II. Adaptar la presión por prensa hidráulica: en ST III a —74 (t). Tolerancia: + 10 (t), —8 (t); en ST IV a —41 (t). Tolerancia: —10 (t).



CONDICION VI

10 y viga transversal doble (Vt): hormigonado.

Apoyos auxiliares: Adaptar la presión por prensa hidráulica: en ST III a — 100 (t). Tolerancia: — 10 (t), + 6 (t); en ST IV a — 53 (t). Tolerancia: + 6 (t), — 10 (t).

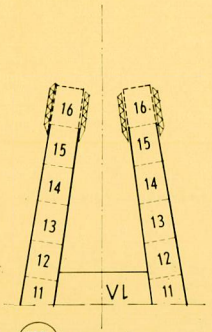


CONDICION VII

11: hormigonado.

VI: colocación en obra (elementos prefabricados).

Apoyos auxiliares: Desmontaje del apoyo ST IV. Adaptar la presión por prensa hidráulica: en ST VI a — 100 (t). Tolerancia: ± 10 (t).

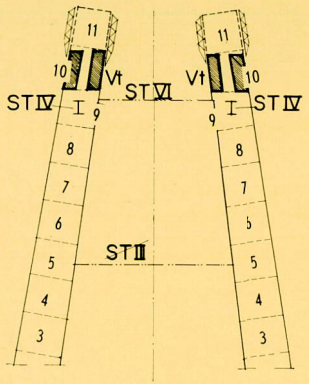


CONDICION X

15: hormigonado y fraguado.

16: encofrado.

Apoyos auxiliares: No se adoptan medidas especiales.

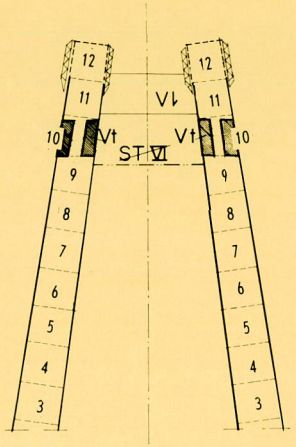


CONDICION VIII

10 y viga transversal doble (Vt): fraguado.

11: encofrado.

Apoyos auxiliares: Montaje del apoyo ST IV. Desmontaje de ST III. Adaptar la presión por prensa hidráulica: en ST IV a — 53 (t). Tolerancia: + 6 (t), — 10 (t); en ST VI a — 70 (t). Tolerancia: — 10 (t).

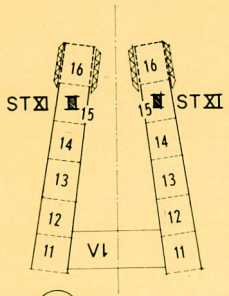


CONDICION IX

11: fraguado. Terminada la parte inferior de los pilones.

12: encofrado.

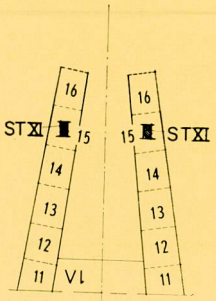
Apoyos auxiliares: Desmontaje de todos los apoyos a compresión.



CONDICION XI

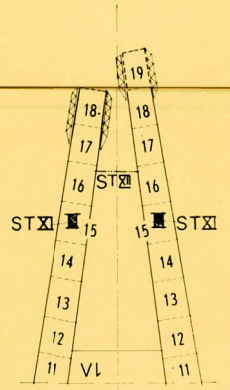
Estado del hormigonado como en la fase anterior.

Apoyos auxiliares: Montaje del apoyo ST XI. Adaptar la presión por prensa hidráulica: en ST XI a — 10 (t).



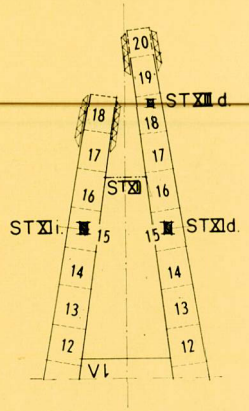
CONDICION XII

16: hormigonado.
Apoyos auxiliares: Adaptar la presión por prensa hidráulica: en ST XI a —30 (t). Tolerancia: ± 10 (t).



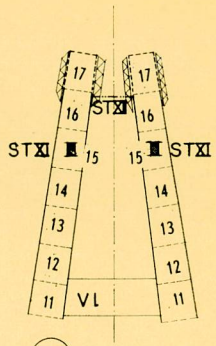
CONDICION XIV

18: hormigonado.
19: encofrado.
Apoyos auxiliares: Adaptar la presión por prensa hidráulica: en ST XII a —60 (t). Tolerancia: ± 10 (t); en ST XI a —50 (t). Tolerancia: ± 10 (t).



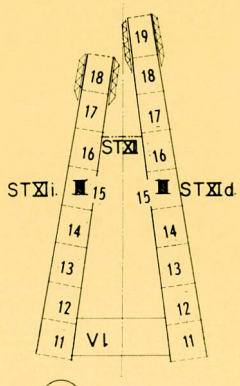
CONDICION XVI

18: hormigonado.
20: encofrado.
Apoyos auxiliares: Montaje del apoyo ST XIIId. Adaptar la presión por prensa hidráulica: en ST XId a —72 (t). Tolerancia: + 20 (t); en ST XII a —90 (t). Tolerancia: + 20 (t); en ST XIII a —30 (t).



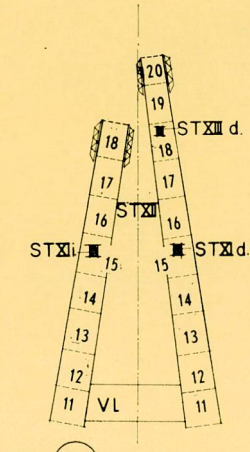
CONDICION XIII

16: fraguado.
17: encofrado.
Apoyos auxiliares: Montaje del apoyo ST XII. Adaptar la presión por prensa hidráulica: en ST XI a —30 (t). Tolerancia: ± 10 (t); en ST XII a —20 (t).



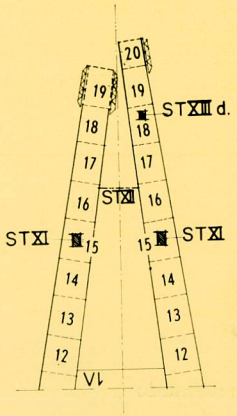
CONDICION XV

18: hormigonado.
19: hormigonado.
Apoyos auxiliares: Adaptar la presión por prensa hidráulica: en ST XId a —72 (t). Tolerancia: + 20 (t); en ST XII a —90 (t). Tolerancia: + 20 (t).



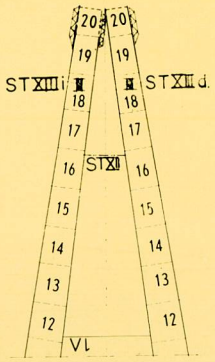
CONDICION XVI

18: hormigonado.
20: hormigonado.



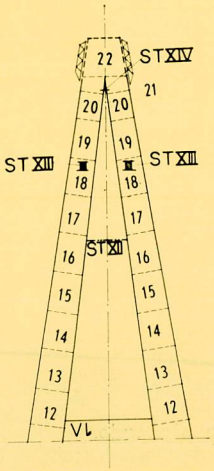
CONDICION XVIII

19: encofrado.
20: desencofrado parcial.



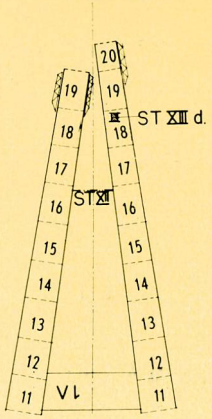
CONDICION XX

20: encofrado.
20: desencofrado parcial.
Apoyos auxiliares: Montaje del apoyo ST XIIIi. Desmontaje de ST XI. Adaptar la presión por prensa hidráulica: en ST XIIIi y ST XIIId a — 30 (t).



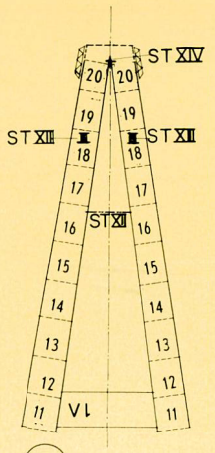
CONDICION XXI

21: hormigonado y fraguado.
22: encofrado.
Apoyos auxiliares: Igual fase anterior.



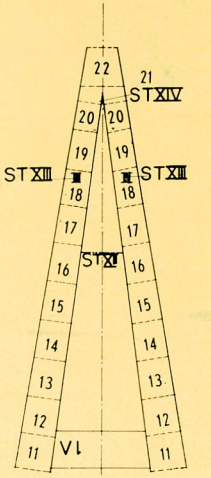
CONDICION XIX

19: hormigonado.
20: desencofrado parcial.
Apoyos auxiliares: Adaptar la presión por prensa hidráulica: en ST XIi a — 72 (t). Tolerancia: + 20 (t); en ST XII a — 90 (t). Tolerancia: + 20 (t).



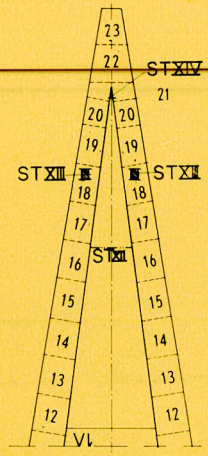
CONDICION XXI

20: hormigonado y fraguado.
21: encofrado.
Apoyos auxiliares: Montaje del apoyo ST XIV sólo para regular la distancia entre pilones. Presión por prensa hidráulica como fase anterior.



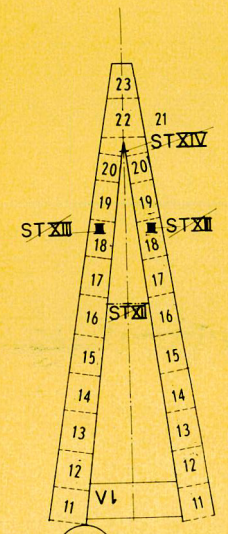
CONDICION XXII

22: hormigonado, todavía encofrado.
Apoyos auxiliares: Adaptar la presión por prensa hidráulica: en ST XIII a — 48 (t). Tolerancia: ± 10 (t); en ST XII a — 90 (t). Tolerancia: + 20 (t).



CONDICION XXIV

Hormigonada cabeza del pilón.
Apoyos auxiliares: Adaptar la presión por prensa hidráulica: en ST XIII a — 64 (t). Tolerancia: ± 10 (t).



CONDICION XXV

Fraguada la cabeza del pilón.
Apoyos auxiliares: Desmontaje de las prensas hidráulicas ST XIV, S XIII y ST XII.

6.3. El tablero.

Está formado de una viga continua de 189,05 metros, apoyada sobre fustes en XX, en su parte central, y suspendidas sus grandes ménsulas, a 15 metros de sus extremos, por tirantes anclados en una antena de concreto o pilones de 92,50 metros de altura. Vigas prefabricadas, de 45,95 metros, apoyadas en los extremos de las ménsulas por medio de rodillos y articulaciones fijas, completan el sistema de los tramos de 235 metros (ver fig. 2.6).

El tablero es una estructura pretensada tipo cajón —de gran rigidez a la torsión— formada de una placa superior de 17-27 centímetros, cuatro nervios principales de 25-60 centímetros y de una placa inferior continua de 20 centímetros. El espesor de los nervios no es inferior de 25 centímetros, en consideración a la seguridad al flambeo y posibilidades de vaciado, y se ensanchan hasta 60 centímetros sobre los apoyos por razones de estática. En correspondencia con los apoyos y juntas Gerber existen nervios transversales.

El tablero tiene una altura constante de 5,00 metros entre las secciones de anclaje de los tirantes y variable de 5,00 a 1,85 metros entre dichas secciones y las juntas Gerber.

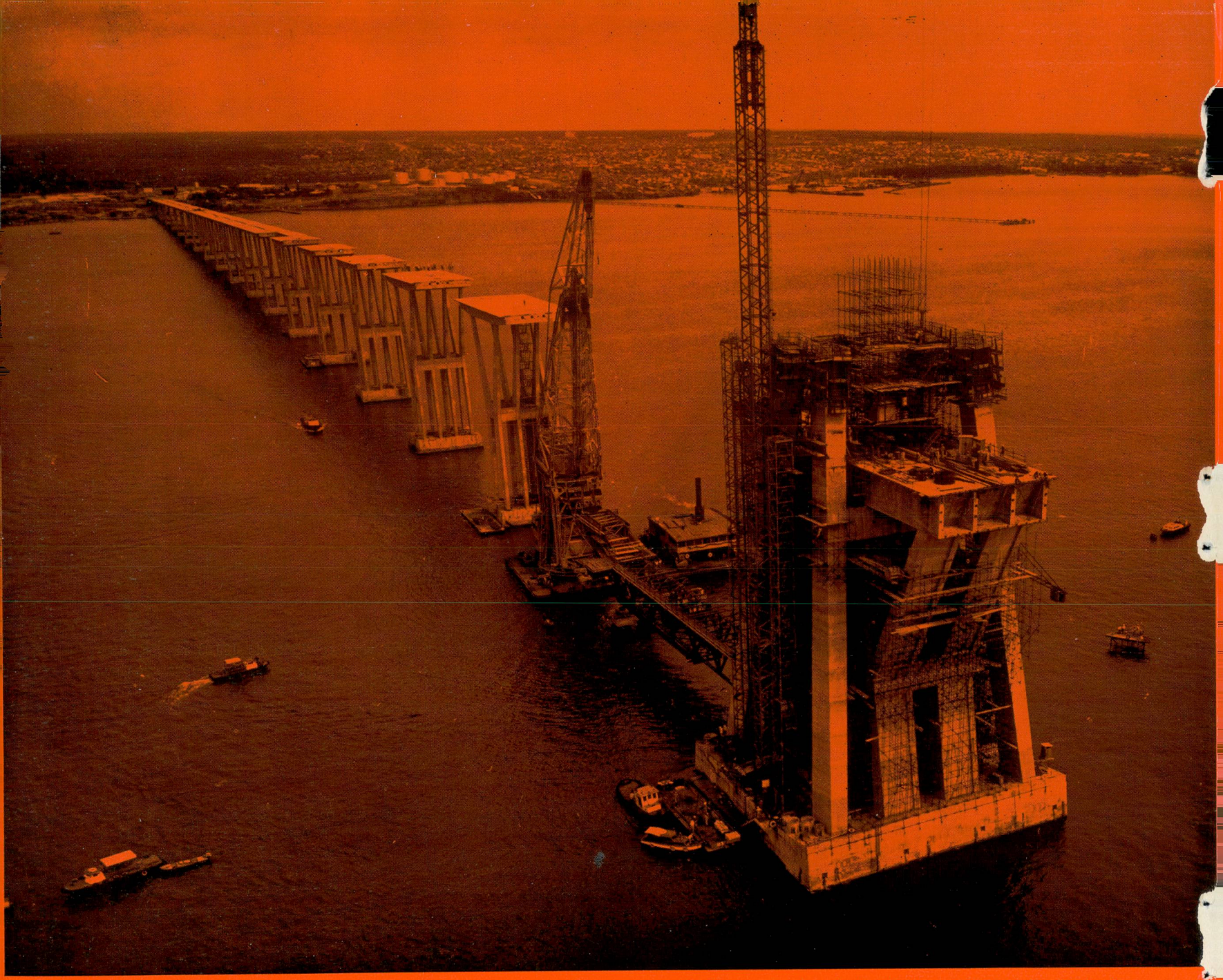
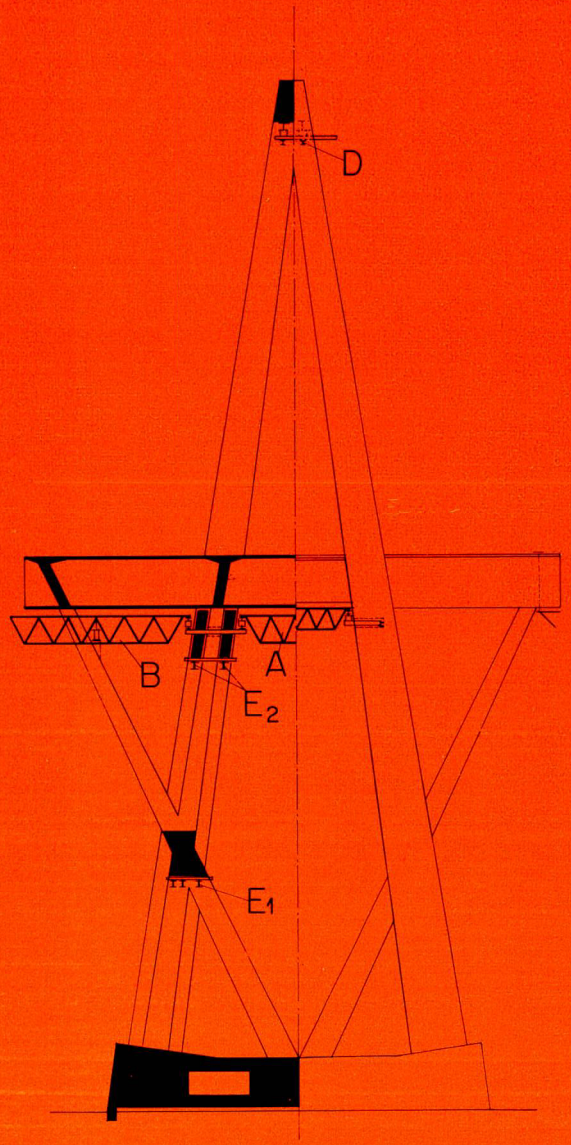
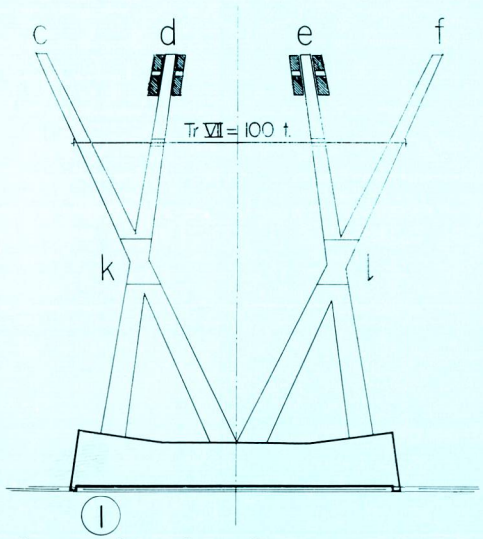


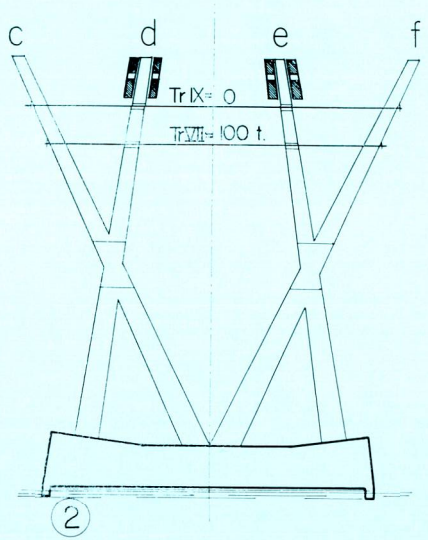
Fig. 6.6. Fase constructiva de la pila 20 —primera de los tramos de 235 m.— y vigas mesa de los tramos de 85 m. Vista hacia la orilla occidental del Lago, ciudad de Maracaibo.



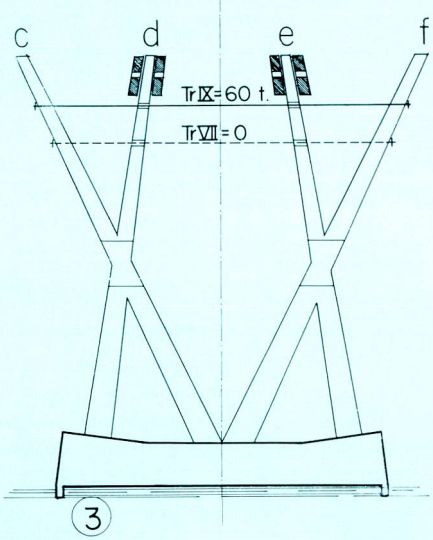
Construcción de la parte central del tablero



Proceso de trabajo: Estado de partida: apoyos en XX y pilón terminados hasta vigas longitudinales y transversales inclusive. Elemento de tracción Tr VII montado (cada apoyo en XX con Z = + 100 t). Contacto sólo en las astas exteriores c-k y f-l.
Fuerza por prensa: Tr VII = + 16,5 t.

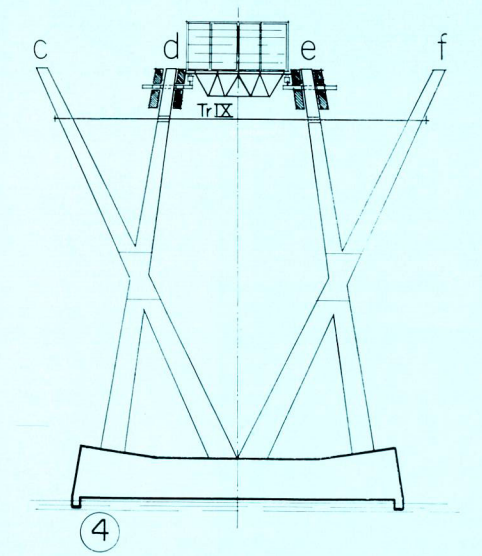


Proceso de trabajo: Montar el elemento de tracción Tr IX (2] [PN 30, por viga en XX). Contacto sólo en las astas exteriores c-k y f-l. Usar las prensas de 100 t, hasta que el elemento de tracción IX tenga contacto firme con los apoyos. Tr VII análogamente a (1).
Fuerza por prensa: Como en (1).

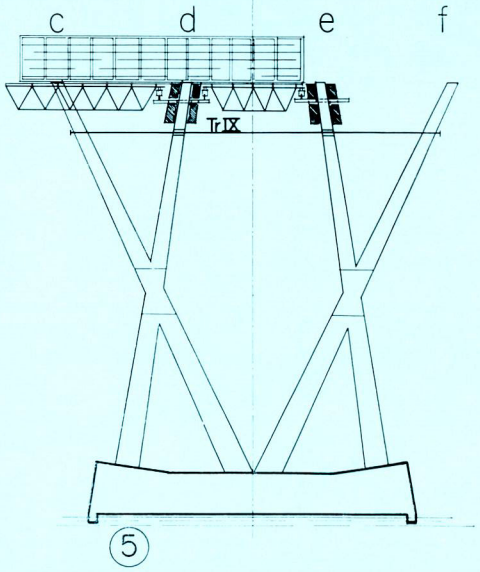


Proceso de trabajo: Desmontar el elemento de tracción Tr VII. Con esto el elemento de tracción IX recibe Z = + 60,00 t.
Fuerza por prensa: Tr VII = 0

$$\text{Tr IX} = \frac{60}{4} = 15\text{t.}$$



Proceso de trabajo: Montaje de las cimbras de la parte central d-e.
Fuerza por prensa: P = 15 t. Sin influencia al sistema de apoyos, debido a la retribución de carga a la viga superior de los pilones.

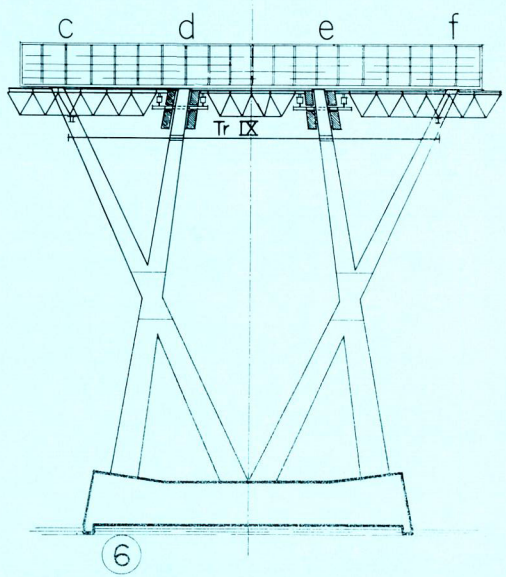


Proceso de trabajo: Montaje de las cimbras del campo lateral c-d. Elemento de tracción IX recibe adicionalmente

$$\Delta Z = + 15{,}70 \text{ t.;}$$

es decir: Z = 60,00 + 15,70 = 75,70 t.

Fuerza por prensa: $P = \frac{75{,}7}{4} = 19$ t.

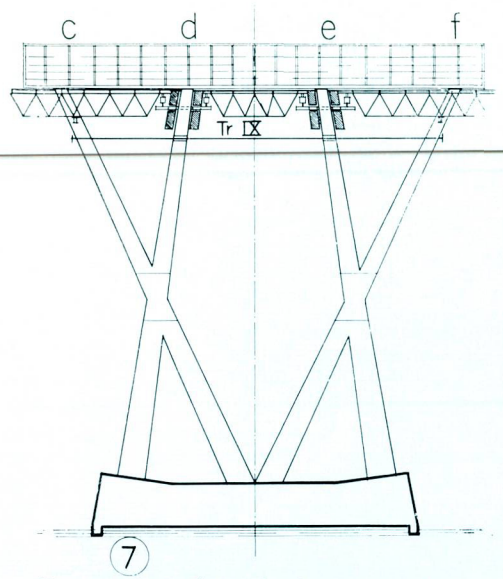


Proceso de trabajo: Montaje de las cimbras del campo lateral e-f. El elemento de tracción IX recibe adicionalmente

$$\Delta Z = + 15{,}70 \text{ t.;}$$

es decir: Z = 75,70 + 15,70 = 91,40 t.

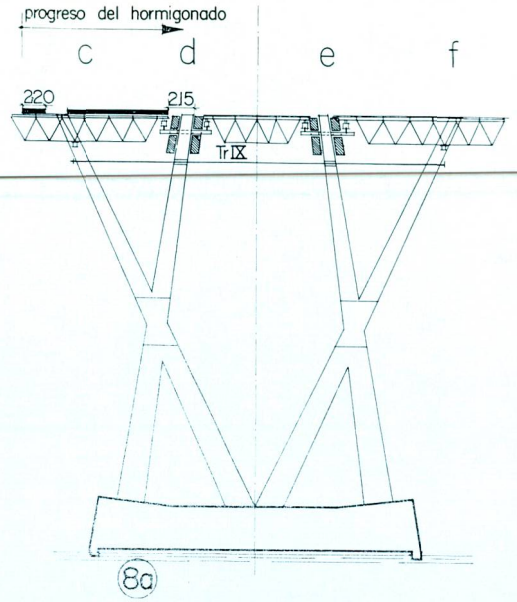
Fuerza por prensa: $P = \frac{91{,}4}{4} = 23$ t.



7

Proceso de trabajo: La fuerza en el elemento de tracción IX será aumentada Z = 35 t.; o sea: Z = 91,4 + 35 = + 126,4 t.
Fuerza por prensa: La fuerza de prensa resulta por tanto, realizado el cálculo:

$$\frac{126,4}{4} = 31,8 \text{ t.}$$



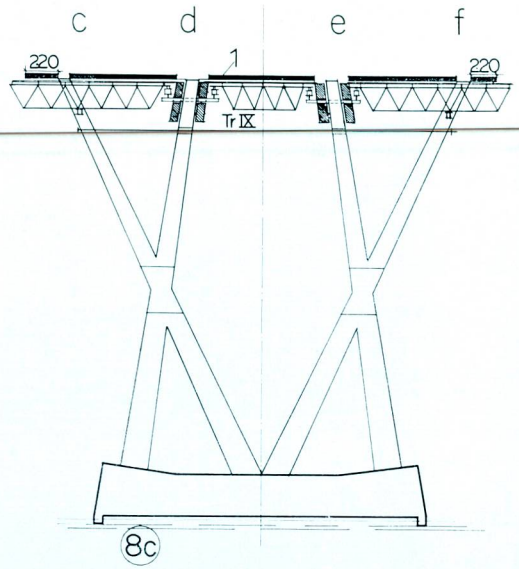
8a

* **Proceso de trabajo:** Hormigonar la placa de compresión c-d. El elemento de tracción IX recibe adicionalmente:

$$\Delta Z = + 10,5 \text{ t.;}$$

o sea: Z = 126,4 + 10,5 = 136,9 t.

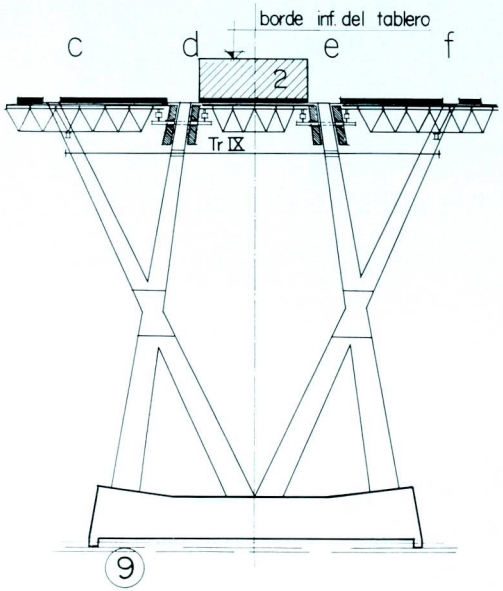
Fuerza por prensa: $P = \frac{136,9}{4} = 34$ t.



8c

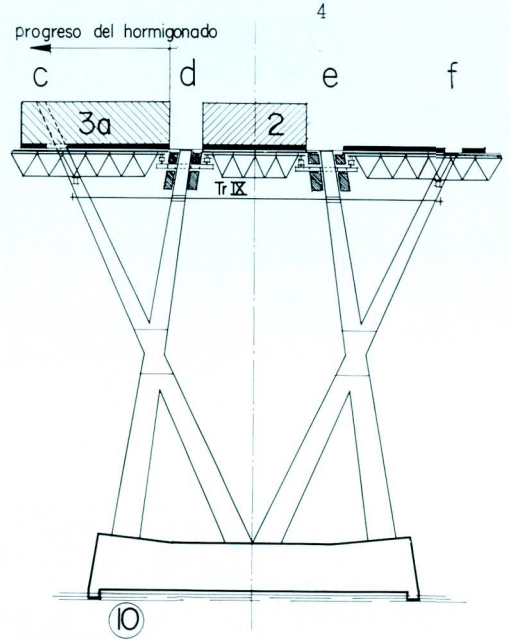
Proceso de trabajo: Hormigonada la placa de compresión hasta los huecos encima de los apoyos. El elemento de tracción IX recibe adicionalmente $\Delta Z = 10,5$ t.; o sea: Z = + 136,9 + 10,5 = + 147,4 t.

Fuerza por prensa: $P = \frac{147,4}{4} = 37$ t.



9

Proceso de trabajo: Sección del hormigonado (2): almas del campo central d-e hasta el borde inferior del tablero.



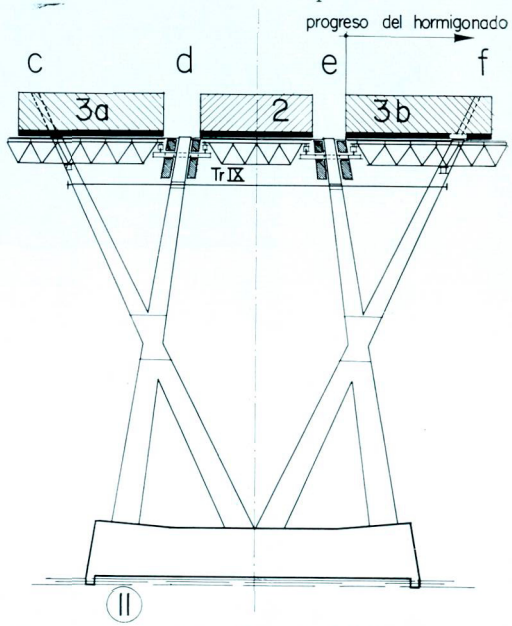
10

Proceso de trabajo: Sección del hormigonado (3a): almas del campo lateral c-d, así como la viga transversal c. El elemento de tracción IX recibe adicionalmente:

$$\Delta Z = +45,8 \text{ t.;}$$

o sea: Z = 147,4 + 45,8 = + 193,2 t.

Fuerza por prensa: $P = \frac{193,2}{4} = 48,5$ t.

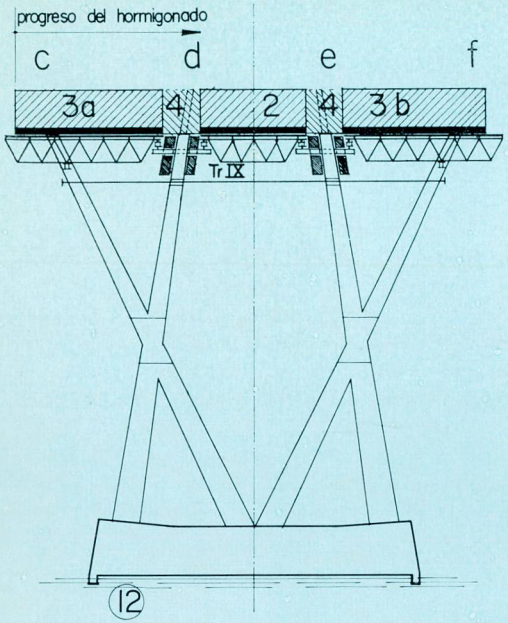


11

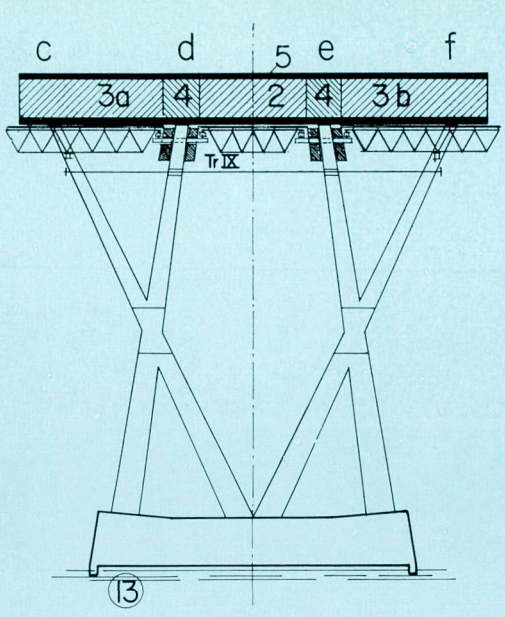
Proceso de trabajo: Sección del hormigonado (3b): almas del campo lateral e-f. El elemento de tracción recibe adicionalmente: $\Delta Z = +45,8$ t.;
o sea: Z = + 193,2 + 45,8 = + 239 t.

Fuerza por prensa: $P = \frac{239}{4} = 60$ t.

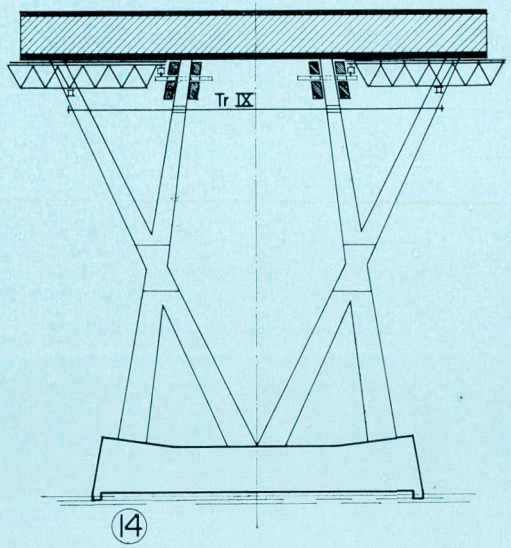
* En (8) se examinan las fases individuales: (8a) campo c-d hormigonado.—(8b) campo d-e hormigonado sin influencia al sistema de apoyo.—(8c) campo e-f hormigonado.



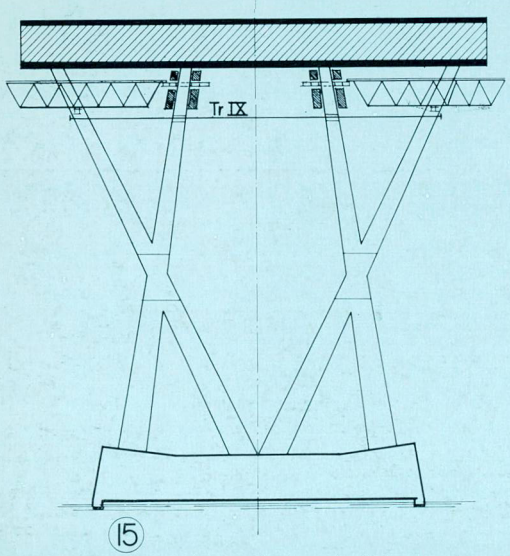
Proceso de trabajo: Sección del hormigonado (4).
Fuerza por prensa: Como (11) 60 t. Sin influencia en el sistema de apoyos.



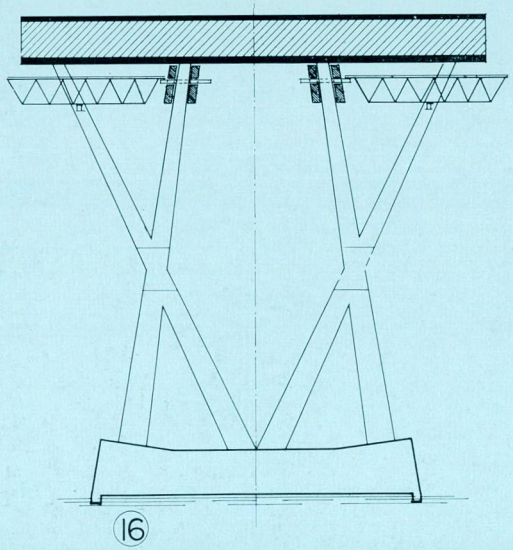
Proceso de trabajo: Sección del hormigonado (5): tablero entero empezando de un extremo.
Fuerza por prensa: Como (11) 60 t. Sin notable influencia en el sistema de apoyo. Repartición de cargas por medio de las almas de hormigón.



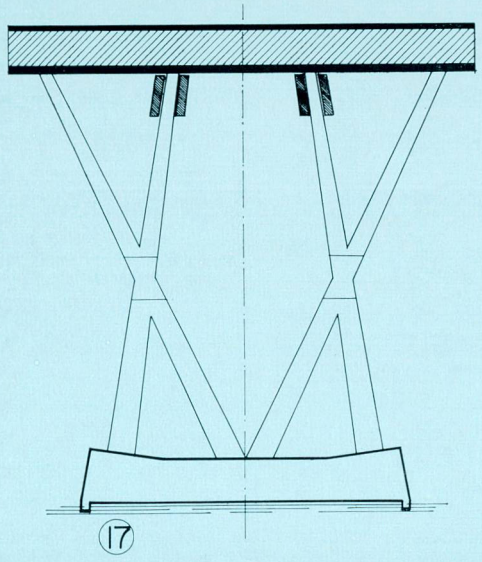
Proceso de trabajo: Desmontar la cimbra del campo central. Sin influencia sobre el elemento de tracción IX.



Proceso de trabajo: Bajar simétricamente las vigas de celosía de ambos campos laterales. Bajar simétrica y simultáneamente todas las prensas A. El elemento de tracción IX queda bajo tensión análoga a la fase (13).



Proceso de trabajo: Descargar y desmontar el elemento de tracción IX.



Proceso de trabajo: Desmontar las vigas celosía de los campos laterales.
Observación: Las fuerzas de los elementos de tracción indicadas se refieren a una mitad del puente.

A continuación se han extractado de las "Indicaciones de trabajo para la construcción de los volados de los tramos de 235 metros", las ideas principales para una mejor comprensión del proceso constructivo a seguir en la obra.

6.3.1. El encofrado y la armadura de las diferentes secciones de hormigonado se prefabrican en tierra sobre las vigas celosía, en dos mitades para cada volado a-c y f-h (ver secuencia gráfica de la construcción de los volados y montaje de los tirantes).

Estas unidades de armadura contienen solamente los ductos de los alambres de pretensión, los cuales se introducirán "in situ".

Antes de alzar las vigas celosía debe efectuarse el pretensado céntrico del área c-f. Las cuatro unidades de vigas celosía se montan una a continuación de otra, de manera que se comienza con las dos mitades para el volado a-c o f-h. Las dos vigas celosía correspondientes a un volado deben montarse lo más rápido posible, porque está limitada la estabilidad contra viento de una viga celosía sola.

Elevadas las dos vigas vecinas, se sujetan los arriostramientos transversales. Sólo entonces se pueden montar las unidades de encofrado.

6.3.2. Hormigonado de los volados a-c y f-h. De la consideración de la poca rigidez de la construcción de la cimbra, se dispuso de varias juntas de hormigonado. Su distribución se halla representada en la figura 6.9. Las fuerzas individuales procedentes de las cargas centradas en las aristas de cada sección de hormigonado originan tensiones secundarias, puesto que no se aplican exactamente en los nodos de la celosías. Con la anchura de las juntas previstas se alcanza el límite admisible de dichas tensiones secundarias.

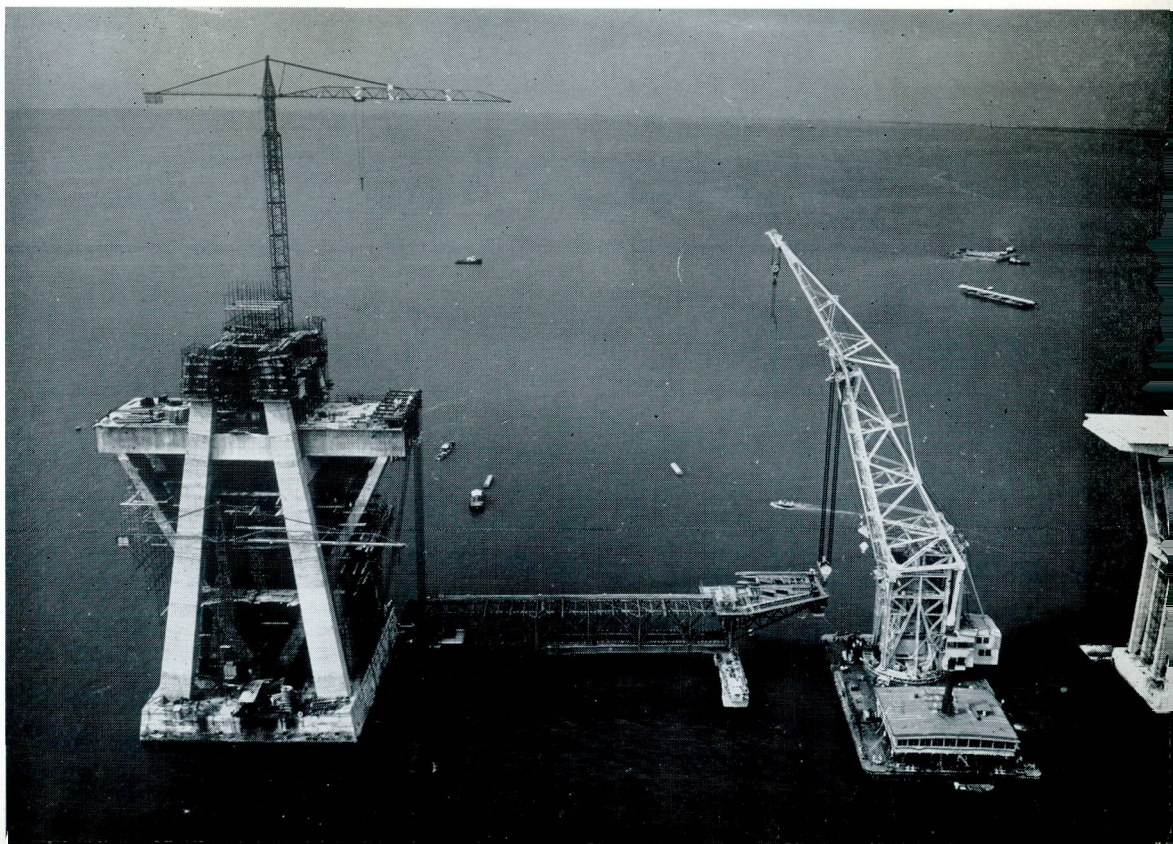


Fig. 6.7. Alzado de la primera viga de celosía correspondiente a media anchura del puente; del extremo de la mesa central con güinche eléctrico y del otro extremo por medio de la grúa Ajax.

El hormigonado comienza con la placa inferior de compresión La sucesión de las diferentes secciones de hormigonado es por completo a discreción y se puede fijar sólo según los requerimientos de la obra. El hormigón de la placa inferior de compresión debe verterse, de todas formas, simétricamente al eje longitudinal del puente, o sea las zonas de fraguado deben corresponderse simétricamente en cada punto de la sección transversal.

Al hormigonar las almas, ya no es discrecional la sucesión de las diferentes secciones. En la figura 6.9 los números romanos indican el orden del hormigonado para las almas de las diferentes secciones; las letras mayúsculas señalan la sucesión del relleno de las juntas. Antes de cerrar la junta D hay que ajustar, mediante las prensas hidráulicas debajo del apoyo auxiliar, la cota del punto de ataque de los tirantes, indicada en el plano de peraltes. Es absolutamente decisiva la cota de este punto; para alcanzar el nivel correcto del mismo hay que tolerar eventuales desvíos de otros puntos.

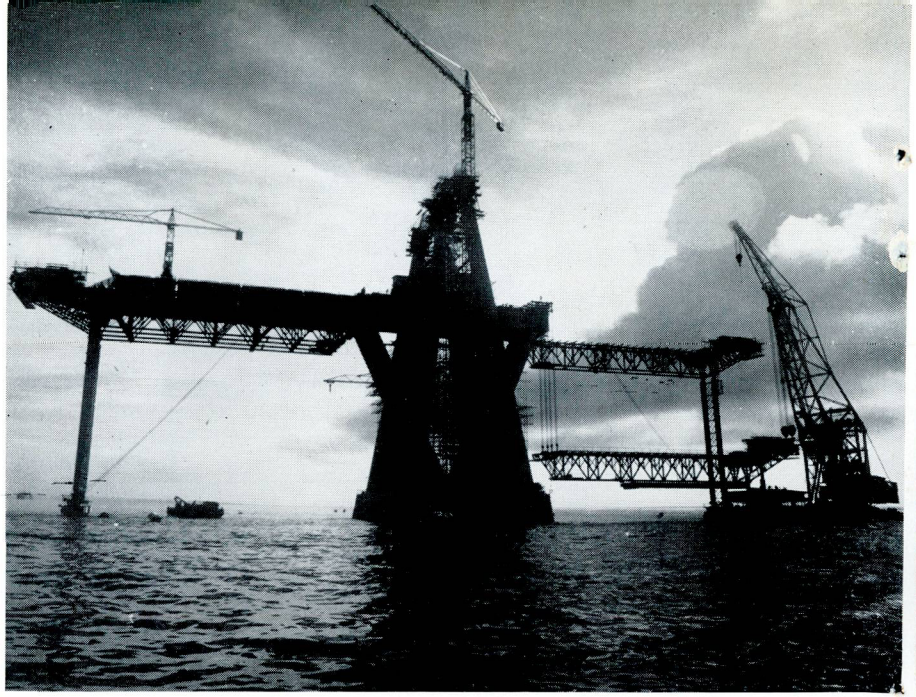


Fig. 6.8. Elevación de la cuarta viga celosía de los volados de 70,13 m. Sobre las vigas a la izquierda se han colocado ya las unidades de encofrado, con sus armaduras y ductos para los cables de pretensado.

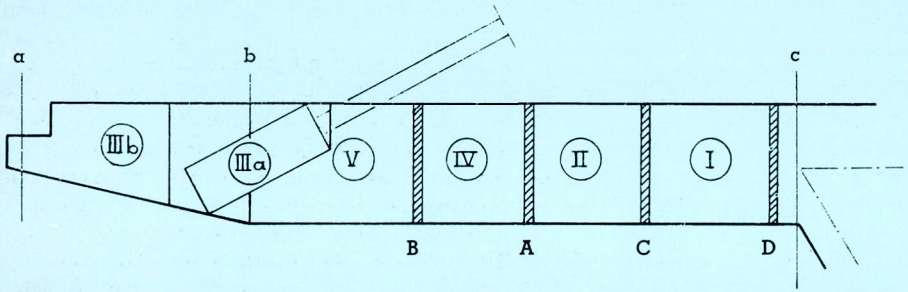


Fig. 6.9. Sucesión del hormigonado: Los números romanos indican el orden del hormigonado para las almas de las diferentes secciones; las letras mayúsculas señalan la secuencia a seguir para rellenar las juntas.

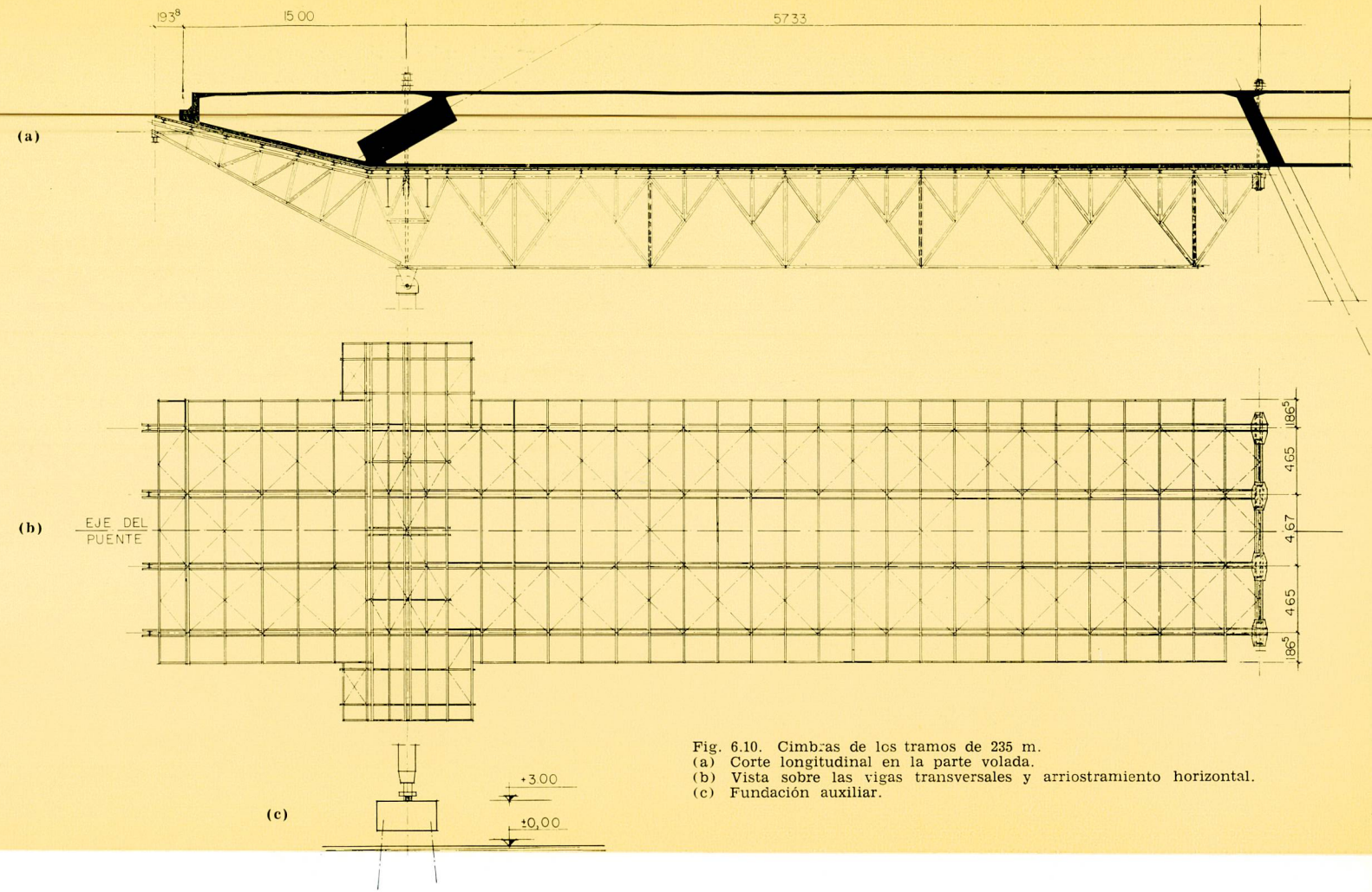


Fig. 6.10. Cimbras de los tramos de 235 m.
(a) Corte longitudinal en la parte volada.
(b) Vista sobre las vigas transversales y arriostramiento horizontal.
(c) Fundación auxiliar.

CONSTRUCCION DE LOS VOLADOS Y MONTAJE DE LOS TIRANTES

6.4. Montaje de los tirantes.

Endurecido el hormigón de los volados (el período de fraguado coincide con el tiempo necesario para montar los tirantes), se instalan las suspensiones en los puntos b) y g). Estas suspensiones no se pretensan en el sentido propio de la palabra, sino sólo se tensan hasta quedar ajustadas estrechamente; es decir, por medio de prensas hidráulicas se introducen en las suspensiones 50 toneladas de fuerza de tracción por cada alma, o sea 200 toneladas para la anchura total del puente.

Después de fraguar, el hormigón descansa sin tensiones sobre la viga celosía. La viga celosía queda unida, mediante las suspensiones en b y g con la construcción de hormigón endurecido. De seguida los tirantes pueden someterse a tensión, descargando el apoyo auxiliar en la misma medida que aumenta la componente vertical de la fuerza del cable. Durante esta operación la construcción de hormigón queda libre de tensiones de flexión —prescindiendo de insignificantes tensiones secundarias— si se cumple la condición de que los puntos de conexión del cable en b y g, respectivamente, no deben experimentar un desplazamiento vertical. Esto puede conseguirse bajando en etapas las prensas hidráulicas bajo el apoyo auxiliar, compensándose cada vez el rebote elástico del apoyo en la fundación auxiliar. Con esta medida es posible trasladar a los tirantes las fuerzas que actuaban originalmente en el apoyo auxiliar, sin que la construcción de hormigón experimente, por de pronto, momentos de flexión.

La componente horizontal de la fuerza de cable, en cambio, es adoptada por el hormigón en forma de fuerza de compresión céntrica. La viga metálica, la cual sigue el acortamiento correspondiente, está dimensionada para este esfuerzo. El efecto retroactivo de la viga metálica al hormigón, que impide el acortamiento en dirección excéntrica de la construcción de hormigón, es despreciablemente pequeña. Luego de estar los tirantes sometidos a tensión, reina en el hormigón sólo la compresión céntrica; en la viga metálica sigue actuando el mismo momento de flexión que antes del tensado de los cables.

La fuerza de cable calculada para la anchura total del puente, o sea para los 32 cables individuales, es de $F = 5{,}259$ toneladas.

El método de tensado de los cables libera de diferencias imprevistas del peso propio, porque independientemente del valor calculado ha de introducirse la fuerza de cable justa para descargar completamente el apoyo auxiliar.

No se conoce precisamente la fuerza de cable, porque el peso efectivo de la construcción de hormigón puede diferir del valor calculado, debido a tolerancias del dimensionado y a oscilaciones del peso específico. (Según las experiencias logradas hasta ahora en las construcciones de hormigón, se puede contar con una tolerancia negativa del 2,5% y una tolerancia positiva del 5% del peso propio).

Cada cable individual se tensa, antes del anclaje, hasta 220 toneladas, aflojándose inmediatamente después hasta su valor teórico calculado. Esta sobretensión a corto tiempo sirve para reducir al mínimo las posteriores deformaciones plásticas de cable. De seguida los cables se tensan hasta el 97,5% del valor teórico, es decir, a 5.127,5 toneladas.

En el caso de la tolerancia negativa, el apoyo queda libre en el momento mismo de tensado el último cable.

En el caso de que el peso de la construcción de hormigón sea mayor, dentro del margen de tolerancia indicada, cierta fuerza parcial sigue permaneciendo en el apoyo auxiliar durante esta fase. Entonces se tensa de nuevo cada uno de los 16 pares de cable por valor $\frac{1{,}05.F - 0{,}975\ F}{16}$ observando siempre que la solicitación en el apoyo sea cero.

Con estas pequeñas diferencias de fuerza, se puede prescindir de la influencia recíproca de las fuerzas de cable. El apoyo auxiliar resultará libre al retensar un par cualesquiera de cables, según la compresión efectiva en el apoyo, dentro del margen de tolerancia existente. En este momento se interrumpe el tensado y se anclan los cables.

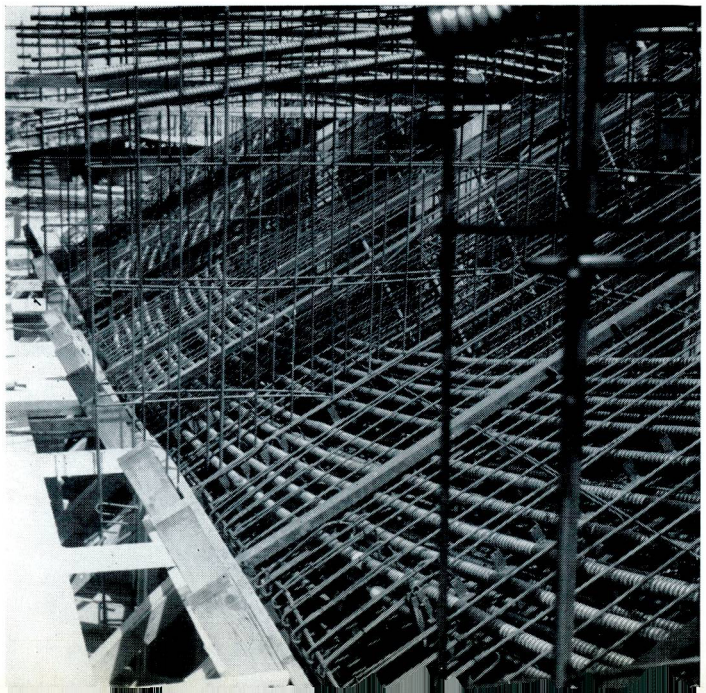
La diferencia mayor entre las fuerzas de dos cables individuales es de un 7,5%. Tal diferencia puede ser tolerada. En el caso de que el apoyo auxiliar no quedase libre después de retensarse el 16° par de cables, existe una tolerancia positiva más grande. Dado este caso, hay que repetir toda la operación.

Durante el tensado de los cables, la viga transversal de los tirantes debe pretensarse también en determinadas fases. La sucesión del tensado correspondiente a los elementos de la viga transvrsal de los tirantes ha sido fijada en relación con el cálculo de las trayectorias de tensado (ver fig. 8.11).

Es necesario este escalonamiento de la pretensión de los cables y de la viga transversal conjuntamente, porque de otra manera no podrían ser absorbidas por la viga transversal ni los momentos positivos ni los negativos. Puesto que los momentos por pretensión y aquellos que resultan del efecto de los tirantes se compensan aproximadamente, hay que introducir de manera uniforme estas dos componentes opuestas en la viga transversal de los tirantes.

Se han estimado 10 etapas de pretensión, para las cuales se determinaron las tensiones límites de la viga transversal de los tirantes, de manera que dicha viga quede prácticamente libre de tensiones de trancción.

Fig. 6.11. Cables de pretensado y armadura dulce para la viga transversal de ataque de los tirantes (70 x 18 diámetro 7 mm. SH 150/170).



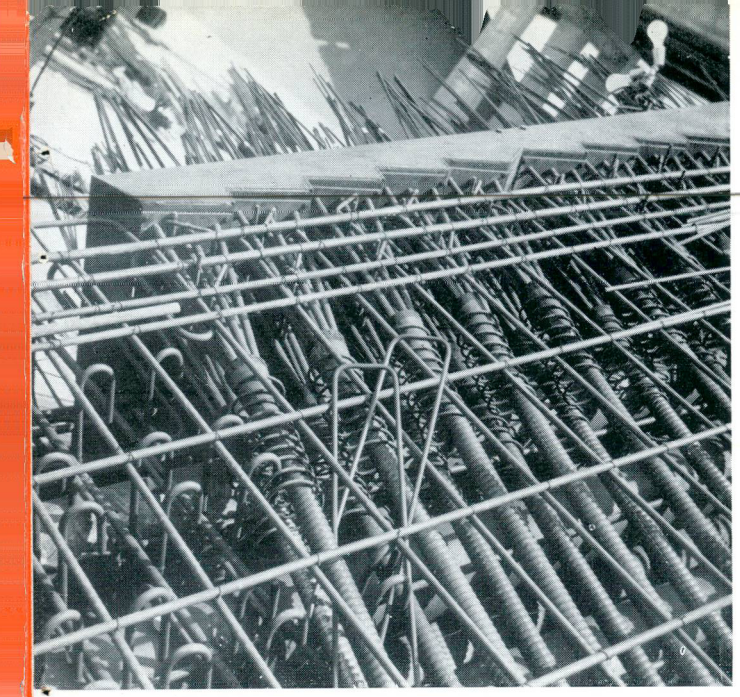


Fig. 6.12. Detalle del anclaje de los cables de pretensado en el cabezal de la viga transversal de los tirantes.

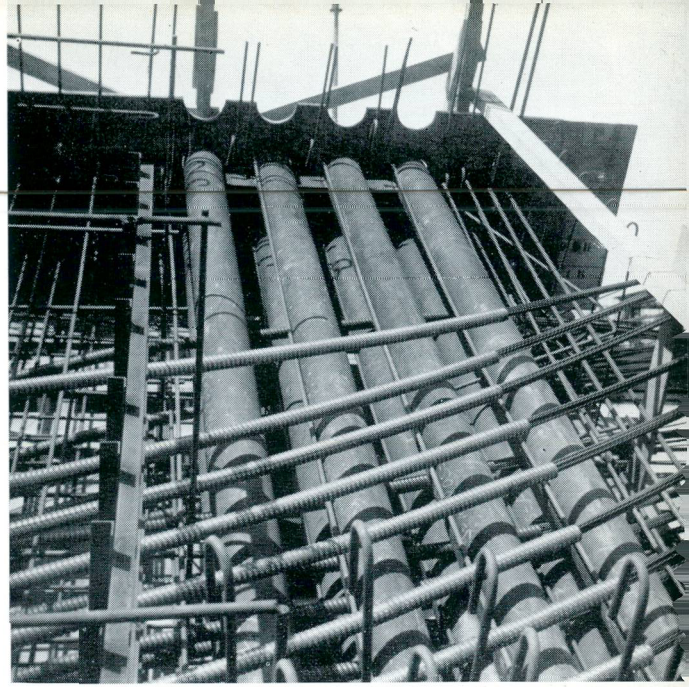


Fig. 6.13. Detalle de los tubos para el pase y fijación de los 16 tirantes a cada extremo de la viga transversal.

En caso de que la relación entre los módulos E de los cables y del hormigón difiera del valor introducido en los cálculos, resultan deformaciones y tensiones divergentes para los estados intermedios; de donde la armadura ordinaria haya sido dimensionada generosamente para absorber tales desviaciones.

En el estado final, en cambio, para considerables diferencias en la relación de los módulos, resultan insignificantes las divergencias con el estado calculado, porque la entrega del peso de la viga celosía, por un lado, y la colocación de la viga simplemente apoyada y de las cargas adicionales, por otro lado, casi se equilibran. Además, cierta desviación en el estado final con los valores teóricos calculados, actuaría con eficacia sólo en los primeros momentos, disminuyendo en el transcurso del tiempo hasta hacerse insignificante, debido a la deformación plástica del hormigón.

De ello se desprende que la fase de construcción representa una especie de prueba de carga del sistema, acercándose éste en el transcurso del tiempo al estado de tensiones calculado de antemano.

Con la fuerza creciente de los cables las suspensiones en b y g experimentan un alargamiento elástico que debe ser continuamente compensado por medio de las prensas hidráulicas previstas en los apoyos.

Si se permite el alargamiento elástico de las suspensiones, la viga de celosía se suelta de la construcción de hormigón, en el área del brazo volado, comenzando a actuar parte de los momentos por carga propia, los cuales no pueden aún ser absorbidos por el sistema portante durante este estado.

Durante el tensado de los tirantes se realiza la precompresión de algunos grupos de cables del volado.

Después de quedar libre de fuerza el apoyo auxiliar (la fuerza ha sido adoptada por los cables), y tensados algunos elementos de pretensión de los volados, se puede empezar con el descimbraje.

Debe tenerse especial cuidado en que esta operación se lleve a cabo con absoluta simetría respecto a los ejes longitudinal y vertical del puente. La bajada debe efectuarse de manera uniforme y tan despacio como sea posible, mediante las prensas hidráulicas correspondientes.

Al soltarse las suspensiones el peso propio de la construcción de hormigón es transmitido al sistema, por lo cual cambia la fuerza de cable, desplazándose los puntos de suspensión hacia arriba.

Las tensiones inherentes a esta condición de carga pueden aún ser absorbidas por el sistema sin actuar simultáneamente los elementos de pretensado.

En esta fase —el brazo volado ha adoptado su peso propio, la viga celosía todavía está suspendida en los puntos b y c, así como f y g— se realiza el pretensado longitudinal restante.

La introducción del pretensado en el sistema libremente deformable ofrece la gran ventaje de que no se producen tensiones de forzaje entre el sistema portante de acero y el de hormigón, las que sólo se podrían determinar de manera inexacta. Sólo cuando todos los elementos de pretensado estén debidamente tensados se puede cambiar la suspensión de las vigas celosías a los güinches, bajándolas después sobre las gabarras de transporte.

En dicha fase, el sistema puede adoptar las tensiones que resultan de la entrega unilateral de la carga de cimbra (viga celosía a-c se desmonta, viga celosía f-h todavía está suspendida en el sistema).

La descarga unilateral por peso propio de la cimbra constituye la condición de carga crítica del sistema. Este no podría soportarla sin actuar simultáneamente el pretensado longitudinal.

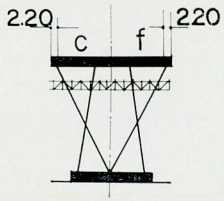
El estado de la carga de cimbra unilateral debe durar un mínimo de tiempo, o sea deben bajarse a intervalos muy cortos las unidades de cimbra a-c y f-h.

Después de bajadas las dos unidades de cimbra, queda restablecida la condición de carga simétrica. Bajo esta condición final pueden apoyarse en cada extremo de los volados las vigas prefabricadas, que establecen la continuidad del tablero en el sistema de vigas Gerber adoptado.

Construcción de los volados y montaje de los tirantes

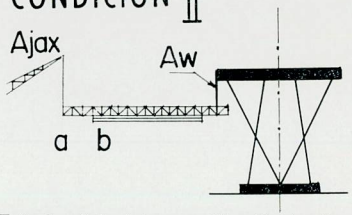
Secuencia gráfica

CONDICION I



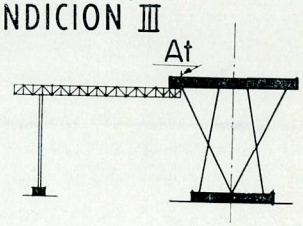
Estado del sistema: Mesa central vaciada.
Proceso de trabajo: Tensado de los cables de pretensado centrales en la parte c-f. Inyección. Desmontaje de la celosía del encofrado.

CONDICION II



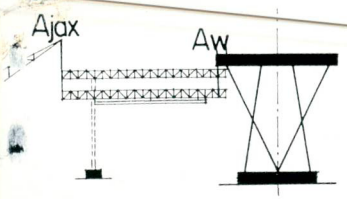
Estado del sistema: Condición I.
Proceso de trabajo: Alzado de la primera celosía de un lado (media anchura de puente): del extremo de la mesa central con güinche eléctrico AW y del otro extremo por medio de la grúa "Ajax". Encofrado y armadura de la parte a-b previamente colocada en sitio, es decir: desde la junta Gerber hasta la viga transversal de los tirantes.

CONDICION III



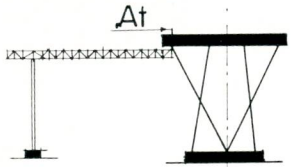
Estado del sistema: Condición II.
Proceso de trabajo: Cambio de la suspensión o apoyo de la celosía de un lado (media anchura de puente): en el extremo de la mesa, del güinche AW a la suspensión AT; del extremo libre del "Ajax" a la fundación auxiliar por medio de la columna articulada.

CONDICION IV



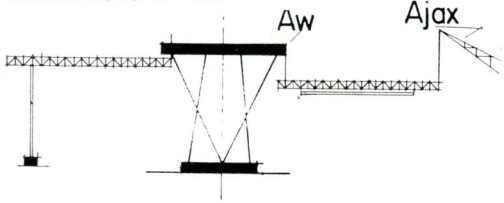
Estado del sistema: Condición III.
Proceso de trabajo: Alzado de la segunda celosía de un lado (media anchura de puente): del extremo de la mesa con güinche eléctrico AW; y del extremo libre con la grúa "Ajax".

CONDICION V



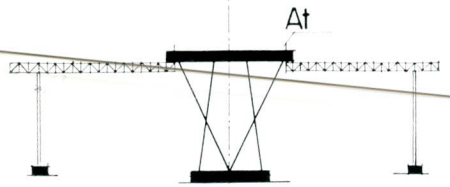
Estado del Sistema: Condición IV.
Proceso de trabajo: Cambio de la suspensión o apoyo de la segunda celosía de un lado (media anchura de puente): en el extremo de la mesa, del güinche AW a la suspensión AT; del extremo libre del "Ajax" a la fundación auxiliar por medio de la columna articulada.

CONDICION VI



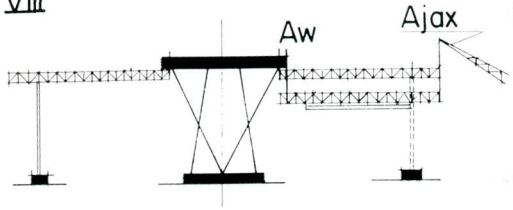
Estado del sistema: Condición V.
Proceso de trabajo: Igual que para la condición II.

CONDICION VII



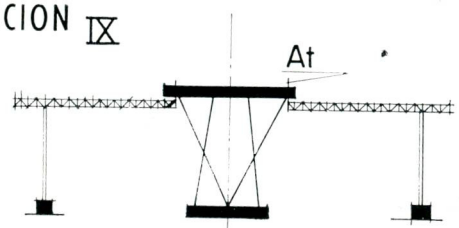
Estado del sistema: Condición VI.
Proceso de trabajo: Igual que para la condición III.

CONDICION VIII



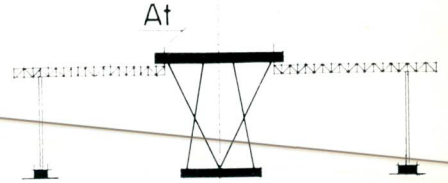
Estado del sistema: Condición VII.
Proceso de trabajo: Igual que para la condición IV.

CONDICION IX



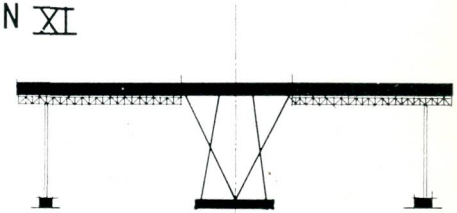
Estado del sistema: Condición VIII.
Proceso de trabajo: Igual que para la condición V.

CONDICION X



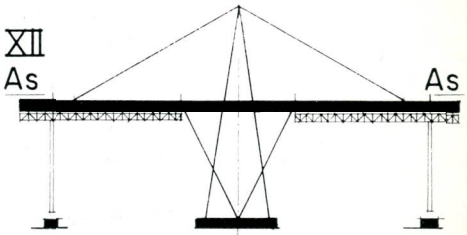
Estado del sistema: Condición IX.
Proceso de trabajo: Vaciado del concreto asimétricamente. Carga unilateral máxima debida al concreto, permitida en la suspensión o apoyo AT: menor o igual que $\frac{100 - 0{,}08456 \cdot X}{0{,}2503}$

CONDICION XI



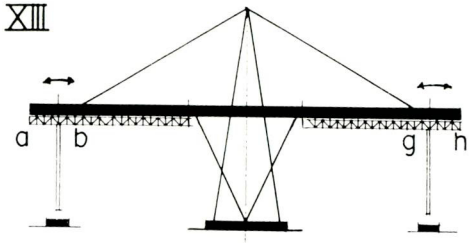
Estado del sistema: Condición X.
Proceso de trabajo: Vaciar los volados totalmente, tomando en cuenta la condición X (si es posible vaciar simétricamente). Hacer que la situación final sea simétrica. Después de haber fraguado suficientemente, quitar todo el encofrado y las grúas torres.

CONDICION XII



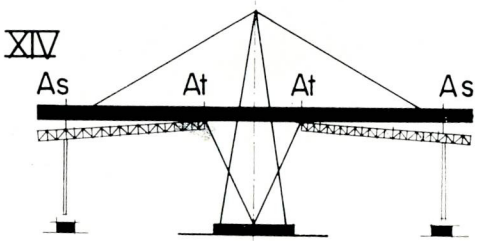
Estado del sistema: Condición XI.
Proceso de trabajo: Colocación de los tirantes y sus anclajes en las vigas transversales As. Tensado simétrico y por etapas de los tirantes; a la vez del tensado por etapas de las vigas transversales. Compresión y descompresión de las prensas hidráulicas en las fundaciones de las columnas articuladas, las cuales quedan colgando.

CONDICION XIII



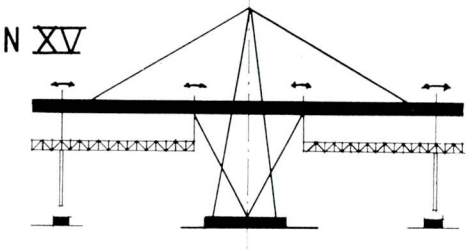
Estado del sistema: Condición XII.
Proceso de trabajo: Tensado e inyección de un grupo de cables en las zonas a-b y g-h.

CONDICION XIV



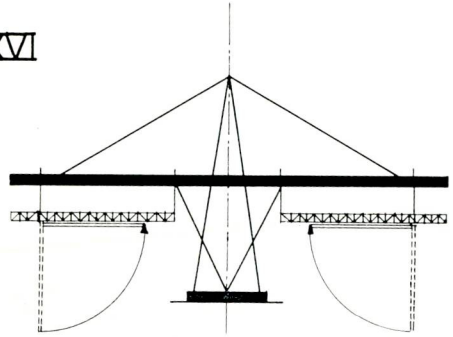
Estado del sistema: Condición XIII.
Proceso de trabajo: Con sumo cuidado y absoluta simetría a los ejes transversal y longitudinal del puente, se bajan las celosías de las vigas transversales (tirantes AS) mediante la utilización uniforme y lenta de las prensas hidráulicas, hasta que el concreto esté libre.

CONDICION XV



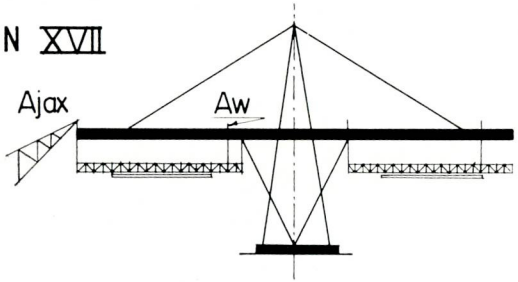
Estado del sistema: Condición XIV.
Proceso de trabajo: Tensado e inyección del resto de los cables de pretensión. Tensar de una manera simétrica con respecto al eje del puente y perpendicular al mismo.

CONDICION XVI



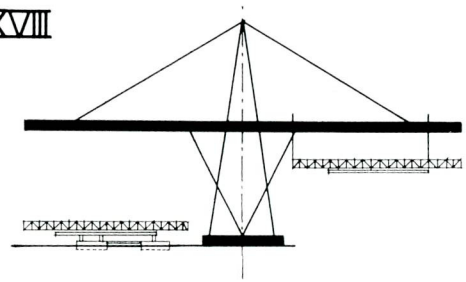
Estado del sistema: Condición XV.
Proceso de trabajo: Se sube la columna articulada. Este proceso puede hacerse simultáneamente con la condición XV, o sea, que se pueden subir las columnas durante el pretensado de los cables; en este caso tendrán que subirse simétricamente.

CONDICION XVII



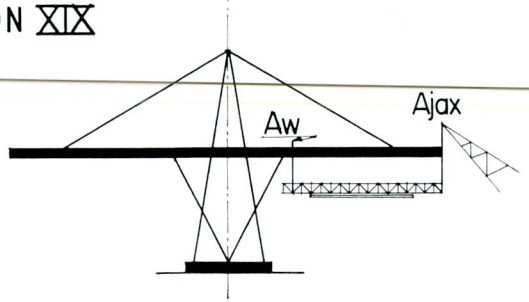
Estado del sistema: Condición XVI.
Proceso de trabajo: Cambio de la suspensión de un lado de la primera y segunda celosía al güinche AW y a la grúa "Ajax". Como en el montaje, se pueden separar los encofrado en dos partes antes de bajarlos.

CONDICION XVIII



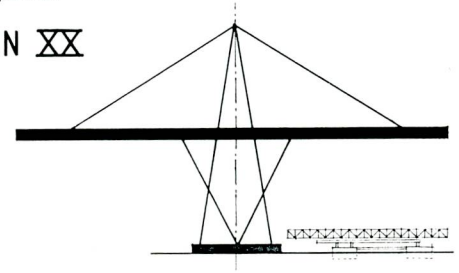
Estado del sistema: Condición XVII.
Proceso de trabajo: Bajar de un lado las celosías primera y segunda y colocarlas sobre las gabarras.

CONDICION XIX



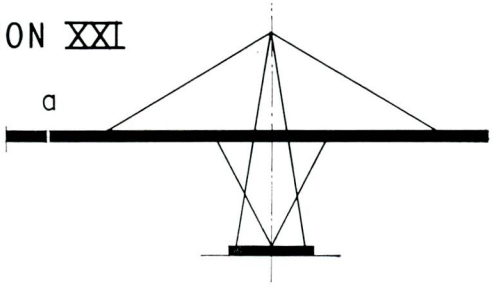
Estado del sistema: Condición XVIII.
Proceso de trabajo: Cambio de la suspensión de un lado de la tercera y cuarta celosías al güinche AW y a la grúa "Ajax". Como en el montaje, se pueden separar los encofrados en dos partes antes de bajarlos.

CONDICION XX



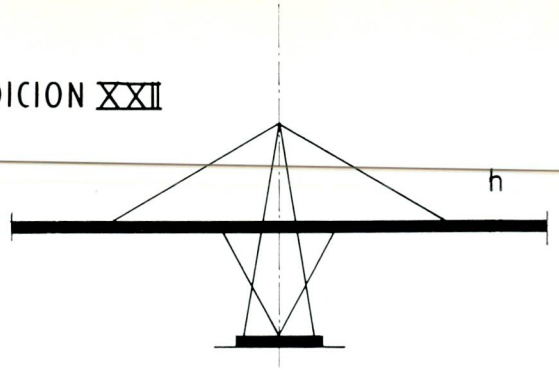
Estado del sistema: Condición XIX.
Proceso de trabajo: Bajar de un lado las celosías tercera y cuarta y colocarlas sobre las gabarras.

CONDICION XXI



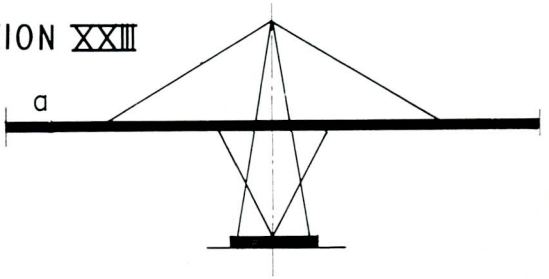
Estado del sistema: Condición XX.
Proceso de trabajo: Colocar de un lado 2 vigas Gerber en el punto (a). En la carga calculada está incluída la reacción debida al concreto vaciado en sitio. Además se puede hacer el acabado total del puente unilateralmente en la región de la viga Gerber.

CONDICION XXII



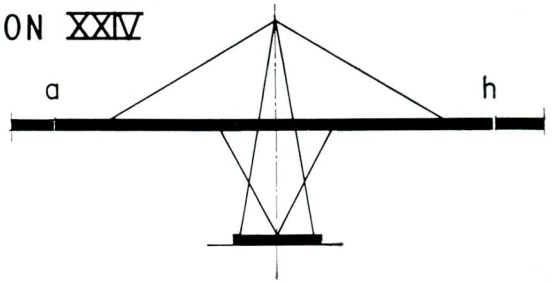
Estado del sistema: Condición XXI.
Proceso de trabajo: Colocar de un lado 2 vigas Gerber en el punto (h).

CONDICION XXIII



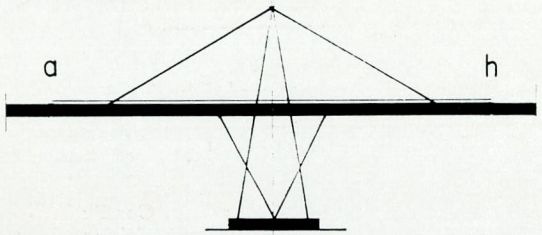
Estado del sistema: Condición XXII.
Proceso de trabajo: Colocar de un lado las dos vigas Gerber restantes en el punto (a).

CONDICION XXIV



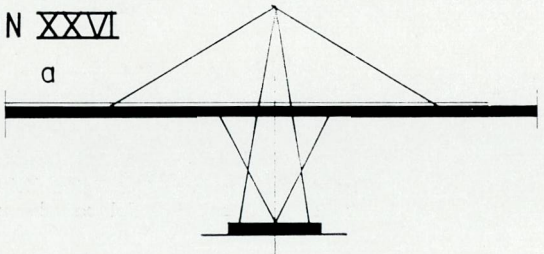
Estado del sistema: Condición XXIII.
Proceso de trabajo: Colocar de un lado las 2 vigas Gerber restantes en el punto (h).

CONDICION XXV



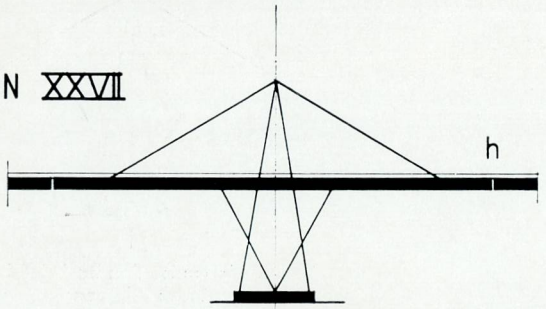
Estado del sistema: Condición XXIV.
Proceso de trabajo: Colocar las cargas muertas restantes (asfalto, concreto de las aceras, isla central, tuberías para el agua, pasamanos, iluminación) en la región de la mesa (a-h).

CONDICION XXVI



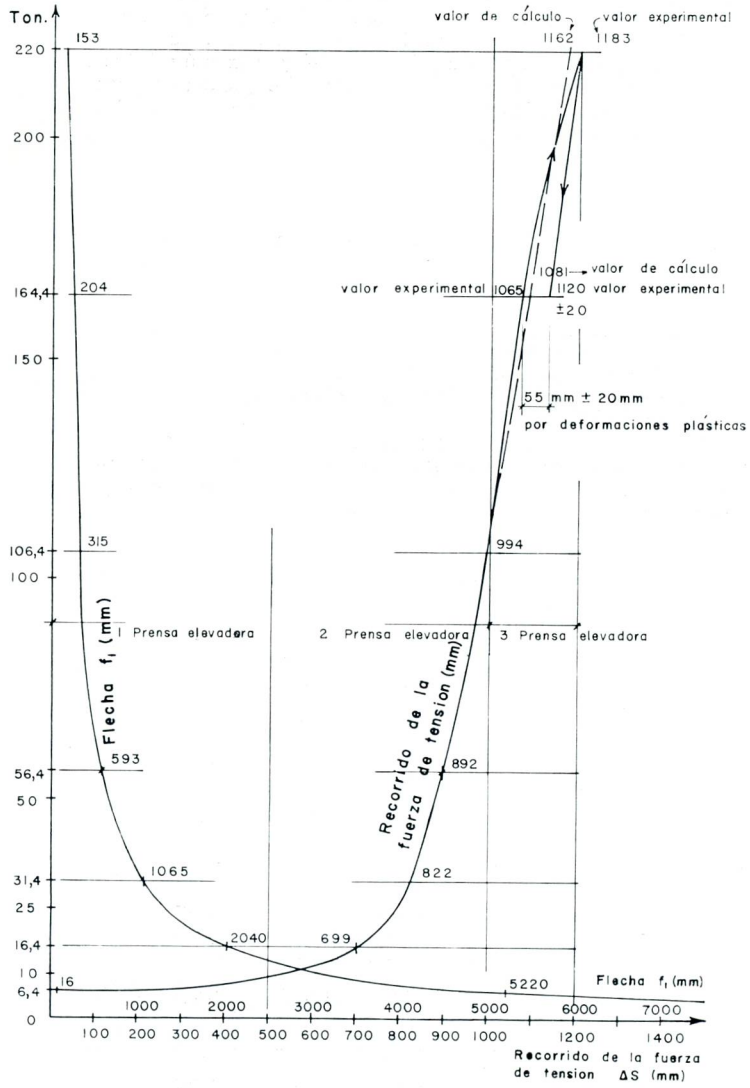
Estado del sistema: Condición XXV.
Proceso de trabajo: Colocar las cargas muertas restantes en la región del apoyo de la viga Gerber (a).

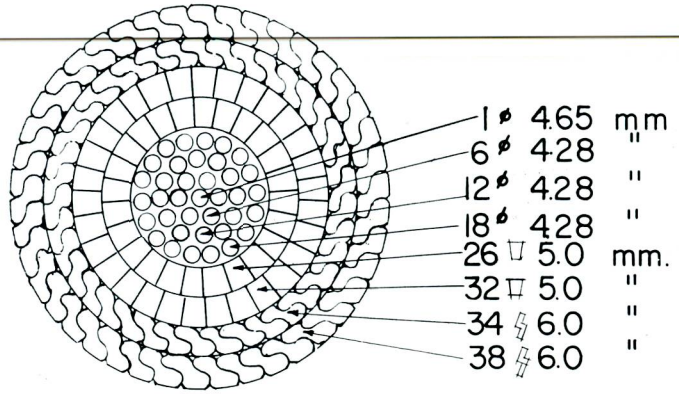
CONDICION XXVII



Estado del sistema: Condición XXVI.
Proceso de trabajo: Colocar las cargas muertas restantes en la región del apoyo de la viga Gerber (h).

CURVAS PARA EL TESADO DE LOS TIRANTES





Sección transversal de los cables portantes para los grandes tramos

Diámetro: 74 mm.
Sección portante: 3.800 mm².
Resistencia nominal para los hilos: redondos, 160 kg./mm²; en cuña y perfilados, 150 kg./mm².
Carga de ruptura calculada: 570 toneladas.
Longitud: 190 metros c/u.
Peso por metro: aprox. 35,5 kg./m.
Estos cables están protegidos por una capa de yute bituminoso revestida, a su vez, de un fleje de hierro galvanizado por ambas caras.

Promedio de los valores arrojados por el análisis químico

Hilos redondos

C	Mn	Si	P	S
0,68	0,62	0,21	0,019	0,025

Hilos en cuña 5,0 × 4,53 × 3,41

0,71	0,62	0,23	0,018	0,024

Hilos en cuña 5,0 × 4,62 × 3,70

0,69	0,63	0,20	0,022	0,026

Hilos perfilados

0,75	0,64	0,22	0,021	0,024

Hilos perfilados

0,74	0,59	0,19	0,020	0,027

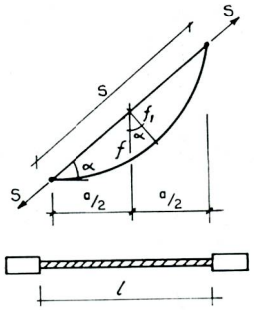
Módulos promedio de elasticidad Es (según experiencias) para diferentes fuerzas de tensión de los tirantes

S = 0-32 t.
E's = 1,00.10⁷ t./m²

S = 32-118 t.
E's = 1,30.10⁷ t./m²

S = 118-220 t.
E's = 1,70.10⁷ t./m²

Fs = 0,0038 m²
Tirante diámetro 74 mm.



Para control de las tensiones en los tirantes se usa, además, el método sencillo de determinar con un reloj la frecuencia de la oscilación en los mismos para cada etapa de tensión. (La frecuencia se halla entre 1,2 y 1,4 Hz.).

Como prácticamente es imposible medir una fracción de oscilación sin ayuda de un oscilógrafo, para una unidad de tiempo determinada (10 ó 100 segundos), se procede al método inverso de medir el tiempo para 100 oscilaciones, y con ello la fuerza de tensión en base a la expresión fundamental:

$$P = 4\frac{q\,L^2\,f_1^{\,2}}{g},$$

$$\text{para } f_1 = \frac{n}{t} = \frac{100}{t}$$

$$\text{se tiene, } P = 4\frac{q\,L^2}{g}\left(\frac{100}{t}\right)^2$$

$$P = \left(\frac{4\times 10^4}{g}\,.\,q\,.\,L^2\right)\frac{1}{t^2}$$

$$\mathbf{P = \frac{K}{t^2}}$$

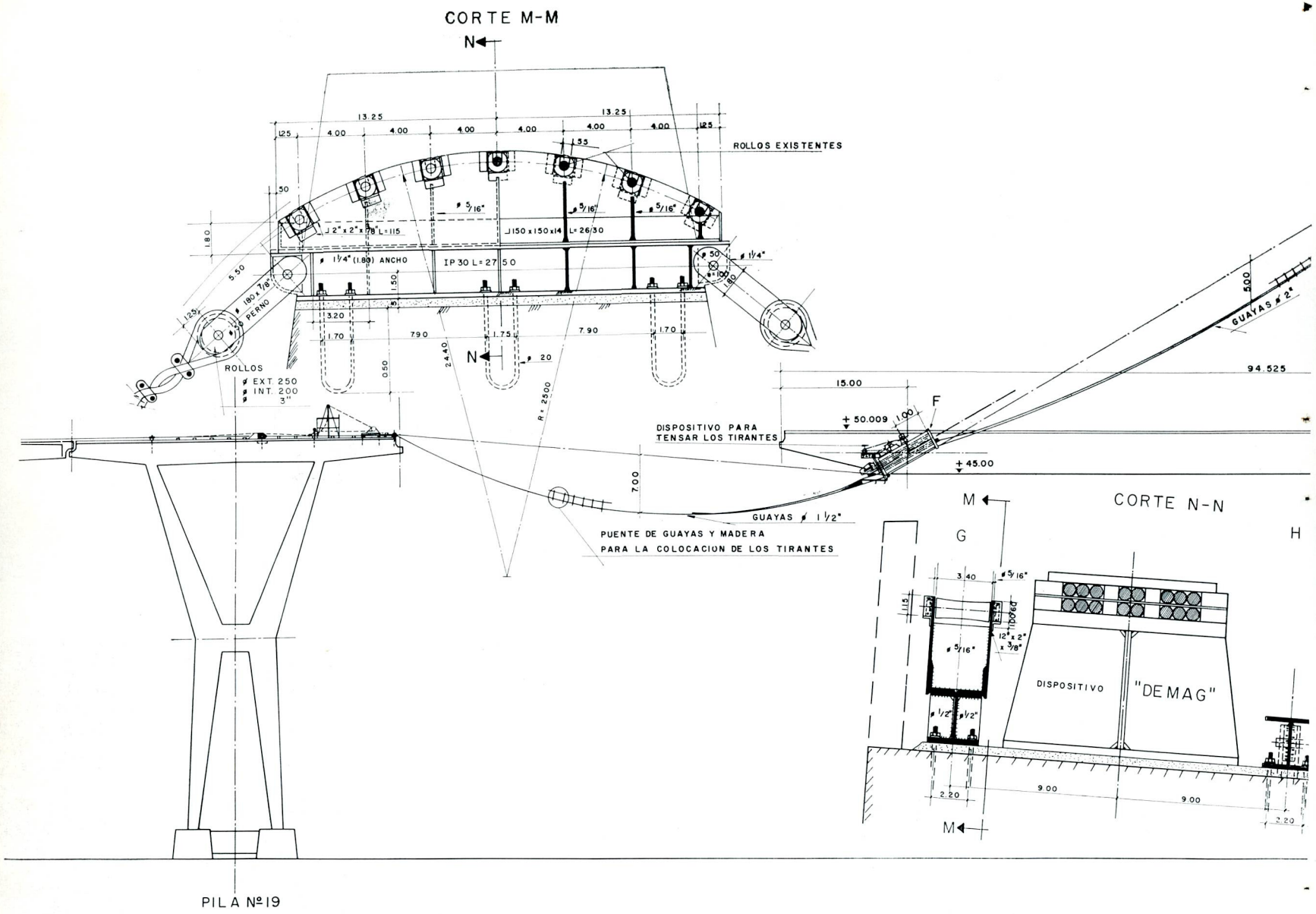
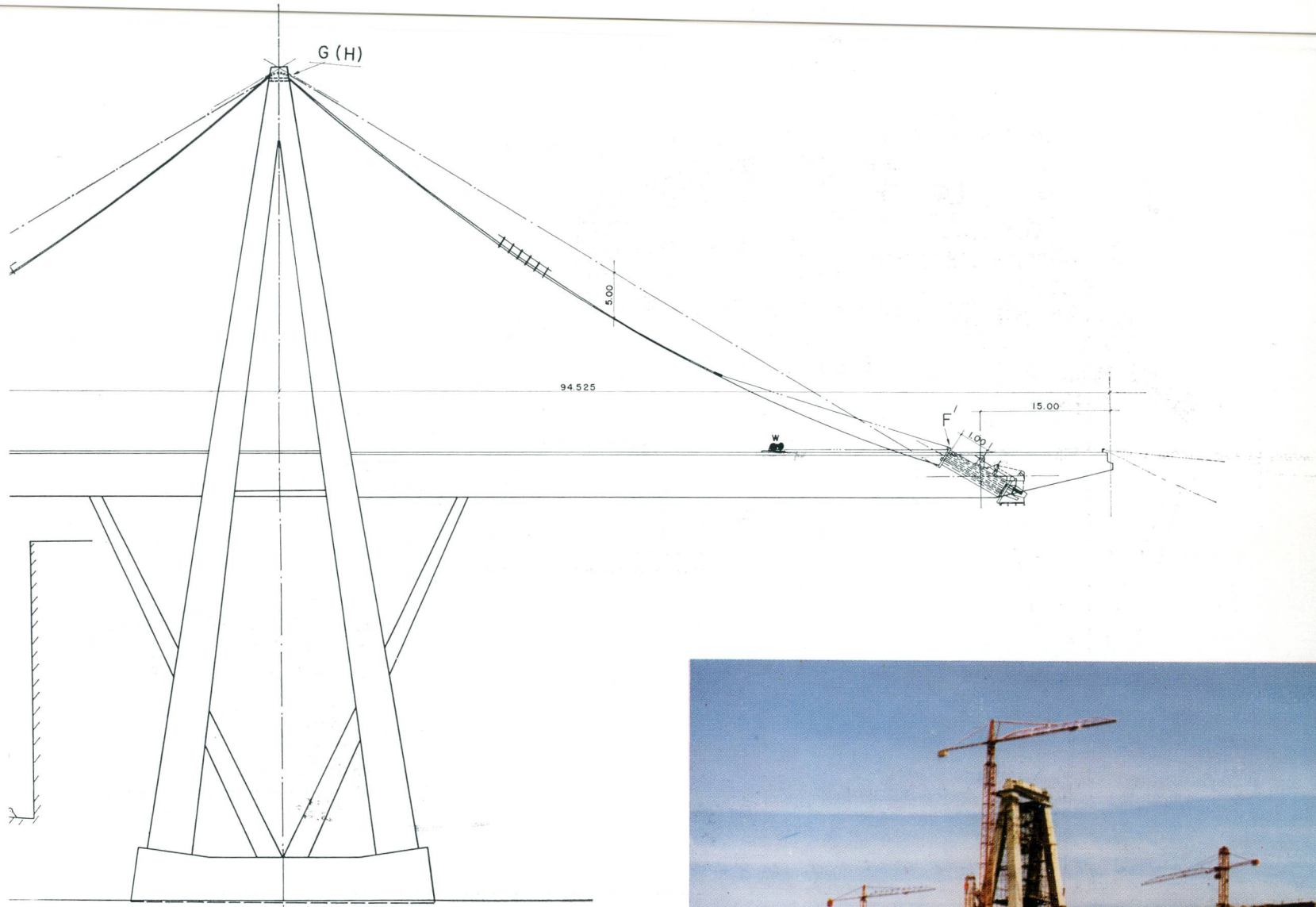


Fig. 6.14. La gráfica muestra el sistema seguido para la colocación de los tirantes. Ver detalles del sillín con la disposición de los tirantes para media superestructura.



PILA Nº 20



7 Ensayos de laboratorio

7.1. Control de agregados.

Al iniciarse los trabajos se hicieron una serie de ensayos para determinar el tipo de agregado más apropiado a usarse en la obra.

Habiendo realizado una primera selección de los diferentes tipos de agregados existentes, se tomaron muestras y se enviaron a varios Institutos Técnicos para su examen final. Los materiales, en general, fueron calizas de canteras, arenas de cañada y del fondo del Lago.

Se seleccionaron definitivamente los materiales siguientes:

Arenas: Las extraídas del fondo del Lago de Maracaibo en la zona de Punta de Palma.

Gravas: Las piedras calizas existentes en las canteras de Isla de Toas.

Posteriormente se encontró una mina de cantos rodados en el kilómetro Nº 56 de la carretera a Perijá. Estos materiales están formados principalmente por areniscas cementadas, granitos y cuarcitas. En general, las características más resaltantes de estos agregados son su poca absorción y su gran resistencia al desgaste y compresión.

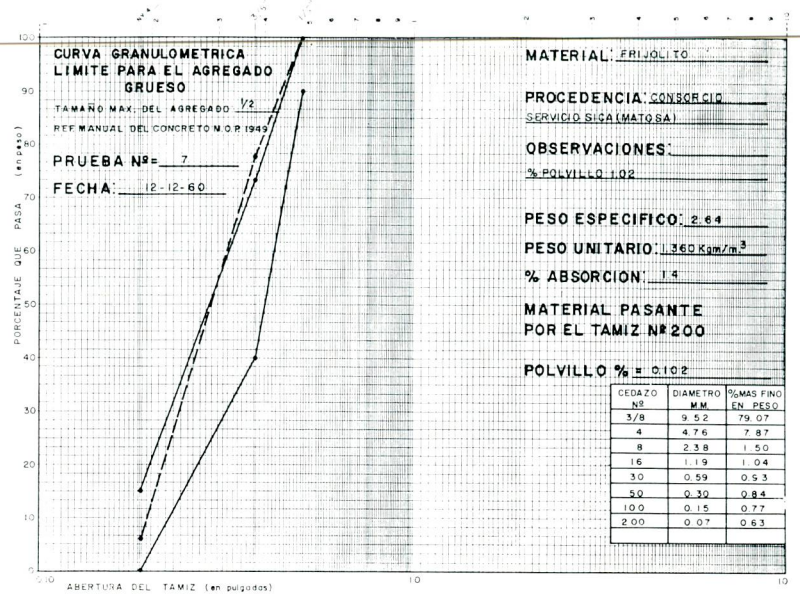
Los agregados en estado natural se encuentran un tanto impuros, pero al ser sometidos a fuertes lavados y tamizados, se obtiene un material que cumple con todas las prescripciones que rigen la materia (ASTM-C))-55T).

Al examinar los materiales para computar la cantidad de polvillo (ASTM-C117-49), se han encontrado valores que fluctúan entre 0,10% y 0,75%, alcanzando las calizas valores hasta del 1,2%, no mayores que los límites permitidos por las normas establecidas.

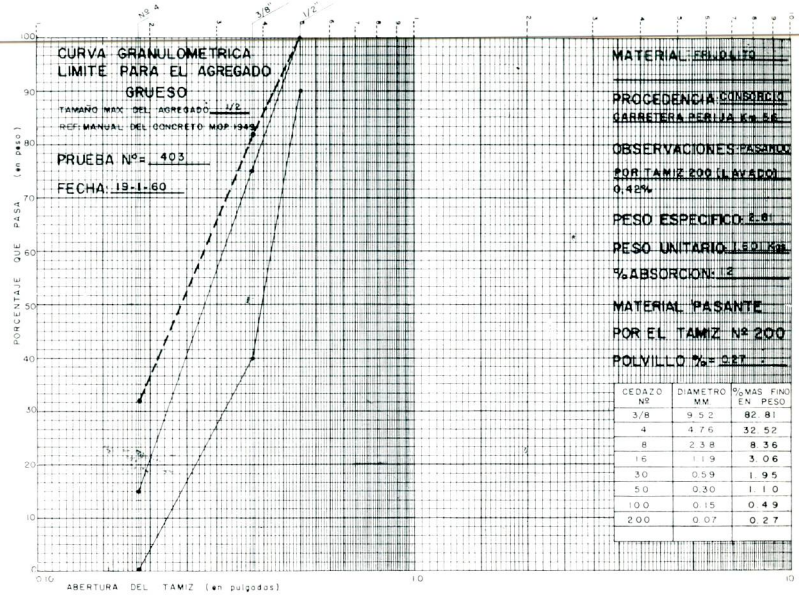
Debido a los sistemas de tamizado y lavado, la materia orgánica no existe prácticamente en los agregados usados en las obra. Los continuos ensayos realizados confirmaron siempre la ausencia de materia orgánica en ellos.

Se ha realizado un control riguroso de los contenidos de cloruros y sulfatos de las arenas. Los ensayos practicados en la Universidad Central y Universidad del Zulia arrojaron porciones ínfimas de cloruros (máx. 300 p.p.m.) y pequeñas cantidades de sulfatos, que en ningún caso afectan la calidad del concreto

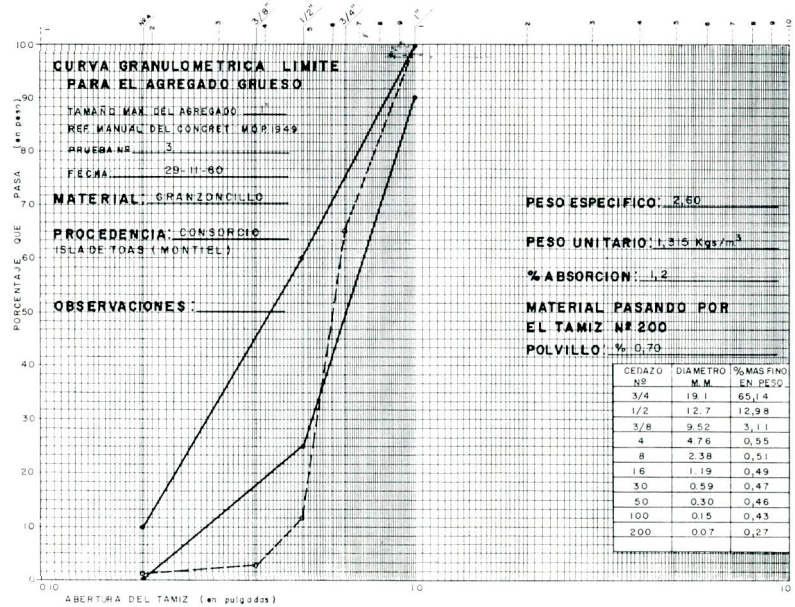
El control granulométrico de los agregados se ha llevado a efecto según las normas ASTM, habiéndose adoptado para el control de la arena las curvas granulométricas límite recomendadas por el "Bureau of Reclamation", por ser más conservadoras en cuanto a límites para granos de menor tamaño (ver las gráficas que aparecen a continuación).



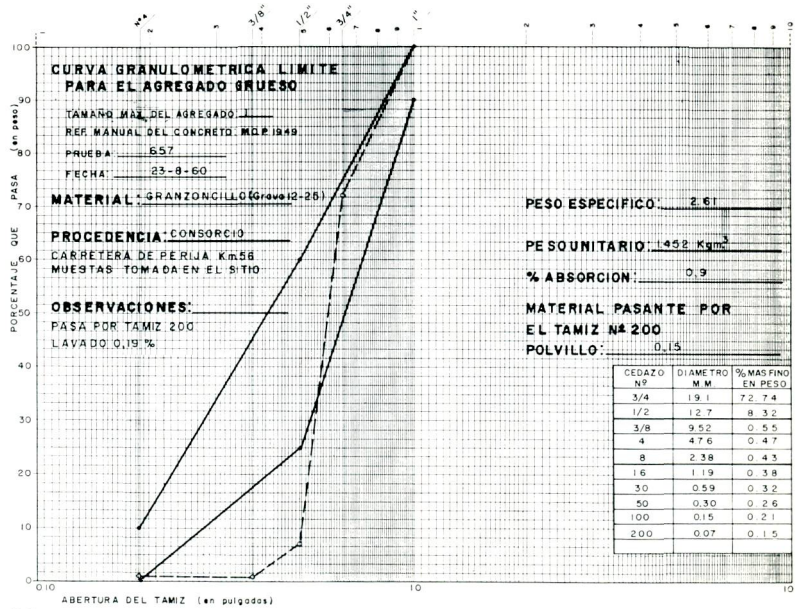
CEDAZO Nº	DIAMETRO M.M.	%MAS FINO EN PESO
3/8	9.52	79.07
4	4.76	7.87
8	2.38	1.50
16	1.19	1.04
30	0.59	0.53
50	0.30	0.84
100	0.15	0.77
200	0.07	0.63



CEDAZO Nº	DIAMETRO M.M.	%MAS FINO EN PESO
3/8	9.52	82.81
4	4.76	32.52
8	2.38	8.36
16	1.19	3.06
30	0.59	1.95
50	0.30	1.10
100	0.15	0.49
200	0.07	0.27

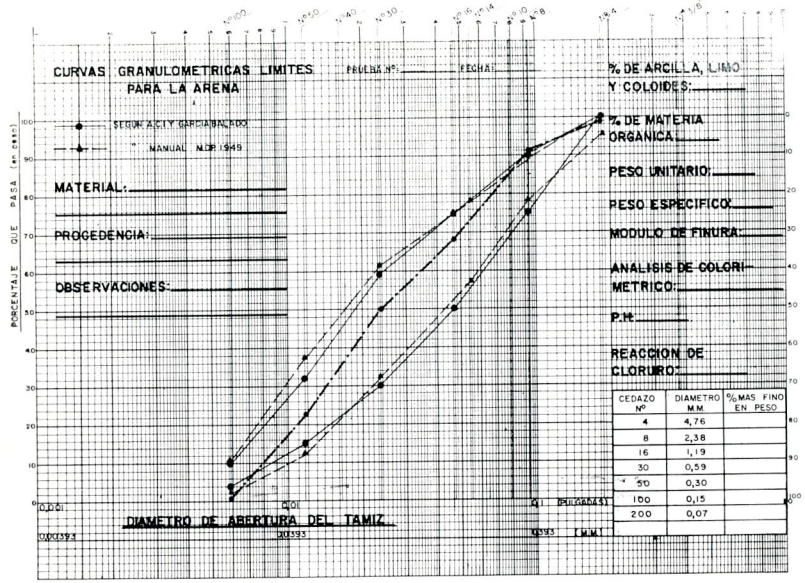


CEDAZO Nº	DIAMETRO M.M.	%MAS FINO EN PESO
3/4	19.1	65,14
1/2	12.7	12,98
3/8	9.52	3,11
4	4.76	0,55
8	2.38	0,51
16	1.19	0,49
30	0.59	0,47
50	0.30	0,46
100	0.15	0,43
200	0.07	0,27



CEDAZO Nº	DIAMETRO M.M.	%MAS FINO EN PESO
3/4	19.1	72.74
1/2	12.7	8.32
3/8	9.52	0.55
4	4.76	0.47
8	2.38	0.43
16	1.19	0.38
30	0.59	0.32
50	0.30	0.26
100	0.15	0.21
200	0.07	0.15

Fig. 7.1



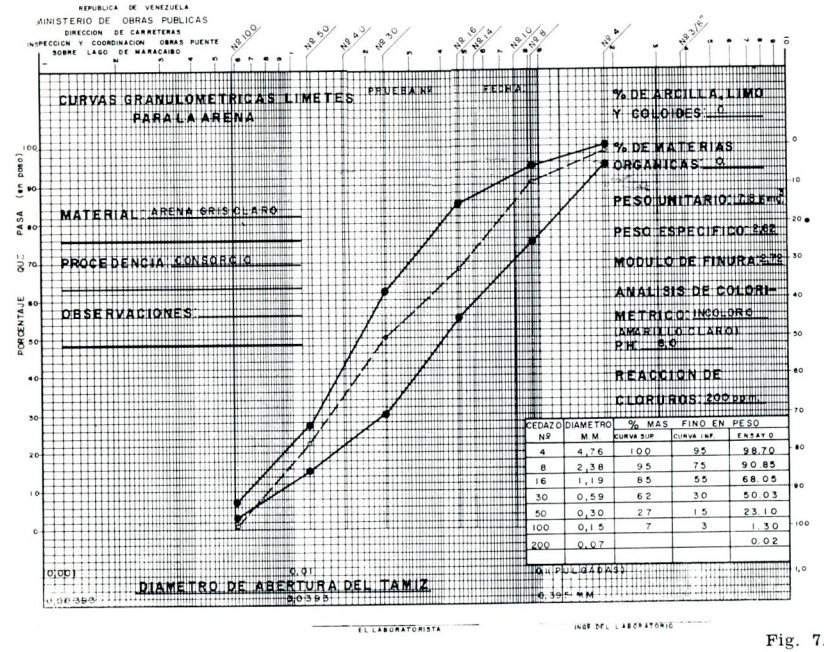
REPUBLICA DE VENEZUELA
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS
DIRECCION DE CARRETERAS
INSPECCION Y COORDINACION OBRAS PUENTE SOBRE LAGO DE MARACAIBO

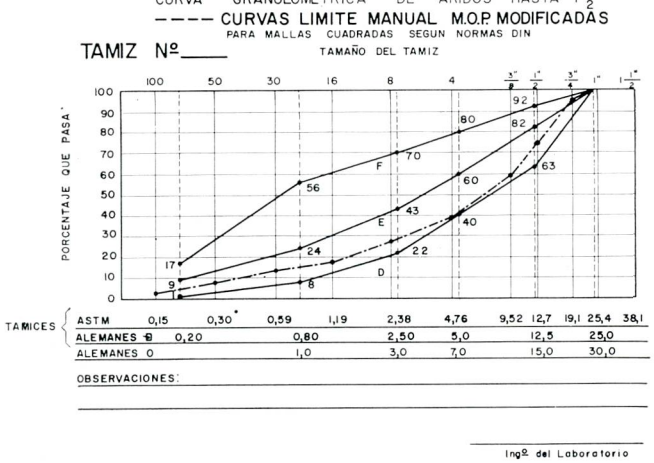
DISEÑO DE LA MEZCLA Nº 52b

DEPARTAMENTO DE ENSAYOS E HIDRAULICA

Seccion de la obra: Mezcla 52b — Viga de Mesa — Veladizo P. 20
Materiales: Arena — Frijolito Km. 56 — Granzoncillo Toas
Procedencia: Consorcio Fecha: 25/7/61

MATERIAL	PORCENTAJE EN PESO QUE PASA POR TAMIZ										
TAMIZ Nº	100	50	30	16	8	4	3/8"	1/2"	3/4"	1"	1 1/2"
ABERTURA MM.	0,15	0,30	0,59	1,19	2,38	4,76	9,52	12,7	19,1	25,4	38,1
1 Arena	2,2	22,7	49,3	68,8	90,9	99,9	100				
2 Frijolito	0,7	1,5	3,1	4,9	10,7	32,1	82,5	100			
3 Granzoncillo-Toas	0,5	0,5	0,6	0,8	1,2	1,7	8,0	35,7	91,6	100	
4											
5											
PROPORCION											
25 % DE 1	0,6	5,7	12,3	17,2	22,7	25,0	25,0	25,0	25,0	25,0	
35 % DE 2	0,2	0,5	1,1	1,7	3,7	11,2	28,9	35,0	35,0	35,0	
40 % DE 3	0,2	0,2	0,2	0,3	0,5	0,7	3,2	14,3	36,6	40,0	
% DE 4											
% DE 5											
TOTAL	1,0	6,4	13,6	19,2	26,9	36,9	57,1	74,3	96,6	100	





Ingº del Laboratorio

Fig. 7.1

CONTROL GRANULOMETRICO DE LOS AGREGADOS

Para diseñar las mezclas de concreto se realizan los ensayos granulométricos indicados. Con los porcentajes obtenidos para cada tamaño de grano y tipo de agregado (arena, frijolito, granzoncillo, granzón), se fijan las relaciones que permitan dibujar una curva integral, dentro de los límites establecidos por las Normas (véase DIN 1045). Para mayor información puede verse la última gráfica de la página anterior, en la cual se ha trazado la curva necesaria para el diseño de una mezcla B-450, usada en el hormigón de una viga "mesa" de los tramos de 235 metros.

Los resultados y valores indicados en las gráficas que preceden representan promedios de todos los ensayos ejecutados, comunicando una idea de la calidad de los agregados usados en las mezclas de concreto de la obra. Hasta la fecha se han efectuado: 1.105 ensayos de arena, 738 ensayos de frijolito, 737 de granzoncillo y 701 de granzón.

Asimismo se realizaron ensayos para determinar las cualidades de los materiales y su composición química. Los resultados promedio obtenidos pueden verse en las tablas siguientes:

Arenas del Lago:

Composición	Valores promedio
Arena	93,2%
Limo	4,8%
Arcilla	2,0%
Materia orgánica	0,0%
p H	6,1
Cloruros (—Cl)	200 p.p.m.
Cloruro de magnesio	120 p.p.m.
Sulfatos	125 p.p.m.
Sulfato de calcio	1.000 p.p.m.
Sulfato de magnesio	94 p.p.m.
Calcio	325 p.p.m.
Magnesio	26 p.p.m.
Manganeso	0 p.p.m.
Nitratos	0,3 p.p.m.
Hierro	2,5 p.p.m.
Fósforo	23,7 p.p.m.
Potasio	0 p.p.m.
Sales solubles	125 p.p.m.
Alcalinidad fenolfthaleínica	0 p.p.m.
Alcalinidad total (extracto)	80 p.p.m.

Además de éstos, se realizan ensayos diarios de carácter cualitativo para controlar las proporciones de ión cloruro y sulfato, por medio de reactivos y según el procedimiento La Motte.

Grava Km. 56 (Perijá):

Composición	Valores promedio
Arena	83,0%
Limo	11,2%
Arcilla	5,8%
p H (sin triturar)	5,6
p H (triturado)	7,4
Cloruros (—Cl)	70 p.p.m.
Sulfatos	37 p.p.m.
Calcio (Ca H)	5 p.p.m.
Sodio y potasio	61 p.p.m.
Magnesio	4 p.p.m.
Hierro	0 p.p.m.
Hidróxidos	0 p.p.m.
Carbonatos	0 p.p.m.
Bicarbonatos	6 p.p.m.

Se enviaron, además, muestras al Instituto de Investigación de la Industria del Cemento en Düsseldorf, Alemania, donde se obtuvo un dictamen favorable para la utilización del material del kilómetro 56 (Perijá). Según este informe, la resistencia y composición del material lo hacen apropiado para ser usado en concretos de cualquier tipo. El desgaste sufrido durante los ensayos específicos fué de 30% a 35% en la máquina de Los Angeles.

Grava Toas:

Reactividad potencial (ASTM - Designación C289-57T)

Ensayo sobre el material	Número de muestras M1	M2	M3	M4
Reducción de alcalinidad milimoles/litro	49,80	76,20	84,66	247,06
Sílice disuelta milomoles/litro	3,09	8,19	0,42	11,66
Resultado	Inocuo	Inocuo	Inocuo	Inocuo

Propiedades físicas

Ensayos	M1	M2	M3	M4
Desgaste	32%	32%	37,5%	53°
Compresión	336 K./cm²	681 K./cm²		
Tenacidad (método de Page)	2 y 3 cm.	4 y 5 cm.		
Dureza	N° 5 de la escala	N° 5 de la escala	N° 6 de la escala	N° 3 de la escala
Peso específico	2,63 gr./cm³	2,65 gr./cm³	2,62 gr./cm³	2,52 gr./cm³
Absorción	0,47%	0,80%	1,47%	2,17%

Análisis químico y Composición

Composición de los materiales	Número de muestras			
	1	2	3	4
	%	%	%	%
Oxidos de hierro y aluminio ($R^2 O^3$)	0,53	0,44	1,91	3,98
Insoluble en ácido clorhídrico	0,64	1,17	0,65	27,00
Oxidos de calcio (CaO)	55,67	56,04	55,25	36,91
Pérdida al fuego	43,14	42,32	42,17	31,39
Carbonato de calcio ($CaCO^3$)	98,11	96,25	95,91	65,88
Oxido de Calcio (CaO)	0,70	2,11	1,51	1,49
Insoluble en ácido	0,64	1,17	1,91	27,00
Oxidos de hierro y aluminio	0,53	0,44	0,65	3,98
Humedad				1,64

De las muestras ensayadas de diferentes canteras se seleccionaron las dos primeras. De éstas se prefirió usar la grava de la cantera correspondiente a la muestra N° 2.

7.2. Preparación y control del hormigón.

Los concretos usados en la obra son clasificados como de alta resistencia; esto ha hecho necesario el proyecto de mezclas muy bien estudiadas y balanceadas, así como la utilización de materiales de buena calidad.

7.2.1. Tipos de mezclas: Se han proyectado tres tipos principales de mezclas, clasificadas de acuerdo a su resistencia. Además, dentro de estos tres grupos existen variantes para suplir las necesidades de asentamiento y trabajabilidad. Los grupos principales son:

Tipo	Recc. 28 días		Usado en
	Cúbica	Cilíndrica	
I	B - 300	255	Fundaciones y fustes
II	B - 450	383	Vigas y fustes
III	B - 550	468	Pilotes

7.2.2. Diseño. Estas mezclas se proyectaron en base a los principios normales de diseño, verificándose, además, un control tanto de la calidad del cemento como la de los agregados y su granulometría.

El cemento usado es el fabricado en el lugar, clasificado como ASTM-Tipo I, con resistencia promedio a la compresión de 320 kg./cm² a los 28 días.

Este cemento fué analizado en el Instituto de Investigación de la Industria del Cemento en Düsseldorf (Alemania), encontrándose que el alto contenido de aluminatos no representaba problema para su uso en la obra, por cuanto el contenido de sulfatos en el agua del Lago era tan bajo que no produciría reacciones con aquéllos.

Realizado el cálculo teórico de la mezcla, se prepara seguidamente en el laboratorio, a fin de hacer los ajustes necesarios por trabajabilidad y como comprobación de la resistencia exigida. Al alcanzar los valores deseados se comienza a usar en la obra, llevándose en adelante un control por medio de la observación constante y directa y por la toma de gran número de muestras.

7.2.3. Aditivos. Se han empleado tres clases de aditivos:

Pozzolith 8: Usado como plastificador en proporción de 0,27% del peso del cemento.

Plastiment: Usado como retardador y plastificador en proporciones de 0,10 a 0,18% del peso del cemento.

Tricosal V.Z.: Usado como plastificador y retardador del fraguado en proporciones de 0,18 a 0,35% del peso del cemento.

7.2.4. Control del hormigón. Este control se realiza en dos etapas:

1) Control de campo.
2) Control de laboratorio.

El control de campo se verifica durante la puesta en obra del hormigón y comprende la medida de los asentamientos, vibrado, toma de muestras, etc.

Las muestras tomadas a pie de obra son ensayadas en el laboratorio a fin de constatar la resistencia a comprensión y flexión de los diferentes tipos de mezclas usados. Los ensayos se refieren a compresión en cilindros, flexión en vigas y comprobación en "Core-Drills" extraídos de la propia estructura. Todos estos ensayos se realizan a diferentes edades, de acuerdo con las necesidad del trabajo.

Las probetas de ensayo son tratadas, en lo posible, en condiciones similares a las de las estructuras de las cuales son representativas. Al efecto, se ha adoptado un curado continuo en agua hasta el momento del ensayo.

En cuanto a ensayos e interpretación de resultados, se han seguido las Normas ACI 214-57 y DIN 1045. Para la determinación de la resistencia de un concreto, se toma la del promedio de tres cilindros, no objetándose el resultado de una probeta cuando su valor no se aleja más del 15% por debajo de la resistencia exigida y cuando el promedio a la compresión de los tres cilindros esté por encima de la misma.

A fin de darle a los cilindros una superficie perfectamente nivelada en las caras sometidas a las cargas, se ha empleado el "Capping Compound", el cual está constituído por sulfuros y otros componentes, según fórmula comercial.

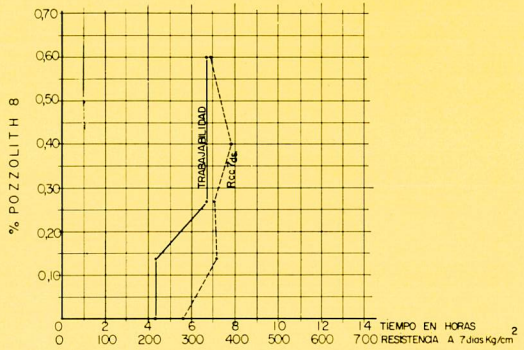
Además de los ensayos realizados en los laboratorios de la obra (que se estima en un promedio diario de 120 cilindros), se han enviado muestras a la Universidad Central y a la Universidad del Zulia.

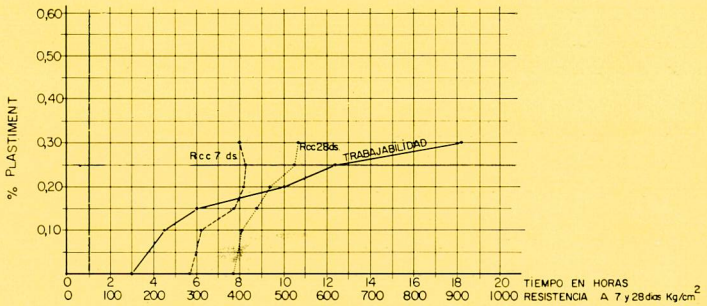
Fig. 7.2. Control de dosificación de aditivos para hormigón. Las curvas siguientes han sido trazadas en función de la concentración del aditivo, del tiempo de fraguado y de la resistencia cilíndrica obtenida para cada concentración. Estos gráficos dan una idea del grado de trabajabilidad obtenido en las mezclas de concreto y del aumento de resistencia alcanzada por el hormigón. A los fines de la experiencia se da la siguiente mezcla:

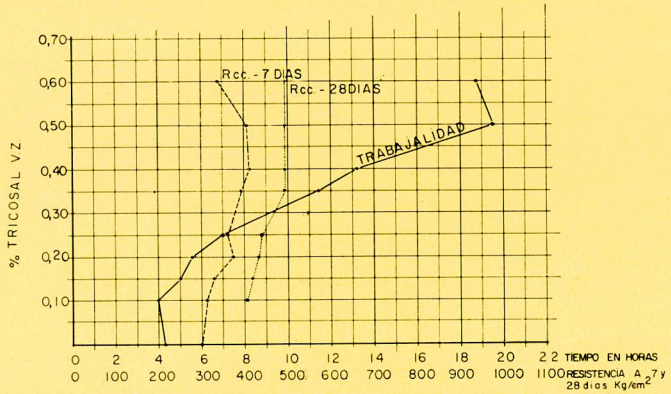
Tipo: B-450 (resistencia cúbica)
Dosificación:

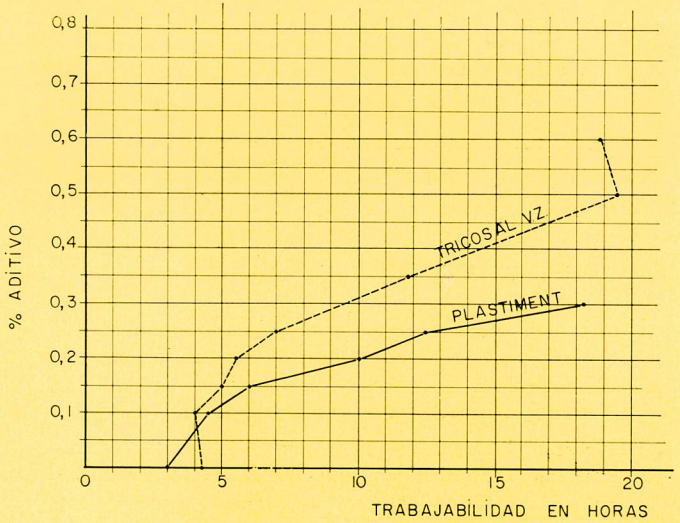
Cemento:	35 kgs.
Agua:	14 lts
Arena:	49 kgs.
Frijolito Perijá:	62,1 kgs.
Granzoncillo Toas:	52,3 kgs.
Aditivo:	Variable

Esta mezcla se ha usado en el hormigonado del tablero de los tramos de 235 m.



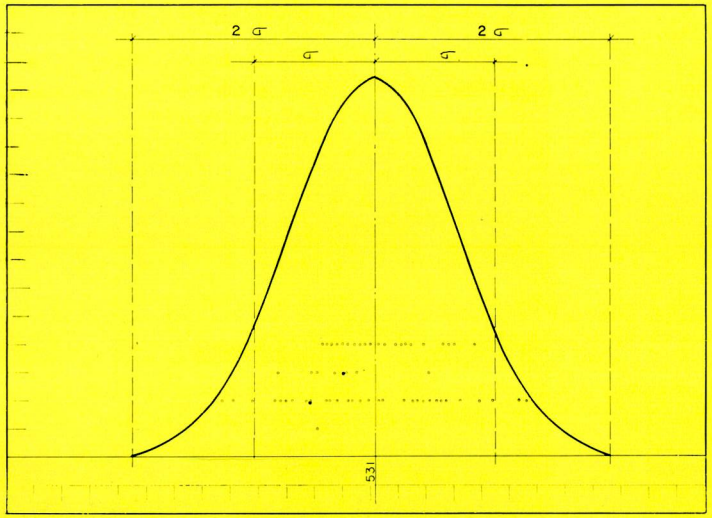






7.2.5. Interpretación de resultados. En las gráficas siguientes se dan los valores promedios de resistencias obtenidas y el grado de dispersión de estos resultados.

Concreto: B-550.
Usado en: Pilotes.
Resistencia específica: 468 kg./cm² a 28 días.



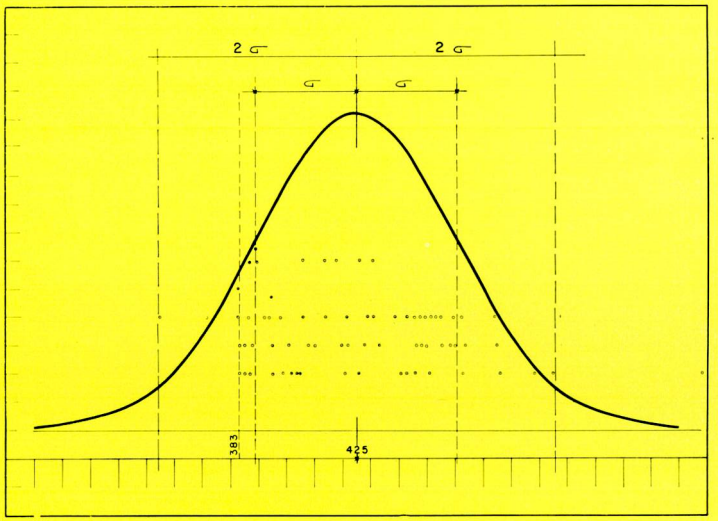
Curvas de distribución de frecuencias.

σ (desviación standard): 29,45 kg./cm².
$\overline{X}$ (resistencia promedio): 531 kg./cm².
V (coeficiente variación): 5,52%.
Yo (ordenada máxima): 13,51.
N (número de ensayos): 100.



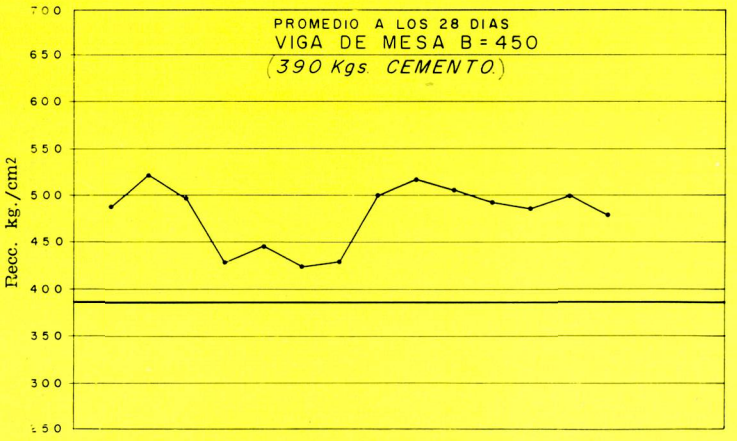
Días de ensayo.

Concreto: B-450.
Usado en: Vigas y fustes.
Resistencia específica: 383 kg./cm² a 28 días.



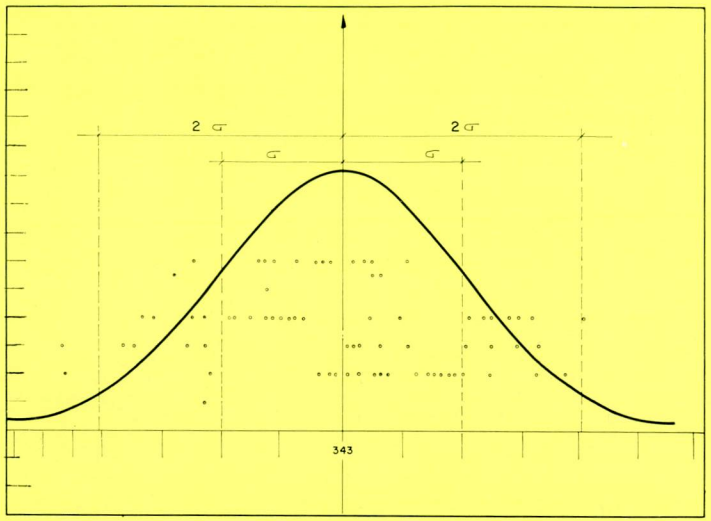
Curvas de distribución de frecuencias.

σ (desviación standard): 35,6 kg/cm².
$\overline{X}$ (resistencia promedio): 425 kg./cm².
V (coeficiente variación): 8,4%.
Yo (ordenada máxima): 11,22.
N (número de ensayos): 100.



Días de ensayo.

Concreto: B-300.
Usado en: Fundaciones y fustes.
Resistencia específica: 255 kg./cm² a 28 días.



Curvas de distribución de frecuencias.

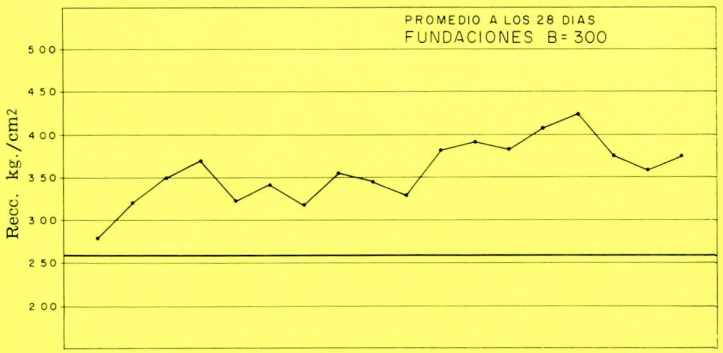
σ (desviación standard): 43,2 kg./cm².

$\overline{X}$ (resistencia promedio): 343 kg./cm².

V (coeficiente variación), 12,6%.

Yo (ordenada máxima): 9,20.

N (número de ensayos): 100.

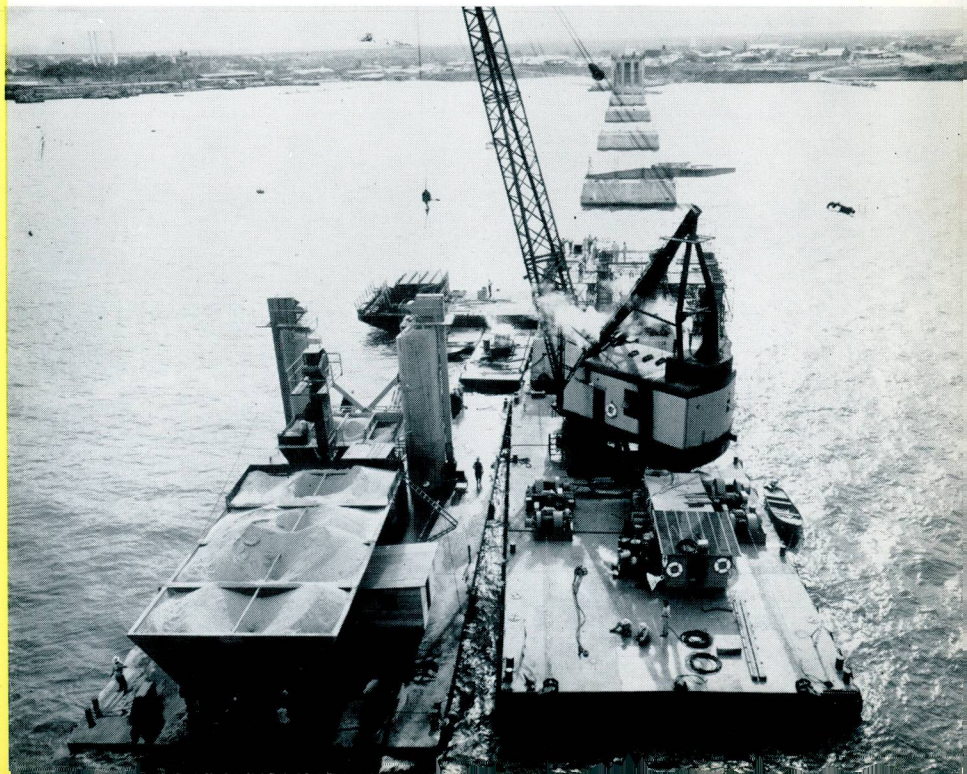


Días de ensayo.

7.2.6. Equipo. En total existen 8 plantas mezcladoras en la obra, de las cuales 7 son móviles (flotantes). Se dividen en 4 grupos, según su capacidad:

1 - Planta fija de 80 m³/hora
2 y 3 - Móviles flotantes de 20 m³/hora
4, 5 y 6 - Móviles flotantes de 12 m³/hora
7 y 8 - Móviles flotantes de 30 m³/hora

Fig. 7.4. Vista general del equipo usado durante un vaciado en el Lago. Al lado izquierdo de la foto se ve la planta mezcladora.



7.3. Morteros de inyección:

7.3.1. Usos y diseño.

Usos de los morteros	Diseño (dosificación)
Inyección en ductos para cables de pretensado (vigas y pilotes)	42,5 kg. cemento Portland. 16,8 lts. de agua. 0,95 lts. Pozzolith 8.
Inyección lateral de pilotes "colocados"	42,5 kg. cemento Portland. 18,0 lts. de agua. 0,51 lts. Tricosal V.Z.
Inyección de punta en pilotes "colocados"	42,5 kg. cemento Halliburton. 17,5 lts. de agua (sin aditivo).

Los morteros son preparados de manera de obtener una pasta que garantice adecuada fluidez, densidad y resistencia; son inyectados a presión y necesariamente deben llenar en forma absoluta todos los espacios huecos de la zona que se desea inyectar. Además, deben poseer una resistencia igual o mayor a la del concreto de la estructura en donde se empleen.

7.3.2. Control de calidad. A este efecto se han seguido las especificaciones alemanas.

Fluidez. El control se verifica por medio del equipo mostrado en la figura 7.5. El ensayo consiste en:

1) Tomar una porción de muestra y llenar el tubo de bronce o plexiglás hasta un nivel adecuado, a fin de que al introducir la aguja no rebose.
2) Introducir la aguja en el tubo, dejándola caer libremente.
3) Tomar el tiempo exacto de caída de la aguja. Repetir esta operación 3 veces.

La medida de fluidez vendrá dada por el tiempo promedio de caída de la aguja, que varía entre 30 y 40 segundos. El ensayo de fluidez deberá repetirse media hora después del tiempo estimado para llenar el ducto de pretensión más largo; pasado este lapso, el tiempo de inmersión debe ser, aproximadamente 80 segundos.

Retracción de fraguado. Este control se verifica a fin de determinar cuál es el cambio de volumen operado en el mortero durante el fraguado.

El ensayo consiste en:

1) Tomar una muestra de mortero y verterla en el envase mostrado en la figura 7.6. Se deberá llenar hasta 2 centímetros por debajo del borde superior del mismo.
2) Medir la temperatura del mortero, a fin de controlar y evitar temperaturas excesivas que aceleren el fraguado, produciendo endurecimientos prematuros.
3) Medir exactamente la distancia entre el borde del envase y la superficie del mortero. Repetir esta operación a las 24 horas, a fin de tener un valor del hinchamiento o retracción durante el fraguado inicial.

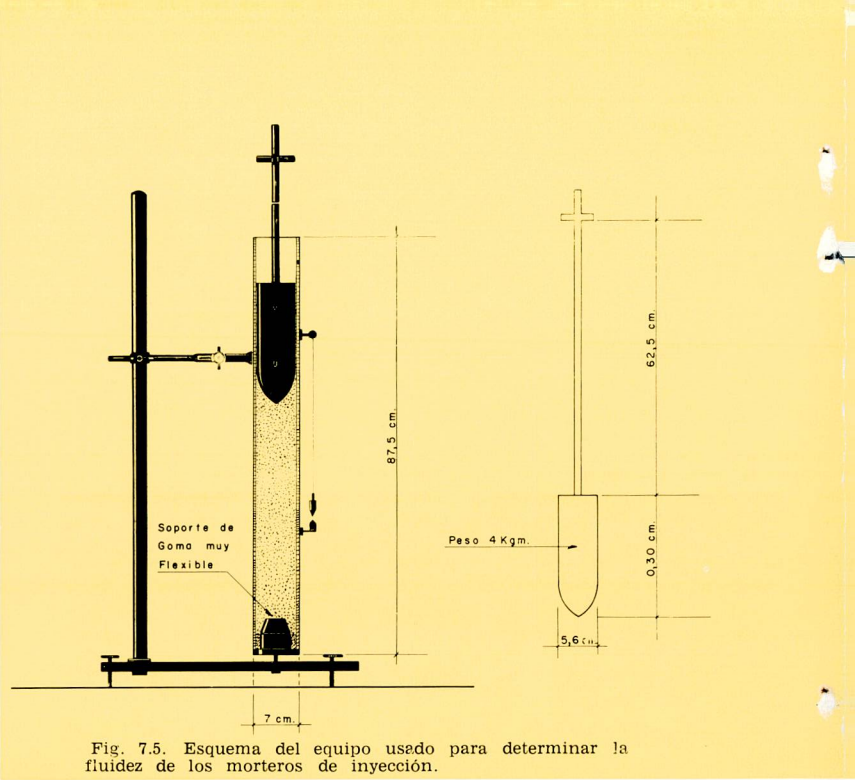


Fig. 7.5. Esquema del equipo usado para determinar la fluidez de los morteros de inyección.

Resistencia. Pasados 28 días, y habiéndose curado en agua la probeta de mortero, se ensaya para obtener su resistencia a la compresión.

7.3.3. Inyecciones con morteros de cemento. La inyección en ductos para cables de pretensado se realiza por medio del equipo mostrado en la figura 7.7. En la misma aparece un sistema manual de bombeo, que se sustituye por bombas eléctricas, mucho más efectivas.

Inyección lateral en pilotes. Esta operación es realizada en obra y requiere grandes cantidades de mortero, que obliga al uso de un equipo adecuado. La operación consiste en: preparación de la pasta y bombeo subsiguiente hasta el sitio deseado (ver fig. 7.18). El objeto de esta inyección se explica en los apartes referentes a pilotaje de las fundaciones.

Inyección de punta en pilotes. La operación tiene por objeto la formación de un bulbo de mortero en la punta del pilote, principalmente con el fin de evitar asentamientos iniciales grandes, motivados a la disturbación del terreno en la punta del pilote durante la perforación del pozo.

Estos trabajos se realizan a pie de obra y requieren un equipo adecuado, que permita inyectar el mortero a grandes presiones. La figura 7.18 muestra las etapas del trabajo.



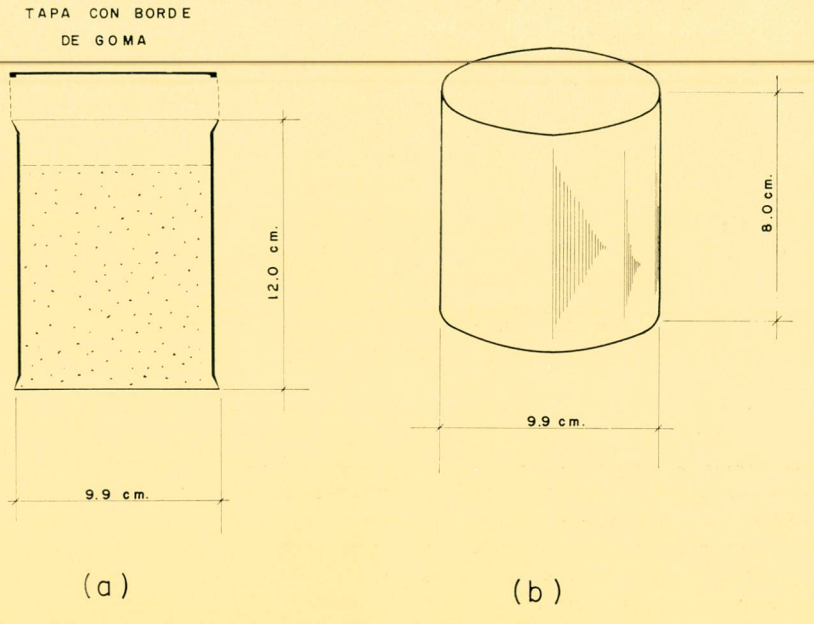


Fig. 7.6. Recipientes usados en la toma de muestras de morteros de inyección.
(a) Corte vertical del envase con sus dimensiones.
(b) Probeta de mortero, una vez sacada del envase.

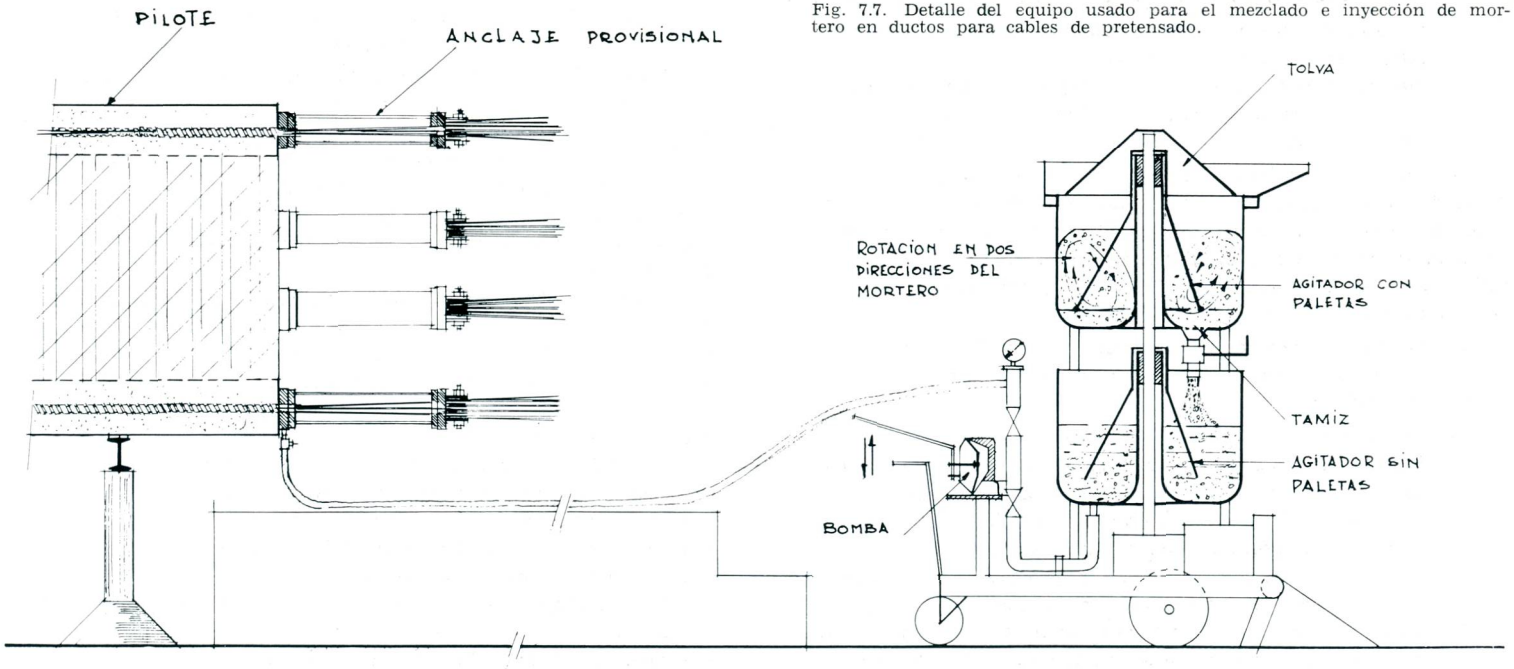


Fig. 7.7. Detalle del equipo usado para el mezclado e inyección de mortero en ductos para cables de pretensado.

Estas labores exigieron un cemento que conservara su fluidez y demás propiedades en condiciones de alta presión y temperatura. Se usó el cemento Halliburton, que posee estas cualidades y se ha venido utilizando en los revestimientos de pozos petroleros.

El equipo para estos trabajos es similar al empleado para las inyecciones laterales.

7.4. Estudios del subsuelo.

Se usó la técnica clásica para sondeos y muestreos del subsuelo. Sólo ha variado la instalación necesaria para adaptar el equipo a las exigencias en el Lago, tales como plataformas de trabajo y "camisas" para guía del sacamuestras y contención lateral de las perforaciones.

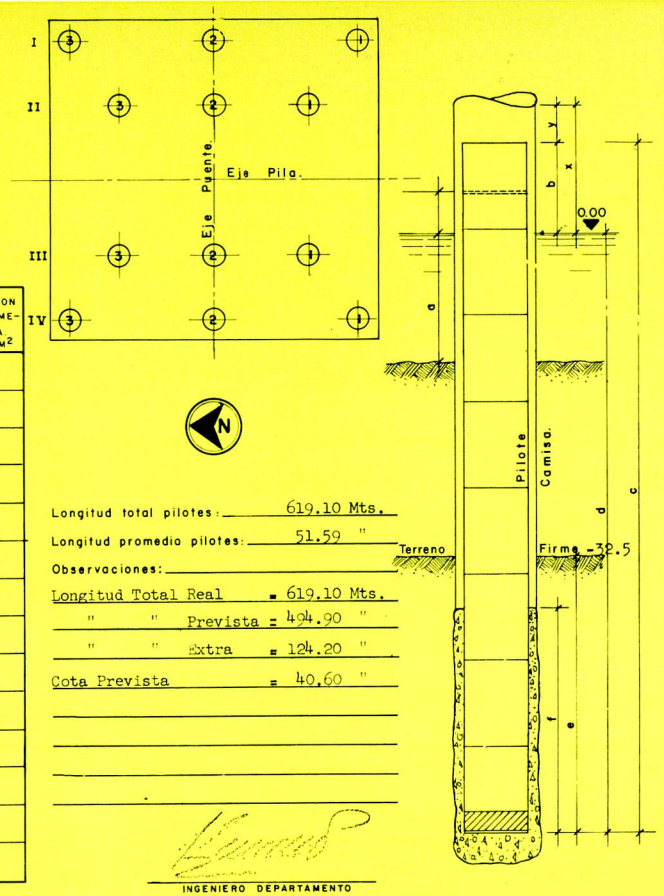
7.4.1. Ensayo de penetración standard (SPT). En el caso de los sondeos y estudios del puente se fijó, de acuerdo a ensayos, un valor de 20 golpes con martillo de 63 kilogramos y caída de 75 cms. para hacer penetrar la cuchara 15 cms. de longitud. Con valores de estas experiencias se ha trazado la columna correspondiente al gráfico 7.9, el cual representa la composición real del terreno debajo de la pila Nº 26. La figura 7.10 es un detalle del sacamuestras empleados en estos ensayos.

Fig. 7.8. Datos correspondientes a los pilotes colocados de la pila 21. Inyección lateral y de punta.

FUNDACION Nº = 31

FECHA = 6-8-61

POSICION PILOTE	Nº PILOTE P.V.	DIMENSIONES (mts) a	b	c	d	e	f	INYECC. LAT. COMIENZO / TERMINACION	INYECC. PUNTA FECHA	CEMENTO INYECCION LATERAL (SACOS)	CEMENTO INYECCION PUNTA (SACOS)	PRESION MANOMETRICA KG/CM²
I -1	650	12.00	1.09	52.30	51.21	18.49	19.90	5-8-61	15-8-61	290	5	40
-2	640	"	1.13	52.41	51.28	"	19.99	2-8-61	"	290	5	39
-3	653	"	1.23	52.19	50.96	"	19.29	4-8-61	"	285	12	33
II -1	648	"	1.29	52.28	50.99	"	19.20	1-8-61	"	285	9	43
-2	658	"	1.23	52.27	51.04	"	19.67	5-8-61	"	285	11	33
-3	645	"	1.51	52.35	50.84	"	20.00	2-8-61	"	295	8	35
III-1	630	"	1.31	52.33	51.02	"	20.03	22-7-61	9-8-61	300	8	37
-2	636	"	1.39	52.29	50.90	"	19.67	27-7-61	"	300	6	43
-3	632	"	1.51	52.33	50.82	"	19.33	21-7-61	"	290	6	34
IV -1	634	"	1.47	52.44	50.97	"	20.24	27-7-61	"	290	6	41
-2	627	"	1.50	52.33	50.83	"	19.50	22-7-61	"	290	6	37
-3	629	"	1.24	52.28	51.04	"	20.28	26-7-61	"	300	7	32



Longitud total pilotes: 619.10 Mts.

Longitud promedio pilotes: 51.59 "

Observaciones:

Longitud Total Real = 619.10 Mts.

" " Prevista = 494.90 "

" " Extra = 124.20 "

Cota Prevista = 40.60 "

INGENIERO DEPARTAMENTO



Fig. 7.10. Detalle de sacamuestras Shelby usado en sondeos y ejecución del Standard Penetration Test.

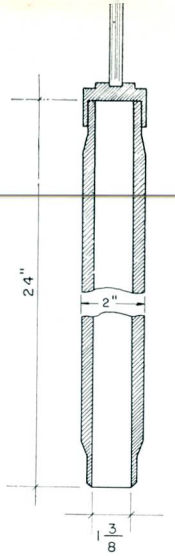
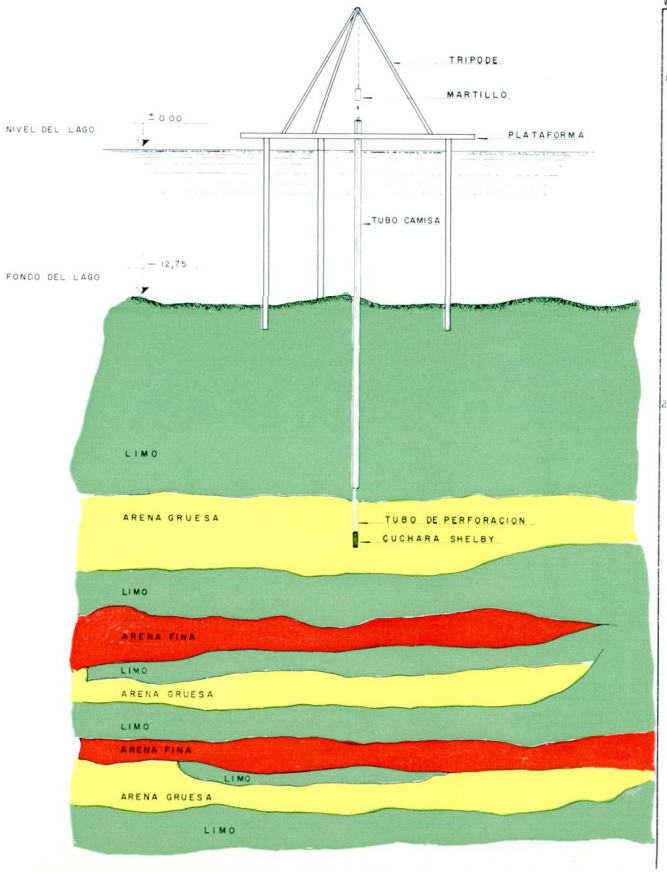
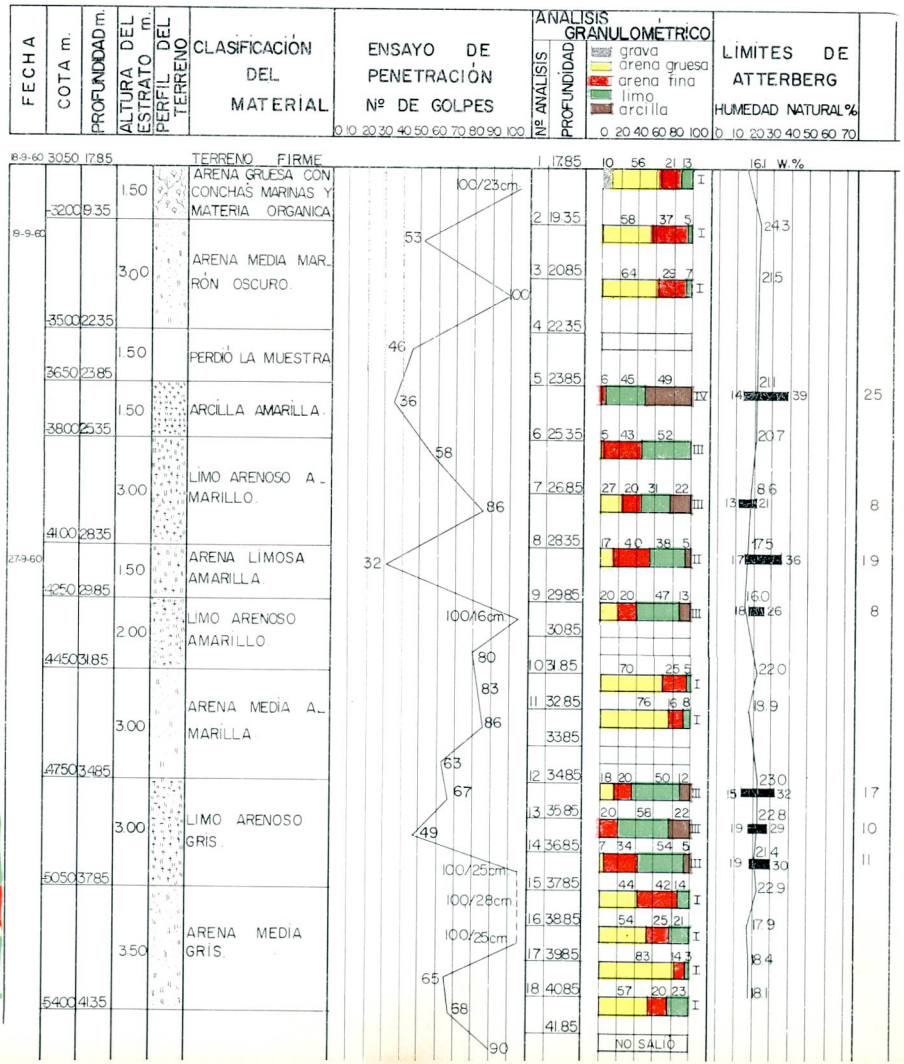


Fig. 7.9. Conjunto gráfico que muestra las labores de sondeo del subsuelo y el reporte final de dichos trabajos en la pila Nº 26.





7.4.2. Granulometría. El Prof. Kérisel ha realizado una clasificación del terreno del Lago en base a la granulometría, por ofrecer ésta resultados poco discutibles en ensayos con muestras alteradas.

Comparando las diversas granulometrías, ha llegado a definir cuatro clases de terreno de calidad decreciente, caracterizados por los valores siguientes:

Clase I - Arenas.

Entre	0%	y	15%	de elementos inferiores a	0,005 mm.
"	0%	y	14%	" " "	0,070 mm.
"	14%	y	45%	" " "	0,250 mm.
"	70%	y	95%	" " "	9,000 mm.

Clase II - "Silt" o arena fina limosa.

Entre	5%	y	20%	de elementos inferiores a	0,005 mm.
"	14%	y	50%	" " "	0,070 mm.
"	45%	y	95%	" " "	0,250 mm.
"	95%	y	100%	" " "	2 000 mm.
			100%	" " "	4,000 mm.

Clase III - Limo.

Entre	20%	y	50%	de elementos inferiores a	0,005 mm.
"	50%	y	88%	" " "	0,070 mm.
"	95%	y	100%	" " "	0,250 mm.
			100%	" " "	2,000 mm.

Clase IV - Arcilla.

Más de	50%	de elementos inferiores a		0,005 mm.
Más de	88%	" " "		0,070 mm.
	100%	" " "		0,250 mm.

Se han dibujado las curvas granulométricas que pasan por los puntos extremos de cada clase de terreno, de manera que un suelo de una clase determinada tiene su curva granulométrica incluída entre las curvas límite en cuestión, como se indica en la figura 7.11.

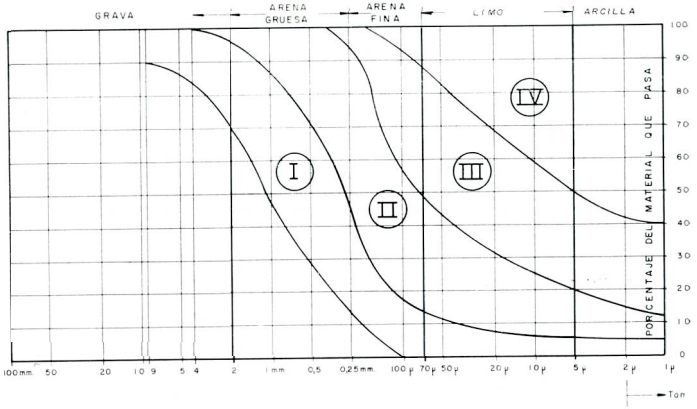
7.4.3. Límites de Atterberg. La correspondencia de los límites de Atterberg con las clases de terreno enunciadas es la siguiente:

Clase I: Límites de Atterber disponibles.

Clase II: Límites de Atterberg a menudo imposibles; en general el índice no pasa de 15.

Clase III: Límites de Atterberg siempre posibles; límite de plasticidad más probable: 19; límite líquido más probable: 39.

Clase IV: Límite de plasticidad más probable: 18; límite líquido más probable: 48.



Fif. 7.11. Curvas límites granulométricas usadas en la clasificación de los suelos del fondo del Lago.

7.4.4. Otros ensayos. El terreno clasificado según Kérisel, fué sometido, además, a ensayos para determinar los ángulos de rozamiento y valores de cohesión. Los resultados obtenidos para muestras drenadas se resumen en la tabla siguiente:

Clase	I	II	III	IV
Angulos en grados	33 a 37	27 a 33	22 a 27	14 a 22
Cohesión en kg./cm²	0 a 0,100	0,100 a 0,300	0,300 a 0,600	0,600 a 1,400

Sobre ensayos de consolidación, se presentan las curvas correspondientes a capas limosas profundas, localizadas en la pila N° 20 (fig. 7.13).

En la zona comprendida entre las pilas 90 a 94 se encontró una capa arcillosa de gran espesor, relativamente a poca profundidad (−43 metros). Los ensaycs realizados en muestras extraídas a diferentes cotas dieron valores de capacidad de carga bastante aceptables, siendo posible realizar la hinca de pilotes.

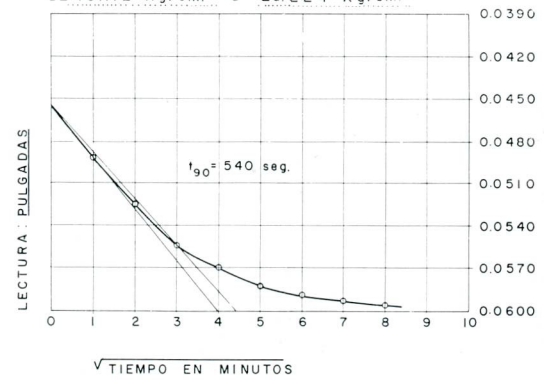
Las pruebas de carga realizadas en pilotes definitivos dieron resultados satisfactorios (asentamiento 21 mm. para 450 Ton.).

FECHA	HORA	TIEMPO TRANSCURRIDO	en $\sqrt{\text{min.}}$	LECTURA
15-3-60	16 H.00	0	0	396
	16 H.01'	1'	1	488
	16 H.04	4'	2	523
	16 H.09	9'	3	552
	16 H.16	16'	4	570
	16 H.25	25'	5	581
	16 H.36	36'	6	588
	17 H.04	49'	7	592
	17 H.30'	64'	8	596
	17 H.30'	90'	—	599

PILA Nº 20

SONDEO : 3 A
PROF : 38.5 - 39.0
COTA : = 54.60

PRESION :
DE 10.112 Kg/cm² a 20.224 Kg/cm²



$$C_v = \frac{0.848 H^2}{t_{90}} = \frac{0.848 \times (2.41)^2}{4 \times 540} = 0.002$$

Fig. 7.12. Resultado de los ensayos de consolidación realizados sobre una muestra de limo encontrado en la fundación 20.

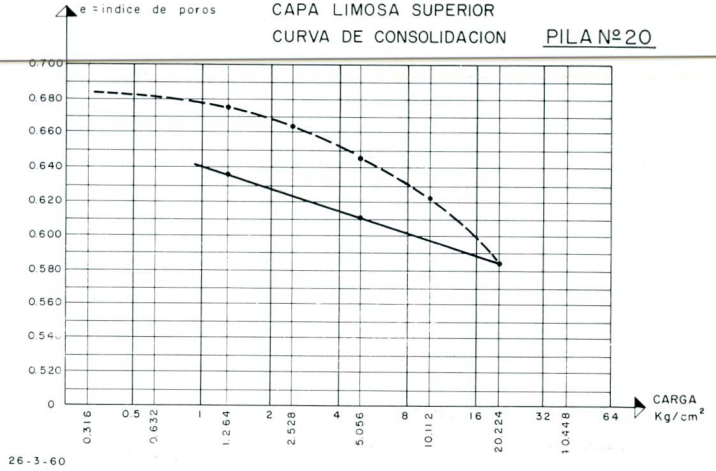


Fig. 7.13. Curva de consolidación para unas muestras de limo hallado en el subsuelo de la fundación 20.

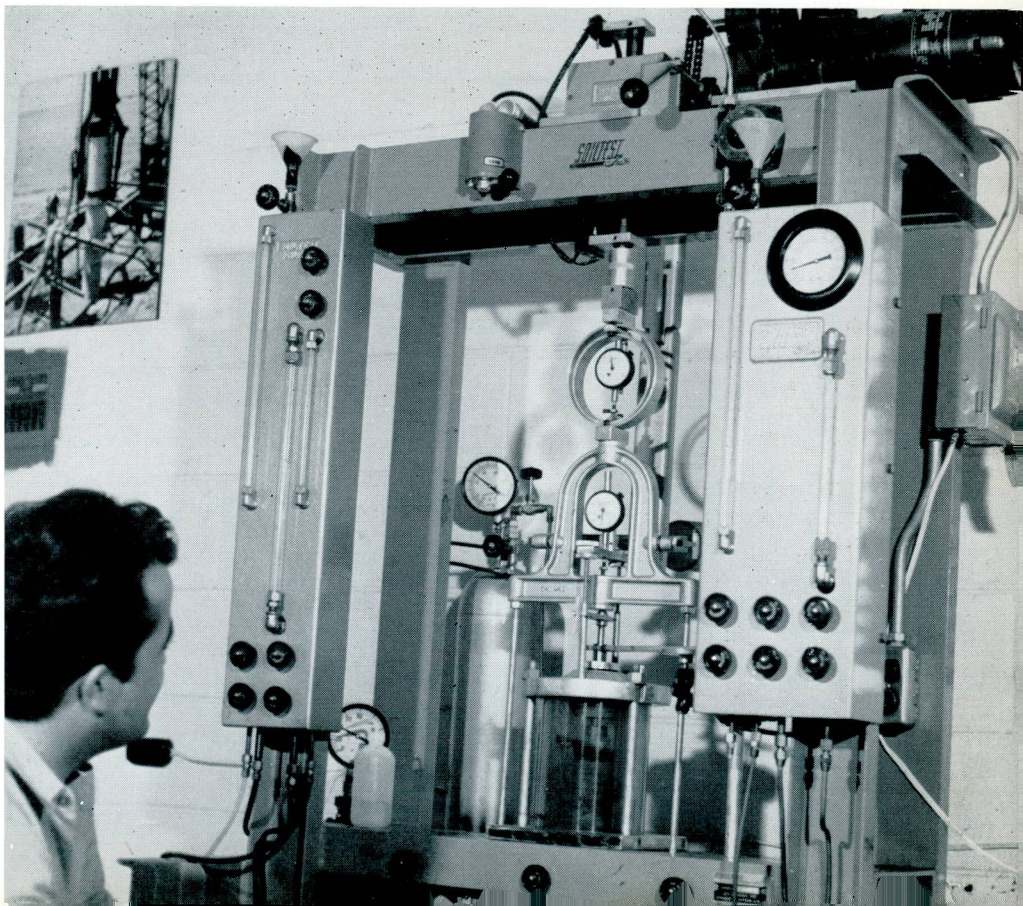


Fig. 7.14. Foto de la máquina usada para realizar los ensayos al corte triaxial.

7.4.5. Prueba de cono. Es una especie de penetración standard modificada. Se ha utilizado para determinar de manera aproximada la longitud de pilote requerida en fundaciones. El sistema consiste en un pilote de acero de sección variable terminado en una punta cónica y manguito que se deslizan separadamente al aplicar una presión hidráulica. En base a esta operación se determinan:

Presión de junta: Pa
" total: Pb
Fricción lateral: Pe = Pb — Pa
Rechazo: Nº golpes/pie

Estos valores obtenidos para diferentes cotas son llevados a un gráfico a fin de representar el comportamiento del suelo a las diferentes profundidades (ver fig. 7.17). Se realizaron 19 pruebas de cono en correspondencia con 19 fundaciones donde fueron requeridas (ver fig. 3.4).

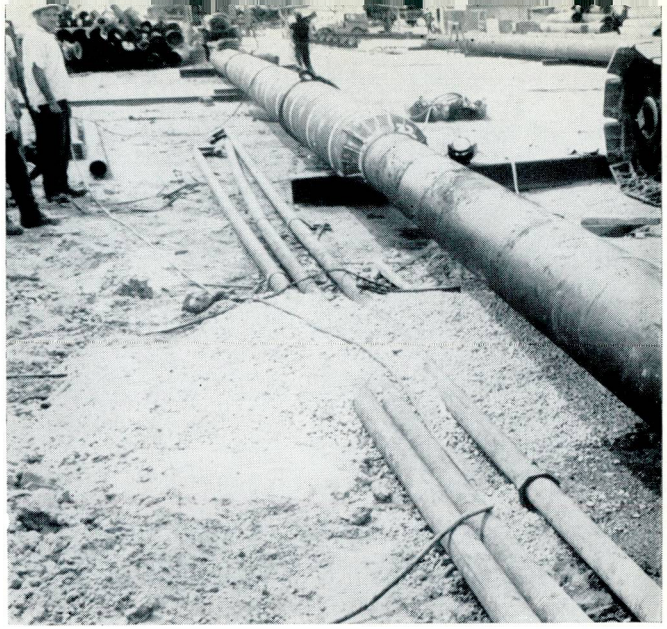
7.4.6. Pilotes índice. La función de este pilote patrón es determinar de una manera práctica la profundidad a la cual será necesario llegar con los pilotes definitivos para obtener un rechazo o una capacidad portante determinada previamente. Un ejemplo puede verse en la figura 7.23, en donde se ha trazado la curva de penetración de un pilote patrón, hincado en la pila 90 del puente.

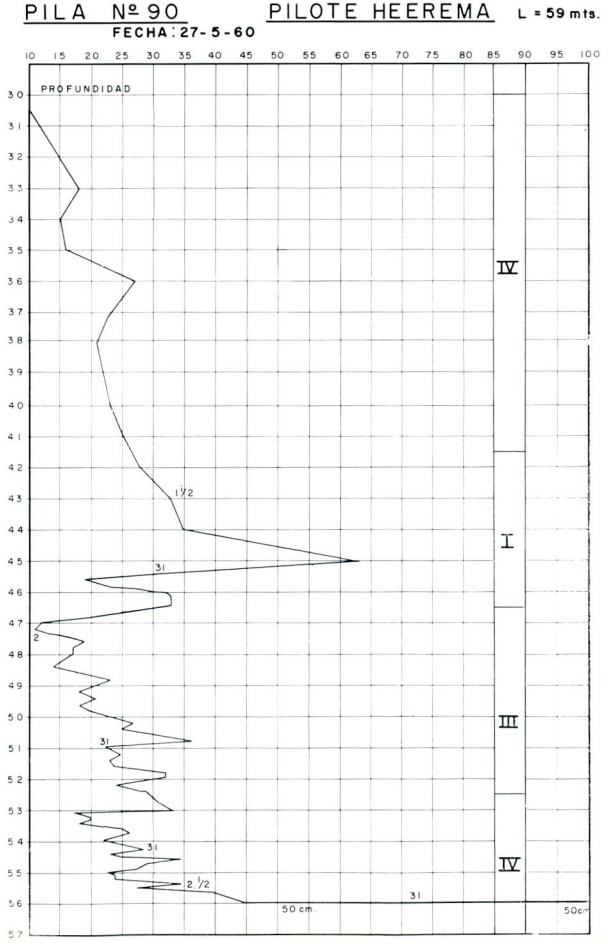
En la obra se hincaron como pilotes índice, 7 perfiles de acero (IP 18, IP 20 e IP 24), 32 tubos de acero (18" y 24" de diámetro) y 8 pilotes definitivos de concreto. Se han usado en mayor número los pilotes índices de acero, por permitir añadir trozos del mismo durante la hinca y ser posibles de recuperar una vez comprobado el rechazo.

7.4.7. Plano general de sondeos. Este plano se explica por sí mismo; no obstante, existen ciertos datos e informaciones peculiares que se darán en forma breve.

En principio, el fondo del Lago (fondo aparente) es una especie de plato hondo, compuesto de materia orgánica (cieno) y limos en un máximo estado de saturación. Las partes más profundas se encuentran localizadas en la zona del canal de navegación.

La composición del subsuelo es compleja y está formado por terrenos estratificados en forma bastante variada, constituídos, desde el punto de vista granulométrico, de limo, arena fina y arena gruesa (fig. 3.4). Los estratos de arcilla están a gran profundidad, salvo en la zona comprendida entre las pilas 90 a 94, en donde aflora y llega a alcanzar cotas pequeñas, presentándose un problema de cierta magnitud para el proyecto y construcción de las fundaciones. Este inconveniente ha sido superado hincando pilotes de 36" de diámetro, los cuales alcanzaron capacidad de carga suficiente. Para facilitar la identificación de los suelos, existe una indicación en dicho plano, en donde se señalan los diferentes tipos con números y colores.





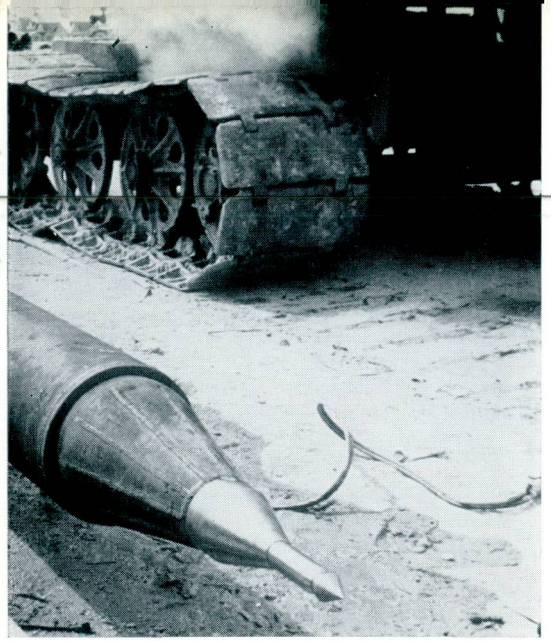
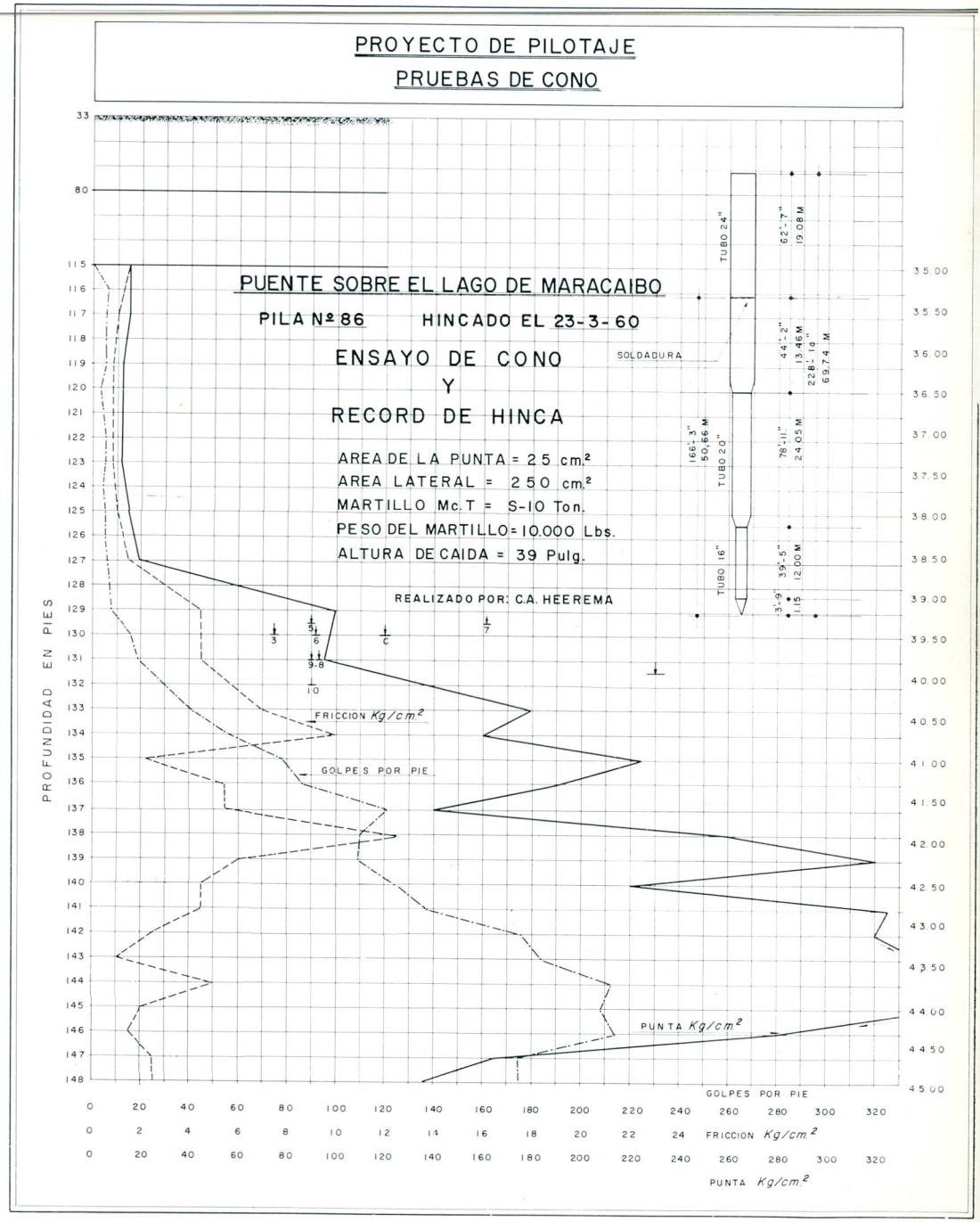


Fig. 7.15. Vista general de pilote y punta cónica usados en las "pruebas de cono". El extremo está formado por una pieza de acero especial accionada por un sistema hidráulico que produce presiones sobre unos émbolos internos; éstos accionan la punta ahusada, la cual transmite la presión al terreno en estudio.

Fig. 7.16. Curva trazada con los datos de hinca obtenidos en el pilote índice de la fundación 90.

Fig. 7.17. Curvas resultantes de la hinca de un cono en la fundación 86 y esquema del aparato usado en estos ensayos.



7.5. Pilotaje de las fundaciones.

7.5.1. Pilotes "colocados". Este tipo de pilote tiene un diámetro exterior de 1,35 metros y está formado por una serie de secciones prefabricadas de concreto, unidas con cables pretensados (ver N° 4.1). El proceso de pilotaje con este sistema consiste en:

1) Perforación de un pozo de 1,50 metros de diámetro y una profundidad determinada.
2) Colocación del pilote dentro del pozo por medio de una grúa.
3) Inyección lateral del pilote con mortero de cemento, en el espacio que queda entre el pozo y la pared exterior del pilote, hasta una altura determinada.
4) Una vez terminada la etapa de inyección lateral, se procede a la inyección de la punta del pilote (véase fig. 7.18), que con la formación de un bulbo produce una compactación del terreno.

El equipo empleado en estos trabajos (fig. 7.19) es bastante grande y complejo, si bien el principio básico de operación es sencillo. El pozo se perfora con una mecha especial y los materiales triturados se expulsan, estableciendo una corriente de agua dentro del encofrado metálico provisional.

La inyección lateral produce una integración entre pilote y terreno, además de consolidar las paredes del pozo. Se han obtenido magníficos resultados que han arrojado un valor promedio de 8 ton./m² como coeficiente de fricción lateral. Esta inyección se realiza solamente en la zona donde el pilote penetra en terreno firme, el resto se rellena con arena.

La inyección de punta se verifica a presiones entre 30 y 40 kg./cm², debido a lo cual el pilote tiende a subir, sirviendo a su vez, de prueba de carga a la fricción lateral.

Los valores que definen la capacidad portante de estos pilotes y sus coeficientes de seguridad, referidos a las cargas efectivas de trabajo, pueden verse en la figura 3.3.

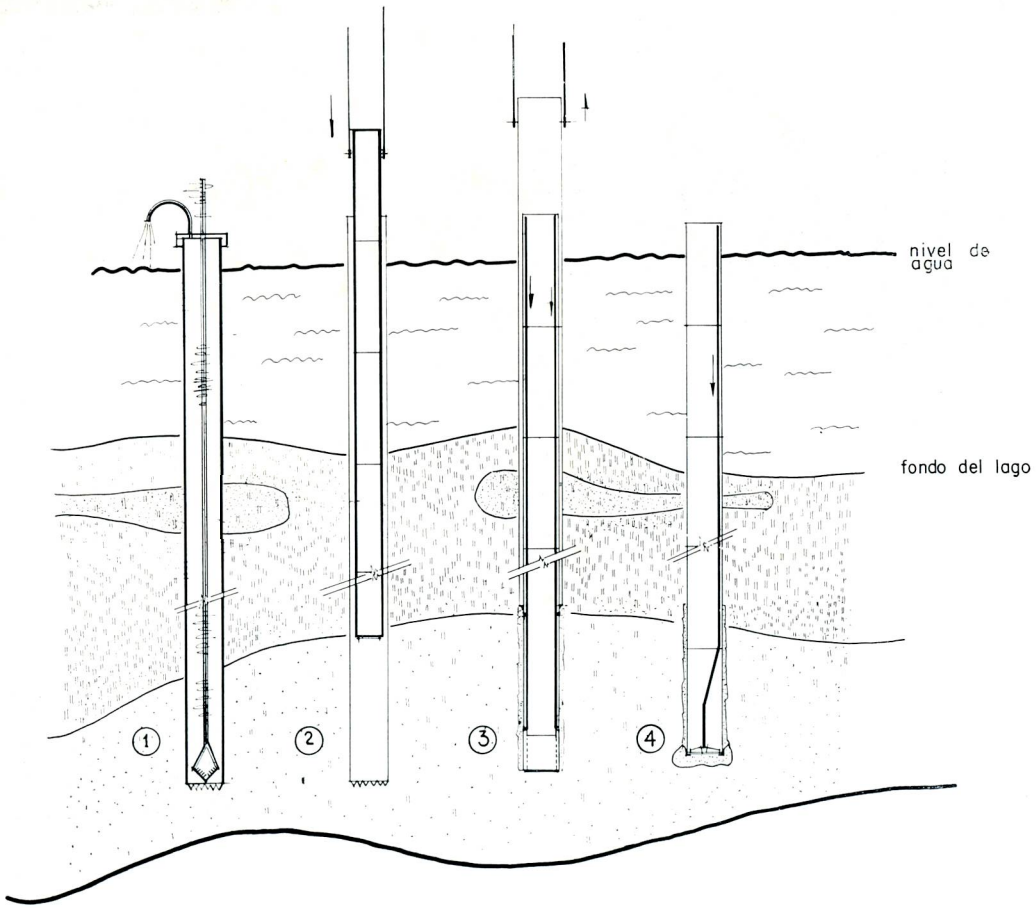
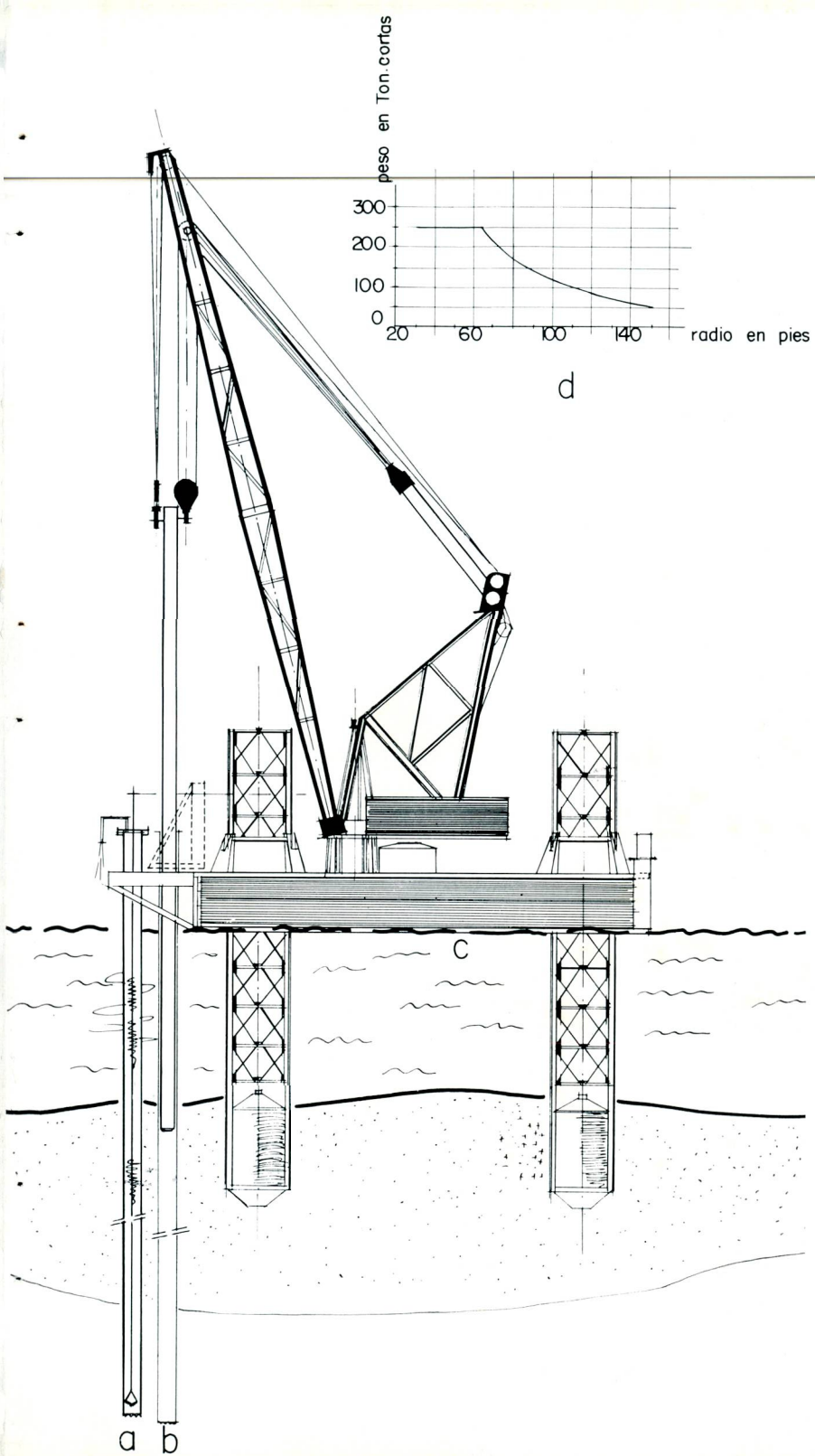


Fig. 7.18. La figura muestra en detalle el sistema de perforación y colocación de pilotes de 1,35 m. de diámetro.
1. Durante la perforación.
2. Colocación del pilote.
3. Inyección lateral del pilote.
4. Inyección de la punta.



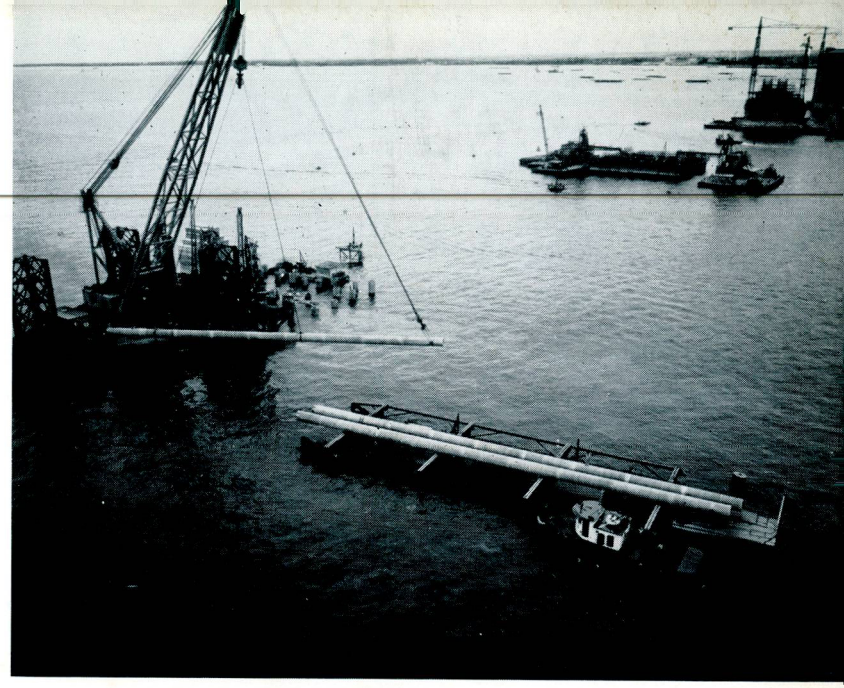


Fig. 7.20. Vista general de las labores de colocación de un pilote en el pozo abierto previamente.

Fig. 7.19. Detalle general del equipo usado para el pilotaje con "pilotes colocados" de 1,35 m. de diámetro.
a) Camisa metálica y taladro.
b) Colocación del pilote dentro del pozo.
c) Plataforma y grúa "Elefante" en posición de trabajo.
d) Curva de cargas para trabajo de la grúa.



Fig. 7.21. Martillo de 20 toneladas usado en la hinca de pilotes.

7.5.2. **Pilotes hincados.** El tipo de pilote usado es de concreto pretensado, de sección circular hueca, con un diámetro exterior de 0.92 metros y un espesor de pared de 0,13 metros. En las últimas 21 fundaciones del lado de Punta Iguana se usaron pilotes de concreto armado, sección cuadrada de 0,50 metros de lado, hincados durante los primeros meses de trabajo (fig. 7.23).

Para la hinca se usaron diferentes tipos de martillos, 10, 15, 20 toneladas, requeridos en la medida que las fundaciones exigían pilotes de mayor longitud, a fin de conservar una relación de peso martillo/peso pilote igual o mayor de 0,50.

En la zona de las fundaciones 1 a 19 se hincaron pilotes para 300 toneladas de carga de trabajo, y en los grupos de las fundaciones 38 a 48 y 84 a 104 se hincaron pilotes para 220 toneladas. En la figura 7.16 se presenta el record de hinca de un pilote de concreto correspondiente a la pila 90. El comportamiento de estos pilotes bajo cargas de prueba puede verse en la figura 7.26.

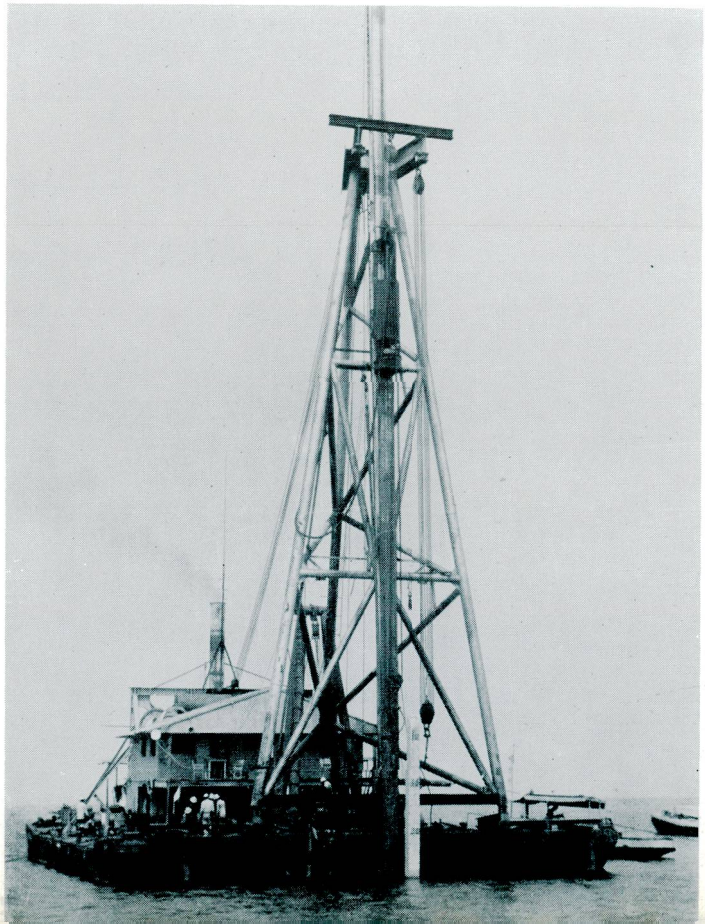


Fig. 7.22. Vista general de la gabarra y martillo de 15 toneladas usado en la hinca de pilotes.



Fig. 7.23. Vista de los pilotes de hormigón armado (sección 0,50 x 0,50 m.), usados en las fundaciones de Punta Iguana.

7.6. Pruebas de carga.

7.6.1. Prueba a las cargas verticales. En general, estas pruebas de carga se realizan para determinar la capacidad portante de los pilotes a las cargas verticales. Se coloca una carga, previamente determinada, encima de pilotes circundantes o de una estructura auxiliar. Sobre el pilote a ensayar se instalan prensas hidráulicas que, accionadas por bombas manuales, comunican, por reacción, sucesivas cargas al pilote (fig. 7.27). Simultáneamente se hacen lecturas de los asentamientos producidos en el pilote durante el tiempo de duración de las cargas. Con los valores del asentamiento y las cargas se traza la curva indicada en la figura 7.26. Es de hacer notar que en la referida gráfica aparecen valores de asentamiento que son formados por la suma de la deformación elástica del pilote más la deformación real del terreno.

Durante la ejecución del pilotaje se realizó una serie de pruebas de carga, a fin de controlar los valores obtenidos para las cargas de proyecto, así como la calidad en la realización de los trabajos.

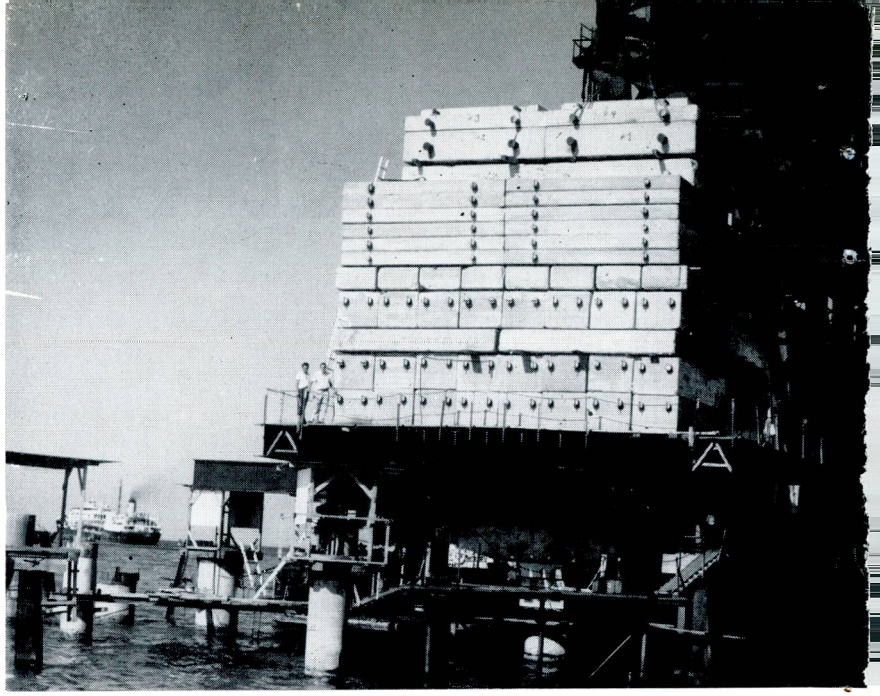


Fig. 7.24. Prueba de carga de 2.000 toneladas sobre un pilote colocado con inyección lateral y de punta. Se registró un asentamiento final de sólo 10 mm.

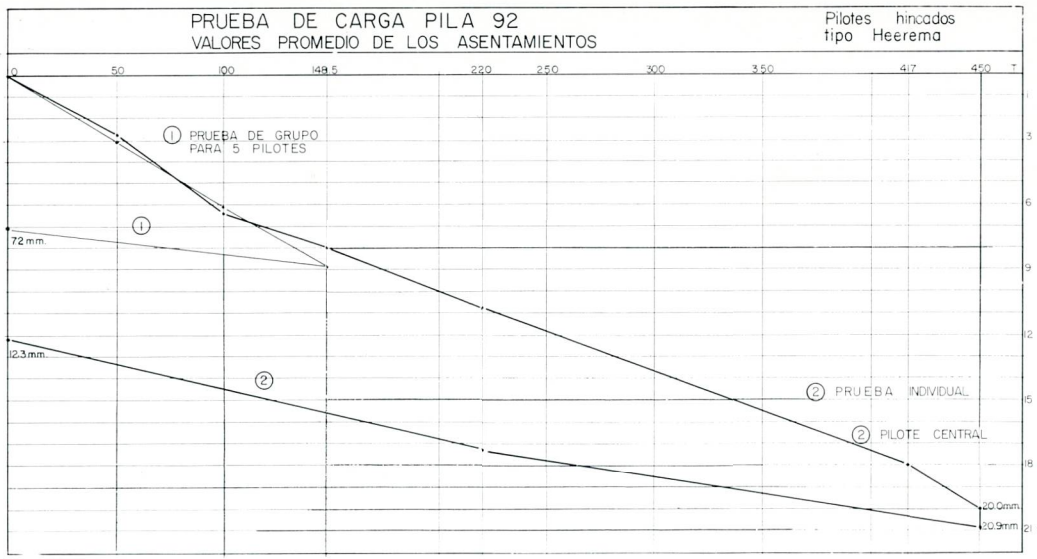


Fig. 7.26. Curvas de asentamiento-carga para pilotes hincados.
1) Prueba de grupo para 5 pilotes.
2) Prueba individual.

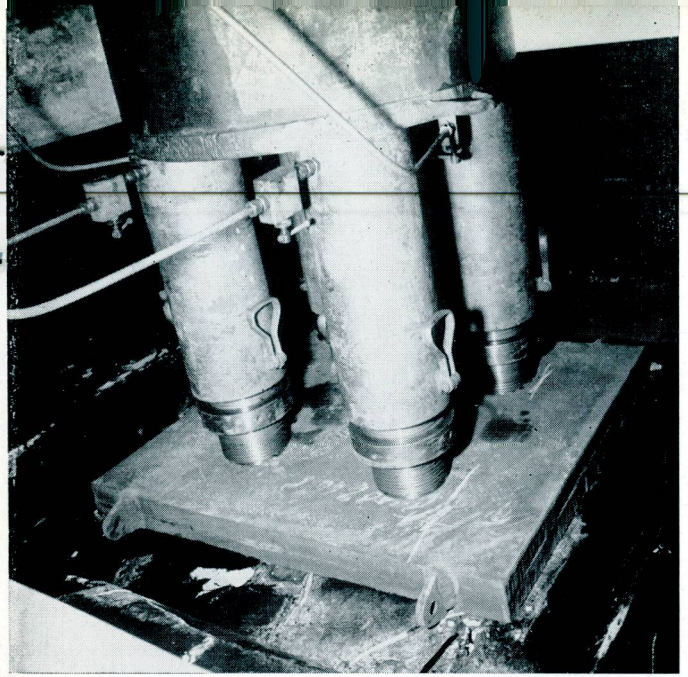
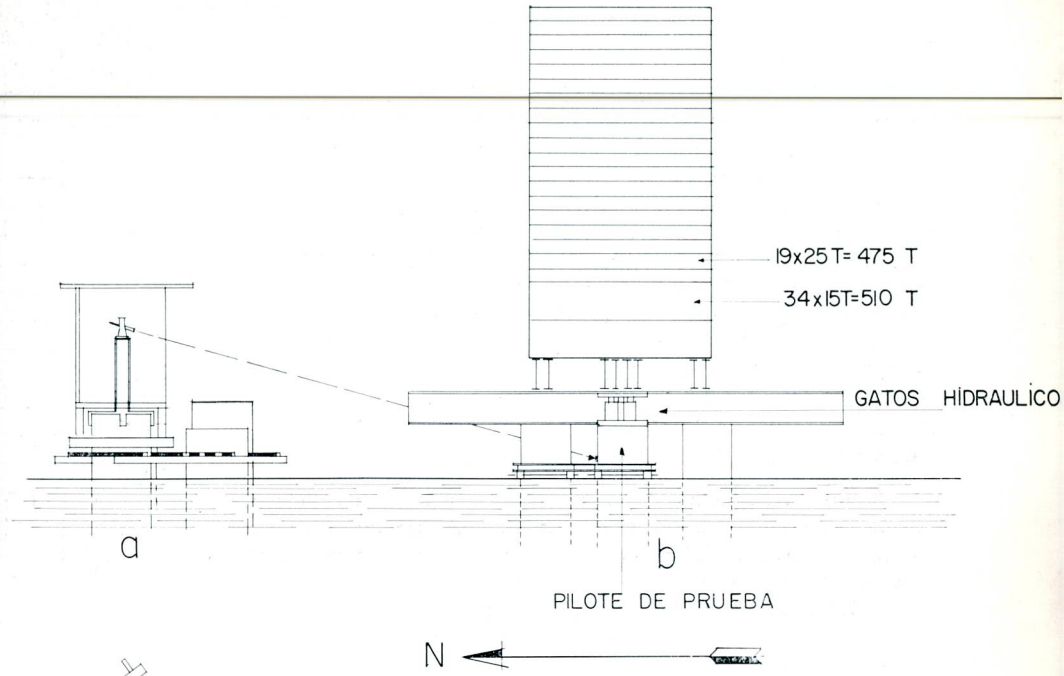


Fig. 7.25. Detalle de las prensas hidráulicas usadas para la transmisión de las cargas de prueba al pilote.



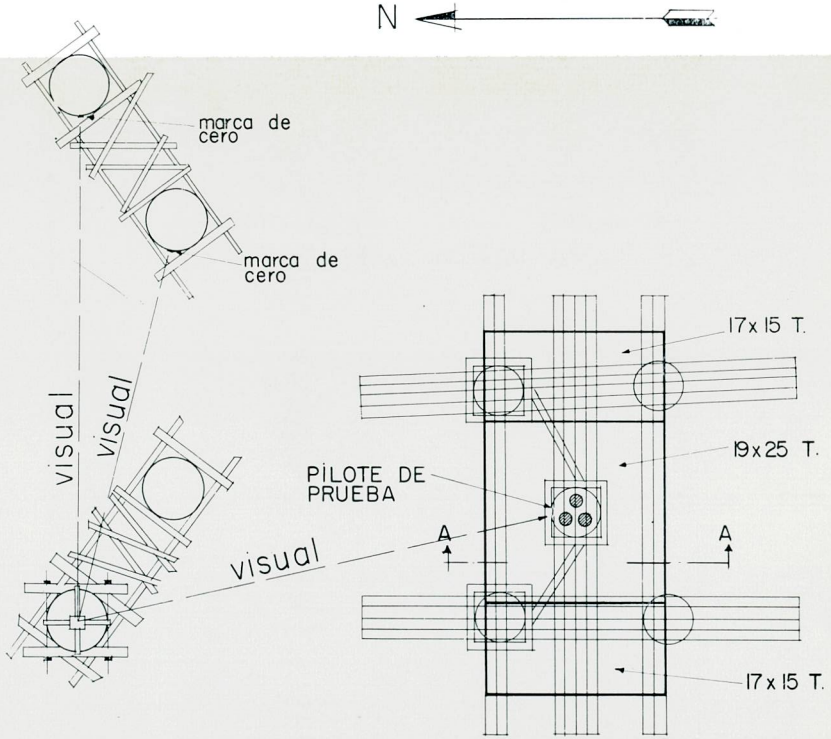


Fig. 7.27. Prueba de carga sobre pilotes. En la gráfica se puede apreciar el conjunto de instalaciones necesarias para llevar a efecto tales pruebas.
a) Torre del observador.
b) Conjunto de soportes y pilote de prueba.

Estas pruebas se hicieron en un número aproximado de 34, de las cuales dos fueron horizontales y dos de grupo. En general, se realizó una prueba a carga vertical por cada 4 fundaciones del puente. Los resultados obtenidos en una de las primeras pruebas, pila Nº 6 (pilotes Raymond, hincado), determinaron la necesidad de rehincar los pilotes correspondientes a las pilas 5 a 13.

En la zona arcillosa, comprendida entre las fundaciones 90 a 94, se realizaron pruebas de carga especiales para determinar la capacidad máxima portante del suelo. Con este fin se realizó en la fundación 92 una prueba de grupo hasta la carga útil (g + p), y otra individual con 2 (g + p), ya que no era de esperar en la arcilla, para esta última carga, una perturbación permanente causada por la misma. Los asentamientos máximos obtenidos no pasaron de los 21 mm., para 450 toneladas de carga.

7.6.2. Cargas horizontales. Fué necesario realizar este tipo de prueba para determinar la capacidad de carga horizontal de los pilotes "colocados", y así prever el anclaje mínimo de los mismos en la zona de terreno firme. Las pruebas se ejecutaron mediante la aplicación de cargas convenientes que no sobrefatigaran al pilote, midiendo a la vez los desplazamientos producidos; la carga máxima aplicada fué de 7,5 toneladas.

7.6.3. Pruebas de grupo. Estas pruebas se realizaron en grupos de cinco pilotes, los cuales recibieron una carga máxima de 200 toneladas cada uno. Los asentamientos individuales fueron pequeños (11,7 mm. promedio) y el asentamiento diferencial se mantuvo dentro de los valores aceptables.

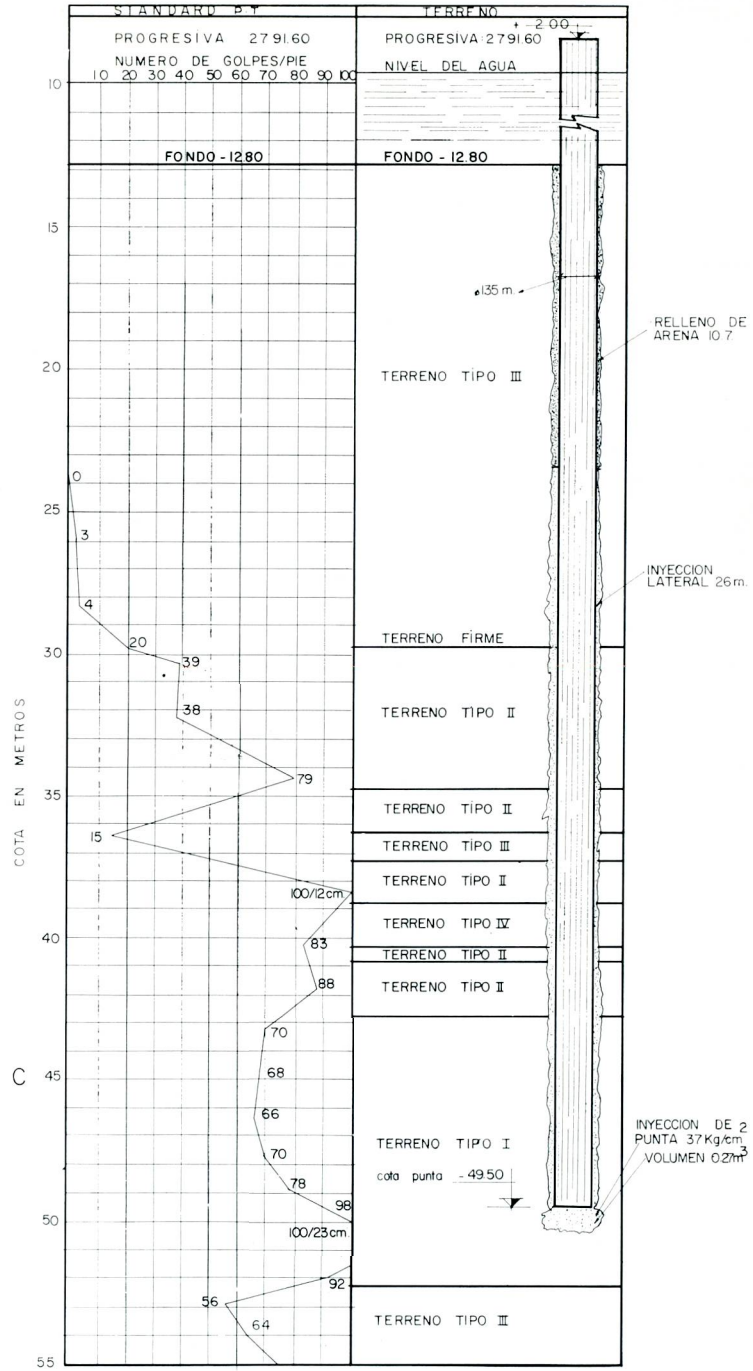


Fig. 7.28. Pilote colocado, los diferentes estratos del subsuelo y resultados del ensayo de penetración standard (S.P.T.).

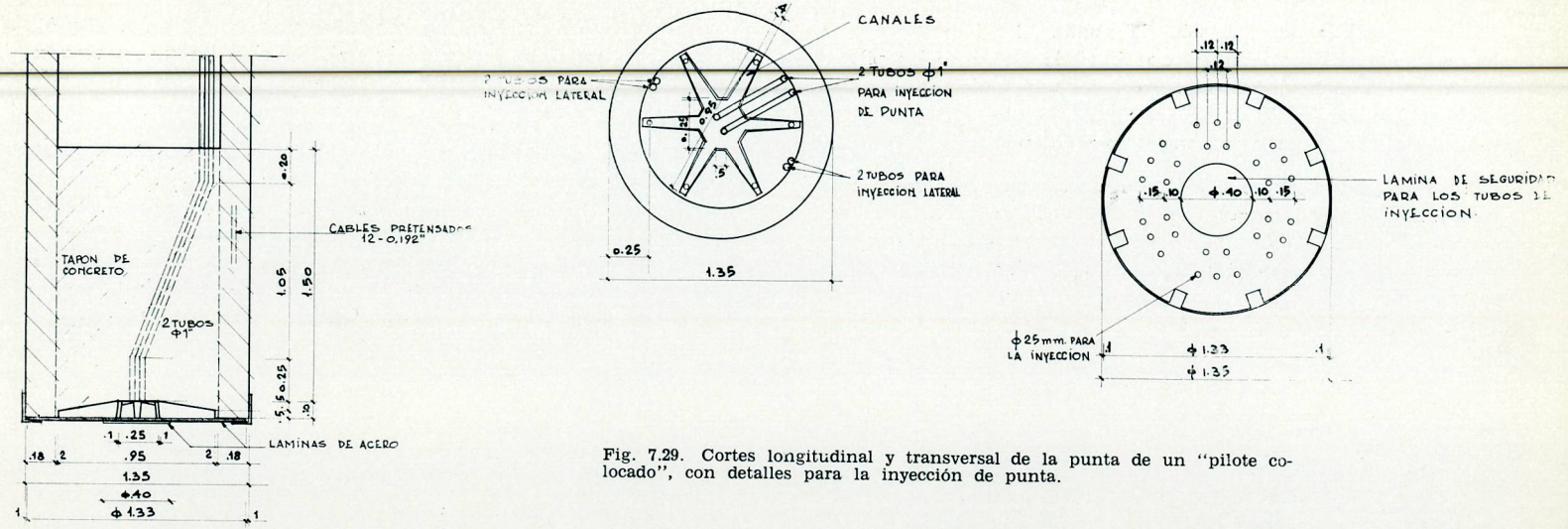
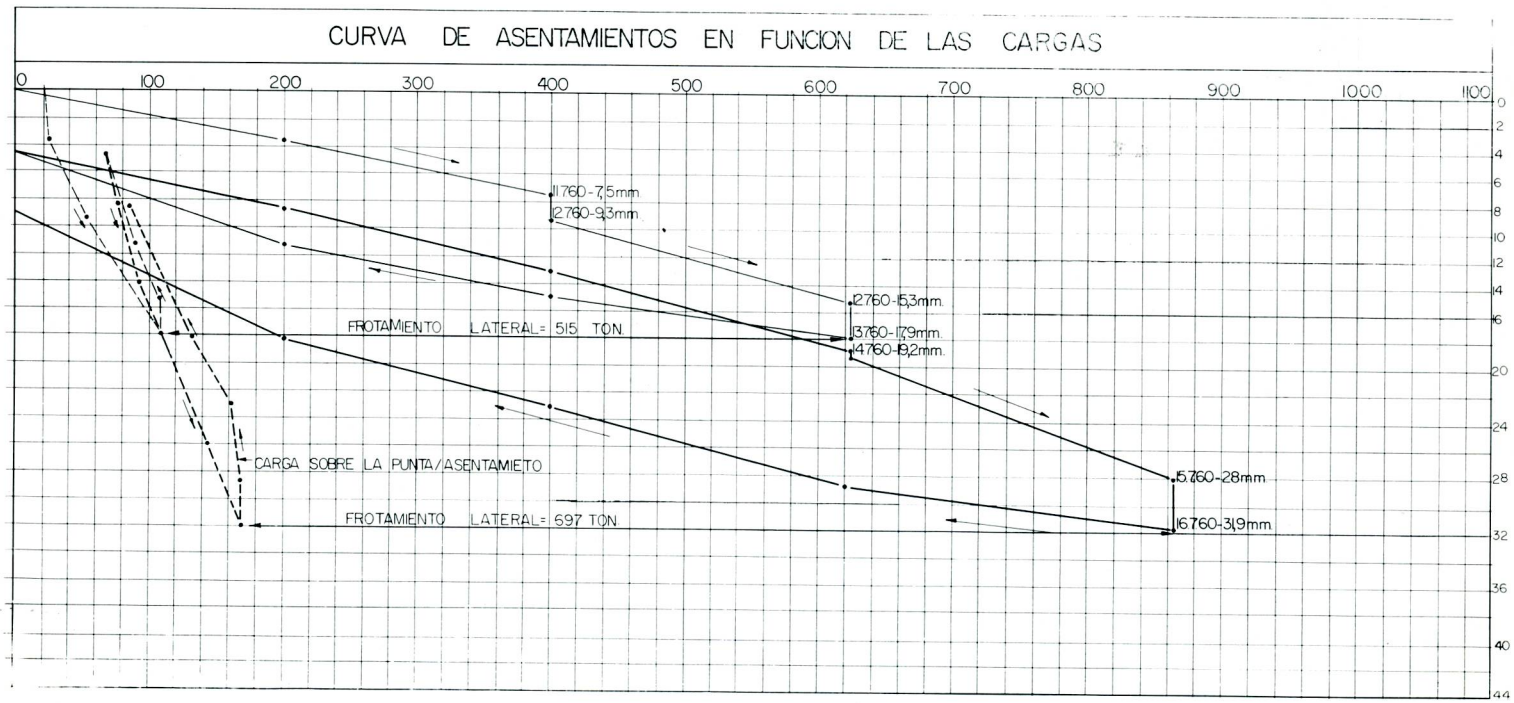


Fig. 7.29. Cortes longitudinal y transversal de la punta de un "pilote colocado", con detalles para la inyección de punta.

Fig. 7.30. Curvas de asentamiento-carga obtenidas del ensayo de presión de punta realizado en la fundación 20.



7.6.4. Pruebas para presión de punta. La importancia de obtener un valor exacto de la capacidad de punta de los pilotes "colocados" determinó la realización de una serie de ensayos preliminares (fig. 7.31, pilote 3), a fin de medir directamente las presiones ejercidas en el terreno al pie del pilote.

Los resultados obtenidos fueron excelentes, revelando una capacidad de punta mayor que la mitad de la carga total soportada. En la figura 7.31 aparecen las curvas asentamiento-carga para una serie de pilotes "colocados", en los cuales se hicieron inyecciones laterales de diferentes alturas, a fin de comprobar su efectividad. en dos de ellos (4 y 5) se realizó, además, una inyección de mortero en la punta, y en los otros dos (3 y 6) sólo se practicó la inyección lateral. Se observa una marcada diferencia en la capacidad de carga entre los pilotes con inyección lateral y de punta y aquellos con sólo la inyección lateral.

Cuando se efectuó la segunda prueba de carga en la fundación N° 20, se constataron los valores de la resistencia de punta de los pilotes. Para este ensayo se construyó el dispositivo que aparece en la figura 7.32, en la cual se señalan las cápsulas manométricas que sirvieron para medir la presión actuantes en la punta del pilote. La diferencia entre la presión total y de punta corresponde a la fricción lateral (ver fig. 7.30).

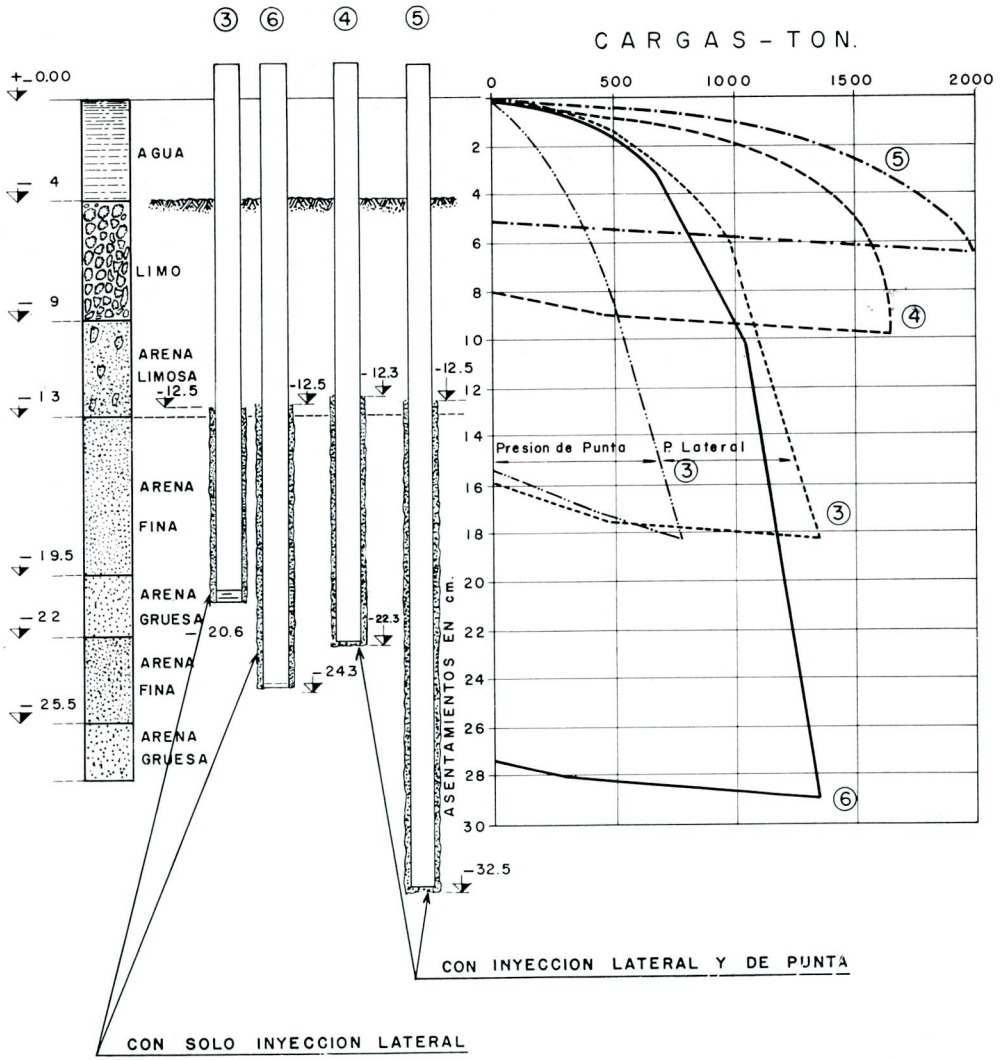


Fig. 7.31. La gráfica muestra los resultados obtenidos para "pilotes colocados" en diferentes condiciones de inyección y profundidad.

1 Anclajes para mejorar la adhesión de las dos partes.

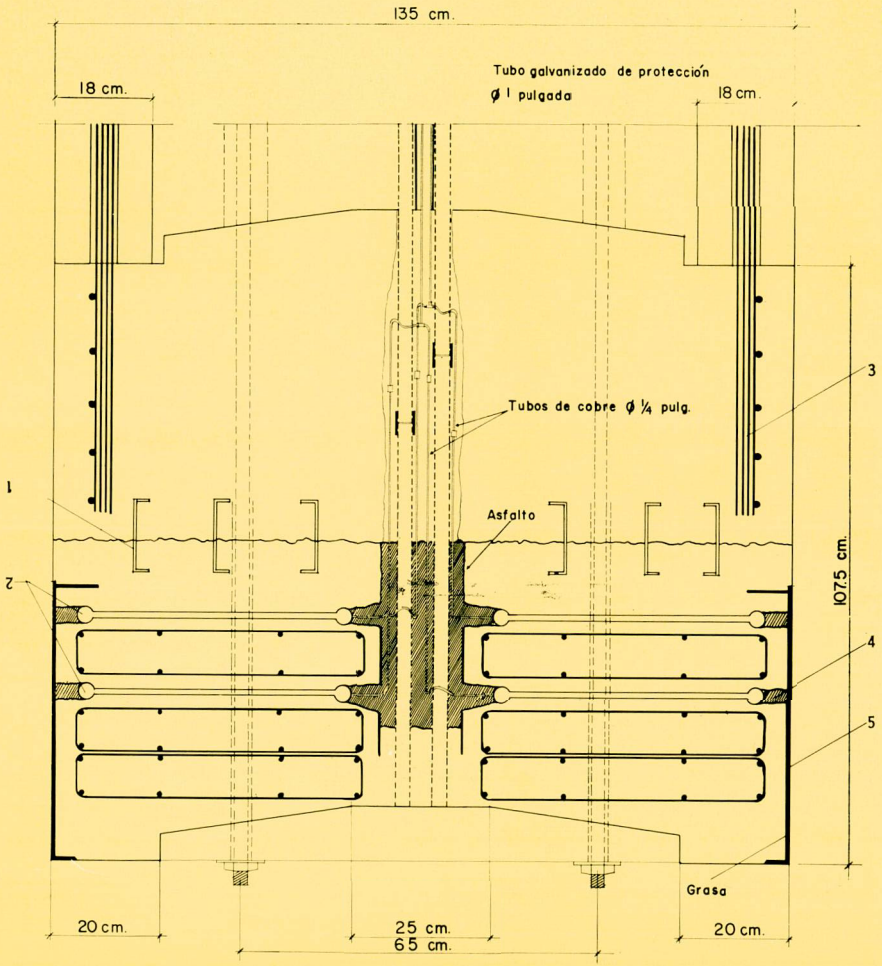
2 Cápsulas manométricas, llenadas con agua y aceite soluble.

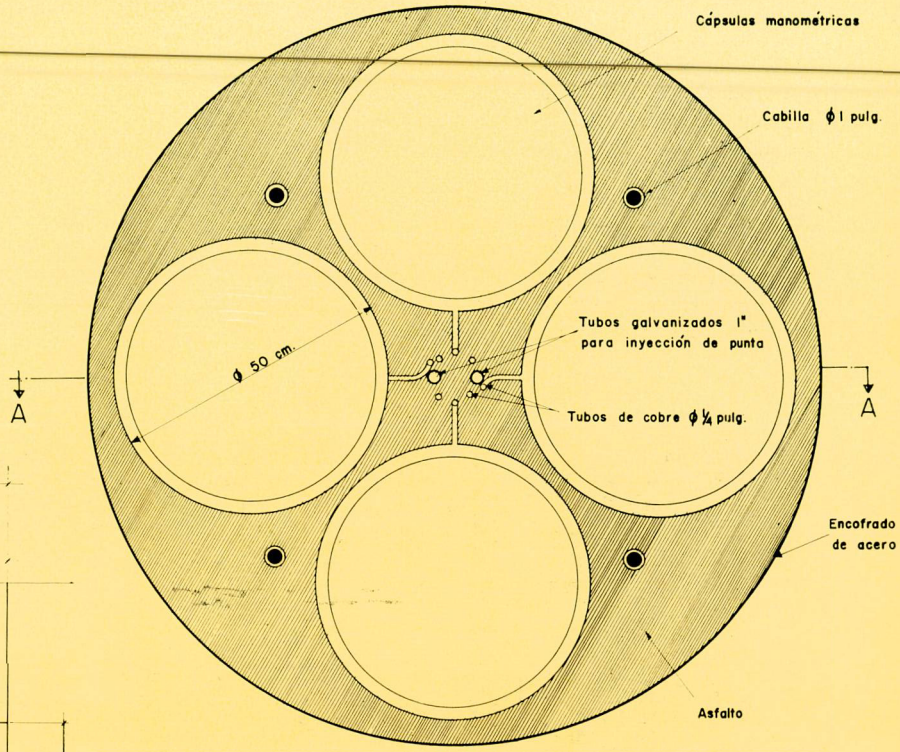
3 Cables de pretensión.

4 Asfalto

5 Encofrado de acero

CORTE A-A





CORTE B-B

Fig. 7.32. Pie de un "pilote colocado" con cápsulas manométricas para medir directamente la presión de punta.

7.7. Terraplén de Punta Iguana.

En las figuras se pueden apreciar detalles de los trabajos realizados, y un corte transversal del terraplén en donde se observa su configuración y composición.

El control se realizó en base a ensayos de laboratorio, que comprendieron: granulometrías, límites de Atterberg, proctor, densidad de campo y C. B. R.

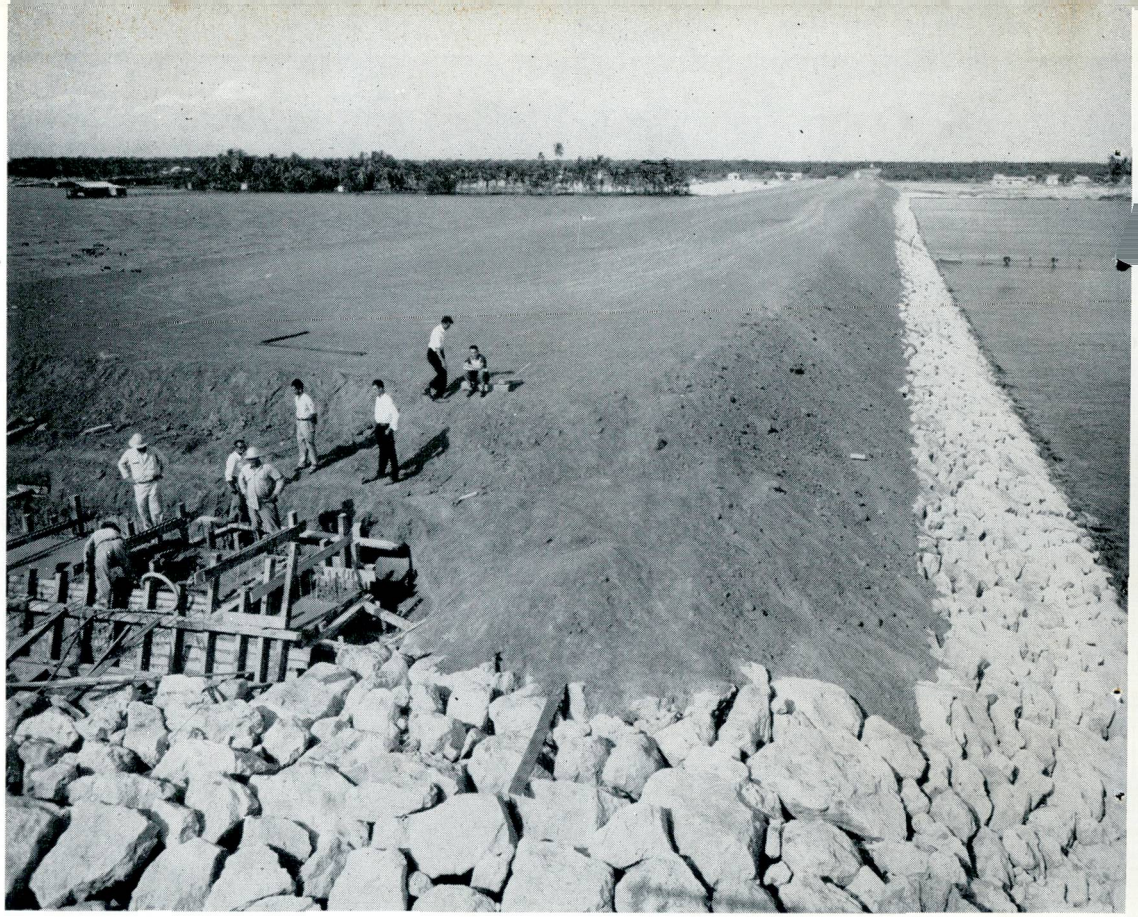
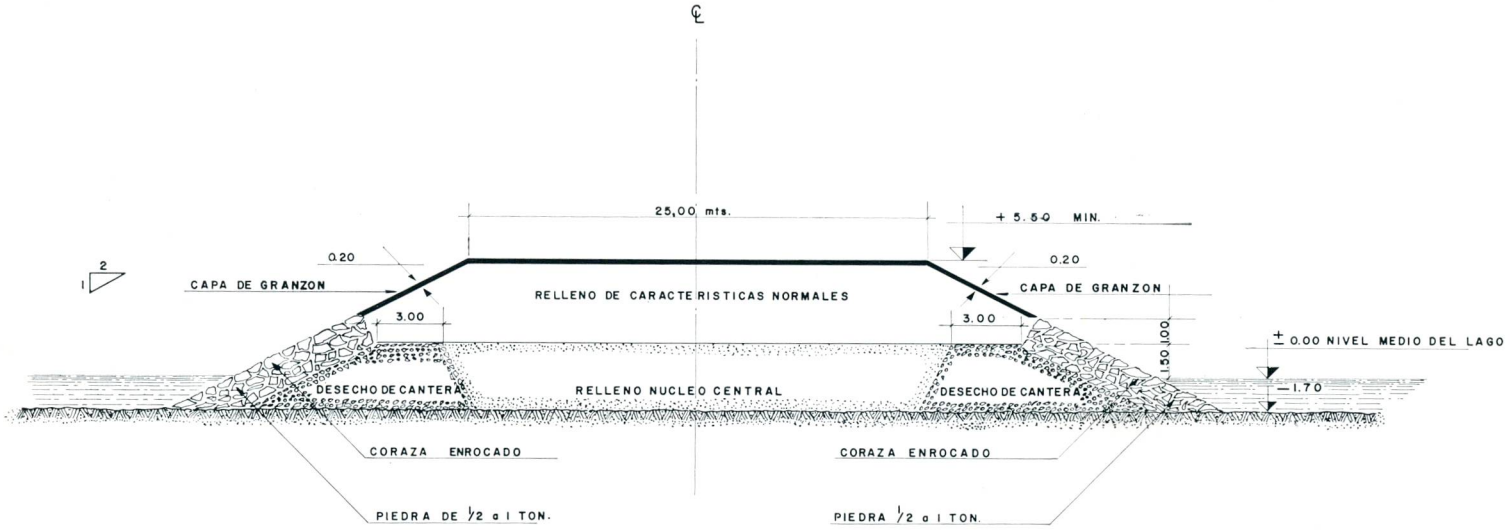
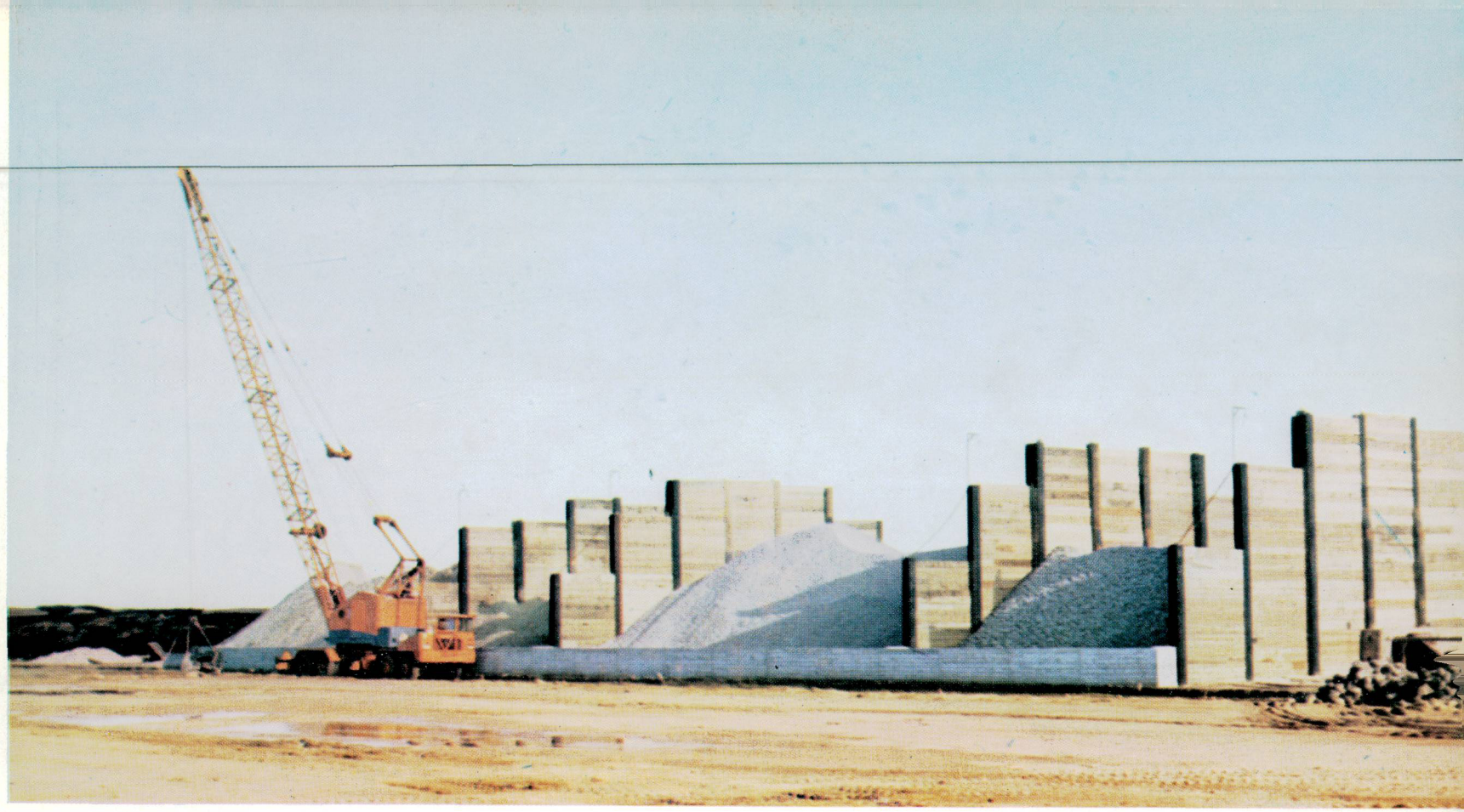


Fig. 7.33. Vista general del pedraplén y sección transversal.



SECCION TRANSVERSAL DEL PEDRAPLEN

ESCALA = 1:200



Depósitos de agregados.

8 Modelos

8.1. Modelo plano para la determinación de las líneas de influencia de los tramos de 235 metros de luz.

8.1.1. Consideraciones. Los ensayos sobre modelo reducido realizados en Lisboa tuvieron por objeto la determinación de las líneas de influencia en algunas secciones de la estructura de los tramos de 235 metros (fig. 8.1).

El material utilizado en la construcción del modelo es el corcho aglomerado, escogido en vista de su bajo módulo de elasticidad (unos 1.000 Kg./cm^2), lo cual reduce considerablemente las fuerzas necesarias para obtener los desplazamientos previstos. El método de ensayo seguido ha consistido en la imposición de desplazamientos en determinadas secciones y la medición de los desplazamientos por método fotográfico. Las secciones del modelo, para el cual se ha escogido la escala $1/\lambda = 1/100$, se han determinado respetando las condiciones de semejanza mecánica y tomando en consideración que el prototipo está constituído por hormigón armado y pretensado ($Eb = 3{,}5 \times 10^6$ t·m^{-2}), así como también por cables de acero ($Es = 16{,}5 \times 10^6$ t·m^{-2}). En la elección de las dimensiones del modelo se deben cumplir las siguientes relaciones:

Para las áreas: $$\frac{Sm}{Sp} = \frac{1}{C\lambda^2}$$

Para los momentos de inercia: $$\frac{Im}{Ip} = \frac{1}{C\lambda^4}$$

donde C es una constante arbitraria, fijada en este caso de tal manera que el espesor máximo del modelo, por razones prácticas, no fuese mayor de 1,6 centímetros.

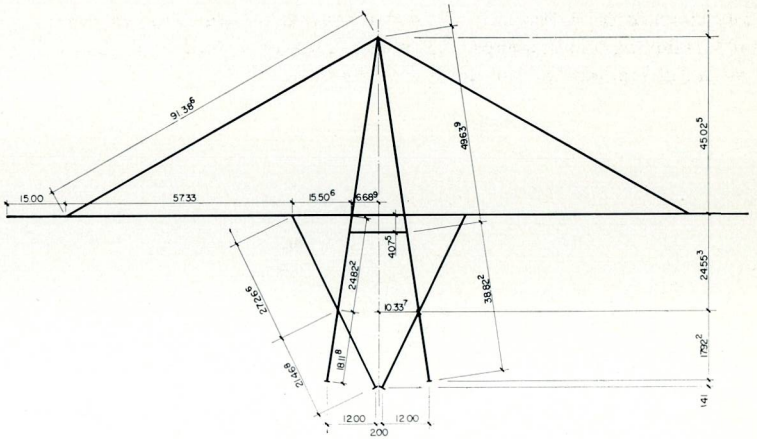


Fig. 8.1. Estructura de los tramos de 235 m.

Empleando las relaciones anteriores en la determinación del cable en el modelo de corcho aglomerado, se obtenía una sección Skm demasiado pequeña:

$$Skm = \frac{Skp}{C\lambda^2} \times \frac{Es}{Eb} = 0{,}0884 \text{ cm}^2$$

Por otra parte, la no utilización de este material podría ocasionar errores, a consecuencia de la variabilidad, con el tiempo, del módulo de elasticidad del corcho. La solución de este problema se ha obtenido recurriendo a la utilización de deformadores especiales, conocidos con el nombre de "Spring balance", intercalados en un cable rígido de alambre de acero (fig. 8.2).

8.1.2. Técnica del ensayo. La figura 8.2 muestra un esquema del montaje del ensayo. La cámara fotográfica utilizada en los ensayos se ha colocado en la verticalidad del banco de montaje a 5 metros sobre el mismo. Con dicha cámara se logró obtener placas fotográficas de 18 × 24 centímetros; la reducción de dimensiones entre el módulo y las placas fotográficas ha sido de 1/11,01.

8.1.3. Ensayos. Los ensayos consistieron en imponer desplazamientos longitudinales, transversales y rotaciones en las secciones de la figura 8.2. Se tomaron luego fotografías del modelo antes y después de la deformación. La lectura de estas placas fotográficas al microscopio y tomando en consideración el valor de los desplazamientos introducidos, ha hecho posible obtener las líneas de influencia de la estructura (fig. 8.3).

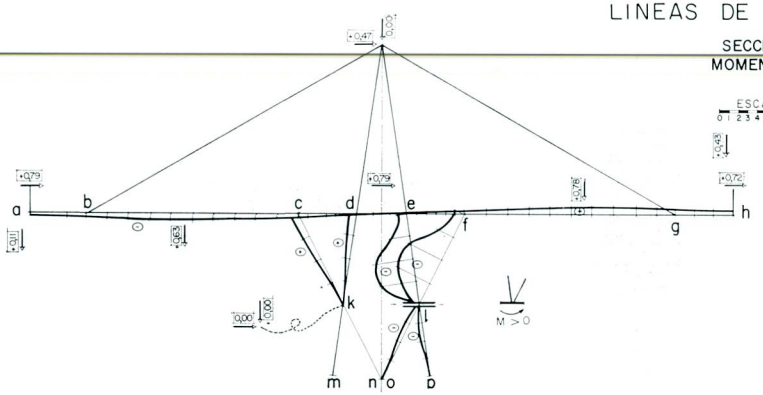


Fig. 8.3. Líneas de influencia determinadas en base al modelo.

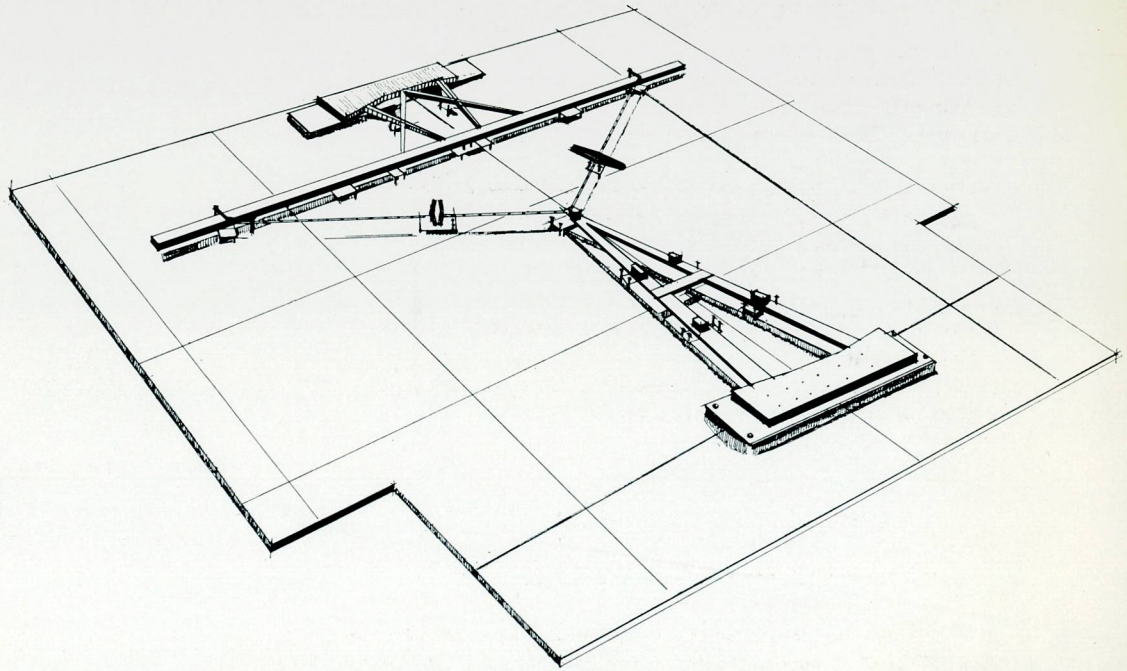


Fig. 8.2. Modelo en corcho aglomerado utilizado en las experiencias. Observar los deformadores especiales intercalados en el cable rígido.

8.2. Ensayo de modelo a cargas horizontales.

8.2.1. Consideraciones. Se ha propuesto la posibilidad de emplear rellenos de arena u otras mezclas de agregado en la construcción de las defensas contra impactos, de las fundaciones de los tramos de 235 metros; para tal fin se ha realizado un ensayo sencillo, al alcance de las disponibilidades del departamento de laboratorio de la Inspección, que pudiera limitar las múltiples variables que intervienen la amortiguación de ondas impulsivas en medios granulares saturados.

Es conocida, en términos generales, la ley exponencial de variación de la amplitud de oscilación en función de la distancia al centro de oscilación de tipo

$$Y = Y_o \sqrt{\frac{X_o}{X}\, e^{-K \frac{X - X_o}{\lambda}}}$$

lo cual implica el conocimiento de la amplitud de oscilación en el momento del impacto ($\lambda = \frac{V}{t}$) y el coeficiente de amortiguación k; por otra parte, se ha podido determinar que las frecuencias elevadas son amortiguadas más rápidamente que las bajas, y que la curva amplitud-frecuencia es modificada, además, a consecuencia de fenómenos tales como:

a) El carácter irreversible de las deformaciones y la viscosidad del agua.

b) El frotamiento entre los granos.

c) La dispersión de las ondas.

Además de estos factores es importante mencionar que si bien en las ecuaciones clásicas de la vibración se desprecia la masa del medio elástico, en el caso de suelos no podrá hacerse lo mismo, así como no se podrá hablar de una masa constante de suelo que entra en movimiento.

Puede deducirse de lo anterior la complejidad del problema y la necesidad de la particularización de cada caso en forma definida por medio de ensayos de laboratorio. Se ha tratado, pues, de realizar un ensayo preliminar que permitiese definir las posibilidades de la proposición, antes de la realización de ensayos más completos del proyecto.

8.2.2. Técnica del ensayo. Se ha realizado el ensayo sobre un pilote individual en modelo a escala 1:50, en condiciones de terreno semejantes a una zona localizada de los grandes tramos. Esto dió la posibilidad de tener una idea de las condiciones de semejanza, comparando su comportamiento a cargas estáticas horizontales con una prueba de carga de esta naturaleza realizada en obra, y, en consecuencia, estudiar la sensibilidad y calibración del pilote a cargas impulsivas. Esto permitiría, además, tener una idea geométrica del comportamiento del modelo.

En vista de la dificultad que representaba obtener muestras reales representativas de los diferentes estratos de un sondeo escogido de la pila N° 21, se ha recurrido en laboratorio a su reproducción y disposición en una caja de madera, según el esquema señalado en la figura 8.5.

El mecanismo de medida de los desplazamientos funciona según el diagrama que se indica en la figura 8.6.

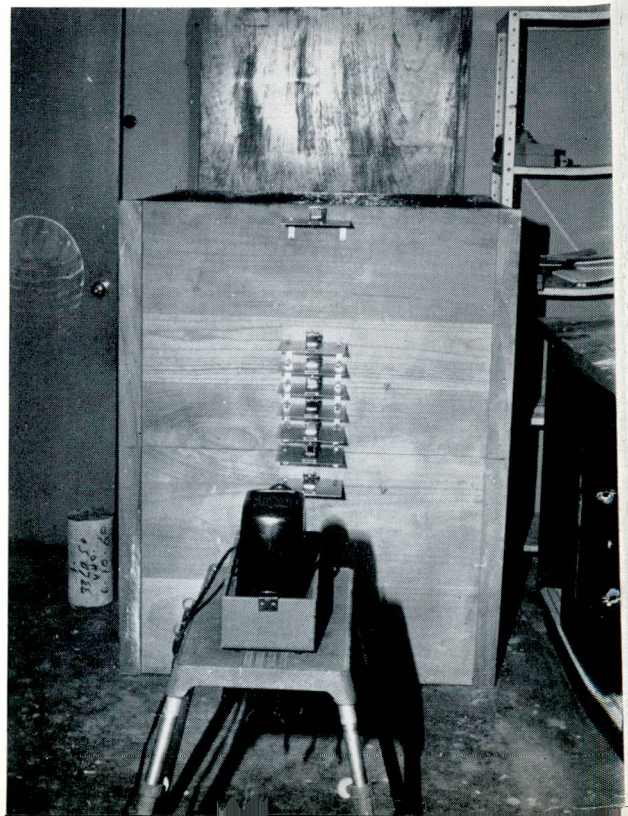
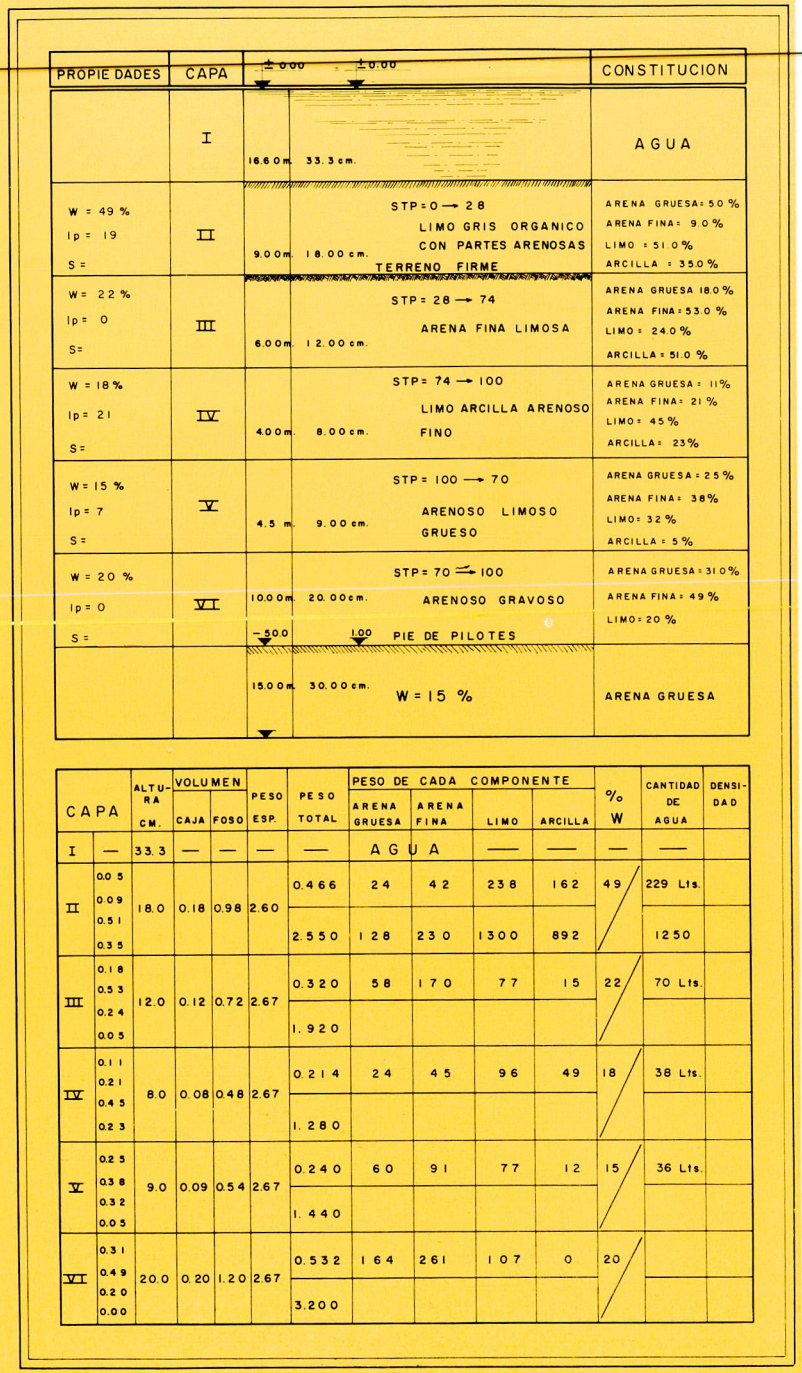


Fig. 8.4. Caja de madera en cuyo interior se ha colocado el pilote en modelo y los diferentes estratos representativos de un sondeo.



CAPA		ALTURA CM.	VOLUMEN CAJA	VOLUMEN FOSO	PESO ESP.	PESO TOTAL	PESO DE CADA COMPONENTE ARENA GRUESA	ARENA FINA	LIMO	ARCILLA	% W	CANTIDAD DE AGUA	DENSIDAD
I	—	33.3	—	—	—	—	AGUA		—	—	—	—	
II	0.05	18.0	0.18	0.98	2.60	0.466	24	42	238	162	49	229 Lts.	
	0.09												
	0.51					2.550	128	230	1300	892		1250	
	0.35												
III	0.18	12.0	0.12	0.72	2.67	0.320	58	170	77	15	22	70 Lts.	
	0.53												
	0.24					1.920							
	0.05												
IV	0.11	8.0	0.08	0.48	2.67	0.214	24	45	96	49	18	38 Lts.	
	0.21												
	0.45					1.280							
	0.23												
V	0.25	9.0	0.09	0.54	2.67	0.240	60	91	77	12	15	36 Lts.	
	0.38												
	0.32					1.440							
	0.05												
VI	0.31	20.0	0.20	1.20	2.67	0.532	164	261	107	0	20		
	0.49												
	0.20					3.200							
	0.00												

Fig. 8.5. Estratos de un sondeo en la pila Nº 21 que sirvieran de base al ensayo.

En vista de que la mayoría de los desplazamientos del pilote a medirse se encuentran por debajo del nivel del terreno, se ha llevado hasta la cara exterior de la caja la curva semejante de desplazamiento por medio de alambres muy delgados, habiéndose realizado las uniones entre pilote y alambres de manera de asegurar la mínima influencia de rigidez que éstos pudieran transmitirle; además, con el objeto de eliminar los errores introducidos en las medidas por efecto de las catenarias o deformaciones de los cables, se les ha colocado inicialmente rectos por medio de un tensado y destensado, así como una pequeña tensión una vez colocados. A fin de evitar el roce entre los alambres y el terreno se han colocado aquéllos en unos pequeños ductos. Estos alambres delgados, cuyos corrimientos en su extremo exterior a la caja representan los desplazamientos en los diversos puntos del pilote modelo, van conectados a unos dispositivos ópticos de medida. Estos dispositivos funcionan mediante la desviación de un rayo emanado de la proyección de un retículo para la ampliación de los desplazamientos.

El esquema de funcionamiento de estos aparatos puede apreciarse en la figura 8.6. Se ha colocado una pantalla cuadriculada con la precisión de 0,1 mm. a una distancia de 3,00 m. del plano vertical formado por las caras de los espejos. Es posible con facilidad obtener lecturas en esta pantalla con la precisión de 1 mm. (se llegó, sin embargo, a la apreciación de 0,1 mm.); esto representaría un desplazamiento del pilote de:

$$\operatorname{tg} 2\alpha = \frac{1}{3000} = 0{,}00033 \qquad 2\alpha = 1' \; 2'' \qquad \alpha = 31''$$

$$\operatorname{tg} \alpha = 0{,}0001502. \qquad \epsilon = 1 \times \operatorname{tg} \alpha = 0{,}0001502 \text{cm.}$$

$$\epsilon = 0{,}0015 \text{ mm.}$$

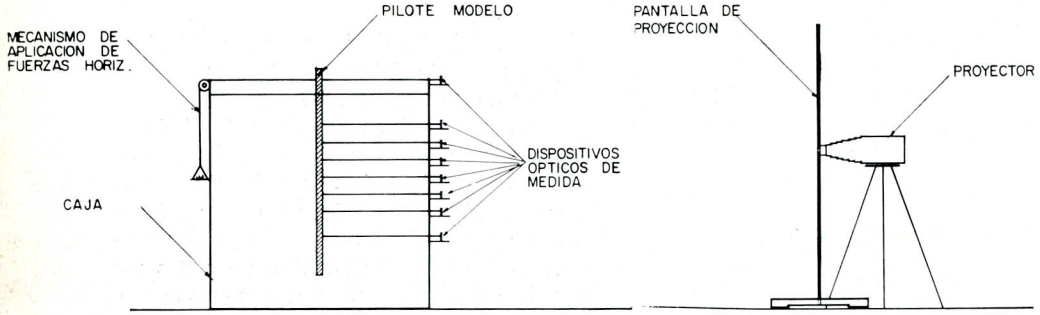
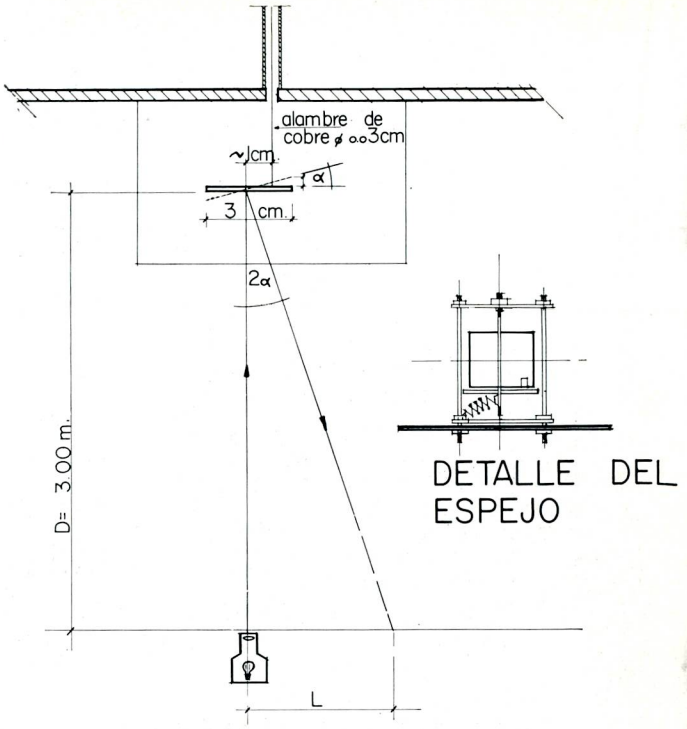


Fig. 8.6. Esquemas de los dispositivos usados en el ensayo del modelo a cargas horizontales.



8.3. Ensayos a cargas horizontales estáticas.

En el estudio de la semejanza se han calculado las curvas esfuerzo-deformación de los materiales del modelo (yeso) y el prototipo (concreto B-450), y se han deducido los valores α y β, tales que:

$$\sigma m = \frac{1}{\alpha} \sigma p$$

$$\epsilon m = \frac{1}{\beta} \epsilon p$$

y la relación de los módulos de elasticidad

$$Em = \frac{\beta}{\alpha} Ep$$

Para pequeños desplazamientos, las deformaciones en el modelo se han encontrado relacionadas al protipo según la relación

$$\delta m = \frac{1}{\lambda \beta} \delta p$$

Los valores obtenidos en laboratorio han sido:

$$\frac{1}{\alpha} = 0{,}113$$

$$\delta p = 92{,}08\ \delta m$$

$$\frac{1}{\beta} = 0{,}543$$

Empleando estas relaciones se ha verificado la semejanza para los desplazamientos en la cabeza del pilote en el ensayo de modelo, y prueba de carga horizontal en obra, obteniéndose:

para 350 gr. en el modelo = 7.743,4 kg. en el prototipo

$\epsilon = 5{,}606$ cms.

En obra se obtuvo: para 7.500 kg. $\epsilon = 5{,}4$ cms.

8.4. Ensayo a cargas horizontales impulsivas.

Se ha colocado luego un talud de arena de granulometría media semejante a la empleada en obra y saturada de agua, con su pendiente natural propia. El impacto se ha realizado dejando caer pesas desde una altura definida y transmitiéndola al talud por medio de un mecanismo de polea a una lámina metálica de 10 cm² de superficie.

Se ha podido fijar mediante este ensayo una absorción media de energía en la arena de unos 30 a 40 kg. - m./cm² por cada 25 cms. del volumen del relleno de ensayo, lo cual, si bien son cifras halagadoras para la utilización del material en las defensas, dan apenas una idea general del problema.

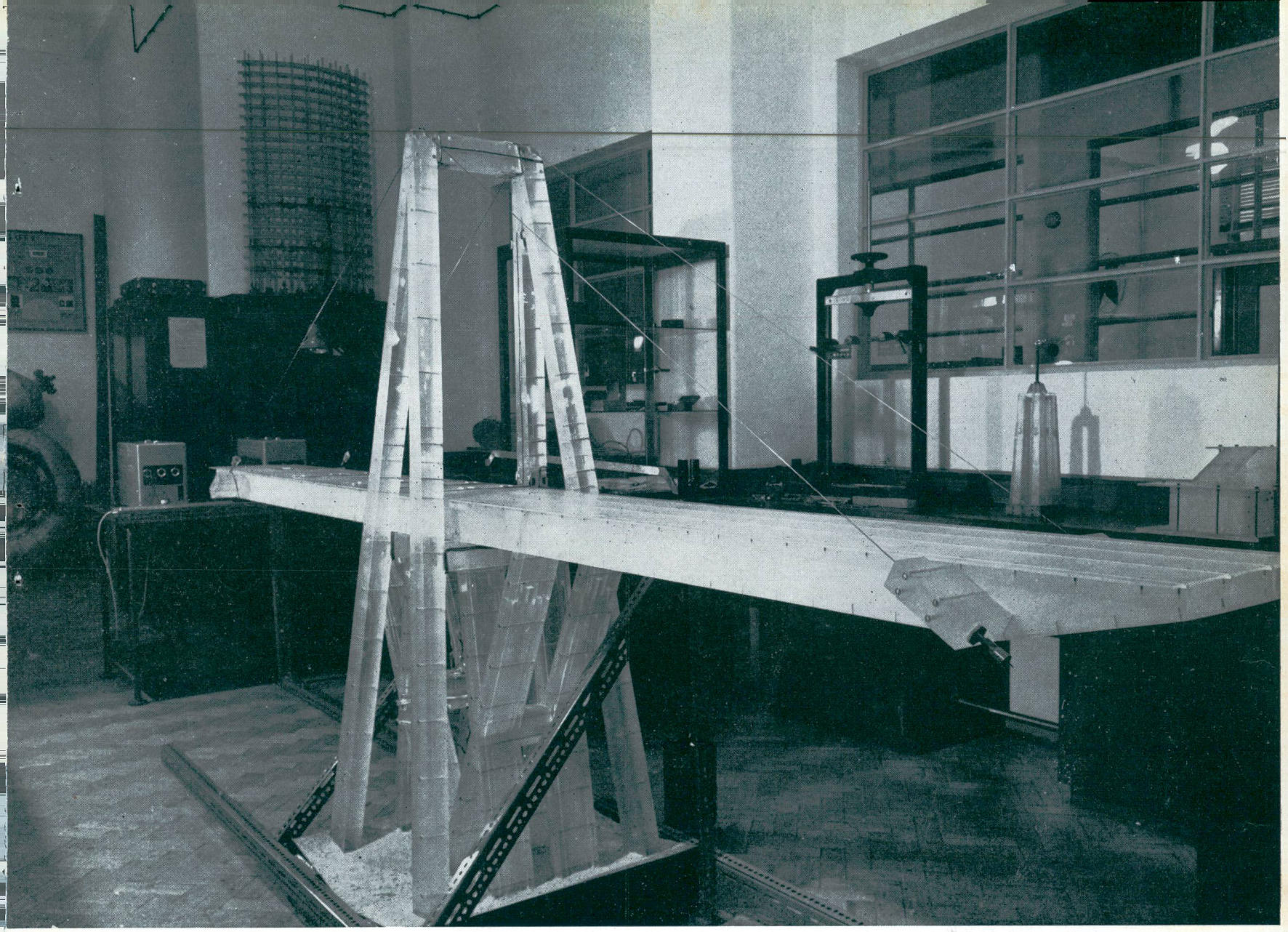


Fig. 8.7. Modelo tridimensional de la estructura de los tramos de 235 m. para la determinación de las líneas de influencia (Laboratorio Nacional de Lisboa).

9 Mediciones

Las actividades de medición en una obra de envergadura tienen por objeto garantizar en ésta, y con toda exactitud, la geometría de cada uno de sus elementos. Bajo este aspecto, las tareas a cumplir en la construcción del puente sobre el Lago pueden resumirse en los grupos siguientes:

1) Mediciones básicas.
2) Replanteo y levantamientos.
3) Verificaciones en la construcción.
4) Mediciones complementarias.

9.1. Mediciones básicas.

Estas implican una red de triangulación de alta precisión y un sistema de BBMM relacionado entre ambas costas.

La red de triangulación se estableció de acuerdo con las exigencias de la obra. El uso de vigas prefabricadas y la necesidad de poder iniciar la construcción simultánea de fundaciones en diversos sitios, determinaban que la precisión era factor decisivo.

Los vértices de la red son torres de concreto, con alturas entre los 6 y 10 metros, construídas a la orilla del Lago: 4 se encuentran cerca de las cabeceras del puente y las demás a 2 ó 3 kilómetros hacia el Norte y Sur, respectivamente. La diagonal más larga tiene 12 kilómetros, y, no obstante la configuración alargada de la red, se ha podido evitar la construcción de estaciones fijas dentro del Lago, sin disminuir la exactitud requerida.

La superficie de la tierra se aleja en un valor de 8 metros aproximadamente respecto a una visual horizontal lanzada entre ambas orillas.

Las mediciones angulares se efectuaron con teodolito Wild T-3 de sistema sexagesimal. Cada estación permite entre 4 y 8 visuales. La cantidad de observaciones dependía del error medio de cada visual, cuyo máximo valor admitido alcanza a 0,4". Debido a las condiciones atmosféricas desfavorables, las mediciones han sido dificultosas.

La base de la red triangular se midió en la costa oriental, por medio de una poligonal de alta precisión, que enlaza las estaciones Palmarejo y Punta Camacho con el eje del puente. Los ángulos se midieron con el teodolito Wild T-2 en varias vueltas; las distancias, con mira invar horizontal en tramos de 30 a 40 metros, aplicando en todos los trabajos poligonales el método de la centración forzada. En la medición de distancias se obtuvo un error medio de 0,5 milímetros por cada 100 metros. Las bases de Punta Iguana se relacionaron a una distancia a través del Lago, la cual se midió repetidamente con el telurómetro. El promedio de las distancias de telurómetro y de las bases transferidas desde tierra firme, fué el valor que se introdujo como base definitiva a la compensación.

La compensación del sistema se efectuó según el método de los mínimos cuadrados, introduciendo como incógnitas las correcciones **dx** y **dy,** que las coordenadas aproximativas de los vértices debían recibir. Para facilitar los trabajos de compensación se disminuyó la cantidad de vértices de 9 a 7 por medio de cálculos de centración, quedando así un sistema de 10 incógnitas a compensar. La red de triangulación tiene una exactitud de 1:200.000.

Con los trabajos de construcción se iniciaron simultáneamente una serie de observaciones mareométricas, cuya finalidad consistía en procurar un datum de referencia para las mediciones de altimetría. Los resultados de los primeros meses aportaron su utilidad inmediata, definiendo el "nivel cero" con la media aritmética de todos los valores leídos; con el tiempo, este valor se aproxima al nivel medio del Lago para la zona de ubicación del mareómetro. Las observaciones se continuaron durante 21 meses en Punta Piedras y 8 meses en Punta Iguana. Los promedios totales han servido como punto de arranque a las nivelaciones que, partiendo de ambas orillas, se orientan hacia el centro del Lago.

A principios de este año se efectuaron nivelaciones trigonométricas entre las torres Piedras Redonda, Iguana Sur, Punta Camacho y San Francisco, para relacionar las cotas de Punta Iguana con el datum de referencia en Punta Piedras. La red de nivelaciones abarca 6 distancias, cada una de las cuales se observó durante 24 horas continuas en 2 estaciones simultáneamente, para eliminar la influencia de la refracción.

De la compensación de la red altimétrica, según el método de las observaciones condicionales resultó un error medio para los valores Δh que varía entre 2 y 10 milímetros. De la reducción de todos los Δh al tramo Piedras Redonda-Iguana Sur se desprende que el error medio entre las costas de ambas orillas es de 4,7 milímetros.

Según los resultados de la red de nivelación compensada, existe entre las cotas "cero" de Punta Piedras y de Punta Iguana una diferencia de 3,3 centímetros, la cual se ha repartido entre los tramos de pila 22 a pila 40, es decir, en una distancia de 2 kilómetros aproximadamente.

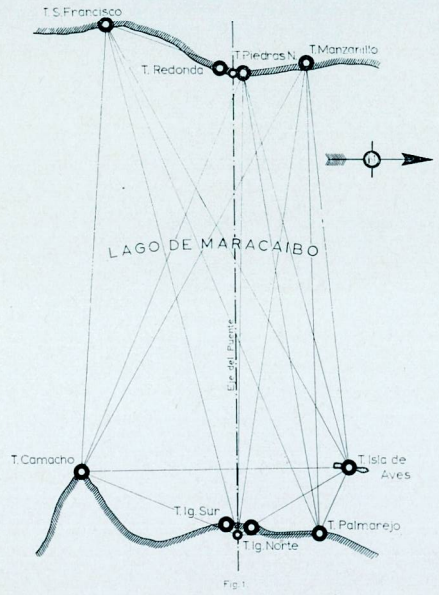


Fig. 1
RED DE TRIANGULACION

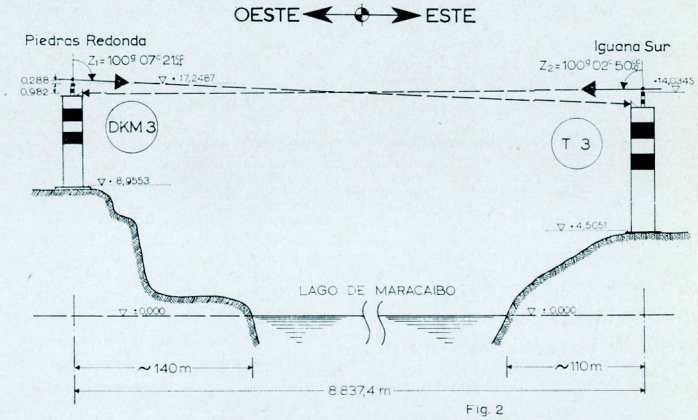


Fig. 2
NIVELACION TRIGONOMETRICA

9.2. Replanteos y levantamientos.

La ausencia de estaciones fijas en el Lago hace necesario el uso de estructuras auxiliares en forma de torres con plataforma triangular. El transporte de esas torres, cuya altura máxima llega a 21 metros, se efectúa por medio de grúas flotantes.

El procedimiento de un replanteo en el Lago es el siguiente:

a) Desde 2 estaciones en tierra firme se orienta la dirección a seguir la grúa con la torre, por medio de comunicación radio-telefónica.

b) Emplazada la torre, se inician las mediciones angulares hacia una mireta que se coloca en la plataforma, continuándolas hasta obtener la axactitud que se precisa en cada caso.

c) Después de obtener en la oficina las coordenadas del nuevo vértice, puede procederse al replanteo de cualquier detalle en un círculo de 100 metros alrededor de la torre.

El procedimiento descrito ha servido para replantear los equipos de hinca de la empresa constructora y de las compañías sub-contratistas Heerema y Raymond Brow & Root. El método varía en sus detalles según los requerimientos especiales de cada caso. En gran parte de las fundaciones correspondientes a los tramos de 46,60 metros se han replanteado los pilotes uno a uno, mientras que en otros casos (uso de islas flotantes) se replantea el grupo entero sobre la plataforma de la isla, previa fijación de ésta.

Entre los levantamientos de detalles en sitio se destaca el de los pilotes, utilizando para estos fines los métodos polar o de radiación y el fotogramétrico; este último desde una altura de 30 a 50 metros.

El replanteo de los ejes en los cabezales de las pilas exige atención especial por depender de éste la distancia efectiva entre una y otra pila. Los ejes se han podido fijar con un error medio no mayor a 1,5 centímetros. El replanteo de los fustes, que se repite a cada 4 metros de altura, se atiene a los ejes en el cabezal, igualmente que el emplazamiento de las cimbras con los encofrados para las mesas. Un replanteo deficiente de los ejes en el cabezal significaría que las vigas prefabricadas no se ajustarían a sus apoyos en la mesa.

Para los replanteos y levantamientos de detalles no se puede prescindir de puntos de referencia enlazados por medio de intersecciones a la red de triangulación.

Desde los vértices de la red se controla también cada día la posición de las islas flotantes.

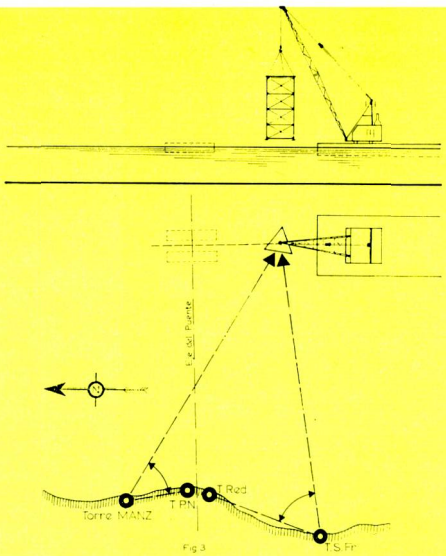


Fig.3

Emplazamiento de una Torre transportable

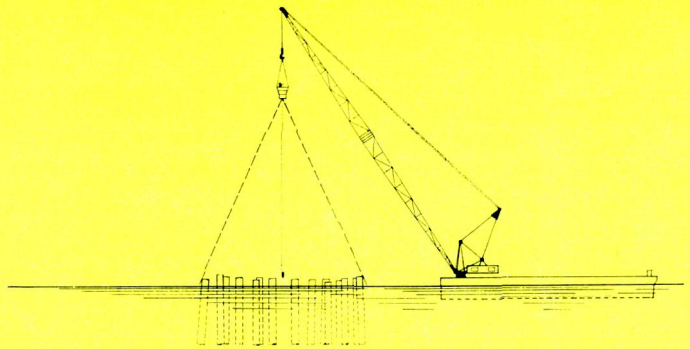


Fig.4

Levantamiento fotogrametrico de un grupo de pilotes

9.3. Verificaciones en la construcción.

Las verificaciones abarcan toda clase de mediciones que se hacen con el fin de averiguar posibles movimientos en la construcción de la obra a consecuencia de influencias por temperatura y carga.

Un programa amplio de observaciones pertenecientes a este grupo forman las mediciones de asentamiento, las cuales en una obra de envergadura usualmente se continúan hasta años después de terminada.

Todas las fundaciones del puente están provistas de pernos de latón en los cabezales. Desde ambas orillas se hacen nivelaciones de precisión hacia el centro, obteniendo así, en intervalos de pocos meses, valores nuevos para la cota de cada perno. Las nivelaciones se efectúan con un nivel Zeiss Ni 004 de primer orden. Los errores medios de los resultados no han sido mayores de 0,5 milímetros. Los cabezales de las fundaciones para los grandes tramos se nivelan con mayor frecuencia, ateniéndose al aumento de carga durante el proceso de construcción.

Las verificaciones en la construcción implican, además, la investigación de los fenómenos siguientes:

a) Movimiento longitudinal de los fustes y pilones debido a la influencia de temperatura, tracción y fluencia en el concreto.

b) Flexión de los fustes y pilones a causa de la radiación solar.

c) Movimiento longitudinal y vertical de las vigas por efectos de temperatura, tracción y fluencia en el concreto.

9.4. Mediciones complementarias.

Entre las mediciones complementarias figuran, en primer lugar, toda clase de trabajos en la prefabricación, ya sea el replanteo de los encofrados para las vigas o el chequeo de los pilotes y de los tubos para la perforación, etc.

Diariamente se hacen observaciones meteorológicas, las cuales implican mediciones de temperatura, humedad y presión atmosférica. Estos valores se necesitan para averiguaciones especiales, como la determinación del índice de refracción del aire.

Finalmente, pertenecen a este grupo de trabajos la ejecución de sondeos para determinar los perfiles del fondo aparente en los canales de navegación o en los sitios ocupados frecuentemente por unidades flotantes de gran calado.

10 Vialidad complementaria

10.1. En el continente, en el país y en la región.

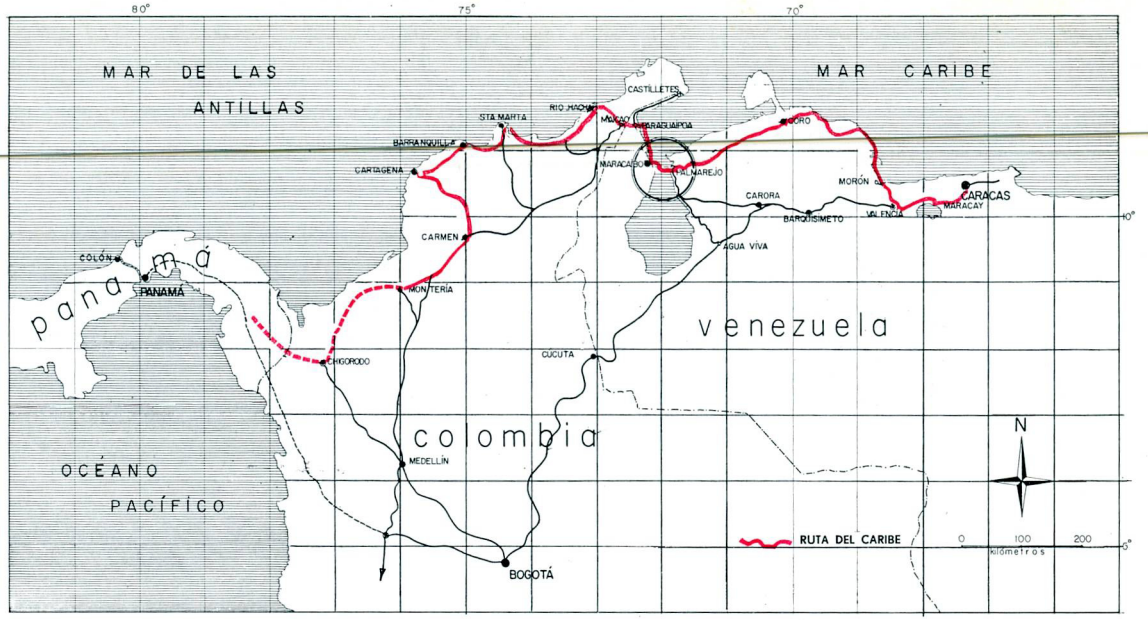
El puente sobre el Lago es una obra de trascendental importancia Representa mundialmente un exponente de esfuerzo, belleza, intelecto e ingenio.

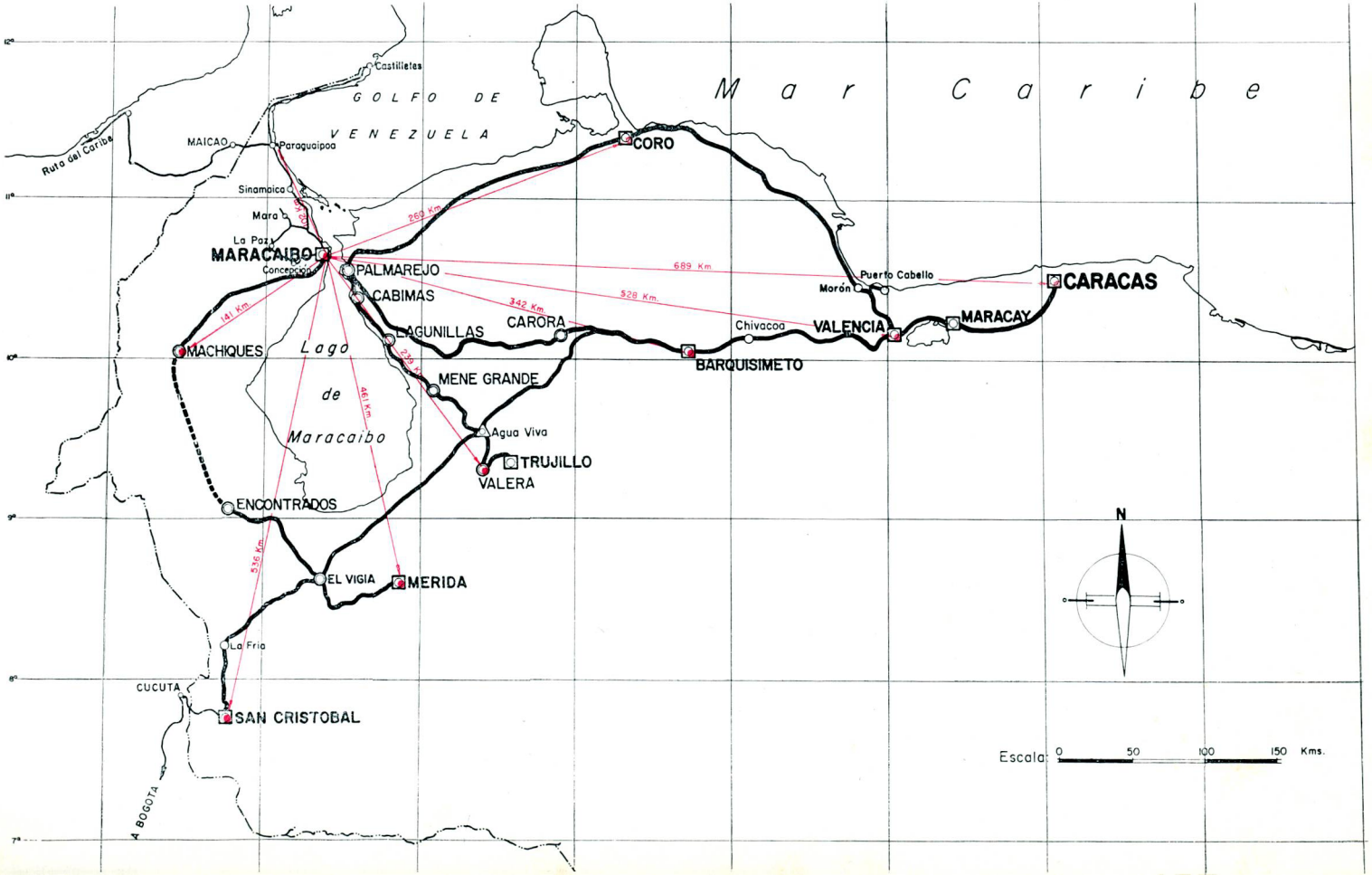
Como vía de comunicación, tiene influencia en la región occidental de Venezuela, especialmente para la ciudad de Maracaibo, y los países hermanos Colombia y Panamá.

10.1.1. En escala continental. La construcción del puente sobre el Lago constituye la más halagadora perspectiva para el enlace entre las ciudades de Panamá y Caracas e incentivo para la reanudación de los trabajos en la carretera Panamericana, en el sector del Darién. La vía costera o Ruta del Caribe, reduciría la distancia de 2.600 kilómetros a salvar entre Panamá y Caracas —por carretera en gran parte en zona montañosa a través de Bogotá—, a 1.900 kilómetros sobre terrenos planos, firmes y de fácil tránsito. La Ruta del Caribe significaría para Venezuela la vinculación de extensos mercados a su naciente industria, y motivo probable de atracción turística de crearse las facilidades y condiciones para ello. Ante todo, sería de la mayor trascendencia para la ciudad de Maracaibo, hoy marginada de la carretera Panamericana, convertida en una realidad externa a ella.

10.1.2. En escala nacional. El puente constituye, desde el punto de vista vial, una unión efectiva entre Maracaibo —en importancia la segunda ciudad— y el resto del país.

10.1.3. En escala regional. El puente sobre el Lago vincula la región occidental a su centro económico, Maracaibo. Tradicionalmente, el estrecho que separa la ciudad de la otra costa se ha convertido en obstáculo que, en costo y tiempo, resta vigor al funcionamiento de Maracaibo como centro económico regional; la construcción del puente elimina ese obstáculo y reafirma la posición de Maracaibo como tal centro.


MAR DE LAS ANTILLAS
MAR CARIBE
panamá
venezuela
colombia
OCÉANO PACÍFICO
CASTILLETES
RIO HACHA
STA MARTA
MAICAO
PARAGUAIPOA
CORO
BARRANQUILLA
CARTAGENA
MARACAIBO
PALMAREJO
CARORA
MORÓN
CARACAS
MARACAY
VALENCIA
BARQUISIMETO
AGUA VIVA
CARMEN
COLÓN
PANAMÁ
MONTERÍA
CHIGORODO
CUCUTA
MEDELLÍN
BOGOTÁ
N
RUTA DEL CARIBE
0 100 200
kilómetros


Castilletes
GOLFO DE VENEZUELA
Mar Caribe
Ruta del Caribe
MAICAO
Paraguaipoa
CORO
Sinamaica
Mara
La Paz
MARACAIBO
Concepción
PALMAREJO
CABIMAS
LAGUNILLAS
CARORA
Puerto Cabello
Morón
CARACAS
Chivacoa
VALENCIA
MARACAY
BARQUISIMETO
MACHIQUES
Lago de Maracaibo
MENE GRANDE
Agua Viva
TRUJILLO
VALERA
ENCONTRADOS
EL VIGIA
MERIDA
La Fria
CUCUTA
SAN CRISTOBAL
A BOGOTA
141 Km
262 Km
689 Km
528 Km
342 Km
536 Km
461 Km
536 Km
N
Escala: 0 50 100 150 Kms.

10.1.4. En escala urbana. La construcción del puente y su situación con respecto a la ciudad de Maracaibo condicionan el esquema vial de la misma. Esta circunstancia se opera no solamente con el Maracaibo de hoy, sino con respecto a nuevas áreas urbanas que vayan naciendo en una y otra costa.

Como elemento vial que permite un extraordinario volumen de tránsito, el puente requiere el planeamiento y construcción de vías complementarias integradas al sistema vial existente en la ciudad, capaces de recibir y distribuir el tránsito en forma racional.

10.2. Ciudad de Maracaibo. Características generales.

Maracaibo fué fundada por Juan de Maldonado en 1574. Está situada en la costa occidental del Lago que lleva su nombre y justamente en el estrecho que une a éste con el Mar Caribe.

Su temperatura media llega a 32°C y la precipitación media anual es de 560 mm. El suelo es árido y generalmente está cubierto de escasa vegetación de tipo xerófilo.

Cuenta hoy con una población aproximada de 460.000 habitantes. La rata de crecimiento intercensal es de las más altas del país, habiendo casi cuadruplicado su población en los últimos años.

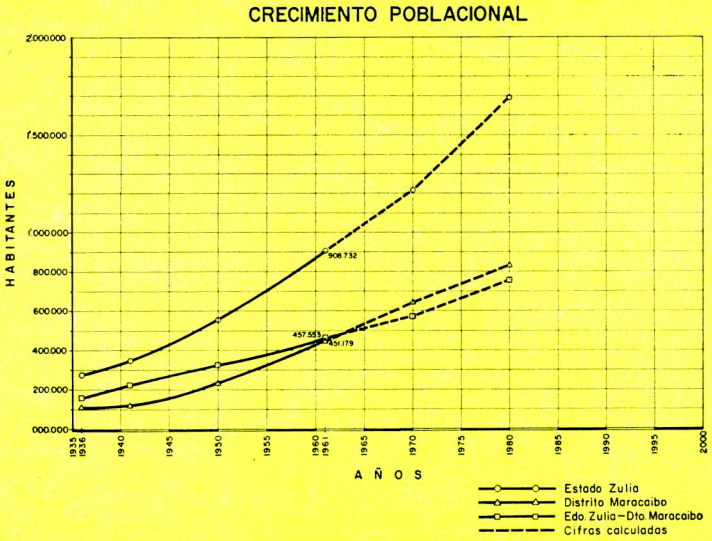
Dispone de un puerto internacional, por donde entra y sale gran volumen de mercancías; un aeropuerto, también internacional, que en breve será sustituído por otro situado al Sur de la ciudad, fuera de su área urbana, y donde podrán aterrizar todo tipo de unidades aéreas.

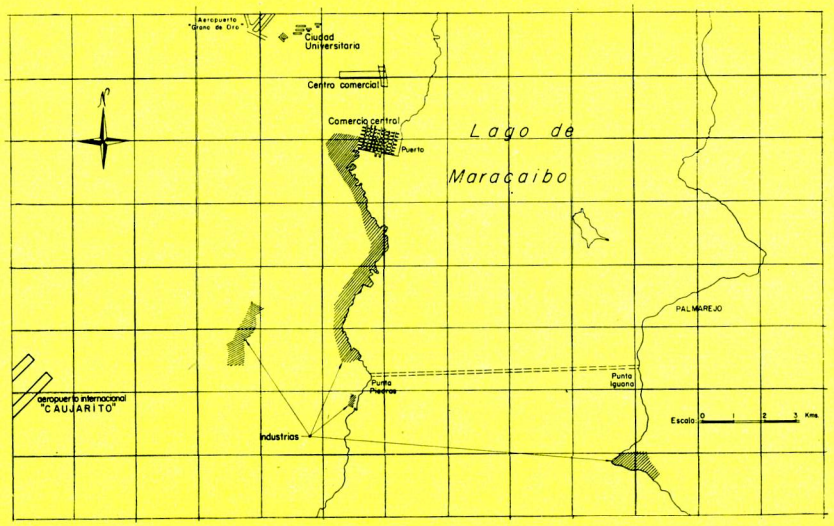
En el aspecto educacional, cubre todos los niveles, llegando hasta el universitario, con 14 escuelas y una población estudiantil de 2.755 alumnos para 1960, estimándose en 7.000 para 1965.

A través de la historia, Maracaibo ha sido una ciudad con características de centro comercial que cubre los servicios propios y los de zonas adyacentes. En la actualidad existe un comercio central importador, instituciones bancarias, empresas de seguros, etc., etc., que sirven a la ciudad y que cubren —haciendo las funciones de distribuidor— las demandas de otras zonas de la región occidental.

En el aspecto industrial ha tenido cierto desarrollo, contando en la actualidad con más de 60 empresas industriales situadas en su mayoría en la parte Sur de la ciudad; de estas empresas, algunas tienen carácter regional.

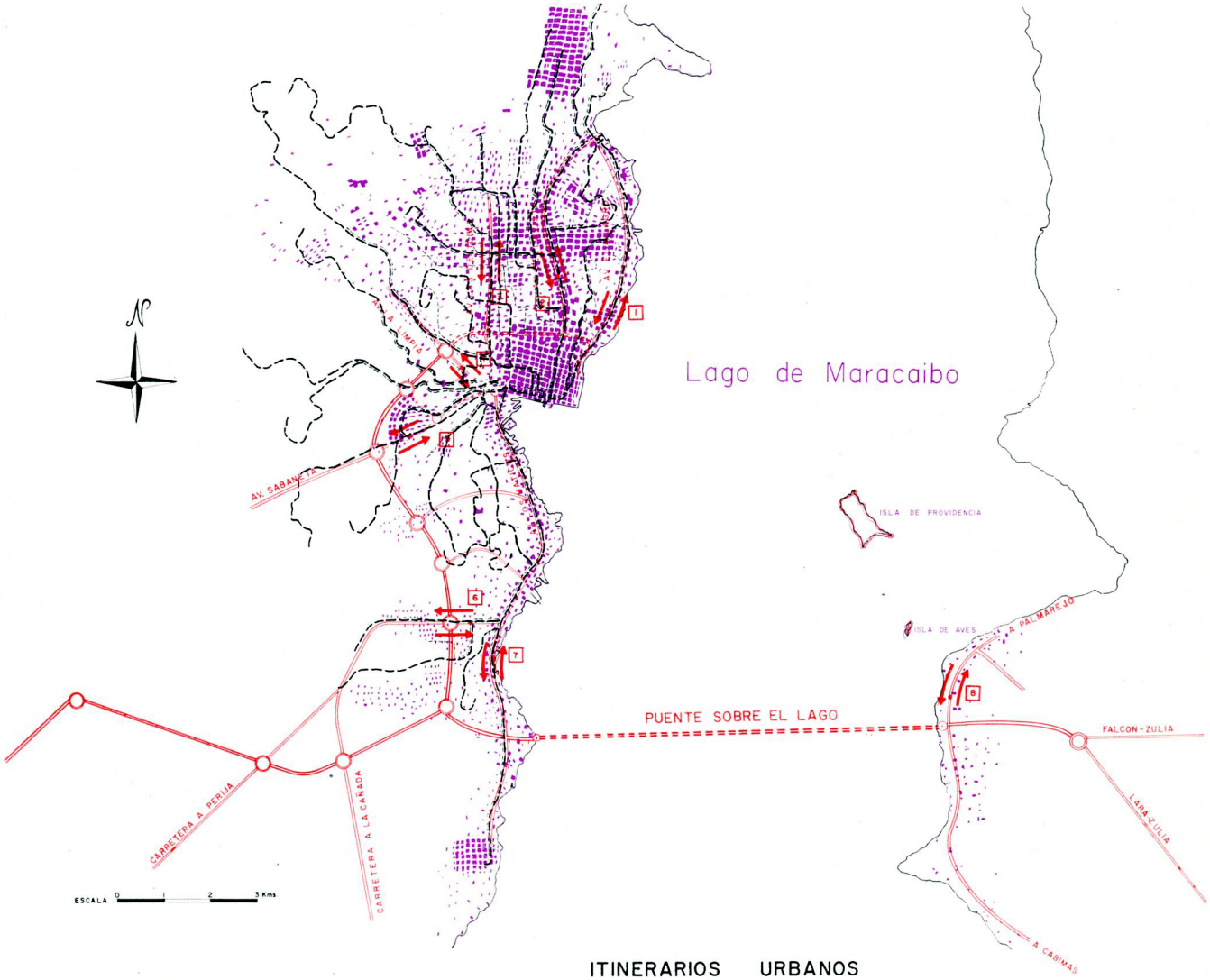
En parte del Lago y en su costa oriental se encuentra situada la zona petrolera más importante del país, cuya producción alcanza al 70% de la producción nacional. En Maracaibo están establecidas las oficinas centrales de las empresas de hidrocarburos y tiene bajo su radio de influencia a los centros de población importantes que se han desarrollado en el área petrolera.

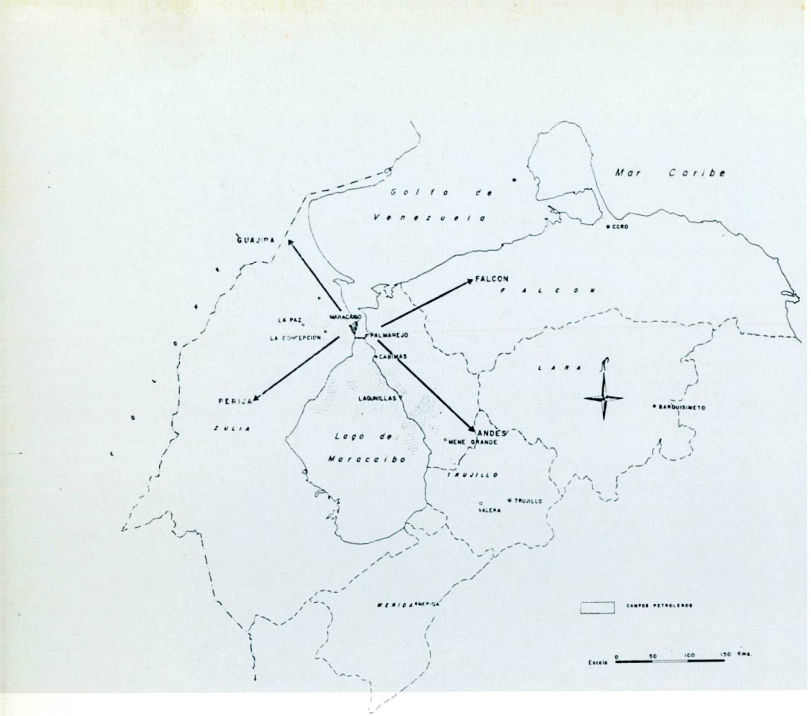




Maracaibo es una ciudad que se ha extendido en forma de abanico, limitada al Este por la costa del Lago; las vías principales que le sirven tienen carácter radial, partiendo todas del "casco" o centro comercial de la ciudad. El tránsito sectorial y regional con enlace por el Norte (Goajira y Colombia), por el Sur (Distrito Urdaneta y Perijá) y por el Este (campos petroleros, los Andes y resto del país), concurren al centro por las mismas vías y por el ferry-boat.

Al establecer el puente como elemento vial, ha de verificarse a través de él la conexión de las vías regionales que vienen del Norte y del Sur, a más del tránsito sectorial e inter-urbano que se realizará entre la ciudad de hoy, el sector petrolero y las nuevas áreas urbanas que se desarrollarán en la costa oriental.





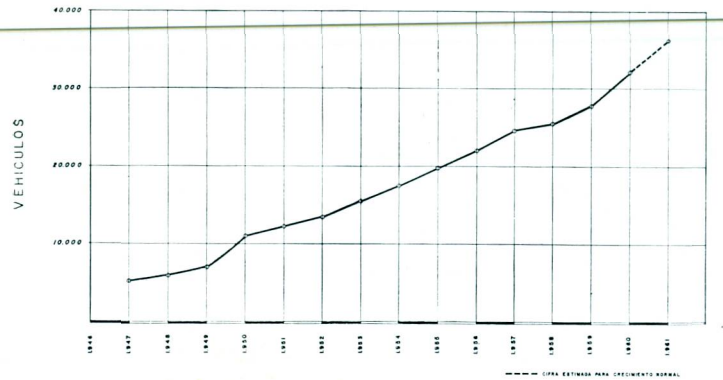
Existe un plan piloto que contiene todos estos planteamientos y previsiones en cuanto al desarrollo futuro de la ciudad, tanto en su crecimiento normal como por el extraordinario que se producirá a consecuencia del impacto ocasionado por el puente sobre el Lago. Dentro de este plan piloto, como punto principal en lo que a vialidad se refiere, figura la Autopista Urbana de Maracaibo, obra complementaria del puente y sobre la cual incluímos una descripción detallada. Esta autopista, a más de la función ordinaria de recolectar y distribuir armónicamente el tránsito regional y urbano que se produzca en Maracaibo, cumple otra función de vital importancia para la vida de la ciudad y para su crecimiento ordenado. En efecto, al establecerse esta vía con las conexiones que se le han previsto, se refuerzan los valores existentes en la ciudad, especialmente en el "casco", poniendo coto al deterioro de los mismos y al desplazamiento hacia sitios destinados a otros usos, con las serias consecuencias que ello implica.

AFOROS VEHICULARES

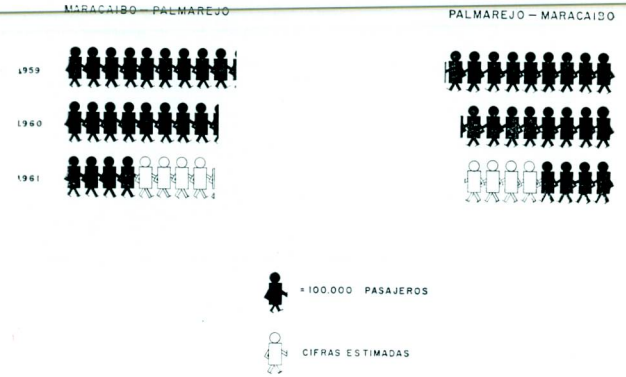
Sitios	Carreteras Calles Avenidas	Destino Tráfico	Tránsito promedio * diario - Veh./día	Máximo tránsito * horario - Veh./hora
1	Avenida El Milagro	Hacia el centro	9.800	849
		Hacia El Milagro	10.128	880
2	Avenida Bella Vista	Hacia Bella Vista	12.477	807
		Hacia el centro	13.336	877
3	Avenida Las Delicias	Hacia el centro	12.919	909
		Hacia Las Delicias	13.906	1.020
4	Avenida La Limpia	Hacia el centro	10.035	666
		Hacia La Limpia	10.105	743
5	Carretera Sabaneta	Hacia Sabaneta	8.325	677
		Hacia Maracaibo	8.009	653
6	Carretera a Perijá	Hacia Maracaibo	3.708	324
		Hacia Perijá	3.362	307
7	Carretera a San Fco.	Salida	2.985	237
		Entrada	3.081	252
8	Carret. Palm.-Cabimas	Hacia Cabimas	1.703	142
	Carret. Cabimas-Palm.	Hacia Palmarejo	2.016	155

* Para marzo, abril y mayo de 1959.

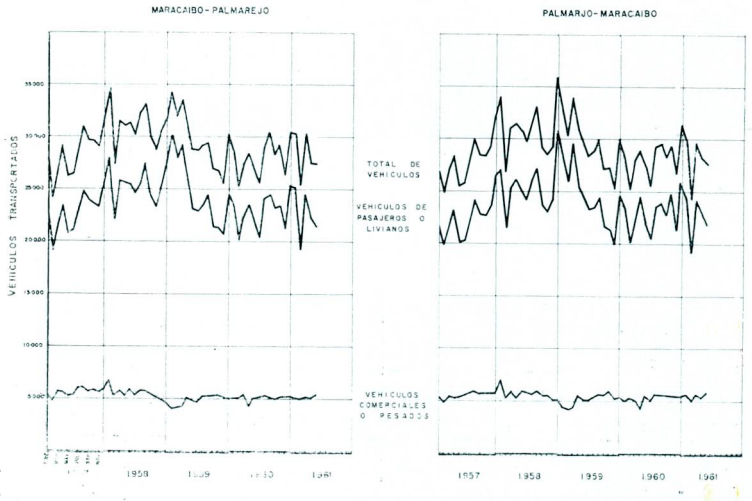
MATRICULACION DE VEHICULOS EN EL DTO. MARACAIBO



TRANSPORTE DE PASAJEROS EN FERRY-BOATS



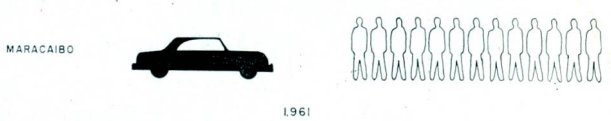
TRANSPORTE DE VEHICULOS EN FERRY-BOATS



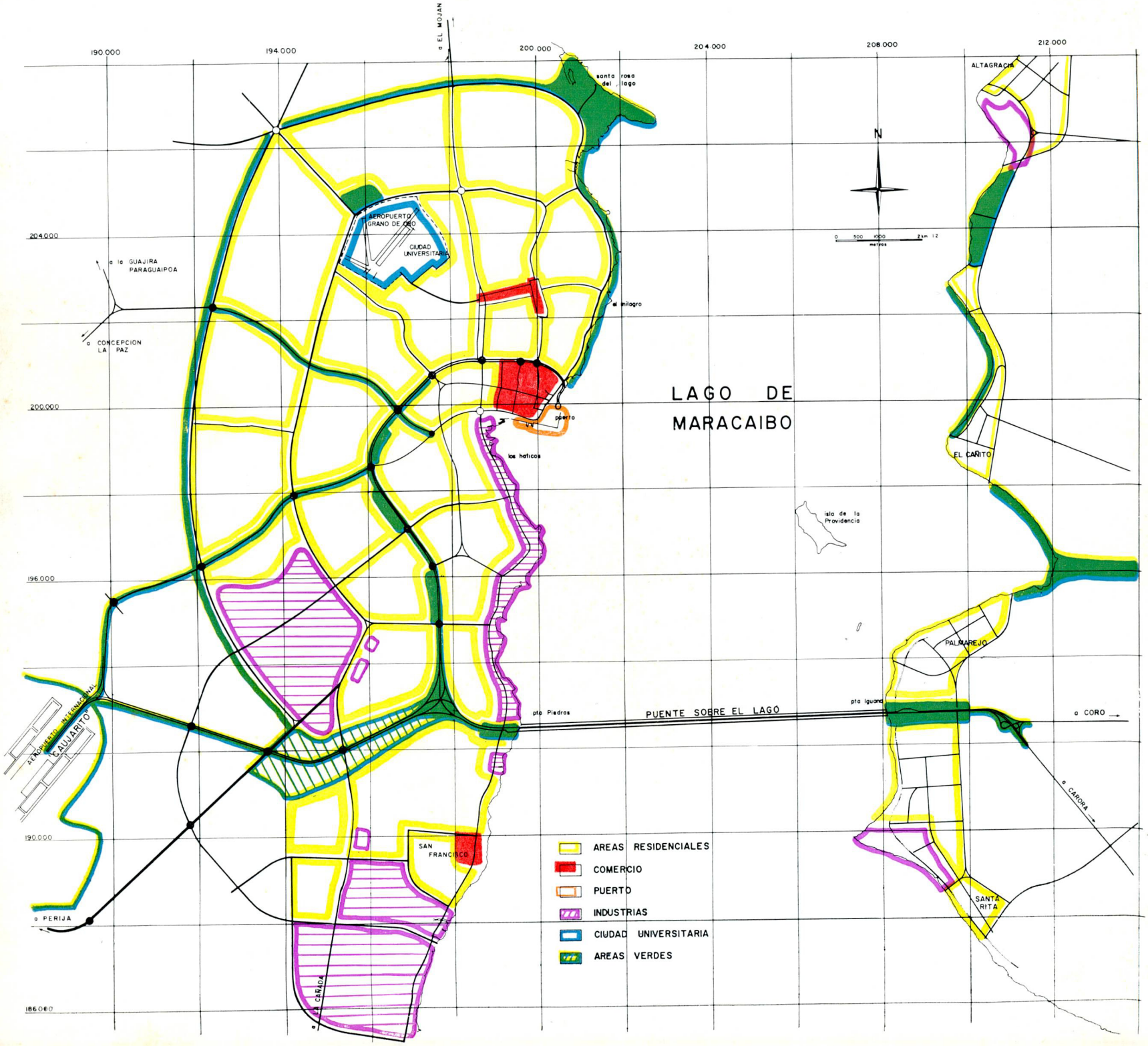
TRANSPORTE DE PASAJEROS EN LANCHAS RAPIDAS



HABITANTES / VEHICULOS MATRICULADOS



PLANO PILOTO DE LA CIUDAD DE MARACAIBO

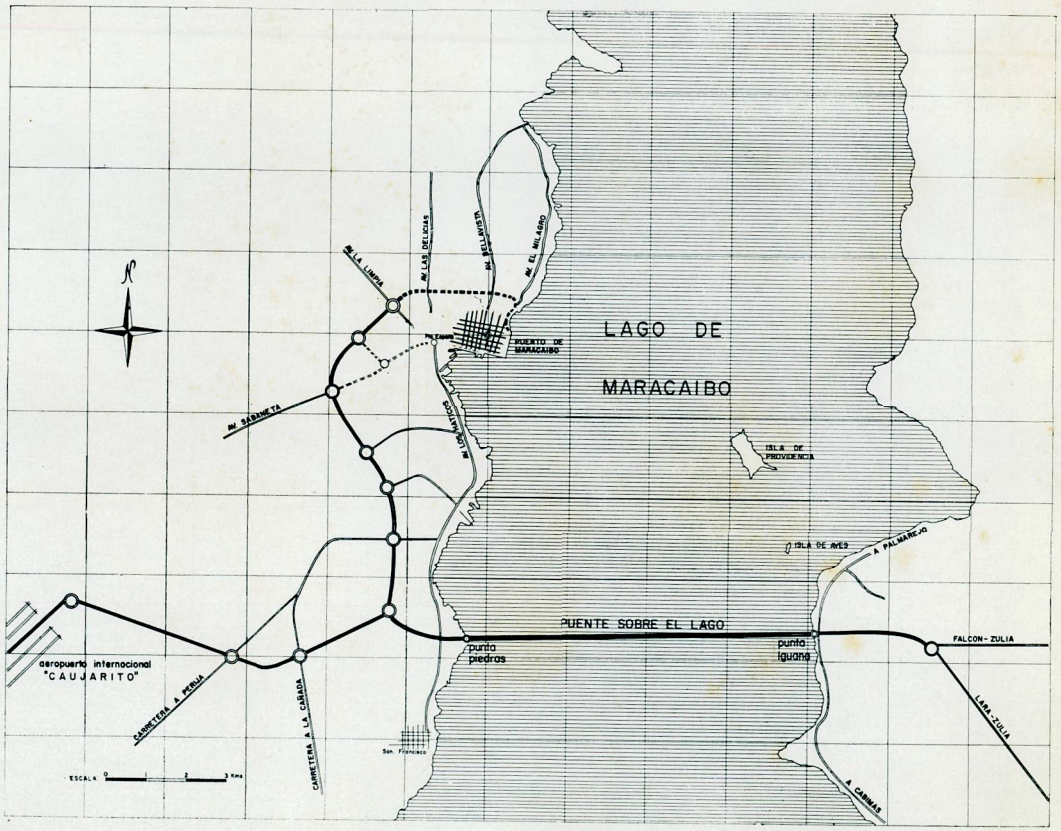


10.3. Autopista urbana y sus principales conexiones.

La Autopista Norte-Sur de Maracaibo constituye el eje matriz del sistema vial urbano, sobre el cual se apoya el plan piloto de la ciudad. A manera de eje central, sirve de asiento a un grupo de dispositivos ordenadamente colocados para satisfacer las necesidades operacionales del tránsito automotor. Por el Norte, atravesando las principales calles y avenidas, penetra en la zona comercial metropolitana, el puerto y la zona residencial de mayor población. Por el centro se desprenden ramificaciones que en parte mueren a lo largo de la zona industrial costera y en parte encajan en el mosaico residencial-industrial Oeste. Al Sur se orienta en direcciones opuestas, originando enlaces con el puente sobre el Lago y el nuevo aeropuerto internacional.

El enlace con el puente permite la continuidad del itinerario Norte-Sur urbano hacia la costa oriental del Lago, en donde se bifurca al empalmarse con las carreteras Lara-Zulia y Falcón-Zulia.

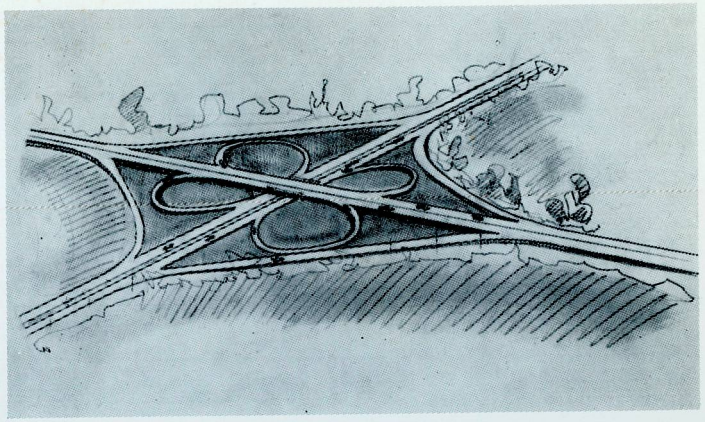
ESQUEMA GENERAL DE LA VIALIDAD COMPLEMENTARIA AL PUENTE



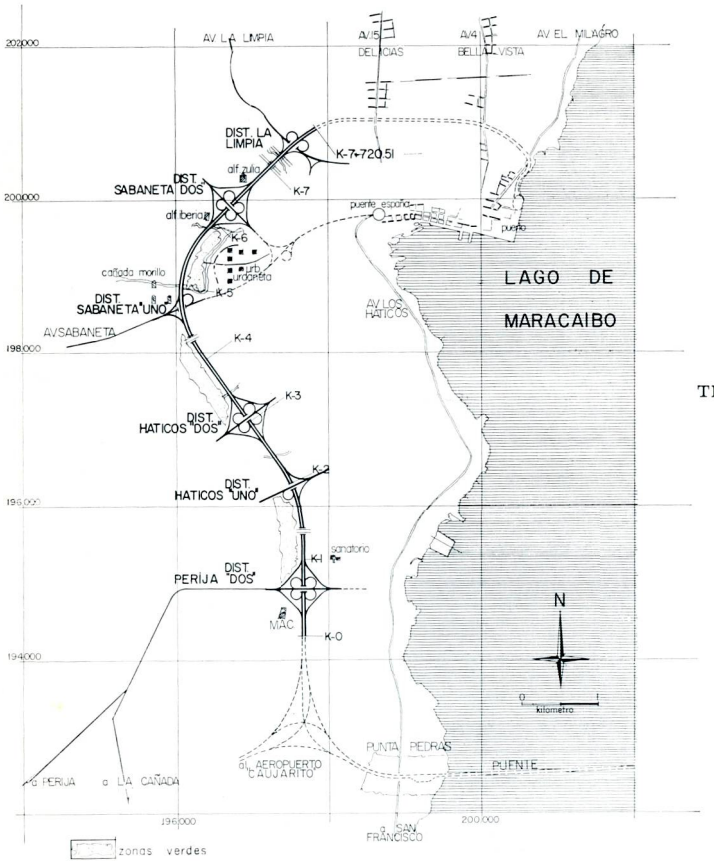
Para detallar las características más importantes de la Autopista Urbana y demás conexiones viales, dividiremos el desarrollo del tema en los puntos siguientes:

1) Trayecto Norte-Sur. Primer tramo.
2) Distribuidor "Punta Piedras".
3) Carretera de acceso al aeropuerto internacional "El Caujarito".
4) Carretera de acceso al puente sobre el Lago de Maracaibo, costa oriental.

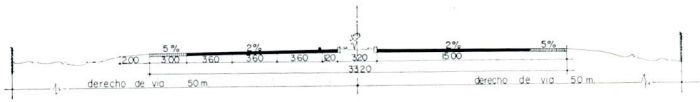
10.3.1. Trayecto Norte-Sur. Primer tramo. Se ha designado esta arteria con el nombre de "Autopista Urbana de Maracaibo". Tiene una longitud de 11,2 kilómetros entre los sitios denominados Punta Piedras y Avenida El Milagro. Su proyecto se ha dividido en dos tramos, de los cuales nos ocuparemos del primero (longitud: 7,72 kilómetros), ya que el segundo será estudiado posteriormente.



DISTRIBUIDOR DE TRANSITO "PERIJA DOS"

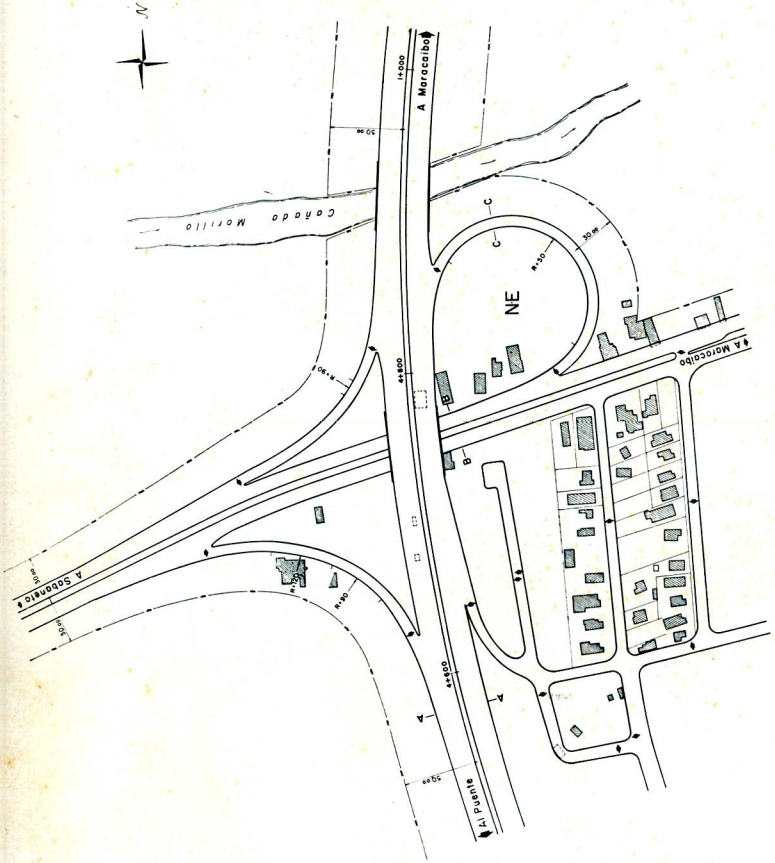


TRAYECTO NORTE-SUR (PRIMER TRAMO)

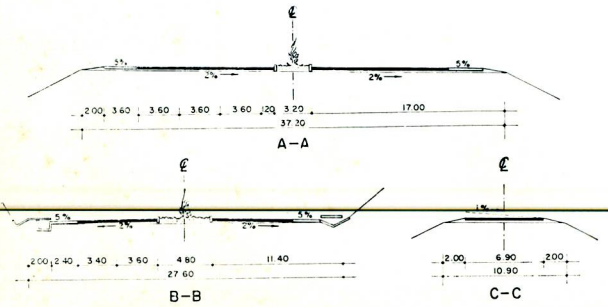


SECCION TRANSVERSAL TIPICA

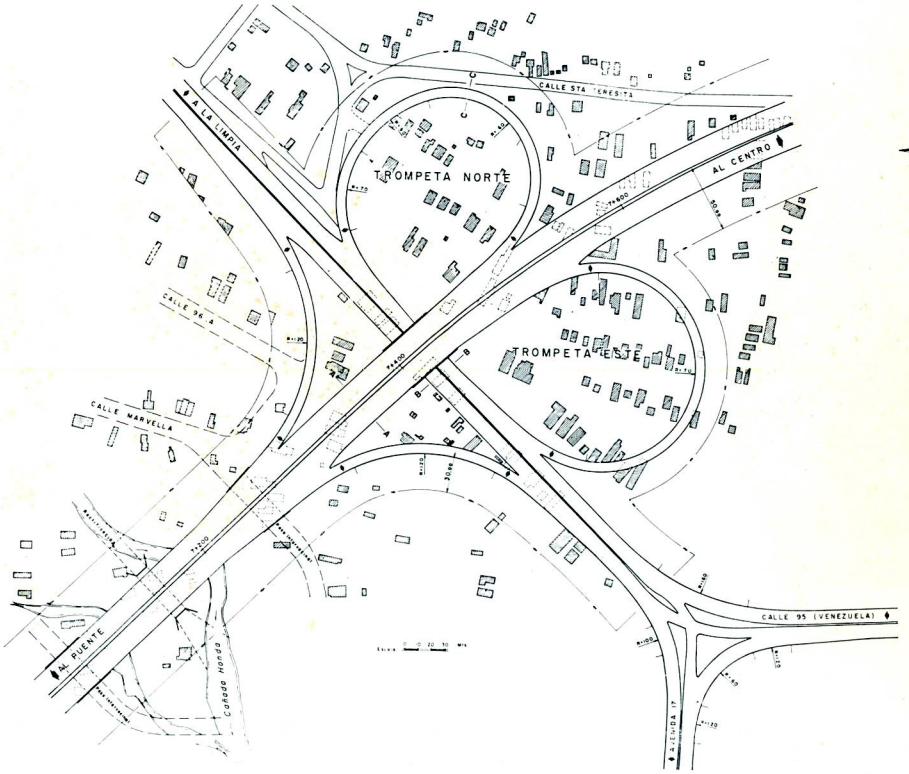
DISTRIBUIDOR DE TRANSITO "SABANETA UNO"



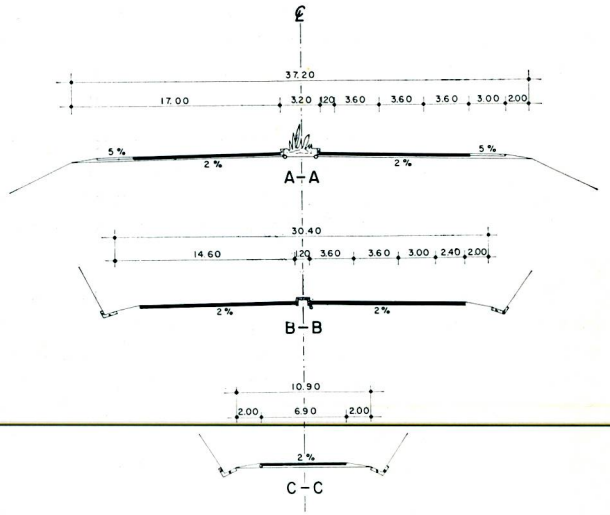
SECCIONES TRANSVERSALES TIPICAS

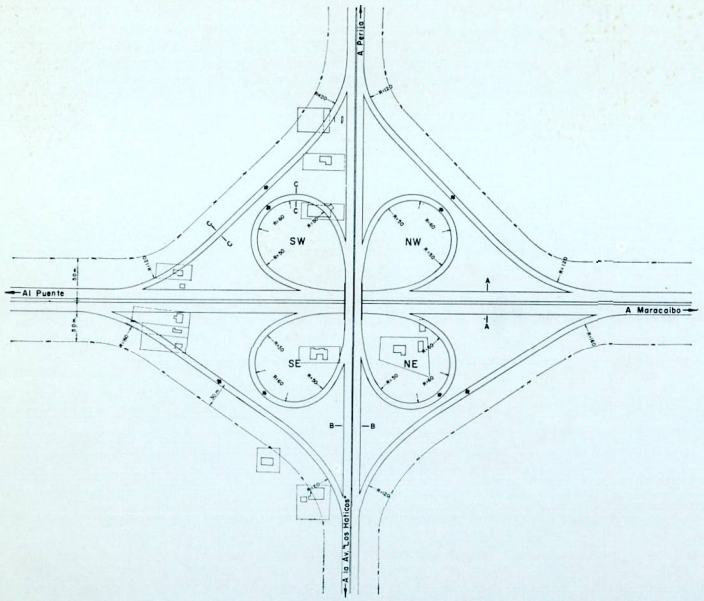


DISTRIBUIDOR DE TRANSITO "LA LIMPIA"

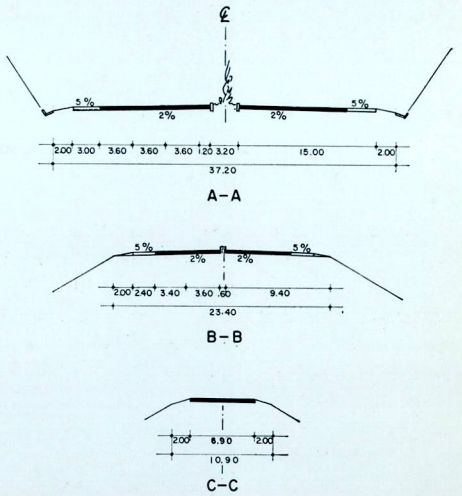


SECCIONES TRANSVERSALES TIPICAS





SECCIONES TRANSVERSALES TIPICAS



Después de un detenido análisis se ha podido concebir un trazado que se ajusta al plan regulador de la ciudad. Las características geométricas son las siguientes: pendiente longitudinal máxima, 2,40%; radio mínimo, 1.000 metros; longitud máxima en recta, 1,78 kilómetros. Las curvas verticales, de transición y la distancia de visibilidad han sido determinadas en base a la velocidad directriz de 100 kilómetros por hora.

El tránsito rápido sobre la Autopista Urbana obliga al uso de "pasos" a dos niveles, cuya colocación se destina a los sitios donde van a ubicarse los distribuidores de tránsito y en donde han sido previstos cruces intercomunales. Se ha fijado 5,00 metros como altura libre mínima de los pasos. En los cruces con avenidas, calles y carreteras, la Autopista se adaptará al nivel más conveniente de acuerdo con la topografía del terreno y las condiciones predominantes del lugar (construcciones, tráfico, remodelación y servicios públicos).

Respecto a la zona a expropiarse para la vía, se ha fijado un ancho de 50 metros a cada lado del eje principal de la misma, abarcando anchos mayores en los sitios destinados a los distribuidores de tránsito. Con fines de crear parques, lugares de esparcimiento y, en general, "zonas verdes", se han elegido tres áreas adicionales adyacentes a la vía.

La superficie total a expropiar alcanza a 194,02 hectáreas, y deberán ser demolidas 1.162 viviendas, de las cuales el 26,4% son ranchos.

El movimiento de tierra, excluyendo distribuidores de tránsito, llega a 500.000 metros cúbicos aproximadamente. Los sobreacarreos han sido reducidos en forma notable al fijar sitios de préstamo dentro de los límites para derechos de vía.

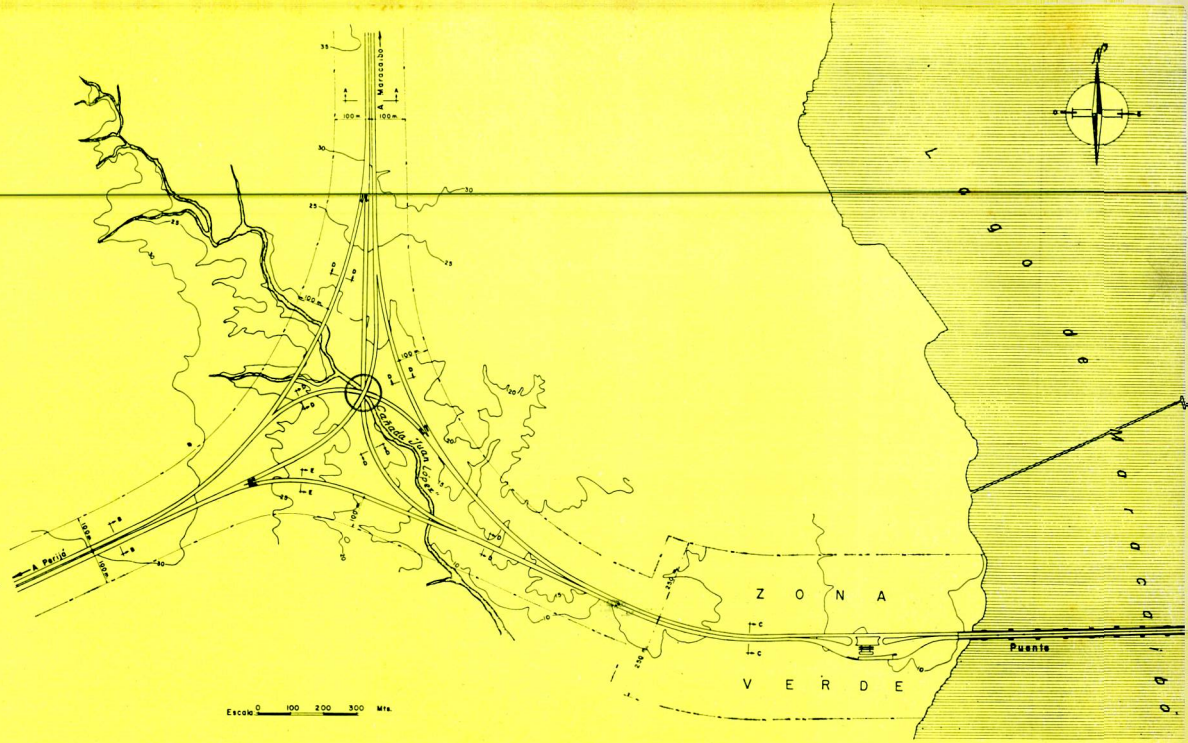
Entre las obras de arte pueden anotarse: 272 metros lineales de puente, 675 metros lineales de alcantarillas de concreto y 785 metros lineales de alcantarillas tubulares metálicas.

Los servicios públicos: agua potable, energía eléctrica, gas, cloacas y teléfonos cruzarán la vía en ductos subterráneos.

Los distribuidores de tránsito se han proyectado en forma tal, que permitan el movimiento vehicular cómodo y seguro entre la autopista y sus vías de acceso.

Los elementos geométricos se han calculado con ayuda de normas venezolanas y normas americanas, adaptadas estas últimas a nuestro medio físico.





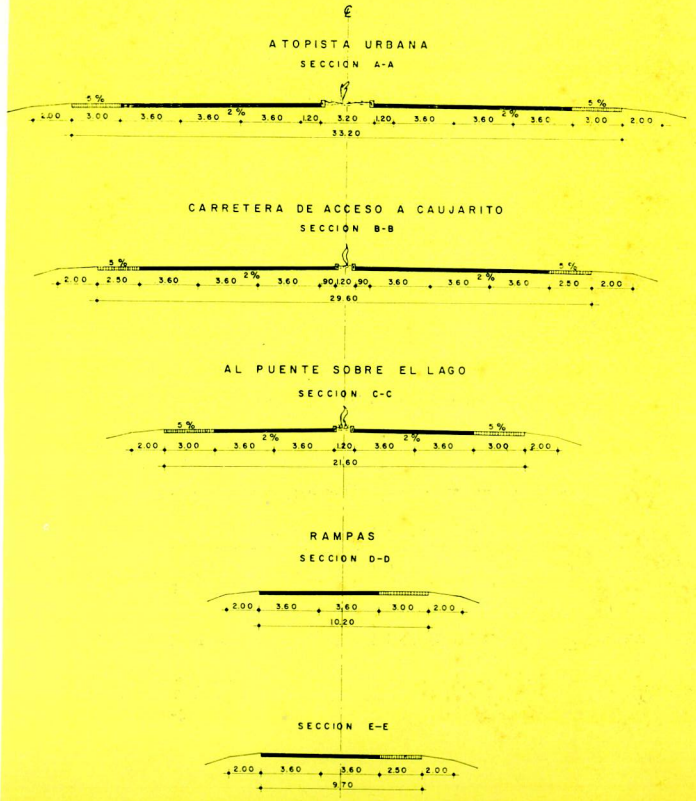
DISTRIBUIDOR DE TRANSITO "PUNTA PIEDRAS"

10.3.2. Distribuidor "Punta Piedras". En el diseño geométrico de este distribuidor: la necesidad de obtener rampas para tránsito directo, eliminando demoras en "trompetas" de radios pequeños; la búsqueda de máxima economía en movimientos de tierra, áreas para derechos de vía y drenajes del agua de lluvia, y por último, el logro de una moderada estética conceptual, fueron básicamente los factores que predominaron en la elección de los elementos que integran el proyecto.

Las rampas se han diseñado para transitar cómodamente a una velocidad máxima de 100 kilómetros por hora, a excepción de la rampa que ocupa el nivel más alto, cuya velocidad directriz fué reducida a 60 kilómetros por hora, por razones de economía y seguridad.

Entre las características del trazado pueden citarse las siguientes: máxima pendiente longitudinal, 3%; radio mínimo, 300 metros; ancho del derecho de vía, 100 metros, desde el eje geométrico de las calzadas en rampas exteriores hacia afuera; altura libre para los diferentes niveles, 5 metros. Las curvas verticales, de transición y las distancias de visibilidad han sido determinadas en base a las velocidades directrices.

SECCIONES TRANSVERSALES TIPICAS



La topografía del lugar constituyó factor decisivo en la elección de un paso a 3 niveles para el cruce de rampas y, además, ha permitido diseñar la rectificación de la quebrada "Juan López", con inclusión de un salto hidráulico.

Con relación a la zona a expropiar para el distribuidor, plaza de peaje y zonas verdes recreacionales, se hace necesario adquirir 109 hectáreas de tierra y demoler 381 viviendas, de las cuales el 56,4% son ranchos.

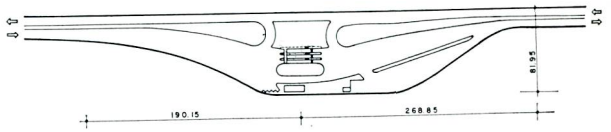
El movimiento de tierra llega a 269.340 metros cúbicos, los cuales pueden obtenerse dentro de la misma zona del distribuidor.

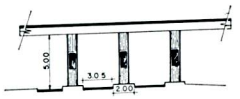
Entre las obras de arte se han previsto: 1 paso a triple nivel, 56 metros lineales de alcantarillas de concreto y 221 metros lineales de alcantarillas metálicas.

Los servicios públicos instalados en esta zona cruzarán las rampas en ductos subterráneos.

El distribuidor Punta Piedras se une al puente a través de una plaza de peaje, cuya área se reserva a los fines siguientes: recaudación de los derechos a pagar por concepto del uso del puente, verificación de cargas rodantes permitidas, inspección de

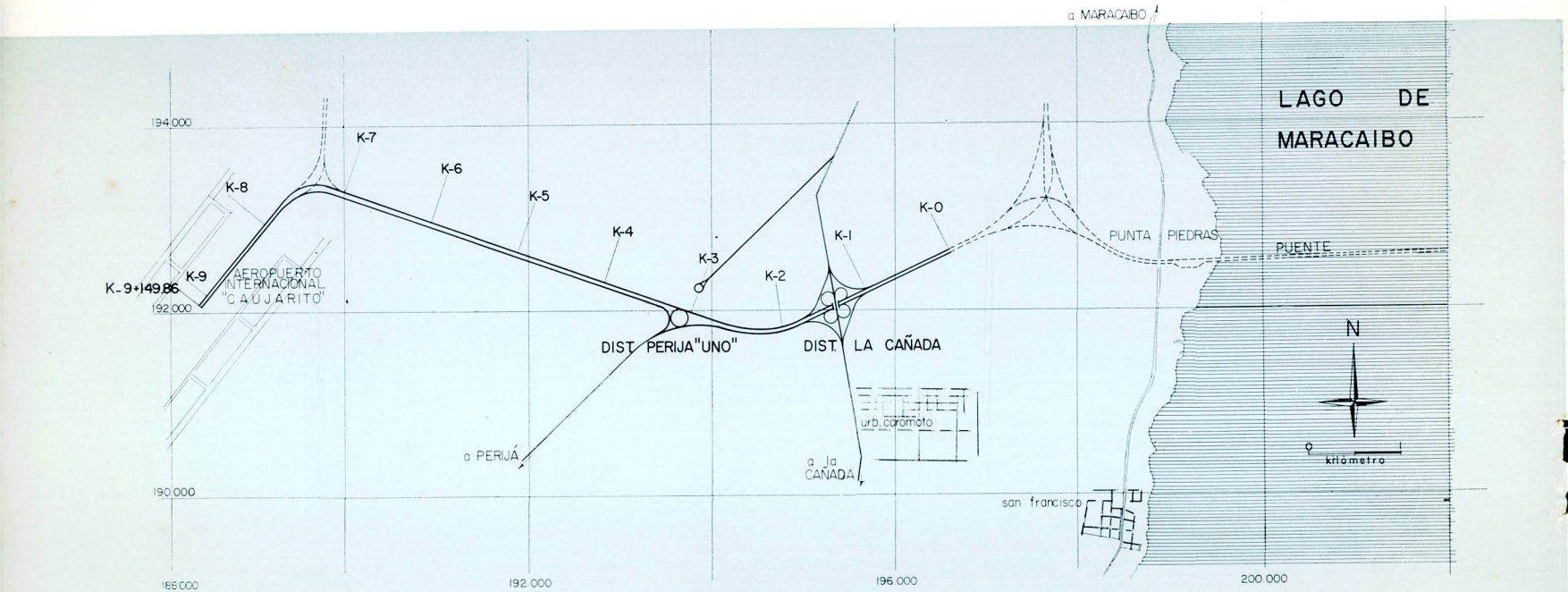
PLAZA DE PEAJE





CASETAS TIPICAS

CARRETERA DE ACCESO AL AEROPUERTO INTERNACIONAL "EL CAUJARITO"



mercancías transportadas e instalación de oficinas para los servicios de patrullaje, vigilancia, emergencias y control de iluminación en el puente. Se han previsto nueve canales de tránsito en cada plaza, con sus respectivas casetas, las cuales funcionarán con equipo automático-electrónico e irán siendo construídas a medida que las exigencias lo requieran.

La capacidad de tránsito posible en el puente, calculada en 2.312 vehículos por hora en cada sentido y para 2 canales, ha servicio de base en el diseño de las dos plazas.

10.3.3. Carretera de acceso al aeropuerto internacional "El Caujarito". El nuevo aeropuerto internacional de Maracaibo, situado al Sur de la ciudad y denominado "El Caujarito", tendrá acceso al tránsito automotor regional y urbano, a través de una carretera de 9,1 kilómetros de longitud que se desprende desde el distribuidor Punta Piedras. Las características geométricas del trazado de la vía son las siguientes: máxima pendiente longitudinal, 1,42%; radio mínimo, 350 metros; longitud máxima en recta, 3,68 kilómetros. Las curvas verticales, de transición y la distancia de visibilidad han sido determinadas en base a una velocidad directriz de 100 kilómetros por hora.

El derecho de vía se ha fijado en 100 metros de ancho, ampliándose éste en los sitios destinados a distribuidores de tránsito. La superficie total a expropiar alcanza a 101,8 hectáreas aproximadamente, y dentro de ésta no existen construcciones de valor.

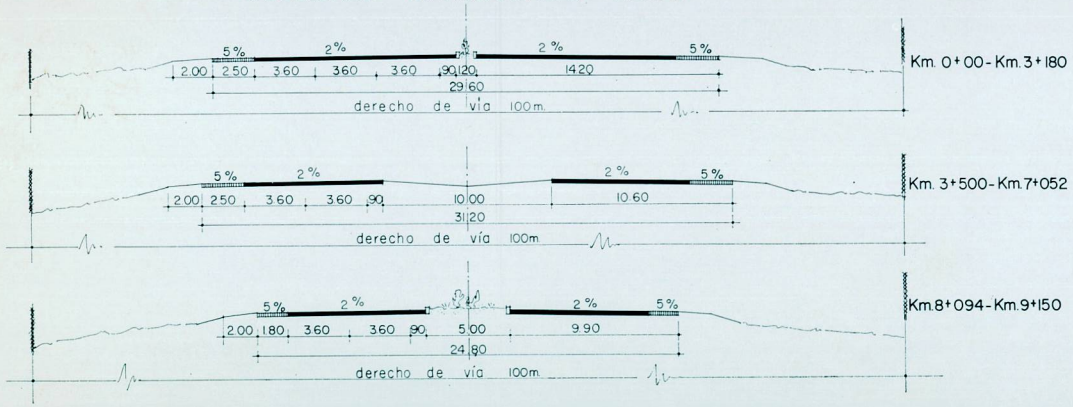
El movimiento de tierra, excluyendo los distribuidores, llega a unos 411.000 metros cúbicos. Como la zona es bastante plana, los materiales para terraplén serán obtenidos de préstamos laterales.

Entre las obras de arte pueden anotarse: 30 metros lineales de puente, 105 metros lineales de alcantarillas de concreto y 550 metros lineales de alcantarillas metálicas.

Tuberías de gas y agua potable que hoy cruzan la ruta elegida para la construcción de la vía, pasarán, al igual que cualquier otro servicio público, en ductos subterráneos.

Los distribuidores de tránsito más importantes en esta zona están ubicados en los cruces con las carreteras a Perijá y La Cañada.

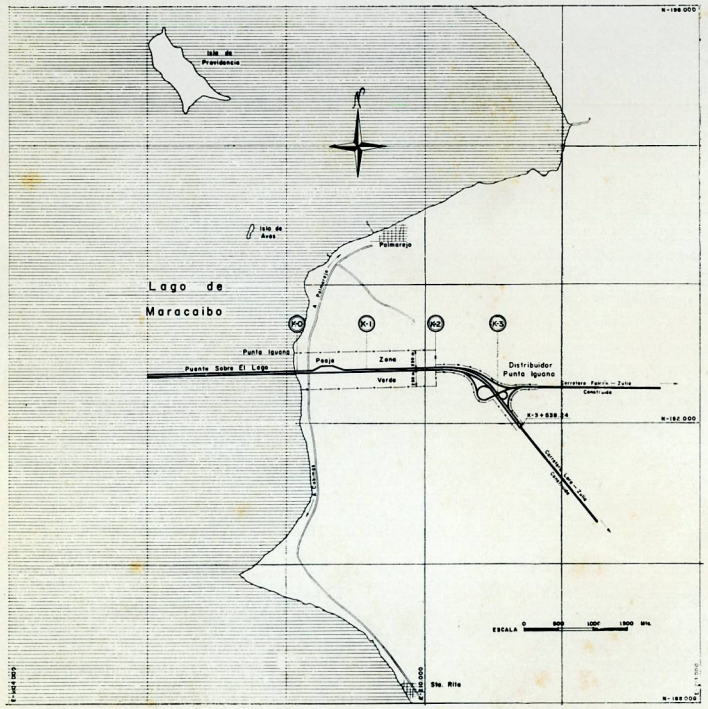
SECCIONES TRANSVERSALES TIPICAS



10.3.4. Carretera de acceso al puente, costa oriental. Este importante enlace entre el puente sobre el Lago y las carreteras Lara-Zulia y Falcón-Zulia, tiene una longitud de 3,6 kilómetros y ha sido diseñado con celocidad directriz de 100 kilómetros por hora.

Entre las características generales del trazado resaltan: máxima pendiente longitudinal, 1,05%; radio mínimo, 800 metros; longitud máxima en recta, 2,13 kilómetros. Las curvas verticales, de transición y la distancia de visibilidad han sido calculadas en base a la velocidad directriz.

El derecho de vía tiene ancho variable: desde el kilómetro 0 + 000 hasta el kilómetro 2 + 000 alcanza un total de 500 metros, para disponer de un área suficiente que permita el desarrollo de parques recreativos, lugares de distracción y, en general, "zonas verdes". Desde el kilómetro 2 + 000 en adelante, los derechos varían con la forma del trazado de la vía y del distribui-



CARRETERA DE ACCESO COSTA ORIENTAL

DISTRIBUIDOR DE TRANSITO "PUNTA IGUANA"

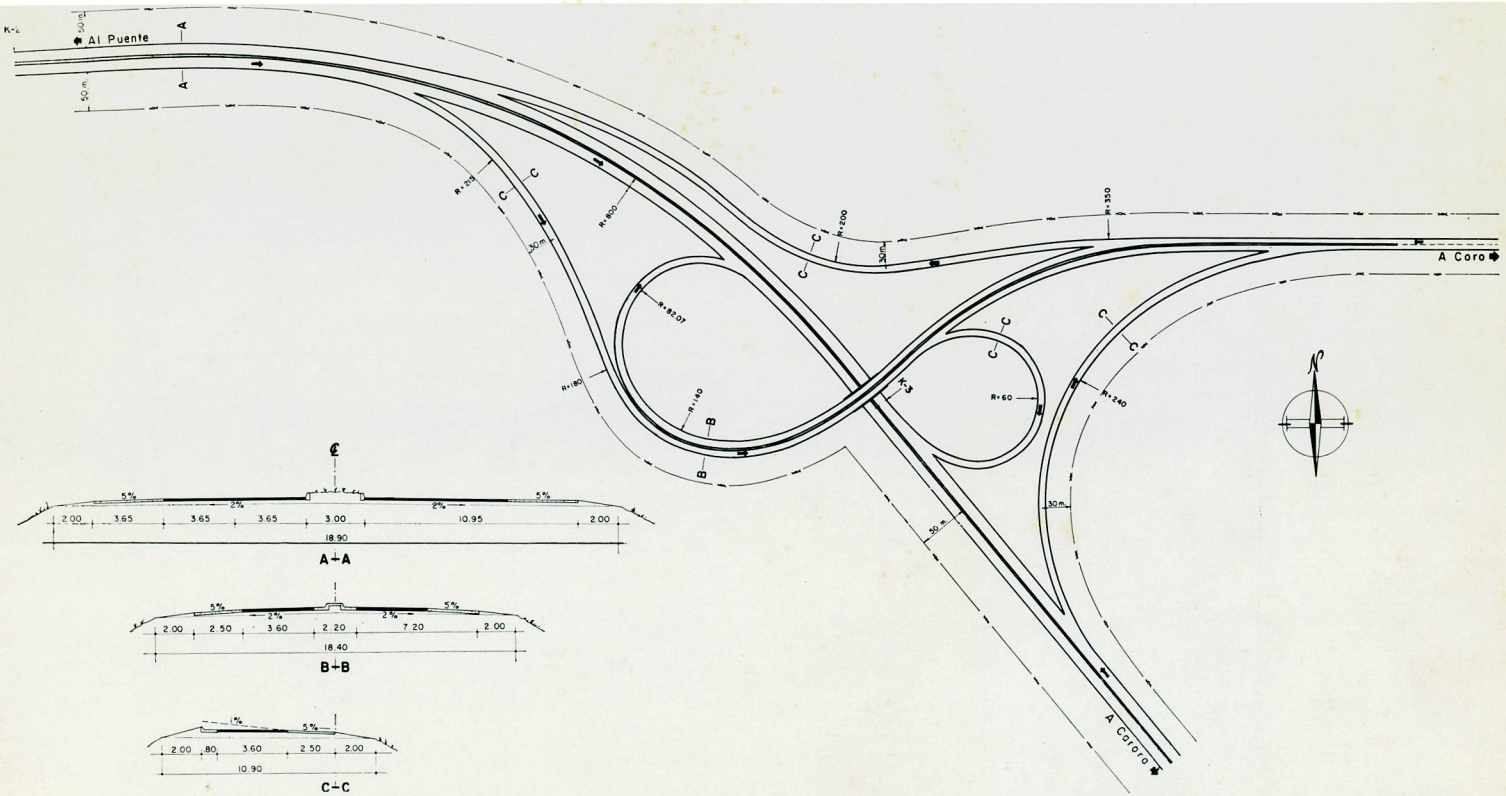
dor Punta Iguana. La superficie total a expropiar alcanza a 127,7 hectáreas, y dentro de ella habrá necesidad de demoler 50 viviendas, de las cuales 5 son ranchos.

El movimiento de tierra, incluyendo el distribuidor, llega a 331.272 metros cúbicos. El transporte de materiales para terraplén se hace costoso por la lejanía de los préstamos.

Entre las obras de arte pueden anotarse: 2 puentes, cuyas luces libres son de 21,00 metros y 23,09 metrcs.

Los servicios públicos existentes, energía eléctrica, gas, agua potable y teléfonos, cruzan la vía en ductos subterráneos.

Para el sitio en donde la carretera de acceso al puente se une a las vías Falcón-Zulia y Lara-Zulia, se ha diseñado un distribuidor de tránsito que facilita la disposición vehicular en forma cómoda y segura. Se incluye en él una "trompeta" para el retorno de vehículos a Maracaibo.



MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS
DIRECCION DE VIALIDAD

OFICINA DE INSPECCION Y
COORDINACION DE LAS OBRAS
DEL PUENTE SOBRE EL LAGO

Diagramación: Prof. Fausto González
Impresión: Talleres Gráficos Ilustraciones, S. A.
CARACAS

CONGRESO CENTENARIO DEL COLEGIO DE INGENIEROS DE VENEZUELA

CARACAS, 21 AL 28 OCTUBRE DE 1961