

PUENTE SOBRE EL RÍO PAPALOAPAN

[MÉXICO]



FICHA TÉCNICA

Promotor:	Secretaría de Comunicaciones y Transportes Dirección General de Carreteras Federales
Proyecto:	Carlos Fernández Casado, S.A. - MEXPRESA
Empresa constructora:	OPSA - Grupo Mexicano de Desarrollo
Presupuesto:	101.275.000 pesos mexicanos (3.740 millones de ptas).
Plazo de ejecución:	Final Mayo 1995. 14 meses

CARACTERÍSTICAS

Tipo:	Puente atirantado
Tablero:	Estructura formada por dos vigas longitudinales pretensadas situadas en los bordes de 1,20 metros de canto y 1,40 metros de ancho, y vigas transversales cada 3,50 metros. Losa superior de 0,30 metros de espesor.
Ancho total:	23,40 metros
Vanos:	70+203+70
Torres:	Altura desde cimientos: 58 metros Sección octogonal de 3,00x3,20, pretensadas transversalmente
Estribos:	Recintos cerrados huecos. Un estribo fijo y otro móvil.
Cimientos:	En las torres y estribos mediante pilotes metálicos de 0,60 m y 45 metros de profundidad, hormigonados y armados.

El nuevo puente sobre el río Papaloapan (río de las Mariposas) está situado en la autopista que une la Ciudad de México con los centros petroleros del Sur del Golfo de México, en las regiones de Coatzacoalcos y Tabasco. Esta autopista constituye uno de los ejes troncales de la infraestructura vial del país. Su construcción se ha realizado en etapas. El tramo Ciudad de México-Córdoba se terminó antes de 1988, y en el período 1988-1995 se construyó el tramo Córdoba-Coatzacoalcos, donde está situado este puente.

El tramo de la autopista entre Córdoba y Coatzacoalcos, construido con participación de inversión privada, bajo el sistema de concesiones para autopistas de peaje, ha planteado serias dificultades técnicas al tener que cruzar zonas pantanosas; esto ha obligado a hacer muchas obras de fábrica y a utilizar soluciones especiales de firmes. Pero su dificultad mayor ha sido el puente sobre el río Papaloapán, debido a sus dimensiones, sus difíciles condiciones, y el corto plazo de construcción.

El puente es atirantado, de luz media, pero en él se plantean condiciones extremas debidas a tres motivos fundamentales:

- Dificultades de la cimentación. El terreno donde está situado el puente, y su entorno, es una zona pantanosa que ha obligado a hacer pilotes de 45 metros de profundidad.

- Alto grado sísmico de la zona. Este efecto, agravado por el mal terreno de cimentación, ha sido determinante en el proyecto.

- Riesgo de huracanes en la zona. El problema del viento, que generalmente solo es crítico para puentes de luces mucho mayores, en este caso ha tenido un efecto considerable en el proyecto, debido a las altas velocidades del viento estimadas.

Con estas condiciones básicas que conforman el puente, se ha tratado de potenciar al máximo la búsqueda de mínimos, inherente a toda actividad ingenieril.

En el lugar donde cruza la autopista, el río Papaloapán discurre por una llanura, que en algunas zonas es pantanosa. El cauce del río está claramente delimitado, con anchura casi constante que, en general, tiene más de 200 metros, aunque en máximas avenidas puede crecer a más de 300 metros. Esta configuración del río y sus márgenes, llevaron a plantear un puente con una luz principal de 203 metros y vanos de compensación de 70 metros.

Su proyecto y su construcción han planteado serias dificultades técnicas a causa de los tres factores fundamentales: la mala cimentación, el grado sísmico y el viento. La cimentación se ha resuelto con pilotes hincados, hechos con tubos metálicos de 0,60 metros de diámetro. Para resistir las fuerzas horizontales debidas al sismo y al viento, tanto transversales como longitudinales, eran necesarios elementos de gran rigidez en las dos direcciones principales del puente; por ello se dispusieron dos estribos en los extremos que transmitieran estas fuerzas del tablero a la cimentación. El puente se ha fijado longitudinalmente en un estribo y transversalmente en los dos estribos y en las torres. Con este planteamiento el puente se resolvió con tres vanos de 70+203+70 metros de luz, y dos estribos de 32 metros de longitud, en forma de recintos cerrados. El tablero del puente tiene en realidad cinco vanos de 32+70+203+70+32, porque en los estribos se apoya únicamente en sus extremos.

El tablero está atirantado en los dos bordes para conseguir un canto lo menor posible. La sección transversal más simple de un tablero colgado en los bordes es el formado por dos vigas longitudinales de sección cuasi rectangular situadas en los bordes de la plataforma, unidas por vigas transversales, y por una losa superior de espesor mínimo. El canto de 1,20 de las vigas longitudinales del tablero se fijó fundamentalmente por la flexión transversal.

Las torres se han resuelto con dos fustes verticales, independientes por encima del tablero, arriostrados bajo el mismo, por los efectos sísmicos transversales y la acción del viento. Este arriostramiento se ha resuelto con una triangulación, que incluye la cimentación de las torres.

Los estribos están formados por recintos rectangulares huecos, con cuatro paredes rígidas



que transmiten las cargas horizontales del tablero a la cimentación. En el estribo fijo es necesaria la rigidez longitudinal y la transversal y en el estribo móvil, realmente solo se requiere la transversal. En las torres, la rigidez transversal se consigue con la triangulación que ya hemos visto, situada por debajo del tablero.

Los tirantes se han anclado cada 7 metros en el tablero, distancia que se ha fijado fundamentalmente por los esfuerzos que se producen durante el proceso de construcción en el voladizo. Esta distancia, y la luz del puente, ha dado lugar a ocho haces simétricos de tirantes, dos por cada pila de las torres, con 14 tirantes por haz, anclados en los bordes del tablero. ●

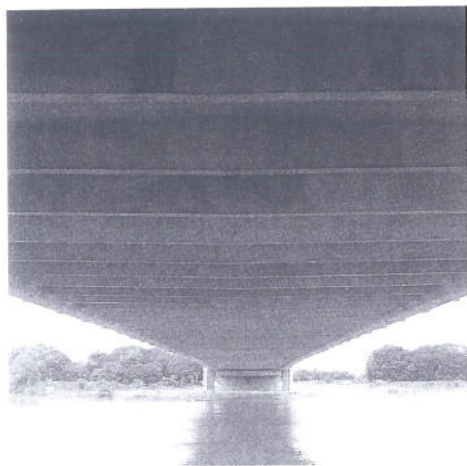


PROGETTO/DESIGN:
CARLOS FERNÁNDEZ CASADO S.L.,
MEXPRESA

PRESENTAZIONE/PRESENTATION:
CARLOS FERNÁNDEZ CASADO S.L.

UN PONTE STRALLATO NELLA TERRA DEI MAYA SUL FIUME MESSICANO PAPALOAPAN

A CABLE-STAYED BRIDGE IN THE LAND OF THE MAYAS OVER THE MEXICO'S PAPALOAPAN RIVER



PROGETTO PRELIMINARE

L'autostrada che collega Città del Messico a Coatzacoalcos, nel suo primo tratto è la stessa che lega Città del Messico a Veracruz. All'altezza di Córdoba, l'autostrada si divide ed il tratto diretto a Coatzacoalcos attraversa il fiume Papaloapan (il fiume delle farfalle) prossimo al villaggio di Cosamaloapan.

In quest'area il fiume attraversa una pianura che assume caratteristiche paludose in alcuni punti, ma il letto del fiume è comunque ben definito. In generale il fiume ha un'ampiezza pressoché costante di 200 m e il ponte è situato in un lieve restringimento dove l'ampiezza è inferiore, anche se può comunque crescere fino a 300 m nei periodi di piena.

La configurazione del fiume e delle rive stesse ha portato alla progettazione di un ponte con una campata principale di 203 m con campate di compensazione di 70 m. È stata scartata l'idea di ridurre l'ampiezza della campata centrale realizzando fondazioni nel letto a causa della profondità del fiume stesso, circa 15 m, e della difficoltà di dover attestare la struttura di fondazione troppo in profondità.

Si arrivò quindi alla scelta di un ponte strallato, anche in considerazione del fatto che la campata del ponte calcolata era adeguata per questo tipo di struttura. Inoltre la quota dell'impalcato doveva essere minima così da sovrastare la pianura circostante con una altezza ridotta, e quindi da contenere anche la quota delle spalle di accesso.

Tre fattori sono stati tenuti in considerazione nella progettazione del ponte influenzandone significativamente la concezione e le dimensioni:

- la scarsa portanza del terreno per le fondazioni, che ha richiesto la costruzione di pali infissi nel terreno per una profondità di 15 m;
- l'alta sismicità dell'area, aggravata dal-

GENERAL IDEA OF THE BRIDGE

The highway communication between Mexico City and Coatzacoalcos coincides in its first stretch with that linking Mexico City and Veracruz. At the city of Córdoba, the highway forks and the one leading to Coatzacoalcos crosses the Papaloapan river (the river of butterflies) near the Cosamaloapan village.

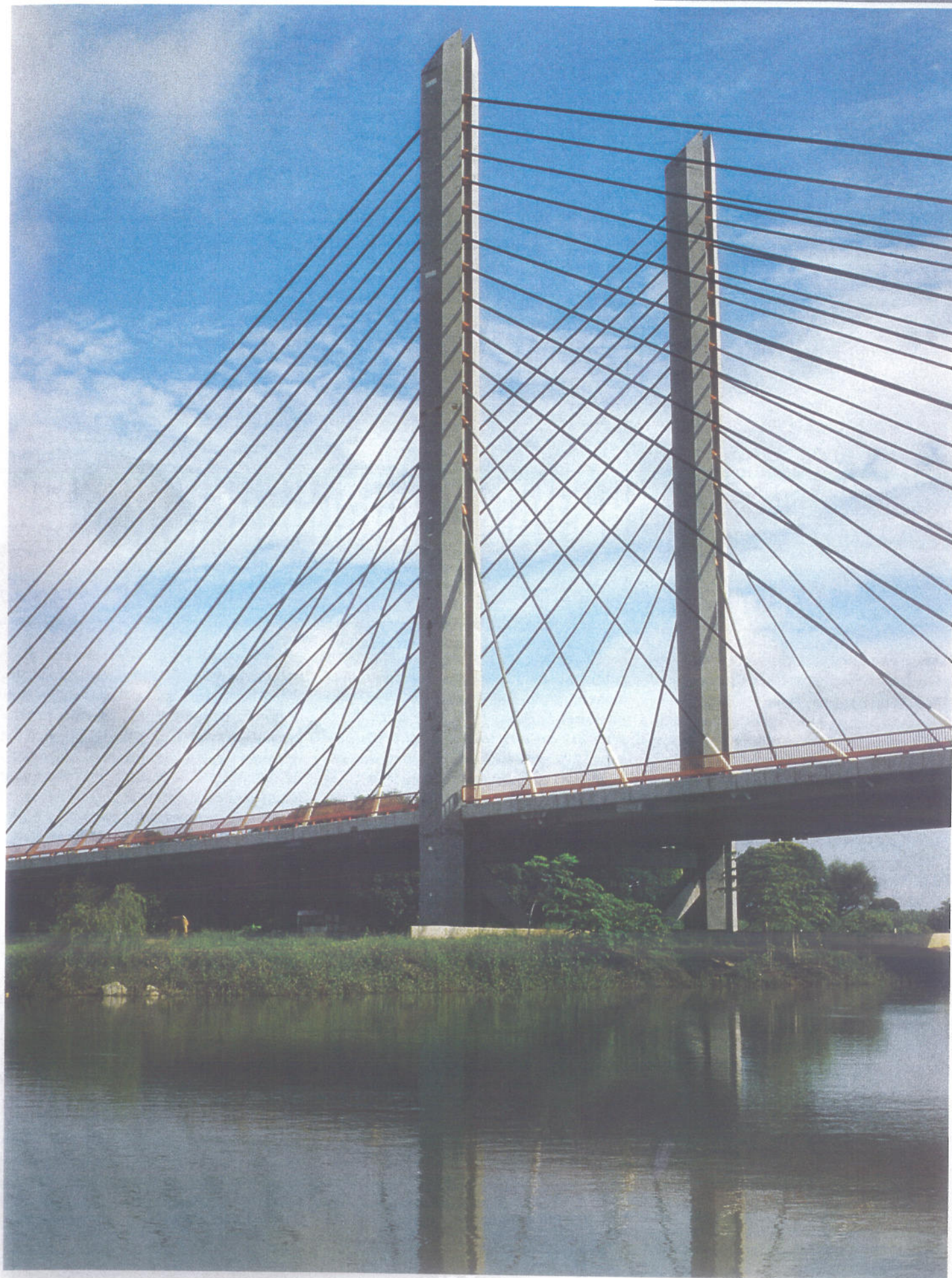
In this area, the river flows through a plain which turns into a marsh at some places. The boundaries of the riverbed however are clearly marked. Generally speaking, it has an almost constant width of over 200 m. The bridge is situated in a narrow part of the river, where it is slightly less than 200 m wide, although it can grow to be over 300 m wide in the maximum overflow water lines.

This configuration of the river and its banks made us create a bridge with a 203 m-long main span and 70 m-long compensation spans. The solution that implied smaller spans and foundation within the riverbed was discarded owing to the water depth, which was on the order of 15 m, as well as to the difficulties posed by the foundations which in this case would have to contain piles built very deep in the ground.

We considered a cable-stayed bridge the best solution in this case, since the span was adequate for this type of structure. Moreover, the depth of the deck should be minimum here in order to raise the bridge above the surrounding plain as little as possible, and thus reduce the approach embankments.

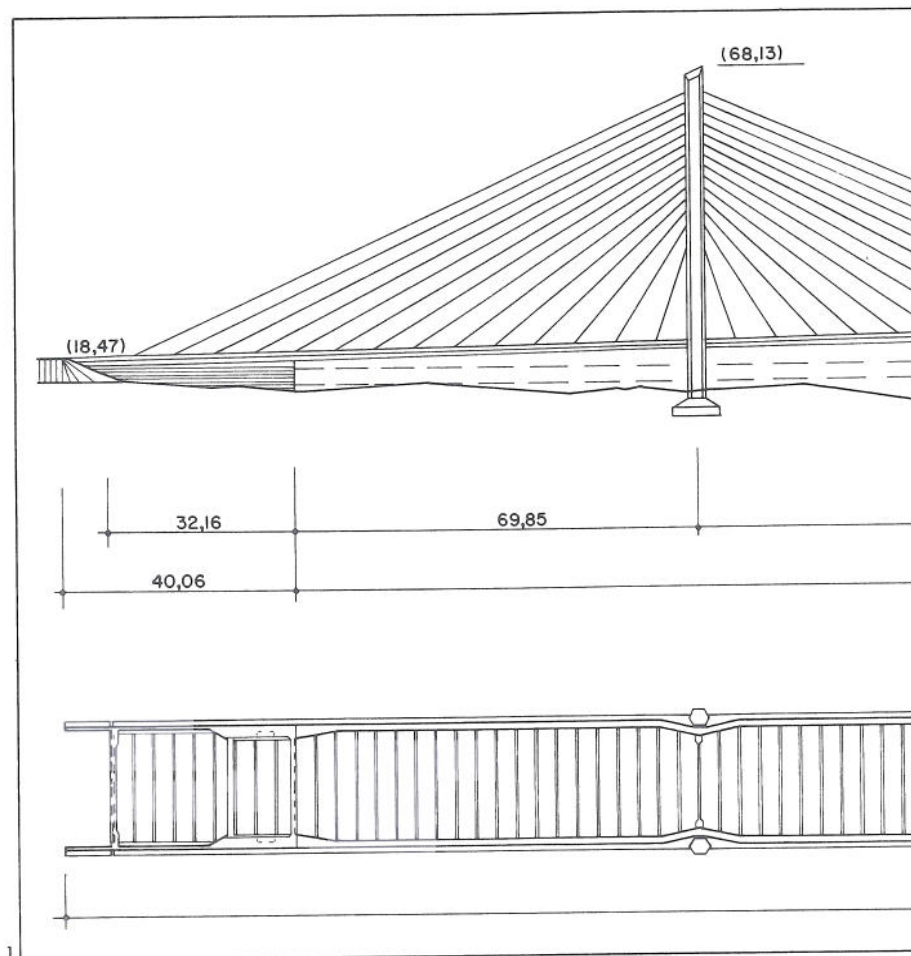
Three factors were to be taken into account in the design of the bridge. These influenced significantly the conception and the dimensioning of the bridge.

- Firstly, bad foundation soil, which made us build the piles 45 m deep into the ground.
- Secondly, high seismicity of the area, whose effect, aggravated by the bad foundation soil, was a decisive factor in the definition of the design.
- Thirdly, great design wind load, since



1. Profilo longitudinale e andamento planimetrico del ponte.

1. Bridge grade profile and plan.



la poca consistenza del suolo, che ha svolto un ruolo decisivo nella definizione del progetto;

c) la struttura doveva inoltre poter sopportare un elevato carico dovuto al vento, in quanto quest'area è frequentemente colpita da uragani.

Il problema delle fondazioni è stato risolto con l'impiego di pali costituiti da tubi metallici del diametro di 0,65 m, impiegati solitamente nell'estrazione del petrolio.

Le forze orizzontali, sia trasversali che longitudinali causate da terremoti e dall'effetto del vento, agiscono sulle strutture rigide, trasversali e longitudinali, del ponte. Per questo motivo è stata costruita una spalla ad ognuna delle due estremità del ponte in modo da trasmettere le forze dall'impalcato alle fondazioni. Il ponte è stato fissato longitudinalmente ad una spalla e trasversalmente ad entrambe le spalle ed alle torri. Seguendo questo criterio il ponte è stato progettato con tre campate, di lunghezza rispettiva di 70+203+70 m: le due spalle, di lunghezza ciascuna pari a 32 m, sono state conformate in modo da chiudere la struttura stessa. L'impalcato risulta quindi costituito da cinque campate 32+70+203+70+32 m.

L'impalcato è strallato da entrambi i lati così da poter ottenere il minimo spesso-

re. La sezione trasversale elementare dell'impalcato del ponte strallato alle estremità è composta da due travi laterali a sezione quasi rettangolare, collegate a travi trasversali e ad una soletta di minimo spessore. La larghezza dell'impalcato è stata fissata dalla curvatura trasversale: 19 m tra le ringhiere e 23,4 m includendo i margini esterni. Le travi laterali hanno una altezza di 1,20 m mentre le travi trasversali hanno una altezza variabile tra 1,40 m a metà dell'impalcato fino a 0,90 m in corrispondenza delle travi laterali.

È stata adottata la soluzione più semplice possibile costituita da due piloni indipendenti sull'impalcato. I piloni hanno richiesto un controventamento sotto l'impalcato a causa degli effetti trasversali causati da scosse sismiche e forze eoliche che, come già detto, sono stati fattori importanti nella realizzazione del ponte. Il controventamento è stato realizzato con un elemento triangolare integrato nelle fondazioni dei piloni, ottenendo così una struttura sufficientemente rigida.

Le spalle sono costituite da una struttura scatolare costituita da quattro muri rigidi che trasmettono il carico orizzontale dall'impalcato alle fondazioni. Le spalle fisse necessitano di rigidità sia longitudinale che trasversale.

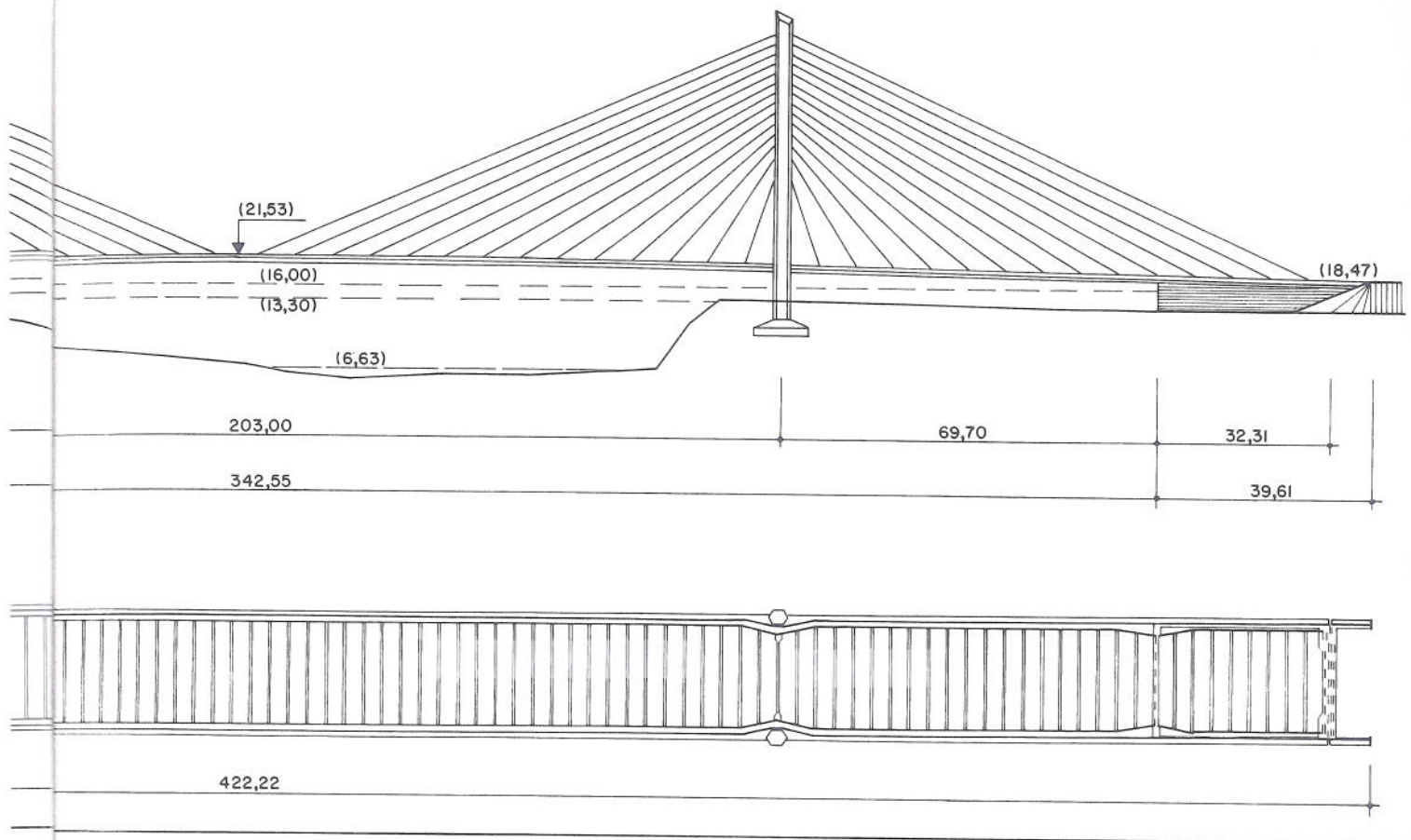
Gli ancoraggi degli stralli sono posti ad un interasse di 7 m sull'impalcato. Questa distanza è stata determinata in base alla sequenza delle tensioni prodotte durante la costruzione della struttura in aggetto campata del ponte e questa distanza non determinata la classica configurazione a otto ventagli simmetrici (due all'estremità di ogni pilone) ognuno costituito da stralli ancorati al margine dell'impalcato. 112 è il numero totale degli stralli che contraddistinguono questo ponte.

STRUTTURA DEL PONTE

Il ponte è costituito da tre campate di lunghezza pari a 70+203+70 m e da due spalle di 32 m, con struttura sospesa ai piloni posti alle estremità della campata principale. L'impalcato risulta suddiviso in cinque campate 32+70+203+70+32 m. La lunghezza totale dell'impalcato, prese le spalle, è di 407 m.

Considerando che la lunghezza delle campate laterali è pari alla metà della campata principale, gli stralli sono simmetrici rispetto ai piani dei piloni; per esempio i ventagli frontali hanno la stessa geometria dei ventagli laterali.

Longitudinalmente il ponte è fissato



this is an area often struck by hurricanes.

The foundations were solved by driving the piles made with ϕ 0.65 m metallic tubes, which is an economical solution in Mexico, considering the large number of such tubes that can be found on the market, due to oil extraction.

The horizontal forces, both transverse and longitudinal, which had to be resisted produced by earthquakes and winds called for very stiff elements in the two main directions of the bridge: the transverse and the longitudinal one. This was the reason why an abutment was built at either end of the bridge to transmit the forces from the deck to the foundations. The bridge was fixed longitudinally in one abutment, and transversely in the two abutments and the towers. Following this idea, the bridge was designed with three spans, 70+203+70 m long, and two abutments shaped as enclosures, 32 m long each. The bridge deck actually has five spans 32+70+203+70+32, since it is supported on the very ends of the abutments.

A 203 m-long main span is not considered a great length for cable-stayed bridges, which led us to the idea of making all the elements of the bridge as simple and strict as possible.

The deck was stayed in both edges in order to achieve the minimum depth. The simplest transverse cross-section of a deck stayed in the

edges is that composed of two girders with a quasi-rectangular section along the edges, linked by cross beams, and by a minimum-depth top slab. The depth of the deck was fixed basically due to transverse bending; it is 19 m wide between the railings and 23.4 m between the exterior edges. The girders have a constant depth of 1.20 m while the cross beams have a variable depth ranging from 1.40 m at mid-span to 0.90 m at the girders.

The solution we adopted for the towers was that of two independent shafts above the deck. This was the simplest possible solution to be found. These shafts required a bracing under the deck, due to transverse seismic effects and wind load which, as we have seen before, can be quite considerable in this bridge. The bracing was solved using a triangular arrangement which integrated the tower foundations, thus achieving sufficient stiffness of the whole.

The abutments are formed by rectangular enclosures composed of four rigid walls which transmit horizontal loads from the deck to the foundations. Both longitudinal and transverse stiffness is required in the fixed abutment, while in the mobile one only transverse stiffness is really necessary; longitudinal walls were added in order to contribute to the composition and symmetry of the whole.

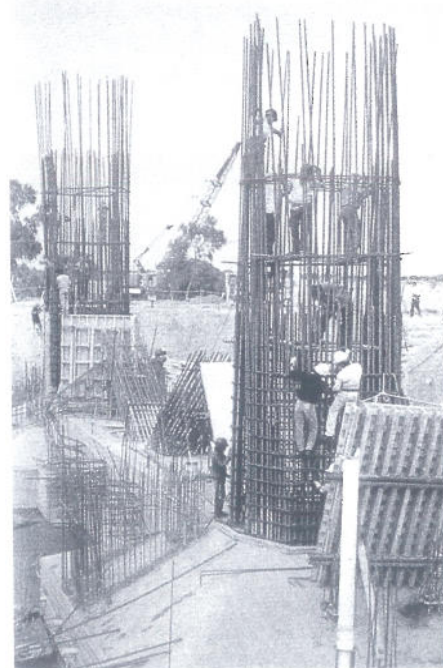
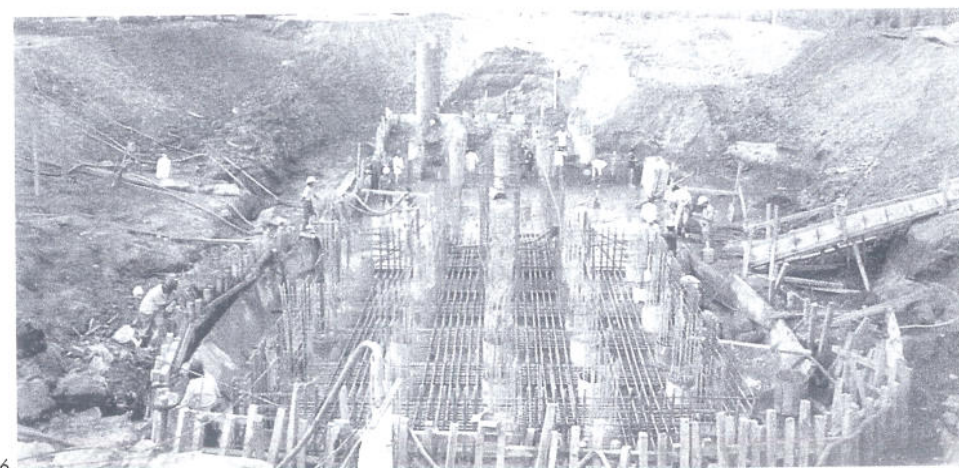
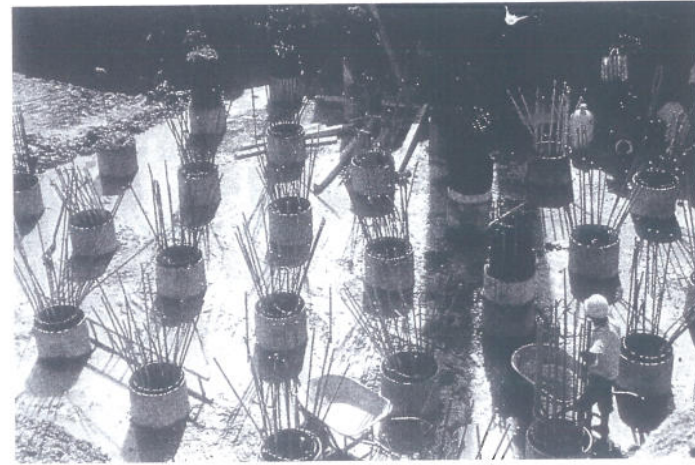
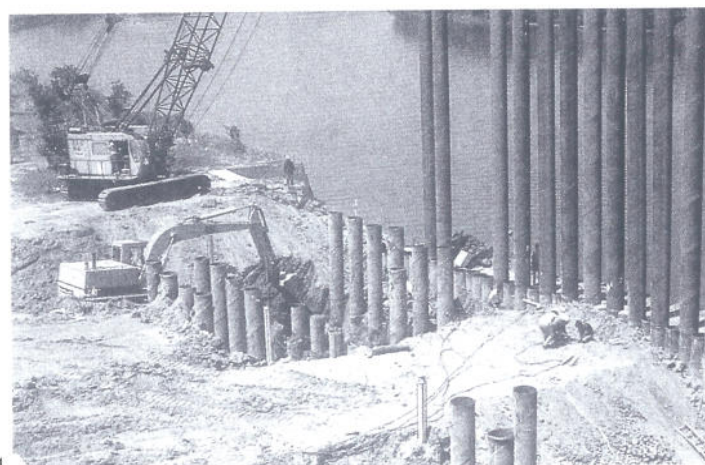
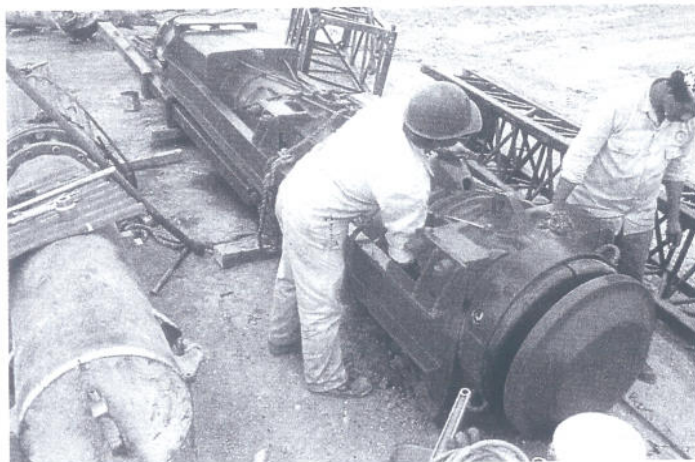
The stay cable anchorages are spaced 7 metres apart in the deck. This distance was

fixed basically due to the stresses produced during the construction process in the end cantilever. The bridge span together with this distance was what led to eight symmetrical stay cable fans, two in each tower shaft, with 14 stay cables per fan anchored in the deck edges. The total number of stay cables in this bridge thus amounts to 112.

STRUCTURE OF THE BRIDGE

As we have seen before, this bridge has three spans 70+203+70 m long and two 32 m-long abutments. It is stayed in the deck edges by means of towers located on either end of the main span. The total deck length includes the length of the bridge together with the abutments, thus amounting to 407 m. The main span is half as long as the entire deck, with the compensations therefore being half as long as the central span. These compensations are supported on either end of each abutment. The deck is divided into five spans: 32+70+203+70+32 m.

Owing to the fact that the length of the compensated spans equals half that of the central span, the stay cables are symmetrical with regard to the tower planes, i.e., the front fans and the compensation fans have the same geometry.



una spalla mentre è libero all'altezza dei piloni e dell'altra spalla. I due supporti lungo questa direzione sono costituiti da appoggi verticali situati fra l'impalcato e le mensole che fuoriescono dalle spalle. I sostegni sono doppi in quanto le forze longitudinali possono agire da entrambe le direzioni.

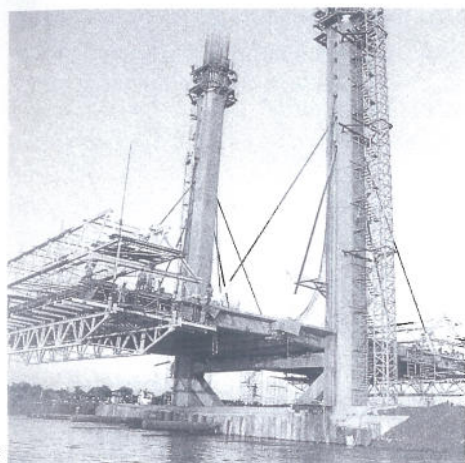
Nella direzione trasversale il ponte è sostenuto dai due piloni e dalla spalla ad ogni estremità, quindi i sostegni in questa direzione sono sei. La soluzione adottata sui piloni è costituita da appoggi verticali di teflon che permettono i movimenti sia verticali che longitudinali dell'impalcato. Nel-

In the longitudinal direction, the bridge is fixed in one abutment, and it remains free at the towers and the other abutment. It has, therefore, two supports in this direction, solved with vertical elastomeric bearings situated between the deck and noses which stick out of the abutment. These are double supports because longitudinal forces can act in both directions.

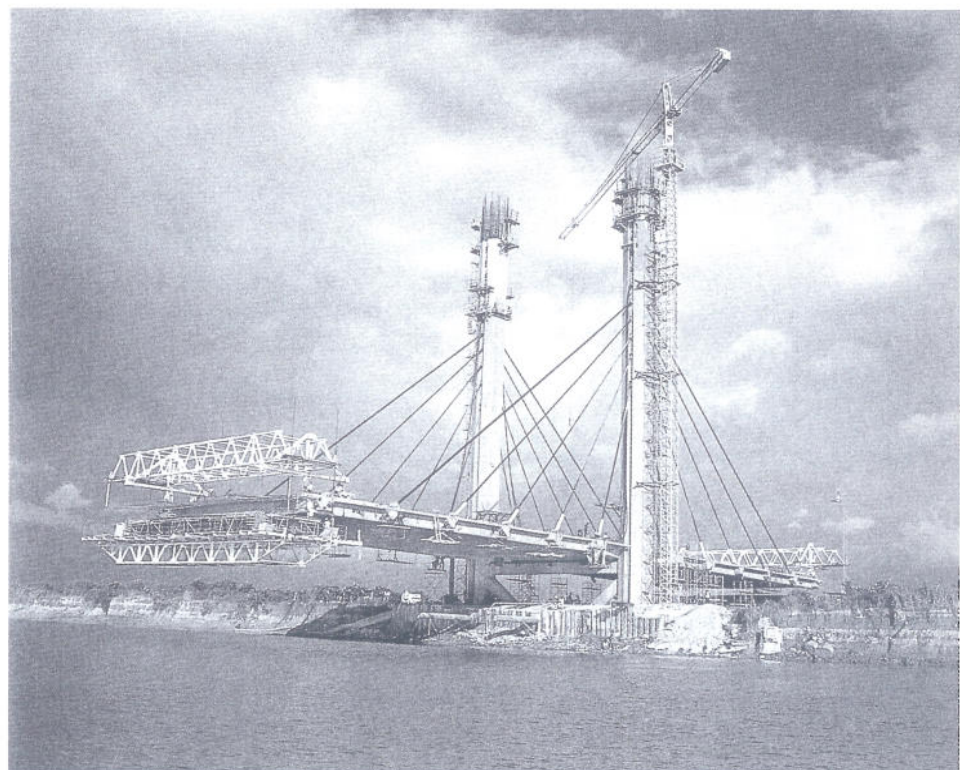
In the transverse direction the bridge is supported by the two towers and on either end of each abutment. Therefore, the supports in this direction amount to a total of six. The solution adopted in the towers was that of vertical teflon bearings which allow free longi-



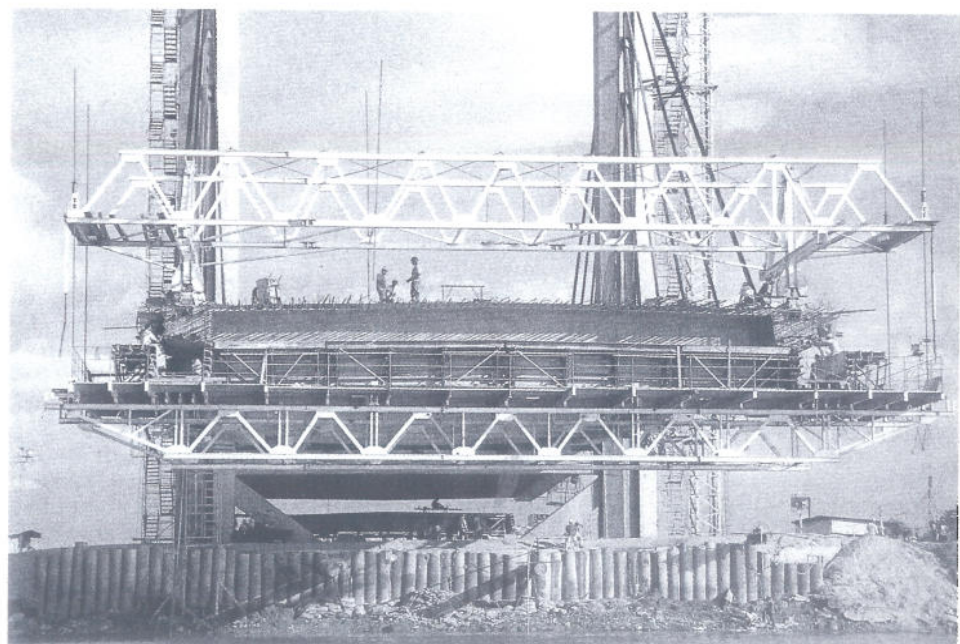
8



9



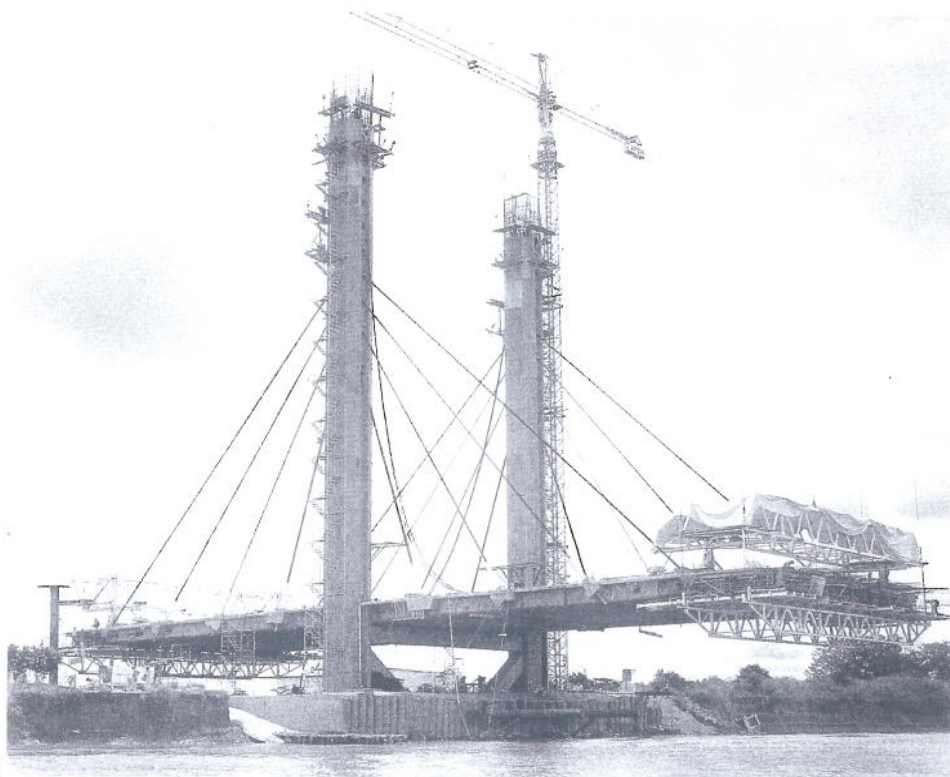
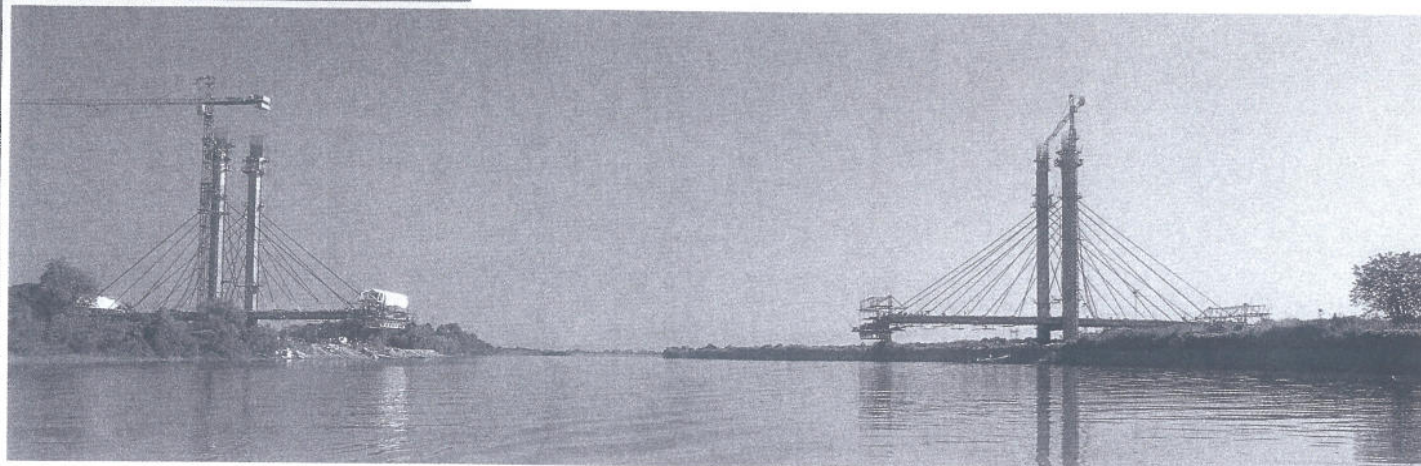
10



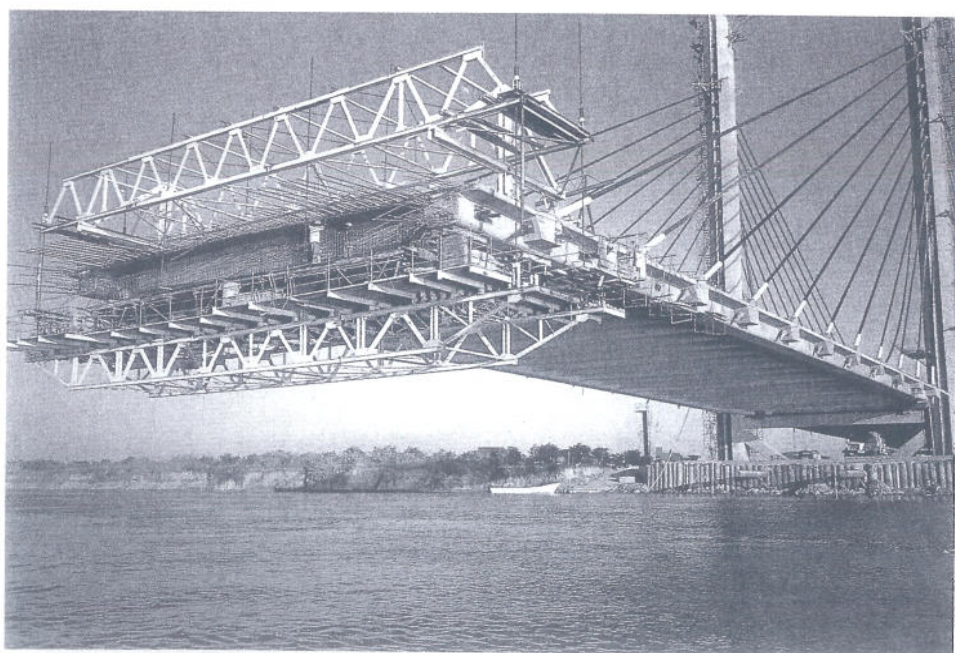
11

2. Infissione dei pali di fondazione; 3. Martello pneumatico per l'infissione dei pali; 4. I lavori in riva destra: i pali formano lo schermo protettivo dello scavo della fondazione; 5. Completamento dell'infissione ed assemblaggio dei primi metri di armatura; 6. Fondazione della torre portastrali: disposizione delle armature; 7. Completamento del getto della piastra di fondazione e montaggio delle armature delle due «gambe» della torre; 8. Montaggio dei primi stralli, seguendo la progressiva costruzione della torre e la contestuale realizzazione dell'impalcato; 9-10. Posizionamento dell'attrezzatura per l'esecuzione del getto in opera della struttura di impalcato in aggetto. A getto completato il manufatto è collegato allo strallo; 11. Il getto del conchio viene effettuato per una lunghezza di 3,50 m, pari alla metà della distanza di interasse tra gli ancoraggi degli stralli sull'impalcato.

2. Driving the foundation piles; 3. Pneumatic hammer for driving the piles; 4. The works on the right bank: the piles form a protective screen for the foundation excavation; 5. Completion of the driving and assembly of the first few metres of reinforcing; 6. Foundations for the cable-carrier pylon: arrangement of the reinforcing; 7. Completion of the pour of the foundation slab and the assembly of the reinforcing for the pylon's two legs; 8. Mounting the first stays, following the progressive construction of the pylon and the construction of the deck at the same time; 9-10. Positioning the equipment for the in situ pour of the cantilevered deck structure. When the pour is completed, the new deck portion will be attached to the stay; 11. The segment poured is 3.50 m long, or one-half the spacing between the stay anchorages in the deck.



13



14

le spalle gli appoggi sono elastomerici verticali posizionati tra l'impalcato e le solette che fuoriescono dalle spalle.

Verticalmente il ponte è sostenuto dalle estremità delle spalle ma non ha vincoli sui piloni avendo quindi quattro sostegni in questa direzione, realizzati con appoggi elastomerici nella spalla fissa e con appoggi di elastomero teflon nella spalla mobile.

Il ponte ha l'impalcato sospeso e per questa tipologia la sezione trasversale più semplice è quella composta da due travi poste all'estremità con una soletta posta tra di esse. Le travi trasversali con la funzione di resistere al momento trasversale sono spostate lungo tutta la struttura. Esse trasmettono il carico dalla soletta alle travi longitudinali e sono disposte ad un intervallo di 3,50 m.

DESCRIZIONE DEL PONTE

IMPALCATO

L'impalcato è costituito da due travi longitudinali di altezza pari a 1,20 m, da travi trasversali di altezza variabile da 1,40 m al centro a 0,90 m in corrispondenza delle travi longitudinali, e da una soletta superiore di 0,20 m di spessore.

Le travi hanno una sezione trasversale trapezoidale di $(1,40 \text{ m} + 1,50 \text{ m}) \times 1,2 \text{ m}$; anche le travi trasversali hanno sezione trapezoidale di $(0,30 \text{ m} + 0,40 \text{ m}) \times 1,40 \text{ m}$ al centro.

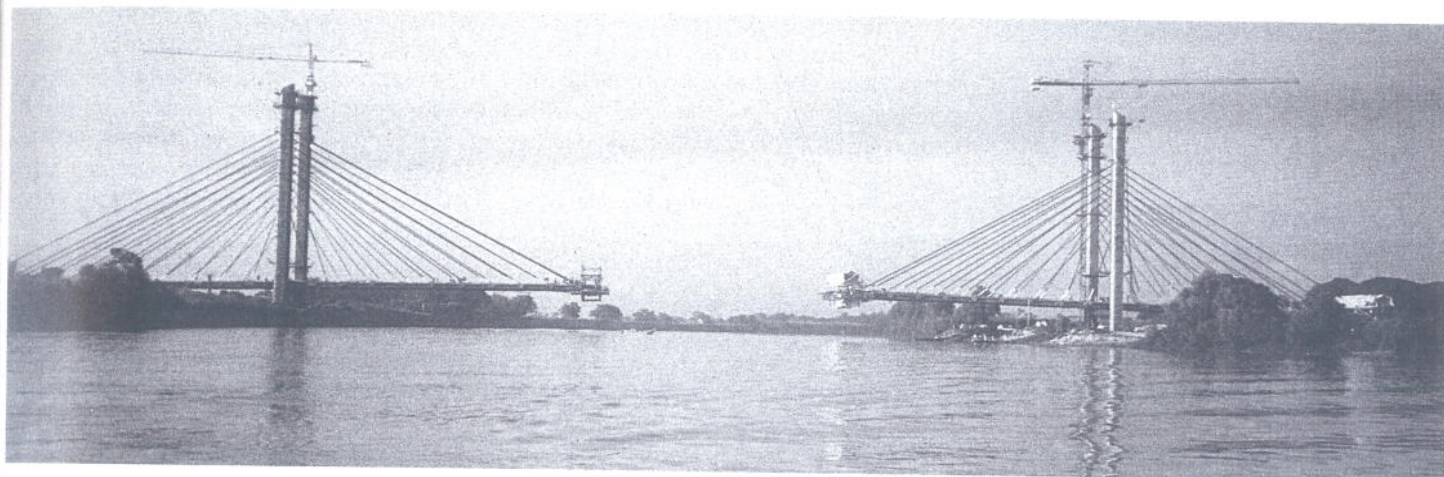
Gli ancoraggi degli stralli sono contenuti in blocchi annegati lateralmente nelle travi, sotto la trave a mensola esterna di 0,8 m. I blocchi sono distanziati di 7 m fra loro e di conseguenza corrispondono alle travi trasversali.

Gli stralli sono contenuti in un piano verticale coincidente con il piano di simmetria dei piloni.

L'impalcato ha armature attive sia lori-

*** 12. I getti dei conchi di impalcato procedono simmetricamente da entrambe le rive; 13-14. Posizionamento delle armature del concho; l'impalcato risulta composto da una successione di travi trasversali, come si nota dall'intradosso visibile nella fig. 14; 15. Completamento della luce centrale, pari a 203 m, necessaria a lasciare libera l'intera larghezza d'alveo da pile; 16. I due pilastri portastralli non sono fra loro indipendenti essendo collegati trasversalmente al di sotto dell'impalcato.

*** 12. The pours of the deck segments go ahead symmetrically from both banks; 13-14. Laying the deck-segment reinforcements. The deck is made up of a succession of crosswise beams, as can be seen from the soffit, visible in fig. 14; 15. Completion of the centre span, 203 m long, necessary to leave the entire width of the riverbed free of piers; 16. The two cable-carrier columns are not independent one from the other, since connected crosswise below the deck.



15



16

gitudinali che trasversali: l'armatura attiva trasversale è situata nelle travi trasversali e consiste di due cavi da 19 trefoli $\phi 0,6''$ per ogni trave, e nei blocchi di ancoraggio degli stralli.

L'armatura attiva longitudinale è costituita da 44 barre $\phi 36$ di acciaio A85/105, poste in tensione ogni 7 m mentre i conci venivano costruiti e tesati dalle piastre di ancoraggio, garantendo una precompressione costante lungo tutto l'impalcato. Quaranta di queste barre sono state posizionate nella soletta superiore e le 4 rimanenti nella estremità inferiore delle travi. Questa precompressione costante era necessaria lungo il ponte durante la costruzione, ultimata la quale aveva un effetto opposto nella zona di mezzeria in quanto i momenti flettenti sono positivi in questo punto. Di conseguenza le barre hanno dovuto essere rimosse dalla soletta superiore in questa zona.

La precompressione finale che, insieme con quella iniziale, si contrappone ai carichi di servizio del ponte, è situata nelle travi ed è costituita da un numero variabile di cavi da 19 trefoli $\phi 0,6''$, con un massimo di 17 cavi per la trave in mezzeria. Questi cavi sono stati inseriti e posti in tensione al termine della costruzione: infatti i blocchi di ancoraggio sono stati lasciati nella parte superiore delle travi per essere chiusi successivamente.

PILONI

I piloni, come precedentemente descritto, sono costituiti ognuno da due elementi indipendenti verticali uniti sotto l'impalcato mediante un controventamento triangolare costituito dagli elementi verticali stessi del pilone, da una trave orizzontale posta sotto l'impalcato, dalla trave che solidarizza le fondazioni e da due barre inclinate. Questo controventamento triangolare è necessario per contrastare le forze trasversali generate nei piloni dai carichi orizzontali trasmessi dall'impalcato, generati da azioni sismiche, o eoliche. Inoltre consente di assicurare all'insieme dei due piloni rigidezza rispetto alle fondazioni.

Le forze trasversali e longitudinali degli elementi verticali dei piloni al di sopra dell'impalcato, invece, sono equivalenti e sono stati quindi progettati con una sezione trasversale di dimensioni analoghe nelle due direzioni. Gli elementi verticali dei piloni, che hanno sezione ottagonale, sono di cemento armato, con un sistema di precompressione orizzontale nella zona di ancoraggio degli stralli.

STRALLI

Gli stralli sono formati da gruppi di trefoli $\phi 0,6''$, protetti singolarmente su due livelli: uno strato di resina epossidica che copre il trefolo, ed un rivestimento esterno di polietilene privo di giunzioni. Il numero di trefoli per ogni strallo varia da 22 nel più piccolo, il frontale più basso, a 32 nel più grande, il posteriore più in alto. Gli ancoraggi sono combinazioni di cunei singoli per ogni strallo e cavità riempite di resina epossidica.

Al termine della costruzione del ponte è stato aggiunto un ulteriore strato di protezione sugli stralli costituito da strisce di elastomero elicoidale termoretrattile.

Gli stralli sono stati assemblati direttamente in cantiere: una estremità veniva poi sollevata da una gru e fissata sui piloni mentre la fase successiva consisteva nell'inserire lo strallo nell'ancoraggio dell'impalcato per procedere poi alla messa in tensione.

ANCORAGGI DEGLI STRALLI SUI PILONI

Un problema che sempre si presenta nei ponti strallati è quello dell'assemblaggio degli stralli sui piloni. Ciò è principalmente dovuto ad una caratteristica richiesta, cioè la possibilità di sostituire con facilità gli stralli mantenendo la funzionalità del ponte. Quindi è chiaro che gli stralli devono essere ancorati in modo che quello anteriore e quello posteriore siano mutuamente indipendenti.

La soluzione più semplice dell'ancoraggio degli stralli al pilone consiste nel posizionarli sfalsati su di esso. Questo comporta di posizionare lo strallo frontale e quello posteriore su due diversi piani, con una geometria più complessa, e richiede l'inserimento di tubi per sostenere gli stralli e separarli dal calcestruzzo del pilone per poter eseguire l'eventuale sostituzione. I tubi devono essere posizionati con estrema precisione e ciò rende la costruzione dei piloni piuttosto difficoltosa.

In ponti molto grandi la soluzione migliore è creare una galleria verticale interna per alloggiare gli ancoraggi senza bisogno di incrociare gli stralli. Il risultato è una tensione orizzontale nelle zone del ponte nelle quali gli stralli sono ancorati, che può essere contrastata con una precompressione orizzontale delle pareti dei piloni.

I piloni del ponte Papaloapan hanno una sezione troppo ridotta per ospitare gallerie interne. Per questo motivo è stata adottata la soluzione degli ancoraggi anteriore e po-

steriore connessi da elementi metallici quali, invece di essere contenuti all'interno di una galleria sono annegati all'interno del pilone. Gli ancoraggi degli stralli sono fissati alle estremità di questi elementi sporgenti dal pilone, i quali sono stati dimensionati in modo che gli stralli potessero essere messi in tensione successivamente e la connessione elemento d'acciaio-calcestruzzo potesse resistere al carico indotto dallo strallo.

La progettazione e l'analisi di questi elementi sono state particolarmente curate in quanto mai realizzate in precedenza. È stata progettata una serie di selle preformate molto compatte nelle quali tutti gli elementi sono piastre perforate per migliorare l'aderenza al calcestruzzo. La sella è costituita da una piastra principale verticale di 60 mm di spessore con fori $\phi 18,1$ mm di diametro, da due piastre orizzontali saldate alle estremità della piastra verticale e da una serie di elementi verticali irrigidenti.

Questo sistema permette una trasmissione molto efficace delle componenti della forza orizzontale tra lo strallo anteriore e quello posteriore così come dell'componenti della forza verticale al pilone. La connessione acciaio-calcestruzzo stata completata da armature trasversali attraverso i fori (da 1 $\phi 20$ a 2 $\phi 25$ per foro a seconda della sella). Malgrado ciò, considerando che la forza del cavo induce tensioni nella piastra d'acciaio con conseguente parziale fessurazione del calcestruzzo, è stata effettuata una precompressione per ridurre il fenomeno fessurativo (da 2 a 6 $\phi 36$ A 85/105 barre per sella). Queste barre di precompressione non sono state inserite con l'intenzione di trasmettere le forze dei cavi come di consueto nei piloni di calcestruzzo, ma solo per controllare la fessurazione ed aumentare la resistenza a fatica dell'intera connessione.

La piastra d'acciaio verticale è connessa agli ancoraggi del cavo mediante un elemento d'acciaio a nastro la cui sezione invece di essere rettangolare è circolare così da poter essere avviata ad una connessione ad anello che tiene l'ancoraggio. L'analisi è stata eseguita sulla modellazione agli elementi finiti delle selle e del calcestruzzo collegato per mezzo di molle per ottenere la necessaria flessibilità della connessione. Le Specifiche AASHTO sono state applicate per controllare la sicurezza delle connessioni sia sotto carico massimo che a fatica. La fatica non ha influenzato comunque il progetto in quanto la forza di oscillazione del cavo costituisce solo il 9% della forza massima (i cavi adiacenti il pi-

etallici i
all'inter-
all'inter-
tralli so-
elementi
stati di
potesse-
cessiva-
acciaio-
arico in-

li questi
nte cura-
cedenza.
e prefor-
tutti gli
per mi-
o. La sel-
incipale
n fori di
stre oriz-
a piastra
nti verti-

trasmis-
ienti del-
anterio-
ne delle
e al pilo-
struzzo è
asversali
5 per fo-
rado ciò,
vo indu-
con con-
lel calce-
precom-
no fessu-
barre per
pressione
nzione di
e di con-
ma solo
d'augmen-
tera con-

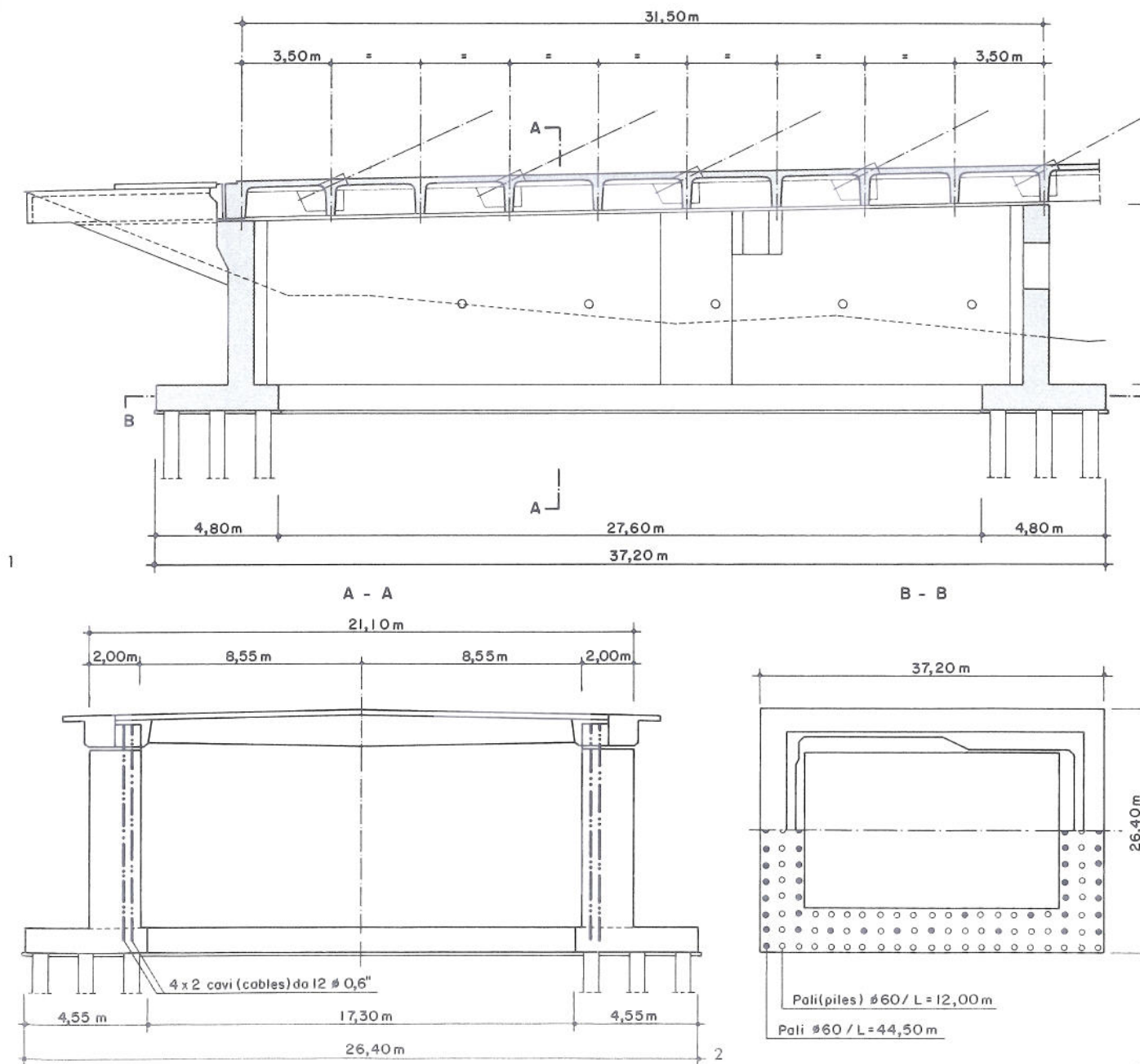
connessa
e un ele-
zione in-
olare così
onnessio-
io. L'ana-
zione agli
alcestruz-
per otte-
a connes-
ono state
ezza delle
ssimo che
nzato co-
a forza di
solo il 9%
enti il pi-

SPALLA E PILONI

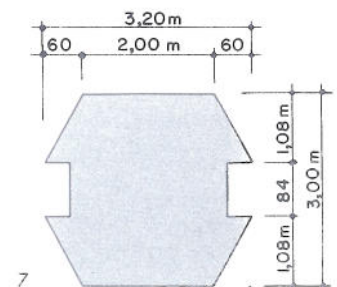
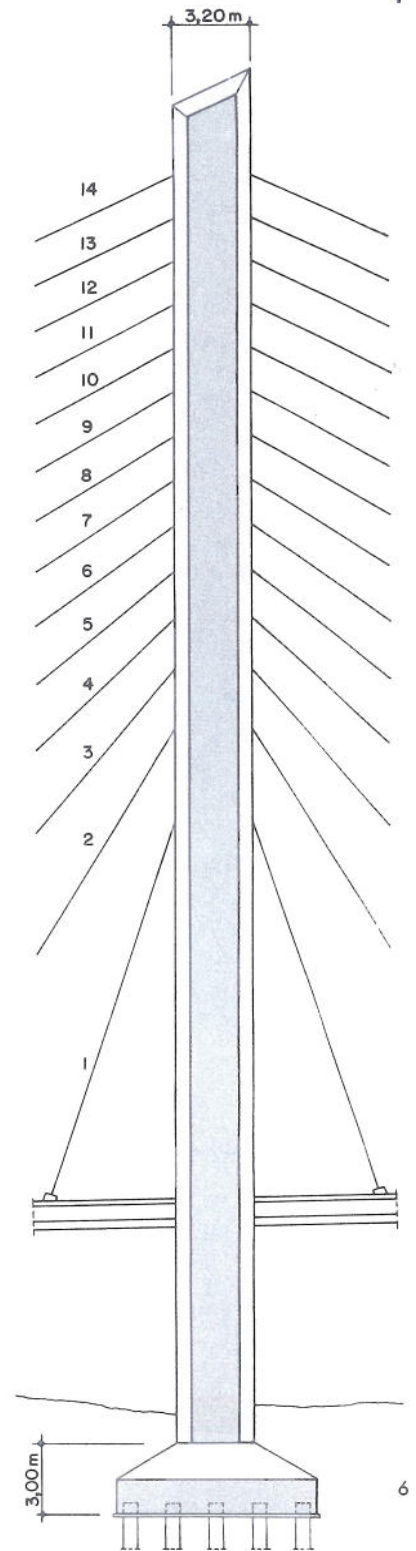
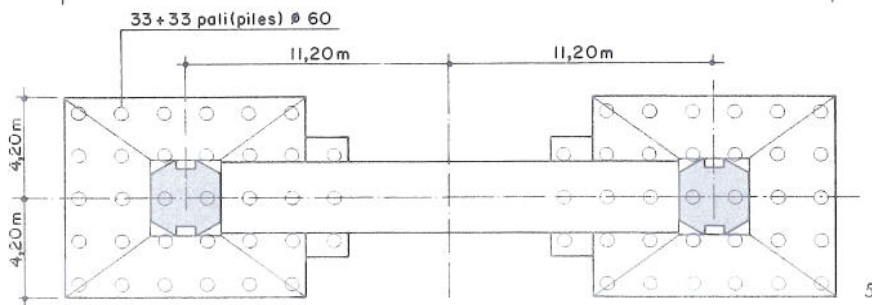
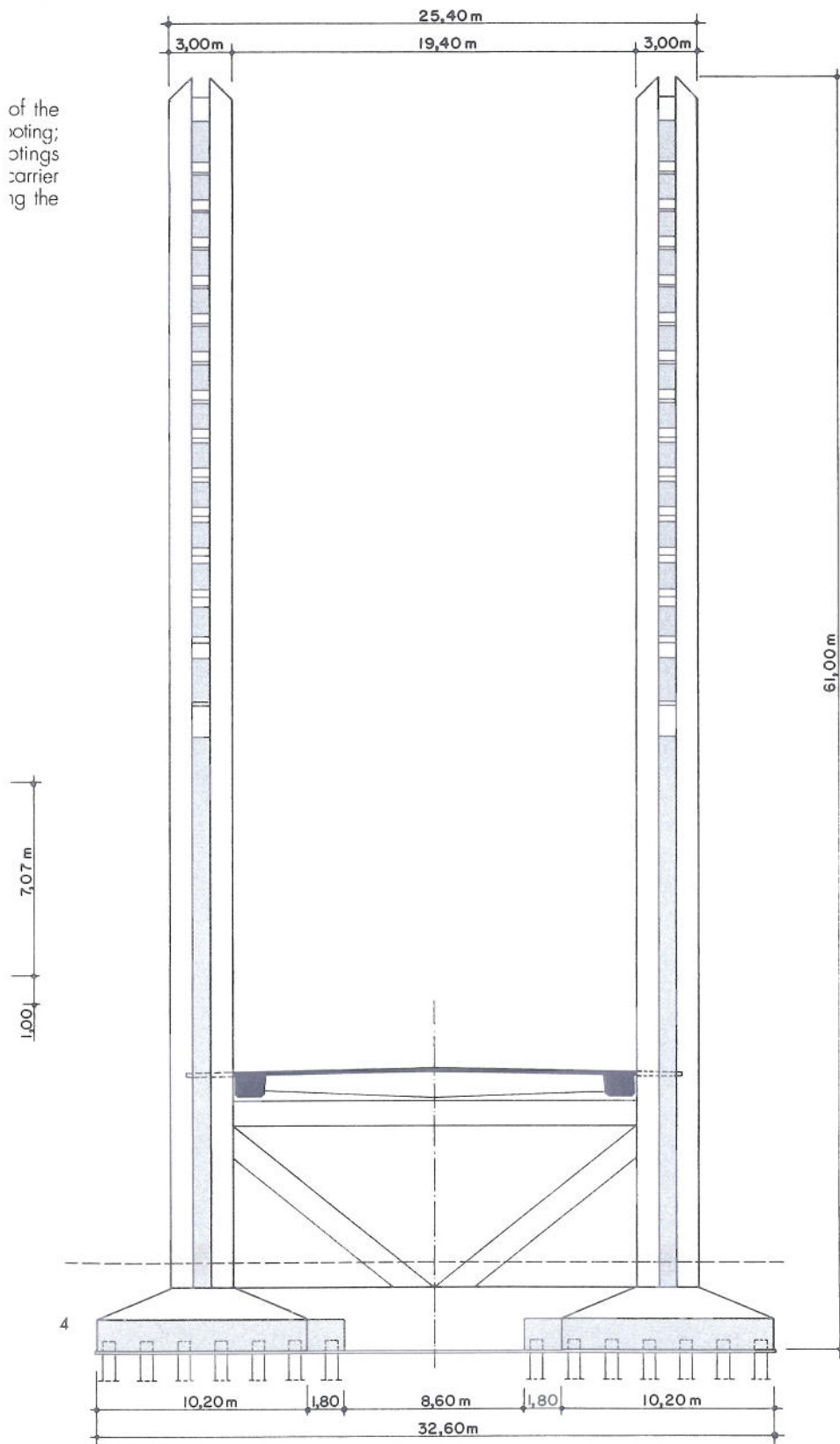
*** 1. Sezione longitudinale della spalla; 2. Sezione trasversale della spalla; 3. Sezione orizzontale della struttura scatolare di fondazione della spalla; 4. Prospetto frontale del pilone portastralli; 5. I due plinti che compongono le fondazioni del pilone; 6. Prospetto laterale del pilone portastralli; 7. Sezione orizzontale di uno dei due pilastri componenti il pilone.

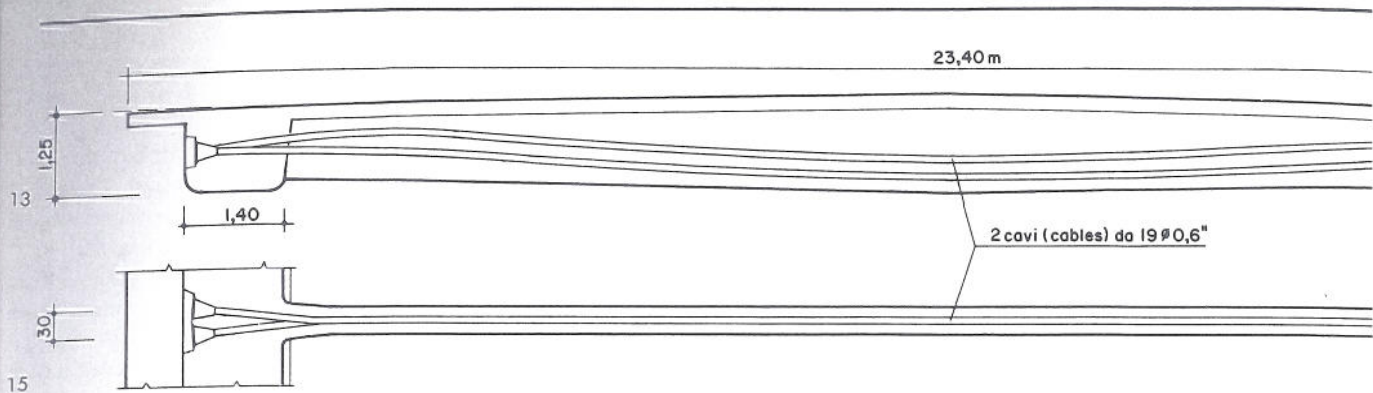
ABUTMENT AND PYLONS

*** 1. Longitudinal section of the abutment; 2. Cross section of the abutment; 3. Horizontal section of the abutment box structure of the foundation; 4. Frontal elevation of the cable carrier pylon; 5. The two columns composing the pylons foundation; 6. Lateral elevation of the cable pylon; 7. Horizontal section of one of the two columns composing the pylon.

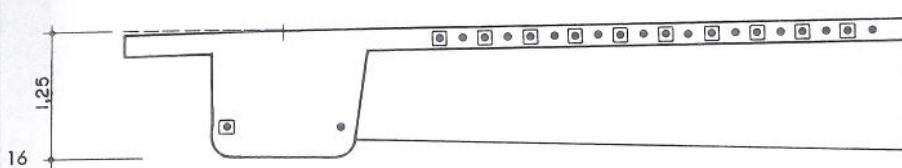


of the
oting;
ofings
carrier
ig the





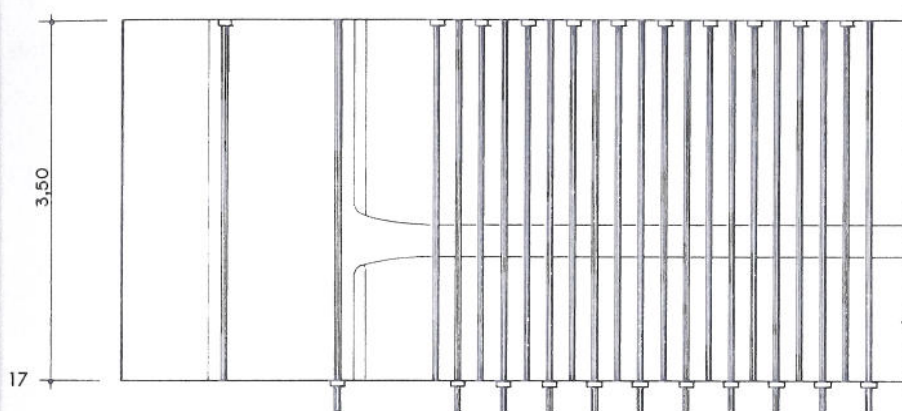
10



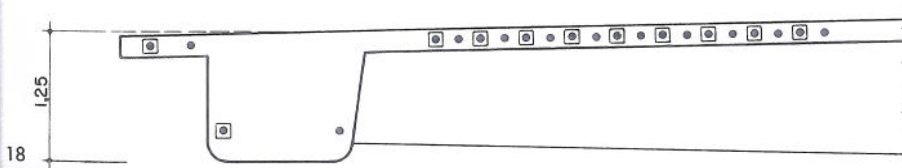
22 barre (bars) Ø 36



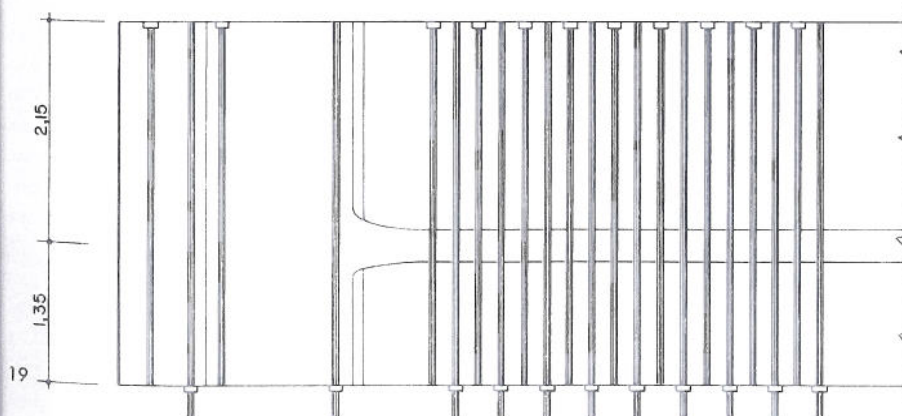
11

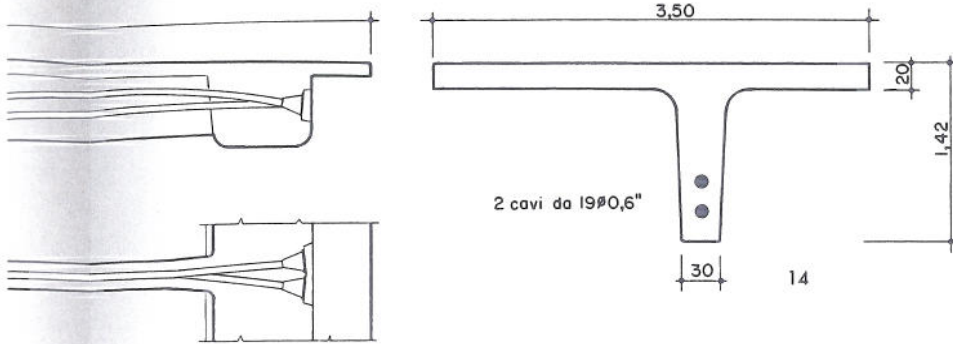


3 barre Ø 36
Ø 10 / 10 cm
Ø 10 / 10 cm



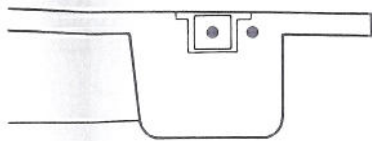
22 barre Ø 36



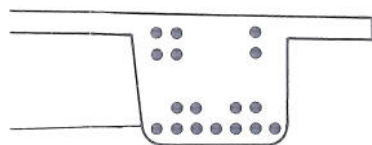
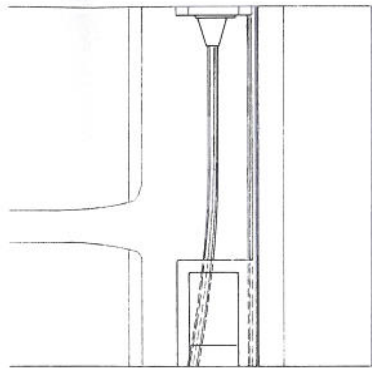


IMPALCATO

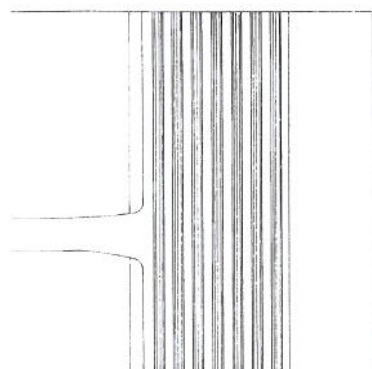
*** 13-15. Sezioni trasversale ed orizzontale di impalcato: cavi di precompressione; 14. Sezione longitudinale in corrispondenza del trasverso; 16-17. Sezioni trasversale ed orizzontale in corrispondenza del tratto «5» di impalcato: barre e cavi di precompressione; 18-19. Sezioni trasversale ed orizzontale in corrispondenza della mezzeria: barre e cavi di precompressione; 20-21. Sezioni dell'impalcato in corrispondenza dell'ancoraggio dello strallo: armatura.



2 cavi da 19 Ø0,6"

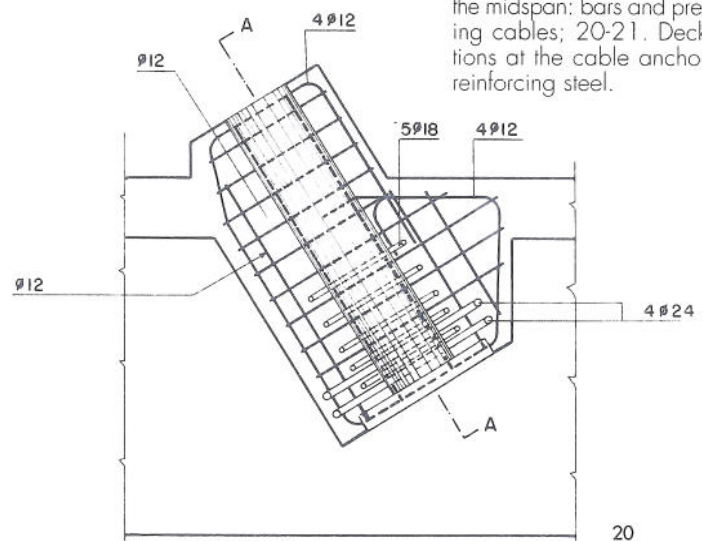


17 cavi da 19 Ø0,6"

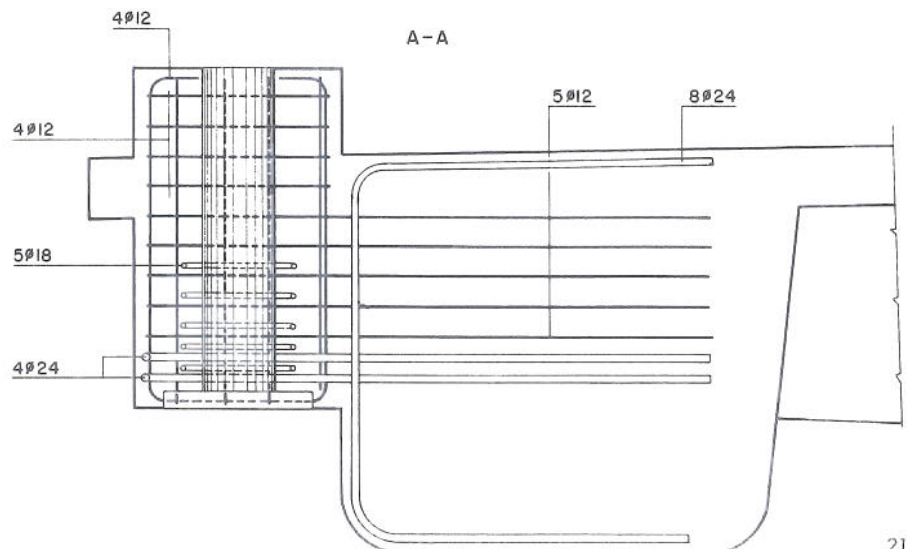


DECK

*** 13-15. Cross and horizontal deck sections: prestressing cables; 14. Longitudinal section at the cross beam; 16-17. Cross and horizontal sections at the "5" deck segment: bars and prestressing cables; 18-19. Cross and horizontal sections at the midspan: bars and prestressing cables; 20-21. Deck sections at the cable anchorage: reinforcing steel.



20



21

longitudinal and vertical movements of the deck. The solution in the abutments consisted of vertical elastomeric bearings located between the deck and noses which stick out of the abutments, analogous to but smaller than the longitudinal ones.

In the vertical direction, the bridge is supported on the ends of the abutments and has no restraint in the towers. Thus it has four supports in this direction, and they are solved with elastomeric bearings in the fixed abutment and with elastomeric-teflon bearings in the mobile one.

The bridge is stayed in the deck edges, and for this reason, the simplest transverse cross section is that composed of two girders in the edges with a slab between them. Cross beams aimed to resist the transverse bending of the slab are disposed all along. They transmit the loads from the slab to the girders and are spaced 3.50 m apart.

DESCRIPTION OF THE BRIDGE

DECK

The deck is made of two girders of a 1.20 m depth, cross beams of variable depth with 1.40 m in the centre and 0.90 m at the girders, and a top slab of a 0.20 m thickness.

The girders have a solid trapezoidal cross section of $(1.40+1.50) \times 1.20$ m. The cross beams also have a solid trapezoidal cross section of $(0.30+0.40) \times 1.40$ m in the centre.

The stay cable anchorages are contained in anchor blocks embedded laterally in the girders, under the exterior, 0.85 m-long, cantilever. These anchor blocks are spaced 7 m apart and therefore coincide with every other cross beam.

As mentioned before, the stay cables are contained in a vertical plane coinciding with the symmetry plane of the tower shafts.

The deck has both transverse and longitudinal active reinforcement. The transverse active reinforcement is situated in the cross beams and consists of two tendons of 19 ϕ 0.6" strands per beam. They are anchored in the sides of the girders or in the anchor blocks of the stay cable anchorages.

The longitudinal active reinforcement is divided into two clearly differentiated parts; an initial prestressing introduced during construction, made of 44 ϕ 36 bars of A85/105 steel, tensioned every 7 metres as the segments were being constructed and extended from the anchorage plate, which provided a constant prestressing all along the deck. Out of these 44 bars, 40 were situated in the top slab and the remaining four in the lower edge of the girders. This constant prestressing is necessary all along the bridge during construction;

however, once the construction is over it has quite the opposite effect in the mid-span area, since the service bending moments are positive here. Therefore, the bars had to be removed from the top slab in this area, once the bridge had been finished.

The final prestressing which, together with the initial one, resists the service loads of the bridge, is placed in the girders and consists of a variable number of tendons of 19 ϕ 0.6" strands, with the maximum of 17 tendons per girder at mid-span. These tendons were inserted and prestressed after the bridge had been finished. For this purpose, anchor blocks were left in the upper part of the girders, to be closed later.

TOWERS

The towers, as we have already seen, are made of two independent shafts each, linked below the deck by a triangular bracing consisting of the shafts themselves, a horizontal beam under the deck, the beam linking the foundations, and two inclined bars. This triangular bracing is necessary and sufficient to resist transverse forces produced in the towers due to the horizontal loads transmitted by the deck, generated by seismic actions and the wind, which are particularly important in this bridge. It also manages to provide the whole of each tower with stiffness with regard to its own foundations.

On the other hand, longitudinal and transverse forces in the tower shafts above the deck are equivalent, and were therefore designed with a cross section of analogous dimensions in the two directions. This cross section is an octagon with fillets in two sides holding the stay cable anchorages and intensifying the expression of the verticality of the towers. The shafts are solid elements made of reinforced concrete, with horizontal prestressing in the area of the stay cable anchorages.

STAY CABLES

The stay cables are formed into groups of ϕ 0.6" strands, individually protected on two levels: a layer of epoxy resin which covers the strand and an exterior seamless polyethylene sheath. The number of strands per stay cable ranges from 22 in the smallest, front undermost one, to 32 in the biggest, back uppermost one. The anchorages (DEL system) are combined of individual wedges per strand and sockets filled with epoxy resin.

Once the bridge had been finished another level of protection was added to the stays, consisting of an elastomeric helicoid retractile strip.

The stay cables were first prefabricated on the deck itself. After that one end was lifted by a crane and attached to the tower. The following step was to insert the stay into the anchorage in the deck where it was eventually tensioned.

STAY CABLE ANCHORAGES IN THE TOWERS

A problem that always appears in the cable-stayed bridges is that of the arrangement of the stay cable anchorages in the towers. This is due to an essential condition which must be met: the possibility to replace the stays easily with the bridge in full service. Therefore the stays must be anchored in the tower in such a way that the front and back ones remain mutually independent.

The simplest solution to the problem of anchoring the stays in the tower consists of crossing them on it. However, this makes us situate the front and back stay cables in different planes, consequently complicating the geometry and forcing us to leave tubes to hold the stays and thus separate them from the concrete of the tower in order to be able to replace them. These tubes must be located with great precision which renders the construction of the towers difficult.

In large bridges, the best solution is to make a vertical interior gallery to accommodate the anchorages, without crossing the stays. The result of this is a horizontal tension in the areas of the bridge in which the stays are anchored. This tension can be resisted by horizontal prestressing in the tower walls or by means of a metallic element, as the only support, connecting the anchors on both sides, independent of the tower. The latter solution has also been used in many bridges.

The towers of the Papaloapan bridge are too small to hold inside galleries. This is the reason why we used the solution of the back and front anchor linked by means of metallic elements which, instead of being contained in a gallery, are cast inside the tower and thus connected to it. The stay cable anchorages are fixed to the ends of these elements, which remain outside the tower.

These elements were dimensioned in such a way that the stays could be tensioned successively, which means that the steel element-concrete connection must resist the stay cable load.

The design and analysis of these elements was treated with the utmost care, owing to the fact that this was the first time elements of such specific characteristics were used. We designed a series of very compact precast steel saddles in which all elements were perforated plates for connecting the saddles to the

lone) mentre il valore ammissibile della tensione a fatica, in accordo con AASHTO, è pari all'80% della tensione massima ammissibile in questo specifico caso.

Sebbene la fatica non sembrasse essere un problema secondo le specifiche a causa della rigidità relativamente alta dell'impalcato, i particolari sono stati lo stesso progettati per aumentare la resistenza a fatica, poiché la connessione rappresenta un elemento critico del ponte.

L'assemblaggio degli elementi è stato semplice e veloce, rendendo agevole la costruzione dei piloni. Anche il sollevamento degli stralli e l'inserimento negli ancoraggi non hanno posto alcun problema ed entrambe le operazioni sono state concluse senza difficoltà.

SPALLE

Le spalle sono strutture scatolari, costituite da muri verticali, trasversali e longitudinali, e costituiscono il sostegno isolato dell'impalcato. La ragione per cui è stato realizzato questo tipo di struttura con muri continui in direzione ortogonale è data dalla necessità di ottenere rigidità sia trasversale che longitudinale per contrastare le forze orizzontali trasmesse dall'impalcato.

La forza orizzontale di maggiore entità è quella longitudinale, trasmessa dall'impalcato alla spalla fissa mediante mensole che fuoriescono dalla spalla posizionate in corrispondenza della parte più larga dell'impalcato. Queste mensole sostengono l'impalcato mediante appoggi elastomerici verticali. Lo stesso sistema è stato usato per i carichi trasversali, ma in questo caso le mensole sono più piccole. I sostegni delle mensole sono doppi in quanto le forze orizzontali possono avere segni opposti.

Anche i carichi verticali dell'impalcato sui sostegni delle spalle possono avere entrambi i segni, e ciò dipende dai carichi di servizio. L'impalcato è stato perciò ancorato alle spalle mediante precompressione verticale che permette al ponte di effettuare movimenti sulla spalla mobile. Ciò è stato ottenuto impiegando un sistema di precompressione posizionato all'interno della struttura della spalla, costituito da cavi autoprotetti, come per gli stralli.

FONDAZIONI

Le caratteristiche del suolo hanno richiesto la costruzione di fondazioni molto profonde con pali lunghi 45 m, tenendo conto anche del fatto che gli strati superfi-

concrete. The saddles consisted of a main vertical 60 mm-thick plate with 18.1 mm diameter holes, two horizontal plates welded to the ends of the vertical plate and a set of vertical stiffeners.

This system allowed a very efficient transmission of the horizontal cable force components between the front and back stays, as well as the vertical force components to the tower. The steel-concrete connection was complemented by transverse reinforcement across the holes (from 1ø20 to 2ø25 per hole, depending on the saddle). Nevertheless, as the cable forces induce tension stresses in the steel plate and consequently partial cracking in concrete, some prestressing was provided to reduce cracking (from 2 to 6ø36 A 85/105 bars per saddle). These prestressing bars were not intended to transmit cable forces as in standard concrete towers for cable-stayed bridges, but only to reduce cracking and thus increase the fatigue life of the whole connection.

The vertical steel plate was connected to the cable anchorages by means of a tapered steel element whose cross section changed from rectangular to circular in order to be screwed to an annular connector holding the cable anchorage. All steel elements were made of AH-55 steel (roughly equivalent to AE335) and were stress-relieved by a thermal treatment after welding.

The analysis included finite element modelling of the saddles and concrete linked by springs to achieve flexibility of connections. AASHTO specifications were applied to check the safety of the connections for both maximum and fatigue loads. Fatigue did not govern the design in any case since the cable force oscillation was only 9% of maximum force at worst (the cables adjacent to the tower) while the admissible fatigue stress range according to AASHTO was 80% of admissible maximum stress in this case.

Although fatigue did not seem to be a problem according to the specifications, because of the relatively high stiffness of the deck, the details were designed as to increase the fatigue strength since the connection was a critical element for the bridge.

The layout of the elements was simple and fast, which made the construction of the towers easy. The lifting of the stay cables and the inserting of the anchorages into the element ends did not pose any problem either. Neither of these two operations was critical in the construction. Actually, they were carried out at a much greater speed than other systems of anchorage in the towers.

ABUTMENTS

As we have already said, the abutments

are enclosures formed by vertical, transverse and longitudinal walls which serve as independent supports of the deck. The reason to create these enclosures with continuous walls in orthogonal directions was the need to achieve transverse and longitudinal stiffness to resist horizontal forces transmitted by the deck to the walls.

The greatest horizontal force is the longitudinal one, transmitted from the deck to the fixed abutment, by means of noses sticking out of the abutment, placed in the wide part of the deck. The noses are supported by the deck by vertical elastomeric bearings. The same system was used for transverse loads, but only in this case the noses were smaller and placed in the cross beams. The support of the noses on the deck is double since horizontal forces may have opposite signs.

Vertical loads of the deck on the abutment supports may also have both signs, depending on the service loads. This made us analyze the deck in the abutments by means of a special prestressing which must allow bridge movements in the mobile abutment. This was solved by using an external prestressing system located inside the abutment enclosures, made with self-protected cables, like the deck cable ones.

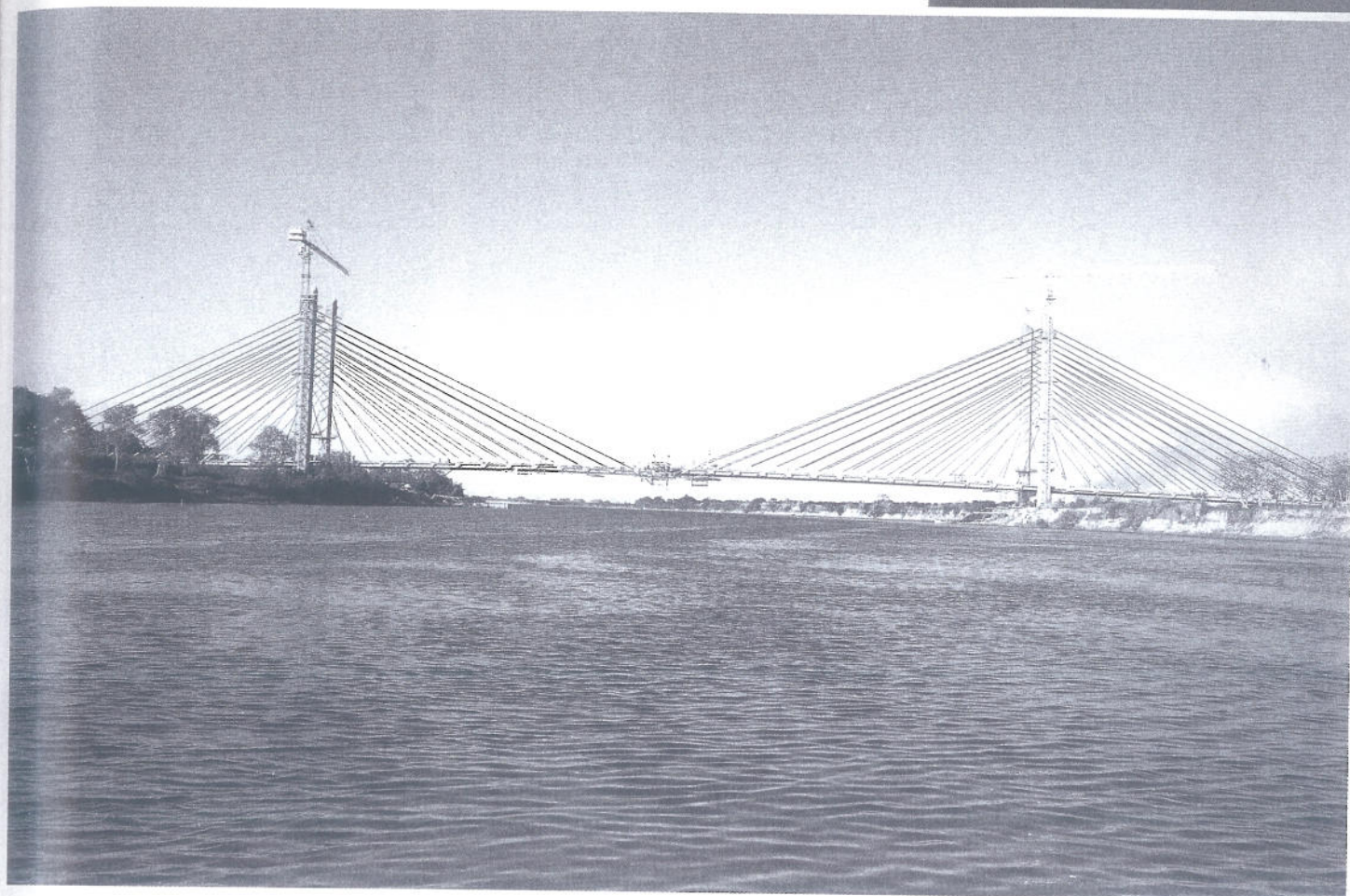
FOUNDATIONS

The characteristics of the soil forced us to build deep foundations with 45 m-long piles. On top of this difficulty we had to keep in mind the fact that the surface layer of the soil was prone to liquefaction due to the effect of seismic actions. This is why the load case that required more piles was the one originated by horizontal and not vertical forces. Therefore we had to use two pile lengths, since in order to develop their full horizontal load capacity there was no need to reach deep layers. The length of the piles which are to resist both horizontal and vertical loads are on the order of 45 m, while those used to resist only horizontal load are approximately 12 m long since it is at this height that they are built-in for horizontal loads.

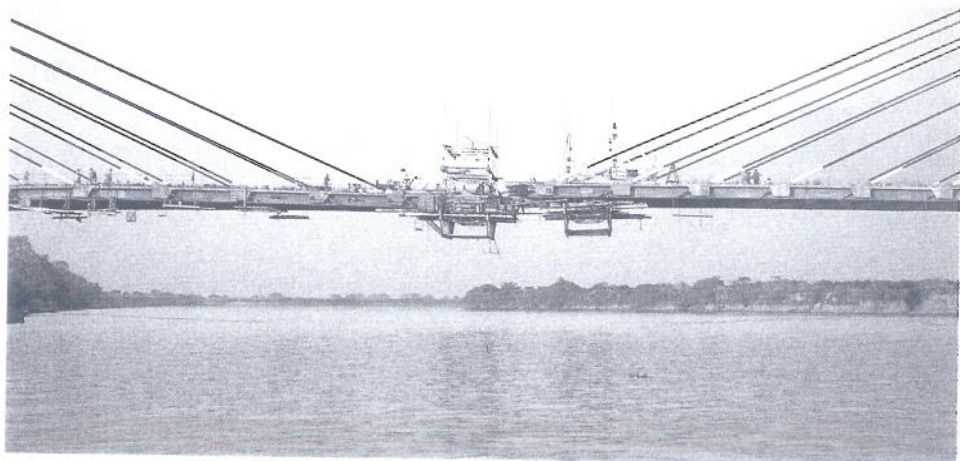
The piles are ø 0.60 m steel tubes cast and reinforced inside, along the first 10 m, to prevent any possible corrosion of the tube steel in the upper part.

BRIDGE ANALYSIS

The most interesting aspects of the structural analysis of this bridge are related to wind and earthquake forces. There are three reasons for being worried about these forces:



17



18

17-18. Realizzazione del concio in chiave che comporta la verifica degli allineamenti delle due semi campate, ottenuta agendo sul tiro degli stralli.

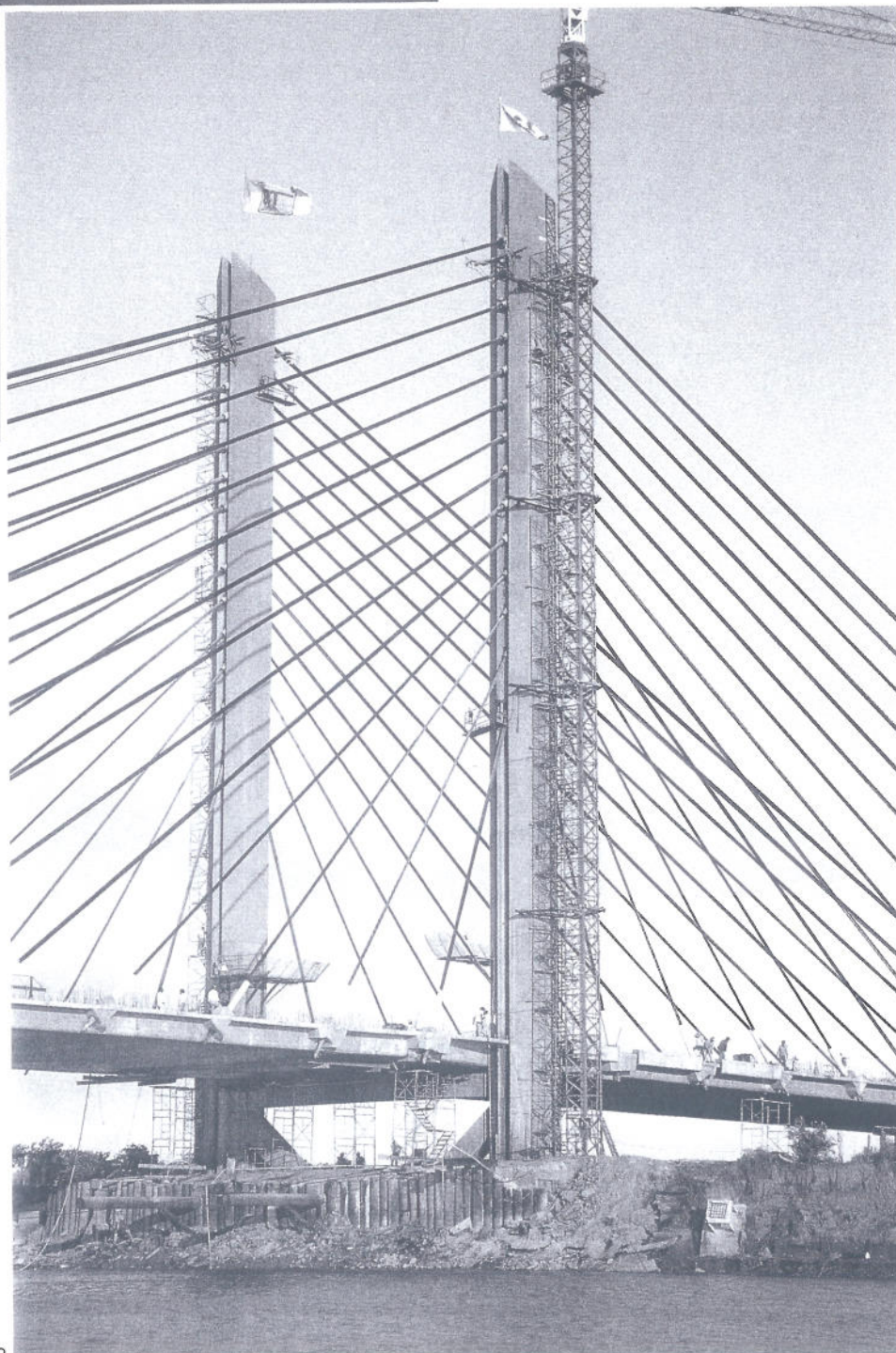
ciali del terreno tendono a perdere consistenza con l'attività sismica. Questa è la ragione per cui il carico indotto dalle forze orizzontali richiede un numero maggiore di pali rispetto al carico indotto dalle forze verticali. La lunghezza dei pali che devono contrastare sia il carico verticale che quello orizzontale è di 45 m, mentre per quelli usati per contrastare solo i carichi orizzontali è di circa 12 m.

I pali sono tubi di acciaio $\varnothing$ 0,69 m con getto interno di calcestruzzo armato per i primi 10 m, per evitare ogni possibile fenomeno corrosivo del materiale nella parte superiore.

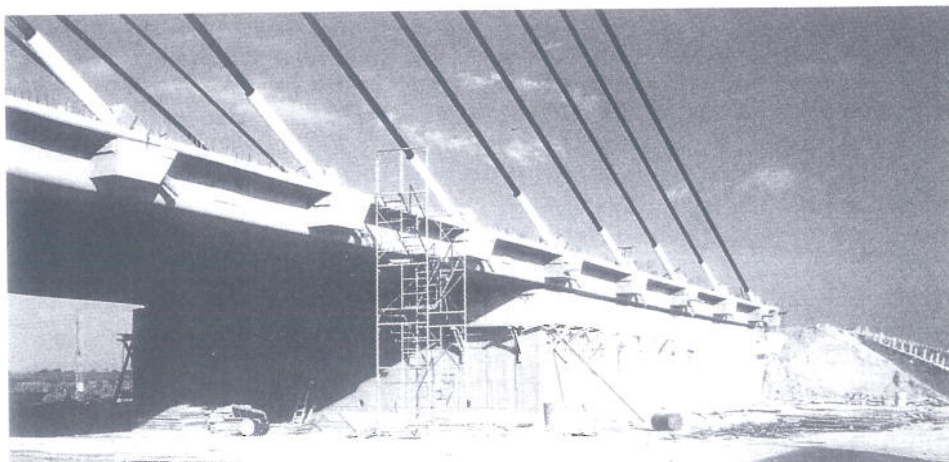
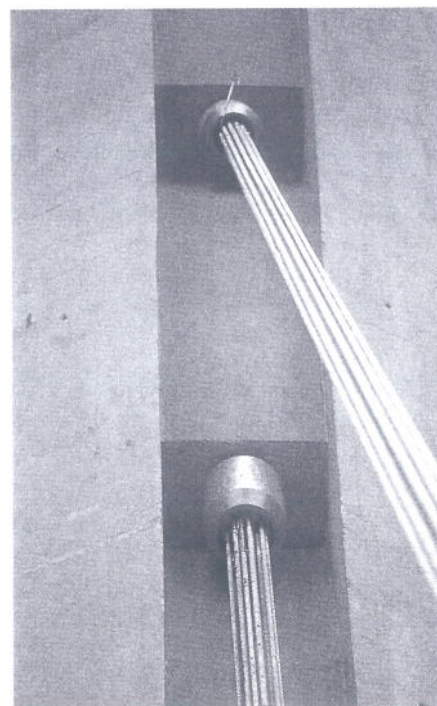
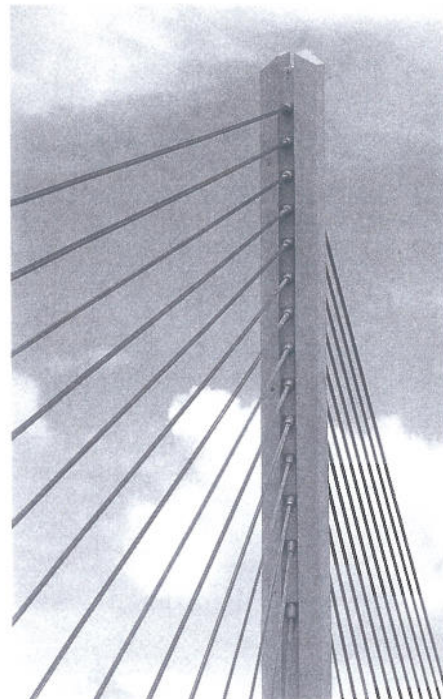
the bridge is located in a seismic area, it is exposed to high winds and it is a very flexible structure.

With respect to wind, the 10 minute mean wind velocity for a 50 year return period is 36.1 m/s which is higher than any value found in Europe (according to the ECCS Recommendations, the highest European winds are found in the North Sea and the corresponding velocity is 36 m/s). This is not surprising since the bridge is located in a hurricane-prone region. The trouble comes from the fact that this high mean velocity is coincident with a high turbulence intensity (20%) which makes the buffeting

17-18. Construction of the crown segment, which means the alignment of the two semispans must be adjusted, effected by acting on the stay tensions.



19



22

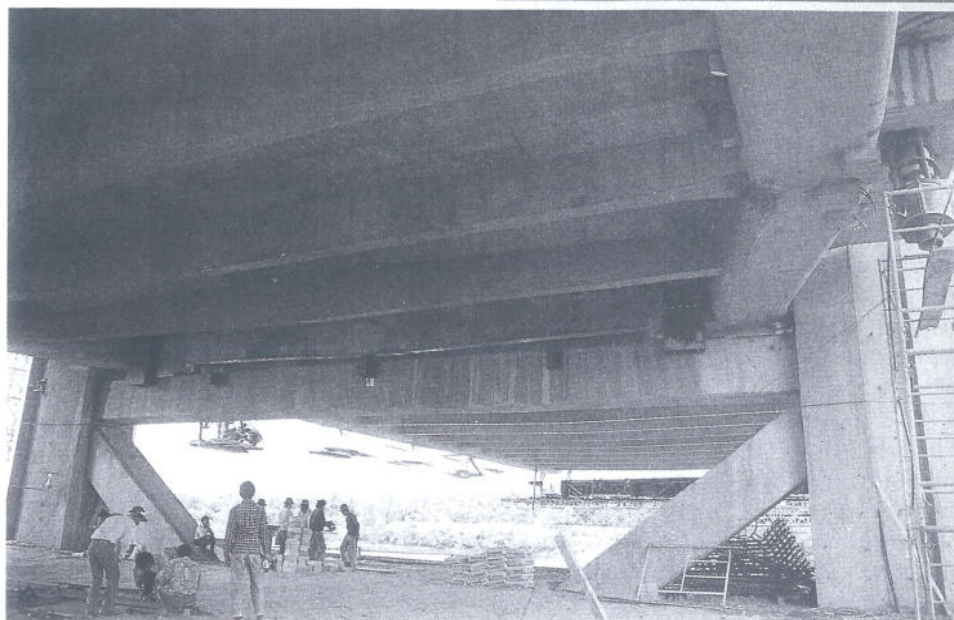
19. Completato il collegamento dell'ultimo strallo con la trave di impalcato sono iniziate le operazioni di finitura di questo e la sistemazione dell'area sottostante utilizzata per le fondazioni; 20-21. Particolari degli ancoraggi degli stralli sull'elegante pilone appositamente sagomato; 22. Finitura della struttura della spalla e del rilevato stradale per l'innesto sulla viabilità esistente; 23-24. Intradosso dell'impalcato: in evidenza la struttura di collegamento trasversale dei due pilastri portastralli, la successione delle travi trasversali e le due travi longitudinali ai margini dell'impalcato su cui si innestano gli ancoraggi degli stralli; 25. L'allineamento dell'asse del ponte con quello della viabilità esistente. In un'area così scarsamente edificata l'opera, seppur di forte connotazione estetica, si inserisce a dare «monumentalità» al contesto.

19. Having completed the connection of the last stay with the deck girder the finish operations on it begin, as does the improvement of the area below, used for the foundations; 20-21. Details of the stay anchorages in the elegant pylon, shaped for the purpose; 22. Finish of the abutment structure and of the roadway embankment for the graft to the existing road system; 23-24. Deck soffit. Seen is the crosswise connector structure for the two cable-carrier columns, the succession of crosswise beams and the two longitudinal beams at the deck borders, in which the stay anchorages are affixed; 25. The alignment of the bridge centerline with the existing road's. In an area so little built up the structure, even if of strong esthetic connotations, fits, giving its context a certain "monumentality".

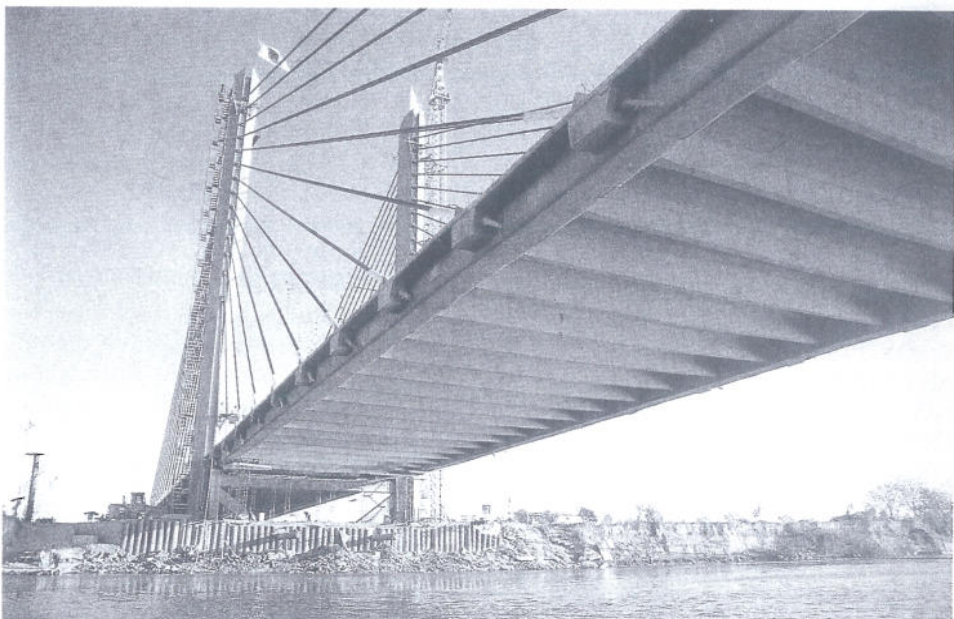
ANALISI DEL PONTE

Gli aspetti più interessanti dell'analisi strutturale del ponte sono legati alle forze indotte dal vento e dai terremoti, che inducono motivi di approfondimento: il ponte è situato in area sismica, è esposto a venti di forte intensità ed ha una struttura molto flessibile.

Per quel che riguarda il vento, la velocità media per 10 minuti calcolata per un tempo di ritorno di 50 anni è 36,1 m/s, valore più alto di qualsiasi altro riscontrabile in Europa (in accordo alle raccomandazioni ECCS il più alto valore della velocità riscontrabile in Europa è nel Mare del Nord ed è pari a 36 m/s). Non è sorprendente questo valore se si considera il fatto che il ponte è situato in zona soggetta ad uragani. Ad aggravare il problema c'è il fatto che l'alta velocità media del vento coincide con un'alta intensità di turbolenza (20%) che rende l'effetto dell'impatto particolarmente gravoso. Senza prendere in considerazione nessuna amplificazione dinamica, la raffica di 2 secondi per un periodo di ritorno di 50 anni dovrebbe essere pari a 56 m/s (201 Km/h). Gli effetti delle forze d'impatto sono stati presi in considerazione mediante due procedure. Il metodo tradizionale, che consiste nell'applicare i cosiddetti



23



24



25

fattori dinamici, come sono proposti in molte normative (in questo caso le raccomandazioni ECCS), permette di valutare spostamenti aggiunti o momenti flettenti nelle sezioni più critiche; riguardo a questo ponte le preoccupazioni erano legate ai piloni sottili ed è stato calcolato che lo spostamento all'apice dei piloni aumentava del 39% se si tenevano in conto gli effetti dinamici delle forze d'impatto: in questo caso non veniva considerato solamente lo smorzamento strutturale ma anche quello aerodinamico.

La turbolenza è stata valutata per mezzo dello spettro di Von Karman e la formula di rottura di Davenport. Questa analisi dà generalmente valori di spostamento più alti ma è interessante applicarla per ottenere i valori di velocità di accelerazione sull'impalcato per assicurare l'efficienza del traffico. Nel caso in esame l'incremento dinamico all'apice dei piloni è stato del 79% che risulta essere più alto del valore ECCS ma che comunque dà la sensazione dell'attendibilità di un tale valore. La differenza risultante fra i due massimi spostamenti calcolati è di circa il 30%. Rispetto all'impalcato, la massima accelerazione verticale a metà della campata è di 0,009 g per la velocità di progetto. Questo valore è chiaramente percepibile ma dovrebbe verificarsi solo in casi eccezionali (una volta ogni 200 anni) e a questo stadio, gli effetti statici del vento sulle autovetture sembrano essere molto più fastidiosi. Per minori e più frequenti valori della velocità del vento, il livello di accelerazione è pienamente accettabile.

Un altro fenomeno che è stato necessario controllare è quello della vibrazione. Sebbene la campata del ponte non sia così lunga da poter dare questo tipo di problema, la progettazione dell'impalcato (due travi di estremità e relativamente bassa rigidità torsionale) ha richiesto necessariamente un'analisi delle vibrazioni. La richiesta velocità di vibrazione è stata calcolata in base a varie normative ed è stata poi fissata ad un valore di 65 m/s. L'analisi della vibrazione è stata definita mediante metodi consueti e mediante un approccio basato sugli elementi finiti tridimensionale e multimediale. Le velocità critiche risultanti variano tra i 79 e gli 85 m/s (284 e 306 Km), con risultati ampiamente superiori a quelli richiesti.

L'altro fenomeno considerato legato al vento è la distribuzione dei vortici. Gli spostamenti massimi sono stati calcolati sull'impalcato fino a 9,4 mm di inflessione e 2,1 mm in torsione (spostamento vertica-

le all'estremità dell'impalcato). Questo calcolo è stato ripetuto per le prime 20 modalità di vibrazione ed i valori aggiunti a quelli di deflessione statica: questi risultati sono stati incorporati nella tabella dei carichi generali allo scopo di calcolare le tensioni e le deflessioni limite. Il carico determinato dalla distribuzione dei vortici ha poca influenza nella progettazione degli elementi strutturali in quanto l'analisi statica dava già forze molto alte, ma è stato preso in considerazione lo stesso rispetto ai problemi di fatica, specialmente sugli stralli. Nel caso peggiore, il valore di tensione dovuto ai vortici è risultato pari a 69 MPa mentre il valore limite ammissibile era di 110 MPa. La vicinanza dei valori è dovuta all'alta flessibilità dell'impalcato.

L'analisi sismica è stata eseguita mediante il metodo dello spettro multimediale come raccomandato dalla normativa AASHTO. Considerando che questo ponte è fondato su pali, la preoccupazione era sapere come questi pali si sarebbero comportati durante un terremoto. A questo proposito sono state effettuate due differenti analisi. Nella prima è stato supposto che i capitelli dei pali fossero completamente rigidi e poggiati sugli strati superficiali del suolo più soffici (il picco di accelerazione sul terreno era di 0,32 g).

Nella seconda analisi è stato supposto che i capitelli dei pali fossero poggiati sugli strati inferiori del terreno, che sono più duri, ma prendendo comunque in considerazione la flessibilità del sistema di pali (in questo caso il picco di accelerazione era di 0,26 g).

Il contributo delle fondazioni sullo smorzamento totale è stato calcolato con lo scopo di ridurre l'accelerazione spettrale ma il contributo riscontrato è stato relativamente basso a causa dell'elevata flessibilità del ponte. Entrambi i casi di carico sismico sono stati considerati nell'analisi ed aggiunti alle altre situazioni in accordo alla normativa AASHTO.

A commento generale si può concludere che l'elevata flessibilità della struttura del ponte è una sfida importante in quanto sono stati necessari metodi di calcolo molto avanzati per dimostrare che l'opera è sicura. L'uso di questi strumenti d'analisi ha permesso il progetto e la costruzione di un ponte sottile in un'area particolarmente difficile a causa dei rischi di terremoti e uragani.

COSTRUZIONE

La costruzione dei pali è stata eseguita mediante infissione di tubi di acciaio ø 0,60

m successivamente armati e riempiti con cemento per i primi 10 m di ogni palata. La costruzione delle fondazioni dei piloni delle spalle non ha presentato alcuna difficoltà in quanto eseguita fuori dal letto del fiume.

I piloni sono stati costruiti mediante cassaforma rampante alta 3 m, dalla forma molto semplice in quanto i piloni non hanno una sezione trasversale costante per tutta l'altezza.

L'impalcato è stato costruito con mensole simmetriche non vincolate tendendo da supporti costruiti in situ: le palcature in prossimità dei piloni. La lunghezza totale di questi supporti è di 16,70 m, lunghezza necessaria ad arrivare al primo strallo.

La lunghezza del concio è di 3,50 m tra le distanze fra le travi trasversali a metà della distanza di interesse fra gli stralli. Ogni concio, contenente una trave trasversale e uno strallo, è stato assemblato alternanza con un altro concio. La lunghezza di 7 m dell'impalcato contenente due stralli è risultata critica per lo studio statico, considerando che l'altezza della trave inferiore è di 1,20 m.

La coppia di conci in oggetto veniva montata in successione, e questo produceva lo squilibrio nei piloni e una deformazione generale nell'intera struttura. Così era necessario inserire un ritegno longitudinale nell'impalcato per evitare questo fenomeno, altrimenti i movimenti dell'impalcato durante la costruzione avrebbero compromesso l'opera. Il ritegno previsto è stato realizzato mediante elementi metallici fissati alla trave trasversale dell'impalcato e sostenuto verticalmente con un controventamento del pilone, consentendo così i movimenti verticali dell'impalcato. Questi ritegni sono stati rimossi al completamento del concio di chiave, e così l'impalcato è stato fissato alla struttura.

L'impalcato è stato costruito in modo simmetrico non vincolato procedendo dal pilone fino al concio di chiave. Durante la costruzione erano consentiti movimenti verticali dell'impalcato. Eseguito il concio di chiave, l'impalcato è stato fissato alle spalle, ed i sostegni verticali e orizzontali sono stati posizionati. Il sistema di trave a mensola libera ha permesso di avere un miglior comportamento del ponte durante la costruzione e non ha richiesto una grande rigidità nei piloni in quanto le azioni del vento e dei carichi più pesanti rispetto alle condizioni di squilibrio erano state verificate nel procedimento costruttivo.

effects specially important. Without taking into account any dynamic amplification, the 2 seconds gust for a 50 year return period should be 56 m/s (201 Km/h). The effects of buffeting forces have been taken into account by means of two procedures. The traditional method which consists in applying the so-called dynamic factors as proposed in several standards (in this case, the ECCS Recommendations) allow the evaluation of added displacements or bending moments in the most critical sections; for this bridge we were specially worried about the very slender towers and we found that the displacement at the top of the towers increases by 39% if we take into account the dynamic effects of buffeting forces. The second method consists in performing a multimodal analysis of the buffeting forces by transferring the problem to the frequency domain; in this case, not only structural damping is considered but aerodynamic damping is also taken into account.

Turbulence is considered by means of the Von Karman spectrum and the Davenport decay formula. This analysis usually gives higher displacement values but it is also interesting to apply it to get velocity and acceleration values in the deck to check for traffic comfort. In our case, the dynamic increment at the top of the towers was found to be 79% which is somewhat higher than the ECCS value but gives us a feeling about the reliability of such values. The resulting difference between maximum displacements is about 30%. With respect to the deck, maximum vertical acceleration at midspan is 0,009 g for the design velocity. This value is clearly perceptible but it should only happen in very exceptional conditions (once in 200 years) and at this stage static wind effects on vehicles would be much more disturbing. For lower and more frequent wind velocities the acceleration level would be fully acceptable.

Flutter is also a phenomenon which has to be checked. Although the span of the bridge is not as long as to think that flutter instability is likely, the design of the deck (two edge girders and a relatively low torsional stiffness) makes the flutter analysis highly necessary. Required flutter velocity was computed from several standards and it was finally fixed at a 65 m/s value. Flutter analysis was made by means of the well known 2 d.o.f. methods and by a fully three-dimensional multimodal finite element based approach. Resulting critical velocities spanned between 79 and 85 m/s (284 and 306 km/h); then they were well above the requisite.

The other wind related phenomenon which was studied is vortex shedding. Maximum displacements were computed in the deck to

get 9.4 mm in bending and 2.1 mm in torsion (vertical displacements at deck's edge). This computation was repeated for the first 20 modes of vibration to add them to the values of the static deflections; these results were incorporated into the general load case table to compute extreme stresses and deflections. The vortex shedding load cases had little influence in the design of the structural elements since the static analysis gave already very high forces, but it was very carefully considered with respect to fatigue problems, specially on the cables. For the worst case, the stress range due to vortex shedding was found to be 69 MPa while the allowable fatigue stress range was 110 MPa. The proximity of both values is due to the high flexibility of the deck.

Seismic analysis was performed by means of the well known multimodal spectral method as recommended by the AASHTO Standards. Since this bridge is founded on piles, there was a special concern about seismic forces and about the behaviour of such foundations during an earthquake. Then two different analyses were performed. In the first one pile caps are supposed to be completely rigid and supported on the upper soil layers which are softer (peak ground acceleration is 0.31 g). In the second one pile caps are supposed to be supported on the lower soil layers, which are stiffer, but the flexibility of the pile system is taken into account (in this case peak ground acceleration is 0.26 g).

The contribution of the foundations to the overall damping of the structure has been computed to try to reduce spectral accelerations but this contribution was found to be relatively small due to the high flexibility of the bridge. Both seismic load cases were taken into account in the analysis and they were added to other load cases according with the AASHTO Standard.

As a general statement it may be concluded that the very flexible structure of this bridge is an important challenge since advanced computational methods have to be used to demonstrate that the design is safe. The use of such tools has made possible to design a slender bridge in a specially difficult area because of wind and earthquake risks.

CONSTRUCTION

As we have seen, the construction of the piles was carried out by driving in steel tubes of a 0.60 m diameter followed by casting and reinforcing the first 10 metres of each pile. The construction of the tower footings and of the abutments did not present any difficulty, since they were built out of the water.

The towers were built by means of a 3 m-

high climbing formwork. This formwork was very simple and vertical, since the towers had a constant cross section all along.

The deck was constructed in symmetrical free cantilevers, starting from areas built in situ on scaffolding trusses, next to the towers. Total length of these areas amounted to 16.70 m until the first stay cables were reached.

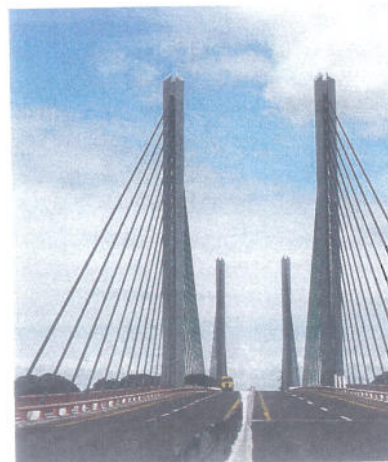
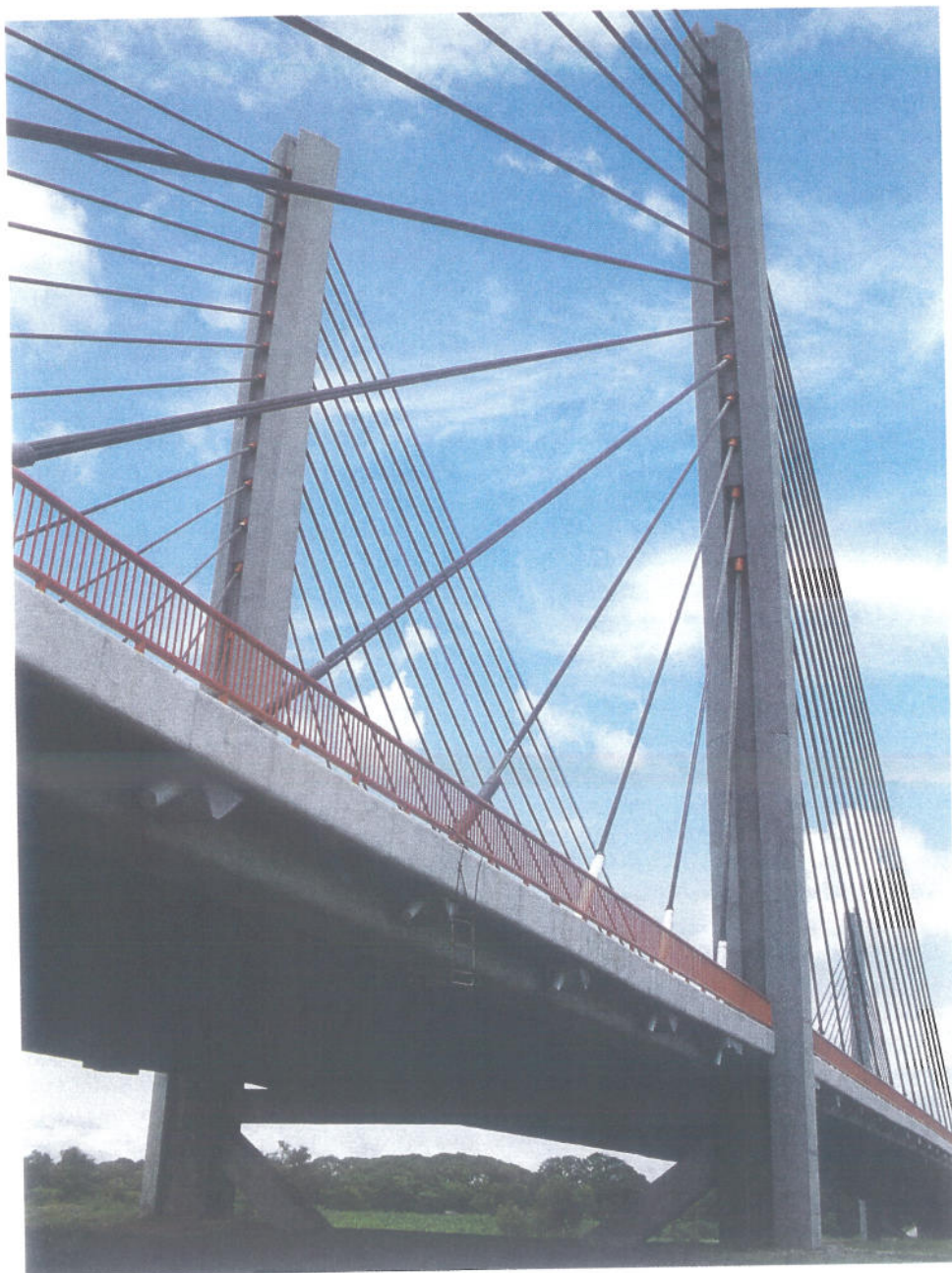
The segment length was 3.50 m, the same as the distance between the cross beams and half that between the stays. Thus each segment contained a cross beam and one stay was installed in every other segment. The 7 m-long segment between the stays turned out to be critical for the stresses in the deck. It must be borne in mind that the girder depth was 1.20 m.

The two segment that formed a couple in each free cantilever were cast successively, which produced an imbalance in the towers and a general deformation of the whole. Therefore, it was necessary to create a longitudinal restraint in the deck to avoid these deformations. Otherwise, the movements of the deck during construction would have been unacceptable. This provisional restraint was solved by means of metallic elements fixed to the deck cross beam and vertically supported by the tower bracing allowing the vertical movements of the deck. These supports were released once the mid-span segment had been finished, and finally, the deck was fixed to the abutment.

The entire deck was constructed in symmetrical free cantilevers from the tower to the mid-span segment, allowing the vertical movement of the deck. This was the reason why, during construction two free cantilevers started from the towers towards the deck ends, without the compensations being supported by the abutment. Once the mid-span segment had been finished, the deck was fixed to the abutment, and the vertical and horizontal supports were placed. This free cantilever constructions system allowed us to have a better control over the bridge behaviour during construction, and did not require a higher stiffness in the towers, because the seismic actions and the wind generated greater loads than the unbalanced hypotheses taken into account for the construction process.

The installation of the stay cables was first carried out on the floor, and the top anchorage was then lifted to be fixed to the tower element. The stay was then taken to the bottom anchorage, where it was tensioned. The execution of this operation was performed very fast without influencing the pace of the segment construction at all.

The construction was carried out in slightly less than a year.





La predisposizione degli stralli è stata eseguita a piè d'opera: l'estremità superiore è stata poi sollevata per essere fissata all'ancoraggio del pilone mentre quella inferiore è stata sistemata nell'ancoraggio di impalcato, per poter poi procedere alla messa in tensione dello strallo. L'esecuzione di questa operazione doveva essere condotta secondo precise cadenze temporali per non condizionare la costruzione progressiva dei conci di impalcato.

La realizzazione del ponte è stata portata a termine, come previsto dal programma dei lavori, in poco meno di un anno.

* * *

* * *

Committente: Secretaria de Comunicaciones y Transportes. Direccion General de Carreteras Federales.

Progetto: Carlos Fernández Casado S.L. - MEXPRESA.

Impresa: OPSA - Grupo Mexicano de desarrollo.

Precompressione, stralli ed attrezzature: MEXPRESA - Sistema DEL.

Client: Secretaria de Comunicaciones y Transportes. Direccion General de Carreteras Federales.

Design: Carlos Fernández Casado S.L. - MEXPRESA.

Construction: OPSA - Grupo Mexicano de desarrollo.

Prestressing, stay cables and construction equipment: MEXPRESA - Sistema DEL.