

東京都建設局河川建設事務所 正会員 平野 嘉 菊

〇 山 口 敏

1. まえがき

新大橋は東京都市計画道路放射31号線の一部で、中央区日本橋蛸町2丁目から江東区新大橋1丁目と結ぶ橋梁で、隅田川に架かっている数多い名橋のうちで最も古いものである。この橋は明治41年10月に着手され、同年7月に開通し、上部構造は当時技術の粋を集めて作られた石造アーチ橋で、鋼材は金沢イギリスから輸入されている。また下部構造は煉瓦造り井筒基礎と杭基礎により出来ている。建設以来60有余年を経たこの橋は関東大震災と戦災による耐乏、避難橋として多くの人命を救ってきた。しかし昭和3年設けられた新大橋の老朽化が著しく、ついに架替することになった。昭和45年頃から架替計画に着手、同年10月に旧橋の撤去を開始し、現在新橋の工事中である。以下新橋形式の計画と設計について紹介する。

2. 計画概要

1) 現橋調査

新橋は旧橋と全く同じ位置で架替を行うため、旧橋に関する調査は架替計画を立てるための重要な作業であった。特に下部構造については支間割、レールは橋梁形式選定を行うための大きな要素となるため、可能な限り資料(上下部設計図など)を集めた。図面不足、不明な点は現地踏査などにより十分調査を行った。調査の結果、橋台は中央区側が3本の煉瓦造り井筒基礎、江東区側が板杭基礎で、躯体はそれぞれ翼壁式煉瓦造りであった。また橋脚は2基とも2本の煉瓦造り井筒基礎で、水面上まで構築され、管底の所でグレーシングを用い連絡されていた。(写真-1)

2) 地盤調査

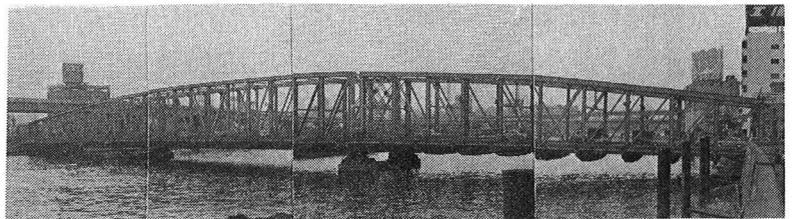
本橋の架設位置の基礎地盤の性状は土質調査の結果、地表よりAP-23m付近まで軟弱なシルト質層(N値=0,  $\gamma_u = 0.3 \sim 0.6 \text{ t/m}^2$ ,  $E_p = 10 \sim 20 \text{ kg/cm}^2$ )、以下AP-28m付近までシルト質粘土層(N値=10~20)からなる沖積層であり、その下に洪積層に属する砂層(AP-28~30m, N値=50以上)および砂礫層(AP-30m以下)からなっている。本橋の地盤調査は一般的土質調査の他に、上下部合わせた全体系としての地震応答解析を行うために地盤の常時微動測定とPS検層を行った。

3) 計画条件

計画の諸条件を挙げると、①河川管理上最小支間を30m以上とすること、また河川の利用者である東京港運協会の要望は航路幅60m以上確保すること、②桁下高は高潮護岸維持支端高、波高の関係からAP+5.525m以上とする。

旧橋写真-1

③橋台の位置は既設取付道路の関係上同じ位置に作る。算定あり況道住民からは計画路面高を極力下げ取付撤去を短くすることが要求された。そのための桁端部高を可能な限り(約1.6m)下げるとともに取付



道路の勾配を7%にした。

7) 下部構造の選定

橋梁の形式選定には上下部同時に考へるべきものであるが、本橋については下部構造を先に選定しなければならなかった。それは本計画の重要な検討課題である旧橋下部を利用するか否かであった。まず中央区側橋台は基礎が日本の井筒からなっているが深さ(支持層まで)が不明確なこと、躯体が無筋煉瓦造りで地震時水平剪断力に弱い。近東区側橋台は基礎が松杭(約9m)であり、橋脚は日本の井筒からなっているが深さが不明確なこと。以上のことから基礎の耐震性、耐荷力に問題があり旧橋の下部を利用することをためて新形式を下記のように決定した。

- ① 中央区側橋台は旧橋台の躯体を取りこめ、旧井筒をまたぐ杭基礎橋台とする。
- ② 近東区側橋台は旧橋台を撤去し杭基礎橋台とする。
- ③ 橋脚は大きな反力を受け持たせるため旧橋脚の位置を離して、ニューマチックケーソン基礎とする。

5) 上部構造の選定

上部構造は下部構造の条件より至間割が制約され、橋台には反力を多く、橋脚には反力を小さくとれるように中央至間を広くし、側至間を小さくした構造を考へるものとする。以上のことから種々検討した結果、下記に示す3案に絞った。案1案2至間斜張橋、案3案4至間連続桁橋、案5案6トラスランジャー桁+単純鉄桁である。

その中で新大橋にするにせよ形式として案1案2が決定された。その主な理由としては、①架設地帯は川筋が弯曲しているため、橋脚は近東区寄りにより基礎することにより航路幅が広く取れて河川管理および船舶航行上非常に有利となる。②ケーブルによる斜張効果により、桁高の制約条件を満足出来、架設時にケーブルを利用した架設方法がこれ航路の支障とならないこと。③橋上の構造は開放的であり通行者に閉塞感を与えない。また外観上明治を象徴する旧橋に対して新橋の形式は現代にふさわしく軽快な感じがある。算が挙げられる。(回-2)

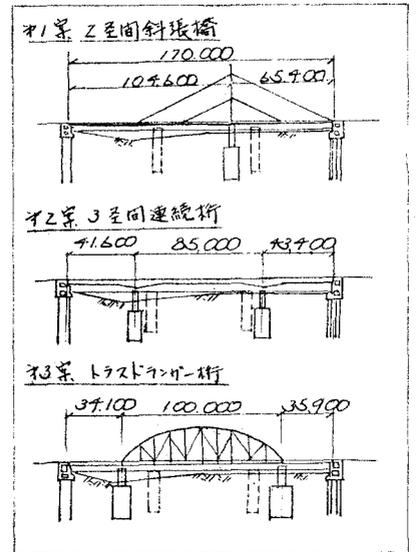
3. 設計概要

1). 下部構造

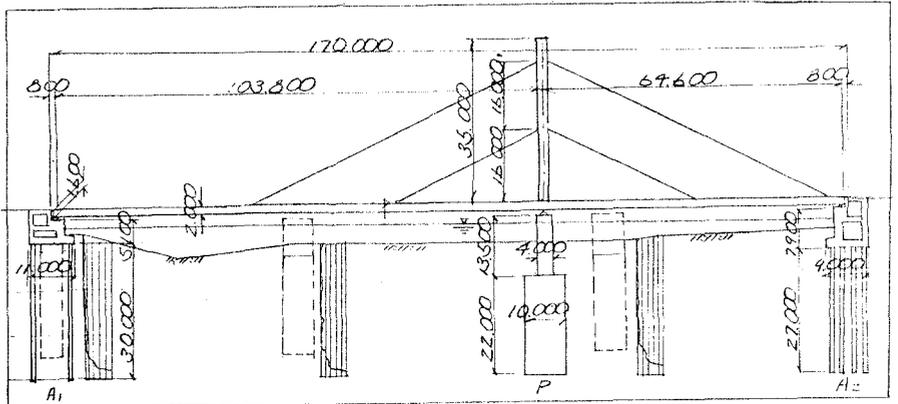
下部構造は橋台が杭基礎、橋脚がニューマチックケーソン基礎との設計条件は震度 $K_H=0.3$ 、 $K_V=0$ 。上部工反力がそれぞれ $R=570^t(A_1)$ 、 $R=7520^t(P)$ 、 $R=-790^t(A_2)$ 。主材は躯体コンクリートは $\sigma_{ck}=240^t/cm^2$ 、杭のコンクリートは $\sigma_{ck}=300^t/cm^2$ 、鉄筋はSD30、鋼管はSTK41とした。以下その設計内容を以下に記す。

① A1橋台は旧橋台の井筒がありこれを避けて前後に杭を打ち、コーキング中(11.0m)との関係から杭本数(4100×22)を決めた。杭の構造は地盤が悪く杭頭反力( $V=18^t$ 、 $H=6^t$ )が大きいため、

比較図 回-2



斜張橋一般図 回-3



大径鋼管杭(φ1,016×19×18.0<sup>m</sup>)と場所打コンクリート杭(φ1,000×30.0<sup>m</sup>)の合成杭とした。なお杭頭変位は常時0.3<sup>m</sup>、地震時1.3<sup>m</sup>である。合成杭は上層部の軟弱層に鋼管を用い、その中に場所打鉄筋コンクリート杭(リバーシ工法)を打設した。コンクリートには鋼管部分に合成効果を高めるための膨張剤を使用し、その合成効果については水平載荷試験と行い現在データを整理中である。躯体の構造は自重を軽くするため、また添架物が多く橋台背面に埋設し易いように中空ラーメン構造とした。ワーキング底面高をAP±0とした。

② A<sub>2</sub>橋台は旧橋台と撤去し河川条件にもとづきワーキング底面高をAP-3.30<sup>m</sup>に底面幅と施工の制約から

9.0<sup>m</sup>と決り杭本数(φ1,000×32本)を決定した。杭構造はA<sub>1</sub>と同様に地盤が悪く、杭頭反力(V=180<sup>t</sup>、H=65<sup>t</sup>)が大きいため合成杭(鋼管φ1,016×16×18.0<sup>m</sup>、場所打コンクリートφ1,000×27.0<sup>m</sup>)とした。なお杭頭変位は常時0.4<sup>m</sup>、地震時1.2<sup>m</sup>である。躯体は中空ラーメン構造とした。

③ 中央橋脚は地震時の上部工反力(V'=3,200<sup>t</sup>、H=

960<sup>t</sup>)が大きいため、大形ケーソン基礎(10<sup>m</sup>×20<sup>m</sup>)とした。

ケーソン天端は河川条件よりAP-8.5<sup>m</sup>とし

底面はAP-30.5<sup>m</sup>で砂礫層を支持層とした。躯体は

AP-8.5<sup>m</sup>から並上るのでニューマチックケーソン工法を用い、沈下を伴わず構築出来た構造とした。

なお地盤反力は $f_{max}=150\text{t}/\text{m}^2$ で、変位はケーソン天端で11.0<sup>m</sup>、躯体天端で20.0<sup>m</sup>である。隣切工法は

航路幅を確保する関係上1重とした。そのための築高は

河床(AP-7.5<sup>m</sup>)より2.0<sup>m</sup>上げでAP-2.5<sup>m</sup>までとし、さらに河床の地盤が軟弱なことから地盤改良として

ケミコバイル(生石灰)を刃口の回りに打った。(φ400×70<sup>m</sup>、間隔1.5<sup>m</sup>)。その結果地耐力は

100<sup>t</sup>/m<sup>2</sup>程度となった。

## 2) 上部構造

上部構造は2至同斜張橋をその設計条件として支間割、幅員構成、各部の構造等を十分検討した。その結果支間割は103.8<sup>m</sup>+67.6<sup>m</sup>=171.4<sup>m</sup>とし、

単道幅員は取付道路の関係から14.0<sup>m</sup>(中央分離帯なし)とし、

歩道は主桁配置の関係から出来ただけなく(5.25<sup>m</sup>、有効幅員3.75<sup>m</sup>)し、

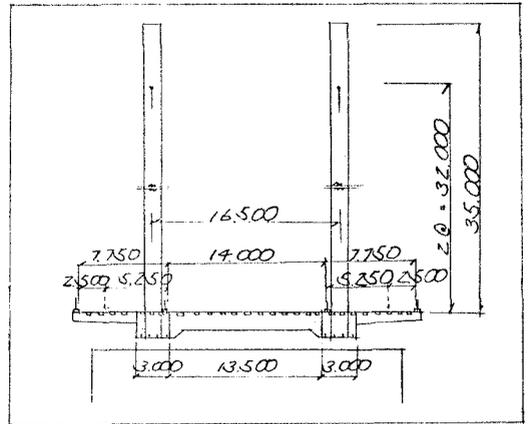
さらに塔の折で2.5<sup>m</sup>、長さ2.10<sup>m</sup>まで拡張した。構造上では主桁は2箱桁とし桁高は端部で1.6<sup>m</sup>、その他は2.0<sup>m</sup>( $H/L=1/50$ )とした。

塔は構造上美観上から主桁と剛結する2本の独立柱(2.0<sup>m</sup>×1.5<sup>m</sup>、高さ35<sup>m</sup>)とした。

ケーブルはロックコイルロープを使用し2面で2本のハープ形とした。また設計荷重はTL-20で震度はK<sub>H</sub>=0.3、K<sub>V</sub>=0、風速は55<sup>m</sup>/sec、下部の不平等下は10<sup>m</sup>とした。

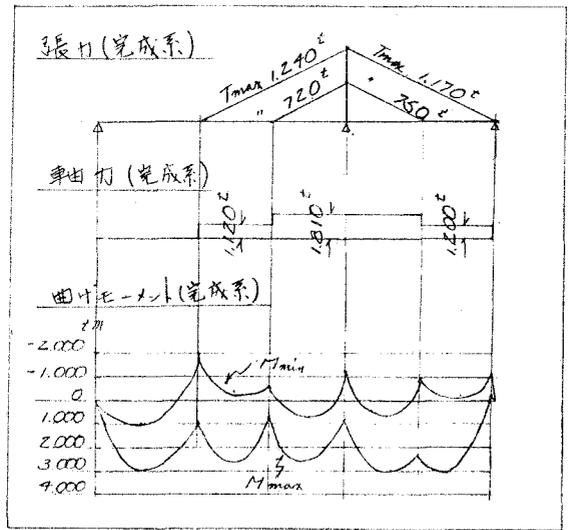
断面図

図-4



応力図

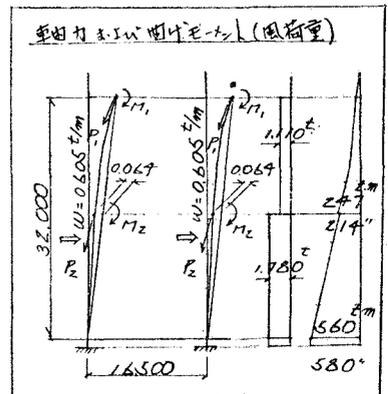
図-5



塔応力図

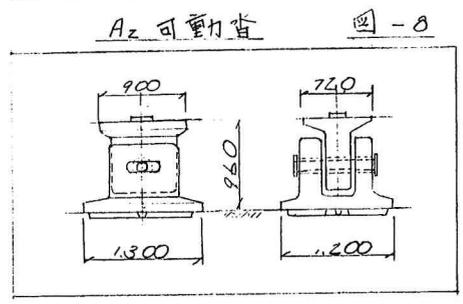
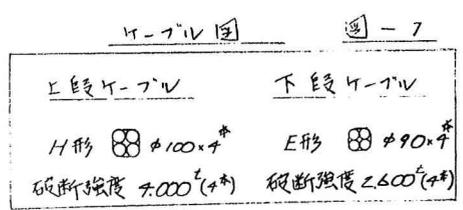
図-6

車道力と曲げモーメント(風荷重)



設計内容については変形法により電算を用いた。主桁は大ブロッツ架設工法(2回)を取り、各架設段階(8段階)を累算して断面力、反力、変形量を求めた。衝撃係数はケーブル支持間隔とした。ケーブルのプレストレスト導入量は主桁の応力が全間にバランスされるように上段を600t、下段を350tとした。斜張橋は一般に振動が大きくなる恐れがあるため剛性之高めの工法として使用鋼材をSM53までとした(主桁最大板厚t=32)なお主桁の曲げモーメント、軸力、およびケーブルの張力は図-5に示す通りである。撓み量は活荷重で242mm(1/429)、死荷重で216mmであった。継手は大ブロッツ工法によるため主桁中央に1ヶ所とする。鋼床版については歩道(t=12)、車道(t=16)床版と同高とし、歩道側に

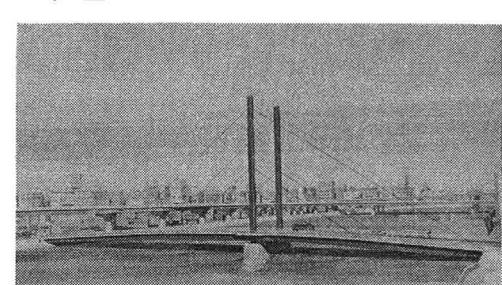
変断面を使用したことを選じた。鋼床版の継手は応答接構造(工場と現場)とした。縦リブは台形で間隔は60mmとし、横リブ(支間13.5m、高さ1.1m)の間隔は3.5m、3.4mとした。塔はケーブルからの軸力を直接管に伝へ、面内曲げモーメントに対しては剛節部で抵抗せし、面外応力は地震荷重、風荷重、製作誤差及び製作の初期歪りに伴う軸方向圧縮力の偏載を考慮して計算し、塔の強度(図-6)を確認した。なお継手は3ヶ所とも現場溶接とする。ケーブルはロックコイルを用いその主な理由は桁端部の折高が制限される十分な定着するスペースがない、役工が容易である、防水性に優れる、弾性係数または疲労強度が他のケーブルと比較して小さいがその差が全体に及ぼす影響が小さい等である。ケーブルの弾性係数は $1.4 \times 10^6 \text{ kg/m}^2$ とし、安全率は3.2とした。ケーブルの張力は設計張力が上段で1240t、下段で750tであり、破断強度は上段で $1,000 \text{ t} \times 4 \text{ 本} = 4,000 \text{ t}$ 、下段で $650 \text{ t} \times 4 \text{ 本} = 2,600 \text{ t}$ とした。管についてはA可動管は2本ローラ管とし、P固定管は塔からの軸力、塔の面外曲げモーメント、主桁の反力を確実に伝へるため支形ピン管(反力2,300t、ヤ13mm長さ3.1m高さ1.1m)とした。A2可動管は反力(0~700t)が作用し、桁下(AP+5.25)と水面(HNL, AP+2.100)が接近してホリ維持管理と図-8のよう低い管を用いた。



本橋の地震に対して十分安全であることを確認するため、上下部各々また全体系の地震応答解析を行った。まず関東大地震級以上の地震と想定して下部工橋脚の基盤に200galを入力とし、橋軸方向と橋軸直角方向に作用させた。その結果静力学的耐震計算より大きな値が算出され、面内方向では橋脚より基盤で、面外方向では塔基部と各管の水平反力であった。しかし応力は数%、増え強度的には十分安全であった。なお地震調査の結果から関東大地震の場合には基盤では120gal程度と推定された。

4. あとがき  
 本橋の架かる隅田川は上流の千住大橋から河口の勝鬨橋まで景観的にも技術的にも素晴らしい。かつバラエティに富んだ各種の橋梁が並んでいるが、その中でも新大橋は最も古くから都民に親しまれてきたものである。そのため架替にあたっては地形、環境などを十分考慮に入れて新橋の形式を選定した。

現在下部工中で、上部鋼桁は製作中である。なお上部工との関係、取付道路仕上関係については多数の関係者から意見を聞くこととし、本都でできる一歩として新大橋建設委員会を発足させ、景観や住民に親しまれる親柱、高欄、照明および橋詰を含めた諸施設を検討することとしている。



完成想定写真-2