

葛西橋の設計・施工上の問題点

三上 澄・佐藤任司・片原敏夫

1. まえがき

東京都が新荒川河口に近い地点に施工中であった葛西橋は、3年10カ月の歳月を経て、さる昭和38年9月に竣工した(カット写真参照)。本橋の下部構造には深さ47mにおよぶ長大な井筒を採用し、沈下最終段階ではニューマチックケーソン工法に切り換えて施工した。上部構造には突桁式吊補剛桁という新形式構造を採用した。したがって以上の設計、施工には種々の問題点をふくんでおり、これらの主要な点を報告して今後の参考に供したい。

2. 事業概要

- (1) 事業費：1932000000円
 - 内訳 { 橋梁費 1563500000円
 - 取付道路費 368500000円
- (2) 路線名：主要地方道「東京～浦安」線
- (3) 位置：東京都江東区南砂町より江戸川区小島町まで、新荒川および新中川に架かる。
- (4) 橋の等級：1等橋 (T-20, L-20)
- (5) 橋長：727.4m (565.2m+162.2m)
- (6) 幅員：15.0m (車道11m, 歩道2m×2m)
- (7) 下部構造：
 - 橋台4基 鉄筋コンクリート造
 - 基礎 鋼管杭、径450mm、長47m~45.5m
3基、井筒長径19m×短径5.2m、長45m 1基
 - 橋脚12基 鉄筋コンクリート造
 - 基礎 鋼管杭、径500mm、長38.5m~47.5m
9基、井筒長径19.4m×短径7m、長45m~47m 2基、井筒長径19m×短径5.2m、長45m 1基
- (8) 上部構造：
 - 主径間：3径間
 - 形式 突桁式吊補剛桁橋
 - 支間 69m+142m+69m

側径間：11径間 (新荒川7径間, 新中川4径間)
形式 単純活荷重合成格子桁橋
支間 39.8m

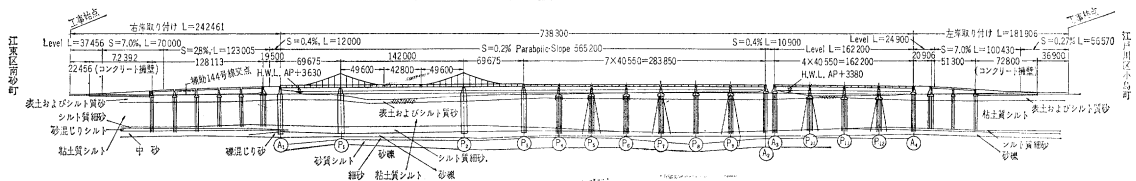
- (9) 取付道路：右岸延長242.5m (陸橋をふくむ)
 - 左岸延長181.9m
 - 幅員 主道11.5m, 副道2m×6.5m
 - 中堤延長10.9m
 - 幅員15.0m (車道11m, 歩道2m×2m)
- (10) 資材：鋼材7060t, 鉄筋1570t, コンクリート21030m³
- (11) 施工：上下部橋体、取付道路工、鹿島建設KK
主径間鋼桁製作架設工, KK横河橋梁製作所
側径間鋼桁製作工, KK宮地鉄工所, 松尾橋梁KK, 桜田機械工業KK
取付陸橋鋼桁製作工, KK東京鉄骨橋梁製作所, 東都鉄構KK

本橋の基礎地盤は、地表に近い上層部には薄い細砂層があり、その下にはきわめて軟弱な粘土質シルト層があり、その下に中程度の締った細砂層につづいて基礎の底面をおくに適した硬い砂礫がある。この砂礫層は厚さがあまり十分でなく、その下の硬質シルト層の圧密沈下を考えねばならない。

これらの点を考慮して側径間下部には、その基礎に深さ約45mの砂礫層に達する3本継ぎの鋼管杭を採用し、また耐震性の増加を考慮して桁の固定端を橋脚1基おきにまとめここには斜杭を用いた。鋼管杭施工に当たり当時わが国ではまだ広く採用されていない状況にあったため、慎重な施工を実施し¹⁾、また設計、施工の資料を得るため各種の試験を行なった²⁾。

側径間上部は、橋脚の沈下を考慮して単純活荷重合成格子桁とし、支間は橋脚工費とあわせ考え39.8m等径間としたことにより設計製作面で有利であった。使用鋼

図-1 葛西橋の一般側面図



* 正員 東京都建設局第五建設事務所

重は 1469 t(220 kg/m³, SM 41, SM 50 混用) である。

主径間下部は、上部構造からの最大荷重 2950 t および厚い粘土質シルト層の圧密沈下により基礎に作用する負の摩擦力をも荷重と考えねばならない。また軟弱地盤であるので、水平震度 0.3, 鉛直震度 0.1 とし、重量負荷および耐震上の安定性の大きい井筒形式を採用した。A.P.-45 m 以下の砂礫層に支持させる前例の少ない深い井筒の沈下には、当初エアブローを主体とし A.P.-40 m ぐらいまでは比較的順調に沈下したが³⁾、その後工事は難行した。このため載荷、水中発破工法などを取り、種々検討の結果最後にニューマチックケーソン工法に切り換えることによって、ほぼ満足できる成果を得た。本報告においては、工法切り換えによって生じた問題点をおもに述べる。

主径間上部構造は、下部構造の地震時水平荷重に対する安定および不等沈下の可能性を考慮して外的静定構造を取り、また右岸寄りの流心部の水深大なることを避けて橋脚を設置すると中央径間が長くなることなどを考慮し、空桁式吊補剛桁を採用した。本橋の設計に際しては東京大学に各種実験を委託し、その成果を細部設計の指針としたが⁵⁾、本橋は突桁径間の比較的長いゲルバー桁を吊補剛材によって補剛した新形式橋梁のため、その設計製作に当っては種々の問題点について慎重な検討を行なった。本報告においては、架設後の応力測定の結果をあわせて、重要な問題点について述べる。なお使用鋼重は 1975 t(470 kg/m²) である。

全工の工程は、図-2 のとおりである。

図-2 主要工事工程表

工種	年	34年	35年	36年	37年	38年
準備工						
下部工	側径間部	基礎杭工、橋体工				
	主径間部	基礎井筒工				
上部工	側径間部	鋼桁製作架設工				
	主径間部	床版工、舗装工				
取付道踏機工、街路築造工						

3. 井筒工 (ニューマチック ケーソンへの切り換え工法)

(1) 井筒の構造と沈下作業経過³⁾

主径間上部構造を支持する橋台 1 基、橋脚 3 基の基礎地盤は図-3 中の地質図に一例を示すように、河床砂層下は厚い軟弱な粘土質シルト層が -36 m(深度は A.P. 標高を示す) 付近まで続き、この下に 4~5 m 厚の締った細砂層 (N≒30) があるが再び粘土質シルトが 3 m 厚に介在して、-45 m 付近から堅硬な砂礫層 (N≒50 以上) となる。ここに基礎を置く井筒の構造は、図-4 に示すように隔壁を有する小判型施面で、刃口部には厚

図-3 井筒沈下図 (P₃)

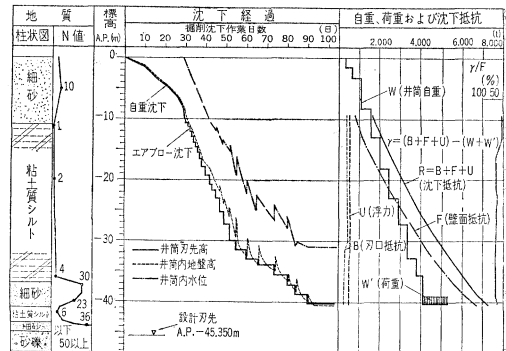
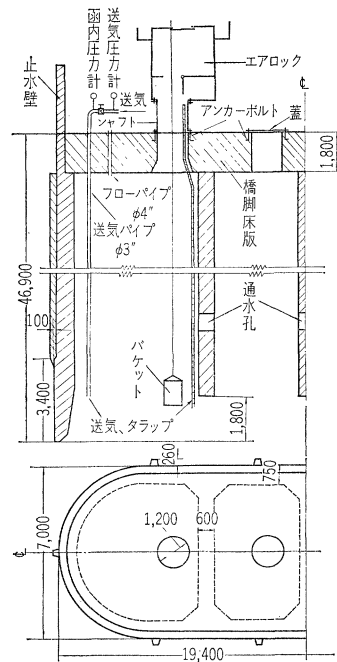


図-4 ケーソンギ装構造図 (P₁, P₂)



10 cm のフリクションカットと外壁面には沈下時ブローエアの片寄りを防ぐ突起を有する。沈下設備としては粘性土層に効率のよいエアブロー法を採用し、周壁内に送気管を刃口部から上部まで 10 段に配置して周長 1 m 間隔にブロー孔を設けた。

作業に当っては河中に設けた築島上に井筒を打継ぎつつクラム

シュルによる掘削とエアブロー(送気圧 7 kg/cm²) により沈下を進めたが、4 基の井筒は図-3 に一例を示すように順調に沈下し、着工後 9 カ月を経て軟弱シルト層を貫通し -38 m 付近の細砂層まで達した。

細砂層に至り地下水の湧水を生じてクラムシュルによる掘削能率が落ちるとともに、掘削にともなう井筒外周土砂のまわり込みを生じて掘越し不能となり沈下困難となった。そこで 1 部の井筒では 1100 t の載荷を行ないまた水替え工法、水中発破工法を併用して、この細砂を貫く努力を試みたが効果は少なかった。そのうえ掘削にともない周囲地盤面の移動沈下が日々顕著となり河岸堤防その他に対する悪影響が憂慮され、またこの間 2 カ月余の工程遅延はその後の工事工程の見とおしを暗くするものであった。

(2) ケーソンへの切り換え工法の立案

a) 沈下条件の検討 4基の井筒は当初から問題視されていた細砂層で沈下作業に行きづまりを生じ、この主因は地盤よりの刃口抵抗の増大にあると考えられるがまた厚 25m あまりの付着性の高い粘土質シルト層から受ける壁面抵抗も沈下を妨げる大きな要素であって、沈下工法の検討に当ってはまず壁面抵抗を減少し得るエアブローの効率を把握しなければならない。

図-3 に例示する沈下抵抗 R の諸値は、各深度における土質およびこれが井筒に作用する条件を考えて土質理論上の各係数を仮定し計算した推定値である。ここで刃口抵抗 B については、沈下開始前の地盤掘削状態に応じてテルツァギーの砂、粘土地盤における極限支持力式にもとづいて定め、壁面抵抗 F については砂層では土圧による摩擦力を粘土質シルト層では土質試験から知り得る土の付着力 ($\div c=qa/2$) を考えて抵抗係数を仮定した。また有効浮力 U については土質による係数を砂層で 1、シルト層で 0.9~0.8 とした。この推定値からある段階において井筒が自重沈下不能の場合に、沈下を妨げている抵抗量 $r=(B+F+U)-(W+W')$ を求め、この井筒がエアブローを受けて沈下した場合について $r/F(\times 100\%)$ を考えると、この値はこの段階におけるエアブローによる壁面抵抗減少の有効率と考えられ、これをブローにより沈下した各段階について求めると図示のように 30~40% となる。一般に井筒の沈下を理論的に取り扱う場合に正確な沈下抵抗値を知ることが困難であるが、この r/F を考えるとこの井筒のある段階でのエアブローによる沈下可能性を、土質的に同一基準の仮定から算出された前段階までの実績値と比較することから判定し得よう。

これによるとこの井筒が沈下困難となっている -40m の段階においては、1100t の載荷をして刃口を前段階程度の抵抗量となるまで掘削すれば $r/F=33\%$ となるので、エアブローによる沈下法が可能な範囲内であると判定される。この推論から現状を打開する解決策は刃口土砂の確実な掘削作業にあり、このための有効な工法研究が望まれた。

b) ケーソン工法の適性 上述の井筒の状態に対し、刃口からの水、土砂の流入を防ぎ周囲地盤を乱さず堅硬地盤にも確実な掘削ができて計画的な沈下を行なうには、一般にニューマチック ケーソン工法が最も適当と考えられる。しかし深度 40m 以上におよぶケーソン作業については、理論的に 4kg/cm^2 以上の作業気圧を必要とし、常識的に困難視されて施工例も少ない。

しかしここで 4基の井筒の作業経過も検討すると、図-3 中に見られるように井筒内水位は刃口が河床砂層にある間はほぼ河川水位と等しく、粘土質シルト層に入る

とそれまでに侵入した水深のままで掘削地盤面とともに下り、刃口が細砂層に至ると掘削の進行に関係なく -31m 付近で一定水位を保って、一時的な排水後もここに復元することが認められた。そこでこの状況に着目しつぎの推定をなした。

① 粘土質シルト層は不透水性が高く表面河水を下層まではほとんど通水しない。

② 深層部地下水位は砂礫層中に滞水する地下水の影響下であって、その水頭は約 -31m である。

以上の現象はこの地区の地盤沈下の原因である工業用水くみ上げによる地下水位低下状況から理解できることであり、この付近に設けた深井戸における測定結果とも一致し、また深度 30m 程度の他の井筒ケーソン施工例からも観察された。さらに井筒に装置した土、水圧計その他各種の計器の沈下作業中の測定で、刃口付近に設けた水圧計測定値が粘土質シルトに入り次第に減少を示し -30m 付近で最小 (理論水圧 3.2kg/cm^2 に対して測定値 0.5kg/cm^2) となることから、この状況を確認できた。

上記の地下水条件から考えると常識外とされる深度 40m 以上のケーソン作業も、ここでは実質的に -31m 以下の地下水を対象として -47m まで施工することであり、作業気圧 2kg/cm^2 以下で可能と考えられる。この推論から 47m におよぶ井筒をケーソンに切り換えることにより、困難視される深層部 5~7m の沈下を進め計画した堅硬な砂礫地盤に刃口を沈設する方針を立てた。

(3) 計画上の問題点と対策

この工法は参考とする前例がないため種々の問題点が考えられ、対策を誤ると事故を生じて人命に危険を与え、また工程上にも大きな支障をきたす。実施計画に当ってはつぎの諸点につき慎重な検討を重きね、成案を得て施工に踏み切った。

a) ケーソンへの切り換え方法 図-4 に示すように井筒上に載る橋脚躯体の床版部を先に打設し、これを天井として井筒内全体をケーソン作業室とし掘削土を床版上に載せて載荷重とする。このとき内外から受ける荷重に対して床版強度および床版と井筒との連結強度を照査しながら原設計の鉄筋量で十分安全であった。しかし井筒壁体強度は上部で 2.3kg/cm^2 以上の内圧を許さないから、必要以上に高圧として壁体を損傷しないよう圧力安全弁を設ける。この設備によると切り換え工法によって井筒に加わる特別な装置を必要とせず、ケーソン作業に要する機械設備と労力工費は、載荷重作業の容易性と工程短縮による経費節減を考えれば井筒工のままに比して大きな不利とならない。

b) 送気設備 作業室が広大 (60~84m²×45m)

であるから圧気当初には多量の送気が必要とし、また井筒各ロットの打継目から相当のエアロスが考えられる。このため通常ケーソン作業において算出される送気量に加えて十分余裕を見たコンプレッサー配置をなし、不測の事故に備えて動力は電力とディーゼル併用とする。

c) 河水の通水 沈下に対して前述の条件判定からエアブローを行なわざるを得ないから、これに起因して周囲地盤内にブロー孔が生じ表面河水がこれから通水する危険が考えられる。このため掘削作業においては刃口よりのブローを避けるために作業気圧を必要以上に上げないように注意をし、沈下に際してのエアブローは底部ブロー孔を使用せず上方から必要限度に止める。しかし万一通水事故を生じた場合には、作業員は各マスごとに設けた梯子により任意の位置で上方に避難し天井孔より救助を待つとともに、その井筒は作業を一時中止して地盤の落付きによる止水を待つ。

d) 掘削作業 広大な作業室のため落下物に対して危険度が高い。このため作業員はバケット昇降時には特に上方に注意をして他のマスに身を避け、一方高気圧障害防止規則上定められた作業時間を厳守して疲労による不注意の事故を防ぐ。また細砂下に介在する粘土質シルトは腐食性であるから有毒ガス発生のおそれがあるので、常にガス検知機で調査警戒をする。

(4) 作業経過

a) 設備 図-4 において天井蓋として用いた橋脚床版には井筒各マスごとに径 1.2m の孔を開け、この周囲には十分な補強鉄筋を配置して床版強度に影響を与えないようにした。エアロックは2~3マスに取りつけほかのマスとは隔壁下の空間を通じて連絡し掘削をする。また隔壁には図示のように通水孔があるので、これを通じて各マス間の送気を連絡できる。なおエアロックを取り付けない床版の孔には蓋をして、沈設後中埋コンクリート打設(下層は圧気排水状態で、上層は圧気解除して)の際にこれを除く。送気用コンプレッサーは電動(100HP)2台を主体としほかにディーゼル(75100HP)を補助とした。

b) 掘削沈下作業 作業開始当初は準備期間中に水底に沈殿した泥土のため圧気排水が困難であって、ポンプおよびバケットでヘドロ状泥水をくみ上げ除去するのに7~10日を要したが、その後は圧気排水が容易となって掘削作業は図-5に示すように計画どおりに進化した。平均掘削能率は1組6人の作業員が入って3m³/時の排土をした。また作業気圧は0.9~1.7kg/cm²でありほぼ推定した理論気圧に近く、当初に心配した河水の通水とガスの発生は見られなかった。

沈下に当っては50cmを標準として掘り越しを行ない、上方よりエアブローを十分に成した後函内気圧を

図-5 ケーソン沈下図(A₁)

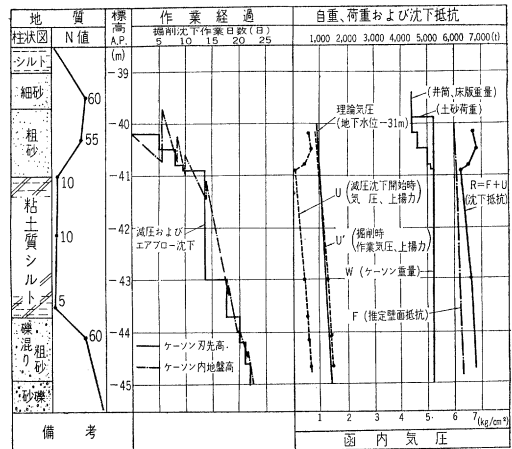
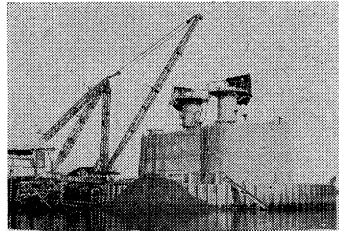


写真-1 ケーソン作業状況



ブローパイプ(φ4")から急速に放気して上揚力を減じつつ沈下させた。この際減圧は最小限度に行ない沈下後はただちに送気を開始した。

刃口が砂礫層の計画深度に達したのち函内で地耐力試験を行なって支持地盤の適否を調べたが、φ30cm 載荷板方式で降伏荷重が約200t/m²とみなされ設計所要支持力32.6t/m²に対しては十分の安全度を有すると判定された。4基の井筒はケーソンに切り換え後それぞれ1カ月以内で無事に沈設を完了して、後に続く主径間上部工に工期内竣工の成案を与えた。

(5) 考察

本工法は、当工事のような地質および地下水条件に対しては可能であり効果的であった施工例で、一般の井筒工には適用しがたい。しかし施工条件が許せば、深基礎工法として大部分の軟弱地盤に対しては経済的な井筒工法を用い、下層の掘削困難な地層に対してのみケーソンに切り換え施工する方法は、作業の対象条件に即応できる効率のよい工法とも考えられる。近年鋼管杭の使用のほか種々の新工法の啓発により深基礎工法は画期的な進歩をとげたが、大きな耐震性と水深の大きな箇所での橋脚躯体施工の容易性を考える場合に、井筒は現在なお信頼できる工法であり、本工法は井筒工法の欠点を補足するものとして今後の応用が考えられよう。

この意味で本工法に対して施工結果からさらに考慮が必要と思われる事項を参考に述べ、将来の研究に待ちたい。

a) 地質および地下水位の調査 いうまでもなく上

層地層の不透水性と深部地下水位はこの工法の基本条件であるから、あらゆる角度からの周到な調査が必要である。これに確信が持てる場合でも不測の河水通水を招かないよう作業に注意をし、また万一通水した場合に備えて対策を持つべきである。

b) 作業室設備の改善 通常のケーソンにくらべて作業室天井が高く、掘削作業で室内をバケットが昇降する際に振れを生じて落下物に対する危険度が高い。作業においては常時これに対して注意が必要であり、バケットの積載土量も容量の80%以内に押えるので掘削能率の低下をまぬがれない。また頭上へすぐ天井が見えないことから、作業員は深い地底を特に意識して不安を感じ、作業意欲に影響を受ける。以上については室内にバケット昇降用ガイドの設備、作業員の頭上をある程度遮蔽する組替え可能な防護設備などを設ける工夫が考えられよう。そのほか井筒各ロット打継目からのエアロスが予想以上であり相当量のエア補給が必要であるから、コンクリート打設にはさらに入念な打ち継ぎ処置が必要である。

c) 載荷重の増加 頭部床版上に載荷できる沈下荷重には限度があり(ここでは、土砂またはレールにより600~1100t)、通常のケーソン構造のように大量の水荷重をとり得ない。このため沈下には減圧が必要であり、場合によってはこのため相当の水、土砂の流入を招く。このため前述の作業室設備上の改善をあわせて、当初から切り換えを予定し、井筒内壁のなるべく下方の位置に天井を設置し得る装置を設けて、必要な時期にケーソンとする方法を考案すればさらに有効な本工法の利用が考えられる。ただしこの場合には、河水通水時の作業員退避を考え各マスごとにエアロックを設ける必要があるだろう。

4. 主径間上部の設計

主径間の計画にあたり各種の模型実験を行ない設計の

指針としたが、なお詳細設計においては細部構造に種々苦心をした点があるのでその大要について述べる(図-6参照、基本材料 SM 50)。

(1) 補剛始点部

吊引張部材の補剛始点部は定着径間の比較的曲げモーメントの大きい部分より始まるもので、ランガー桁あるいはローゼ桁の補剛始点部とはその性質が異なるものである。

吊引張部材は格点においてピン結合の仮定にしたがって計算したが、実際にはランガー桁の扶肋と同様に連続した構造である。特に補剛始点部は計画にあたり構造の単純化の外観を考慮して図のような剛結構造を前提として、剛結内部の応力状態ならびに隅角部の応力集中を模型あるいは光弾性実験によって調査した。その結果隅角部の主桁側にかなり応力集中がみとめられ、半径が少なくとも吊引張部材の高さに等しい丸味をつけなければならないことがわかった。

理論上の補剛始点は格点③および⑭であるが、吊引張部材は格点④~⑤(⑮~⑯)の間まで剛結されている。したがって吊引張部材の水平分力は剛結区間で漸次桁腹板に移行するものと考え、吊引張部材の側板の厚さにあわせて主桁の腹板厚を25mm(補剛区間部腹板厚18mm)として一枚板を使用した。またこの区間の主桁腹板(桁高の上部約1/3)は、60kg鋼を使用して隅角部より主桁上突縁に平行に沿って生ずる水平せん断力と隅角部の二次応力に対処することにした。吊引張材の底板は上記の理由から補剛始点まで延ばしても応力的に無意味であるとして補剛始点前方で止めたが、後述する応力測定の結果から見て必ずしも無意味とも思われず、この点は明確でない。

(2) 塔頂部の吊引張部材(写真-2)

この部分の詳細設計にあたっては最も論議的になった。すなわち吊引張部材と塔の結合方法として図-7に示すような3案が考えられる。a案は結合隅角部の応力

図-6 主径間鋼桁構造図

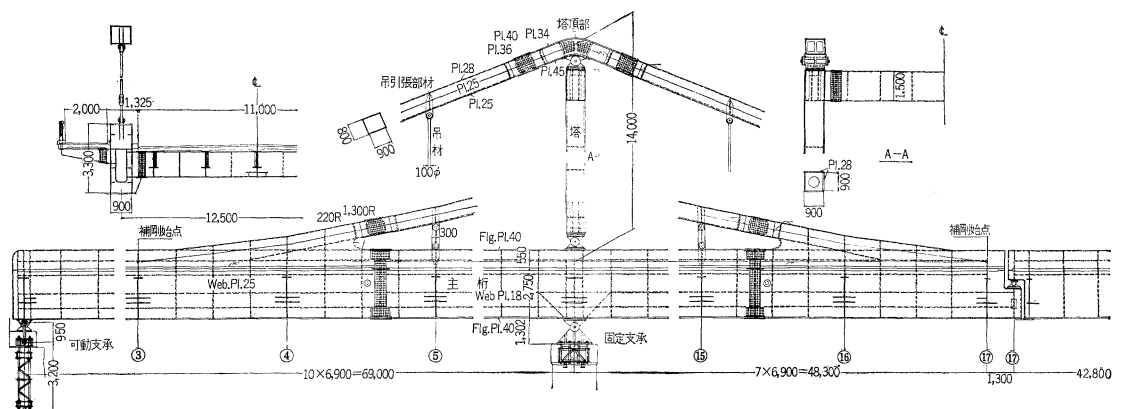


図-7

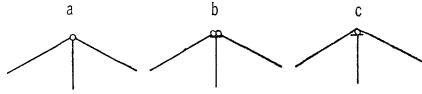
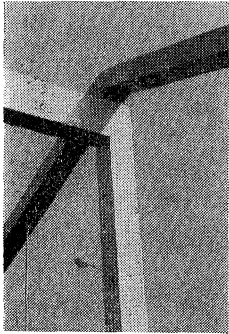


写真-2 塔頂部



集中の大きいことと、塔に常時二次モーメントの存在することから考慮外とした。b案は最も計算仮定に忠実な方法であるが、二つのピンを設けるためには、この部分の構造を鋳物によらねばならず、吊引張部材の引張力を期待するには製品検査に難点があり、箱型断面への応力移行にも若干の疑問がある。補剛始点部の剛結の思想と同様に、吊引張部材を連続させてこれにより生ずる二次モーメントを許し得る構造とした方が美観上からも良いと考え、結局c案にもとづいて設計を行った。

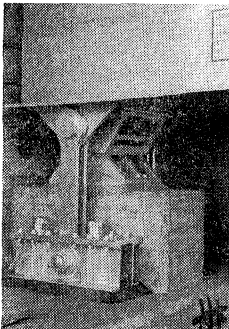
最大部材力は吊引張部材で 1561 t の引張力、塔で 1225 t の圧縮力を生ずる。吊引張部材塔頂部の腹板座屈に対する詳細設計については、溶接構造によることが応力上あるいは製作上種々問題があるので苦慮したが、鋳鋼製 (SC 46) フレームを箱型断面の中に収める構造を考案して解決した。

最大部材力は吊引張部材で 1561 t の引張力、塔で 1225 t の圧縮力を生ずる。吊引張部材塔頂部の腹板座屈に対する詳細設計については、溶接構造によることが応力上あるいは製作上種々問題があるので苦慮したが、鋳鋼製 (SC 46) フレームを箱型断面の中に収める構造を考案して解決した。

(3) 端支承 (写真-3)

端支承は可動シューでかつ中央径間に活荷重が満載され

写真-3 端部可動シュー



ると 80t (1 シューあたり) の負反力を生ずる。負反力はアイバー (140×32, SM 50) 4 本でとらせてあり、アイバーの上下ピン間隔は 900 mm でピンの直径 100 mm に対しアイバーの孔径を 101 mm にとって桁の橋軸方向の移動量 (可能移動量 ±53 mm) をとる構造である。なお江東区側の可動シューは橋台上にあり

橋台背部の盛土による偏圧から橋台の前面移動が心配されたので、アイバーとアンカーボルトの連結部分を橋軸方向に約 60 mm 調整できる装置がしてあるが、現在のところ上記の現象は現われていない。

(4) 横構

通常のケルバー桁では横構を設計する場合に定着径間のせん断力影響線は定着径間と中央径間の符号が相反するから、どちらか大きい方の影響線を与える場合につい

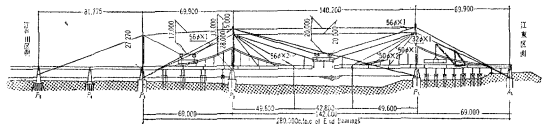
て設計するのが慣例のようであるが、本橋のように比較的中央径間が長い形式では地震時において中央支点を中心にして回転するような運動状態を考えると、全径間の死荷重の影響が端支점에現われてくる。本橋は横構の設計に当り上記の状態を特に考慮した。

また端支承は橋軸直角方向の水平力に対しては剛性がないので、水平力を受け持つ専用のシューを端横桁の下に 2 基設けた。

5. 主径間鋼桁の架設⁶⁾

図-8 に架設図を示す。定着径間は足場式工法により突桁径間は斜吊りによる張り出し工法により、また吊桁はケーブル架設工法により架設した。突桁径間は当初の計画では江東区側、江戸川区側のそれぞれを片側ずつケーブル架設工法により架設する予定であったが、工程上早期完成をせまられ両側同時施工を検討した。この結果ケーブル架設工法によっては上記両突桁径間を同時に行なうことはケーブルの不規則な変形によりキャンパー調整がむずかしいので、両突桁径間を斜吊り張り出し工法に切り換えて同時施工した。この工法では主構の軸力が増加する。すなわち架設応力が導入されるわけであるが、死荷重応力測定の結果このことが明瞭に現われた。鋼桁架設完了時のキャンパーはほぼ満足できる状態に落着いた。

図-8 主径間鋼桁架設図



6. 主径間鋼桁の死荷重応力測定

新しい構想によって設計された本形式について死荷重応力の性状を把握しておくことは、今後の参考ともなるので、本橋では Contact Strain Gage により鋼桁架設完了時と全死荷重載荷時の 2 回に分けて死荷重応力測定を行なった (応力測定箇所番号は 図-10 参照)。

図-9 主桁応力図

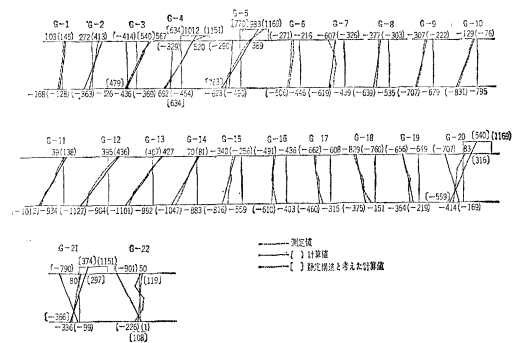
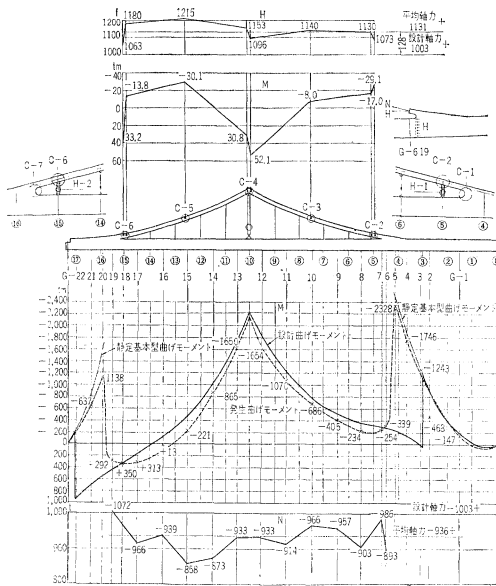


図-10 主桁の曲げモーメント、軸力および吊引張部材の水平分力、曲げモーメント図



(1) 測定結果と考察

a) 主桁 図-9の主桁応力分布図から、補剛区間(G-6~G-19)は設計計算値と割合によく一致しているが、補剛始点剛結部では、応力の傾向がかなり異なっている。G-1, 2は静定構造として解析される区間で、前記2回のそれぞれの測定結果が多少ばらついていて特に問題はないようである。吊引張部材は設計上、2格点を有することになっているが、実際には主桁と一体になっているため、2格点の存在があるとは明確に言いえない。この部分の応力状態は図に示したようにむしろ静定基本形から求めた純曲げの応力に近く軸力の導入は認められない。G-4, 5の上縁応力は急激に増加する傾向があるが、これは吊引張部材の引張力の影響であろう。応力図から見ると実際の補剛始点は主桁と吊引張部材の完全に分離した位置(G-6, 19)にあると思われる。主桁応力図から妥当な応力分布を想定して主桁に発生した曲げモーメントおよび軸力を推定し、設計曲げモーメントおよび軸力と比較図示したものが図-10であり、補剛始点の位置はこの図からも明確に現われている。補剛区間(G-6~G-19)では、発生曲げモーメントは設計曲げモーメントと傾向的に一致しているが、正の曲げモーメントが導入されている。これは後に述べる吊引張部材の引張力が計算値を超過した結果によるものであろう。

つぎに実際に導入された平均軸力は-936tで計算値-1003tの93%になり、また後述の吊引張部材より推定した水平分力1131tの83%に相当する。吊引張部材が計算値を超過したにもかかわらず、主桁に導入され

た軸力が計算値より低いことは、主桁と床構造の合計断面積5640cm²に対する主桁のみの断面積5080cm²の割合が90%であることから、軸力の10%前後のものが横構を通して床構造に吸収されたと考えられる。

b) 吊引張部材、吊材、塔 表-1ならびに図-10に測定結果と測定応力から推定した軸力の水平分力および曲げモーメントを示す。これらから大体つぎのことがいえる。

① 吊引張部材はすべて計算値を超過しているため、これより推定した水平分力Hは計算値を約13%上まわった。超過128tの内訳は鋼重負荷で33t、床版その他で95tである。

② 吊引張部材には二次モーメントが作用しているが、モーメント図の形から部材が直線に近づこうとする状態にある。

③ 吊引張部材は第1吊材付近(C-2, 6)でその吊材により応力を乱されているが、吊材より遠いC-3, 5ではほとんど乱されていない。

④ 塔を狭さむC-4の応力分布状態を表-1から見

表-1 吊引張材 C, 塔 T, 吊材 H の全死荷重応力 (kg/cm²)

	C-1		C-2				C-3	
	上流側	下流側	上流側	下流側	上流側	下流側	上流側	下流側
上	—	—	1602	1502	1594	1527	1340	
中	1218	1113	1128	1069	1159	1050	1459 1210	
下	1102	1317	1298	1239	1361	1302	1483	
平均値	1188		1306		1332		1373	
計算値	1025		1168		1182		1209	
	C-4				C-5			
	江東区側		Φ		江戸川区側			
上	488	756	605	603	714	740	1622	
中	950	953	—	—	962	1029	1426 1467	
下	1080	956	—	—	1060	960	1342	
平均値	864		644		911		1464	
計算値	790		737		790		1209	
	C-6				C-7			
	下		上					
上	980	1017	1569	1317	—	—		
中	1460	1403	1436	1368	1037	—		
下	1332	1263	1288	1336	1033	834		
平均値	1242		1386		968			
計算値	1168		1182		1025			
	T-1		H-1		H-2			
	江東区側	江戸川区側	江東区側	江戸川区側				
上	-955		397		23			
中	-714	-790	—		—			
下	-546		238		642			
平均値	-751		318		333			
計算値	-807		275		275			

て局部応力集中の心配はない。C-4 ④ の平均応力 (644 kg/cm²) が水平分力 1 131 t を吊引張部材断面積で除した値 832 kg/cm² より小であるのは座屈補強体フレームに応力が分散されているものと思われる。

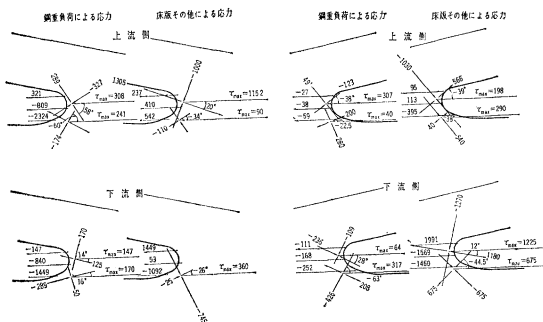
⑤ 塔はほとんど曲げを受けていないが、軸力は計算値の 93% であった。

以上の考察のうち吊引張部材の応力超過は架設の項で述べたごとく斜り架設による軸力導入と、本橋の設計仮定の床版コンクリート重量 2.4 t/m³ あるいは舗装アスファルト重量 2.3 t/m³ が最近の材料の重量に比して過小であることと、床版厚、舗装厚が規定値より厚く施工しがちであることなどが原因であるものと思われる。主桁は横構床組などの協力作用があるが、吊引張部材には応力超過を受け持つ逃げ場がないから、設計に当っては応力的に若干余裕を見しておく必要があろう。なお吊引張部材の実測死荷重の応力に設計活荷重応力を加算して求めたうちの最大値は、許容応力 ($\sigma_{ta} \leq 1900 \text{ kg/cm}^2$) を 300 kg/cm² 超過したが、これは二次応力をふくんだ値であるから、許容されよう。

また吊引張部材の軸力がすべて計算値を上まわったにもかかわらず、塔の軸力が低い。両部材の軸力はともに水平分力に比例するから、両者の関係が相反することは、測定誤差以外に考えられない。

c) 吊引張部材取付隅角部 隅角部に設けた 3 点の単軸ゲージ、2 点のロゼットゲージの解析結果を 図-11 に示す。架設完了時と床版舗装その他の時と 2 回に分けて測定した結果の主応力および最大せん断応力は、床版その他によりかなり大きな応力が生じても、架設完了時のそれと方向が異なり、またその方向が一致した場合でも 2 回の合計値は、絶対値 1 000 kg/cm² を超過しない。隅角部に沿って設けた単軸ゲージの 2 回の合計値の最大応力は C-1 下流部に生じ -2 541 kg/cm² であった。

図-11 隅角部応力



(2) 応力測定のまとめ

以上死荷重応力測定の結果と考察について述べたが、

設計条件を満足していない点として特に補剛始点剛結部があげられる。事実上の吊引張部材の始点は主桁との分岐点となり補剛区間がかなり短縮されていることは、主桁に発生する大きな曲げモーメントを吊引張部材により減小させようとする本形式のねらいを削減するもので、吊引張部材取付部の構造について改良を行なうが、静定構造としての照査を行なうか、いずれかの検討が必要であろう。

また架設条件によりあるいは死荷重のわずかな増加が吊引張部材にただちに影響するから、吊引張部材についてはそれらを十分考慮のうえ設計を行なう必要がある。

以上は死荷重応力のみによる考察であったが、38年9月中旬に東京大学ならびに自衛隊の協力を得て1台約10tのトラック32による載荷試験および振動測定を行なった。その結果と今回の死荷重応力測定とを総合して見ればなおいっそうの明確な判断がなされるものと思われるので、活荷重試験の整理ができ次第機会を見て報告する予定である。

7. あとがき

幾多の関係者の努力により完成した葛西橋は、その雄大かつ優美な姿を新荒川河口に浮かべて銀色に輝やいている。荒川(隅田川)に架かる清洲橋、永代橋など数々の名橋は、関東大震災後の復興期における諸先輩の意欲に満ちた作品であるが、それから40年近くを経た今日、その外周の新荒川において当時を再現するかのようになり、本橋のほかにも5橋が続々と建設されつつある。時期を得てこの事業に従事する者として、まことに感慨深く重い責務を感じる次第である。

本橋の計画およびその実施に当っては、東京大学 星塾教授、平井教授をはじめ諸先生方、ならびに建設省その他諸官庁の各位の懇切なご指導とご協力を頂いた。また工事の遂行に際しては、各施工業者の方々の努力、特に鹿島建設KK、KK横河橋梁製作所担当者の創意と実行力による所が大きかった。ここに関係の方々、に、厚く感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 新葛西橋工事報告(下部工について): 道路昭 36. 6 月号
- 2) 葛西橋の鋼管杭試験による支持力の判定について: 第6回日本道路会議論文集
- 3) 葛西橋下部工事(井筒工)について: 第6回日本道路会議論文集
- 4) 突桁式吊補剛桁橋について: 土木技術 第17巻第4~7号
- 5) 新葛西橋(主径間)の設計について: 第6回日本道路会議論文集
- 6) 葛西橋主径間架設工事について: 第7回日本道路会議論文集

(1963.11.18・受付)