

(120) 自碇式吊橋の設計・施工

鹿島建設 (株) 関東支店 非会員 大沼 孝司
 (株)伊東豊雄建築設計事務所 非会員 堀 達 浩
 セントラルコンサルタント (株) 非会員 請 川 玲
 オリエンタル建設 (株) 正会員 ○ 大信田 秀治

1. はじめに

本橋は、長野県小県郡東部町に建設される大田区民休養村内に架かる人道橋である。休養村内ということもあり、景観的に優美な形状の自碇式吊橋となった。

通常の吊形式橋梁は、ケーブルシステム、塔、補剛桁 (橋床) およびアンカーブロックという4つの要素で成り立っている構造である。4つの要素の内、塔を省略してケーブルと補剛桁を一体化させたものが吊床版橋であり、また吊ケーブルの反力を補剛桁の軸線に負担させることでアンカーブロックを省略した形式が自碇式吊橋である。

自碇式上路PC吊橋とは、鉛直材を介して主桁を支持する吊ケーブルを主桁両端に定着し、吊ケーブルに作用する張力の水平反力を主桁軸方向に負担させ、かつ、その軸力によりコンクリート製の主桁にプレストレスを導入するという、構造特性を生かした合理的な形式の橋梁である。反力台であるアンカーブロックが不要となり、通常の単純桁と同様の下部構造になるため橋台背面の地質、施工条件に左右されない特徴を有する。

本橋は自碇式吊橋として国内初の施工となる。ここでは設計、施工の概要及び終局挙動・振動特性についての試験結果を報告する。

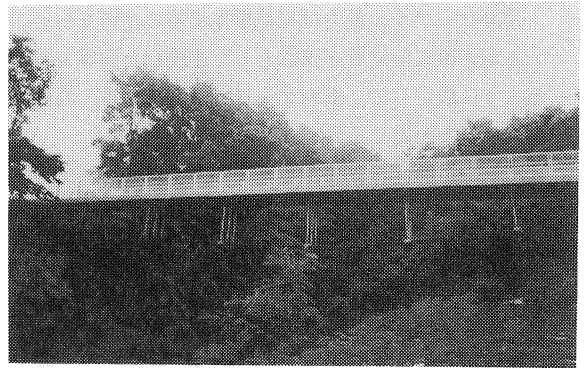


写真-1 全景

2. 工事概要

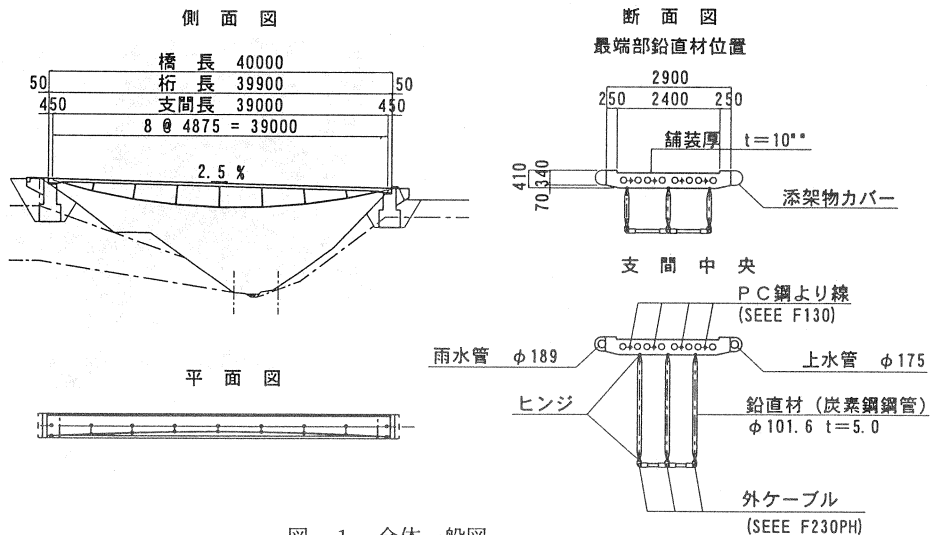


図-1 全体一般図

工 事 名 : 「区民休養村及び校外施設外構その他工事」
 発 注 者 : 東京都 大田区
 橋 長 : 40.000 m 有効幅員 : 2.400 m
 桁 長 : 39.900 m 活 荷 重 : 350 kgf/m²
 支 間 : 39.000 m 縦断勾配 : 2.5 %
 構造形式 : 自碇式上路PC吊橋 サグ比 : 1 / 15.1

3. 設 計

(1) 構造解析

断面力の解析は骨組構造解析によって行った。
 図-2に構造モデルを示す。吊ケーブルの構造軸線は円曲線に近似させている。また鉛直材と主桁、鉛直材と吊ケーブルの節点はピン構造である。

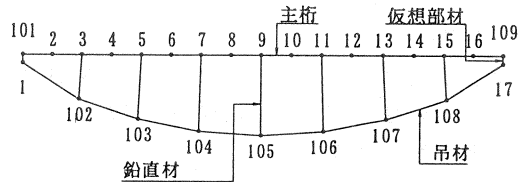


図-2 構造モデル

(2) 各部材の設計

①主桁

吊りケーブルの張力は死荷重作用時の主桁モーメントが鉛直支持位置を支点とした連続桁と同等であるように設定した。桁内ケーブルは、活荷重・温度変化に対し配置している。

主桁の桁高は、後述する座屈軸力に対する安全率を満足するように地覆部も断面評価し、支間比約1/95のスレンダーな部材となった。また、主桁端部は吊ケーブルの定着及び落橋防止システムの配置を考慮し、桁高を0.175 m増加している。

座屈耐力の評価における曲げ剛性の設定が不明確であるため終局挙動は、実験より確認した。

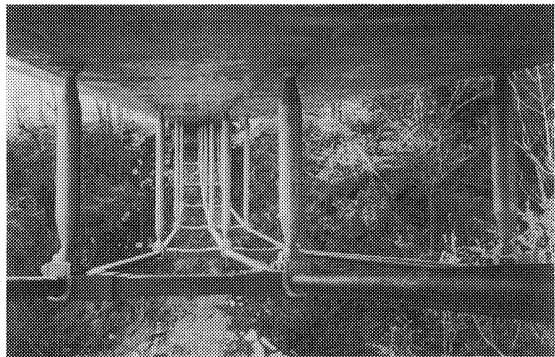


写真-2 吊りケーブル連結部の構造

②吊ケーブル

活荷重による応力振幅が13.9kgf/mm²となることから吊りケーブルの許容張力を0.4Puとし、疲労強度が応力振幅を満足する斜張橋用ケーブル (SEEE F230PH) を用いた。

③鉛直材

曲げが作用しないため座屈のみの検討となる。歩道橋の主要部材に対する最小厚¹⁾よりφ101.6、T=5.0の鋼管を用いた。尚、吊りケーブル・鉛直材・連結材で構成されるケーブル連結部は、横剛性を確保するため、外側2本を平面変化させている (写真-2)。

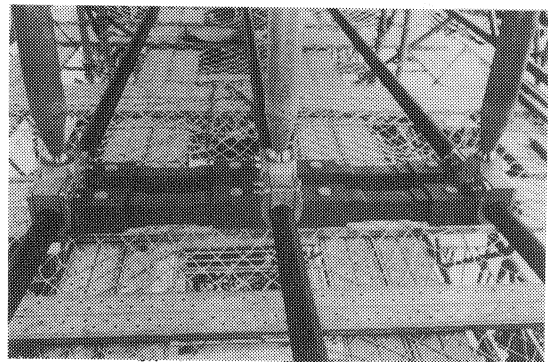


写真-3 鉛直材と連結部の構造

④鉛直材の連結材

吊りケーブルを緊張することによる生じる縫戻り、及びケーブルの平面変化、風荷重による水平力に対し設計する。(写真-3)

4. 施 工

自旋式吊り橋の施工順序は、支保工組立→主桁製作(場所打ち)→主桁内ケーブル緊張→吊りケーブルの配置→吊りケーブル緊張→支保工解体→橋面施工、である。従来のような吊床版に用いられる、吊りケーブルを橋台間に架けプレキャストブロックを架設する方式ではなく、支保工による場所打施工で行っている(写真-4)。この施工法は、自旋式吊り橋の特徴であるアンカーブロックを有しない構造である事より、吊りケーブルを緊張し、橋体が完成するまでは主桁を支える必要があり、また、支保工が吊りケーブルの配置・緊張足場を兼ねることから決定されている。

①支保工

吊りケーブルの設置のための空間の確保を重視し、3Sのφ65とH鋼を組み合わせにより支持支間を広げている(写真-4)。底板の下に空間が無いと吊りケーブルの配置が主桁のコンクリート打設後になるので困難である。この際、鉛直材が支保工及びH鋼にぶつからないようにし、吊りケーブル配置及び緊張時の施工足場を十分検討した。

②主桁

地覆も主桁と一体の設計であるため浮き型枠を用いた。コンクリート打設は、約40m³と少なめではあるが、地覆部分の打設に時間を要するため10m³/h程度の打設ペースとなった(写真-5)。

③鉛直材

底板に埋め込んだ受け座と吊りケーブルに取り付ける支持金具により位置決定する。この際、支持金具配置位置は緊張終了後に設計位置となる必要があり、緊張前に最終伸び量をシフトさせてセットする(図-3)。支持金具との取り付け部分がピン構造の為、鉛直材単体では自立しないので緊張前に底板から番線等を用いて仮止めする。

④吊りケーブル

緊張作業は、左右のジャッキで吊りケーブルの伸びを調整し鉛直材の傾きを正規の位置とするため、緊張ジャッキを6台使用し3本の吊りケーブルを両引きで同時緊張した。当初、圧力計による確認で管理をしたが、左右のジャッキ及びポンプの圧力の誤差で鉛直材の傾き差が大きくなった。従って鉛直材が垂直を保つようにセンターの吊りケーブルを5mm緊張し軸力を導入してから、左右の吊りケーブルを5mm同時緊張してケーブルの伸びによる管理で最終緊張力まで緊張した。

尚、吊りケーブルには各鉛直材取り付け位置がマーキングされているため、不動点位置(支間中央)の鉛直材位置を重点管理することとした。不動点確認後、圧力計で50kgf/mm²まで吊りケーブルを緊張し、鉛直材の傾き及び横方向のズレを微調整する。部分的に不具合のある箇所は、吊りケーブルの支持金具位置を木槌等で微調整した。緊張作業中は不動点位置に職員を配置し、鉛直材の移動と傾きが無いよう大型三角定規を用

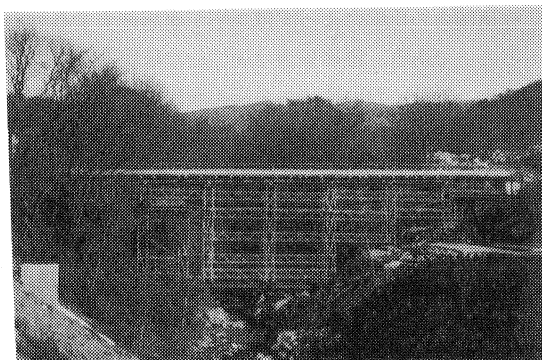


写真-4 支保工全景

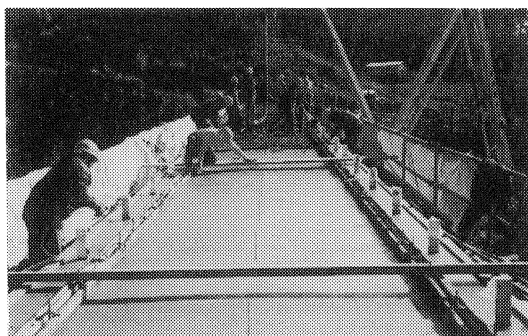


写真-5 打設状況

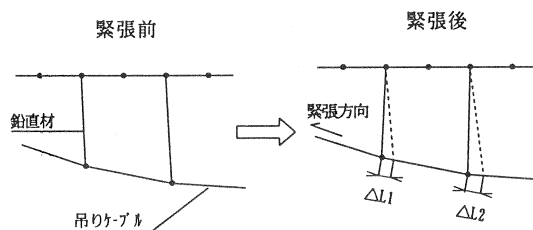


図-3 鉛直材のセット

いて確認し、ポンプ操作と連絡を取りながら作業を行った。

最終張力は、ケーブル張力の管理限界及び主桁のたわみにより決定し、緊張作業を終了した。

5. 実験

(1) 終局挙動に関する実験

自碇式上路PC吊橋の構造上の問題点は、吊ケーブルの反力により主桁に大きな軸力が作用するため、主桁剛性と作用軸力の比率によっては主桁が座屈破壊する可能性があることである。座屈破壊は脆性的な破壊となることから、本橋の設計においては、主桁の座屈軸力に対する安全率を吊ケーブルの張力に対する安全率(=2.5)以上とすることとした。

座屈軸力 P_{cr} は、はり部材では曲げ剛性 EI と有効部材長 L から定まり、例えば単純はりの有効座屈長は支間長 L と一致する。これに対して、本構造の座屈モードはアーチ構造と同様に図-4に示すような逆対称モードが最低次となり、この座屈モードでは吊ケーブルの剛性効果が僅かであるため、有効部材長を支間長の $1/2$ とした場合はり部材の座屈軸力とほぼ一致する。よって、本橋の主桁の概略の座屈軸力は、

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(L/2)^2} = 880 \text{ tf}$$

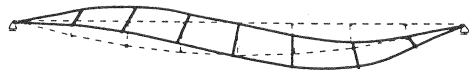
となり、活荷重作用時の最大軸力253tfに対する安全率は約3.5となる。

一方、上述した照査は、鋼部材のように降伏モーメント以下で曲げ剛性が一定であるような場合には座屈耐力を適切に評価できるが、コンクリート部材では、降伏モーメント以下においてもひびわれの進展等により曲げ剛性が非線形性を示すことから、座屈耐力の算出における曲げ剛性の設定が不明確となる。そこで、施工に際しては、自碇式上路PC吊橋の終局挙動に関して行われた模型実験(写真-6)および非線形解析結果^{3), 4)}を参照し、終局挙動に対する安全性の照査を行った。以下に、参照した実験および解析結果を要約する。

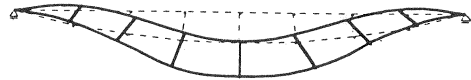
- ・全体的な主桁の変形や吊ケーブルの張力は、ひびわれの進展や鉄筋の降伏等の局所的な剛性低下に影響されず、ほぼ線形的な挙動を示す。

- ・全体系の終局状態は、主桁部材の終局耐力および曲率依存する。

- ・主桁の曲げ剛性がひびわれや鉄筋降伏により局所的に低下した場合においても、主桁の作用軸力はその低下した曲げ剛性に基づいて算出される座屈軸力を上回っており、座

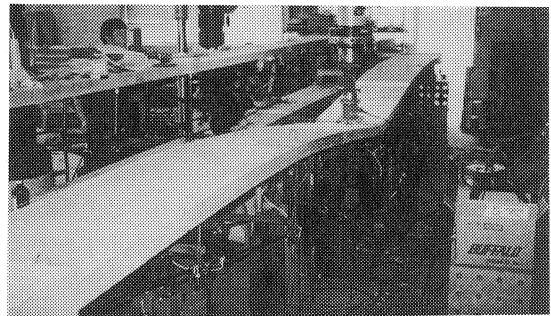


(a) 最低次

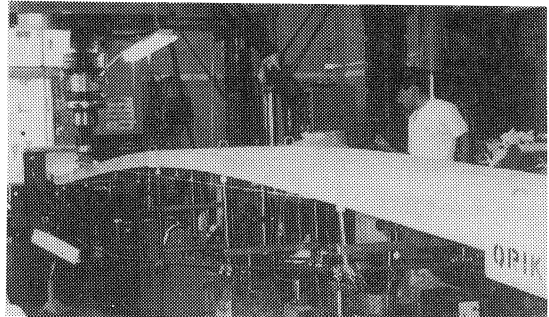


(b) 2次

図-4 座屈モード



(a) 1/2 載荷



(b) 1/4 載荷に

写真-6 模型載荷実験状況

屈軸力は局所的な剛性低下に支配されない。

・ 模型実験結果は、材料非線形および幾何学的非線形を考慮したシミュレーション解析結果と良く一致する。

(2). 静的・動的载荷実験

橋体完成後、設計モデルの妥当性および動的特性の確認のため、静的および動的载荷実験を実施した。

静的载荷実験(写真-7)は、台車上に約1.2 tfの水タンクを設置して幅員中央を橋軸方向に移動载荷し、主桁の変位およびひずみを測定した。図-5に、载荷位置と支間中央および1/4点の変位の関係を示す。また、図中に設計に用いた解析モデルによる解析結果を付記する。静的変位は設計に用いた解析モデルによる解析結果に比べて20%程度小さい変位となっている。これは、実験での最大変位が設計活荷重による最大変位の1/20程度と小さいため、ヒンジ構造部分が完全にピン状態として挙動していないことに加え、吊ケーブルの2次曲げ剛性等が寄与したためと考えられる。

動的载荷実験は、予め衝撃加振により同定した固有振動数に同調させ、人力による定常加振および歩行者歩行を行い、速度応答を測定した。図-6に、同定された固有振動モードおよび設計に用いた解析モデルによる固有振動解析結果を示す。実測された固有振動数は、設計に用いた解析モデルによる解析結果に比べて約10%程度高い結果となった。これは、固有振動数の自乗が剛性と比例することから、静的载荷実験結果と同様に、設計に用いた解析モデルに比べて全体剛性が20%程度高い結果となる。また、2次モードの固有振動数は歩行者の歩調範囲内(1.5 ~ 2.5Hz)にあるが、共振歩行実験による最大応答速度は1.4m/s(1/4点)であり、一般的に歩行者が「少し歩きにくい」と感じる限度2.4m/sを満足した結果となった。

本報告では、設計に用いた解析モデルと比較した結果を報告したが、より詳細な検討結果は別途報告する予定である⁵⁾。

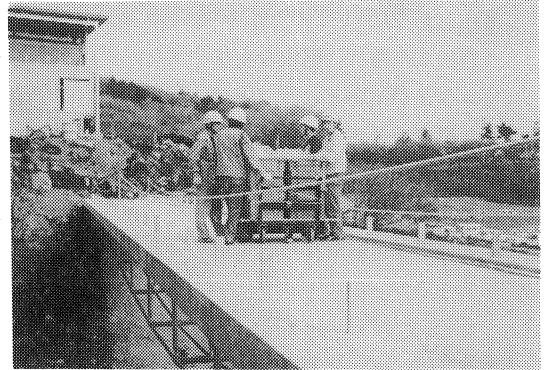
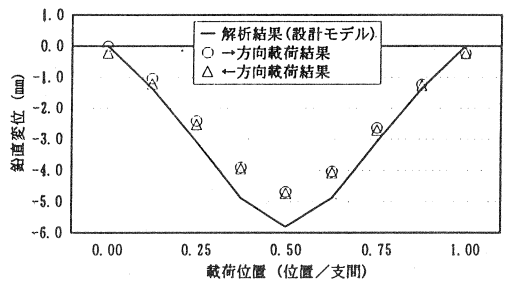
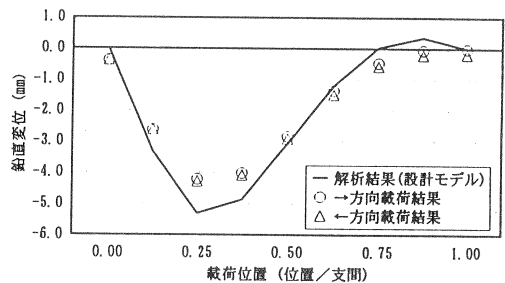


写真-7 静的载荷実験状況



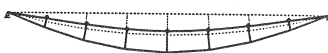
1/2 载荷位置



1/4 载荷位置

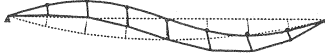
図-5 载荷位置と変位の関係

固有振動数: 実験値=1.17Hz, 解析値=1.04Hz



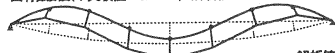
1次モード

固有振動数: 実験値=1.76Hz, 解析値=1.43Hz



2次モード

固有振動数: 実験値=3.87Hz, 解析値=3.25Hz



3次モード

図-6 動的载荷試験結果

6. おわりに

自碇式吊橋は、軽快な主桁や吊ケーブルがかもし出す曲線形状により優美な景観を示しており、アンカーブロックが不要ということで、今後、都市内や公園等においてより多く架設されるものとする。本文で述べた構造モデルの設定やケーブル張力決定、また、施工手順や終局挙動・振動実験結果から得られた構造特性などを今後の計画に役立てて頂ければ幸いである。

最後に、終局挙動に関する実験および静的・動的載荷実験において御指導、御協力いただきました金沢大学の梶川康男教授ならびに構造研究室の皆様へ感謝いたします。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：立体横断施設技術基準・同解説，1979. 1
- 2) 田中・加藤：設計時における歩道橋の振動使用性照査法，土木学会論文集，No.471 / I -24, pp.77-84, 1993. 7.
- 3) 角本・大信田・梶川・南部：自碇式上路P C吊橋の終局挙動に関する実験的検討，構造工学論文集，Vol.44A, pp.1341-1348, 1998. 3.
- 4) 長谷川・角本・南部・梶川：自碇式上路P C吊橋の変形挙動の非線形解析，土木学会第53回年次学術講演会講演概要集，第1部(A)，pp.83-84, 1998. 10.
- 5) 梶川・角本・牧：自碇式上路P C吊橋模型の振動特性について，土木学会第53回年次学術講演会講演概要集，第1部(B)，pp.873-874, 1998. 10.