

(9) コンクリート吊床版構造の応用について

横浜国立大学工学部	正会員	池田尚治
住友建設(株)	正会員	則武邦具
横浜国立大学工学部	正会員	○山口隆裕
横浜国立大学大学院(前)		当真正夫

1. はじめに

コンクリート吊床版橋は、提案当初は海峡横断の長大橋梁として注目を集めたが、実際に建設されたものは規模の小さい歩道橋が大半である。また、コンクリート吊床版の上にポストを立て、その上に上部げたを配置した逆アーチ形状の道路橋が外国やわが国で建設された例も見られる。歩道橋としてのコンクリート吊床版橋は、支間が100mを越えるものも建設されており、深い峡谷を渡る人道橋の建設に適した構造形式と言える。コンクリート吊床版橋は、高張力鋼材のケーブルによる吊材を峡谷の両岸に張り渡してアンカーし、このケーブル部分にコンクリート板を造って剛性を付与し床版橋とするもので、架設の比較的容易な橋梁である。

ここで提案する新しい橋梁架設方法は、このようにして架設した吊床版を支保工として活用するものであって、吊床版上にウェブや上フランジを築造し、吊床版部と一体となった剛性の高い断面に発展させた後に、吊材の引張力をその構造物の両端に定着させてアンカーによる定着力を解放し、独立した支持機構を有する橋梁とするものである。したがって、吊材の張力は橋梁に自碇され、その反力はプレストレス力として有効に橋梁に作用することとなるのである。ここで提案している橋梁は、吊床版のアンカー部を単に架設中の支保工の定着力として使うのみで、吊材を自碇した後はアンカー部は不要となるため、アンカー部の耐久性や長期間の安全性について特に配慮する必要がなく、アンカー部を経済的に造ることができる。吊床版自身は剛性が比較的小さいために断面剛性を増加させるために用いる材料はできるだけ軽量であることが望ましい。そこで、ウェブとなる部分等には相対的に軽量の鋼材を用いると有利であるものと思われる。吊材の自碇によって生ずるプレストレスの効果は、橋梁の自重を支持する力に対応するので、活荷重等に対しては別にPCケーブルを断面に配置して緊張したり、吊材のケーブルを再緊張したりすることが必要となる。このようにして架設された橋梁は、構造的には通常のプレストレストコンクリート構造と同等の性能を有するものである。

本研究は、以上に述べた架設方法による新しいプレストレストコンクリート橋梁の設計施工方法を開発することが目的であって、本論文はこの工法の実現性および合理性を検討するために行った第一段階の実験研究について述べるものである。

2. 実験計画と方法

今回の研究は、新しく考案した橋梁の建設方法の妥当性を検証することを目的として、吊材の自碇時の挙動、および、自碇式はりの曲げ耐荷挙動の把握をする開発的な実験研究である。そこで、実験棟内でコンクリート吊床版を支保工として橋梁模型を作製し、自碇時の挙動の確認と自碇後の橋の曲げ耐荷実験を行うことにした。作製した橋梁模型のスパンは、実験棟内の作業エリアの広さ、及び、曲げ耐荷装置の大きさにより3.6mとし、吊材のサグ量を20cmとした。吊床版の厚さは実構造物との比較上、2~3cm程度が望ましいが、製作上の制約から6cmとした。これにより、吊床版自体の剛性は実構造物に比べて相対的に大きくなった。図-1に吊床版の形状と各ブロックの寸法を示す。図に示すように、床版ブロックには3本のPC鋼棒用の孔があり、断面中央がプレストレス用、その左右が吊材用である。吊床版は8枚の床版ブロックと自碇時の橋梁の支点上の部分となる端ブロックより構成されている。吊材のアンカーはH形鋼柱に取り、その間

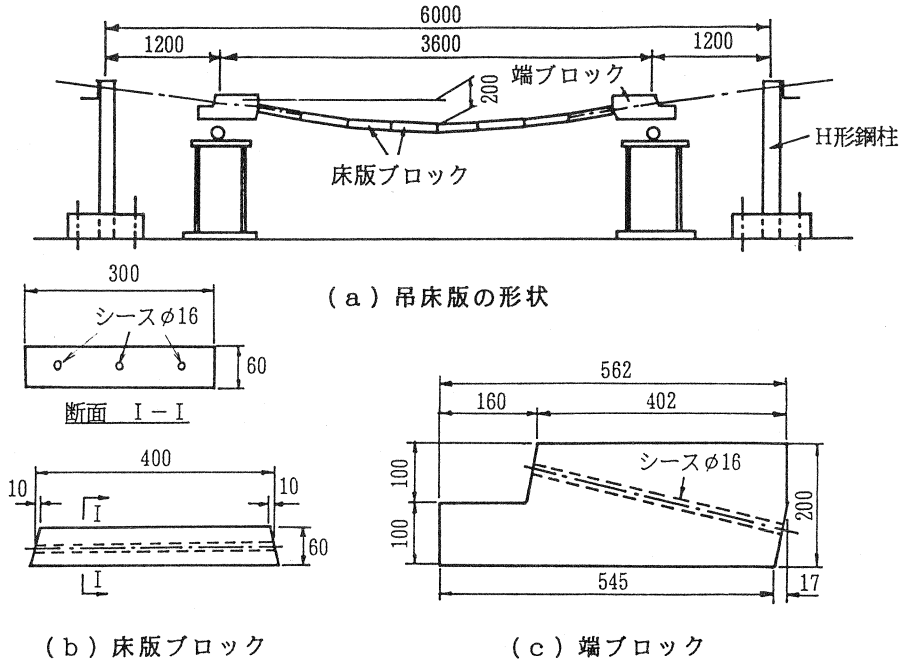


図-1 吊床版の形状と各ブロックの寸法

隔を6mとした。床版ブロックと端ブロックに使用したコンクリートの現場養生での実験時における圧縮強度は 530kgf/cm^2 であった。

吊床版の架設は実構造物の場合と若干異なり、以下に示す順序で行った^{1)~3)}。

- (1) 予め作製しておいた床版ブロックと端ブロックとを地上で直線に並べて、それに吊材用のPC鋼棒とプレストレス用のPC鋼棒を通す。
- (2) PC鋼棒を通した状態で全体を一度にクレーンにより吊り上げ、H形鋼柱に吊材のアンカーを取り床版を吊る(写真-1)。
- (3) サグ量が目標値の20cmになるように吊材の張力を変動させて調整する。
- (4) 床版ブロックの接合部のVカット部にモルタルを詰める。
- (5) モルタルの硬化後、床版にプレストレスを導入し、サグ量の確認を行う。

次に、この吊床版を支保工として、より剛性の高い橋梁模型を作製した。本研究では図-2に示すように、3種類の剛性を持つ自碇式橋梁模型を作製して実験を行うことにした。Aタイプは、自碇時の基本的な挙動を把握するために簡単な構造形式としたもので、自碇後の橋梁模型の圧縮部材として1本のD22のねじふし鉄筋を用いた。ねじふし鉄筋の取り付けは床版にプレストレスを導入後、予め端ブロックに埋め込んであったねじふし鉄筋とナットによって連結することにより行った。Bタイプは、実構造物への応用を考慮したもので、自重を低減するためにウェブに鋼材を使用した合成構造とした。今回の橋梁模型においては、鋼材に

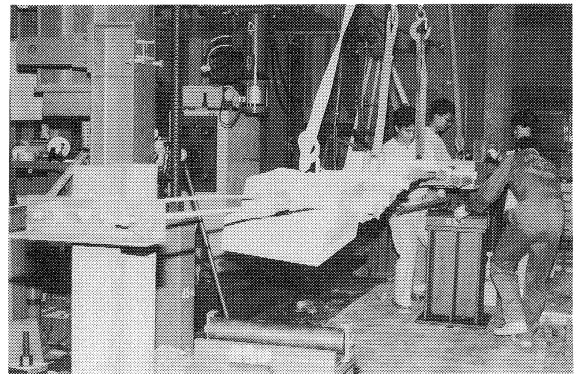


写真-1 吊床版の施工状況

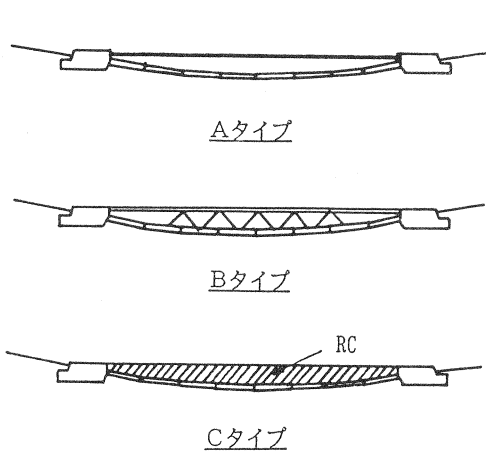


図-2 剛性の種類

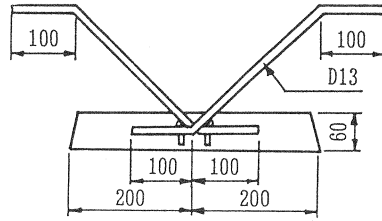


図-3 斜材を組み込んだ床版ブロック

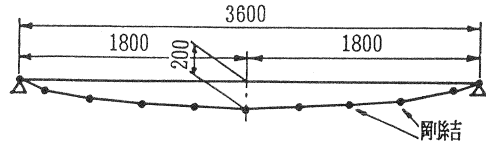


図-4 解析モデル (Aタイプ)

対応するものとしてD13異形鉄筋をトラス斜材となるように組み使用した。Bタイプの施工方法は、予め図-3に示すようなトラスの斜材を組み込んだ床版ブロックを作り、それを用いて吊床版を作製し床版にプレストレスを導入後、トラスの上弦材に相当する箇所にコンクリートを打設した。なお、荷重実験中に斜材とコンクリートとの接合部が破壊しないように、斜材の定着部の補強には充分注意を払った。Cタイプはウェブを鉄筋コンクリート構造としたものである。施工方法は、床版にプレストレスを導入した後に床版を底型枠として配筋し、側型枠を設置しコンクリートを打設した。また、荷重実験中に床版と後打ち部のコンクリートとの間にズレが生じないように、適当な量のズレ止め筋を配置した。以上の各タイプの施工を行った結果、吊床版を支保工として、より剛性の高い橋梁模型を計画通りに作製できることが確認された。

3. 実験結果と考察

3.1 支点上設置実験

剛性を高くした橋梁模型は、3タイプそれぞれについて吊材のアンカーをはずし単純ばりとして支点上に設置させた。また、そのときの橋梁模型の変位量をスパン方向5カ所において測定するとともに、各部位のひずみを測定したので以下にその結果について考察する。

Aタイプは、支点上設置後は自重のみが作用した逆アーチ構造と同等と考えられる。ただし、アーチリブを形成している床版には7 tonf (39kgf/cm²) のプレストレスが導入されている。図-4に示すように各部位を棒部材にモデル化し、ブロック間の連結を剛結としてFEMによって自重のみを外荷重として弾性計算を行った結果、スパン中央の変位量が0.63mm、ねじり鉄筋の圧縮ひずみが42 μ となった。これに対して、実験結果はそれぞれ0.61mm、10 μ となり変位量は計算値と

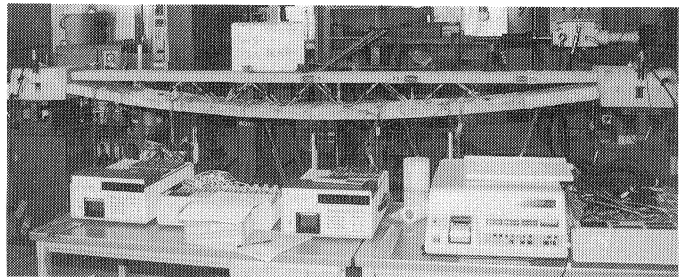


写真-2 支点上設置実験の状況 (Bタイプ)

ほぼ等しかった。また、圧縮材としての鉄筋を設置せずに支点上設置実験を行って見たところ、床版に導入したプレストレス力により床版のみでも支点上に設置することができた。しかしながら、スパン中央の変位量は9.9mmとなり、圧縮材としての鉄筋を設置したときのおよそ16倍となった。今回の実験では、吊床版のスパンが短く、自重も軽いため、支点上設置による部材の変位およびひずみの変動量は小さかったが、支点上設置時の基本的な挙動の把握を行うことができた。

Bタイプは実構造物、すなわち、上路式の合成構造のトラス橋への適用を考慮したものである。支点上設置実験の状況を写真-2に示す。支点上設置による各部位の変位およびひずみの変動量は、Aタイプと同様に自重が軽いため小さく、スパン中央の変位量は0.3mmであった。しかしながら、トラスの上弦材に相当する後打ち部のコンクリートのひずみには、

圧縮ひずみが20 μ 生じ、斜材においてはトラス橋と同様に、引張斜材には引張ひずみが、圧縮斜材には圧縮ひずみがわずかであるが生じた。このことより、支点上設置後は、推定されたように自重のみが作用したトラス機構の部材であることが確認できた。

また、Bタイプの自碇実験では実構造物での施工を考慮して、支点上設置時に吊材の張力が床版にプレストレスとして導入されるように、吊材を端ブロックに定着して自碇させた後吊材のアンカーをはずす実験を行った。これが本来の自碇の作用を表現した実験である。しかしながら、これによるプレストレスの影響を把握しようとしたが、自重が軽いため導入されたプレストレス力が小さく、変位やひずみの変動量は吊材の自碇によるプレストレスが導入されない場合とほとんど同じであった。新しい施工法の実用化に向けては、よりスパンの長い橋梁模型を作製し、吊材の自碇による各部位の変位およびひずみの変動量が大きくなるようにして、実験を行うことが必要と考えられた。

Cタイプは全断面がコンクリートとPC鋼材とで構成されたもので、支点上設置による変位量も最も小さく、スパン中央で0.14mmであった。支点上設置によるコンクリートのひずみの変動量をスパン中央の位置でみると、後打ちコンクリート部材の上面付近では19 μ の圧縮ひずみ、床版には5 μ の引張ひずみがそれぞれ測定された。このことより、支点上設置後は、はり機構が形成されていることが確認できた。

3.2 載荷実験

BタイプとCタイプについては支点上設置実験の後、曲げ載荷実験を行い自碇式はりの耐荷挙動を把握した。

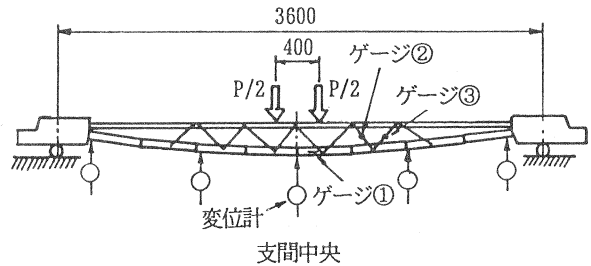


図-5 Bタイプの載荷状況

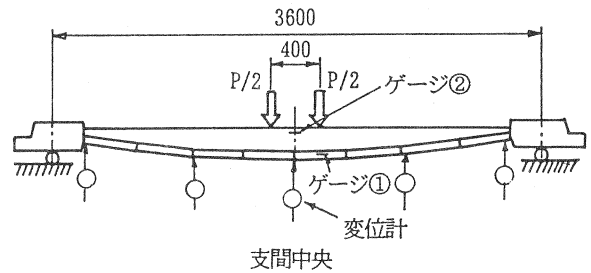


図-6 Cタイプの載荷状況

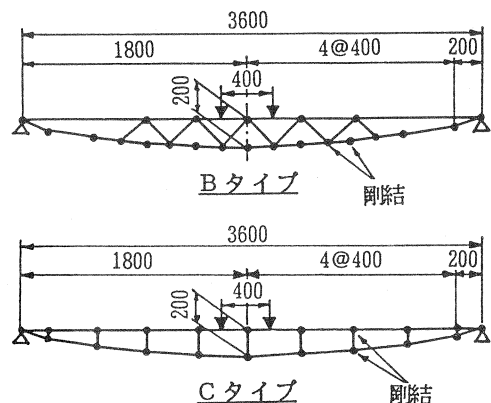


図-7 解析モデル

図-5, 6にそれぞれBタイプとCタイプの荷重の状況を示す。荷重は一方向荷重とし2点集中荷重で行な
 った。荷重は0.5tonf づつ増加させることを基本とした。測定項目は支点上設置実験の時と同様で、スパン
 方向5カ所における変位量と各部位のひずみとした。なお、床版に導入したプレストレス力は、3本のPC
 鋼棒のプレストレス力を均一にするため1本につき1.5tonf の合計4.5tonf に導入しなおした。また、支
 点上設置実験の結果を参考にして解析を行い実験結果と比較してみた。解析に用いたモデルは図-7に示すよ
 うに各部材を棒部材に置き換え、部材間の接合部は剛結としたものである。Cタイプにおいてはウェブの部
 分も簡易的に棒部材に置き換えてモデル化した。計算はFEMによる弾性解析とした。

実験時において最初にひびわれが発生した場所は、両タイプとも床版ブロックの連結部であった。ひびわ
 れが発生した荷重は、Bタイプが1.0~1.5tonfの間、Cタイプが1.5~2.0tonfの間であった。図-8にBタ
 イプにおける実験値と計算値との比較を示す。ひびわれが発生するまでの変位やひずみの計算値は実験値と

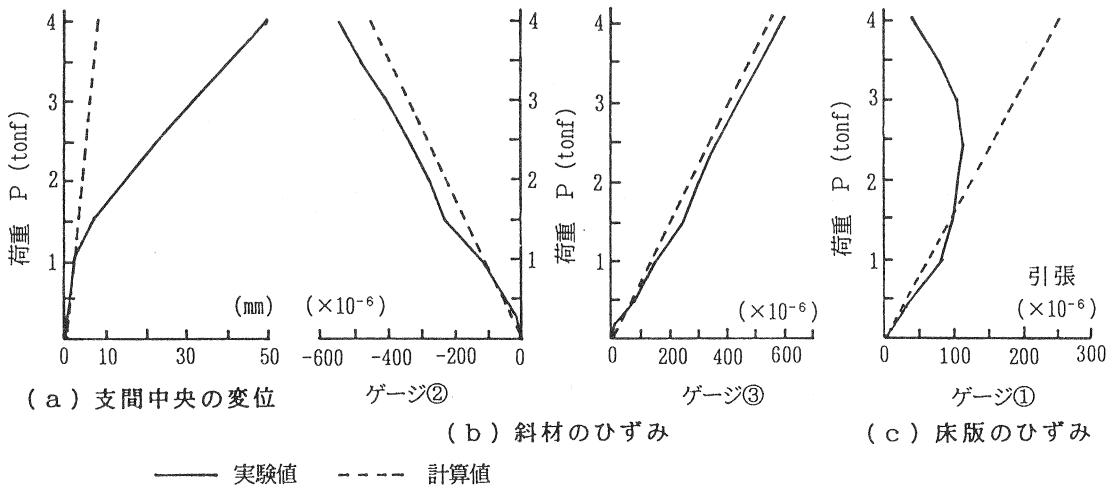


図-8 実験値と計算値の比較 (Bタイプ)

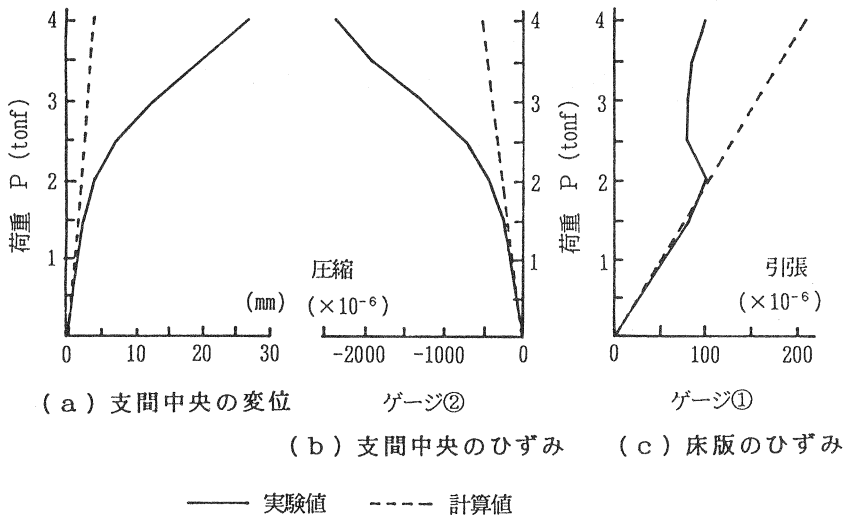


図-9 実験値と計算値の比較 (Cタイプ)

よく一致しており、解析モデルの妥当性が確認された。Cタイプについても図-9に示されるように、ひびわれが発生するまでは実験値と計算値はよく一致しており、簡易的にウェブ部分を棒材に置き換えたモデルの妥当性が確認された。これらの結果より、新しい施工法で作製した橋梁模型は、吊床版に比べて飛躍的に剛性の大きい自旋式の一体構造であること、および、弾性範囲内であれば簡便なモデル化でその耐荷挙動を計算できることが確認された。

4. まとめ

コンクリート吊床版橋を支保工としたPC橋の新しい建設方法を考案し、その可能性について開発的研究をおこなった。得られた結果を要約すると次の通りである。

- (1) スパン3.6mの吊床版を支保工として、より剛性の高い橋梁模型を作製し支点上設置実験を行った結果、橋梁模型は吊材のアンカー解放後に単純支持構造として自立できることが確認された。
- (2) 吊材が自旋された橋梁模型は、吊床版に比べて飛躍的に剛性の高い構造となり、その耐荷挙動は通常の施工法で造られたプレストレストコンクリート構造とほぼ同等であることが明らかとなった。
- (3) 提案したBタイプの構造形式はウェブを鋼斜材とした合成トラス構造であって、自重の低減と曲げ剛性の増加に好ましいものであり、かつ、支保工としての吊床版のアンカーに作用する水平力も低減できるので合理的な構造形式であると考えられる。

最後に、提案した新しい橋梁架設方法の実用化に向けて、実構造物をより忠実にモデル化した橋梁模型により実験を行い、今後詳細に検討を続ける予定である。

謝 辞

本研究を実施するに当たり、横浜国立大学土木工学教室の森下豊技官および卒業研究の課題とした南浩郎君に参加協力を得た。また、住友建設(株)の熊谷紳一郎氏、水谷淳氏には工法の考案及び実験の計画に参画され、多くのご支援を賜った。ここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 吊床版橋架設工法、プレストレストコンクリート、Vol.31、特別号、pp.124~135、1989.
- 2) 則武邦具、熊谷紳一郎：吊床版橋の設計と施工(上)、プレストレストコンクリート、Vol.32、No.3、pp.71~75、1990.5.
- 3) 佐藤光儀、杉本久、須田勤：吊床版橋の設計・施工および静的載荷試験 - 烏山城カントリークラブ歩道橋 -、橋梁と基礎、Vol.24、No.3、pp2~9、1990.3.