

P C 吊床版橋のスパン／サグ比と静的変形状

宮崎大学工学部 学生員○首藤 祐司 正 員 今井富士夫
正 員 中沢 隆雄 学生員 原田 尚志

1. はじめに

わが国の吊床版橋は1969年に大阪万国博9号橋が竣工して以来、施工実績も増加し、最近では吊支間が100mを越える橋も建設されている^{1)・2)}。吊床版橋は支間に対して床版が薄く、曲げ剛性よりも軸剛性が卓越する柔構造となり、このような構造には幾何学的非線形を考慮した解析法が必要となる。ケーブル理論はその種の簡便手法であり、吊床版橋の設計にもよく利用されている。最近の施工例では伸縮装置や支承がなく、維持管理上好ましい構造として、床版を橋台と剛結合したものも多く見られるようになってきた。このような構造へのケーブル理論の適用の是非を検討するためには、両端がピン結と剛結の結合法の違いによる力学性状の差異を把握する必要がある。本報告では、有限変形理論によるスパン／サグ比を解析因子とするパラメトリック解析を行い、両結合法の力学性状を明らかにする。

2. 解析モデル

解析で採用したP C 吊床版橋は、1 昨年竣工された支間 115m、基本サグ 3.5mの実橋を基本モデルとしたもので、床版と橋台とは剛結されている(図-1)。桁端部の15mは標準部の幅員2mに対して5mに拡幅され、床版厚も端部から5mは標準部18cmから120cmと漸次増厚されている。

解析では、①基本モデル、②取付部は剛結であるが、桁断面は標準部断面で一様なもの、ならびに③

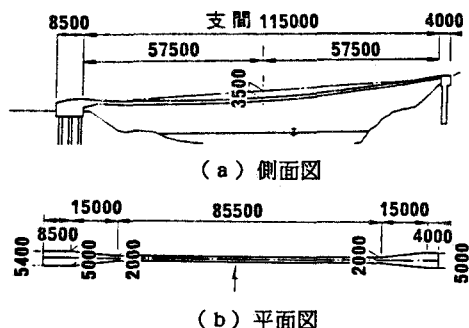


図-1 解析モデル

桁断面は標準部断面で取付部はピン結とした3つの形態の吊床版橋を取り扱った。以下、各モデルを①は変断面剛結、②は等断面剛結、③等断面ピン結と称することにする。

荷重は歩道橋の活荷重である 300kgf/m^2 が桁一様に負荷された全載荷重と左側半分に負荷された半載荷重を考え、解析パラメータは基本サグに対するスパンの比すなわちスパン／サグ比とした。

3. 活荷重によるたわみ

図-2はスパン／サグ比の変化に対する半載荷重時の変断面剛結のたわみモードを示したものである。スパン／サグ比が小さい場合にはほぼ逆対称な変形となるが、スパン／サグ比が大きくなるにつれて非載荷側のたわみは小さくなり、載荷側のみが変位していくようである。また、図中の縦方向の実線は増厚開始部を、破線は拡幅開始部を示すものであるが、たわみは増厚開始部より変位している。

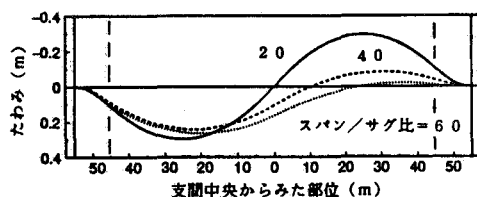


図-2 半載荷重時のたわみモード

図-3はスパン／サグ比が40のときの3つのモデルのたわみモードを示したものである。拘束条件や断面などの違いによる差異はみられるが、最大たわみや符号反転位置などは3者ともほぼ一致している。等断面剛結は曲げ剛性が小さいために剛結の影響は

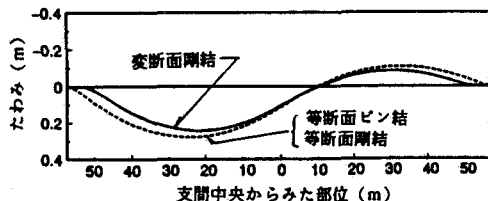


図-3 各モデルのたわみモード(半載)

ほとんど見受けられない。

図-4は半載荷重に対する載荷側と非載荷側の最大たわみをスパン／サグ比について整理したものである。いずれのモデルのついても、非載荷側の最大たわみはスパン／サグ比の増加に伴って減少する傾向にあるが、載荷側の最大たわみはスパン／サグ比に対して放物線形状となり、スパン／サグ比が40近傍で最小となるようである。

紙面の都合で、全載荷重のたわみについては図を割愛したが、全載荷重では、スパン／サグ比の増加に伴って最大たわみは増大化している。3つのモデルの関係は、等断面ピン結＝等断面剛結＞変断面剛結となっている。

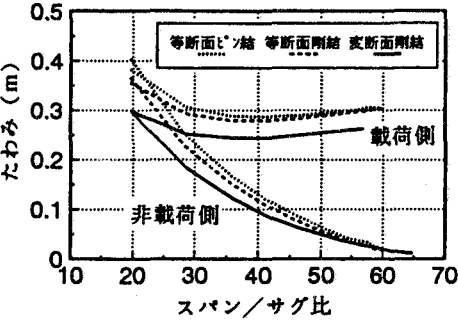


図-4 半載荷重時の最大たわみ

3. 活荷重による水平反力

PC吊床版橋の設計で重要な因子の1つとして水平反力が挙げられる。ここでは、スパン／サグ比に対する水平反力の変化について考察する。図-6は3つのモデルに関する水平反力の変化を示したものである。

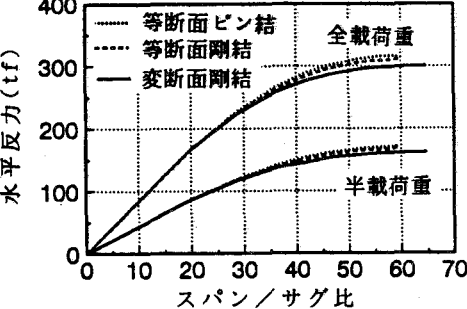


図-5 水平反力

いずれの荷重においても、スパン／サグ比が20以下では水平反力はほぼ線形に増加し、端部の拘束や断面変状に関わりなく、3つのモデルともにほぼ同値となっているが、スパン／サグ比が20を越えるとその増加量は低減をはじめ、60以上ではほぼ漸近するようである。スパン／サグ比が20以上での3つのモデルの水平反力は、等断面ピン結、等断面剛結、変断面剛結の順で大きくなっている。

また、全載荷重の総荷重は半載荷重の2倍であるが、全載荷重時の水平反力は半載荷重時の2倍には至っていない。

4. 曲げモーメント

図は割愛しているが、曲げモーメントはスパン／サグ比の増加に伴い、大きくなる傾向にある。

図-6は端部が剛結された2つのモデルの曲げモーメント分布について整理したものである。変断面剛結の端部曲げモーメントは等断面剛結のそれと比較して4倍強となっている。たわみや水平反力は、変断面剛結は等断面剛結に対してそれぞれ15%、10%程度しか低減していない。また、等断面剛結の挙動は等断面ピン結のそれとほぼ一致している。

よって、水平反力、たわみおよび曲げモーメントなどの力学性状から総合的に判断すると、端部剛結とする大きな優位性は特には認められないように思える。

また、ケーブル理論の適用における有効支間の端点は増厚開始部よりもやや内側に位置するものと思われる。

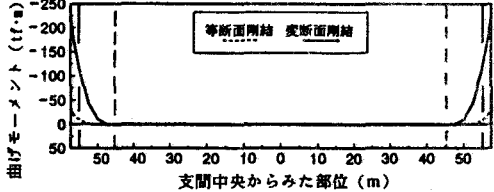


図-6 全載荷重時の曲げモーメント

【参考文献】

- 1) 新井 他：コンクリート工学，Vol.30，No.3，1992
- 2) 中沢 他：コンクリート工学年次論文報告集，Vol.15，No.2，1993
- 3) 前田 他：土木学会論文集、第223号、1974