

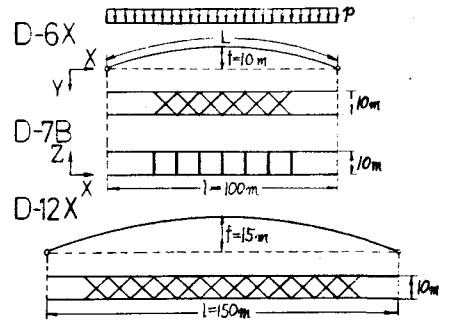
熊本大学 学生員 ○ 一宮 静雄
熊本大学 正 員 崎元 達郎
大阪大学 正 員 小松 定夫

1) まえがき 実際のアーチ系橋梁は、複弦アーチをトラスやラメンで補剛した形式が用いられている。主構造である複弦アーチと補剛材とが一体となって挙動すると考えた場合の鋼アーチの弾塑性域における面外耐荷力については未だ明らかにされていない。本研究は、適当な補剛材で補剛された複弦鋼アーチが面内荷重を受けた場合に、補剛の形式・補剛材の剛性が面外耐荷力に及ぼす影響を幾何学的及び材料的非線形性を考慮した三次元骨組のマトリックス解析法を用いて明らかにしようとしたものである。

2) 解析モデル 本解析に用いた解析モデルを図-1に示す。補剛形式としてダブルワーレントラス(節点剛結)・フィーレンディール桁の2形式を考える。下路橋を想定し、アーチリブの両端部では建築限界に相当する部分は補剛されないとする。アーチの形状はライズ比0.1の2ヒンジ放物線アーチとする。また、初期面外たわみは最大値が支間の0.1%の正弦波で与え、荷重方向は面外変形後も鉛直を維持するものとする。図-2には、アーチリブの断面寸法比と仮定した残留応力分布を示す。支間を固定し、アーチリブの細長比 λ_y が100~400になるように断面寸法を決定した。フィーレンディール桁については、アーチリブの面外曲げに抵抗するY軸まわりの曲げ剛性を問題にするため、それぞれの断面2次モーメント比 n を図-3のようにする。鋼材はすべて軟鋼(SS41)を想定している。

3) 数値解析法 アーチ部分を直線部材に分割し、補剛材は一部材を一要素とした。更に、それぞれの要素の断面をアーチリブは48個に、補剛材は24個に細分割して、マトリックス解析を行った。Newton-Raphson法を用いた荷重増分法で計算し、変位が発散した荷重を最大荷重とし、限界荷重は最大荷重とその前段階荷重との平均とした。耐荷力は、アーチリブの起拱点が軸力により降伏したときの荷重 P_0 で限界荷重 P を無次元した値 $\bar{P}$ で表示する(図-1)。ワーレントラス形式の圧縮補剛材は、軸圧縮力が長さ l の両端ヒンジの柱の耐荷力(道路橋示方書耐荷力曲線による)を越えるともはや抵抗しないものとして扱った。実際は、端部の圧縮補剛材が座屈すると次々に応力分配が起り、中央部の補剛材も座屈する。その結果、ほとんど瞬時に構造全体が崩壊する。図-4に、トラス材の座屈長さ、細長比、座屈軸力を示す。

4) 断面力・変位モード 図-5にD-6X(H-200)のクラウン面外たわみと荷重の関係を示す。 $\lambda_y=400$ では大きく変位した後崩壊に至るが、 $\lambda_y=100$ では変位は小さくその挙動は線形に近い。図-6にD-6X(H-200)の最終つりあい状態($\bar{P}=0.56$)における断面力・変位モードを示す。-Zリブの軸力がほとんど変動しないのに対し、+Zリブではわずかながら変動がみられる。面外曲げモードをみると脚部と補剛材端部に大きな値が表われており、補



$$\bar{P} = \frac{P}{P_0}; P_0 = \frac{24G_y}{l \sqrt{\frac{1}{10} \left(\frac{l}{f} \right)^2 + 1}}, \lambda_y = \frac{L}{\sqrt{\frac{I_y}{A}}}$$

図-1 解析モデルと無次元量

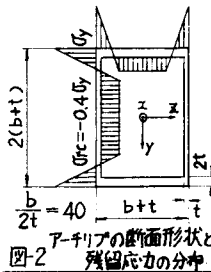


図-2 アーチリブの断面形状と残留応力分布

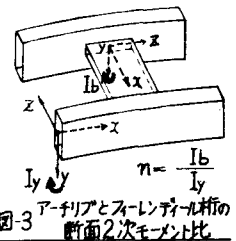
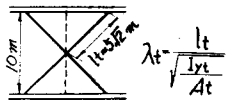


図-3 アーチリブとフィーレンディール桁の断面2次モーメント比



トラス部材	λ_y	座屈軸力
H-100	280	11.1t
H-200	140	50.3t

図-4 トラス材諸量

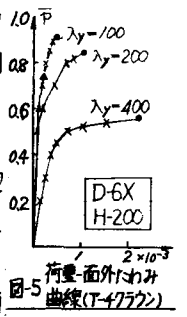
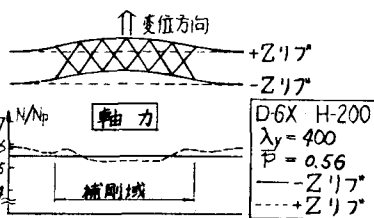


図-5 荷重・面外たわみ曲線(D-6X(H-200))

剛域内では小さい。これは、面外変位モードの脚部及び補剛域内部とよく対応しており、補剛による効果を示している。面内曲げモードでは、-Zリブと+Zリブの間に立体的特性による大きな差が脚部及び補剛域内にみられる。



5) 面外耐力力について D-6X, D-12Xの解析結果を図-7, 図-8に示す。トラス材が座屈すれば面外耐力力は低下するが、同じ剛性のトラス材を用いた場合アーチリブの細長比が小さい程その低下は著しい。比較的座屈しにくい大断面のH-200を用いた場合その面外耐力力は十分に大きく、小断面のH-100を用いるとその面外耐力力はトラス材の座屈による影響を受けてかなり小さくなっている。D-12Xではこの点が顕著に表われている。トラス材が座屈を起こさないような十分な剛性をもつものとすれば、面外耐力力はトラス材の剛性を変えてもほとんど変化しない。

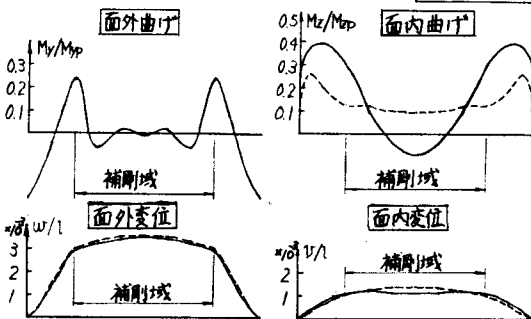


図-6 最終つりあい状態における各モード

破線を含む●印を結んだ曲線は、D-6Xの耐力力の上限と考えられる。この場合の面外耐力力は、下限と考えられる単弦アーチの面外耐力と比較すると、アーチリブの細長比が大きい程耐力力増加がみられる。これは、アーチリブとトラス材が一体として挙動し、その効果が表われたものとみることができる。しかしながら、アーチリブの細長比100付近では面外耐力力の増加はわずかで、その補剛効果はほとんど期待できない。ここに、補剛材を用いない複弦アーチ橋あるいは単弦のアーチ橋の可能性をみる事ができる。図-9はD-7Bの解析結果であるが、面外耐力力は、アーチリブの面外曲げ剛性 I_y とフィレンディール桁の面外曲げ剛性 I_b との比 n (図-3参照)によって規定されるものと考えられる。この耐力力曲線は、単弦アーチの耐力力曲線にほぼ平行で、当然ながら n の値が大きい程面外耐力力も大きくなっている。

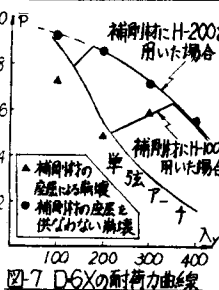


図-7 D-6Xの耐力力曲線

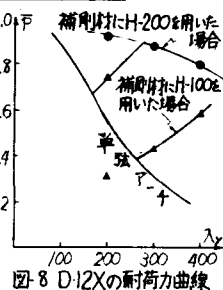


図-8 D-12Xの耐力力曲線

図-10は、アーチリブの細長比を400に固定して面外耐力力と断面2次モーメント比 n との関係を示したものである。図-11は、D-6X(H-200)の耐力力曲線とD-7Bの耐力力曲線と比較したものであり、図中の数字は、D-6X(H-200)に使用した補剛材鋼重と1としてD-7Bに使用した補剛材鋼重を表わしたものである。補剛形式としては、フィレンディール桁よりダブルワーレントラスの方が効果的で有利である。

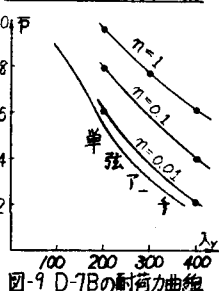


図-9 D-7Bの耐力力曲線

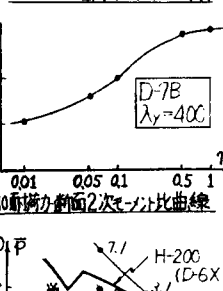


図-10 耐力力と断面2次モーメント比曲線

図-11は、D-6X(H-200)の耐力力曲線とD-7Bの耐力力曲線と比較したものであり、図中の数字は、D-6X(H-200)に使用した補剛材鋼重と1としてD-7Bに使用した補剛材鋼重を表わしたものである。補剛形式としては、フィレンディール桁よりダブルワーレントラスの方が効果的で有利である。

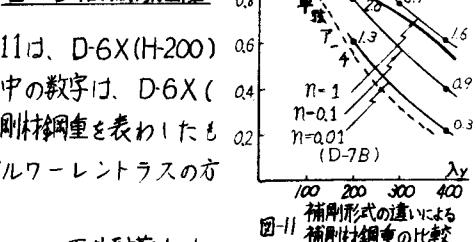


図-11 補剛形式の違いによる補剛材鋼重の比較

6) 結論 適当な補剛材で補剛された複弦アーチ橋において、面外耐力力は、アーチリブの細長比はもちろん、トラス材の細長比あるいはフィレンディール桁の断面2次モーメント、補剛形式等に影響を受ける。補剛形式としてトラスを用いればかなり効果的であるが、座屈すると面外耐力力は大きく低下する。このように2次部材であるトラス材が橋全体の強度に与える影響を及ぼしているため、その設計には十分な注意を要する。

参考文献(1) Komatsu, S. and T. Sakimoto, "Nonlinear Analysis of Spatial Frames....." Proc. of JSCE, No.252, Aug, 1976