

# I-138 下路補剛アーチ橋の面内耐荷力実験

熊本大学 正員 山尾敏寿  
福岡市 〃 一宮靜雄  
熊本大学 〃 崎元達郎

まえがき： 下路補剛アーチの面内座屈については、弾性分岐座屈強度が非常に大きく、設計に際しても、通常の応力問題としての照査をすれば充分であると考えられている。また有限変位弾塑性解析も進められているが、これらの理論的研究は種々の仮定のもとに行なわれており、仮定の妥当性と理論で想定した現象が、どのような条件で起るかを実験的に確認する必要がある。本報は、中実長方形断面の鋼板で作製した3体の下路アーチ橋模型に、面内荷重を作用させ、その終局強度を調べ、その耐荷力性状を検討したものである。

実験方法： 図-1に示す形状寸法の下路ローゼ橋に、同図に示す載荷術を取り付け、最下段の軒を油圧ジャッキで押し下げる事により荷重をえた。支間方向に全載した死荷重の半分の分布荷重が右側支間に半載する状態( $P_w = 0.5$ )を想定し、偏心載荷した。供試体は3体で、表-1に示すように $16'' \times 50''$ の鋼板(SS41)を組合せて、アーチリブと補剛軒の断面二次モーメント比( $I_g/I_a$ )を三種類とし、それぞれ、実橋のランガード軒、ローゼ軒、タイドアーチに対応するものと考えた。部材はかス切削によつたが、切削法によつて測定した高さ(中)方向の残留応力分布を図-2に示す。面内初期たわみ形状はランダムであろうが、最大たわみは $1/200 \sim 1/750$ 程度であった。実験値との比較に用いた解析値は

表-1 供試体諸元と終局強度

理想化した残留応力分布と実測の初期たわみ形状を考慮した有限変位弾塑性解析の結果である。約180点の抵抗線ひずみ計で主要断面のかずみ分布と、電気式変位計でアーチの7等分点の面内鉛直・水平変位を測定した。

実験結果と考察： 各供試体の実験経過と最終崩壊状況を表-1にまとめてある。図-3は、載荷中の変形モードで

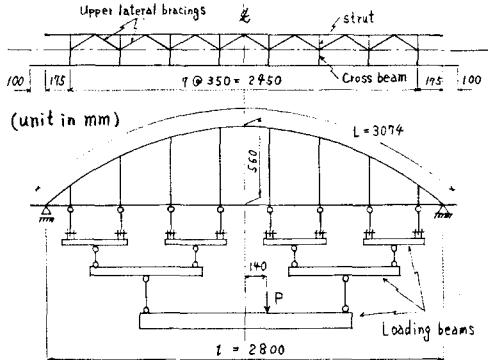


図-1 供試体寸法と載荷術

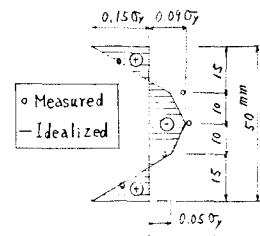


図-2 残留応力分布

項目	No. 1 ランガード	No. 2 ローゼ	No. 3 タイドアーチ
断面寸法 と 構成	アーチ リブ 幅材 軒 柱 I-g/I-a L/Aa/Ia I/Aa/Ix/Iy	アーチ リブ 幅材 軒 柱 I-g/I-a L/Aa/Ia I/Aa/Ix/Iy	アーチ リブ 幅材 軒 柱 I-g/I-a L/Aa/Ia I/Aa/Ix/Iy
I-g/I-a	10	1	0.1
L/Aa/Ia	666	198	198
I/Aa/Ix/Iy	184	137	184
前邊状態	P=32.6t 偏心距離2.5m 軒内 荷重(図-2参照) (1)2.5t+軒+ リブ4t(計6.5t) (図-8参照)	P=47.8t 偏心距離2.5m 軒内 荷重(図-2参照) (1)2.5t+軒+ リブ4t(計6.5t) (図-8参照)	P=34.3t 偏心距離2.5m 軒内 荷重(図-2参照) (1)2.5t+軒+ リブ4t(計6.5t) (図-8参照)
△実験値	0.54 ( $P_u=32.6t$ )	0.77 ( $P_u=47.8t$ )	0.73 ( $P_u=34.3t$ )
△理論値	0.59 ( $P_u=36t$ )	0.66 ( $P_u=49.5t$ )	0.59 ( $P_u=37.5t$ )
T/t 理論	0.92	1.17	1.24

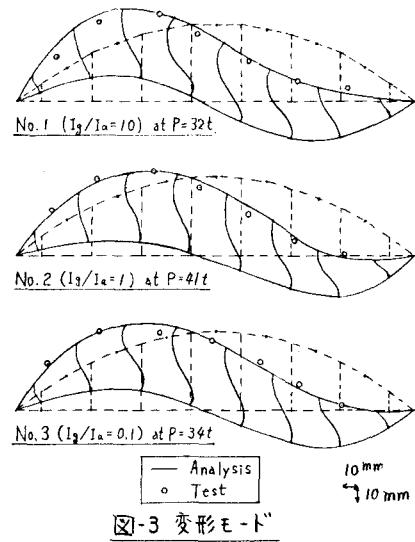


図-3 変形モード

あるが、理論値と実験値(アーチリブ格間中点変位)はよく一致している。図-4～図-6には、全荷重とアーチリブの偏載側7等点の鉛直たわみの関係を示している。解析値は理想的な荷重分布の場合と、実験で実測した荷重分布の場合の二種類示してあるが、実測分布で計算した方が立上がりの勾配、強度共に大きくなっている。

これは、図-7にその一例を示すように、図-1の載荷方式では、供試体の大変形による載荷点の相対変位差により載荷軸がその平面内で回転し、たわみの小さい載荷点に荷重が偏載する欠陥によるものである。この事を

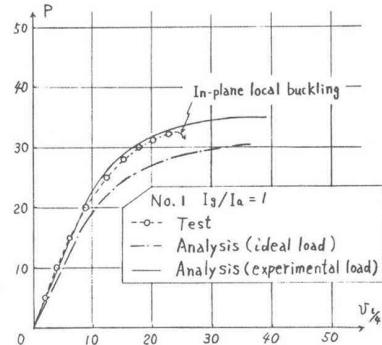


図-4 荷重-たわみ曲線 (No. 1)

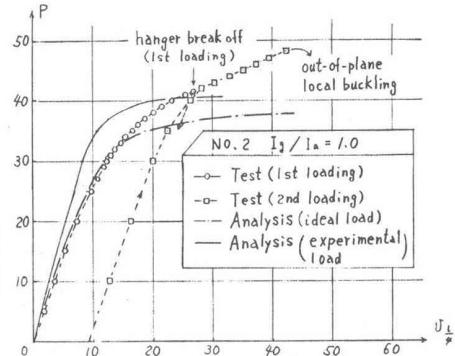


図-5 荷重-たわみ曲線 (No. 2)

考慮した解析値は、供試体No. 1では実験値とよく一致しているが、供試体No. 2(図-5)、No. 3(図-6)では、実験値はさらに解析値を上まわる強度を示している。これは、崩壊後の供試体の変形形状(図-8)に見るように、偏載側シナ点付近は、アーチリブ、桁とも極度の曲げ変形を呈じており、塑性ヒンジに近い状態に至っている。ひずみの実測値からも明らかになつたが、部分的にひずみ硬化域に入つており、

この為最終強度が増大したものと考えられる。ひずみ解析値は、ひずみ硬化を考えない bi-linear 型の応力-ひずみ関係を用いており、この点解析法の改良を検討する必要がある。供試体No. 2、No. 3の載荷中に生じた部材の破断は、模型の設計、製作上の不備であるたが、実橋の耐荷力を考えるとでの問題点の提起である。また、供試体No. 1では偏載側オーニング間のアーチリブか面内に座屈し(図-8)、供試体No. 2では、同じ格間のアーチリブか面外へはらみ始めたので載荷を終了した。供試体No. 1はランガーハンス構造であり、格間のアーチ部材は直線であるので、両端ヒンジ柱として道示の柱の耐荷力曲線を用いて単純計算すると、座屈荷重は、 $N_{cr} = 11.7 t$  であるのに対し、測定軸ひずみより座屈時の軸力を算定すると、 $N_u = 13.4 t$  になる。これは、単純に両端ヒンジと考えると過小評価を示すことを示している。供試体No. 2は、格間中点が横構を拘束しているのに面外座屈した。推定軸力は、 $N_u = 16.3 t$  であった。全体耐荷力と局部座屈の相関、横構等の補助効果等についても、今後別途検討する予定である。

最後に、本研究は昭和53年度科学研究費補助金(奨励A)を受けたことを付記し感謝の意を表します。

参考文献: 1) 佐藤倉西「精剛アーチ橋の耐荷力特性について」、第33回国講演会集 昭和53年9月

- 2) 一の宮・崎元・山尾「軸力が生じる精剛アーチ橋の面内耐荷力」、第34回国講演会集 昭和54年10月
- 3) 小松・崎元「閉断面部材で構成される三次元骨組の非線形解析」、土木学会論文報告集、No.252、1976.8

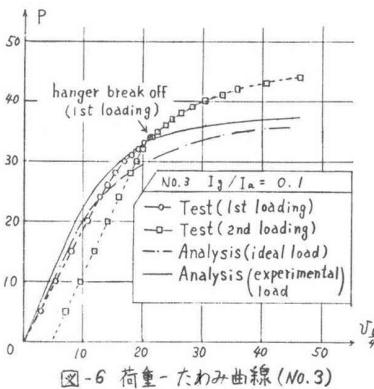


図-6 荷重-たわみ曲線 (No. 3)

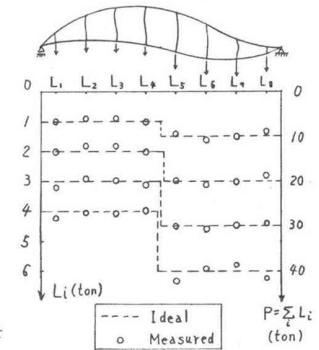


図-7 荷重分布 (No. 2)

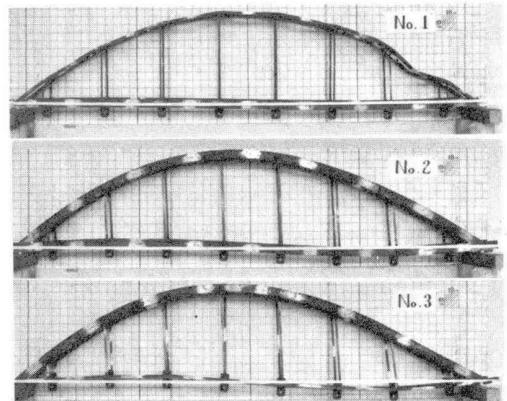


図-8 崩壊後の供試体