アーチリブ地震時耐荷力の実験的検討（第２報）

（株）横河ブリッジ　正会員　○佐野　泰如　　正会員　　小池　洋平
正会員　　大森　邦雄

１．はじめに

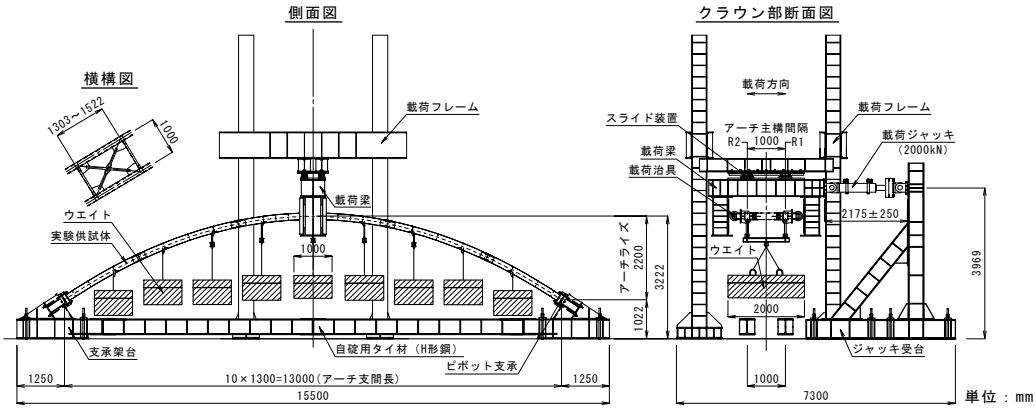
平成7年に発生した兵庫県南部地震以後，橋脚については，多数の実験及び解析的研究がなされ，二度の道路橋示方書Ｖ耐震設計編の改訂により耐震設計法が充実した．しかし，鋼アーチ橋のように幾何学的非線形性が大きく，常時軸力が作用し，地震時には軸力変動が大きい部材に関しては，解析的な検討と単弦アーチリブの実験的検討[1)]はされているものの，その動的特性が十分には解明されていない．よって実務者レベルの耐震設計においては，作用応力度を降伏応力度以下となるように設計し，部材の塑性化まで考慮することはほとんど無いため，鋼重が増加し，コストが上昇しているのが現状である．そこで本検討では，鋼上路式アーチ橋を対象とし，実橋の諸元を可能な限り反映した複弦アーチリブ大型模型（縮小スケール1/10程度）の橋軸直角方向正負交番載荷実験を行った．本検討の目的は弾塑性域から終局状態に至るまでの挙動を確認すること，実験結果からの耐震性能評価，および，実設計へのフィードバックを行うことである．筆者らは昨年，局部座屈に着目して幅厚比パラメータを変化させた実験供試体Case1，2のうちCase1の実験結果[2)]を報告したが，本文ではCase2の結果を加えて報告する．

２．実験概要

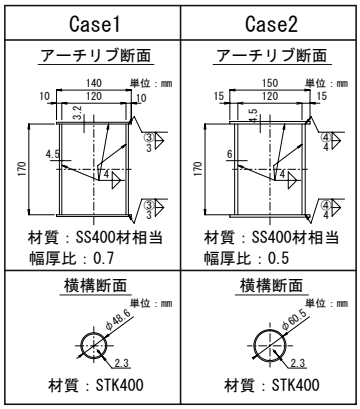
実験供試体は，実験設備の制約，製作性および実橋調査の結果を考慮し，アーチ支間 13.0m，アーチライズ 2.2m の既設橋（震度法レベルの設計）を想定した 2 ヒンジアーチとし，補剛桁，支柱はモデル化しない複弦アーチリブとした（**図－１**）．実験供試体の主な特徴は下記のとおりである．

①アーチリブ主構間隔は 1.0m，横支材は橋軸方向に 1.3m 間隔で支点以外の 9 箇所に設ける．②ダイヤフラムは，アーチリブ格点位置，格点間中央および支点部の横構取付部に，アーチリブ軸線に対して垂直に配置する．③実験供試体の支点構造はピボット支承とし，全方向の回転変位自由かつ PC 鋼棒により負反力に抵抗できる構造とする．④死荷重軸力は，アーチリブ格点にコンクリート製ウエイトを吊り下げて導入する．⑤クラウン部を含む中央ブロックは，荷重載荷位置のため，アーチリブ断面を増厚する．⑥Case2 の試験体の第一格点付近の横構交差部は，横構部材である鋼管の断面変形を抑制するため小型のリブで補強した．

実験供試体のケース数は，アーチリブのフランジ，ウェブの目標幅厚比パラメータを Case1:0.7，Case2:0.5 と変化させた計 2 体とした．また，Case1，2 でアーチリブ断面の変化に伴い，地震力に抵抗する横構断面も変化させた．アーチリブおよび横構の断面図を**図－２**に示す．なお，横構断面は偏心を避けると共に製作性を考慮して鋼管とし，震度法で設計されている既設上路式アーチ橋と細長比を合せ，同時にレベル１地震動の水平力に対して照査した．



図－１　交番載荷実験設備概要図

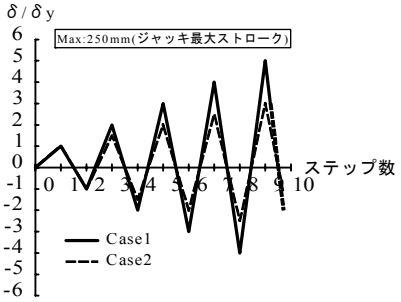


図－２　実験供試体断面図

複弦アーチリブ, 交番載荷実験, 耐震性能　〒273-0026 千葉県船橋市山野町 27 横河テクノビル　TEL.047-435-6161

３．載荷方法

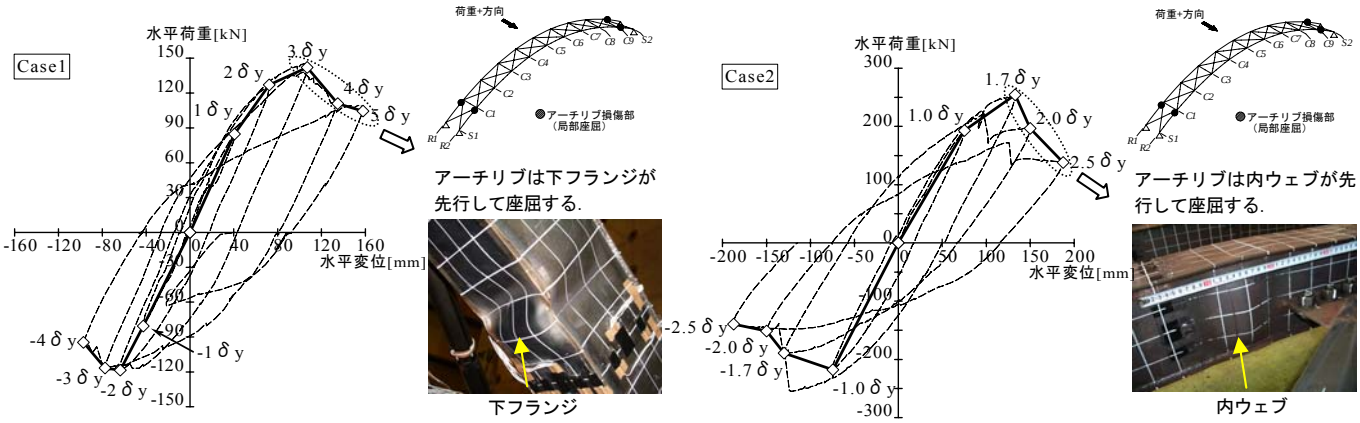
鉛直方向には，補剛桁，床版等の死荷重相当分（アーチリブ断面の降伏軸力（公称値）の 15%）の鉛直荷重を，コンクリート製のウエイト（1 格点あたり Case1:21.4kN Case2:30.0kN）にて載荷した．水平方向には，アーチクラウン部を橋軸直角方向に 2000kN 油圧ジャッキにて，変位制御で正負交番載荷を行った（**図－３**）．また，事前解析の結果から局部座屈の発生が想定された支点部近傍および第 1 格点部近傍のアーチリブと横構のひずみを重点的に計測し，アーチリブ各格点の鉛直および橋軸直角方向水平変位も計測した．なお，支承部の移動を拘束するため，支承架台は反力床に定着すると共に，橋軸方向は支承架台を H 形鋼でつなぐ自碇式構造とした．



図－３　載荷ステップ図

４．実験結果

交番載荷結果を**図－４**に示す．Case1 では初期降伏（計測ひずみが材料試験の降伏ひずみ値と一致）はアーチリブ（リブ２）の下フランジに水平変位 40mm で生じ，これを基準として $1\delta_y$ ごとに交番載荷を行った．一方 Case2 では初期降伏が横構に水平変位 75mm で生じ，$0.5\delta_y$ ごとに交番載荷を行った．それぞれのケースの初期降伏荷重および最大荷重および $1\delta_y$ 以降終局状態に至るまでのメカニズムは，**表―１**の通りである．Case1,2 ともに支点近傍の横構や横支材の局部座屈が初めに生じ，損傷が進展して形状保持機能を失うと第一格点近傍のアーチリブの局部座屈が生じる損傷メカニズムであった．また，交番載荷除荷後においても鉛直変位の増大は見られず，死荷重相当荷重（コンクリート製ウエイト）に対する鉛直支持力は急激に低下しないことが分かった．設計上，地震後の鋼製橋脚の許容残留変位は橋脚高の 1/100 であり，上路式アーチ橋についても，この規定が準用されることがある．本実験では Case1 にて $2\delta_y$（水平荷重：127.0kN）を超えたところでアーチリブライズ（2200mm）に対して許容残留変位に達したが，最大水平耐力（145.3kN）と比べ 13%の余裕があった．一方，Case2 では $1\delta_y$～$1.7\delta_y$ の途中で許容残留変位に達すると推定されるが，最大水平耐力（254.7kN）に達する前であった．



図－４　荷重変位図とアーチリブ損傷状況

表―１　損傷イベント

Case1 (P_{max}=145.3kN)	Case2 (P_{max}=254.7kN)
アーチリブ下フランジ降伏（$1\delta_y$, P_y=84.7kN）	横構降伏（$1.0\delta_y$, P_y=193.0kN）
横支材上フランジ座屈（$3\delta_y$）	横支材上フランジ座屈（$1.7\delta_y$）
横構面外変形進展（$-3\delta_y$）	横構破断（$-1.7\delta_y$）
アーチリブ下フランジ局部座屈（$4\delta_y$）	アーチリブウェブ局部座屈（$2.0\delta_y$）

５．まとめ

・橋軸直角方向の正負交番載荷により，初めに支点近傍の横支材と横構の損傷（局部座屈）が生じる．

・横つなぎ材の破断や部材座屈で形状保持機能を失うとアーチリブの損傷（局部座屈）が進展し，耐力が低下する．

・アーチリブの橋軸直角方向の耐震性能は横構，横支材からなる横つなぎ材の影響が大きく，横つなぎ材とアーチリブとの剛比を考慮した設計をすることで耐震性能が向上する可能性がある．

[参考文献] 1) 佐藤徹也，青木徹彦，鶴田栄一，掘政雄，崎元達郎：面外繰返し荷重を受ける鋼箱型断面アーチの載荷実験，構造工学論文集 Vol.48A，pp.693-703，2002.3，
2) 佐野泰如，小池洋平，寺尾圭史，大森邦雄：アーチリブ地震時耐荷力の実験的検討，第 60 回土木学会年次学術講演会，pp.201-202，2005.9