

投稿論文 (和文)
PAPERS

RCアーチ橋の耐荷力および破壊性状に関する研究

上田 芳夫*・幸左賢二**・森川 英典***・
宮本 文穂****

RC 固定アーチ橋はモーメント再配分の影響が大きいことから、現在計画中の橋梁について非線形解析手法により構造系の破壊耐力、モーメント再配分率等を検討するとともに、アーチリング基部において最初に破壊が生じることを明らかにした。ついで基部に着目した 1/10 スケールの耐荷力確認試験により、基部付近のモーメント-曲率関係は一般部と大きく異なることが明らかになったので、基部付近の拘束の違いが構造系の耐荷力に及ぼす影響について評価した。

Key Words : non-linear analysis, ductility, arch bridge, RC column

1. まえがき

近年、コンクリート構造物の非線形解析についての研究が進んでおり、現行土木学会コンクリート標準示方書でも非線形解析法概念を取り入れた限界状態設計法に移行する方向を明確に示している。従前の許容応力度法においては設計荷重に対して応力照査を行うとともに、破壊時については各部材断面に着目して、破壊安全度の照査を行っている。すなわち、許容応力度法によって設定された構造物は設計荷重に対しては十分抵抗することが明確であるが、例えば大地震のような設計を超える荷重が作用した場合には各部材断面のみで安全性を評価しているために、全体系としてどれだけの荷重に耐えうるかを推察することは困難である。

特に、不静定構造物の場合は、ある部材が降伏点を越えて塑性変形を生じても、まだ応力度に余裕のある部材が塑性状態に入った他の部材の負荷能力を分担することによって大きな破壊耐力を持つ。このため弾性限界荷重を基準にして各部材ごとに一律の安全率を確保しても構造系全体として正しい安全率を確保したことにはならず、モーメント再配分等の影響を考慮して評価する必要がある。非線形解析法を橋梁へ適用した例として、石川ら¹⁾は斜張橋の主塔を対象とした非線形解析を実施し、モーメント再配分率が 10 数% 程度生じることを明らかにしている。豊福ら²⁾は、2 径間連続桁を対象とした、解析および実験から非線形解析手法の妥当性を評価するとともに再配分率が 25% 程度生じることを明らかにしている。本研究対象の長大 RC アーチ橋においては、一般に両端固定アーチ形式が多く採用されている。両端固

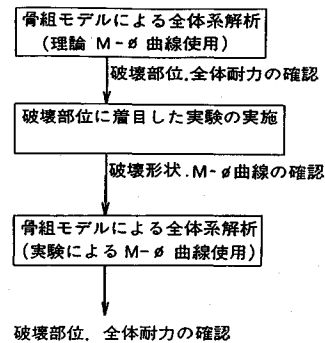


図-1 フローチャート図

定アーチは不静定次数が高く、終局時の破壊形態はひびわれ発生後の剛性低下に伴うモーメントの再配分により、例えば坂手ら³⁾が別府明善橋において明らかにしたように剛性を一定とした場合の荷重係数、破壊安全度とは大きく異なると考えられる。そこで、まず図-1の解析、実験のフローチャートに示すように、再配分の影響を考慮した非線形解析により構造系全体の破壊耐力、モーメント再配分率およびじん性等を検討した。その結果、地震時、活荷重時においてもアーチリング基部において最初に鉄筋降伏および破壊が生じること等が明らかになった。既往の研究によると、柱基部における破壊形式、破壊領域は数多くの要因の影響を受けることが明らかにされており、解析手法のみでこれらを評価することは困難であると考えられる。例えば、町田⁴⁾及び島ら⁵⁾によると橋脚基部軸方向変位には主鉄筋の抜け出しとその測定区間での部材の曲げによる変形量が含まれることが明らかにされている。また、池田ら⁶⁾は RC 柱の変形量計算にあたって柱の基部の回転や柱の断面の二次元的な大きさを棒部材に置き換えている点を考慮した簡易モデルを提案している。以上の点を考慮して、アーチリング基部に着目した、実橋の 1/10 程度の供試体を作成し

* 正会員 阪神高速道路公団 大阪管理部
(〒552 大阪市港区石田 3-1-25)

** 正会員 Ph.D 阪神高速道路公団 工務部

*** 正会員 工修 神戸大学工学部 建設学科 助手

**** 正会員 工博 神戸大学工学部 建設学科 助教授

破壊耐力確認実験を実施し、その安全性を評価した。その結果破壊形式は予想された曲げ破壊であるもののアーチ基部付近のモーメント-曲率（以下 $M-\phi$ ）曲線は一般部と大きく異なる結果となった。そこで次に実験で得られた基部付近の $M-\phi$ 曲線を用いて構造物全体系としての耐荷力の再評価を実施するとともに、当初の解析結果とも比較し、基部付近の拘束等の影響が橋梁全体系の耐荷力に及ぼす影響について考察した。

2. 解析対象長大 RC アーチ橋の特徴

(1) 解析橋梁の特徴

解析対象橋梁は図-2の橋梁一般図に示すように支間150 m、橋長440 mの2径間連続固定式RCアーチ橋である。アーチ構造形式としては、支間長が長くまた支持層が比較的堅固であるため、アーチリングの剛性を大とし補剛桁の剛性を小とする形状を採用している。アーチライズは道路縦断、地形条件から $H_l=24.0$ m、 $H_r=27.0$ m（図-2参照）とし、アーチリング形状は部材高1.5 m（クラウン部）から2.8 m（アーチリング基部）の箱断面としている。また、補剛桁は出来るだけ剛性を小さくするために桁高0.9 m、スパン16.0 mのRCホロー形式としている。アーチリングのコンクリート強度としては設計基準強度を300, 400, 500 kgf/cm² (29.4, 39.2, 49 Mpa) とした場合について比較した結果、支保工が軽減できかつ経済性が発揮できることからRC構造ではあるが比較的高強度の400 kgf/cm² (39.2 Mpa)を採用している。施工法としては、一般に長大アーチ橋の場合片持梁式（ピロン工法、トラス工法等）が多く用いられている。しかしながら、片持梁式は架設系でアーチ作用が期待出来ないこと、架設系と完成系断面力の差によるクリープ2次断面力が生じることから断面が大きくなりやすい。これに対して本橋の場合、地形が深い渓谷でないため、架設時の断面増がなく経済的に有利な全支保工形式を採用している。

次に道路橋示方書に基づいて設計されたアーチリング部の耐荷力特性を簡易に調べるために、断面における抵抗モーメントを求め、設計荷重や地震荷重に対してどの程度の安全率を保有しているかを照査した。すなわち、主要断面についての軸力-モーメント（以下 $N-M$ ）相関曲線と荷重増加ステップごとに剛性を一定とした全体系モデルの線形フレーム解析から得られた断面力（ N , M ）をプロットし、両線の一致する点を破壊荷重と定義し、そのときの荷重係数を求める。図-3にアーチリング基部の部材耐力照査図、図-4にクラウン部の部材耐力照査図を示し、以下に結果を要約する。

①地震時の場合、左端アーチリング基部は荷重増加とともに軸力が減少し、右端部は軸力が増加するので破壊は左端部で最初に生じる。また、破壊時の荷重係数（破壊時

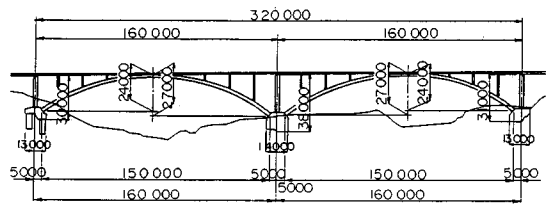


図-2 橋梁一般図 (単位: mm)

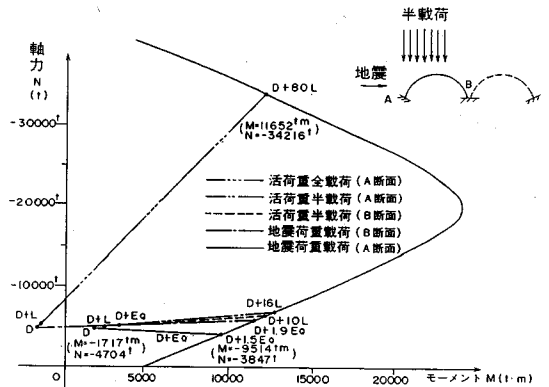


図-3 アーチリング基礎部 $N-M$ 相関曲線

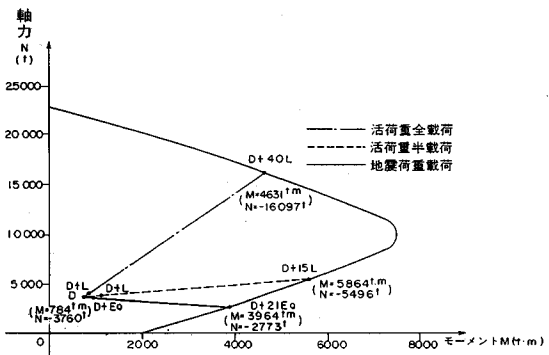


図-4 クラウン部 $N-M$ 相関曲線

水平震度を設計水平震度で割ったもの)は1.5と活荷重時に比べて小さく地震時がもっともクリティカルである。

②活荷重全載時の場合は、逆に圧縮力が増えると耐荷力は減少するが、荷重係数は40程度と非常に大きな値でクラウン部で最初に破壊が生じる。

③活荷重半載時の場合、左端部、クラウン部、右端部共に圧縮力が増加する。荷重係数は10と大きな値を示し、破壊は左端部で最初に生じる。

(2) 長大 RC アーチ橋の特徴

わが国における類似の代表的長大RCアーチ橋（アーチスパン100 m以上）との比較を表-1に示し、以下に比較結果を要約する。

①アーチ構造としては外津橋を除けばすべて不静定次数の高い固定アーチ形式が採用されている。外津橋は、ト

表一 代表的コンクリートアーチ橋構造諸元

橋名	支間長 (m)	ライズ (m)	ライズ比	基部断面 および鉄筋比	クラウン断面 および鉄筋比	断面形状	スパン対 部材高	施工法	構造形式
別府明鏡橋	235	34.0 37.0	1/6.9 1/6.4			箱断面	1/52-1/94	トラス工法	固定アーチ
宇佐川橋	204	38.6 20.7	1/5.3 1/9.9			箱断面	1/46-1/37	ピロン工法	固定アーチ
外津橋	170	26.5	1/6.4			箱断面	1/52-1/71	トラス工法	2ヒンジアーチ
帯駅橋	145	30.0	1/4.8			箱断面	1/58-1/60	ピロン工法	固定アーチ
赤谷川橋	126	29.2	1/4.3			長方形 (マツッパ)	1/40-1/60	トラス工法	逆ランガー
大滝橋	100	29.0 25.0	1/3.4 1/4.0			長方形 (マツッパ)	1/40-1/67	全支保工法	固定アーチ
浅草沼子橋	126	9.2	1/13.7			箱断面	1/56-1/63	既設柱を 使用した 片持工法	フットアーチ
新山清路橋	100	7.9	1/12.7			箱断面	1/45-1/56	既設柱を 使用した 片持工法	フットアーチ
水島山橋	150	27.0 24.0	1/5.6 1/6.3			箱断面	1/54-1/100	全支保工法	固定アーチ

ラス工法による架設であり、拘束力を下げるために2ヒンジ構造を採用しており、特殊なケースと考えられる。

②アーチリング断面は赤谷川橋 (RC 逆ランガー橋)、大滝橋 (スパン 100m) を除き、箱断面とすることによって剛性を上げている。

③ライズ比はフラットアーチタイプを除くと 1/3.4 から 1/9.9 となっており、本橋は 1/5.6 から 1/6.3 で、平均的な値となっている。

④アーチリングの部材高比は 1/38 から 1/60 であり、本橋は 1/56 から 1/63 で多少小さめである。これはアーチリングに 400 kgf/cm² (39.2 Mpa) の比較的高強度のコンクリートを用いているためと考えられる。

⑤鉄筋比は 0.5 から 1.0% となっており、本橋は 0.8% (アーチリング基部: 設計荷重では 0.5% であるが、支点移動を考慮すると 0.8% となる) から 1.2% (クラウン部) と多少大きめの値となっている。

以上のように本橋の構造諸元は長大 RC アーチ橋梁の平均的な値となっていることから、以下に実施する全体系の非線形解析結果は、長大 RC アーチ橋としての特徴的傾向を明らかにするものと考えられる。

3. 耐荷力解析

(1) 解析モデル

図一2の構造図に示すように、対象橋梁は2径間連続固定対称アーチ橋であるが、中間橋脚基礎は岩盤固定とみなすことができることから、その一連部についてモデル化を実施した。解析モデルは平面骨組モデルとし、鉛直材、補剛桁はアーチリングに比べ剛性が小さいことから線形部材とし、アーチリングのみ非線形部材とした。

(2) 解析手法

各断面における $M-\phi$ 曲線の計算は、断面におけるコンクリートおよび鉄筋の応力-ひずみ曲線を仮定し、力の釣合条件から軸力 (N) 作用時における M_c (クラック発生) M_y (鉄筋降伏) および M_u (終局モーメント)

と各々の曲率 ϕ を計算した。次に数値計算は図一5のフローチャートに示す様に、微小変形理論に基づくマトリクス変位法を用いた逐次荷重増分法により断面力の計算を行った。 M_c 、 M_y 後は $M-\phi$ 曲線の接線勾配から求めた剛性に逐次変更しながら平衡状態まで繰り返し計算した。荷重は死荷重 (乾燥収縮を考慮)、地震水平荷重または活荷重を載荷し、各断面の M_c 、 M_y 、 M_u 時の荷重係数を求める。なお各断面の軸力がその断面の N_u (軸力のみによる破壊耐力) 値の 0.5% 変動するたびに $M-\phi$ 曲線を再計算して断面力を求めた。コンクリートの応力-ひずみ曲線については多数提案されているが、従来の研究²⁾より耐荷力に及ばずコンクリートの応力-ひずみ形状による影響は小さいと考えられることから、道路橋示方書に示される曲線のみを使用した。また、 M_u は圧縮コンクリート部において 0.0035 のひずみを生じたときのモーメントと定義した。

(3) 解析パラメーター

解析パラメーターとしては次の項目について検討した。

- ①軸力変動 (考慮するもの、軸力一定とするもの)
- ②鉄筋のひずみ硬化 (考慮するもの、しないもの)
- ③要素分割長 ($l=d/4$, $l=d$: d =有効高さ)
- ④荷重組み合わせ (地震荷重, 活荷重)

解析ケースとしては標準ケース (軸力変動考慮, 要素分割長 $l=d/4$, 鉄筋のひずみ硬化考慮せず, 地震荷重) に対して各項目のみを変化させた 4 ケースの合計 5 ケースについて検討を実施した。

(4) 地震時解析結果

a) 代表解析例

代表解析例として標準ケースの解析結果を示す。図一6に水平震度 (荷重) の増加に伴う最大変位量の関係を示す。図一6において線形解析とは前章で示したように剛性を一定とし最大モーメントを生じる断面が M_c 、 M_y 、 M_u に達した状態をいう。終局時最大変位量は、水平、鉛直方向とも中央点近傍 50 ポイント付近に生じ水平変位 137 mm、鉛直変位 304 mm と線形解析値に比べて大きな変位量となる。しかしながら、終局時における長さ方向に対する最大横方向変形量は 304/150 000 と小さい値となることから、二次モーメントの影響は小さいと考えられる。クラック発生 ($M_c=6321$ tm, $\phi_c=1.502 \times 10^{-4}$)、鉄筋降伏 ($M_y=8259$ tm, $\phi_y=8.217 \times 10^{-4}$)、終局 ($M_u=9162$ tm, $\phi_u=179.54 \times 10^{-4}$) とも左端基部 (19 断面) で最初に生じる。曲率じん性率 (ϕ_u/ϕ_y) は軸力が設計曲げ圧縮応力度 (140 kgf/cm²: 13.7 MPa) の 1/3 程度と多少大き目に関わらず、22 程度と平均的な値になった。終局時地震荷重係数は 0.48 となり、設計水平震度 ($K_h=0.22$) の 2.2 倍となり大きな耐力を有していることが分かる。図一7にアーチリング全体の曲げ

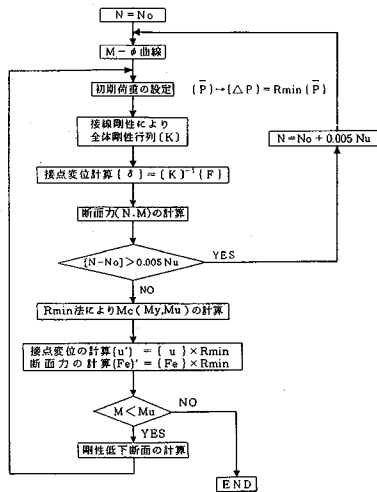


図-5 非線形解析フローチャート図

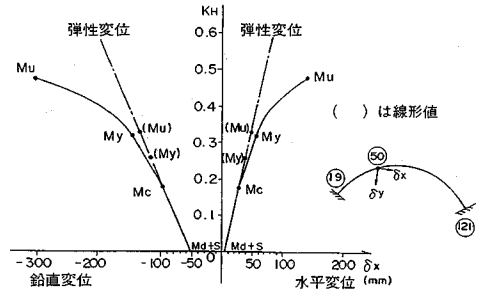


図-6 荷重—変位曲線図 (50 要素点)

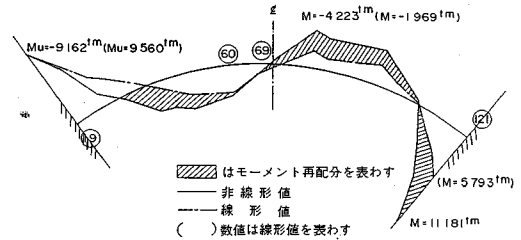


図-7 曲げモーメント図

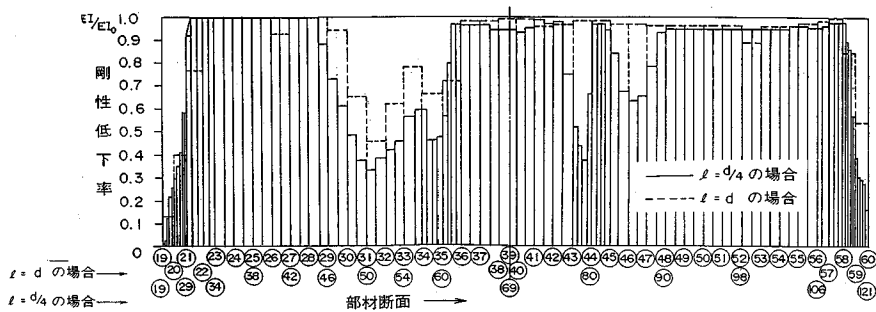


図-8 等価曲げ剛性低下の対比図

モーメント分布を示す。まず左端部において鉄筋の降伏が生じ塑性ヒンジを形成する。そのため剛性が低下し、回転能が増加するためにその後の左端部におけるモーメントの増加は少ない。これに対して右端付近は鉄筋降伏に達していないために、モーメントが増加しモーメントの再配分を促す結果となる。

b) 要素分割長の検討

本解析においてはアーチリング各要素内における $M-\phi$ 曲線は一定であると仮定している。このため、要素を大きく分割した場合、ひびわれ発生部以外に対しても断面の剛性低下を考慮することになり過小な部材剛性となる。そこで、本解析では大きなモーメントを生じる領域の要素分割長を変えた影響について照査した。解析結果を表-2、等価曲げ剛性低下の対比を図-8に示す。 $l=d$ と $d/4$ を比較すると、荷重係数は要素分割長 $l=d$ の場合の方が20%小さくなっている。これは要素分割長を小さくした場合、最端部要素の塑性化が低い荷重段階で生じ、右端部へのモーメント再配分が早期から行わ

れるためであると考えられる。一方、後述するように実際の破壊試験では $d/4$ 程度の区間長で剛性低下が図-8のように連続的に生じることは困難である。特に、アーチのような不静定構造物では剛性低下の特性が荷重再配分を支配し、橋梁全体の耐荷力に大きく影響するためその特性を対象構造物に即した形態で評価することが重大である。たとえば本実験の場合はひびわれ間隔は $1d$ 程度であり、 $1/4d$ 程度にひびわれを生じさせ剛性低下が基部から連続的に変化することは困難であると考えられる。このためひびわれ間隔が $1d$ 程度となることから分割長はひびわれ間隔を考慮し $1d$ 程度とした方が実際の挙動に近くなると考えられる。

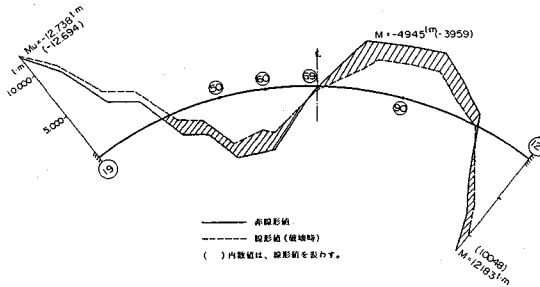
(5) 活荷重半載時解析結果

本節では活荷重分布のうちもっとも危険側である活荷重半載時について検討する。初期荷重状態の自重(乾燥収縮を含む)に対してアーチの左半分(設計時: $w=2.45$ t/m)を載荷する。モーメント図を図-9、変位図を図-10に示す。 M_c までは半載荷の影響により

表一2 分割長影響解析結果

	水平震度	非線形/線形
基本震度	0.22	-
線形解析値	0.32	-
非線形(l=2d) *	-	1.12
非線形(l=d)	0.40	1.25
非線形(l=d/4)	0.48	1.49

* 同題アーチ橋の解析結果



図一9 活荷重作用時モーメント図

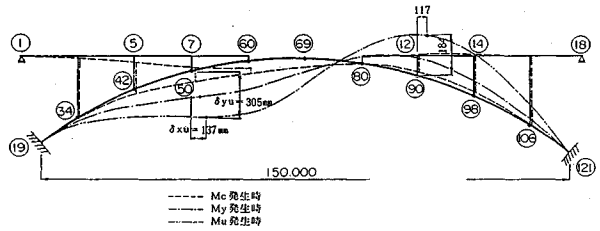
左側のみ変位が大きい。Mcを過ぎると50ポイント付近は下方向にたわみ、90ポイント付近は上向きに大きいたわみ、121ポイント、90ポイントの曲げモーメントが増加する。その後19, 60, 121ポイントの曲げモーメントが同様に増加してゆき最終的にはモーメント再配分効果によりほとんど同時に破壊モーメントに達する。表一3に活荷重半載時の解析結果を示すが線形解析値で設計荷重の10倍、非線形解析値で13倍程度保有耐力があることが分かる。また非線形の場合水平変位238mm, 鉛直変位577mmと線形解析の2.5倍の変形能を有している。

4. 耐力評価実験

(1) 実験概要

RC固定アーチ橋は不静定次数が高く、アーチリング基部の塑性ヒンジの生成時期、範囲および回転能等の要因によるモーメント再配分の特性が全体系の耐力および破壊性状に大きく影響することを考慮すると、本橋の耐力を評価するためには、アーチリング基部の耐力および破壊性状を実験的に確認するとともに、破壊領域、破壊部近傍の曲率分布及び変形性状をモデル化し、非線形解析にこれらの特性を導入することが必要であるといえる。

一方、長大RCアーチ橋のアーチリング基部においては、細長比、作用軸力、せん断スパン比等が橋脚や建築構造物の柱等と異なり、アーチリング基部の破壊性状はこれらの諸量によりかなり影響を受けると考えられる。例えば、本研究で対象とする橋梁(図一2参照)の



図一10 活荷重作用時変位図

表一3 活荷重半載時解析結果

		19 断面			
		M	N	α	変位 δx δy
Mc	非線形	7297	5593	5.22	39 -144
	線形	7297	5593	5.22	39 -144
My	非線形	11368	6782	11.12	129 -344
	線形	10975	6275	8.66	61 -198
Mu	非線形	12738	7197	13.36	238 -577
	線形	12694	6594	10.27	71 -223

場合、せん断スパン比が5以上で、橋脚の2~5や建築構造物の1~3より大きく、作用軸力は死荷重作用時40kgf/cm²(3.9MPa)で、橋脚の5~20kgf/cm²(0.49~1.96MPa)よりもかなり大きくなっており、既往の実験結果を適用することは困難であるといえる。そこで、本橋に関するアーチリング基部の部分模型供試体を作成して耐力試験を行い、アーチリング基部に関する耐力、破壊性状の評価を行った。またM- ϕ 関係によって基部の特性を評価し、非線形解析に適用した場合の妥当性を検討して全体系の解析のための基礎資料とした。

(2) 実験方法

a) 供試体

供試体は、図一11に示すような縮尺1/10程度の部分模型とした。鉄筋は主筋にD13mm, せん断補強筋にD6mmのSD35を用い、鉄筋比は、実橋にほぼ一致させ、主鉄筋比0.5%, せん断補強鉄筋比0.17%とした。また、コンクリートは設計基準強度 $\sigma_{ck}=400$ kgf/cm², 粗骨材最大寸法15mmとし、アーチ部材と基部を一体で打設した。また、実橋で生じる導入軸力の変動による影響を検討するため、供試体は2体作製し、アーチ部の導入軸力を40.6tf(死荷重+地震荷重作用時に対応, 供試体P-N1), 34.6tf(死荷重+2×地震荷重作用時に対応, 供試体P-N2)の2種類に変化させた。

b) 載荷方法⁷⁾

供試体は、図一12に示すように、PC鋼棒によって基部の4点を床に固定し、アーチ部の軸力(鉛直方向荷重)は、鉛直反力フレームに固定された油圧ジャッキおよびロードセルによって一定荷重を保持するよう載荷した。また、水平方向荷重は、水平反力フレームにピンヒンジを介して固定された油圧ジャッキにより載荷した。

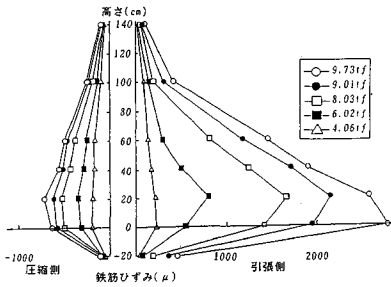


図-16 鉄筋ひずみ分布 (P-N 1)

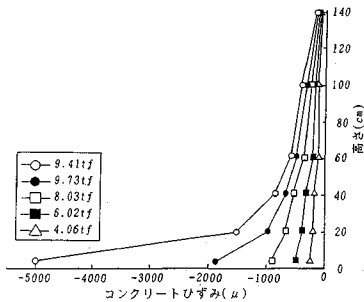


図-17 コンクリートひずみ分布

は、主鉄筋の抜け出し量とその測定区間での部材の曲げによる変形量が含まれるため、破壊近傍では、測定値が実際の抜け出し量よりもかなり大きくなる⁹⁾。そこで、ここでは、アーチリング基部接合部および基部コンクリート内の鉄筋ひずみ測定値から基部コンクリート内鉄筋ひずみ分布を推定し、これを積分することにより抜け出し量を算定した。ここで、基部コンクリート内の鉄筋ひずみ分布は、図-18に模式的に示すように、接合部近傍での降伏により大きく変化する。鉄筋の降伏長さは降伏強度によって変化し、ここでは、島らの実験結果⁵⁾を基にして、使用したSD 35に関する降伏長さを $0.8D$ と仮定した。鉄筋抜け出し量の計算結果を縁変位測定結果とともに図-19に示す。この結果から、鉄筋降伏後、縁変位測定値が大きく増大しているのに対し、鉄筋抜け出し量の変化量は小さく、基部接合部およびアーチ部材内の鉄筋の塑性変形が非常に大きいことがわかる。

(2) アーチリング基部の $M-\phi$ 曲線の評価

a) 鉄筋抜け出し量による曲率の補正法

図-15に示したアーチ基部の $M-\phi$ 曲線は、鉄筋の抜け出しによる回転変形とアーチ部材自体の曲げ変形の両方を含んでいる。一般に鉄筋の抜け出し量は、鉄筋の付着面積により変化するもので、実橋と模型供試体とで完全に対応させるのは困難である。そこで、実橋のアーチリング基部の $M-\phi$ 曲線を評価するため、鉄筋の抜け出しによる影響の分離を検討した。一般に、鉄筋の抜け出しによる部材の回転中心は部材断面の中立軸位置と一致するとの仮定^{10),11)}がなされることが多いが、本実験の結果では、アーチリング基部断面の圧縮、引張縁変位から求

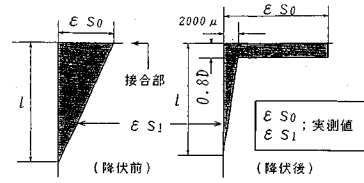


図-18 基部内鉄筋ひずみ分布の模式図

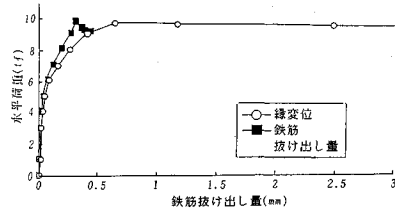


図-19 水平荷重と鉄筋抜け出し量の関係 (P-N 1)

めた回転変位とコンクリート、鉄筋ひずみから求めた中立軸位置(断面の圧縮側で平面保持を仮定)がかなり異なるため、以下の2つの方法により $M-\phi$ 曲線の補正を行い、これらを上限、下限として考えることとした。

①補正1: 圧縮縁、引張縁変位を用いた鉄筋の抜け出しによる回転中心を求め、それが中立軸位置と一致するものとして、(1)で推定した抜け出し量による曲率を補正する(図-20においては $X4=X3$ と仮定)。

②補正2: 鉄筋の抜け出しによる回転変形を除いた曲げひずみの中立軸は、基部と同様に圧縮側コンクリートが塑性域に達している高さ $H=20$ cmの断面での曲げひずみの中立軸に等しいと仮定し、抜け出し量による曲率を補正する(図-20において $X4=X1$ と仮定)。

b) $P-\delta$ 効果の補正法

本実験では、載荷装置の機構上、 $P-\delta$ 効果による付加曲げの影響が導入されることになるので、この影響を除く必要がある。ここでは、簡単のため、アーチ部の曲げおよび回転変形を剛体変形と仮定し、水平変位測定結果を用いてアーチ各部の付加曲げモーメントを求め、水平荷重による曲げモーメントに加えた。

c) $M-\phi$ 曲線の評価

鉄筋の抜け出しおよび $P-\delta$ 効果の影響を補正した場合の $M-\phi$ 曲線を図-21, 22に示す。ここでは、基部近傍の $M-\phi$ 曲線としては、高さ $H=2.5$ cmの位置での $M-\phi$ 曲線とともに、高さ $H=10$ cmの位置(高さ $H=0 \sim 20$ cmの範囲の平均)でのものも示している。これらの結果により、補正後の高さ $H=2.5$ cmの位置での $M-\phi$ 曲線はアーチ一般断面のものよりもかなり硬化していることが分かる。

また、破壊時曲率については、補正1、補正2のそれぞれにおいて、圧縮縁コンクリートひずみが 3500μ に達するときの曲率として算定した。

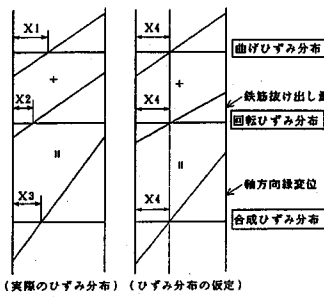


図-20 補正法模式図

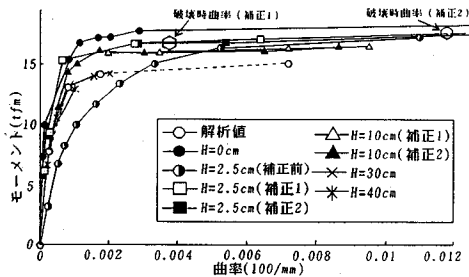


図-21 補正後の $M-\phi$ 関係 (P-N 1)

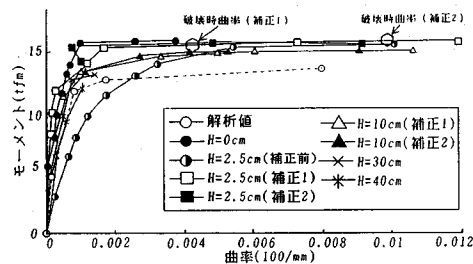


図-22 補正後の $M-\phi$ 関係 (P-N 2)

(3) 基部の拘束の影響

アーチ基部の拘束効果についてはアーチ部材内のせん断補強筋によるものと基部コンクリートの影響によるものが考えられる。前者について Kent and Park の式¹²⁾を用いて推定した強度増加係数を用いて $M-\phi$ 関係を算定すると本供試体の場合、せん断補強鉄筋比が小さいため、その影響は非常に小さく無視できることがわかった。また鉄筋のひずみ硬化の影響を考慮した解析についても行ったが、本供試体の場合、耐荷力の増加はほとんど認められなかった。したがって、本実験で評価された $M-\phi$ 関係における硬化は基部コンクリートとの接合による影響であるといえる。このことに関して、本供試体基部近傍の弾性解析を別途行った結果、圧縮側コンクリートでかなり応力集中が生じること、および接合部近傍の断面における曲率が一般断面よりもかなり小さくなることが確認された。この影響を非線形解析に適用するためには、(基部コンクリートからの)影響範囲を明確にする必要がある。図-21, 22の結果から、基部コンクリートからの高さ 10 cm (高さ 0~20 cm の平均) に

おいては $M-\phi$ 曲線の硬化が認められるが、高さ 40 cm の位置における勾配 (剛性) は一般断面の解析値と一致しており、硬化は認められない。したがって、基部コンクリートの拘束の影響は供試体の有効高さ $d (=33 \text{ cm})$ の範囲に及んでいるものと考えられる。またこのような基部を有する構造部材の解析を行う場合には、拘束効果を考慮したモデル化を行うことが必要であると考えられる。

(4) 導入軸力の影響

以上のように評価したアーチリング基部の $M-\phi$ 曲線について、供試体 P-N 1 と P-N 2 の比較から導入軸力による影響を見ると、一般断面についての解析値におけるものと同程度で、拘束効果の相違はほとんどないといえる。また、鉄筋の抜け出しやびびわれ状況についても大きな相違は認められなかった。

(5) 実験値と解析値との対比

以上で評価したアーチ基部の $M-\phi$ 曲線の妥当性を検討するため、P-N 1 供試体を対象とし、アーチリング基部にこの $M-\phi$ 曲線を適用して非線形解析を行い、得られた結果を測定値と比較した。図-23 にアーチリング基部の $M-\phi$ 曲線に主鉄筋の抜け出しを含まない場合 (CASE 1, ただし、補正 2) と含む場合 (CASE 2) についての水平荷重 P と水平変位 δ との関係を示す。比較のため、アーチリング基部の $M-\phi$ 曲線にアーチリング一般断面と同じモデルを用いた場合の解析結果 (CASE 3) も示している。また、図-24 に CASE 1 についてのアーチリング基部接合部のコンクリート圧壊時のアーチ部材曲率分布を示す。これらの結果から、アーチ基部リングの $M-\phi$ 曲線を適用した解析値と実験値はほぼ一致しており、本実験で評価した $M-\phi$ 曲線はアーチ基部のモデルとして妥当であるといえる。またアーチ基部の $M-\phi$ 曲線を適用した結果はアーチ一般断面の $M-\phi$ 曲線のみを用いた場合よりも耐荷力がかなり大きくなっている。このような相違は不静定構造であるアーチ橋全体系に対してモーメント再分配特性の変化として大きく影響することになるので、アーチ橋全体系の非線形解析において考慮する必要があるといえる。また、図-24 の結果から、曲率分布の急変点を塑性ヒンジ長として評価すると約 30 cm となり、供試体の有効高さ $d (=33 \text{ cm})$ よりもやや小さな範囲になることがわかる。

6. 実験結果に基づく全体系耐荷力解析

(1) 解析概要

基部モデルによる実験結果は拘束効果によるひずみ硬化や鉄筋の抜け出しにより基部付近の $M-\phi$ 曲線は一般部と非常に異なる結果となった。そこで、基部付近の影響を考慮し、拘束硬化を一般断面の $M-\phi$ 曲線に対する比率として評価した曲線を用いて橋梁全体系としての耐

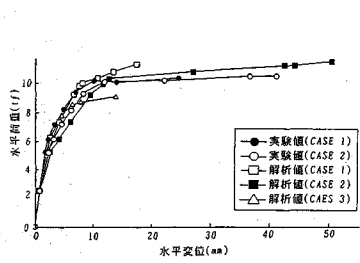


図-23 水平荷重と水平変位の関係 (P-N1)

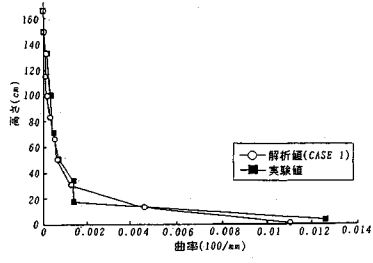


図-24 破壊時の曲率分布 (P-N1)

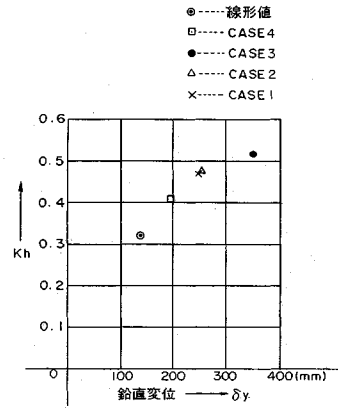


図-25 荷重-たわみ曲線図

表-4 全体耐荷力解析結果

解析ケース	荷重係数 Kh	曲げモーメント (t.m)		終局時最大たわみ	
		左端断面	右端断面	δ_x (mm)	δ_y (mm)
CASE 1	0.468	10.344	10.480	105	248
CASE 2	0.474	10.416	10.632	109	254
CASE 3	0.513	10.071	11.139	162	354
CASE 4	0.403	9.170	8.984	80	195
線形解析値	0.319	9.560	5.793	46	137

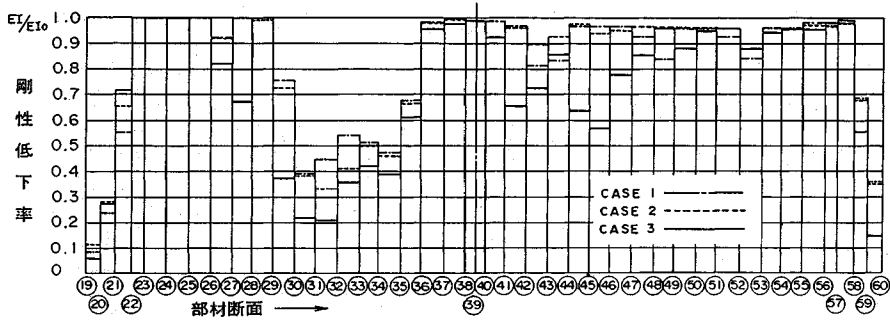


図-26 等価曲げ剛性低下の対比図

荷力評価を実施した。なお実験結果によると1d程度離れた部材におけるM-φ曲線は理論解析値と一致したことから、基部付近1dの区間のみを実験から得られた以下のM-φ曲線を用い、他の部材は理論解析上のM-φ曲線を用いた(図-21参照、分割長はl=dとした)。

①補正1により得られたM-φ曲線 (CASE 1)

抜け出しの影響を取り除き理論値よりも終局ひずみがかなり小さいと仮定したもの

②補正2により得られたM-φ曲線 (CASE 2)

抜け出しの影響を取り除き理論値よりも終局ひずみがかなり大きいと仮定したもの

③実験により得られたM-φ曲線 (CASE 3)

実橋においても実験と同程度の鉄筋の抜け出しが生ずると仮定したもの

なお、基部の影響を考慮しないもの、つまり一般断面を用いたものを、CASE 4 (分割長:l=d)として比較した。

(2) 解析結果

解析結果を表-4, 図-25に示す。いずれのCASEも基部付近の拘束効果により終局時の変形、荷重係数と

も理論解析値より1~2割程度大きくなった。特にCASE 3の鉄筋抜け出し量考慮の場合、終局時の変形量、荷重係数とも理論解析値(l=d)よりも著しく大きくなる。これはM_v発生時において基部付近に大きな変形能を生じるため、他の部材へのモーメント再配分効果が大きくなったためと考えられる。これに対してCASE 1, 2は基部のM-φ曲線が大きく異なるにもかかわらずほとんど同じ結果となった。この差が小さいのは図-26に示すように、CASE 1, 2では剛性低下率の分布が同じ傾向を示すためと考えられる。すなわち、基部付近のM-φ曲線がM_vからM_uに移行する間においては、他の部材の剛性低下に与える影響が非常に小さいためと考えられる。以上のことから、本研究の範囲内では実験結果を用いた解析結果はいずれも基部の影響を考慮しない解析値よりも1-2割程度さらに大きな耐荷荷重係数および変形性能を持つことが明らかになった。

7. まとめ

RCアーチ橋において実施した耐荷力解析および実験の結果を以下にまとめる。

①地震作用時解析の結果は設計水平震度に対して2.2倍程度の耐荷力を持つとともに破壊はアーチリング基部で生じた。また、線形解析との対比によるとモーメントの再配分効果により非線形解析結果は30~50%程度の耐荷力の増加が見込まれる。

②本解析では要素分割長により20%程度耐荷荷重が変動することが明らかになった。これは要素分割長を $d/4$ 程度に小さくした場合低い荷重段階で剛性の低下が生じるためと考えられる。しかしながら、実験結果等によるとひびわれ間隔および破壊は d 程度の範囲に分布していることから、要素分割長は d 程度することが望ましいと考えられる。

③実橋のアーチリング基部の1/10程度の縮尺の部分模型供試体による耐荷力試験を行い、破壊形式は曲げ破壊であり、終局破壊域は基部近傍に集中することが確認された。また実験においては主鉄筋の基部コンクリートからの抜け出しがかなり顕著に見られ実橋と異なるため、アーチリング基部の耐荷性状の評価については、主鉄筋の抜け出しによる影響を2種類の補正法により除去した $M-\phi$ 関係を求めた。さらに、この $M-\phi$ 曲線を非線形解析に適用し、その妥当性を示した。

④アーチリング基部の耐荷性状からアーチ部材の基部近傍 $1d$ の範囲において、基部コンクリートとの接合に起因すると考えられる硬化が生じることが明らかになった。また、曲率の急変点で評価すると塑性ヒンジ長は拘束硬化範囲と同様に $1d$ 程度となった。

⑤実験による $M-\phi$ 曲線を用いた解析結果はいずれも基部の影響を考慮しない解析値よりも1-2割程度さらに大きな耐荷荷重係数および変形性能を持つことが明らかになった。

⑥実橋における詳細な耐荷力を予想することは困難さが伴うが、本実験結果はいずれの要素も耐荷力が大きくなる可能性を示しており、本研究の範囲内では非線形解析値程度は確保されていると類推される。

最後に本稿をまとめるにあたって貴重な助言を頂きました「阪神高速道路公団技術審議会コンクリート分科会(藤井 学 主査)」の各委員、また実験および解析を

行うにあたって多大なるご協力を頂きました神戸大学小林秀恵技官、パシフィックコンサルタンツ(株)金子正之氏(当時神戸大学学生)、新構造技術(株)若狭忠雄氏、竹中技術研究所大阪支所の方々に深く謝意を表します。

参考文献

- 1) 石川育・藤井学・平澤沢夫・田中茂義・洞毛隆: PC斜張橋タワーの保有靱性率の試算, コンクリート構造物の靱性と配筋方法に関するシンポジウム論文集, 日本コンクリート工学協会, pp.195~203, 1990.5.
- 2) 豊福俊泰・米田利博・吉村洋司: コンクリート構造物の非線形解析による曲げ耐荷力の算定法に関する研究, プレストレストコンクリート, Vol.31, No.5, Sept. 1989.
- 3) 坂手道明・一瀬久光・内藤静男・薦田敏郎: 長大コンクリートアーチ橋の耐荷性能に関する一考察, 土木学会第43回年次学術講演会論文集, 1988.10.
- 4) 町田篤彦・睦好宏史・豊田和彦: 鉄筋コンクリート部材の塑性変形能定量化に関する研究, 土木学会論文集, 第378号/V-6, 1987.2.
- 5) 島弘・周礼良・岡村甫: 異形鉄筋の鉄筋降伏後における付着特性, 土木学会論文集, 第378号/V-6, 1987.2.
- 6) 池田尚治・山口隆裕・鶴澤哲史: 鉄筋コンクリート柱の地震時挙動と耐震設計の評価, コンクリート工学論文集, 第2巻第1号, 1991.1.
- 7) 西岡雅明・宮内靖昌・木村衛・南宏一: 高強度コンクリートを用いたSRC柱の終局曲げ耐力と変形性能, コンクリート工学年次論文報告集, 第12巻, 第2号, 1990.6.
- 8) 町田篤彦: 鉄筋コンクリート構造物の耐震設計法に関する研究の現状, 土木学会論文集, 第366号/V-4, 1986.2.
- 9) 村山八州雄・須田久美子・三村長二郎: RC橋脚の変形性能に及ぼす柱筋の抜け出しの影響, コンクリート構造物の靱性とその評価法に関するコロキウム論文集, 1988.3.
- 10) 石橋忠良・吉野伸一: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形能力に関する研究, 土木学会論文集, 第390号/V-8, 1988.2.
- 11) 鈴木基行・張一泳・綿貫正明・尾坂芳夫: フーチングからの軸方向主鉄筋の抜け出し量評価法に関する研究, コンクリート工学論文集, 第3巻, 第1号, 1992.1.
- 12) Kent, D.C. and R. Park: Flexural Members with Confined Concrete, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.97, No.ST7, July 1971.

(1992.6.20 受付)

ULTIMATE STRENGTH AND FAILURE MECHANISM OF THE RC ARCH BRIDGE Yoshio UEDA, Kenji KOSA, Hidenori MORIKAWA and Ayaho MIYAMOTO

As the ultimate strength of the RC arch bridge at fixed ends is much influenced by the redistribution of the moment, the non-linear analysis was performed to evaluate the ultimate strength and ductility of the RC arch bridge, and the results showed that the failure of the bridge first occurred at the base of the arch-ring. The experimental tests focussing on the base of the arch-ring were then performed using a one-tenth scale model and the results showed that the moment-curvature relationship at the base is quite different from those of other sections due to the confinement effect of the rigid zone. The differences of the moment-curvature relationship at the base which will effect the ultimate strength of the bridge was also investigated.