

# 水晶山橋梁耐荷力解析および実験

神戸建設部	設計課	谷	征	夫
同 部	同 課	幸	左	二
同 部	同 課	斉	田	浩

## 要 約

水晶山（仮称）橋梁は北神戸唐櫃地区に建設が予定されている橋長440m、支間長150mの2径間連続固定対称アーチ橋である。本橋梁は、不静定次数の高い両端固定アーチ橋であり、モーメントの再配分が耐荷力に大きく影響する。そこで、まず理論解析上のM- $\phi$ 曲線を使用した、非線形解析により構造物全体系の破壊耐力等の検討を実施した。

その結果、地震時、活荷重時とも、アーチリング基部において最初に鉄筋降伏、破壊が生じることが明らかになった。しかしながら、基部付近は作用荷重が拘束荷重となること、鉄筋の抜け出し等の影響があり、解析手法のみで評価することは困難である。そこで、実橋基部の1/10の供試体を作成し、破壊形式および破壊耐力の確認実験を実施した。

## 1 まえがき

近年構造物の非線形解析についての研究が進んでおり、例えば昭和61年改訂土木学会コンクリート標準示方書でも限界状態設計法に移行する方向となっている。従来、構造物の耐力は各部材の破壊耐力に着目していたが、限界状態設計法においては構造物全体系の破壊耐力を明らかにするため、全体系より詳細な破壊形態を把握する必要がある。不静定構造物の挙動は構造物にクラックを生じた後、線形解析とはかなり異なった形態となる。即ち鉄筋降伏後、塑性ヒンジが生成されその回転能によりモーメントが再配分され、構造物全体の破壊耐力は増加する。前述のコンクリート標準示方書では限界状態設計法が取り入れられ、線形設計を行う場合でも回転能があればモーメントの再配分として支点モーメントの15%以下を考慮してよいこととなっている。諸外国ではすでに

10年以上前から限界状態設計法が実施されており、モーメントの再配分の考え方が取り入れられている。本水晶山橋梁は両端固定アーチ橋で不静定次数の高い構造物であり、モーメント再配分の影響が大きいと考えられる。そこで、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が明らかになった。

基部付近は作用荷重が拘束荷重となること、鉄筋の抜け出しの影響等があり、解析手法のみで破壊形式、破壊領域を評価することは困難である。このため、実橋基部の1/10程度の供試体を作成し破壊耐力確認実験を実施し、構造系全体の耐荷力評価に反映させた。

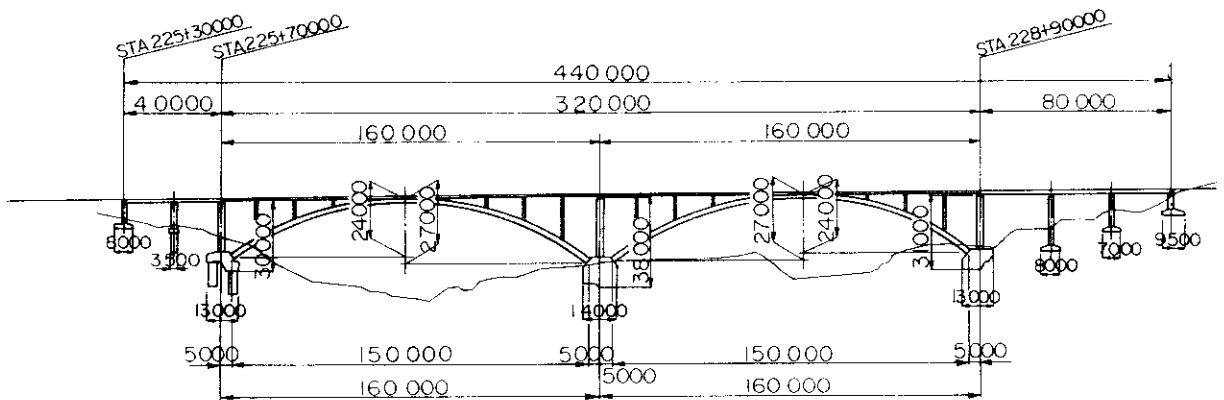


図-1 一般構造図

## 2 水晶山橋梁概要

水晶山橋梁は、北神戸線唐櫃地区に建設が予定されている橋長440m、支間長150mの2径間連続固定アーチ橋である。図-1に一般構造図、図-2に主要断面図を示すが、本橋の特徴を略述すると以下ようになる。

### 1) 橋長・幅員

2つの砂防指定河川を横過するために中央径間150m、橋長440m（ $2 \times 160 + 40 + 80$ m）の2連アーチタイプとなる。また、東側ではランプ接続により、一般橋梁部20.5mに対して約2倍の幅員（39.5m）となる。

### 2) アーチリング断面

アーチリング断面は東行、西行を分離させた構造断面と一体とした2種類が考えられる。本橋では、東西車線がほぼ対称形であり、支保工が効率的に転用でき、経済的にも優れていることから分離構造とした。また、本構造は主要荷重をアーチリングで受け持つため、高軸力がアーチリング部に作用する構造となっている。このため、断面形状がコンクリート強度により決定されることから、RC構造ではあるが、設計強度 $400\text{kgf}/\text{cm}^2$ のコンクリートを用いている。

### 3) 補剛桁

補剛桁は、本橋のようなアーチリングの剛

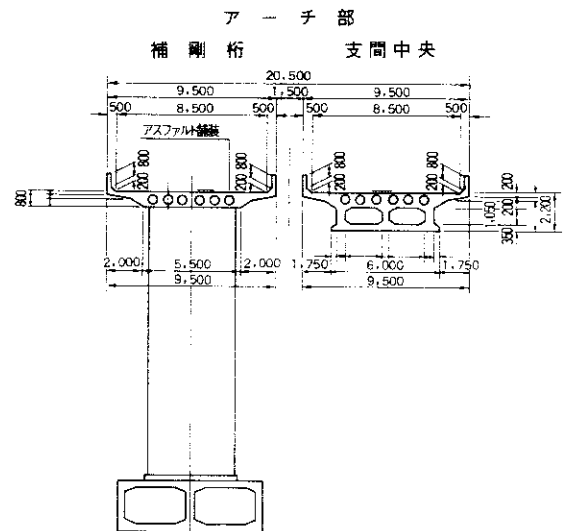


図-2 断面図

性を高めた構造では、できるだけ自重を少なくすることが望ましく、RC中空床版橋形式とし、鉛直材ピッチは16mとした。

### 4) 施工法

一般の長大アーチ橋においては、メラン工法やピロン工法が多く採用されている。しかしながら本橋の場合、溪流がそれほど深くなく支保工の設置が可能であることから、経済的な接地式支保工を採用した。

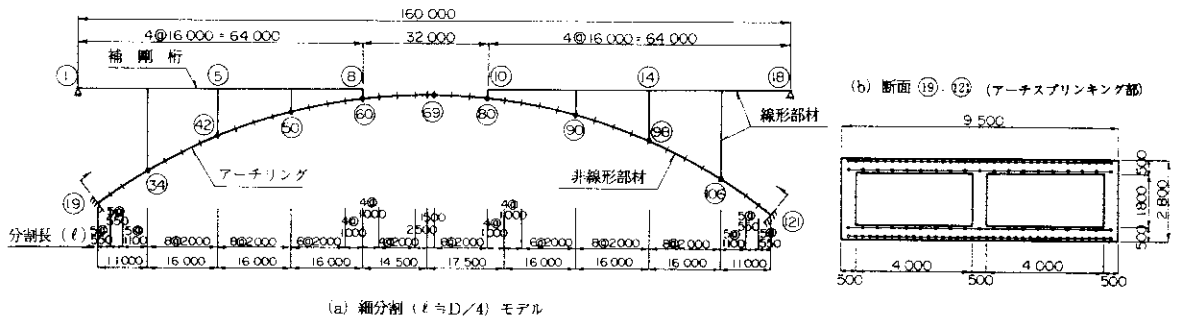


図-3 解析モデル図

### 3 耐荷力解析

#### 3-1 解析モデル

実橋はスパン150mの固定コンクリート2連対称アーチ橋である。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。解析モデルは図-3に示すように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断面積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。

#### 3-2 解析手法

数値計算は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終局耐力の計算を行った。クラック発生および鉄筋降伏後においては曲げ剛性を変化させ全体系を解析した。 $M_c$  (クラック発生モーメント)、 $M_y$  (鉄筋降伏モーメント) 後は低下し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。荷重は自重(乾燥収縮を考慮)、地震水平荷重または活荷重を載荷して、各断面の $M_c$ 、 $M_y$ 、 $M_u$  (終局モーメント) 時の荷重係数を求める。非線形解析全体フローチャートを図-4に示す。本検討では各断面の軸力 $N_u$  (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の計算をおこなった。

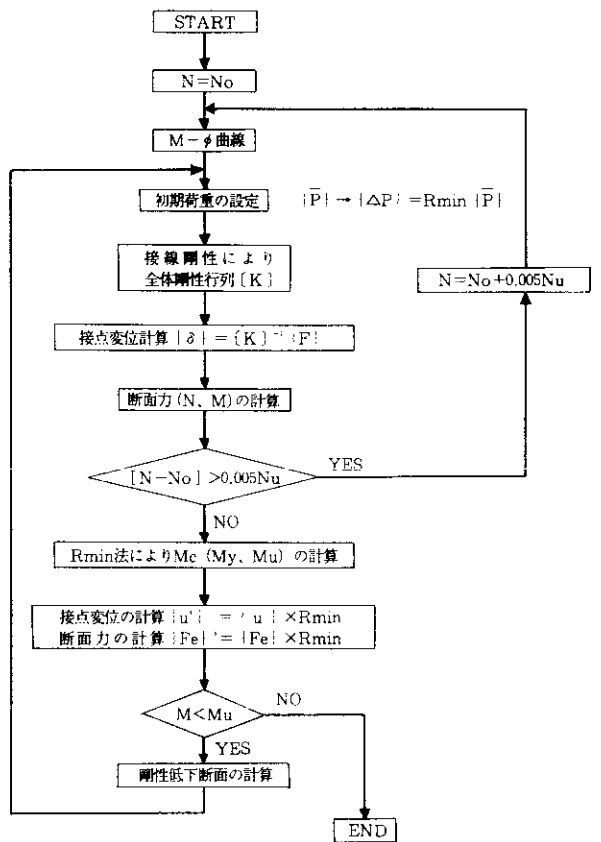


図-4 全体解析フロー図

### 3-3 M-φ 曲線

前述の通り、各部材のM-φ 曲線を作成していき、これを用いて剛性評価を行う。M-φ 曲線の計算は各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存在軸力 (N) におけるM<sub>c</sub>、M<sub>y</sub>、およびM<sub>u</sub>と各々の曲線φを計算する。なお、M<sub>u</sub>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。M-φ 曲線計算フローチャートを図-5に示す。

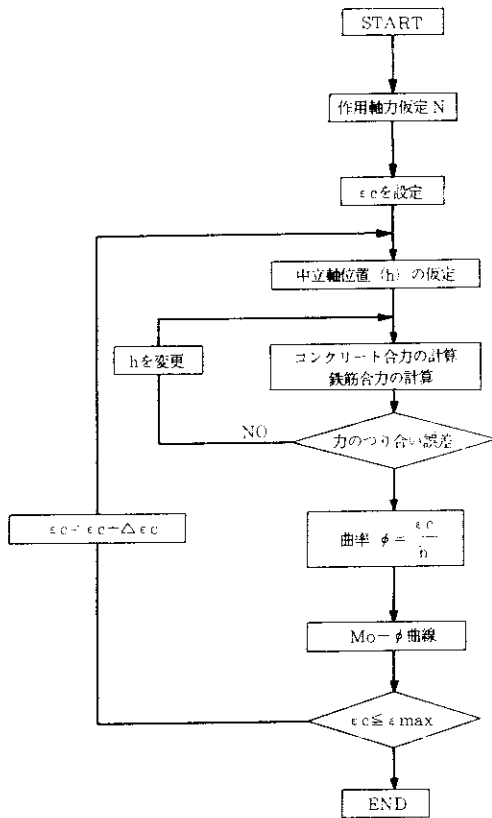


図-5 M-φ 曲線計算フローチャート

### 3-4 材料強度

コンクリートの応力-ひずみ曲線は多数提案されているが、耐荷力に及ぼす形状の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次式の曲線のみを考慮した。

$$0 < \epsilon_c \leq 0.002$$

$$\sigma_c = 0.85 \cdot \sigma_{ck} \cdot \epsilon_c / 0.002 \quad (2 - \epsilon_c / 0.002)$$

$$0.002 < \epsilon_c \leq 0.0035$$

$$\sigma_c = 0.85 \cdot \sigma_{ck} \quad (1)$$

ここで  $\sigma_c$ : コンクリートの応力度  
 $\sigma_{ck}$ : コンクリートの設計基準強度  
 $\epsilon_c$ : コンクリートのひずみ

また鉄筋の応力-ひずみ曲線は、道路橋示方書に示される鉄筋のひずみ硬化の影響を考慮しないもの、および鉄筋降伏後3割程度ひずみ硬化を考慮する2種類とした。

### 3-5 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する。

- 1) 軸力変動
- 2) 鉄筋のひずみ硬化
- 3) 曲率分布の分割長
- 4) 荷重組み合わせ (地震荷重、活荷重)

以上のパラメータを基に、解析ケースとしては表-1に示す5ケースについて検討を行う。

表-1 解析ケース図

	軸力		ひずみ硬化		分割長		荷重	
	一定	変動	考慮	考慮せず	$l = d/4$	$l = d$	地震時	活荷重半載
1. ケース1		○		○	○		○	
2. ケース2	○			○	○		○	
3. ケース3		○		○		○	○	
4. ケース4		○		○	○		○	
5. ケース5		○		○	○			○

## 4 耐荷力解析結果

### 4-1 代表解析例

代表解析例として表-1におけるケース1 (軸力変動考慮、ひずみ硬化考慮なし、分割長d/4、地震荷重作用時) の解析結果を示す。図-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。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137mm、鉛直変位304mmとなるが、これは後述する線形解

析結果に比べて2.2倍の保有変位量を持つ。変位じん性率 ( $\mu = \delta u / \delta y$ ) は水平方向  $\mu_x = 2.5$ 、鉛直方向  $\mu_y = 2.1$  となる。また、クラック発生 ( $M_c = 6321 \text{ t} \cdot \text{m}$ 、 $\phi_c = 1.502 \times 10^{-4}$ )、鉄筋降伏 ( $M_y = 8259 \text{ t} \cdot \text{m}$ 、 $\phi_y = 8.217 \times 10^{-4}$ )、終局 ( $M_u = 9162 \text{ t} \cdot \text{m}$ 、 $\phi_u = 179.54 \times 10^{-4}$ )とも左端基部の19断面で最初に生じる。曲率じん性率は22程度となり、多少小さめの値となった。これは、軸方向鉄筋量は0.7%と特に問題ないが、基部付近では軸力が大きく設計荷重時軸方向応力度は  $\sigma_c = 45 \text{ kgf/cm}^2$  となり、設計曲げ圧縮応力度 ( $140 \text{ kgf/cm}^2$ ) の1/3程度と多少大きいと考えられる。終局時地震荷重は0.48となり、設計基準荷重 ( $kh = 0.22$ ) の2.2倍となり非常に大きな耐力を有していることが分かる。当初本構造物はRC構造であることから  $\sigma_{ck} = 300 \text{ kgf/cm}^2$  のコンクリート使用を基本としていたが、アーチリブ部において自重、断面および架設材料の軽減を図るために  $\sigma_{ck} = 400 \text{ kgf/cm}^2$  を使用し断面形状の軽減を図った。本解析結果は断面形状を減少させても耐荷力的に特に問題ないことを示している。

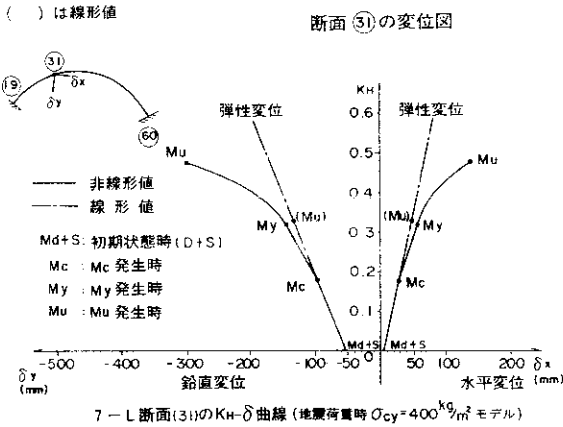


図-6 震度一最大変位置図

図-7にアーチリング全体の曲げモーメント分布を示す。図-7において線形解析とは剛性を一定とし最大モーメントを生じる断面がそれぞれクラック発生モーメント、鉄筋降伏モーメント、コンク

リート標準示方書で定義されるところの抵抗モーメントに達した状態をいう。図-7から地震荷重の増加に伴い部材の再配分がおり、特に、右端部分においては初期ひびわれ発生後モーメントが急激に増加し再配分の影響が大きいことが分かる。変形量としては50ポイント付近が最大となるが終局時最大変形量付近での長さ方向にたいする横方向変形量は304/150000程度と非常に小さい値となり、全体座屈の問題は少ないと考えられる。

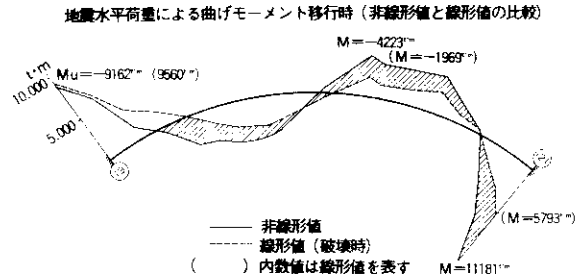


図-7 アーチリブ全体の曲げモーメント分布

#### 4-2 部材分割長の比較

本解析においてはひびわれ発生後区分間における  $M-\phi$  曲線は一定であると仮定している。たとえば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を考慮することになる。特に連続桁や斜張橋の主塔の解析では剛性低下の影響が大きくはないが本アーチ構造のような不静定次数の大きい場合剛性低下の影響が著しくなるため、分割長について配慮する必要が生じる。本解析では大きなモーメントを生じる区間の分割長の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。例えば、 $l = d/4$  と比較すると、荷重係数は区分長  $l = d$  の場合の方が20%小さくなっている。これは分割長を大きく区分した場合断面の剛性を過小評価するためと考えられるが  $M_u$ 、 $M_y$  荷重がほぼ同じであることから分割長の取り方によって剛性低下の

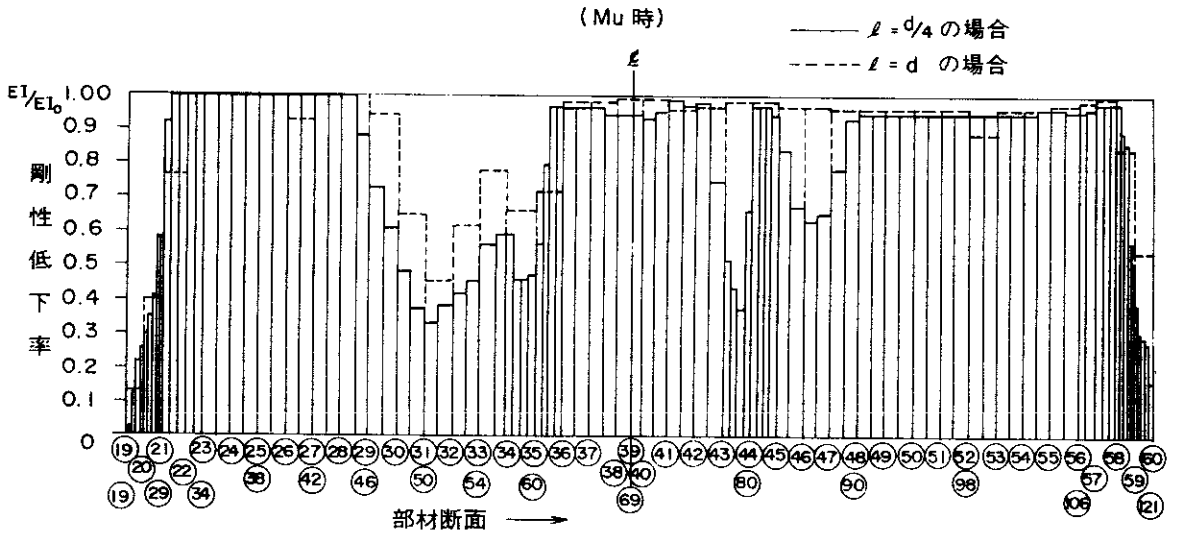


図-8  $l=d$ と $l=d/4$ の場合の等価曲げ剛性低下の対比

影響により耐荷荷重係数がかなり変わることを示している。

表-2 部材分割長による影響解析結果

	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

#### 4-3 活荷重半載荷の検討

前章で示すように地震作用荷重に対してはいずれの場合も非線形解析結果は非常に大きな耐荷力をもつことが明らかになった。本稿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荷状態について検討する。初期荷重状態の自重（乾燥収

縮を含む）に対して荷重としてアーチの左半分に活荷重 ( $w=2.45 \text{ t/m}$ ) を載荷する。モーメント図を図-9、変位図を図-10に示す。Mcまでは半載荷の影響により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、60ポイント付近は上向きに大きくたわみ、121ポイント、50ポイントの曲げモーメントが増加する。

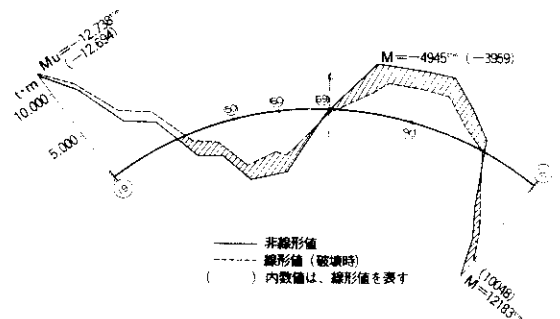


図-9 活荷重半載時のモーメント図

その後19、60、90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ほとんど同時に破壊モーメントに達し、モーメント分配移行がおこる。表-3に活荷重半載荷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倍の保有変位を有している。

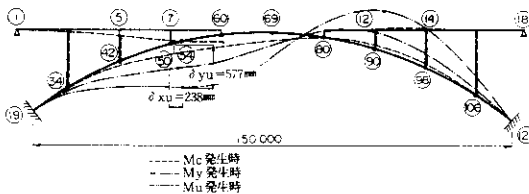


図-10 荷重半載時の変位図

表-3 活荷重半載時解析結果

		⑬ 断面				
		M	N	$\alpha$	変位	
					$\sigma_x$	$\sigma_y$
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

ここに線形値は  $M_u = M_d + s + \alpha ML$ ,  $M_d + s = 1717t.m$

……線形解析の初期値で表わされる。

$$\alpha = (12.694 - 1717) / 1069 = 10.27$$

## 5 耐力確認実験

### 5-1 実験目的

前述の解析結果から地震作用時、活荷重作用時とも設計荷重に対して大きな耐力をもつが、破壊はアーチリング基部で生じる結果となった。既往の基部に対する研究によると、軸力、せん断比、鉄筋比等により破壊形態、耐力は大きく異なることが明らかにされている。また、本対象橋梁は一般

土木構造物に比べて軸力は基部で  $45 \text{ kgf/cm}^2$  と大きく、せん断比も大きいことから、土木構造物としては特異な範疇に属すると考えられる。そこで、以下の性状を確認するため基部をモデル化した実験を実施した(図-11)。

- 1) 高軸力作用下における耐力および破壊性状確認
- 2) 全体耐力評価のために必要となる、破壊位置、破壊領域、破壊部近傍の局率分布および変形状確認

## 5-2 供試体および試験方法

### 1) 供試体形状

供試体は縮尺1/10程度の部分模型で、柱部  $340 \times 360 \times 1800 \text{ mm}$ 、基部  $850 \times 1750 \times 600 \text{ mm}$  とし、すべて同一配筋として3体製作した。鉄筋は主要鉄筋にSD35を使用し、コンクリートは設計強度  $400 \text{ kg/cm}^2$ 、粗骨材は15mmとし、基部、柱部を一体打設した。

### 2) 試験方法

供試体は、PC鋼棒によって基部の4点を試験床に固定した。柱部の軸力は大型反力フレームの水平梁によって固定された油圧ジャッキおよびロードセルによって定荷重保持荷重された。また軸直角方向は水平反力用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とロードセルによって両振り(または片振り)暫増繰返し荷重された。表-4に軸力および軸直角方向力の組み合わせを示す。

表-4 供試体の荷重条件

	水平荷重載荷		載荷の載荷法		軸力
	両振り	片振り	漸増	繰返し	
R-N1	◎	-	◎	◎	◎( $P_N = 40.55 \text{ tf}$ )
P-N1	-	◎	◎	◎	◎( $P_N = 40.55 \text{ tf}$ )
P-N2	-	◎	◎	◎	◎( $P_N = 34.62 \text{ tf}$ )

## 6 耐力確認実験結果

### 6-1 ひびわれ状況

図-12に代表例として供試体P-N1のひびわ

れ状況を示す。初期ひびわれは、基部コンクリート部から12cm上方の引張縁で発生し、その後、ひびわれは約20cmの間隔で上方に発生してゆく。また、ひびわれは、端部からほぼ水平方向に進行し、中立軸付近でせん断の影響によりやや斜め方向に変化している。本実験ではせん断鉄筋比が小さいにもかかわらず、破断性状にせん断の影響はほとんど現れなかった。これは、せん断比が4.6とかなり大きい（一般橋脚では2-5程度、また水晶山橋梁実橋ではさらに大きい）ことによるものと思われる。

### 6-2 高さ-ひずみ分布関係

図-13に供試体P-N1についての高さと同張鉄筋の関係を示す。荷重がある程度大きくなると引張側鉄筋ひずみが基部付近では高さ20cm付近よりも減少している。これは引張側鉄筋では、基部コンクリートからの抜け出しによるコンクリートとの付着すべりに伴って、ひずみの平面保持が成立しなくなるためと考えられる。図-14に高さと同圧縮コンクリートひずみの関係を示す。圧縮側コンクリートひずみは、基部コンクリートとの接合部近傍で最大となっており、コンクリートの圧壊はかなり狭い範囲で生じていることが分かる。

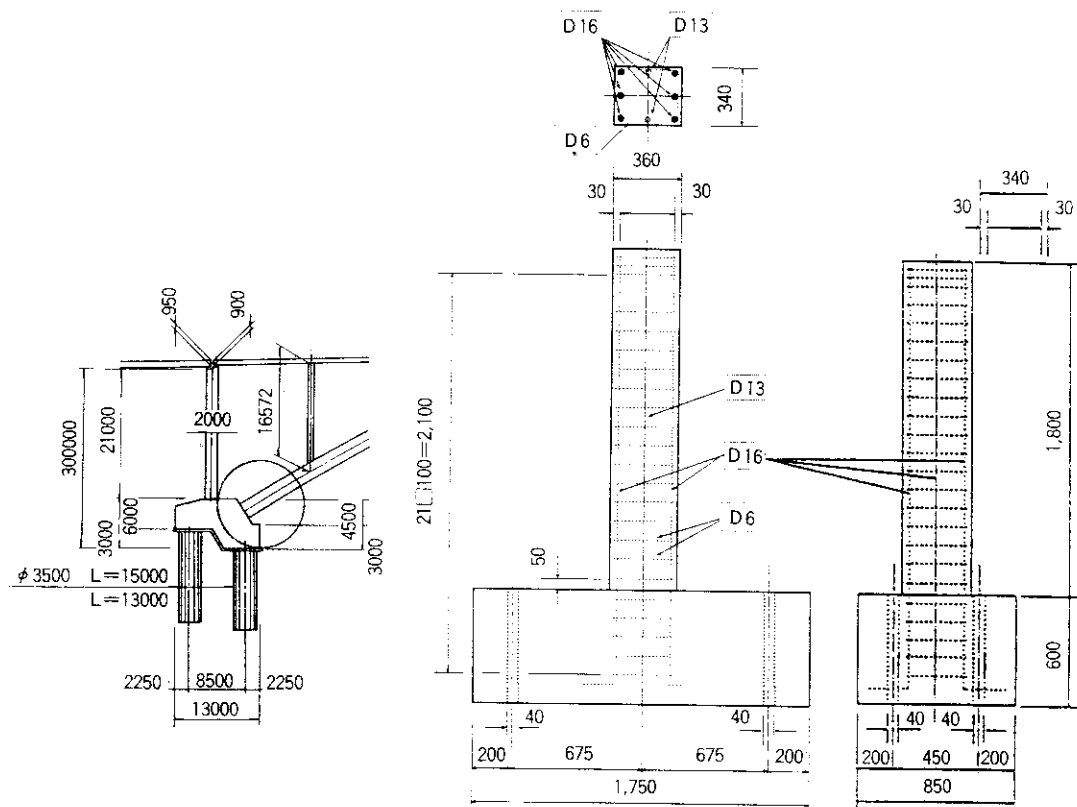


図-11 アーチ基部着目モデル



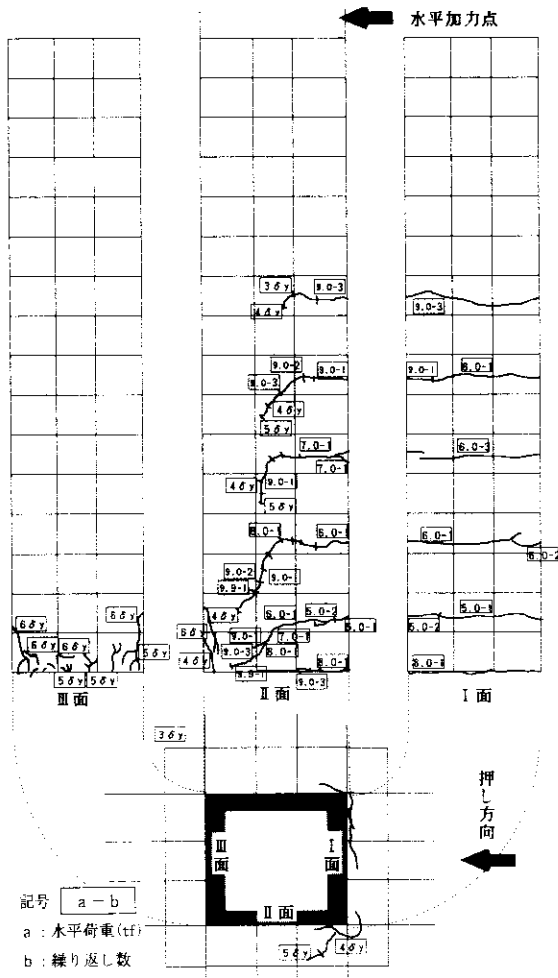


図-12 ひびわれ状況 (P-N1)

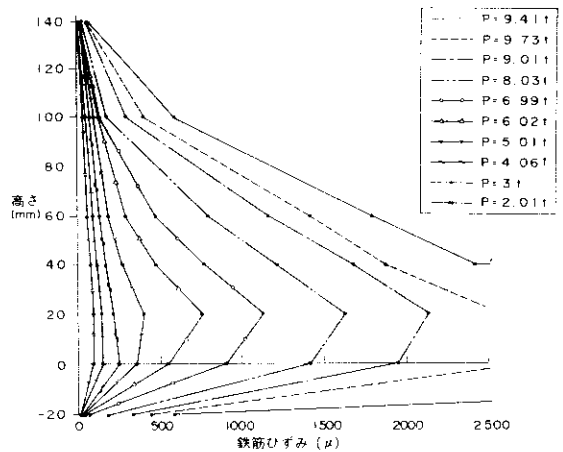


図-13 高さ-鉄筋ひずみ関係 (P-N1)

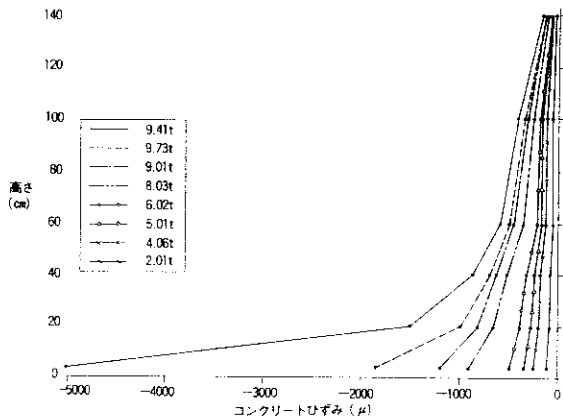


図-14 高さ-コンクリートひずみ関係 (P-N1)

## 7 耐力実験結果解析

### 7-1 実験結果補正

#### 1) 鉄筋抜け出し量の推定

基部コンクリートからの鉄筋の抜け出し量は、基部コンクリート内の鉄筋ひずみの積分値であると考えられる。鉄筋降伏以前までは鉄筋ひずみ分布を図-15に示すような三角形分布と仮定する。鉄筋降伏以降（鉄筋ひずみが $2000\mu$ のとき降伏と仮定）は、島らの実験結果に基づき、図-15に示すように $0.8D$

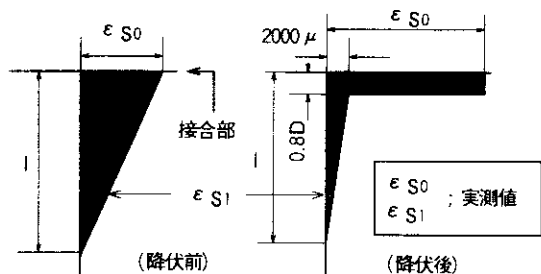


図-15 鉄筋抜け出し補正モデル

(D：鉄筋径)の区間においてのみ鉄筋ひずみが増大すると考え、このひずみ分布の積分により基部コンクリートからの鉄筋抜け出し量を算定する。また、この鉄筋ひずみ分布の決定は、図中に示した2箇所での鉄筋ひずみの測定結果  $\epsilon_{s0}$ 、 $\epsilon_{s1}$  を用いた。

## 2) 鉄筋の抜け出しの影響を除いたM- $\phi$ 曲線の評価法

基部近傍のひずみ分布は、鉄筋の抜け出しによる回転ひずみと曲げひずみの合成ひずみ分布であると考えられる。曲げひずみによる曲率を求めるためには、基部コンクリートからの鉄筋の抜け出しによる部材の回転の影響を除去する必要がある。本検討では、部材の回転中心と中立軸位置は一致すると仮定し、次の2つの手法を用いた。

### a) 補正1

圧縮縁変位と引張縁変位を用いて鉄筋の抜け出しによる回転中心を求め、引張縁変位を補正して曲率を求める。つまり、圧縮縁および引張縁変位の両方を補正し、補正前後で、中立軸の位置は変化しないと仮定している。

### b) 補正2

基部直上20cmの断面の中立軸を鉄筋抜け出し断面における中立軸位置と仮定し、引張縁変位を補正して曲率を求める。

## 3) P- $\delta$ 効果の補正法

簡単のため、供試体を剛体と考え、二次モーメントの影響を補正した。

## 7-2 実験結果解析

### 1) 基部の拘束の影響

図-16の結果から、基部より30cmの高さにおいてはM- $\phi$ 曲線の硬化が認められるが、高さ40cmの位置においては、一般断面の解析値と一致しており、硬化は認められない。基部コンクリートの拘束の影響は、ほぼ供試体の有効高さd(33cm)の範囲におよんでいることが分かる。基部を有する構造部材の解析を行う場合は、拘束効果を考慮したモデル化

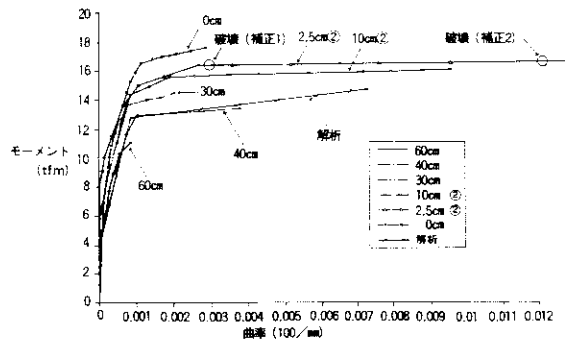


図-16 モーメント曲率関係 (P-N1)

を行うことが必要であると考えられる。

### 2) 破壊時曲率の評価

補正值1、2の破壊時局率は解析値と大きく異なる結果となった。これは破壊面におけるM- $\phi$ 曲線算定において基部付近の引き抜けが大きく影響し、破壊面付近での中立軸等設定条件により解析結果が大きく異なることを示している。

### 3) 高さ-曲率分布による破壊の範囲の検討

破壊の範囲を検討するため、高さ-曲率分布を求めた。供試体P-N1についてその結果を図-17に示す。曲率分布の急変点を塑性ヒンジ長として評価すると、約30cmとなり、供試体の有効高さd(33cm)よりもやや小さな範囲になることが分かる。

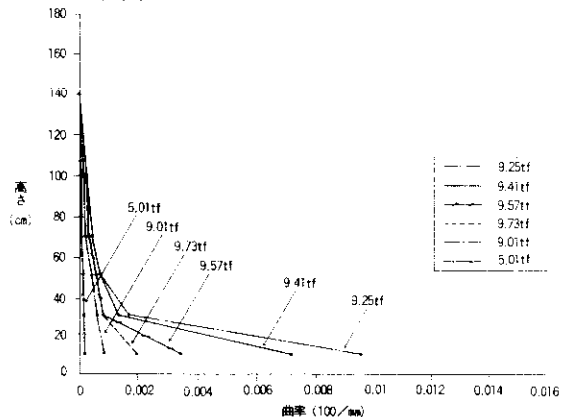


図-17 高さ-曲率分布 (P-N1)

## 8 まとめ

コンクリートアーチ橋において耐荷力解析および実験を実施した結果をまとめると以下のようになる。

- 1) 地震作用時解析結果は設計基準荷重に対して2.2倍程度の耐荷力を持つ。また活荷重半載荷状態に対しても13倍程度の非常に大きな耐荷力を持つ。また、いずれの場合も破壊はアーチリング基部で生じた。
- 2) 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。
- 3) 本橋のアーチリブはRC部材であるが設計強度を $400\text{kg}/\text{cm}^2$ と高めることにより十分な耐力を持ちながら断面の減少を図れることが明らかになった。
- 4) 本解析では分割長および鉄筋ひずみ硬化等により10数%耐荷荷重が変動する可能性を示しており、今後特に分割長の取り方についてさらに検討する必要がある。
- 5) 実橋の1/10模型による耐荷力実験において、一般部における $M-\phi$ 曲線は解析曲線とはほぼ同じ傾向となった。しかしながら、基部付近では拘束効果によるひずみ硬化、鉄筋の引き抜けの影響による回転ひずみを生じた。
- 6) 実験による破壊形式は曲げ破壊あり、終局破壊域は基部の $d$ 程度の範囲であった。また、基部付近の拘束の影響は $l=d$ の範囲におよんでいる。このことから、基部 $d$ の範囲に、破壊が集中し、様々な影響が作用すると考えられる。非線形解析においても分割長は $l=d$ 程度は確保し、その破壊形態を考慮することが望ましい。
- 7) 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、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、非線形解析値程度は確保されていると類推される。

## あとがき

最後に本検討を進めるにあたって、貴重な御助言をいただ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）の各委員に深く謝意を表します。

## 参考文献

- 1) 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336号/V-4，1986.2
- 2) 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