

兵庫県南部地震による長大ローゼ・アーチ橋上横繋ぎ材の座屈損傷要因

Causes of buckling damage to upper lateral bracing members in a large Lohse arch bridge due to the Hyogo-ken Nanbu Earthquake

北田 俊行^{*}、迫田 治行^{**}、田中 克弘^{***}、加賀山 泰一^{****}

Toshiyuki KITADA, Haruyuki SAKODA, Katsuhiro TANAKA and Taiichi KAGAYAMA

^{*} 工博 大阪市立大学 教授 工学部 土木工学科 (〒558-8585 大阪市住吉区杉本 3-3-138)^{**} 工修 川崎重工業(株) 参与 橋梁水門総括部 (〒675-0155 兵庫県加古郡播磨町新島 8)^{***} 工修 日本電子計算(株) 大阪支店 技術営業部 (〒532-0011 大阪市淀川区西中島 2-12-11)^{****} 工修 阪神高速道路公団 係長 保全施設部 (〒541-0056 大阪市中央区久太郎町 4-1-3)

The two pivot roller bearings and six upper lateral bracing members of the Rokko Island Bridge, which was a Lohse arch bridge, were collapsed and buckled respectively due to the Hyogo-ken Nanbu Earthquake occurred in January, 1995. In this paper, the causes of and process up to their failures are investigated through the free vibration analyses, response spectrum analyses and finite displacement analyses considering the elasto-plastic and finite displacement behavior of the arch members. These numerical analyses result in that the buckling damage to five lateral bracing members is caused by the lateral and vertical movement of the southern edge of the superstructure which was induced by the collapse of the two bearings. Also it is concluded that the buckling of the remained one among the six lateral bracings was caused by the vibration of the superstructure after the collapse of the two bearings

Key Words : Lohse arch bridge, buckling of upper lateral bracing members, Hyogo-ken Nanbu

Earthquake, elasto-plastic finite displacement analysis

キーワード : ローゼ・アーチ橋, 上横繋ぎ材の座屈, 兵庫県南部地震, 弾塑性有限変位解析

1. まえがき

平成7年1月に発生した兵庫県南部地震により、阪神高速道路・5号湾岸線の魚崎浜と六甲アイランドとを結ぶローゼ・アーチ橋である六甲アイランド橋¹⁾の4つの支承のうちの、2つの可動支承が崩壊し、橋体の一部が橋脚上から外れると共に、上横繋ぎ材の上支材5本、および斜材1本に座屈損傷²⁾³⁾が発生した(写真-1、および図-3参照)。

この座屈損傷の要因、あるいは座屈に至るプロセスについては、文献4)~6)において、種々の角度から検討が続けられてきた。そして、1本の斜材と4本の支材との座屈損傷の原因は、既にほぼ明らかにされている。しかし、残る1本の支材の座屈については、他の部材と座屈形式が異なり、その発生理由もわかっていないのが現状である。そこで、本論文では、残る1本の支材の座屈損傷に関する新しい解析結果と知見も付け加え、また、いままでの検討結果の一部も見直しして、本橋の6本の上横繋ぎ材の座屈損傷要因を総合的に明らかにしている。

2. 地震による上横繋ぎ材の損傷状況

本橋は、図-1に示すように、橋長217.6mのダブル・デッキのローゼ・アーチ橋であり、2つの鋼製橋脚で支えられている。上路のアプローチ橋の1端は、本橋の上路側の端横桁上に載っ

ている。橋軸方向の支承条件は、北側の橋脚 RP6上で固定支持、南側の橋脚 RP7上で可動支持となっている。補剛桁は鋼箱形断面で構成され、床構造は鋼床版構造である。アーチ・リブも鋼箱形断面で構成され、アーチ上面の上横繋ぎ材の支材、および斜材は、いずれも I 形の断面を有している。

地震による本橋の被害状況は、概ね、以下のとおりであった。
i) 北側の橋脚 RP6上の固定支承は健全であったが、南側の橋脚 RP7上の可動支承は、いずれも破壊した。破壊した西側支承は橋脚上に残存していたが、東側支承は橋脚上から海中に落下していた(図-2参照)。

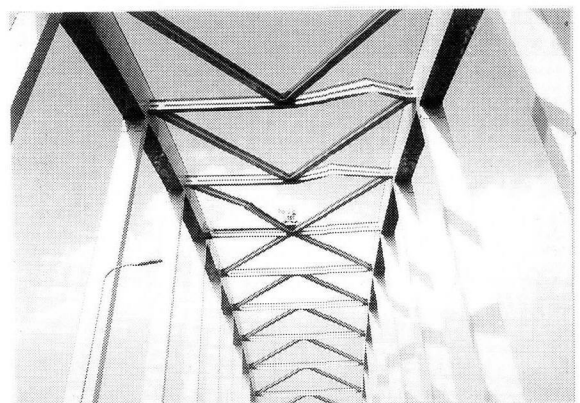


写真-1 上横繋ぎ材の座屈状況
(支材 L11, L9, および斜材 D11 の座屈)

- ii) 橋脚 RP7 上の可動支承が破壊したことにより、橋脚 RP7 側で橋体が橋脚横梁上に落下するとともに、約3.1mほど東側に移動した。
- iii) 橋脚 RP 7 側の橋体の落下により、西側支点が西側のジャッキ・アップ架台（将来、橋脚が沈下した時に、その補正を行うために、ジャッキをセットするための架台）の上に落下・

着座し、東側では下路端横桁の下フランジが東側のジャッキ・アップ架台上にめり込んだ（図-2 参照）。なお、東側の支点は橋脚上からはみ出していた。橋体の落下量は、西側支点で約0.9mであり、東側支点で約1.57mであった。また、この落下に伴い、橋体が大きく斜めに傾斜した。

iv) 橋脚 RP7 側での橋体の横移動と落下に伴い、橋脚 RP6 には、

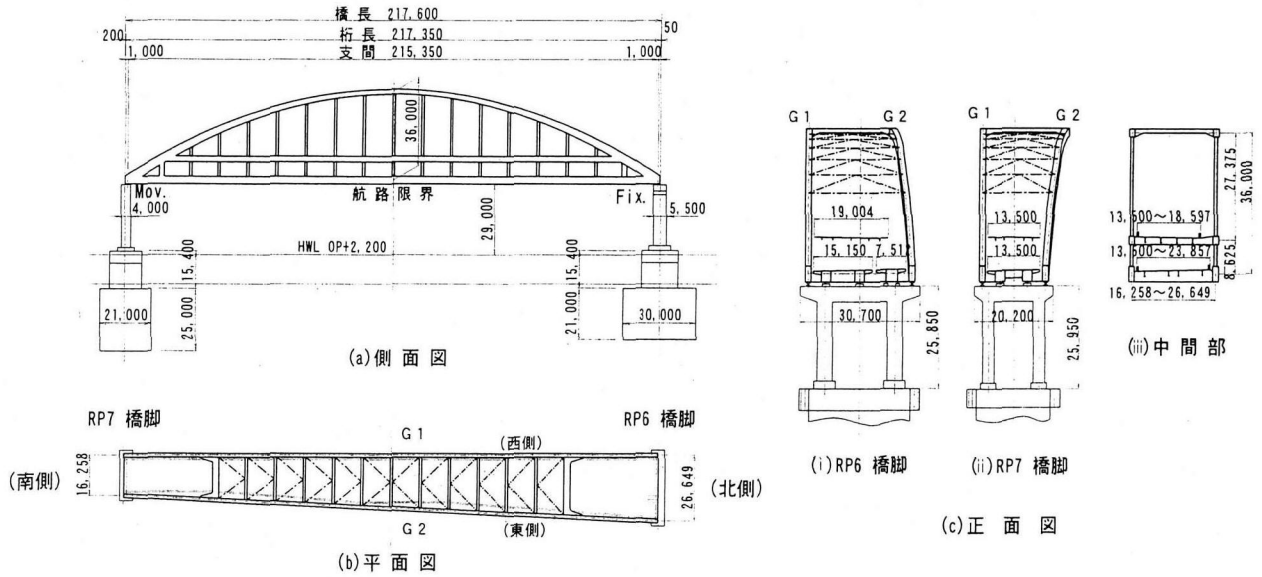


図-1 六甲アイランド橋の概要（単位：mm）

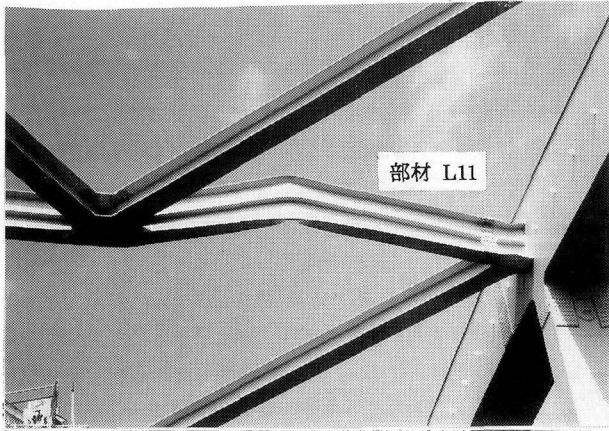


写真-2 支材 L11 の座屈状況

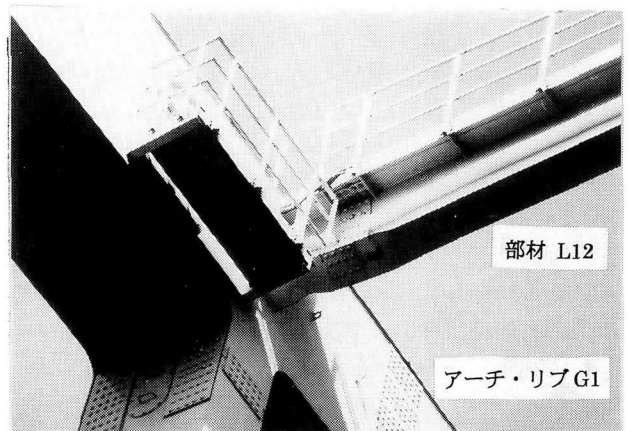


写真-3 中央支材 L12 の上下フランジの局部座屈（アーチ・リブとの取り付け部付近）

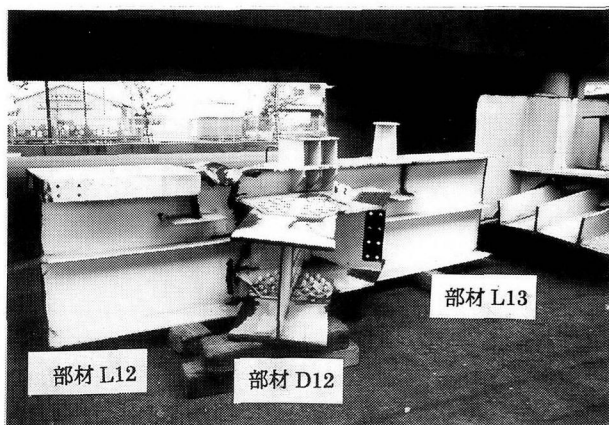


写真-4 中央支材 L12 の上下フランジ、および腹板の局部座屈（図-3、中央格点 C 部付近）

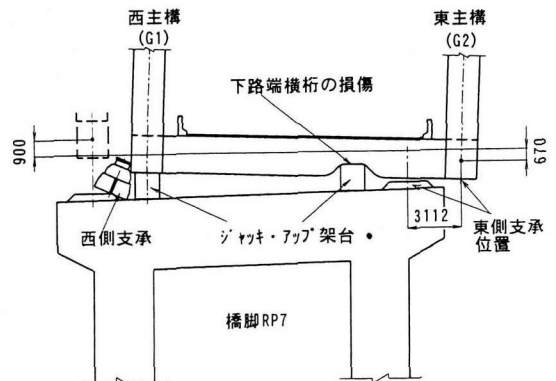


図-2 橋脚 RP7 上での被害状況（単位：mm）

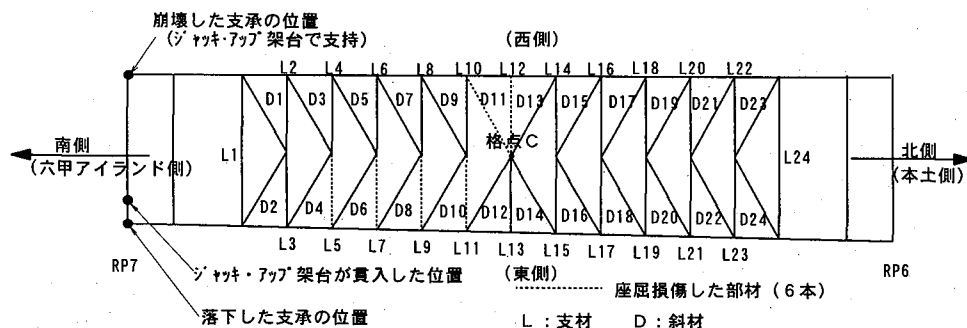


図-3 座屈した上横繫ぎ材

- ねじれが発生すると共に、基礎も約0.15度ほど回転した。これらのねじり角、および回転角による橋脚 RP7側での橋体の横ずれ量は、それぞれ約2.3m、および約0.6mと推定された²⁾。
- v) 橋体が傾斜したことにより、アーチ・リップの上横繫ぎ材である斜材1本と支材5本とに座屈変形が発生した(図-3、および写真-1~4参照)。具体的に、部材 L5, L7, L9, L11, および D11では、それらの部材の中間付近で面外に折れ曲がるという局部座屈が発生した(写真-1~2参照)。また部材 L12では、部材両端の上下フランジ、および腹板が変形するという局部座屈が認められた(写真-3~4参照)。
- vi) 橋脚には、支承位置近傍の局部的な損傷を除いて、大きな損傷が認められなかった。

3. 上横繫ぎ材の耐荷力解析

文献 6)では、地震による損傷発生の可能性を判断するために、損傷が生じた上横繫ぎ材の座屈耐荷力が、解析プログラム USSP (有限要素法を用いた板構造の弾塑性有限変位解析プログラム)⁷⁾を用いて算定されている。解析された部材は、部材 L5, L7, D11、および L12である。なお、これらの上横繫ぎ材は、いずれも I 形断面で、その構成要素の寸法は下記のとおりである。

①支材：フランジ (380mmx16mm)、ウェブ (1,000mmx9mm)
ウェブ水平補剛材 (140mmx11mm、両面)

②斜材：フランジ (560mmx22mm)、ウェブ (556mmx12mm)

また、材質は、いずれも SM400 である。

耐荷力解析は、各部材を両端ピンの境界条件で、単独に取り出して行われており、解析上の仮定は以下のとおりである。

- 材料の降伏点は公称値とし、ひずみ硬化の影響は無視している。
- 板パネルとしての局部座屈と、柱としての全体座屈の連成を考慮するために、道路橋示方書⁹⁾の規定により、フランジには突出幅の1/100、ウェブには高さの1/250、部材全体には弱軸まわりの面内に部材長の1/1000の最大値を有する初期たわみを考慮している。
- 溶接残留応力も考慮し、その大きさは、文献 8)に従っている。
- 部材端の支持条件は、格点の鉛直軸まわり (すなわち弱軸

まわり)を単純支持としている。

- v) 荷重として、部材 L5, L7, および D11では、軸方向圧縮力のみを載荷させ、部材 L12では水平軸周りの端曲げモーメントを載荷させている。その理由は、損傷状態から、部材 L5, L7, L9, L11, および D11は、明らかに軸方向圧縮力による座屈現象であり、部材 L12は曲げ座屈現象であると認められることによる。

解析から得られた部材 L5, L7, および D11の軸方向圧縮力 P と軸方向変位 δ との関係を、それぞれ断面の降伏軸力 P_Y 、および降伏時の軸方向変位 δ_Y で無次元化してプロットしたものを、図-4に示す。また、終局軸方向圧縮力 P_u の大きさを纏めたものを、表-1に示す。表中には、道路橋示方書⁹⁾の規定から求めた終局軸方向圧縮力も併せて示している。これらの結果から、支材、および斜材は、全塑性軸方向力の約 60%程度の軸方向力で終局状態、すなわち座屈に至ることがわかる。なお、座屈は柱としての座屈現象が先行し、その後に板としての局部座屈が発生したものと考えられる⁹⁾。座屈状況の一例を

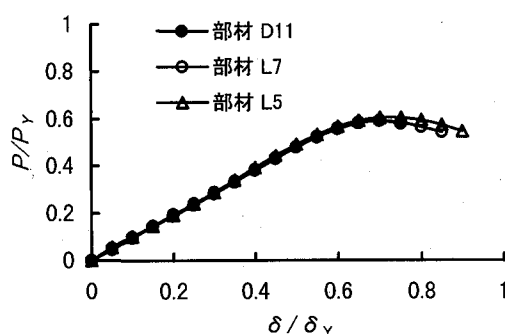


図-4 軸方向圧縮力と軸方向変位との関係

表-1 損傷した部材の終局軸方向圧縮力

部材	断面積 A (cm ²)	終局軸方向圧縮力 P_u (kN)		③ 全塑性 軸方向力 P_Y (kN)	② ③
		① 道示	② USSP		
L5	213.04	2358	3254	5343	0.598
L7	213.04	2287	3163	5343	0.592
L9	213.04	2181	—	5343	—
L11	213.04	2100	—	5343	—
D11	315.76	3521	4370	7370	0.592

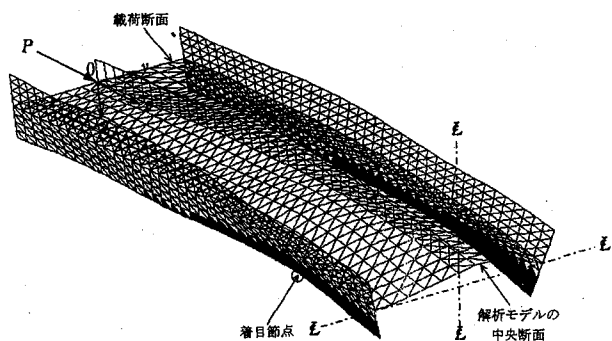


図-5 終局状態における変形状況、および降伏領域の一例(部材 L7 の場合)

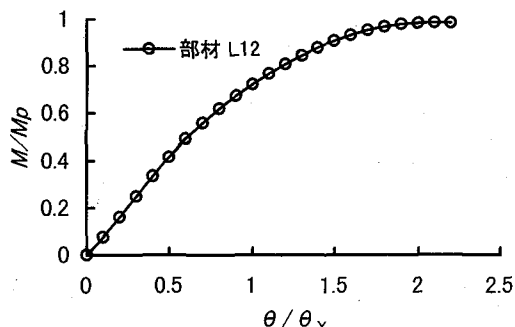


図-6 曲げモーメントと回転角との関係(部材 L12)

図-5 に示す。

一方、端曲げモーメントを与えた部材 L12 の曲げモーメント M と回転角 θ との関係、をそれぞれ全塑性曲げモーメント M_p と降伏回転角 θ_y とで無次元化してプロットしたものを、図-6 に示す。部材 L12 の終局曲げモーメント M_u は、2,110kN・m と得られ、これはこの部材の全塑性曲げモーメント M_p (2,147kN・m) に近いものであった。

4. 弾塑性有限変位解析による検討

4.1 概説

文献5)において、上下部構造を多質点系の骨組構造モデル(ただし、自由度を減少させるための静的縮合を行った縮小モデル)に置換し、一部の部材の弾塑性・有限変位挙動を考慮した時刻歴応答解析を通じて、上横繫ぎ材の損傷要因の検討が行われている。具体的には、橋体が支承から落下し、かつ東側に移動したという事実から、応答解析上で支承が崩壊した時刻を推定し、その影響を加味して地震に対する応答をシミュレートしている。地震波としては、本橋の近傍で記録された東神戸大橋での観測波を用いている。手順としては、まず、支承が破壊しない場合の応答を求める。次に、応答波形の中で、橋脚 RP7 側の支承に作用する力が破壊荷重を越え、かつ橋脚 RP7 側での橋体速度が東向きである時点を支承の崩壊時刻と仮定し、この時刻で、橋体は自由落下するものと仮定している。そして、それ以後は、橋脚 RP7 側の東側の支点がフリーな状態で振動するものと仮定している。

以上のような考え方で応答解析を行った結果、実橋で認められたような座屈損傷が発生する可能性のあることが報告されている。しかしながら、推定された時刻における支承に作用する水平荷重は、支承の設計水平力の 2.4 倍にもなるという結果となり、自由落下した時点での橋脚 RP7 側の横ずれ量も、0.6m~1.0m 程度にしか到達しないという結果となっている。また、損傷した上横繫ぎ材には、道路橋示方書の終局軸方向圧縮力⁹⁾を超過する大きな断面力が発生するが、その他の無損傷の部材(例えば、部材 L8, L10, L14, L15, D5~D14, D16 など)にも、降伏点に達する大きな断面力が発生するという結果となっている。さらに、支材 L12 の損傷理由も十分には説明できていない。このような問題点はあるが、特に支点が崩壊して橋体が落下することにより、大部分の上横繫ぎ材に著しく大きな断面力が発生する可能性のあることが、この動的解析結果(時刻歴応答解析結果)から推察できる。

4.2 解析方針

動的解析では座屈損傷についてマクロ的な評価しかできていないので、本研究では、上下部構造を忠実に骨組構造モデルに置換して、部材の弾塑性挙動を考慮した静的な有限変位解析を行い、座屈損傷を再現することを試みた。使用した解析プログラムは、3次元骨組み構造物用の弾塑性有限変位解析プログラム EPASS¹⁰⁾である。

解析上の仮定、および基本方針は以下のとおりである。

- i) 地震力としては、被害状況を勘案して、橋軸直角方向の地震動を考慮する。具体的には、本橋の近傍で記録された東神戸大橋の観測波の E-W 成分を考慮する。
- ii) 支承崩壊前の地震力の分布は、アーチ橋の各節点の加速度が、橋軸直角方向の卓越振動モード(具体的には、後述するように本橋の第 1 次固有振動モード)のそれに等しいものとして算定する。
- iii) 地震力は静的な漸増荷重として与える。その方向は、西側から東側の方向(すなわち、図-1 のアーチ・リブ G1 から G2 の方向)とする。
- iv) 基本的な応答性状を把握するために、支承が壊れないと仮定した場合についても、終局状態まで解析を実施する。
- v) 橋脚 RP7 上の支承の破壊荷重は、橋軸直角方向の支承設計水平地震力に、安全率 1.13 (=1.7/1.5) を乗じた約 8,830kN に達した時と仮定する。
- vi) 支承崩壊後には、東側の支点はフリーな状態になるものと仮定する。なお、実際には、下路の端横桁の下フランジが東側のジャッキ・アップ架台に乗り上げている。しかし、この部位での支持力を計算してみると、非常に小さいので、このような仮定を設けた。すなわち、微小な変形・振動に対しては、この部位はフリーな状態に近く、大きな変形が発生して始めて支持力が発揮できるものとする。
- vii) 上横繫ぎ材には、柱としての座屈現象が考慮できるようにするために、道路橋示方書⁹⁾で与えられる初期不整量 ($L/1000$, L : 部材長)を考慮する。
- viii) 各部材には、文献 8) に示された、溶接による残留応力も考

慮する。

ix) 上横繫ぎ材の要素分割は、座屈現象が十分に評価できるように、特に密とする。

4.3 支承破壊前の挙動

以上の仮定のもとに、まず、基本ケースとして、橋脚 RP 7 側の支承が破壊しなかったと仮定して、弾性固有振動解析と漸増地震荷重による弾塑性有限変位解析とを行った。

まず、固有振動解析で得られた固有振動周期と各モードの有効質量比（全質量に対する有効質量¹²⁾の割合）を、表-2に示す。なお、表中の記号、x, y, および z は、橋脚 RP7の基部を原点とし、それぞれ橋軸方向（橋脚 RP7から RP6に向かう方向）、橋軸直角方向（アーチ・リブG2からG1に向かう方向）、および鉛直方向（上向き方向）を示す。この場合、実被害の状況から判断して、橋軸直角方向の有効質量が大きい第1次振動モード（固有周期：2.083秒）が卓越して、損傷を励起したものと考えられる。

図-7には、地震荷重（橋軸直角方向荷重）に等価な水平震度とアーチ・リブ頂点での変位（橋軸直角方向水平変位： δ_y 、鉛直方向変位： δ_z ）との関係を、図-8には、等価な水平震度と損傷部材の軸方向力、あるいは材端曲げモーメントとの関係を示す。また、図-9には、等価な水平震度と、橋脚 RP7上の可動支承に作用する水平力との関係を示す。なお、これらの図中の縦軸の水平震度は、アーチに作用する地震荷重を水平震度（ $K_{hy} = (\sum m_i \alpha_i) / (g \cdot \sum m_i)$ 、 m_i ：各質点の質量、 α_i ：各質点の1次振動モードによる応答加速度、 g ：重力加速度）に換算したものであり、第1次振動モードの応答震度に対応している。さらに、わかりやすく言えば、第1次振動モードのアーチ橋の慣性中心位置での水平震度に相当している。また、図-8中の軸方向力の符号は、正が引張を示し、負が圧縮を示している。

これらの図からわかるように、支承が破壊しないと仮定した時の終局水平震度は、おおよそ0.95程度である。また、これらの図において、変位や断面力に大きな非線形性が認められない。これは、終局状態が、端部の部材（橋脚 RP 6側の橋門構から1つ内側の支材 L22）の座屈で決定されているためである。

図-8(a)からわかるように、この場合、軸方向圧縮力が大きく増加するのは損傷部材のうち、部材 D11のみである。しかし、終局時でも軸方向圧縮力の大きさは4,100kN程度であり、前述した終局軸方向圧縮力(4,370kN)には未だ到達していない。

表-2 固有振動解析結果（支承破壊前、部材座屈前）

次数	固有周期 T (秒)	有効質量の割合 (%)		
		m_x	m_y	m_z
1	2.083	0	49	0
2	1.598	50	0	2
3	1.050	2	0	0
4	1.031	0	0	0
5	0.958	4	0	33
6	0.759	0	9	0
7	0.646	14	0	0

それ以外の部材も地震荷重が交番荷重であることを考慮すると圧縮状態になる可能性はあるが、その大きさは小さく、終局状態でも弾性状態にある。また、図-8(b)からわかるように、

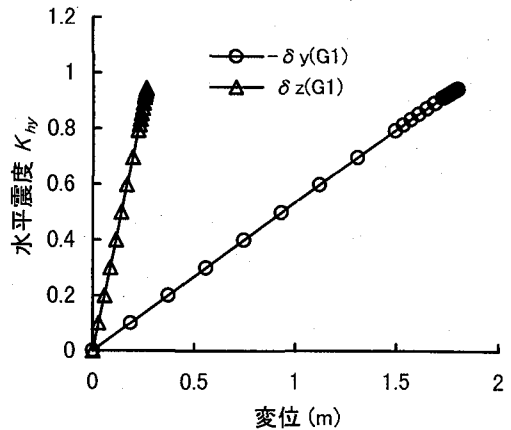
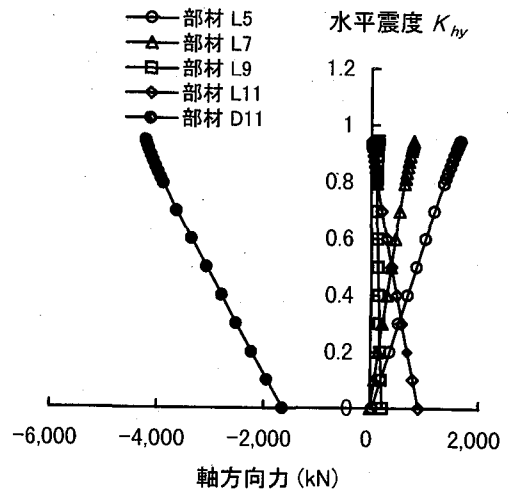
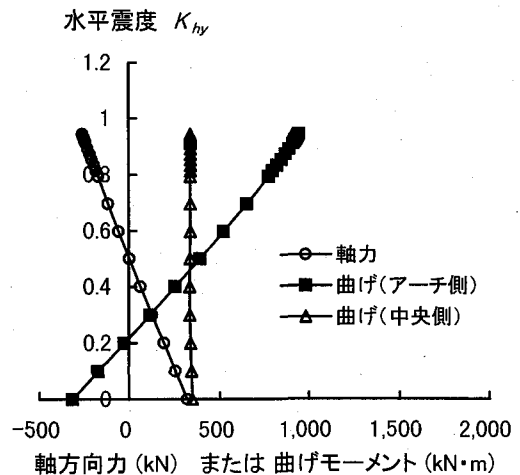


図-7 水平震度とアーチ・リブ頂点の水平変位との関係

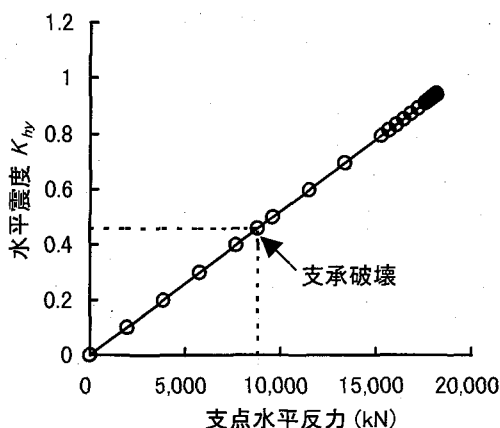


(a) 部材 L5, L7, L9, L11, および D11 の軸方向力

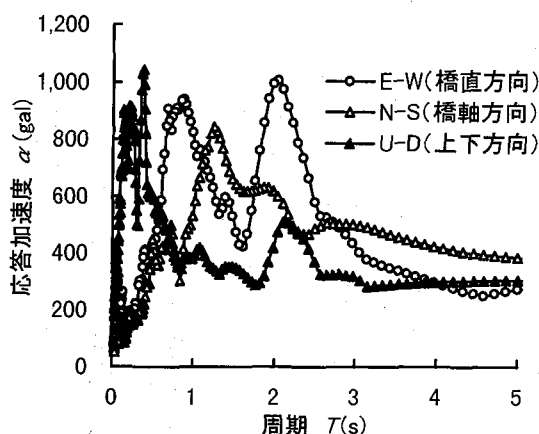


(b) 部材 L12 の断面力

図-8 水平震度と上横繫ぎ材の断面力との関係



図一9 水平震度と支承水平反力との関係



図一10 解析に用いた地震動の加速度応答スペクトル (5%減衰考慮時)

曲げ座屈を生じた部材 L12の終局状態における曲げモーメントも前述した終局曲げモーメントに比べて大幅に小さい。

本橋の近傍で観測された、東神戸大橋での観測波の加速度応答スペクトルを、本橋に当てはめて見たものを、図一10に示す。本橋の橋軸直角方向は、図中のE-W成分に対応しており、第1次固有周期(2.083秒)に対応する応答加速度も、高々1.0G程度である。したがって、可動支承が破壊しなかったならば、実橋で発生したような上横繫ぎ材の座屈は発生せず、むしろ端部の支材が危険な部材になったものと推察される。また、図一9から、支承に作用する水平反力が、前記した支承の破壊推定荷重 8,830kNに達する震度を求めてみると、おおよそ0.466と得られる。この水平震度作用時では、さらに上横繫ぎ材の断面力は小さい。支承の実際の破壊荷重は、部品設計時の応力余裕、および公称強度を用いていることなどから仮定した荷重よりも大きいかわからないが、いずれにしても、支承が破壊する前に、上横繫ぎ材が座屈したとは到底、考えられない。

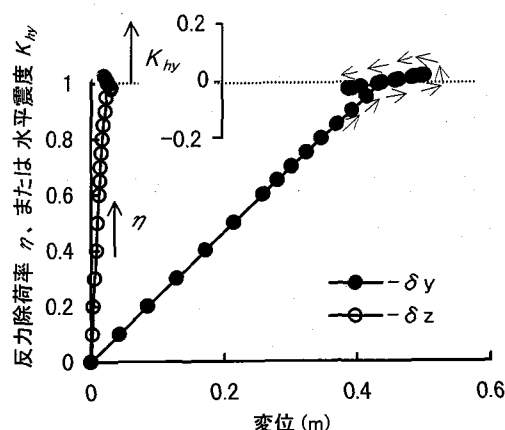
4.4 支承破壊時の挙動

次に支承が破壊し、橋脚 RP7側で主構が落下した場合について解析を行った。なお、橋体の落下・傾斜時には、東側への横

移動も発生している。しかし、横移動量の大半が反対側の脚がねじられることによって発生していること、および橋長に比べて横移動量が小さいことから、横移動によって発生する断面力は小さい。したがって、簡単化のため、横移動の影響は無視することとした。また、橋体落下時の解析では、支承崩壊時の地震荷重状態、あるいは応力状態から、東側の支承を沈下させることも考えられる。しかし、ここでは逆に、先に東側の支承を沈下させてから、水平地震荷重を漸増させてみた。これは、以下の理由による。すなわち、橋体の落下・横移動は瞬時に生じることではなく、ある程度の時間が必要であったと考えられ、落下・傾斜する間にもアーチ・リブに作用する地震力が刻々と変化する。したがって、落下完了時の状態を再現する時の、初期状態(地震荷重状態、および応力状態)は正確にわからず、必ずしも前節で示した支承崩壊時の状態とは限らないと考えられるためである。そこで、解析では、橋体落下の影響をより明確にするために、まず橋体を完全に落下・傾斜させてから、水平地震荷重を増加させることとした。なお、橋体の落下は、橋脚 RP7側の東側の支承反力を強制的に除荷することで再現した。

支点沈下時の橋脚 RP7上東側支点反力の除荷率、および、その後の漸増地震荷重の水平震度とアーチ・リブ頂点における変位との関係を、図一11に示す。また、それらと部材 L5, L7, L9, L11, および D11の軸方向力との関係をプロットしたものを、図一12に示す。これらの図中における縦軸は、橋脚 RP7上の東側支点反力の除荷率 η 、および、その後作用させた地震力の水平震度 K_h を示している。すなわち、縦軸の値が0~1.0までは支点沈下の過程を示し、その値は東側支点反力の除荷率 η (例えば、値が0.3は、反力が30%抜けた状態)を示す。また、縦軸の値が1.0以降の挙動は、支点沈下完了後の水平地震荷重の漸増過程を水平震度 K_h を用いて示している。

図一11の結果から、支点沈下完了付近で急激に変位の増加率が変化していることがわかる。この場合、縦軸の水平震度 K_h は、最大約0.026に達し、その後は除荷が始まり、-0.02付近で部材 D11が座屈し、その影響で計算不能となった。また、図一12から、部材 L5, L7, L9, L11, および D11の軸方向力



図一11 支点落下時のアーチ・リブ頂点の変位

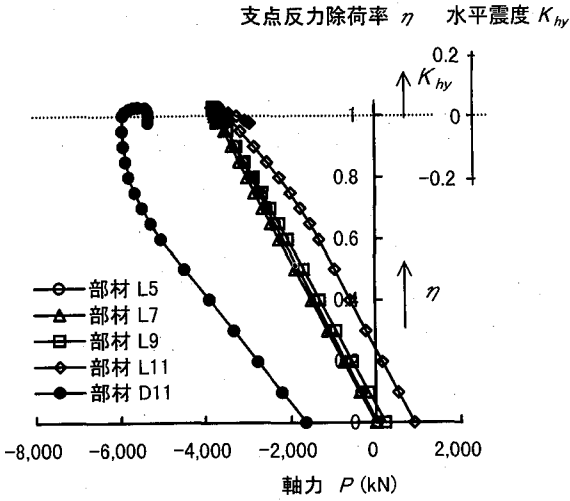
には、縦軸の値 η が1.0付近で急に非線形な挙動が現れ、かつ前述した終局軸方向圧縮力以上の圧縮軸力が発生していることもわかる。EPASSとUSSPとでは、解析条件（特に、部材端の支持条件）も異なるので、終局軸方向圧縮力を直接的に比較できないが、この結果は、橋脚 RP7側の支点が外れ、橋体が傾斜した段階で、これらの部材に柱としての座屈が発生した可能性が高いことを示している。特に、本解析では死荷重状態を初期状態として支点を沈下させているが、支承破壊途上の橋体振動で発生する軸方向圧縮力の存在もあるので、各部材の座屈は、ここで示した状態より早い段階で発生したものと推定される。

終局時の上横繫ぎ材の変形状態と降伏状態とを図示したものを、図一13に示す。同図から部材 D11, L11, および L9が、大きく座屈変形していることが認められる。その他の部材にも、座屈変形の傾向が認められるが、これらの部材は、すべて座屈する危険性があったということを示すものである。実際には、座屈が、これらの部材（D11, L11, および L9）に先行して発生したと考えられ、その後、その断面力が再配分され、他の部材

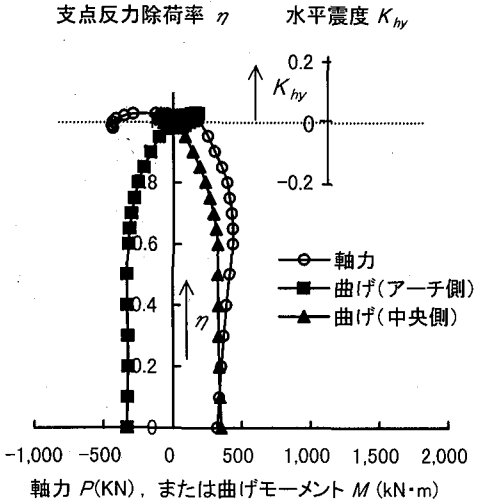
(L7, L5) の座屈が少し遅れて発生したものと考えられる。いずれにしても、この橋体の落下時に、D11, L11, L9, L7, および L5 の5部材の座屈が発生したものと推察される。

なお、支点反力を完全に除荷した時の西側支点と東側支点との鉛直変位差は、およそ54cmであり、図一2に示す両主構の鉛直差67cmにほぼ近いものであった。

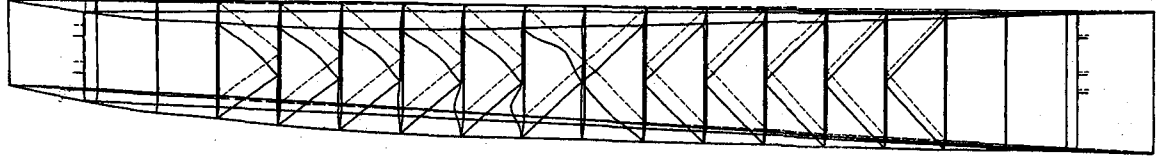
一方、支点が沈下し、地震荷重を増加させた過程における、橋梁の中央に位置する横繫ぎ材 L12の部材端における断面力の変化を、図一14に示す。部材L12の断面力には、近傍の部材である部材 D11の座屈の影響が現れ、複雑な挙動を呈する。しかし、軸方向力の大きさ、および曲げモーメントの大きさは、それぞれ前述した部材の終局軸方向圧縮力や終局曲げモーメントに比べて大幅に小さい。ちなみに、この過程での曲げモーメントの変動量についてみると、およそ 500kN・m 程度であり、支承破壊時に発生する最大曲げモーメント 1,000 kN・m を加算したとしても、未だ終局曲げモーメント 2,110 kN・m に



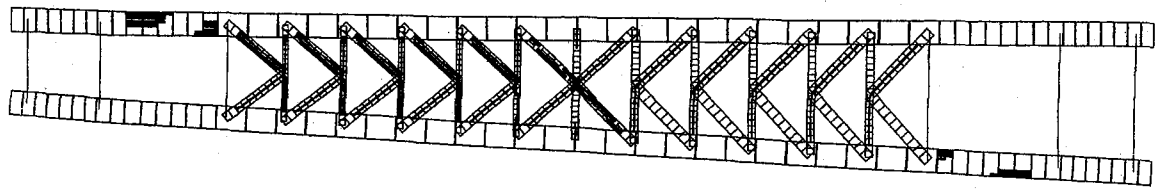
図一12 支点落下時の部材 L5, L7, L9, L11, および D11 の軸方向力の変化



図一14 支点落下時の部材 L12 の断面力の変化



(a) 上横繫ぎ材の変形状態



(a) 上横繫ぎ材の降伏領域

図一13 終局状態における上横繫ぎ材の変形状態と降伏領域

は達しない。したがって、支承が破壊し、支点が落下した過程で、部材 L12に曲げ座屈が発生したとは考えられず、その後の挙動で発生したものと推定される。次節では、この点について検討する。

4.5 部材 L12の曲げ座屈損傷の検討

部材 L12の損傷原因を検討するために、支点が崩壊し、橋脚 RP7 上の東側支点がフリーな状態になり、かつ部材 L5, L7, L9, L11, および D11が完全に耐荷力を失ったと仮定して、すなわち、これらの部材を除去した構造系で固有振動解析を実施してみた。その結果を、表-3に示す。前述した表-2の結果と比較すると、固有周期は少し長くなり、かつ鉛直方向の有効質量係数比が低次モードでも発生していることがわかる。次に、固有振動解析結果から、前述した東神戸大橋の観測波 E-W 成分の加速度応答スペクトルを用いて、部材 L12, および L13の軸方向力と材端曲げモーメントとを計算した結果を、表-4に示す。ただし、本計算結果は、振動解析の結果から以下の補正を行って算出したものである。

- i) 振動解析では、斜材の両端をピンと仮定したロッド要素でモデル化しているが、実構造での斜材の支材への取り付け方法は、図-15に示すようになっている。すなわち、斜材のウェブはこの格点に結合されていないが、フランジは支材のウェブに取り付けられたガセット・プレートに結合され、斜材間では結果としてフランジは連続した構造となっている。
- ii) したがって、斜材は、せん断には抵抗できないが、軸方向力のみならず、曲げにも抵抗できる構造となっている。
- iii) この点を考慮するために、部材 L12, L13, D12, D13, および D14を取り出して、斜材の曲げ伝達性能を付加した部分構造モデルを作成し、振動解析から得られた変位と回転角とを強制的に与えて断面力の補正を行った。なお、この構造系で

は、斜材は、支材に対して一種の回転ばね拘束の役目をすることになる。

表-4の結果から、支材の断面力は、主に第1次振動モードで支配されていることがわかる。そこで、特に1次モードによる断面力の分布状況を、図-16に示す。同図では、表-4に示した断面力を太い実線で示し、また、仮に部材 L12のアーチ・リブ G1との取り付け部に塑性ヒンジが形成され、軸方向力のみが卓越し、曲げモーメントがゼロになったと仮定した時の曲げモーメント分布を細線で示している。さらに、図中には全塑性軸力 P_y と全塑性曲げモーメント M_p も併せて示している。

この結果から、中央部の支材には、第1次振動モードによって全塑性軸方向力や全塑性曲げモーメントを超過する大きな

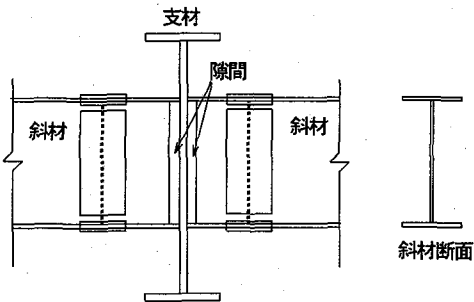


図-15 支材と斜材との取り付け構造

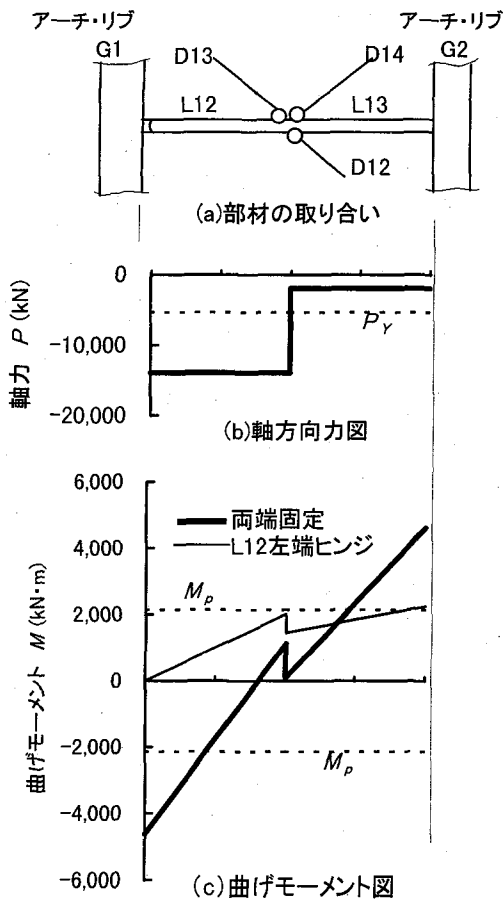


図-16 中央支材の断面力分布（支承崩壊後）

表-3 固有振動解析結果（支承破壊後、部材座屈後）

次数	固有周期 T (秒)	有効質量の割合 (%)		
		m_x	m_y	m_z
1	2.555	0	31	3
2	1.616	42	5	6
3	1.469	8	14	8
4	1.070	0	0	1
5	1.029	5	0	8
6	0.865	1	4	11
7	0.656	0	10	0

表-4 中央支材の断面力

次数	軸方向力 P (kN)		曲げモーメント M (kN·m)			
	L12	L13	L12、 G1 側	L12、 中央側	L13、 中央側	L13、 G2 側
1次	-13,936	-1,938	-4,636	1,123	82	-4,626
3次	3,969	654	-486	67	-121	934
6次	1,094	248	-69	177	-219	399
7次	-454	-449	-100	204	219	237

注1) その他のモードで発生する断面力は小さいので記述を省略した。
注2) 上記は断面力の変動量を示している。

部材力変動が生じることがわかる。前述したように、支材の終局曲げモーメントは、ほぼ全塑性曲げモーメントに近い。そこで、軸方向力と曲げモーメントとを同時に考慮した応力係数 $\xi = P/P_y + M/M_p$ を、各部材端位置で計算してみると以下のようなになる。

部材 L12、G1側 : $\xi = 2.61 + 2.16 = 4.77$

部材 L12、中央側 : $\xi = 2.61 + 0.52 = 3.13$

部材 L13、中央側 : $\xi = 0.36 + 0.04 = 0.40$

部材 L13、G2側 : $\xi = 0.36 + 2.16 = 2.52$

すなわち、部材 L12 のアーチ・リブ G1 への取り付け部で塑性化が進み、最初にこの位置に塑性ヒンジが形成されることになる。次に、図-16 の細線の結果から、同様に応力係数 ξ を計算してみると以下のようなになる。

部材 L12、中央側 : $\xi = 2.61 + 0.94 = 3.55$

部材 L13、中央側 : $\xi = 0.36 + 0.67 = 1.04$

部材 L13、G2側 : $\xi = 0.36 + 1.05 = 1.41$

すなわち、次には、部材 L12 の中央側の位置で塑性化が進行することになる。

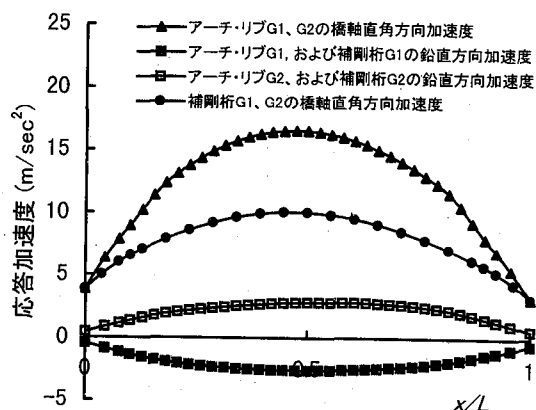
以上の結果から、まず部材 L12 のアーチ・リブ G1 側で、最初に曲げ座屈が発生し（写真-3 参照）、その影響で構造系が変化し、次に部材 L12 の中央側で曲げ座屈が生じたものと推定できる（写真-4 参照）。ただし、部材 L12 には軸方向圧縮力も卓越しているため、曲げにより上下フランジが局部座屈すると、次に軸方向圧縮力により腹板にも局部座屈が発生することになる。もちろん、これらの座屈発生には、部材 D11 が座屈し、その分だけ部材 L12 の変動軸方向力が増加することも大きな要因となっている。なお、部材 L12 の両端に塑性ヒンジが形成されると、この部位では急激に曲げモーメントが解放され、結果として軸方向圧縮力の小さい隣接部材 L13 の曲げモーメントが減少するので、この部材は無傷ということになる。

実際の現象では、東側のジャッキ・アップ架台に端横梁下フランジが突き刺さっているため、橋脚 RP7 上の東側支点上向き方向変位は自由であるが、大きな下向き変位は制限されることになる。ちなみに、振動解析から橋脚 RP7 上東側支点の上下動変位の大きさを計算してみると、約 94cm と得られる。一方、最終的な両主構の鉛直差は図-1 から 67cm であり、また支点をフリーな状態にしたときの東側支点の沈下量は 54cm であるので、この差の 13cm は下向きにも自由に振動できたと考えられる。ただし、変位の比の $94\text{cm}/13\text{cm} = 7.23$ は、上記した応力係数 ξ よりもかなり大きいので、この方向の変形に対しては、解析的に支材 L12 は降伏しないことになる。しかし、以上は第 1 次モードのみに着目した結果であり、これ以外にも高次モードの影響、および鉛直地震動の影響もあり、また浮き上がりに対しては常にフリーな状態にある。したがって、いずれにしても、部材 L12 の損傷は、橋脚 RP7 の支承が破壊し、5 本の上横繫ぎ材が座屈したいわゆる 3 点支持状態で振動したことにより、生じたものと推察される。

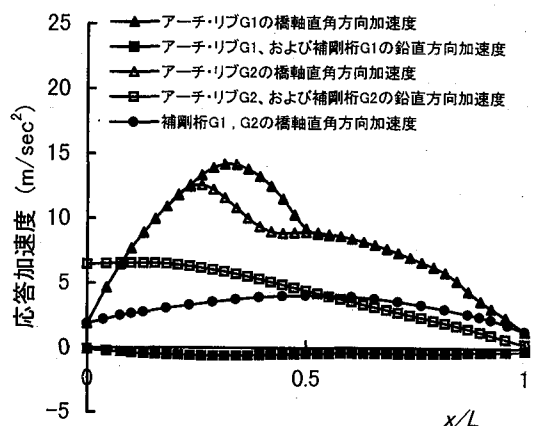
次に 3 点支持状態の振動で、部材 L12 の断面力変動がなぜ大きくなるかを把握するために、第 1 次モードの応答加速度の分

布状態を調査してみた。その結果を、図-17 に示す。加速度分布は、橋脚 RP7 からの距離（ただし、支間長 L で無次元化したもの）を横軸にとってプロットしている。また図中には、比較のため、支承が破壊しないと仮定した時の加速度分布も併せて示している。なお、同図は加速度の分布図であるが、振動変位の分布とも一致するものである。

この図からわかるように、支承が破壊せず、部材にも座屈が生じない場合（すなわち損傷前の完成時）には、アーチ・リブの橋軸直角方向加速度と鉛直方向加速度の分布は、放物線的な滑らかな分布となっている。また、橋軸直角方向加速度は両主構でほとんど同じ値となっている（図-17 (a) 参照）。しかし、橋脚 RP7 上の東側支承が破壊して橋体が 3 点支持状態となり、さらに 5 本の横繫ぎ材が座屈した後は、図-17 (b) から認められるように、支間中央付近でのアーチ・リブの橋軸直角方向の加速度が両主構で異なってくる。また、鉛直方向加速度の分布も、支点が機能している西側主構では、なだらかであるが、一端がフリーとなっている東側主構では、橋脚 RP7 に近づくにつれて線形的に大きくなる分布を示している。すなわち、東側主構では、鉛直方向に、いわゆる鞭打ち現象が生じている。いずれにしても、東側主構の橋脚 RP7 上の支点が外れ、さらに 5 本の部材が耐荷力を失った場合には、支間中央付近が、両主構の水平、および鉛直たわみ差の起点になって振動すること



(a) 支承破壊前（1次モード：T=2.083sec）



(b) 支承破壊後（1次モード：T=2.555sec）

図-17 支承破壊前後の加速度分布

になる。図示はしないが、高次のモードでも同様の結果であった。したがって、支承崩壊、および部材座屈に伴うこの加速度分布の変化（言いかえと、振動モードの変化）が、支間中央の支材 L12 に大きな部材力を発生する要因となっている。また、鉛直地震動も、この支材の部材力発生を助長することは、振動モード形状から容易に想像できる。

最後に、実橋では支材 L12以降の横繫ぎ材への座屈損傷の進展現象は発生していない。この理由は、東側のジャッキ・アップ架台に突き刺さった下路端横桁が、橋体劣化後に振動をなにしたが制したこと、あるいは支材 L12に座屈損傷が発生した時点で強地震動が終わったことなどによるものと考えられる。このように考えないと、上記した振動特性から判断して横繫ぎ材が連鎖的に次々と座屈することになるからである。しかしながら、上横繫ぎ材の座屈損傷は、支点の崩壊を防止すれば発生しないわけであり、5本の上横繫ぎ材はともかく、中央支材 L12の座屈損傷の原因をこれ以上さらに厳密に追跡することの工学的な意味は少ないと考えられる。

5. まとめ

本論文では、兵庫県南部地震による六甲アイランド橋の6本の上横繫ぎ材の座屈損傷のプロセスを、静的な弾塑性有限変位解析、固有振動解析、および応答スペクトル解析を通じて検討した。その結果を纏めてみると、以下のとおりである。

- (1) 損傷は、橋脚 RP7側の支承の崩壊、橋体の落下と傾斜、アーチリブ上横繫ぎ材の柱座屈、および支間中央の支材の局部曲げ座屈という順序で生じたものと考えられる。
- (2) アーチ・リブ上面の4本の支材（部材 L5, L7, L9, および L11）と1本の斜材（部材 D11）は、柱としての全体座屈が最初に起こり、その後に部材中央部付近で局部座屈が発生した可能性が高い。また、これらの座屈は、既往の研究成果と同様に、水平地震荷重で励起される軸方向圧縮力に因するというよりも、むしろ橋脚 RP7側の支点が外れ、橋体が落下し、橋体全体に、ねじりが発生したことにより生じたものと考えられる。
- (3) 既往の検討で不明であった支間中央に位置する支材 L12の上下フランジの局部座屈は、上記した5本の部材が座屈した後、橋脚 RP7の東側支点がフリーな状態となって振動したことにより、発生したものと考えられる。また、順序的には、まず部材L12のアーチ・リブG1との取り付け部に局部曲げ座屈が発生し、その影響で、反対側の部材端にも局部曲げ座屈が生じたものと推定される。さらに、曲げにより上下フランジが局部座屈すると、部材L12では軸方向圧縮力も卓越しているため、曲げ座屈した断面の腹板にも局部座屈が発生した。したがって、この部材の座屈は、支承が外れたことに加えて、3点支持という異常な構造系で振動したことが原因と言える。
- (4) 支点が外れないと仮定すると、ローゼ・アーチ橋は高い耐荷力を有しており、大地震に対しても、本橋のような被害は

生じなかったものと考えられる。したがって、アーチ系橋梁では、仮に支承が破壊したとしても、主構が大きく落下しないように段差防止架台等を設置するのが望ましいと考えられる。

最後に、本研究は4年間にわたって検討を行ってきたものである。前半の3年間の検討において、福井工業大学（当時、大阪市立大学）の中井 博先生には種々のご配慮、およびご指導をいただいた。また、その間、検討に携わった大阪市立大学の卒業生である、興地正浩君、池田仲裕君、および竹内信弘君の卒業研究論文も参考にさせていただいた。さらに、動的解析の部分については、摂南大学の頭井 洋先生の検討結果を要約させていただいた。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 川重・石播・トビー・名村建設工事共同企業体：六甲アイランド橋上部構造工事・設計計算書、1993年2月
- 2) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告、土木構造物の被害、橋梁編、土木学会、pp. 273-277、1996年12月
- 3) 米倉 徹、今田康博、森 滝義、恒川昌弘、江上武史：六甲アイランド橋災害復旧工事、土木施工、Vol. 36, No. 8, pp. 9-23、1995年8月
- 4) 六甲アイランド橋応急復旧工事における横繫ぎ材の損傷解析、川重・石播・トビー・名村建設工事共同企業体、(財)災害科学研究所、1995年11月
- 5) 頭井 洋、北田俊行、中井 博、加賀山泰一：兵庫県南部地震による鋼ローゼ橋の被害要因の動的応答解析による検討、鋼構造論文集、第5巻、第18号、日本鋼構造協会、pp. 1-10、1998. 6
- 6) 北田俊行、頭井 洋、中井 博：第3編地震に強い鋼構造を目指して、5.2.1 アーチ橋の座屈損傷、大震災に学ぶ—阪神・淡路大震災調査研究委員会報告書一、土木学会関西支部、Vol. 1, pp. 123-134、1998年6月
- 7) 小松定夫、北田俊行：補剛された圧縮板の弾塑性有限変位挙動の一般解析手法、土木学会論文報告集、第296号、pp. 1-12、1980年4月
- 8) 小松定夫、牛尾正之、北田俊行：補剛板の溶接残留応力および初期たわみに関する実験的研究、土木学会論文報告集、第285号、pp. 25-35、1977年9月
- 9) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説、II 鋼橋編、1996年12月
- 10) 北田俊行、大南亮一、丹生光則、田中克弘：ケーブルを用いた鋼橋の耐荷力解析用の汎用プログラム開発、構造工学における数値解析法シンポジウム論文集、Vol. 13, 日本鋼構造協会、Vol. 13, pp. 89-94、1989年5月
- 11) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説、V 耐震設計編、1996年12月
- 12) 田治見 宏：建築振動学、建築構造講座、17、コロナ社、1965年5月

(1999年9月17日受付)