

ニールセンローゼ橋の耐震性能向上に関する検討

原田政彦¹・溝渕修治²・金治英貞³・田崎賢治¹・本田博幸⁴・川神雅秀¹

¹正会員 博（工）大日本コンサルタント株式会社 大阪支社（〒550-0014 大阪市西区北堀江 1-22-19）

²正会員 阪神高速道路株式会社 大阪建設部（〒559-0034 大阪市住之江区南港北 1-14-16）

³正会員 工修 阪神高速道路株式会社 大阪建設部（〒559-0034 大阪市住之江区南港北 1-14-16）

⁴正会員 大日本コンサルタント株式会社 大阪支社（〒550-0014 大阪市西区北堀江 1-22-19）

1. はじめに

レベル2地震の際のアーチ橋の動的挙動は、下路式アーチ橋と上・中路式アーチ橋ではその性状が大きく異なり、後者の橋では、例えば道路橋示方書・同解説V耐震設計編¹⁾において、動的解析によりどこに塑性ヒンジが生じるかを検討し、その箇所ではじん性が発揮できるような構造細目に配慮するのがよいとされている。

一方、下路式アーチ橋は外的静定構造物であることから、橋脚の1次水平振動モードが卓越するため、地震時の挙動は複雑でない橋として扱われる場合が多い。このことから、下路式アーチ橋の耐震対策に関わる研究は少なく、3次元骨組モデルでの線形解析の研究²⁾等が存在するのみである。

しかしながら、平成7年兵庫県南部地震においては、ニールセンローゼ橋である灘大橋や西宮港大橋で、ケーブルの脱落や張力抜け、ピボット支承のセットボルトやリングの損傷等が報告されている³⁾。また、橋軸直角方向入力地震動に対しては、アーチリブや横支材部の耐力不足が懸念される。このため、下路式アーチ橋に対

しても地震時の応答特性を精度よく解明し、効果的な耐震性向上策について検討することは重要と考える。

本文では、既設のニールセンローゼ橋を対象に、上下部構造を考慮した3次元モデルでの非線形動的解析を実施し、レベル2地震の際の動的挙動を明らかにする。また、耐震性向上を目的に、対策方法の中から制震ダンパーを用いた場合の検討結果について概要を報告する。

2. 対象橋梁

対象橋梁は、図-1に示す橋長160mのバスケットハンドル形ニールセンローゼ橋（支間長156.8m、ライズ30m）であり、ニールセンローゼ橋としては中規模である。下部構造は中層梁を有する鋼製ラーメン橋脚、基礎構造は鋼管矢板基礎、側径間部には連続鋼床版箱桁橋が隣接している。上部構造は、補剛桁の一般部が鋼床版と一体構造のI型断面であり、アーチリブの起拱部付近のみ2室箱断面が採用されている⁴⁾。尚、当該橋は昭和55年版道路橋示方書による修正震度法で耐震設計されたもので、地盤種別はⅢ種地盤、設計水平震度は0.3である。

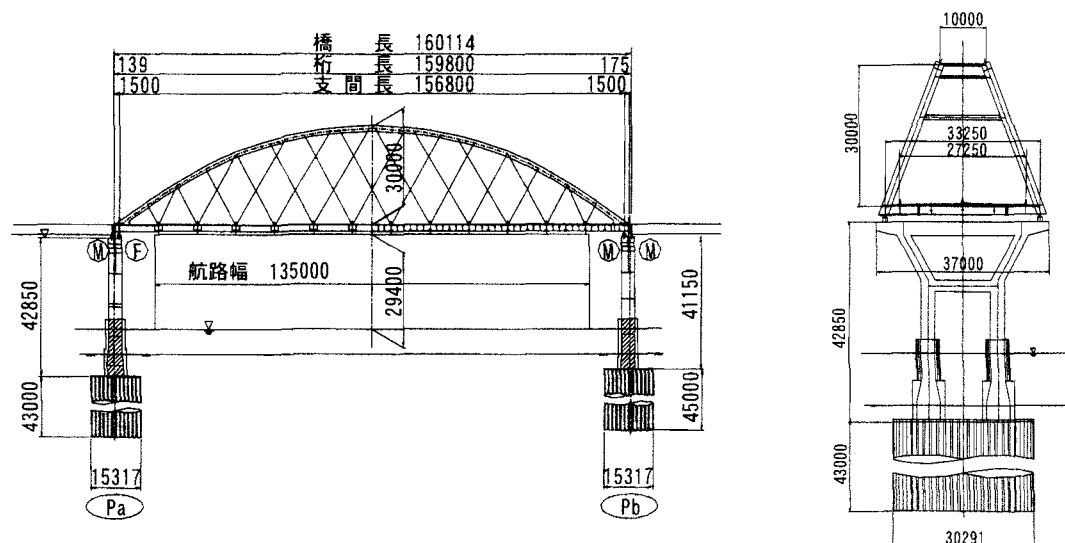


図-1 対象橋梁の一般図

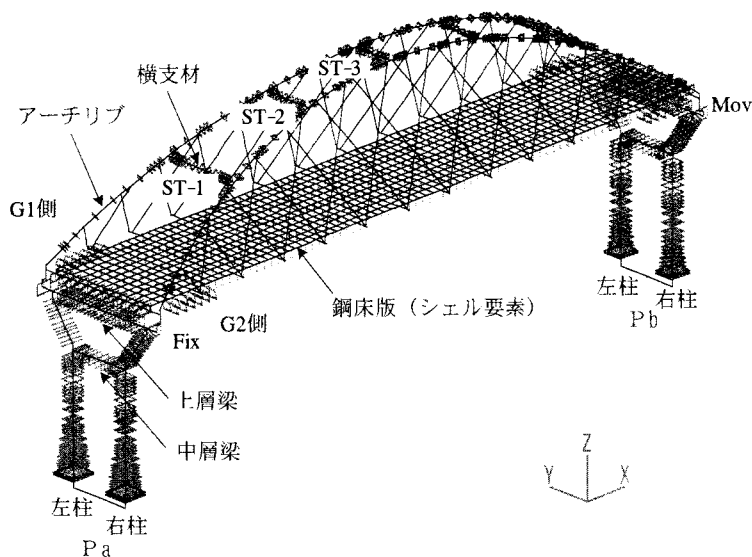


図-2 解析モデル

3. 補強前の耐震性能照査

(1) 解析モデル

解析モデルは、アーチリブ、補剛桁の軸力変動および2軸曲げの影響を考慮するとともに、材料非線形を精度良く評価するため、図-2、表-1に示すファイバーモデルを基本とした3次元骨組モデルを使用した。アーチリブ、補剛桁、横支材などの鋼材の応力度-ひずみ関係は、ひずみ硬化を考慮したバイリニア型とし、硬化則は移動硬化とした。

鋼床版のモデル化は、一般の構造解析ではトラス構造等にモデル化する場合が多いが、本検討では橋軸直角方向の振動特性を正確に表現するとともに、補剛桁と一体構造である鋼床版端部のひずみを照査する目的でシェルモデルを採用した。斜材のケーブルは、非線形梁要素でモデル化し、サグが考慮できるように要素分割を行った。一般にはケーブルは非抗圧部材としてモデル化し、応答解析を行う場合が多いが、本文ではケーブルの張力抜けに着目していることもあり、材料非線形と幾何学的非線形特性を同時に考慮して応答解析を行った。また、架設時の張力調整は内部応力として考慮した。

破損が予想される支承部は、破損後の挙動をモデル化する方法も提案⁹⁾されているが、支承部が破損した後、滑動する場合や支承部の部材同士がかみ合って変位を拘束する場合等、その挙動を全てモデル化することは困難であるため、補強を前提に固定、可動の支承条件を保持するものとした。

(2) 解析方針

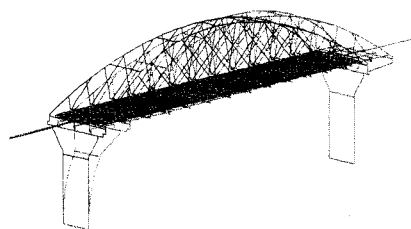
地震時の耐荷力や動的特性を検討するため、固有振動解析、プッシュオーバー解析、地震波入力による非線形

表-1 部材のモデル化

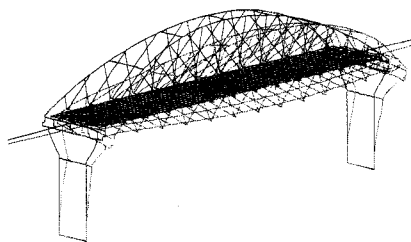
部材		モデル化
R C 橋脚	柱	ファイバーモデル
	梁	弾性梁モデル
鋼製橋脚	柱	ファイバーモデル
	梁	ファイバーモデル
上部構造	鋼床版	シェルモデル
	アーチリブ	ファイバーモデル
	補剛桁	ファイバーモデル
	横桁	ファイバーモデル
	縦桁	ファイバーモデル
	ケーブル	梁モデル
隣接橋梁の上部構造		弾性梁モデル
地盤	鋼管矢板基礎	バネモデル

表-2 固有値解析の結果

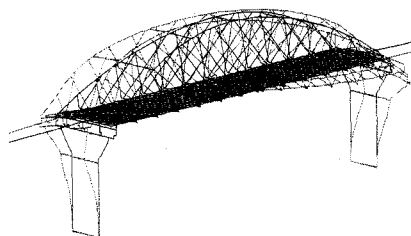
モード	振動数 (Hz)	周期 (sec)	刺激係数			モード形状
			橋軸	直角	鉛直	
1	0.592	2.161	69	0	2	橋軸方向水平1次
4	0.773	1.296	31	76	0	橋直方向曲げ1次
10	1.171	0.857	3	1	0	橋直方向曲げ2次
12	1.366	0.736	5	1	51	橋軸方向曲げ1次
15	1.418	0.705	-2	60	1	橋直方向曲げ3次
18	1.538	0.652	0	0	2	橋軸方向曲げ2次



(a) 1次モード (橋軸方向水平1次)



(b) 4次モード (橋直方向曲げ1次)



(c) 10次モード (橋直方向曲げ2次)

図-3 固有振動モード

時刻歴応答解析を実施した。

非線形時刻歴応答解析の解析手法としては、材料非線形と幾何学的非線形を同時に考慮する複合非線形解析とした。入力地震波は、道路橋示方書に規定されるレベル2地震動のうち、タイプII地震動のⅢ種地盤用 No.1 標準加速度波形を用いた。粘性減衰については、非線形動的解析での使用実績が多い Rayleigh 減衰では二ールセンローゼ橋とその隣接橋梁を含んだ構造系の中から卓越モードを選定することが困難であることから、剛性比例型の粘性減衰を使用している。部材要素ごとの減衰定数は、上部構造は2%、鋼製橋脚は1%、基礎に対しては20%と仮定した。

(3) 固有振動解析の結果

下部構造を含んだ二ールセンローゼ橋の固有振動特性を表-2に、また主要振動モードを図-3に示す。Ⅲ種地盤用標準加速度波形の加速度応答スペクトルはピーク値が0.5~2.0秒の範囲にあり、表-2に示す振動モードが応答を支配することになる。1次モードは、固定橋脚の橋軸方向1次の水平モードであり、固定橋脚の断面力に影響を与えるモードである。他のモードは上部構造の面内と面外のモードであるが、特に4次モードと15次モードの刺激係数が大きく上部構造の部材断面力に影響を与えることがわかる。

(4) プッシュオーバー解析の結果

プッシュオーバー解析の結果を図-4、図-5に示す。

1) 橋軸方向

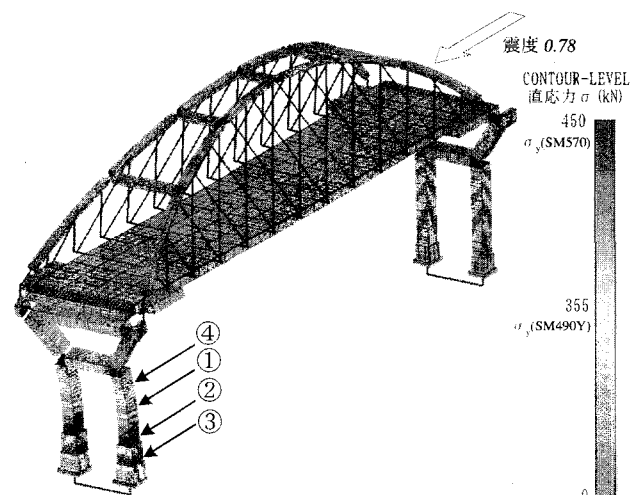
橋軸方向の塑性化の進展は、固定支承を有する鋼製橋脚の①橋脚柱コンクリート充填直上、②橋脚柱断面変化部 (SEC-2)、③橋脚柱断面変化部 (SEC-1)、④橋脚中層梁隅角部下の順に塑性化が生じ、震度 0.78 でコンクリート充填直上が終局に至った。また、この時点では上部構造には塑性化は生じていない。

2) 橋軸直角方向

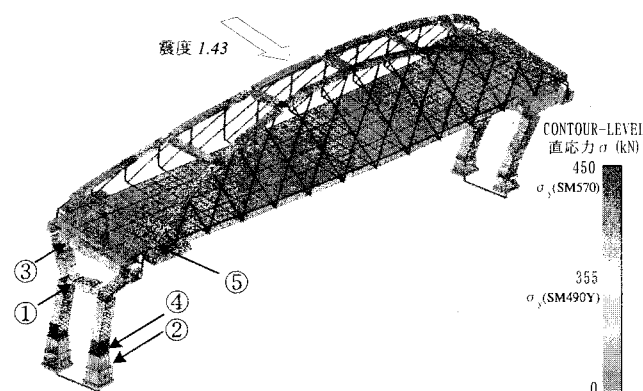
橋軸直角方向は、①橋脚の中層梁、②橋脚柱基部、③橋脚上層梁、④橋脚柱断面変化部 (SEC-2)、⑤アーチリブ起拱部の順番で塑性化が生じ、アーチリブ起拱部の塑性化は震度 1.43 で生じた。一方、図-5に示す橋軸直角方向のせん断応力の結果より、固定橋脚の①中層梁において、震度 1.4 付近でせん断降伏が見られ、その他の箇所では最大震度の 1.5 までせん断降伏が見られない結果となった。

(5) 非線形時刻歴応答解析結果

非線形時刻歴応答解析結果による部材の塑性化および損傷部位を図-6に示す。



(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直角方向

図-4 プッシュオーバー解析の結果 (直応力)

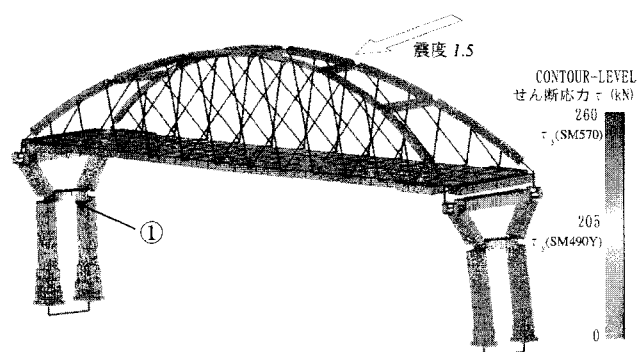


図-5 プッシュオーバー解析の結果 (せん断応力)
(橋軸直角方向)

1) 橋軸方向

橋軸方向の入力地震に対しては、ケーブルブラケットの定着横桁、固定支承、固定橋脚の橋脚柱に塑性化が生

じている。定着横桁はケーブルの張力増加に伴って塑性化が生じたもので、降伏ひずみ ε_y の 1.01 倍とわずかな超過に留まった。固定支承は、構成する部材のうち、セットボルトや下沓の溶接部で塑性化が生じており、最も耐力の低いセットボルトにおいては降伏ひずみ ε_y の 4.8 倍であった。またケーブルは、橋軸方向入力地震において張力が増加し、設計許容値に対して最大で 1.2 倍となるが、破断張力に対して 3.5 倍の安全率を有しているため、耐力には余裕があった。

2) 橋軸直角方向

橋軸直角方向入力地震動に対しては、上部構造ではアーチリブの起拱部、横支材隅角部付近、横支材が塑性化した。塑性化の程度は、アーチリブ起拱部で降伏ひずみ ε_y の 2.7 倍、橋門構となる横支材で降伏ひずみ ε_y の 4.0 倍であった。固定支承では、セットボルト、下沓の溶接部で塑性化が生じ、最も耐力の低いセットボルトで降伏ひずみ ε_y の 5.9 倍となっていた。また可動支承では、上沓突起、下沓ストッパー、サイドブロック、セットボルト、下沓の溶接部など水平力に抵抗する部材全てが塑性化し、最も耐力の低いセットボルトは降伏ひずみ ε_y の 11.2 倍となった。

(6) 耐震性の評価

本文では上部構造に対する耐震性能の照査結果を報告する。一般に耐震性能の照査方法としては、変位照査法とひずみ照査法があるが、当該橋の上部構造においては複数の変形モードが生じることから、ひずみ照査法を用いるものとした。また、その照査方法は、幅厚比パラメータ R_f 、補剛材剛比 γ/γ^* 、軸力比 N/N_y の適用範囲から、日本鋼構造協会鋼橋の性能照査型耐震設計法検討委員会が提案している有効破壊長領域における平均ひずみで照査を行うものとした⁶⁾。具体的には、有効破壊長領域（フランジ幅の 0.7 倍の長さでダイヤフラム間隔の小さい方）での平均応答ひずみと、式(1)による補剛箱型断面限界ひずみ ε_u との比較により行う。

$$\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} = \frac{0.7}{(R_f \cdot \lambda_s^{0.18} - 0.18)^{1.3} (1 + N/N_y)^{2.2}} + \frac{3.2}{(1 + N/N_y)} \leq 20.0 \quad (1)$$

ここに、幅厚比パラメータ $R_f \leq 0.5$ 、補剛材剛比 $\gamma/\gamma^* \geq 1$ 、軸力比 $0.0 \leq N/N_y \leq 1.0$ 、 ε_y は降伏ひずみである。

上部構造の耐震性能として、部材健全度とその許容ひずみを表-3 に示す。地震後の使用性は、道路橋示方書においては残留ひずみによる照査法を規定しているが、ここでは文献 6) に示される最大応答ひずみ ε_{max} によって照査した。

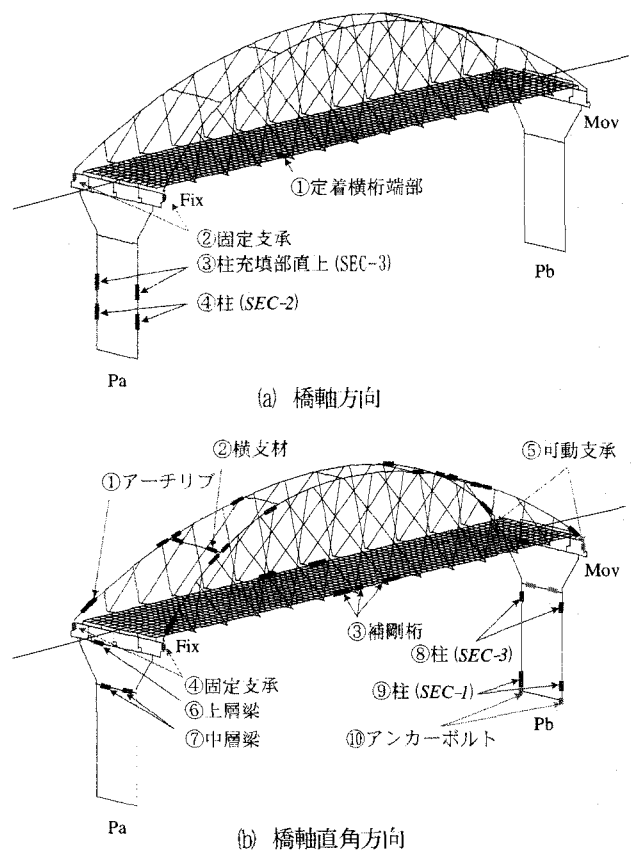


図-6 非線形時刻歴応答解析による塑性化の箇所

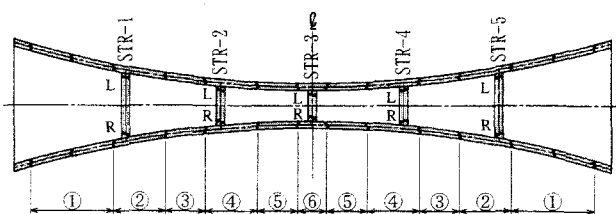
対象橋梁では、アーチリブ、補剛桁、ケーブルは「副次的な塑性化」、横支材、鋼製橋脚は「履歴減衰を期待するような塑性化（限定的な損傷）」に該当するものとし、表-3 に示す所要の耐震性能に対する評価を行った。

図-6 で説明した上部構造の耐震性能照査結果を図-7 に示した。アーチリブは、地震後の使用性の限界値 $2\varepsilon_y$ を断面①②で超過していることから、耐震性能が不足していると判断した。また、横支材においては ε_u と $8\varepsilon_y$ では ε_u が小さいことから ε_u が限界値となるが、これはすべての横支材において満足している。

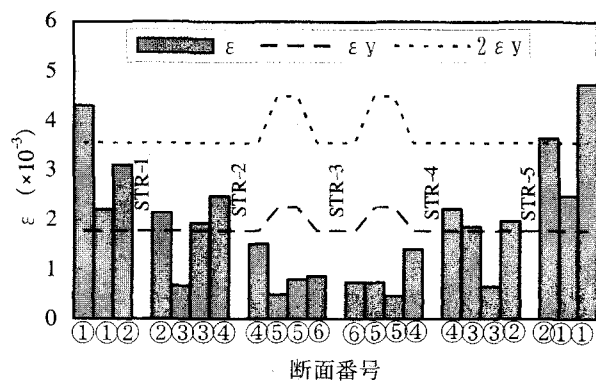
以上より、対象橋梁は、橋軸直角方向の地震時において、アーチリブ起拱部の補強が必要であり、さらに橋軸方向、橋軸直角方向ともに支承部の耐力が不足し補強が必要となる。

表-3 上部構造の耐震性能と部材健全度、許容ひずみ

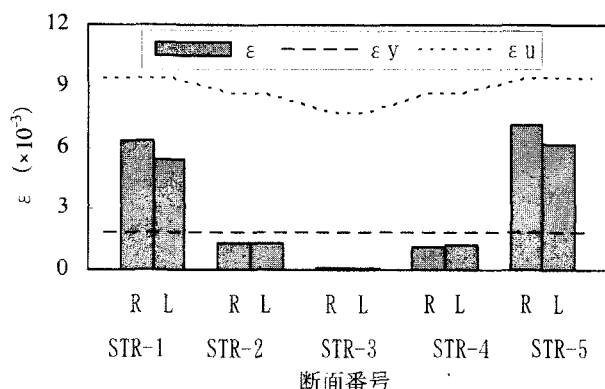
応力状態	部材健全度	構造安全性	地震後の使用性
副次的な塑性化	軽微な損傷 (軽微な補修)	$\varepsilon_a)_{max} \leq \varepsilon_u$ (圧縮) $\varepsilon_a)_{max} \leq 0.05$ (引張)	$\varepsilon_a)_{max} \leq 2.0\varepsilon_y$
履歴減衰を期待するような塑性化	限定的な損傷 (補修・補強により再使用可能)	$\varepsilon_a)_{max} \leq \varepsilon_u$ (圧縮) $\varepsilon_a)_{max} \leq 0.05$ (引張)	$\varepsilon_a)_{max} \leq 8.0\varepsilon_y$



(a) 断面照査位置



(b) アーチリブ



(c) 横支材

図-7 耐震性能の照査

4. 耐震性能向上策の検討

(1) 対策工法

耐震性向上策として、対策方法の中から制震ダンパー（以降、ダンパーと呼ぶ）を用いた場合の検討結果を示す。ダンパーを固定支承部、可動支承部の橋軸方向、橋軸直角方向に設置する場合について、ダンパーの降伏耐力をパラメータに検討を行った。これは、支承部の破損後にダンパーが作用し、その減衰効果によって地震時慣性力を低減させることを意図したものである。

(2) 支承部およびダンパーのモデル化

支承部は、破損した後に動摩擦力が作用する復元力モデル⁴⁾によりモデル化を行った。固定支承は、支承の耐荷力照査より、各部位（上沓突起、下沓ストッパー）の

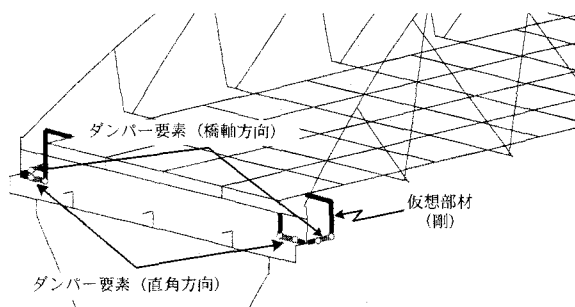


図-8 ダンパー要素のモデル化

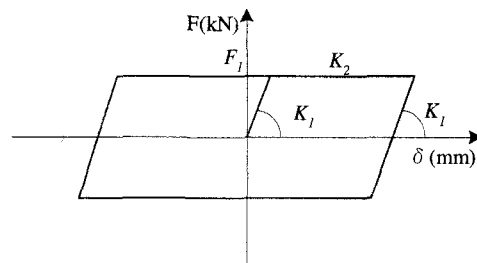


図-9 ダンパーの履歴モデル

うち最小値を耐力とし、支承破損後の動摩擦係数 μ' を 0.05 とした。同様に、可動支承についても各部位（上沓突起、上沓ストッパー、サイドブロック）のうち最小値を耐力とし、破損前の転がり摩擦係数 μ を 0.01、破損後の動摩擦係数 μ' を 0.05 とした。

また、ダンパー要素は、図-8 に示すように、上下部構造間に設置し、図-9 に示す完全弾塑性型バイリニアモデルにより解析を行った。

(3) 非線形時刻歴応答解析結果

ダンパーを耐震性向上策として考慮した非線形時刻歴応答解析の結果、ダンパーの降伏耐力を 4000kN よりも大きくしても部材の応答低減効果は顕著でなかったことから、ここでは、ダンパーの降伏耐力を 1 橋脚あたり橋軸および橋軸直角方向にそれぞれ 4000kN とした場合の結果について示す。まず、アーチリブ起拱部のひずみ時刻歴波形を図-10 (a) に示す。最大値で $\varepsilon/\varepsilon_y=2.67$ から 0.76 まで低減されており、アーチリブの断面すべてが降伏ひずみ以下となった。次に、塑性化していた横支材や補剛桁においても図-10 (b), (c) に示すように、横支材で 15%、補剛桁で 46% の大幅な低減がみられるとともに、アーチリブ同様すべての断面で降伏ひずみ以下となった。ただし、橋軸直角方向地震時の支承の変形量は、図-11 に示すように、固定支承で 357mm、可動支承で 470mm と大きなものとなっている。このため、段差防止構造や沓座拡幅などの対策が必要であるとともに、支承部が破損後に所定の動摩擦係数が得られる構造を今後検討する必要がある。

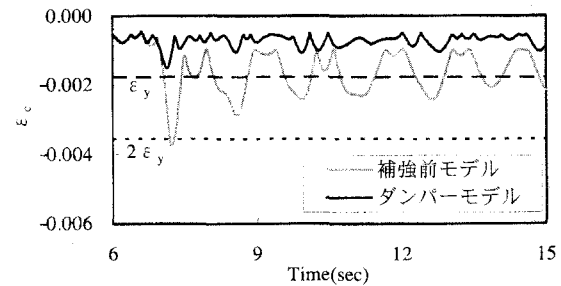
5. まとめ

レベル2地震に対する下路式アーチ橋の耐震性能照査と耐震性向上策について、その概要を報告した。その結果を整理すると以下となる。

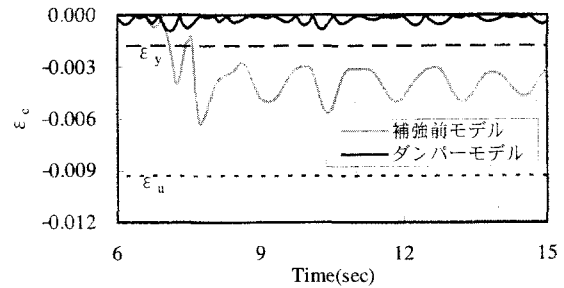
- ① プッシュオーバー解析の結果より、橋軸方向は震度0.78で橋脚柱コンクリート充填直上が塑性化し終局に至るが、上部構造は塑性化が生じない。橋軸直角方向は橋脚が塑性化し終局に至る。また、それまでにアーチリブ起拱部も塑性化する。
- ② 橋軸方向の入力地震動に対しては、上部構造はケーブル張力が増加する傾向にあり、その結果、定着部の負担が増えるが耐震性能には問題のないことが確認できた。
- ③ 橋軸直角方向の入力地震動に対しては、上部構造はアーチリブ起拱部、横支材、補剛桁で塑性化し、特にアーチリブ起拱部において耐震性能を満足しないため、補強対策が必要となった。
- ④ 支承部は、橋軸方向、橋軸直角方向とも耐力不足であり補強対策が必要となった。特に、セットボルト、下査溶接部の耐力不足が著しい。
- ⑤ 支承破損後に機能するダンパーを利用した耐震性向上策は、上部構造の応答値を大幅に低減するが、ダンパーの耐力によっては移動量が大きくなるため、この移動量の低減と、段差防止構造の設置や支承部における所定の動摩擦係数を得るための構造について、今後検討が必要となる。

参考文献

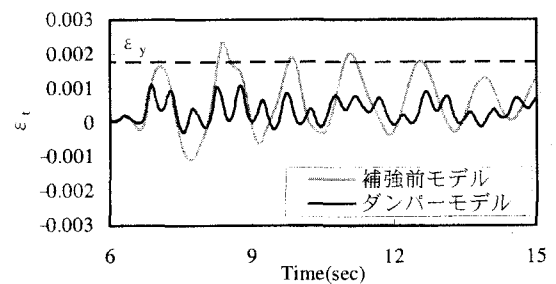
- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V耐震設計編，pp.99-100，2002.3
- 2) 西岡勉，長沼敏彦，金治英貞，香川敬生，中田恒和，田中克典：大阪湾岸部に位置する鋼ニールセンアーチ橋の耐震性能に関する基礎的検討，第7回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.185-190，2004.1
- 3) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告，土木構造物の被害 橋梁，pp.278-282, pp.295-297，1996.12
- 4) 宮坂佳洋，中本寛，古川満男，森川裕史，岩倉隆：中島川橋梁におけるアーチ起拱部設計法と主構耐力力の照査，橋梁と基礎，Vol.25，No.12，pp.11-19，1991.12
- 5) 梶田幸秀，渡邊英一，杉浦邦征，丸山忠明，永田和寿：鋼製支承の破損を考慮した連続高架橋の地震時



(a) アーチリブ (起拱部)



(b) 横支材 (橋門構)



(c) 補剛桁 (支間中央部)

図-10 ダンパーの非線形時刻歴応答解析結果

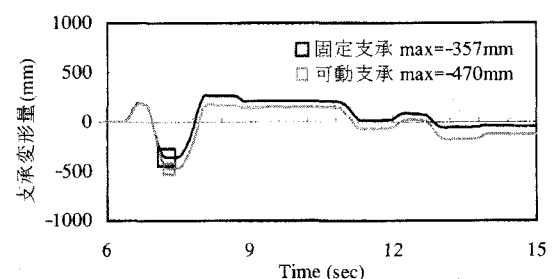


図-11 支承部の時刻歴応答図 (橋軸直角方向入力時)

応答性状と落橋防止装置の有効性の検討，構造工学論文集，Vol.45A，pp.903-914，1999.3

- 6) 日本鋼構造協会・鋼橋の性能照査型耐震設計法検討委員会：土木構造物の動的耐震性能照査法と耐震性向上策，pp.12-32，2003.10