

大阪湾岸域の地震動特性を考慮した 単弦ローゼアーチ橋の耐震性能評価

平野敏彦¹・長沼敏彦²・西岡勉³・鈴木直人⁴・美濃智宏⁵

- ¹正会員 工修 阪神高速道路公団工務部設計課（〒541-0056 大阪市中央区久太郎町 4-1-3）
²正会員 Dr.Eng.Sci. 阪神高速道路公団工務部設計課（〒541-0056 大阪市中央区久太郎町 4-1-3）
³正会員 工博 阪神高速道路公団工務部設計課（〒541-0056 大阪市中央区久太郎町 4-1-3）
⁴正会員 工修 (株)建設技術研究所大阪支社道路・交通部（〒540-0008 大阪市中央区大手前 1-2-15）
⁵正会員 工学 (株)建設技術研究所大阪支社道路・交通部（〒540-0008 大阪市中央区大手前 1-2-15）

1. はじめに

本検討対象である橋梁は、橋長 165.6m の単弦ローゼアーチ橋で、上層・下層に桁を有する 2 層構造となっており、構造形式は表-1 のとおりである。

本検討では、対象橋梁が位置する大阪湾岸域の地域特性を考慮した入力地震動の内、最も対象橋梁に影響を与えと考えられるシナリオ地震を選定し、その入力地震動を用いて地震応答解析を実施し、対象橋梁の耐震性能について評価を行った。

表-1 対象橋梁の構造形式

上部構造形式	橋長 165.6m 単元ローゼ形式
下部構造形式	鋼製 2 層ラーメン構造 基部鉄筋コンクリート壁式構造
支 承 条 件	P1 橋軸方向・自由 橋直方向・固定 P2 橋軸方向・固定 橋直方向・固定
基礎構造形式	鋼管矢板式基礎

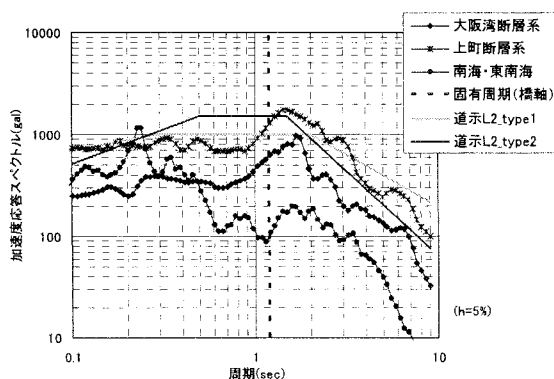


図-1 橋軸方向の加速度応答スペクトル

2. 解析条件

(1) 入力地震動

地震動は地表面へ伝播する際、地盤の影響を受けてその特性が大きく変化する。本検討では、対象橋梁が位置する大阪湾岸域の地域特性を考慮し、対象橋梁に影響を及ぼすと考えられる内陸活断層地震および海溝型地震を想定し、強震動評価を行った。

本検討における強震動は、複数の断層破壊を想定した断層破壊シナリオによるパラメトリックスタディの結果から、内陸活断層地震として上町断層系および大阪湾断層系、海溝型地震として南海・東南海トラフによるものを想定した。

図-1、図-2に橋軸方向及び橋軸直角方向の加速度応答スペクトル、対象橋梁の固有周期(後述 2.(3)参照)、道路橋示方書のレベル 2 地震動 (Ⅲ種地盤 (type1, type2)) のスペクトル¹⁾を示す。橋軸方向・橋軸直角方向ともに、ほとんどの周期帯において、上町断層系によるものが大きく、一部の周期帯では道路橋示方書によるスペクトルをやや上回っている。

よって、以下の検討では、内陸活断層地震として上町断層系によるものを、海溝型地震として南海・東南海地震によるものを入力地震動として耐震性能評価を行った。

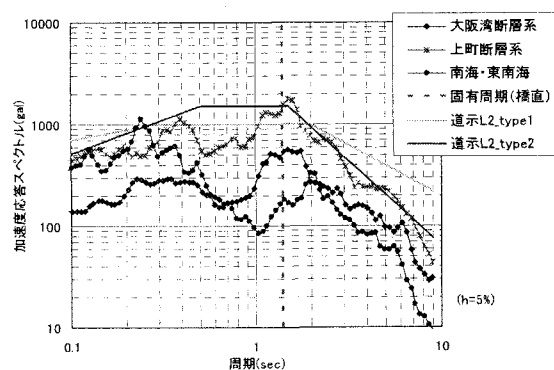


図-2 橋軸直角方向の加速度応答スペクトル

(2) 解析モデル

本検討では、図－3に示すように橋梁全体を3次元骨組モデルとして解析を行った。なお、解析モデルにおいて上層桁の横桁は剛部材として、また、基礎は線形バネとしてモデル化した。

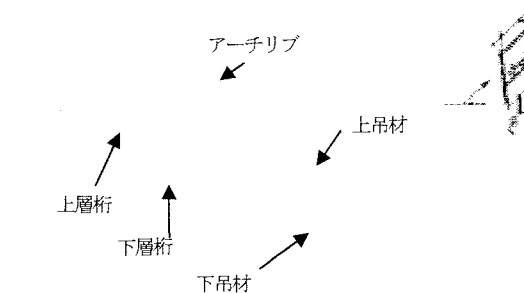
(3) 固有値解析

固有値解析の結果、最も低次のモードは橋軸方向では上部構造系がたわむモード（図－4(a)）で $T=1.2\text{sec}$ 程度であり、橋軸直角方向ではアーチリブが倒れ込むモード（図－4(b)）で $T=1.4\text{sec}$ 程度であった。

3. 線形時刻歴応答解析

(1) 断面力の照査方法

本検討では、軸力を考慮した降伏モーメント M_y (M_y を超える場合は全塑性モーメント M_u) を算定し、発生モーメント M との比較により照査を実施した。この際、降伏モーメント（または全塑性モーメント）の算定には、死荷重時の軸力、発生軸力および検討方向の死荷重曲げモーメントを考慮した。



図－3 3次元骨組モデル

(2) 解析応答値

前章2. 解析条件で示した入力地震動を用いて、全部材を線形としたモデルを設定して時刻歴応答解析を実施し、降伏する部材の確認を行った。橋軸方向と橋軸直角方向の最大応答値を表－2に、各部材の応力照査の結果を表－3に示す。

橋軸直角方向の上層桁に関しては $M/M_y=1.3$ 程度であり、断面の一部が降伏する。吊材に関しては、常時引張部材であり、許容ひずみを大きくできると考えられ、塑性ヒンジ化しても橋梁全体系の耐震性能が失われることはないと考えられる。したがって、吊材は塑性化を許容するものとし、非線形特性を与えて再度動的解析を行う。次ステップとして、非線形性を考慮した時刻歴応答解析を実施し、耐震性能の再評価を行った。

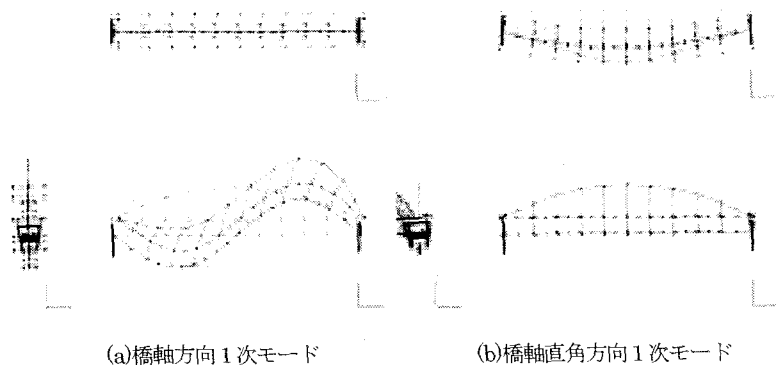
表－2 水平方向最大応答値（線形時刻歴応答解析）

(a)橋軸方向					
	アーチ 端(P1)	アーチ 中央	アーチ 端(P2)	上層桁 中央	下層桁 中央
加速度(gal)	882.4	904.1	848.3	887.2	818.7
変位(cm)	9.3	12.6	8.5	9.2	4.9

(b)橋軸直角方向					
	アーチ 端(P1)	アーチ 中央	アーチ 端(P2)	上層桁 中央	下層桁 中央
加速度(gal)	767.6	2926.1	740.9	1556.5	1677.0
変位(cm)	24.5	139.6	17.7	72.2	78.2

表－3 発生曲げモーメントと降伏曲げモーメントの比

部材	橋軸方向 (最大値)	橋軸直角方向 (最大値)
アーチリブ	$M/M_y=0.40$	$M/M_y=0.62$
上層桁	$M/M_y=0.58$	$M/M_y=1.30$ (降伏)
下層桁	$M/M_y=0.85$	$M/M_y=0.32$
上吊材	$M/M_y=0.90$	$M/M_y=2.94$ (降伏)
下吊材	$M/M_y=1.27$ (降伏)	$M/M_y=1.70$ (降伏)



図－4 固有値解析

4. 非線形時刻歴応答解析

(1) 解析応答値

前章3. 線形時刻歴応答解析で予備解析として全部材を線形として時刻歴応答解析を行った結果、吊材が大きく降伏することが確認された。そこで、吊材については塑性化を許容するものとし、非線形性を考慮することとした。断面の非線形特性は図-5に示すように、全塑性モーメント M_p を上限値とした完全弾塑性バイリニアモデルとした。また、橋脚についても塑性化を許容するものとし、鋼製部はバイリニアモデル、RC部はトリリニアモデル（武田モデル）とした。

その結果を基に、非線形時刻歴応答解析により耐震性能の評価を行った。橋軸方向と橋軸直角方向の最大応答値及び線形時刻歴応答解析値（表-2）との比を表-4に示す。橋軸方向・橋軸直角方向ともに、橋梁の各部位において最大応答加加速度がほぼ小さくなる傾向にある。

なお、部材断面の照査は、3.（1）断面力の照査方法と同様の方法で行った。

表-4 水平方向最大応答値（非線形時刻歴応答解析）

(a) 橋軸方向					
	アーチ 端(P1)	アーチ 中央	アーチ 端(P2)	上層桁 中央	下層桁 中央
加速度(gal)	821.4 (0.93)	849.2 (0.94)	795.3 (0.94)	826.1 (0.93)	797.0 (0.97)
変位(cm)	9.5 (1.02)	12.7 (1.01)	8.8 (1.04)	9.4 (1.02)	4.9 (1.00)
(b) 橋軸直角方向					
	アーチ 端(P1)	アーチ 中央	アーチ 端(P2)	上層桁 中央	下層桁 中央
加速度(gal)	783.2 (1.02)	2525.6 (0.86)	760.8 (1.03)	1411.5 (0.91)	1533.5 (0.91)
変位(cm)	25.5 (1.04)	127.8 (0.92)	16.5 (0.93)	63.6 (0.88)	71.5 (0.91)

※表中()括弧内は、線形時刻歴応答解析値（表-2）との比

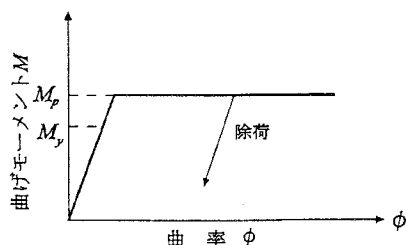


図-5 完全弾塑性バイリニアモデル（吊材）

a) アーチリブ

図-6にアーチリブに発生する断面力を示す。橋軸および橋軸直角の両方向ともに、降伏曲げモーメントと比較すると十分に余裕があり、降伏に至らないことがわかった。ただし、ここでの降伏曲げモーメントは、軸力の影響のみを考慮したものであり、2軸曲げの影響は評価していない。そこで、「道路橋示方書Ⅱ鋼橋編（以降、道示Ⅱ）4.3 軸方向力と曲げモーメントを受ける部材」²⁾に示される照査式（道示Ⅱ4.3.5）を用いて、軸力および2軸曲げを考慮した応力比を算出した。ただし、許容値としては、道示Ⅱに示される安全率約1.7を見込んだ許容応力度に対して、基準降伏点により照査した。

また、道示Ⅱでは設計の簡略化を図るために、局部座屈を考慮しない軸方向圧縮応力度は、圧縮部材の不完全性（初期ひずみ、残留応力等）を考慮した耐荷力曲線に基づいて定められており、種々の実験により提案される耐荷力曲線のほぼ下限値に相当する1つの耐荷力曲線だけを用いることとされている。しかし、本橋のような箱形断面の場合、道示Ⅱで採用されている耐荷力曲線は、実部材での耐荷力を過小評価している可能性がある。

そこで、ここでは「鋼構造設計指針 PART -A 一般構造物 5.4 鋼部材の強度」³⁾において示される、溶接箱断面柱の耐荷力曲線を用いて軸方向圧縮強度を評価することとした。

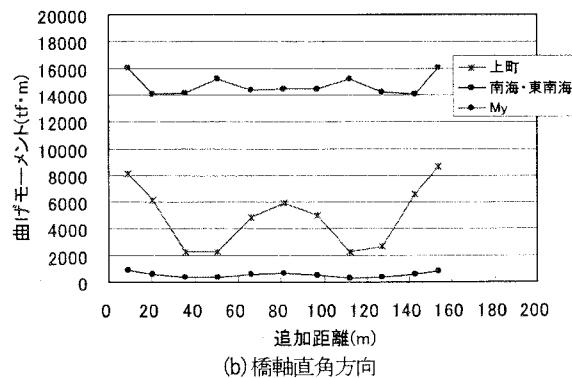
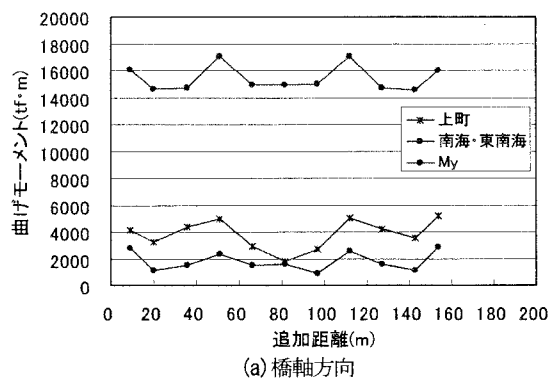


図-6 断面力の比較（アーチリブ）

以上の照査式により、アーチリブ各部材の応力比を算定した結果を図-8に示す。橋軸方向の場合、応力比は0.6程度となっている。また、橋軸直角方向の場合、0.9を超過する箇所もあるが、すべて1.0以内となり、応力的には問題ないものと考えられる。

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bcy}}{(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eay}})} + \frac{\sigma_{bcz}}{(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eaz}})} \leq \sigma_{cal} \dots\dots\dots(\text{道示II 4.3.5})$$

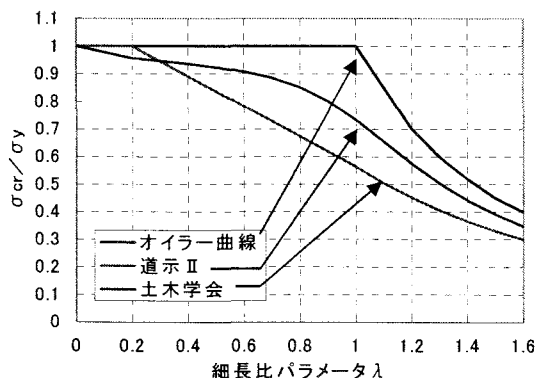
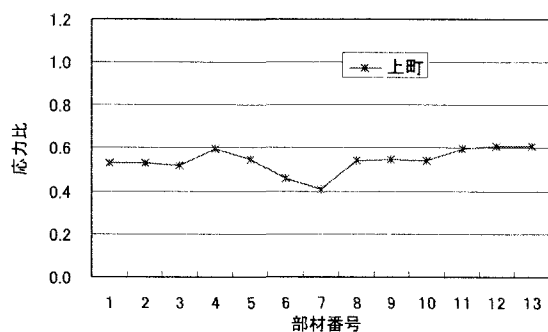
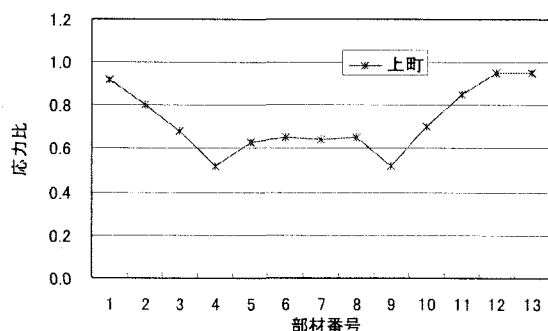


図-7 細長比パラメータによる圧縮応力度の低減



(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直角方向

図-8 応力比

b) 上層桁

対象橋梁の上層桁は3室の箱形断面で、床版はUリブの鋼床版となっている。軸力レベルは非常に小さいため、軸圧縮力の照査は行わず、上層桁については降伏曲げモーメントにより評価した。

図-10に上層桁に発生する曲げモーメントと降伏モーメントの関係を示す。橋軸方向の場合、大きな曲げモーメントは発生せず降伏に対して余裕を有している。

しかし、橋軸直角方向の場合、中央支間部で降伏を超過しているが、これはデッキ端部にSS材を使用しているため降伏点が低くなっていること、また、解析モデルにおいて質点間の部材距離が大きいため発生曲げモーメントが大きく評価されていることが原因と考えられる。

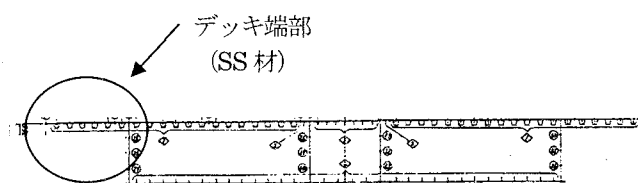
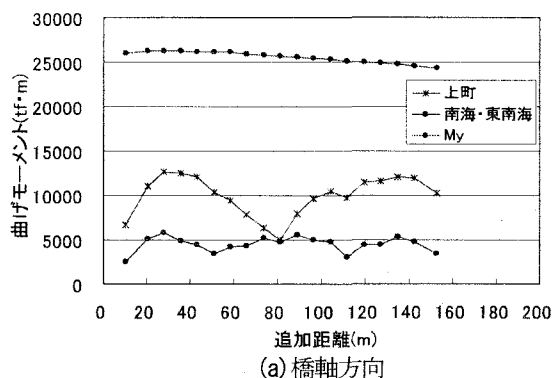
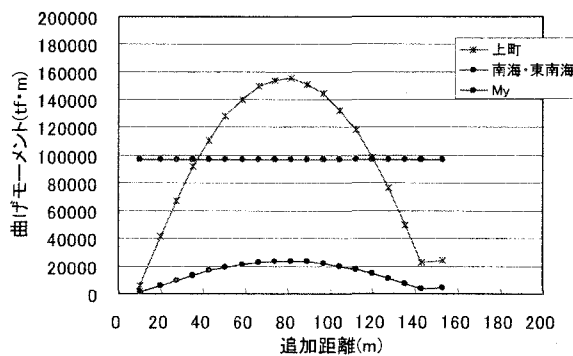


図-9 上層桁断面図



(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直角方向

図-10 断面力の比較 (上層桁)

c) 下層桁

対象橋梁の下層桁は、吊材で連結された1室の箱型構造となっている。下層桁に発生する断面力を図-11に示す。橋軸および橋軸直角方向ともに比較的余裕があり、降伏には至らないことがわかった。

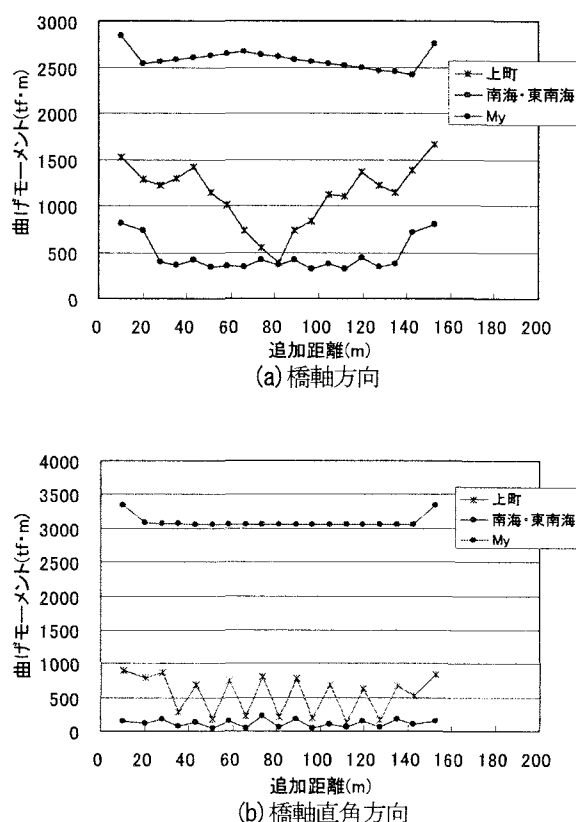


図-11 断面力の比較（下層桁）

d) 吊材

アーチリブと上層桁を連結する上吊材は箱型構造となっており、常時状態では常に引張力が作用している部材である。予備解析の結果、本部材は降伏を超過することがわかったため、非線形部材として解析を行った。上吊材に発生する断面力を図-12に、上吊材の橋軸直角方向の解析による応答塑性率を図-13に示す。

上町断層のケースでは、橋軸直角方向において降伏を超過する結果となっており、応答塑性率 $\mu=7$ 程度となる。死荷重時には引張力が作用している部材であるが、地震時には曲げにより補剛板が圧縮域に入り、局部座屈が発生する可能性があるため、ヒンジ化した場合の影響を検討する必要がある。

また、下吊材も橋軸直角方向の解析において応答塑性率 $\mu=2$ 程度となる。

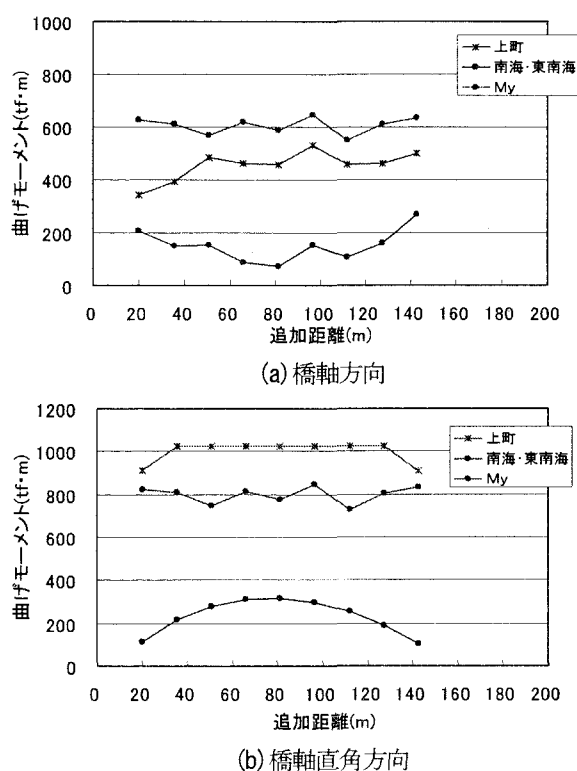


図-12 断面力の比較（上吊材）

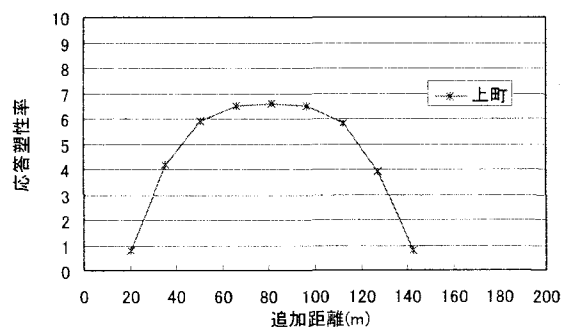


図-13 応答塑性率（上吊材：橋軸直角方向）

e) 支承

支承部に作用する反力を算定し、設計時の地震反力と比較を行った結果、橋軸直角方向水平力では設計時の地震反力に対して最大で約5倍(2366.8tf/466.7tf)もの反力が発生することがわかった。また、橋軸直角方向地震力による上揚力は、設計時の地震時上揚力が180t程度なのに対し、アーチリブの横倒れ振動が大きく3400t程度の上揚力が生じ、これにより支承の設計値を大きく超過することがわかった。

特に、上揚力は地震力が数倍になるだけで元設計の十数倍の値となる。そのため、上揚力で決定されるキャップ、セットボルトが破損する可能性が高い。

なお、アーチリブの横倒れにより大きな上揚力が生じているが、これは上部工端部の横桁を剛部材としてモデル化しているため、アーチリブが面外へ倒れ込む際、横桁がアーチリブに持ち上げられる形となり、大きな上揚力が作用しているものと考えられる。

5. まとめ

- (1)橋軸直角方向において、上層桁が支間中央部で降伏することがわかった。これは、デッキ端部にSS材を使用しているため降伏点が低くなっていること、また、解析モデルにおいて質点間の部材距離が大きいため発生曲げモーメントが大きく評価されていることが原因として考えられる。
- (2)吊材に関しては、降伏を大きく超過し、応答塑性率 $\mu=7$ 程度という結果になった。地震力の繰り返し作用の影響を評価し、塑性化に対する安全性を確認しておく必要がある。
- (3)橋軸直角方向地震時において、アーチリブが面外へ倒れ込むことにより、支承へ大きな上揚力が作用し、支承の各部位の損傷位置を大きく超過することがわかった。ただし、これは、上部工端部の横桁を剛部材としてモデル化している影響で、アーチリブが面外へ倒れ込む場合に剛部材に大きな上揚力が作用しているためと考えられる。

表-5 支承の照査結果

照査箇所	項目	応力度 (kgf/cm ²)	倍率	判定
ピン	引張	13393 > 3100	4.32	Out
	支圧(ピン)	1723 < 2125	0.81	Ok
	せん断	7269 > 1700	4.28	Out
上弦	支圧(突起)	17042 > 4250	4.01	Out
	せん断(突起)	7269 > 1700	4.28	Out
	曲げ(橋軸)	5893 > 4250	1.39	Out
下弦	曲げ(橋直)	4855 > 4250	1.14	Out
	支圧	12300 > 4250	2.89	Out
キャップ	曲げ	32831 > 2800	11.73	Out
	せん断	11725 > 1600	7.33	Out
セットボルト	引張	49220 > 3250	15.14	Out

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編, 2002.3
- 2) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 II鋼橋編, 2002.3
- 3) (社)日本土木学会：鋼構造物設計指針 PARTA 一般構造物, 1997.5

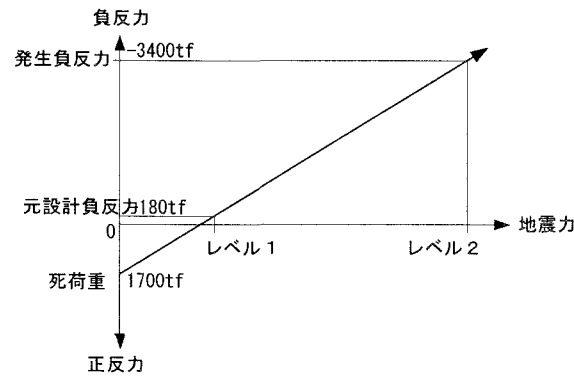


図-14 支承へ作用する負反力(橋軸直角方向解析時)