

大規模地震動に対する鋼斜張橋全体系の非線形動的解析（その2）

吉澤 努¹・川神 雅秀²

¹正会員 工修 大日本コンサルタント 技術本部耐震技術室（〒170-003豊島区駒込三丁目23番1号）

²正会員 工博 大日本コンサルタント 技術本部耐震技術室（〒170-003豊島区駒込三丁目23番1号）

1. はじめに

筆者らはこれまで、2径間連続鋼斜張橋を対象とした非線形動的解析の結果を行い、下部構造や鋼製主塔のモデル化手法や幾何剛性が橋の応答に与える影響を検討してきた^{1,2)}。

本文では、引き続き2径間連続鋼斜張橋を対象とした非線形動的解析を実施し、塔基部の弾塑性梁要素のモデル化手法と、水平方向の地震動と鉛直方向の地震動を同時に入力した場合の斜張橋の応答について検討を行った。

2. 解析条件

(1) 解析モデル

解析対象橋りょうを図-1に示す。文献^{1,2)}と同様な、2径間連続鋼斜張橋である。支間長は190m+190m。ケーブルは一面吊りであり、塔基部と主げたは剛結構造である。地盤条件はⅢ種地盤、重要度区分はB種の橋、地域区分はA地域である。

解析モデルは、文献^{1,2)}と同様な三次元骨組モデルとした。モデルの非線形性は、材料非線形と、幾何学的非線形を考慮した。材料非線形はRC橋脚、鋼製主塔の基部およびケーブルについて考慮した。RC橋脚および塔基部のモデル化は以降の各章で述べる。ケーブルは圧縮軸力

が発生しないものとした。幾何学的非線形の影響を考慮する方法はUpdate Lagrange法を用いた。

(2) 幾何学的非線形を考慮した固有振動特性

表-1に本橋を対象とした固有値解析結果を示す。解析条件は幾何学的非線形を考慮しない場合と考慮した場合の2ケースである。

いずれの固有振動モードについても、幾何学的非線形を考慮することで、固有周期がわずかに長くなっていることが示されている。中でも、1次および2次の固有振動モードについては、固有周期の増分が2.5%程度および3.5%程度であり、これらのモード形状に、幾何学的非線形の影響が比較的良好に現れていることが分かる。

図-2に、1次および2次の固有振動モード図を示す。

1次の固有振動モードは、斜張橋面内方向の非対称な主げた鉛直たわみ、2次の固有振動モードは、主塔の橋軸直角方向たわみのモードである。

(3) 解析条件

地震応答解析の解析手法はNewmarkの β 法による直接積分法とし、 $\beta=0.25$ を用いた。積分時間間隔は0.02秒とした。解析プログラムは(株)構造計画研究所のResp-3T/Bを使用した。

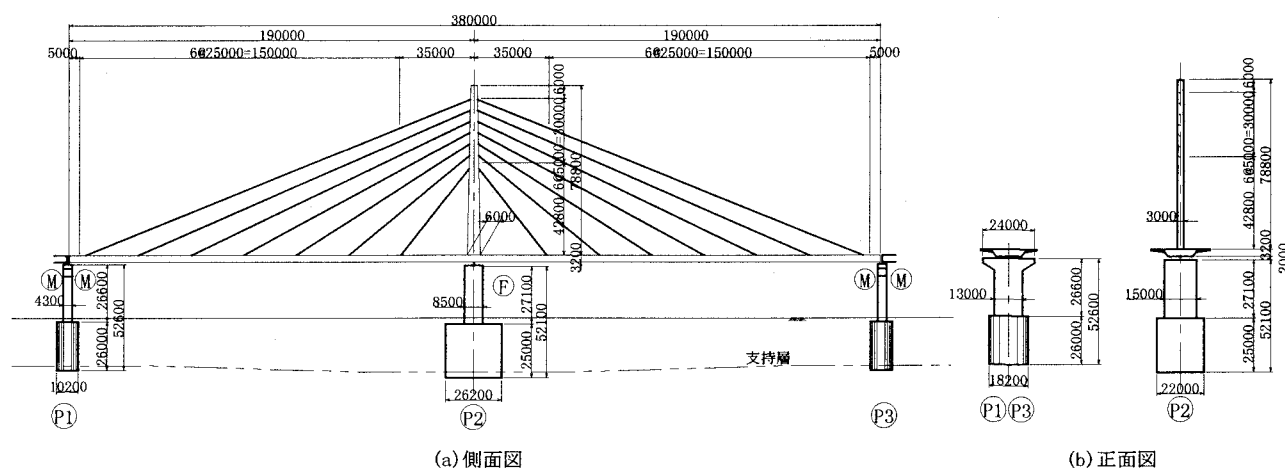


図-1 解析対象橋りょう

表-1 解析対象橋りょうの固有周期

次数	固有周期(sec)		固有周期 の比 ②/①
	幾何学的非線形を ①無視	②考慮	
1	2.863	2.933	1.025
2	2.551	2.640	1.035
3	1.336	1.342	1.005
4	1.228	1.233	1.004
5	1.094	1.101	1.006
6	1.043	1.045	1.002
7	0.925	0.941	1.017
8	0.797	0.801	1.005
9	0.776	0.778	1.003
10	0.765	0.774	1.012

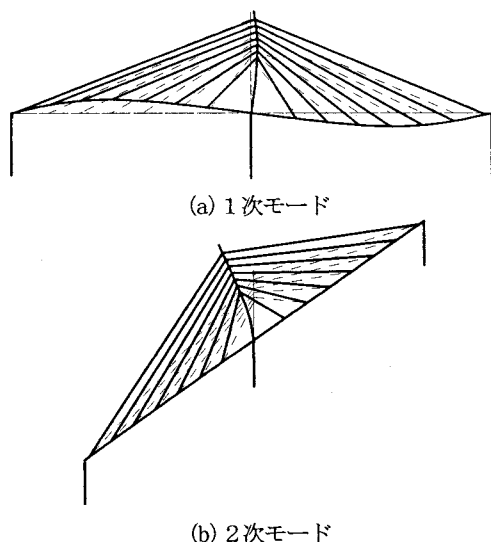


図-2 固有周期振動モード図

3. 鋼製主塔モデル化手法の検討

本斜張橋では、タイプⅠ地震動を橋軸直角方に入力した解析時に、主塔基部の鋼材が降伏し、非線形領域に入ること、また、主塔の応答に、主塔基部のモデル化手法の影響が現れることが示された²⁾。ここでは、主塔基部のモデル化手法を新たに2種類用い、以前の解析と比較して、主塔の地震時の応答がどのように変化するかを検討した。

なお、本解析では、RC橋脚のモデル化は、発生断面力が降伏耐力を下回ったことから、降伏剛性を用いた等価線形モデルとした。

(1) 主塔基部のM-φ関係

主塔基部の断面を図-3に示す。この断面を対象に、平面保持を仮定して断面分割法により曲げモーメント-曲率関係(M-φ関係)を算出すると、図-4の通りとなる。M-φ関係は、圧縮縁降伏以降勾配が変化し、引張縁の降伏後に勾配がきわめて小さくなり、全塑性モーメントに漸近している。

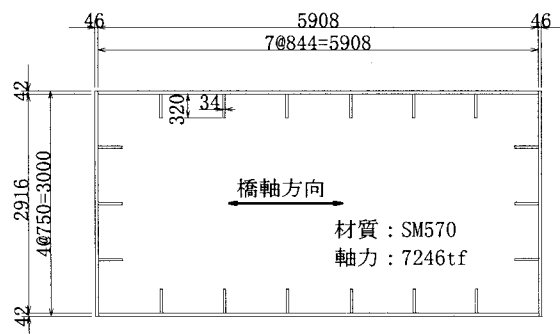


図-3 塔基部の断面構成

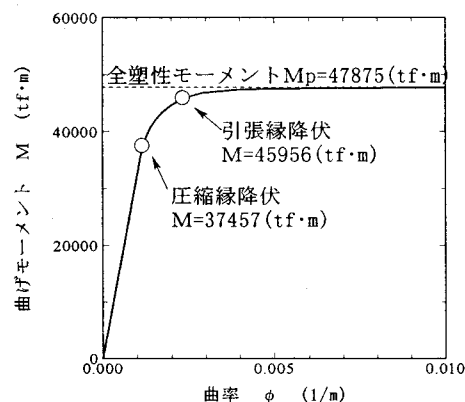


図-4 塔基部のM-φ関係

なお、鋼材の応力度-ひずみ関係($\sigma - \epsilon$ 関係)は、圧縮、引張ともに、基準降伏点以後の勾配をゼロとしたバイリニアモデルとした。

(2) 文献²⁾のモデル(モデル1)

文献²⁾の塔基部のモデル化におけるModel 1は、図-5(a)に示したように、曲げモーメントが全塑性モーメントに達したときにM-φ曲線の勾配がゼロとなる、完全弾塑性バイリニアモデルである。本検討では、このケースをモデル1とし、以降のモデルとの比較を行った。

(3) 阪神高速道路公団のモデル(モデル2)

阪神高速道路公団では、薄肉補強断面を有する鋼製橋脚の弾塑性挙動を解析する際、(1)と同様の仮定により算出したM-φ関係をもとに、圧縮縁降伏と引張縁降伏の2点で剛性が変化するトリリニアモデルを用いている³⁾。

本文でも、同様のモデル化を行い、これを図-5(a)に示すモデル2とした。ここで、断面のM-φ関係は、等価断面への換算を行わず、リブ付きの断面を直接用いて算出している。すなわち、モデル1と同一のM-φ関係を参照している。

断面の終局状態は文献³⁾に従い、圧縮縁のひずみが終局ひずみ ϵ_u に達したときとした。終局ひずみの値は、本橋では補剛材剛比が $\gamma/\gamma^* = 2.32 < 3$ であったことから、 $\epsilon_u = 10 \epsilon_y$ を用いた。ここで、 ϵ_y は鋼材の降伏ひずみを示

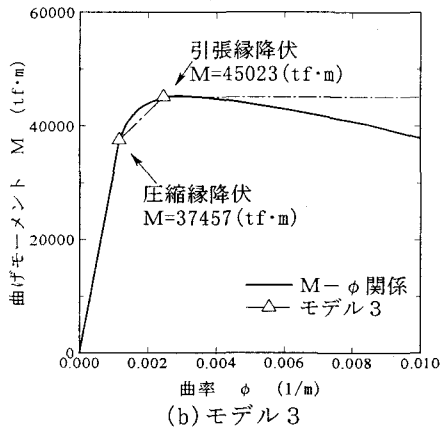
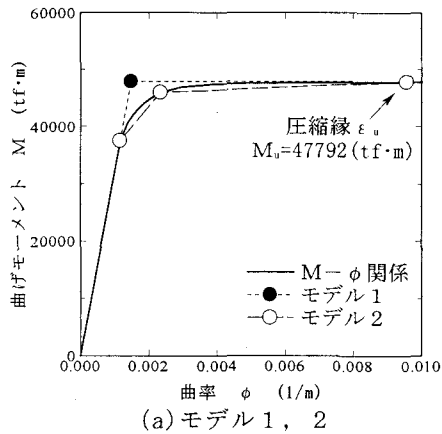


図-5 塔基部の非線形性のモデル化

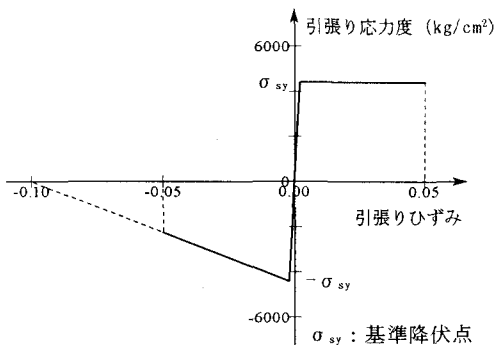


図-6 鋼材の応力度-ひずみ関係 (モデル3)

す。

(4) 圧縮側劣化型の σ - ϵ 関係によるモデル (モデル3)

モデル1およびモデル2では、断面の M - ϕ 関係に圧縮板の局部座屈の影響が考慮されていない。塔の応答をより正確に再現するためには、全体座屈および局部座屈の影響を考慮する必要がある。全体座屈の影響は、本解析では、幾何学的非線形性を考慮するために、その影響が考慮される。局部座屈の影響は、本解析では、圧縮を受ける鋼材の降伏後の σ - ϵ 関係を、図-6に示すように負勾配で表すことで考慮するものとした。

長嶋らは、鋼製橋脚を有する免震橋の動的解析において、鋼製橋脚基部の M - ϕ 関係を算出するために、平成8年版道路橋示方書⁹⁾に示された、コンクリート充填部の

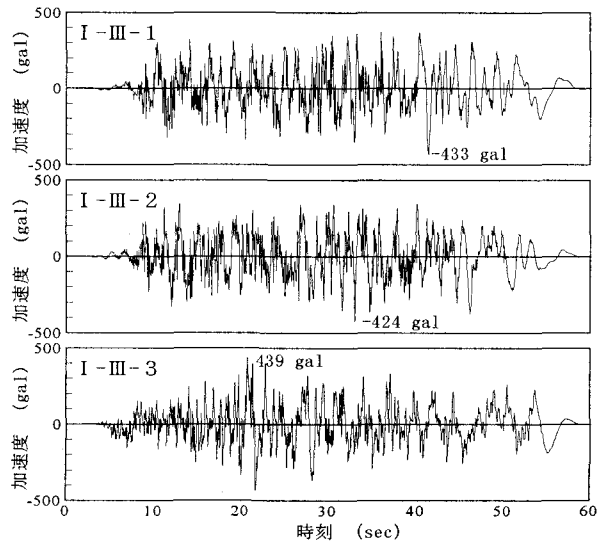


図-7 入力地震動 (タイプI, III種地盤)

鋼材に対する σ - ϵ 関係を、中空部の断面についても採用している⁹⁾。本文のモデル3もこれに準じたものである。このように圧縮側劣化型の σ - ϵ 関係を用いることは、圧縮板の耐力低下を弾塑性梁要素の M - ϕ 関係に反映することを容易にするが、道路橋示方書に示されたモデルが局部座屈の影響を正確に再現するものではないことが、問題点として指摘される。

モデル3による主塔基部の M - ϕ 関係は図-5(b)の通りである。引張縁降伏直後に曲げモーメントは最大値を示し、以降は負勾配となっている。

モデル3の終局状態は、文献⁹⁾によると引張縁降伏時とされ、それ以降の勾配の変化は考慮されていない。本解析では、解析上の M - ϕ 関係を、引張縁が降伏した後、 M - ϕ 関係の勾配をゼロとしたトリリニアモデルとした。

なお、動的解析における履歴モデルは、モデル1は正規バイリニア、モデル2、3は正規トリリニアとした。

(5) 入力地震動

入力地震動は、文献⁷⁾に示された時刻歴応答解析標準波形を用いた。前回の検討¹²⁾において、橋軸直角方向地震時の塔基部の断面力はタイプI地震動の方が卓越していたことから、ここでは、タイプI地震動の加速度波形を用いた。入力波形の違いが応答値に与える影響を検討するために、III-I-1、III-I-2、III-I-3の3波形を用いた。入力地震動の波形図を図-7に示す。

(6) 解析結果

表-2に主塔の最大応答値を示す。モデル1については、I-III-1地震動以外の地震動では主塔基部の断面力が全塑性モーメントに到達せず、線形領域の応答となった。モデル2とモデル3では、いずれの地震動に対しても主塔基部の断面力が圧縮縁降伏時の曲げモーメントを上回

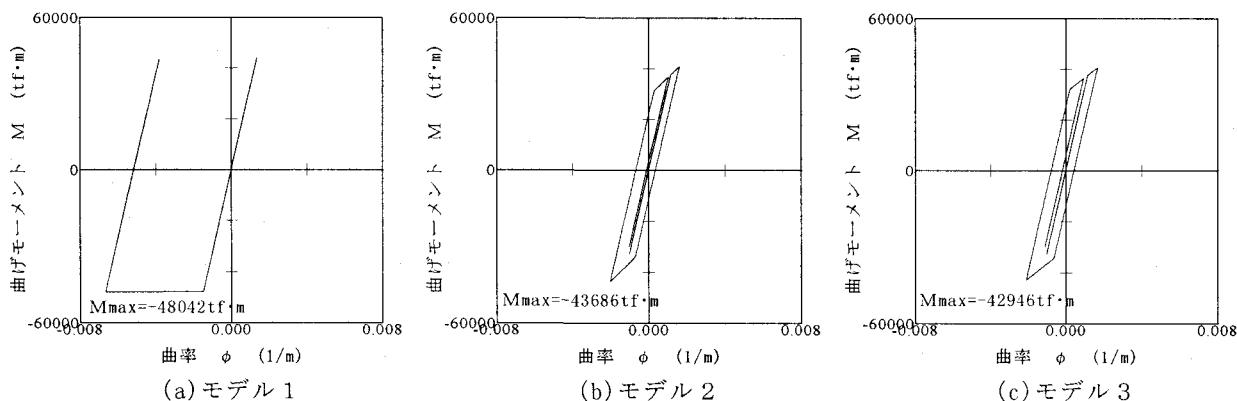


図-8 塔基部のM- ϕ 履歴 (I-III-1)

表-2 橋軸直角方向地震に対する主塔の最大応答値

応 答 値		入力地震動 (タイプ I)		
		I-III-1	I-III-2	I-III-3
塔頂の 加速度 (gal)	モデル 1	2433	1878	2155
	モデル 2	2470	1919	2203
	モデル 3	2493	1932	2203
塔頂の 変位※ (m)	モデル 1	3.507	2.971	2.963
	モデル 2	3.308	3.010	3.029
	モデル 3	3.276	3.009	3.023
塔基部の 曲げモーメント (tf·m)	モデル 1	48042	42678	42629
	モデル 2	43686	41202	41466
	モデル 3	42946	40924	41104
塔基部の せん断力 (tf)	モデル 1	660	592	616
	モデル 2	606	576	601
	モデル 3	609	578	593

※変位は地震動に対する相対変位

り、非線形応答を示した。また、モデル2とモデル3の応答値は、かなり近い値を示した。

I-III-2およびI-III-3地震動で主塔の最大応答値を比較すると、モデル2、3では主塔基部が降伏しているため、線形領域にあるモデル1と比較して変位が若干大きく、主塔基部の曲げモーメント、せん断力は若干小さい値となった。しかし、塔頂部の加速度波、モデル2、3の方が若干大きい値を示した。

I-III-1地震動では、モデル1の主塔基部にも塑性変形が生じている。断面力を他のモデルと比較すると、剛性の変化点を全塑性モーメントと高く設定しているため、塔基部の曲げモーメント、せん断力ともに、モデル1の方が大きい。一方、塔頂の応答変位は3.507mで、20cm程度、モデル2、3より大きい値となっている。塔頂の応答加速度は、逆にモデル2、3の方が若干大きい値となった。

図-8に、最も大きい応答値を示したI-III-1地震動に関する塔基部のM- ϕ 履歴を示す。

モデル1とモデル2では、同じM- ϕ 関係を参照してモデル化を行っているにもかかわらず、ループの形状にかなりの違いが現れている。モデル2が安定した形状の

ループを描いているのに対し、モデル1は断面力が全塑性モーメントに達した時点で変位が急増し、その後変形が残留している。モデル1とモデル2の比較から、同じM- ϕ 関係を想定しても、解析モデル上の剛性の変化点の設定の違いにより、算出される応答値に大きい違いが生じることが分かる。また、モデル1の方が剛性の変化点を高く設定しているにもかかわらず、曲率の最大値や塔頂の変位が大きく算出された点は興味深い。

モデル3は、モデル2とよく似たループを描いている。圧縮縁の降伏まではモデル2とモデル3のM- ϕ 関係は同一であり、圧縮縁降伏後の勾配がモデル3の方がやや緩やかである。これを反映して、モデル3の方が応答曲率がやや大きい。引張縁が降伏する耐力や、それ以降のM- ϕ 関係の勾配は、モデル2と3で違いがあるが、本解析では応答値が引張縁降伏に達しなかったため、それらによる違いは現れなかった。

4. 鉛直方向の地震動の影響

斜張橋において、水平方向と鉛直方向の2方向の地震動を同時に考慮した場合、橋の動的応答にどのような影響が表れるのか検討するため、兵庫県南部地震において観測された地震動を入力して解析を行った。

なお、RC橋脚のモデル化は、文献²⁾のRC橋脚のモデル化におけるModel 2と同様とした。また、主塔基部のモデル化は3章のモデル1と同一とした。すなわち、断面力が全塑性モーメントに達するまで要素の応答は線形である。

(1) 入力地震動

入力地震動は1995年兵庫県南部地震の際に東神戸大橋で観測された加速度波形のうち、地表面におけるN12W方向の水平地震動と鉛直方向の地震動を用いた。

入力地震動の時刻歴波形を図-9に、加速度応答スペクトルを図-10に示す。本波形は、加速度の最大値は鉛直

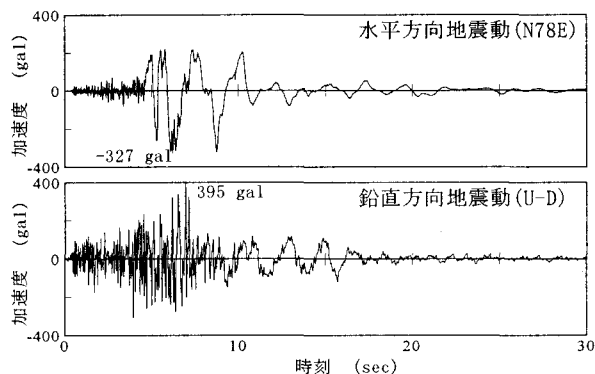


図-9 入力地震動（東神戸大橋地表観測波）

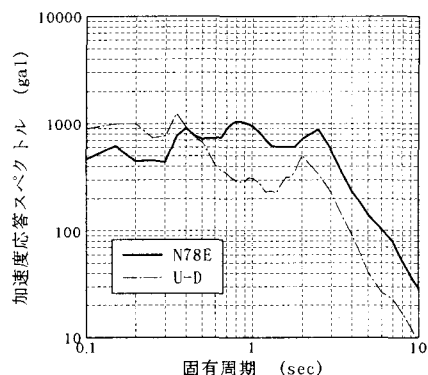


図-10 入力地震動の加速度応答スペクトル

方向の地震動が水平方向の地震動より大きい値を示している。加速度応答スペクトルと比較すると、鉛直方向の地震動は固有周期0.4秒より短周期側でスペクトルが大きく、それより長周期側では水平方向の地震動のスペクトルが大きい。

(2) 橋軸方向の解析

橋軸方向の解析による、斜張橋の最大応答値を表-3に示す。主塔や主げたの最大応答値は、一連の部材における分布の最大値である。

鉛直地震動を考慮することにより、塔基部の軸力やケーブル張力、主げたの鉛直方向の変位や断面力などの最大応答値が増加している。一方、塔およびP2橋脚の曲げモーメントやせん断力には顕著な違いが見られない。塔の断面力は、軸力の増分を考慮しても弾性範囲内であった。また、ケーブル張力は常に引張であり、圧縮は生じなかった。P2橋脚基部の断面力も、降伏耐力を下回った。

主げたの鉛直方向の加速度および変位応答波形を図-11に示す。主げたの鉛直方向の応答は、水平加振のみによっても生じている。これは、主塔の橋軸方向の変位にともない、ケーブル張力が変動することによる。水平加振のみによる鉛直方向の主げたの振動は、加振の後半の波形から固有周期約3秒であり、図-2に示す1次の固有振動モード（固有周期2.933秒）の影響が大きいと考えら

表-3 橋軸方向の解析結果

応 答 値			加 振 方 向	
			水平のみ	水平+鉛直
主 げ た	変位 (m)	橋軸方向	0.151	0.154
		鉛直上向き	0.250	0.349
		鉛直下向き	-0.410	-0.441
	軸力 (tf)	橋軸方向	7030	7363
		鉛直曲げ最大	6453	7149
		鉛直曲げ最小	-5796	-7148
主 塔	鉛直方向せん断力 (tf)		421.6	496.1
	最大変位 (m)		0.128	0.169
	塔基部軸力 (tf)		7181	8591
	曲げモーメント (tf・m)		8268	8234
	せん断力 (tf)		538.2	535.7
ケ ー ブ ル	ケーブル 張力 (tf)	最上段	1223	1222
		第2段	1169	1284
		第3段	1126	1283
		第4段	1084	1314
		第5段	1008	1232
		第6段	793	921
		最下段	818	878
P 2 橋脚	天端の変位 (m)		0.097	0.097
	基部の曲げ (tf・m)		138449	138476
	基部のせん断力 (tf)		6102	6102

※変位は地震動に対する相対変位

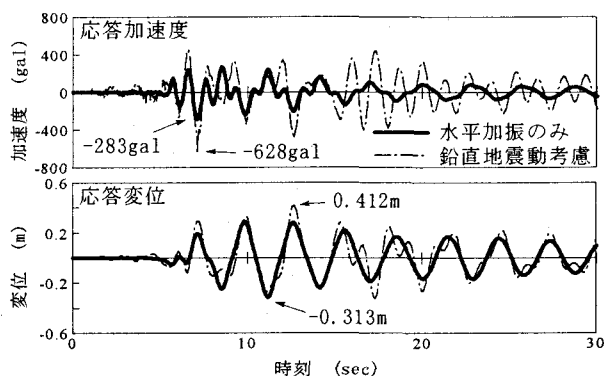


図-11 主げたの鉛直方向応答波形（P1橋脚から55m）

れる。

鉛直方向の地震動との同時加振では、主げたの応答波形には周期の短い波形が現れている。変位波形に着目すると、水平方向の地震動による主げたの鉛直振動に、鉛直方向の地震動による周期の短い振動が重ね合わされた波形を示しており、最大応答値も水平加振のみの場合より大きい値を示している。

以上より、主げたやケーブルなどについて地震時の断面力を照査する場合は、水平方向だけでなく、鉛直方向の地震動の影響も考慮する必要があると考えられる。

(3) 橋軸直角方向の解析

橋軸直角方向の解析による、最大応答値を表-4に示す。主塔や主げたの最大応答値は、表-3と同様に、一連の部材における分布の最大値である。

鉛直地震動を考慮することにより、主げたや主塔基部

表-4 橋軸直角方向解析結果

応 答 値			加 振 方 向	
			水平のみ	水平+鉛直
主 げ た	変位 (m)	橋軸直角方向	0.206	0.206
		鉛直上向き	0.028	0.172
		鉛直下向き	-0.038	-0.165
	軸力 (tf)		5569	6329
	水平曲げモーメント (tf・m)		60238	60244
	水平方向せん断力 (tf)		1414	1414
主 塔	最大変位 (m)		3.089	3.107
	塔基部軸力 (tf)		7419	8414
	曲げモーメント (tf・m)		43978	44261
	せん断力 (tf)		733.9	738.2
ケ ー ブ ル	ケーブル 張力 (tf)	最上段	1002	1006
		第2段	1120	1214
		第3段	1066	1236
		第4段	1010	1221
		第5段	923	1122
		第6段	698	834
		最下段	680	759
P 2 橋脚	天端の変位 (m)		0.078	0.078
	基部の曲げ (tf・m)		137136	137194
	基部のせん断力 (tf)		5773	5774

※変位は地震動に対する相対変位

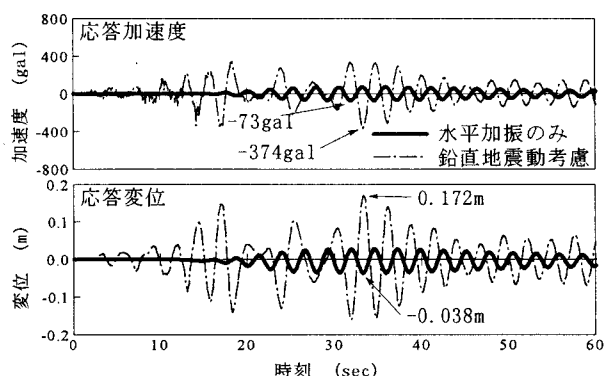


図-12 主げたの鉛直方向応答波形 (P1橋脚から55m)

の軸力、ケーブル張力の最大応答値が増加している。また、主塔の変位や基部の曲げモーメントも若干増加している。一方、その他の応答値には顕著な違いが見られない。塔の断面力は、軸力の増分を考慮しても全塑性モーメントを下回り、解析上は弾性範囲内であった。また、ケーブル張力は常に引張であり、圧縮は生じなかった。P2橋脚基部の断面力も、降伏耐力を下回った。

主げたの鉛直方向の加速度および変位の応答波形を図-12に示す。主げたの鉛直方向の応答は、水平方向のみの加振に対しても生じている。これは、幾何学的非線形を考慮したことにより、主塔の変形にともなってケーブル張力の変動が生じ、これにより主げたの鉛直振動が励起されているものと考えられる。しかし、その振幅は、最大でも加速度74gal、変位-38mmであり、橋軸方向の水平加振時の解析により生じる鉛直振動に比較してかなり小さい。

鉛直方向の地震動との同時加振では、主げたの応答波形には周期の短い波形が現れ、最大振幅は加速度374gal、変位172mmとなる。橋軸直角方向の地震時は、主げたの鉛直方向の応答に鉛直方向の地震動の影響が支配的となるが、応答値のレベルは橋軸方向加振時の応答値に比較して小さく、耐震設計上大きい問題にはならないと考えられる。

5. まとめ

本文では、まず、鋼製主塔の材料非線形に対するモデル化手法の検討を行った。弾塑性梁要素のM- ϕ 関係は、入力データにおける剛性の変化点をどこに設定するかが解析結果に大きく影響することが分かった。また、局部座屈の影響を、圧縮側劣化型 $\sigma-\epsilon$ 関係を用いて考慮する手法を試みたが、本解析ではその影響は顕著には現れなかった。局部座屈の影響をより正確に解析モデルに反映することが今後の課題である。

続いて、水平、鉛直二方向の地震動を同時入力した解析を行った。橋軸方向の地震時は、水平方向の地震動により生じる主げたやケーブルの応答値に、鉛直方向の地震動の影響が重ね合わされるため、これらの部材の断面力に鉛直地震動の影響は無視できない。橋軸直角方向の地震時は、主げたやケーブルの応答値は鉛直方向の地震動の影響が支配的であるが、応答値は橋軸方向地震時に比較して小さく、鉛直方向の地震動の影響は耐震設計上大きい問題にはならないと考えられる。

ここで報告した内容は、(財)土木研究センターに設置された耐震設計ソフトウェアに関する研究委員会(座長:川島一彦東京工業大学教授)で検討されたものを、発展、整理したものである。

参考文献

- 1) 吉澤努・川神雅秀: 大規模地震動に対する鋼斜張橋全体系の非線形動的解析, 第1回地震時保有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.257-260, 1998.1.
- 2) 吉澤努・川神雅秀・池谷正幸: 大規模地震動に対する鋼斜張橋の非線形動的解析, 第10回日本地震工学シンポジウム論文集, 1998.11.
- 3) 北沢正彦・堀江佳平・西岡啓治: 阪神高速道路における鋼製橋脚の耐震設計, 鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集, pp.17-22, 1997.5.
- 5) 日本道路協会: 道路橋示方書 V 耐震設計編, 1996.
- 6) 長嶋文雄・田中努・大丸隆・小林義明: 鋼製橋脚を有する既設橋の免震化による耐震効果, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.725-732, 1998.3.
- 7) 日本道路協会: 道路橋の耐震設計に関する資料, 1997.3.