

既設3径間連続鋼ラーメン橋の非線形動的解析について

李 重桓¹・石橋 治²・堂上 幸男³・大塚 久哲⁴

¹正会員 工修 第一復建株式会社 技術本部技術開発室（〒812-0016 福岡市博多区博多駅南3-5-28）

²正会員 工博 第一復建株式会社 技術本部構造部（〒812-0016 福岡市博多区博多駅南3-5-28）

³福岡北九州高速道路公社 北九州事務所工事課（〒802-0072 北九州市小倉北区東篠崎3-1-1）

⁴フェロー 工博 九州大学大学院教授 建設システム工学専攻（〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1）

1. まえがき

従来の連続鋼ラーメン橋は、一般的に耐力および変形性能が十分にあると考えられていたため、震度法に基づいた耐震設計のみが行われていた。ところが、平成7年1月に発生した兵庫県南部地震において、ラーメン橋およびラーメン橋脚にも被害が生じたことから、改正された道路橋示方書（平成8年12月）¹⁾では、ラーメン橋脚および地震時の挙動が単純なラーメン橋に対して地震時保有水平耐力法による耐震設計が導入された。

しかしながら、橋脚間の特性が大きく異なる場合、地震時の挙動が複雑であると予想される場合、あるいは、地震時の応答および抵抗メカニズムが未解明な構造物の場合には、地震時保有水平耐力法による耐震設計を行うには結果の信頼性の面で問題があると考えられる。したがって、このような場合には、地震時保有水平耐力法に比べて複雑で計算量も多くなるが、構造物の実際の挙動をより適切に評価できる非線形動的解

析による耐震設計が主流となっている。

本論文は、地震時保有水平耐力法の適用が困難であると思われる3径間の連続鋼ラーメン橋の面内方向について非線形動的解析を行い、耐震安全性について検討を行った。また、同様のモデルを用いて水平震度を漸増させる静的解析を行い、地震時保有水平耐力法による照査も試みた。

2. 解析モデル

解析対象には、図-1に示す既設の3径間連続鋼ラーメン橋を用いた。また、解析に用いた橋梁全体系のモデルを図-2に示す。

本解析では、面内方向の耐力および挙動に着目しているため、可動支承であるP10橋脚およびP13橋脚は解析モデルに考慮しないこととした。

設計条件を表-1に示す。本橋梁の設計に用いられた道路橋示方書は昭和55年度のものであり、鋼製橋脚の充填コンクリートの高さや縦補剛材の剛比など、

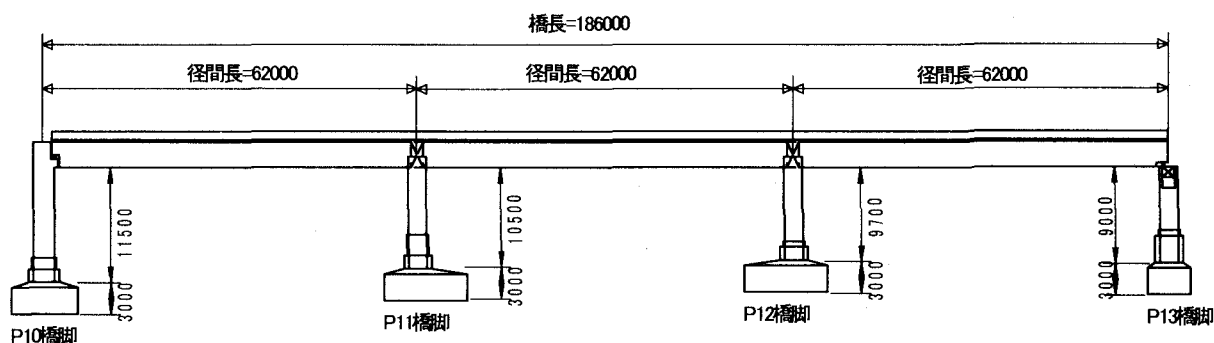


図-1 解析対象橋梁の全体側面図（単位：mm）

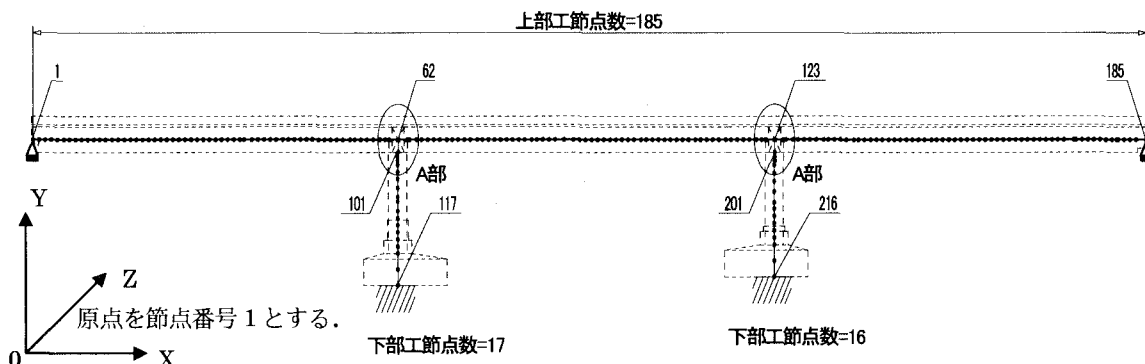


図-2 橋梁全体系のモデル

現行の設計基準を満足していないところもあり、兵庫県南部地震のような大規模な地震動が発生する場合には、鋼製橋脚部での局部座屈の先行による破壊形態も考えられる。したがって、座屈を考慮したモデル化を行う必要があるが、局部座屈による破壊の可能性は低いと思われ、曲げによる破壊形態を想定したモデル化を行った。

(1) 上部工

本解析は、橋脚の非線形性に注目しているため、上部工の剛性については、全断面を有効とする線形はり要素とした。図-2 中に示す数値は節点番号であり、上部工には 185 個の節点を設けた。また、図-3 (図-2 中の A 部拡大図) のように橋脚との結合部には剛域を設けた。() 内外の数字は、それぞれ P11, P12 橋脚付近に設けた節点番号である。

(2) 下部工

P11 および P12 橋脚のコンクリート充填部と非充填部に、種類が異なる非線形はり要素を用いた。まず、コンクリート充填部にはバイリニア (0-My-MuII)，非充填部にはトリリニア (0-My-MuI-MuII) とする材料非線形特性を有するはり要素を用いた。非線形はり要素の骨格曲線を図-4 に示す。

要素分割においては、塑性ヒンジの発生位置およびヒンジ長などが想定しにくいことを考慮し、できる限り細かい分割を行った。図-3 中の D はダイヤフラムの位置を示し、点線は断面の変化部を示す。

(3) 地盤およびフーチング

フーチング部は剛域としてモデル化し、基礎形式が直接基礎であるため、フーチング底面は固定とした。

(4) 材料非線形特性

鋼製橋脚部の材料非線形特性の曲げモーメント～曲率の関係は、道路橋示方書¹⁾の規定に基づいて算出した降伏点および終局点を用いたバイリニアと、阪神高

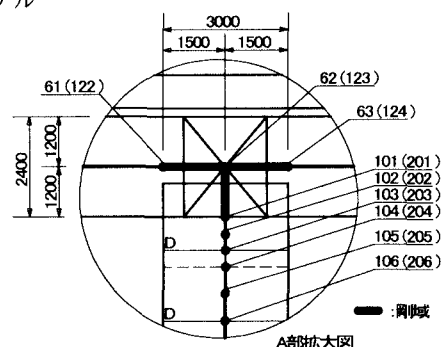


図-3 A部（橋脚と上部工の結合部）の詳細

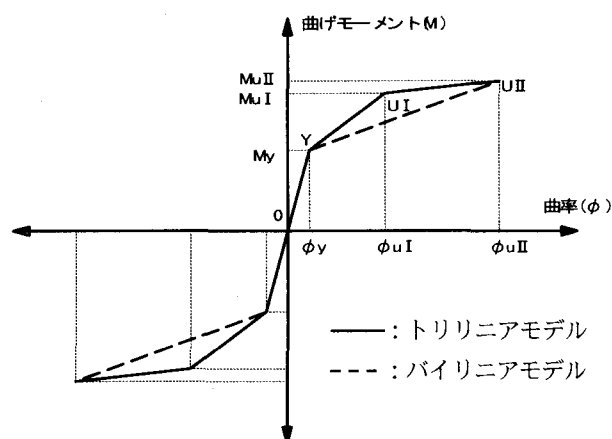


図-4 非線形はり要素の骨格曲線

表-1 当初の橋梁設計条件

道路規格	・第2種 第2級
形式	・箱桁形式の鋼3径間連続ラーメン橋
橋格	・1等橋 (TL-20)
橋長	・186.00m (62.00+62.00+62.00)
幅員	・12.00m (有効幅員)
線形	・直線
設計震度	・ $k_h=0.13$
使用材料	・鋼材：SS41, SM50Y, SM58 ・鉄筋：SD345 ・コンクリート：160kgf/cm ²
適応示方書	・福岡北九州道路公社「鋼構造物設計基準」(昭和57年1月) ・日本道路協会「道路橋示方書・同解説」(昭和55年2月)

速道路公団の既設鋼製橋脚の耐震補強設計要領²⁾に基づいたトリリニアを、それぞれコンクリート充填部および非充填部に用いた。非充填部のM- ϕ 関係は、次のような流れに従って算出した。

- ①等価断面の算出
 - ②降伏時の曲げモーメント・曲率の算定
 - ③側板引張縁降伏時の曲げモーメント・曲率の算定
 - ④終局時の曲げモーメント・曲率の算定
- 降伏時、側板引張縁降伏時および終局時については次のように仮定した。また、終局ひずみは補剛材剛比の範囲から仮定し、降伏ひずみの 10 倍を終局ひずみとして用いることにした。

- ・降伏時 (My)：鋼製橋脚のある断面で、圧縮側の鋼板が降伏ひずみ (ϵ_y) に達したときとする。
- ・側板引張降伏時 (Mu I)：引張側の鋼板が終局ひずみに達したときとする。圧縮側の側板には塑性化領域が存在する。
- ・終局時 (Mu II)：圧縮側の鋼板が終局ひずみ (ϵ_u) に達したときとする。

3. 固有値解析

(1) 解析手法

固有値解析手法には、まず低次の固有値・固有ベクトルを求め、その結果をもとに順次高次の値を求めるサブスペース法を用いた。

(2) 解析結果

固有値解析結果を表-2 に示す。表中の X(%), Y(%), Z(%)は、それぞれ橋軸方向、鉛直方向、橋軸直角方向へ働く累積有効質量比である。

表-2 の解析結果は、橋軸方向の振動モードより橋軸直角方向および鉛直方向の振動モードが低次で現れ、橋軸方向の主要な振動モードは 6 次および 10 次であった。これは、本解析モデルの場合、径間長に比べて橋脚高さが低いことや上部工の剛性が小さいことなどが原因であると考えられる。

図-5 に全体 Rayleigh 減衰定数の算出に用いた橋軸方向の振動モードを示す。それぞれの刺激係数は 13.3679 と 7.9947 である。また、橋軸方向の固有周期は 0.369 秒であり、地域別補正係数を考慮して震度法に用いる設計水平震度を算出すると 0.14 となる。これは、橋梁設計時の設計水平震度 0.13 と比較しても大差のない値であり、震度法レベルの設計では現行と比べ、大きな差は生じないものと予想される。

(3) 減衰の設定

非線形動的解析に用いる減衰は、全体 Rayleigh 減

表-2 固有値解析の結果

次数	周期および振動数		累積の有効質量比		
	Sec	Hz	X(%)	Y(%)	Z(%)
1	0.738	1.355	6.0	0.0	0.0
2	0.668	1.498	6.0	14.0	0.0
3	0.572	1.749	6.0	14.0	54.0
4	0.489	2.043	6.0	47.0	54.0
5	0.442	2.263	6.0	47.0	55.0
6	0.369	2.709	41.0	47.0	55.0
7	0.297	3.369	41.0	47.0	59.0
8	0.261	3.837	41.0	47.0	59.0
9	0.245	4.083	50.0	47.0	59.0
10	0.209	4.790	63.0	47.0	59.0

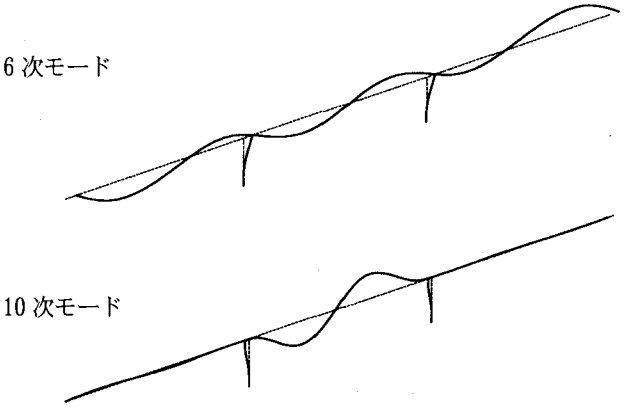


図-5 橋軸方向の振動モード

表-3 全体 Rayleigh 減衰

f_1	f_2	h_1	h_2	α	β
2.709	4.790	0.023	0.022	0.4777	0.0009

衰定数を用い、橋軸方向の主要振動モードの 6 次および 10 次での減衰定数と等価となるように α と β を決定した。また、各部材の要素別減衰定数は、上部工に 1.0%、下部工に 2.0%を用いた。

計算結果を表-3 に示す。

4. 非線形動的解析

(1) 解析手法

非線形動的解析の解析手法としては、積分法を NEWMARK β (一定加速度法 $\beta=0.25$) 法とする直接積分法を用いた。入力地震動の時間ステップは 0.01 秒とし、積分ステップ数は 3000 とした。減衰は固有値解析結果から算定した減衰定数を用いた。

(2) 入力地震動

道路橋示方書によると、「解析に用いる入力地震動

は既往の代表的な強震記録を、規定している加速度応答スペクトルに近い特性を有するように振動数領域で振幅調整した加速度波形を用いる」ことになっている。したがって、本解析では、兵庫県南部地震で得られた強震記録の中から、振幅調整したⅠ種地盤における3つの波形を入力地震動として用いた。また、架橋地域を考慮した地域別補正係数による入力地震動の補正を行った。その入力地震動の名称と最大加速度(gal)を表-4に示す。

(3) 自重解析

非線形動的解析を行うにあたり、橋脚の初期軸力を算定する必要があるため、自重解析を行った。

自重解析結果の変位、せん断力および曲げモーメントを図-6に示す。図中の数値は各部分の代表的な応答値である。自重による応答値は、各断面の弾性範囲内に留まっている。

(4) 軸力変動の影響

ラーメン橋は水平部材の軸力の変動にともない、鉛直部材の軸力も変動するため、橋脚部材の材料定数(M- ϕ 関係)は軸力変動を考慮する必要がある。そこで、本解析モデルにおける軸力変動の影響を検討するため、軸力変動を考慮したモデルと考慮しないモデルの2種類の材料モデルを作成し、非線形動的解析を試みた。入力地震動には神戸海洋気象台(N-S)を用いた。数値計算結果を表-5に示す。

なお、本来は非充填部に用いたトリリニアモデルでの軸力変動を考慮した解析を行うことが望ましいが、使用した解析プログラムの制約上、トリリニアモデル

地盤種別	年度	地震名	最大gal
Ⅰ	1995	神戸海洋気象台 (N-S)	568.4
	1995	神戸海洋気象台 (E-W)	536.1
	1995	猪名川架橋地 (N-S)	546.0

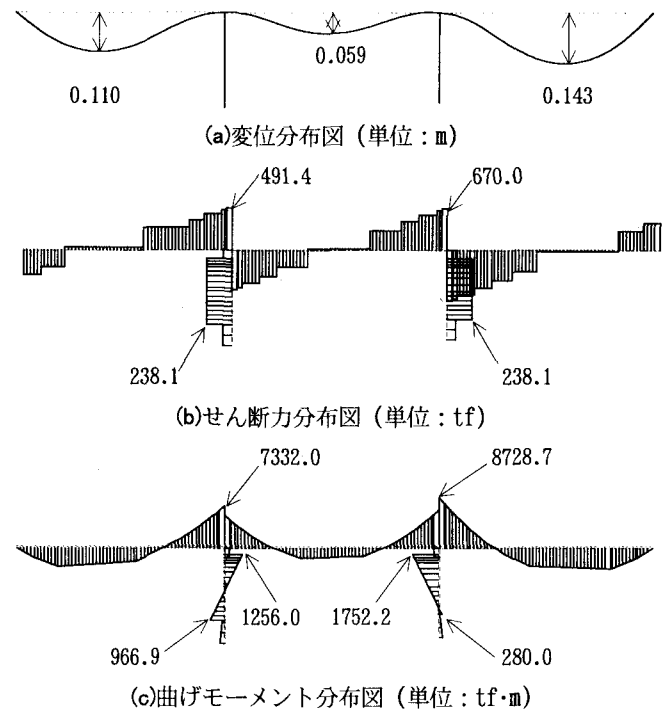


図-6 自重解析の結果

は軸力変動を考慮できないのでバイリニアモデルに置き換えて解析を行った。トリリニアモデルからバイリニアモデルへの変換は、図-4の骨格曲線を参考に0-

表-5 軸力変動の有無による曲げ応答値の比較

番号	最大応答値			最小応答値			番号	最大応答値			最小応答値		
	軸力無し	軸力有り	差(%)	軸力無し	軸力有り	差(%)		軸力無し	軸力有り	差(%)	軸力無し	軸力有り	差(%)
101	6135.2	6123.9	0.184	2738.8	2736.4	0.088	201	7920.2	7928.6	0.106	3612.0	3596.8	0.421
102	5706.1	5694.4	0.205	2477.7	2479.5	0.073	202	7363.8	7372.9	0.124	3281.5	3265.9	0.475
103	5283.5	5273.6	0.187	2221.9	2223.0	0.050	203	6807.0	6817.0	0.147	2950.7	2935.2	0.525
104	4779.4	4771.3	0.169	1893.0	1893.5	0.026	204	6032.8	6043.7	0.181	2541.2	2525.6	0.614
105	4436.6	4434.3	0.052	1510.4	1509.6	0.053	205	5248.6	5260.4	0.225	2706.2	2691.6	0.540
106	4728.3	4727.0	0.027	1674.6	1672.4	0.131	206	5482.5	5496.5	0.255	3570.0	3552.3	0.496
107	5062.9	5062.6	0.006	2355.5	2351.4	0.174	207	5920.4	5933.4	0.220	4582.9	4561.4	0.469
108	5350.6	5351.3	0.013	2906.0	2898.2	0.268	208	6327.9	6341.3	0.212	5154.4	5131.0	0.454
109	5647.6	5649.2	0.028	3787.0	3776.2	0.285	209	6588.7	6602.5	0.209	5507.3	5482.8	0.445
110	6394.4	6394.5	0.002	4832.9	4818.7	0.294	210	7114.4	7128.9	0.204	6710.5	6674.8	0.532
111	7240.4	7240.5	0.001	5726.4	5709.4	0.297	211	8079.8	8039.5	0.499	7681.6	7696.9	0.199
112	8089.4	8089.6	0.002	6620.1	6600.2	0.301	212	9507.5	9485.5	0.231	8248.1	8264.2	0.195
113	8940.5	8940.6	0.001	7512.9	7490.1	0.303	213	10974.0	10960.0	0.128	8813.6	8830.5	0.192
114	9792.7	9792.9	0.002	8404.0	8378.4	0.305	214	12278.0	12219.0	0.481	9377.8	9395.6	0.190
115	10647.0	10647.0	0.000	9337.3	9337.3	0.000							

単位: tf·m

表-6 各地震動ごとの解析結果

		神戸海洋気象台 (N-S)		神戸海洋気象台 (E-W)		猪名川架橋予定地 (N-S)	
		P11 橋脚	P12 橋脚	P11 橋脚	P12 橋脚	P11 橋脚	P12 橋脚
天端	応答加速度(gal)	1022	1008	881	850	883	854
	応答変位(cm)	3.8602	3.4559	3.0099	2.8187	3.9814	4.1412
基部	応答曲げ(tf・m)	10647	12278	8766	11053	12002	11938
	降伏時の曲げ	11917	11898	11917	11898	11917	11898
	応答曲率(1/m)	1.03E-03	1.74E-03	8.45E-04	1.07E-03	1.28E-03	1.21E-03
	降伏時の曲率	1.15E-03	1.15E-03	1.15E-03	1.15E-03	1.15E-03	1.15E-03

My-Mu I -Mu II を 0-My-Mu II とした。

表中の番号は、101～115 が P11 橋脚に、201～214 が P12 橋脚に設けた要素番号を示す (図-3 参照)。表より、軸力変動による応答値の差は最大で 0.6% 程度であり、その影響はほとんどないことがわかった。その原因としては、橋脚高さが橋梁全体系からみて比較的に低いことと、応答値がほとんどの要素で降伏値を下回る結果となったことが考えられる。

この検討結果から、本解析モデルでは軸力変動を考慮する必要がないことが明らかとなったため、以後の解析は軸力変動を考慮しないバイリニアおよびトリリニアモデルを用いて行う。

(5) 解析結果

表-4 に示す入力地震波を用いて非線形動的解析を行った結果を表-6 に示す。表中の網掛け部は各橋脚ごとの最大応答値を示す。

両橋脚天端の応答変位には、節点番号 62 (P11 橋脚) および 123 (P12 橋脚) の値を用いた。また、橋脚基部での応答値には、要素番号 115 (P11 橋脚) および 214 (P12 橋脚) の値を用いた。

応答変位は両橋脚ともに猪名川架橋予定地 (N-S)

の入力地震動で最大であった。応答加速度は神戸海洋気象台 (N-S) の入力地震動で最大値を記録し、入力約 2 倍程度で応答したことより、橋梁全体系としては、概ね弾性的な挙動を示していると思われる。P11 橋脚基部での応答値は、猪名川架橋予定地 (N-S) の入力地震動で最大となり、P12 橋脚基部での応答値は、神戸海洋気象台 (N-S) で最大となった。また、P12 橋脚基部での応答値はすべての入力地震動で降伏値を超えているものの、その超えた量はごく僅である。

図-7 および図-8 に、各入力地震動を用いた場合の両橋脚に発生した応答曲げモーメントと降伏曲げ耐力および終局曲げ耐力との比較を、また、表-7 に両橋脚に設けた要素位置を示す。図からわかるように、応答値は両橋脚の基部を除いたすべての要素で降伏曲げ耐力以下の値であった。

図-9 の(a)に神戸海洋気象台 (N-S) を入力地震動として用いた場合の両橋脚天端における応答変位の時刻歴を示す。残留変位を照査するために、入力地震動の 30.0 秒に 10.0 秒を加えて自由振動させた。両橋脚間の応答変位の差はほとんどないが、残留変位は P11 橋脚がほとんど生じてないのに比べ、P12 橋脚では 0.2cm 程度生じた。しかし、道路橋示方書で規定して

表-7 橋脚に設けた要素の Y 方向座標

P11	Y 座標	P12	Y 座標
101	-1.400	201	-1.400
102	-1.800	202	-1.800
103	-2.200	203	-2.200
104	-2.725	204	-2.786
105	-3.375	205	-3.558
106	-4.125	206	-4.430
107	-4.975	207	-5.402
108	-5.621	208	-5.911
109	-6.288	209	-6.226
110	-7.068	210	-6.859
111	-7.735	211	-7.542
112	-8.402	212	-8.226
113	-9.068	213	-8.909
114	-9.735	214	-9.592
115	-10.402		

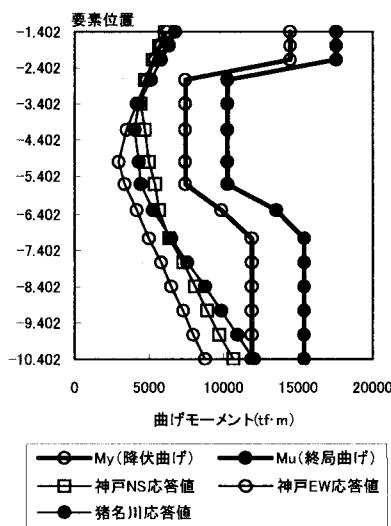


図-7 P11 橋脚の曲げモーメント

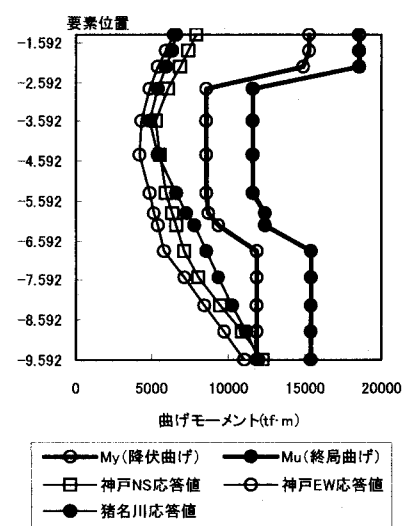
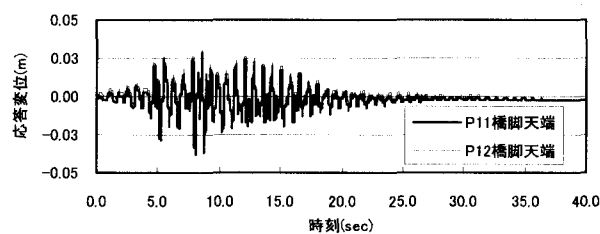
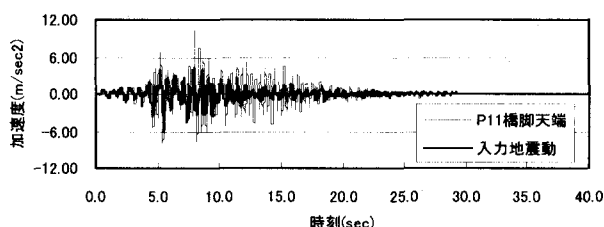


図-8 P12 橋脚の曲げモーメント



(a)両橋脚天端での変位時刻歴



(b)入力加速度およびP11 橋脚の加速度時刻歴

図-9 橋脚天端の変位および加速度時刻歴

いる許容残留変位は、橋脚高さの 1/100 の値であり、十分な安全側の結果となっている。図-9 の(b)に入力地震動および P11 橋脚天端での応答加速度の時刻歴を示す。応答加速度は入力地震動の 2 倍程度である。

これらの結果から、本解析に用いた入力地震動に対して橋梁全体系は、ほとんど弾性域の範囲内で挙動していると考えられる。

6. 地震時保有水平耐力法による検討

同様のモデルを用いて水平震度を漸増させる方法による静的解析を行い、地震時保有水平耐力法による検討を試みた。静的解析による鋼ラーメン橋の降伏時および終局時は、どちらかの橋脚基部の応答値が降伏に達したときを初降伏時として、両橋脚基部での応答値が終局に達したときを終局時とした。水平震度と水平変位との関係を図-10 に示す。また、両方向の解析結果を表-8 に示す。ここでのプラスおよびマイナス方向は X 軸に対しての方向である（図-2 の座標系参照）。図中の①は橋梁全体系の初降伏として定めた点（プラス方向は P11 橋脚基部の降伏、マイナス方向は P12 橋脚基部の降伏）である。②は橋梁全体系の降伏時として、また、③は終局時（両橋脚基部での終局）として定めた点である。

地震時保有水平耐力法による照査は、道路橋の耐震設計に関する資料³⁾に基づいて、終局水平震度と等価水平震度との比較を行った。タイプIIにおける終局水平震度は、橋軸方向に対してプラス方向では 2.13 であり、マイナス方向では 2.21 であった。それに比べ、固有周期および地域別補正係数を考慮して算出した等

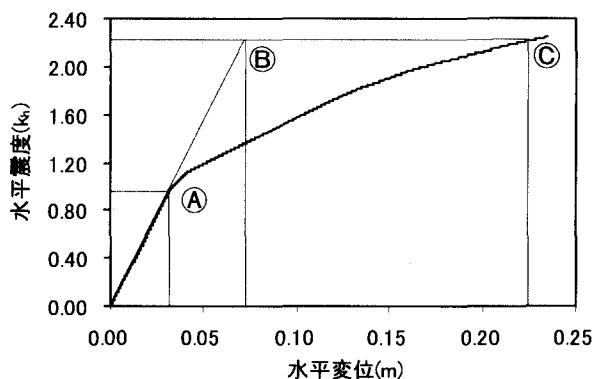


図-10 水平震度と水平変位との関係（マイナス方向）

表-8 各方向ごとの解析結果

状態	プラス方向		マイナス方向	
	水平震度	水平変位	水平震度	水平変位
初降伏時	1.0207	3.360E-02	0.9624	3.168E-02
降伏時	2.1335	7.023E-02	2.2142	7.289E-02
終局時	2.1335	2.082E-01	2.2142	2.252E-01

水平変位の単位:m

価水平震度は 1.05 であり、十分な安全側の結果となった。また、残留変位は許容値が 10cm 程度あるのに対して、残留変位はゼロに等しい値であった。

7. まとめ

以下に、既設の 3 径間連続鋼ラーメン橋の面内方向に対する耐震性の照査結果をまとめる。

- ・本橋梁では、鉛直および橋軸直角方向の振動モードが橋軸方向の振動モードより低次で現れる傾向がみられた。
- ・本橋梁の非線形動的解析においては、軸力変動の影響がほとんどみられなかった。
- ・非線形動的解析による本橋梁の耐震性は、用いた入力地震動に対して十分安全である結果となった。
- ・水平震度を漸増させる静的解析による地震時保有水平耐力法の照査には、十分に満足するような結果となった。
- ・残留変位は、地震時保有水平耐力法に基づいた照査では生じていないのに比べ、非線形動的解析では若干ではあるが、残留変位が生じる結果となった。

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，1996. 12
- 2) 阪神高速道路公団：既設鋼製橋脚の耐震補強設計要領（素案），1997. 3
- 3) (社) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，1998. 1