

第3編 コンクリートアーチ橋

第1章 概要

1.1 検討の目的

アーチ橋は一般的な形式の構造に比べ、不静定次数の高い構造形式である。道路橋として多く採用されている形式は上路形式であるが、アーチリブのライズ、鉛直材の基数、補剛桁とアーチリブの剛性比によっても、全く異なる性状を示す構造形式である。このように、アーチ橋は複雑な構造を有する形式であるため、地震時の挙動を把握するためには非線形解析が必要となる。特に、アーチリブ、鉛直材という下部に相当する部材が2種類あるため、どの部材がまず非線形領域に入るかを把握することは容易ではない。また、上路形式の場合、上部工重量が固定点であるアーチアバットの上側の位置に集中するため、面外ねじりの影響を大きく受けることも予想される。

本検討では、既存のRC固定アーチ橋（上路橋）を対象とし、非線形動的解析により長大橋の全体系に対する大地震時の耐震性能を評価するための解析方法および解析結果の評価について検討を行うものである。

また、その結果により新設橋設計時における着目点と課題点を整理し提案するとともに、既設橋の耐震補強の診断、補強設計等に関する基礎資料とするものである。

1.2 橋梁の概要（一般図：図-1.2.1）

- 構造形式：RC固定アーチ橋
- 設計年次：昭和60年次
- 設計基準：道示コンクリート橋編(S53.1)
道示耐震設計編(S55.5)
- 道路規格：第1種3級-A規格
- 等級：1等橋(TL-20, TT-43)
- 設計速度：80 km/h
- 施工方法：トラス・メラン併用工法
- 橋長：411.0 m
(RC固定アーチ部：351.0 m)
- 支間：235 m(アーチ支間)
- 有効幅員：9.0 m × 2 (4車線)
- 平面曲線：R=4000 m
- 断面勾配：4.9434 %
- 横断勾配：2.0 ~ 3.0 %
- 設計区分：C z = 0.85
- 地盤種別：I種地盤

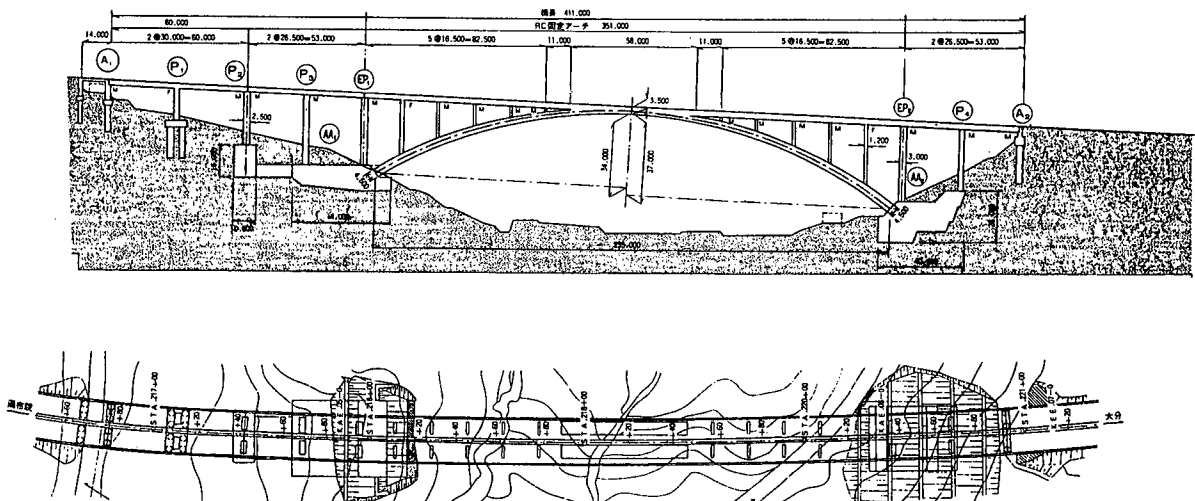
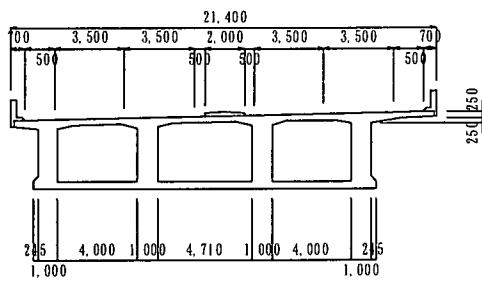


図-1.2.1 一般図

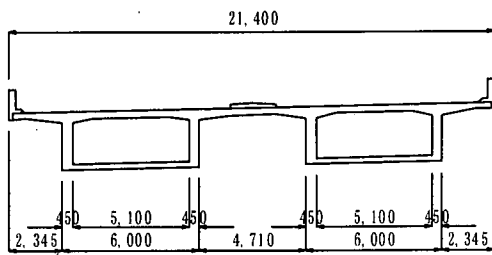
1.3 橋梁諸元

1.3.1 構造寸法図

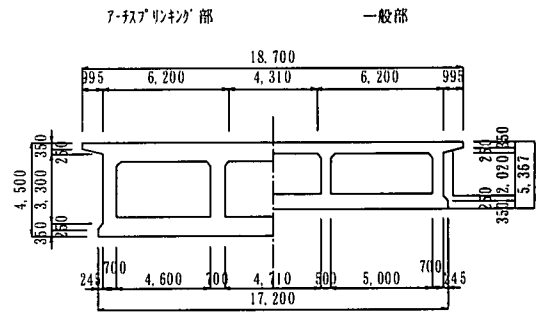
下記に各部位の断面図を示す。



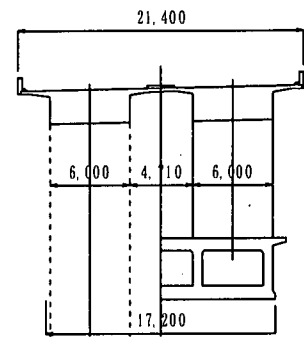
アーチクラウン



補剛桁



アーチリブ (スプリンキング・一般部)

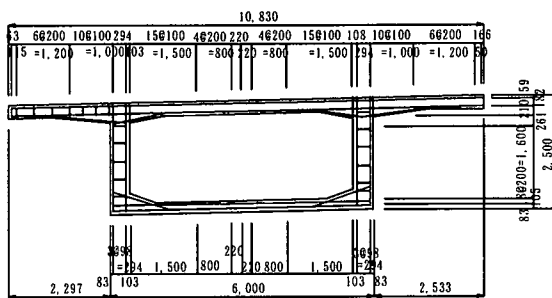


鉛直材・アーチアバット

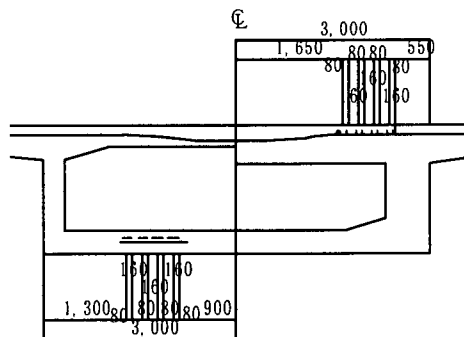
図-1.3.1 断面図 (単位 mm)

1.3.2 鋼材配置図

下記に主要部位の鋼材配置図を示す。

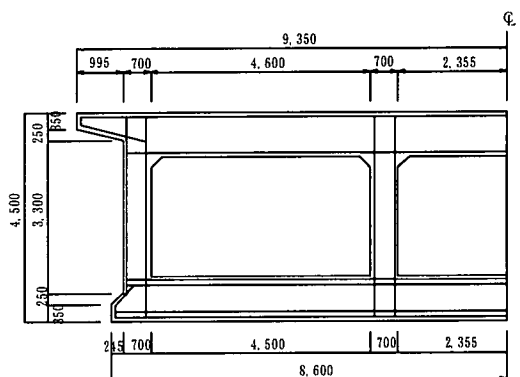


配筋図

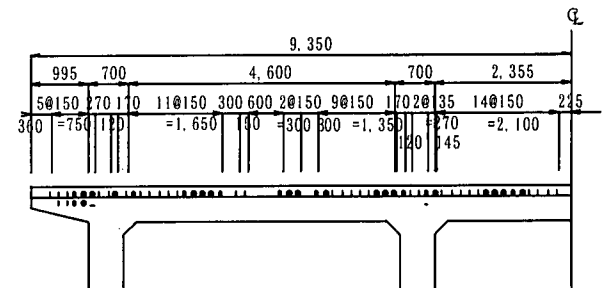


P C 鋼材配置図

補剛桁



配筋図



P C 鋼材配置図

アーチリブ

図-1.3.2 鋼材配置図 (単位 mm)

1.4 解析概要

本検討で対象としている橋梁は、橋長411.0mのアーチ橋であるが、図-1.2.1に示すようにP2橋脚で2径間連続のラーメン橋とアーチ橋梁部のかけ違い構造となっているため、P2橋脚～A2橋台の351.0mを対象に解析を行う。

本解析では、アーチ橋の大規模地震時の挙動を把握することを目的としており、3章における解析に先立ち以下の予備検討を行う。予備検討は、比較検討のためアーチアバットは固定とし、初期応力としては全支保工状態の自重・静荷重のみを考慮する。

① 非線形モデルの検討

大規模地震時には、アーチリブや橋脚等は非線形挙動を示す。解析においては、部材の剛性低下を適切に表現するモデルの設定が重要となるが、橋軸方向においては軸力変動が発生するためこの影響も考慮する必要がある。

本検討では、以下の4つのモデルについて解析を行い、発生断面力、曲率、軸力変動幅の比較を行う。

CASE 1：武田モデル

CASE 2：軸力変動バイリニアモデル

CASE 3：軸力変動トリリニアモデル

CASE 4：ファイバーモデル

地震力は、タイプⅡ-I-3を用いる。

② 支承部結合条件の検討

本橋梁は、端部の鉛直材以外は可動支承で設計されている。しかし、大規模地震時には支承が破損し、ピン構造となる可能性がある。また、ストッパーが有効に活動する場合にも挙動は変化する。このため、支承部の結合条件の違いが地震時挙動に及ぼす影響を把握するための検討を行う。支承部結合条件としては、以下の3タイプの検討を行う。

タイプ1：可動モデル

タイプ2：ピンモデル

タイプ3：ストッパーモデル

本検討では、各タイプの固有周期解析結果及び非

線形時刻歴解析での部材断面力の比較を行う。地震力は、タイプⅡ-I-3を用いる。

③ 2方向同時加振に関する検討

アーチ橋梁の解析は、一般に橋軸方向・橋軸直角方向の2方向に対してそれぞれ独立に検討を行う。しかし、3次元解析においてはアーチリブ等に2軸曲げ状態が発生するため、主軸別の検討では適切に動的挙動を把握していない可能性がある。このため、本検討では以下の2方法により一方向加振及び二方向加振の解析を行ってその結果をそれぞれ比較し、2軸曲げモーメントの影響を検討する。

ケース1：M- θ モデル

ケース2：ファイバーモデル

本検討では、非線形時刻歴解析での変位・部材断面力の比較検討を行う。地震力は、タイプⅠ、タイプⅡのそれぞれ1波を用いる。

4章・5章においては、橋軸・橋軸直角方向の解析を行い本橋梁の地震時耐荷力照査を行う。本解析では、直接基礎及び杭基礎の地盤バネを評価し、アーチリブ・橋脚・鉛直材を非線形部材として検討を行う。地震力としては、以下の8ケースの検討を行い、部材の曲げ、せん断、ねじりに対する安全性を評価する。

本解析では初期断面力として施工順序を考慮して算出された断面力を利用する。

CASE 1：タイプⅠ-I-1（水平方向加振）

CASE 2：タイプⅠ-I-2（水平方向加振）

CASE 3：タイプⅠ-I-3（水平方向加振）

CASE 4：タイプⅡ-I-1（水平方向加振）

CASE 5：タイプⅡ-I-2（水平方向加振）

CASE 6：タイプⅡ-I-3（水平方向加振）

CASE 7：タイプⅡ-I-1（水平方向加振+上下方向加振）

CASE 8：タイプⅡ-I-2（水平方向加振+上下方向加振）

2章に各検討の基本条件を示す。

第2章 基本条件

2.1 座標値

各モデルでの節点の基本座標を図-2.1, 表-2.1 に示す。

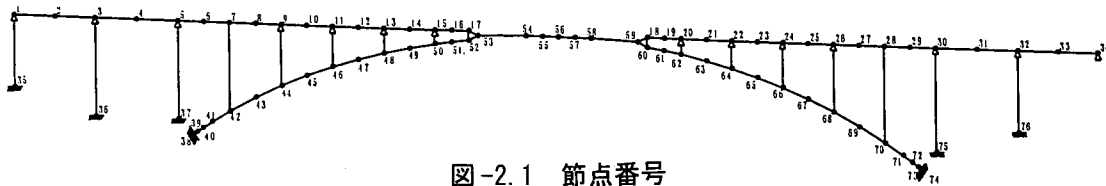


図-2.1 節点番号

表-2.1 各点座標

NO	X(m)	Y(m)	NO	X(m)	Y(m)	NO	X(m)	Y(m)	NO	X(m)	Y(m)
1	0.000	-0.983	20	214.850	-11.604	39	58.300	-38.531	58	185.497	-10.992
2	12.925	-1.622	21	223.100	-12.012	40	60.220	-37.325	59	200.657	-12.384
3	25.850	-2.261	22	231.350	-12.420	41	63.100	-35.515	60	203.850	-14.253
4	39.100	-2.916	23	239.600	-12.828	42	68.850	-32.234	61	209.350	-11.332
5	52.350	-3.571	24	247.850	-13.235	43	77.100	-28.053	62	214.850	-16.574
6	60.800	-3.979	25	256.100	-13.643	44	85.350	-24.442	63	223.100	-18.718
7	68.850	-4.387	26	264.350	-14.051	45	93.600	-21.346	64	231.350	-21.227
8	77.100	-4.794	27	272.600	-14.459	46	101.850	-18.719	65	239.600	-24.121
9	85.350	-5.202	28	280.850	-14.867	47	110.100	-16.519	66	247.850	-27.425
10	93.600	-5.610	29	289.100	-15.275	48	118.350	-14.709	67	256.100	-31.166
11	101.850	-6.018	30	297.350	-15.682	49	126.600	-13.259	68	264.350	-35.380
12	109.275	-6.426	31	310.600	-16.337	50	134.850	-12.142	69	272.600	-40.102
13	118.350	-6.834	32	323.850	-16.992	51	140.388	-11.578	70	280.850	-45.377
14	126.800	-7.241	33	336.775	-17.631	52	145.850	-11.135	71	288.600	-49.408
15	134.850	-7.649	34	349.700	-18.270	53	148.792	-9.735	72	289.475	-51.578
16	140.350	-7.921	35	0.000	-24.983	54	164.362	-9.917	73	291.392	-53.024
17	145.850	-8.193	36	25.850	-36.260	55	169.606	-10.123	74	292.350	-53.747
18	203.850	-11.060	37	52.350	-35.270	56	174.850	-10.328	75	297.350	-52.005
19	209.209	-15.317	38	57.350	-39.127	57	180.174	-10.660	76	323.850	-51.115

2.2 初期断面力

各部材の初期断面力を表-2.2 に示す。

表-2.2 初期断面力

補剛桁			NO			NO			NO			NO		
NO	N(tf)	M(tfm)	NO	N(tf)	M(tfm)	NO	N(tf)	M(tfm)	NO	N(tf)	M(tfm)	NO	N(tf)	M(tfm)
1	-30	5	9	2,279	-1,974	18	77	4,364	27	1,913	-2,080			
2	1,513	1,728	10	555	-733	19	1,517	3,258	28	4,012	-4,169			
3	1,239	2,170	11	572	476	20	2,664	1,460	28	3,947	-4,242			
4	1,144	603	12	2,575	1,468	21	3,033	2,642	29	1,880	-2,255			
5	1,928	-2,014	13	3,412	1,592	22	3,428	1,085	30	1,895	-1,242			
6	1,905	-2,572	14	3,597	3,262	23	3,108	1,088	31	943	146			
7	4,382	-3,940	15	3,614	2,451	24	1,925	-211	32	1,537	-37			
7	4,330	-3,806	16	2,091	4,506	25	778	238	33	1,516	623			
8	2,264	-2,403	17	1,914	3,518	26	984	-1,770	34	8	-72			

アーチリブ			NO			NO			NO			NO		
NO	N(tf)	M(tfm)	NO	N(tf)	M(tfm)	NO	N(tf)	M(tfm)	NO	N(tf)	M(tfm)	NO	N(tf)	M(tfm)
8	27,685	-38,717	29	22,706	4,205	43	13,239	-10,205	65	26,567	-2,026			
9	27,734	-37,103	31	22,247	4,886	44	15,345	-16,984	67	27,599	-9,921			
10	27,833	-33,878	33	20,383	6,856	46	14,484	670	69	27,823	-11,870			
12	28,022	-28,368	35	19,453	8,454	47	15,690	4,616	70	29,642	-25,397			
14	27,701	-16,955	37	16,901	6,954	50	21,086	5,396	72	29,892	-30,926			
16	26,335	-14,197	38	14,210	-13,555	52	22,670	3,088	73	30,069	-34,298			
18	26,096	-6,057	39	14,706	-5,424	54	23,902	4,195	74	30,158	-35,983			
20	25,554	-4,558	40	12,735	-6,994	57	26,361	2,452						
22	25,592	1,726	41	12,720	-8,944	61	26,335	2,544						
25	23,853	849	42	12,761	-8,698	63	26,534	-2,313						

2.3 断面定数

各部材の断面定数を表-2.3に、部材名称を図-2.2に示す。

表-2.3 部材定数

部材名称	断面積 A (m ²)	断面2次モーメント		
		J (m ⁴)	IX (m ⁴)	IY (m ⁴)
A1	43.913	290.1521	119.925	1064.234
A2	42.272	276.9077	114.298	1025.317
A3	39.556	254.4872	105.093	959.971
A4	34.583	214.9457	88.655	846.079
A5	29.092	166.8068	69.156	715.364
A6	24.846	127.7268	52.875	617.224
A7	22.355	101.6578	42.699	559.437
A8	21.620	88.0336	36.767	535.868
A9	21.091	78.8818	32.527	523.166
A10	21.018	71.1977	28.995	511.985
A11	20.763	64.8931	26.160	502.397
A12	21.257	60.3469	24.048	522.599
A13	22.320	57.0800	22.722	522.599
A14	29.231	54.6000	21.561	579.945
A15	29.107	158.8982	70.417	816.031
A16	32.864	105.7432	46.842	729.530
A17	24.749	104.4735	43.338	714.803
A18	24.645	102.8336	42.647	711.320
A19	25.467	111.8063	47.067	730.071
A20	28.604	167.9279	75.253	831.580
A21	22.356	54.2740	21.282	579.002
A22	22.236	56.6053	22.509	573.756
A23	20.758	59.7946	23.813	523.239
A24	20.167	64.1600	25.870	501.254
A25	20.477	70.3318	28.659	510.688
A26	20.762	77.8689	32.103	521.717
A27	21.143	87.0258	36.342	534.498
A28	22.022	101.1090	41.562	560.010
A29	24.523	128.1853	51.979	621.827
A30	28.842	168.9769	66.985	730.082
A31	34.336	218.1620	85.907	865.278
A32	38.786	256.1857	101.939	971.941
A33	41.515	277.4886	112.251	1030.462
A34	43.253	290.2326	119.110	1065.342
A35	1.0E+05	1.0E+05	1.0E+05	1.0E+05
A36	1.0E+05	1.0E+05	1.0E+05	1.0E+05
VP1	7.8003	22.464	0.864	23.734
VP2	8.2286	22.464	0.864	23.564
VP3	6.3744	18.500	0.500	18.810
VP4	6.3744	18.500	0.500	19.292
VP5	5.0070	14.656	0.256	15.092
VP6	5.0070	14.656	0.256	15.092
VP7	6.3744	18.500	0.500	19.292
VP8	6.4749	18.500	0.500	19.089
VP9	8.2286	18.500	0.500	23.596
VP10	7.6857	18.500	0.500	27.897
V1	1.0E+05	1.0E+05	1.0E+05	1.0E+05
V2	1.0E+05	1.0E+05	1.0E+05	1.0E+05

部材名称	断面積 A (m ²)	断面2次モーメント		
		J (m ⁴)	IX (m ⁴)	IY (m ⁴)
G1	7.1125	12.467	13.149	46.152
G2	7.1705	12.467	13.122	46.152
G3	7.1395	12.467	13.032	46.152
G4	7.0685	12.467	12.688	46.152
G5	7.0735	12.467	12.634	46.152
G6	7.1235	12.467	12.696	46.152
G7	7.0880	12.467	12.636	46.152
G8	7.0375	12.467	12.570	46.152
G9	7.1230	12.467	12.790	46.152
G10	7.1175	12.467	13.031	46.152
G11	7.0470	12.467	12.866	46.152
G12	7.0470	12.467	12.866	46.152
G13	7.1950	12.467	13.443	46.152
G14	7.2175	12.467	13.530	46.152
G15	7.2885	12.467	13.758	46.152
G16	7.3815	12.467	14.065	46.152
G17	7.3495	12.467	13.956	46.152
G18	7.3165	12.467	13.817	46.152
G19	7.2640	12.467	13.658	46.152
G20	7.1725	12.467	13.360	46.152
G21	7.0880	12.467	13.025	46.152
G22	7.0375	12.467	12.838	46.152
G23	7.0455	12.467	12.884	46.152
G24	7.1075	12.467	12.795	46.152
G25	7.0910	12.467	12.669	46.152
G26	7.0875	12.467	12.641	46.152
G27	7.0875	12.467	12.641	46.152
G28	7.0285	12.467	12.560	46.152
G29	7.2460	12.467	13.434	46.152
G30	7.0230	12.467	12.579	46.152
G31	7.0635	12.467	12.690	46.152
G32	7.0500	12.467	12.901	46.152
G33	1.0E+05	1.0E+05	1.0E+05	1.0E+05
G34	1.0E+05	1.0E+05	1.0E+05	1.0E+05
P2	16.0524	52.813	7.813	47.513
P3	24.4345	126.844	17.100	114.746
EP1	16.3877	52.813	7.813	47.463
EP2	20.4211	76.687	14.175	65.885
P4	19.9444	71.990	13.838	61.280

(注) 鉛直材および補剛桁は片側当たり値

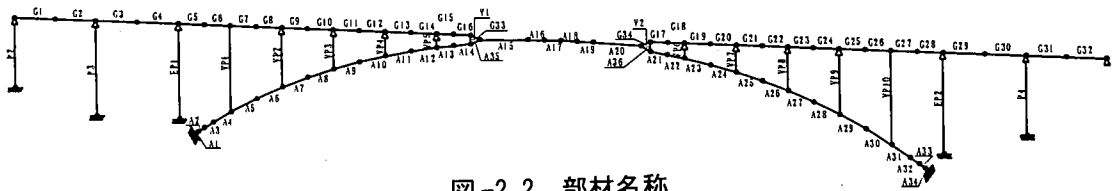


図-2.2 部材名称

2.4 減衰

解析に用いる減衰を以下に示す。

減衰の種類：Rayleigh 減衰

減衰定数：補剛桁 (0.03)

アーチリブ (0.02)

エンドポスト (0.02)

鉛直材 (0.02)

2. 5 曲げモーメント-曲率計算

M-φモデルにおける非線形部材の曲げモーメント-曲率の関係を表-2.4に示す。

なお、7-判のPC鋼材は同面積の鉄筋に換算する。

表-2.4 M-φ値

曲げモーメント-曲率関係(その1)
(横軸方向、負曲げ、TYPE-1, 2)

部材	ひび割れ時		初臨伏時		終局時(TYPE-1)		終局時(TYPE-2)	
	Mc(t/m)	φc(1/m)	Myo(t/m)	φyo(1/m)	Mu(t/m)	φu(1/m)	Mu(t/m)	φu(1/m)
A1	48.929	0.000137	64.313	0.0008331	93.617	0.002964	93.017	0.003105
A2	48.574	0.000131	64.119	0.0008532	92.768	0.002994	92.168	0.003138
A3	47.985	0.0001473	64.031	0.0008874	91.793	0.003000	91.198	0.003146
A4	46.091	0.0001877	61.909	0.0009889	88.869	0.003007	88.100	0.003139
A5	41.998	0.0001940	57.320	0.0011318	82.208	0.002800	81.709	0.002834
A6	37.747	0.0002303	52.023	0.0013345	75.046	0.001913	74.027	0.001847
A7	33.818	0.0002555	46.382	0.0015618	67.131	0.001431	65.318	0.001368
A8	31.716	0.0002783	43.705	0.0016946	62.253	0.001341	60.085	0.001295
A9	28.999	0.0002878	40.457	0.0017884	58.038	0.001482	56.180	0.001421
A10	26.277	0.0002923	37.248	0.0018501	54.135	0.001689	52.616	0.001583
A11	24.309	0.0002998	34.805	0.0019188	50.796	0.001858	49.488	0.001757
A12	21.928	0.0002941	31.949	0.0018146	47.052	0.002345	46.145	0.002229
A13	19.424	0.0002758	28.931	0.0015344	41.515	0.003245	40.987	0.003215
A14	15.801	0.0002364	24.116	0.0013035	33.126	0.005269	32.798	0.005260
A16	26.277	0.0001204	32.478	0.0006153	45.531	0.008183	45.245	0.008177
A17	20.016	0.0001378	26.284	0.0007732	35.780	0.007095	35.489	0.007113
A18	19.089	0.0001419	25.033	0.0007843	34.212	0.007162	33.940	0.007178
A19	18.950	0.0001433	25.078	0.0007815	34.131	0.007158	33.890	0.007170
A20	20.095	0.0001377	26.573	0.0007123	38.020	0.007083	37.749	0.007100
A21	27.192	0.0001166	33.598	0.0005955	47.257	0.006053	46.988	0.006044
A23	18.206	0.0002456	23.723	0.0013154	32.687	0.005210	32.317	0.005199
A24	19.607	0.0002810	28.911	0.0015502	41.435	0.003190	40.889	0.003181
A25	22.337	0.0003026	32.155	0.0018530	47.158	0.002228	46.155	0.002215
A26	24.917	0.0003107	35.294	0.0019872	51.042	0.001700	49.535	0.001618
A27	27.855	0.0003135	38.436	0.0019744	54.530	0.001408	52.338	0.001372
A28	30.459	0.0003081	41.483	0.0018842	58.109	0.001292	55.507	0.001272
A29	32.587	0.0002981	44.318	0.0017602	62.187	0.001239	59.493	0.001214
A30	34.463	0.0002875	46.977	0.0016058	66.814	0.001281	64.580	0.001224
A31	38.298	0.0002473	49.795	0.0015050	75.219	0.001573	73.749	0.001516
A32	41.313	0.0001990	51.017	0.0013597	81.472	0.002283	80.802	0.002279
A33	45.907	0.0001724	54.491	0.0012220	88.886	0.002581	88.280	0.002624
A34	48.184	0.0001524	57.282	0.0010979	93.723	0.002617	93.067	0.002748
A35	50.000	0.0001437	62.143	0.0009920	98.858	0.002678	98.207	0.002814
A36	51.395	0.0001392	66.017	0.0009245	99.082	0.002789	98.428	0.002906

部材	ひび割れ時		初臨伏時		終局時(TYPE-1)		終局時(TYPE-2)	
	Mc(t/m)	φc(1/m)	Myo(t/m)	φyo(1/m)	Mu(t/m)	φu(1/m)	Mu(t/m)	φu(1/m)
P2	3.989	0.0000891	9.484	0.0008330	11.322	0.009555	11.212	0.010394
P3	7.828	0.0000774	18.743	0.0008985	22.360	0.008293	22.205	0.008791
EP1	6.157	0.0000752	15.682	0.0008983	19.378	0.007768	19.232	0.008203
VP1-U	7.27	0.0001454	1.949	0.0016947	2.199	0.0022529	2.161	0.0022702
VP1-L	9.33	0.0001841	2.519	0.0018139	2.854	0.019058	2.810	0.019426
VP2	9.54	0.0001774	3.255	0.0019710	4.164	0.014152	4.111	0.014297
VP3	6.18	0.0002198	1.398	0.0021531	1.518	0.023051	1.481	0.022979
VP4	6.34	0.0002253	1.431	0.0021684	1.555	0.022668	1.518	0.022611
VP5	2.98	0.0002148	5.08	0.0024093	4.91	0.031591	4.85	0.030884
VP6	3.07	0.0002218	5.30	0.0025133	5.14	0.031158	4.88	0.030271
VP7	6.39	0.0002269	1.440	0.0021728	1.566	0.022555	1.528	0.022505
VP8	6.02	0.0002125	1.364	0.0021989	1.812	0.021989	1.718	0.022108
VP9	9.40	0.0001759	3.164	0.0018595	3.716	0.018108	3.665	0.018733
VP10-U	8.54	0.0001343	1.532	0.0016360	1.727	0.024541	1.681	0.024541
VP10-L	8.56	0.0001712	2.219	0.0017853	2.511	0.020560	2.470	0.020821
EP2	6.351	0.0000773	17.795	0.0007106	22.041	0.008827	21.885	0.007273
P4	4.381	0.0000928	12.842	0.0008713	16.088	0.009006	15.950	0.010587

(注) 鉛直材-Uは部材上端、-Lは部材下端を示す。

曲げモーメント-曲率関係(その2)
(横軸方向、正曲げ、TYPE-1, 2)

部材	ひび割れ時		初臨伏時		終局時(TYPE-1)		終局時(TYPE-2)	
	Mc(t/m)	φc(1/m)	Myo(t/m)	φyo(1/m)	Mu(t/m)	φu(1/m)	Mu(t/m)	φu(1/m)
A1	48.274	0.0001259	65.795	0.0008845	100.107	0.002855	99.497	0.002984
A2	47.908	0.0001322	65.530	0.0009085	99.030	0.002873	98.485	0.002984
A3	47.288	0.0001451	65.370	0.0009443	97.823	0.002868	97.214	0.003007
A4	45.888	0.0001870	62.239	0.0010953	90.577	0.002974	90.011	0.003102
A5	42.058	0.0001982	56.728	0.0010899	79.748	0.003036	79.232	0.003114
A6	39.002	0.0002379	50.849	0.0011749	70.450	0.002833	69.889	0.002808
A7	35.927	0.0002714	44.888	0.0012228	61.011	0.002815	60.103	0.002467
A8	33.875	0.0002972	42.239	0.0013229	57.071	0.002581	56.234	0.002479
A9	30.975	0.0003027	38.987	0.0013775	52.695	0.002889	52.088	0.002803
A10	28.118	0.0003128	35.895	0.0014239	48.217	0.003286	47.731	0.003201
A11	25.973	0.0003203	33.292	0.0014837	44.930	0.003598	44.503	0.003519
A12	23.231	0.0003116	30.503	0.0014827	41.313	0.003987	40.928	0.003952
A13	20.058	0.0002847	27.782	0.0013819	38.004	0.004281	37.631	0.004282
A14	15.890	0.0002377	23.808	0.0012830	32.544	0.005544	32.233	0.005548
A16	25.014	0.0001146	40.114	0.0006944	58.515	0.003903	57.784	0.003939
A17	19.195	0.0001322	31.323	0.0008258	44.320	0.005305	44.122	0.005344
A18	18.317	0.0001383	29.633	0.0008528	42.040	0.005482	41.848	0.005587
A19	18.233	0.0001379	29.532	0.0008808	41.893	0.005893	41.878	0.005488
A20	19.302	0.0001323	31.545	0.0008293	44.593	0.004917	44.578	0.005334
A21	25.888	0.0001109	41.748	0.0008724	60.859	0.003776	60.278	0.003809
A23	18.189	0.0002451	23.848	0.0013242	33.018	0.005181	32.888	0.005141
A24	20.214	0.0002897	27.889	0.0014048	38.170	0.004161	37.791	0.004137
A25	23.851	0.0003024	30.840	0.0014929	41.710	0.003822	41.311	0.003763
A26	26.676	0.0003328	33.880	0.0015201	45.580	0.003382	45.072	0.003290
A27	29.901	0.0003388	37.178	0.0014918	49.869	0.002790	49.244	0.002723
A28	32.814	0.0003277	40.288	0.0014382	54.095	0.002481	53.308	0.002427
A29	34.883	0.0003094	43.017	0.0013478	57.817	0.002371	56.957	0.002248
A30	36.735	0.0002851	45.601	0.0012532	61.826	0.002344	61.006	0.002250
A31	40.581	0.0002517	48.879	0.0011792	67.827	0.002768	67.103	0.002759
A32	42.913	0.0002087	49.249	0.0010783	69.772	0.002834	68.588	0.002816
A33	47.443	0.0001782	52.946	0.0009819	76.144	0.003171	74.819	0.003079
A34	50.031	0.0001583	56.229	0.0009017	82.844	0.003203	82.088	0.003350
A35	51.104	0.0001489	60.890	0.0008891	89.884	0.003028	89.303	0.003189
A36	51.760	0.0001402	65.405	0.0008897	96.358	0.002888	95.754	0.003027

部材	ひび割れ時		初臨伏時		終局時(TYPE-1)		終局時(TYPE-2)	
	Mc(t/m)	φc(1/m)	Myo(t/m)	φyo(1/m)	Mu(t/m)	φu(1/m)	Mu(t/m)	φu(1/m)
P2	3.989	0.0000891	9.484	0.0008330	11.322	0.009595	11.212	0.010394
P3	7.828	0.0000774	18.743	0.0008985	22.360	0.008293	22.205	0.008791
EP1	6.157	0.0000752	15.682	0.0008983	19.378	0.007768	19.232	0.008203
VP1-U	7.27	0.0001454	1.949	0.0016947	2.199	0.0022529	2.161	0.0022702
VP1-L	9.33	0.0001841	2.519	0.0018139	2.854	0.019058	2.810	0.019426
VP2	9.54	0.0001774	3.255	0.0019710	4.164	0.014152	4.111	0.014297
VP3	6.18	0.0002198	1.398	0.0021531	1.518	0.023051	1.481	0.022979
VP4	6.34	0.0002253	1.431	0.0021684	1.555	0.022668	1.518	0.022611
VP5	2.98	0.0002148	5.08	0.0024093	4.91	0.031591	4.85	0.030884
VP6	3.07	0.0002218	5.30	0.0025133	5.14	0.031158	4.88	0.030271
VP7	6.39	0.0002269	1.440	0.0021728	1.566	0.022555	1.528	0.022505
VP8	6.02	0.0002125	1.364	0.0021989	1.812	0.021989	1.718	0.022108
VP9	9.40	0.0001759	3.164	0.0018595	3.716	0.018108	3.665	0.018733
VP10-U	8.54	0.0001343	1.532	0.0016360	1.727	0.024541	1.681	0.024541
VP10-L	8.56	0.0001712	2.219	0.0017853	2.511	0.020560	2.470	0.020821
EP2	6.351	0.0000773	17.795	0.0007106	22.041	0.008827	21.885	0.007273
P4	4.381	0.0000928	12.842	0.0008713	16.088	0.009006	15.950	0.010587

(注) 鉛直材-Uは部材

第3章 モデル化の検討

3.1 概要

橋軸方向に大きな地震力を受けるアーチ橋の挙動は、通常の桁橋と異なりアーチリブ・鉛直材等の部材が軸力の変動を受けること、補剛桁と鉛直材との結合部（支承やストッパー）の構造によっては地震規模の大小により、その水平力の伝達が異なることが予想される。また、橋軸方向と橋軸直角方向の2方向同時に地震力を受けるアーチ橋の設計方法は、未だ確立されていない所が多い。

そこで、本章ではこれらのことを踏まえ、非線形部材のモデル化の検討、支承部結合条件の検討および2方向同時加震に関する検討を行い、今後の設計への参考とする。

3.2 非線形部材のモデル化の検討

3.2.1 解析の目的

アーチ構造は補剛桁から伝えられる鉛直力を軸力で支持すると共に、地震時慣性力も軸力としてアーチリブに伝えられる構造である。また、鉛直材においてもそれが支持する補剛桁が連続構造であることより鉛直力の変動を受ける。そこで、アーチ橋の解析において軸力変動が解析結果に及ぼす影響を調べ、非線形部材のモデル化への参考とする。

3.2.2 解析モデル

軸力変動の影響を調べるためのモデルとして、図-3.2.1のモデルを設定した。ここでは、検討の対象を鉛直材とアーチリブとするため、側経間の橋脚はモデルから省略した。また、鉛直材と補剛桁との結合条件はピンモデルとした。

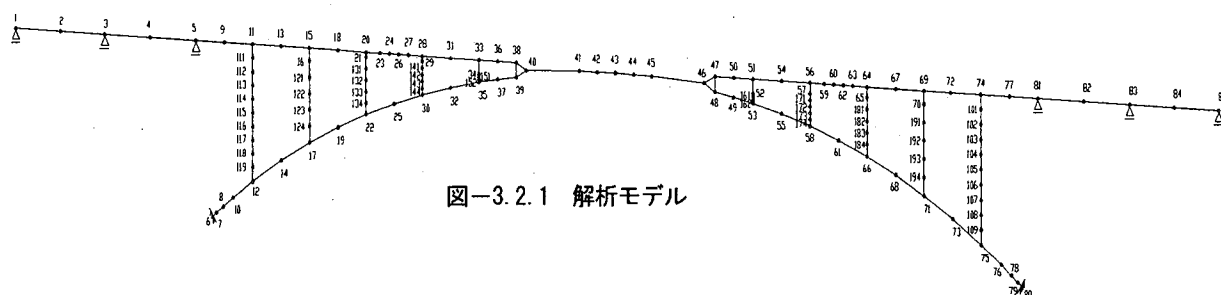


図-3.2.1 解析モデル

3.2.3 非線形特性

部材の非線形モデルは、剛性劣化 (Degrading stiffness) を表現できるモデルとし、鉄筋コンクリート部材の復元力特性をよく表現できるとされている武田モデルと軸力の変動を考慮できるモデルとして軸力変動バイリニアモデル (修正 Clough), 軸力変動トリリニアモデル (江戸型) およびファイバーモデルの4ケースについて検討を行った。

ここに、アーチリブ、補剛桁に配置されているPC鋼材は鉄筋と鋼材との剛比により鉄筋に換算し、また、横拘束筋による効果は対象橋梁が既設橋であることより考慮していない。以下に各モデルの概要を示す。

- CASE 1 : 武田モデル
- CASE 2 : 軸力変動バイリニアモデル
- CASE 3 : 軸力変動トリリニアモデル
- CASE 4 : ファイバーモデル

・武田モデル

武田モデルはひびわれ (M_c), 降伏 (M_y), 終局 (M_u) をむすぶトリリニアモデルとし、除荷剛性を決定する下式のパラメータ α は -0.4 とした。

$$K_d = \frac{M_y - M_c}{\phi_y - \phi_c} \left| \frac{\phi_{max}}{\phi_y} \right|^\alpha$$

ここに、 K_d : 除荷剛性、 M_c : 負側のひびわれモーメント、 ϕ_c : 負側のひびわれ時の曲率、 ϕ_{max} : 経験最大曲率、 ϕ_y : 降伏時の曲率である。これを図-3.2.2に示す。

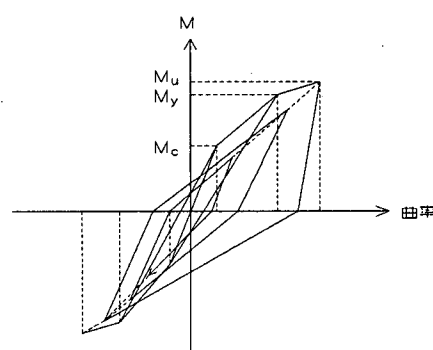


図-3.2.2 武田モデル

・軸力変動バイリニアモデル

軸力変動バイリニアモデルは降伏 ($M_y = M_u$) で定義した軸力により変動する修正Clough型バイリニアで、1次剛性は固有値が他モデルと同じになるようにひび割れモーメントを通過する剛性とした。除荷剛性を決定する下式のパラメータ α は武田モデルでの $\alpha = -0.4$ の除荷剛性に平均的に等しくなるように -0.3 とした。

$$Kd = \frac{My}{\phi y} \left| \frac{\phi m a x}{\phi y} \right|^\alpha$$

また、軸力変動は部材に作用する軸力 N と降伏モーメントの関係性を $M-N$ インタラクションカーブで定義する。これを図-3.2.3 に示す。

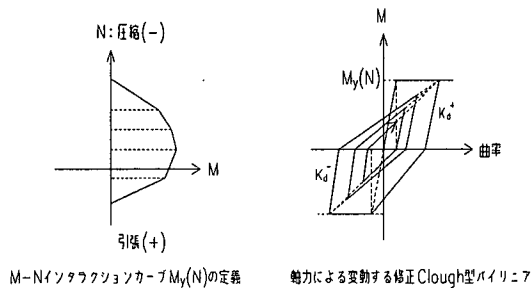


図-3.2.3 軸力変動バイリニアモデル

・軸力変動トリリニアモデル

軸力変動トリリニアモデルは、ひびわれ (M_c)、降伏 (M_y)、終局 (M_u) をむすぶトリリニアモデルで定義した軸力により変動する変動する江戸型モデルで、除荷剛性を決定する下式のパラメータ α は武田モデルでの $\alpha = -0.4$ の除荷剛性に平均的に等しくなるように -0.5 とした。

$$Kd = \frac{Mc}{\phi c} \left| \frac{\phi m a x}{\phi c} \right|^\alpha$$

また、軸力変動は部材に作用する軸力 N とひびわれモーメントおよび降伏モーメントの関係をそれぞれ $M-N$ インタラクションカーブで定義する。これを図-3.2.4 に示す。

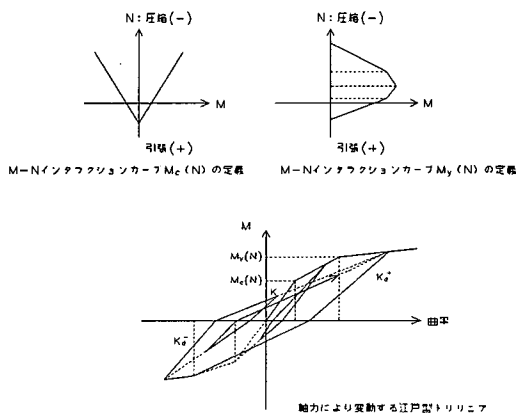


図-3.2.4 軸力変動トリリニアモデル

・ファイバーモデル

ファイバーモデルはコンクリートと鉄筋およびPC鋼材を複数のファイバー要素に分割しモデル化した。

コンクリートファイバーの復元力特性は 図-3.2.5 に示す2次関数型コンクリートモデルとし各パラメータは「道路橋示方書V耐震編9.4節」を参考とした。また、鉄筋およびPC鋼材の復元力特性は 図-3.2.6 に示す移動硬化型のバイリニアとした。

ここに、コンクリートファイバーの各パラメータは E_o : 初期剛性, f_{ck} : ピーク強度, ϵ_m : ピーク強度対応ひずみ, ϵ_r : 軟化開始ひずみ, 軟化域第1折れ点ひずみ, K_u : 軟化域第1折れ点強度比, f_{to} : 引張強度で、その値を表-3.2.1 に示す。また、コモンポイントライン相似比は 0.9 とした。

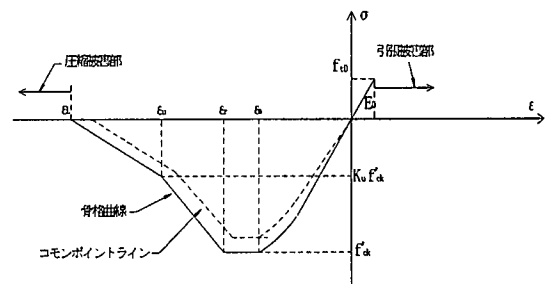


図-3.2.5 コンクリートファイバーの復元力特性

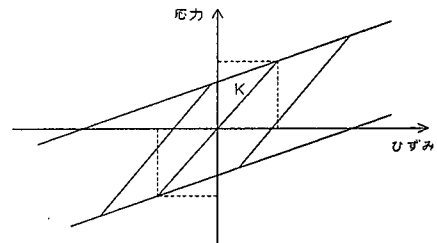


図-3.2.6 鉄筋、PC鋼材の復元力特性

表-3.2.1 コンクリートファイバーの諸元

部材	$E_o \times 10^6$	f'_{ck}	ϵ_m	ϵ_u		K_u	f_{to}
				タイプI	タイプII		
アーチリブ	3.1	402.3	0.00209	0.00209	0.00222	0.8	27.1
補助桁	2.95	297.5	0.00200	0.00350	0.00350	1.0	0.0
鉛直材	2.5	242.1	0.00215	0.00215	0.00237	0.8	19.3

3.2.4 解析結果

(1) 固有値解析

固有値解析結果を表-3.2.3 に示す。 $M-\Phi$ モデル (CASE 1 ~ CASE 3) とファイバーモデル (CASE 4) との固有周期の誤差は、1次モードで3%程度以下である。刺激係数、累積有効質量比についてもほぼ同じ結果が得られたため、これをもって比較検討用のモデルとする。

表-3.2.2 解析モデルの一覧

		CASE1	CASE2	CASE3	CASE4	
部 材 特 性	アーチリング	モデル	M-φモデル	軸力変動バイリニア案	軸力変動トリリニア案	
		鉄筋及び鋼材の評価	鋼材は鉄筋として評価	鋼材は鉄筋として評価	鋼材は鉄筋として評価	
		横拘束筋の評価	評価しない	評価しない	評価しない	
	補剛桁	モデル	武田モデル Mc, My, Mu	軸力変動バイリニア(修正Clough) My=Mu	軸力変動トリリニア(江戸型) Mc, My, Mu	2次関数型コンクリートモデル(道示V)
		鉄筋及び鋼材の評価	弾性はりモデル	降伏によるM-N相関 ・最大点指向型 ・除荷剛性: 江戸型	ひび割れと降伏によるM-N相関 ・最大点指向型 ・除荷剛性: 江戸型	バイリニアモデル
		横拘束筋の評価	評価しない	評価しない	評価しない	バイリニアモデル
	鉛直材	モデル	M-φモデル	軸力変動バイリニアモデル	軸力変動トリリニアモデル	ファイバーモデル
		鉄筋及び鋼材の評価	鋼材は鉄筋として評価	鋼材は鉄筋として評価	鋼材は鉄筋として評価	鋼材は鉄筋として評価
		横拘束筋の評価	評価しない	評価しない	評価しない	評価しない
	初期応力	モデル	武田モデル Mc, My, Mu	軸力変動バイリニア(修正Clough) My=Mu	軸力変動トリリニア(江戸型) Mc, My, Mu	2次関数型コンクリートモデル(道示V)
鉄筋及び鋼材の評価		鋼材は鉄筋として評価	降伏によるM-N相関 ・最大点指向型 ・除荷剛性: 江戸型	ひび割れと降伏によるM-N相関 ・最大点指向型 ・除荷剛性: 江戸型	バイリニアモデル	
横拘束筋の評価		評価しない	評価しない	評価しない	バイリニアモデル	
		全支保工状態の断面力	全支保工状態の断面力	全支保工状態の断面力	全支保工状態の断面力	
		・初期応力解析による自重、静荷重を考慮	・初期応力解析による自重、静荷重を考慮	・初期応力解析による自重、静荷重を考慮	・初期応力解析による自重、静荷重を考慮	

表-3.2.3 固有値解析結果

次数	CASE1~3(M-φ、軸力変動バイリニア、軸力変動トリリニア)						CASE4(ファイバーモデル)					
	固有振動数 (Hz)	固有周期 (SEC)	刺激係数		累積有効質量比(%)		固有振動数 (Hz)	固有周期 (SEC)	刺激係数		累積有効質量比(%)	
			橋軸方向	上下方向	橋軸方向	上下方向			橋軸方向	上下方向	橋軸方向	上下方向
1	0.697	1.435	26.710	-1.009	23	0	0.717	1.396	26.520	-0.682	23	0
2	1.318	0.759	-1.460	-4.795	23	1	1.341	0.746	-1.276	-5.479	23	1
3	2.016	0.496	2.575	3.940	23	55	2.085	0.480	2.434	38.830	23	55
4	2.426	0.412	-1.103	2.281	27	55	2.491	0.401	-11.170	2.249	27	55
5	3.377	0.296	-5.318	-19.950	27	69	3.449	0.290	-1.083	-19.370	27	68
6	3.596	0.278	3.761	-1.579	72	69	3.635	0.275	37.110	-1.982	72	68
7	4.293	0.233	7.107	3.723	74	69	4.279	0.234	-7.714	-4.073	74	69
8	4.938	0.203	1.727	-3.584	74	70	4.941	0.202	2.679	-4.091	75	70
9	5.181	0.193	9.151	-1.292	77	70	5.297	0.189	7.714	-1.450	76	70
10	5.512	0.181	-1.884	-3.104	77	70	5.493	0.182	-2.480	-3.190	77	70
11	6.038	0.166	-2.145	-7.907	77	72	6.184	0.162	-2.350	-7.478	77	72
12	6.262	0.160	0.643	-10.820	77	76	6.399	0.156	-0.543	10.870	77	76
13	7.718	0.130	-1.912	2.034	77	76	7.840	0.128	1.789	-2.057	77	76
14	8.111	0.123	10.470	0.169	81	76	8.290	0.121	11.090	-1.224	81	76
15	8.293	0.121	-2.107	5.034	81	77	8.410	0.119	-1.230	-4.714	81	77
16	8.923	0.112	14.270	-1.112	87	77	9.076	0.110	13.870	-1.287	87	77
17	9.725	0.103	0.397	7.783	87	80	9.956	0.100	0.349	7.655	87	79
18	10.243	0.098	-0.440	-2.198	87	80	10.436	0.096	0.288	2.553	87	80
19	11.197	0.089	0.723	7.806	87	82	11.463	0.087	-0.785	-6.765	87	81
20	11.611	0.086	-1.135	4.807	87	83	11.817	0.085	1.503	-6.779	87	83

(2) 時刻歴応答解析

・アーチリブ

アーチリブの最大・最小応答曲げモーメント、最大・最小応答曲率およびM-φ曲線を図-3.2.7, 図-3.2.8, 図-3.2.9 に示す。アーチリブの応答を見ると、両アーチスプリングングではひび割れモーメントを超えているが降伏点まで至っていない。その他の部位では、アーチクラウンの一部を除いて、ひび割れモーメントまで至っていない。

図-3.2.7 の最大・最小応答曲げモーメント図を見ると、負の応答曲げモーメントは、CASE 2を除いて他の3ケースとも相関が高い。これは、CASE 2のバイリニアモデルは、1次剛性がひび割れ点を通るモデルのため、降伏点までの剛性が高いためと思われる。

図-3.2.9 のM-φ曲線を見ると、CASE 3の軸力変動トリリニアモデルとCASE 4のファイバーモデルとの骨格曲線は良く類似している。ただし、応答曲率はCASE 4のほうが小さくなっている。これは、コンクリートと鉄筋の除荷勾配の影響と推定される。特に鉄筋は降伏点に達していないため部材としての履歴は原点指向の傾向が大きい。ここに(図-3.2.10参照)、意図的に部材が降伏するように入力波形を拡大して解析したアーチリブのM-φ履歴を示すが、曲げモーメント、曲率ともに近似して来ることがわかる。正の曲げモーメントについても同様である。

・鉛直材

鉛直材のM-φ曲線を図-3.2.11に示す。

鉛直材の応答を見ると、4ケースともにアーチクラウンに近いV5~V7では降伏点を超えているが許容曲率以内である。その他の部材は全てひび割れモーメントを超

えている。

鉛直材の応答曲げモーメントおよび応答曲率の値は、各ケースともにバラツキが大きい。これは、全ての鉛直材の応答が非線形域に入っているため、非線形モデルの違いが鉛直材の荷重分担に影響を与えているためと考えられる。

・軸力変動

アーチリブの軸力変動幅を図-3.2.12に示す。軸力変動幅はアーチスプリングング部の方がクラウン部より大きく、アーチスプリングング部の変動幅は初期軸力21000tfに対して14000tf程度に及んでいる。各モデルによるアーチリブの軸力変動幅は、アーチスプリングング部でCASE 4のファイバーモデルが他ケースに比べて小さく、アーチクラウン部では逆にCASE 4が大きい結果となった。

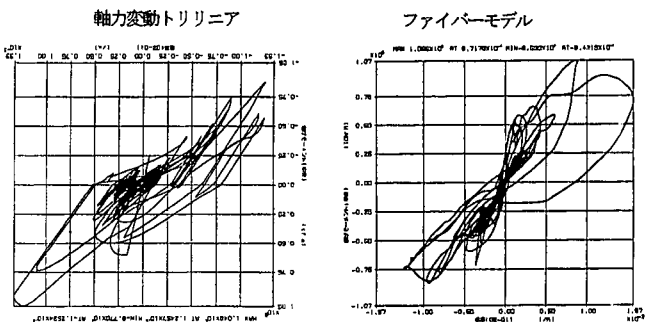


図-3.2.10 M-φ履歴曲線の比較

第3編 コンクリートアーチ橋

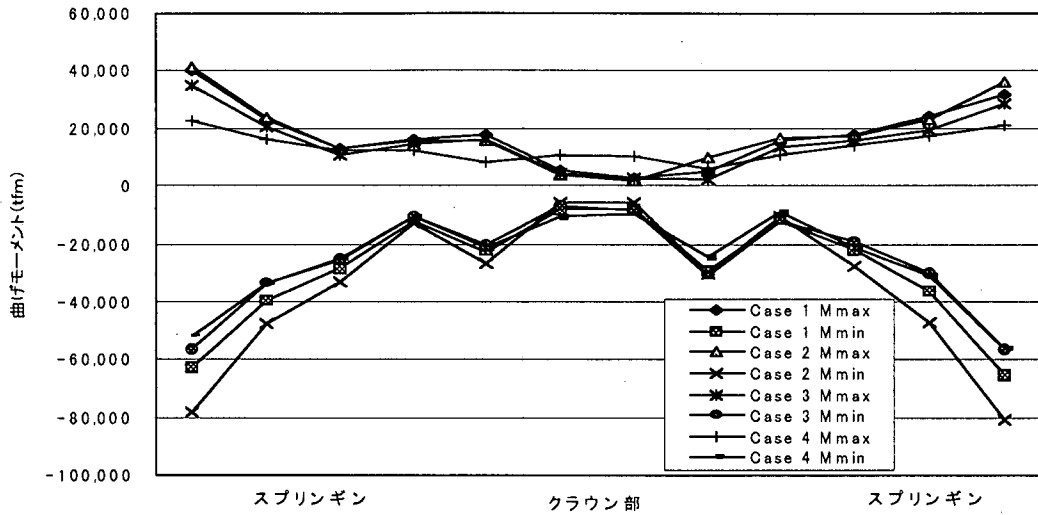


図-3.2.7 最大・最小曲げモーメント

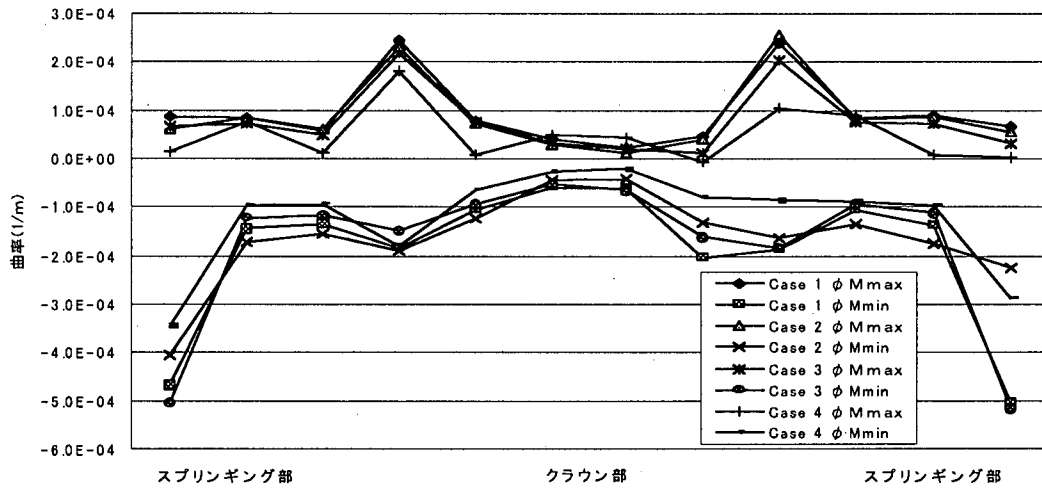


図-3.2.8 最大・最小曲げモーメント時の曲率

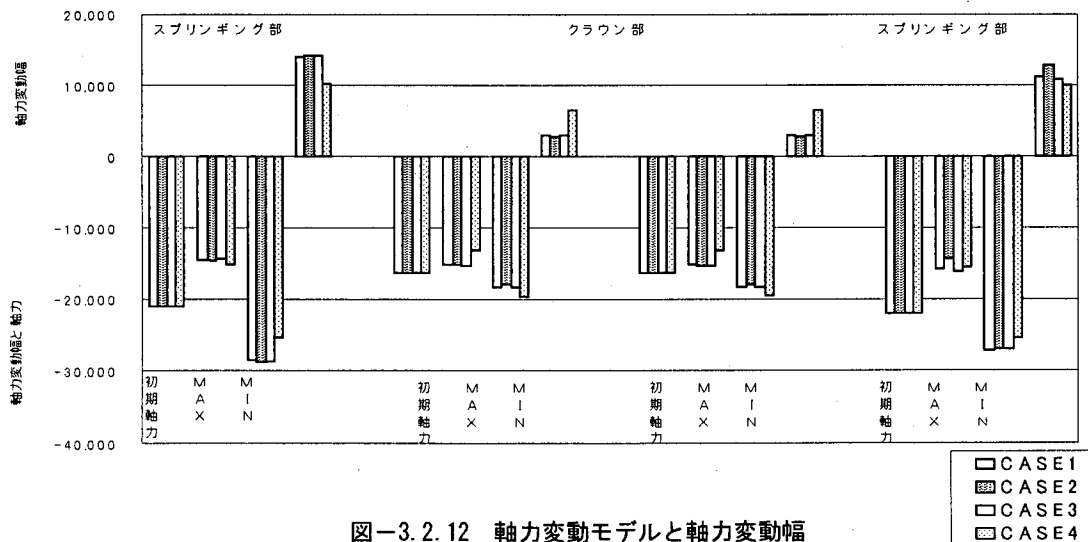


図-3.2.12 軸力変動モデルと軸力変動幅

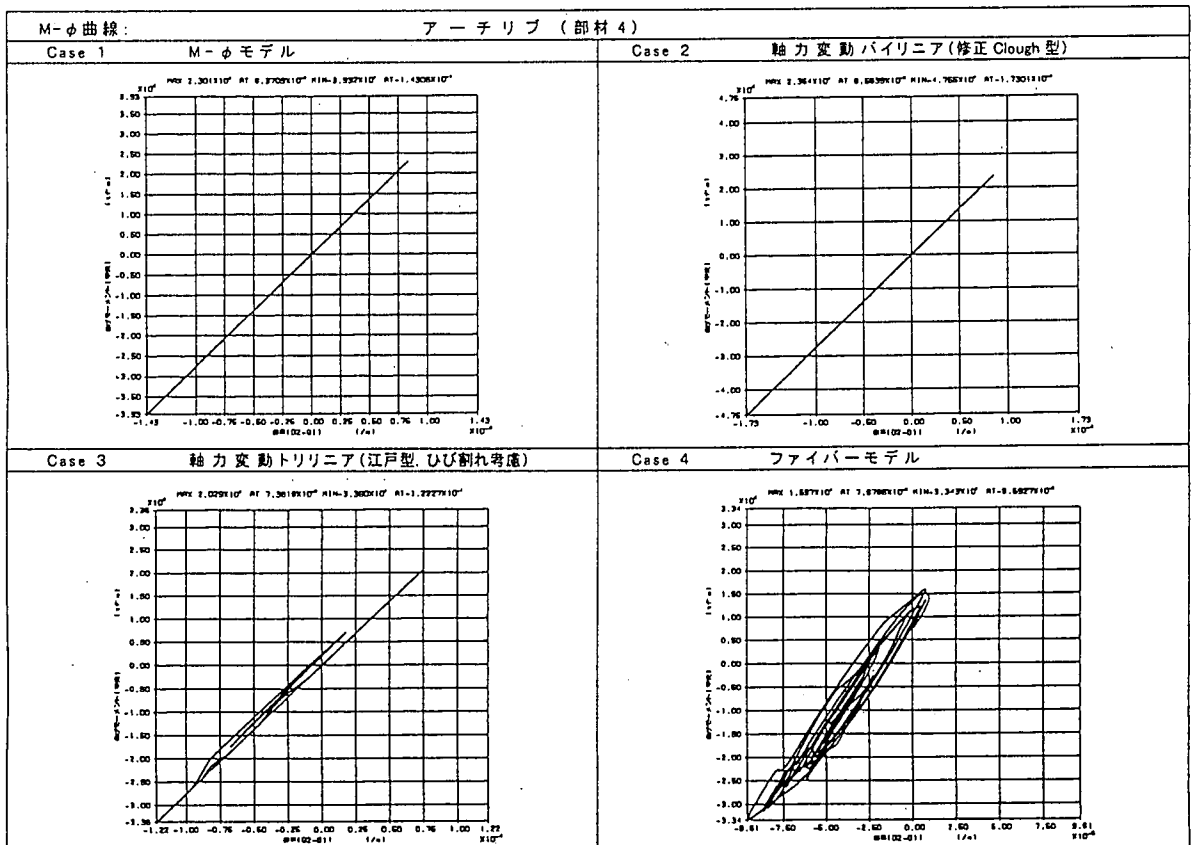
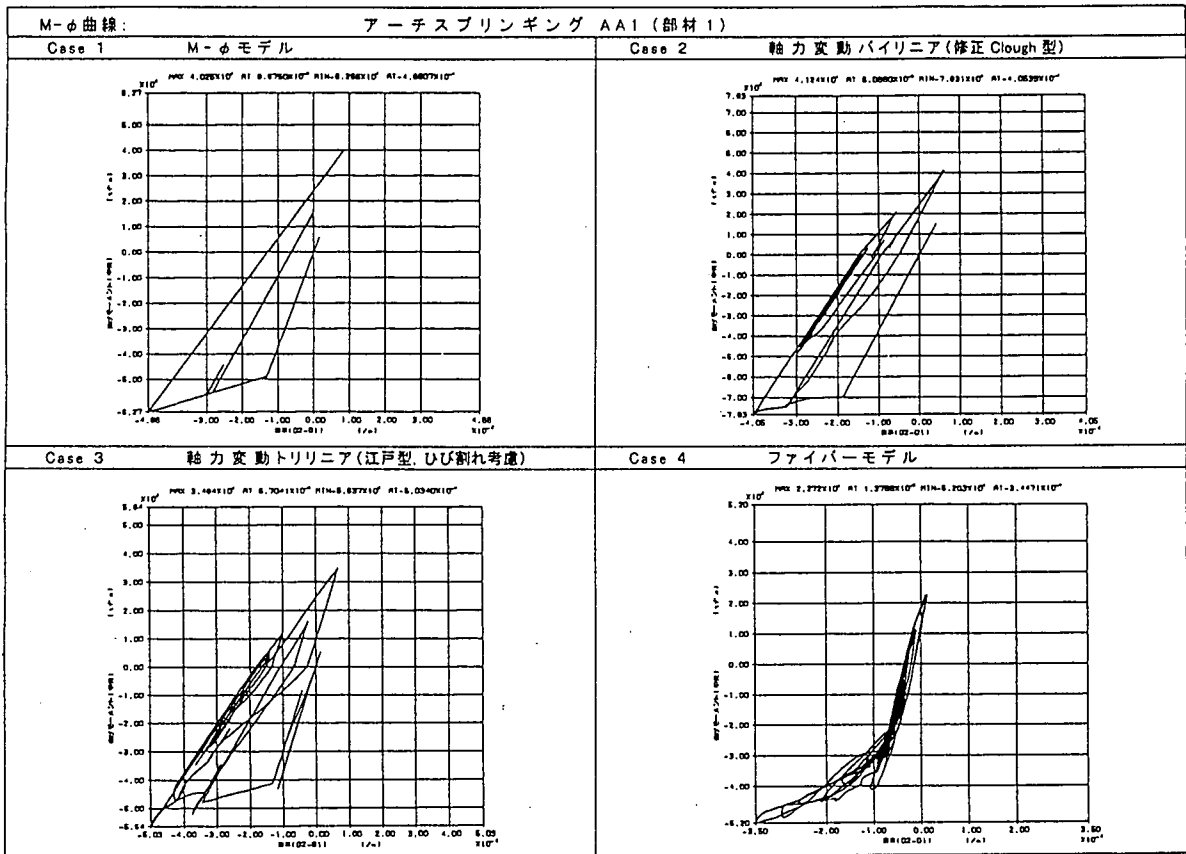


図-3.2.9 アーチリブのM-φ履歴曲線(その1)

第3編 コンクリートアーチ橋

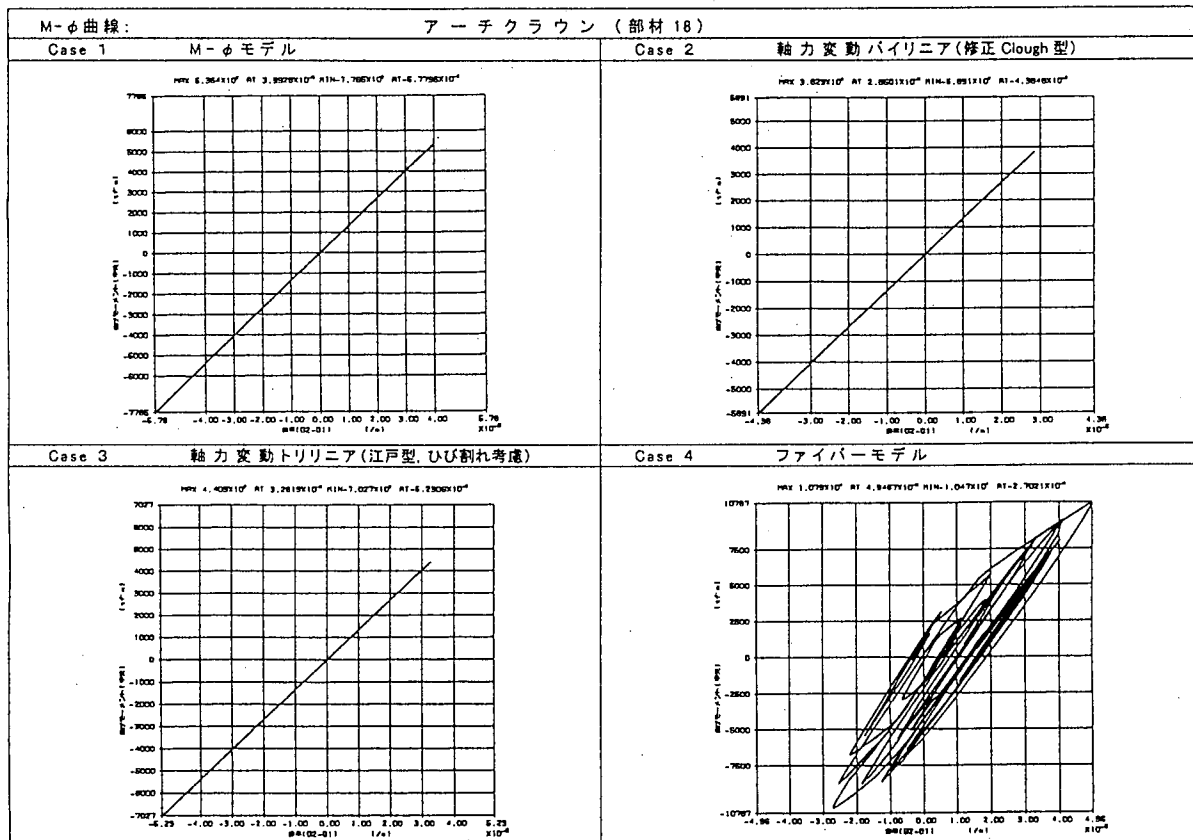
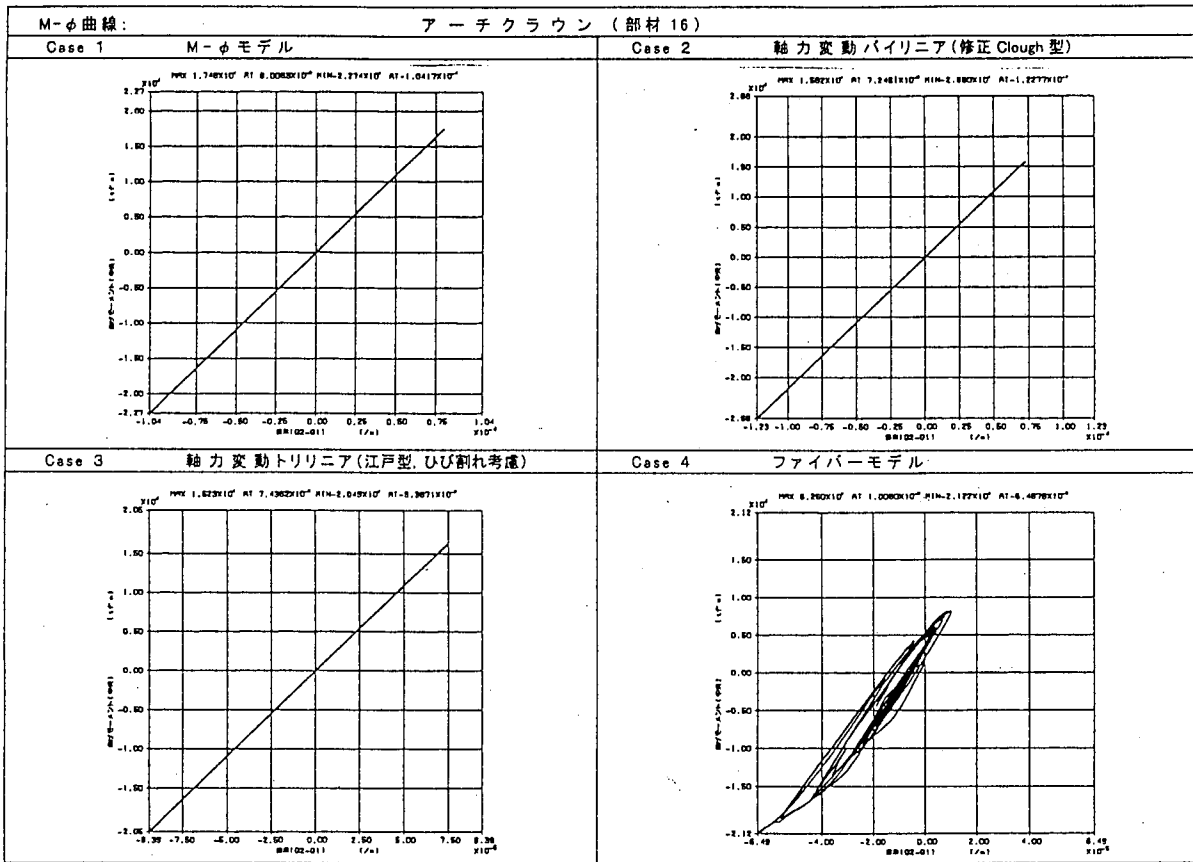


図-3.2.9 アーチリブのM-φ履歴曲線 (その2)

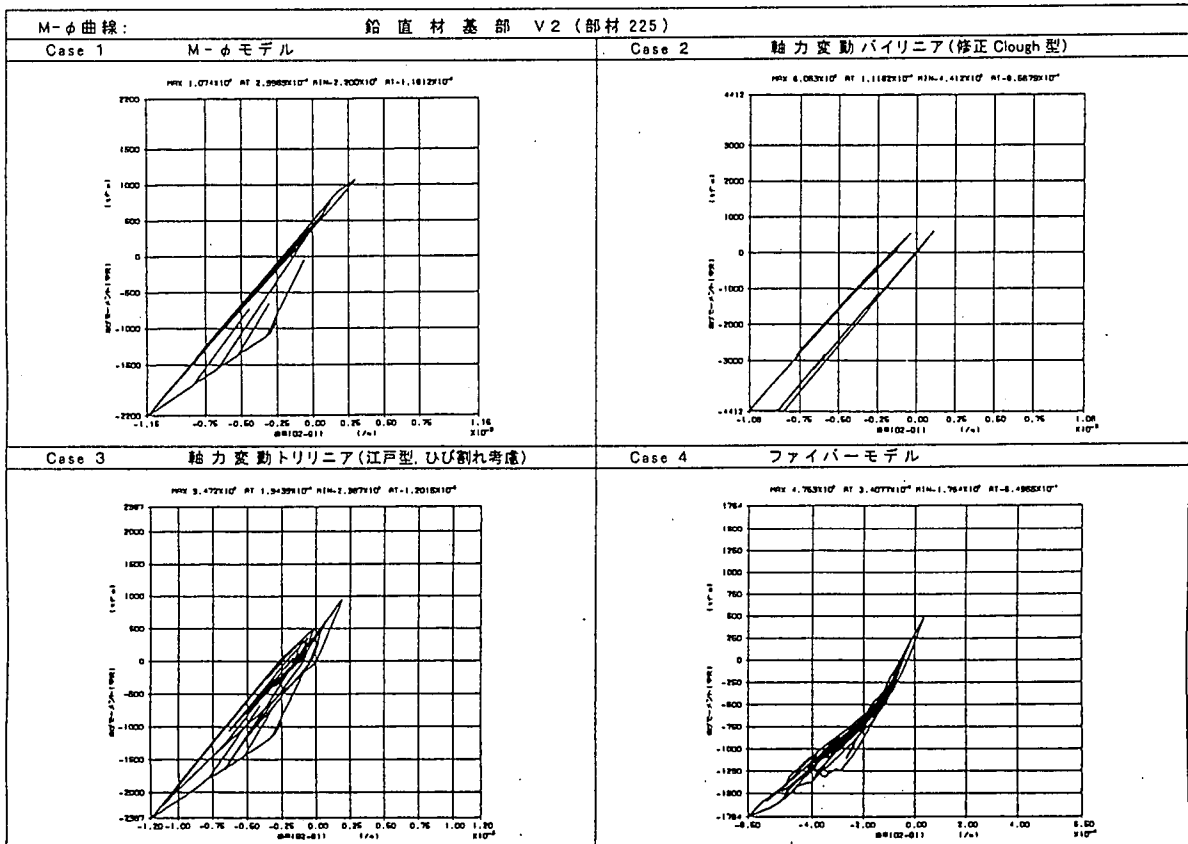
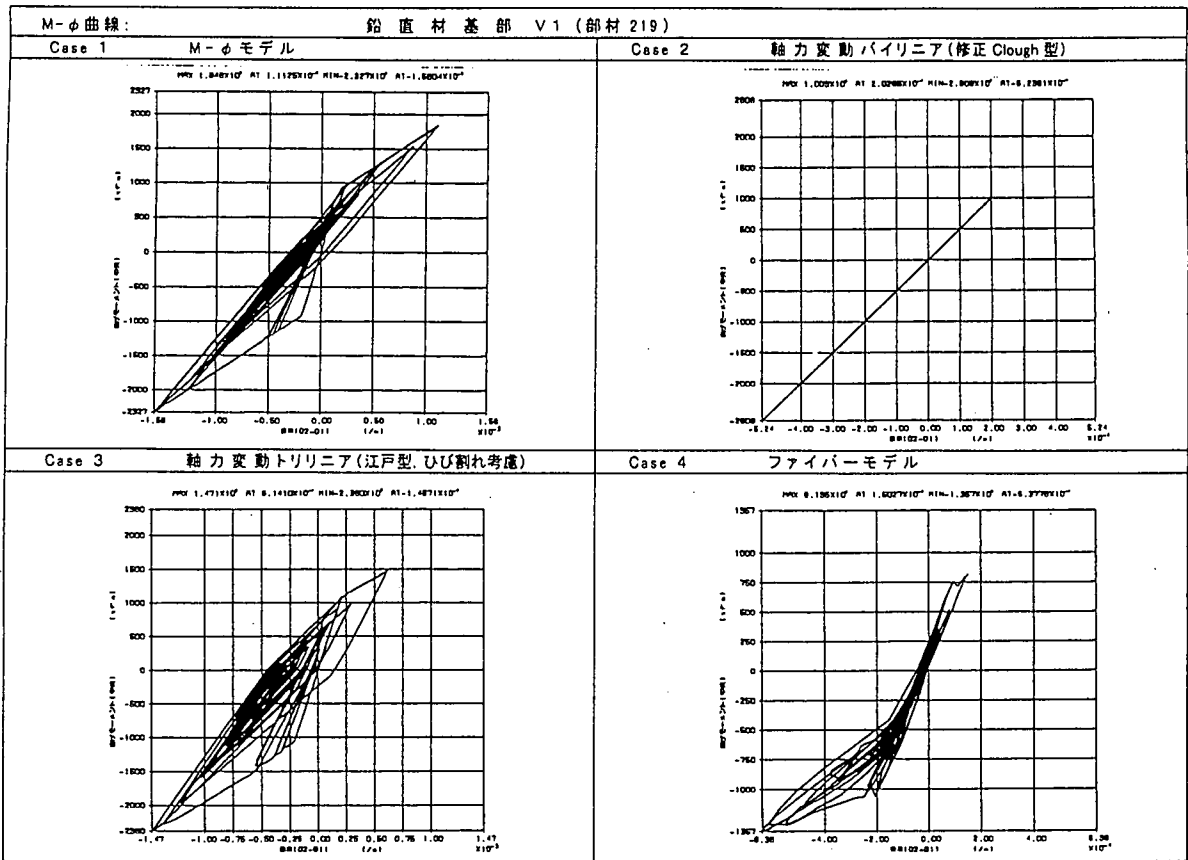


図-3.2.11 鉛直材のM-φ履歴曲線(その1)

第3編 コンクリートアーチ橋

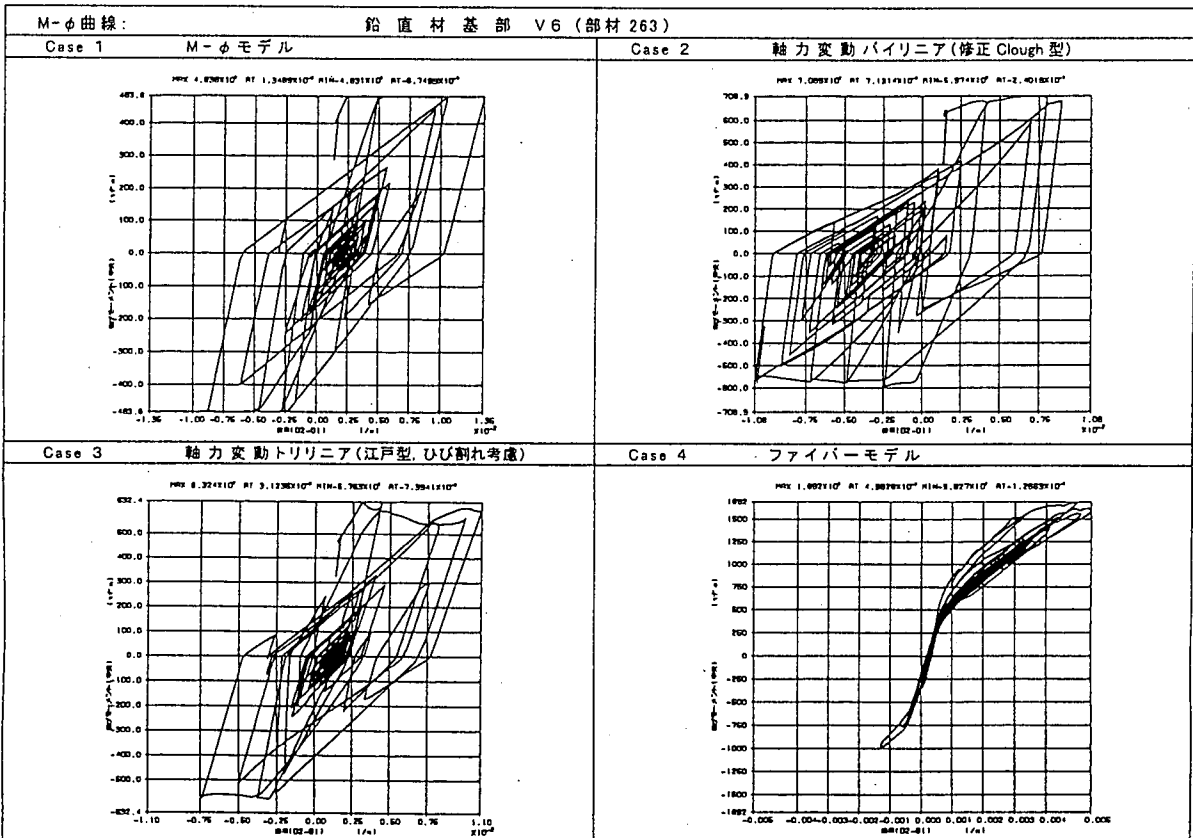
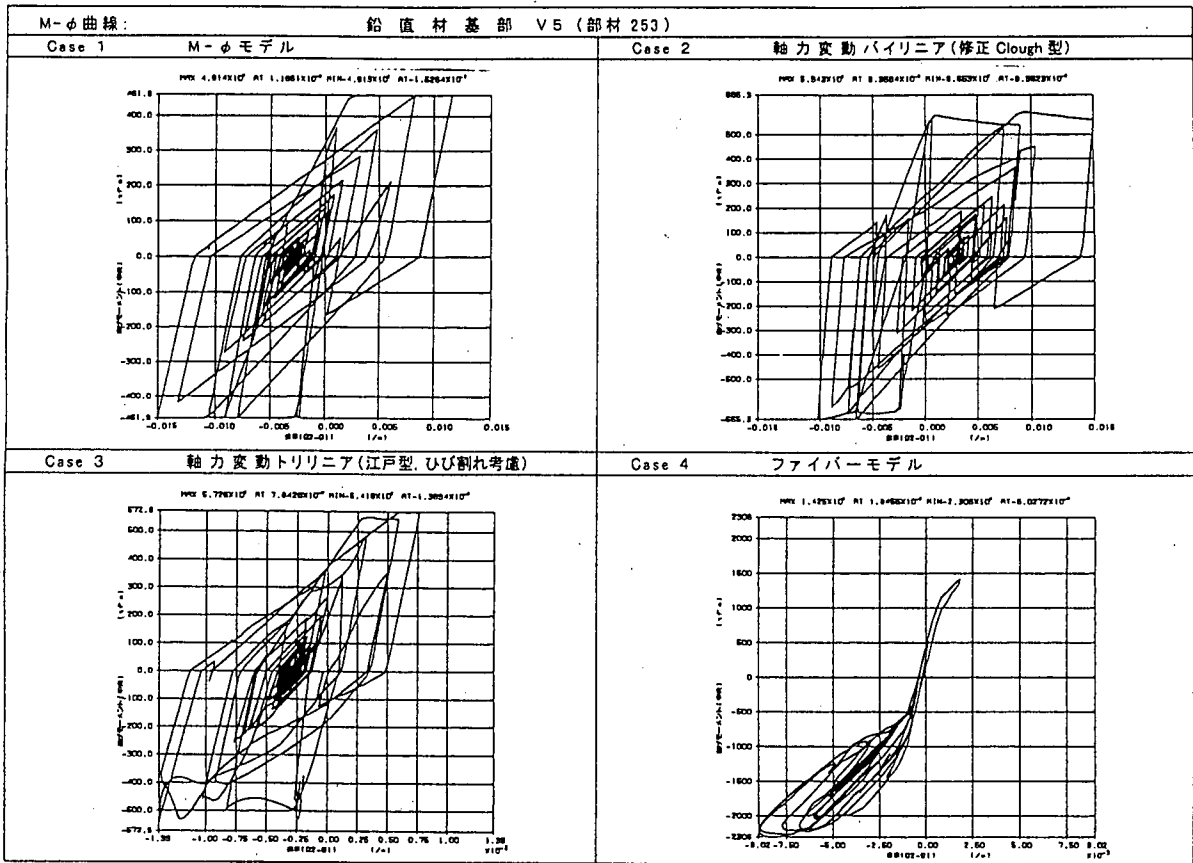


図-3.2.11 鉛直材のM-φ履歴曲線(その2)

3. 3 支承部結合条件の検討

3.3.1 解析の目的

ここに、橋軸方向における支承部結合条件の違いが地震時動的解析結果に及ぼす影響を検討する。

本橋梁における補剛桁と橋脚、エンドポストおよび鉛直材との結合条件は、剛結構造または支承構造となっている。その結合状態は図-3.3.1に示すように、橋脚 P1, 鉛直材 VP1 と VP10 が剛結構造、橋脚 P2, P3, P4, エンドポスト EP1, EP2, 鉛直材 VP2~VP9 および橋台 A1, A2 がゴム支承とストッパーとからなっている。特に、ゴム支承とストッパーを有する部材はその構造上から大規模地震時には補剛桁との相対変位を拘束する事も予想される。

一般に、中規模地震までの解析における支承部のモデル化は可動モデルで評価できると考えられるが、ここでは大規模地震時におけるストッパーの影響を評価するためにこれをモデル化する。また、支承部をピン構造とした構造モデルも併せて検討することとする。

3.3.2 検討モデル

橋軸方向の検討であることから、解析モデルは A1 橋台から A2 橋台のうち補剛桁が連続する P2 橋脚から A2 橋台までの区間をモデル化する。

支承部の検討モデルは前記のことより以下の3タイプとする。

- タイプ1：可動モデル
- タイプ2：ピンモデル
- タイプ3：ストッパーモデル

ここに、タイプ3のストッパーモデルはタイプ1の可動モデルに125mmの遊間を考慮した非線形弾性部材を付加したものであり、その初期剛性には固有値解析に影響を及ぼさないような緩やかな剛性を設定した。(図-3.3.2参照)

表-3.3.1 支承部の結合条件

	タイプ1 可動モデル	タイプ2 ピンモデル	タイプ3 ストッパーモデル
鉛直方向	剛バネ結合	剛バネ結合	剛バネ結合
水平方向	自由	ピン	非線型弾性
回転	自由	自由	自由

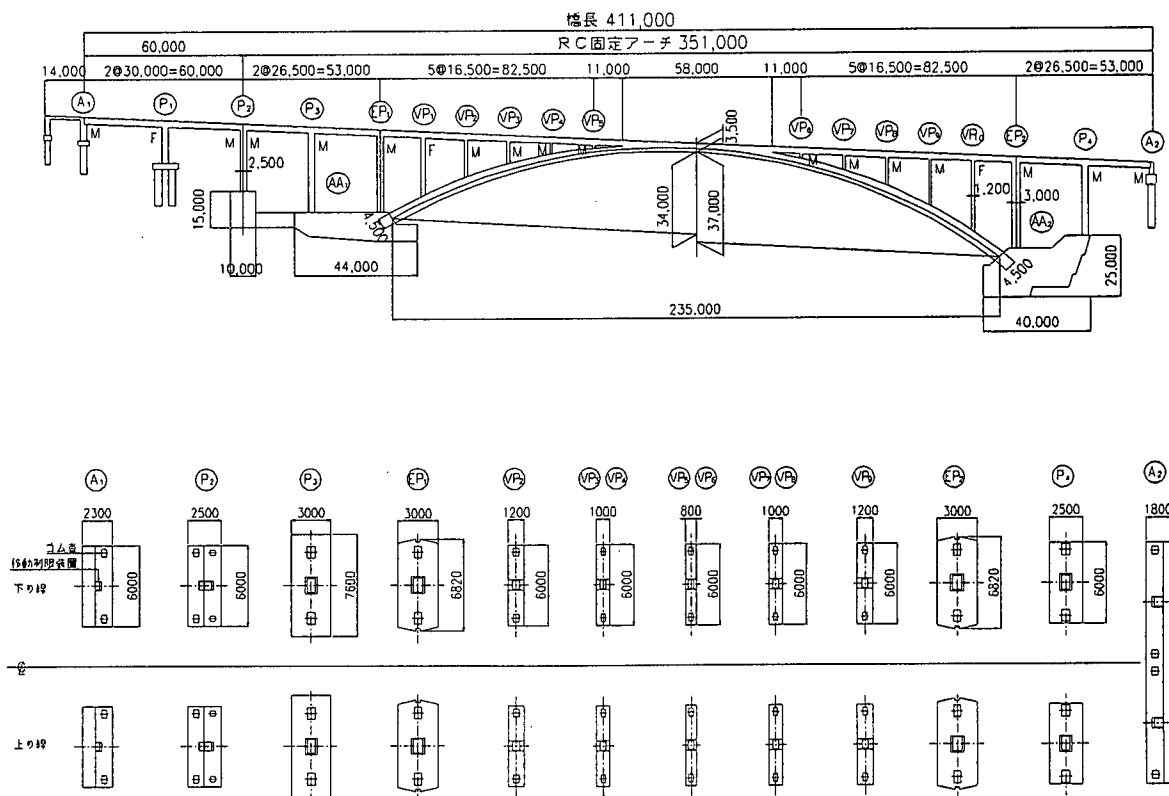


図-3.3.1 支承部結合条件と構造

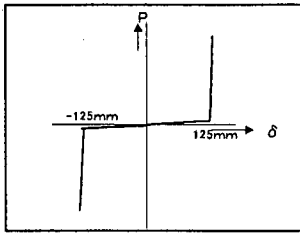


図-3.3.2 ストッパーモデル

部材特性は以下のとおりとした。アーチリブと鉛直材の非線型モデルは軸力変動トリリニア（江戸型）モデル，橋脚は武田モデル，補剛桁は弾性はりモデルとし，初期応力は全支保工施工時の死荷重による応力とした。

各構造要素の減衰定数は表-3.3.2 のとおりとした。ここでは，基礎は剛結構造とし減衰は考慮していない。

表-3.3.2 各構造要素の減衰定数

	減衰定数
補剛桁	3%
アーチリブ	2%
エンドポスト	2%
鉛直材	2%
橋脚	2%

入力波形は CASE 6（タイプ II-I-3）を橋軸方向に水平加震する。

3.3.3 解析結果

(1) 固有値解析

固有値解析結果の固有振動モードを図-3.3.3 に，固有値解析結果の一覧を表-3.3.3~3.3.4 に示す。ここに，ストッパーモデルは可動モデルと同じである。固有振動モードは，タイプ1の可動モデルとタイプ2のピンモデル共に1次振動モードでは逆対称1次モード，2次振動モードでは対称2次モードを示すが，可動モデルでは3次振動モード以降に橋脚・エンドポスト・鉛直材が単独で振動するモードが現れる。

1次振動モードの固有周期はタイプ1の可動モデルが $T=1.591$ 秒に対してタイプ2のピンモデルは 1.378 秒であり，いずれも $T=1.1$ 秒以上で I 種地盤の標準加速度応答スペクトルの低減領域に入っている。以上のことは，図-3.3.4 モード次数と固有周期からも読み取ることが出来る。

橋軸方向と鉛直方向におけるモード次数と有効

質量との関係を図-3.3.5，図-3.3.6 に示す。橋軸方向の有効質量は，可動モデルでは1次と14次で大きな値（有効質量比16%および20%）を示しその中間領域で橋脚等の振動モードの影響が現れているのに対して，ピンモデルでは1次と5次および6次で大きな値（有効質量比21%，11%および26%）を示している。一方，鉛直方向の有効質量は，可動モデルでは8次と12次で大きな値（有効質量比28%および12%）を示しておりその他の次数では小さいのに対し，ピンモデルでは3次で大きな値（有効質量比36%）を示しておりその他の次数では小さい。

各振動モードの有効質量比は，可動モデルおよびピンモデルいずれも，卓越する大きな値を示さずその分布も一様ではない。このことより，コンクリートアーチ橋の地震時耐力照査においてプッシュオーバーアナリシス法などの静的な解析方法の適用が難しいと予想される。

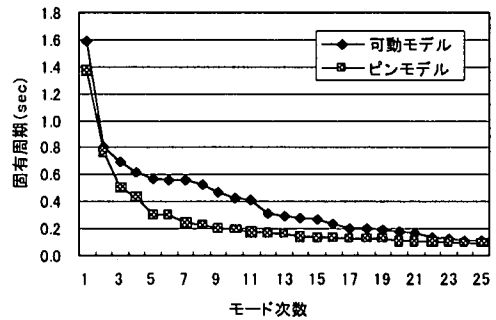


図-3.3.4 モード次数と固有周期

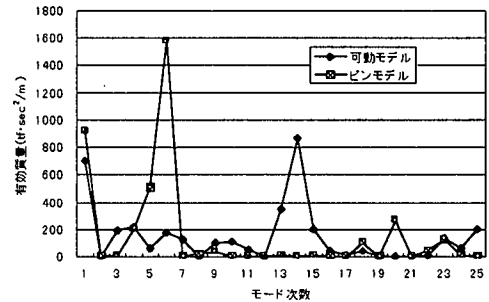


図-3.3.5 モード次数と橋軸方向の有効質量

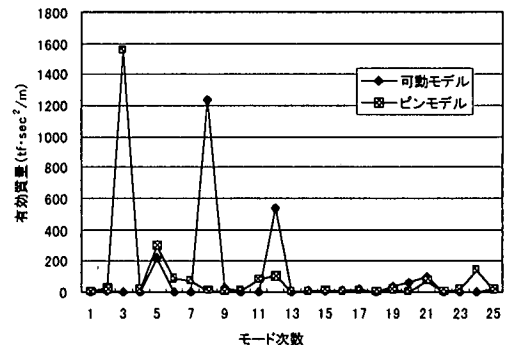


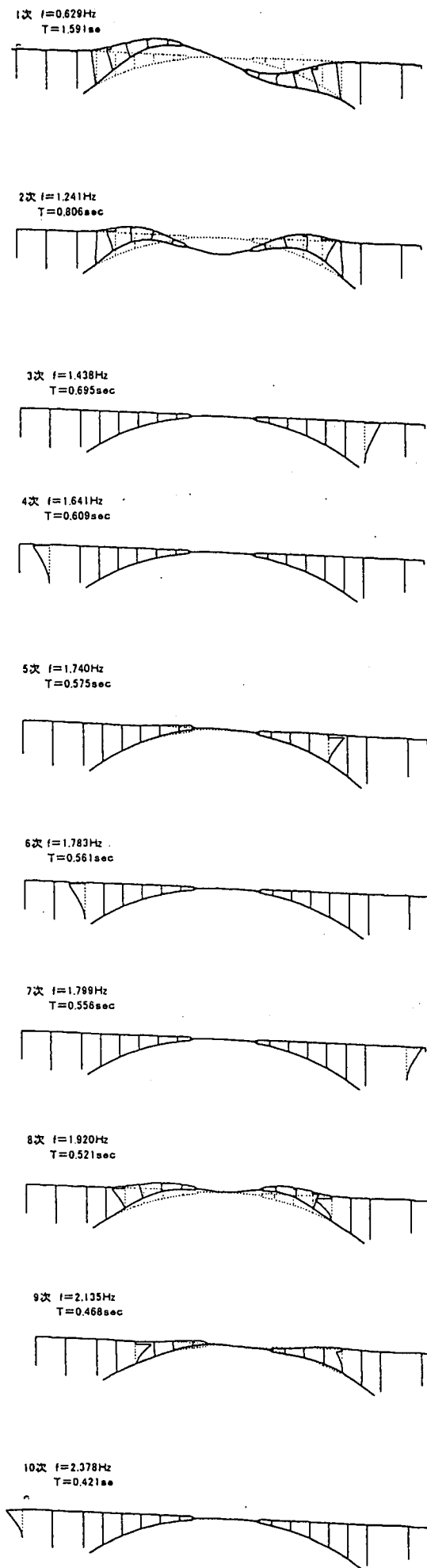
図-3.3.6 モード次数と鉛直方向の有効質量

表-3.3.3 固有値解析結果(可動モデル)

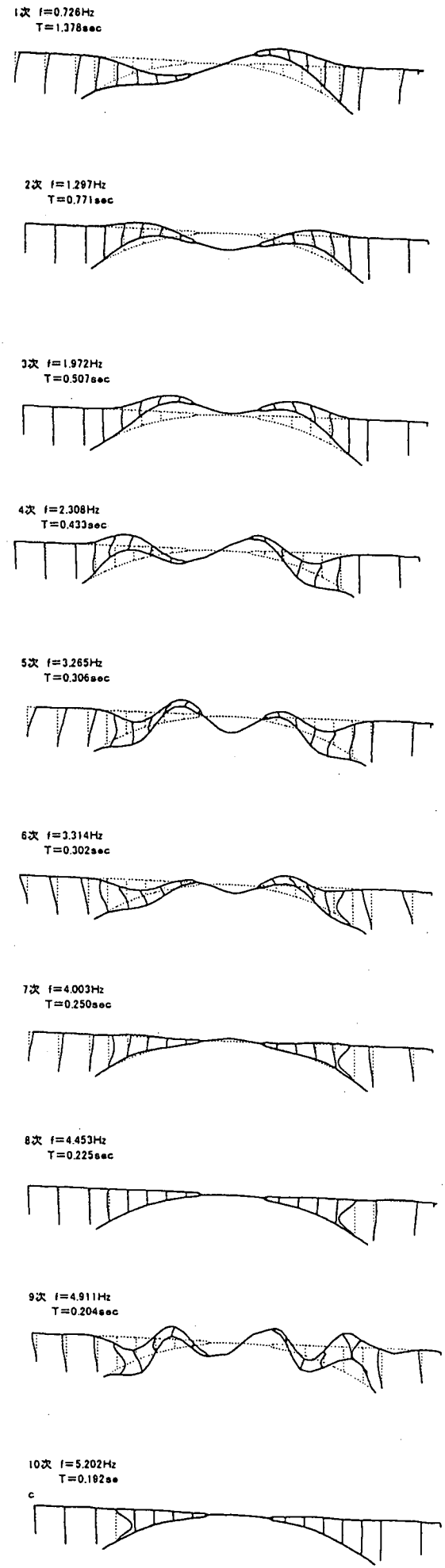
数次	固有振動数	固有周期	Tx			Ty			全有効質量比 累積 %
			刺激係数	有効質量	累積有効質量比 %	刺激係数	有効質量	累積有効質量比 %	
1	0.6286	1.59080	-26.57	705.80	16	1.03	1.06	0	8.0
2	1.2412	0.80565	-1.15	1.33	16	-2.96	8.78	0	8.1
3	1.4382	0.69534	13.73	188.50	20	0.00	0.00	0	10.3
4	1.6407	0.60949	-14.61	213.60	25	0.00	0.00	0	12.7
5	1.7401	0.57468	7.42	55.10	26	14.92	222.60	5	15.8
6	1.7825	0.56101	-13.06	170.60	30	0.00	0.00	5	17.8
7	1.7991	0.55583	11.23	126.10	33	0.00	0.00	5	19.2
8	1.9200	0.52082	-2.00	4.01	33	35.09	1231.00	33	33.2
9	2.1350	0.46838	9.77	95.35	35	5.14	26.45	34	34.6
10	2.3780	0.42052	-10.31	106.30	38	0.00	0.00	34	35.8
11	2.3990	0.41684	-6.99	48.88	39	1.71	2.91	34	36.4
12	3.2402	0.30863	-0.52	0.27	39	23.11	534.00	46	42.5
13	3.4460	0.29019	-18.69	349.20	47	-0.41	0.17	46	46.4
14	3.5587	0.28100	29.49	869.40	67	-2.33	5.43	46	56.3
15	3.6767	0.27198	-14.12	199.40	71	-2.37	5.60	46	58.7
16	4.2485	0.23538	-6.72	45.15	72	-3.54	12.52	47	59.3
17	4.9026	0.20398	2.14	4.57	72	-3.80	14.43	47	59.5
18	4.9741	0.20104	-6.64	44.06	73	0.74	0.54	47	60.0
19	5.4167	0.18462	1.53	2.34	73	5.92	35.02	48	60.5
20	5.7279	0.17458	-0.93	0.86	73	-7.72	59.60	49	61.2
21	6.0628	0.16494	-1.05	1.11	73	10.01	100.20	51	62.3
22	7.5709	0.13208	3.14	9.87	74	-1.91	3.66	51	62.5
23	7.8007	0.12819	11.66	136.00	77	1.30	1.69	51	64.0
24	8.6457	0.11566	7.69	59.17	78	0.00	0.00	51	64.7
25	8.7663	0.11407	-14.12	199.40	83	4.09	16.70	52	67.1

表-3.3.4 固有値解析結果(ピンモデル)

数次	固有振動数	固有周期	Tx			Ty			全有効質量比 累積 %
			刺激係数	有効質量	累積有効質量比 %	刺激係数	有効質量	累積有効質量比 %	
1	0.7257	1.37800	30.32	919.10	21	-1.04	1.08	0	10.4
2	1.2974	0.77075	-1.82	3.30	21	-5.47	29.93	1	10.8
3	1.9718	0.50716	3.14	9.88	21	39.36	1550.00	36	28.5
4	2.3081	0.43326	-14.05	197.30	26	3.89	15.12	36	30.9
5	3.2645	0.30633	22.58	509.70	37	-17.39	302.40	43	40.1
6	3.3144	0.30172	-39.66	1573.00	73	-9.41	88.47	45	59.0
7	4.0028	0.24982	1.96	3.83	73	8.22	67.63	47	59.8
8	4.4526	0.22459	4.27	18.22	73	-3.12	9.71	47	60.1
9	4.9107	0.20364	-5.85	34.23	74	-0.16	0.03	47	60.5
10	5.2020	0.19223	-0.04	0.00	74	-2.20	4.86	47	60.5
11	5.7464	0.17402	-1.17	1.36	74	-8.82	77.73	49	61.4
12	6.0328	0.16576	-0.41	0.17	74	10.21	104.30	51	62.6
13	6.3614	0.15720	2.68	7.19	74	-1.83	3.33	51	62.7
14	6.9377	0.14414	-0.63	0.39	74	-0.60	0.36	51	62.8
15	7.4234	0.13471	3.49	12.17	75	-2.58	6.66	51	63.0
16	7.6612	0.13053	1.49	2.22	75	-1.23	1.51	51	63.0
17	7.8911	0.12672	-1.66	2.75	75	2.98	8.89	52	63.1
18	8.0270	0.12458	-10.16	103.20	77	-1.13	1.28	52	64.3
19	8.2596	0.12107	1.20	1.44	77	-4.39	19.24	52	64.6
20	8.7061	0.11486	-16.25	264.00	83	0.78	0.61	52	67.6
21	9.3956	0.10643	1.63	2.65	83	-8.66	74.99	54	68.4
22	10.0390	0.09962	-6.59	43.43	84	0.54	0.29	54	68.9
23	10.4090	0.09607	-11.17	124.90	87	-3.96	15.67	54	70.5
24	10.7430	0.09309	-2.18	4.74	87	11.99	143.80	57	72.2
25	11.2070	0.08923	-1.63	2.67	87	4.21	17.72	58	72.5



(a) 可動モデル



(b) ピンモデル

図-3.3.3 固有振動モード

(2) 時刻歴応答解析

アーチリブ、鉛直材基部、橋脚・エンドポストのタイプII地震動に対する最大・最小曲げモーメントを図-3.3.7, 図-3.3.8, 図-3.3.9に示す。

・アーチリブ

アーチリブの最大・最小曲げモーメントはタイプ2のピンモデルが他モデルに比べて大きく、特にアーチクラウン部にその傾向が現れている。また、タイプ1の可動モデルとタイプ3のストッパーとの相異はほとんど現れていない。

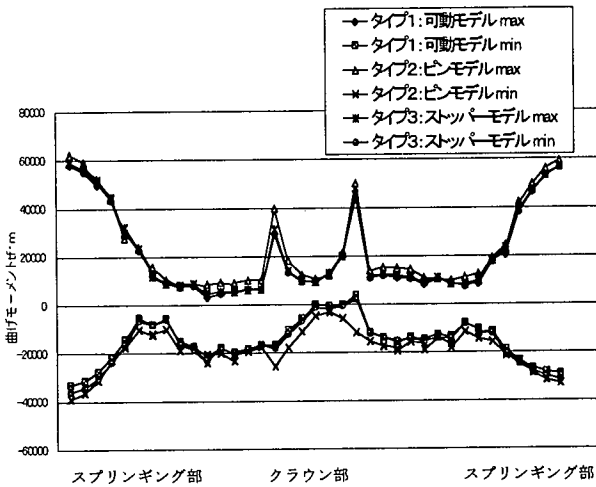


図-3.3.7 アーチリブの最大最小曲げモーメント

・鉛直材基部

鉛直材基部の最大・最小曲げモーメントの絶対値はタイプ2のピンモデルおよびタイプ3のストッパーモデルのほうがタイプ1の可動モデルより大きい。これは、鉛直材天端が補剛桁に拘束されているため鉛直材が補剛桁に引き込まれる影響と思われる。

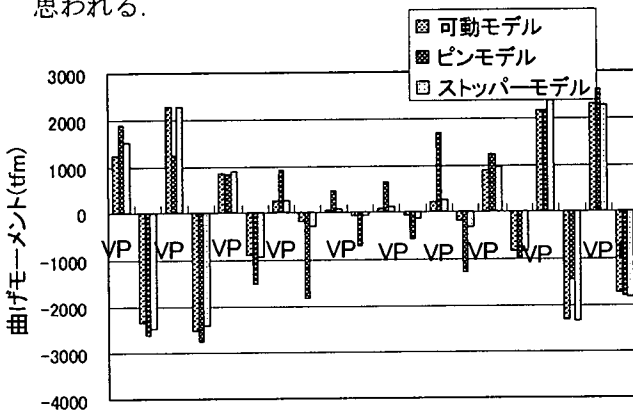


図-3.3.8 鉛直材の最大・最小曲げモーメント

・橋脚およびエンドポスト

橋脚およびエンドポストの最大最小曲げモーメントの絶対値はタイプ2のピンモデルおよびタイプ

3のストッパーモデルの方がタイプ1の可動モデルより小さい。これは、固有値解析からも判るように、橋脚やエンドポストは質量が大きく部材天端が拘束されており単独で振動しているためと思われる。

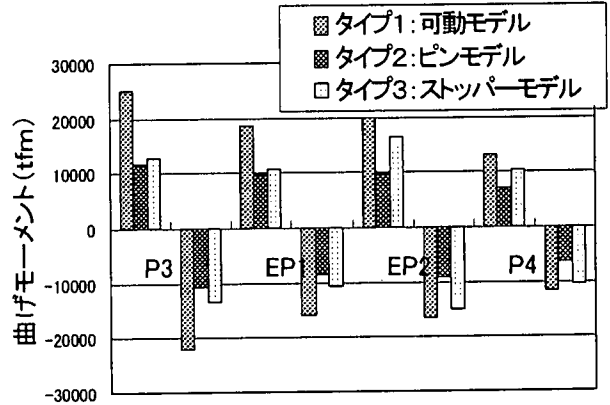


図-3.3.9 橋脚・エンドポストの最大・最小曲げモーメント

3.4 2方向同時加震に関する検討 (3次元解析)

3.4.1 検討概要

(1) 検討概要

非線形動的解析において、地震波を2方向同時加震(3次元解析)するとき、橋脚のモーメントが実際に発生する方向での塑性化判定が行われるべきであり、通常行われている断面主軸ごとの独立した塑性化判定を用いることは、必ずしも適切に橋脚の終局挙動を評価していないと考えられる。

ここでは、本編での検討アーチ橋のアーチクラウン部の変位、及びアーチスプリング部の曲げモーメントに着目し、2方向同時加震時と1方向単独加震時の応答の違いを考察して、2方向同時加震の必要性について論じた。このとき部材の2軸曲げの評価は、梁モデルとファイバーモデルの2つの方法を用いて行い、2軸曲げ評価手法の違いの影響もあわせて考察した。

(2) 解析方法

2軸曲げを評価する解析方法は以下の2ケースとする。

ケース1：2軸曲げを考慮した弾塑性梁モデル(M-θモデル)

ケース2：ファイバーモデルを用いる方法

(3) 入力地震波と加震ケース

入力地震波は、タイプI、タイプIIともそれぞれ1波とする。

地震波：タイプI SHICHIHOU BRG.LG(1993)

タイプII JWA KOBE OBS.N-S(1995)

入力地震動は地域別補正係数(Cz=0.85)で振幅補正し、橋軸方向、橋軸直角方向、および2方向同時にそれぞれに入力する。

(4) 解析モデル

本検討では2軸曲げのみに着目するため、検討モデルは地盤バネを考慮しないなど、簡略化して検討を行った。その他の条件は、図3.4.2、3.4.3に示す。

3.4.2 M-θモデルによる検討

(1) 解析モデル

解析モデルは3次元骨組みモデルとした(図-3.4.3)各部材の剛性は、アーチリブ、橋脚基部、エンドポスト基部、鉛直材基部は、非線形部材(予備計算の結果、非線形領域に入る部材)とし、それ以外の部材は線形部材とした。復元力特性は深田モデルを用いた。M-φからM-θへの変換は、各々以下(式-3.4.1、3.4.2、図-3.4.1、3.4.2)のように行った。

$$\delta = \int_0^{L_p} \phi \cdot dy = \frac{1}{2} \phi \cdot L_p^2$$

$$M = EI \cdot \phi = K1 \cdot \phi = K2 \cdot \theta$$

$$K1 \cdot \frac{\theta}{L_p} = K2 \cdot \theta$$

$$K2 = \frac{K1}{L_p} = \frac{EI}{L_p}$$

式-3.4.1

$$\theta = \frac{\delta}{\frac{1}{2}L_p} = \frac{\frac{1}{2}\phi \cdot L_p^2}{\frac{1}{2}L_p} = \phi \cdot L_p$$

$$\phi = \frac{\theta}{L_p}$$

式-3.4.2

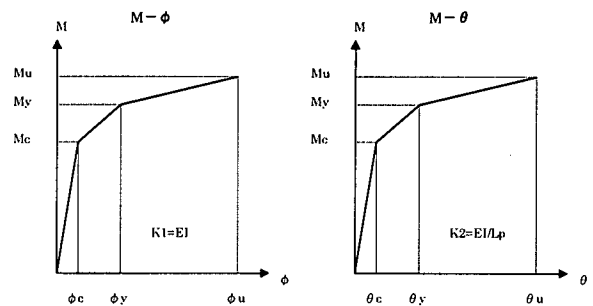


図-3.4.1

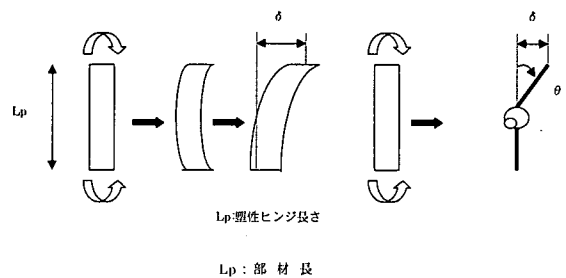


図-3.4.2

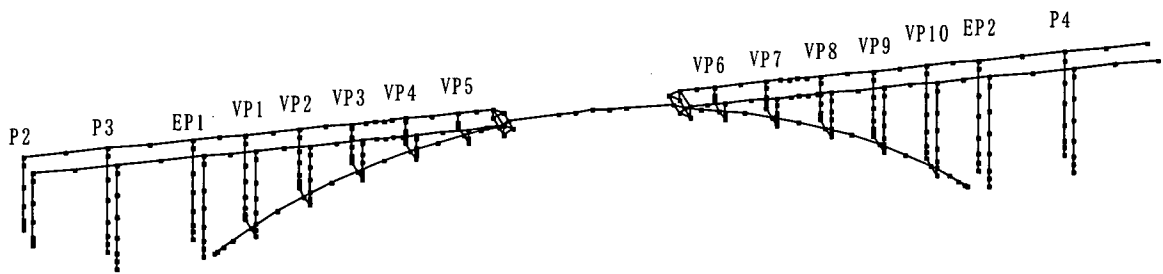


図-3.4.3 解析モデル図

3.4.3 ファイバーモデルによる検討

(1) 解析モデル

図-3.4.4に解析モデルを示す. 各部材の剛性はアーチリブを非線形部材, 鉛直材, 補剛桁は線形部材とした.

図-3.4.5に断面モデルを示す. アーチリブをコンクリート, 鉄筋, PC鋼材を考慮したモデルとした. 図-3.4.6にコンクリートと鉄筋の応力ひずみ曲線を示す. コンクリートの応力ひずみ曲線は道路橋示方書Ⅲ編図2.2.2をもとに直線近似したものを使用した.

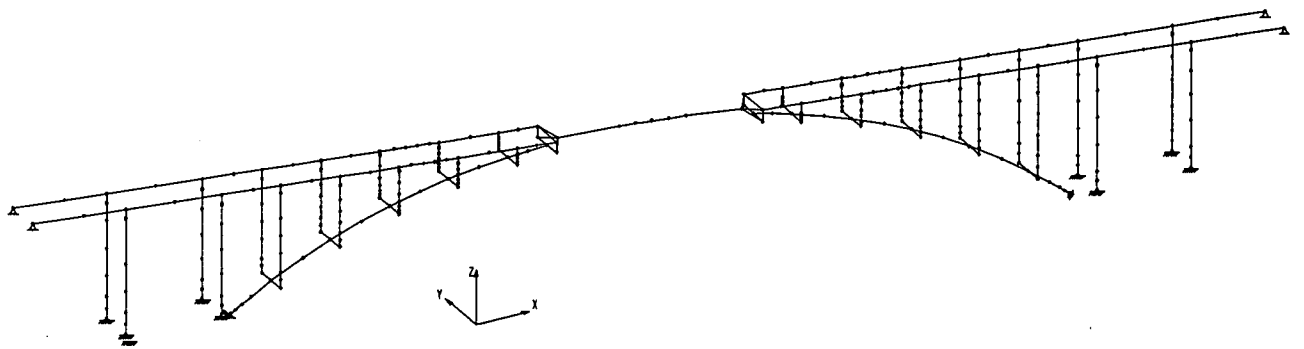


図-3.4.4 解析モデル図



図-3.4.5 アーチリブ断面モデル図

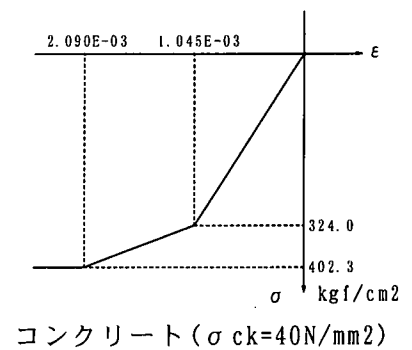
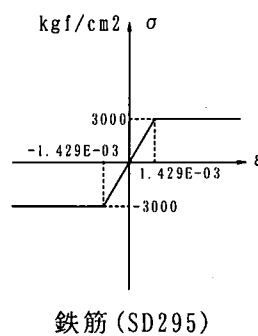
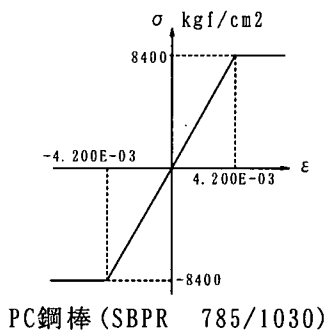


図-3.4.6 応力-ひずみ曲線

3.4.4 解析結果

解析結果を図-3.4.7～図-3.4.15, 表-3.4.1 に示す. ここで, 時刻歴応答図は初期応力を含み, 表内の数値は, M- θ モデル, ファイバー

モデルを比較するため地震力のみでの応答値とした.

- 1) タイプ I
- a) 変位

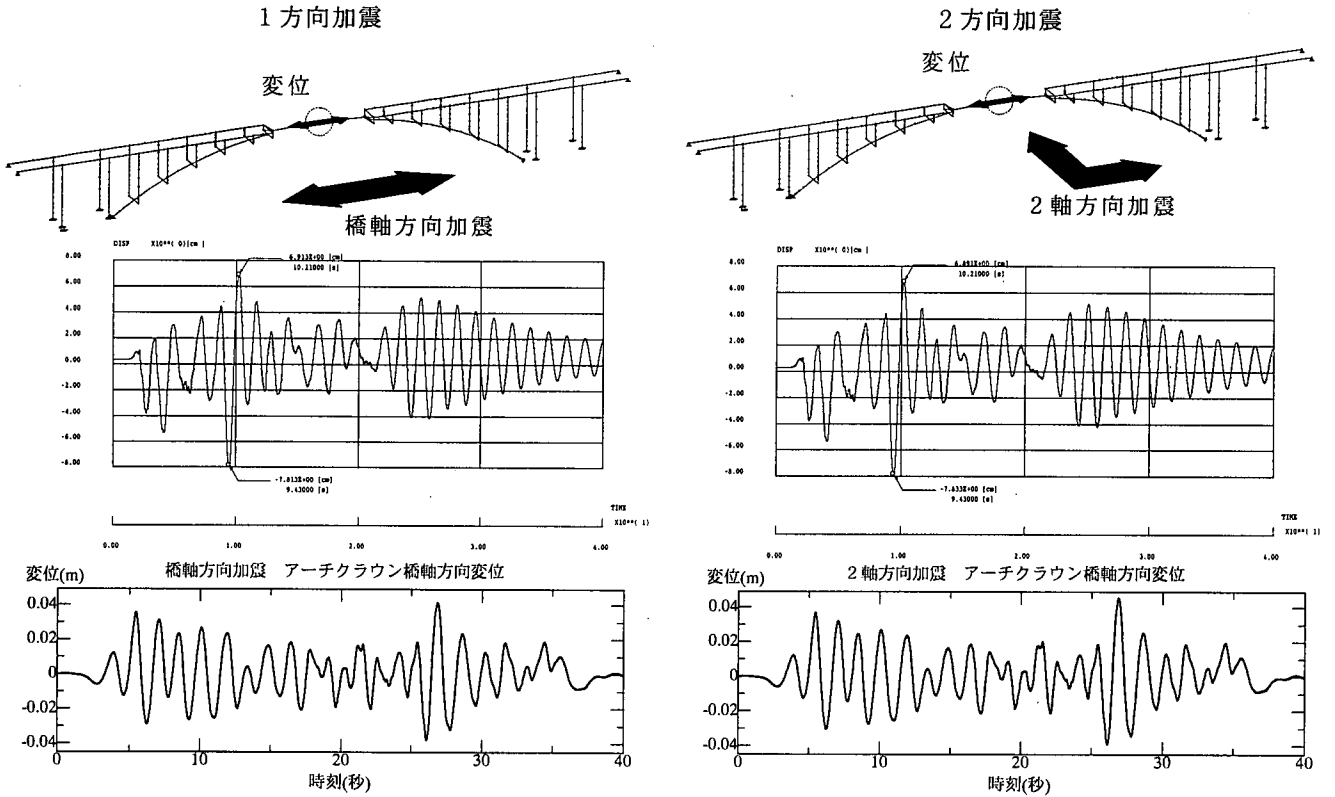


図-3.4.7 アーチクラウン部橋軸方向変位 (上段: M- θ モデル, 下段: ファイバーモデル)

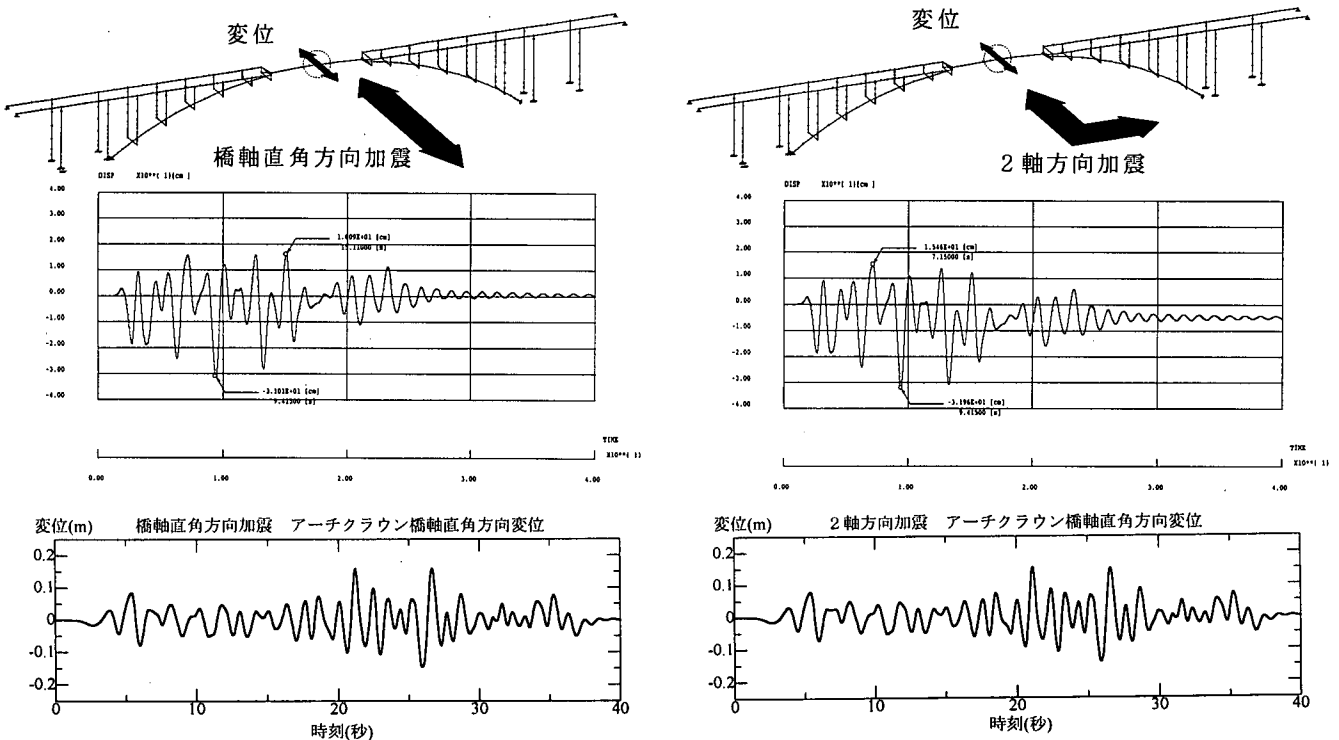
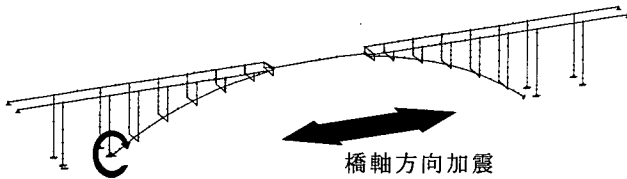


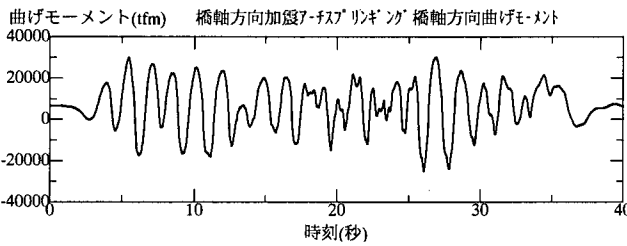
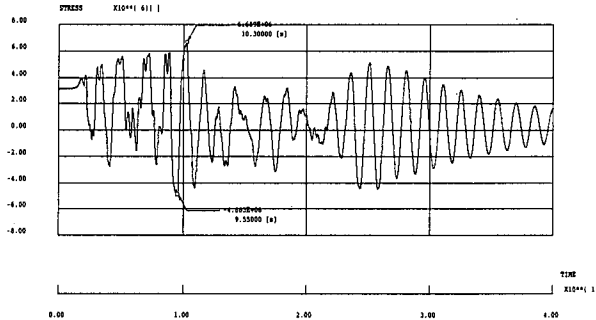
図-3.4.8 アーチクラウン部橋軸直角方向変位 (上段: M- θ モデル, 下段: ファイバーモデル)

b) 曲げモーメント

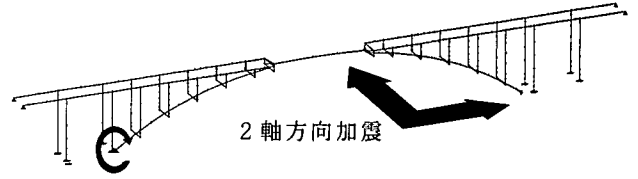
1 方向加震



曲げモーメント



2 方向加震



曲げモーメント

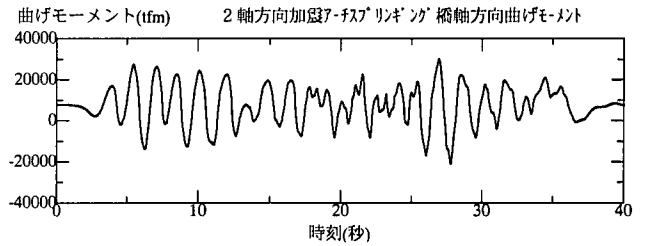
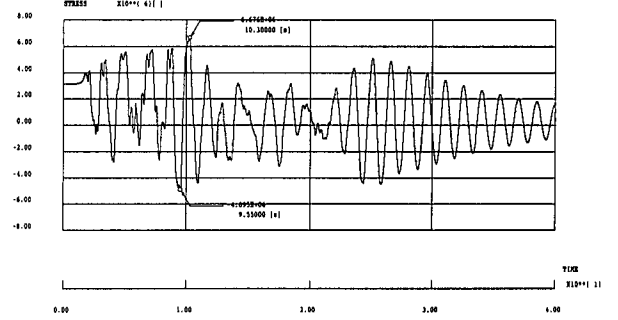
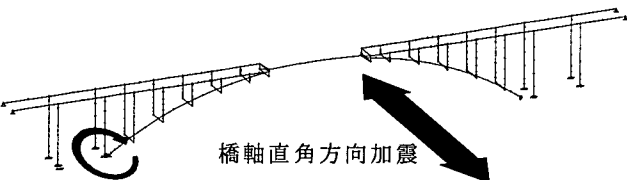
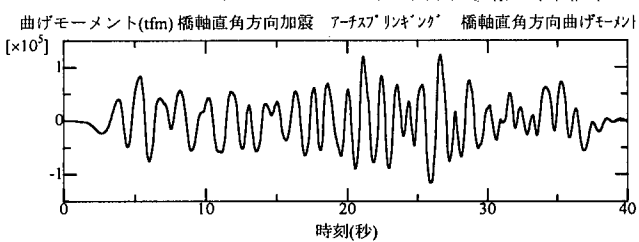
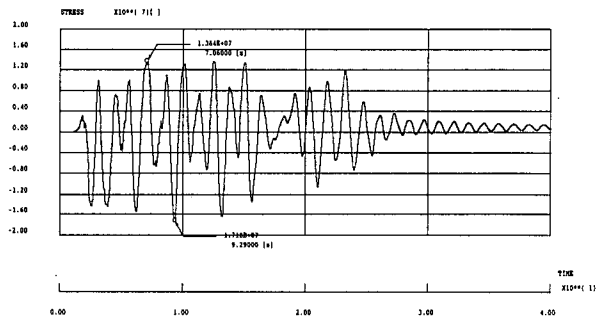


図-3.4.9 スプリング部橋軸方向曲げモーメント (上段: M-θモデル, 下段: ファイバーモデル)

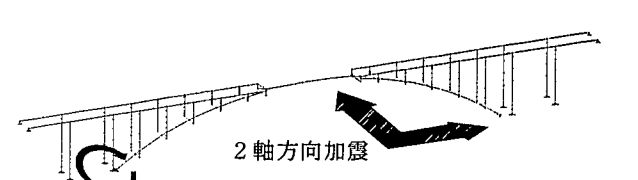
橋軸直角方向加震



曲げモーメント



2 軸方向加震



曲げモーメント

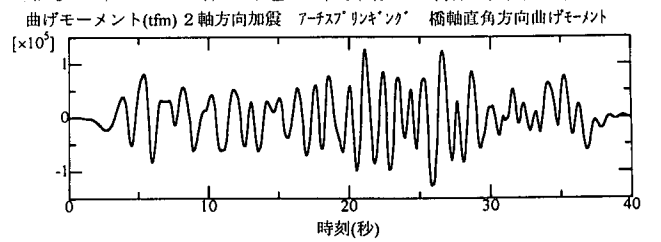
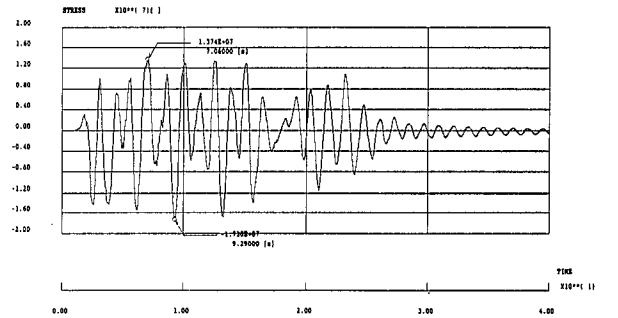


図-3.4.10 スプリング部橋軸直角方向曲げモーメント (上段: M-θモデル, 下段: ファイバーモデル)

2) タイプII

a) 変位

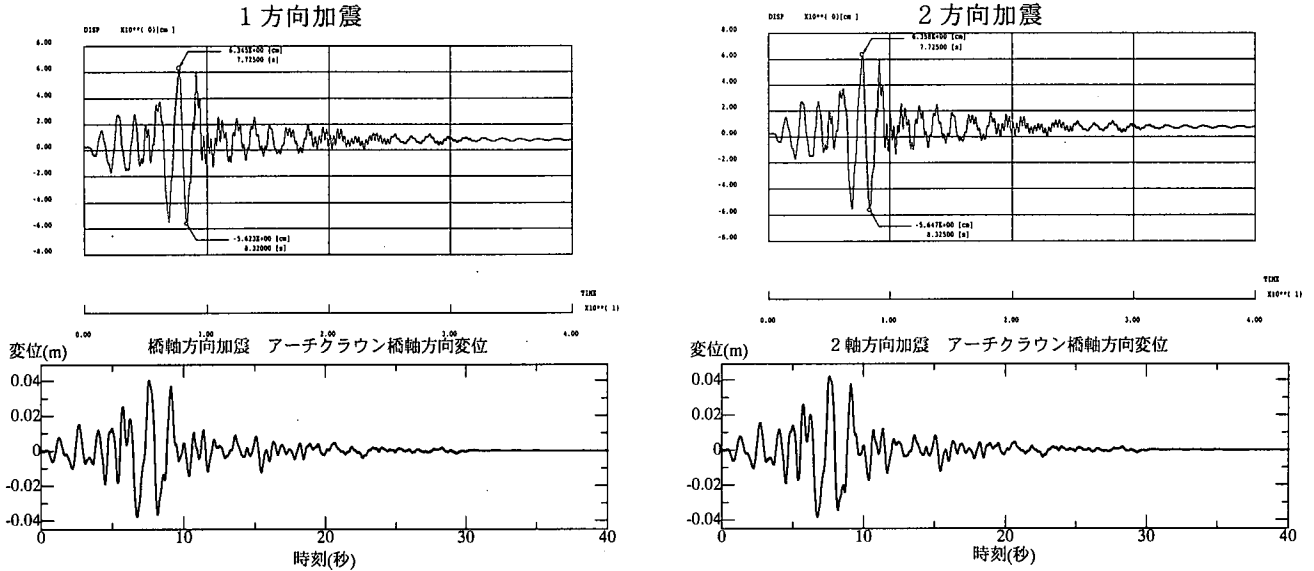


図-3.4.11 アーチクラウン部橋軸方向変位 (上段：M-θモデル, 下段：ファイバーモデル)

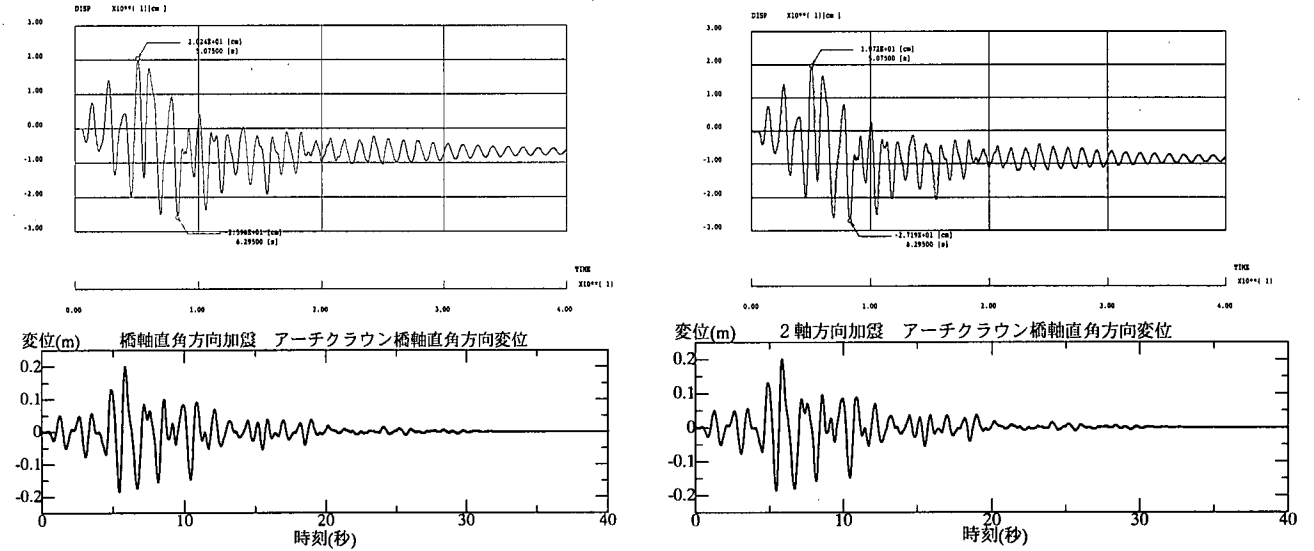


図-3.4.12 アーチクラウン部橋軸直角方向変位 (上段：M-θモデル, 下段：ファイバーモデル)

b) 曲げモーメント

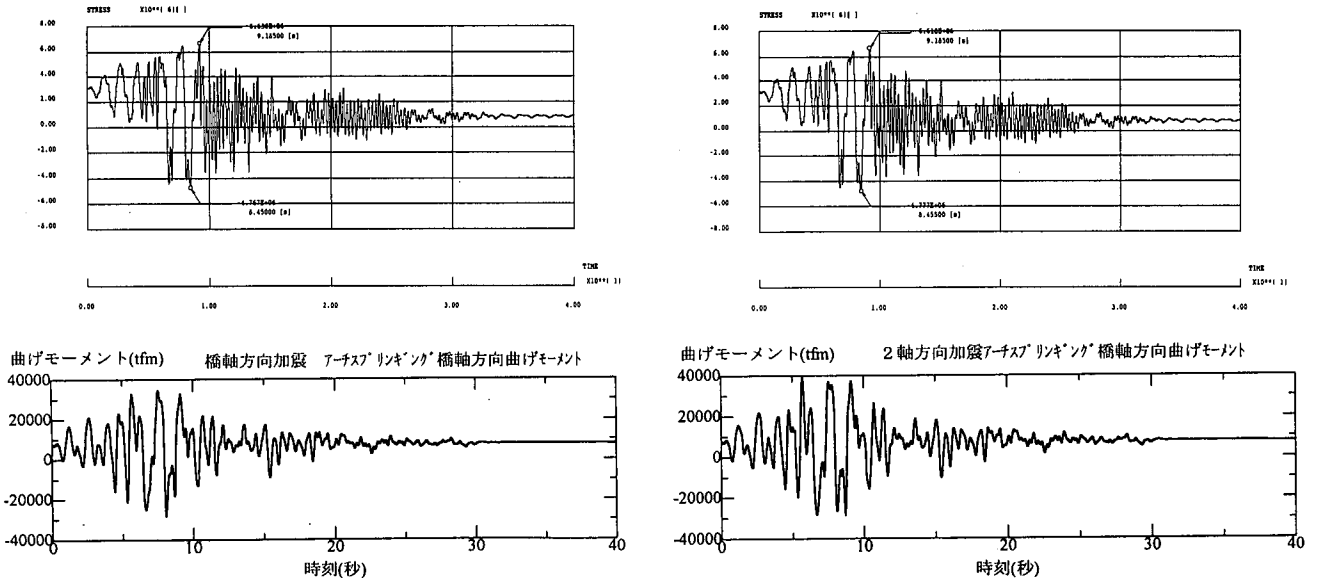


図-3.4.13 スプリング部橋軸方向曲げモーメント (上段：M-θモデル, 下段：ファイバーモデル)

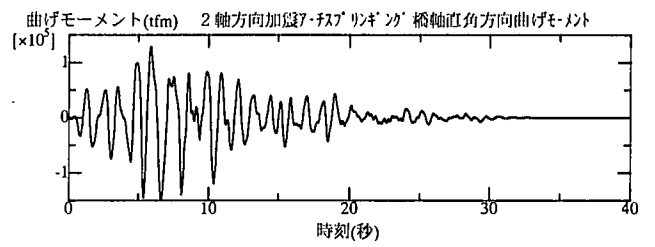
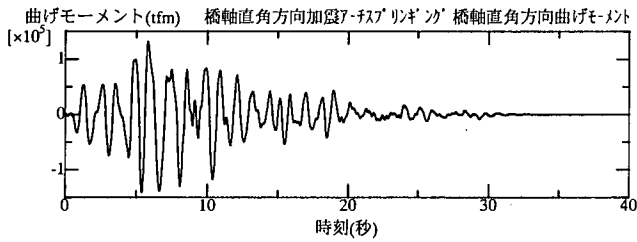
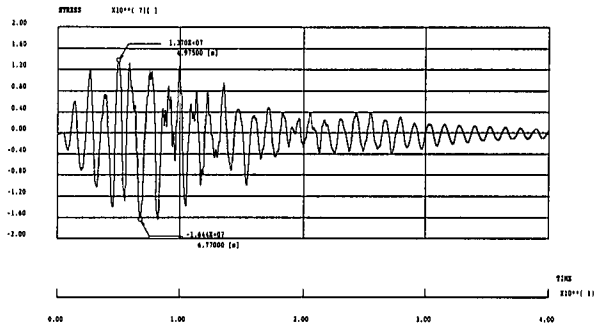
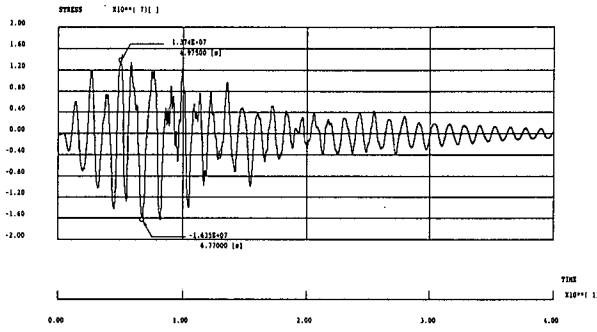
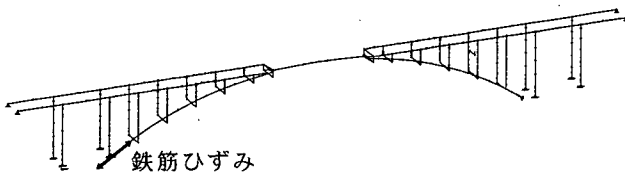


図-3. 4. 14 スプリング部橋軸直角方向曲げモーメント (上段：M- θ モデル，下段：ファイバーモデル)

3) 鉄筋ひずみ (ファイバーモデルのみ)



タイプ I

タイプ II

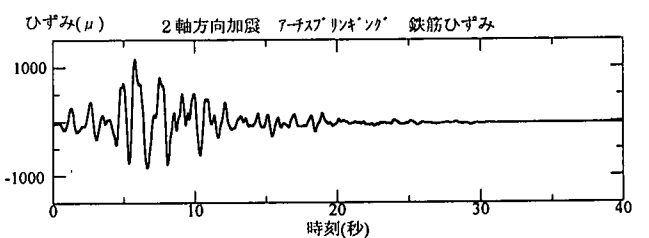
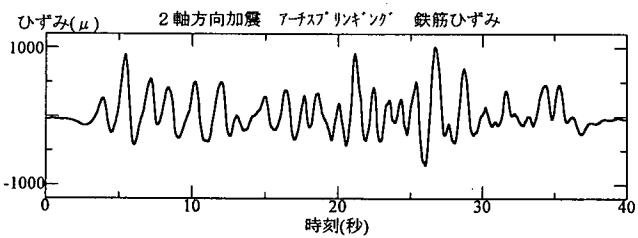
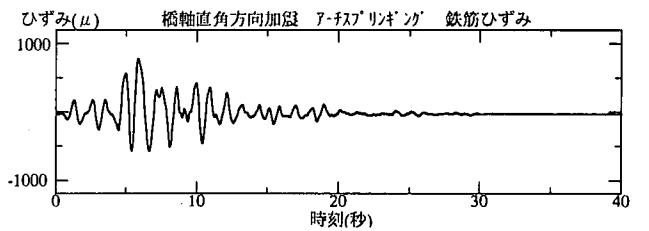
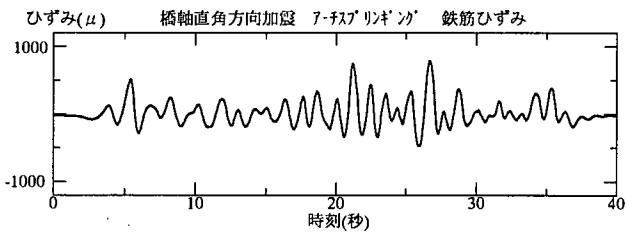
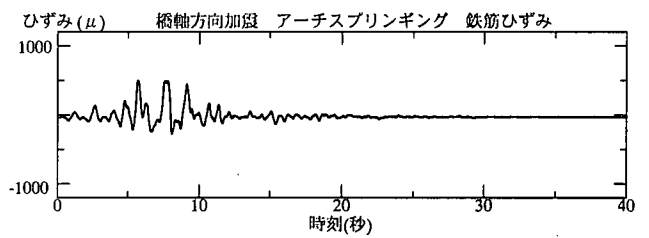
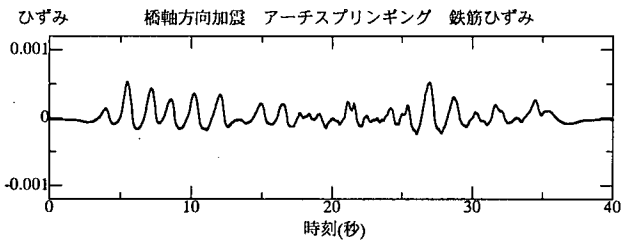


図-3. 4. 15 スプリング部鉄筋ひずみ

表-3.4.1 最大値の比較（アーチクラウン部変位，スプリング部曲げモーメント，鉄筋ひずみ）

タイプ I

M-θモデル				
			(m)	比率
変位	橋軸	1方向加震	0.0812	1.000
		2方向加震	0.0814	1.002
	直角	1方向加震	0.3101	1.000
		2方向加震	0.3196	1.031
			(tf·m)	比率
曲げモーメント	橋軸	1方向加震	79620	1.000
		2方向加震	79740	1.002
	直角	1方向加震	171800	1.000
		2方向加震	173000	1.007

タイプ II

M-θモデル				
			(m)	比率
変位	橋軸	1方向加震	0.0603	1.000
		2方向加震	0.0605	1.002
	直角	1方向加震	0.2596	1.000
		2方向加震	0.2719	1.047
			(tf·m)	比率
曲げモーメント	橋軸	1方向加震	78460	1.000
		2方向加震	78560	1.001
	直角	1方向加震	163500	1.000
		2方向加震	164400	1.006

ファイバーモデル				
			(m)	比率
変位	橋軸	1方向加震	0.0412	1.000
		2方向加震	0.0454	1.101
	直角	1方向加震	0.1590	1.000
		2方向加震	0.1500	0.943
			(tf·m)	比率
曲げモーメント	橋軸	1方向加震	31763	1.000
		2方向加震	34570	1.088
	直角	1方向加震	123694	1.000
		2方向加震	123080	0.995
			(μ)	比率
鉄筋ひずみ	橋軸	1方向加震	521	1.000
		2方向加震	1012	1.942
	直角	1方向加震	784	1.000
		2方向加震	1012	1.291

ファイバーモデル				
			(m)	比率
変位	橋軸	1方向加震	0.0401	1.000
		2方向加震	0.0416	1.037
	直角	1方向加震	0.1999	1.000
		2方向加震	0.1996	0.998
			(tf·m)	比率
曲げモーメント	橋軸	1方向加震	36255	1.000
		2方向加震	36429	1.005
	直角	1方向加震	144600	1.000
		2方向加震	147800	1.022
			(μ)	比率
鉄筋ひずみ	橋軸	1方向加震	495	1.000
		2方向加震	1153	2.329
	直角	1方向加震	774	1.000
		2方向加震	1153	1.490

変位，曲げモーメントの表内の数値は，地震力
のみの応答値を示す。

3.4.5 考察

両ケースとも2方向同時加震した場合の応答値は（アーチクラウン部変位，スプリング部曲げモーメント），1方向加震した場合と比べて若干の応答値増加（1割以内）が見られたが，本検討橋梁に与える影響は殆どない結果になったと考えられる。ただし，鉄筋のひずみは，2方向加震に対する合成ひずみの値であるため，2倍程度大きくなった。また，M-θモデルよりファイバーモデルの応答値の方が小さくなった。これは，ファイバーモデルではアーチリブのみしか非線形性を考慮していないことによるものと思われる。

以上の結果から，1方向に加震させたときの

応答特性を検討すれば，2方向同時加震されたときの本橋梁の応答特性を十分な精度で予測できるものと考えられる。

ただし，今回はスプリング部の2軸曲げのみ着目して検討を行ったため（基礎バネ考慮なし，モデルの簡略化等），検討結果は実際の本橋梁における2方向同時加震の影響を十分に把握していない恐れもある。

本章での2方向同時加震に関する検討は，本編での検討アーチ橋の結果としての1例であり，アーチ橋の橋梁規模や構造形式，設計条件等によっては，結果が違った方向となる可能性も考えられるので留意されたい。

3.5 まとめ

本検討より、以下の結果が得られた。

非線型部材のモデル化の検討から、

- ① アーチリブの応答は降伏までに至っておらず、軸力変動トリリニアモデルとファイバーモデルとの骨格曲線は良く類似している。
- ② 鉛直材の応答は非線型モデルの違いにより異なってくる。
- ③ アーチスプリングの軸力変動幅は初期軸力の65%に及んでいる。

支承部結合条件の検討から、

- ④ 検討対象とした支承条件での固有値解析では、いずれも卓越する振動モードを示さない。
- ⑤ アーチリブの応答は支承部をピン構造とすると大きくなる。また、可動モデルとストッパーモデルとの相異はほとんど見られなかった。
- ⑥ 高さの低い鉛直材を補剛桁に拘束すると、補剛桁からの水平力が鉛直材に伝わり、鉛直材の基部の曲げモーメントが増加する。
- ⑦ 高さの高い橋脚やエンドポストを補剛桁に拘束することによって、その基部の曲げモーメント、せん断力等の応答値を小さくすることができる。

2方向同時加震に関する検討から、

- ⑧ 時刻歴解析の結果より、アーチクラウン部変位、スプリング部曲げモーメントは、2軸曲げ連成の影響が小さいと考えられる。
- ⑨ 鉄筋のひずみは、2軸曲げの影響を受けて大きくなった。
- ⑩ $M-\theta$ モデルとファイバーモデルの応答値には大きな差が生じたが、これは考慮した非線形部材の数が違うことが原因として考えられる。

以上の結果より、第4、5章のモデル化について次の方針とした。

(1) 橋軸方向の検討に用いる部材の非線形モデルは、アーチリブが大きな軸力変動を受けること、軸力変動トリリニアモデルはファイバー

モデルと良く類似していることより、軸力変動トリリニアモデルを用いることとする。

(2) 2方向同時加震に関する検討結果より、解析対象橋梁の2軸曲げの影響は小さいと考えられる。したがって、第4、5章では、1方向ごとの単独載荷とし、解析モデルも2軸相関は考えないこととした。

最後に、支承部結合条件の検討結果は、類似したアーチ橋の計画への一参考となると思われる。また、アーチ橋は卓越する振動モードを有さないことより、その設計においては動的解析による検討が必要であるといえる。

第4章 橋軸方向の検討

4.1 概要

ここに、橋軸方向の大規模地震における照査を行う。入力地震動としてはタイプⅠとタイプⅡの水平地震動およびタイプⅡの水平地震動と鉛直地震動の同時加震について検討する。

解析モデルは、図-4.1.1に示すとおり補剛桁が連続するP2橋脚からA2橋台までをモデル化し、アーチリブ、エンドポスト、橋脚、橋台の下端には直接基礎または杭基礎の地盤バネを考慮する。また、部材の非線型特性は軸力変動トリリニアモデルを用い、橋脚およびエンドポスト天端に配置されているストッパーの影響は考慮していない。

以下に、固有値解析、時刻歴応答解析結果および各部材の安全性の評価結果を示す。

4.2 固有値解析

橋軸方向モデルにおける固有値解析結果の固有振動モードを図-4.2.1、表-4.2.1に固有値解析結果（固有振動数、固有周期、刺激係数、有効質量、モード減衰係数）の一覧表を示す。1次振動モードは逆対称1次モード、2次振動モードでは対称2次モードを示し、3次以降に橋脚または鉛直材の振動モードが現れている。刺激係数の大きい1次モードの固有周期は $T=1.597$ 秒で、Ⅰ種地盤の標準加速度応答スペクトルの低減領域 $T=1.1$ 秒以上となっている。

4.3 時刻歴応答解析

節点数	=	347	
線形はり要素数	=	124	(補剛材+剛部材)
非線形はり要素数	=	230	(アーチ+エンドポスト+鉛直材+橋脚)
節点バネ要素	=	8	(基礎)

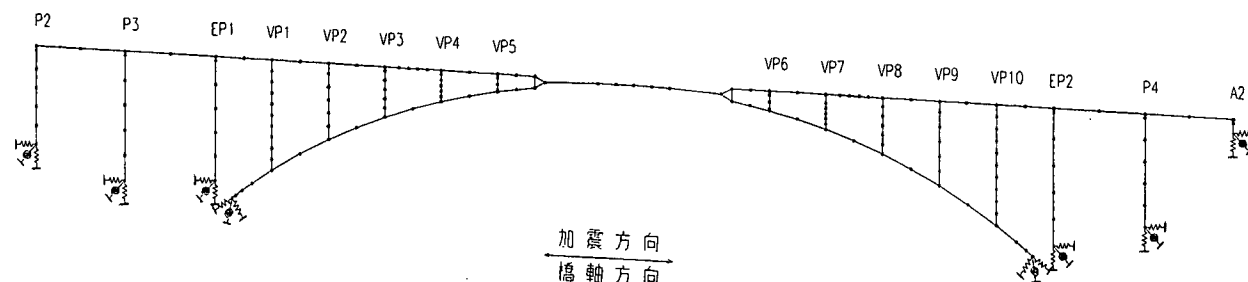


図-4.1.1 解析モデル（橋軸方向）

4.3.1 解析結果

時刻歴応答解析結果を図-4.3.1~4.3.6に示す。また、アーチリブ、鉛直材、橋脚およびエンドポストの最大・最小曲げモーメント、最大・最小せん断力を図-4.3.7~4.3.18に示す。

水平地震動に対するアーチスプリングの応答曲率を見ると、タイプⅠ地震動、タイプⅡ地震動共に降伏に至っていない。アーチクラウン部においてはひび割れ点にも及んでいない。同じく、鉛直材・エンドポスト・橋脚においてはタイプⅠ地震動に対しては降伏にも及んでおらず、タイプⅡ地震動に対しては鉛直材VP1・VP2・VP10においてやや降伏点を越えているケースも有る。

水平地震動と鉛直地震動の同時加震に対するアーチスプリングの応答曲率は水平方向単一加震とほぼ同じ応答となっている。また、鉛直材・エンドポスト・橋脚においては、P3橋脚、EP1エンドポスト、鉛直材VP1・VP2・VP3・VP4・VP8・VP9・VP10において降伏点を越えている結果となった。

せん断に対する応答を見ると、アーチリブ・鉛直材・エンドポスト・橋脚共にタイプⅡ地震動の応答はタイプⅠの応答より大きくなっている。水平地震動と鉛直地震動の同時加震に対しては一定の傾向は現れておらず、CASE 4, 6, 7に大きな応答を示している。

以上のことから、アーチ橋の橋軸方向の曲げ応答については、鉛直方向に配置された部材は地震の影響を大きく受けるが、アーチリブは水平・鉛直方向地震動に対して共に優れた構造と言える。

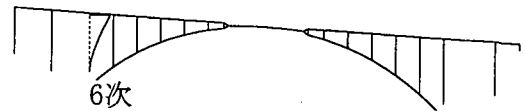
表-4.2.1 固有値解析結果

次数	固有振動数 (H z)	固有周期 (s e c)	刺激係数		有効質量比 (%)		モーダル 減衰係数 (%)
			橋軸方向	上下方向	橋軸方向	上下方向	
1	0.6264	1.5966	-26.6500	1.0700	15	0	2.3077
2	1.2352	0.8096	1.3090	3.1280	15	0	2.2413
3	1.4056	0.7114	14.0400	0.0000	20	0	2.0171
4	1.5987	0.6255	14.9700	0.0000	24	0	2.1559
5	1.7172	0.5823	7.7120	16.0500	26	6	2.1504
6	1.7361	0.5760	13.3900	0.0000	30	6	2.1380
7	1.7546	0.5699	11.5100	0.0000	32	6	2.0130
8	1.8849	0.5305	10.9900	0.0000	35	6	8.2773
9	1.8891	0.5293	-1.4320	35.2800	35	33	2.5096
10	2.1020	0.4757	9.4550	5.7980	37	33	2.1253
11	2.3692	0.4221	-7.3220	1.9980	38	33	2.2080
12	3.1960	0.3129	2.9700	22.9900	38	45	2.5571
13	3.3957	0.2945	-16.5200	0.8031	44	45	2.1676
14	3.5041	0.2854	32.7100	-3.3400	67	45	2.5219
15	3.6122	0.2768	11.7600	1.5790	70	45	2.1298
16	4.2190	0.2370	-6.1330	-3.1910	71	45	2.2945
17	4.8884	0.2046	-0.3473	3.5300	71	46	2.4653
18	4.9109	0.2036	-6.6060	1.3990	72	46	2.6118
19	5.3852	0.1857	-1.1380	-6.9050	72	47	2.4464
20	5.6809	0.1760	0.5009	7.1530	72	48	2.4661
21	6.0121	0.1663	-1.0540	9.7040	72	50	3.2926
22	7.0668	0.1415	-0.8311	9.9760	72	52	9.0150
23	7.7259	0.1294	-12.3700	-1.8530	75	52	2.5151
24	8.4427	0.1184	-7.8830	0.0000	77	52	2.0480
25	8.4584	0.1182	9.1330	-12.2300	79	55	8.9614
26	8.5964	0.1163	-10.6600	-6.4400	81	56	6.6657
27	9.0777	0.1102	0.0739	11.2800	81	59	3.0175
28	9.5020	0.1052	-8.5570	0.0000	83	59	2.5265
29	9.9956	0.1000	0.9571	15.6900	83	64	7.4504
30	10.1150	0.0989	-0.8294	3.3210	83	64	2.1388
31	10.3250	0.0969	7.6450	0.0000	84	64	2.4881
32	10.5270	0.0950	6.4570	0.0000	85	64	2.0453
33	10.6190	0.0942	1.7430	-11.1300	85	67	2.9162
34	11.0000	0.0909	-0.4505	2.1170	85	67	2.4993
35	11.3760	0.0879	1.6000	-1.3510	85	67	8.6014
36	11.3800	0.0879	2.0420	9.7340	85	69	12.1009
37	11.4370	0.0874	-6.2290	0.0000	86	69	6.6253
38	11.8630	0.0843	-1.6720	5.9320	86	70	2.4565
39	12.4830	0.0801	1.9390	8.6140	86	72	2.6144
40	13.0990	0.0763	0.3163	-13.8700	86	76	5.3246
41	13.4460	0.0744	-0.2644	4.6830	86	76	4.7331
42	13.7910	0.0725	-0.3088	7.9980	86	78	3.5381
43	14.0120	0.0714	-4.4670	-3.3570	86	78	3.1214
44	14.1480	0.0707	-1.1010	8.1140	86	79	9.0537
45	15.0940	0.0663	-0.6988	-12.3100	86	83	7.0504
46	16.3020	0.0613	4.9040	-7.5220	87	84	2.8960
47	17.7620	0.0563	0.8084	-4.6000	87	84	2.8065
48	22.7310	0.0440	4.6290	0.0000	87	84	2.0993
49	23.6050	0.0424	-0.5295	-8.2180	87	86	3.4203
50	25.1730	0.0397	-5.3720	0.0000	88	86	3.2468

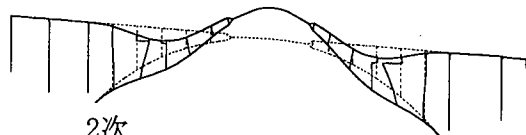
βx : 橋軸方向に対する刺激係数
 βy : 上下方向に対する刺激係数



1次
 $T = 1.597 \text{ sec}$ $\beta x = -26.650$
 $f = 0.626 \text{ Hz}$ $\beta y = 1.070$



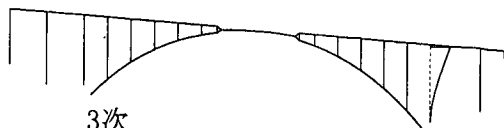
6次
 $T = 0.576 \text{ sec}$ $\beta x = 13.390$
 $f = 1.736 \text{ Hz}$ $\beta y = 0.000$



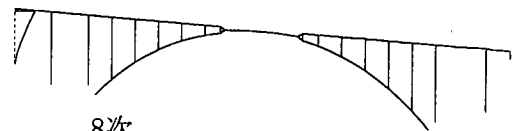
2次
 $T = 0.810 \text{ sec}$ $\beta x = 1.309$
 $f = 1.235 \text{ Hz}$ $\beta y = 3.128$



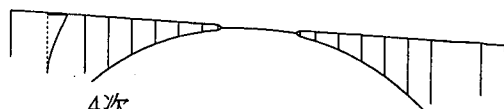
7次
 $T = 0.570 \text{ sec}$ $\beta x = 11.510$
 $f = 1.755 \text{ Hz}$ $\beta y = 0.000$



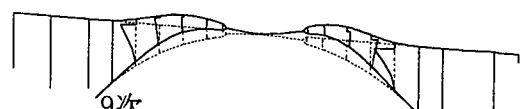
3次
 $T = 0.711 \text{ sec}$ $\beta x = 14.040$
 $f = 1.406 \text{ Hz}$ $\beta y = 0.000$



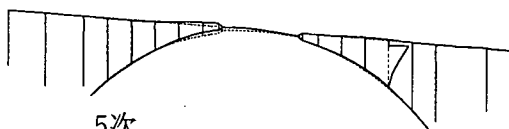
8次
 $T = 0.531 \text{ sec}$ $\beta x = 10.990$
 $f = 1.885 \text{ Hz}$ $\beta y = 0.000$



4次
 $T = 0.626 \text{ sec}$ $\beta x = 14.970$
 $f = 1.599 \text{ Hz}$ $\beta y = 0.000$



9次
 $T = 0.529 \text{ sec}$ $\beta x = -1.432$
 $f = 1.889 \text{ Hz}$ $\beta y = 35.280$



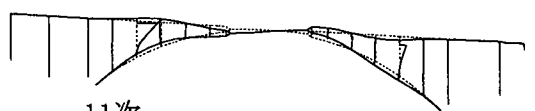
5次
 $T = 0.582 \text{ sec}$ $\beta x = 7.712$
 $f = 1.717 \text{ Hz}$ $\beta y = 16.050$



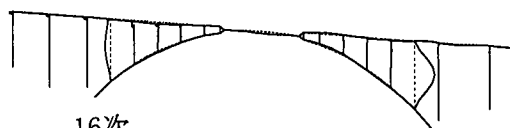
10次
 $T = 0.476 \text{ sec}$ $\beta x = 9.455$
 $f = 2.102 \text{ Hz}$ $\beta y = 5.798$

図-4.2.1 固有振動モード図 (その1)

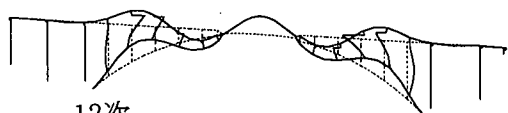
βx : 橋軸方向に対する刺激係数
 βy : 上下方向に対する刺激係数



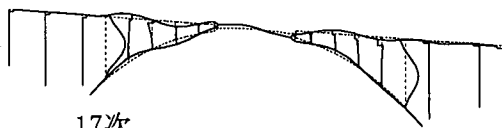
11次
 $T = 0.422 \text{ sec}$ $\beta x = -7.322$
 $f = 2.369 \text{ Hz}$ $\beta y = 1.998$



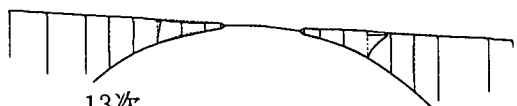
16次
 $T = 0.237 \text{ sec}$ $\beta x = -6.133$
 $f = 4.219 \text{ Hz}$ $\beta y = -3.191$



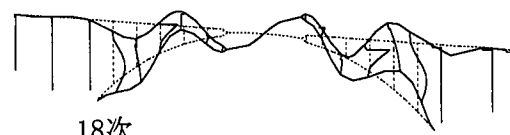
12次
 $T = 0.313 \text{ sec}$ $\beta x = 2.970$
 $f = 3.196 \text{ Hz}$ $\beta y = 22.990$



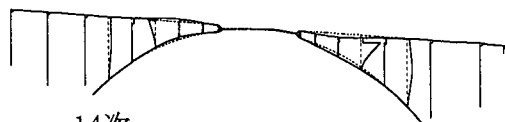
17次
 $T = 0.205 \text{ sec}$ $\beta x = -0.347$
 $f = 4.888 \text{ Hz}$ $\beta y = 3.530$



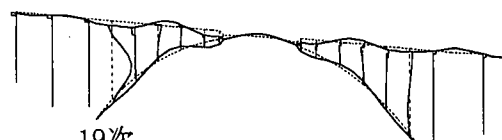
13次
 $T = 0.294 \text{ sec}$ $\beta x = -16.520$
 $f = 3.396 \text{ Hz}$ $\beta y = 0.803$



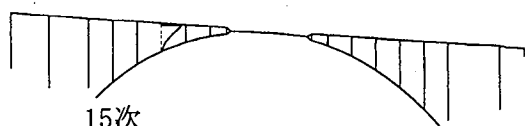
18次
 $T = 0.204 \text{ sec}$ $\beta x = -6.606$
 $f = 4.911 \text{ Hz}$ $\beta y = 1.399$



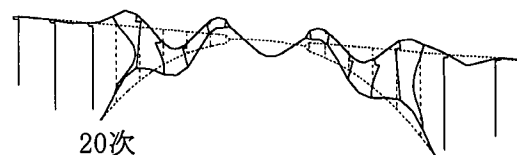
14次
 $T = 0.285 \text{ sec}$ $\beta x = 32.710$
 $f = 3.504 \text{ Hz}$ $\beta y = -3.340$



19次
 $T = 0.186 \text{ sec}$ $\beta x = -1.138$
 $f = 5.385 \text{ Hz}$ $\beta y = -6.905$

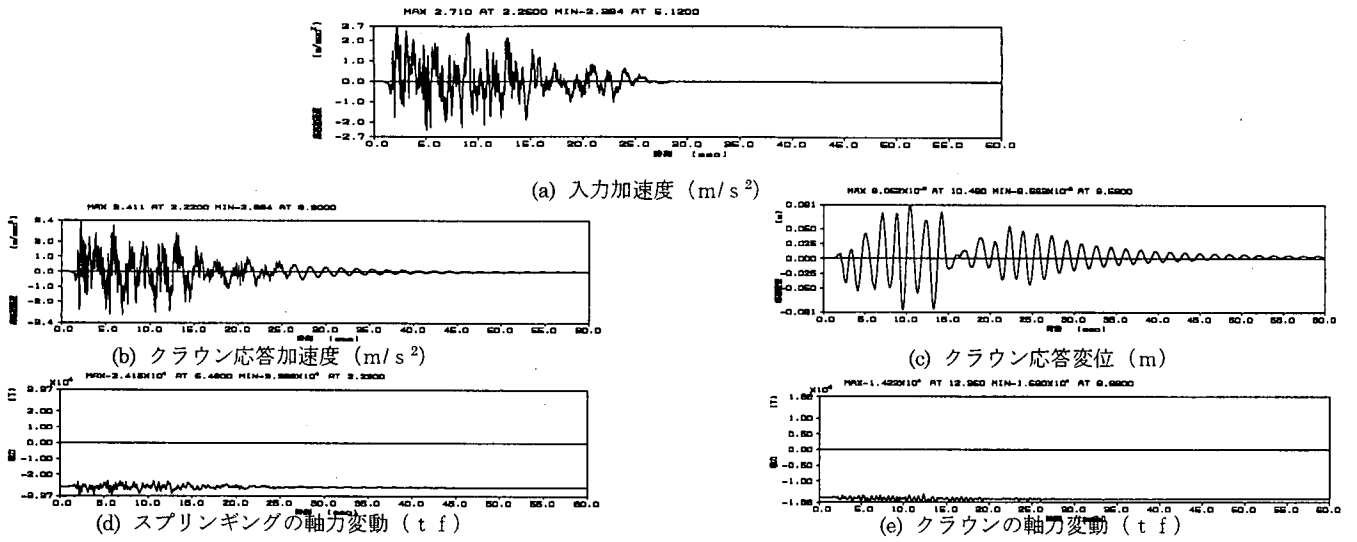


15次
 $T = 0.277 \text{ sec}$ $\beta x = 11.760$
 $f = 3.612 \text{ Hz}$ $\beta y = 1.579$

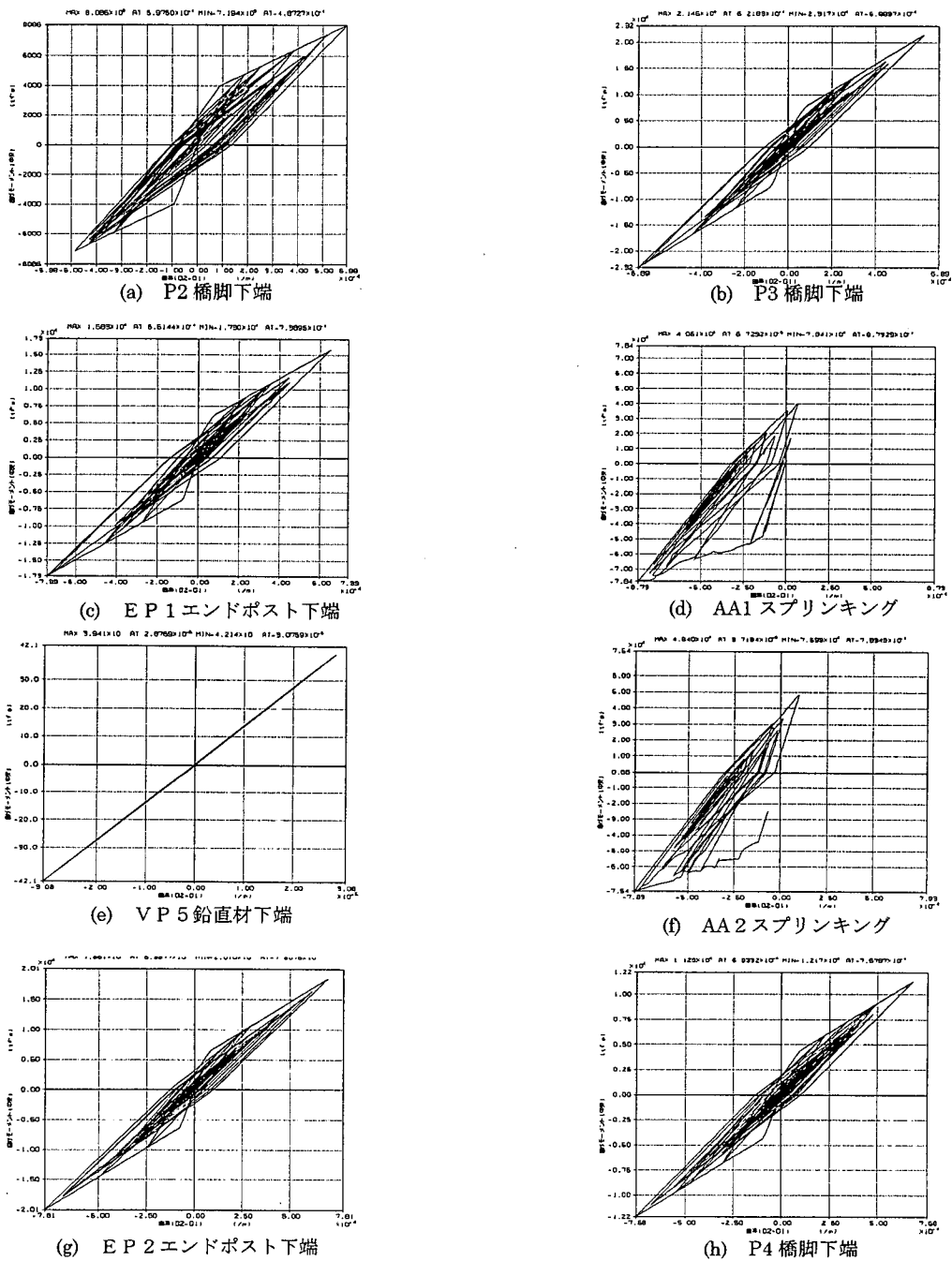


20次
 $T = 0.176 \text{ sec}$ $\beta x = 0.501$
 $f = 5.681 \text{ Hz}$ $\beta y = 7.153$

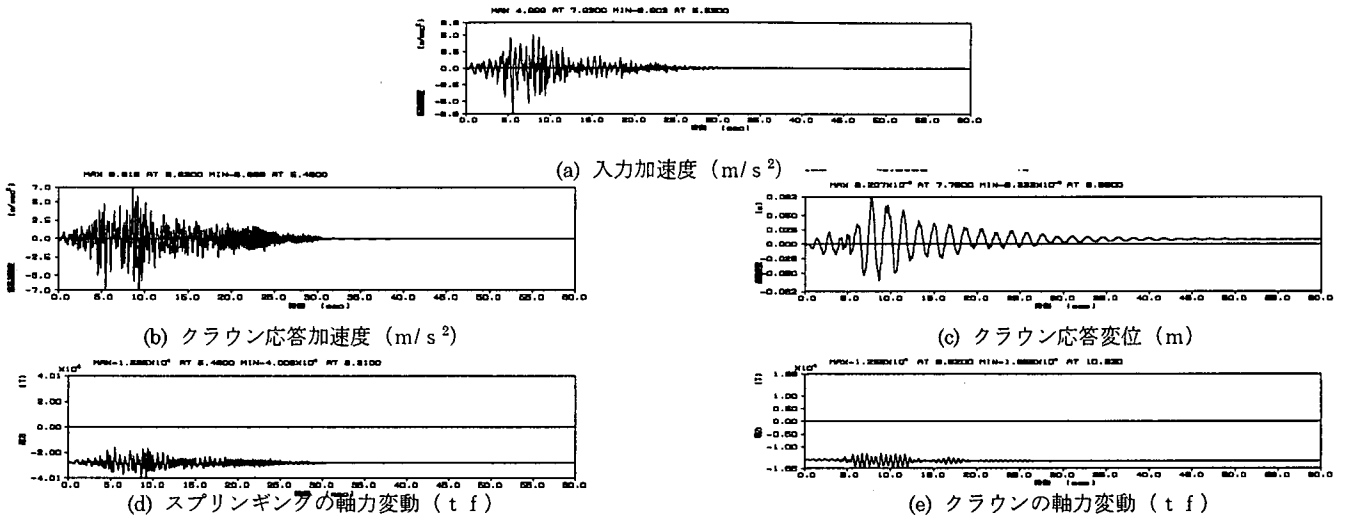
図-4.2.1 固有振動モード図 (その2)



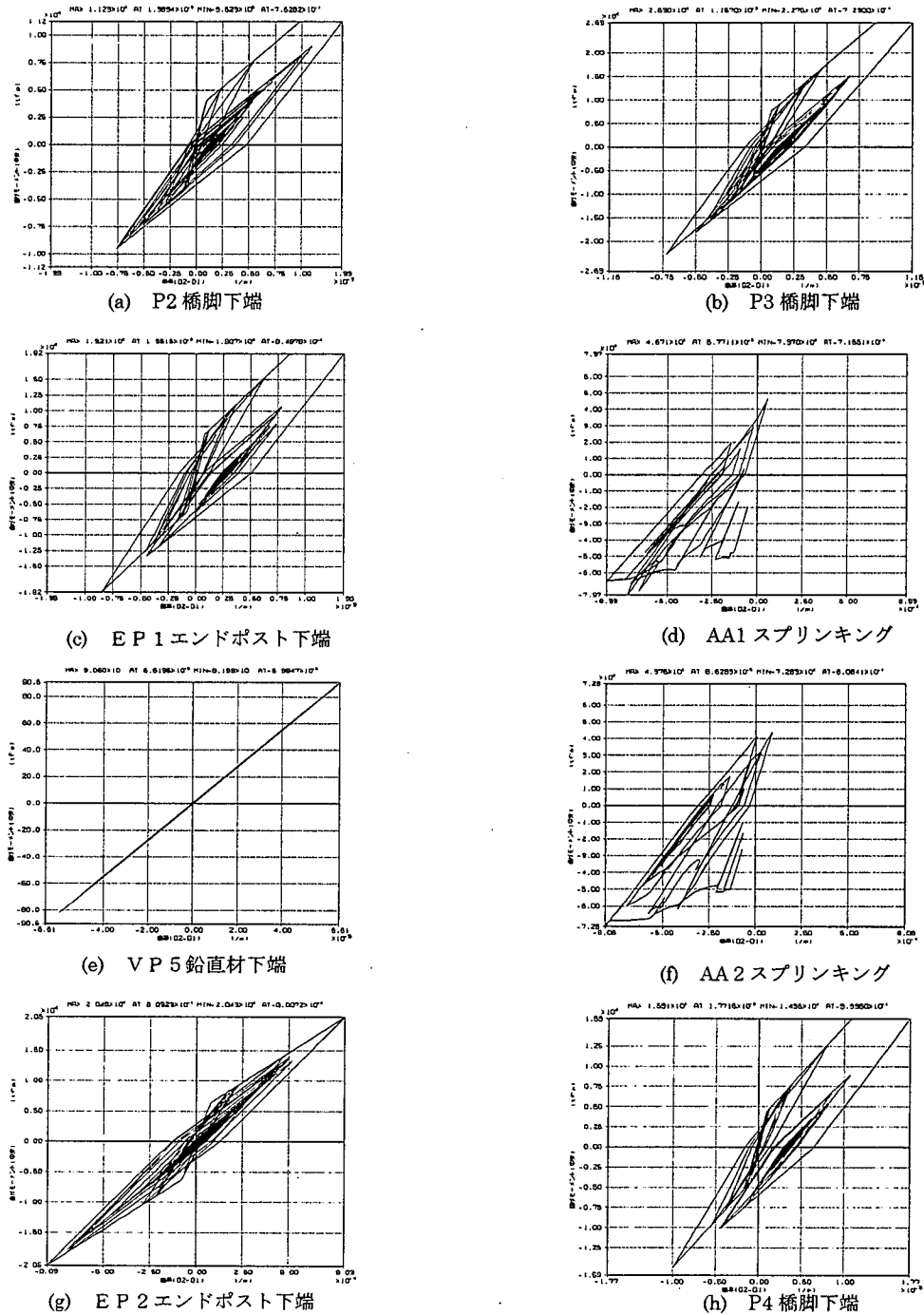
図—4.3.1 時刻歴応答 (CASE1: 水平方向加震, 加速度波形 I-I-1)



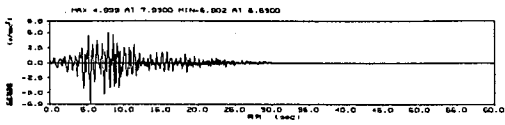
図—4.3.2 曲げモーメントと曲率の応答履歴 (CASE1: 水平方向加震, 加速度波形 I-I-1)



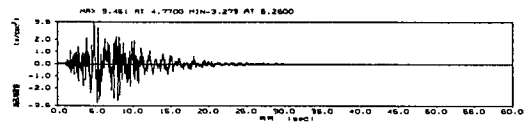
図—4.3.3 時刻歴応答 (CASE4: 水平方向加震, 加速度波形Ⅱ-I-1)



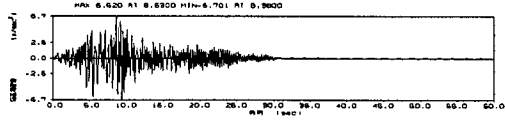
図—4.3.4 曲げモーメントと曲率の応答履歴 (CASE4: 水平方向加震, 加速度波形Ⅱ-I-1)



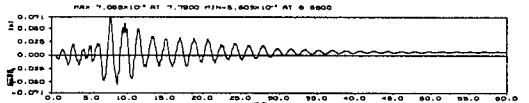
(a) 水平方向入力加速度 (m/s^2)



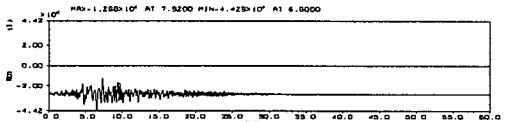
(a') 上下方向入力加速度 (m/s^2)



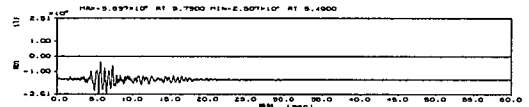
(b) クラウン応答加速度 (m/s^2)



(c) クラウン応答変位 (m)

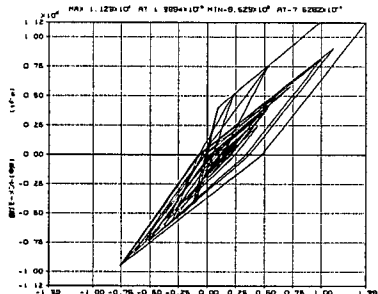


(d) スプリングの軸力変動 (tf)

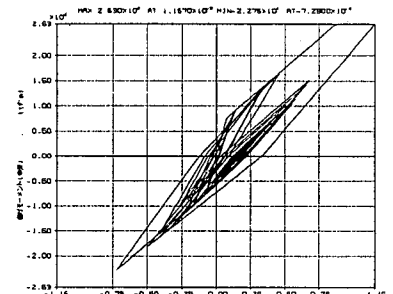


(e) クラウンの軸力変動 (tf)

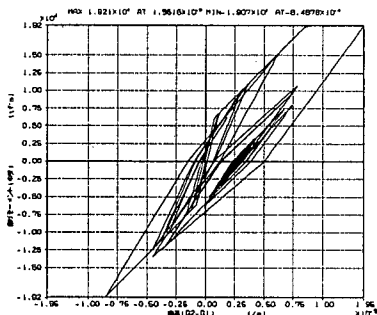
図—4.3.5 時刻歴応答 (CASE7: 水平・上下方向同時加震, 加速度波形Ⅱ-I-1, JMA KOBE-UD)



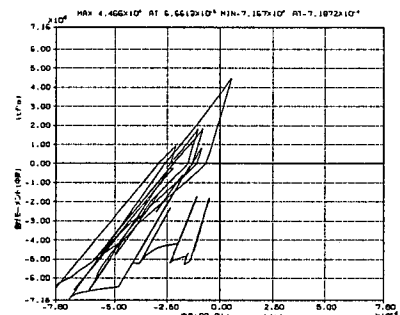
(a) P2 橋脚下端



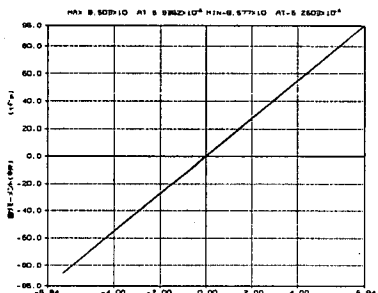
(b) P3 橋脚下端



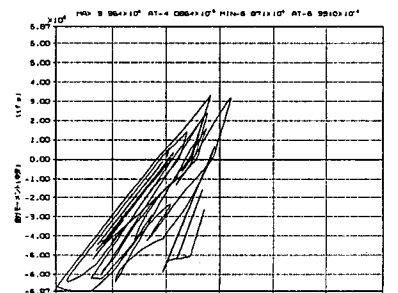
(c) EP1 エンドポスト下端



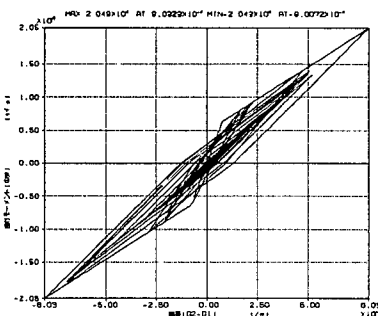
(d) AA1 スプリング



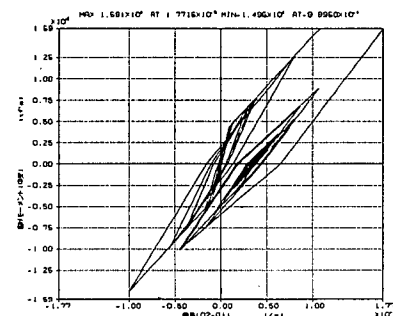
(e) VP5 鉛直材下端



(f) AA2 スプリング



(g) EP2 エンドポスト下端



(h) P4 橋脚下端

図—4.3.6 曲げモーメントと曲率の応答履歴 (CASE7: 水平・上下方向同時加震, 加速度波形Ⅱ-I-1, JMA KOBE-UD)

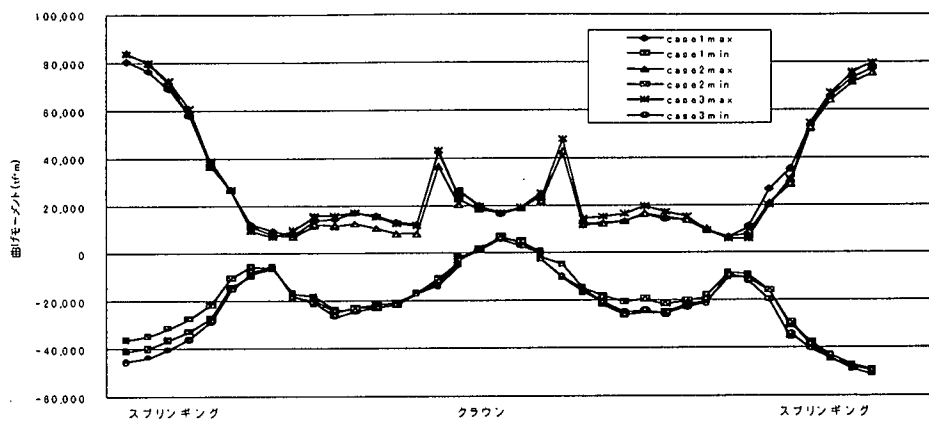


図-4.3.7 アーチリブの最大・最小曲げモーメント (タイプI地震動)

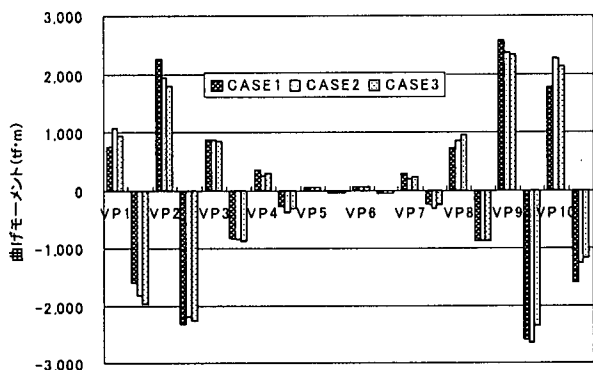


図-4.3.8 鉛直材基部の最大・最小曲げモーメント (タイプI地震動)

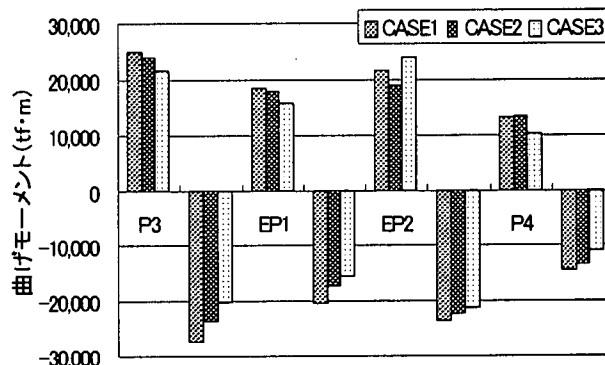


図-4.3.9 橋脚・エンドポスト基部の最大・最小曲げモーメント (タイプI地震動)

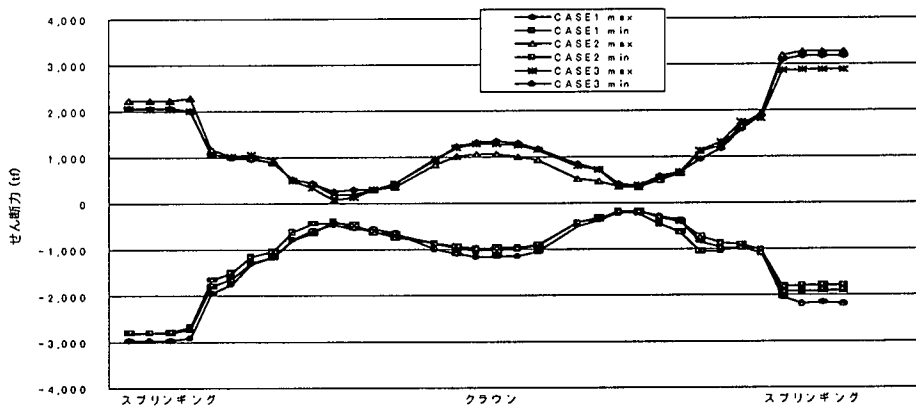


図-4.3.10 アーチリブの最大・最小せん断力 (タイプI地震動)

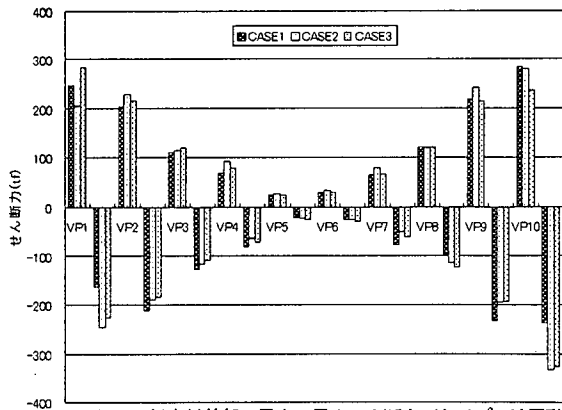


図-4.3.11 鉛直材基部の最大・最小せん断力 (タイプI地震動)

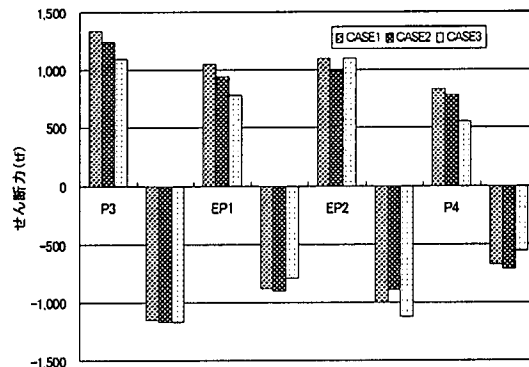


図-4.3.12 橋脚・エンドポスト基部の最大・最小せん断力 (タイプI地震動)

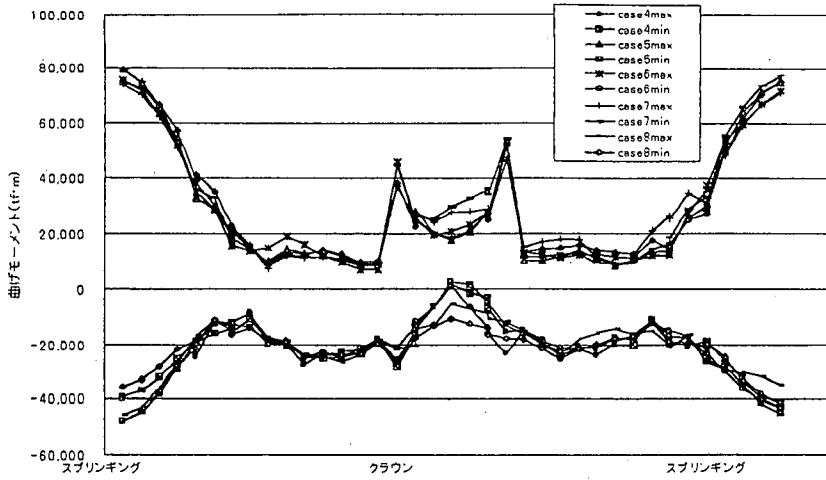


図-4.3.13 アーチリブの最大・最小曲げモーメント (タイプII地震動)

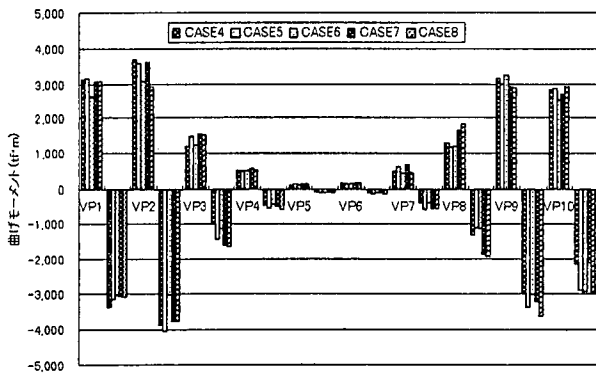


図-4.3.14 鉛直材基部の最大・最小曲げモーメント (タイプII地震動)

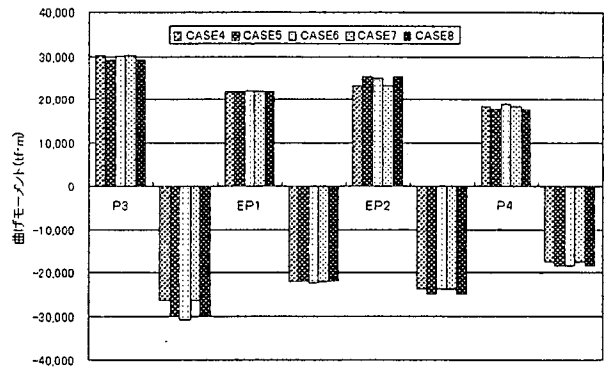


図-4.3.15 橋脚・エンドポスト基部の最大・最小曲げモーメント (タイプII地震動)

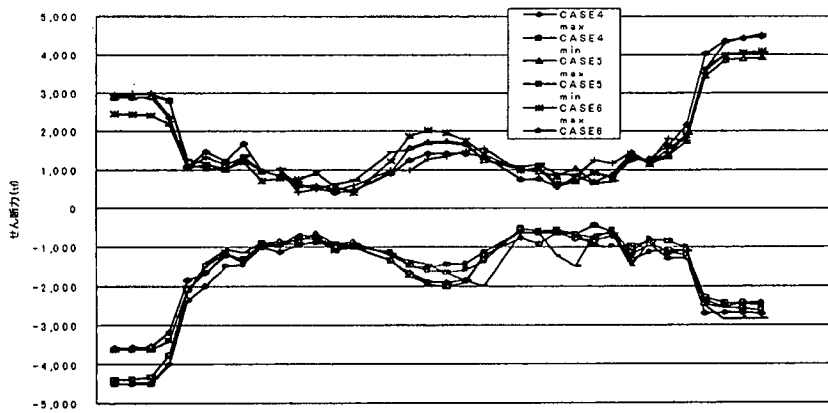


図-4.3.16 アーチリブの最大・最小せん断力 (タイプII地震動)

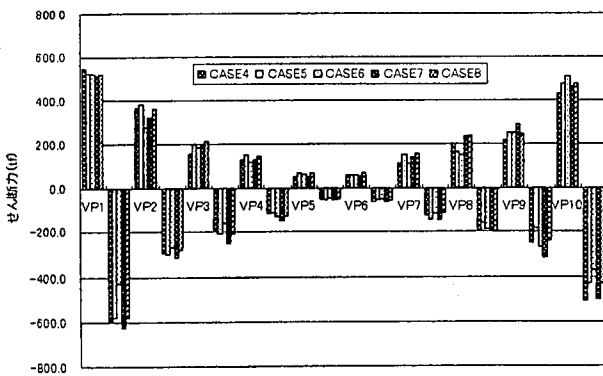


図-4.3.17 鉛直材基部の最大・最小せん断力 (タイプII地震動)

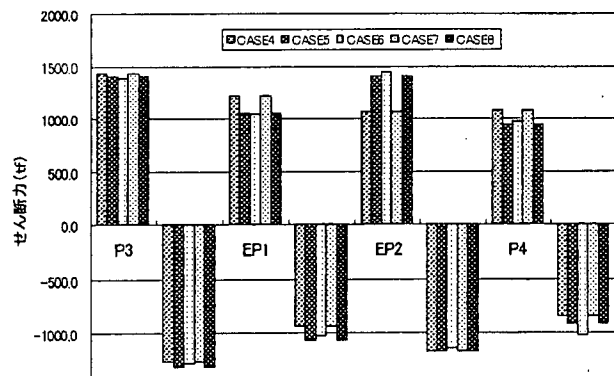


図-4.3.18 橋脚・エンドポスト基部の最大・最小せん断力 (タイプII地震動)

4.3.2 安全性の評価

安全性の評価を、応答曲率に対する照査とせん断に対する照査により行う。

(1) 応答曲率に対する照査

最大応答曲率が以下の式により算出される許容曲率以下であることを照査する。

$$\phi a = \phi y0 + \frac{\phi u - \phi y0}{\alpha}$$

- ここに、 ϕa : 許容曲率
 $\phi y0$: 初降伏曲率
 ϕu : 終局曲率
 α : 安全率 (タイプI=3.0, タイプII=1.5)

表-4.3.1~4.3.3 にアーチスプリング、鉛直材、橋脚およびエンドポストの照査結果を示す。この結果、許容曲率以上の応答値が発生している箇所はない。

(2) せん断に対する照査

最大応答せん断力がせん断耐力以下であることを照査する。せん断耐力の算出は道路橋示方書V編 9.5 に準じて算出した。

表-4.3.4~4.3.9 にアーチリブ、鉛直材、橋脚およびエンドポストの照査結果を示す。この結果、アーチスプリング付近にせん断耐力が不足する箇所があった。

4.3.3 考察

橋軸方向の大規模地震に対する検討より、以下の結果が得られた。

- ① 刺激係数の大きい1次モードの固有周期は、I種地盤の標準加速度応答スペクトルの低減領域T=1.1秒以上となっている。
- ② アーチスプリングの応答曲率は、タイプI地震動、タイプII地震動共に降伏に至っていない。
- ③ 水平地震動と鉛直地震動の同時加震に対するアーチスプリングの応答曲率は水平方向単一加震と差異はない。
- ④ アーチスプリング付近にせん断耐力が不足する箇所がある。

以上より、曲げ耐力に対しては問題ないがせん断耐力に対する補強が必要と思われる。

表-4.3.1 アーチリブの応答曲率に対する照査

ケース	部材	応答曲率 (1/m)				許容曲率 (1/m)						照査
		上側引張り		下側引張り		上側引張り			下側引張り			
		Mmin (tf・m)	ϕ_{min} (1/m)	Mmax (tf・m)	ϕ_{max} (1/m)	ϕu	ϕy	ϕa	ϕu	ϕy	ϕa	
CASE 1	1	-78410.0	-0.0008732	40509.0	0.0000673	-0.002964	-0.001213	-0.002253	0.002855	0.001346	0.002198	OK
	36	-75391.0	-0.0007935	48401.0	0.0000978	-0.002769	-0.001387	-0.002154	0.002886	0.001311	0.002220	OK
CASE 2	1	-81651.0	-0.0009167	35571.0	0.0000055	-0.002964	-0.001213	-0.002253	0.002855	0.001346	0.002198	OK
	36	-73289.0	-0.0006851	50068.0	0.0001231	-0.002769	-0.001387	-0.002154	0.002886	0.001311	0.002220	OK
CASE 3	1	-81663.0	-0.0009125	44677.0	0.0000947	-0.002964	-0.001213	-0.002253	0.002855	0.001346	0.002198	OK
	36	-77579.0	-0.0008426	48893.0	0.0001164	-0.002769	-0.001387	-0.002154	0.002886	0.001311	0.002220	OK
CASE 4	1	-73703.0	-0.000833	46712.0	0.0000577	-0.003105	-0.001205	-0.002348	0.002994	0.001338	0.002291	OK
	36	-72830.0	-0.000808	43762.0	0.0000867	-0.002906	-0.001379	-0.002246	0.003027	0.001303	0.002452	OK
CASE 5	1	-76809.0	-0.000916	38370.0	0.0000099	-0.003105	-0.001205	-0.002348	0.002994	0.001338	0.002291	OK
	36	-72914.0	-0.000831	40014.0	0.0000371	-0.002906	-0.001379	-0.002246	0.003027	0.001303	0.002452	OK
CASE 6	1	-73202.0	-0.000839	46545.0	0.0000549	-0.003105	-0.001205	-0.002348	0.002994	0.001338	0.002291	OK
	36	-69223.0	-0.000742	41832.0	0.0001120	-0.002906	-0.001379	-0.002246	0.003027	0.001303	0.002452	OK
CASE 7	1	-71570.0	-0.000780	44664.0	0.0000556	-0.003105	-0.001205	-0.002348	0.002994	0.001338	0.002291	OK
	36	-68705.0	-0.000765	33544.0	0.0000542	-0.002906	-0.001379	-0.002246	0.003027	0.001303	0.002452	OK
CASE 8	1	-76829.0	-0.000904	34411.0	—	-0.003105	-0.001205	-0.002348	0.002994	0.001338	0.002291	OK
	36	-74949.0	-0.000861	41459.0	0.0000640	-0.002906	-0.001379	-0.002246	0.003027	0.001303	0.002452	OK

表-4.3.2 鉛直材と橋脚・エンドポストの応答曲率に対する照査（タイプI地震動）

ケース	部材	応答曲率 (1/m)		許容曲率 (1/m)			照査 $\phi \leq \phi a$
		M (tf·m)	ϕ (1/m)	ϕu	ϕy	ϕa	
CASE 1	P3	27270.0	0.000689	0.008293	0.000833	0.005759	OK
	EP1	20390.0	0.000739	0.007768	0.000864	0.005411	OK
	VP1	1591.4	0.000626	0.022529	0.001916	0.015585	OK
	VP2	2310.2	0.001172	0.019058	0.002055	0.013310	OK
	VP3	835.4	0.000730	0.014152	0.002521	0.010092	OK
	VP4	288.2	0.000098	0.023051	0.002337	0.016085	OK
	VP5	47.0	0.000031	0.022666	0.002356	0.015833	OK
	VP6	58.3	0.000038	0.031591	0.002404	0.021891	OK
	VP7	242.2	0.000082	0.031156	0.002436	0.021608	OK
	VP8	876.6	0.000860	0.022555	0.002362	0.015761	OK
	VP9	2589.9	0.001384	0.021989	0.002813	0.015453	OK
	VP10	1604.5	0.000761	0.016108	0.002184	0.011359	OK
	EP2	23644.0	0.000781	0.024541	0.001844	0.016906	OK
	P4	14448.0	0.000758	0.002056	0.001997	0.001959	OK
CASE 2	P3	23613.0	0.000569	0.008293	0.000833	0.005759	OK
	EP1	17210.0	0.000585	0.007768	0.000864	0.005411	OK
	VP1	1818.1	0.000796	0.022529	0.001916	0.015585	OK
	VP2	2188.6	0.001081	0.019058	0.002055	0.013310	OK
	VP3	842.6	0.000659	0.014152	0.002521	0.010092	OK
	VP4	376.4	0.000127	0.023051	0.002337	0.016085	OK
	VP5	49.5	0.000032	0.022666	0.002356	0.015833	OK
	VP6	68.1	0.000045	0.031591	0.002404	0.021891	OK
	VP7	313.7	0.000106	0.031156	0.002436	0.021608	OK
	VP8	880.7	0.000893	0.022555	0.002362	0.015761	OK
	VP9	2635.9	0.001420	0.021989	0.002813	0.015453	OK
	VP10	1251.4	0.000377	0.016108	0.002184	0.011359	OK
	EP2	22250.0	0.000724	0.024541	0.001844	0.016906	OK
	P4	13288.0	0.000686	0.002056	0.001997	0.001959	OK
CASE 3	P3	20277.0	0.000451	0.008293	0.000833	0.005759	OK
	EP1	15580.0	0.000510	0.007768	0.000864	0.005411	OK
	VP1	1982.1	0.001066	0.022529	0.001916	0.015585	OK
	VP2	2268.6	0.001159	0.019058	0.002055	0.013310	OK
	VP3	885.2	0.000875	0.014152	0.002521	0.010092	OK
	VP4	316.2	0.000107	0.023051	0.002337	0.016085	OK
	VP5	44.2	0.000029	0.022666	0.002356	0.015833	OK
	VP6	59.6	0.000039	0.031591	0.002404	0.021891	OK
	VP7	251.5	0.000085	0.031156	0.002436	0.021608	OK
	VP8	874.1	0.000808	0.022555	0.002362	0.015761	OK
	VP9	2354.5	0.001210	0.021989	0.002813	0.015453	OK
	VP10	1163.1	0.000304	0.016108	0.002184	0.011359	OK
	EP2	21205.0	0.000648	0.024541	0.001844	0.016906	OK
	P4	11094.0	0.000536	0.002056	0.001997	0.001959	OK

表-4.3.3 鉛直材と橋脚・エンドポストの応答曲率に対する照査（タイプⅡ地震動）

ケース	部材	応答曲率 (1/m)		許容曲率 (1/m)			照査 $\phi \leq \phi_a$
		M (tf·m)	ϕ (1/m)	ϕ_u	ϕ_y	ϕ_a	
CASE 4	P3	26429.0	0.000723	0.008791	0.000828	0.006094	OK
	EP1	22155.0	0.000849	0.008203	0.000857	0.005701	OK
	VP1	3389.0	0.002396	0.022702	0.001882	0.015700	OK
	VP2	3878.0	0.002406	0.019426	0.002024	0.013555	OK
	VP3	1035.4	0.001197	0.014927	0.002489	0.010608	OK
	VP4	477.1	0.000161	0.022979	0.002280	0.016037	OK
	VP5	91.8	0.000060	0.022611	0.002300	0.015797	OK
	VP6	118.9	0.000079	0.030684	0.002279	0.021286	OK
	VP7	443.8	0.000152	0.030271	0.002313	0.021018	OK
	VP8	1322.9	0.002102	0.022505	0.002305	0.015728	OK
	VP9	2967.3	0.001674	0.022108	0.002747	0.015532	OK
	VP10	2174.3	0.001500	0.016733	0.002154	0.011775	OK
	EP2	23763.0	0.000801	0.024466	0.001805	0.016856	OK
	P4	17656.0	0.001000	0.020821	0.001965	0.014469	OK
CASE 5	P3	30165.0	0.001141	0.008791	0.000828	0.006094	OK
	EP1	21940.0	0.001253	0.008203	0.000857	0.005701	OK
	VP1	3154.5	0.003526	0.022702	0.001882	0.015700	OK
	VP2	4045.1	0.002465	0.019426	0.002024	0.013555	OK
	VP3	1445.5	0.002214	0.014927	0.002489	0.010608	OK
	VP4	568.3	0.000191	0.022979	0.002280	0.016037	OK
	VP5	119.1	0.000078	0.022611	0.002300	0.015797	OK
	VP6	133.2	0.000089	0.030684	0.002279	0.021286	OK
	VP7	606.8	0.000224	0.030271	0.002313	0.021018	OK
	VP8	1145.6	0.001687	0.022505	0.002305	0.015728	OK
	VP9	3409.2	0.001959	0.022108	0.002747	0.015532	OK
	VP10	2913.8	0.002179	0.016733	0.002154	0.011775	OK
	EP2	25144.0	0.000809	0.024466	0.001805	0.016856	OK
	P4	18420.0	0.001689	0.020821	0.001965	0.014469	OK
CASE 6	P3	30651.0	0.000896	0.008791	0.000828	0.006094	OK
	EP1	22348.0	0.001035	0.008203	0.000857	0.005701	OK
	VP1	3070.2	0.002506	0.022702	0.001882	0.015700	OK
	VP2	3049.3	0.001630	0.019426	0.002024	0.013555	OK
	VP3	1155.4	0.001382	0.014927	0.002489	0.010608	OK
	VP4	468.4	0.000158	0.022979	0.002280	0.016037	OK
	VP5	123.4	0.000081	0.022611	0.002300	0.015797	OK
	VP6	118.9	0.000079	0.030684	0.002279	0.021286	OK
	VP7	435.1	0.000147	0.030271	0.002313	0.021018	OK
	VP8	1166.9	0.001801	0.022505	0.002305	0.015728	OK
	VP9	3041.7	0.001712	0.022108	0.002747	0.015532	OK
	VP10	2953.0	0.002164	0.016733	0.002154	0.011775	OK
	EP2	23910.0	0.000731	0.024466	0.001805	0.016856	OK
	P4	18402.0	0.001066	0.020821	0.001965	0.014469	OK
CASE 7	P3	26429.0	0.000723	0.008791	0.000828	0.006094	OK
	EP1	22155.0	0.000849	0.008203	0.000857	0.005701	OK
	VP1	3085.5	0.002205	0.022702	0.001882	0.015700	OK
	VP2	3798.9	0.002345	0.019426	0.002024	0.013555	OK
	VP3	1627.5	0.004312	0.014927	0.002489	0.010608	OK
	VP4	501.4	0.000169	0.022979	0.002280	0.016037	OK
	VP5	95.8	0.000063	0.022611	0.002300	0.015797	OK
	VP6	112.5	0.000075	0.030684	0.002279	0.021286	OK
	VP7	586.1	0.000201	0.030271	0.002313	0.021018	OK
	VP8	1893.9	0.006867	0.022505	0.002305	0.015728	OK
	VP9	3233.2	0.001834	0.022108	0.002747	0.015532	OK
	VP10	2138.9	0.001612	0.016733	0.002154	0.011775	OK
	EP2	23763.0	0.000801	0.024466	0.001805	0.016856	OK
	P4	17656.0	0.001000	0.020821	0.001965	0.014469	OK
CASE 8	P3	30165.0	0.001141	0.008791	0.000828	0.006094	OK
	EP1	21940.0	0.001253	0.008203	0.000857	0.005701	OK
	VP1	3106.7	0.003413	0.022702	0.001882	0.015700	OK
	VP2	3786.3	0.002170	0.019426	0.002024	0.013555	OK
	VP3	1665.8	0.004183	0.014927	0.002489	0.010608	OK
	VP4	620.8	0.000231	0.022979	0.002280	0.016037	OK
	VP5	122.0	0.000080	0.022611	0.002300	0.015797	OK
	VP6	136.8	0.000091	0.030684	0.002279	0.021286	OK
	VP7	589.6	0.000265	0.030271	0.002313	0.021018	OK
	VP8	1966.1	0.004164	0.022505	0.002305	0.015728	OK
	VP9	3665.2	0.003660	0.022108	0.002747	0.015532	OK
	VP10	2969.3	0.002238	0.016733	0.002154	0.011775	OK
	EP2	25144.0	0.000809	0.024466	0.001805	0.016856	OK
	P4	18420.0	0.001689	0.020821	0.001965	0.014469	OK

表-4.3.4 アーチリングのせん断に対する照査
(タイプI地震動)

部材	最大せん断力 (tf)	せん断耐力 (tf)	判定
1	2987.8	5148.1	OK
2	2979.1	3077.2	OK
3	2974.7	3033.7	OK
4	2923.8	2948.4	OK
5	1941.9	2801.4	OK
6	1763.4	2647.1	OK
7	1312.1	2510.3	OK
8	1166.1	1850.0	OK
9	802.3	1754.0	OK
10	654.5	1671.6	OK
11	457.1	1600.7	OK
12	564.2	1573.1	OK
13	623.8	1601.1	OK
14	728.6	1609.8	OK
16	995.0	2626.1	OK
17	1225.5	2220.9	OK
18	1319.8	2153.4	OK
19	1340.6	2137.4	OK
20	1303.3	2223.4	OK
21	1168.2	2696.0	OK
23	845.8	1605.6	OK
24	718.3	1597.1	OK
25	403.5	1568.1	OK
26	396.6	1592.2	OK
27	569.7	1662.1	OK
28	671.7	1743.3	OK
29	1137.3	1839.6	OK
30	1311.8	2495.8	OK
31	1743.5	2631.9	OK
32	1933.0	2791.6	OK
33	3181.6	2940.8	NO
34	3250.7	3024.6	NO
35	3257.3	3072.9	NO
36	3258.5	5149.3	NO

表-4.3.7 アーチリングのせん断に対する照査
(タイプII地震動)

部材	最大せん断力 (tf)	せん断耐力 (tf)	判定
1	4521.0	5336.1	OK
2	4517.5	3164.2	NO
3	4504.9	3117.1	NO
4	4010.0	3024.0	NO
5	2366.7	2866.0	OK
6	1993.8	2705.3	OK
7	1491.5	2566.1	OK
8	1660.6	1903.4	OK
9	1015.6	1805.4	OK
10	1122.9	1722.1	OK
11	966.9	1650.1	OK
12	896.9	1632.5	OK
13	1091.6	1683.6	OK
14	1019.6	1704.4	OK
16	1418.2	2757.1	OK
17	1863.6	2336.6	OK
18	2013.7	2266.3	OK
19	2006.0	2249.6	OK
20	1903.6	2339.1	OK
21	1987.6	2829.5	OK
23	1057.4	1700.0	OK
24	1116.0	1680.0	OK
25	1224.9	1628.0	OK
26	1481.7	1641.6	OK
27	1237.7	1712.4	OK
28	1146.1	1794.7	OK
29	1490.4	1892.8	OK
30	1273.6	2551.4	OK
31	1796.6	2689.8	OK
32	2135.1	2857.9	OK
33	4021.9	3018.6	NO
34	4355.5	3108.4	NO
35	4434.6	3160.2	NO
36	4520.8	5337.7	OK

表-4.3.5 鉛直材のせん断耐力に対する照査
(タイプI地震動)

部材	最大せん断力 (tf)	せん断耐力 (tf)	判定
VP1	283.4	611.6	OK
VP2	229.1	613.4	OK
VP3	126.8	426.4	OK
VP4	90.9	426.4	OK
VP5	26.2	252.2	OK
VP6	31.7	252.2	OK
VP7	79.4	426.4	OK
VP8	123.8	438.1	OK
VP9	241.2	613.4	OK
VP10	332.9	603.6	OK

表-4.3.8 鉛直材のせん断耐力に対する照査
(タイプII地震動)

部材	最大せん断力 (tf)	せん断耐力 (tf)	判定
VP1	593.6	699.2	OK
VP2	360.7	701.6	OK
VP3	251.8	485.5	OK
VP4	150.8	485.5	OK
VP5	63.3	286.4	OK
VP6	64.1	286.4	OK
VP7	153.5	485.5	OK
VP8	233.1	501.1	OK
VP9	314.2	701.6	OK
VP10	509.6	688.6	OK

表-4.3.6 橋脚・エンドポストのせん断耐力に対する照査
(タイプI地震動)

部材	最大せん断力 (tf)	せん断耐力 (tf)	判定
P3	1335.9	1533.6	OK
EP1	1046.1	1497.4	OK
EP2	1122.8	1450.6	OK
P4	826.3	1225.1	OK

表-4.3.9 橋脚・エンドポストのせん断耐力に対する照査
(タイプII地震動)

部材	最大せん断力 (tf)	せん断耐力 (tf)	判定
P3	1429.2	1795.6	OK
EP1	1217.7	1660.4	OK
EP2	1442.8	1685.1	OK
P4	1075.0	1434.1	OK

第5章 橋軸直角方向の検討

5.1 概要

本章においては、大規模地震時における橋軸直角方向の照査を行う。入力地震動は、橋軸方向と同様の8ケースとする。

解析モデルを図-5.1.1に示す。アーチリブ・エンドポスト・鉛直材・橋脚を非線形部材として検討を行っている。直接基礎及び杭基礎は、地盤バネを考慮している。非線形モデルは軸力変動のないトリリニアの武田モデルを用いている。

以下に、固有値解析・時刻歴応答解析の結果及び各部材の安全性の評価結果を示す。

なお、ねじりに対しては全断面有効とし、ひび割れによる剛性低下の影響は考慮していない。

5.2 固有値解析

橋軸直角方向モデルにおける固有値解析結果の固有振動モード図を図-5.2.1に、固有値解析結果の一覧表（固有振動数、固有周期、刺激係数、有効質量、モーダル減衰定数）を表-5.2.1に示す。

橋軸直角方向には、二次と3次元モードが卓越し、それぞれの固有周期は、1.012秒、0.443秒である。一方、上下方向は、10次（固有周期：0.217秒）、18次（固有周期：0.133秒）、24次（固有周期：0.091秒）等が卓越し、非常に短周期であることがわかる。

節点数	= 347
線形はり要素数	= 124 (補剛桁+剛部材)
非線形はり要素数	= 230 (アーチ+エンドポスト+鉛直材+橋脚)
節点バネ要素	= 8 (基礎)

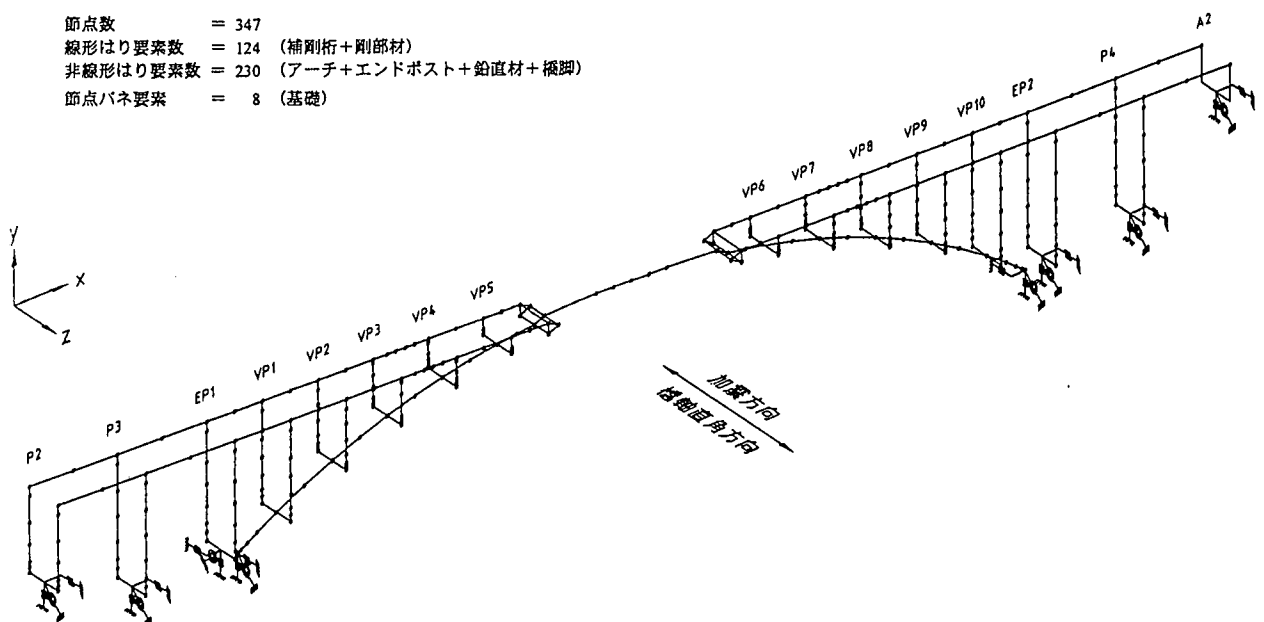


図-5.1.1 骨組構造モデル図（橋軸直角方向）

5.3 時刻歴応答解析

5.3.1 解析結果

表-5.3.1及び表-5.3.2に8ケースの地震波による各部材の応答変位及び最大断面力を示す。また、図-5.3.1～図-5.3.9にタイプI、タイプII、タイプII+上下動の代表3波による変形図及び時刻歴応答変形図、曲げモーメントと曲率の応答履歴を示す。

最大応答値は、タイプI地震波よりもタイプII地震波の方が大きく、タイプIIに上下動を考慮したCASE7、CASE8は、上下動を考慮していないCASE4、CASE5とほぼ同等の応答値であり最大応答値に対して上下動の影響がほとんどない事がわかる。

最大応答変位は、アーチクラウン部で発生し、タイプI地震動で30cm弱、タイプII地震動で30cm強となる。残留変位はほとんど発生していない。各断面力ともアーチスプリング部で最も大きな値が発生している。アーチクラウン部は応答値が小さく、直角方向の安全性については問題はない。

CASE4（タイプII地震動）とCASE7（タイプII地震動+上下動）は応答履歴にも差はみられず、上下動の影響はほとんどない事がわかる。一部橋脚及びエンドポスト上端において降伏状態が発生しているが、ほとんどの部材において降伏点に達していない。

第3編 コンクリートアーチ橋

表-5.2.1 固有値解析結果

次数	固有振動数 (Hz)	固有周期 (sec)	刺激係数		有効質量(%)		モーダル 減衰定数(%)
			直角方向	上下方向	直角方向	上下方向	
1	0.9886	1.0115	46.1200	0.0000	44	0	2.505
2	2.1831	0.4581	-15.5000	0.0000	48	0	3.414
3	2.2563	0.4432	32.3700	0.0000	70	0	3.449
4	2.4315	0.4113	-2.1730	0.0000	70	0	4.792
5	2.4833	0.4027	0.0000	0.0000	70	0	2.059
6	2.7198	0.3677	0.0000	0.0000	70	0	2.378
7	2.9877	0.3347	0.0000	0.0000	70	0	2.230
8	3.4816	0.2872	0.2818	0.0000	70	0	3.007
9	4.0407	0.2475	-8.6980	0.0000	71	0	3.434
10	4.6033	0.2172	0.0000	-46.9200	71	45	4.001
11	4.7800	0.2092	8.4240	0.0000	73	45	2.840
12	5.0032	0.1999	0.0000	0.0000	73	45	2.576
13	5.2365	0.1910	0.0000	0.0000	73	45	2.600
14	6.2237	0.1607	7.2890	0.0000	74	45	3.099
15	6.3296	0.1580	-5.7130	0.0000	75	45	2.824
16	6.7403	0.1484	11.2600	0.0000	77	45	4.178
17	7.1818	0.1392	0.0000	-1.0880	77	45	3.965
18	7.5170	0.1330	0.0000	-22.4400	77	55	14.638
19	7.9138	0.1264	0.0000	0.0000	77	55	2.607
20	7.9371	0.1260	2.0690	0.0000	77	55	2.759
21	7.9968	0.1250	0.0000	0.0000	77	55	2.628
22	9.7515	0.1025	-2.3390	0.0000	77	55	3.396
23	10.3651	0.0965	1.3410	0.0000	78	55	2.859
24	10.9921	0.0910	0.0000	23.0800	78	66	3.917
25	11.0393	0.0906	0.0000	0.0000	78	66	2.371
26	11.9444	0.0837	-7.4880	0.0000	79	66	2.380
27	12.0871	0.0827	0.0000	0.0000	79	66	2.571
28	12.4582	0.0803	0.0000	-12.8600	79	70	8.584
29	12.4975	0.0800	-8.1180	0.0000	80	70	3.050
30	12.5274	0.0798	0.0000	22.8200	80	80	10.460
31	12.5547	0.0797	-10.0500	0.0000	82	80	4.083
32	12.8748	0.0777	0.0000	0.0000	82	80	2.153
33	12.9005	0.0775	-4.7530	0.0000	83	80	5.718
34	13.1908	0.0758	2.2650	0.0001	83	80	8.462
35	14.1568	0.0706	0.0000	-2.1000	83	80	8.098
36	14.5350	0.0688	7.8370	0.0030	84	80	3.607
37	14.6905	0.0681	2.2970	0.0045	84	80	3.110
38	14.9760	0.0668	-0.0036	-0.0001	84	80	2.410
39	15.2273	0.0657	5.7260	0.0041	85	80	3.351
40	15.5340	0.0644	0.0000	-18.7500	85	88	4.286
41	15.5593	0.0643	-4.5950	-0.0185	85	88	2.994
42	15.6978	0.0637	-0.5519	0.1412	85	88	2.221
43	15.7619	0.0634	-5.2310	-0.0653	86	88	3.135
44	16.1134	0.0621	-2.3380	-0.1261	86	88	4.118
45	16.1412	0.0620	0.0001	3.7050	86	88	6.026
46	16.6576	0.0600	1.3730	0.2220	86	88	2.652
47	16.9995	0.0588	7.6660	0.4825	87	88	3.714
48	17.0202	0.0588	-0.0072	-5.7500	87	89	3.383
49	17.6019	0.0568	2.6410	0.0966	87	89	3.544
50	19.1192	0.0523	0.0199	4.7500	87	89	4.274

β_z : 直角方向に対する刺激係数
 β_y : 上下方向に対する刺激係数

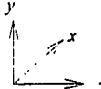
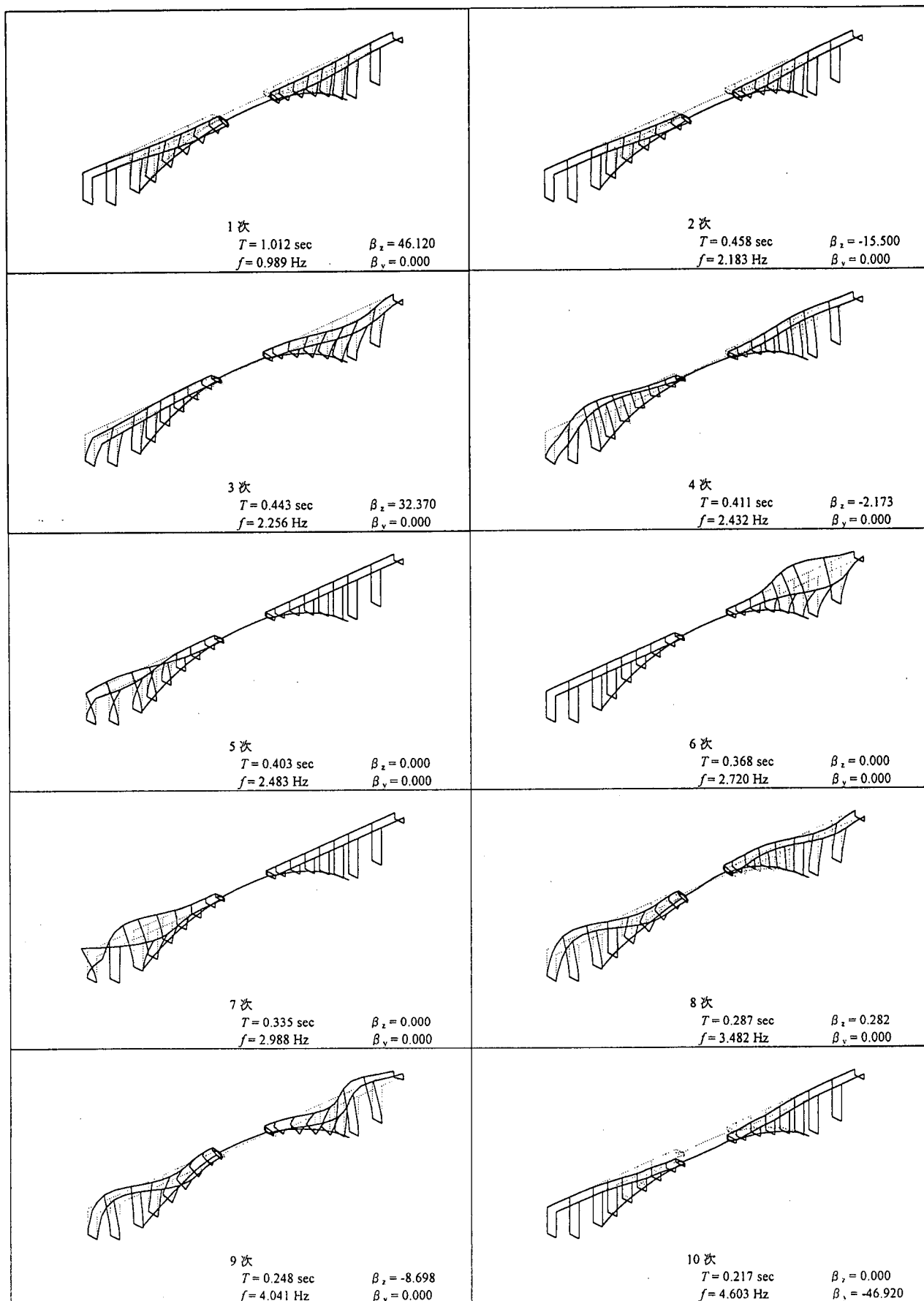



図-5.2.1 固有振動モード図

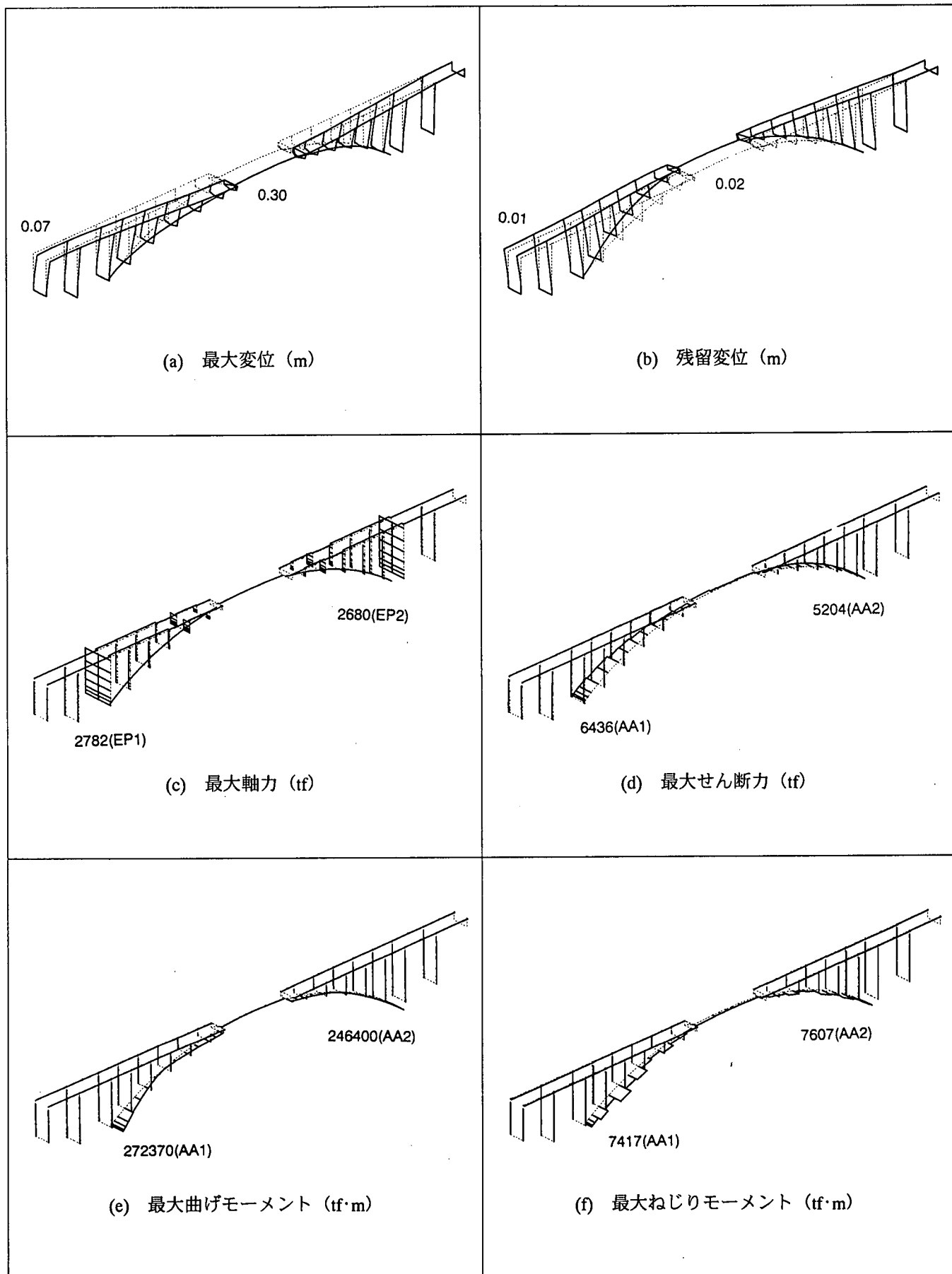


図-5.3.1 最大応答値および残留変形 (CASE 1: 水平方向加震, 加速度波形 | - | - 1)

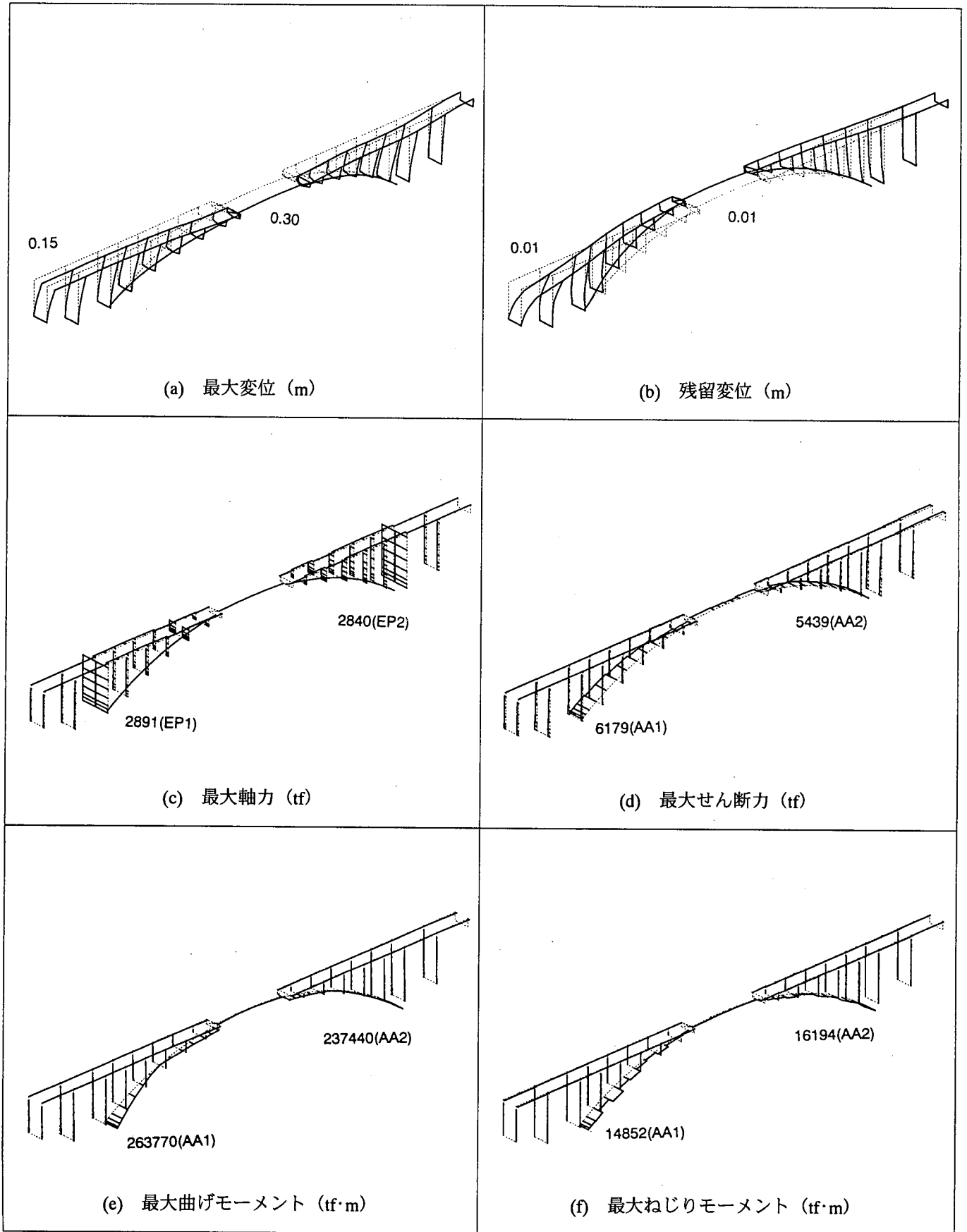


図-5.3.2 最大応答値および残留変形 (CASE 4 : 水平方向加震, 加速度波形 II-1-1)

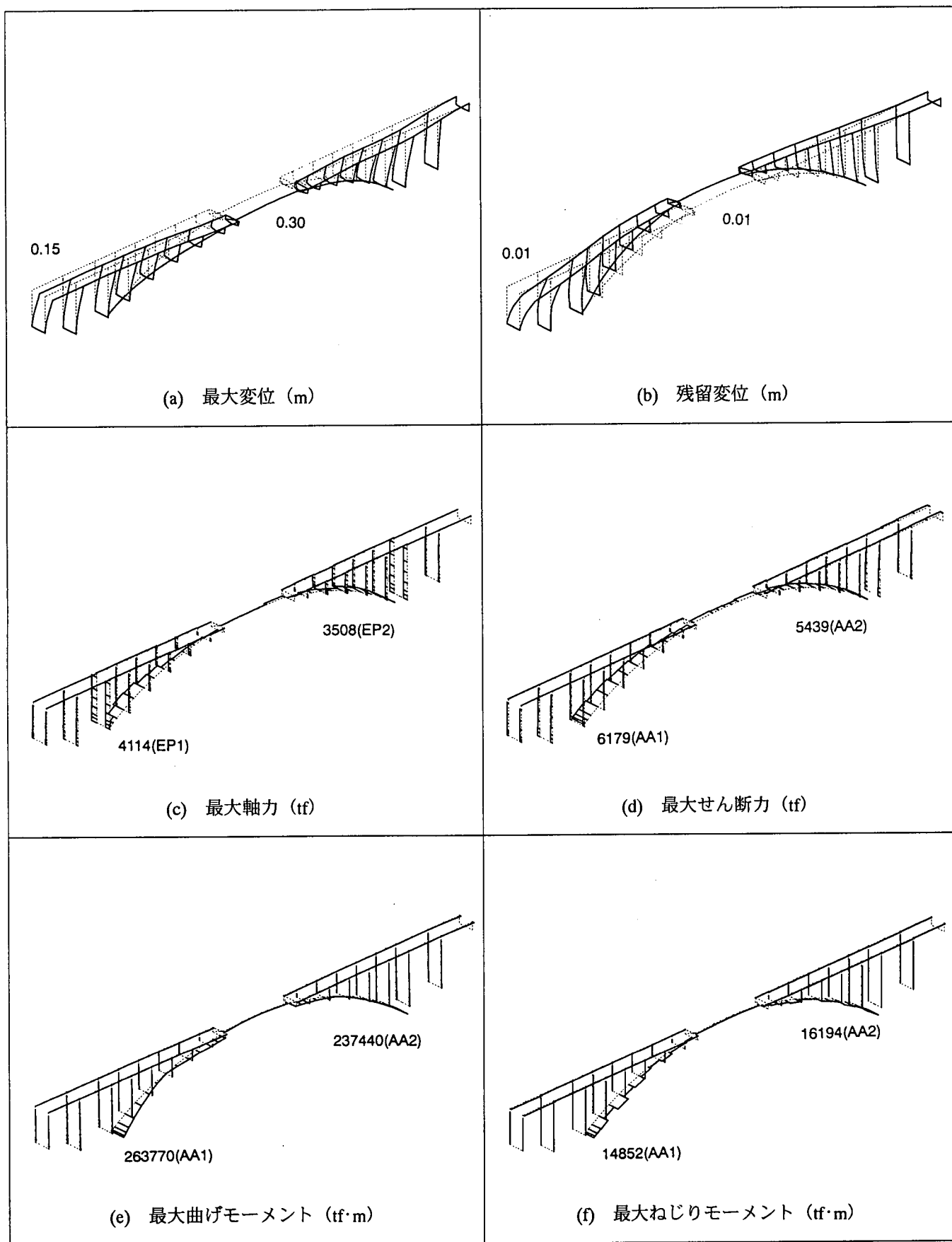
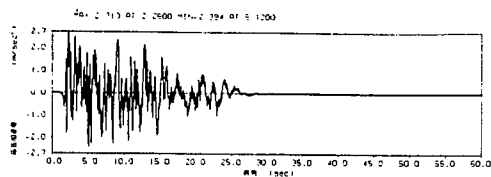
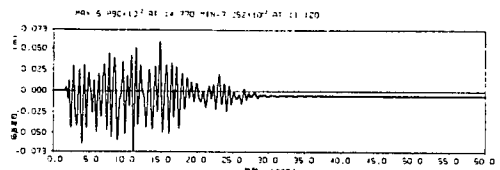


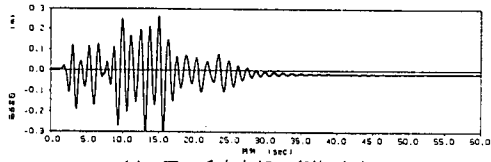
図-5.3.3 最大応答値および残留変形
(CASE 7: 水平・上下方向同時加震, 加速度波形 II-1-1, JMA KOBE-UD)



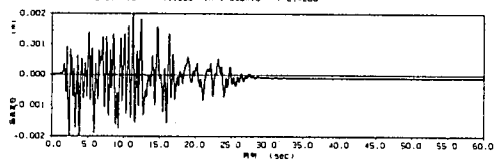
(a) 入力加速度 (m/s^2)



(b) P2 橋脚部上部構造慣性力作用位置の変位 (m)

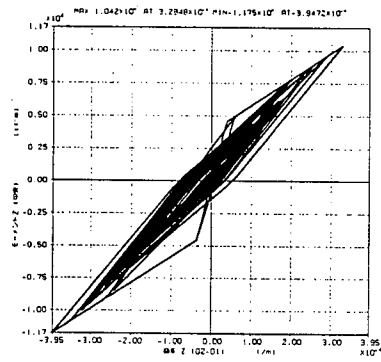


(c) アーチ中央部の変位 (m)

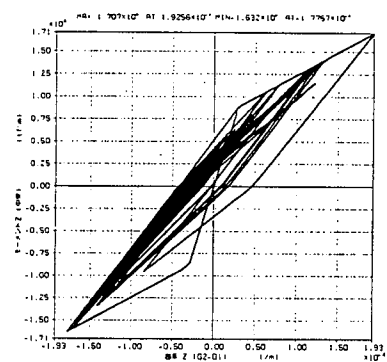


(d) A2 橋台部上部構造慣性力作用位置の変位 (m)

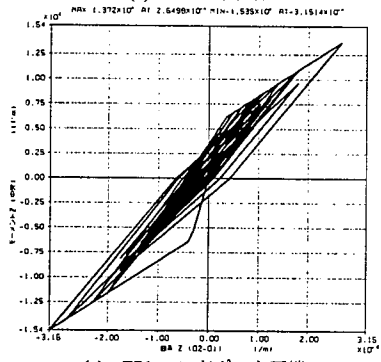
図-5.3.4 水平応答変位時刻歴 (CASE 1: 水平方向加震, 加速度波形 I-I-1)



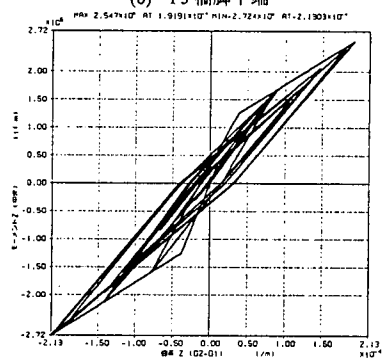
(a) P2 橋脚下端



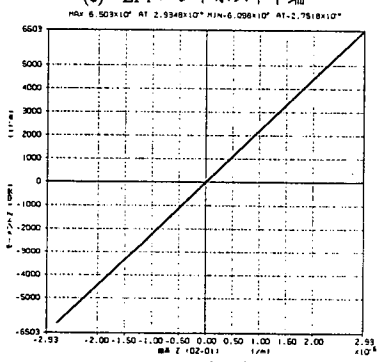
(b) P3 橋脚下端



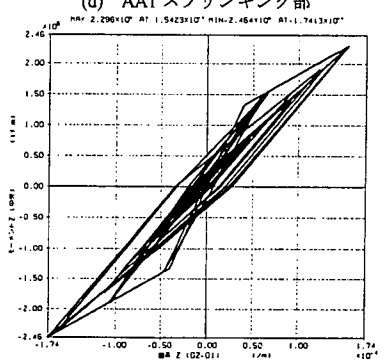
(c) EPI エンドポスト下端



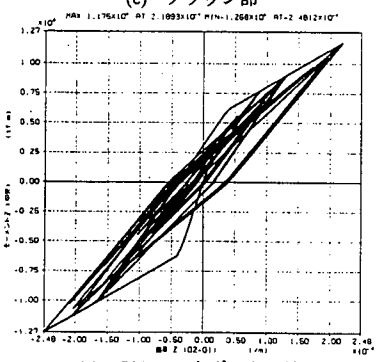
(d) AA1 スプリング部



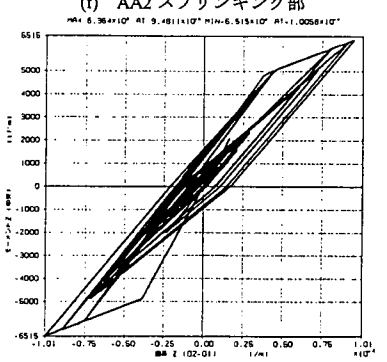
(e) クラウン部



(f) AA2 スプリング部



(g) EP2 エンドポスト下端



(h) P4 橋脚下端

図-5.3.5 曲げモーメントと曲率の応答履歴 (CASE 1: 水平方向加震, 加速度波形 I-I-1)

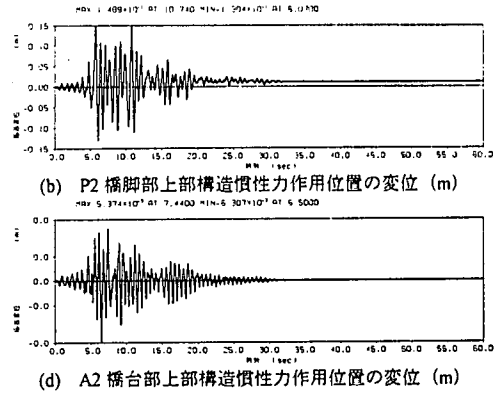
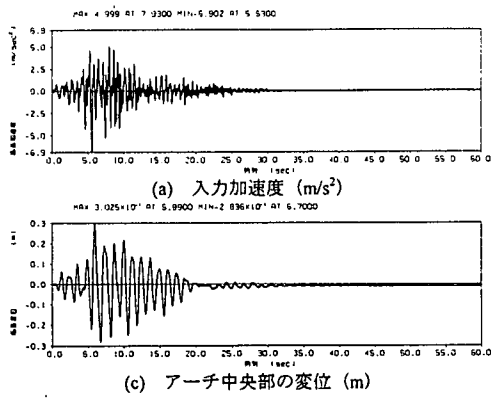


図-5.3.6 水平応答変位時刻歴 (CASE 4: 水平方向加震, 加速度波形 II-I-1)

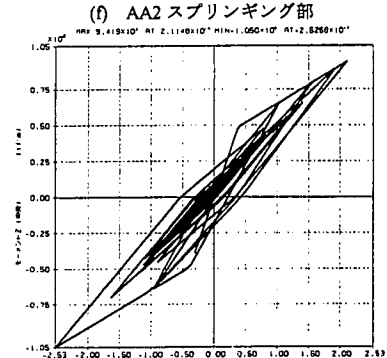
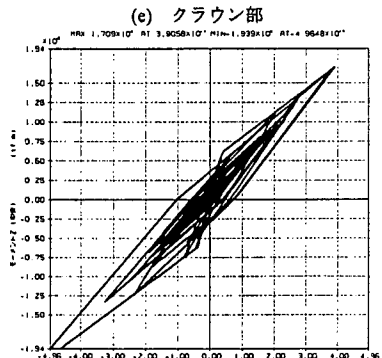
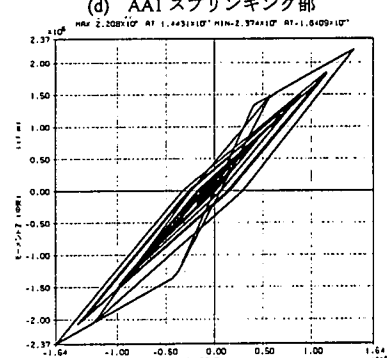
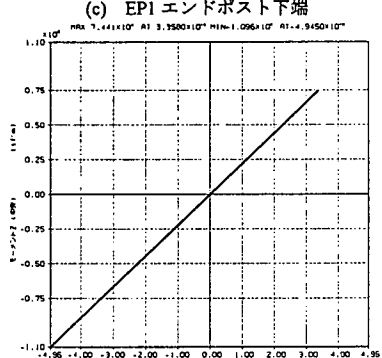
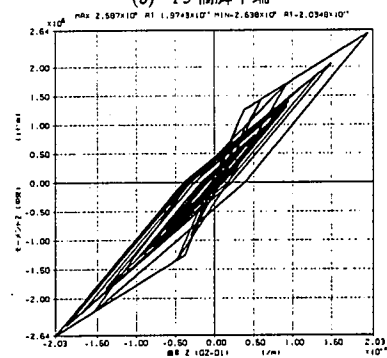
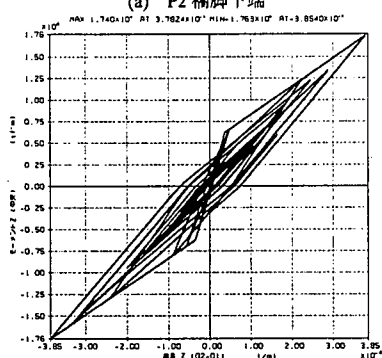
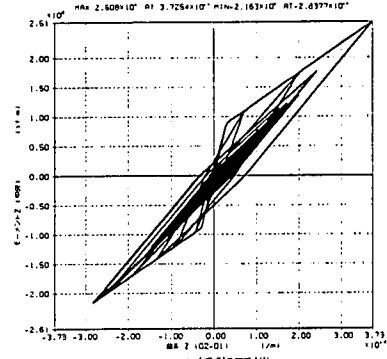
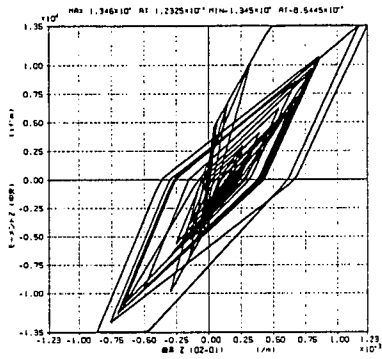
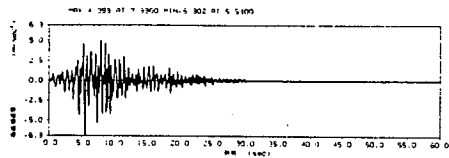
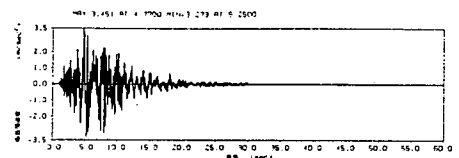


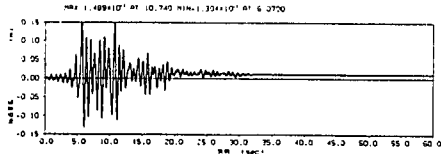
図-5.3.7 曲げモーメントと曲率の応答履歴 (CASE 4: 水平方向加震, 加速度波形 II-I-1)



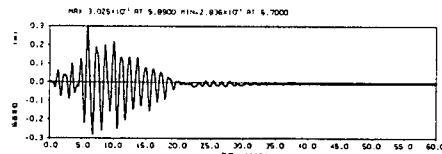
(a) 水平方向入力加速度 (m/s²)



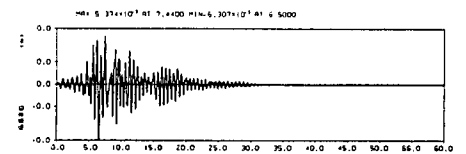
(a') 上下方向入力加速度 (m/s²)



(b) P2 橋脚部上部構造慣性力作用位置の変位 (m)

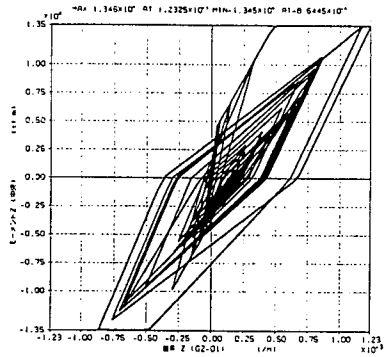


(c) アーチ中央部の変位 (m)

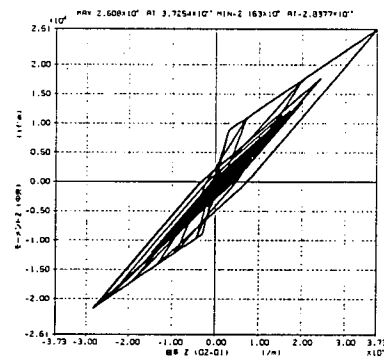


(d) A2 橋台部上部構造慣性力作用位置の変位 (m)

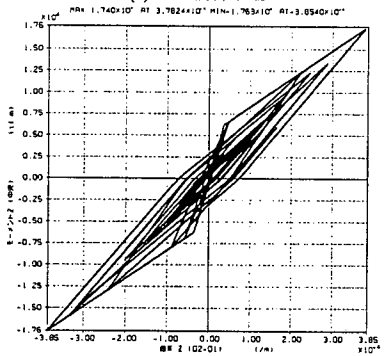
図-5.3.8 水平応答変位時刻歴 (CASE 7: 水平・上下方向同時加震, 加速度波形 I - I - 1, JMA KOBE-UD)



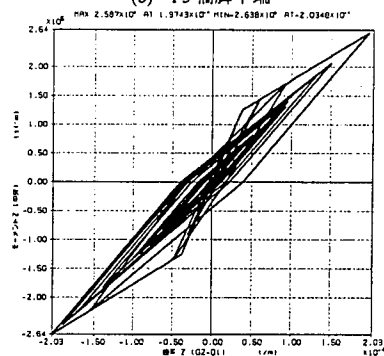
(a) P2 橋脚下端



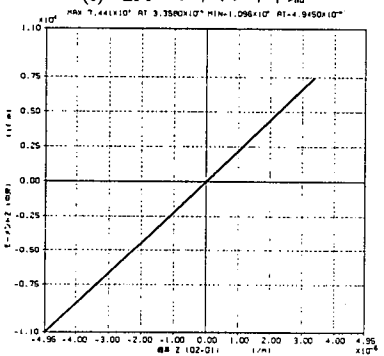
(b) P3 橋脚下端



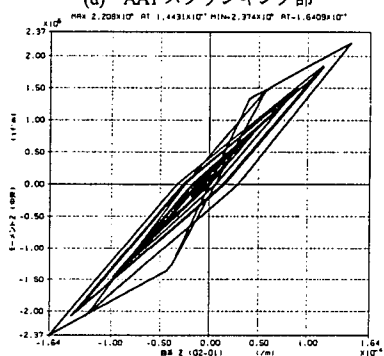
(c) EP1 エンドポスト下端



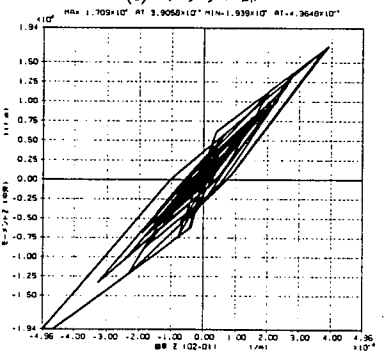
(d) AA1 スプリング部



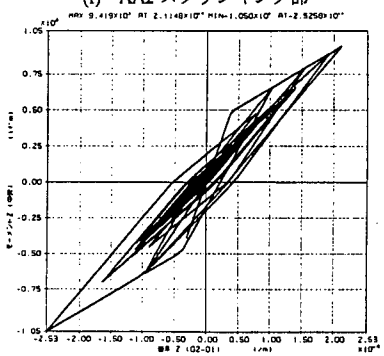
(e) クラウン部



(f) AA2 スプリング部



(g) EP2 エンドポスト下端



(h) P4 橋脚下端

図-5.3.9 曲げモーメントと曲率の応答履歴 (CASE 7: 水平・上下方向同時加震, 加速度波形 II - I - 1, JMA KOBE-UD)

5.3.2 安全性の評価

(1) 応答曲率に対する照査

橋軸方向の照査と同様に終局曲率、初降伏曲率より求まる許容曲率と最大応答曲率の比較により応答曲率の照査を行う。表-5.3.3 に照査結果の一覧表を示す。タイプ I 地震動に対しては、すべての部材で降伏状態にも達していない。

タイプ II 地震動に対しては、橋脚基部・エンドポスト基部・鉛直材基部で降伏点を越える応答値が発生するが、許容曲率には至っておらず、安全性は確保されている。

(2) セン断に対する照査

せん断力の最大応答値とせん断耐力の比較によりせん断に対する照査を行う。図-5.3.10 に照査結果の図を示す。橋脚・エンドポスト・鉛直材の下端部では、せん断力の最大応答値はせん断耐力以下であり安全性が確保されている。ただし、高さの低いアーチクラウン部付近の鉛直材 (VP4~VP7) でせん断力の最大応答値がせん断耐力を上回る。

また、アーチリブにおいては検討を行った地震動 8 波のすべてにおいてせん断力の最大応答値がせん断耐力を上回り安全性が確保されない事が判明した。せん断耐力は、アーチスプリング部~最短の鉛直材 (VP5, VP6) 付近まで不足している事がわかる。

(3) ねじりに対する照査

ねじりモーメントの最大応答値とねじり抵抗モーメントの比較によりねじりに対する照査を行う。表-5.3.4 に照査結果を示す。ねじり抵抗モーメントは、全断面有効として考え、ひび割れによる剛性低下は考慮しないで算出している。

照査の結果、アーチスプリング部においてタイプ I の地震動については安全性は確保されるが、タイプ II の地震動 3 波及び (タイプ II の地震動+上下動) の 2 波のねじりモーメントの最大応答値はねじり抵抗モーメントを上回り安全性が確保されない事が判明した。

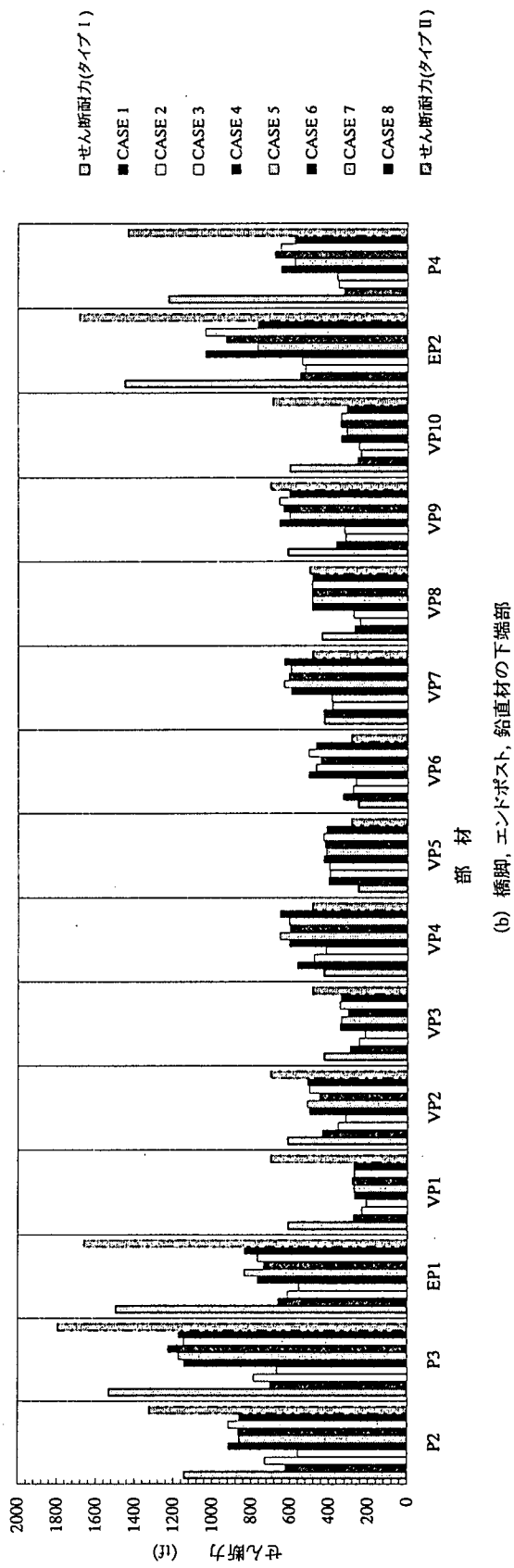
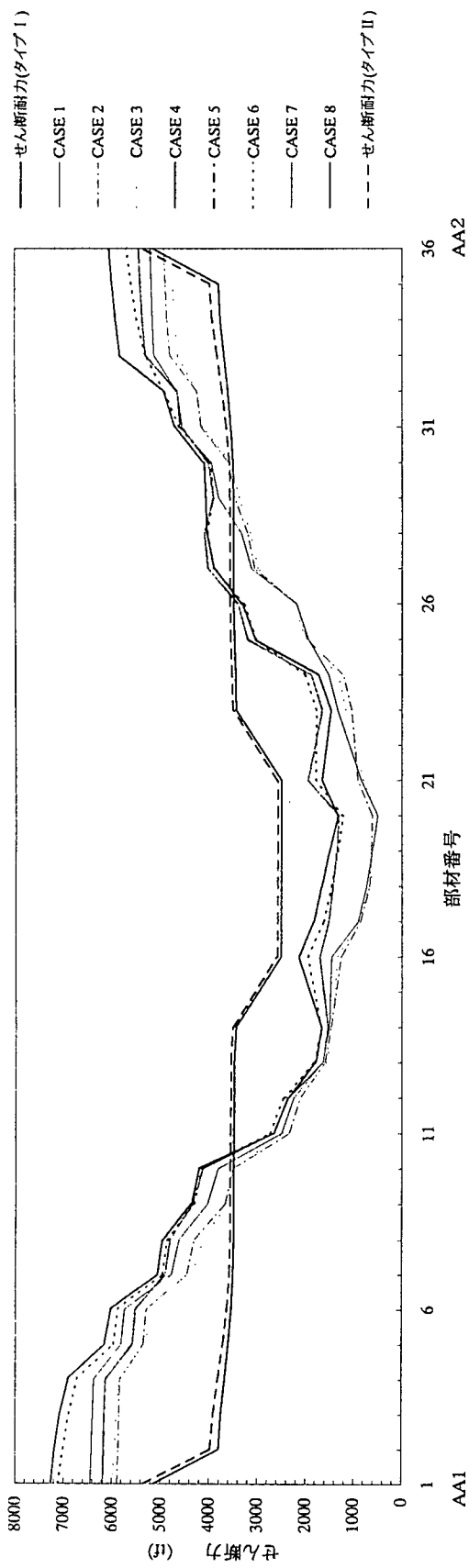
5.3.3 考察

橋軸直角方向の大規模地震に対する検討より得られた結果を以下に示す。

- ① 橋軸直角方向の卓越モードの固有周期は、1.01 秒、0.44 秒程度であるが、上下方向は

0.22 秒、0.13 秒、0.09 秒と非常に短周期である。

- ② 最大応答変位はアーチクラウン部で 30cm 程度であり残留変位はほとんどみられない。
- ③ 応答値は、タイプ I 地震動よりもタイプ II 地震動の方が大きく、上下動の影響はほとんどみられない。
- ④ 各部材の応答曲率の最大値は許容曲率以下であり、曲げに対する耐力は確保されている。
- ⑤ アーチリブのせん断力の最大応答値は、せん断耐力を上回り、大規模地震に対するせん断耐力は不足している。また、高さの低い鉛直材においてもせん断耐力が不足している。その他の部材は、せん断耐力を満足している。
- ⑥ アーチスプリング部のねじりモーメントの最大応答値は、ねじり抵抗モーメントを上回り、大規模地震時のねじりに対する耐力が不足している。



(b) 橋脚, エンドポスト, 鉛直材の下端部

図-5.3.10 せん断耐力と最大せん断力の比較

表-5.3.4 スプリング部のねじりモーメントに対する照査

A A 1	ねじりモーメント	CASE 1	CASE 2	CASE 3	CASE 4	CASE 5	CASE 6	CASE 7	CASE 8	CASE 7~8 の平均値
	M_t	7416.9	6373.8	8240.6	14852.0	11102.0	10705.0	14852.0	11102.0	12977.0
	$M_{max} > M_t$ の判定	OK	OK	OK	NG	NG	NG	NG	NG	NG
A A 2	ねじりモーメント	7606.7	8277.2	7954.0	16194.0	15446.0	17632.0	16194.0	15446.0	15820.0
	M_t	7606.7	8277.2	7954.0	16194.0	15446.0	17632.0	16194.0	15446.0	15820.0
	$M_{max} > M_t$ の判定	OK	OK	OK	NG	NG	NG	NG	NG	NG

スプリング部のねじりモーメントに対する照査に用いるデータ		AA1	AA2
部材寸法	b	16.710	16.710
	h	4.500	4.500
	d	4.025	4.025
	r_1 (ウェブ)	0.950	0.950
	r_2 (フランジ)	0.700	0.700
	b_1	16.010	16.010
	h_1	3.550	3.550
	A_m	56.8355	56.8355
	K_u (ウェブ)	53.9937	54.0000
	K_u (フランジ)	39.7849	39.8000
	r_{us}	530.0	
	M_{11} (ウェブ)	28616.7	28616.7
	M_{12} (フランジ)	21086.0	21086.0
	M_1 (最小値)	21086.0	21086.0
鉄筋の降伏点	σ_{sy}	30000.0	
配筋量から求まるねじり抵抗モーメント	M_{tw}	10421.4	10421.4

第6章 まとめ

本橋では、アーチ支間 235.0m のコンクリートアーチ橋をモデルに大規模地震時の解析を行い、モデル化・設計時に着目すべき部材・断面力等について検討を行った。

本検討において得られた知見は、以下の通りである。

- ① 橋軸方向の解析では、軸力変動を考慮した場合、アーチスプリング部の軸力変動幅は初期軸力に対し 50%以上の値を示しており、軸力変動の影響は考慮すべきである。
応答値に与える軸力変動の影響は使用する非線形モデルにより結果に多少の差が生じる。
- ② 橋脚・エンドポスト・鉛直材の支承条件を変えた検討では、これら部材の断面力の応答値に変化は生じるが、アーチリブの断面力の応答値にはほとんど相異はみられない。
- ③ 2方向同時加震の検討では、一方向加震の場合の最大応答値と比較してファイバーモデルでも増加率は最大で10%程度であり、2方向同時加震の影響は小さいと考えられる。但し、部材の断面形状により影響度は変化すると考えられるため、2軸曲げの連成に関しては更なる検

討が必要と考える。

- ④ 橋軸方向の固有周期解析では、1つのモードのみが卓越しているわけではなく、複数のモードが寄与していることがわかる。それらの固有周期は1.6秒～0.1秒程度である。
- ⑤ 橋軸方向の検討では、アーチスプリング部、鉛直材、エンドポスト、橋脚において最大応答曲率は降伏曲率にも達しておらず、橋軸方向の曲げに対しては十分耐力を有しているものと考えられる。
- ⑥ 橋軸方向の検討において、アーチスプリング付近でせん断耐力の不足が判明した。橋軸方向の検討においてはせん断耐力の照査に注意すべきである。
- ⑦ 橋軸直角方向の固有値解析結果でも、複数のモードが寄与しているが、大きく寄与するモードの数は橋軸方向よりも少ない。
- ⑧ アーチクラウン部において最大応答変位が発生する。
- ⑨ 橋軸直角方向の検討においても曲げに対しては十分な耐力を有しているが、最大応答曲率が降伏曲率を越えている部材もあり、橋軸方向よりは耐力の余裕は少ない。
- ⑩ エンドポスト・橋脚は十分なせん断耐力を有するが、高さの低い鉛直材およびアーチスプリング部～クラウン部付近までのアーチリブにおいてせん断耐力の不足が判明した。鉛直材およびアーチリブのせん断耐力には十分に注意すべきである。
- ⑪ 橋軸直角方向のねじりの検討において、アーチスプリング部では耐力が不足することが判明した。橋軸直角方向の検討ではねじりについても十分に注意すべきである。
- ⑫ 本検討では、橋軸・橋軸直角方向ともタイプII地震動の最大応答値がタイプI地震動の最大応答値を上回っている。また、上下動の影響は、ほとんどない事が判明した。

アーチ橋の大規模地震時の挙動は、アーチスパン・ライズ・幅員、部材構成等により異なる為1橋梁の解析からは総括的な見解は示せないが、既設橋梁をモデルに解析を行っているため傾向的な判断は行えると考え。本検討より得られた結果を一括して表に示すと表-6.1.1のように表わされる。

表-6.1.1 検討結果一覧表

	項目	アーチリブ	橋脚・鉛直材等
	支承条件	○	×
	二軸曲げ	△	—
橋軸方向	軸力変動	×	×
	曲げ	○	○
	せん断	×	×
	上下動	○	○
直角方向	曲げ	○	○
	せん断	×	×
	ねじり	×	—
	上下動	○	○

×：要注意

△：追加検討必要

○：比較的問題はない

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，1996年12月。
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説III コンクリート橋編，1996年12月。
- 3) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，1998年1月。