

3. 4 地震波の入力・地震応答 WG の研究成果

(1) 研究の主旨

1995年1月の兵庫県南部地震の発生によって、構造物に多大な損害が生じた。この被災を教訓にして、詳細な非線形動的解析による耐震設計の重要度が従前に増して大きくなっている。

また地盤や構造物を対象とした動的解析分野では、多種多様な非線形問題を解析する試みが絶え間なく行われて来ており、確実な進歩が見られる。

ここでは、地盤や構造物の動的解析という分野にこれから踏み込もうとする設計者の方々にも、動的解析の基本を理解していただけるような動的解析の基礎と応用をまとめた本稿が、部会員の非線形動的解析への理解を深め、今後の実務・調査・研究の方向づけに少しでも活かされることを望むものである。

(2) 研究の内容

橋梁を対象とした動的解析の基礎をまとめるために、既住の文献から動的解析の基本となる内容を整理すること、また鋼橋技術研究会耐震・免震研究部会の部会員の方々に動的解析に関するアンケート調査を行うことによって、本稿(4)橋梁問題における動的解析の基礎に記述することが望ましい項目を抽出する。さらに基本的な動的解析例をまとめることで、動的解析の基礎と応用を理解するための一助とした。

(a) 動的解析に関するアンケート調査の概要

アンケートの質問内容は以下の通りである。

- ① 本稿(4)橋梁問題における動的解析の基礎の内容に、とりあげて欲しい項目は何か。
- ② 動的解析業務を行うときに、参考している書籍は何か。
- ③ 動的解析業務を行うときに、使用している動的解析ソフトは何か。
- ④ 動的解析業務を行うときに、問題と感じている点は何か。
- ⑤ 動的解析ソフトを改良するならば、要望する点は何か。

(b) 橋梁問題における動的解析の基礎の概要

- ① 図-3.4.4 に示す、地盤・構造物における動的解析の流れに従って、一般的な橋梁の例題解析を行う。
- ② 例題解析の記述が、本稿(4) 橋梁問題における動的解析の基礎のどの内容に対応しているのかを読者に理解しやすいよう留意する。
- ③ 解析だけでなく、結果の照査も行う。
- ④ 解析の概要について早見表、あるいは入力データに誤りがないかを調べるためのチェックシートを作成する。

(3) 動的解析に関するアンケート調査

(a) 回答者数

本研究部会員を対象に動的解析に関するアンケート調査を行ったところ、回答者数は11名であった。

(b) 調査期間

平成9年9月から平成10年11月までの期間に本アンケート調査を行った。

(c) 回答結果

1) 動的解析の基礎への記述を望む項目

回答者の方々に本稿(4) 橋梁問題における動的解析の基礎に説明を望む項目を図-3.4.1 に示す各項目から選んで頂いた。また、その他に説明を望む項目については具体的な内容を示して頂いた。アンケート集計結果を a) 項目別集計結果、 b) その他に説明を望む項目に示す。

a) 項目別集計結果

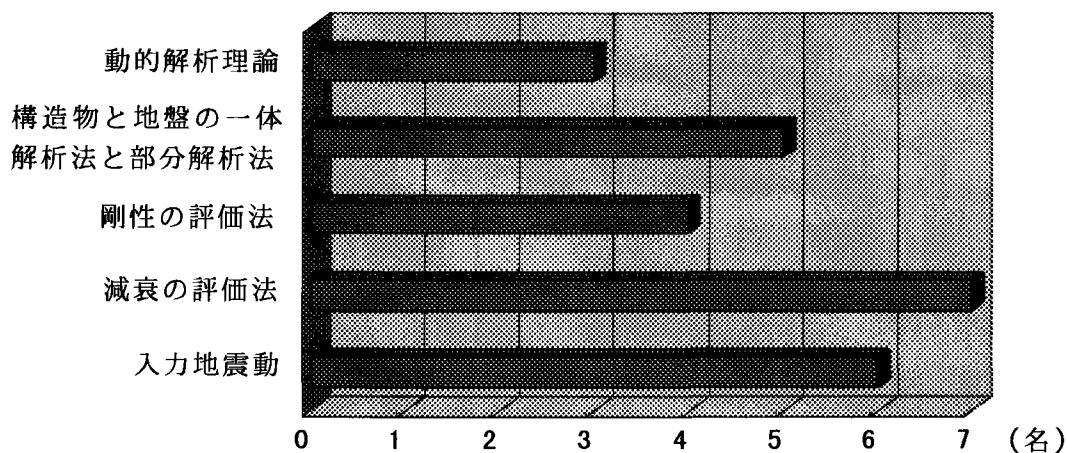


図-3.4.1 動的解析の基礎への記述を望む項目

b) その他に説明を望む項目

- ① 鋼製部材の劣化域、照査基準の明確化、静的解析(地震時保有水平耐力法)との比較検討方法を説明して欲しい。
- ② 解析理論よりモデル化における注意点を抽出して欲しい。

- ③ファイバーモデルにおける計算方法
- ④合成構造部材（SRC構造など）の復元力特性
- ⑤地盤－構造物の動的相互作用
- ⑥データ作成方法を2、3のソフトに限定し、例題解析を通して説明をしてもらいたい。
- ⑥設計（解析）作業の流れの中で役立つ内容として、例えば動的解析の位置付け、入力データの設定方法とこれを得る為の過程、入力データの一般的な値、各入力データが解析結果へ及ぼす影響度などを説明して欲しい。
- ⑦動的解析の基礎を説明する方法として、まず動的解析の概念をつかませ次に解析結果の考察方法をつめていく、というように段階的な説明にしてもらいたい。
- ⑧動的解析結果で算出される諸量（有効質量、刺激係数など）の意味と評価方法について説明して欲しい。

2) 動的解析業務の問題点

動的解析業務を行う際に問題と感じている内容について回答頂き、図-3.4.2 に回答を項目別に分類した。アンケート集計結果を a) 項目別集計結果に、b) から e) には回答例を示す。

a) 項目別集計結果

集計した結果、主に図-3.4.2 に示す3項目に分かれた。

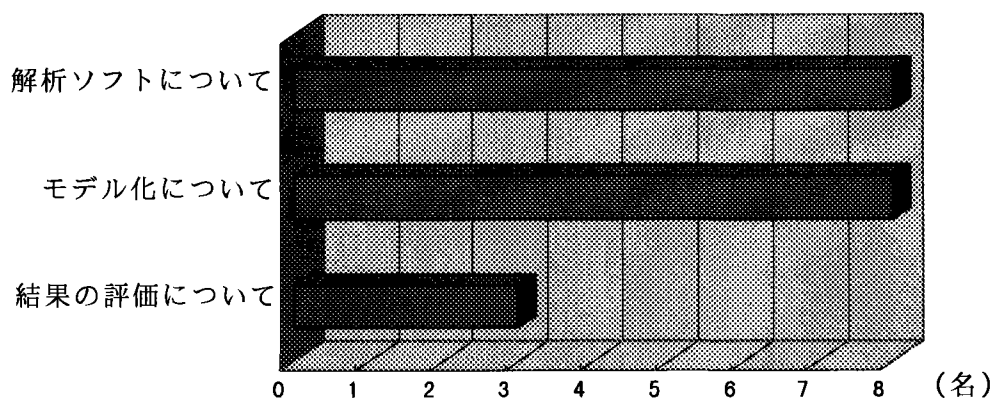


図-3.4.2 動的解析業務の問題点

b) 解析ソフトについて

- ①マニュアル・オペレーションが分かりづらい。
- ②解析ソフトの適用範囲が明確にされていないことがある。
- ③データ作成・他ソフトとの連動作業が手間である。
- ④解析精度が悪かったり、他ソフト間で解析結果に差異が生じる。
- ⑤出力項目の指定、表形式出力などの出力機能が整備されていない。
- ⑥入力データの設定方法が分かりにくい項目がある。

c) モデル化について

- ①曲線橋に関して地震波を入力する方向、2軸相関などの内容が明確化されていない。
- ②減衰モデルの取り扱いが明確化されていない。
- ③鋼製橋脚（コンクリート無充填部）のM-φ関係の算出方法が分からない。
- ④非線形部材の選定範囲が分からない。
- ②土圧のモデル化の問題で静的解析と動的解析の重ねあわせ法の正当性が分からない。

d) 結果の評価について

①結果の妥当性、照査基準が明確でない。

e) その他

①動的解析の業務形態は電算会社に一任している。

②動的解析の意義が明確でない。

3) 動的解析ソフトの機能についての要望

動的解析ソフトを使用する上で、その機能についての要望を回答頂き、図-3.4.3 に回答を項目別に分類した。アンケート集計結果を a) 項目別集計結果、 b) その他に示す。

a) 項目別集計結果

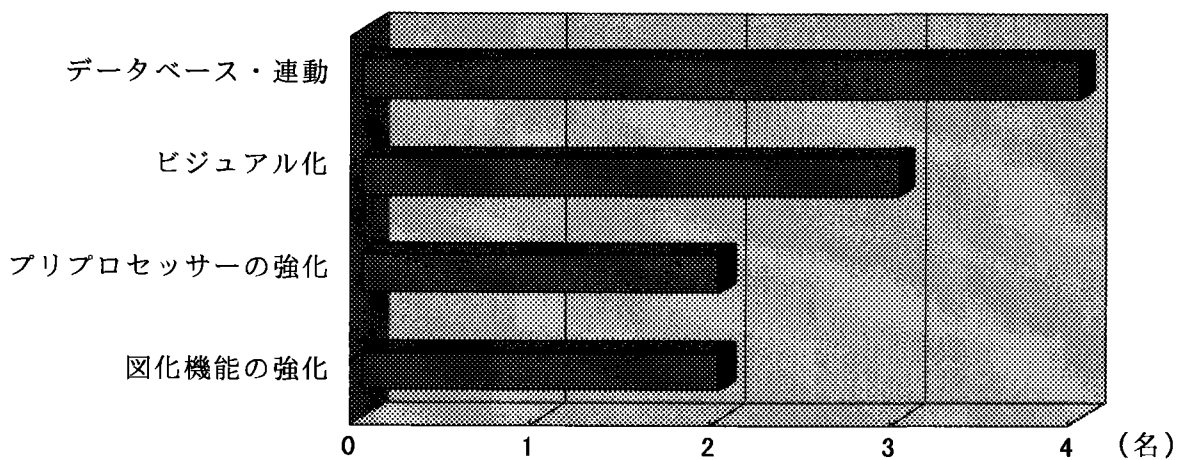


図-3.4.3 動的解析ソフトの機能についての要望項目

b) その他

データのオープン化、解析時間の短縮、マニュアル整備、サポート強化、低価格化、示方書との適合についての説明、エラーチェックの強化、などを要望する回答があった。

4) 動的解析ソフトの使用状況

動的解析ソフトの使用用途とソフト名を回答頂いた。表-3.4.1 にアンケート集計結果を示す。

表-3.4.1 動的解析ソフトの使用状況一覧表

ソフト名	使用用途	集計数(名)
SUCCES	2次元線形動的骨組解析	1
JSP-38		1
MSC/NASTRAN	3次元線形動的FEM解析	1
DYNA2E	3次元非線形動的骨組解析	3
TDAP-III	3次元非線形動的骨組解析、地震時保有水平耐力法	5
RESP-3T/B		1
Y-DYNA		1
ABAQUS	3次元非線形動的FEM解析	1
COSMOS/M		1
ADINA		1
SAPV		1
DINAS		1
SuperFLUSH	地盤-構造物動的相互作用問題	1
SHAKE	地盤の一次元波動伝播解析	1
D-STAGE	地盤の有効応力解析	1

5) 動的解析業務上参考としている文献

a) 一般解説書

図書名	著者名	出版社名	集計数(名)
【振動学】			
①非線形振動論	佐藤 力	朝倉書店	1
②よくわかる構造振動学入門	国井隆広	工学出版	2
③土木振動学	小平清真	森北出版	1
【耐震工学】			
④耐震構造設計論	山田善一	京都大学学術出版会	1
⑤耐震計算法入門	大地洋三	鹿島出版会	1
⑥耐震工学入門	平井一男、水田洋二	森北出版	1
⑦動的解析と耐震設計 全4巻	土木学会	技報堂出版	2
⑧道路橋の耐震設計計算例	川島一彦他	山海堂	1
⑨コンクリート技術シリーズ No.20 コンクリート構造物の耐震技術	土木学会	土木学会	1
【地盤工学】			
⑩地震動のスペクトル解析入門	大崎順彦	鹿島出版会	1
⑪新体系土木工学 18 土の力学	龍岡文夫、足立紀尚	技報堂出版	1
⑫わかりやすい土質力学原論	(社)土質工学会(現地盤工学)		1
⑬地盤工学における数値解析の実務	(社)土質工学会(現地盤工学)		1
【有限要素法】			
⑭有限要素法へのガイド	戸川隼人	サイエンス社	1
⑮有限要素法ハンドブック基礎編・応用編	鷺津久一郎他	培風館	1

b) 基準類

図書名	発行年月日	発行機関名	集計数(名)
①道路橋の耐震設計に関する資料	平成9年3月	日本道路協会	1
②土木技術者のための振動便覧	1985年	土木学会	1

(c) 考察

本稿を実務者が利用する解説書という位置付けにするためには、動的解析の理論を詳細に説明するより、例えば曲線橋、アーチ橋、トラス橋、鋼製橋脚のモデル化の方法・諸注意などを重点的に説明する方が良いという意見が多かった。解析業務上の問題点については、解析ソフトを使用する上で、入力データを揃える準備作業に戸惑っているという回答が多かった。

こういったアンケートの回答をうけて、本稿(4)橋梁問題における動的解析の基礎をまとめる上で以下の方針を立てた。

- ① 例題解析中にも解説を設けて、実用的な内容にする。
- ② 動的解析の流れに沿って解説する。
- ③ 解析理論の解説は、概要程度にして参考文献の紹介を充実する。
- ④ 解析結果の評価方法、照査基準を解説する。

(4) 橋梁問題における動的解析の基礎

図-3.4.4の地盤や構造物における動的解析の基本的な流れにおいては、動的解析ソフトの特徴を把握し、動的解析ソフトが適応できる解析モデルや入力地震動を設定し、解析作業を進めることがポイントとなる。

本稿では図-3.4.4の動的解析の流れに従って、一般的な橋梁の地震応答解析問題を例題としてとりあげ、具体的な解析方法および結果を示すと共に、動的解析手法、剛性の評価法、減衰の評価法および入力地震動の設定について解説する。

(a) 動的解析の流れ

一般的な動的解析の作業の流れを図-3.4.4に示す。

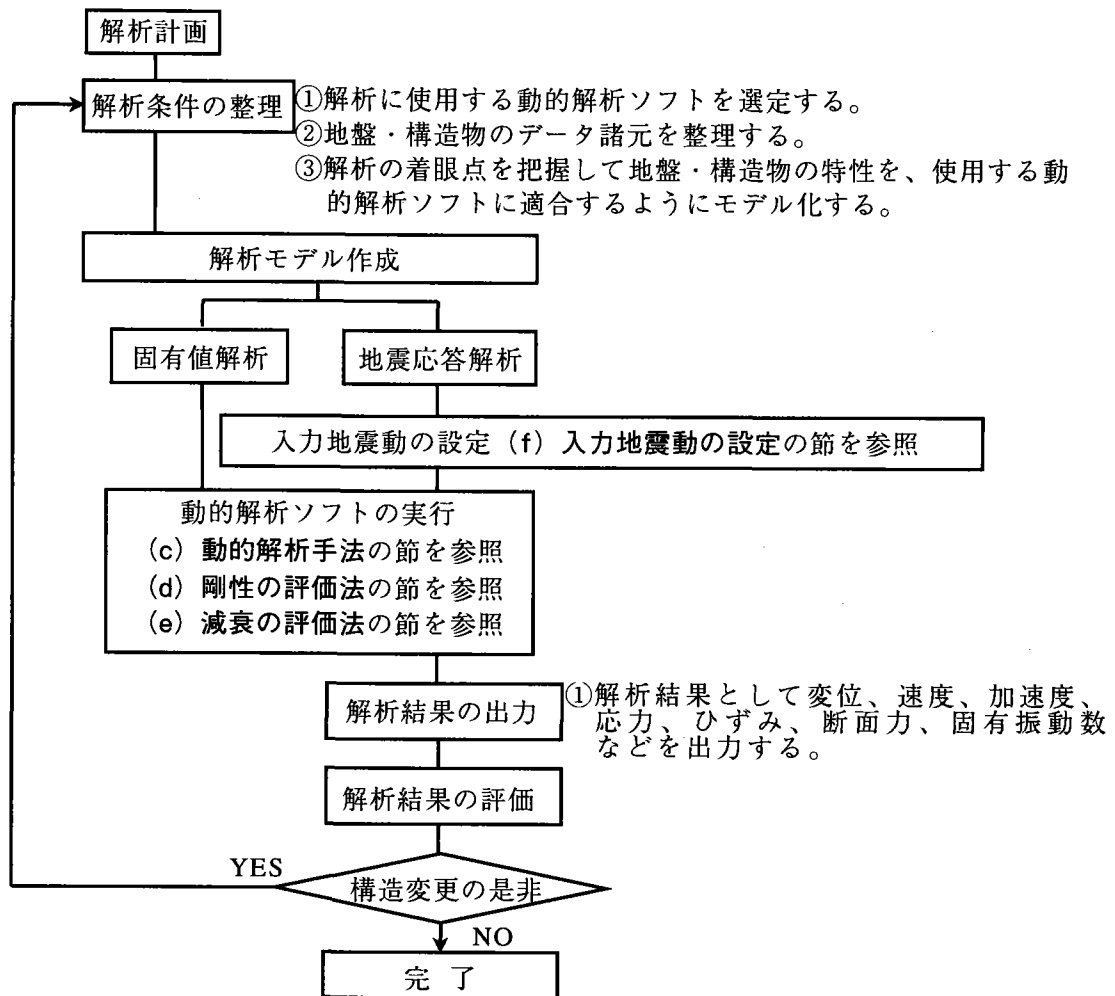


図-3.4.4 地盤・構造物における動的解析の流れ

(b) 例題解析

1) 解析計画

図-3.4.5, 図-3.4.6 に解析の対象となる橋梁を示す。

上部構造：鋼 4 径間連続非合成プレートガーダー橋

下部構造：逆 T 式橋台、張出式橋脚

支持条件：免震支承による弾性支持（免震設計）

地盤種別：Ⅱ種地盤

使用材料：① R C 橋脚

コンクリート；設計基準強度 $\sigma_{ck} = 21\text{N/mm}^2$

鉄筋；SD295

② 場所打ち杭

コンクリート；設計基準強度 $\sigma_{ck} = 24\text{N/mm}^2$

入力地震動；地震時保有水平耐力法タイプⅡ相当の地震動 1 波

加振方向；橋軸方向および橋軸直角方向

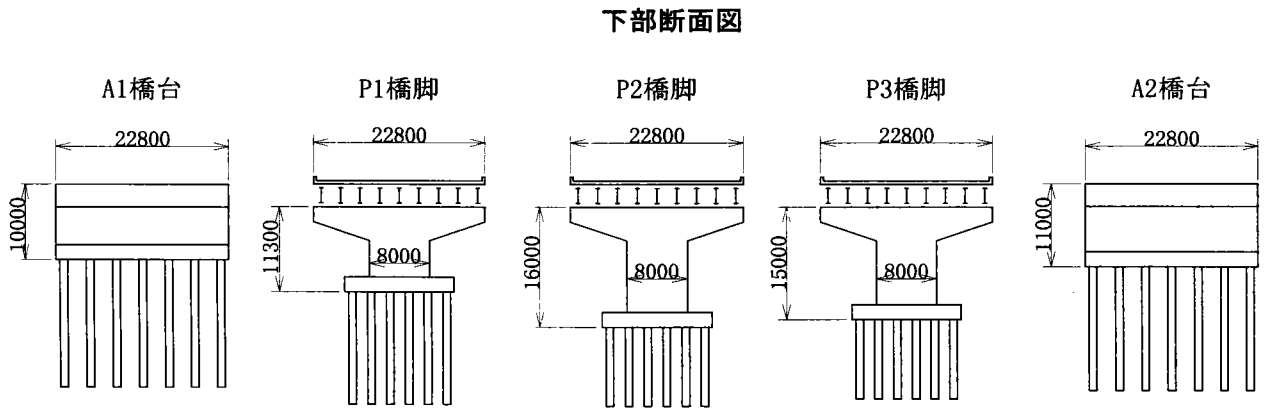
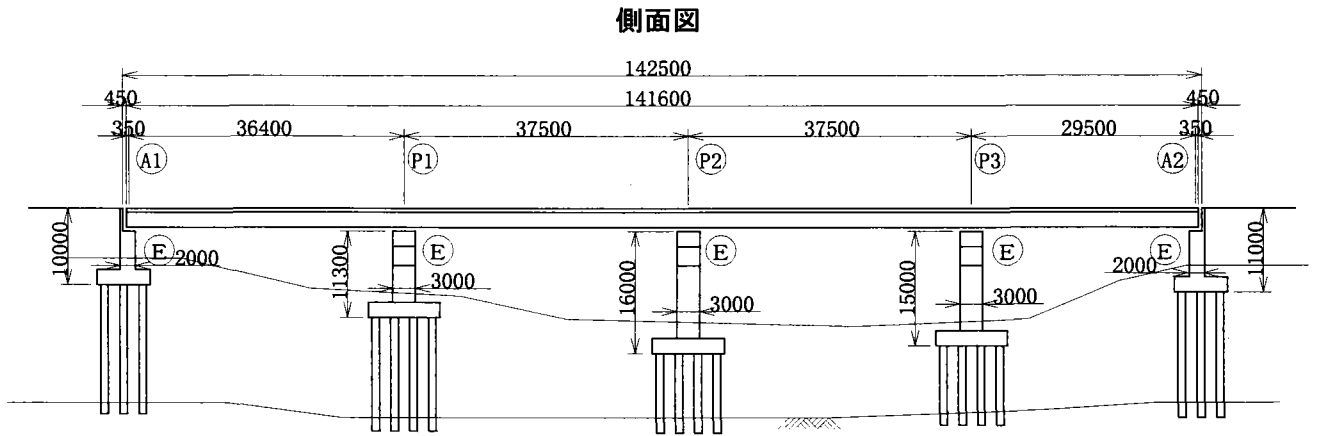


図-3.4.5 解析対象橋梁一般図

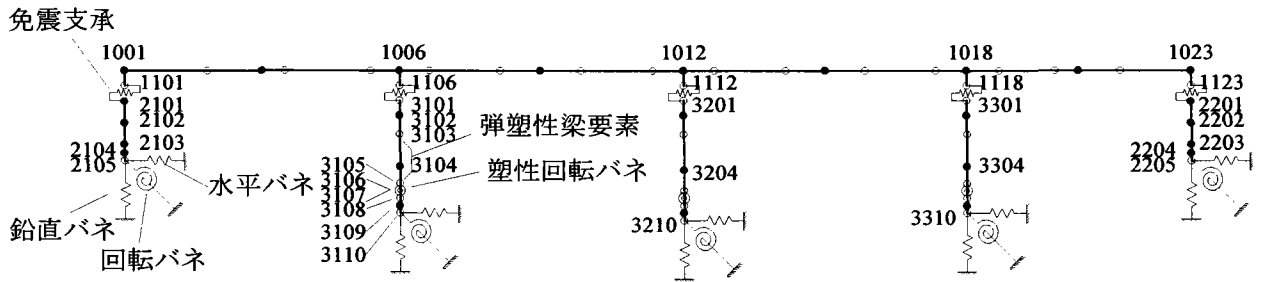


図-3.4.6 解析モデル骨組図

2) 解析条件の整理

a) 使用ソフト

地震応答解析に用いるソフトは Resp-3T/B ((株)構造計画研究所) である。

R C 橋脚の M-φ 関係の算定に用いたソフトは SUCCES 任意形 R C 断面計算 (KTS(株)) である。

b) 節点座標および質量

表-3.4.2 節点座標および質量

節点 番号 No.	橋軸方向 X (m)	鉛直方向 Z (m)	質量 M (t)	節点 番号 No.	橋軸方向 X (m)	鉛直方向 Z (m)	質量 M (t)
1001	0.000	2.500	298.05	3101	36.400	0.000	179.55
1002	11.000	2.500	0.00	3102	36.400	-1.938	315.38
1003	18.200	2.500	596.10	3103	36.400	-4.500	135.82
1004	21.200	2.500	0.00	3104	36.400	-6.900	288.00
1005	32.600	2.500	0.00	3105	36.400	-7.800	0.00
1006	36.400	2.500	605.25			(-7.740)	
1007	40.400	2.500	0.00	3106	36.400	-8.550	0.00
1008	49.800	2.500	0.00			(-7.520)	
1009	55.100	2.500	614.40	3107	36.400	-8.550	0.00
1010	60.400	2.500	0.00			(-7.520)	
1011	69.800	2.500	0.00	3108	36.400	-9.300	0.00
1012	73.900	2.500	614.25	3109	36.400	-10.300	807.50
1013	77.900	2.500	0.00	3110	36.400	-11.300	0.00
1014	87.400	2.500	0.00	3201	73.900	0.000	179.55
1015	92.600	2.500	614.40	3202	73.900	-1.938	315.38
1016	97.900	2.500	0.00	3203	73.900	-4.500	135.82
1017	107.300	2.500	0.00	3204	73.900	-9.250	570.00
1018	111.400	2.500	548.73	3205	73.900	-12.500	0.00
1019	115.700	2.500	0.00			(-11.500)	
1020	123.000	2.500	0.00	3206	73.900	-13.250	0.00
1021	126.100	2.500	483.05			(-12.750)	
1022	131.600	2.500	0.00	3207	73.900	-13.250	0.00
1023	140.900	2.500	241.53			(-12.750)	
1101	0.000	0.000	0.00	3208	73.900	-14.000	0.00
1106	36.400	0.000	0.00	3209	73.900	-15.000	807.50
1112	73.900	0.000	0.00	3210	73.900	-16.000	0.00
1118	111.400	0.000	0.00	3301	111.400	0.000	179.55
1123	140.900	0.000	0.00	3302	111.400	-1.938	315.38
2101	0.000	0.000	159.60	3303	111.400	-4.500	135.82
2102	0.000	-2.500	319.20	3304	111.400	-8.750	510.00
2103	0.000	-5.000	159.60	3305	111.400	-11.500	0.00
2104	0.000	-6.000	798.00			(-10.700)	
2105	0.000	-7.000	0.00	3306	111.400	-12.250	0.00
						(-11.850)	
				3307	111.400	-12.250	0.00
						(-11.850)	
				3308	111.400	-13.000	188.10
				3309	111.400	-14.000	376.20
				3310	111.400	-15.000	188.10
				2201	140.900	0.000	0.00
				2202	140.900	-3.350	752.40
				2203	140.900	-6.700	0.00
				2204	140.900	-7.600	798.00
				2205	140.900	-8.500	0.00

※()内は橋軸直角方向解析モデルの値

橋脚のモデル化における節点のとり方の基本は、断面の剛性が変化する位置と、その点に挟まれる部分の重心位置にとることである。質量はその重心位置の節点に持たせる。

非線形応答解析の場合、質量をもたない節点（例：梁の天端）における加速度に異常に大きな応答値が発生するケースがある。加速度自体が大きくても、質量がゼロであるため節点に慣性力は生じないが、速度も大きくなるため、解析精度が低下する可能性がある。これは、運動方程式における減衰項が速度に比例するため、減衰の効果が大きくなることによる。このため、基本的には全ての節点に質量を持たせておく方が無難である。

本解析例では、当初、橋脚の天端に質量を持たせていなかったが、加速度の応答値に異常が見受けられたため、横梁の質量の 1/2 を橋脚天端および横梁下端に分割して置くこととした。これらの質量の配分は、重心位置が横梁の重心に一致するよう設定した。

c) 要素の断面性能

表-3.4.3 要素の断面性能（その1）

部材端節点番号		弾性係数 E (kN/m ²)	断面積 A (m ²)	断面2次モーメント I	
i端 No.	j端 No.			面内曲げ (m ⁴)	面外曲げ (m ⁴)
1001	1002	2.06×10 ⁸	5.8477	0.36637	43.588
1002	1003	2.06×10 ⁸	5.8580	0.38119	44.000
1003	1004	2.06×10 ⁸	5.8580	0.38119	44.000
1004	1005	2.06×10 ⁸	5.8228	0.33572	42.761
1005	1006	2.06×10 ⁸	5.9503	0.49651	49.152
1006	1007	2.06×10 ⁸	5.9503	0.49651	49.152
1007	1008	2.06×10 ⁸	5.8211	0.32889	42.777
1008	1009	2.06×10 ⁸	5.7992	0.30139	41.840
1009	1010	2.06×10 ⁸	5.7992	0.30139	41.840
1010	1011	2.06×10 ⁸	5.7992	0.30319	41.840
1011	1012	2.06×10 ⁸	5.8764	0.40163	45.497
1012	1013	2.06×10 ⁸	5.8764	0.40163	45.497
1013	1014	2.06×10 ⁸	5.8021	0.30590	41.965
1014	1015	2.06×10 ⁸	5.8021	0.30590	41.965
1015	1016	2.06×10 ⁸	5.8021	0.30590	41.965
1016	1017	2.06×10 ⁸	5.8021	0.30782	41.965
1017	1018	2.06×10 ⁸	5.8867	0.41402	46.063
1018	1019	2.06×10 ⁸	5.8867	0.41402	46.063
1019	1020	2.06×10 ⁸	5.8022	0.30452	41.933
1020	1021	2.06×10 ⁸	5.7904	0.29183	41.459
1021	1022	2.06×10 ⁸	5.7904	0.29183	41.459
1022	1023	2.06×10 ⁸	5.7904	0.29183	41.459
1001	1101	∞	∞	∞	∞
1006	1106	∞	∞	∞	∞
1012	1112	∞	∞	∞	∞
1018	1118	∞	∞	∞	∞
1023	1123	∞	∞	∞	∞
2101	2102	2.30×10 ⁷	45.6	15.2	1975
2102	2103	2.30×10 ⁷	45.6	15.2	1975
2103	2104	∞	∞	∞	∞
2104	2105	∞	∞	∞	∞
2105	2106	∞	∞	∞	∞

表-3.4.4 要素の断面性能 (その2)

部材端節点番号		弾性係数 E (kN/m ²)	断面積 A (m ²)	断面2次モーメント I	
i端 No.	j端 No.			面内曲げ (m ⁴)	面外曲げ (m ⁴)
3101	3102	∞	∞	∞	∞
3102	3103	∞	∞	∞	∞
3103	3104	2.30×10 ⁷	24.00	20.54	139.08
3104	3105	2.30×10 ⁷	24.00	20.54	139.08
3105	3106	∞	∞	∞	∞
3107	3108	∞	∞	∞	∞
3108	3109	∞	∞	∞	∞
3109	3110	∞	∞	∞	∞
3110	3111	∞	∞	∞	∞
3201	3202	∞	∞	∞	∞
3202	3203	∞	∞	∞	∞
3203	3204	2.30×10 ⁷	24.00	22.66	147.07
3204	3205	2.30×10 ⁷	24.00	22.66	147.07
3205	3206	∞	∞	∞	∞
3207	3208	∞	∞	∞	∞
3208	3209	∞	∞	∞	∞
3209	3210	∞	∞	∞	∞
3210	3211	∞	∞	∞	∞
3301	3302	∞	∞	∞	∞
3302	3303	∞	∞	∞	∞
3303	3304	2.30×10 ⁷	24.00	21.64	143.88
3304	3305	2.30×10 ⁷	24.00	21.64	143.88
3305	3306	∞	∞	∞	∞
3307	3308	∞	∞	∞	∞
3308	3309	∞	∞	∞	∞
3309	3310	∞	∞	∞	∞
3310	3311	∞	∞	∞	∞
2201	2202	2.30×10 ⁷	45.6	15.2	1975
2202	2203	2.30×10 ⁷	45.6	15.2	1975
2203	2204	∞	∞	∞	∞
2204	2205	∞	∞	∞	∞
2205	2206	∞	∞	∞	∞

d) 基礎のパネ定数

杭基礎は、鉛直、水平、回転および水平-回転の連成パネによりモデル化した。表-3.4.5 にパネ定数を示す。

表-3.4.5 基礎のパネ定数

			A1	P1	P2	P3	A2
鉛直	A_v	(kN/m)	8590000	9150000	7390000	7390000	8590000
並進	A_{ss}	(kN/m)	9710000	9710000	6960000	10880000	10560000
連成	A_{sr}, A_{rs}	(kN)	-10600000	-11080000	-8880000	-11960000	-11210000
橋軸方向回転	$A_{rr}-L$	(kN·m/rad)	59190000	96760000	80370000	84010000	59850000
橋直方向回転	$A_{rr}-T$	(kN·m/rad)	444560000	192040000	157340000	160980000	240040000

パネ定数の各成分と、フーチング下端に作用する荷重および変位の関係は、式-3.4.1 で表される。

$$\begin{pmatrix} A_{ss} & A_{sr} \\ A_{rs} & A_{rr} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \delta \\ \theta \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} H \\ M \end{pmatrix} \dots\dots\dots \text{式-3.4.1}$$

ここで、 δ : 基礎の水平変位、 θ : 基礎の回転角、 H : フーチング下端に作用する水平荷重、 M : フーチング下端に作用する曲げモーメント。

e) RC橋脚のM-φ関係

RC橋脚基部におけるM-φ関係は表-3.4.6の通りである。M-φ関係の算出に当っては、コンクリートの終局ひずみは、タイプII地震動に相当する値を用いた。P2橋脚基部の橋軸方向曲げに対するM-φ曲線を、代表として図-3.4.7に示す。

解析では、M-φ関係の骨格曲線はひび割れ発生時および鉄筋の初降伏時に剛性を変化させるトリリニアモデル（図-3.4.7における破線）とし、履歴ループは武田モデル（ $\gamma=0.4$ ）を用いた。

表-3.4.6 RC橋脚のM-φ関係

状態	記号	単位	P1橋脚基部		P2橋脚基部		P3橋脚基部	
			橋軸曲げ	橋直曲げ	橋軸曲げ	橋直曲げ	橋軸曲げ	橋直曲げ
軸力	N	kN	23683	23683	23477	23477	24370	24370
ひび割れ時	Mc	kN・m	36376	92376	39330	95711	38352	95627
	φc	1/m	0.000077	0.000029	0.000075	0.000028	0.000077	0.000029
初降伏時	Myo	kN・m	89214	188743	138496	266502	115729	235837
	φyo	1/m	0.000734	0.000265	0.000771	0.000278	0.000757	0.000273
降伏時	My	kN・m	99071	264494	155370	394603	129938	338524
	φy	1/m	0.000815	0.000372	0.000865	0.000411	0.000850	0.000392
終局時	Mu	kN・m	99071	264494	155370	394603	129938	338524
	φu	1/m	0.019640	0.005099	0.018600	0.003792	0.018350	0.004300

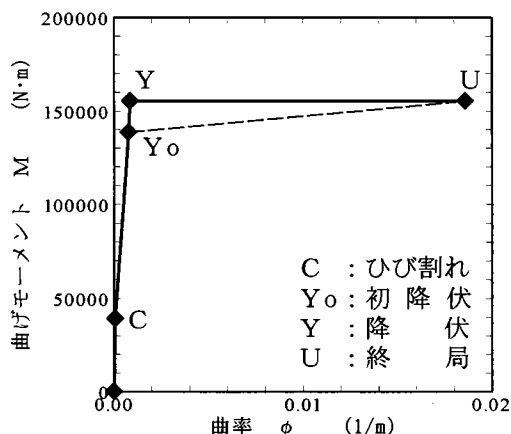


図-3.4.7 RC橋脚のM-φ関係（P2橋脚基部、橋軸方向曲げ）

f) 支承のモデル化

免震支承は鉛プラグ入り積層ゴム支承（LRB）とした。支承の諸元は表-3.4.7の通りである。

表-3.4.7 支承の諸元

			A1	P1	P2	P3	A2
設計有効寸法(橋軸)	a	cm	51.0	65.0	65.0	65.0	51.0
設計有効寸法(直角)	b	cm	66.0	85.0	85.0	85.0	66.0
ゴム全層厚	Σte	cm	18.2	11.2	9.0	9.6	18.2
鉛プラグ直径	φpb	cm ²	7.5	11.0	11.0	11.0	7.5
鉛プラグ本数	np	本	4	4	4	4	4
支 承 数			9基	9基	9基	9基	9基

免震支承はバイリニア型の非線形バネとしてモデル化した。支承バネのバネ定数は表-

3.4.8 の値を用いた。履歴モデルは正規バイリニア型とした。

表-3.4.8 支承のモデル化

橋軸方向地震時			A1	P1	P2	P3	A2
等価バネ定数	KB	kN/m	39746	133665	163369	144452	39276
一次剛性	K1	kN/m	135444	382289	473338	443753	135444
2次剛性	K2	kN/m	20837	58814	72821	68270	20837
バネの降伏点	Qy	kN	1206.0	3370.3	2436.7	2645.7	1215.4
橋軸直角方向地震時			A1	P1	P2	P3	A2
等価バネ定数	KB	kN/m	38579	123760	138807	153160	37952
一次剛性	K1	kN/m	135444	349650	453197	405563	135444
2次剛性	K2	kN/m	20837	53792	69723	62394	20837
バネの降伏点	Qy	kN	1409.8	3370.3	3370.3	3370.3	1424.4

値は1支承線当り（支承9基分）

g) 減衰

減衰はレイリー減衰により評価した。レイリー減衰の定数 α 、 β は、固有周期と各固有振動モードの減衰定数および有効質量の傾向をもとに設定した。

固有値解析に用いた部材の剛性と減衰定数は以下の通りである。上部構造、基礎バネの減衰定数は道路橋示方書V編に示された数値をもとに設定した。

支承および橋脚は非線形要素であるため、初期の剛性と地震により変形した状態とで剛性が異なる。固有振動モードは地震時の剛性をできるだけ反映させるために、支承は等価バネ定数、橋脚は降伏剛性を用いるものとした。減衰定数は、動的解析時に履歴減衰の効果は別途考慮されることから、固有値解析時に部材に与える数値としては、これを控除した値を用いた。

- 上部構造 : 減衰定数 2%
- 支承のバネ : 等価バネ定数、減衰定数 0%
- 橋脚 : 剛性は降伏剛性、減衰定数 2%
- 基礎バネ : 減衰定数 20%

h) 数値解析法

解析手法は、Newmark の β 法による直接積分法とし ($\beta=1/4$)、積分時間間隔は 1/500 秒とした。非線形要素に生じる不平衡力は次回の計算に持ち越さず、毎回收束値を求めるものとした。

i) 入力地震動

「道路橋の耐震設計に関する資料」（日本道路協会、平成9年3月）に示された時刻歴応答解析用標準加速度波形から、タイプII地震動のII種地盤に対応した地震波形、II-II-1を用いた。

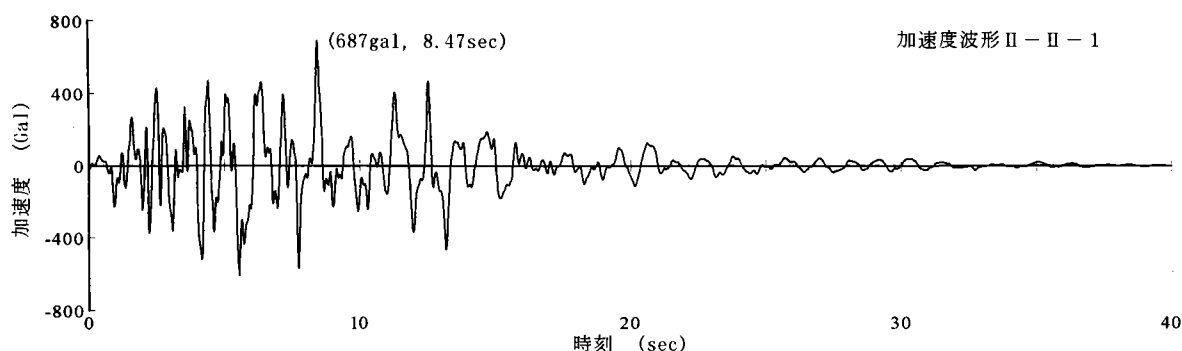


図-3.4.8 入力地震動(タイプⅡ)

3) 解析結果

a) 固有値解析結果

橋脚の剛性を等価剛性、免震支承の剛性を等価バネ定数とした等価線形モデルに対する固有値解析結果を示す。

① 固有振動特性

表-3.4.9 固有値解析結果

モード	固有周期 (sec)	振動数 (Hz)	有効質量(%)			減衰定数
			UX	UY	UZ	
1	0.820	1.220	51.34%	0.00%	0.00%	0.050
2	0.727	1.376	0.00%	35.18%	0.00%	0.030
3	0.686	1.457	0.00%	10.07%	0.00%	0.034
4	0.579	1.726	0.03%	0.00%	0.24%	0.022
5	0.453	2.207	0.00%	0.00%	0.11%	0.024
6	0.349	2.868	0.04%	0.00%	6.29%	0.026
7	0.319	3.132	0.00%	0.15%	0.00%	0.028
8	0.295	3.394	0.22%	0.00%	16.03%	0.030
9	0.279	3.589	0.53%	0.00%	0.00%	0.068
10	0.266	3.754	4.86%	0.00%	0.38%	0.063
11	0.214	4.675	0.00%	5.49%	0.00%	0.108
12	0.202	4.941	5.86%	0.00%	0.00%	0.103
13	0.195	5.131	0.00%	6.84%	0.00%	0.113
14	0.159	6.280	9.16%	0.00%	0.01%	0.182
15	0.153	6.525	9.04%	0.00%	0.00%	0.187
16	0.150	6.675	0.00%	8.71%	0.00%	0.147
17	0.129	7.736	0.00%	0.05%	0.00%	0.023
18	0.120	8.334	0.00%	0.00%	12.44%	0.187
19	0.116	8.632	0.00%	0.00%	20.67%	0.185
20	0.102	9.811	0.00%	10.77%	0.00%	0.193
合計			81.10%	77.25%	56.17%	

☐ : 有効質量を持つモード

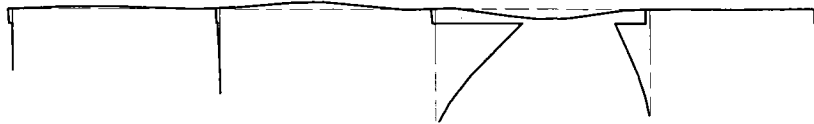
1次モード

固有周期：0.820秒、固有振動数：1.220Hz
橋軸方向の有効質量比：51.34%



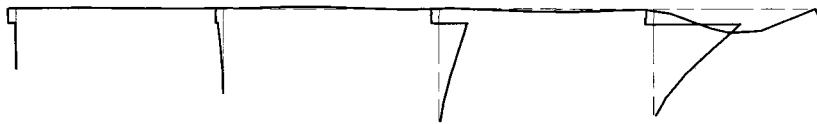
9次モード

固有周期：0.279秒、固有振動数：3.589Hz
橋軸方向の有効質量比：0.53%



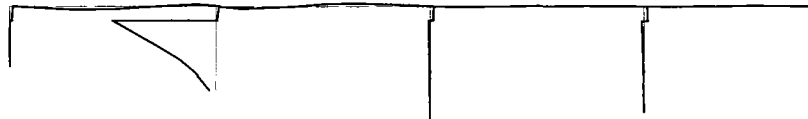
10次モード

固有周期：0.266秒、固有振動数：3.754Hz
橋軸方向の有効質量比：4.86%



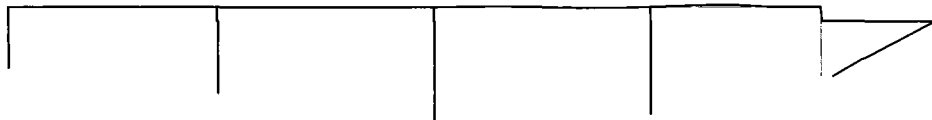
12次モード

固有周期：0.202秒、固有振動数：4.941Hz
橋軸方向の有効質量比：5.86%



14次モード

固有周期：0.159秒、固有振動数：6.280Hz
橋軸方向の有効質量比：9.16%



15次モード

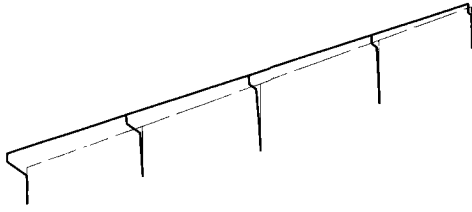
固有周期：0.153秒、固有振動数：6.525Hz
橋軸方向の有効質量比：9.04%



図-3.4.9 橋軸方向の振動モード図

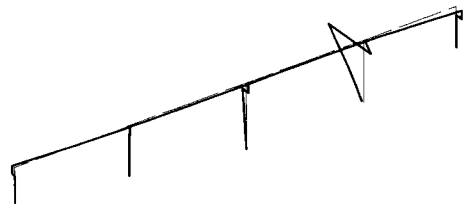
2次モード

固有周期：0.727秒、固有振動数：1.376Hz
橋軸直角方向の有効質量比：35.18%



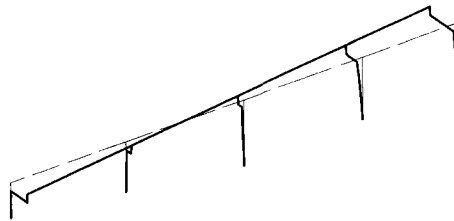
13次モード

固有周期：0.195秒、固有振動数：5.131Hz
橋軸直角方向の有効質量比：6.84%



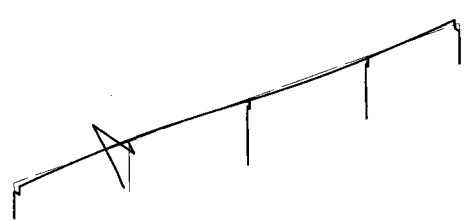
3次モード

固有周期：0.686秒、固有振動数：1.457Hz
橋軸直角方向の有効質量比：10.07%



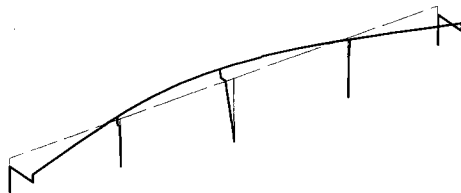
16次モード

固有周期：0.150秒、固有振動数：6.675Hz
橋軸直角方向の有効質量比：8.71%



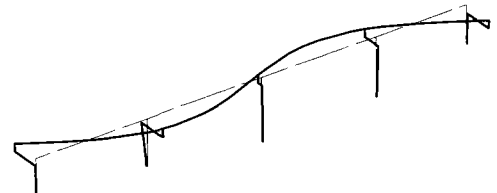
7次モード

固有周期：0.319秒、固有振動数：3.132Hz
橋軸直角方向の有効質量比：0.15%



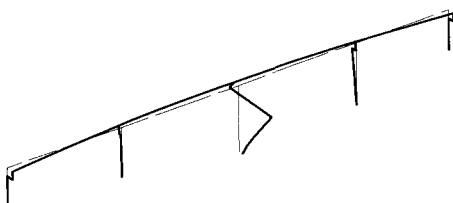
17次モード

固有周期：0.129秒、固有振動数：7.736Hz
橋軸直角方向の有効質量比：0.05%



11次モード

固有周期：0.214秒、固有振動数：4.675Hz
橋軸直角方向の有効質量比：5.49%



20次モード

固有周期：0.102秒、固有振動数：9.811Hz
橋軸直角方向の有効質量比：10.77%

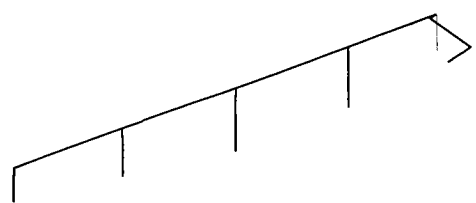


図-3.4.10 橋軸直角方向の振動モード図

②固有振動数と減衰定数の関係

固有振動数と減衰定数の関係から、レイリー減衰の各定数を以下のように設定した。ここで、 α は質量行列に乗じる定数、 β は剛性行列に乗じる定数である。

表-3.4.10 レイリー減衰の設定

加振方向 着目するモード	橋軸方向		橋軸直角方向	
	1次	10次	2次	20次
固有周期 T (sec)	0.82	0.27	0.73	0.10
固有振動数 f (Hz)	1.22	3.75	1.38	9.81
固有円振動数 ω (rad/sec)	7.6644	23.5886	8.6471	61.6428
減衰定数 h	0.050	0.063	0.030	0.193
	α	β	α	β
	0.51343	0.00442	0.05957	0.00624

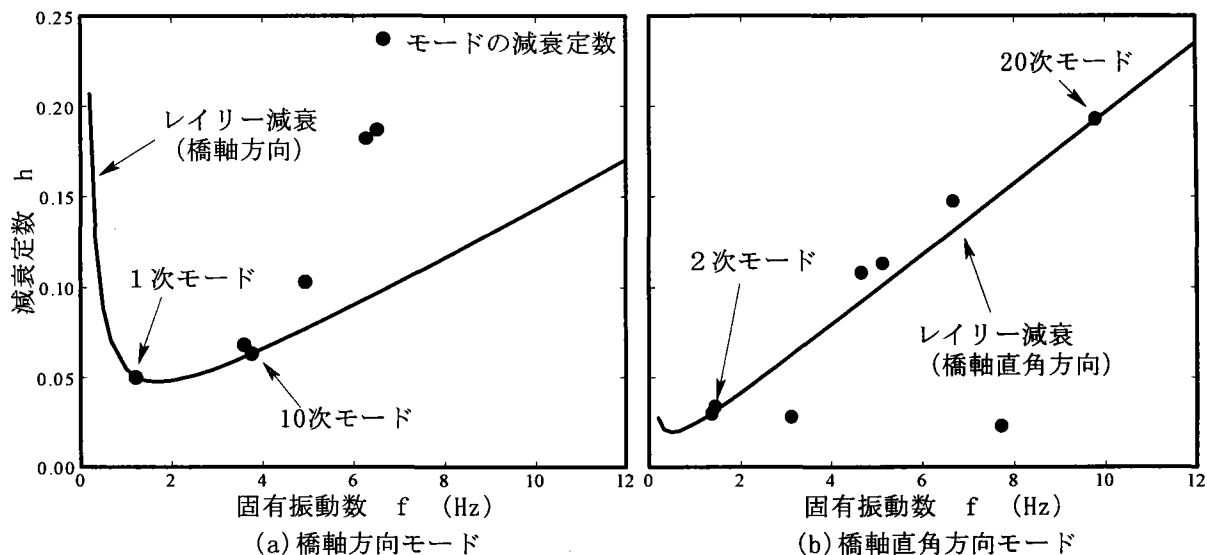


図-3.4.11 固有振動数と減衰定数の関係 (タイプII地震動)

b)地震応答解析結果

①最大応答値

表-3.4.11 橋軸方向の最大応答値

	上部構造		支承		橋脚基部	
	応答加速度 (m/sec ²)	応答変位 (m)	最大反力 (kn)	最大変位 (m)	最大曲げモーメント (kN・m)	最大せん断力 (kN)
A1	8.914	0.228	5549	0.217		
P1	8.915	0.228	11858	0.153	84602	13884
P2	8.919	0.228	9145	0.097	133343	14187
P3	8.919	0.228	8941	0.098	111592	15536
A2	8.918	0.228	5502	0.215		

表-3.4.12 橋軸直角方向の最大応答値

	上部構造		支承		橋脚基部	
	応答加速度 (m/sec ²)	応答変位 (m)	最大反力 (kn)	最大変位 (m)	最大曲げモーメント (kN・m)	最大せん断力 (kN)
A1	7.662	0.130	3867	0.128		
P1	7.165	0.124	8659	0.108	112781	13848
P2	7.146	0.119	8212	0.077	168589	14553
P3	7.057	0.112	7657	0.077	149947	13458
A2	7.820	0.106	3344	0.103		

② 上部構造節点の応答波形

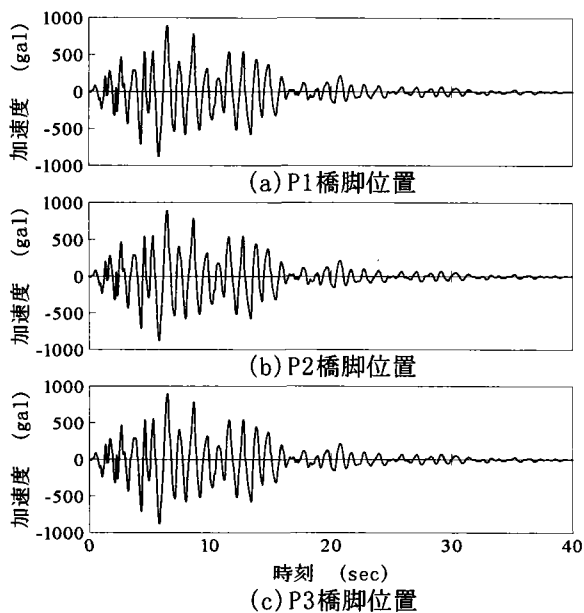


図-3.4.12 加速度波形（橋軸方向）

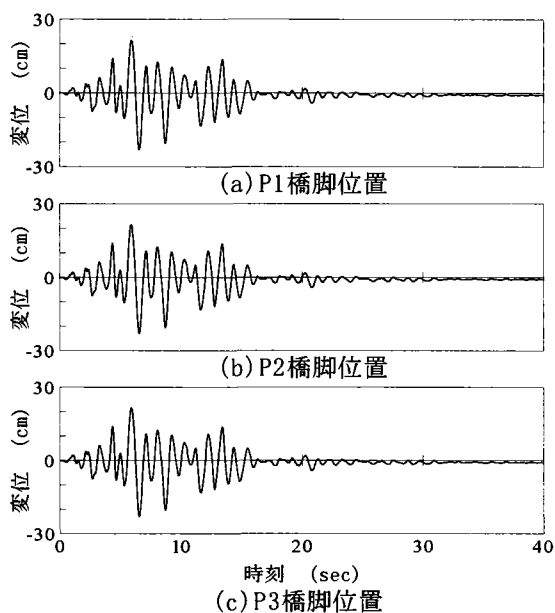


図-3.4.13 変位波形（橋軸方向）

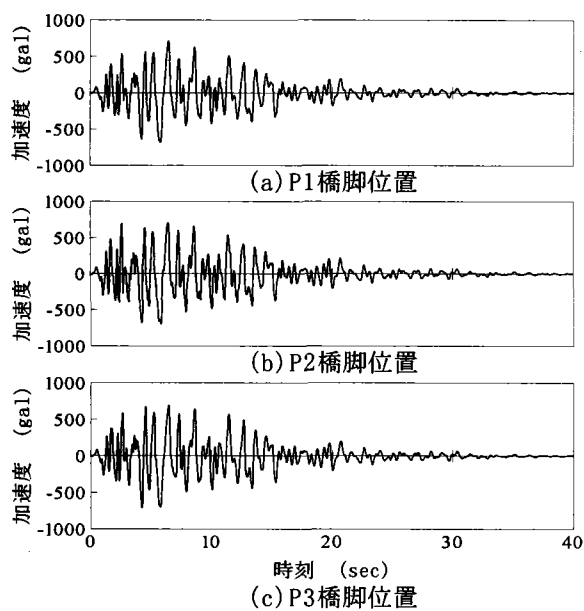


図-3.4.14 加速度波形（橋軸直角方向）

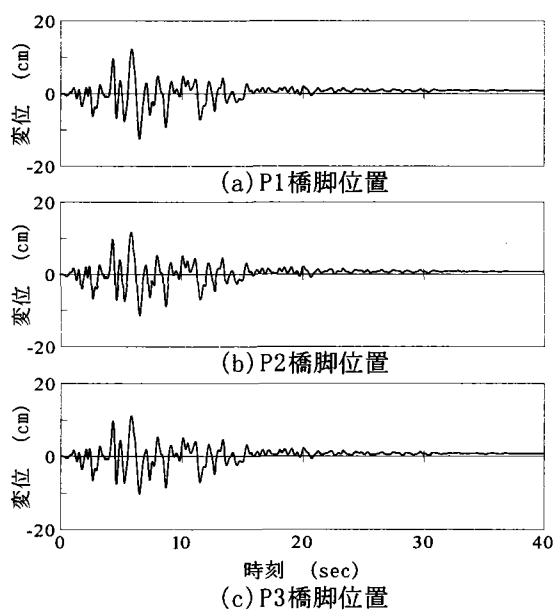


図-3.4.15 変位波形（橋軸直角方向）

③非線形部材の応答履歴（橋軸方向）

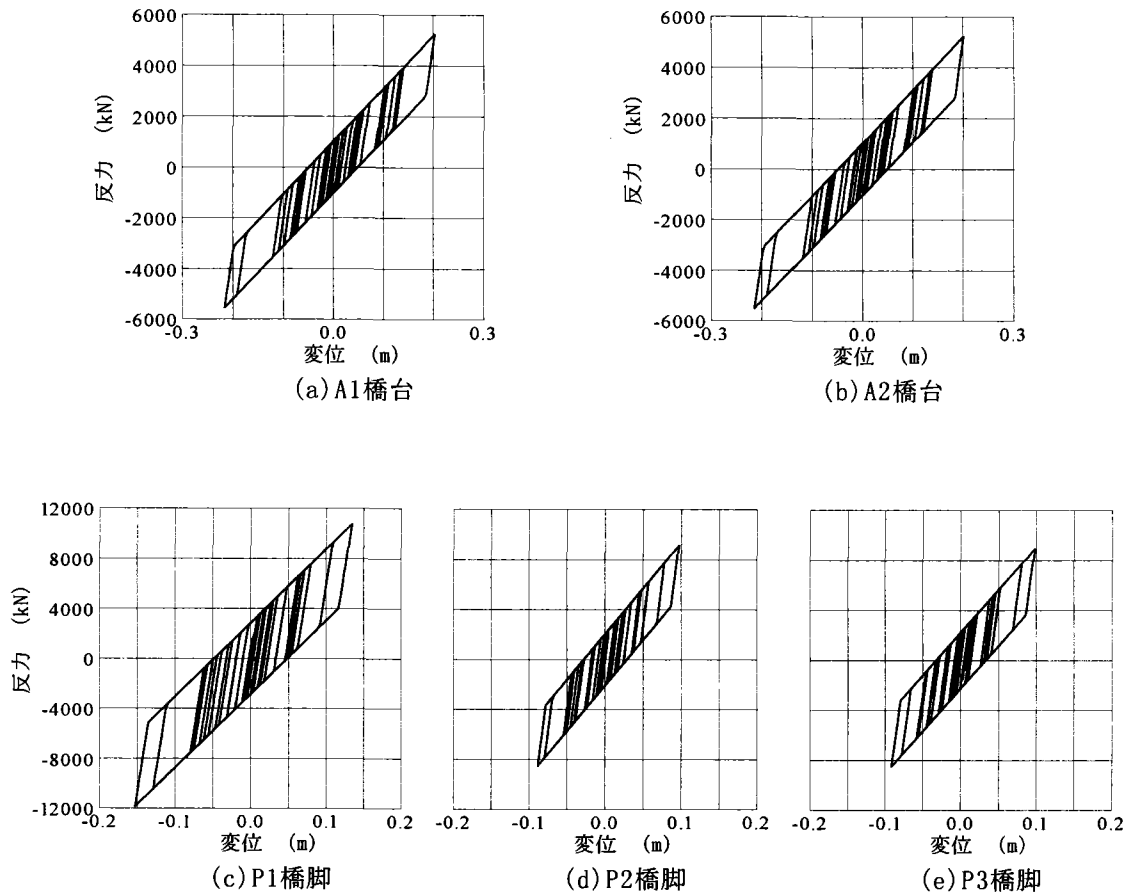


図-3.4.16 免震支承の応答履歴

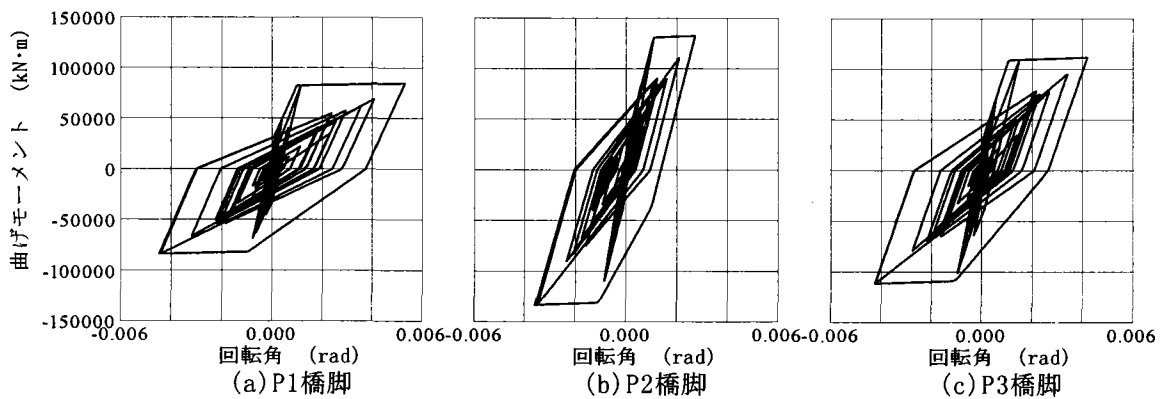


図-3.4.17 橋脚基部塑性ヒンジの応答履歴

④非線形部材の応答履歴（橋軸直角方向）

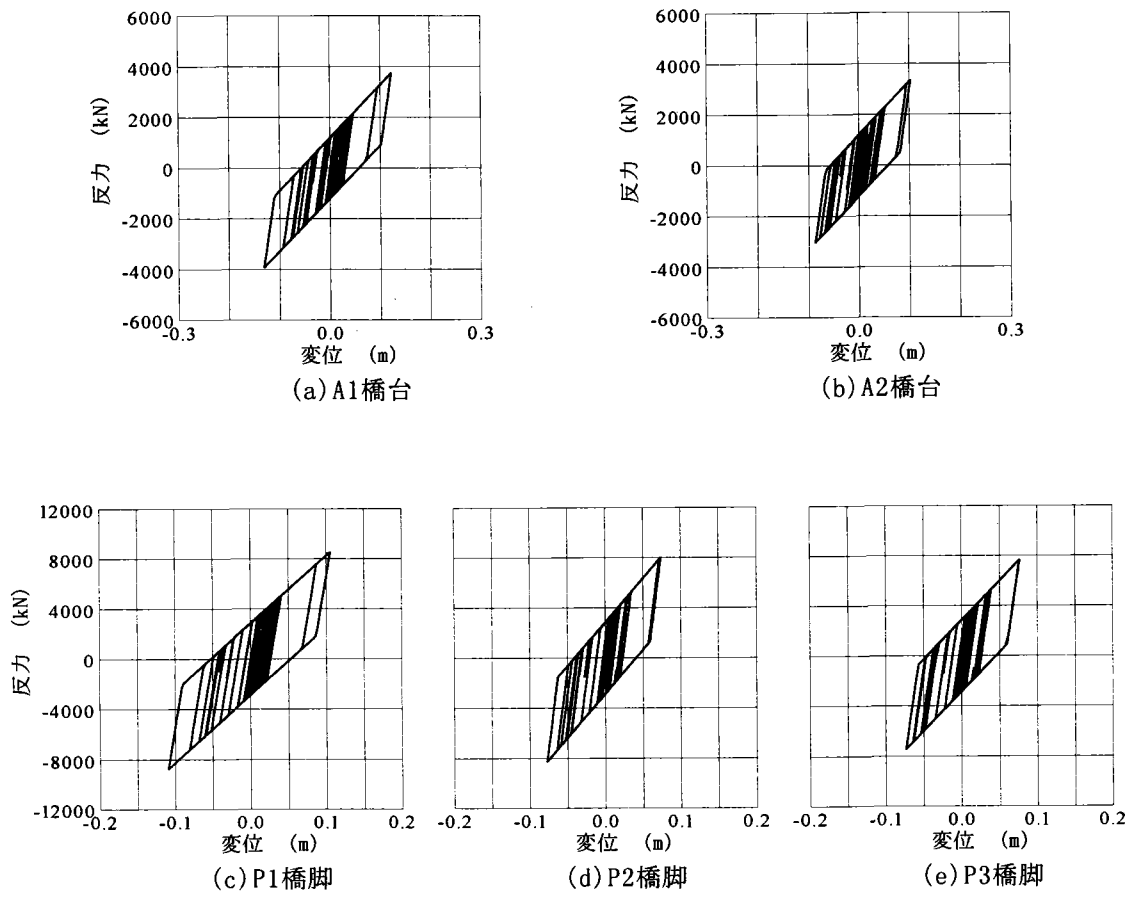


図-3.4.18 免震支承の応答履歴

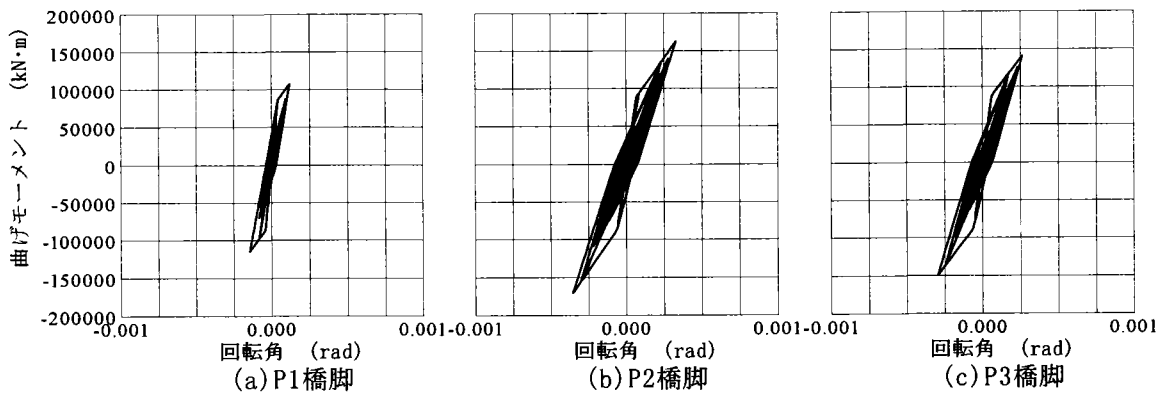


図-3.4.19 橋脚基部塑性ヒンジの応答履歴

4) 解析結果の評価

解析結果に対して、橋脚基部の断面力、支承のせん断ひずみ、橋脚天端の残留変位の照査を行った。検討結果を表-3.4.13および表-3.4.14に示す。解析結果の最大応答値は、いずれも許容値を満足していた。

① 橋脚基部の断面力照査

橋脚基部の断面力は、曲げモーメントおよびせん断力の照査を行った。曲げモーメントについては、次式の許容曲げモーメントにより照査した。ここで、RC橋脚のタイプII地震動に対する許容塑性率算定式に準じて、安全係数 $\alpha=1.5$ とした。

$$M_a = M_{y0} + \frac{M_u - M_{y0}}{\alpha} \dots\dots\dots \text{式-3.4.2}$$

ここで、 M_a ：許容曲げモーメント。

せん断力は、破壊形態の判定に用いるせん断耐力と比較した。

② 支承のせん断ひずみの照査

免震支承については、地震時の最大変形量をゴムの有効高さで除してせん断ひずみの最大値を算出し、地震時の許容せん断ひずみ（250%）と比較して安全性を評価した。

③ 残留変位の照査

動的解析における残留変位の照査においては、橋脚天端の応答変位の時刻歴から、加振終了前の5秒間に対する平均値を求め、この値を残留変位として扱った。

表-3.4.13 動的解析結果の照査（橋軸方向）

		A1	P1	P2	P3	A2
支 承	最大変位 (m)	0.217	0.153	0.097	0.098	0.215
	ゴム層厚 (m)	0.180	0.110	0.090	0.096	0.180
	せん断ひずみ	1.21	1.39	1.08	1.02	1.19
	許容値	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50
	判定	OK	OK	OK	OK	OK
橋脚基部	最大曲げモーメント (kNm)	-	84602	133343	111592	-
	初降伏曲げモーメント (kNm)	-	88306	137581	114832	-
	終局曲げモーメント (kNm)	-	97807	154081	128643	-
	許容曲げモーメント (kNm)	-	91473	143081	119435	-
	判定	-	OK	OK	OK	-
	最大せん断力 (kN)	-	13884	14187	15536	-
	せん断耐力 (kN)	-	18325	19485	19073	-
判定	-	OK	OK	OK	-	
橋脚天端	残留変位 (m)	-	0.004	0.016	0.013	-
	許容値 (m)	-	0.093	0.140	0.130	-
	判定	-	OK	OK	OK	-

表-3.4.14 動的解析結果の照査（橋軸直角方向）

		A1	P1	P2	P3	A2
支 承	最大変位 (m)	0.128	0.108	0.077	0.077	0.103
	ゴム層厚 (m)	0.180	0.110	0.090	0.096	0.180
	せん断ひずみ	0.71	0.98	0.85	0.80	0.57
	許容値	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50
	判 定	OK	OK	OK	OK	OK
橋脚基部	最大曲げモーメント (kNm)	-	112781	168589	149947	-
	初降伏曲げモーメント (kNm)	-	185456	260207	230137	-
	終局曲げモーメント (kNm)	-	260741	387854	332073	-
	許容曲げモーメント (kNm)	-	210551	302756	264116	-
	判 定	-	OK	OK	OK	-
	最大せん断力 (kN)	-	13848	14553	13458	-
	せん断耐力 (kN)	-	27547	28517	28146	-
判 定	-	OK	OK	OK	-	
橋脚天端	残留変位 (m)	-	0.000	0.002	0.000	-
	許容値 (m)	-	0.093	0.140	0.130	-
	判 定	-	OK	OK	OK	-

(c) 動的解析手法

動的解析手法は、図-3.4.20のように地盤・構造物の動的特性を求めるために行う固有値解析と、地盤・構造物に動的外力が加わったときの応答特性を求めるために行う動的応答解析に大別される。さらに動的応答解析は、運動方程式を時間領域で解くモーダル法、直接積分法と、周波数領域で解く複素応答法に別けられる。

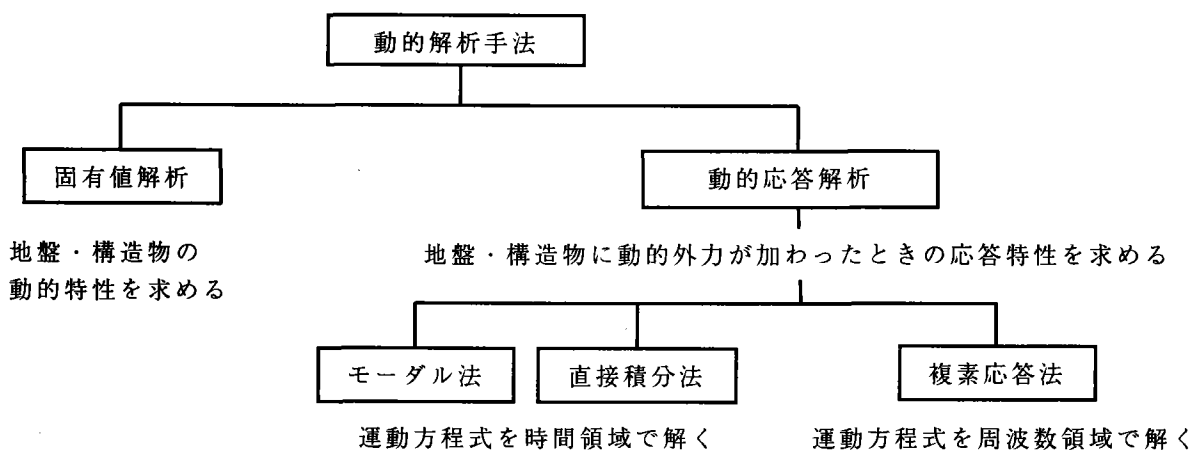


図-3.4.20 動的解析手法の分類

1) 固有値解析¹⁾

固有値解析とは、地盤・構造物がそれぞれに持っている動的特性の最も基本となる固有振動特性を算出することである。固有振動特性には、固有振動数と固有振動モードがある。固有振動数とは、構造物を振動させたときに最も振動させやすい振動数であり、その時の振動形状が固有振動モード（無次元）である。なお、固有振動数の逆数が固有周期である。固有周期が短い構造物ほど速く振動し、固有周期が長い構造物ほどゆっくり振動する。

構造物の固有振動特性を求めることは、数学的には構造系を表す質量マトリックスおよび剛性マトリックスからなる運動方程式の固有値問題を解くことに帰着される。構造物を固有振動数で振動させれば応答変位は無限大になる。このことが構造物が最も揺れやすい振動数ということの数学的な意味あいである。実構造物には減衰がある為、実際には変位が無限大になることはないが、構造物の応答は固有振動数で極値を持つことになる。

2) 動的応答解析

a) モーダル法³⁾

モーダル法とは、構造物固有の振動モードの重ね合わせによって動的応答を求める方法である。モーダル法の有効性は線形問題に対する厳密解を求めうること、また実用上は、低次の振動モードをいくつか重ね合わせた近似解で十分であることが多いため、経済性であることなどがあげられる。すなわち、振動モードの特性を利用することによって、大次元の連立微分方程式を解くかわりに、非連立の微分方程式を個々に解いて重ね合わせるといった計算量の節約に大きな利点がある。近似解の精度に十分な配慮がなされるならば、実用的な手法と言える。しかし非線形問題へは、一般には適用できない欠点もある。

b) 直接積分法⁴⁾

直接積分法とは、任意外力による強制振動の運動方程式を直接数値積分して連立微分方程式を解き、動的応答を求める方法である。時間ごとの地盤・構造物の応答値を求めて、剛性の降伏判定をし、弾性範囲を脱していれば、剛性を低下させるというような非線形解析への適用が容易であるが、大次元の連立微分方程式を解くため、多大な情報量

が確保できるようなプログラム設計と計算時間が必要となる。

c) 複素応答法⁴⁾

複素応答法は、運動方程式を時間に関してフーリエ変換し、周波数領域の連立代数方程式に置換後、通常の連立方程式を解く方法である。また複素応答法は地盤の反無限性を考慮した境界処理に適しており、地盤の等価線形解析法として用いられることが多い。

以上に示した各解析法の特徴を表-3.4.15に示す。

表-3.4.15 各解析法の特徴⁴⁾

解析法	特 徴	減 衰 の 扱 い
直接積分法	<ul style="list-style-type: none"> ①非線形問題への適用が容易である。 ②部分モード法と組み合わせた解析が可能である。 ③動的サブストラクチャー法の適用には合成積の評価が必要となり煩雑になる。 ④物性の振動数依存性を考慮しにくい。 ⑤係数行列のバンド性保存のため減衰モデルの設定に制約がある。 	粘性減衰 剛性比例減衰 質量比例減衰 レイリー減衰 ひずみエネルギー比例減衰
複素応答法	<ul style="list-style-type: none"> ①振動数依存性が考慮できるのでインピーダンスの振動数特性を反映できる。 ②有限要素法の境界処理法が豊富に対応できる。 ③薄層法境界や境界要素法境界などの解析的方法の利用が容易である。 ④種々の減衰モデルを用いることができる。 ⑤動的サブストラクチャー法の適用が容易である。 ⑥伝達関数を保存すれば異なる入力に対して容易に応答を求めることが可能である。 ⑦非線形問題に適用できないが、等価線形としての取り扱いは可能である。 	粘性減衰 複素減衰
モーダル法	<ul style="list-style-type: none"> ①モード縮約や部分モード法の適用が容易である。 ②固有値解析結果を利用する機会が多いため減衰モデルが比例減衰に限定されがちになる。 ③無限媒体である地盤を対象とする場合には固有モードが膨大となる。 	モード減衰

(d) 剛性の評価法

1) 橋脚の非線形特性の設定^{8),9),12)}

図-3.4.21 に示すような橋脚の非線形特性により剛性変化を評価する方法が一般的である。また荷重除荷が生じた場合の曲げモーメントと曲率の関係に対して、武田モデルなど種々の履歴モデルが提案されている。

たとえばRC橋脚の場合、

- M_c : ひび割れ時の曲げモーメント
- M_y : 降伏時の曲げモーメント
- M_u : 終局時の曲げモーメント
- ϕ_c : ひび割れ時の曲率
- ϕ_y : 降伏時の曲率
- ϕ_u : 終局時の曲率

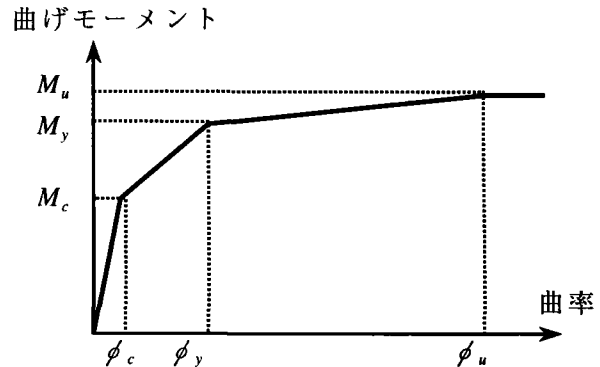


図-3.4.21 橋脚の曲げモーメントと曲率の関係

2) 免震支承の非線形特性の設定¹³⁾

図-3.4.22 に示すような免震支承の非線形特性により剛性変化を評価する方法が一般的である。

- Q_y : 免震装置の降伏荷重
- K_1 : 免震装置の1次剛性
- K_2 : 免震装置の2次剛性
- K_B : 免震装置の等価剛性
- U_{Be} : 免震装置の有効設計変位

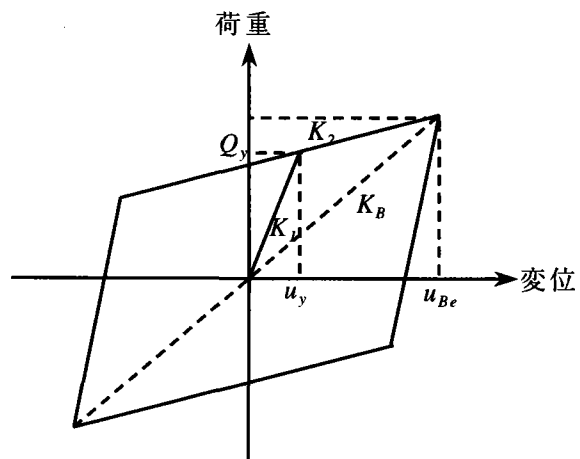


図-3.4.22 免震支承の荷重と変位の関係

3) 地盤と構造物の境界の非線形特性の設定⁶⁾

地盤と構造物の境界における不連続性を考慮する方法として、ジョイント要素を用いる方法が一般的である。地盤と構造物の接触面に垂直な方向の非線形特性は、図-3.4.23

に示すようなモデルが用いられる。地盤・構造物が地震力を受ける前には、接触面は圧縮状態にあり、 K_n という剛性で接触している。地震力を受けながら接触面が引張状態になったときには、接触面に抵抗力がなくなり、地盤と構造物がはく離することになる。

また地盤と構造物の接触面に平行な方向の非線形特性は、図-3.4.24 に示すようなモデルが用いられる。地盤と構造物が地震動を受ける前には、接触面は滑動せず、 K_s という剛性で結合している。地震力を受けながら接触面のせん断応力が降伏応力を越えた時には、接触面に抵抗力がなくなり、地盤に対し構造物が滑動をおこすことになる。

K_s : せん断方向剛性

K_n : 垂直方向剛性

τ_y : 降伏応力

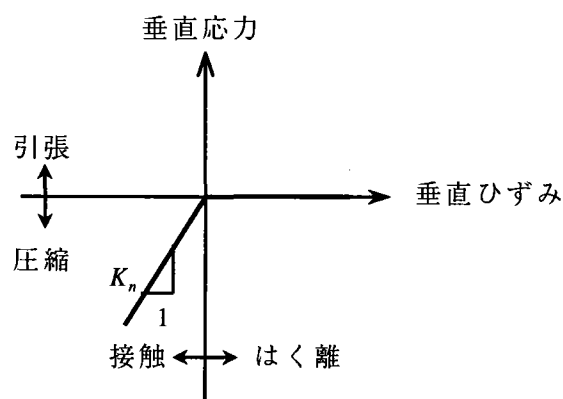


図-3.4.23 地盤と構造物の接触面に垂直な方向の非線形特性

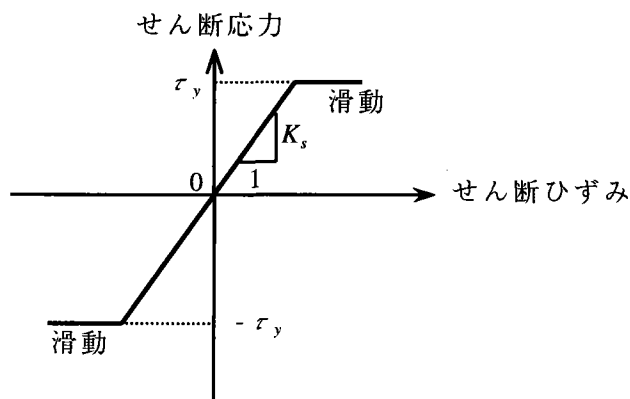


図-3.4.24 地盤と構造物の接触面に平行な方向の非線形特性

4) 基礎の地盤バネの設定¹⁰⁾

基礎地盤の変形の影響は、基礎形状を考慮して算定された地盤バネ定数によって、モデル化する方法が一般的である。

5) 地盤の非線形特性の設定^{4),5),6)}

地盤の非線形特性の設定に関して、複素応答法と直接積分法の間で若干の違いがある。

複素応答法の場合は、地震応答解析を行う全時間での平均的材料特性で地盤の非線形特性を評価している。このため、卓越した非線形挙動を正確に追跡できない。しかし、土質実験の結果を動的解析の入力データとして対応させるのが容易であるという操作性の良さを持っている。

直接積分法の場合は、地盤の応力ひずみ関係を時々刻々追跡することによって、卓越した非線形挙動を厳密に表現できる。しかしそのためには、地盤のひずみに依存した剛性や減衰を適切に評価する必要がある。

(e) 減衰の評価法⁷⁾

1) 減衰機構の要因

構造物の応答解析において、構造物および地盤の減衰性能の評価は剛性評価と共に重要な問題である。減衰については、これまでの多くの実験的あるいは解析的研究にもかかわらず、その機構および性能に未だ不明確な点が多いのが現状である。

構造物の減衰機構の要因はおおむね以下の様に分類される。

- ① 周囲の媒体に伝えられるもの。
- ② 構成部材の内部摩擦によるもの。
- ③ 構成部材が永久変形をおこすためのエネルギーの消耗によるもの。
- ④ 構成部材間、または材質の違う他の構成部材との間に生じる固体摩擦によるもの。
- ⑤ 支持地盤への弾性波としてのエネルギー逸散によるもの。

構造物の減衰は上記各項の総和、あるいはこれらのうちの数種の組み合わせによるものである。このように減衰の要因にはいろいろなものがあるので、解析対象とする現象によってどの要因によるものかを判断して、その要因に応じた解析モデルの設定が必要である。

2) 構造体の減衰性能の既往の研究

- ① 18世紀末の C.A.Coulomb による振れに関する減衰機構の研究に始まる。
- ② 1850年代に William Thomson によって「内部摩擦の概念」が導入される。同時に「内部摩擦は振動体の速度に比例するものではない」という結論が導き出されている。

- ③ 1890 年代 W.Voigt によって粘性抵抗の仮説として、弾性体をばねとダンパーで表す、いわゆる「Voigt モデル」が減衰抵抗を定式化する数学的手段として発表されている。
- ④ 武藤は、一連の模型実験の結果から構造物の履歴曲線からエネルギー理論に基づいた減衰の概念を提案している。
- ⑤ 小西・山田は、既設道路橋の振動実験から振動数にまったく無関係で振幅の自乗に比例する消散エネルギーとして減衰を考えるのが正しいとしている。
- ⑥ 畑野は、コンクリート、岩、土等は Maxwell-Kelvin 体として取り扱うとよい説明が出来るとしている。
- ⑦ 伊藤・片山は、吊橋の模型実験結果から対数減衰率は振動数が小さくなるにつれて漸減し、ある一定値に漸近すると述べている。

3) 減衰機構

a) 剛性比例型

Voigt モデルは粘弾性体理論の普遍的な力学モデルとして、数学的取扱いが容易になることもあって通常よく用いられ、図-3.4.25 に示すようにバネ K とダンパー C が並列するモデルであり、減衰定数と振動数の関係は、図-3.4.26 に示すように固有振動数が高くなるにつれて、減衰定数が線形的に大きくなる傾向を示す。Voigt モデルでは円振動数と減衰定数の関係は式-3.4.3 で、多質点系での減衰マトリックスは式-3.4.4 で表される。

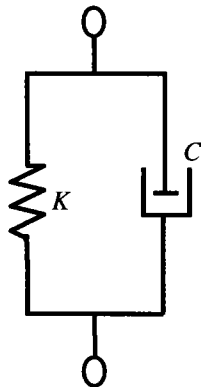


図-3.4.25 Voigt モデル
(バネ K とダンパー C の関係)

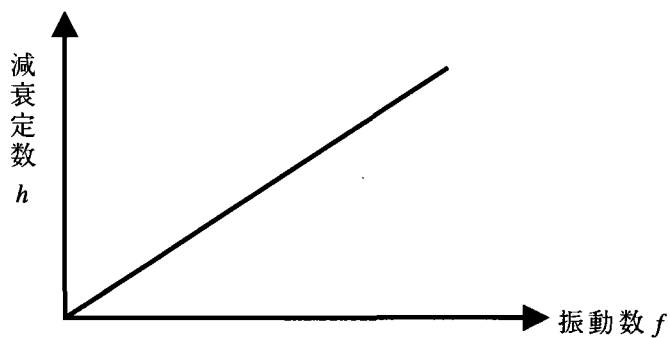


図-3.4.26 Voigt モデル
(減衰定数 h と振動数 ω の関係)

$$\frac{h_i}{\omega_i} = \text{一定} \dots\dots\dots \text{式-3.4.3}$$

$$[C] = \frac{2h_i}{\omega_i} [K] \dots\dots\dots \text{式-3.4.4}$$

- ここに、 $[C]$: 減衰マトリックス
 $[K]$: 剛性マトリックス
 ω_i : i 次の振動数
 h_i : i 次の減衰定数

b) 質量比例型

Maxwell モデルも Voigt モデル同様に数学的取扱いが容易で、**図-3.4.27** に示すようにバネ K とダンパー C が直列するモデルであり、減衰定数と振動数の関係は、**図-3.4.28** に示すように固有振動数が高くなるにつれて、減衰定数が双曲線的に小さくなる傾向を示す。Maxwell モデルでは円振動数と減衰定数の関係は式-3.4.5 で、多質点系での減衰マトリックスは式-3.4.6 で表される。

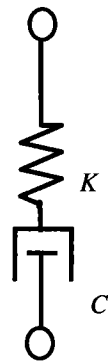


図-3.4.27 Maxwell モデル
(バネ K とダンパー C の関係)

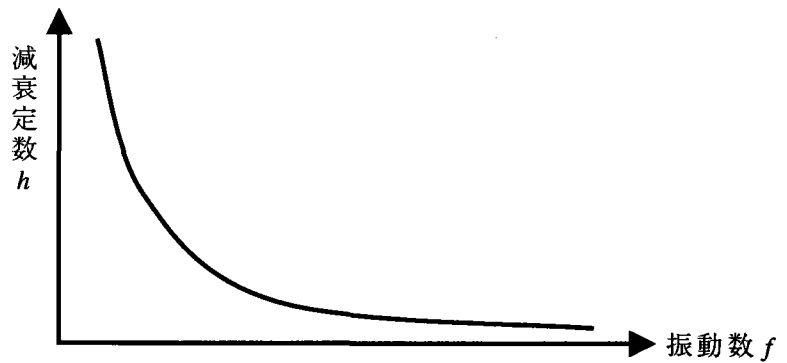


図-3.4.28 Maxwell モデル
(減衰定数 h と振動数 f の関係)

$$h_i \omega_i = \text{一定} \dots\dots\dots \text{式-3.4.5}$$

$$[C] = 2h_i \omega_i [M] \dots\dots\dots \text{式-3.4.6}$$

- ここに、 $[C]$: 減衰マトリックス
 $[M]$: 剛性マトリックス
 ω_i : i 次の振動数
 h_i : i 次の減衰定数

c) レイリー減衰

減衰定数と振動数の関係は、図-3.4.29 に示すように Voigt モデルと Maxwell モデルを合体したモデルで、多質点系での減衰マトリックスは式-3.4.7 で表される。

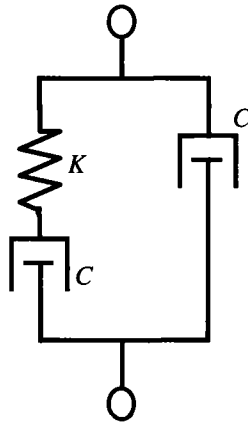


図-3.4.29 レイリー減衰モデル
(ばね K とダンパー C の関係)

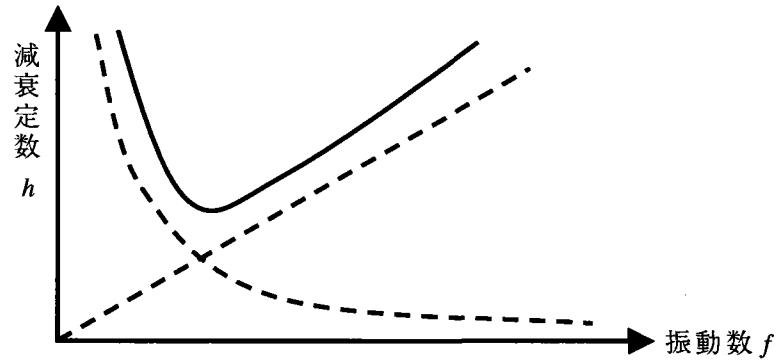


図-3.4.30 レイリー減衰モデル
(減衰定数 h と振動数 f の関係)

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \dots\dots\dots \text{式-3.4.7}$$

$[C]$: 減衰マトリックス

$[M]$: 質量マトリックス

$[K]$: 剛性マトリックス

ここに、

$$\beta = \frac{f_1 h_1 - f_2 h_2}{\pi(f_1^2 - f_2^2)} \dots\dots\dots \text{式-3.4.8}$$

f_1, f_2 : 主要な固有振動数

h_1, h_2 : 主要な固有振動数のモード減衰定数

a) 剛性比例型または c) レイリー減衰を採用した非線形応答解析において、構造物の剛性が低下することにより剛性マトリックス $[K]$ が変更されても、式-3.4.4 または式-3.4.7 で評価される減衰マトリックスは変更されない減衰型を初期剛性比例減衰と呼ぶ。また、剛性マトリックス $[K]$ が変わると同時に減衰マトリックス $[C]$ を変更する減衰型を接線剛性（あるいは瞬間剛性）比例型減衰と呼ぶ。

d) モード減衰定数

構造物の振動試験等により得られる固有振動数の減衰定数（対数減衰率や周波数応答曲線により得られる）を i 次の減衰定数として使用する。

e) ひずみエネルギー比例減衰

これは、解析対象の各要素に蓄えられたひずみエネルギーの一部が減衰エネルギーとして消滅するという考え方である。減衰なしの固有モードを求め、各次のモードごとに各要素のひずみエネルギーを求める。一方、各要素ごとに減衰定数を与えて各要素のひずみエネルギーに比例させた減衰エネルギーを求め、両者各々の総和から式-3.4.9 によって i 次の減衰定数を計算する。

$$h_i = \frac{\sum_{j=1}^n c_j x_i^t k_j x_i}{\sum_{j=1}^n x_i^t k_j x_i} = \frac{\sum_{j=1}^n c_j x_i^t k_j x_i}{x_i^t K x_i} \dots\dots\dots \text{式-3.4.9}$$

- ここに、 k_j : 各要素の剛性マトリックス
- c_j : 各要素の減衰定数
- K : 構造全体の剛性マトリックス
- x_i : i 次のモード
- h_i : i 次のモード減衰定数

f) 運動エネルギー比例減衰

これは、解析対象の各質点に蓄えられた運動エネルギーの一部が減衰エネルギーとして消滅するという考え方である。質点を同一減衰特性を持つグループに分け、各グループごとに減衰定数を与え、減衰なしの固有モードから、運動エネルギーと運動エネルギーに比例させた減衰エネルギーを求める。両者各々の総和から式-3.4.10 によって i 次の減衰定数を計算する。

$$h_i = \frac{\sum_{j=1}^m c_j x_i^t M I_j x_i}{x_i^t M x_i} \dots\dots\dots \text{式-3.4.10}$$

- ここに、 I_j : 各グループ分けのための partition vector
 c_j : 各グループの減衰定数
 M : 構造全体の質量マトリックス
 x_i : i 次のモード
 MI_j : j グループの質量マトリックス
 h_i : i 次のモード減衰定数

d) モード減衰定数、e) ひずみエネルギー比例減衰、f) 運動エネルギー比例減衰の場合で得られた i 次の減衰定数から減衰マトリックスを作成する方法は式-3.4.11 で示される。

$$[C] = [M][X][H][X]^T [M]^T \dots\dots\dots \text{式-3.4.11}$$

- ここに、 $[C]$: 減衰マトリックス
 $[M]$: 質量マトリックス
 $[X]$: 非減衰固有モードマトリックス

$$[H] = \begin{vmatrix} H_1 & & \\ & H_i & \\ & & H_m \end{vmatrix} \dots\dots\dots \text{式-3.4.12}$$

- ここに、 H_i : $2h_i \omega_i / M_i$
 h_i : i 次のモード減衰定数
 ω_i : i 次の非減衰円振動数
 M_i : i 次の一般化質量

(f) 入力地震動の設定

1) 地震動の概念¹⁵⁾

a) 地震動

地震動を検討する上では、変位、速度、加速度について時間軸、周波数軸の2面的観点を考慮することが必要となる。

b) 地震波の伝播

地震波には、縦波と横波があり、これらが重なり合って複雑な地震動を生成する。特に地表面近くにエネルギーが集中した地震動を表面波と呼ぶ。

地震波は、縦波の方が伝播速度が速く、大振幅の地震動は後続する横波によってもたらされる。このため従来から耐震工学の地震動における関心は横波に向けられてきた。

図-3.4.31に地震波の種類および地震波の伝達における概念を示す。

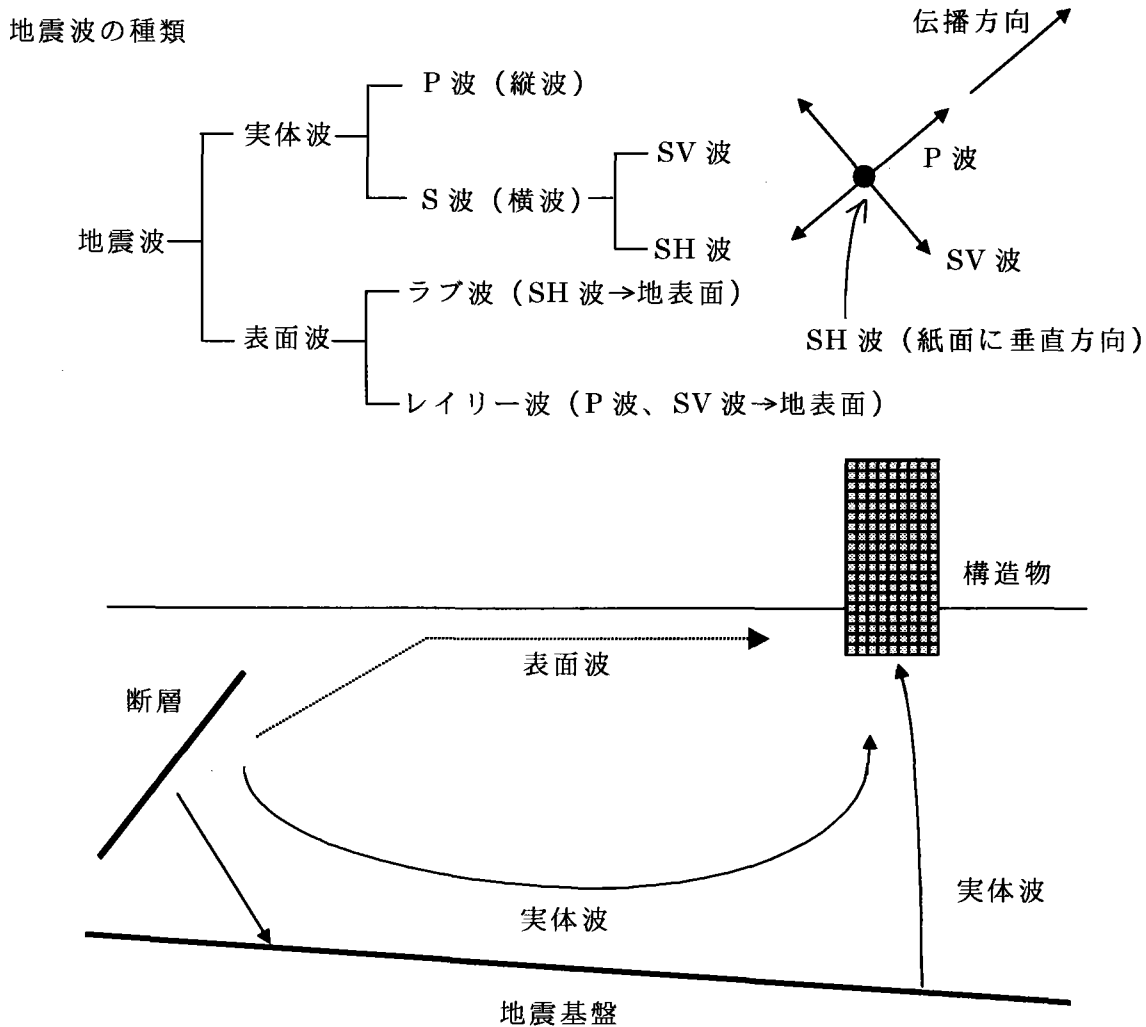


図-3.4.31 地震波の種類および地震波の伝達における概念図

2) 応答スペクトルの概念¹⁴⁾

応答スペクトルとは、特定の地震動に対して任意の固有周期および減衰定数を持つ1質点系の最大応答として定義されたものであり、地震動のみならず、周期特性や過度応答としての継続時間に関する情報が盛り込まれている。

応答スペクトルは概念的にしばしば図-3.4.32によって説明される。地表面を表す台上にいろいろな固有周期の1質点系が並べられている。応答スペクトルグラフの横軸は固有周期であり右にいくほど周期が長くなる。応答スペクトルグラフの縦軸は最大加速度スペクトルである。台上に並べられている1質点系の減衰定数をそれぞれ一定に保ち、固有周期を次々に設定しなおして、そのつど応答波形を計算し応答の最大値を求める。応答には変位、速度および加速度があるが、この例は加速度の最大値を横軸の固有周期にたいしてプロットして得られたグラフの例である。

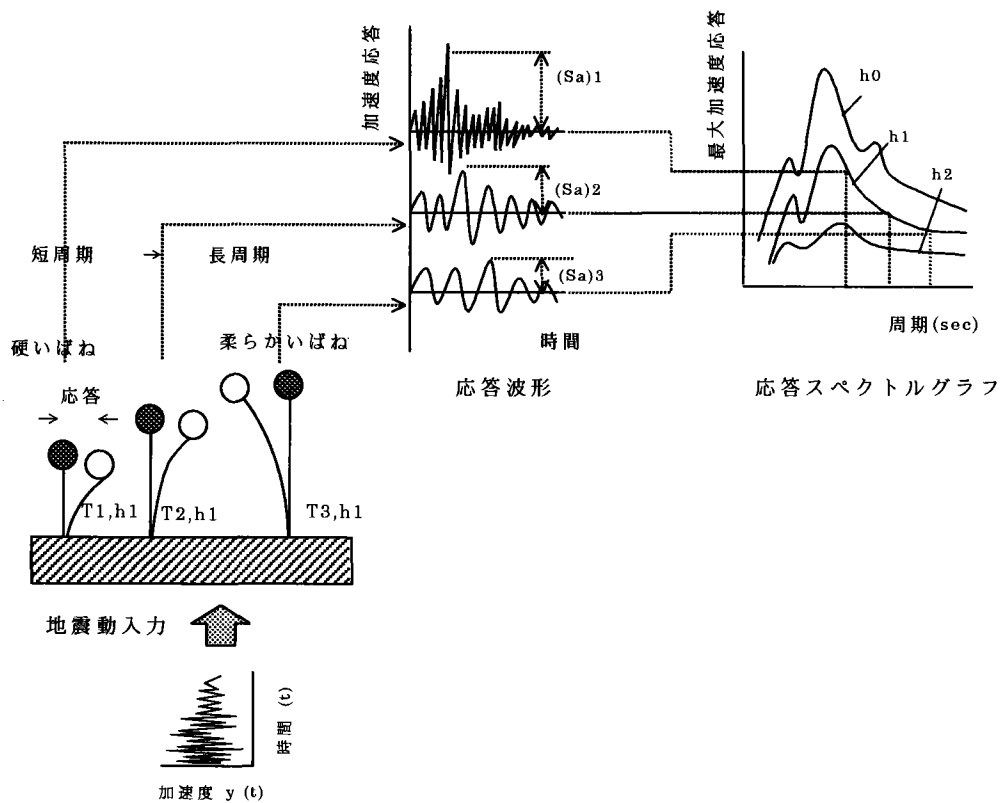


図-3.4.32 応答スペクトルの概念図

3) 動的解析に標準地震入力波を用いる場合

a) 時刻歴応答波形¹⁾

動的解析に用いる時刻歴応答波形としては、架橋地点で観測された強震記録を選定するのが望ましいが、一般にはそのような記録が得られていない。そこで、地震動の強度、周期特性、継続時間ならびに橋の固有周期、減衰定数などを考慮した加速度応答スペクトルに近い特性を有するように、既往の強震記録を振動数領域で振幅調整した波形を選定する。これは、モード解析法や橋脚等の非線形性を直接非線形履歴モデルに取り込んで解析する直接積分法などに用いられる。

道路橋示方書¹⁾では、地震時保有水平耐力法による耐震設計の照査に用いる地震入力としては、図-3.4.33 に示す道路橋示方書に規定された標準加速度応答スペクトルに近似するよう振幅調整した波形を用いることを原則としている。なお、振幅調整に用いた代表的な強震記録を表-3.4.16 に示す。

また、動的解析に用いる加速度としては、一般に1波形だけでなく、当該地点に予想される地震動の特性や規模等の違いを考慮し、3波形程度用いるようにして、耐震性照査の対象としては、これらの波形に対する解析結果の平均値を用いるよう記述されている。

表-3.4.16 振幅調整に用いた代表的な強震記録

(a) タイプ I

地盤種別	地震名	マグニチュード M	記録場所	成分
I種地盤	1978年宮城沖地震	7.4	開北橋周辺地盤上	LG. TR.
	1993年北海道南西沖地震	7.8	七峰橋周辺地盤上	LG.
II種地盤	1968年日向灘沖地震	7.5	板島橋周辺地盤上	LG. TR.
	1993年北海道東方沖地震	8.1	温根沼大橋周辺地盤上	TR.
III種地盤	1983年日本海中部地震	7.7	津軽大橋周辺地盤上	LG. TR.
	1994年北海道東方沖地震	8.1	釧路川堤防周辺地盤上	LG.

(b) タイプ II

地盤種別	地震名	マグニチュード M	記録場所	成分
I種地盤	1995年兵庫県南部地震	7.2	神戸海洋気象台地盤上	N-S E-W
II種地盤			猪名川架橋予定地点周辺地盤上	N-S
			JR西日本鷹取駅構内地盤上	N-S E-W
III種地盤			大阪ガス葺合供給所構内地盤上	N27W
			東神戸大橋周辺地盤上	N12W
			ポートアイランド内地盤上	N-S E-W

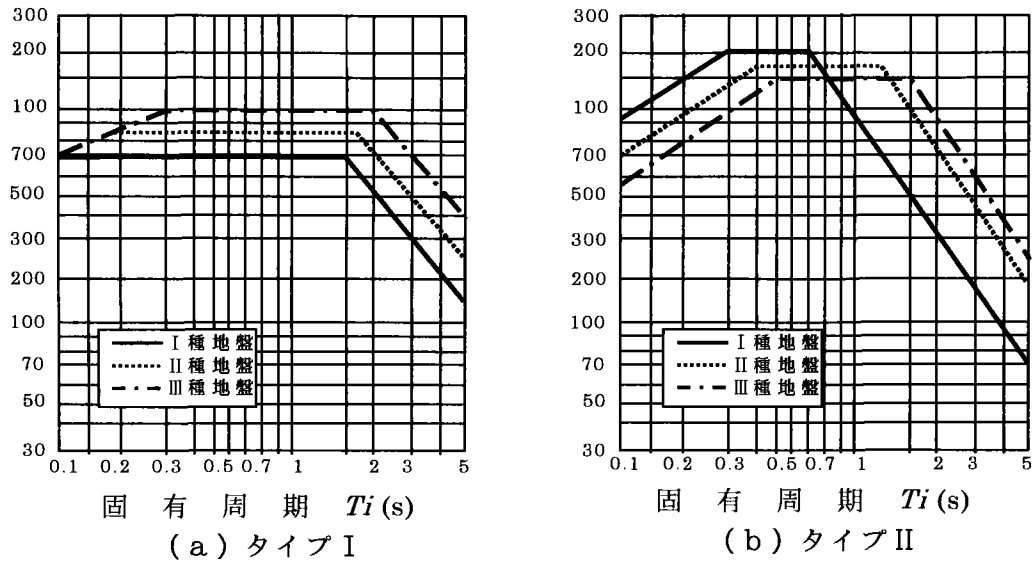


図-3.4.33 標準加速度応答スペクトル¹⁾

b) 応答スペクトル¹⁾

応答スペクトルは、特定の地震動に対して任意の固有周期および減衰定数を持つ1自由度系の最大応答として定義されたものであり、モード解析のみに用いられる。地震時保有水平耐力法レベルの場合、非線形域に入る部材を降伏剛性を有する線形部材としてモデル化する。道路橋示方書では、スペクトル応答法により解析する場合、図-3.4.33の標準スペクトルに地域別補正係数、減衰定数別補正係数を考慮するよう記述されている。

$$S = C_z C_D S_0 \dots \dots \dots \text{式-3.4.13}$$

ここに、

S : 設計加速度スペクトル (gal)

C_z : 地域別補正係数であり、地域区分に応じて表-3.4.17の値とする。

表-3.4.17 地域別補正係数 C_z

地域区分	補正係数 C _z
A	1.0
B	0.85
C	0.7

C_D : 減衰別補正係数であり、各次のモード減衰定数 h_i に応じて算出する。

$$C_D = \frac{15}{40h_i + 1} + 0.5 \dots \dots \dots \text{式-3.4.14}$$

なお、モード減衰定数は、部材のひずみエネルギーに比例してエネルギーが消費されるという考え（ひずみエネルギー比例型減衰理論）に基づいて求められている。

また、標準加速度スペクトル S₀ は、設計水平震度の標準値に相当する地震力を減衰定数が 0.05 の加速度応答スペクトルとして与えたものであるため、0.05 以外の減衰定数に対する加速度応答スペクトルを求める際、減衰定数別補正を行っている。

4) 動的解析に標準地震入力波を用いない場合

表層地盤の増幅特性の違いなどにより時刻歴応答解析に標準地震入力波が選定出来ない場合がある。この場合、図-3.4.34の模式図に示すように標準地震入力波から地盤条件に依存しない工学基盤面上の地震波形を求め、更にその地震波形を解析対象とする構造物付近の地盤条件に当てはめた地震波形にして解析に用いる設計用地震力とする方法が一般的に行われる。

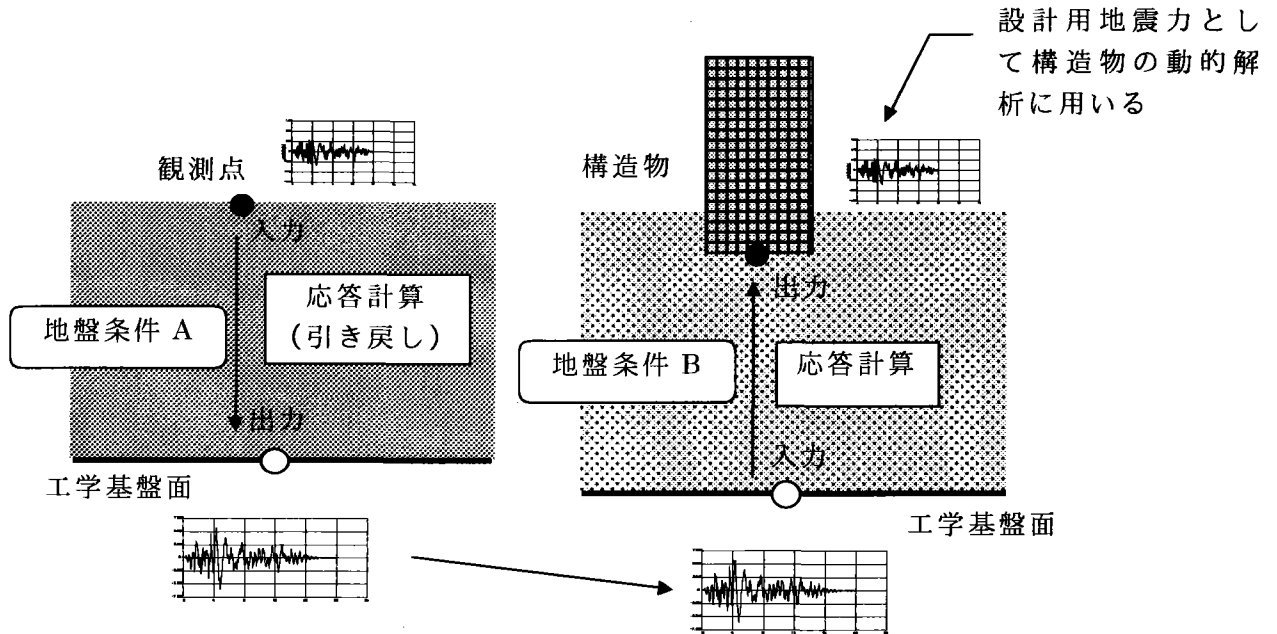


図-3.4.34 設計用地震力の設定方法についての模式図

ここで、工学基盤面とは、図-3.4.35の模式図に示すような観測点近傍の表層地盤条件を地盤震動が受ける種々の要因（発震機構、地震波の伝播経路の媒質特性、局所的な表層地盤特性）から切り離れた境界のことである²⁾。

工学基盤面を設定する方法には以下のようなものが考えられる。

- ① 当該地点固有の局所的な地盤特性を無視できる深度で、それより深い地層に地層構成、力学的性質の変化の少ない地盤面
- ② 工学的判断により設定（工学的判断例：N値50以上の洪積層、せん断弾性波速度 $V_s \geq 300$ (m/sec) 以上の地層)¹⁵⁾

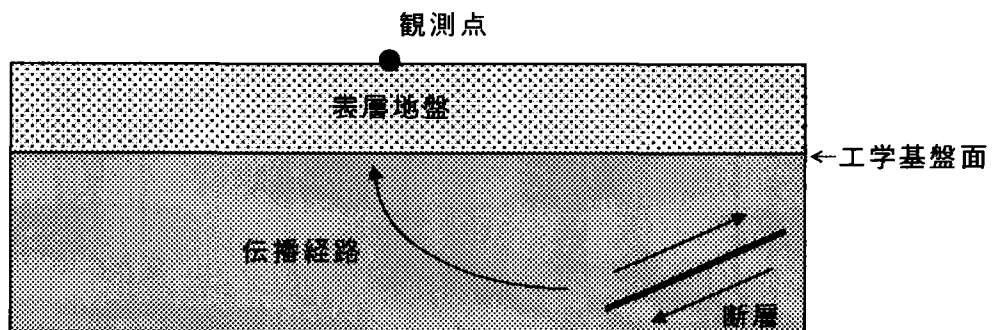


図-3.4.35 地震動と工学基盤面の模式図²⁾

また、設計用地震力を求める際に使用する動的解析ソフトとしては、SHAKE（全応力法）、YUSAYUSA（有効応力法）などが代表的である。

(5) まとめ

動的解析の基本は運動方程式を解き、得られた解を評価、考察するという考えに基づいて、運動方程式を解く時に考慮すべき、運動方程式の解法、剛性、減衰の評価法、入力地震動の設定についてまとめることができた。

しかし今回記述できたのは、基本的な内容に限られており、本稿を今日のように多様な非線形問題を扱おうとする、動的解析業務の資料的な位置付けにするには、例えば橋脚、支承の非線形性の評価法に関しては、記述内容が不十分に思われる。

また動的解析に使用する解析ソフトの特徴を把握して、解こうとする問題の諸条件が入力データへと適切に反映できていなければ、安定解が得られないことがある。このような不具合を改善するために、入力データチェックシートを作成するという活動案が挙がっていたが、多大な労力を必要とするので達成できなかった。

さらに今後の課題として、①解析対象物のモデル化における注意点をまとめる、②例えば有効質量、刺激係数など動的解析で算出される諸量の意味について説明する、③入力データが解析結果へ及ぼす影響度を、感度解析的な方法を用いて整理する、④地盤と構造物の動的相互作用問題について説明する、などが挙げられる。

参考文献

- 1) 土木学会:構造工学における計算力学の基礎と応用、平成 8 年 12 月
- 2) 土木学会:動的解析と耐震設計[第 2 巻]動的解析の方法、1989 年 7 月
- 3) 日本電気協会:原子力発電所耐震設計技術指針、昭和 62 年 8 月
- 4) 日本建築学会:入門・建物と地盤との動的相互作用、1996 年 4 月
- 5) 土質工学会:わかりやすい土質力学原論[第 1 回改訂版]、平成 4 年 1 月
- 6) 土質工学会:地盤工学における数値解析の実務、昭和 62 年 12 月
- 7) 産業技術出版:原子炉施設の耐震設計、1987 年 5 月
- 8) 日本道路協会:道路橋の耐震設計に関する資料、平成 9 年 3 月
- 9) 日本道路協会:道路橋の耐震設計に関する資料、平成 10 年 1 月
- 10) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説、I 共通編、IV 下部構造編、平成 2 年 2 月
- 11) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説、V 耐震設計編、平成 8 年 12 月
- 12) 日本橋梁建設協会:鋼製橋脚の耐震設計マニュアル(資料編)、平成 10 年 11 月
- 13) 土木研究センター:道路橋の免震設計法マニュアル(案)、平成 4 年 12 月
- 14) 共立出版:パソコンによる振動解析、1989 年 1 月
- 15) 鹿島出版会:土木設計の要点⑥、耐震設計法/限界状態設計法(改訂版)、1998 年 4 月