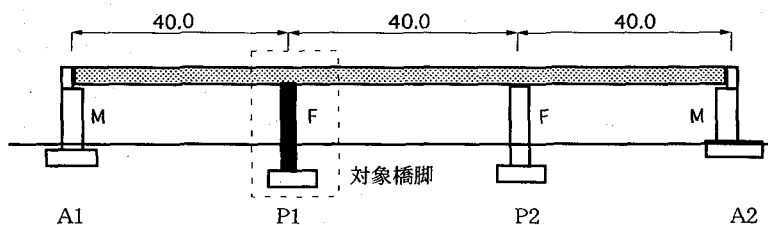
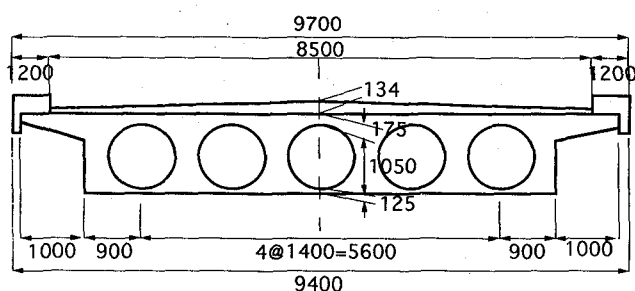


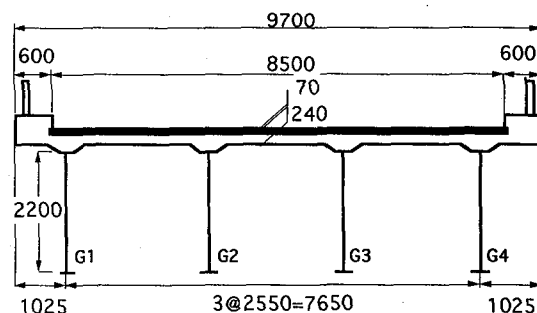
(a) PC橋の側面図



(b) 鋼橋の側面図



(c) PC橋の断面図



(d) 鋼橋の断面図

図-2 橋梁の一般形状

(a) 橋脚

形式 : コンクリート製張り出し式単柱橋脚
 支承 : 固定
 橋脚高 : 10m
 鉄筋段数 : 最大2段
 鉄筋 : 最大 35mm ピッチ 150mm
 最小かぶり 130mm
 使用材料 : 鉄筋 D35, D32, D22, D19, D16
 コンクリート $\sigma_{ck}=210\text{kgf/cm}^2$

(b) 上部工

形式 : 鈑桁 (鋼橋) 中空床板 (PC 橋)
 支間長 : 40m (鋼橋) 30m (PC 橋)
 支間数 : 3
 幅員 : 2車線 (9m 程度)
 橋面工 : 鋼橋と PC 橋で同様にする。

(c) 基礎

I 種地盤 : 直接基礎
 II 種, III 種地盤 : 場所打ち杭 ($\phi 1200\text{mm}$)
 なお, 地盤ばねは N 値により算出する。

(d) フーチング

形状 : テーパー付
 フーチング厚 : 2m
 フーチング上かぶり : 0.5m

(e) 地盤条件

I 種地盤 : 平成2年版道路橋示方書・耐震設計編
 に示される地盤種別の実例のうち, 静岡市南沼上の地盤とする。ただし直接基礎とするため岩盤面を上方に修正。
 II 種地盤 : 平成2年版道路橋示方書・耐震設計編
 に示される地盤種別の実例のうち, 加茂郡南伊豆町加茂の地盤とする。
 III 種地盤 : 平成2年版道路橋示方書・耐震設計編
 に示される地盤種別の実例のうち, 下田市下田の地盤とする。ただし,
 -20m 付近の A_s 層は除き, 一連の A_c 層とする。

3. 免震橋梁の目標固有周期

平成8年版の道路橋示方書では、免震設計において以下の項目が規定されている。

①免震設計に際しては、エネルギー吸収性能の向上による減衰性の向上と地震力の分散に重点を置き、過度な長周期を図ってはならない。

②免震設計を用いる場合の橋の固有周期は、上部構造の地震時変位の増大が橋の機能に悪影響を与えないように定めなければならない。また、免震支承を用いた場合の橋の固有周期は、原則として免震支承を用いない場合の2倍程度以上とする。

本研究では免震支承パネの設定において「下部構造に対する上部構造の慣性力が低減すると同時に、上部構造の地震時の変位の増加を抑制する」という目標を設定した。具体的には、減衰定数15%時の入力地震波の加速度応答スペクトルと変位応答スペクトルを作成し、両者の重ね書きより長周期化による応答加速度の低減効果と相対変位の増加状況を見て、免震橋梁の目標固有周期を定めた。現時点では桁の相対変位の制限値の合理的決定法はないので、応答スペクトル図において加速度が十分に低減し、しかも、変位が過度に大きくなならない固有周期としてⅠ種地盤で1.5秒、Ⅱ種地盤およびⅢ種地盤で2.0秒が適切と判断した。その際予想される最大変位はⅠ種地盤で25cm程度、Ⅱ種地盤で45cm程度およびⅢ種地盤で55cm程度となる。(図-3(a), (b), (c))

入力地震動については平成8年版道路橋示方書Ⅴ(耐震設計編)に基づき、タイプⅠの地震動(プレート境界型の大規模地震)とタイプⅡの地震動(内陸直下型地震)の2種類についてそれぞれ地盤種別3種類の標準波形を用いた(表-1参照)。

表-1 入力地震波形

分類	地盤種別	地震名	記録場所
タイプⅠ	Ⅰ種	1978年宮城県沖地震	開北橋周辺
	Ⅱ種	1968年日向灘沖地震	板島橋周辺
	Ⅲ種	1983年日本海沖地震	津軽大橋周辺
タイプⅡ	Ⅰ種	1995年兵庫県南部地震	神戸海洋気象台周辺
	Ⅱ種	1995年兵庫県南部地震	JR鷹取駅周辺
	Ⅲ種	1995年兵庫県南部地震	東神戸大橋周辺

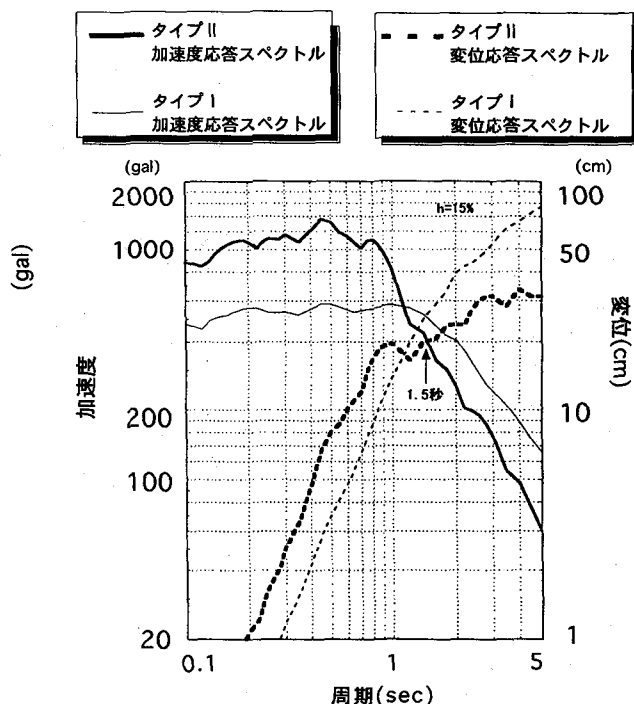


図-3(a) Ⅰ種地盤における目標固有周期の設定

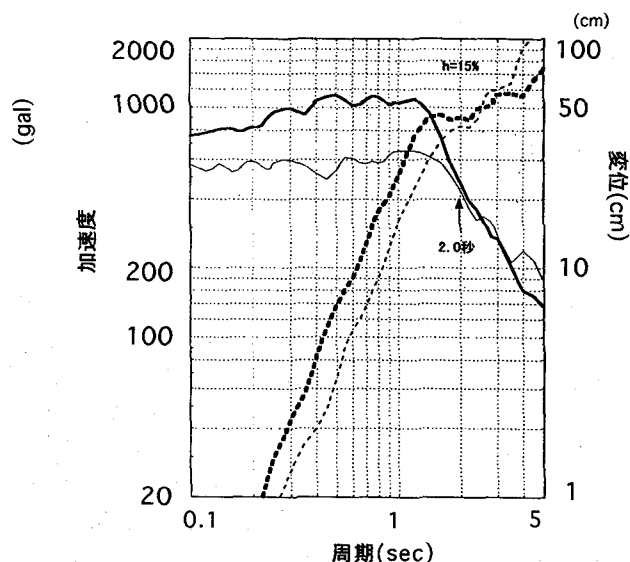


図-3(b) Ⅱ種地盤における目標固有周期の設定

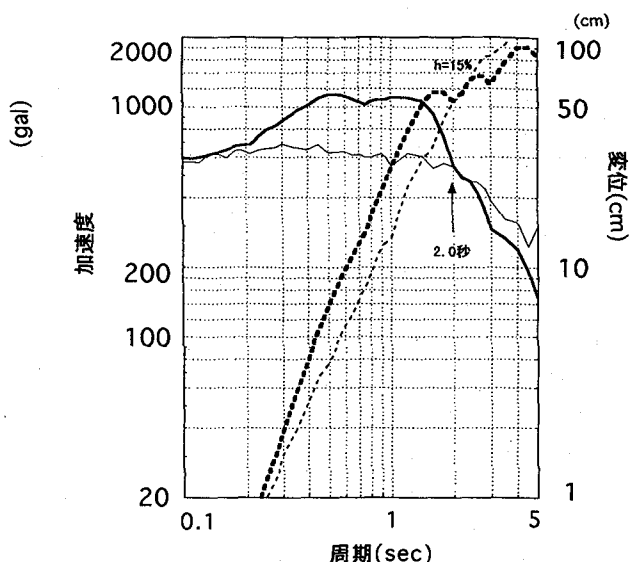


図-3(c) Ⅲ種地盤における目標固有周期の設定

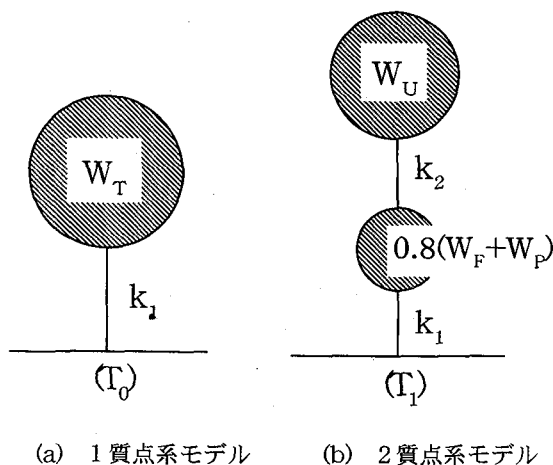


図-4 免震支承の水平バネ定数計算用質点系モデル

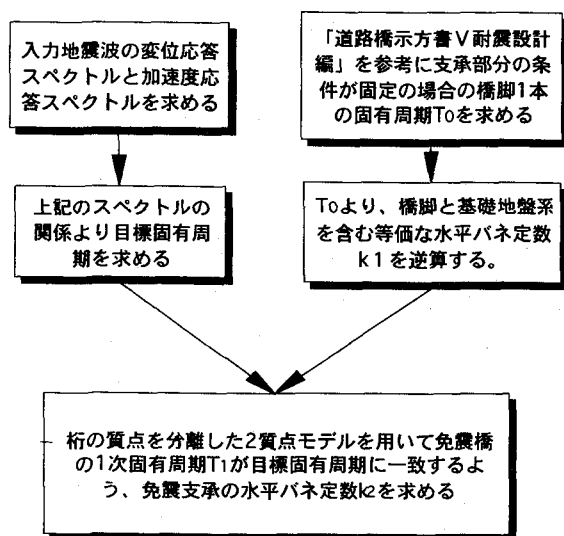


図-5 免震支承水平ばね選定のフロー

4. 免震支承の設計

(1) 水平バネ定数の算定

免震支承の選定については、まず断面資料に基づき「道路橋示方書V耐震設計編¹⁾」を参考にして支承部分の条件が固定の場合の橋脚1本の固有周期 T_0 を求める(図-4(a)参照)。次に T_0 より、橋脚と基礎地盤系を含む等価水平バネ定数 k_1 を(式-1)より求める。最後に桁の質量を下部工の質量から分離して、2質点系モデルにより免震橋梁の固有周期 T_1 (図-4(b)参照)が前述した免震橋梁の目標固有周期と一致するように免震支承の水平ばね定数を定める(式-2)。図-5に免震支承水平ばね選定のフローを示す。

(2) 形状設計

免震支承の形状設計法を以下に示す。また、表-2に免震支承の非線形パラメータおよび形状を示す。
①保有水平耐力法レベル(タイプII)の入力地震動に

W_T : 下部工の重量の80%とそれが支持している上部工の重量

k_1 : 橋脚と基礎地盤系の等価水平バネ定数

W_U : 上部工重量

$0.8(W_F + W_P)$: 考慮する下部工の重量

k_2 : 免震支承の水平ばね定数

$$k_1 = \frac{4\pi^2 W_T}{g T_0^2} \quad \dots (式-1)$$

$$n_1^4 - \frac{(k_1 + k_2)m_2 + k_2 m_1}{m_1 m_2} n_1^2 + \frac{(k_1 + k_2)k_2 - k_2^2}{m_1 m_2} = 0 \quad \dots (式-2)$$

ここで、(式-2)において

$$n_1 = \frac{2\pi}{T_1}, \quad m_1 = W_U/g, \quad m_2 = 0.8(W_F + W_P)/g \quad \text{である。}$$

対する線形動的解析を行い、免震支承の最大相対変位 δ_2 を求める。免震支承のバネ定数は先に算定した値を使用し、減衰定数は減衰の大きな免震査の一般的な値として15%を用いる。 δ_2 より、免震支承の最大せん断ひずみが2.5以下になるようにゴムの総厚さ Σt_e を決める。

$$\Sigma t_e \geq \delta_2 / 2.5$$

②有効設計変位を $0.7 \delta_2$ とし、ゴムの有効せん断ひずみ γ を求め、ゴムのせん断弾性係数 $G(\gamma)$ を算出する。

$$\gamma = 0.7 \delta_2 / \Sigma t_e$$

$$G(\gamma) = \begin{cases} \gamma \leq 2 \Rightarrow G(\gamma) = a_0 - a_1 \gamma + a_2 \gamma^2 - a_3 \gamma^3 + a_4 \gamma^4 \\ 2 < \gamma < 2.5 \Rightarrow G(\gamma) = 12.2 \end{cases}$$

ここで、係数 $a_0 \sim a_4$ には以下の値を用いた。

$$a_0 = 45.6 \quad a_1 = -73 \quad a_2 = 57.3 \quad a_3 = -19 \quad a_4 = 2.18$$

③水平ばね定数よりゴムの必要総断面積を逆算し、一支承あたりの平面形状(一辺の長さ l)を決定する。決定サイズに対しゴムの圧縮応力度をチェックして、(単位面積の圧縮応力度は 80 kgf/cm^2 以下とする。)適正であれば形状を確定する。

$$A_R = k_2 \Sigma t_e / (n G(\gamma))$$

$$l = \sqrt{A_R}$$

$$\sigma_v = W / (n A_R)$$

k_2 : 免震支承の水平ばね定数

n : 一本橋脚における免震支承の個数(PC桁の場合は $n=2$ 、鋼桁の場合は $n=4$)。

l : ゴム一辺の長さ

σ_v : ゴムの単位面積の圧縮応力度

W : 橋脚一本で支える死荷重と活荷重の和

④ゴムの有効せん断ひずみ γ に対して非線形解析のための免震支承の力学特性値(第一剛性 K_1 、第二剛性 K_2 、降伏荷重 Q_y 、降伏変位 δ_y)を算出する。免震設計法マニュアル(案)²⁾を参照。

表-2 免震支承の非線形パラメータ

種類	ゴム総厚 (cm)	正方形ゴムの辺長 (cm)	タイプⅠ			タイプⅡ		
			第1剛性K1 (tf/m)	降伏変位 (m)	剛性低下率 K2/K1	第1剛性K1 (tf/m)	降伏変位 (m)	剛性低下率 K2/K1
Ⅰ種地盤A地域鋼桁橋	11	54	4973	0.01336	0.200	3424	0.01698	0.258
Ⅱ種地盤A地域鋼桁橋	15	63	4034	0.02214	0.238	6641	0.01318	0.154
Ⅲ種地盤A地域鋼桁橋	20	55	3397	0.01993	0.170	3397	0.01993	0.170

5. 固有値解析結果比較

今回提案した免震橋の固有周期決定法の妥当性を検討するため、多質点系モデルを用いた固有値解析結果との比較を行い、その結果を表-3に示す。

表-3 固有値解析結果の比較

種別	2質点モデルの目標 1次固有周期T0 (秒)	k2を用いて質点系で求めた 免震後の1次固有周期T1 (秒)
Ⅰ種地盤A地域鋼桁	1.500	1.508
Ⅰ種地盤B地域鋼桁	1.500	1.510
Ⅰ種地盤C地域鋼桁	1.500	1.512
Ⅱ種地盤A地域鋼桁	2.000	2.042
Ⅱ種地盤B地域鋼桁	2.000	2.015
Ⅱ種地盤C地域鋼桁	2.000	2.017
Ⅲ種地盤A地域鋼桁	2.000	2.002
Ⅲ種地盤B地域鋼桁	2.000	2.002
Ⅲ種地盤C地域鋼桁	2.000	2.003

6. 解析概要

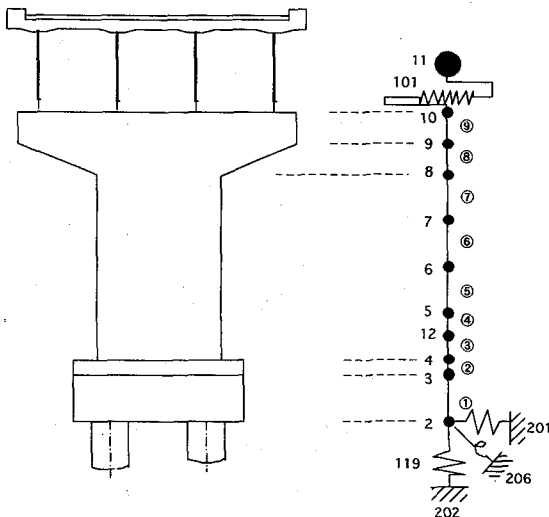
(1) 解析モデル

本研究に用いる動的解析用モデルを図-6に示す。ここで、図-6中の質点の大きさは、質点の質量を厳密には表していない。桁は桁の重心で一質点にモデル化した(質点11)。フーチングを含む橋脚は二次元はり要素によりモデル化した。橋脚中央部を4分割し(質点5,6,7)、橋脚基部の塑性ヒンジの領域を考慮するため橋脚基部をさらに2分割した(質点12)。免震支承は水平ばねに置き換えた。鉛直は剛とした。水平ばねには先述の形状設計より定めたバイリニア型モデルを用いた。ただし、桁固定の場合(以後このモデルを耐震の場合と称する)は桁と橋脚頂部間を剛要素として解析した。橋脚の非線形性は武藤モデルにより考慮した。フーチング下端には基礎および地盤を含む地盤ばねを考慮した。地盤ばねは道路橋示方書に基づき直接基礎は水平ばね、鉛直ばねと回転ばねでモデル化し、杭基礎の場合はさらに連成ばねを考慮

した。免震支承の水平ばねの減衰は0%とした。地盤ばねの減衰は全て20%とした。橋脚部分の減衰は降伏する基部のはり要素が2%、ほかのはり要素は全て5%とした。

(2) 解析方法

解析方法は直接積分法による時刻歴応答解析で、用いた数値計算法はNewmark' β method ($\beta=0.25$)である。時間刻みは0.001秒とした。保有水平耐力レベルでの動的解析に用いる入力地震動は、タイプⅠ、およびタイプⅡのそれぞれについて地盤種別ごとに表-1に示す合計6波形を用いた。なお、それらの波形は道路橋示方書V耐震設計編¹⁾に示した標準加速度応答スペクトルと減衰定数 $h=5\%$ の加速度応答スペクトル特性が一致するように振幅調整して求めたものである。また、比較のため桁固定の条件の解析も併せて行った。



節点番号	位置
11	桁
10	橋脚頂部
4	橋脚基部
2	フーチング下端

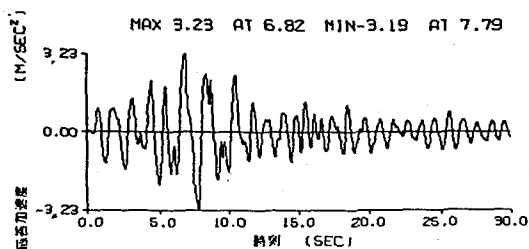
要素番号	種類
101	免震支承の水平バネ
①~②, ⑤~⑨	橋脚、2次元線形はり要素
③④	橋脚、2次元非線形はり要素
201	水平方向地盤バネ (直接基礎の場合)
202	鉛直方向地盤バネ (直接基礎の場合)
206	回転方向地盤バネ (直接基礎の場合)
119	連成バネを含む接点バネ (杭基礎の場合)

図-6 動的解析用モデル図

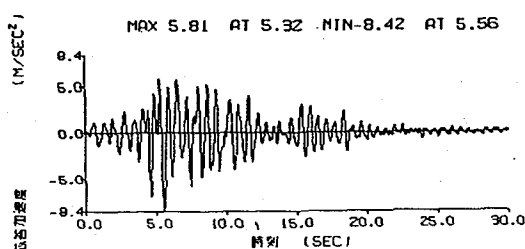
7. 解析結果

解析は、耐震の場合と免震の場合のそれぞれについて行った。図-7, 8にⅡ種地盤A地域鋼橋におけるタイプⅡの場合の桁の応答加速度および応答変位（桁と入力点との相対変位）についての時刻歴図を免震、耐震の場合についてそれぞれ示す。

また、図-9, 10には桁の最大加速度と最大変位を、図-11, 12には橋脚頂部の最大加速度と最大変位を、図-13, 14には橋脚基部の最大モーメント、および最大曲率と降伏曲率の比を地盤種別毎に示す。地域種別は全てA地域として検討を行った。ここでは上部工が鋼桁の場合の結果のみを示すが、上部工の種別によらず特性はほぼ同じ傾向であった。

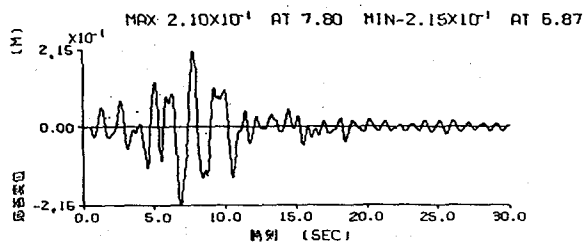


(a) 免震の場合

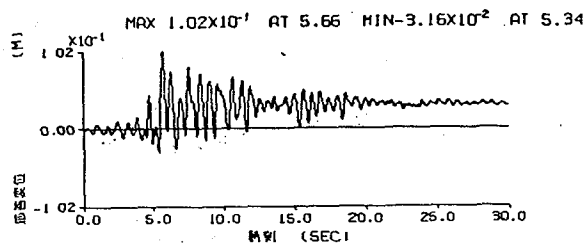


(b) 耐震の場合

図-7 桁の応答加速度時刻歴図（Ⅱ種地盤A地域鋼桁橋）



(a) 免震の場合



(b) 耐震の場合

図-8 桁の応答変位時刻歴図（Ⅱ種地盤A地域鋼桁橋）

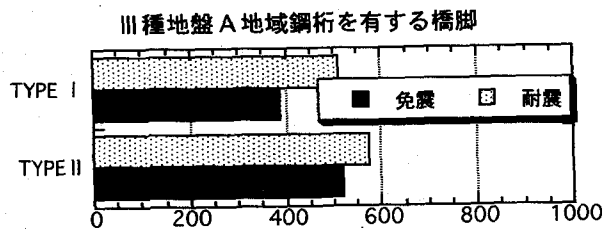
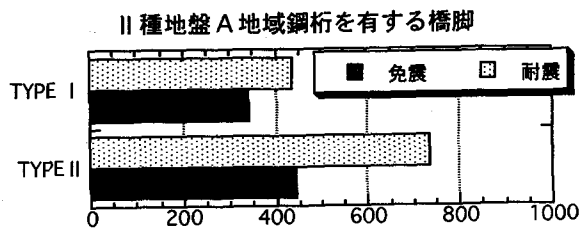
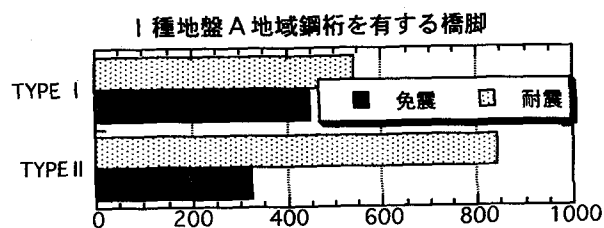


図-9 桁の最大加速度 (gal)

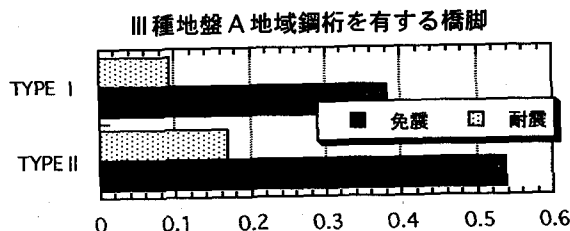
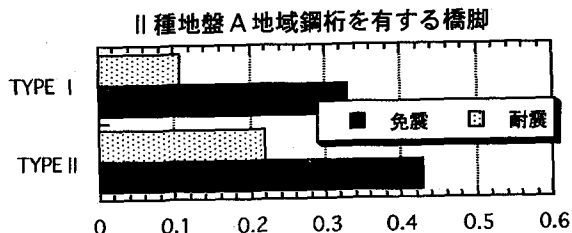
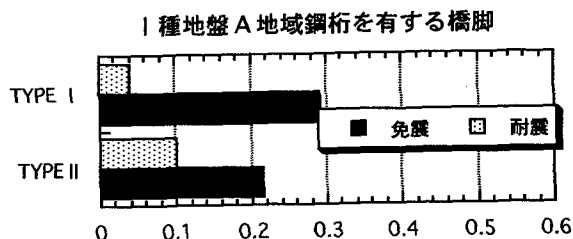


図-10 桁の最大変位 (m)

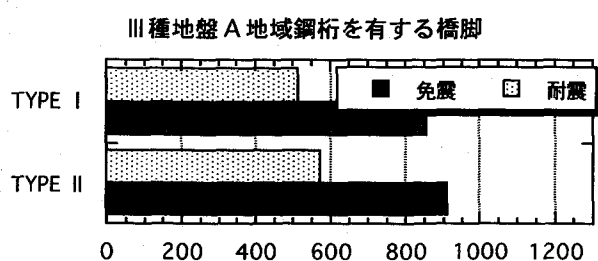
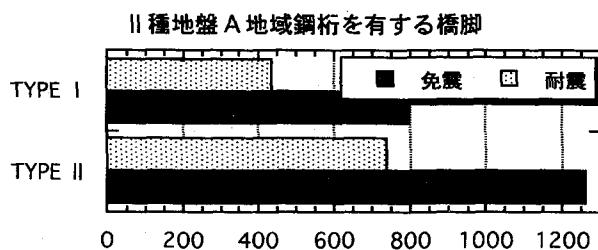
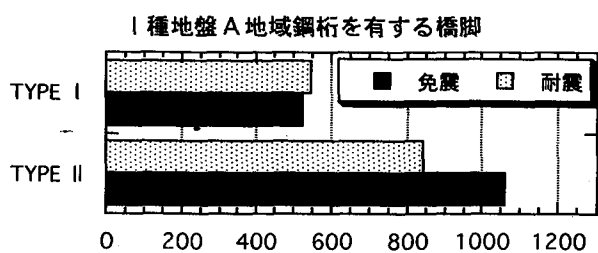


図 -11 橋脚頂部の最大加速度 (gal)

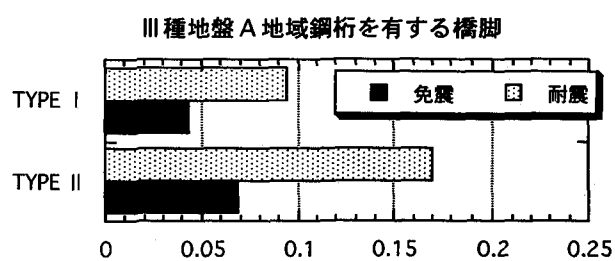
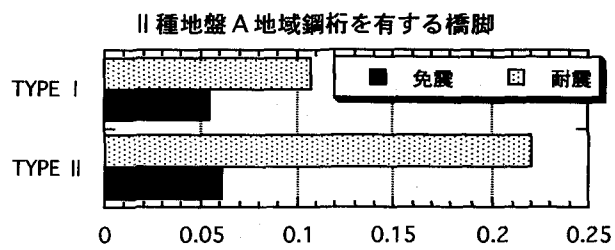
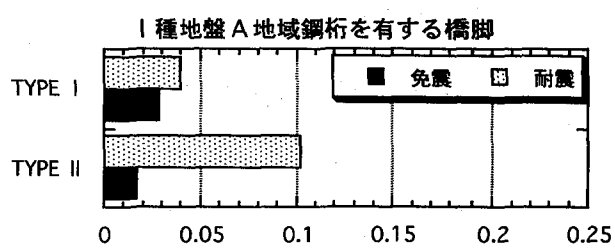


図 -12 橋脚頂部の最大変位 (m)

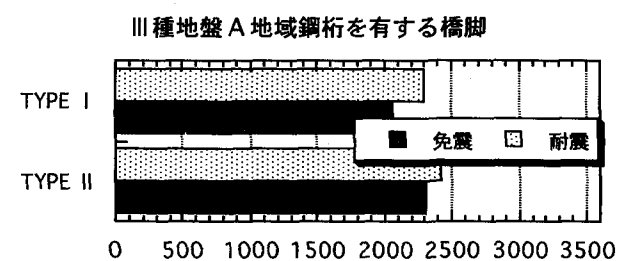
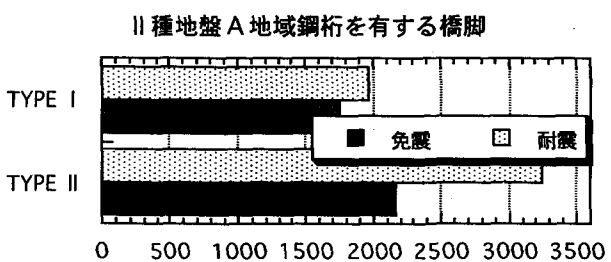
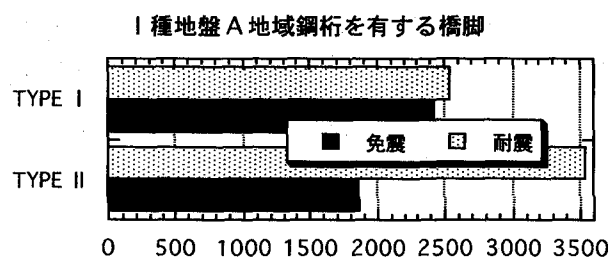


図 -13 橋脚基部の最大モーメント (tf·m)

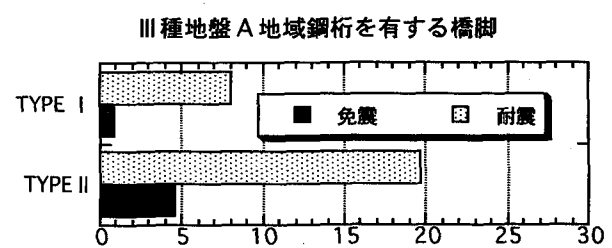
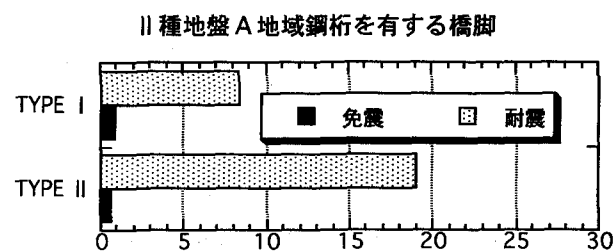
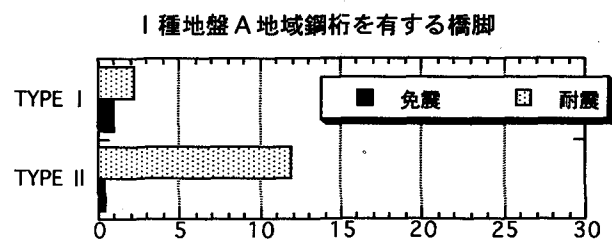


図 -14 橋脚基部の最大曲率と降伏曲率の比 (塑性率)

8. 解析結果の考察

これらの結果を地盤種別ごとに考察すれば以下のようである。

(1) 各地盤種別ごとに免震橋梁の目標固有周期を設定して応答計算を行った結果、地域別、構造種別を問わず免震効果が確認された。ただし、Ⅲ種地盤においては、他の地盤より若干効果が低い結果となった。なお、本論文で設定した目標固有周期は数値計算において採用した一応の目安値であり、免震効果を最大にする値ではないことは勿論、設計の実務上の変位制限値ではないことを指摘しておきたい。

(2) 桁の最大加速度は、桁固定に比べ、免震化した場合の方が小さくなる。低減の度合いは、地盤種別ⅠのタイプⅡが最大で、地盤種別ⅢのタイプⅡが最小である。

(3) 桁の最大変位は桁固定に比べて免震化した場合の方が大きくなるが、その値はすべて変位応答スペクトルより予想される値とほぼ一致した。すなわち、地盤種別ⅠのタイプⅠで約29cm、タイプⅡで約22cm、地盤種別ⅡのタイプⅠで約33cm、タイプⅡで約43cm、地盤種別ⅢのタイプⅠで約38cm、タイプⅡで約54cmであった。

(4) 橋脚頂部の最大加速度は、地盤種別ⅠのタイプⅠを除く全てにおいて免震化した場合の方が大きくなった。これは、免震化された場合、橋脚頂部の高次モードが励起され、その寄与によって橋脚自体の最大加速度が大きくなった為であると考えられる。

(5) 橋脚頂部の最大変位は、免震化した場合の方が小さく、特にタイプⅡの場合の低減が顕著である。

(6) 橋脚基部の最大モーメントの免震効果が確認された。タイプⅠとタイプⅡを比較すると、タイプⅡにおいて低減が顕著であるが、タイプⅡのⅢ種地盤の低減はほとんどない結果となった。

(7) 桁を橋脚に固定した場合は、橋脚基部が降伏し、大きく変形するのに対し、免震化した場合の橋脚基部の曲率は小さく、Ⅲ種地盤のタイプⅡを除いて、塑性率は1程度にまで減少した。ただし、Ⅲ種地盤のタイプⅡでは塑性率が4を上回る結果となり、免震化の効果が十分であるとは言えない結果となった。なお、橋脚基部の最大曲げモーメントの低減に比べて、塑性率の方が低減効果が大きいのは、橋脚基部のM- ϕ 関係のスケルトンをトリリニア型で定義しており、モーメントの低減より曲率の低減の方が大きくなるためである。

9. まとめ

本研究では、鉄筋コンクリート製橋脚を有する都市高架橋を対象にし、免震設計の適用性の検討を行った。解析の結果、以下の点が明らかとなった。

1. 免震橋の固有周期を設定する際に、加速度応答スペクトルと共に変位応答スペクトルを併用すれば、加速度の低減状況と共に桁の相対変位を予測することができる。桁遊間や伸縮継ぎ手の大きさが免震設計実務のための重要な因子となる場合もあるので、このように免震橋梁の変位にも着目して目標固有周期を定めることは実務上望ましいことと言えよう。ただし、現時点では、桁の変位の制限値に関しての明確な規定はない。今後、橋梁規模と伸縮継ぎ手の許容伸縮量との関係を検討していく必要があろう。

2. 目標固有周期に基づき、2質点モデルより免震支承の剛性を求め、積層ゴムのせん断ひずみと鉛直応力を考慮して免震支承の形状を定める簡便な免震支承設計法の可能性を示した。

謝辞：本研究は、九州構造・橋梁工学研究会の活動の一環として行ったものである。関係各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震編，1996年
- 2) 建設省：道路橋の免震設計法マニュアル（案）1992年
- 3) 九州橋梁・構造工学研究会：KABSE研究分科会中間報告および講演会資料－阪神・淡路大震災関連－
- 4) 小坪清正：土木振動学、pp98～

(1997年9月26日受付)