

動的相互作用を考慮した多点入力系高橋 脚橋の地震応答解析

EARTHQUAKE RESPONSE ANALYSIS OF HIGH-ELEVATED MULTI-SPAN CONTINUOUS BRIDGE ON DYNAMIC SOIL-STRUCTURE INTERACTION

山田善一*・竹宮宏和**・河野健二***・平野 明****

By Yoshikazu YAMADA, Hirokazu TAKEMIYA, Kenji KAWANO
and Akira HIRANO

1. 緒 言

連続高橋脚橋のような長大構造物の耐震性に関しては地震波の伝播特性を考慮して多点入力系構造物としての検討を加える必要があると考えられる。一般に耐震応答解析においては地震波は基盤より表層地盤へ垂直に入射するものと考えた同時同位相入力としての扱いが応答スペクトルと関連して最も多くみられる。構造物が長大化するにつれて同時同位相入力による構造物の地震応答解析ばかりでなく、構造物の各入力点間の地震波の伝播特性が構造物の応答性状に及ぼす影響を評価する研究が行われるようになった^{1)~5)}。

従来の研究において連続高橋脚橋の耐震性を検討する際、より合理的な耐震解析を行うためには、いくつかの点に留意する必要があることが示されている^{6), 7)}。すなわち、橋脚基礎を固定すると、多点入力系としての地震入力を考慮した場合の変位応答は同時同位相入力の場合に比べて若干小さくなる。また前者の断面力応答も一般的に後者に比べて小さいが、局部的には逆に過大な応答を示す場合もある。さらに、多点入力系としての地震入力を考慮した場合の応答性状は地盤や構造物の振動特性、地震波の伝播特性などにより大きな影響を受けることが予想されることなどである。

地盤が軟弱になり地盤と構造物の固有周期が接近すると、地盤と構造物の動的相互作用の影響が無視できなくなる。すなわち軟弱地盤上に建設されるような構造物の耐震性を検討するときには、上部構造物-基礎-地盤を一

連の系として表わし、構造物の動的挙動を正確に把握する必要がある。したがって、多点入力系の構造物の地震応答解析にも動的相互作用を導入して検討を加えるのが適当と考えられる¹²⁾。

一般に入力地震動は多くの複雑な要因によって決定されるが、その中でも特に地表面で得られる加速度波形などの地震記録には、その観測点での地盤の振動特性が強く反映していることが知られている。したがって構造物の地震応答解析に際しては、架設地点の地盤に適合した特性を有する地震波を用いることが望ましい。しかし、広範囲にわたる各種地盤条件に対する地震動が十分明確にされるに至っていない現状では、地盤の振動特性を含む入力地震動のパワースペクトルを用いて構造物の耐震性に関する基礎的な検討を加えておくことも必要であると考えられる¹⁴⁾。

本研究では、連続高橋脚橋を地震動の入力位相差を考慮した多点入力系の構造物として取り扱っている。さらに、耐震性を明確にするため、地盤と上部構造物の動的相互作用を考慮した場合の地震応答解析を行い基礎的な検討を試みたものである^{注1)}。

2. では初めに多点入力系連続高橋脚橋の地震応答解析法について述べた。その中で入力地震動に位相差を導入する方法および橋脚が地盤に固定された場合の多点入力系構造物の応答解析に不規則振動論を導入する方法について述べた。次にサブストラクチャー法を用いて地盤-構造物系の動的相互作用を考慮する場合の多点入力系連続高橋脚橋の地震応答解析法について述べた。

3. では3径間2層桁の連続高橋脚橋の解析モデルを用いて構造物の振動特性および地盤条件の相違を考慮した多点入力系構造物の地震応答解析を行い、その結果を

* 正会員 工博 京都大学教授 工学部土木工学科

** 正会員 工博 岡山大学助教授 工学部土木工学科

*** 正会員 工博 鹿児島大学講師 工学部海洋土木開発工学科

**** 正会員 工修 大阪府堺港湾事務所

注1) 第16回地震工学研究発表会講演概要(78)において一部発表。

述べた。入力地震動の位相差が構造物の応答性に及ぼす影響を把握するため、ピアが固定された場合ばかりでなく、地盤と上部構造物の動的相互作用を考慮した場合の応答解析を通して比較検討を試みた。

4. では本研究で得られた結果を整理して述べた。

2. 多点入力系構造物の地震応答解析法

(1) 入力地震動の位相差

一般に長大な橋梁の各橋脚基礎に作用する地震波は同一のものではなく何らかの相違がみられる。各橋脚基礎の入力地震波形の相関性は十分に明確にされていないが、特に位相差の原因としては、表層地盤の不均一性、地震波のうち表面波の伝播特性、基盤から入射する地震波の伝播特性などが挙げられる。本研究では特に基盤から入射する地震波の伝播特性に注目して、比較的軟弱な地盤上に建設される連続高橋脚橋が、その耐震応答解析において問題となる橋軸直角方向に進行性の地震波を受ける場合を想定した。すなわち、同一地震波がある位相差をもって各橋脚基礎に作用するものとして解析を行った。

ところで、レイリー波やラブ波などの表面波は分散性を有し、それぞれの周波数成分によって位相速度が異なっている。このため表面波の分散性を考慮した場合、構造物の各基礎に同一波形の地震波が位相差をもって入射するのではなく、表面波の各周波数成分がそれぞれ異なった位相差をもって入射することになる。したがって、多点入力系構造物の地震応答解析を行う場合、周波数領域でのFFTを用いた応答解析法や時間領域での直接積分法が用いられる。地震波の位相速度を求め分散曲線を用いて行った地震応答解析の例では、波動の分散の影響は小さく、卓越振動数付近での値で代表される一定の位相速度で近似できることが示されている⁹⁾。しかしながら入力地震動の位相差を考慮した伝播特性の扱い方は十分とはいえず今後の研究が待たれるところである。

一方、上部構造物の応答に卓越した影響を与える周波数の範囲は限られており、このような範囲では地震波の分散性は考慮せずに位相速度が一定なものとして扱うことが可能であると考えられる⁹⁾。

本研究では、表層地盤を上層と下層の2層に分割し、基盤からの地震波が下層地盤内を伝播し、上層地盤を通して上部構造物の各橋脚基礎に入力するものとする。さらに下層地盤から入射する波動が上層内を伝播する時間は、ほぼ同一であり深さ方向の位相遅れを問題にしないならば進行性の地震波は位相差を有する波動と考えることができる。このような前提のもとにSH波の波動

伝播特性を用いて位相差を導入することにする¹²⁾。

(2) 基盤からの入力地震動のモデル化

構造物の動的応答特性は、特に表層地盤の影響を受けることが従来の研究で指摘されている。これは地盤と構造物の動的相互作用の影響によるものと並んで入力地震動が表層地盤によるフィルター効果を受けることに基いている。地盤の構成は一般に複雑であるが、本研究では、Fig. 1に示すように表層地盤を2つに分け、上層に比較的軟弱な地盤を、下層に基礎地盤(基盤)を考える。

いま橋軸直角方向に振動し、かつ橋軸方向に伝播する進行性の地震波を考える。Fig. 1に示すように、 j 点における地震波を $\ddot{z}_j(t)$ と表わし、 k 点における地震波 $\ddot{z}_k(t)$ と $\ddot{z}_j(t)$ との間に位相差 τ_0 があるとすると、

$$\ddot{z}_k(t) = \alpha_0 \ddot{z}_j(t - \tau_0) \dots \dots \dots (1)$$

と表わされる。ただし α_0 は j 点と k 点の間の地震波の伝播に伴う減衰率であるが、本解析では $\alpha_0 = 1$ としている。基盤上に厚さ一様の表層地盤が存在する場合、基盤における入力加速度のパワースペクトル密度関数は、基盤の振動特性を考慮して求められる。さらに表層地盤の振動特性を取り入れると、上層地盤における入力加速度のパワースペクトル密度関数は¹²⁾、

$$G_s(\omega) = B(\omega) \cdot G_b(\omega) \dots \dots \dots (2)$$

と表わされる。ただし

$$G_b(\omega) = \frac{1 + 4 h_g^2 (\omega/\omega_g)^2}{\{1 - (\omega/\omega_g)^2\}^2 + 4 h_g^2 (\omega/\omega_g)^2} S_0$$

$$B(\omega) = (\cos^2 \lambda + q^2 \sin^2 \lambda)^{-1}$$

$$q = \sqrt{\frac{\rho_1 G_1}{\rho_2 G_2} \cdot \frac{\cos \alpha_1}{\cos \alpha_2}}$$

$$\lambda = \frac{\omega H \sin \alpha_1}{V_1}$$

S_0 : パワースペクトルの強度

h_g : 基盤の減衰定数

ω_g : 基盤の卓越振動数

基盤から入射し上層地盤を伝播した入力地震波の自己相関関数 $R\ddot{z}_j\ddot{z}_k(\tau)$ は時間差 $\tau = t_1 - t_2$ の関数であり、Wiener-Khinchineの関係式から

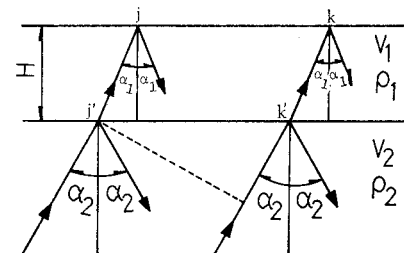


Fig. 1 Stratum Model and Wave Propagation Model.

$$R\ddot{z}_j\ddot{z}_k(\tau) = \int_{-\infty}^{\infty} G_s(\omega) \cdot e^{i\omega\tau} d\omega \dots (3)$$

と表わされる。この積分を行うと、基盤から SH 波が入射角 α_2 をもって上層地盤へ入射する場合の入力加速度の自己相関関数が求められる。すなわち、

$$R\ddot{z}_j\ddot{z}_k(\tau) = E[\ddot{z}_j(t_1)\ddot{z}_k(t_2)] \\ = A_0 \exp(-h_g \omega_g \tau) (e_1 \cos \omega_d \tau + e_2 \sin \omega_d \tau) \dots (4)$$

ただし $\omega_d = \sqrt{1 - h_g^2} \cdot \omega_g$, $\tau = t_1 - t_2$
 $A_0 = \pi S_0 \omega_g^2 / \{2 h_g \cdot \omega_d (x^2 + y^2)\}$
 $e_1 = ax + by$, $e_2 = ay - bx$
 $a = (4 h_g^2 - 1) \sqrt{1 - h_g^2}$, $b = (4 h_g^2 - 1) h_g$
 $x = (1 - q^2) C \cos 2\tau + q^2$
 $y = (1 - q^2) C \sin 2\tau$
 $C = \cos^2 S_1 + \sinh^2 S_2$
 $S_1 = (H \omega_d \cos \alpha_1) / V_1$
 $S_2 = (\omega_g H h_g \cos \alpha_1) / V_1$

いま橋脚の j, k なる入力点間に位相差 τ_0 を考慮すると、表層地盤における入力地震動の自己相関関数は τ を $\tau + \tau_0$ と置くことによって表わされる。入力地震動の自己相関関数が求まると、多点入力系構造物の地震応答解析は、応答の共分散マトリックスを求めることにより評価される。

(3) 位相差入力による地震応答解析法

本研究では Fig. 2 に示すような連続高橋脚橋の解析を行う。上部構造物は三次元的なものであるが、有限要素法を用いて上部構造物の解析を行うと、その振動性状は橋軸を含む面内振動とそれに直角な面外振動に分離される。そこで本解析では耐震解析上重要な面外振動のみに注目する。有限要素法による上部構造物の解析においては、各スパンごとに上段桁、下段桁ともに4つの要素に、また各橋脚は6つの要素にそれぞれ分割した。したがって節点総数は50、要素数は52となる。また上部構造物の質量マトリックスは集中質量によって表わす。したがって、上部構造物の運動方程式は

$$[M_{aa}]\{\ddot{x}_a\} + [C_{aa}]\{\dot{x}_a\} + [K_{aa}]\{x_a\}$$

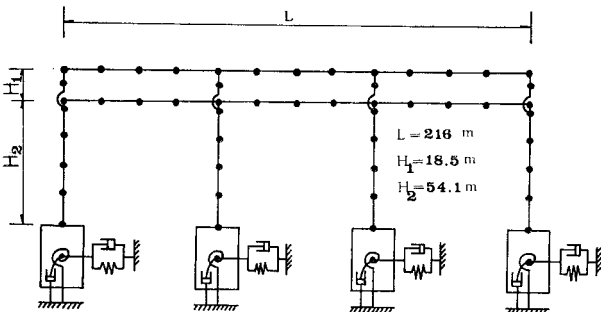


Fig. 2 Soil-Footing-Structure System.

$$= -[M_{aa}][L]\{x_b\} \dots (5)$$

と表わされる。ただし添字 a, b はそれぞれ自由節点、拘束節点を表わすものとする。また自由節点の変位 $\{x_a\}$ は拘束節点の変位に相当する $\{x_b\}$ による準静的変位 $[L]\{x_b\}$ とそれに付加される動的変位 $\{x_a\}$ とに分離される。ただし $[L]$ は

$$[L] = -[K_{aa}]^{-1}[K_{ab}] \dots (6)$$

と表わされる。また上部構造物の減衰マトリックス $[C_{aa}]$ は比例形として扱うこととする。非減衰時のモーダルマトリックス $[\Phi]$ を用いると式 (5) は

$$\{\ddot{q}\} + [2\beta_j \omega_j]\{\dot{q}\} + [\omega_j^2]\{q\} = -[G]\{x_b\} \dots (7)$$

ただし $\{x_a\} = [\Phi]\{q\}$

$$[G] = [\Phi]^T [M_{aa}][L]$$

と表わされる。ここに β_j は j 次の減衰定数、 ω_j は j 次の固有振動数を表わす。

入力地震動は地盤の振動特性を強く反映しているため、多点入力系構造物の地震応答解析では、前述したように入力地震動をパワースペクトルの形で導入する。この場合、構造物の応答量評価は共分散応答マトリックスを求めることによってなされ応答量は自乗平均応答 (rms 値) の形で表わされる。

橋脚の基礎を固定した場合の地震応答解析は式 (5) を用いて行うことができる。波動の伝播に伴う位相の遅れや表層地盤の影響を取り入れた入力地震動の自己相関関数は式 (4) の形で表わされるので、これを用いて応答解析を行うこととする。ところで式 (7) から得られる s 次モードおよび l 次モードに関する応答から共分散応答は

$$E[q_s(t)q_l(t)] = E \left[\int_0^t \int_0^t h_s(t-\tau_1) h_l(t-\tau_2) \cdot \left\{ \sum_{j=1}^N G_{sj} \ddot{z}_j(\tau_1) \right\} \left\{ \sum_{k=1}^N G_{lk} \ddot{z}_k(\tau_2) \right\} d\tau_1 d\tau_2 \right] \dots (8)$$

と表わされる。ただし $h_s(t-\tau_1)$, $h_l(t-\tau_2)$ はそれぞれ s 次モードおよび l 次モードの単位衝撃応答関数である。また G_{sj} , G_{lk} は式 (7) の $[G]$ の要素をそれぞれ表わしている。さらに N は橋脚支点の総数を表わす。

ところで入力地震動に対して

$$E[\ddot{z}_j(\tau_1)\ddot{z}_k(\tau_2)] = R_{jk}(\tau_1 - \tau_2) \dots (9)$$

と表わされるが、 $R_{jk}(\tau_1 - \tau_2)$ は式 (4) の形で示されるように解析的な形で与えられるのでこの積分は手計算で実行できる。したがって多点入力系における上部構造物の共分散応答は式 (8) の結果を座標変換することによって求められる。すなわち、

$$E\{x_a\} \{x_a\}^T = [\Phi] (E\{q\} \{q\}^T) [\Phi]^T \dots (10)$$

と表わされる。

(4) 動的相互作用を考慮した場合の地震応答解析法

比較的長い径間を有する連続高橋脚橋が、沖積層や埋立地などの軟弱な地盤上に建設される場合、地盤と構造物の動的相互作用の影響が大きくなる。このような場合、構造物の動的挙動をより正確に把握するためには、構造物だけでなく上部構造物-基礎-地盤を一連の系としてとらえ、地盤と構造物の地震時における動的相互作用を考慮した地震応答解析が必要である。したがって本研究では、地盤-基礎系と上部構造物系を別々に取り扱い、接合面である橋脚基礎での連続条件を用いて両者を結合するサブストラクチャー法を用いて地震応答解析を行った^{9), 12)~14)}。

各橋脚基礎は上層地盤中に埋め込まれ、底面が基盤に達するような剛体ケーソン基礎を想定し、ケーソン頂部に橋脚が剛結されているものとする。地震時に地盤からケーソン基礎に作用する反力を表わすインピーダンス関数^{9), 10)}を用いて振動数に独立なばね-ダッシュポット系に変換することにより動的相互作用系へのモデル化を行う。Fig. 2 に示すようにケーソン基礎は橋軸直角方向の並進およびケーソンの重心まわりのロッキングの2自由度を考える。ケーソンは表層地盤に根入れされており底面は基盤に達しているため、地盤反力はケーソンの底面と側面から受けることになる。ここに表層地盤は一樣均質な弾性体であり、基盤は均質な半無限弾性体であるとして取り扱う。

このような場合の各ケーソンの運動方程式は Fig. 2 に示すような振動モデルを用いて表わされる。上部構造物から各ケーソンの頂部に作用する反力を $\{R\}_s$ と表わすと、各ケーソンに関する運動方程式は

$$[M_p]\{\ddot{x}_p\} + [C_p]\{\dot{x}_p\} + [K_p]\{x_p\} = \{F\}_p + [\alpha]^T \{R\}_s \dots \dots \dots (11)$$

となる。 $[\alpha]$ はケーソン頂部の重心に対する相対変位を表わすマトリックスである。また $[M_p]$, $[C_p]$, $[K_p]$ はそれぞれ地盤を含むケーソン基礎の質量、減衰および剛性マトリックスを表わす。 $\{x_p\}$ は各ケーソンの重心での並進と回転からなる変位ベクトルであり $\{F\}_p$ は各ケーソンの重心に作用する地震力を表わす。ところで各ケーソンの頂部に作用する上部構造物からの反力 $\{F\}_b$ は

$$\begin{aligned} \{F\}_b = & ([M_{bb}] + [L]^T [M_{aa}] [L]) \{\ddot{x}_b\} \\ & + [L]^T [M_{aa}] \{\ddot{x}_a\} \\ & + ([K_{bb}] + [K_{ba}] [L]) \{x_b\} \dots \dots \dots (12) \end{aligned}$$

と表わされる。ここに $[M_{bb}]$, $[K_{bb}]$ は上部構造物の中で、各ケーソンとの接合点に対応する質量マトリックスおよび剛性マトリックスである。したがって各ケーソン頂部における反力のつり合い条件より

$$\{F\}_b + \{R\}_s = \{0\} \dots \dots \dots (13)$$

と表わされる。また各ケーソン頂部における変位はそれぞれのケーソンの重心に関する変位を用いると、

$$\{x_b\} = [\alpha] (\{x_p\} + \{x_g\}) \dots \dots \dots (14)$$

と表わされる。ここに $\{x_g\}$ は入力地震動の各ケーソンの重心での変位ベクトルを表わす。

上部構造物の運動方程式は式 (5) を用いて表わすことができるため、式 (11) から式 (14) の関係式を用いると、地盤-基礎-上部構造物の動的相互作用を考慮した全体系の運動方程式を求めることができる。すなわち、

$$\begin{aligned} \begin{bmatrix} [M_{aa}] & [M_{aa}] [\tilde{L}] \\ [\tilde{L}] [M_{aa}] & [\tilde{M}_p] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\ddot{x}_a\} \\ \{\ddot{x}_p\} \end{Bmatrix} \\ + \begin{bmatrix} [C_{aa}] & [0] \\ [0] & [C_p] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\dot{x}_a\} \\ \{\dot{x}_p\} \end{Bmatrix} \\ + \begin{bmatrix} [K_{aa}] & [0] \\ [0] & [\tilde{K}_p] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{x_a\} \\ \{x_p\} \end{Bmatrix} \\ = - \begin{Bmatrix} [M_{aa}] [\tilde{L}] \{\dot{x}_g\} \\ [\tilde{M}_p] \{\dot{x}_g\} + [K_g] \{x_g\} \end{Bmatrix} \dots \dots \dots (15) \end{aligned}$$

と表わされる。ただし

$$\begin{aligned} [\tilde{M}_p] &= [M_p] + [\alpha]^T ([M_{bb}] \\ & \quad + [L]^T [M_{aa}] [L]) [\alpha] \\ [\tilde{K}_p] &= [K_p] + [\alpha]^T ([K_{bb}] + [K_{ba}] [L]) [\alpha] \\ [K_g] &= -[\alpha]^T ([K_{bb}] + [K_{ba}] [L]) \\ [\tilde{L}] &= [L] [\alpha] \end{aligned}$$

地震応答解析は初めに式 (7) で求めたモーダルマトリックス $[\Phi]$ を用いて $\{x_a\}$ の座標変換を行い、式 (15) の自由度の低減を行う。この座標変換された系に関して再び固有値解析を行い式 (8) で行った計算と同様に共分散応答を求める。したがって、この共分散応答の座標変換を行うことによって応答量が計算される。

3. 多点入力系高橋脚橋の地震応答解析

(1) 構造物および地盤の解析モデル

入力地震動の位相遅れが軟弱な地盤上に基礎をもつ連続高橋脚橋の動的応答に及ぼす影響を明らかにするため本州四国連絡橋の中の番ノ洲高架橋を参考にして Fig. 2 に示すような3径間2層桁の高橋脚橋のモデルを設定した。このため地盤-基礎と上部構造物の動的相互作用を考慮した場合の多点入力系高橋脚橋の地震応答解析とともに、橋脚の基礎が表層地盤に固定された場合の解析も合わせて行い比較検討した。

地盤は前述したように表層地盤を2層に分け上層に比較的軟弱な沖積層地盤を、下層に比較的堅固な洪積層地盤を考え、これを基礎地盤(基盤)としてモデル化を行った。

そこで本解析では SH 波速度が 100~200 m/s 程度の上層地盤と、SH 波速度が 400 m/s 以上の下層地盤からなる 2 層地盤を考えた。地盤のポアソン比は 0.4 であり、上層地盤と下層地盤の単位体積重量はそれぞれ 1.8 t/m³, 2.0 t/m³ である。また基礎はケーソン基礎とし、その高さは 25 m, 等価半径 17 m, 根入れを 20 m とし基礎底面は下層地盤に支持されているものとした。さらに基盤での地震波のパワースペクトル密度関数においては、卓越振動数 ω_g として 20 rad/s および 10 rad/s の 2 つの場合を考え、減衰定数 h_g は 60% を用いた。また上部構造物の減衰定数としては 2% を用いた。

地盤-基礎-構造物系の動的相互作用解析に関してはサブストラクチャー法を用いており、上部構造物は 10 次までの振動モードを考慮して自由度の低減を行っている。一般に入力地震動の卓越振動数にもよるが、ここで扱うような構造物の地震応答解析に大きな影響を及ぼす振動数の範囲は約 30 rad/s 程度までであり、この範囲での振動モードにより応答は十分に近似できるものと考えられる。本解析の上部構造物の 10 次固有振動数は約 40 rad/s であり、10 次までの振動モードによる自由度の低減が応答評価に及ぼす影響は小さいといえる。

地盤-基礎-構造物の動的相互作用を考慮した地震応答解析では式 (15) に示されるように外力として変位入力の項が付加される。式 (9) で示すように入力地震動の位相差を考慮した自己相関関数は加速度について表わされており式 (15) で示された変位項をそのまま含む形では評価できない。そこで式 (15) を用いて実地震入力による地震応答解析を行ったところ、後述するように変位項が全体系の応答に及ぼす影響は加速度項に比べ小さいことが示された。したがって本解析では外力項として支配的であると考えられる加速度入力のみを用いて地震応答解析を行った。

(2) 固有値解析結果

橋脚のケーソン基礎が上層地盤上に固定された場合と、地盤-基礎と上部構造物の動的相互作用を考慮した場合の固有振動数を Table 1 に示す。一般に動的相互作用を考慮すると上層地盤の影響を受けてケーソン基礎が振動しやすくなり、全体系の固有振動数が低下する。また上層地盤が一定の場合、下層地盤の剛性ととも全体系の固有振動数も増加することがわかる。

一方、振動モードについては、顕著な動的応答を示す橋桁について検討することにする。ケーソン基礎を上層地盤上に固定した場合の上段橋桁と下段橋桁の振動モードの一例を Fig. 3 (a) に、地盤との動的相互作用を考慮した場合の振動モー

ドを Fig. 3 (b) にそれぞれ示す。これらの振動モードをみると、ケーソン基礎が固定された場合については、上段橋桁で橋脚の影響をほとんど受けていないのに対し、下段橋桁でその影響が現われている。これは構造物モデルにおいて、上段橋桁および橋脚の上段部がフレキシブルで振動しやすいのに対し、橋脚は下段桁と比較しても剛性が大きく振動しにくい構造になっているためと考えられる。また地盤-基礎との動的相互作用を考慮した場合の橋桁の振動モードにおいても、ケーソン基礎を固定した場合と類似した傾向がみられるが、橋脚の振動が基礎を固定した場合と異なるため各振動モードの重みに相違が現われている。本解析に用いた構造物モデルは、橋桁部および橋脚の上段部で質量および剛性の分布は対称となっているが、これらに比較して大きな質量と剛性をもつ橋脚では左端から右端にかけてそれぞれの値が若干減少する構造になっている。したがってケーソン基礎を固定した場合、橋桁の振動モードはほぼ対称に近い形状を示しているのに対し、動的相互作用を考慮した場合は大きな質量を有するケーソン基礎の振動による影響から、橋桁部特に下段橋桁において振動モードは対称からややずれた形を示している。

(3) 各次振動モードに及ぼす入力位相差の影響

入力地震動の位相差が動的応答に及ぼす影響を調べるため各次振動モードによる応答に関して検討を行った。相異なる橋脚基礎からの入力地震動が各次モードの応答

Table 1 Natural Frequencies. (rad/s)

MODE	Rigidly Supported Pier	V ₁ =100 m/s V ₂ =400 m/s	V ₁ =100 m/s V ₂ =400 m/s	V ₁ =100 m/s V ₂ =600 m/s
1	9.76	5.65	6.65	7.16
2	11.24	6.29	7.41	7.96
3	14.20	7.87	8.95	9.47
4	19.31	11.36	11.69	11.79
5	26.71	11.92	12.54	12.66

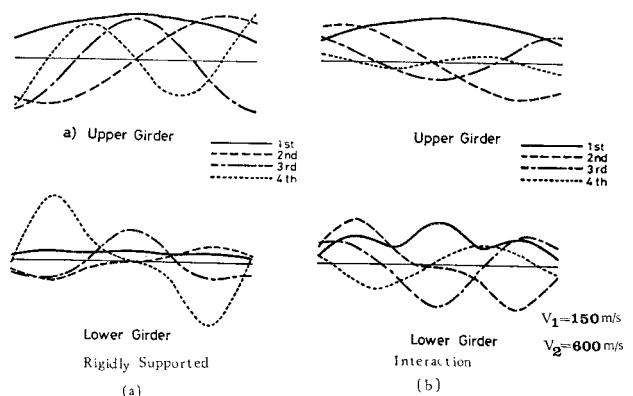


Fig. 3 Girder Vibration Modes.

に及ぼす影響は式 (15) より評価される。s 次モードの共分散応答は

$$\begin{aligned}
 E[q_s(t)q_s(t+\tau_0)] &= \sum_{j=1}^N \tau_{sj}^2 \sigma_{jj}^2 \left(1 + \frac{2 \sum_{j,k=1(j \neq k)}^N \tau_{sj} \tau_{sk} \sigma_{jk}^2}{\sum_{j=1}^N \tau_{sj}^2 \sigma_{jj}^2} \right) \\
 &= \sum_{j=1}^N \tau_{sj}^2 \sigma_{jj}^2 P_s^2 \dots \dots \dots (16)
 \end{aligned}$$

と表わされる。ただし

- τ_{sj}, τ_{sk} : j 支点および k 支点入力に対する固有振動モード寄与率
- σ_{jj} : 同一の j 点入力に対する s 次モードの rms 応答
- σ_{jk} : 相異なる j 支点, k 支点入力に対する s 次モードの rms 応答

式 (16) の P_s は相異なる支点に入力する地震動の位相差が, s 次モードの応答に及ぼす影響を表わす。そこで相異なる橋脚間の入力地震動に位相遅れが存在する場合, 応答に及ぼす各次振動モードの影響を調べるため各地盤モデルについて解析を行った。橋脚の基礎が上層地盤上に固定された場合の P_s の一例を Fig. 4 に示す。特に構造物の応答に関しては, 低次の振動モードの影響が支配的であることから 1 次モードから 3 次モードまでの P_s を示している。Fig. 4 から同時同位相入力の場合, すなわち, $\tau_0=0$ のとき 1 次振動モードによる応答が卓越していることがわかる。しかし, 入力地震動の位相差の変化に伴い, これらの振動モードが応答に及ぼす影響が大きく変動することがわかる。これより入力位相差が構造物の応答に及ぼす影響は, 卓越する振動モードに示されている位相差の効果から把握することができる。一般に, 同時同位相入力では 1 次振動モードが卓越しているが, 入力位相差を考慮した多点入力系構造物では, 高次振動モードの卓越する可能性があることがわかる。一方, 各地盤モデルとも位相差の変化に対する各

次振動モードの影響は, 全体によく類似した傾向を示している。このため入力位相差による各次振動モードの応答への寄与に関して, 地盤条件の相違による影響は比較的小さいと考えられる。

(4) 変位入力の影響

多点入力系構造物において基礎-地盤との動的相互作用を考慮すると, 入力地震動の変位成分の影響が外力として加わる。式 (15) で示したように入力地震動の位相差を考慮した地震応答解析では, 外力項は加速度に関する自己相関関数として表わされるため変位入力が応答に及ぼす影響を調べておく必要がある。そこで EL CENTRO 1940 NS と TAFT 1952 S 69 E の地震波が入力した場合の応答を FFT を用いて式 (15) から求めた¹¹⁾。各地震波の時間刻みは, 0.02 秒ごとに表わされておりデータ数は 512 個を用いている。このため振動数の間隔は 0.565 (rad/s) となる。また入力地震動の変位成分は FFT を用いて振動数領域での積分から求めている。

Fig. 5 は相異なる各支点の入力地震動に位相差がある場合の上段橋桁部における変位応答を入力加速度の最大値を 200 gal として求めたものである。この図において V は入力地震動の位相速度であり, A は上段橋桁部の端部, B は側方径間の中央点, C は中央径間の中央点でのそれぞれの変位応答を示している。地震波にかかわらず入力の変位項は位相速度が小さいとき, つまり位相差の大きな入力の場合に変位応答に若干の影響を及ぼすことがわかる。後述するように, 加速度入力に対する地震応答解析を行いその位相差を考慮すると, 応答に大きな影響を及ぼすことがわかる。地震波の位相速度が 1 km/s 以下で入力の変位項は応答に影響を及ぼすが, 加速度項のみを考慮した場合との応答に大きな相違はみられない。したがって, 本解析モデルのように全長が約 200 m 程度の構造物の地震応答解析で扱う位相差の範囲

内では, この入力の変位項が応答に及ぼす影響は小さいとみなすことができる。それゆえ入力位相差が応答に及ぼす影響は加速度項のみによる応答で把握できると考えられる。以下の連続高橋脚橋の地震応答解析においては, 入力地震動として加速度項が支配的であると考える。その自己相関関数は式 (9) の形を用いて表わすことにする。

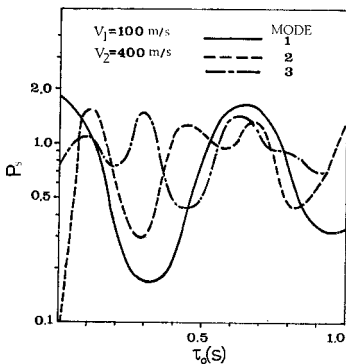


Fig. 4 Phase Lag Effects on Participation Factor.

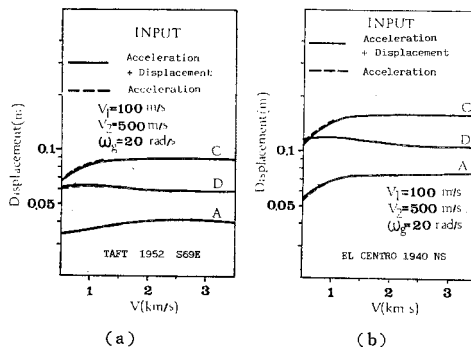


Fig. 5 Displacement Responses by Earthquake Inputs.

(5) 動的相互作用を考慮した場合の変位応答

入力地震動の位相差が動的相互作用を考慮した場合の橋桁部の応答に及ぼす影響について検討する。本解析では上層地盤の SH 波速度を 100~200 m/s の沖積層地盤とし、下層地盤の SH 波速度を 400 m/s 以上の洪積層地盤としている。Fig. 6 は上層地盤の SH 波速度 V_1 が 100 m/s、下層地盤の SH 波速度 V_2 が 400 m/s と 500 m/s の場合の上段橋桁の変位応答を比較したものである。この場合、下層地盤へ入射する地震波の卓越振動数は 20 rad/s である。下層地盤の SH 波速度が変化しても入力地震動の位相差が変位応答に及ぼす影響は類似した傾向を示すことがわかる。橋桁の中央部では位相差が 0.2 秒 (360 m/s の位相速度に相当する) のとき極小値を示しており、この応答値は同位相入力による応答の約 1/4 になっている。一般に、橋桁の中央部において同位相入力による応答は位相差がある場合の応答よりも大きい値を示している。一方上段橋桁の端部では、逆に同位相入力に比べ位相差がある場合の応答は最大で約 1.3 倍を示しており増加していることがわかる。このように入力の位相差によって橋桁の中央部と端部で応答特性が異なるのは、卓越する振動モードの影響に基づくものと考えられる。これは前述した各次振動モードの応答に及ぼす入力位相差の影響からもわかる。一般に上層地盤が同じ場合、下層地盤の SH 波速度が小さくなると橋桁部の変位応答は大きくなり、入力位相差の影響がより顕著になることが示されている。

Fig. 7 は上層地盤が動的相互作用を考慮したとき上部構造物の変位応答に及ぼす影響を調べるため、下層地盤の SH 波速度を一定にして上層地盤の SH 波速度が 100 m/s と 200 m/s の場合の応答を示したものである。入力の位相差による上段橋桁の応答特性は上層地盤が変化しても比較的好く類似した傾向を示している。上層地盤の剛性が低下すると、橋桁部の変位応答は一般に増大しており、上層地盤による増幅が示されている。また橋桁中央部では同位相入力のとき変位応答が最大となり、橋桁端部では入力の位相差があるとき最大の応答を示す

傾向は表層地盤にかかわらず同様のものとなる。

次に Fig. 8 は基盤へ入射する地震波の卓越振動数が動的相互作用を考慮した上部構造物の橋桁の応答変位に及ぼす影響について示したものである。地震波の卓越振動数が 10 rad/s の場合の変位応答は、それが 20 rad/s の場合よりも最大で約 1.3 倍大きな値を示している。これは動的相互作用を考慮したとき上部構造物の固有振動数が 10 rad/s 以下になるためであると考えられる。入力の位相差が応答に及ぼす影響は、基盤へ入射する地震波の卓越振動数が変わっても類似した傾向を示している。このため橋桁中央部では同位相入力のとき変位応答が最大となり、橋桁端部では入力位相差があるとき最大となる応答特性は入力地震動の卓越振動数にほとんど影響されないことがわかる。

Fig. 9 は上部構造物の橋脚基礎を上層地盤上に固定した場合と基礎-地盤と上部構造物の動的相互作用を考慮した場合のそれぞれの変位応答を比較したものである。一般に橋脚基礎が固定された場合の応答は動的相互作用を考慮した場合より大きく最大応答で約 2 倍を示している。これは橋脚の基礎が上層地盤上に固定された場合に相当するため基盤から入射した地震動が表層地盤で増幅されて上部構造物へ直接に伝達されることに基づくものである。また基礎-地盤と上部構造物の動的相互作用を考慮する場合の応答は、基礎の振動特性が上層地盤ばかりでなく下層地盤の振動特性にも大きく影響されるため逸散減衰などにより減少するものと考えられる。

ところで、基礎が固定された場合、入力の位相差が変位応答に及ぼす影響は卓越振動モードに大きく支配されている。このため Fig. 4 で示したように入力の位相特性が各次振動モードの応答に及ぼす影響を把握しておくことが大切になる。基礎が固定された場合、入力の位相差を考慮すると最大応答は最小応答の約 5.5 倍を示しており、その影響を明確にすることは構造物の地震応答解析において重要であることがわかる。本解析モデルにおいて入力地震動の位相速度を 400 m/s とすると、位相差は 0.2 秒となり、同位相入力に比べ上段橋桁中央部で約 1/4 に、また橋桁端部では約 1/2 にそれぞれの変位応

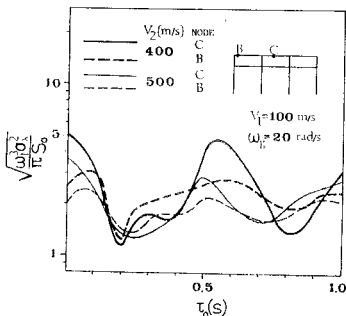


Fig. 6 rms Response vs Phase Lag.

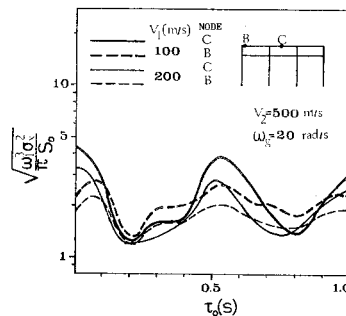


Fig. 7 rms Response vs Phase Lag.

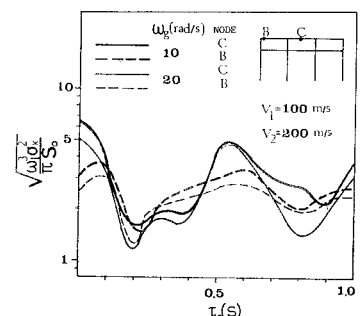


Fig. 8 rms Response vs Phase Lag.

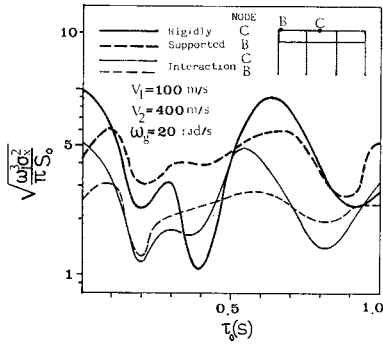


Fig. 9 rms Response vs Phase Lag.

答が減少することがわかる。また橋脚基礎を固定した場合と動的相互作用を考慮した場合の変位応答は、入力の変位に対して比較的類似した傾向を示している。すなわち上段橋桁中央部での変位応答は同位相入力するとき最大で位相差が0.2秒および0.4秒のとき極小値を示している。また橋桁端部では同位相入力よりも位相差が0.1秒のとき変位応答は最大値に達し、0.2秒で最小値を示す傾向は動的相互作用のいかんにかかわらず類似していることがわかる。

(6) 動的相互作用を考慮した場合の断面力応答

表層の地盤条件の相違が動的相互作用を考慮した場合の上段橋桁の断面力応答に及ぼす影響について検討する。Fig. 10は上層地盤のSH波速度を100 m/sとして下層地盤が変化する場合の橋軸直角方向の曲げモーメント応答を示したものである。この図の中で σ_M は曲げモーメントのrms応答を、 ω_1 は非減衰時の固有振動数を、 L は離散化された要素の長さをそれぞれ表わしている。一般に下層地盤のSH波速度が大きくなると曲げモーメント応答は減少するが、入力の変位による応答特性はよく似た傾向を示している。また曲げモーメントのrms応答は、同位相入力に比べ位相差がある場合、上段橋桁中央部で約1.1倍に、橋桁端部では約1.8倍にそれぞれ増加していることがわかる。さらに曲げモーメント応答は入力の変位が0.2秒のとき最も減少しており橋桁中央部および橋桁端部で最大応答の約1/2を示している。したがって橋桁の曲げモーメント応答は同位相入力による応答に比べ入力の変位により増加あるいは減少となる。このため多点入力系構造物の地震応答解析においては、入力地震動の位相速度を明確にしておくことが重要になる。

Fig. 11は上層地盤の変化に伴う動的相互作用特性が上段橋桁の橋軸直角方向の曲げモーメント応答に及ぼす影響を示したものである。下層地盤のSH波速度が500 m/sの場合、上層地盤の剛性が低下すると曲げモーメント応答が増加することが示されている。一般に、上

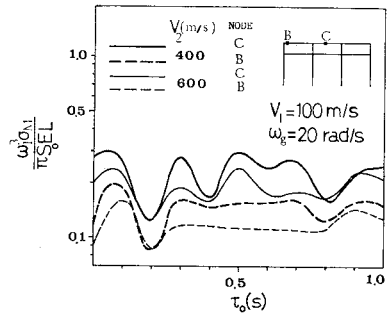


Fig. 10 Bending Moment vs Phase Lag.

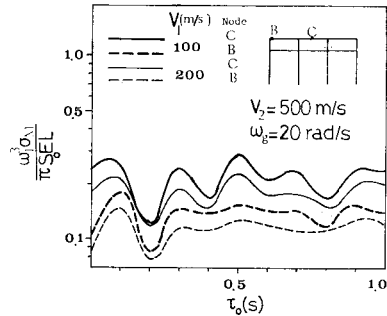


Fig. 11 Bending Moment vs Phase Lag.

層地盤が軟らかくなると基礎が振動しやすくなり曲げモーメント応答の増加がみられるが、入力の変位が応答に及ぼす影響は上層地盤が変わってもほぼ同様の特性を示している。特に下層地盤のSH波速度が500 m/sの場合、上層地盤のSH波速度が100 m/sにおける最大応答は、それが200 m/sの場合に比べ上段橋桁中央部で約1.3倍、橋桁端部で約1.2倍をそれぞれ示している。さらに入力の変位がある場合の最大曲げモーメント応答は最小値の約2倍の大きさを示している。このため曲げモーメント応答に及ぼす入力地震動の位相差の影響は上層地盤の振動特性の影響に比べ大きくなることも考えられる。

Fig. 12は基礎-地盤と上部構造物の動的相互作用を考慮した場合と、橋脚基礎を表層地盤上に固定した場合のそれぞれにおける上段橋桁の橋軸直角方向の曲げモーメント応答を比較したものである。基礎を固定した場合の曲げモーメント応答は、動的相互作用を考慮した場合に比べ一般に大きな値を示している。これは橋脚基礎が表層地盤上に固定した状態で応答解析を行っているため表層地盤による入力地震動の直接の増幅に基づいたものであると考えられる。入力地震動の位相差による曲げモーメント応答の変化は動的相互作用のいかんにかかわらず比較的類似した特性を示している。上段橋桁中央部では入力の変位を考慮した場合、基礎を固定したときの曲げモーメントの最大値は最小値の約3倍あり、動的相

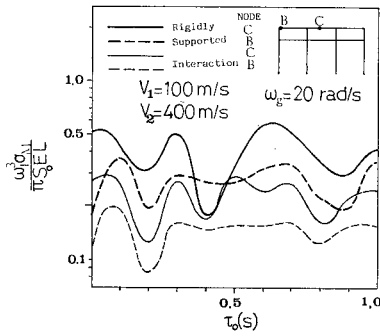


Fig. 12 Bending Moment vs Phase Lag.

相互作用を考慮するとそれは約2.3倍となり若干減少していることがわかる。また入力の位相差を考慮すると、橋桁端部の曲げモーメントの最大値と最小値の比は基礎を固定すると約1.9倍となり、動的相互作用を考慮すると約1.3倍を示している。このように上層地盤上に橋脚基礎を固定した場合に比べ動的相互作用を考慮すると、一般に曲げモーメント応答が低下するとともに入力の位相差が応答に及ぼす影響も小さくなることがわかる。

次に Fig. 13 は基礎-地盤と上部構造物の動的相互作用を考慮した場合と橋脚基礎を上層地盤上に固定した場合のせん断力応答を示したものである。橋脚の基礎を固定した場合のせん断力応答が動的相互作用を考慮した場合に比べ大きな応答を示すのは曲げモーメント応答の場合と同様である。入力地震動の位相差がせん断力応答に及ぼす影響は動的相互作用の考慮のいかんによって若干の相違がみられる。上段橋桁の端部ばかりでなく橋桁中央部においても入力の位相差を考慮すると同位相入力に比べせん断力応答は増加を示している。動的相互作用を考慮した場合、入力に位相差があるとき同位相入力に比べせん断力の最大応答は上段橋桁端部で約1.2倍、橋桁中央部で約1.5倍を示している。また動的相互作用を考慮した場合、約0.2秒程度までの入力の位相差があるとき、せん断力応答は同位相入力に比べ最大で約1.2倍の増加を示している。このため入力地震動の位相速度や入

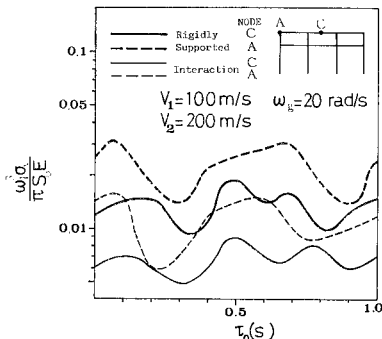


Fig. 13 Shearing Force vs Phase Lag.

力の位相差が応答に及ぼす影響を把握しておくことは多点入力系構造物の地震応答解析において重要であると考えられる。

4. 結 言

本研究では動的相互作用を考慮した連続高橋脚橋を多点入力系構造物として取り扱い、入力地震動の位相差が応答に及ぼす影響を把握するため不規則振動論を適用して地震応答解析を行った。その結果を整理すると次のようになる。

(1) 多点入力系構造物の応答は入力の位相差によって大きな影響を受ける。これは入力の位相差により卓越する振動モードが異なるためであり同位相入力では1次の振動モードが卓越しているのに対し、入力の位相差に伴い2次以上の振動モードの卓越に基づくものであると考えられる。したがって多点入力系構造物の応答特性は入力の位相差と卓越振動モードの関係からも把握される。

(2) 基礎-地盤と上部構造物の動的相互作用特性を考慮した場合、多点入力系構造物の外力として加わる入力地震動の変位成分が応答に及ぼす影響は加速度成分に比べ十分に小さく地震応答解析においては無視できる程度のものであると考えられる。

(3) 基礎-地盤と上部構造物の動的相互作用特性を考慮すると、上層地盤の剛性の低下に伴い構造物の応答は一般に増加する。しかし入力地震動の位相差に伴う応答特性は表層の地盤条件にかかわらず類似した傾向を示している。

(4) 入力地震動の位相差が構造物の応答に及ぼす影響は、表層地盤の変化や基礎から入射する地震動の卓越振動数による影響に比べ大きい場合もある。また入力の位相差に伴い同位相入力に比べて応答の増加あるいは減少が生じるため多点入力系構造物の地震応答解析においては入力地震波の位相速度を明確にしておくことが重要となる。

(5) 基礎-地盤と上部構造物の動的相互作用を考慮すると、上段橋桁中央部の変位応答は同位相入力のとき最大となり、橋桁端部では位相差があるとき最大値を示している。一方、断面力応答は一般に同位相入力に比べ入力の位相差があるとき最大値を示している。

(6) 基礎-地盤と上部構造物の動的相互作用を考慮した場合の応答は表層地盤の振動特性に大きく影響される。特に動的相互作用を考慮した場合は逸散減衰などにより応答の減少が示される。このため上層地盤上に橋脚基礎が固定された場合の応答は動的相互作用を考慮した場合に比べ過大な評価を与えると考えられる。

参 考 文 献

- 1) Bogdanoff, J.L., J.E. Goldberg and A.J. Schiff : The Effect of Ground Transmission Time on The Response of Long Structures, Bulletin of The Seismological Society of America, Vol. 55, No. 3, pp. 627~640, June, 1965.
- 2) Dibay, M. and J. Penzien : Response of Earth Dams to Travelling Seismic Waves, Proc. of ASCE, SM2, March, 1969.
- 3) 小坪清真・鳥野 清・園田敏矢 : 進行地震波による橋梁応答解析への応答スペクトルの利用, 土木学会論文報告集, No. 270, pp. 51~58, 1978.
- 4) 桜井彰雄・栗原千鶴子・矢島 浩 : 多点入力系としての長大構造物の地震応答解析法, 電力中央研究所研究報告, No. 72004, 1972.
- 5) 駒田広也・林 正夫・北原義浩・藤原義一 : 進行性地震波を考慮したロックフィルダムの三次元地震応答解析, 電力中央研究所報告, No. 375015, 1976.
- 6) 土岐憲三・久保 勝 : 多点異入力を受ける長大橋梁の非線形地震応答, 第 5 回日本地震工学シンポジウム, pp. 1065~1072, 1978.
- 7) 山田善一・竹宮宏和・河野健二 : 多点入力系高橋脚橋の地震応答解析, 第 15 回地震工学研究発表会講演概要, pp. 221~224, 1979.
- 8) Yamada, Y., H. Takemiya and K. Kawano : Random Response Analysis of A Nonlinear Soil-Suspension Bridge Pier, Int. J. Earthq. Engng. Struct. Dyn., Vol. 7, pp. 31~47, 1979.
- 9) Veletsos, A.S. and B. Verbic : Basic Response Functions for Elastic Foundations, J. Engng. Mech. Div., ASCE, Vol. 100, EM 2, pp. 189~202, 1974.
- 10) Beredugo, Y.O. and M. Novak : Coupled Horizontal and Rocking Vibration of Embedded Footing, Canad. Geotech. J., Vol. 9, pp. 477~497, 1972.
- 11) Chopra, A.K. and J.E. Gutierrez : Earthquake Response Analysis of Multistory Building Including Foundation Interaction, Int. J. Earthq. Engng. Struct. Dyn., Vol. 3, pp. 65~77, 1974.
- 12) Takemiya, H. and K. Kawano : Substructure Method for Earthquake Response of High-Elevated Multi-Span Continuous Bridge, Proc. 7th Wld. Conf. Earthq. Engng., Vol. 5, pp. 459~466, 1980.
- 13) Yamada, Y., H. Takemiya and S. Noda : Layered Soil-Pile-Structure Dynamic Interaction, Proc. 7th Wld. Conf. Earthq. Engng. Struct. Dyn., Vol. 5, pp. 165~172, 1980.
- 14) 山田善一・竹宮宏和・河野健二 : 多スパン連続高架橋のランダム地震応答解析—入力位相効果について—, 第 16 回地震工学研究発表会講演概要, pp. 309~312, 1981.

(1981.9.16・受付)