

(18) 基礎-地盤系の特性を考慮した橋梁の振動解析

本州四国連絡橋公団 奈良平 俊彦
同 上 樋口 康三

1. まえがき

本州四国連絡橋、児島-坂出ルート番ノ州高架橋はスパン 90~120 m の 3 径間連続または単径間の道路、鉄道併用橋として計画されている。本高架橋は約 50~70 m と高い橋脚をもち、また橋梁規模に比して比較的軟かい地盤に深い杭基礎を有することより、その地震時の振動性状には基礎-地盤系の振動特性の影響を強くうけることが予想される。しかし、地盤-基礎-橋脚-上部工からなる橋梁全体系を一体として解析することは、電子計算機の容量の問題もあって解析の煩雑さともむ怖れがある。そこで、本報告では橋梁全体系を杭基礎-地盤、橋脚-上部工のそれぞれの系に分離し、前者の系で得られたフーチングの応答値を後者の系の入力とする方法をとった。

なお、解析の対象とした箇所は、Bp.5 と称する杭先端が花崗岩に支持されている箇所と、Bp.18 と称する杭先端が花崗岩に比してやや柔かい三畳層に支持されている箇所の 2 種類としたが、本文では Bp.5 における結果のみを記す。

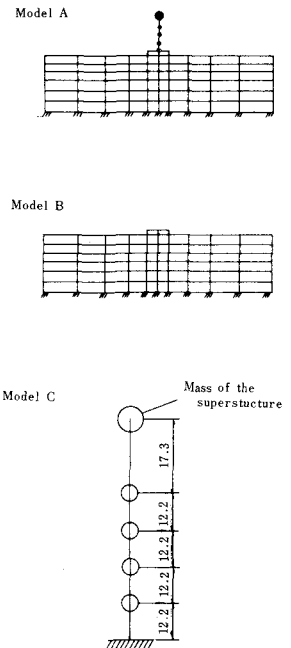


Fig. 1. Analytical Model

2. 基礎-地盤系の振動解析

2-1. 解析方針

橋梁全体系の解析に対し、まず杭基礎と地盤を一体化した構造系の解析を行ない、それによって得られるフーチングの応答値を橋脚-上部工系の入力として解析する方針とした。この基本的な考えの妥当性を確認するために以下の検討を行なった。なお、杭基礎-地盤系の解析法としては有限要素法を使用した。

a) モデル A とモデル B のフーチング下面の応答加速度倍率の比較。

b) モデル A の軌道面、橋脚天端の応答値とモデル A のフーチング下面における応答値をモデル C に入力した場合のモデル C の軌道面、橋脚天端の応答値との比較。

モデル A, B および C は図-1 に示すとおりである。

a) に関する検討結果を図-2 に、b) に関する検討結果を図-3 に示す。図-2 によるとモデル A と B では 0.2~0.7 秒の固有周期に対する応答倍率に差異がみられる。また図-3 によるとモデル A と

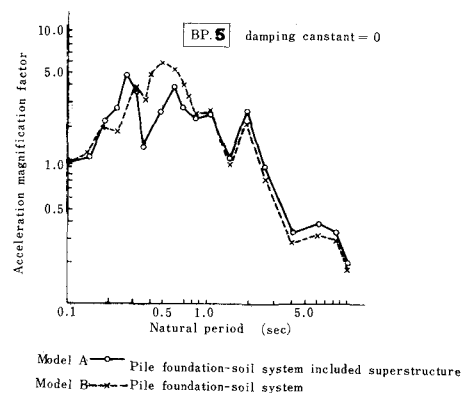


Fig. 2. Response Spectra of the Tail Side of the Footing

モデルCによる変位応答はほぼ一致しているとみなせる。

この結果より杭基礎-地盤系の振動解析には橋脚-上部工系との連成作用が無視できず、桁の質量および橋脚の質量、剛性を評価することが適切と判断された。

2-2. 地震入力

基礎における地震入力の評価はそれ自体難しい問題であるが、ここではとりあえず伊豆半島沖地震(1974. 5. 9)富津記録(地下-110m, EW 最大加速度13.7 gal)を最大加速度100 galに拡大したものを使用した。地震波形および応答加速度スペクトルをそれぞれ図-4, 図-5に示す。

2-3. 地盤の力学定数

2-3-1. 解析法

地盤の動的応答解析においては、弾性係数や減衰係数などの物性の非線形性を考慮することが必要である。しかし、実験的に測定されるデータは定常状態におけるものであり、これらのデータを用いて非線形の問題を解析する場合、何らかの線形化の近似を行なう必要がある。ここではこの線形化の方法として土の非線形変形係数の等価線形化法を用いた繰り返し計算方法を用いた。この方法は応答の継続時間におけるひずみレベルの代表値を定める基準をあらかじめ与え、1回の試算の最初に仮定されたひずみレベルと線形応答計算の結果としてのひずみレベルが一定の誤差範囲になるまで試算を繰り返すものである。E. Kausel et al.⁽²⁾は構造系と地盤を一体として2次元でモデル化し、繰り返し計算方法を適用し検討した結果、構造系の応答については地盤系のみから決定された力学定数を用いて全体系の線形応答解析をおこなえば、よい近似が得られると述べている。そこで、ここでもまず地盤系を1次元せん断柱としてモデル化し、重複反射理論によりせん断弾性係数 G および減衰係数 β を定め、これを杭基礎-地盤系の力学定数として線形応答解析を行なう

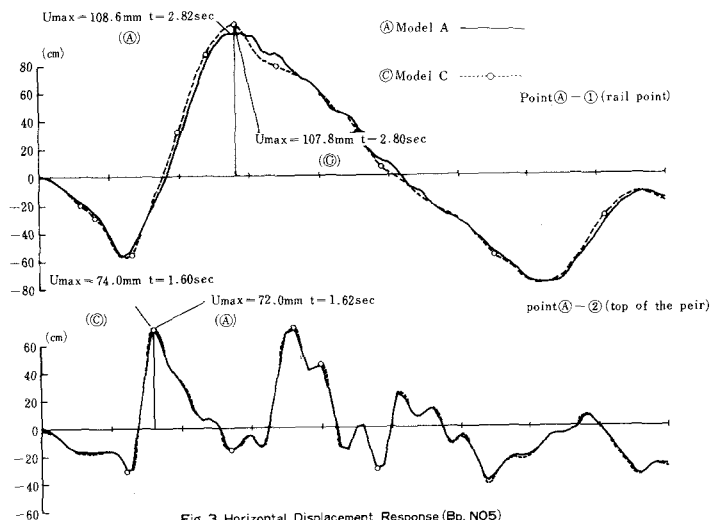


Fig. 3 Horizontal Displacement Response (Bp. N05) damping constant = 0.10

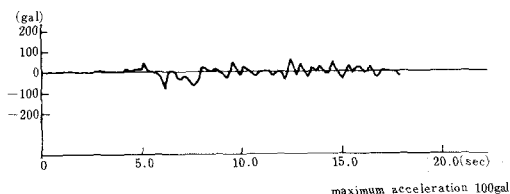


Fig. 4 Input Motion of Earthquake Acceleration (The Izu Hanto Oki Earthquake obtained at the Station Futtsu)

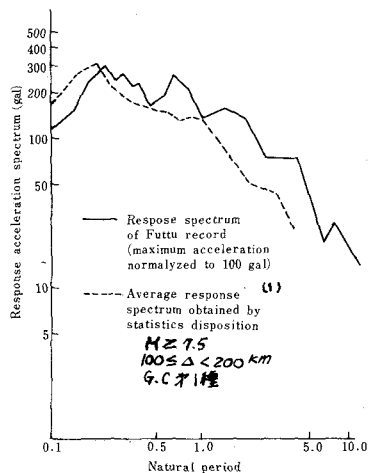


Fig. 5. Response Acceleration Spectra

ことにした。なお、地盤系の解析にはプログラムSHAKE⁽³⁾を適用し、代表値としてのひずみレベルは最大ひずみの $1/\sqrt{2}$ をとった。

2-3-2. 地盤の物性データ

層分け、物理量を表-1に示す。弾性波試験による速度 V_s と単位重量 γ から求めたせん断弾性係数 G_0 ($G_0 = \gamma \cdot V_s^2 / g$)は、建設省土木研究所の調査研究⁽⁴⁾によるとひずみレベル $\gamma = 10^{-6}$ とした室内実験によるせん断弾性係数の値にはほぼ一致する。同所では $\gamma = 10^{-6}$ を基準にし、拘束圧 $p = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ とした際のひずみ依存度 $G/G(\gamma=10^{-6}) \sim \gamma$ と実験によって求めた。 $p \neq 1.0 \text{ kg/cm}^2$ の条件では別途豊浦砂に関する研究より導かれた実験値 $m(\gamma) \sim \gamma$ を用いて

$$\left[\frac{G}{G(\gamma=10^{-6})} \right]_{p \neq 1.0 \text{ kg/cm}^2} = \left[\frac{G}{G(\gamma=10^{-6})} \right]_{p=1.0 \text{ kg/cm}^2} \times p^{m(\gamma-0.44)} \quad (1)$$

によって求める。減衰係数 β についても拘束圧 $p = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ での実験値を用い、拘束圧に対する依存関係は豊浦砂の場合と同じとして求めた。粘性土に対しては番号、州試料による実験値が得られていないので扇島粘性土データを代用した。以上の結果を図-6、図-7に示す。これらのデータを使用しての解析結果を表-2に示す。

2-4. 杭基礎-地盤系のFEM解析

2-4-1. 解析モデル

2-1~2-3の検討結果をふまえ、杭基礎-

Table 1. Soil Profile at Bp. 5

T. P.			N-value	unit weight γ (t/m ³)	thickness h (m)	Shear wave velocity V_s (m/sec)	$G/G_0 - \gamma$ B - γ
0	S ₁	Reclaimed Soil	10	2.55	2.5	120	II
	S ₂	Reclaimed Soil	10	2.65	5.7	150	II
10	C	A. clay	10	1.85	4.0	190	I
	S ₁	A. sand	10	2.65	2.6	270	III
	C	O. clay	10	1.90	3.3	270	I
20	C	Alluvial Diluvial clay	10	1.90	6.3	210	I
	S ₂	Alluvial Diluvial sand	10	2.10	7.0	350	III
30	S ₂	Alluvial Diluvial sand	20	2.20	9.2	400	III
	C	Alluvial Diluvial clay	20	1.90	6.0	350	I
40	C	Alluvial clay Diluvial	20	1.90	7.0	500	I
	S ₂	Alluvial Diluvial sand	50	2.20	9.0	500	III
-50							
-60	R	Granite		2.30	~	1000	IV

注: $G_0 - \gamma, h - \gamma$ curve pattern is as follows

$G_0 - \gamma, V_s - \gamma$

I	CLAY	
II	SAND ₁	$p = 0.5 \text{ kg/cm}^2$
III	SAND ₂	$p = 2.0 \text{ kg/cm}^2$
IV	SAND ₃	$p = 6.0 \text{ kg/cm}^2$

Table 2. Analysis using Program SHAKE (Bp. 5)
Values of G , β and γ max obtained by

	Soil pattern	G_0 (kg/cm ²)	G (kg/cm ²)	damping constant	maximum strain
1	S ₁	301	146	16.6	0.00044
2	S ₂	470	66	30.4	0.00351
3	C	680	559	7.7	0.00075
4	S ₂	1522	874	10.5	0.00057
5	C	1410	1234	6.7	0.00047
6	C	853	658	8.4	0.00051
7	S ₂	2620	1553	10.1	0.00651
8	S ₂	3584	2221	9.4	0.00043
9	C	2370	2059	6.9	0.00052
10	C	4837	4541	5.5	0.00024
11	S ₂	5601	4632	4.9	0.00024

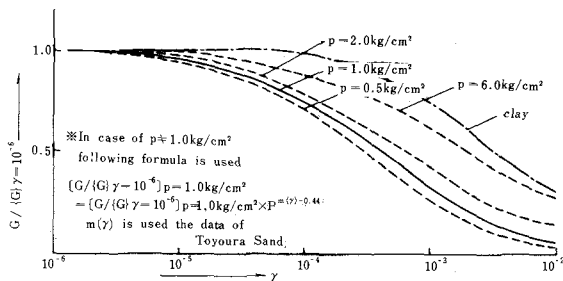


Fig. 6. $G/G(\gamma=10^{-6})$ versus γ Relationship

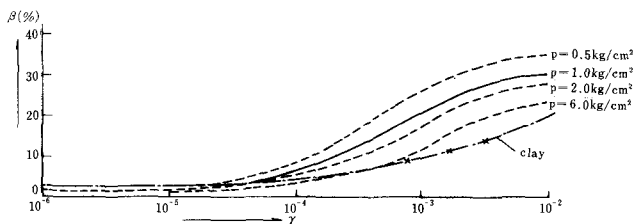


Fig. 7. β versus γ Relationship

地盤系のFEM解析を実施した。この際、杭は一次元的な広がりをもつビームとしてとり扱った。地盤は直方形要素に分割し、変形係数Eは2-3で得られたGに対しポアソン比 $\nu=0.3$ として求め、2次元平面ひずみ状態とした。

また、2-1の検討結果をふまえ上部工-橋脚系との連成を考慮するため、上部工の質量および橋脚の質量、剛性を考慮した棒-質点系モデルを付け加えた。なお減衰定数は平均的に10%とした。解析モデルを図-8に示す。

このモデルは、領域の大きさと境界条件、層分け、群杭のモデル化等なるべく簡易化する方向で検討し作成したものである。

2-4-2. 解析結果

いくつかの着目点において応答変位および加速度の最大値を表-3に示す。またフーチング天端での水平変位 u 、水平加速度 $\ddot{u}$ の時系列応答を図-9(a),(b)に示す。

2-4-3. 橋脚-上部工系への入力についての考察

橋脚-上部工系の固有振動はフーチングに相対的な座標系で計算するため、基礎に対する変位を算出するためには $u, \varphi, \ddot{u}, \ddot{\varphi}$ の4組の時系列が必要である。いま、橋脚-上部工系の x なる点の変位応答を $U_s(x, t)$ 、加速度応答を $\ddot{U}_s(x, t)$ とすると、

$$U_s(x, t) = \sum_k A_k(t) \bar{u}_k(x) + u(t) + \gamma_i(x) \varphi(t) + z(t) \quad (2)$$

$$\ddot{U}_s(x, t) = \sum_k \ddot{A}_k(t) \bar{u}_k(x) + \ddot{u}(t) + \gamma_i(x) \ddot{\varphi}(t) + \ddot{z}(t) \quad (3)$$

ここに

$\bar{u}_k(x)$: フーチングに相対的な座標での k 次の固有振動変位ベクトル

$A_k(t)$: 固有振動に対する標準座標

$\gamma_i(x)$: フーチングの単位

回転による変形を表わす関数

$u(t), \varphi(t)$: フーチングの水平変位, 回転変位

$z(t), \ddot{z}(t)$: 堅い地盤への入力

A_k を定める関係式は

Member	Area (m ²)	Geometrical moment of inertia (m ⁴)	Joint	Weight (t)	Rotatory mass moment of inertia (t-m ²)
1-2	2.3	3.8	1	5.450	2.886×10^7
2-3	93.5	11,023.0	2	1.759	5.991×10^8
3-4	116.8	13,665.0	3	2.159	3.736×10^8
4-5	136.8	16,981.0	4	4.176	3.610×10^8
5-6	180.0	22,929.0	5	5.540	11.639×10^8

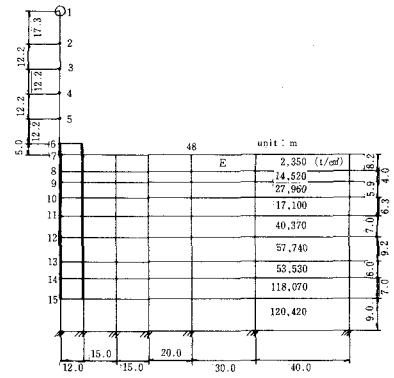


Fig. 8. Analytical Model of Pile foundation-Soil System by FEM (Bp. 5)

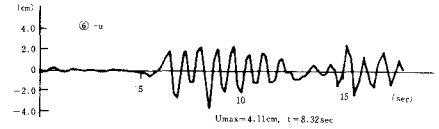


Fig. 9(a). Horizontal displacement of footing (Bp. 5)

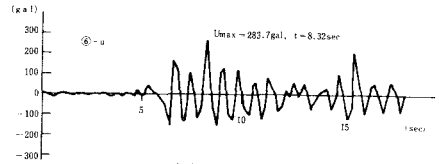


Fig. 9(b). Horizontal acceleration of footing (Bp. 5)

Table 3. Results of the Analysis is To Fig. 8.

Point		Displacement (cm) (rad)				Acceleration (gal) (rad/sec ²)			
		Maximum response	Natural period	Percent of effective mass	mode	Maximum response	Natural period	Percent of effective mass	Mode
⑥	u	-4.11	0.854	57.1	2	283.7	0.854	57.1	2
	φ'	1.175×10^{-3}	1.930	1.5	1	8.496×10^{-2}	0.508	3.3	8
⑦	u	-4.10	0.854	57.1	2	281.1	0.854	57.1	2
	φ'	5.448×10^{-4}	0.854	57.1	2	-6.281×10^{-2}	0.187	0.3	28
⑧	u	-4.56	0.854	57.1	2	295.3	0.854	57.1	2
	v/γ	1.751×10^{-4}	1.930	1.5	1	2.320×10^{-2}	0.187	0.3	23

u : horizontal displacement φ' : rotational displacement v : vertical displacement γ : half width of footing

damping constant $h=0.10$

$$\ddot{a}_k + 2p_k h_k \dot{a}_k + p_k^2 a_k = -F_{uk} \ddot{u}(t) - F_{yk} \dot{y}(t) \quad (4)$$

ここに

p_k : k 次の固有円振動数

F_{uk}, F_{yk} : 刺激係数

しかし、4組の時系列を全て考慮

することは計算が繁雑になる。そこで各時系列に対する橋脚天端の応答値を調べた。その結果を表-4に示す。橋脚天端の変位に着目すると、フーチングの運動による剛体的変位のうち回転による効果は15%程度であり、また回転加速度の影響は小さく、結果として $\ddot{u}$ のみを入力としてフーチングに対する相対的変位の最大値を求め、これに $\max|u|$ および $\max l/\varphi$ (l : 橋脚高) を加えれば安全側の近似となる。次に橋脚天端の加速度に着目すると $\ddot{\varphi}$ の影響は2~7%に過ぎない。また $\ddot{u}, \ddot{\varphi}$ の時系列を入力とすればフーチングの静止の位置からの絶対加速度が得られるので u, φ の時系列は必要ない。よって橋脚-上部工系への入力として必要な時系列は $\ddot{u}$ のみとなり、応答スペクトル解析も可能となる。

Table 4. Maximum value of displacement and acceleration of the top of the pier

response value No.	Disp. of the top of pier due to the disp. of footing (cm)		response value No.	Disp. of the top of pier (cm)		Absolute Acc. of the top of pier (gal)	
B P. 5	4.10	0.61	B P. 5	0.26	0.26	449	462
B P. 18	6.08	0.74	B P. 18	0.22	0.23	307	312

3. 橋脚-上部工系の橋軸直角方向振動解析

3-1. 解析モデル

本橋は支間、トラス高に比して幅員が広く、かつ上路に道路、下路に鉄道が載荷されるため、上路部分に重量の大きい床版をもつにもかかわらず一般の上路橋のように十分な剛性を有する対傾構を組めないという特殊な条件を持っている。よってトラス一本の棒に置き換えたモデル化では不十分であり、別途トラス上下面のすれ変形の影響、床版・床組の剛性が横振動時の挙動に与える影響を考慮できるモデルとして数案検討の結果、主構を立体トラス、床構造を水平面内曲げとせん断変形を考慮した梁としてモデル化し両者を剛体で連結した案を選定した。図-10には橋脚-上部工系のモデルの概略を、図-11に床版床組のモデルの考え方を示す。

3-2. 地震入力

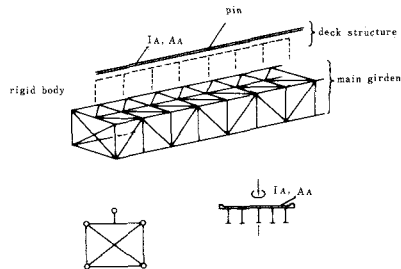


Fig. 11. Model of Slab and Floor System

		1P, 4P	2P	3P
A	m ²	52.0	114.9	52.0
E	t/m ²	2.7×10 ⁶	2.7×10 ⁶	2.7×10 ⁶
I _y	m ⁴	4717	1826	4717
I _z	"	37	6.165	37
J _x	"	46	2.206	46
m ₀	t	3878	3067	1354
m ₁	"	2707	6.139	2707
m ₂	"	2707	8.720	2707

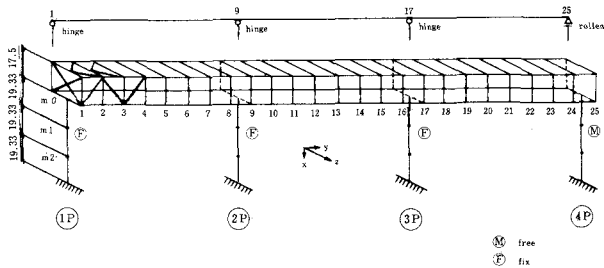


Fig. 10. Analytical Model of Superstructure

入力としては2-4で得られたフーチング天端の水平加速度時系列(図-9-a)およびその応答加速度スペクトル(図-12)を用いる。

3-3. 解析結果

固有振動特性を表-5、水平変位モードを図-13に示す。また、図-14には応答スペクトル解析による最大応答水平変位と、図-15には軌道面の水平変位応答時系列を示す。結果として上部工の水平変化が大きく生じているが、この原因として中間固定橋脚剛性の不足も一要因と考えられるが、上部工-橋脚系で卓越する1次モードの固有周期と入力波形の卓越周期、(すなわち基礎-地盤系の固有周期)がほぼ一致しているが主因と思われる。

4. あとがき

以上、基礎-地盤系の特性を考慮した橋梁の振動解析の例を示したが、その手順と整理すると、

Table 5. Oscillation behavior

Mode	Natural Period (sec)	participation factor	percent of accumulating effective mass
1	1.102	-43.72	32.1
2	0.895	19.94	38.8
3	0.749	9.22	40.2
4	0.745	0	40.2
5	0.636	0	40.2
6	0.523	-7.48	41.1
7	0.512	0	41.1
8	0.432	-6.54	41.8
9	0.393	-5.63	42.3
10	0.393	-9.58	43.8
11	0.386	30.19	59.1
12	0.367	2.32	59.2
13	0.340	-23.68	68.6
14	0.299	9.06	70.0
15	0.273	0	70.0

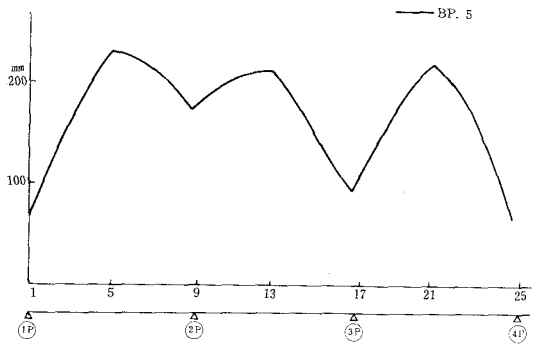


Fig. 14. Maximum response of horizontal displacement of the rail point

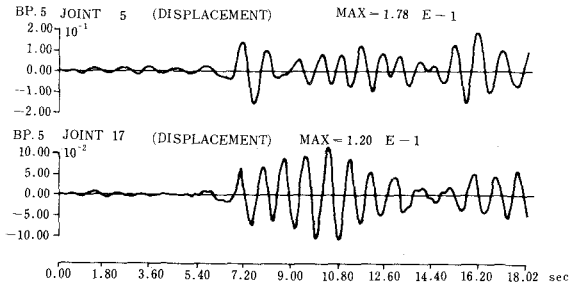


Fig. 15. Horizontal Displacement Response (the rail point)

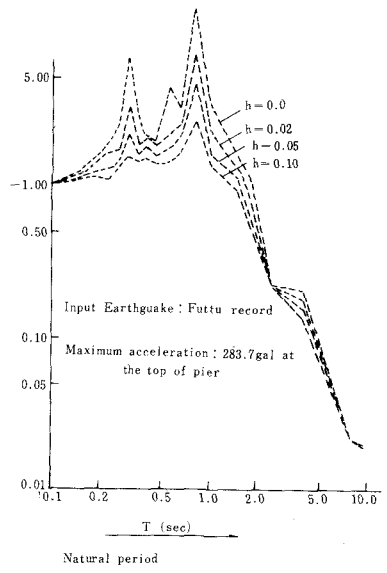


Fig.12. Response Spectra (Horizontal Acceleration of the Top of the Footing)

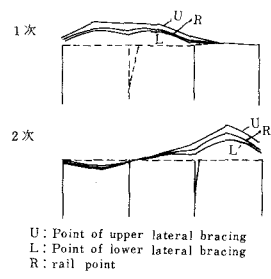


Fig. 13. Mode of horizontal displacement

1) 橋梁全体系を杭基礎-地盤、橋脚-上部工のそれぞれの系に分離し、前者の系で得られたフーティング天端の応答値を後者の系の入力とする。

杭基礎-地盤系においては、

2) まず地盤系のみの解析を重複反射理論により実施し、地盤の定数すなわちせん断弾性係数 G および減衰係数 B と歪に対する非線形性を考慮して定めた。

3) 得られた G と B に有限要素法により杭基礎-地盤系の振動解析を行った。この際、橋脚-上部工系との連成を考慮するため上部工質量および橋脚質量、剛性を考えた棒点系モデルをつけ加えた。

橋脚-上部工系においては、

4) 橋脚下端入力としての時系列は、本対象の場合、杭基礎-地盤系の解析で得られたフーティング天端の水平加速度時系列のみでよく、変位については応答結果にフーティングの変位による剛体的変位を加えれば安全側の近似となった。

5) 上部工トラスは骨組立体モデルとし、床版・床組の梁モデルを剛体にて連結した。

以上の解析の結果、

6) 本橋梁の振動性状には、杭基礎-地盤系の振動特性が大きく影響することが判った。

最後に、本検討にあたり終始審議頂いた東京大学教授久保慶三郎委員長、建設省土木研究所耐震研究室長栗林栄一幹事長をはじめとした土木学会・高橋脚橋梁耐震設計小委員会の委員の皆様へ深く謝意を表します。

参考文献

- (1) 建設省土木研究所; 耐震技術に関する研究開発報告書, 昭和51年3月
- (2) Eduardo Kausel, José M. Roësset and John T. Christian; Nonlinear Behavior in Soil Structure Interaction, J. of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, No. GT11, Nov., 1976
- (3) P.B. Schnabel, J. Lysmer and H.B. Seed; SHAKE, A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites, A Report on Research Sponsored by the National Science Foundation, Rep. No. EERC 72-12, Dec., 1972
- (4) 岩崎敏男, 龍岡文夫, 高木義和, 吉田精一; 土の動的変形特性に関する室内実験結果、土木学会第14回地震工学研究発表会、1976年7月

Vibration Analysis of Bridges Considering the Characteristics of Foundation-Ground Soil System

by Toshihiko Narahira* and Kōzō Higuchi**

Bannosu Viaduct, one of the Honshu-Shikoku Bridges, neighboring to the Bisanseto Suspension Bridge, will have many simple or 3 span continuous truss bridges with about 90~120 m span, and is planned to carry 4 lane roadways and 4 line railways. This viaduct has the high pier, about 50~70 m, and the pile foundation deeply penetrated into the comparative soft ground, therefore it is feared that the vibration behavior of this structure at the earthquake time is deeply effected by the vibration characteristics of foundation-pile system. In this paper, vibration analysis of bridges considering the characteristics of foundation-soil system is mentioned.

At outline of analysis is as follows.

1. On a model of analysis, the structure of the bridge is divided into foundation-soil and pier-superstructure system.

In pile foundation-soil system

2. Shear modulus G and damping coefficient β of soil is decided considering its non-linearity to strain by method of wave propagation theory in multi-layered system.
3. Using E obtained by above mentioned method pile foundation-soil system is analyzed by FEM. On the analytical model, superstructure-pier system is added simply as shown Fig. 8 in order to consider dynamic coupling with superstructure-pier system and foundation-soil system.

In superstructure-pier system

4. Horizontal acceleration of the top of the footing obtained by above mentioned method is used as the input motion.
5. On the analytical model of superstructure, the so-called matrix displacement method considering individual members with lumped masses is used.
6. Result of this analysis shows us the vibration behavior of superstructure is deeply effected by the vibration characteristics of pile foundation-soil system.

* Honshu-Shikoku Bridge Authority, Tokyo, Japan