

橋台の水平抵抗を考慮した耐震設計における 橋台背面土の影響

曳野 誠也¹・田崎 賢治²・本田 博幸³・具志 一也⁴

^{1,4}工修 大日本コンサルタント株式会社 大阪支社構造技術部（〒550-0014 大阪市西区北堀江1-22-19）

²正会員 工博 大日本コンサルタント株式会社 大阪支社構造技術部（〒550-0014 大阪市西区北堀江1-22-19）

³正会員 大日本コンサルタント株式会社 大阪支社構造技術部（〒550-0014 大阪市西区北堀江1-22-19）

1. はじめに

兵庫県南部地震以降、地震時保有水平耐力法や動的解析により、大規模地震時に対する橋梁の耐震設計が行われている。その中で、既設橋梁の耐震補強では、橋の桁遊間量が小さいため、大規模地震時に上部構造の水平移動によって桁が橋台に衝突し、橋台部の水平抵抗が期待できることが考えられる。しかし、このような橋台部の水平抵抗は一般的な耐震補強設計では考慮しないため、上部構造や橋脚の水平変位が大きくなり、橋脚や基礎の補強が必要となる。それに伴い、特に河川橋等の水中にある橋脚を一般的な巻立て補強する場合には、大規模な仮締切等の設置に伴う多額の工事費を必要とするといった課題がある。限られた予算の中で、従来の耐震補強方法に比べより合理的で経済的な耐震補強技術の開発が求められる現在、橋台の水平抵抗を考慮した耐震設計は大規模地震時における実挙動を可能な限り考慮した有効な手法と考えられ、「既設橋梁の耐震補強事例集（平成17年3月）（以下、事例集）」¹⁾において耐震補強工法の一案として示されている（図-1）。

橋台背面土の水平抵抗については、事例集ではN値=5を安全側設定値として採用し、ケーソン基礎による静的地盤バネ（地盤反力係数）の設定が提案されている。しかし、対象橋梁の橋台背面の地盤状況によってその特性は異なると考えられることから、地盤特性を調べるためボーリングや各種土質試験を実施した上での定数設定や、動的地盤バネあるいはFEMによるモデル化との比較を行なった上で地盤抵抗を設定する必要がある。

本稿では、橋台の水平抵抗を考慮した耐震設計により地震時慣性力の低減効果を適切に評価すること

を目的に、橋台背面位置にて地盤の詳細調査を実施した上で、背面土について種々のモデル設定を用いて動的解析を実施し、動解応答値等の結果への影響を検討した。その検討結果より、得られた知見について報告する。

2. 橋台の水平抵抗を考慮した耐震設計の概要

(1) 設計概要

本工法は、既設橋梁の大規模地震時における橋台躯体や背面土、また桁の衝突による水平抵抗を橋梁全体系での動的解析に考慮し、橋脚及び橋台の耐震性能を照査するものである。本工法に用いられる主な水平抵抗は、①橋台パラベットの水平抵抗、②橋台背面土の水平抵抗、③桁の衝突である。各水平抵抗はバネでモデル化され、橋梁全体系でのフレーム解析に反映されるのが一般的である（図-2）。橋台部の抵抗特性や背面土のモデル化は本工法の結果に影響する重要な要素になるため、橋台躯体の破壊形態や背面土の地盤条件を考慮した設定が必要となる。

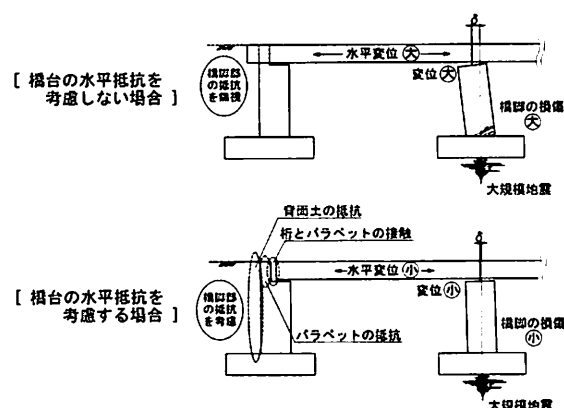


図-1 橋台の水平抵抗を考慮した耐震設計の概要図

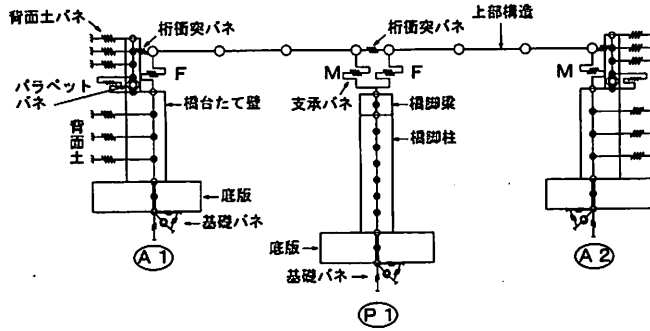


図-2 解析フレームモデル例

(2) 橋台背面土の水平抵抗バネ

橋台の水平抵抗のひとつである橋台背面土は、橋台が背面側（圧縮側）に変形した際に、受働土圧の上限値まで抵抗するモデル化が提案されている¹⁾。

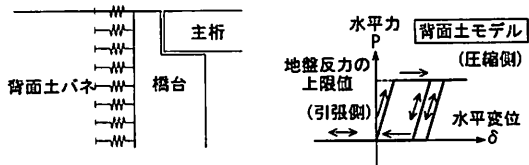


図-3 橋台背面土の水平抵抗バネモデル

フレーム解析に用いられる橋台背面土の抵抗バネは、「道路橋示方書・同解説 IV下部工構造編（平成14年3月）（以下、道示）」²⁾に示されるケーソン基礎の式により算出した地盤反力係数により設定されるのが一般的である。

$$K = k_H A \quad (1)$$

$$k_H = \alpha_k k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4} \quad (2)$$

ここに、

K : 橋台背面土バネのバネ定数

k_H : 橋台背面土の水平方向地盤反力係数
(道示IV11.5.1参照) (kN/m³)

α_k : k_H の推定に使う補正係数
(道示IV11.5.1参照)

k_{H0} : 直径30cmの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m³) で、地盤の変形係数 E_0 より以下により求める。

$$k_{H0} = \frac{1}{0.30} \alpha E_0 \quad (3)$$

α : 地盤反力係数の推定に用いる係数

A : 橋台背面土バネの作用面積 (m²)

B_H : 橋台前面の換算載荷幅 (m) で、道示IV式 (解11.5.3) により求める。

$$B_H = B_e \left(\leq \sqrt{B_e L_e} \right) \quad (4)$$

B_e : 基礎の有効前面幅 (m) . 橋台躯体は長方形断面であるため、 B_e は橋台幅 B とする。

L_e : 基礎の有効根入れ深さ (m)

橋台背面土バネ反力の上限値を、ケーソン基礎の式で求められる前面の受働土圧として算出する式を例として以下に示す。深さ x における受働土圧強度は道示I (2.2.5) により求める。

$$P_{EP} = K_{EP} \gamma x + 2c \sqrt{K_{EP}} + K_{EP} q \quad (5)$$

地震時受働土圧係数は道示IV式 (11.5.10) より求める。

$$K_{EP} = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta_E \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta_E) \sin(\phi + \alpha)}{\cos \delta_E \cos \alpha}} \right]^2} \quad (6)$$

ここに、

x : 計画地盤面からの深さ (m)

P_{EP} : 深さ x における地震時の地盤の受働土圧強度 (kN/m²)

γ : 背面土の単位体積重量 (kN/m³)

c : 土の粘着力 (kN/m²)

K_{EP} : 地震時の受働土圧係数 (道示IV11.5.2)

q : 地表面載荷荷重 (kN/m²)

ϕ : 土のせん断抵抗角 (度)

δ_E : 地震時の橋台背面壁と土の摩擦角 (度) で $-\phi/6$ としてよい。

α : 地表面と水平面のなす角度 (°)

道示IV式 (解11.8.5) より、ケーソン基礎前面の水平地盤反力度の上限値として、 P_{EP} に割増し係数 α_p を乗じる。

$$P_{Hu} = \alpha_p P_{EP} \quad (7)$$

ここに、

P_{Hu} : 水平地盤反力度の上限値 (kN/m²)

α_p : 水平地盤反力度の上限値の割増し係数で、道示IVの式 (解11.8.6) により求める。
(N 値 2 以下の軟弱な粘性土は $\alpha_p = 1.0$)

$$\alpha_p = 1.0 + 0.5(z/B_e) \leq 3.0 \quad (8)$$

z : 設計地盤面からの深さ (m)

B_e : 基礎の有効前面幅 (m)

3. 対象橋梁

対象橋梁は図-4に示すような橋梁39m，支間長18.8m (2連) のPC2径間単純ポステンT桁橋である。本橋はPI橋脚が河川内に位置し，両端部に橋台を有する。上部構造はPCポステンT桁（7主桁），下部構造はRC円形橋脚，基礎構造は鋼管杭基礎，橋台は逆T式橋台で，架設年度が昭和55年の橋梁である。また，地盤条件はⅡ種地盤である。

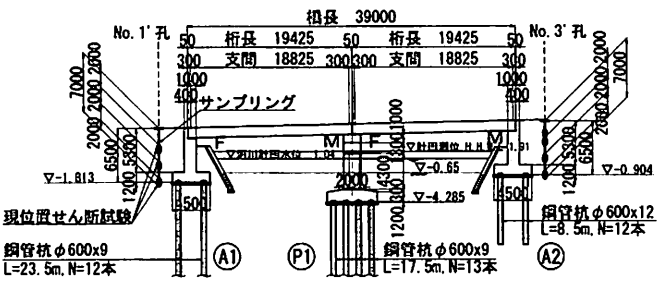


図-4 対象橋梁および地盤調査位置

4. 橋台背面土の調査結果

本橋梁は，橋台背面土の地盤状況を把握するため，調査ボーリングを実施した。

表-1 調査内容

孔番号	試錐長			孔内せん断 摩擦試験	PS 検層	サンプ リング	室内土質試験			
	硬質土		合計				比重	含水	粒度	動的 変形
	φ116	φ86								
	□	□								
No. 1'	2.5	4.0	6.5	3	6.0	1	1	1	1	1
No. 3'	2.0	4.5	6.5	3	6.5	1	1	1	1	1
合 計	4.5	8.5	13.0	6	12.5	2	2	2	2	2

(1) 調査位置および調査内容

調査実施位置を図-4に，調査内容を表-1に示す。

(2) 孔内せん断摩擦試験結果

孔内せん断摩擦試験は，橋台背面土の強度特性および変形特性の把握のため実施した (表-2)．孔別に整理すると，孔別での差異はなく， $C=19.8 \text{ kN/m}^2$ ， $\phi=33.3^\circ$ で代表される (図-5～図-6) ．

表-2 孔内せん断摩擦試験結果一覧

孔番号	深度 (GL-m)	地層	粘着力 C (kN/m^2)	内部 摩擦角 ϕ ($^\circ$)	変形係数 E_p (MN/m^2)	N値
No. 1'	3.0	粘土混じり砂礫	20	33.6	21.8	7
	5.0		3	28.4	27.3	22
	6.0		40	36.5	22.3	17
No. 3'	2.5		30	37.1	12.2	4
	3.5		11	33.2	14.6	13
	5.5		13	35.6	12.1	5

次に，変形係数 E_p はNo. 1'孔とNo. 3'孔では異なるが，両孔ともに一般的な $E_p=0.7 \times N \text{ (MN/m}^2\text{)}$ よりも大きく，当該地盤の変形特性はN値に対して大きな値であると言える。

(3) PS検層試験結果

PS 検層は，動的解析に用いる S 波速度 V_s の把握を主目的として実施した (表-3)．一般に N 値と V_s 値との関係は道示V式 (解 4.5.1) より，

$$V_s = 80N^{1/3} \tag{9}$$

で示されるが，試験結果は本式の関係よりも V_s 値が大きい (図-7) ．当該地盤はN値と対比すると変形特性に優れた地盤であると考えられる。

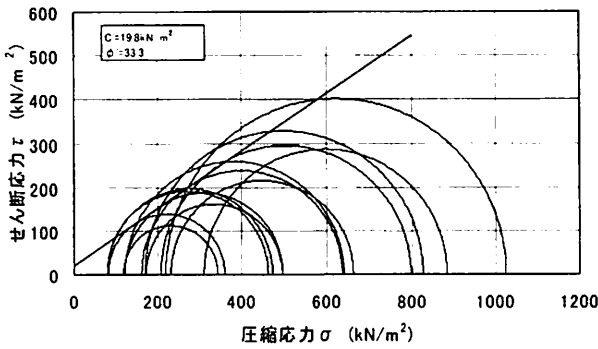


図-5 SD-FPT試験結果総括図 (No. 1')

(4) 室内土質試験結果

室内土質試験は，動的解析に用いる地盤の動的変形特性の把握のため実施した．動的変形試験により得られる $G \sim \gamma$ 曲線および $h \sim \gamma$ 曲線を図-8, 9に示す。同図には，一般的な砂礫地盤での試験結果を合わせて示している。当該地盤の動的変形特性は，一般的な砂礫の動的変形特性に近似しており，特異な傾向は認められない。したがって，動的解析を実施する上での留意点は特にないと言える。

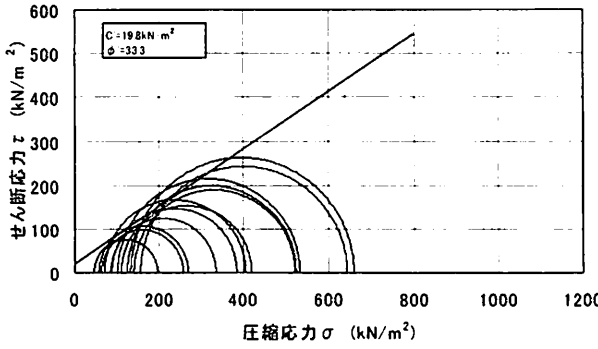


図-6 SD-FPT試験結果総括図 (No. 3')

表-3 S波速度Vs測定結果一覧

孔番号	深度 (GL-m)	S波速度 Vs (m/sec)	S波速度 Vp (m/sec)	代表 N値 (回)
No. 1'	0.00 ~ 1.80	219	536	13
	1.80 ~ 4.70	259	668	5
	4.70 ~ 6.00	331	741	22
No. 3'	0.00 ~ 2.00	227	640	3
	2.00 ~ 5.50	240	725	13
	5.50 ~ 6.50	222	566	13

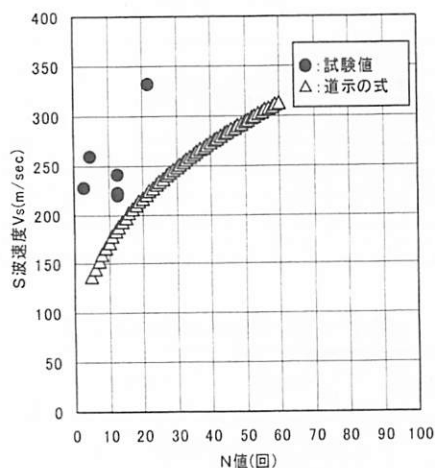


図-7 S波速度とN値との関係

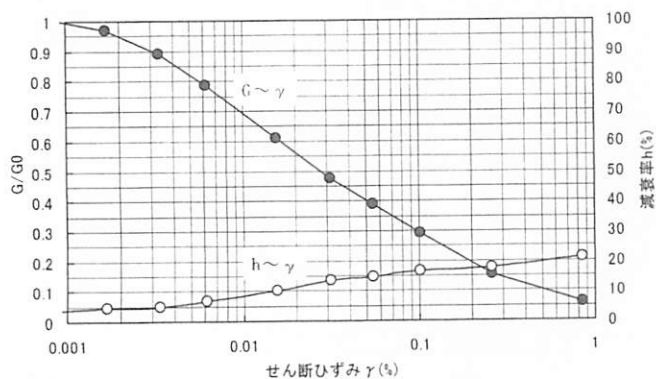


図-8 動の変形試験結果整理図 (No. 1')

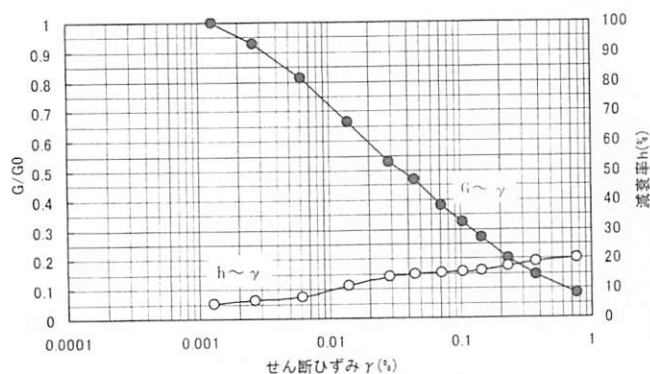


図-9 動の変形試験結果整理図 (No. 3')

表-4 橋台背面土のN値

A1橋台			A2橋台		
深度	N値	土質	深度	N値	土質
1.45	13	砂礫	1.45	2	粘土混じり砂礫
2.45	7	礫混じり砂	2.45	4	"
3.45	6	"	3.45	13	"
4.45	3	"	4.45	4	"
			5.45	21	"
平均値	7.3		平均値	8.8	

(5) 標準貫入試験結果

表-4に示すように、A1およびA2橋台の背面土とも平均N値が5以上あるため、安全側設計値であるN=5を使用することは本橋の場合問題ないことが試験より確認できた。

5. 検討ケース

(1) 検討ケース概要

本検討に用いる解析ケースを表-5に示す。まず、前述したケーソン基礎の式により算出した地盤反力係数を背面土バネとして設定したケースをCASE1~CASE3とする。そのうち、静的地盤バネを安全側設定値であるN=5より算出したケースをCASE1、静的地盤バネを各種試験より得られた数値から算出したケースをCASE2とした。また、動的地盤バネをPS検層試験より得られたせん断弾性波速度より算出したケースをCASE3とした。さらに、背面土を非線形要素にてモデル化したケースをCASE4とし、全4ケースにて検討ケースを設定した。

CASE1~CASE3は橋梁をフレーム、背面土をバネにてモデル化したフレーム解析、CASE4は橋梁をフレームモデル、背面土を非線形FEM要素とした動的FEM解析を実施した。

(各ケースの詳細は次頁に示す。)

表-5 解析ケース

CASE	モデル	背面地盤物性	地盤の境界条件 橋台背面両サイド (橋台から離れる端)
CASE1	フレーム モデル	静的地盤バネ (設計値)	— (地盤固定)
CASE2		静的地盤バネ (実測値)	
CASE3		動的地盤バネ (実測値)	
CASE4	FEM モデル	地盤バネ要素 (実測値)	自由 固定

a) CASE1 静的地盤バネ（設計値）（表-6）

既往の橋梁の橋台背面土ボーリング実績結果より安全側として設定される設計値 $N=5$ 、 $\Phi=30^\circ$ 、 $C=0\text{kN/m}^2$ を採用する手法（ $E_0=2800\text{N}$ ：道示IV9.5.2）。背面土バネは事例集に示されるケーソン基礎による水平バネ値（地盤反力係数）にて設定した。

b) CASE2 静的地盤バネ（実測値）（表-7）

対象橋梁について土質調査を行い、各種試験値結果から E_0 、 N 、 Φ 、 C を設定する手法（実測値）。背面土バネは、事例集に示されるケーソン基礎による水平バネ値（地盤反力係数）にて設定した。

c) CASE3 動的地盤バネ（実測値）（表-8）

対象橋梁についてせん断弾性波速度 V_{si} (m/s) を測定して動的変形係数 E_0 を設定する手法（実測値）。背面土バネは、事例集に示されるケーソン基礎による水平バネ値（地盤反力係数）にて設定した。

なお、上記3ケースの解析フレームモデルは、図-2と同様である。

表-6 CASE1 背面土バネ設定

CASE1 静的地盤バネ（設計値）							
安全側として設定される設計値 $N=5$ 、 $\Phi=30^\circ$ 、 $C=0\text{KN/m}^2$ を採用							
A1橋台							
項目		記号	単位	数値	備考		
背面土のN値		N		5	設計値		
変形係数		E_o	(KN/m^3)	14000			
水平地盤反力係数		k_H	(KN/m^2)	7691			
深度 X (m)	地盤バネ 定数 K_S (KN/m^2)	単位体積 重量 γ (KN/m^3)	粘着力 C (KN/m^2)	せん断 抵抗角 ϕ (deg)	バネ反力 上限値 (KN)	バネの 降伏変位 (m)	
0.000	13251	18.0	0.0	30.0	0	0.00000	
0.320	25673	18.0	0.0	30.0	67	0.00261	
0.620	22775	18.0	0.0	30.0	117	0.00513	
0.870	20704	18.0	0.0	30.0	151	0.00728	
1.120	20704	18.0	0.0	30.0	196	0.00948	
1.370	51471	18.0	0.0	30.0	603	0.01172	
2.363	82237	18.0	0.0	30.0	1735	0.02110	
3.356	82237	18.0	0.0	30.0	2566	0.03121	
4.349	82279	18.0	0.0	30.0	3460	0.04205	
5.343	41160	18.0	0.0	30.0	2208	0.05365	
A2橋台							
項目		記号	単位	数値	備考		
背面土のN値		N		5	設計値		
変形係数		E_o	(KN/m^3)	14000			
水平地盤反力係数		k_H	(KN/m^2)	7691			
深度 X (m)	地盤バネ 定数 K_S (KN/m^2)	単位体積 重量 γ (KN/m^3)	粘着力 C (KN/m^2)	せん断 抵抗角 ϕ (deg)	バネ反力 上限値 (KN)	バネの 降伏変位 (m)	
0.000	14493	18.0	0.0	30.0	0	0.00000	
0.350	26916	18.0	0.0	30.0	77	0.00286	
0.650	22775	18.0	0.0	30.0	123	0.00539	
0.900	20704	18.0	0.0	30.0	156	0.00754	
1.150	20704	18.0	0.0	30.0	202	0.00975	
1.400	51098	18.0	0.0	30.0	613	0.01199	
2.384	81492	18.0	0.0	30.0	1736	0.02130	
3.368	81533	18.0	0.0	30.0	2555	0.03133	
4.353	81575	18.0	0.0	30.0	3434	0.04210	
5.338	40787	18.0	0.0	30.0	2186	0.05359	

表-7 CASE2 背面土バネ設定

CASE2 静的地盤バネ（実測値） 各種試験値結果からE ₀ 、N、Φ、Cを設定							
A1橋台							
項目		記号	単位	数値	備考		
背面土のN値		N		7	実測値		
変形係数		E ₀	(kN/m ³)	20440	実測値		
水平地盤反力係数		k _H	(kN/m ²)	11229			
深度 X (m)	地盤バネ 定数K _S (kN/m ²)	単位体積 重量γ (kN/m ³)	粘着力 C (kN/m ²)	せん断 抵抗角φ (deg)	バネ反力 上限値 (kN)	バネの 降伏変位 (m)	
0.000	19346	18.0	20.0	33.6	141	0.00730	
0.320	37483	18.0	20.0	33.6	357	0.00951	
0.620	33251	18.0	20.0	33.6	387	0.01164	
0.870	30228	18.0	20.0	33.6	407	0.01345	
1.120	30228	18.0	20.0	33.6	462	0.01530	
1.370	75147	18.0	20.0	33.6	1291	0.01719	
2.363	120066	18.0	20.0	33.6	3008	0.02505	
3.356	120066	18.0	3.0	28.4	2456	0.02045	
4.349	120127	18.0	3.0	28.4	3270	0.02722	
5.343	60094	18.0	40.0	36.5	4209	0.07004	
A2橋台							
項目		記号	単位	数値	備考		
背面土のN値		N		9	実測値		
変形係数		E ₀	(kN/m ³)	24640	実測値		
水平地盤反力係数		k _H	(kN/m ²)	13536			
深度 X (m)	地盤バネ 定数K _S (kN/m ²)	単位体積 重量γ (kN/m ³)	粘着力 C (kN/m ²)	せん断 抵抗角φ (deg)	バネ反力 上限値 (kN)	バネの 降伏変位 (m)	
0.000	25508	18.0	30.0	37.1	255	0.00999	
0.350	47371	18.0	30.0	37.1	593	0.01252	
0.650	40083	18.0	30.0	37.1	592	0.01476	
0.900	36439	18.0	30.0	37.1	607	0.01666	
1.150	36439	18.0	30.0	37.1	678	0.01861	
1.400	89933	18.0	30.0	37.1	1852	0.02059	
2.384	143426	18.0	30.0	37.1	4126	0.02877	
3.368	143499	18.0	11.0	33.2	3574	0.02490	
4.353	143572	18.0	13.0	35.6	5335	0.03716	
5.338	71786	18.0	13.0	35.6	3312	0.04613	

表-8 CASE3 背面土バネ設定

CASE3 動的地盤バネ（実測値）							
せん断弾性波速度 V_{si} (m/s)を測定して動的変形係数EDを設定							
A1橋台							
項目		記号	単位	数値	備考		
背面土のN値		N			実測値		
変形係数		E_0	(kN/m ³)	154352	V _{si} より算出		
水平地盤反力係数		kH	(kN/m ²)	84795			
深度 X (m)	地盤バネ 定数KS (kN/m ²)	単位体積 重量γ (kN/m ³)	粘着力 C (kN/m ²)	せん断 抵抗角φ (deg)	バネ反力 上限値 (kN)	バネの 降伏変位 (m)	
0.000	146091	18.0	20.0	33.6	141	0.00097	
0.320	283052	18.0	20.0	33.6	357	0.00126	
0.620	251094	18.0	20.0	33.6	387	0.00154	
0.870	228268	18.0	20.0	33.6	407	0.00178	
1.120	228268	18.0	20.0	33.6	462	0.00203	
1.370	567473	18.0	20.0	33.6	1291	0.00228	
2.363	906679	18.0	20.0	33.6	3008	0.00332	
3.356	906679	18.0	3.0	28.4	2456	0.00271	
4.349	907136	18.0	3.0	28.4	3270	0.00360	
5.343	453796	18.0	40.0	36.5	4209	0.00927	
A2橋台							
項目		記号	単位	数値	備考		
背面土のN値		N			実測値		
変形係数		E_0	(kN/m ³)	174438	V _{si} より算出		
水平地盤反力係数		kH	(kN/m ²)	95829			
深度 X (m)	地盤バネ 定数KS (kN/m ²)	単位体積 重量γ (kN/m ³)	粘着力 C (kN/m ²)	せん断 抵抗角φ (deg)	バネ反力 上限値 (kN)	バネの 降伏変位 (m)	
0.000	180580	18.0	30.0	37.1	255	0.00141	
0.350	335363	18.0	30.0	37.1	593	0.00177	
0.650	283769	18.0	30.0	37.1	592	0.00208	
0.900	257972	18.0	30.0	37.1	607	0.00235	
1.150	257972	18.0	30.0	37.1	678	0.00263	
1.400	636674	18.0	30.0	37.1	1852	0.00291	
2.384	1015377	18.0	30.0	37.1	4126	0.00406	
3.368	1015892	18.0	11.0	33.2	3574	0.00352	
4.353	1016408	18.0	13.0	35.6	5335	0.00525	
5.338	508204	18.0	13.0	35.6	3312	0.00652	

d) CASE4 地盤バネ要素 (実測値)

対象橋梁の橋台背面土を非線形要素にてモデル化して FEM 解析する手法(図-10)。橋台背後の地盤のせん断波速度は PS 検層結果より設定した。また、橋台背面地盤の非線形特性は動的変形試験結果を用いた。背面土と橋台の相互作用はジョイント要素(図-11)でモデル化した。ジョイント要素の引張力は静止土圧を超えると、剥離が発生すると仮定した。橋台背面両サイド(橋台から離れる端)地盤の境界条件は自由及び固定の2通りの半無限地盤とし、境界条件の相違による結果の影響を確認することとした。

地盤の非線形モデルは修正 R-0 モデルを用いた。修正 R-0 モデルの骨格曲線(図-12)は以下の式で表される。

$$\tau = \tau(1 + \alpha|\tau/\beta|)G_0 \quad (10)$$

τ : せん断ひずみ

τ : せん断応力

G_0 : せん断剛性

α : 修正 R-0 パラメータ

また、履歴曲線は Masing に従い次式を用いる。

$$(\tau \pm \tau_0)/2 = (\tau \pm \tau_0)(1 + \alpha(|\tau \pm \tau_0|/2\beta)/(2G_0)) \quad (11)$$

(τ_0, τ_0) : 履歴の折り返し点のせん断ひずみとせん断応力

β : 修正 R-0 パラメータ

FEM 解析に用いる R-0 モデルパラメータを表-9に示す。

6. 解析条件

入力地震波形はレベル2地震動のタイプIIを対象とし、図-13に示すように、II種地盤用の道示標準波形を用いている。解析手法としては、一般的に多く用いられる直接積分法による時刻歴応答解析を採用した。数値積分法には Newmark β 法($\beta=1/4$)を用い、積分時間間隔は Δt は0.002秒とした。また、各非線形部材の履歴減衰の他に粘性減衰定数として、橋脚は2%、基礎は20%、橋台は5%、上部構造は3%、橋全体の粘性減衰としてレーリー減衰を用いている。

また、橋台背面の地盤物性が各検討ケースで比較できるように、下部構造の基礎～地盤系のモデル化に関しては全ケースいずれも SR 線形バネでモデル化した。

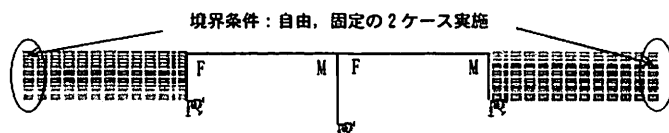


図-10 CASE4 FEM解析モデル

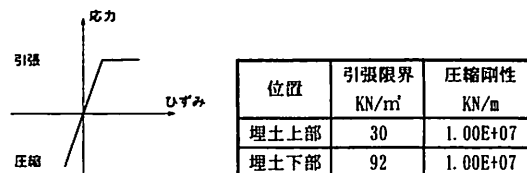


図-11 ジョイント特性

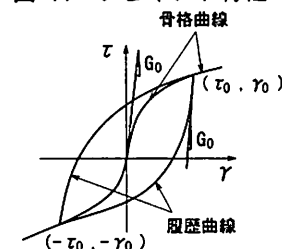


図-12 修正R-0モデル

表-9 地盤の物性値

地質 番号	土質	単位 体積重量 (kN/m ³)	ポアソン 比	せん断 波速度 (m/s)	R-0 モデルパラメータ	
					基準 ひずみ γ 0.5	最大 減衰定数 haax
1	風化岩	20	0.49	300	線形	0.24
2	粘性土	16	0.49	215		
3	砂礫	19	0.49	186		
4	礫混じりシルト	16	0.49	146		
5	シルト混じり砂礫	19	0.49	202		
6	シルト混じり砂礫	17.6	0.375	331	2.78E-04	0.24
7	礫混じり砂質土	17.6	0.412	259		
8	砂礫	17.6	0.4	219	3.70E-04	0.24
9	粘土質砂礫	18.2	0.41	222		
10	粘土混じり砂礫	18.2	0.438	240		
11	粘土混じり砂礫	18.2	0.428	227		

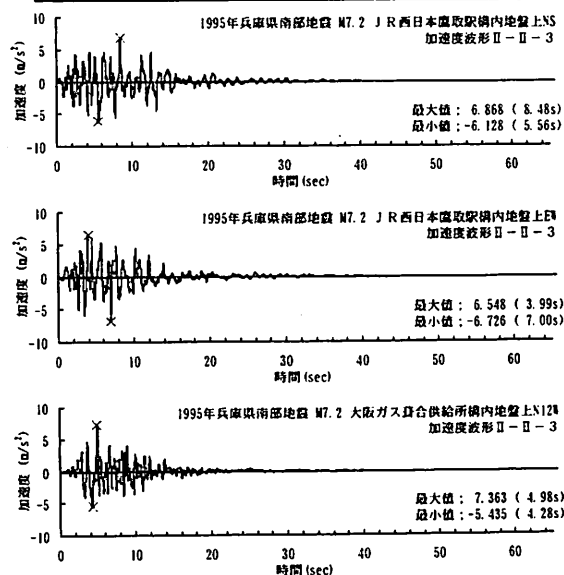


図-13 入力地震動

7. 検討結果

(1) 固有値解析

地盤バネモデルと FEM モデルの固有値解析を比較した結果、各モードとも固有周期の差はないため、構造モデルが整合していることを確認した(表-10)。

(2) 動的解析結果

a) 地盤バネモデルの比較

CASE1～3 の比較結果を表-11 および図-14 に示す。橋脚天端の最大応答変位、桁端部の最大応答変位、橋脚基部の最大回転角、橋脚の最大せん断力は、実測値を用いた CASE2～3 が橋台背面土の水平抵抗が大きいこと、変位拘束効果が高く、最大応答値は小さくなる。しかし、橋脚天端の最大応答加速度や最大衝突力は、実測値を用いた方が応答が大きくなっている。これは、実測値の方が橋台背面土の水平抵抗が大きく、変位拘束効果が大きくなったことに伴い、衝突に伴う反作用力に起因するものである。なお、実測値を用いた CASE2 (静的バネ) と CASE3 (動的バネ) では、地盤バネ定数の大きい後者の方が橋脚天端の最大応答変位、桁端部の最大応答変位が小さく、橋台による拘束効果が確認された。

b) FEMモデルの比較

表-12 および図-15 に示すように、自由境界と固定境界の比較において、ほぼ両ケースの最大応答結果は均衡しており、背面土端部の境界条件の違いにより、最大応答結果に大差は生じない結果となる。

c) 地盤バネモデルとFEMモデルの比較

地盤バネモデルの設計値 (CASE1) と実測値 (CASE2) , FEM モデル (CASE4) の比較検討結果を表-13 および図-16 に示す。橋脚天端の最大応答変位、桁端部の最大応答変位、橋脚基部の最大回転角、橋脚の最大せん断力については、地盤バネモデルの設計値、地盤バネモデルの実測値、FEM モデルの順に最大応答が小さくなるが、最大応答加速度と、最大衝撃力については、地盤バネモデルの実測値 (CASE2) の方が設計値 (CASE1) よりも大きくなる結果となる。これは前述したように、背面土の水平抵抗力が大きいことに伴う変位拘束効果の増大により、衝突による反作用力の影響と考えられる。ただ、地盤バネモデルの設計値 (CASE1) と FEM モデル (CASE4) を比較した場合、前者の方が後者よりもいずれの応答結果においても最大応答値が大きくなり、安全側の設定であることが明らかとなった。

表-10 固有値解析結果一覧表

フレーム					
CASE 1			CASE 2		
フレーム (設計値)			フレーム (実測値)		
固有周期 T	振動数 f	減衰 定数	固有周期 T	振動数 f	減衰 定数
0.663	1.508	0.113	0.663	1.508	0.113
0.231	4.336	0.044	0.227	4.397	0.042
0.217	4.619	0.037	0.216	4.627	0.036
0.192	5.198	0.056	0.175	5.730	0.047
0.131	7.619	0.074	0.111	9.030	0.064
0.089	11.179	0.186	0.089	11.180	0.186
0.086	11.645	0.156	0.086	11.645	0.156
0.080	12.531	0.172	0.080	12.535	0.172
0.057	17.488	0.109	0.057	17.504	0.109
0.055	18.126	0.144	0.055	18.240	0.140
FEM					
CASE 4					
両側自由 (実測値)			両側固定 (実測値)		
固有周期 T	振動数 f	減衰 定数	固有周期 T	振動数 f	減衰 定数
0.665	1.504	0.114	0.665	1.504	0.114
0.227	4.397	0.041	0.227	4.398	0.041
0.217	4.611	0.035	0.217	4.611	0.035
0.136	7.365	0.041	0.134	7.462	0.042
0.117	8.532	0.036	0.104	9.583	0.043
0.086	11.592	0.157	0.086	11.597	0.157
0.085	11.804	0.150	0.084	11.862	0.163
0.081	12.381	0.033	0.071	14.117	0.035
0.080	12.487	0.040	0.065	15.298	0.039
0.071	14.184	0.041	0.065	15.459	0.042

表-11 地盤バネモデル結果比較

着目応答	着目箇所	単位	地盤バネモデル		
			CASE1 静的地盤バネ (設計値)	CASE2 静的地盤バネ (実測値)	CASE3 動的地盤バネ (実測値)
橋脚 天端変位	橋台A1	mm	0.0406	0.0286	0.0170
	橋脚P1	mm	0.0398	0.0273	0.0170
	橋台A2	mm	0.0211	0.0212	0.0126
P1天端 加速度	橋台A1	gal	1844	2388	2457
	橋脚P1	gal	2188	2179	1264
	橋台A2	gal	1481	1822	3185
桁端部 変位	橋台A1側	mm	0.0415	0.0293	0.0173
	橋台A2側	mm	0.0398	0.0275	0.0171
衝突力	桁～橋台A1	KN	420	723	770
	桁～桁	KN	6195	6668	4235
	桁～橋台A2	KN	3788	4886	3991
橋脚 回転角	P1塑性ヒンジ	rad	0.0025	0.0016	0.0010
橋脚 せん断力	橋脚P1基部	KN	1981	1606	1224

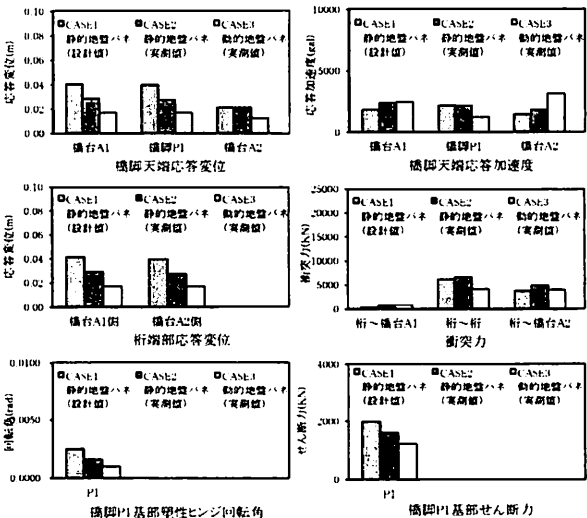


図-14 地盤バネモデル結果比較

表-12 FEM モデル結果比較

着目応答	着目箇所	単位	FEMモデル	
			CASE 4 地盤要素 (実測値) (自由境界)	CASE 4 地盤要素 (実測値) (固定境界)
橋脚 天端変位	橋台A1	m	0.0161	0.0136
	橋脚P1	m	0.0225	0.0204
	橋台A2	m	0.0098	0.0055
P1天端 加速度	橋台A1	gal	973	1032
	橋脚P1	gal	1062	1063
	橋台A2	gal	622	611
桁端部 変位	橋台A1側	m	0.0172	0.0144
	橋台A2側	m	0.0228	0.0205
衝突力	桁～橋台A1	KN	492	448
	桁～桁	KN	2228	2263
	桁～橋台A2	KN	1714	2015
橋脚 回転角	P1塑性ヒンジ	rad	0.0013	0.0012
橋脚 せん断力	橋脚P1基部	KN	1110	1046

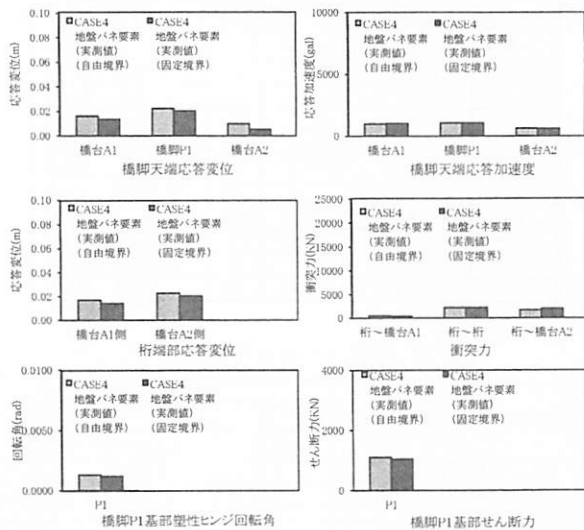


図-15 FEM モデル結果比較

表-13 地盤バネモデルとFEMモデル結果比較

着目応答	着目箇所	単位	地盤バネモデル		FEMモデル
			CASE1 静的地盤バネ (設計値)	CASE2 静的地盤バネ (実測値)	
橋脚 天端変位	橋台A1	m	0.0406	0.0286	0.0161
	橋脚P1	m	0.0398	0.0273	0.0225
	橋台A2	m	0.0211	0.0212	0.0098
P1天端 加速度	橋台A1	gal	1844	2388	973
	橋脚P1	gal	2188	2179	1062
	橋台A2	gal	1481	1822	622
桁端部 変位	橋台A1側	m	0.0415	0.0293	0.0172
	橋台A2側	m	0.0398	0.0275	0.0228
衝突力	桁～橋台A1	KN	420	723	492
	桁～桁	KN	6195	6668	2228
	桁～橋台A2	KN	3788	4886	1714
橋脚 回転角	P1塑性ヒンジ	rad	0.0025	0.0016	0.0013
橋脚 せん断力	橋脚P1基部	KN	1981	1606	1110

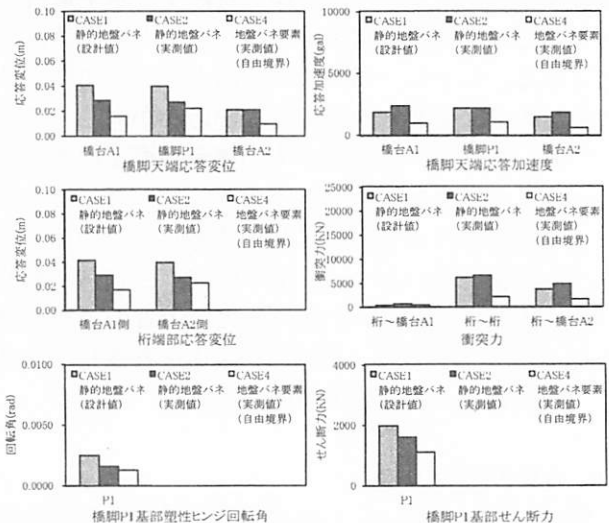


図-16 地盤バネモデルとFEMモデル結果比較

8. おわりに

橋台の水平抵抗を考慮した耐震設計における橋台背面土バネについて、種々の設定値を用いて動的解析を実施し、その影響の検討を行った。本検討で実施した結果を以下にまとめる。

- 1) 設計値 $N=5$ を用いた静的地盤バネモデルの最大応答変位は、実測値を用いた静的バネモデル・動的バネモデルの結果よりも大きい。但し、橋脚の最大せん断力や最大応答加速度、衝突力については、実測値の方が大きくなる場合がある。
- 2) FEM モデルの最大応答値は、地盤バネモデルの結果よりも小さい。
- 3) FEM モデルの結果より、橋台背面地盤の境界条件の差異（自由、固定）による結果への影響はほとんどないことがわかった。
- 4) 以上より、実施設計で使用している設計値 $N=5$ を

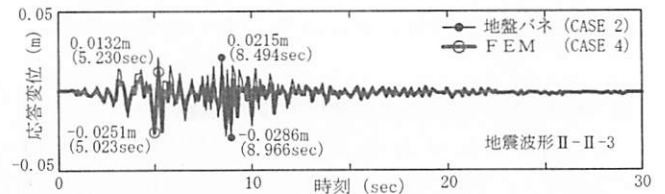


図-17 橋脚天端応答変位波形図 (CASE1・CASE4)

用いた静的地盤バネモデルは、実測値を用いた静的地盤バネおよび動的地盤バネ、また FEM モデルよりも応答結果において最大応答値が大きくなることから、設計上安全側の設定であることが明らかとなった。

参考文献

- 1) (財) 海洋架橋・橋梁調査会：既設橋梁の耐震補強工法事例集, 2005.3.
- 2) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説, IV 下部構造編, 2002.3.