

軟弱地盤における橋台基礎の合理的な設計法

A REASONABLE DESIGN METHOD OF ABUTMENT FOUNDATIONS IN SOFT GROUND

望月 秀次* , 湯川 保之* , 原 隆史** , 于 玉貞** , 鶴飼 恵三***

Hidetsugu MOCHIZUKI, Yasuyuki YUKAWA, Takashi HARA, Yuzhen YU and Keizo UGAI

*日本道路公団 (〒100 東京都千代田区霞ヶ関3-3-2)

**株式会社建設技術研究所 (〒103-0023 東京都中央区日本橋4-9-11)

***群馬大学 (〒376 群馬県桐生市天神町1-5-1)

Abstract: The allowable horizontal displacement is usually the decisive factor according to the current design method for abutment built on the soft ground. If the special countermeasures such as large scale pile group, lightweight embankment and ground improvement are employed to satisfy this requirement, the project maybe become very expensive. Therefore, an economical and reasonable design method was investigated in this study where the stress in the pile was paid attention to. For this purpose, the test construction was carried out using a real abutment and the measured results were reproduced by FEM analysis. Then the behavior of the abutment was studied parametrically by varying the height of abutment and the depth of soft ground. Consequently a design method was proposed where the results can be predicted by a simplified method.

Key words: abutment, design, embankment, finite element method, soft ground

1. はじめに

現在、軟弱地盤に橋台を計画する場合には、大規模な群杭基礎、軽量盛土や地盤改良といった特殊な対策工法の活用など、高価な構造物となることが多い。そこで筆者等は、現行の橋台基礎の設計に対し、経済的かつ合理的な設計方法について検討した。

検討内容としては、軟弱地盤における実橋台に対して動態観測を行い、これを有限要素法により解析するとともに、橋台高さや軟弱層厚が変化した場合などのパラメトリックスタディーを行った。そしてこれらの結果を簡易な計算方法で事前に予測しうる設計方法を提案した。このような一連の検討をシステマティックに行った事例は非常に少ない。

なお、近年用地の関係からプレロードの活用が減少しているが、検討の中でプレロードの新たな有効活用についても提案を行った。また、地震が発生した場合の挙動についても検討を行い、簡易計算法を提案した。

2. 合理的な設計方法の模索

2. 1 現行設計法の課題

軟弱地盤に橋台を設計する場合、次の2点が現行設計法の課題である。

・基礎の許容変位量

・プレロードの評価

(1) 基礎の許容変位量

軟弱地盤に鋼管杭基礎を用いて橋台を計画する場合基礎の構造規模は許容水平変位量(1.5cm)によって決定される場合が多い。しかしながら、このとき設計上杭に発生している応力は非常に小さく、鋼管杭本来のたわみ性に富んだ機能性を活用することができず、不合理な設計となっていると考えられる。この点については、道路橋示方書Ⅳ下部構造編10.8(5)「水平変位の制限をとくに設けない杭」でも指摘されるように、応力度に着目した設計を行うことが合理的であると考えられる。

(2) プレロードの評価

軟弱地盤に橋台を計画する場合、一般にプレロード工法が最も有効であると考えられ、道路公団でもこれまでに多くの橋台に用いてきたが、近年橋台を用地一杯に設置するケースが多く、活用され難い現状となっている。これは、既設道路との交差条件などから図.1(a)に示すような橋台前面のプレロードを行うことができないことと、図.1(b)に示すように橋台前面を法尻としたプレロード(以下、縮小プレロードと呼称)の評価方法が確立されていないためである。

2. 2 検討内容

検討に当たり、実際に橋台基礎に発生する応力度を予測するためには、軟弱地盤における橋台の実挙動から土圧や側方流動圧などの荷重と抵抗の関係を明らかにする必要がある。また、設計方法として橋台高さや軟弱層厚といった条件の変化に対応する必要がある。そこで本検討では、実橋台を用いた動態観測を行い、これを解析により再現するとともに、橋台高さや軟弱層厚を変化させたパラメトリックスタディを実施した。なお、地震時については解析により実橋台の動態観測を再現した後に地震動を入力し地震時の挙動を推定することとした。

以上の検討の流れを図. 2に示す。

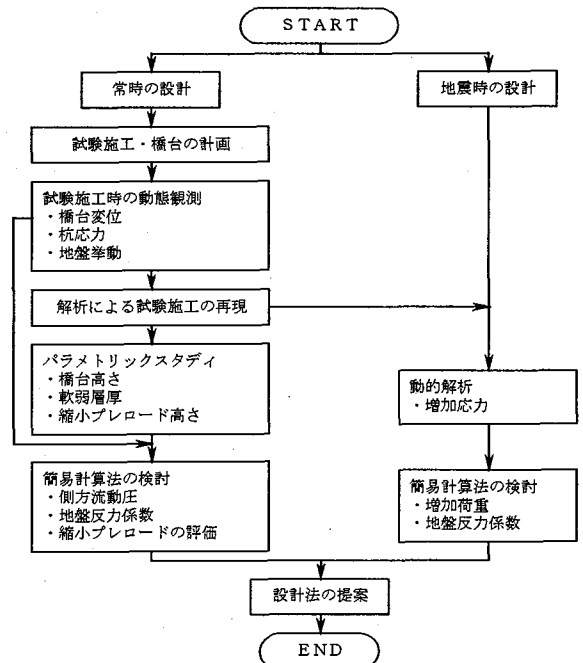


図. 2 検討の流れ

3. 常時の設計法検討

3. 1 試験施工

(1) 試験施工の計画

1.5cm以上の杭の水平変位に対し、実際に杭に発生する応力度の大きさを知ること、側方流動圧を受ける橋台や周辺地盤の挙動と杭の応力度との関係、および縮小プレロードの効果を確認することを目的として試験施工を実施した。試験施工の断面と計測位置を図.3に、地盤物性値の事前調査の結果を表.1に示す。

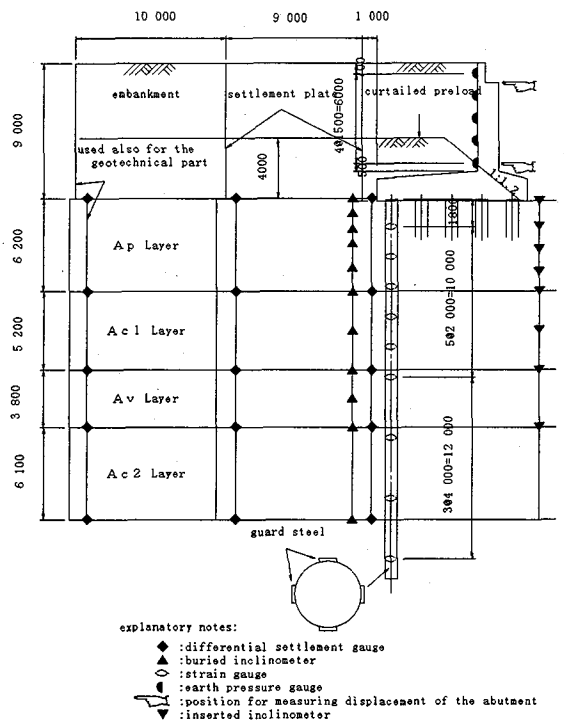


図. 3 試験施工の断面と計測位置

表.1 地盤物性値の事前調査結果

地層名	平均 N 値	単位重量 (kN/m^3)	Cu (kN/m^2)	Cc	Pc (kN/m^2)
Ap	1	13.0	15.0	1.35	52.0
Ac-1	2	16.5	20.0	0.45	135.0
Av	14	15.5	80.0	0.46	137.0
Ac-2	2	16.0	20.0	0.95	138.0

Cu:非排水強度;Cc:圧縮指数;Pc:先行圧密応力

試験施工には実橋台を用いるが、検討後に提案する設計方法で計画されるものと比較して基礎の構造規模が過大となったり、基礎に発生する応力度が非常に小さい場合にはこの後の検討の参考にならないため、将来的にも本橋台を活用できることを前提として水平に挙動しやすい構造規模として試験施工を計画した。すなわち

- ・より大きな応力度を許容できるSKK490の活用
- ・軟弱地盤における橋台移動の過去の研究成果²⁾から、SKK490の許容値程度の応力度が発生する基礎の構造規模を設計
- ・SKK490の許容値を管理基準値とし、実勢強度の60%を管理限界値とした情報化施工により、必要に応じた対策工の実施

以上から計画された橋台基礎は、軟弱地盤における高さ9mの片側車線の橋台に対し、鋼管杭($\phi 800\text{mm}$, $t=12\text{mm}$)が25本(5×5)と小規模なものである。

なお、本検討では縮小プレロードの効果についても評価するが、縮小プレロードを盛土先端まで実施した場合にはその効果が大きくなり、側方移動が非常に小さくなると考えられたため、プレロードは厚さ4mの小規模なものを計画した。

(2) 試験施工の結果からの考察

ここでは試験施工の結果のみから考察される事項について述べる。

図.4に盛土高さ(厚さ)に伴う杭に発生する最大応力度と橋台変位の推移を示す。橋台は、厚さ4mの縮小プレロードを2ヶ月放置した後施工されている。この結果から分かるとおり、これまで基礎の許容変位量としていた1.5cmに対し、このとき基礎に発生する最大応力度は 30N/mm^2 程度と小さく、当初仮定した応力度に着目する設計の合理性を確認することができた。

図.5には、図3に示す橋台前背面の地中水平変位の推移を示す。この結果によると、厚さ4mと小規模な縮小プレロードであったにもかかわらず、橋台施工前に基礎地盤に水平変位を発生させており、これを実施しない場合と比較して少なくともこの量に応じた側方流動を減少させることができることを確認した。

3. 2 解析による試験施工の再現

試験施工の結果を解析により再現した。ここで用いた

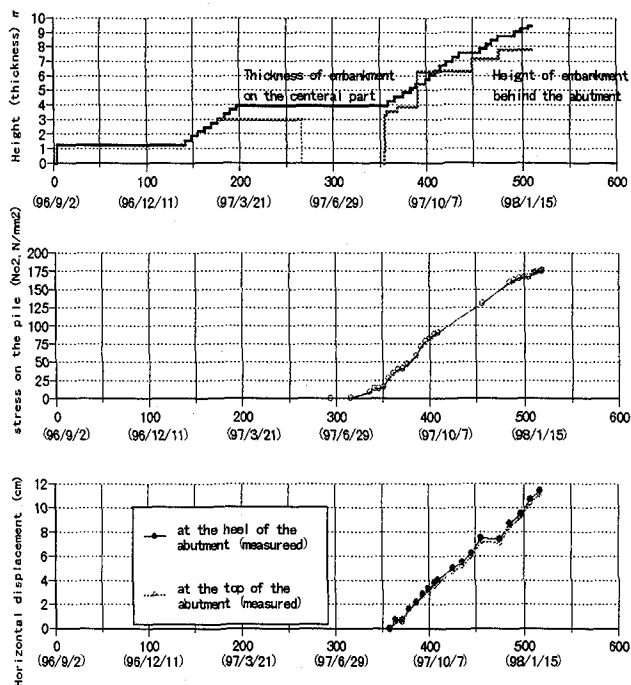


図.4 盛土に伴う杭の最大応力度と橋台変位の推移

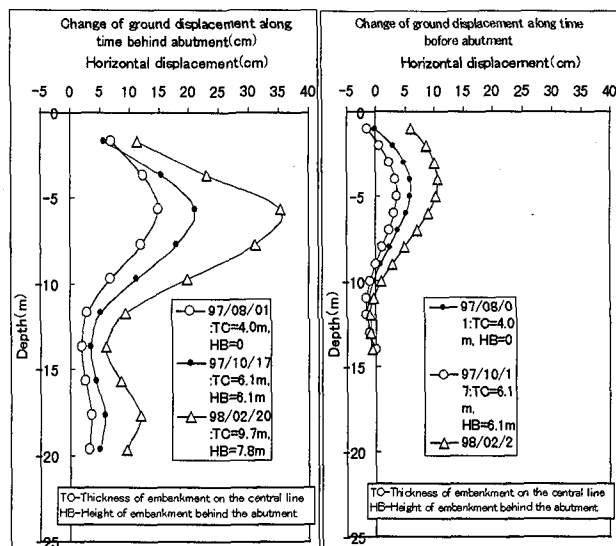


図.5 橋台前背面の地中水平変位の推移

解析は、粘性土の圧密に伴う沈下やこの時間的な影響、および塑性化を考慮するため粘土の構成モデルとして Cam-clay モデルを用いた圧密連成弾塑性FEM 解析とした。解析のメッシュを図.6、逆解析に用いた地盤物性値を表.2に示す。また、地盤の沈下と橋台変位に関して実測値と解析値との比較を図.7、最大応力が発生した橋梁側(橋台前面側)の杭における橋梁側と盛土側の深度方向の応力分布および最大応力度の推移を図.8に示す。

ここで、盛土材弾性係数(E)、ポアソン比(ν)、単位体積重量(γ_t)及び透水係数(k)は仮定した値であり、強度定数(ϕ , c)は発生現場試料の実験値である。逆解析に当っ

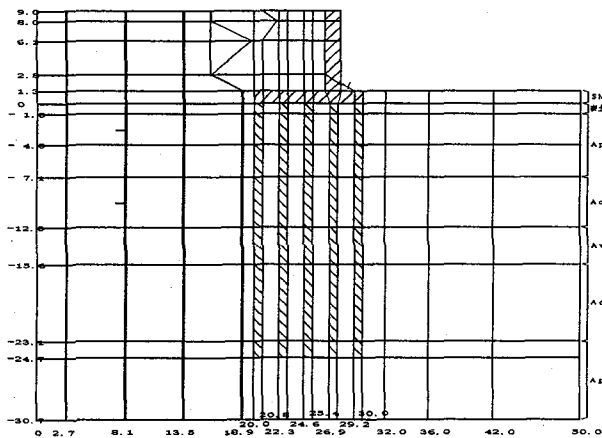


図.6 解析用の有限要素メッシュ図

表.2 逆解析に用いた物性値

盛土材

	E (kN/m ²)	ν	ϕ' (°)	c' (kN/m ²)	γ_t (kN/m ³)	k (m/s)
盛土中	5000	0.45	25.0	2.0	21.00	1E-07
盛土後	5000	0.30	16.5	55	21.00	1E-07

事前調査値から変更したものを示す

Cam-clay 材料(盛土厚さ4.0mまで)

材料名	λ	κ	e_0	p_0 (kN/m ²)	γ' (kN/m ³)	K_0	k (m/s)
Ap	0.8463	0.2821	3.441	52	2.63	0.5	1E-08
Ac1	0.2604	0.0868	1.510	135	6.18	0.5	1E-08
Ac2	0.5859	0.1953	1.750	137	5.71	0.5	1E-08

Cam-clay 材料(盛土厚さ4~6.1m)

材料名	λ	κ	e_0	p_0 (kN/m ²)	γ' (kN/m ³)	K_0	k (m/s)
Ap	0.6770	0.1354	3.441	52	2.63	0.5	1E-08
Ac1	0.2083	0.0416	1.510	135	6.18	0.5	1E-08
Ac2	0.4687	0.0937	1.750	137	5.71	0.5	1E-08

Cam-clay 材料(盛土厚さ6.1mから)

材料名	λ	κ	e_0	p_0 (kN/m ²)	γ' (kN/m ³)	K_0	k (m/s)
Ap	0.5642	0.1128	3.441	52	2.63	0.5	1E-08
Ac1	0.1736	0.0347	1.510	135	6.18	0.5	1E-08
Ac2	0.3906	0.0781	1.750	137	5.71	0.5	1E-08

$\nu=0.12$ $M=1.2$

ては、粘性土の物性値について事前調査での圧縮指数を1.5倍とするとともに、圧密試験において荷重増加に伴い圧縮指数が3段階に変化していたため、これを再現した。なお、盛土施工時には重機による転圧の影響などから大きな側圧を受けることを想定し、側圧が大きくなるよう盛土中の物性値を別途仮定した。また、サンドマットは盛土材と同じ物性値を用い、透水係数は 10^{-4} (m/sec)とした。

これらの結果によると、解析はほぼ実測値をよく再現しており、この後のパラメトリックスタディや地震時の挙動検討の基本モデルとして妥当であると考えられた。

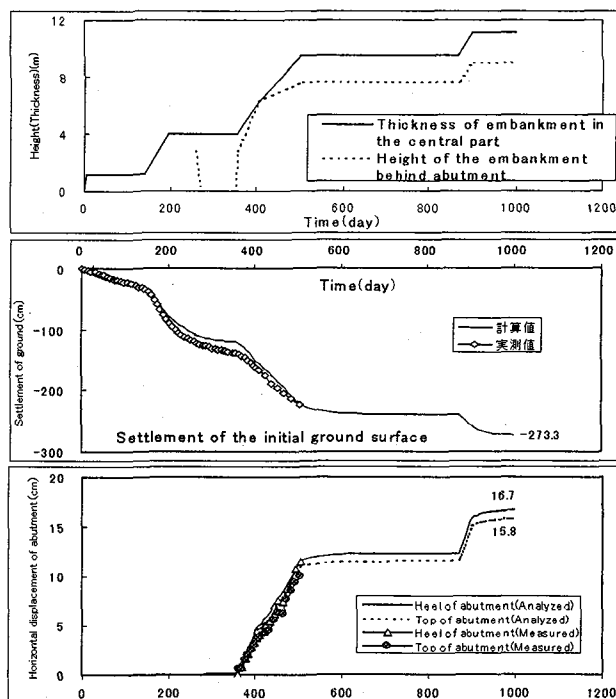


図.7 実測値と解析値の比較(地盤の沈下と橋台の挙動)

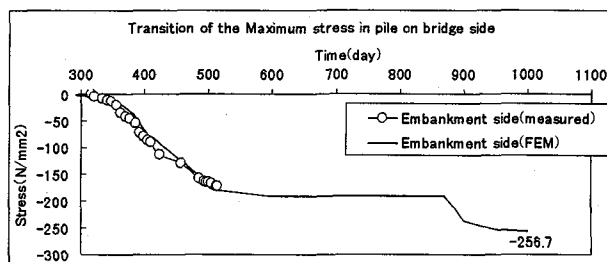
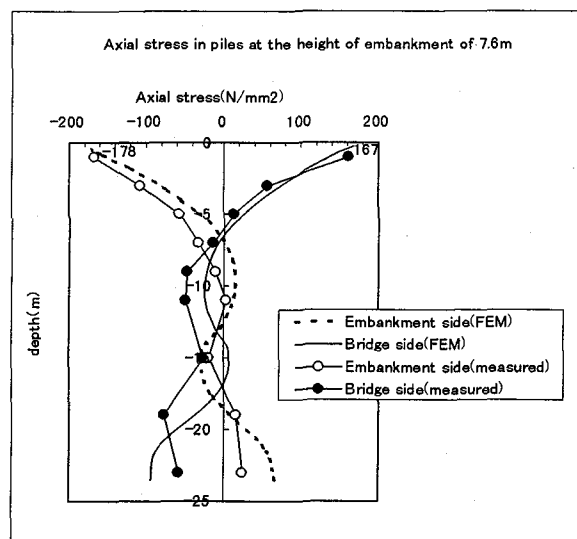


図.8 杭応力の深さ方向の分布と最大応力の推移

3. 3 試験施工のパラメトリックスタディ

試験施工は特定の条件下における橋台挙動であるため、設計法の検討に当っては橋台高さや軟弱層厚といった条件の変化に伴う挙動も対象とする必要がある。そこで、ここではこれらを推定するため、試験施工を再現した解析モ

デルを用いて表. 3 に示すパラメータを変化させた解析を行った。

解析結果を表. 4 と図. 9 に示す。

ケース番号	橋台高さ (盛土高さ) (m)	盛土速度 (cm/day)	軟弱層厚 (m)	縮小プレロード	
				高さ (m)	放置期間 (日)
基本ケース (試験盛土)	9.0	3.2~5.1	11.0	2.8	橋台掘削ま で60日
ケース1	9.0	5.0	11.0	無し	—
ケース2	9.0	5.0	11.0	9.0 (計画高さ)	橋台掘削ま で60日
ケース3	12.0	5.0	11.0	6.0	橋台掘削ま で60日
ケース4	6.0	5.0	11.0	無し	—
ケース5	9.0	5.0	6.0	無し	—
ケース6	9.0	5.0	無し	無し	—

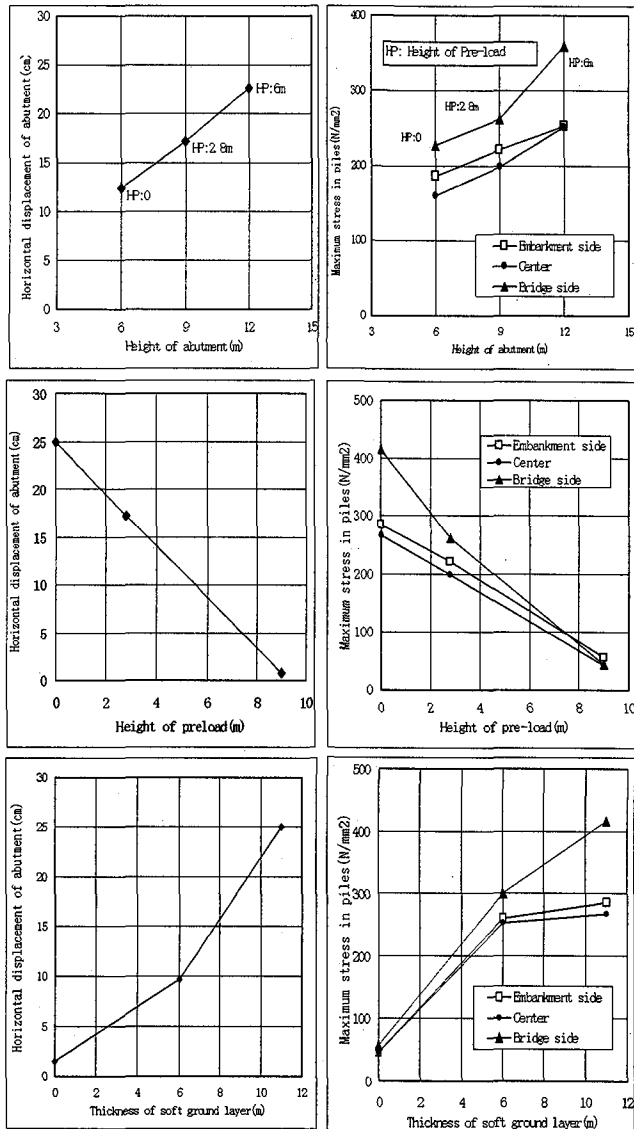


図. 9 パラメトリックスタディの結果

ここで得られる結果は、後述する簡易計算法を提案する際の基本データとして用いる。図. 9により橋台は高いほ

ど、軟弱層が厚いほど杭の応力と橋台変位は大きくなる一般的な傾向とともに、縮小プレロードの効果が非常に大きいことが確認される。

表. 4 パラメトリックスタディの結果

ケース番号	解析結果				
	盛土中央沈下量(cm)	橋台水平変位量(cm)	杭の最大応力度(N/mm ²)		
			盛土側	中央	橋梁側
基本ケース	277	17.2	221.6	198.6	262.1
ケース1	270	25.0	285.2	267.1	414.9
ケース2	300	0.8	56.3	42.0	43.7
ケース3	340	22.6	253.2	252.0	359.3
ケース4	170	12.4	186.4	159.9	227.1
ケース5	170	9.7	259.3	253.2	300.1
ケース6	15	1.5	45.9	46.3	56.6

3. 4 簡易計算法の提案

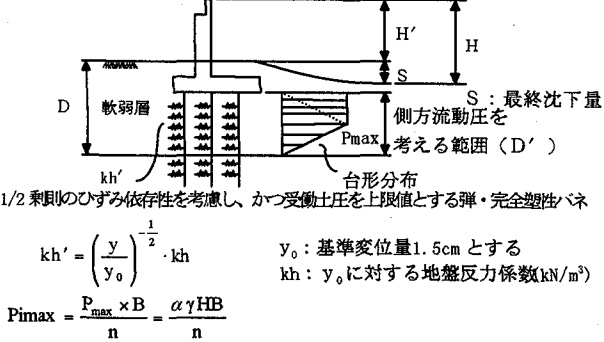
設計のための計算法は、実務上から簡易な計算法とする必要があり、ここでは従来から用いられているはりバネモデルを基本とし、試験施工とパラメトリックスタディの結果を再現する次の荷重と抵抗条件について検討した。

荷重条件：側方流動圧の荷重強度と分布形状

抵抗条件：1.5cm以上の変位に対する水平方向地盤反力係数の低減と上限値

ここで、一般橋台の設計との整合から、橋台背面土圧と1.5cm以内の地盤反力係数は現行設計を基本とした。

検討結果としての提案計算法を図. 10、提案計算法の再現性として試験施工で最大応力が発生した杭の変位分布と応力分布との比較を図. 11、パラメトリックスタディとの比較を図. 12に示す。



ここに、
P_{imax}: 各杭の最大荷重強度 (kN/m・列)
B: 杭1列当りの流動圧の作用幅 (m)
(通常は橋軸直角方向の杭中心間隔と考えてよい)
n: 橋軸方向杭本数 (本)
α: 最大荷重強度の補正係数で0.8とする
プレロード (縮小プレロード含) を行う場合
$$P'_{imax} = \frac{S - S'}{S} P_{imax}$$

S': プレロードによる沈下量 (m)
P'_{imax}: プレロードにより低減された側方流動圧

図. 10 常時の提案計算手法

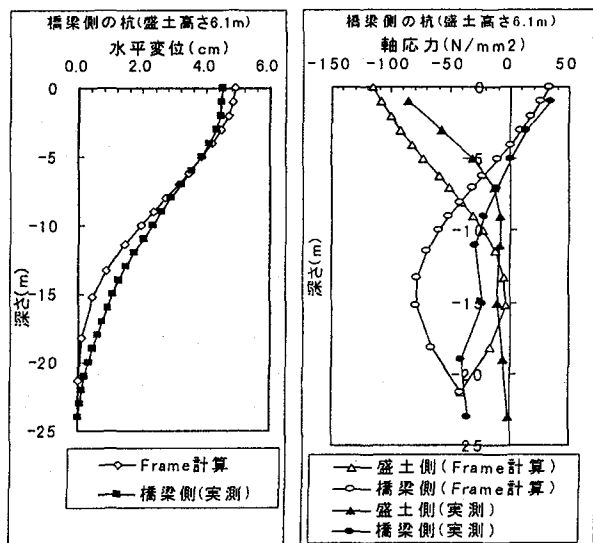


図. 11 杭変位と応力の深さ方向の分布 (試験施工)

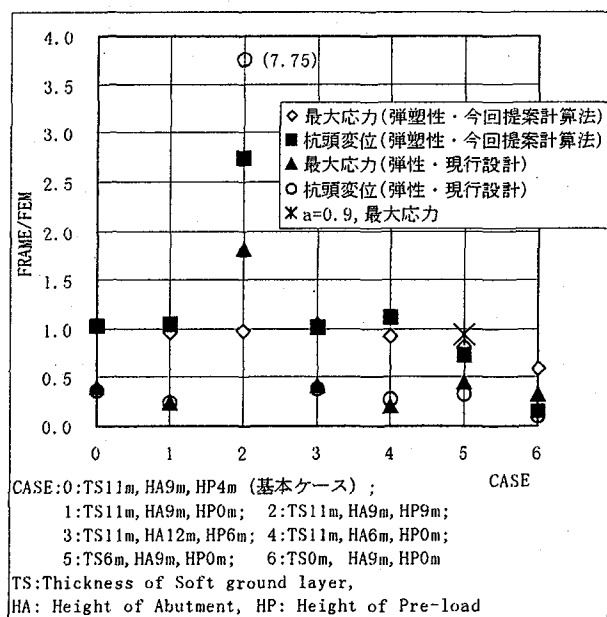


図. 12 杭変位と応力のパラメトリックスタディとの比較

ここでは提案計算法と試験施工やパラメトリックスタディとの比較のみを示したが、以下に示す従来の設計法と異なる仮定を行った。

(1) 地盤の変形係数

提案計算法を用いる場合の地盤の変形係数は、道路橋示方書³⁾表一解 7.6.1 に示す孔内水平載荷試験もしくは一軸・三軸圧縮試験から求めることとし、この際の地盤反力係数の推定に用いる係数は1とする。

(2) 地盤反力係数

(1)の変形係数により道路橋示方書³⁾に定義される式から地盤反力係数を算出し、これを基準変位1.5cmに対応するものとして、計算変位がこれを超える場合には1/2乗則の低減を行うこととした。また、ここから得られる地盤反力は、杭前面の受働土圧を上限值とした弾完全塑性型モデルを仮定した。

(3) 側方流動圧

側方流動圧は、従来の三角形分布の最大値を用いたを台形分布とした。

(4) 縮小プレロード効果

縮小プレロード効果は、橋台背面の将来的な沈下も考慮した盛土厚さに対するプレロード厚さから、側方流動圧の低減として評価することとした。

このような仮定による提案手法は、試験施工の結果やFEMによるパラメトリックスタディと比較した図. 11 や図. 12の結果によると、橋台の挙動と杭に発生する最大応力度はほぼ1:1の関係にあり、再現性はよいものと考えられる。ここで、軟弱層が無い場合(ケース6)に提案設計法はパラメトリックスタディの結果を下回っているがこのケースは一般に現行設計法で行うものであるが現行設計と比較して安全側の評価となっている。また、縮小プレロードを計画高さ(9.0m)まで行った場合(ケース2)に提案設計法の変位が大きく出ているが、これはFEMによると縮小プレロードの効果を大きく評価しているためであり絶対量としては表. 4に示すように8mmと小さく、十分に実用の範囲であると考えられる。

ただし、以上の結果は試験施工の一例と解析によるパラメトリックスタディによるものであるため、今後更に多くの計測値との比較から検証する必要があると考えている。

4. 地震時の設計法検討

4. 1 地震時挙動の推定

地震時については、常時で橋台が移動した後に地震が発生した場合の挙動を確認することは困難なため地震に伴う増加応力について動的解析で推定した。動的解析は、実情により近いモデルを想定する観点から、静的な状態(常時)での挙動解析(cam-clay圧密連成FEM)に引続き地震動を入力し、常時の応力状態を初期状態とした解析を行った。ただし、動的解析時の地盤は非排水状態を仮定した。

入力地震動については、現行の設計が震度法を対象としていることから、本検討においても震度法レベルの地震動として修正津軽大橋(Ⅲ種地盤)の波形を用いることとした。動的FEM解析上基盤への入力値は、修正津軽大橋の波形を当該現場における地表面波形とし、これをSHAKEにより解析して仮定した。この際のせん断ひずみに伴う剛性低下や減衰定数との関係は、土木研究所が提案している方法⁴⁾を用いた。紙面の都合上、この解析過程については割愛するが、基盤への入力波形は図. 13に示す最大90galのものを仮定した。

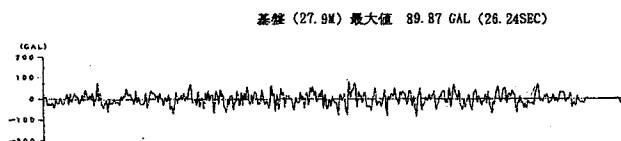


図. 13 基盤への入力波形

解析結果として、橋台天端と杭頭の応答加速度を図. 14、
 応答水平変位を図. 15に示す。これらの考察については、
 紙面の都合上、今後別の論文で詳しく述べることとし、こ
 こでは結果のみを添付する。なお、橋梁側の杭と盛土側の
 杭の最大増加応力を図. 16に示す。

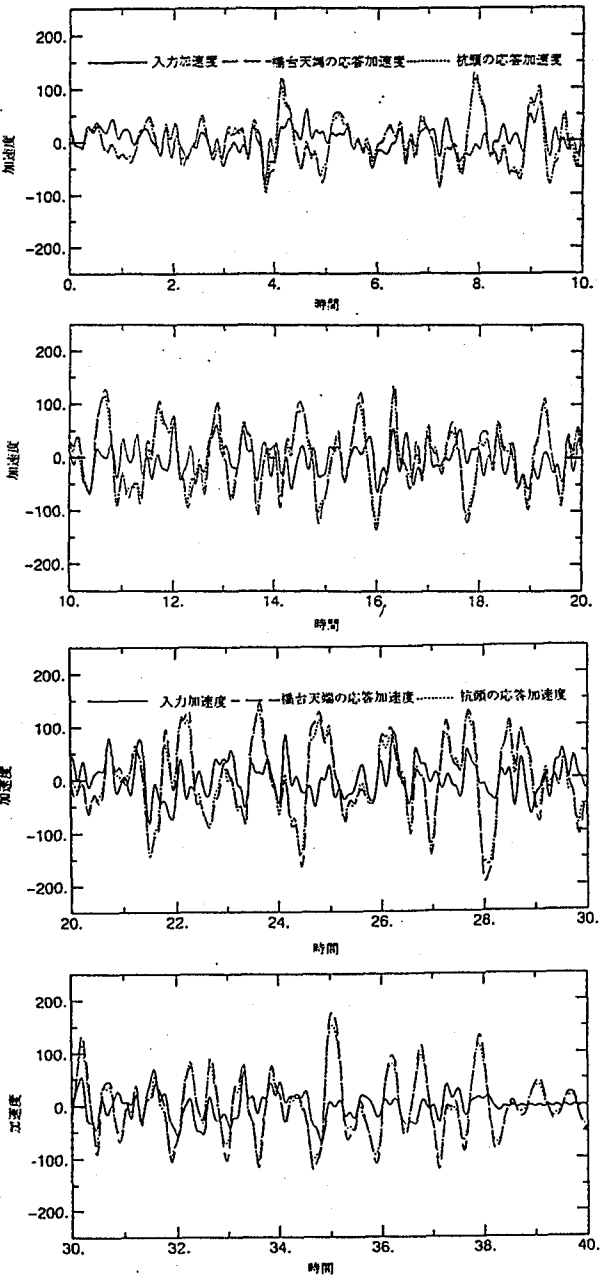


図. 14 橋台天端と杭頭の応答加速度

4. 2 簡易計算法の提案

現行設計では地震時の変位・応力状態を常時+地震時荷
 重で常時の2倍のバネを仮定して計算を行っている。しか
 しながらここでは、常時でバネの低減を伴う大きな変位が
 発生した後、地震の発生に伴う増加荷重により動的硬化し
 たバネのもとで変位や応力が増加するといった実際に近
 いメカニズムを考慮し、次の手法を仮定した。

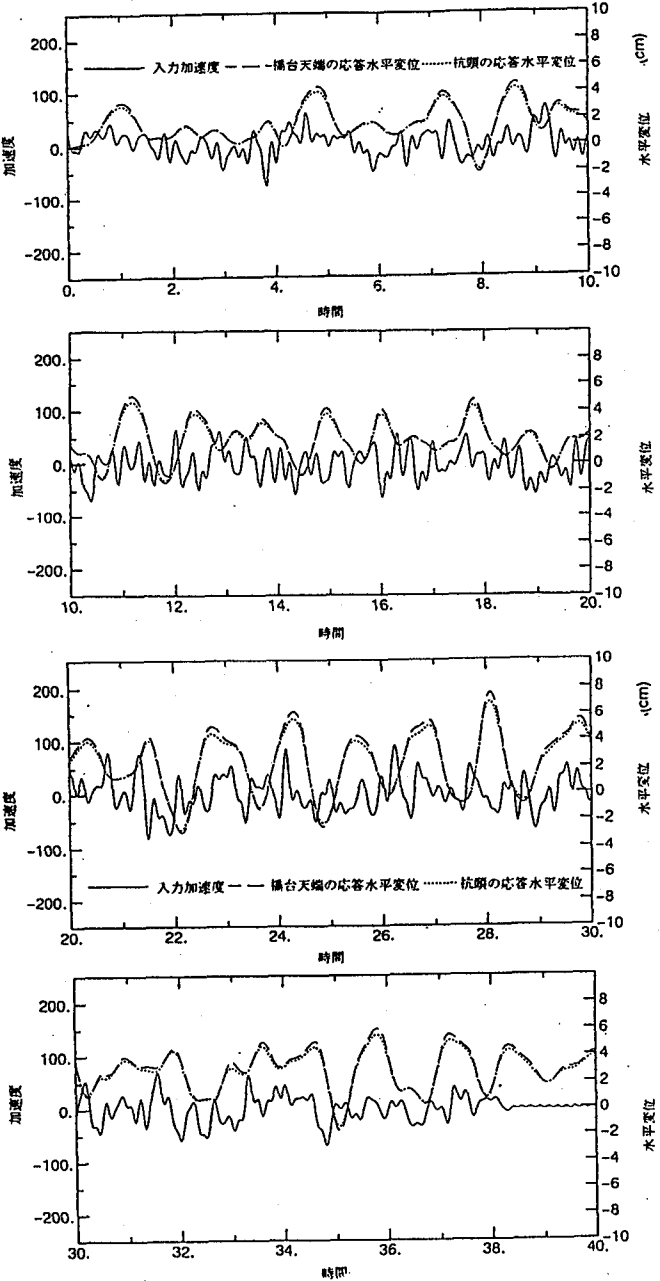


図. 15 橋台天端と杭頭の応答水平変位

- (1) 荷重条件
 地震時慣性力、地震時増加土圧(地震時土圧-常時土圧)
 といった地震時の増加荷重のみ考慮する。
 - (2) 抵抗条件
 現行設計と同じ弾性地盤反力係数(常時提案手法で仮定
 した基準変位に対する地盤反力係数の8倍)。
 - (3) 地震時応力照査
 地震時増加応力を常時に加算し、許容応力度を超えない
 ことを照査する。
- 上記の仮定から算出された増加応力のうち動的解析に
 おいて大きな応力が発生すると推定された盛土側杭の結
 果との比較を図. 17に示す。この結果によると、提案計算
 法による地震時増加応力は動的解析を比較的よく再現し
 ている。

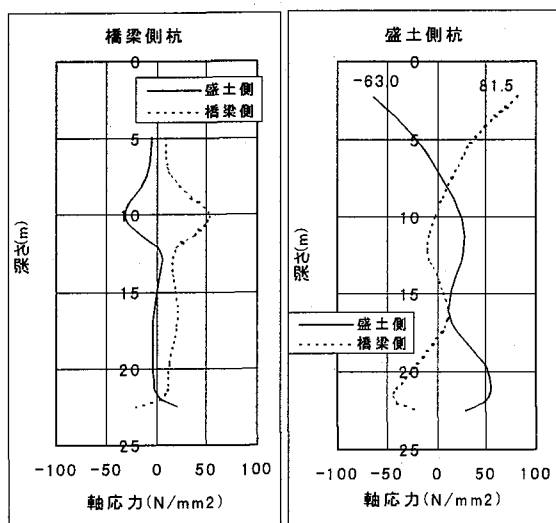


図.16 杭の増加応力

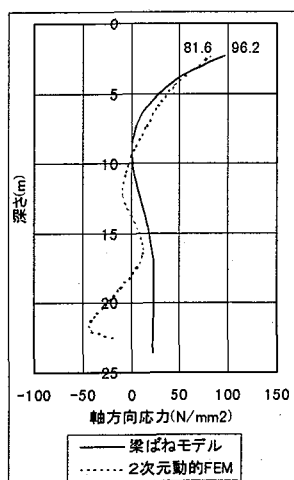


図.17 提案設計法と解析との地震時増加応力の比較

5. 提案設計法の経済性

提案設計法を用いて試設計を行い、現行設計法と比較した。設計条件を以下に示す。

表.5 現行設計と提案設計との比較

		杭本数 (本)	変位 (mm)	応力度 (N/mm ²)
現行設計	無対策	不可	—	—
	DJM 施工	7×5=35	常時: 7 地震時: 14 許容値: 15	常時: 70.2 < 140 地震時: 140 < 210
提案設計	無対策	9×5=45	常時: 75	常時: 189 < 190 地震時: 284 < 285
	縮小 プレート (計画高さまで)	4×5=20	常時: 49	常時: 160 < 190 地震時: 260 < 285

橋台高さ: 12m

軟弱地盤: 層厚10m、単位重量14kN/m³、

粘着力35kN/m²、変形係数1000kN/m²

杭は鋼管杭(φ800mm、t=16mm)とし、現行設計は変位の制限から規模が決るためSKK400、提案設計法は応力度に着目するためSKK490を用いることとした。

結果を表.5に示す。この結果から、提案設計法は実際に発生する応力度やプレートによる地盤挙動に着目する観点から合理的であるとともに、経済的であることを確認した。

6. まとめと課題

6.1 まとめ

本報告で得られた結果は、次の通りにまとめることができる。

- ・許容変位(1.5cm)時の杭の応力は非常に小さい
- ・縮小型のプレートでも基礎地盤をせん断変形させる観点から有効に活用できる
- ・簡易計算で1.5cm以上の橋台挙動やこの時の杭の発生応力を予測することができる
- ・提案設計は合理的であるとともに経済的である

6.2 課題

今後、ここで提案した設計法を活用していくためには、次の課題に取り組む必要がある。

- ・さらに多くの実測値との比較を行う
- ・地震時挙動については、さらに多くの比較を行うとともに遠心模型実験などからも検討する
- ・安全性に配慮し、何らかの変位の制限を検討する

7. おわりに

ここでの報告は、試験施工の一例から検討したものであるが、構造物の挙動の実態に着目した設計は合理的かつ経済的であることを確認した。今後さらに上記の課題に取り組む実用化していきたいと考えている。

謝辞: 日本道路公団西神戸工事事務所松田哲夫所長には、試験施工の当初から相談に乗っていただいた。同氏の協力は非常に貴重であり、この場を借りてお礼を申し上げたい。

参考文献:

- 1) 設計要領第二集: 日本道路公団(1990)
- 2) 松田哲夫、鶴飼恵三、若井明彦、五瀬伸吾、原隆史: 盛土施工による橋台の側方移動の評価、土と基礎 Vol. 44, No. 7(1996)他
- 3) 道路橋示方書、IV下部構造編、日本道路公団(1996)
- 4) せん断剛性率のひずみ依存性、建設省土木研究所資料 第1504号 昭和54年8月 (1998年9月21日 受付)