

液状化地盤中の杭基礎の設計法に関する一考察

田嶋 仁志¹・田村 敬一²・井上 雅夫³・亀井 祐聡⁴

¹正会員 博士(工学) 首都高速道路公団 工務部設計技術課 課長補佐(〒100-8930 東京都千代田区霞ヶ関1-4-1日土地ビル)

²正会員 博士(工学) (独)土木研究所 耐震研究グループ 上席研究員 (〒305-8516茨城県つくば市南原1-6)

³正会員 (財)建設技術研究所 研究本部 技術課長 (〒101-0041東京都千代田区神田須田町1-18共同ビル)

⁴正会員 基礎地盤コンサルタンツ(株) 防災部 主任 (〒102-8220 東京都千代田区九段北1-11-5)

1. はじめに

道路橋示方書(以下、道示)では、レベル2地震時に対する杭基礎の照査方法として、静的骨組解析を用いる方法が示されている。液状化地盤における杭基礎では、地震時に液状化の発生により地震時せん断応力が地表面へ伝わりにくくなることによる上部構造の慣性力の低下、あるいは液状化過程の共振現象、地盤パネの低下、地盤変位の影響といった複雑な現象がおこる。これらの現象を適切に表現できる静的骨組解析手法が求められている。

本検討では、まず、地盤+杭基礎+構造物からなる全体系の有効応力解析を行った。そして、地盤変位を考慮した静的骨組解析(応答変位法)で、その入力条件である慣性力、地盤変位、地盤ばねを変えたパラメトリック解析を行い、有効応力解析結果と比較した。

2. 検討対象とする構造物と地盤の概要

検討対象とするモデルを図-1に示す。地盤については、図に示すように、表層付近は6.6m厚さの埋立層となっており、地下水位はG.L.-2.7mである。その下には3m厚さの沖積シルト層、続いて約2m厚さの沖積砂質土層を挟み、その下に洪積の砂層が位置している。ただし、フーチングを覆う盛土は考慮しないものとする。当該地盤に対して道示に従い液状化判定¹⁾を行った結果、液状化対象層は、地下水位以下の埋土層(約4m厚さ)と沖積砂質土層(2m厚さ)となった。液状化層の F_L 値と土質定数の低減係数 D_E を図-1の右に示した。

構造物は、RC床版鈹桁橋のRC橋脚を想定し、解析に用いる諸元を道示に基づく概算構造計算により仮定した。その構造諸元及び計算の概要を以下に示す。なお、検討対象は、橋軸方向とした。

<構造諸元>

- ・上部工死荷重反力:9800 kN
- ・橋脚:RC, 9.0m×2.4m×高さ12.6m
- ・フーチング:13.25m×13.25m×2.5m
- ・杭:場所打ち杭φ1500 L=18.5m n=16本

<橋脚の応答>

- ・レベル2地震時(タイプⅡ)設計水平震度:0.4
- ・固有周期(橋脚降伏剛性):0.66s
- ・レベル2地震時(タイプⅡ)応答塑性率:4.4

<杭の応答>

- ・レベル1地震時応答変位:12mm < 15mm
- ・基礎照査用レベル2設計水平震度:0.59
- ・基礎の降伏震度:0.47
- ・レベル2地震時(タイプⅡ)応答塑性率:2.8 < 4.0

3. 有効応力解析

(1) 解析手法

解析には有効応力解析プログラムDIANA-Jを用いた。使用した土の構成則はS-D(Stress-Density)モデルである。飽和砂質土の非線形挙動を表現するモデルであり、初期密度と拘束圧の影響を考慮して、単調載荷、繰返し載荷などの砂質土の挙動を高精度にシミュレート可能である²⁾³⁾。

図-2に解析メッシュを示す。解析領域は140m幅と、構造物の大きさに対して十分広くとった。

(2) 使用した物性値

表-1に解析に用いた土層構成と対応する物性値を示す。埋土層と沖積層は液状化を考慮するものとした。使用した液状化強度曲線を図-3に示す。東京の埋土地から不攪乱資料を採取して液状化試験を行い、要素シミュレーションにより室内試験を模擬することでS-Dモデルのパラメータを設定した。シルト層は粘土分が多く含ま

れており、沖積砂質土層や埋土層に比べ、液状化強度が高い。埋土層と沖積砂質土層はほぼ同程度の液状化強度である。なお洪積砂質土層は弾性とした。
杭ははり要素でモデル化した。用いたM～φ関係を図-4に示す。破線が設計に用いるトリニア型のM～φ

関係(死荷重考慮)で、実線が解析に用いた双曲線型の関係である。全長で18.5mのうち、上側と下側で断面が異なることからそれぞれをモデル化した。図-4の上側のプロットが上部13.65m、下側のプロットが下部4.85mのM～φ関係である。

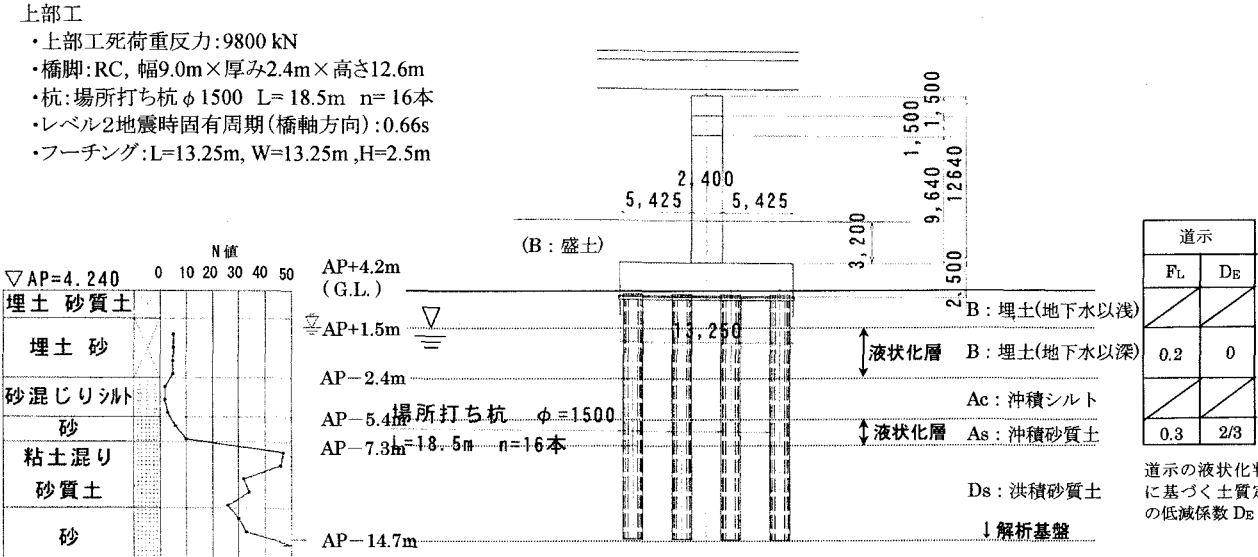


図-1 解析対象モデル

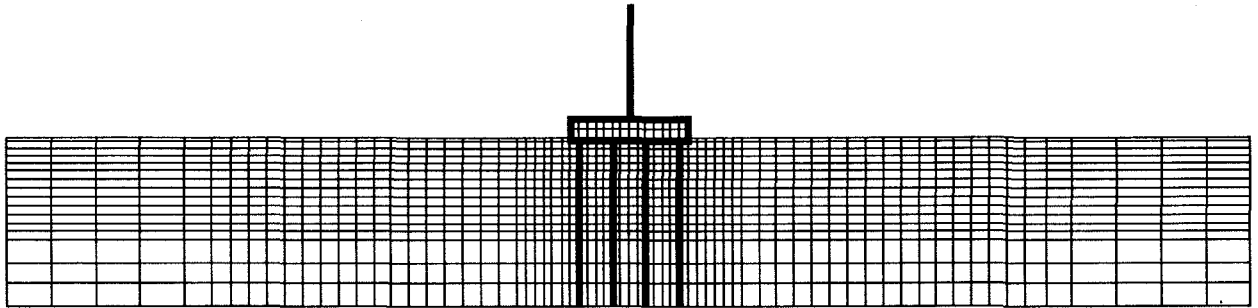


図-2 解析に用いたメッシュ

表-1 地盤物性値

深度 Dep (m)	層厚 (m)	土質名	地質分類	解析用 層番号	密度 (t/m ³)	S波速度 Vs (m/sec)	液状化 強度曲線
2.75	0.9	埋土 (砂質土)	B	1	1.47	130	—
	0.9			2			
	0.95			3			
6.60	0.95	埋土 (細砂)	B	4	1.67	130	1
	1.00			5			
	1.00			6			
	1.00			7			
9.60	1.00	沖積シルト層 (砂混じりシルト)	Ac	8	1.70	130	2
	1.00			9			
	1.00			10			
11.50	0.90	沖積砂質土層 (細砂)	As	11	1.85	150	3
	1.00			12			
	2.40			13			
18.90	2.40	洪積砂層 (細砂)	Ds	14	1.85	330	—
	2.40			15			
	2.60			16			

↑杭掘入れ深さ相当(解析基盤)

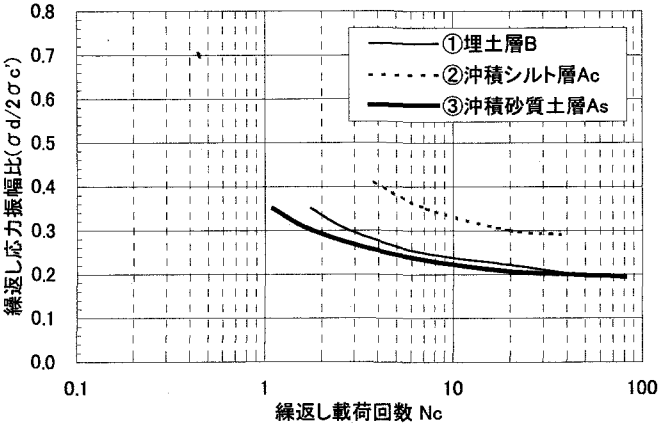


図-3 液状化強度曲線

上部工もはり要素でモデル化した。 $M \sim \phi$ は考慮せず弾性とした。レベル2地震における躯体の曲げ変位 δp から計算される固有周期(=0.56秒)に合うようにモデル化した。橋げた重量(約9,800kN)を含む橋脚の固有値解析を行い、固有周期が合うことを確認することにより、曲げ剛性EIを設定した結果、EIはほぼ橋脚の降伏剛性となった。

(3) 入力地震動

解放基盤面($V_s=300\text{m/s}$ 相当)における入力地震動として、建設省土木研究所より暫定的に提案された地震動を解析に用いた。この地震動は、以下のようにして設定されたものである。

- 平成7年兵庫県南部地震で観測された5地点の強震記録を、それぞれの地点における $V_s=300\text{m/s}$ 程度の工学的な基盤面まで引き戻す。
- 解放基盤面における加速度波形から、減衰定数0.05の加速度応答スペクトルを算出し、それらのスペクトルをおおよそ包絡するように、基盤面における加速度応答スペクトルを設定する。加速度応答スペクトルのピークは1750galである。
- 上記で設定した加速度応答スペクトルに適合するよう、加速度波形の振幅調整を行う。最大加速度は、700～740galである。

このようにして提案された地震動のなかから、本検討では神戸海洋気象台で観測された地震動の位相特性を利用したものを用いた。ただしこの地震動は、 V_s が300m/s相当の開放基盤面で定義されたものであるため、この波形を当該地盤の洪積砂層上面(G.L. -11.5m)に inputs し、杭先端の深度(G.L. -18.9m: 解析上の基盤)までSHAKEにより引き戻しを行った。引き戻した入力地震波を図-5に示す。最大加速度は約650galである。この波形を解析基盤に inputs し解析した。

(4) 解析結果

①地盤の応答

液状化層である埋土層と沖積砂質土層の過剰間隙水圧比を図-6に示す。両層ともに時間 $t=3$ 秒ないしは4秒付近から水圧が上昇しはじめ、埋土層で5.5秒、沖積砂質土層で5秒付近で過剰間隙水圧比が1.0近くに達し、8秒付近まで、水圧比が大きく変動する。

図-7に自由地盤(地表)と橋脚の応答加速度を示す。地盤の加速度に着目すると、 $t=5 \sim 6$ 秒付近で最大加速度が400gal程度となり、これ以降は加速度が低減している。図-5に示す入力地震動と比べ、短周期成分が少なくなっているのが分かる。

図-8に自由地盤(地表)及びフーチングと橋脚の変位を示す。ただし、液状化後の $t=7 \sim 20$ 秒付近において、

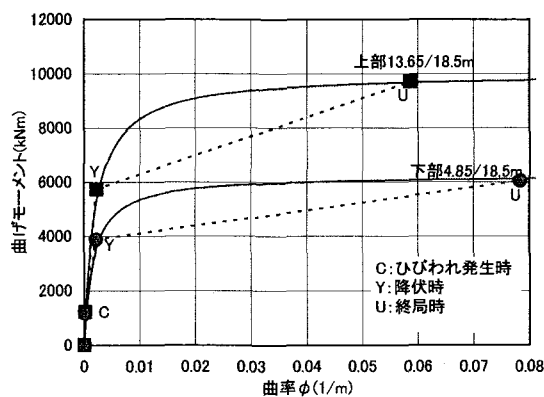


図-4 杭の $M \sim \phi$ 関係

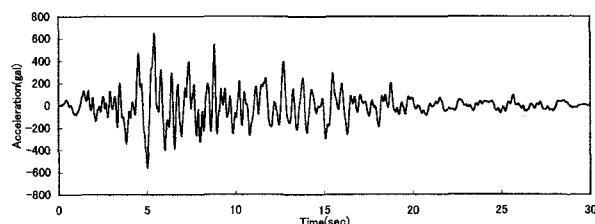
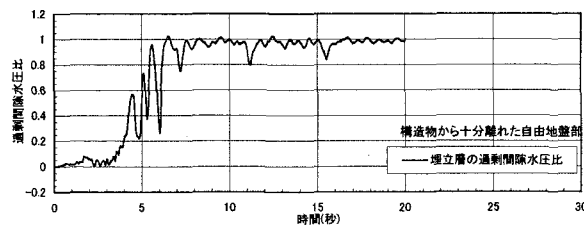
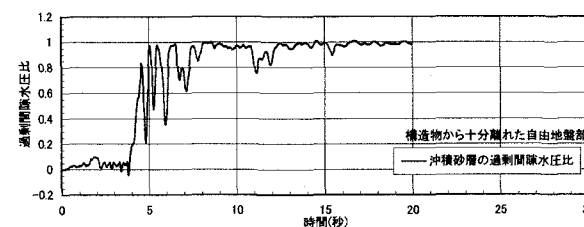


図-5 入力地震波形 (G.L. -18.9 m)



(a) 埋土層



(b) 沖積砂質土層

図-6 過剰間隙水圧比の時刻歴

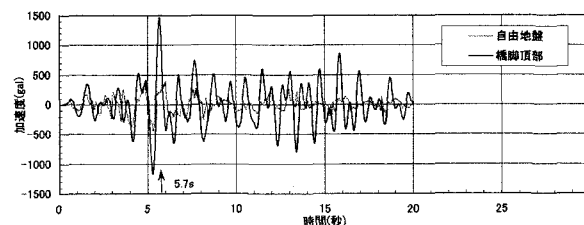


図-7 地盤と橋脚の応答加速度

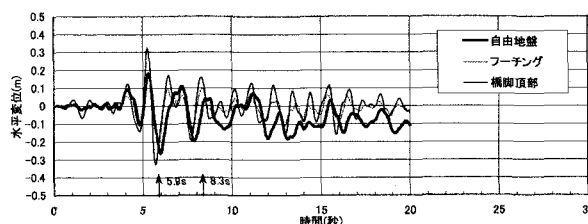


図-8 自由地盤及びフーチングと橋脚の変位

自由地盤は10cm程度のドリフトを含んでいる。t=10秒程度の自由地盤の変位に着目すると、地盤変位の最大はt=5.9秒で26cmとなっている。過剰間隙水圧比がほぼコンスタントに1.0となっているt=8秒付近以降では、t=7.9秒で19cm、t=12秒で18cmの変位が生じている。またフーチングの応答波形は、t=8秒以降に着目すると、地盤部の波形との対応が悪くなっており、むしろ振幅は異なるものの橋脚の波形との対応が良いように見える。

図-9に埋土層の応力～ひずみ関係を示す。これによれば、t=5.9秒付近は、サイクリックモビリティの過程にあり土の剛性はそれほど低下していない。t=8秒以降は、応力ひずみ関係がフラットとなっておりほぼ剛性を失っているものと考えられる。

②杭の応答

杭頭と地中部の曲げモーメントの時刻歴を図-10に示す。杭の杭頭曲げモーメントは、t=5.9秒において最大値8,550kNmとなっており、この時刻付近は地盤変位に応じて、杭の曲げモーメントが発生している。地盤と杭頭（フーチング）変位の時刻歴は図-8に示した通りであるが、この時刻では杭と地盤はほぼ一体となって動いているように見える。一方完全に液状化しているとみられるt=8秒以降では、t=8.3秒で杭頭の曲げモーメントがピーク値6,870kNmとなっている。図-8より杭頭（＝フーチング）と地盤の変位を比較すると位相差が生じている。地盤が液状化した時刻を設定するのは困難であるが、本結果においては、杭の曲げモーメントが最大となるのは、地盤が完全に液状化する前であると考えられる。

図-11にt=5.9秒及び8.3秒における杭の曲げモーメントの深度分布を示す。杭頭部はもちろん大きな曲げモーメントとなっているが、本解析では、杭頭部よりも地中部の方が大きな値となった。地中部の曲げモーメントが大きくなっている深度は11m付近で、液状化層である沖積砂質土層と、非液状化層である洪積砂層の境界部に相当する。

③橋脚の応答

橋脚頂部の加速度応答は、図-7より、t=5.7秒で橋脚の最大加速度1464galが生じている。これ以降の時刻において、地盤の揺れは液状化により小さくなっているが、橋脚の揺れは500gal以上で10秒程度継続している。

図-8に示す変位応答をみると、t=5～5.5秒付近、までは、脚部の変位はフーチングや地盤と位相が揃っていることから、ほぼ一体となって動いていると考えられる。地盤が完全に液状化したt=8秒以降では、橋脚とフーチングは同じ位相で動いているが、地盤の位相とは異なっている。なお、構造物から離れた地盤部の変位はt=20秒で10cm程度のドリフトが生じているが、杭や橋脚に有意な残留変位は生じていなかった。

図-12に地盤のみの有効応力解析による地表面波形

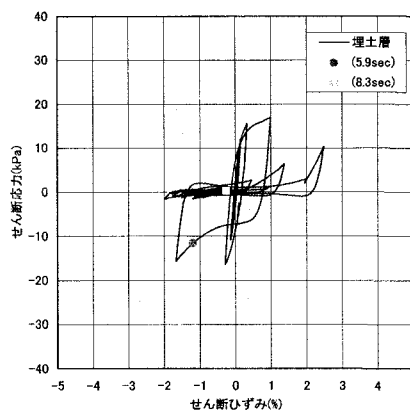


図-9 埋土層（自由地盤）の応力～ひずみ関係

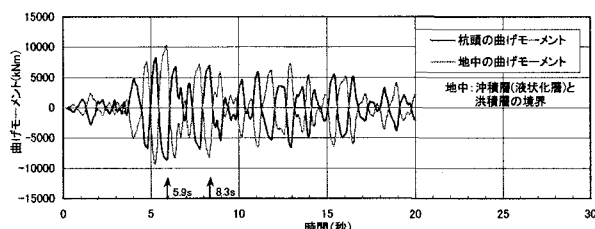


図-10 杭頭および地中の曲げモーメント時刻歴

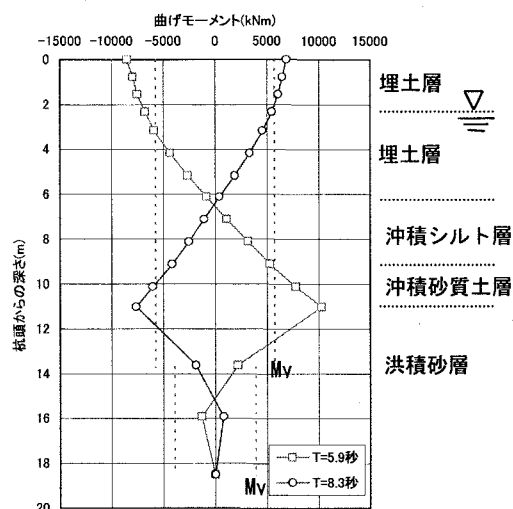


図-11 杭の曲げモーメントの深度分布

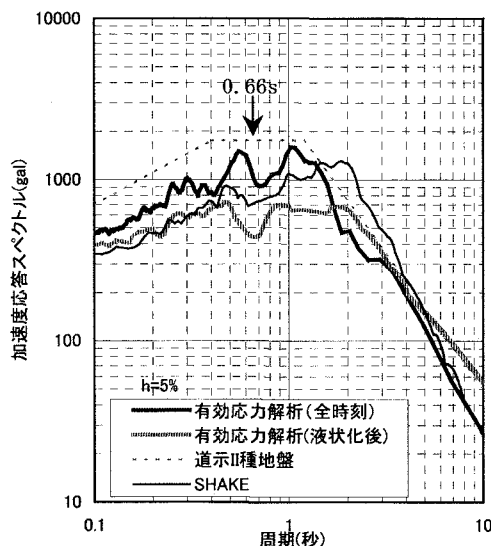


図-12 加速度応答スペクトル

から計算した加速度応答スペクトル(5%減衰)を示す。概ね液状化したと考えられる7秒以降の波形のみを用いて計算したスペクトルも示す。また、道示のタイプII加速度応答スペクトル(II種地盤)、同様の地盤モデルに対するSHAKEによる地表面波形から計算した加速度応答スペクトルも合わせて示す。橋脚の固有周期 $T=0.66$ 秒に着目すると、有効応力解析(全時刻)は約1000galであるのに対し、有効応力解析(液状化後)は約440galと小さい。ちなみにSHAKEは周期 $T=0.66$ 秒で約700galである。

当該地盤では、地盤のみの有効応力解析による加速度応答スペクトルからも、液状化過程において橋脚に最大加速度が発生することがわかった。その最大値は、全体系の有効応力解析結果の1464galより小さいが、液状化後の加速度については、全体系の有効応力解析結果とほぼ同じ値となっている。

小林・田村⁶⁾は、種々の液状化地盤(18ケース)を対象として地表面における加速度応答スペクトルの液状化考慮の有無による比較を行った。その結果、固有周期0.7~2.0秒以下では加速度応答スペクトルの低減率(液状化後の最大加速度応答/液状化を考慮しない場合の最大加速度応答)は、平均値で0.6、平均値+標準偏差で0.9となっている。本検討では、440gal(有効応力解析(液状化後))/700gal(SHAKE)より、この低減率は、約0.6となる。

地盤応答解析では、SHAKEの方が大きな応答(加速度、地盤変位)を与える場合が多いといわれているが、当該地盤では、有効応力解析(全時刻の方)が大きな加速度を与えている。これは、図-17において示すように、SHAKEでは沖積砂質土層の上部の沖積シルト層のひずみが大きくなり地盤剛性が低下し、その結果として地表面の加速度が小さくなったためと考えられる。液状化後に着目すれば、SHAKEの方が有効応力解析(液状化後)より大きな加速度を与える。

4. 応答変位法による有効応力解析結果の考察

道示では地盤変位は考慮しないが、地盤変位を考慮する応答変位法により、上述の全体系の有効応力解析のについて、杭頭の曲げモーメントが最大値を示した $t=5.9$ 秒における地盤ばね、支配的荷重について検討した。その解析モデルを図-13に示す。

(1) 地盤ばね

有効応力解析結果により得られた構造物に作用する慣性力と地盤変位を入力して応答変位法による解析を行い、有効応力解析結果の変位とほぼ一致する地盤ばねを求めた。まず、有効応力解析より求めら

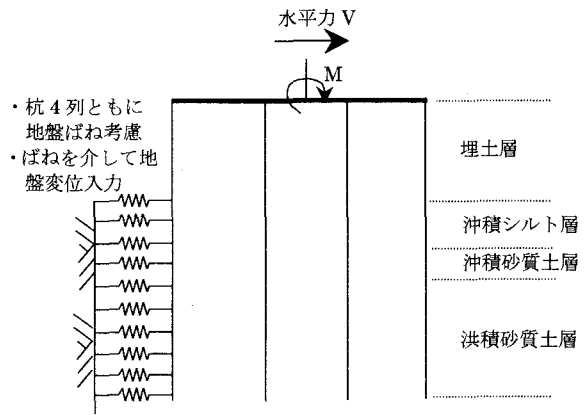


図-13 骨組解析モデル基本形

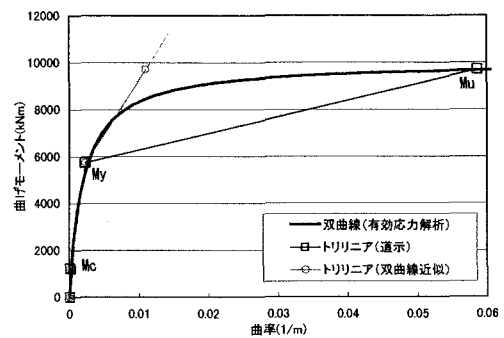


図-14 杭のM~ ϕ 関係比較

表-2 骨組解析に用いた地盤ばね

	道示のばね k_b (kN/m ³)		有効応力解析結果の $\tau-\gamma$ からのばね k_b (kN/m ³) $-T=5.9$ 秒-			
	非液状化時	液状化時	5.9秒時の 剛性低下率 G/G_0	Gより k_b を 推定	杭応答が 合うように フィッティング	非液状化時(道 示)のばねに対 する割合(%)
埋土層 B (地下水位以浅)	15771	0	0.13~0.2	4488~6614	1400~2200	9~14
埋土層 B (地下水位以深)			0.024~0.057	935~2173	935~2173	6~14
沖積シルト層 Ac	6308	6308	0.037~0.048	1449~1882	1449~1882	23~30
沖積砂質土層 As	25234	8403	0.041~0.047	2325~2627	2325~2627	約 10
	25234	16831				
洪積砂層 Ds	116705	116705	1	272338	1580000	—
	126168	126168				

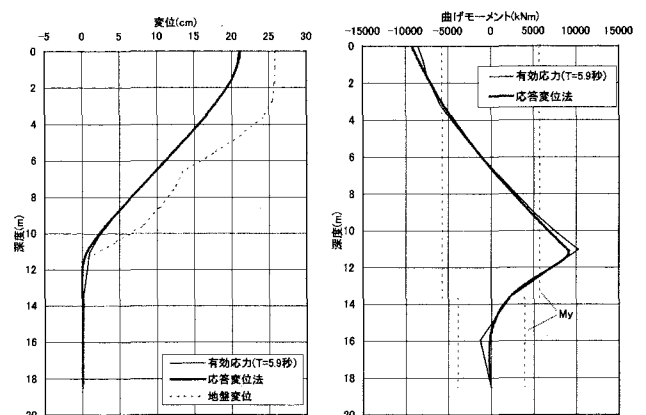


図-15 骨組解析による杭の応答(フィッティング後)

れた地盤各要素の応力～ひずみ関係を用いて、地盤のせん断剛性 G を求め、この G からヤング率 E を換算し、道示に示されている方法により地盤ばねを求めた。この値を初期値として両解析結果の変位がほぼ一致するよう地盤ばねを試行錯誤的に修正した。フィッティング後の杭の応答を図-15 に、地盤ばねの各値を道示による値も含め表-2 に示す。フィッティング後の地盤ばねの値は以下となっている。

- ・地下水位より上の埋土層：この下の液状化層のばねは、道示では 0 となるため、この層のばねも 0 とする場合が多い。しかし、非液状化時の 9～14%程度ある。
- ・地下水位より下の埋土層：道示では 0 となるが、非液状化時の 6～14%程度ある。
- ・沖積シルト層（非液状化層）：道示では低減しないが、23～30%程度となっている。
- ・沖積砂質土層：道示では、非液状化時の 2/3 であるが、10%程度となっている。

（2）地盤変位と慣性力が杭に及ぼす影響度

上述のフィッティング後の地盤ばねを用いて、地盤変位のみ、構造物に作用する慣性力のみを入力した解析を行った。その結果を図-16 に示す。図中の慣性力+変位の結果は、有効応力解析結果にフィッティングしている値である。図-16 より、杭の応答には地盤変位の影響が大きいことがわかる。

5. 応答変位法による入力条件の検討

上述の全体系の有効応力解析により明らかとなった液状化過程における杭の最大応答の発生、液状化後における上部構造の慣性力の低下といった現象をシュミレート可能な応答変位法の入力条件を検討するためパラメトリック解析を行った。

道示では、液状化による地盤ばねの低減と慣性力を組合せる。しかし、当該地盤では、有効応力解析結果によれば慣性力は、液状化過程で最大となり、その時には、杭の応答に影響の大きな埋立層の地盤ばねは、道示に示されている値ほどには低下していない。これらを考慮して表-3 に示すケースを解析した。表-3 には、杭頭の曲げモーメントが全時刻における最大値を示した $t=5.9$ 秒と液状化後で最大値を示した $t=8.3$ 秒における有効応力解析結果を合わせて示す。

各ケースの計算条件と結果の概要は以下である。結果については、杭の $M-\phi$ 関係モデル化の差異の影響が小さい杭頭変位に着目した。

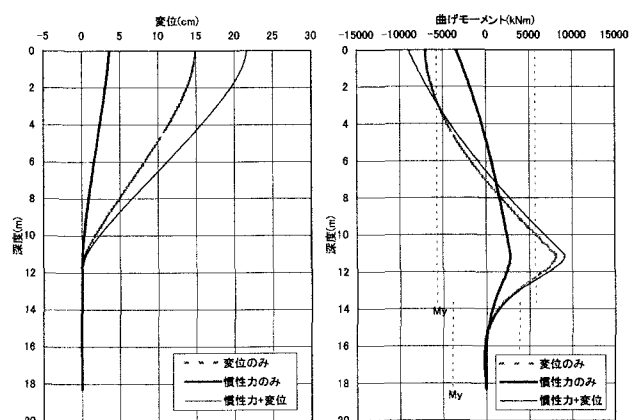


図-16 変位と慣性力が杭に及ぼす影響の度合い

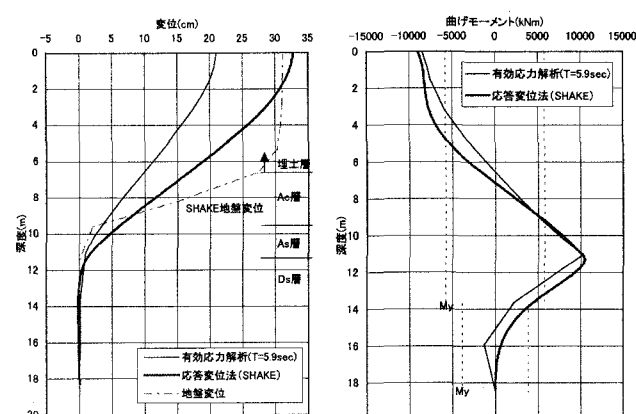


図-17 SHAKE の結果を利用した応答変位法

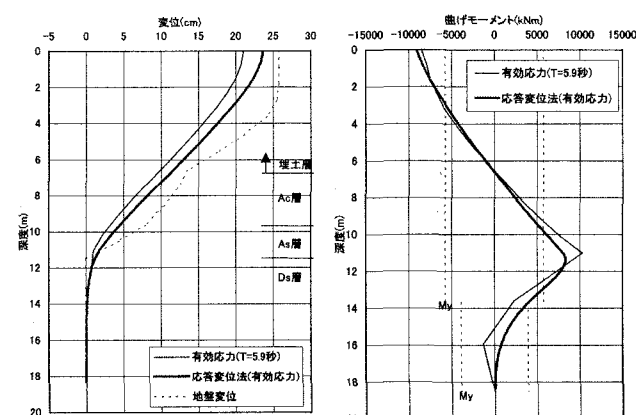


図-18 有効応力解析結果を利用した応答変位法

a) SHAKE利用（解析ケース 1）

フーチングを除く構造物の慣性力は、加速度応答スペクトルより、フーチングの慣性力は、地表面加速度の最大値 ($t=7.7$ 秒) より算定した。地盤変位は、最大となる時刻 ($t=7.7$ 秒) の変位とした。地盤ばねは、各土層のせん断剛性 G の収束値より、ポアソン比を介して E を算出し、この E より水平方向の地盤ばねを推定した。

杭頭変位については、有効応力解析の結果より大きくなっている。

表-3 応答変位解析結果一覧表

	解析ケース	—	1	2	—	3	4
計算条件	概要	有効応力解析 ($t=5.9s$)	SHAKE 利用	有効応力解析利用 (最大地盤変位)	有効応力解析 ($t=8.3s$)	道示の方法	有効応力解析利用 (液化化後 最大地盤変位)
	水平震度 (フーチング以外)	1.46 (5.7s)	0.71 (全過程の応答 スペクトルより)	0.44 (液化化後の応答 スペクトルより)	0.61 (8.1s)	0.59 (橋脚保耐)	0.44 (液化化後の応答 スペクトルより)
	水平震度 (フーチング)	0.71 (5.9s)	0.34 (最大地表加速度 $t=7.7s$)	0.37 (最大地表加速度 $t=6.0s$)	0.43 (8.3s)	0.70	0.37 (最大地表加速度 $t=6.0s$)
	慣性力 (kN)	15,000 (杭頭せん断力)	16,500 (最大地表加速度 $t=7.7s$)	12,000 ($t=5.9s$)	11,000 (杭頭せん断力)	18,600	12,000 ($t=5.9s$)
	地表変位 (cm)	—	31.2 (最大値 $t=7.7s$)	25.8 (最大値 $t=6.0s$)	—	—	10.0 ($t=8.3s$)
	杭の M- ϕ	双曲線型	双曲線近似 トリリニア型	双曲線近似 トリリニア型	双曲線型	トリリニア型	双曲線近似 トリリニア型
	地盤ばね	—	G より推定 (収束剛性)	G より推定 ($t=5.9s$)	—	道示	G より推定 ($t=5.9s$)
解析結果	杭頭部 M (kNm)	8,550	8,999	9,076	6,870	6,670	6,291
	地中部 M (kNm)	10,300	10,455	8,309	7,660	5,080	5,387
	杭頭変位 (cm)	21.0 (5.9s)	32.8	23.6	9.7 (8.3s)	12.4	9.5
	塑性率 (降伏 4.5cm)	4.7	7.3	5.2	2.2	2.8	2.1
	参照図	図-15	図-16	図-17	図-18	図-19	—

b) 有効応力解析利用（地盤変位は最大値、解析ケース 2）

フーチングを除く構造物の慣性力は、地盤のみの有効応力解析結果による液化化後のみの波形から計算した加速度応答スペクトル（図-12 の有効応力解析（液化化後））より計算した。フーチングの慣性力は、地表面加速度の最大値（ $t=6.0$ 秒）より算定した。地盤変位は、最大となる時刻（ $t=5.9$ 秒）の変位とした。地盤ばねは、4. (1) で示したフィッティング前の値とした。

杭頭変位については、有効応力解析結果（ $t=5.9$ 秒）とほぼ一致している。

c) 道示の方法（解析ケース 3）

道示に基づき、慣性力は、基礎照査用レベル 2 設計水平震度から算定した。地盤変位は考慮しない。

当該地盤は、サイクリックモビリティにより液化化過程で地盤の剛性があまり低下せず、全過程における最大の応答が生じている。表-3 に示すように、その時の杭頭変位の応答（有効応力解析（ $t=5.9$ 秒）は、地盤が完全に液化化した段階の有効応力解析結果（ $t=8.3$ 秒）により計算される値より大きくなっている。

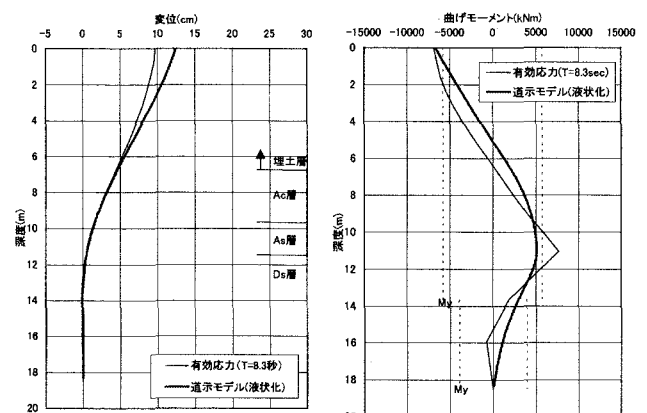


図-19 道示の方法による杭の応答

d) 有効応力解析利用（地盤変位は液化化後最大値、解析ケース 4）

上記 b)において、地盤変位のみを液化化後の最大値に変えたものである。

杭頭変位については、有効応力解析結果（ $t=8.3$ 秒）とほぼ一致している。このような手法を用いることにより、杭頭変位をよりの確に照査でき、合理的な設計ができる可能性があると考えられる。

6. まとめ

本検討では、ある一つの地盤条件、構造条件についてではあるが、まず、全体系の有効応力解析を行い、これをいわば真の値とみなして、応答変位法に

よる入力条件を検討した。その結果、以下のことがわかった。

- ・当該地盤では、地盤が液状化する過程において、杭の全過程における最大の応答が発生した。液状化の進行とともに、地震時せん断応力が地表面へ伝わりにくくなることにより慣性力が低下するが、その状態では地盤変位の影響が大きくなっている。
- ・地盤のみの有効応力解析もしくは SHAKE の結果に基づき、慣性力、地盤変位、地盤ばねを計算し、これらにより応答変位法により解析することで、この最大の応答も把握できる可能性がある。地盤変位（最大値）に組み合わせる慣性力は、液状化の発生により小さくなることを考慮した値とすることがよいと考えられるが、一方地盤の地震時変位を適切に評価することも重要である。慣性力の設定としては、具体的には、液状化過程で最大値が発生する場合でも、有効応力解析結果による液状化後のみの波形から計算した加速度応答スペクトルに基づき設定するのがよいと考えられる。

本検討のような全体系の有効応力解析及び実験を積み重ねることで、液状化地盤中の杭基礎の合理的設計法の開発が望まれる。

7. 謝辞

本検討は、「道路構造物の液状化設計手法に関する技術検討会」(座長:八戸工業大学構造工学研究所・塩井幸武教授、平成14年度)でご指導頂いた。ここに記して、各委員に感謝の意を述べる。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会,道路橋示方書・同解説 V耐震設計編, 8.2.2節 砂質土層の液状化の判定, pp.121-125 2002.
- 2) Cubrinovski, M. and Ishihara, K.: Modeling of sand behaviour based on state concept, Soils and Foundations, 38(3), 115-127, 1998.
- 3) Cubrinovski, M. and Ishihara, K.: State concept and modified elastoplasticity for sand modelling, Soils and Foundations, 38 (4), 213-225, 1998.
- 4) (社)日本道路協会,道路橋示方書・同解説 IV下部構造編, 12.10.4節 断面力、杭頭反力及び変位の計算, pp.406-413, 2002.
- 5) (社)日本道路協会,道路橋示方書・同解説 IV下部構造編, 9.5.2節 地盤反力係数, pp.121-125, 2002.
- 6) 小林 寛・田村 敬一, 液状化時の橋梁耐震設計に用いる加速度応答スペクトルに関する検討, 第5回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, 2002