

流動地盤中の杭基礎の設計における応答変位法の適用性

鹿島建設 ○浜田 友康
同上 戸田 孝史

1. はじめに

1995年兵庫県南部地震において神戸市東灘区のLPガス基地で発生した液状化に伴う地盤流動による球形貯槽基礎杭の被災事例を取り上げ、杭基礎に作用する地盤流動の影響について応答変位法の適用性を検討する。また、流動する地下水位以浅の非液状化層の地盤ばね低減係数を、上限荷重とする受働土圧と地盤に想定される歪の関係から設定する方法を示す。応答変位法は地盤の流動変位量と杭のたわみ性に応じて流動力の大きさが変化する点で杭に作用する流動力を合理的に評価できることがわかった。また、球形貯槽の被災状況を説明し、かつ地下水位以浅の非液状化層では受働土圧と受働状態の歪の関係を満足する地盤ばねの低減係数は、液状化層では1/500~1/50、地下水位以浅の非液状化層では1/100~1/40程度となった。

2. 地盤、流動変位量および基礎の被災概要

LPガス基地は埋立て地盤に立地しており、基地の南側は水深約10mの重力式護岸となっている。1995年兵庫県南部地震において基地全域が液状化により冠水した。図-1に示すように地表面に発生した亀裂の多くは東西方向で、開口幅は護岸付近が最も大きい。図中の球形貯槽位置でも噴砂や地盤のクラックおよび地盤沈下が発生した¹⁾。

図-2に、航空写真判読により作成された地盤の変位図²⁾を参照して、A-A断面近傍で周囲に構造物がない位置の地盤の水平変位分布と球形貯槽の水平変位を示す。地盤には護岸に向かう流動変位が発生している。球形貯槽の水平変位は2.8mで、護岸から貯槽中心までと等しい距離での地盤変位2.3mに比較して大きい。

図-3に地盤断面図を示す³⁾。地盤表層は層厚12~17mの埋土層であり、標準貫入試験N値は概ね10以下となっている。その下の旧海底面下には層厚2~6mのシルト質粘土層、層厚2~7mでN値15~50程度の細砂・砂礫層、続いて層厚3mでN値10前後の砂層があり、その下は概ねN \geq 50の礫混じり砂層となっている。ボーリング孔内水位は地表面下約2mにある。

球形貯槽近傍のBor ①の土層構成により、地表面震度 $K_H=0.3$ として道路橋示方書⁴⁾に従って算出した液状化に対する抵抗率 F_L は、埋土層では0.4~0.8程度となる。シルト質粘土層の下部にある細砂層でも $F_L=1.0$ となるが、層厚は薄く上部にあるシルト質粘性土層が比較的厚く水平に連続していることから、

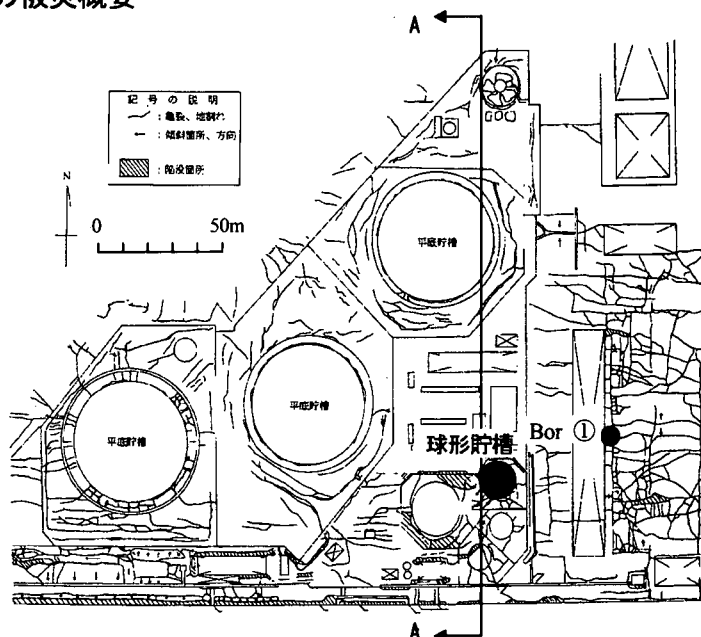


図-1 高圧ガス事業所の地表面に発生した亀裂分布¹⁾

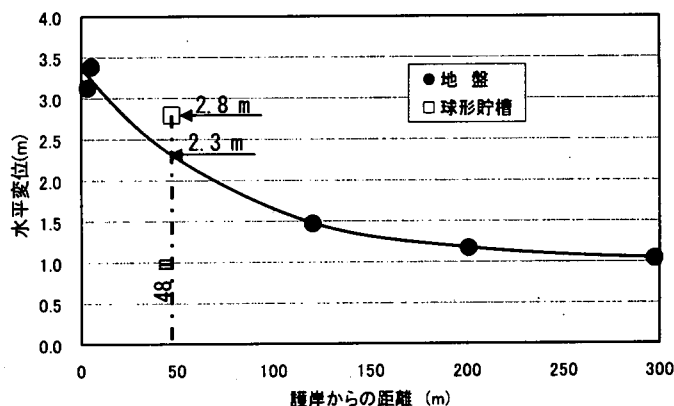


図-2 水平変位(護岸直交成分)

キーワード 液状化, 流動, 杭, 応答変位法
連絡先 〒107-8502 東京都港区赤坂6-5-30 鹿島建設(株) 土木設計本部 TEL03-5561-2111

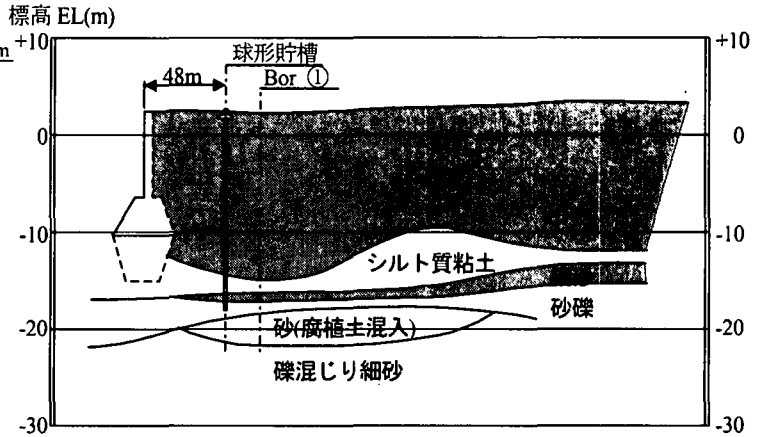
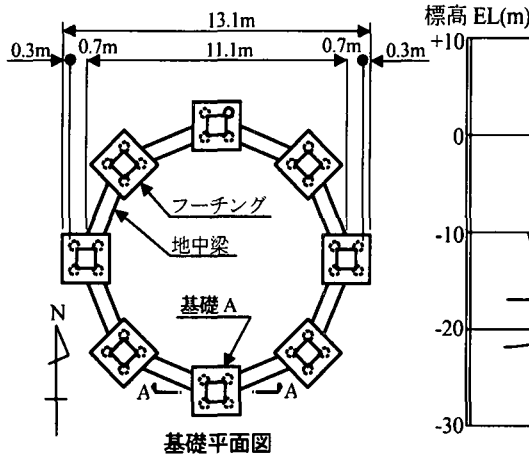


図-3 地盤断面図(A-A断面)

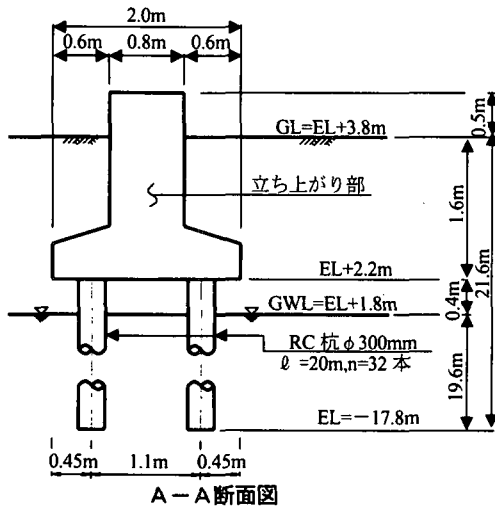


図-4 基礎構造概要

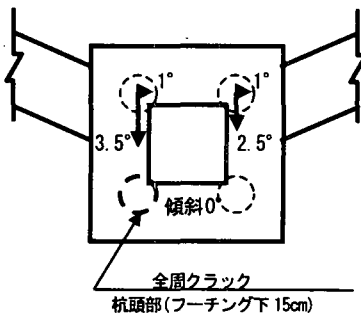


図-5 球形貯槽基礎杭の被災状況 (基礎A)

液状化に伴う地盤流動変形は概ね埋土層に生じたと考えられる。

図-4に球形貯槽の基礎構造概要を示す⁵⁾。8基の各フーチングは地中梁で連結され4本のRC杭で支持されている。球形貯槽基礎の被災状況を以下にまとめる。

① 地盤変位量と貯槽基礎変位量の関係：図-2より、護岸から球形貯槽中心と同じ距離で周囲に構造物がない地盤の水平変位は約2.3mであり、球形貯槽頂部の水平変位2.8mの方が0.5m大きい。地震後に貯槽本体は南向きに傾斜していた。貯槽基礎に地盤と同じ変位量を仮定すると貯槽本体の傾斜角は $(2.8\text{m}-2.3\text{m})/14.3\text{m} \approx 1/30$ (約 2°)となり、最大この程度の傾斜をしていたことは考えられる。したがって、貯槽位置での地盤変位量2.3mに比較して貯槽基礎の変位量は同等もしくは若干大きいものと推定する。

② 基礎杭の杭頭部の損傷状況：図-5に基礎Aの杭頭部を掘り出した外観調査結果を示す³⁾。南側(流動方向)に 3.5° 傾斜した杭では杭頭にクラックは無く、杭頭に傾斜がない杭では杭頭全周にクラックが確認されている。基礎自体は南方向に約 $1/135$ (約 0.4°)傾斜しており杭頭傾斜角の測定精度が 0.5° であることから、後者の杭についても基礎と同様に 0.4° 程度傾斜していたと推定される。杭頭傾斜角が 0.4° でクラックが発生した杭頭には降伏モーメント M_y 程度の曲げが作用していたことが推測される。一方、杭頭傾斜角が 3.5° でクラックが発生していない杭については少なくとも M_y に至る曲げは発生していないと考えられる。

③ 基礎杭深部の損傷状況：他の隣接基礎の杭芯孔を利用した調査では、深度約10mで計器が挿入不能となっている³⁾。杭が損傷して土砂が孔内を塞いでいたことが考えられ、球形貯槽の基礎杭深部では終局モーメントを超える曲げが発生している可能性が高い。

3. 応答変位法による検証解析モデル

図-6に示す応答変位法の解析モデルにより2.に示した球形貯槽基礎杭の被災状況を解析する。地盤条件はBor ①に基づいて設定する。地盤地表面での流動水平変位量は2.3mで、変位の深度分布は地下水位以浅の非液状化層では地表面変位量で一定とし、それ以深の液状化層ではcos分布とする。基礎杭は単杭を取り出して地中部のフーチングと共にはり要素でモデル化する。杭の曲げ非線形特性(曲げモーメント M ~曲率 ϕ 関係)は図-7を設定する。被災した杭頭にはクラックが発生しており、フーチングによる杭頭部の回転拘束があったことが伺える。また、杭頭の損傷状況は表-1に示すように杭頭傾斜角(回転角)によって異なるため、解析では回転拘束の大きさを計測された杭頭傾斜角 0.4° および 3.5° で規定し、フーチングと杭頭間ではりをピン結合にして杭頭に強制回転角を作用させる。基礎自体も 0.4° 傾斜していることから、はり上端にもこの傾斜角を強制回転角度として作用させる。

地盤ばねは、流動地盤中の地下水位以浅の非液状化層、液状化層および流動地盤の下部にある非液状化層の3種類を設定する。流動地盤における液状化層の地盤ばねは、液状化層が杭の周囲をすり抜ける際の非常に大きい相対変位量に

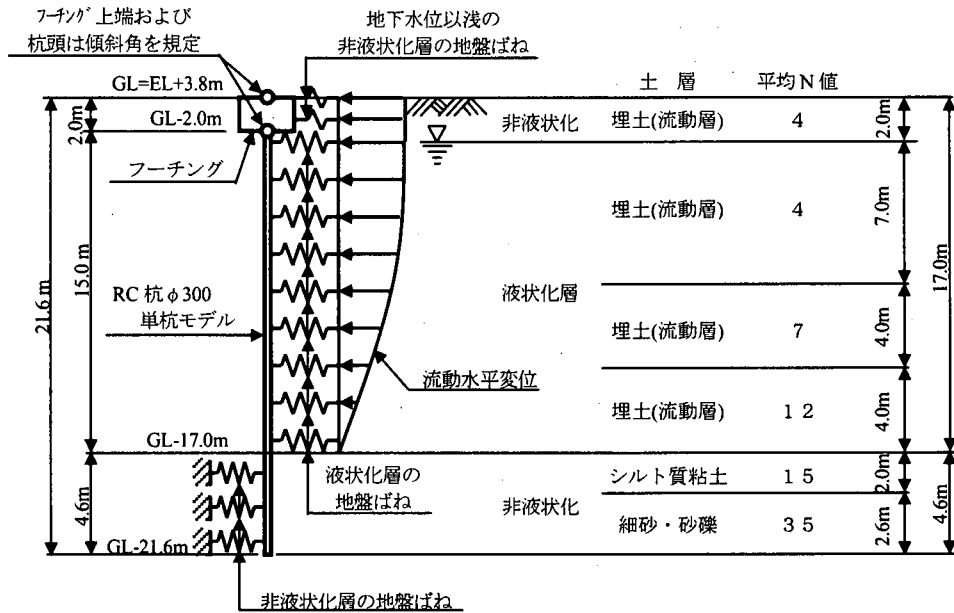


図-6 応答変位法による球形貯槽の杭基礎の解析モデル

表-1 杭頭傾斜角と基礎の被災状況のまとめ

杭頭傾斜角(°)	基礎の被災状況		
	①地盤と基礎の変位の関係	②杭頭部の損傷状況	③杭深部の損傷状況
0.4	基礎変位 ≥ 地盤変位	$M \geq My$	$M \geq Mu$
3.5	基礎変位 ≥ 地盤変位	$My > M$	

対する流動力の比を表わすため、通常地盤ばねに比較して非常に小さい値となる。地下水位以浅の非液状化層についてもクラックの発生や下部液状化層からの噴砂によりゆるみを生ずるために地盤ばねは低下すると考えられる。これらの地盤ばねの大きさは通常地盤ばねを基準とした低減係数で表わすこととし、基準地盤ばねには高圧ガス施設の設計によく用いられる福岡・宇都の地盤反力係数の提案式(1)⁶⁾に杭基礎の幅を乗じた値を用いる。

$$k_h = 6.77 \times 10^3 \times N^{0.405} \dots (1)$$

ここに、 k_h : 地盤反力係数 (kN/m³)、 N : 地盤の N 値

地盤ばね反力の上限值は、地下水位以浅の非液状化層では杭基礎への载荷側地盤が圧縮域となるため受働土圧とする。液状化層については地盤ばねの上限值は明確でないため規定しない。地盤ばねおよび上限荷重算定のための杭1本あたりの基礎幅は、フーチング部分では全基礎の立ち上り部の最外縁幅を基礎全体の幅としてこれを杭本数で除した幅 0.41m とする。杭部分では全杭の最外縁幅に作用する流動力をフーチングおよび地中梁を介して全杭が均等に負担するものとしてこれを杭本数で除した幅 0.39m とする。

球形貯槽に作用する慣性力は、液状化地盤であるため応答が小さく、また、杭に作用する流動力は地盤流動が進行して杭のたわみが大きくなる際に最大となるため地震の主要動の期間は経過していると考えられることから考慮しない。

4. 解析結果と被災を説明する地盤ばね低減係数

図-8に、杭頭傾斜角が3.5°で、地盤ばねの低減係数を地下水位以浅の非液状化層で1/50および液状化層で1/500とした結果を示す。地盤の流動変位は100分割して作用させている。曲げモーメントは初めに流動地盤の下端で大きく増加し、19/100の地盤変位を作用させた段階で降伏モーメント M_y に達する。その後は、液状化層における杭の支間モーメントが増加し杭頭モーメントも増加していく。最終時には、地表面レベルでの地盤と基礎の変位はほぼ等しく、杭頭曲げモーメントは M_y 以下であり、流動地盤下端レベルでは杭に終局曲げモーメント M_u が発生している。これらは1.に示した杭の被災状況が説明できる妥当な解析結果である。

図-8に併記している道路橋示方書⁹⁾による流動力、すなわち液状化層では流動地盤全上載圧の30%に相当する流動力、また地下水位以浅の非液状化層では受働土圧相当の流動力と比較すると、応答変位法で得られた流動力すなわち地盤ばね反力は小さい。杭に作用する流動力には地盤の流動変位量と杭のたわみ性が影響すると考えられる。道路橋示方書で

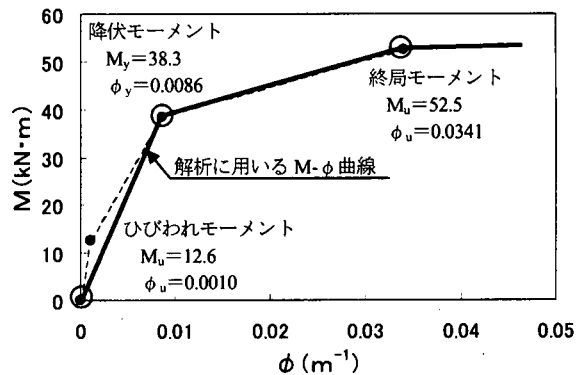


図-7 杭の曲げモーメント(M)～曲率(phi)

は流動力の設定に際して1995年兵庫県南部地震における六甲アイランド大橋取付部の海P-216橋脚の被災事例等の逆解析を行っている⁷⁾。橋脚基礎周辺地盤の地表面水平変位量は2m程度で、球形貯槽の周辺地盤の地表面水平変位量2.3mとほぼ同じである。流動層厚は18.3mで、杭基礎には杭径1.5mの場所打ちコンクリート杭が使用されており、3.の方法で計算した杭1本あたりの基礎幅は0.57mとなる。杭のたわみ性を表す指標として、たとえば「流動地盤層厚/杭の曲げ剛性×杭1本あたりの基礎幅」を考え、球形貯槽基礎と海P-216橋脚基礎とを比較すると以下ようになる。

$$\text{海P-216橋脚基礎: } \frac{18.3}{E \times \frac{\pi}{64} \times 1.5^4} \times 0.57 = \frac{42}{E} \left(\frac{1}{N} \right) \dots\dots (2)$$

$$\text{球形貯槽基礎: } \frac{17.0}{E \times \frac{\pi}{64} \times (0.3^4 - 0.18^4)} \times 0.39 = \frac{19000}{E} \left(\frac{1}{N} \right)$$

ここに、E:杭の弾性係数(N/m²)

すなわち、球形貯槽基礎のたわみ性指標は海P-216橋脚基礎に比較して約450倍で、杭基礎が非常にたわみやすいために同じ地盤流動変位を受けた場合でも杭に作用する流動力は小さくなる。また解析で得られた地下水位以浅の非液状化層の流動力は受働土圧荷重に比較して非常に小さく、作用方向は逆すなわち基礎の変位に対して抵抗側の荷重となっている。このように地盤の流動変位量の外に杭のたわみ性に応じて流動力が変化する点で応答変位法は合理的と考えられる

つぎに、地盤ばね低減係数の変化が解析結果に及ぼす影響について図-9を示す。地下水位以浅の非液状化層の地盤バネを固定し液状化層の地盤ばねを大きくすると、液状化層の杭の支間モーメントが大きくなり杭頭曲げモーメントは小さくなる。液状化層の地盤バネを固定し地下水位以浅の非液状化層の地盤ばねを大きくすると、杭基礎の非液状化層による拘束が大きくなり杭頭に作用する曲げモーメントは小さくなる。

図-14は、表-1に示す2種類の杭頭傾斜角の杭に対して、図中の○の位置の液状化層および地下水位以浅の非液状化層の地盤ばね低減係数の組み合わせで解析を行い、その結果から①～③の杭の被災状況と整合する地盤ばね低減係数の境界線を引き、整合する方向を矢印で示したものである。いずれの地盤ばね低減係数の組み合わせでも、埋土層の下端レベルで杭の曲げモーメントは終局モーメントM_uを超えており③の被災状況とは整合する。残る①地盤変位量と貯槽基礎変位量の関係および②基礎杭の杭頭部の損傷状況との整合からは、液状化層の地盤ばね低減係数の下限値が制限される。最も大きい下限値は杭頭傾斜角度3.5°の場合に杭頭曲げモーメントを降伏モーメントM_y以下とする条件から定まり、液状化層の地盤ばね低減係数は0.002以上となる。すなわち地盤ばね低減係数を1/500以上とすれば、球形貯槽の被災状況を説明できる解析結果が得られる。

なお、地下水位以浅の非液状化層では液状化層に比較して地盤ばねが大きいと考えられるため、図-14では以上の球形貯槽基礎杭の被災事例の検証結果に

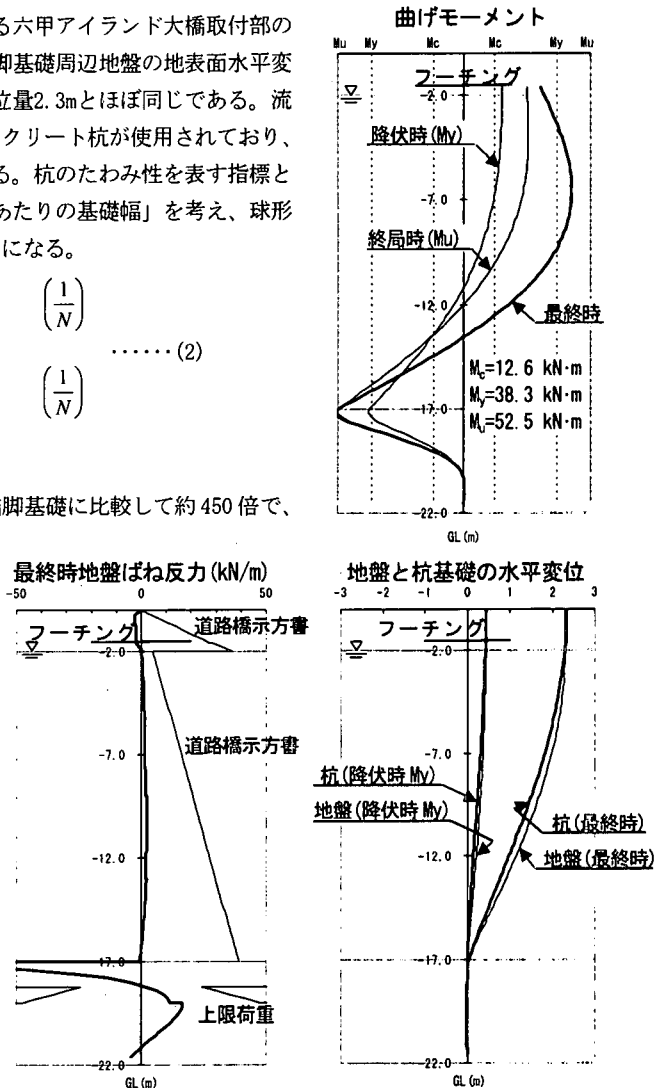


図-8 解析結果(杭頭傾斜角3.5°)
地盤ばね低減係数[非液状化層:1/50, 液状化層:1/500]

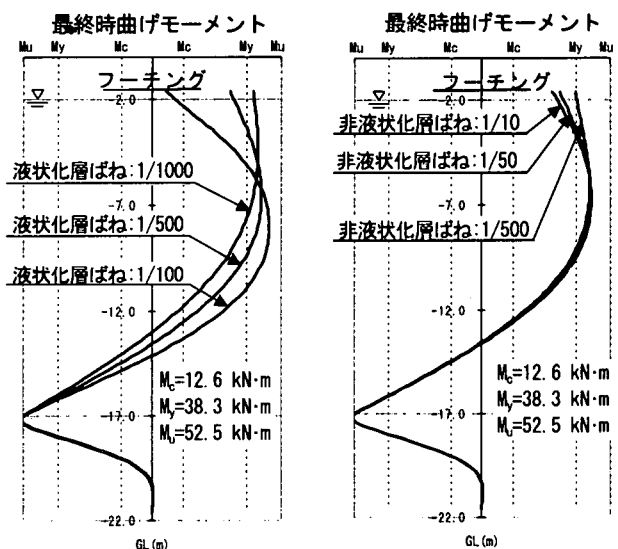


図-9 地盤ばね低減係数の違いに対する曲げモーメントの比較
(杭頭傾斜角3.5°)
基本地盤ばね低減係数[非液状化層:1/50, 液状化層:1/500]

加えて、この範囲も矢印で示している。

5. 地下水位以浅の非液状化層の地盤ばね低減係数

図-10 に示すように、杭と地盤の相対変位が大きくなり、地下水位以浅の非液状化層から杭が受ける流動力が上限の受働土圧に達する際、杭基礎の載荷側地盤には受働状態の歪が発生する。したがって載荷側地盤の圧縮領域長さ h と平均的な圧縮歪を適切に評価すれば、その積である杭と地盤の相対変位と受働土圧との関係から地盤ばねを設定できる。式(3.1)は応答変位法の考え方により流動力を地盤ばねおよび杭と地盤の相対変位の積として示したものである。地盤の圧縮領域長さは非液状化層厚と同一としている。式(3.2)は流動力の上限荷重である受働土圧を示している。受働土圧に乗ずる低減係数 β は地盤流動に伴い地下水以浅の非液状化層に発生するクラックや噴砂による地盤のゆるみを表している。

$$P_1 = \alpha \cdot K \cdot h \cdot \Delta \delta = \alpha \cdot \left(\frac{k_0 \cdot B}{n} \right) \cdot h \cdot (\epsilon_y \cdot h) \quad \dots\dots(3.1)$$

$$P_2 = \frac{(1/2 \cdot \beta \cdot K_p \cdot \gamma_t \cdot h^2) \cdot B}{n} \quad \dots\dots(3.2)$$

$$P_1 = P_2 \Rightarrow \alpha = \frac{\beta \cdot K_p \cdot \gamma_t}{2 \cdot k_0 \cdot \epsilon_y} \quad \dots\dots(3.3)$$

ここに、

- P_1 : 杭基礎載荷側地盤が受働状態に達する際の応答変位法による流動力(kN)
- P_2 : 杭基礎載荷側地盤の受働土圧(kN)
- $\Delta \delta$: 自由地盤と杭の相対変位(m)
- ϵ_y : 受働状態の杭基礎載荷側地盤の平均的な圧縮歪
- k_0 : 地盤反力係数(kN/m³)
- K_p : 受働土圧係数
- β : 受働土圧の低減係数
- γ_t : 非液状化層の単位体積重量(kN/m³)
- K : 単杭の単位深度あたりの基準地盤ばね(kN/m²)
- α : 地盤ばねの低減係数
- h : 非液状化層厚(m)
- B : 基礎杭の最外縁幅(m)
- n : 杭本数

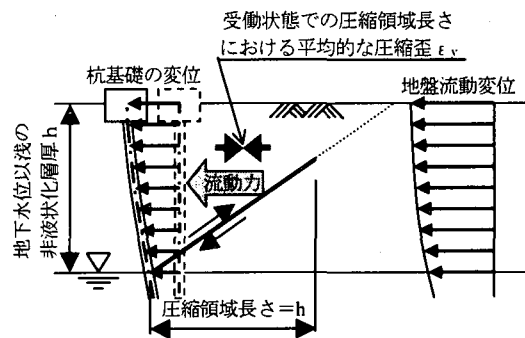


図-10 杭基礎に作用する流動力が受働状態に達する際の地盤ばね反力の考え方

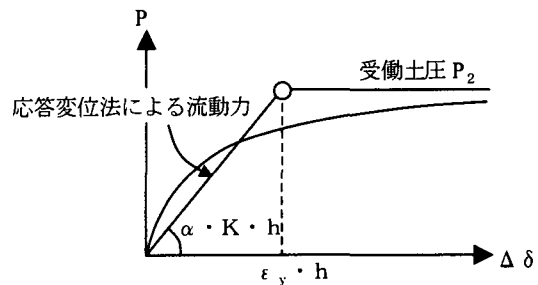


図-11 流動力(P)と相対変位(Delta delta)

図-11に示すように式(3.1)と式(3.2)は等しいため、地下水位以浅の非液状化層の地盤ばね低減係数 α は式(3.3)で表される。式中の変数の内、 K_p および k_0 は内部摩擦角 ϕ を標準貫入試験のN値から慣用的に設定して算定し($\phi(\circ) = \sqrt{20N + 15}$)、 $\gamma_t = 17.6 \text{ kN/m}^3$ として、 β は不明なため β/α を試算する。図-12に計算結果を示す。流動力上限荷重の低減係数と地盤ばね低減係数の比 β/α は地盤のN値の違いではあまり変化せず、杭の載荷側地盤に想定する平均的な圧縮歪 ϵ_y によって大きく変化する。

図-13に示すように、石原は内部摩擦角 $\phi = 30^\circ$ の場合の受働状態での地盤の平均的な歪を15~20%と示している⁸⁾。龍岡は側圧一定の三軸圧縮排水試験($\sigma_r = 0.5 \text{ kgf/cm}^2$)でピーク強度(受働強度)に至る際の軸歪が、ゆる詰め($e_0 = 0.78$)で11%、特にゆる詰め($e_0 = 0.85$)で20%以上と示している⁹⁾。これらから、液状化により地盤流動が発生するゆるい地盤の受働状態での平均的な圧縮歪は20%程度と考えられ、図-13に示す様にバイリニアモデルで受働状態に至る土の応力~歪関係を平均的に表わすためには概ね $\epsilon_y = 10\%$ とすればよい。図-12によると $\epsilon_y = 10\%$ に対応する流動力上限荷重と地盤ばねの低減係数比 β/α は40~50となる。流動力上限荷重、すなわち受働土圧の低減係数 β を0.5~1.0程度と想定すると、地盤ばねの低減係数 α は以下の大きさとなる。

流動力上限荷重を低減しない場合 $\alpha = \frac{1}{40} \sim \frac{1}{50}$

流動力上限荷重を1/2に低減する場合 $\alpha = \frac{1}{80} \sim \frac{1}{100}$

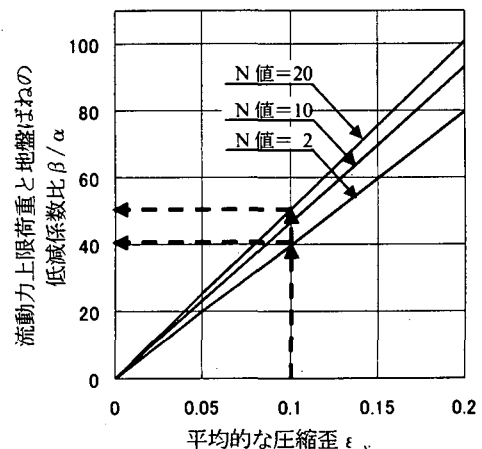


図-12 流動力上限荷重と地盤ばねの低減係数比

図-14には、4.で示した「球形貯槽基礎杭の被災事例と整合する地盤バネ低減係数の範囲」および「液化化層と比較して地下水位以浅の非液化化層での地盤バネが大きい範囲」に、上記の「地下水位以浅の非液化化層の地盤バネ低減係数の範囲」も併記している。同図に示したすべての結果を総合すると、地盤バネの低減係数は流動地盤中の液化化層では1/500～1/50程度、地下水位以浅の非液化化層では1/100～1/40程度の範囲にあることがわかる。

6. まとめ

流動地盤中の杭基礎の設計における応答変位法の適用性を検討した。その結果は以下のようにまとめられる。

- ① 球形貯槽基礎の被災事例で検討した結果、応答変位法では地盤の流動変位の大きさと杭のたわみ性に応じて流動力の大きさが変化し、地盤バネを適切に設定することで杭に作用する流動力を合理的に説明できる。
- ② 流動する地下水位以浅の非液化化層の地盤バネは、上限荷重とする受働土圧と地盤に想定される歪の関係から設定することができる。
- ③ ①②の結果および液化化層と比較して地下水位以浅の非液化化層での地盤バネが大きいと考えられる点から、福岡・宇都の地盤反力係数提案式を基準とした地盤バネの低減係数は液化化層では1/500～1/50、地下水位以浅の非液化化層では1/100～1/40程度となる。

参考文献

- 1) 高圧ガス保安協会, 兵庫県南部地震に伴うLPガス貯蔵設備ガス漏洩調査中間報告書, 平成7年
- 2) Hamada, M., Isoyama, R. and Wakamatsu, K.: The 1995 Hyogoken - Nanbu (Kobe) Earthquake Liquefaction, Ground Displacement and Soil Condition in Hanshin Area, Association for Development of Earthquake Prediction, The School of Science and Engineering Waseda University, Japan Engineering Consultants, 1995
- 3) 高圧ガス保安協会: 高圧ガス設備等耐震対策に係わる基礎・液化化分科会報告書, 平成8年
- 4) 日本道路協会, 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編, 2002年
- 5) 高圧ガス保安協会: 高圧ガス設備等耐震対策に係わる基礎・液化化分科会報告書, 平成10年
- 6) 福岡正巳, 宇都一馬: ボーリング孔を利用した基礎地盤の横方向k値測定, 土と基礎特集号 No. 1, 1956
- 7) 田村敬一, 濱田禎, 東拓生: 流動化に対する耐震設計法, 基礎工Vol. 25 No. 3 pp40-46, 1997
- 8) 石原研而: 土質力学, 丸善, S63
- 9) 龍岡文夫: 「非常にゆるい砂」の非排水せん断特性についての一考察, 土質工学論文報告集, Vol. 15, No. 3, pp. 93-95, 1975

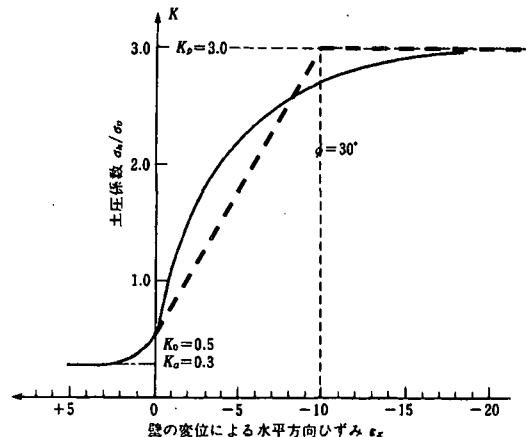


図-13 壁の変化に伴う土圧係数の変化 (文献10に加筆)

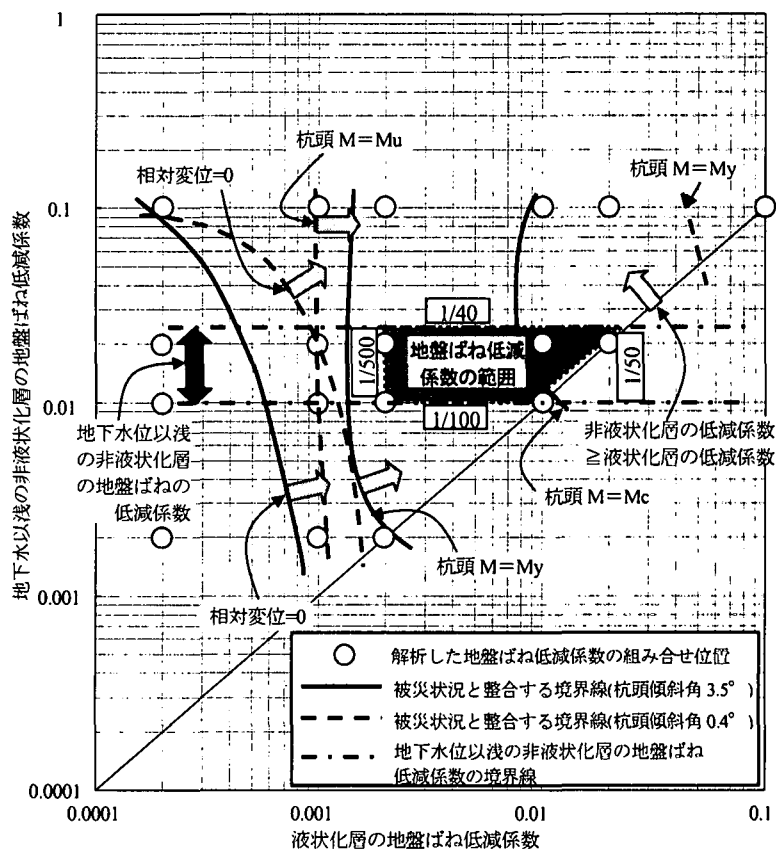


図-14 液化化層と地下水位以浅の非液化化層の地盤バネの低減係数