

地盤の鉛直方向抵抗力のモデル化が杭基礎の水平抵抗力に及ぼす影響

INVESTIGATION OF HORIZONTAL STRENGTH OF PILE FOUNDATION FORCING ON THE MODELING OF VERTICAL RESISTANCE

大塚久哲*, 久納淳司**, 岩上憲一***、

Hisanori OTSUKA, Junji KUNOU, Norikazu IWAGAMI

* 工博 九州大学大学院工学研究科建設システム工学専攻教授 (〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)

** 九州大学大学院工学研究科都市システム工学専攻修士課程 (同上)

*** 構造技術センター福岡支社技術第二部 (〒812-0011 福岡市博多区博多駅前 3-5-7)

Vertical resistance of pile foundations are calculated by the frame model supported by soil springs. Concerning the soil springs in vertical direction, two different approaches have been used in the seismic analysis. One is the way using representative unified soil springs for vertical resistance, and the other way is separating the springs into the vertical springs at the pile bottom, shear springs around the piles and axial rigidities of the piles. After showing the validity of proposed separate type spring model, effect of N-values of soil around the piles, modulus elasticity of the pile bottom and the ratios of pile depth to diameter on the horizontal strength are investigated. Furthermore it is shown that the applicability of the unified spring model is limited into the certain range of N-values and depth to diameter ratios.

key word: Pile foundation, Horizontal strength, Vertical resistance model of soil

1. まえがき

阪神淡路大震災以降、大地震に対する構造物の安全性を保証することが要求されるようになり、各種設計基準類は、これまでの許容応力度法から終局限界状態等における目標性能を照査する設計法(いわゆる性能照査型設計法)へと移行しつつある。

杭基礎の耐震設計においても、最近の大地震における被災事例を踏まえて、合理的な設計法の確立が望まれている。杭基礎の耐震設計においては、周辺の地盤を非線形ばねに、杭体を弾塑性体性にモデル化して、静的に水平力を作用させ、杭頭水平変位、杭の降伏、終局耐力、靱性率などを、橋脚の耐力との関連において照査する設計法が主であるが、地盤ばねのモデル化、特に鉛直抵抗のモデル化には、大きく分けて2通りの考え方が並存している。

図-1はそれら2つの考え方の概念図を示したもので、既存の鉛直載荷試験に基づく推定式から鉛直方向抵抗力を1つのばね定数で表す方法と、鉛直抵抗力を、杭周面摩擦、杭先端地盤の鉛直抵抗、杭体自体の鉛直抵抗に分離する方法である。前者は道路橋示方書¹⁾の杭基礎のばね定数の算定に用いられており、以後鉛直抵抗非分離型と呼ぶ。後者は道路橋示方書のケーソン基礎のばね定数の算定法に近く、鉄道構造物等設計標準²⁾などにも示されている方法で、以後鉛直抵抗分離型モデルと呼ぶ。

さて、杭基礎のばね定数の算定法に関する研究は数多く存在するが、最近の研究として、岡原・高木他³⁾が鉛直方向ばね定数の算定法について実測値を基にした考察を行っているが、非分離型モデルにおけるばね定数の与

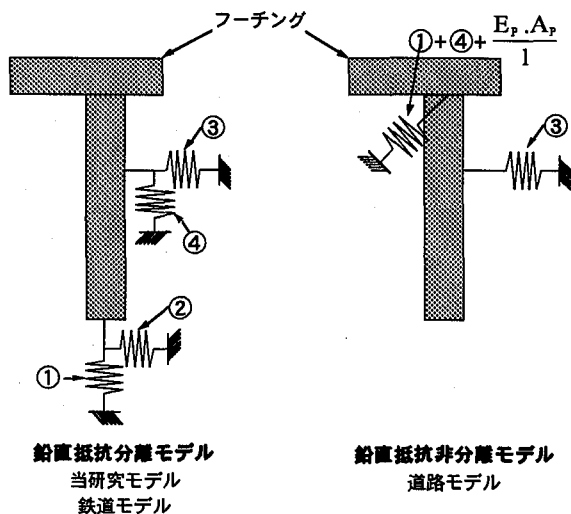


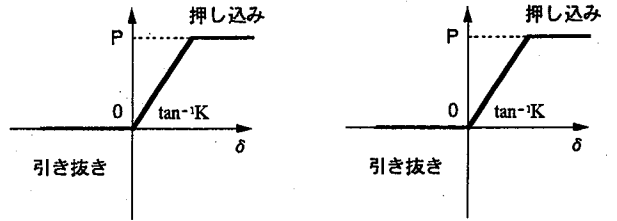
図-1 杭基礎のモデル化の違い(概念図)

え方についてであり、解析モデルの妥当性と高精度化については言及していない。また、神田・奥村他⁴⁾、小坂・西村他⁵⁾の研究では、群杭の振動台実験と鉛直抵抗分離型モデルによる非線形解析を比較して、鉄道構造物等設計標準・同解説²⁾に示された従来のばね定数のパラメータの変更を提案している。しかしながら、鉛直方向抵抗力に関するモデル化の違いに対する考察、あるいは、根入れ比や周面地盤のN値などによる水平抵抗力の変化について体系的に論じたものはないようである。

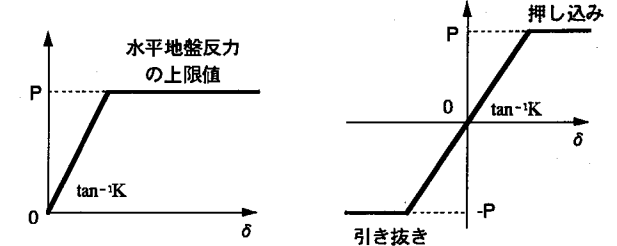
そこで本研究では、これまでの研究で提案されたり、各種設計基準類で採用された地盤ばね定数を整理し、現

表-1 ばね定数算出方法の違い

	当研究モデル	鉄道モデル	上限値
①ばね 底面の鉛直 地盤抵抗	$K_{v1} = k_v \cdot A_{F2}$ $k_v = 1/30 \cdot \alpha$ $\cdot E_0 \cdot (B_v/30)^{-3/4}$ ($\alpha = 8, E_0 = 7 \cdot N$ $B_v = D$) $= 23.9 \cdot N \cdot D^{-3/4}$	$K_v = k_v \cdot A$ $k_v = \alpha \cdot E_0 \cdot D^{-3/4}$ ($\alpha = 1.0, E_0 = 25 \cdot N$) $= 25 \cdot N \cdot D^{-3/4}$	・地盤から決定される上限値 $P_{Kv1} = q_u \cdot A_F$ ・杭体から決定される上限値 $R_{Kv} = 0.85 \cdot \sigma_u \cdot 10 \cdot A_c + \sigma_f \cdot 10 \cdot A_s$
②ばね 底面のせん断 地盤抵抗	$K_{SH} = \lambda k_{v1}$ $\lambda = 0.3$	$K_{SH} = \lambda k_v$ $\lambda = 1/3$	$P_{KSH} = (C_u + V \cdot \tan \phi_b) \cdot A_{SH}$ ($C_u = 0, \phi_b = 2/3 \phi, V = P_{Kv}$)
③ばね 周面の水平 地盤抵抗	$K_{H2} = k_{HE} \cdot D \cdot L_A$ $k_{HE} = 1/30 \cdot \eta_k \cdot \alpha_k \cdot \alpha$ $\cdot E_0 \cdot (B_H/30)^{-3/4}$ ($\alpha = 8, \eta_k \cdot \alpha_k = 1.0$ $E_0 = 7 \cdot N$) $= 0.36 \cdot N^{32/29}$	$K_H = k_h \cdot D \cdot \Delta l$ $k_h = 0.2 \cdot \alpha \cdot E_0 \cdot D^{-3/4}$ ($\alpha = 3.0, E_0 = 25 \cdot N$) $= 15 \cdot N \cdot D^{-3/4}$	$P_{KH2} = P_u \cdot D \cdot L_H$ $P_u = \eta_p \cdot \alpha_p \cdot p_u$ (文献1) 10章参照)
④ばね 周面のせん断 地盤抵抗	$K_{V2} = C_s \cdot U \cdot L_F$ $C_s = N/15$	$K_{SV2} = k_{SV} \cdot U \cdot \Delta l$ $k_{SV} = 0.05 \cdot \alpha \cdot E_0 \cdot D^{-3/4}$ ($\alpha = 1.0, E_0 = 25 \cdot N$) $= 1.25 \cdot N \cdot D^{-3/4}$	$P_{Kv2} = f \cdot U \cdot L_H$ $f = N$ (粘性土) $= 0.5 \cdot N$ (砂質土)



①ばね (底面の鉛直地盤抵抗) ②ばね (底面のせん断地盤抵抗)



③ばね (周面の水平地盤抵抗) ④ばね (周面のせん断地盤抵抗)

図-3 地盤抵抗の非線形特性

表-2 杭の鉄筋量及び M-φ 関係一覧

		区間 (杭頭からの距離)	主鉄筋	帯鉄筋			
押し込み杭	断面1	0.0～2.4m	D29-28本	D16ctc150			
	断面2	2.4～10.0m	D29-28本	D16ctc300			
	断面3	10.0～30.0m	D29-14本	D16ctc300			
引抜き杭	断面4	0.0～2.4m	D29-28本	D16ctc150			
	断面5	2.4～10.0m	D29-28本	D16ctc300			
	断面6	10.0～30.0m	D29-14本	D16ctc300			
		Mc (tfm)	φc (1/m)	My (tfm)	φy (1/m)	Mu (tfm)	φu (1/m)
	断面1	84.2	0.288E-3	220.0	0.245E-2	319.0	0.211E-1
	断面2	84.2	0.288E-3	222.6	0.241E-2	310.9	0.126E-1
	断面3	80.4	0.294E-3	155.7	0.229E-2	210.5	0.149E-1
	断面4	54.4	0.186E-3	158.8	0.213E-2	247.6	0.264E-1
	断面5	54.4	0.186E-3	160.4	0.210E-2	242.6	0.159E-1
	断面6	50.9	0.186E-3	86.7	0.191E-2	131.9	0.212E-1

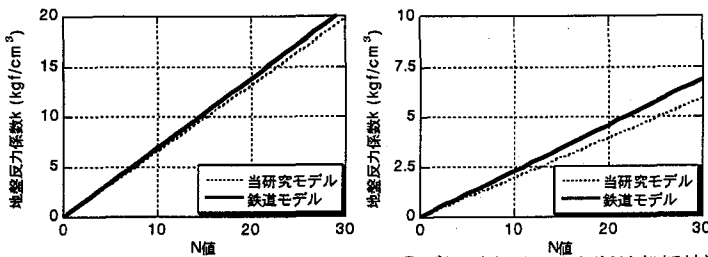
デルの地盤反力係数の補正係数は文献5) の値とした。

当研究モデルの地盤抵抗は、図-1の①、②ばねについては道路橋示方書下部構造編のケーソンモデルより、③ばねについては、杭基礎モデルより算出し、④ばねについては参考文献6)、7) より求めた。

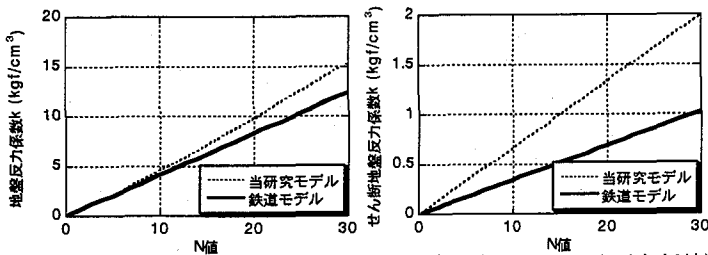
図-2には、当研究モデルと鉄道モデルの地盤反力係数のN値による変化を示す。鉄道モデルと当研究モデルの地盤反力係数は、①ばね、②ばねについてはほぼ同様の値となるが、③ばねは、N値が30で当研究モデルに比べて鉄道モデルの地盤反力係数が約80%程度の値となる。④ばねは最も両者の差が大きく、当研究モデルは鉄道モデルの地盤反力係数の約2倍の値となる。

当研究モデルにおいて、鉄道モデルより大きい④ばねのばね定数を用いた理由として、文献5)の結果より、シミュレーションの方が、実験結果に比べ最大曲げモーメントの発生位置が下がっており、曲げに抵抗する④ばねのばね定数をもっと大きいのではないかと考えるからである。また④ばねは杭全長にわたり作用しているものとする。

上記のばねはすべて、2次勾配のないバイリニア型で非線形特性を表し、①ばね、②ばねは押し込みと引抜きで抵抗特性が変化し、③ばねは押し込み側のみで、④ばねは原点对称のバイリニアを与えた。図-3にその非線形特性を示す。ここで当研究モデル、鉄道モデルともに、



①ばね (底面の鉛直地盤抵抗) ②ばね (底面のせん断地盤抵抗)



③ばね (周面の水平地盤抵抗) ④ばね (周面のせん断地盤抵抗)

図-2 地盤反力係数のN値による分布状況

時点現実的かつ合理的であると考えられる鉛直抵抗分離型の地盤ばね算定法を当研究モデルとして提案し、まずこれと最新の研究成果である文献5)のモデルによる応答の比較を行った。これにより当研究モデルの妥当性を示した後、当研究モデルと、鉛直抵抗非分離型モデルとの比較を、周面地盤のN値、先端地盤の変形係数、杭の根入れ比をパラメータとして行って、これらパラメータが地盤の水平抵抗に及ぼす影響を明らかにし、あわせて鉛直抵抗非分離型モデルの適用性について論じた。

2. 鉛直抵抗分離型モデルについて

2.1 鉛直抵抗分離型モデルの説明

表-1に当研究モデルと鉄道モデルにおける各ばね定数の算出方法とその上限値を整理した。鉄道モデルと当研究モデルでは、各地盤抵抗の評価方法が異なるが、両モデルとも図-1における4つのばねを用いている。ここに、①ばねは杭先端地盤の鉛直抵抗、②ばねは杭先端地盤のせん断抵抗、③ばねは杭周面地盤の水平抵抗、④ばねは杭周面地盤のせん断(摩擦)抵抗を表す。鉄道モ

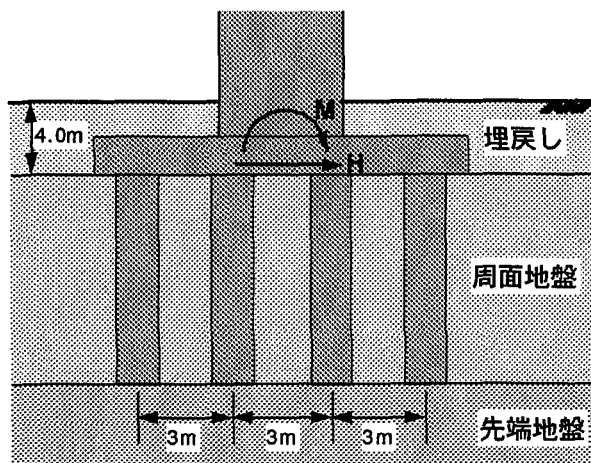


図-4 地盤とモデルの概要

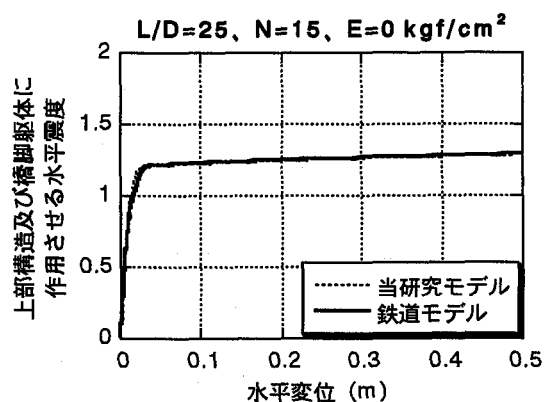


図-5 当研究モデルと鉄道モデルの挙動の違い

それぞれの抵抗特性の上限値は同じ値を用いている。

また杭体は場所打ち杭とし、両モデルともに杭体の非線形特性は表-2で与えられるトリリニア型とした。フーチングは剛体であるとし、フーチング前面地盤の水平抵抗のみを考慮し、フーチング前面地盤のせん断抵抗は無視した。杭基礎全体をモデル化しているため、それぞれのばね定数及びその上限値に奥行き方向の杭本数(3本)を乗じた。載荷方向には杭は4本配置し、杭中心間隔は3.0m、杭径はD=1.2mである。フーチングの高さは2.0mである。図-4に地盤とモデルの概要を示す。

2.2 鉛直抵抗分離型モデルの比較

この両モデルにおいて、最も大きな違いは④ばねの地盤反力係数である。よって比較を行うためには、この影響が顕著に現れると考えられる、杭先端地盤の抵抗が無く(摩擦杭)、杭長の長いモデルを用いることがよいと考えた。そこで根入れ比L/D=25(杭長L=30m)、周面地盤はN値が15の一樣地盤として、比較計算を行うこととした。

2.3 載荷方法

この2つのモデルに、水平荷重H、曲げモーメントMを漸増荷重として作用させ、杭頭位置での変位、杭体に生じる曲げモーメント、杭体に生じる軸力、杭体周面の摩擦反力度を求める。ここで、上部構造及び橋脚躯体に

作用させる設計水平震度 $k_{hc}=1.0$ ($k_{hg}=0.4$)の時のそれぞれの荷重は、

$$H = k_{hc} \cdot (W_U + W_P) + k_{hg} \cdot W_F$$

$$= 1.0 \cdot (1200.0 + 335.6) + 0.4 \cdot 536.3 = 1750.1 \text{ (tf)}$$

$$M = k_{hc} \cdot (W_U \cdot y_U + W_P \cdot y_P) + k_{hg} \cdot W_F \cdot y_F$$

$$= 1.0 \cdot (1200.0 \cdot 15.0 + 335.6 \cdot 8.4) + 0.4 \cdot 536.3 \cdot 1.1 = 21055.0 \text{ (tfm)}$$

ここで、

k_{hc} : 上部構造及び橋脚躯体に作用させる設計水平震度

k_{hg} : フーチングに作用させる設計水平震度

W: それぞれの重量 (tf) で、添字Uは上部構造、Pは橋脚躯体、Fはフーチング

y: フーチング底面からそれぞれの重心位置までの高さ (m)

であり、鉛直荷重Vは

$$V = W_U + W_P + W_F + R_D$$

$$= 1200.0 + 335.6 + 536.3 + 275.0 = 2346.9 \text{ (tf)}$$

ここで、

R_D : 上載土砂の重量 (tf)

であり、一定荷重としてモデルに作用させる。

2.4 比較結果

図-5に両モデルの杭頭変位-震度関係の比較を示す。この図からわかるように、周面のせん断地盤抵抗が最も顕著に現れる場合(L/D=25、N=15、先端地盤の変形係数E=0kgf/cm²)においても、鉄道モデルにおいてわずかに安全側の評価を与えてはいるが、両モデルの差は無視できる範囲にある。また図-6、7は、それぞれのモデルの弾性限界、降伏変位と思われる杭頭変位での、杭体に生じる断面力や軸力などを図示した。ここで、杭頭変位0.009m、0.021mは当研究モデルにおいてそれぞれ弾性限界、降伏変位と思われる点、杭頭変位0.011m、0.031mは鉄道モデルにおいてそれぞれ弾性限界、降伏変位と思われる点であり、杭頭変位0.100mは両モデルにおいて終局以降と考えられる変位である。

図-6、7をみると、発生している軸力や摩擦反力度などにおいて、当研究モデルと鉄道モデルで違いが生じていることがわかるが、全体としての挙動である図-5はほとんど差が生じず、短杭や杭先端地盤の鉛直抵抗がある地盤に定着した場合など、周面のせん断地盤抵抗の影響が大きくない場合には、この差はさらに縮まると考えられる。

よって以後、鉛直抵抗分離モデルには、鉛直抵抗非分離型である道路橋示方書の杭基礎モデルと比較を行うことを考えて、地盤抵抗の算出方法がほぼ同じである当研究モデルを用いることとする。

3. 鉛直抵抗分離型と非分離型モデルの比較

3.1 鉛直抵抗非分離型モデルの説明

鉛直抵抗非分離型モデルとは、図-1の道路モデルに示すように、鉛直方向の抵抗をすべて集約し、杭頭位置でその抵抗を考慮しようとするモデルである。道路モデルの杭頭位置にあるばねは、これ一つで杭先端地盤の鉛

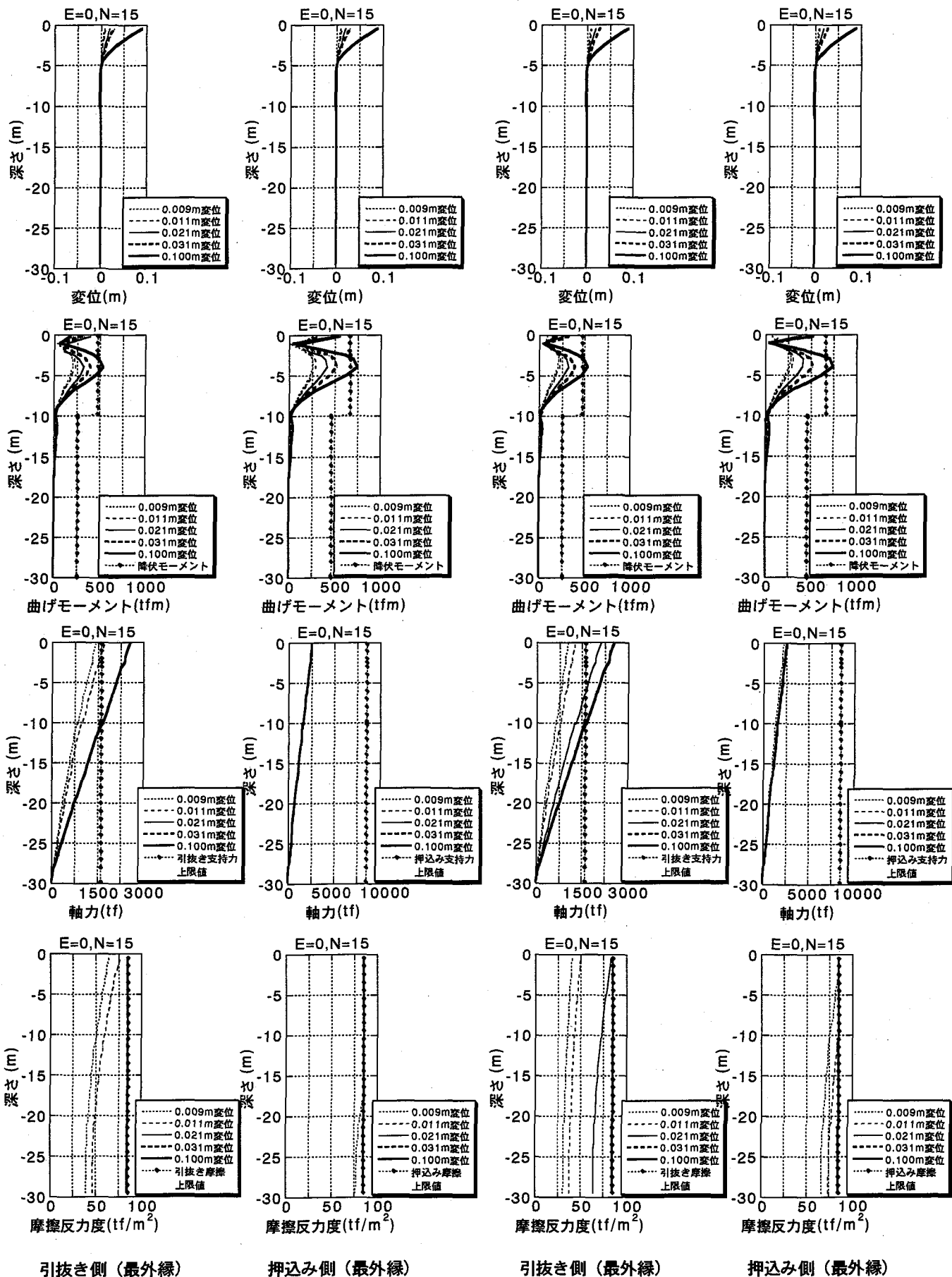


図-6 当研究モデルでの各杭頭変位におけるプロット状況

図-7 鉄道モデルでの各杭頭変位におけるプロット状況

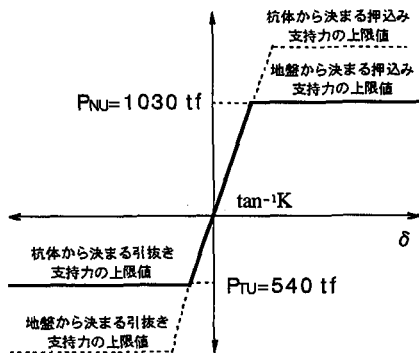


図-8 道路モデルの鉛直方向抵抗特性の例

表-3 地盤の概要と定数

地盤位置	地盤概要	N値	変形係数 E (kgf/cm ²)	すべり係数 C _s (kgf/cm ²)
周面地盤	N値2程度の軟弱粘土	2	14	0.133
	N値15程度の緩い砂質土	15	105	1.000
	N値30程度の締まった砂質土	30	210	2.000
先端地盤	摩擦杭を想定し抵抗無し	-----	-----	-----
	Q _u =300tf/m ² 程度の砂質系地盤	>30	300	-----
	堅い砂層を想定	-----	2000	-----

表-4 周面地盤と先端地盤の組み合わせ

		周面地盤		
		軟弱粘土 (N=2)	砂質土 (N=15)	砂質土 (N=30)
先端地盤	摩擦杭 E = 0 kgf/cm ²	----- (現実的でない)	○	○
	支持杭 E = 300 kgf/cm ²	○	○	○
	支持杭 E = 2000 kgf/cm ²	○	○	○

表-5 周面地盤データ

N値	4 (埋戻し)	2	15	30
土質区分	砂質土	粘土	砂質土	砂質土
単位体積重量 γ (tf/m ³)	1.8	1.6	1.7	1.9
せん断抵抗角 φ (°)	23	10	25	30
粘着力 C (tf/m ²)	0	1.5	0	0
変形係数 E (kgf/cm ²)	28.0 (=7・N)	14.0 (=7・N)	105.0 (=7・N)	210.0 (=7・N)
摩擦係数 f (tf/m ²)	2.0 (=0.5・N)	1.0 (=0.5・N)	7.5 (=0.5・N)	15.0 (=0.5・N)
すべり係数 C _s (kgf/cm ²)	0.27 (=N/15)	0.13 (=N/15)	1.00 (=N/15)	2.00 (=N/15)

表-6 先端地盤データ

N値	30以下	50程度	300
土質区分	-----	砂質土	風化花崗岩
単位体積重量 γ (tf/m ³)	-----	2	2
せん断抵抗角 φ (°)	-----	40	37
粘着力 C (tf/m ²)	-----	0	10
変形係数 E (kgf/cm ²)	0	300	2000

表-7 根入れ比の違いによる検討ケース

case1	case2	case3	case4	case5
杭長L=9m (L/D=7.5)	杭長L=12m (L/D=10)	杭長L=18m (L/D=15)	杭長L=24m (L/D=20)	杭長L=30m (L/D=25)

表-8 道路モデルの各根入れ比における鉛直バネ定数表

根入れ比L/D	7.5	10	15	20	25
鉛直ばね定数 K _v =a・EA/l (tf/m)	25900.0	37700.0	49500.0	55400.0	58900.0

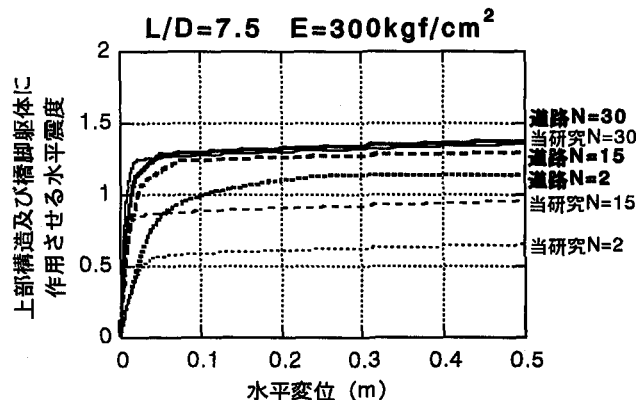
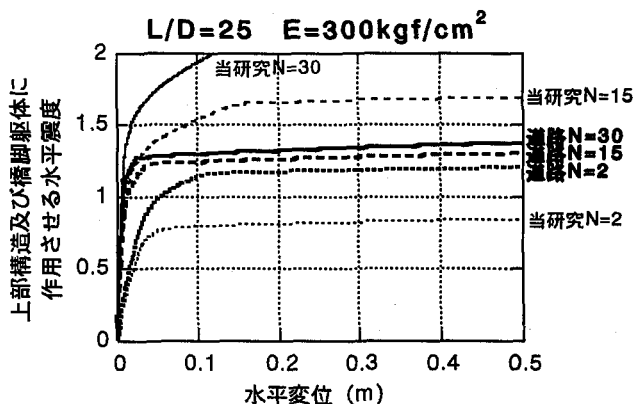


図-9 周面地盤のN値の違いによる、当研究モデルと道路モデルの杭頭位置での応答の差

直抵抗と杭周面地盤のせん断抵抗、及び杭体自体の鉛直抵抗の3つの要素を包含するばねであり、杭先端地盤や周面地盤によらず、杭種と杭長、杭径により決定されるばね定数を持つ。またこの非線形特性は、引抜き側、押し込み側でそれぞれ杭体から決まる上限値と、地盤から決まる上限値のうち、小さい方の値を上限値とする、非対称バイリニア型である。図-8にその特性を示す。

これに対し、鉛直抵抗分離型モデルでは、杭先端地盤や周面地盤の抵抗を独立して考慮することができ、より実際に近い挙動を表現することができると考えられる。

これらのモデルについて、2.3で述べた水平荷重と曲げモーメントを漸増荷重として、鉛直荷重を一定として作用させ、その時の杭頭変位などを求める。

3.2 地盤条件

解析の簡略化のために、杭周面と杭先端及び埋戻しの3層地盤とした(図-4参照)。杭周面と杭先端地盤の影響を考察するため、表-3に示す現実的な3つの地盤定数を設定し、表-4に示すような組み合わせで、あわせて8ケースの解析を行うこととした。先端地盤の変形係数E=0kgf/cm²で周面地盤がN=2の場合は、摩擦杭を想定しているにも関わらず、周面地盤がN=2と摩擦抵抗が期待できず、現実的であり得ないために行わない。また埋戻しはどの解析ケースでも同じであるとし、N値が4の砂質地盤を想定した。

ここで定めた地盤に対して、表-5、表-6の地盤デー

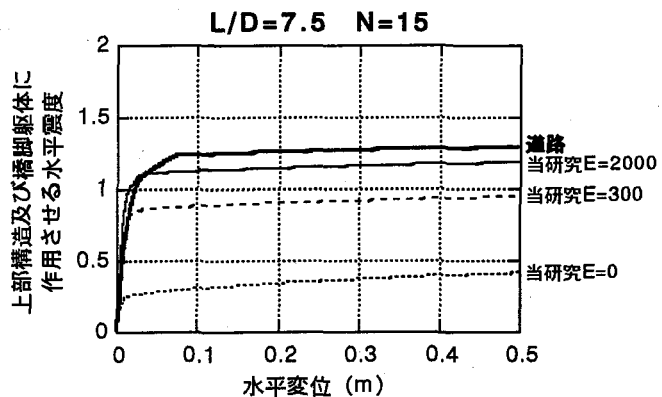
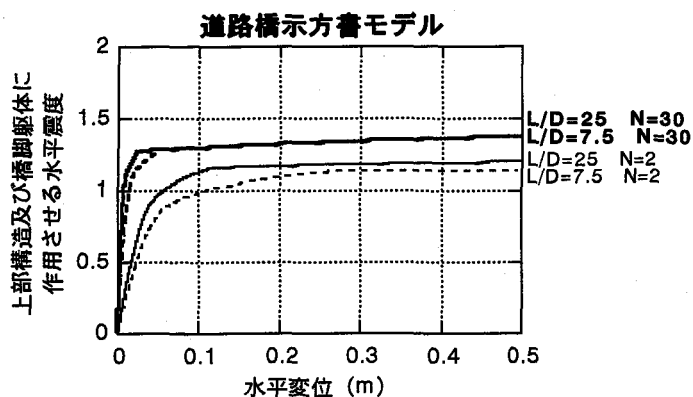
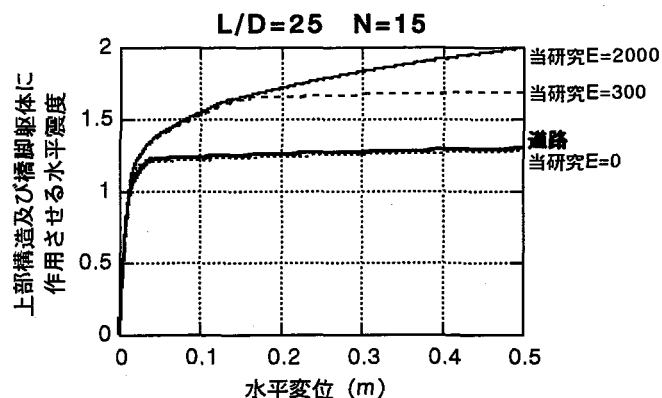
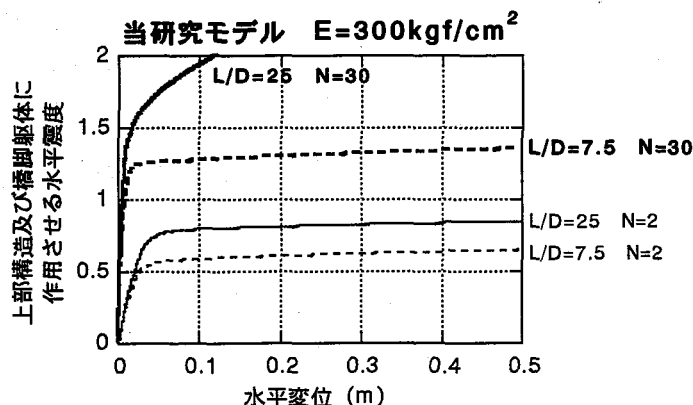


図-10 根入れ比の違いによる、当研究モデルと道路モデルの杭頭位置での応答の差

図-11 先端地盤の違いによる、当研究モデルと道路モデルの杭頭位置での応答の差

タを設定した。

3.3 根入れ比 L/D による検討ケース

道路モデルでの杭頭位置のばね定数は、既往の鉛直載荷試験により推定されるが、載荷試験の大部分のデータが根入れ比 $L/D \geq 10$ であるため、道路橋示方書では根入れ比が10以上の杭に適用するとしている。ここで、根入れ比 $L/D < 10$ の場合は、当研究モデルと道路モデルの間にどのような挙動の差が生じるか、また根入れ比が大きくなるに従って、両モデルの応答にどのような変化が生じてくるかについて考察を行うために、根入れ比 L/D をパラメータとして解析を行った。ここで変化させたのは杭長だけで、杭径は一定とした。解析ケースを表-7に示す。また表-8には各根入れ比における道路モデルの鉛直ばね定数を示す。

3.4 周面地盤の N 値の違いによる両モデルでの終局耐力の差

図-9に先端地盤の変形係数 $E=300\text{kgf/cm}^2$ の場合の、周面地盤の N 値の違いによる、両モデルの杭頭位置での応答の差を示す。同図上段は、根入れ比 $L/D=25$ であり、同図下段は $L/D=7.5$ の結果である。先端地盤の変形係数 $E=300\text{kgf/cm}^2$ は、杭が根入れされた $N \geq 50$ の地層を想定している。

この図から、道路モデルでは周面地盤の N 値による終局耐力の差は小さいが、当研究モデルでは、周面地盤の

N 値の違いによる摩擦力の差が評価され、終局耐力の差が大きく現れていることがわかる。

鉛直方向の地盤の抵抗を分離して与えた当研究モデルの方が杭の水平挙動の実態を忠実に表現できているとするならば、道路モデルは長い杭では周面地盤の N 値が大きいほど、終局耐力を過小評価しており、短い杭では周面地盤の N 値が小さいほど、終局耐力を過大評価していると言える。このことは、道路モデルで表現できない、摩擦抵抗と根入れ比の関係が大きく関係しているものと思われる。

3.5 根入れ比の違いによる両モデルでの終局耐力の差

図-10に根入れ比の違いによる、両モデルの杭頭位置での応答の差を示す。同図上段は、当研究モデルでの根入れ比の違いによる応答変位の差で、同図下段は道路モデルでのそれである。周面地盤の N 値は2と30の場合を掲載した。また、当研究モデルにおける先端地盤は、3.4と同じ理由で、 $E=300\text{kgf/cm}^2$ の場合の結果を用いた。

これらの結果より、当研究モデルにおいては、終局耐力の差が根入れ比により大きく異なり、周面地盤の N 値が大きいほどその差が拡大することがわかる。これに対し、道路モデルにおいては根入れ比の違いによる終局耐力の差は小さく、しかも当研究モデルとは逆に周面地盤の N 値が大きくなるほどその差が縮小している。

道路モデルで、根入れ比の違いによる応答変位の差が

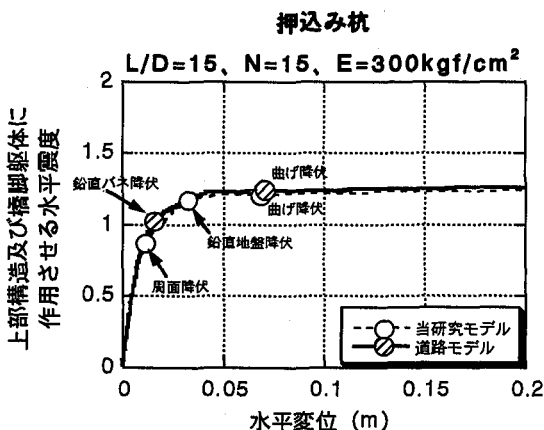
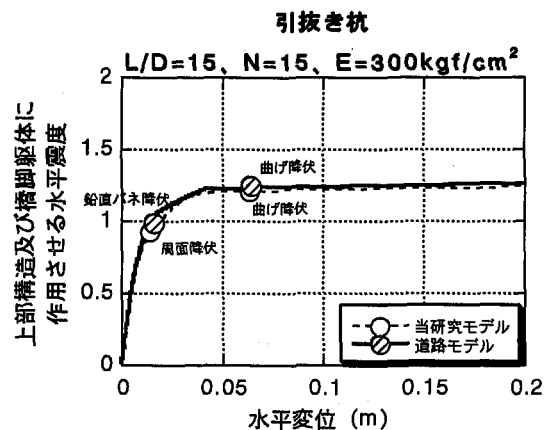


図-12 引抜き杭と押し込み杭での降伏状況

ほとんど現れないのに対して、当研究モデルでは結果に大きな差があることの理由として、当研究モデルでは、周面地盤と杭の摩擦による抵抗が、根入れ比と周面地盤のN値によって大きく変化し、結果として、根入れ比が大きい場合、周面地盤のN値が大きい場合は、終局耐力を大きく評価できるからである。

3.6 先端地盤の違いによる両モデルでの終局耐力の差

図-11に先端地盤の違いによる、両モデルの杭頭位置での応答の差を示す。通常、多層地盤を1層地盤に置き換えると、そのN値は15程度と考えられるため、N=15の結果と比較をすることとした。同図上段は根入れ比L/D=25の時、同図下段はL/D=7.5の時の結果である。

これらの図からわかることは、先端地盤の変形係数Eの違いを反映して、当研究モデルでは終局耐力に大きな差が生じていることである。道路モデルでは、先端地盤の影響が考慮されにくいので、根入れ比が大きい場合は、当研究モデルの変形係数E=0kgf/cm²の場合と同じ結果を与え、根入れ比が小さい場合は、当研究モデルの変形係数Eが2000kgf/cm²以上の場合の結果を与える。これは、当研究モデルの結果を正しいとするならば、道路モデルの結果は根入れ比が大きい場合は終局耐力を過小に、根入れ比が小さい場合は終局耐力を過大に評価していることになる。

3.7 両モデルでの地盤抵抗や杭体の降伏状況

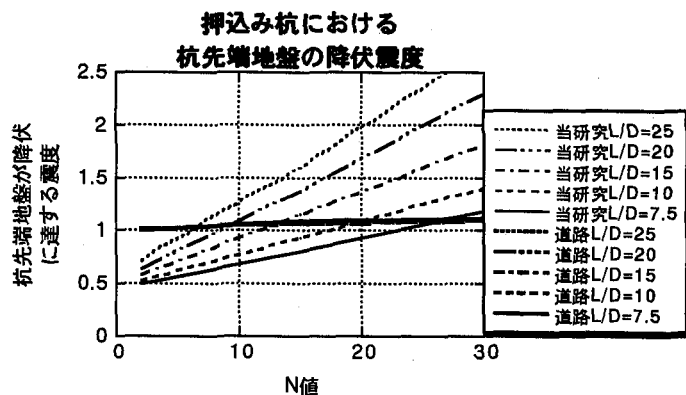


図-13 周面地盤のN値による押し込み杭先端地盤の降伏震度

図-12に両モデルにおいて、周面地盤や鉛直地盤の降伏点や、杭体の曲げ降伏点を、引抜き杭、押し込み杭別にまとめた図を示す。パラメトリックスタディーを行った結果から、水平震度-変位関係が当研究モデルと道路モデルではほぼ同じとなった、根入れ比L/D=15、周面地盤N=15、先端地盤の変形係数E=300kgf/cm²の結果について、それぞれ地盤抵抗の降伏状況を詳しく示した。ここで、周面地盤の降伏点とは、引抜き、押し込みそれぞれ最外縁の杭において、杭全長にわたり作用しているせん断抵抗ばねがすべて降伏した点である。鉛直地盤の降伏点は、それぞれ最外縁の杭先端地盤抵抗ばねが降伏した点であり、杭体の曲げ降伏点も、同じく最外縁の杭において最初に曲げ降伏を起こす点のことである。

これによると、引抜き、押し込みのどちらでも杭体が曲げ降伏を起こす点は両モデルでほぼ同じであるが、鉛直方向抵抗について、両モデルの間で若干の差が生じている。道路モデルにおける鉛直ばねは、杭体と周面地盤の摩擦抵抗、杭先端地盤の鉛直抵抗、及び杭体自体の鉛直抵抗を表すが、その上限値は引抜き側において杭体自体の引抜き支持力上限値、押し込み側においては杭先端地盤の押し込み支持力上限値である。ここで押し込み杭の図をみると、杭先端地盤の降伏変位に差が生じていることがわかる。このことは当研究モデルでは鉛直抵抗を分離して、それぞれ変位に対して抵抗するのに対し、道路モデルでは杭と周面地盤の摩擦による抵抗をうまく取り入れることができず、先端地盤だけで変位に抵抗しているため、このような差が生じたものと考えられる。結果的には両モデルともに、水平震度-変位関係の図で同じような挙動を示すが、鉛直方向抵抗の評価の違いが、これまで述べてきた両モデルの解析結果の違いに大きく関わってきていると考えられる。

このことの裏付けのために図-13に押し込み杭での、杭先端地盤が降伏するときの水平震度の図を示す。当研究モデルでは、周面地盤のN値あるいはL/Dが大きくなることにより、杭先端地盤が降伏に達する震度までも大きくなるが、道路モデルでは、その影響がほとんど現れていない。鉛直方向抵抗を分離して表現するかしないかによって、結果は大きく変わってしまうことが言える。

終局耐力の評価 (杭頭変位40cm時)

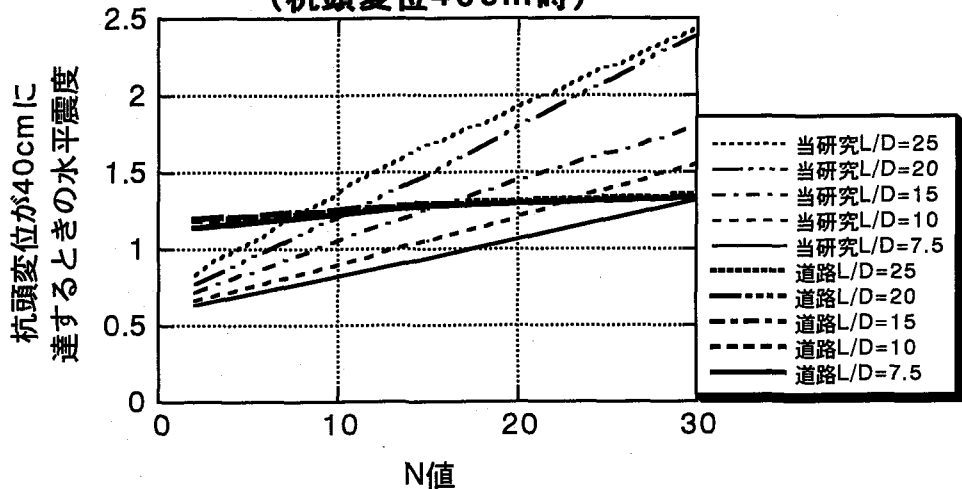


図-14 杭頭変位 40cm 時の両モデルに作用している
水平震度分布 (当研究モデルは $E=300\text{kgf/cm}^2$ 時)

4. 終局時の水平震度の評価

道路橋示方書 V 耐震設計編³⁾において、基礎に生じる変位により、橋全体系の安全性が損なわれないような基礎の変位の制限値は、杭頭位置で水平変位 40cm となっている。よって基礎の変位の制限値である、杭頭変位 40cm 時における水平震度を終局耐力と見なすこととする。

図-14に杭頭変位 40cm 時における、上部構造及び橋脚躯体に作用させる水平震度の、周面地盤の N 値と根入れ比 L/D による違いを示す。当研究モデルの結果は、先端地盤の変形係数 $E=300\text{kgf/cm}^2$ 時である。

この図から、当研究モデルの終局耐力は、周辺地盤の N 値と根入れ比 L/D が大きくなるのに伴い終局耐力も大きくなり、また根入れ比 L/D が大きくなるほど、周面地盤の及ぼす影響も大きくなるのがわかる。これに対し、道路モデルの終局耐力は、周面地盤の N 値、根入れ比 L/D に関わらずほぼ一定である。

当研究モデルの結果と比較すれば、道路モデルが杭の挙動を表現できるのは、N 値 20 程度の地盤に対する $L/D=10$ 程度の杭、N 値 15 程度の地盤に対する $L/D=15$ 程度の杭、N 値 10 程度の地盤に対する $L/D=20$ 程度の杭というように限られた範囲であることがわかる。

5. あとがき

本論文では、鉛直方向地盤抵抗のモデル化の違いによる、杭基礎の地震時挙動の違いに主眼をおいて考察を行った。その結果、

1、地盤反力係数を、道路橋示方書などにより求めた当研究モデルと、文献 4)、5) に示される地盤反力係数を用いた鉄道モデルの間には、水平震度-変位関係において、ほとんど差は生じなかった、

2、鉛直方向地盤抵抗を、道路橋示方書のように集約して考慮すると、周面地盤の N 値や鉛直地盤の変形係数 E 、根入れ比 L/D の影響を表現することができないのに対し、杭周面摩擦、杭先端地盤の鉛直抵抗、杭体自体の鉛直抵抗の 3 つに分離して考慮すると、それぞれの影響を独立して表現できる解析モデルになること。

3、当研究モデルに比較して、道路橋示方書の杭モデルが杭の地震時挙動を評価できるのは、限られた地盤条件と杭の根入れ比の範囲であるおそれがある。

などのことが明らかになった。

謝辞：本研究を行うに当たって、九州橋梁構造工学研究会における、基礎耐震設計研究分科会での議論が有益であった。ここに記して、分科会委員各位に謝意を表する。

参考文献

- 1) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅳ 下部構造編、1996.12
- 2) 運輸省鉄道局：鉄道構造物等設計標準・同解説、基礎構造物-杭土圧構造物編、1997.4
- 3) 岡原、高木他：単杭の支持力と柱状体基礎の設計法に関する研究、土木研究所資料第 2919 号、1991.1
- 4) 神田、奥村他：杭基礎振動実験結果およびその解析(2)、第 30 回土質工学研究発表会、1995.7
- 5) 小坂、西村他：杭基礎振動台実験結果とその解析シミュレーション、第 31 回地盤工学研究発表会、1996.7
- 6) (社) 日本道路協会：杭基礎設計便覧、1992.10
- 7) 岡原他：杭の鉛直及び水平方向の支持特性に関する研究、構造工学論文集 Vol.37A、1991.3
- 8) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ 耐震設計編、1996.12

(1998 年 9 月 18 日受付)