

場所打ち杭の引抜き抵抗に関する解析

AN ANALYTICAL STUDY ON UPLIFT BEHAVIOR OF CAST-IN-PLACE CONCRETE PILES

伊藤圭典*・前原雅幸**・大木正***・古賀明****

By Keisuke ITOH, Masayuki MAEHARA, Tadashi OHKI and Akira KOGA

This paper presents the interrelation between skin friction-strain curves from the results of pull-out tests on cast-in-place piles and stress-strain curves through soil tests. Also presented is a method for simulation of uplift behavior of piles by FEM based on application of those interrelation shapes. The followings are summary results of this study; (1) FEM is one of the effective methods to predict the uplift behavior of piles and the ground, (2) by analysis, the value of the modulus of deformation can be estimated to be four times E_{so} , and (3) tension failure occurs in a truncated cone shape near the ground surface and the shear sliding surface in a cylindrical shape near the pile shaft in the deeper ground.

Keywords : cast-in-place pile, pull-out load, stress-strain curve, FEM, sliding surface

1. まえがき

著者らは前論文¹⁾(以下本論で使用する「前論文」はすべて文献1)を指す)で場所打ち杭の引抜き抵抗に関する基本的特性を現場実験により明らかにした。

しかし、引抜き抵抗機構を解明し、設計の実務へ反映するためには、なほ多くの検討すべき課題が残されている。特に、杭～地盤系の変形、破壊機構を明らかにし、予測することは重要な課題である。

本論文は、杭の引抜き実験から得られる周面摩擦力～変位の実測値と土質試験から得られる土の応力～ひずみ曲線との関係を述べ、この結果を用いて数値解析を行い、杭～地盤系の変形、破壊挙動に関する計算値と実測値との比較、予測手法について述べたものである。

2. 杭周面摩擦力と土のせん断変形特性

杭に引抜き力を与えたときに杭周面に作用する摩擦力は、周面に接した土のせん断ひずみに対応するせん断応

力と考えられている。杭の変位量が増大し、土のせん断ひずみが限界値に達すると杭周面あるいは杭近傍の地中にすべりが生じ、摩擦力は最大値に達する。このような

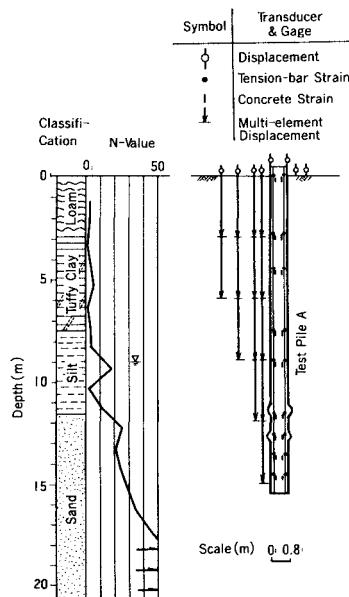


Fig.1 Boring of site geology, test pile and arrangement of instruments.

* 正会員 東京電設サービス株開発部
(〒105 港区西新橋3-20-4)

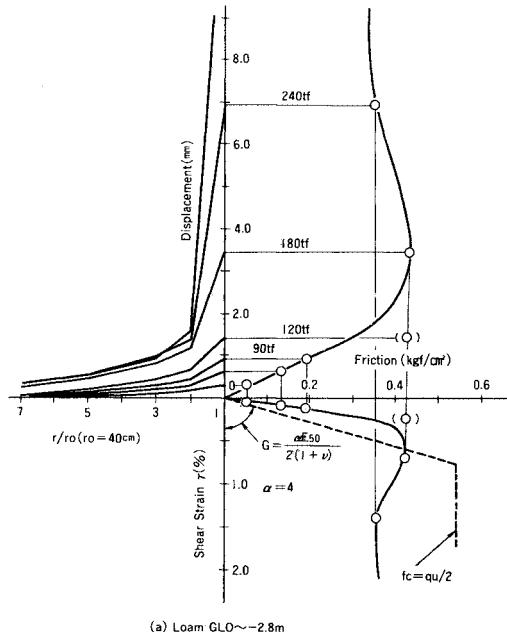
** 正会員 東京電力(株)工務部(〒100 千代田区内幸町1-1-3)

*** 正会員 東電設計(株)送変電土木部
(〒105 港区西新橋1-4-6)

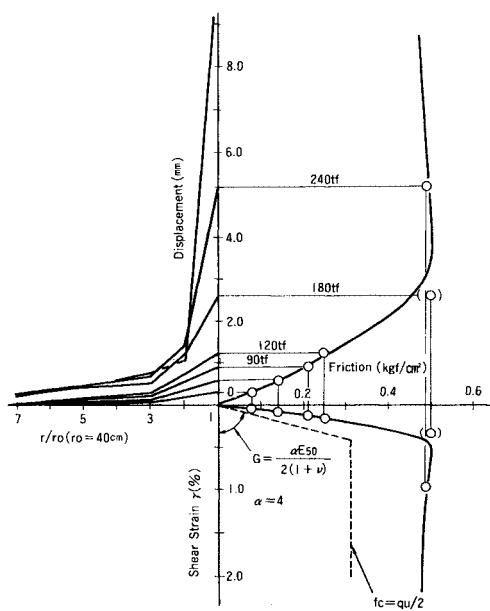
**** 正会員 (株)奥村組土木技術部(〒107 港区元赤坂1-3-10)

現象は、実測された周面摩擦力～変位量曲線から理解できる。この最大周面摩擦力は、土質試験から得られる土のせん断強度で評価できることを前論文で確認した。しかし、杭の変位量の予測を行うためには、実測された周面摩擦力～変位量曲線と土質試験から得られる土の応力～ひずみ曲線との関係を明確にすることが必要である。

ここでは、前論文で示した場所打ち杭（半径 $r_0=40$



(a) Loam GL 0.0 m ~ -2.8 m



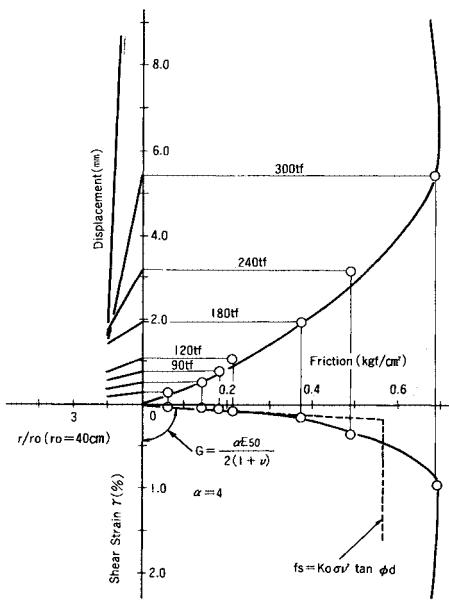
(b) Tuffy Clay GL -2.8 m ~ -9.0 m

cm) の周面摩擦力～変位量曲線および地中変位分布とともに周辺地盤のせん断変形特性について考察する。

Fig. 1 に対象とした試験杭 A と各種計器および地層断面を示す。なお、試験杭の形状は、杭を引き揚げて調査した結果を示している。

Fig. 2 にローム層 (GL 0.0 m ~ GL -2.8 m), 凝灰質粘性土層 (GL -2.8 m ~ GL -9.0 m) ならびに砂質土層 (GL -12.6 m ~ GL -15.6 m) の実測された周面摩擦力～変位量～ひずみ曲線を示す。同図において、第1象限は周面摩擦力と変位量の関係を示し、縦軸に杭の変位量、横軸に周面摩擦力を示している。第2象限は地中の鉛直方向の変位分布を示し、縦軸に変位量、横軸に杭中心からの距離を杭の半径の比 (r/r_0) として示している。なお、杭周面に接した土の変位量は杭の変位量に一致させている。第4象限は摩擦力と土の見掛けのせん断ひずみ（以下「せん断ひずみ」と表示する）の関係を示し、縦軸に土の「せん断ひずみ」、横軸に周面摩擦力を示している。なお、土の「せん断ひずみ」とは、杭周面 ($r = r_0$) と周面から 40 cm 離れた地点 ($r = 2r_0$) における鉛直変位の差を、その間の距離 (40 cm) で除した値としたものである。

ローム層 (**Fig. 2 (a)**) における各曲線の相互関係を考察する。摩擦力～変位量曲線から、杭の変位量 1.5 mm (荷重 120 tf に相当) 以内においては摩擦力は変位量の増加に伴いほぼ直線的に増大している。これに対応する地中の変位分布曲線は、杭周面向かってなめらかに増加する性状を示し、土と杭周面との境界面には、ず



(c) Sand GL -12.6 m ~ -15.6 m

Fig. 2 Friction～displacement～shear strain curves.

れは生じていないと判断される。杭の変位量が 1.5 mm ~ 3.5 mm (荷重 120 tf ~ 180 tf) にいたる間に摩擦力は最大に達し、以後変位量の増加とともに摩擦力は減少している。摩擦力が最大になった時点での変位分布曲線は、 $r=2 r_0$ の地点から杭周面にいたる間に急激に増加している。以後、杭の変位量が増加しても $r=2 r_0$ の地点より外側の変位量の増加は認められない。以上のことから、杭の変位量が小さいときには、周辺地盤も杭に追随して変形し、変位量が増加し周面摩擦力が最大に近づくと、杭周面近傍の土にすべりが生じることがうかがえる。一方、周面摩擦力～「せん断ひずみ」曲線から、「せん断ひずみ」の増加に応じて摩擦力が増大し、「せん断ひずみ」が限界値に達すると破壊に至ることが認められる。

凝灰質粘性土層 (Fig. 2 (b)), 砂質土層 (Fig. 2 (c))についても同様な性状を示している。なお、「せん断ひずみ」の限界値は、粘性土で 0.5 ~ 0.7 %, 砂質土で 1.0 % 程度である。以上により、冒頭に述べた土のせん断ひずみに対応する杭周面の摩擦力特性を検証できたと考えられる。

次に、Fig. 2 に示した摩擦力～「せん断ひずみ」曲線と土質試験から得られる土の応力～ひずみ曲線との関係について考察する。同図に示した破線は、一軸圧縮試験 (粘性土) と三軸圧縮 (CD) 試験 (砂質土) 結果を用いて次式より求めている。

$$G = \alpha E_{so} / 2(1 + \nu)$$

$$f_c = q_u / 2$$

$$f_s = K_0 \sigma'_v \tan \phi_a$$

ここに、 G : 土のせん断弾性係数 (破線の勾配)

E_{so} : 土の変形係数

ν : ポアソン比 (粘性土 0.45, 砂質土 0.35)

α : 補正係数 (道路橋示方書²⁾, $\alpha=4$)

f_c : 粘性土の最大摩擦力 (破線の上限値)

f_s : 砂質土の最大摩擦力 (破線の上限値)

q_u : 粘性土の一軸圧縮強度

K_0 : 静止土圧係数 ($K_0=1-\sin \phi_a$)

σ'_v : 有効土被り圧

ϕ_a : 砂の内部摩擦角

Fig. 2 から、実測された周面摩擦力～「せん断ひずみ」曲線と土質試験結果とは比較的よく対応していると考えられる。

3. 現場実験の数値シミュレーション

ここでは前論文で示した現場実験を有限要素法を用いてシミュレートし、引抜き抵抗に関する基本的特性を数値解析的に検証する。

(1) 解析条件

杭～地盤系の応力・変形解析を行う場合、実測された

挙動を忠実に再現できる解析手法を選定することが望ましい。杭の形状や複雑な地層構成等を反映できる解析法としては、現在のところ有限要素法が最も適していると考えられる。さらに解析手法の実務への展開を考慮すれば、入力条件である材料の応力～ひずみの関係は、できるだけ単純なことが必要である。

本解析では、地盤を非線形弾塑性体として取り扱い、Fig. 3 に示すように応力～ひずみ関係をバイリニアにモデル化し、せん断破壊に対してはモール・クーロンの基準、引張り破壊に対しては引張り強度に従うこととした。

また、2. で述べたように、杭の変位量の小さいときは周辺地盤も杭に追随して変形し、変位量の増大に伴い、杭周面近傍の土にすべりが生じることが明らかになった。したがって、このような挙動を解析する場合には、杭と地盤との不連続変形を考慮することが必要と考えられる。そこで、本解析では杭と地盤との境界面に Goodman ら³⁾が提案しているジョイント要素を使用することとした。このジョイント要素は、Fig. 4 に示すように異種材料間に 4 接点を有する厚さのない要素であり、各接点間での相対せん断変位と要素内のせん断応力との関係から定義されるせん断ばね k_s および相対垂直変位と垂直応力との関係から定義される垂直ばね k_n から成る。なお、ここではそれぞれの変位と応力の関係を

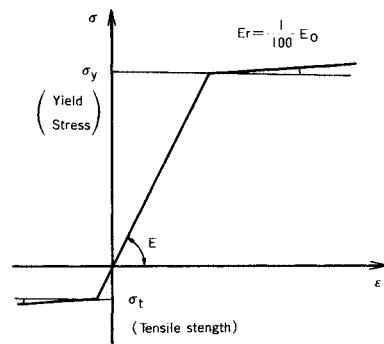


Fig. 3 Elasto-plastic behavior of soil (solid element).

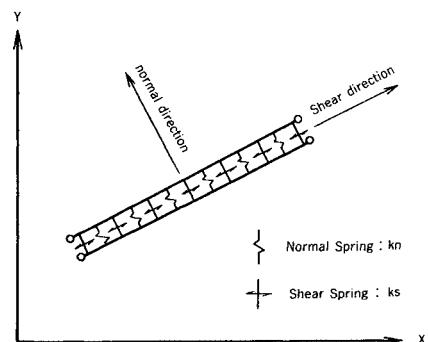


Fig. 4 Joint element.

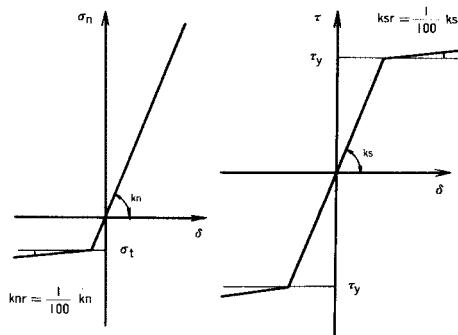


Fig. 5 Elasto-plastic behavior of spring (joint element).

Fig. 5 に示すようにパイリニアにモデル化し、破壊条件は地盤と同様にせん断に対してはモール・クーロンの基準、引張りに対しては引張り強度に従うことにした。杭と地盤を軸対称モデルとし、Fig. 6 に示すような要素に分割した。地層構成は、上からローム層、凝灰質粘土層、シルト層、砂層の4層とした。杭の形状は実測寸法ができるだけ近似させた。解析に用いた材料の物性値を Table 1 に示す。なお、物性値の設定にあたっては、次のことに留意した。

a) 地盤の強度定数は、粘性土に対しては $C = q_u/2$ 、砂質土に対しては $\phi = \phi_a$ とした。それぞれ、一軸圧縮試験および三軸圧縮 (CD) 試験から得られる値である。また、引張り強度 σ_t は、文献 4), 5) 等を参考にして粘性土で $\sigma_t = 0.2 C$ 、砂質土で $\sigma_t = 0$ と仮定した。

b) 地盤の変形係数 E_0 は、 E_{so} を4倍した値を採用した。この値は、2. で示した実測された周面摩擦力～「せん断ひずみ」曲線と土質試験から得られた応力～ひずみ曲線との関係ならびに道路橋示方書等^{2), 6), 7), 8)}に示されている一般的な値を考慮して設定した。破壊後の変形係数 E_r は、 $E_r = E_0/100$ と仮定した。

c) 試験杭は、コンクリートとPC鋼棒との複合体であるので、これを均一材料として取り扱うこととして弾性係数を算定した。算定にあたり、コンクリートの弾性係数は、実験から得られた値を用いた。

d) ジョイント部の物性の評価法は、現在のところまだ確立されていないと考えられる。ここでは、実験結果に基づいて、低い荷重レベルでは杭と地盤との間でのずれは生じないで、荷重が増大し、杭近傍の地盤が破壊に達してから、顕著なずれが生じるものとした。そこで、 k_s 、 k_n については、ジョイント部の破壊が生じるまでは、隣接する地盤の剛性に見合った大きな値を仮定し、破壊後はその $1/100$ とした。強度定数についても、以上の考え方から、隣接する地盤と同一とした。

なお、以上の解析（以下不連続解析と称する）のはかに、ジョイント部を有さない、通常の連続体として取り

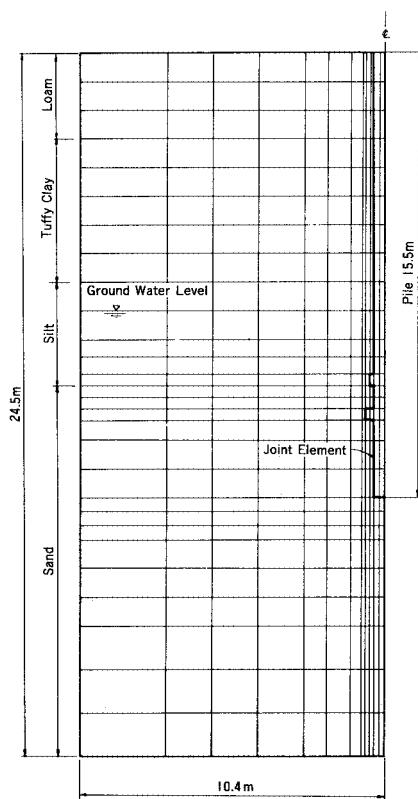


Fig. 6 Finite element mesh.

Table 1 Input material properties.

Element	Material Parameters	Pile	Loam	Tuffy Clay	Silt	Sand
	C (kgf/cm ²)	—	0.55	0.29	0.33	0.0
	ϕ (degree)	—	0.0	0.0	0.0	40.0
	σ_t (kgf/cm ²)	19.0	0.11	0.06	0.07	0.0
	E_0 (kgf/cm ²)	2.4×10^5	212.0	84.0	136.0	1000.0
	E_r (kgf/cm ²)	1.9×10^5	2.1	0.8	1.4	10.0
	γ_t (g/cm ³)	—	1.4	1.65	0.65	0.85
	ν	0.17	0.45	0.45	0.45	0.35
Solid element	C_j (kgf/cm ²)	—	0.55	0.29	0.33	0.0
	ϕ_j (degree)	—	0.0	0.0	0.0	40.0
	σ_{tj} (kgf/cm ²)	—	0.11	0.06	0.07	0.0
	k_s (kgf/cm ²)	—	212.0	84.0	136.0	1000.0
	k_{sr} (kgf/cm ²)	—	2.1	0.8	1.4	10.0
	k_n (kgf/cm ²)	—	212.0	84.0	136.0	1000.0
	k_{nr} (kgf/cm ²)	—	2.1	0.8	1.4	10.0
Joint element	C_j (kgf/cm ²)	—	0.55	0.29	0.33	0.0
	ϕ_j (degree)	—	0.0	0.0	0.0	40.0
	σ_{tj} (kgf/cm ²)	—	0.11	0.06	0.07	0.0
	k_s (kgf/cm ²)	—	212.0	84.0	136.0	1000.0
	k_{sr} (kgf/cm ²)	—	2.1	0.8	1.4	10.0
	k_n (kgf/cm ²)	—	212.0	84.0	136.0	1000.0
	k_{nr} (kgf/cm ²)	—	2.1	0.8	1.4	10.0

扱った有限要素法解析（以下連続解析と称する）も実施し、両者の比較を行うことにした。

(2) 解析結果および実測値との比較

計算は、荷重を13ステップに分割し、1ステップの荷重を実験の最小ステップ荷重である30tf(0.29MN)に対応させた。

Fig.7に引抜き荷重240tf(2.35MN)と360tf(3.53MN)載荷時の杭体の軸力分布の計算値を実測値とあわせて示す。不連続解析結果および連続解析結果とも、実測値とよい近似を示している。

Fig.8に引抜き荷重～変位量曲線の計算値を実測値と

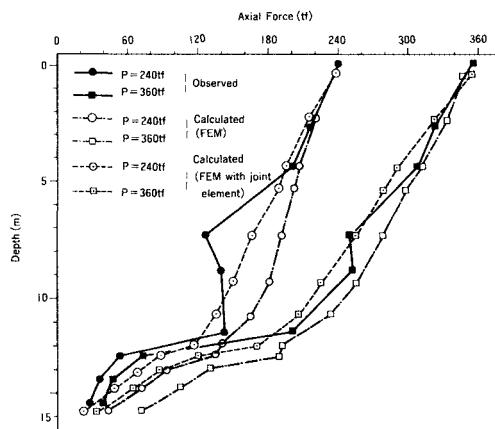


Fig.7 Comparison of observed and calculated result (distribution of axial force).

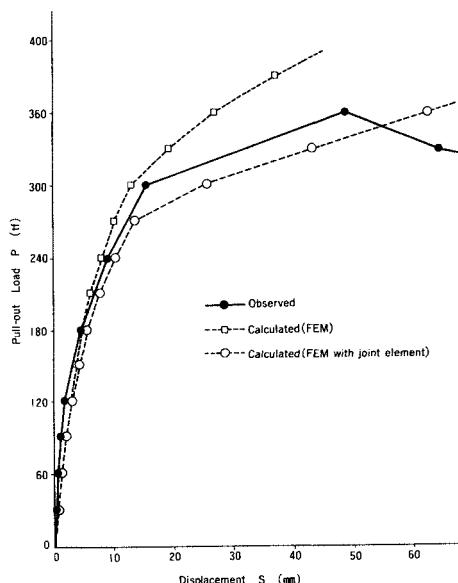


Fig.8 Comparison of observed and calculated result (P vs. S curves).

あわせて示す。不連続解析結果および連続解析結果とも、荷重270tf(2.65MN)までは、実測値によく近似している。しかし荷重が270tf(2.65MN)を超え、最大荷重に近づくと、不連続解析結果は実測値に比較的よく近

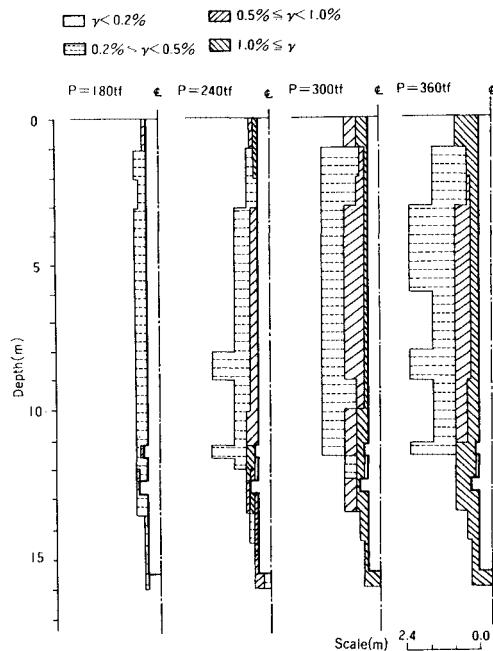


Fig.9 Simulation for distribution of shear strain in ground.

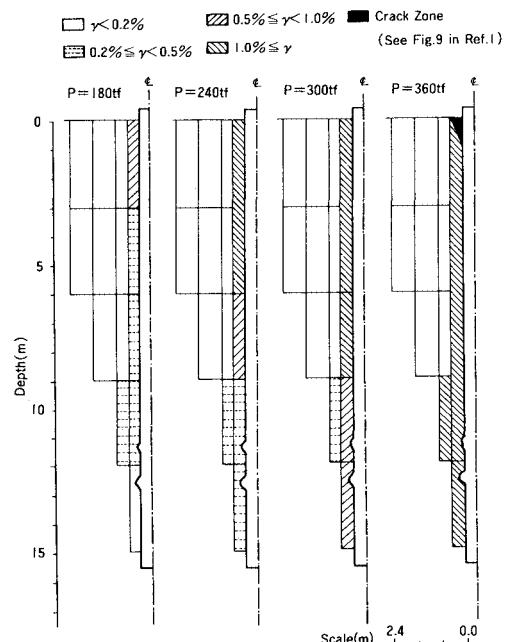


Fig.10 Distribution of observed shear strain and crack zone in ground.

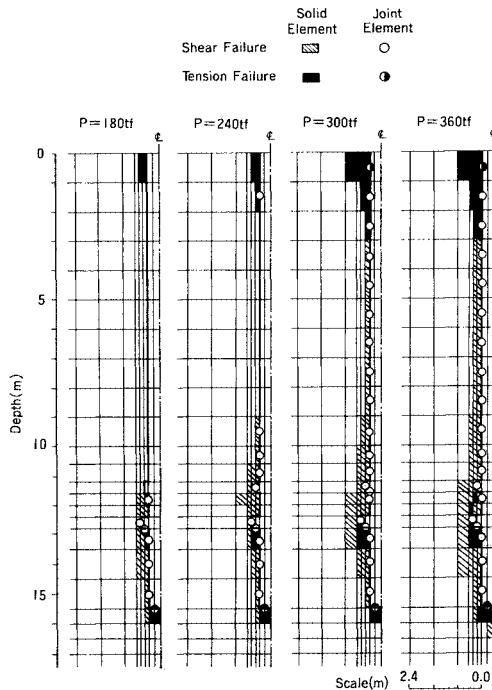


Fig. 11 Simulation for failure zone in ground.

似しているが、連続解析結果は実測値との差が広がっている。両解析結果の変位量の差は、杭と地盤とのずれによるものであり、最大荷重に近づくと杭と地盤との不連続変形を無視できないことがうかがえる。

したがって、設計荷重レベルの変形問題に対しては、連続解析でも十分な精度が得られるが、大変形問題に対しては、不連続解析が有効と考えられる。

Fig. 9 に不連続解析により得られた杭周辺地盤のせん断ひずみ分布を示す。Fig. 10 に多段式変位計の実測結果により、2. で示した方法で求めた「せん断ひずみ」分布を示す。両図から、計算結果と実測結果は比較的よく対応していると判断できる。

Fig. 11 に不連続解析により得られた杭周辺地盤の破壊領域を示す。荷重 180 tf (1.78 MN) で、地表面付近の地盤は引張り破壊を生じておらず、また杭先端付近の杭周面近傍地盤はせん断破壊を生じている。荷重の増加に伴い破壊領域は進展し、荷重 300 tf (2.94 MN) で杭の全長にわたってジョイント部および杭周面近傍地盤が破壊している。荷重 360 tf (3.53 MN) で、破壊領域はさらに地中に広がっており、GL-3.0 m までは引張り破壊領域がコーン状を呈している。GL-3.0 m 以深では、せん断破壊領域は杭周面から杭半径程度以内の範囲で杭軸に平行な円筒状を呈している。また、Fig. 10 には現場実験により地表面付近で観測されたクラック領域を示してある。このコーン状のクラックは、前論文で示した

ように、引張り破壊により生じたものと想定されたが、本解析によりそれが裏付けられたものと考えられる。

なお、連続解析により得られた地盤のせん断ひずみ分布、破壊領域もほぼ同様な結果を示している(図は省略)。

4. 結 論

場所打ち杭の現場実測結果から、杭に引抜き力が作用した場合の杭～地盤系の変形・破壊機構に関する基本的な考察を行った。この結果に基づいて、有限要素法による現場実験のシミュレーションを行い、杭～地盤系の引抜き抵抗機構を数値解析的に検証した。以下にその結果を要約する。

(1) 実験結果から、土の「せん断ひずみ」に対応する杭周面摩擦力特性を検証できた。すなわち、杭周面に作用する摩擦力は、土の「せん断ひずみ」に対応して増加し、「せん断ひずみ」が限界値に達すると摩擦力は最大となり、杭周面近傍地盤にすべりが生じる。今回の実験における「せん断ひずみ」の限界値は、粘性土で 0.5 ~ 0.7 %、砂質土で 1.0 % 程度であった。

(2) 実測された周面摩擦力～「せん断ひずみ」曲線と土質試験から得られる応力～ひずみ曲線との定量的な関係を示した。すなわち、実測せん断弾性係数はおおむね $G = 4 E_{so}/2(1+\nu)$ で評価できる。

(3) 上記を踏まえ、地盤材料を非線形弾塑性体と仮定し、有限要素法による現場実験のシミュレーションを行った。この結果、杭の変形、軸力分布ならびに周辺地盤のひずみ分布の計算値は実測値とよい対応を示し、引抜き力を受ける杭～地盤系の挙動の予測法として有限要素法が妥当なことを示した。

(4) 杭の大変形問題に対しては、杭と地盤との不連続変形を考慮した有限要素法は有効な方法であるが、設計荷重レベルの変形問題に対しては、通常の連続体モデルでも十分な精度が得られることを確認した。

(5) 解析結果は、地表面付近に引張りによるコーン状の破壊が生じたこと、ならびに地表面付近を除けば、杭周辺地盤はせん断により破壊し、すべり面は杭周面のごく近傍の地中に円筒状に生じることを示した。この結果は、現場実験結果とよく対応しており、有限要素法は周辺地盤の破壊形態の予測法としても妥当であると考えられた。

謝 辞: 本研究の遂行ならびに本論文の作成にあたり、暖かいご助言とご指導を賜った京都大学 柴田 徹博士に深甚な謝意を表する次第である。さらに、貴重なご助言を頂いた電力中央研究所 西 好一博士、東京電力(株) 江川顕一郎氏ならびに東電設計(株) 佐野俊輔氏に謝意を表する。

参考文献

- 1) 伊藤圭典・前原雅幸：場所打ち杭の引抜き抵抗に関する実験と考察，土木学会論文集，第376号／III-6, pp.59～67, 1986年12月。
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（IV下部構造編），1980。
- 3) Goodman, R. E., Taylor, R. L. and Brekke, T. L. : A Model for the Mechanics of Jointed Rock, Proc. ASCE., Vol. 94, SM 3, pp. 637～659, 1968.
- 4) 梶谷正孝・済木幸平：土の引張り強さの測定について，第10回土質工学研究発表会, pp. 261～264, 1975.
- 5) 佐藤輝行・豊岡義則：ロームの引張り強度・変形特性について，第19回土質工学研究発表会, pp. 467～468, 1984.
- 6) 土質工学会：土質調査法, 1983.
- 7) 森 博人・有水恭一：岩盤の力学的定数に関する試験(その2), 日本道路公団試験所報告(昭和54年度), pp. 163～178, 1980.
- 8) Uto, K., Maeda, H., Yoshii, Y., Takeuchi, M., Kinoshita, K. and Koga, A. : Horizontal behavior of pier foundations in a shearing type ground model, the 5th ICONMIG, pp. 115～123, 1985.

(1986.2.14・受付)