

鋼管矢板井筒静的水平抵抗の有限要素解析

FINITE ELEMENT ANALYSIS OF A WELL FOUNDATION COMPOSED
OF STEEL PIPES UNDER STATIC LATERAL LOAD

木寺謙爾*・長岡弘明**・島岡久寿***・小間憲彦****

By Kenji KIDERA, Hiroaki NAGAOKA, Hisatoshi
SHIMAOKA and Norihiko KOMA

1. ま え が き

鋼管矢板井筒は群杭とケーソンの中間の剛性を持つ基礎として近年数多く用いられている。この基礎は、円形状、小判状、長方形等に打込まれた鋼管、鋼管相互を連結している継手、鋼管頭部が埋込まれ剛結されている鉄筋コンクリートフーチングより成っており、鋼管群は継手とフーチングにより筒状に一体化されている。力学的挙動を明らかにするため模型実験、実物実験が数多くなされているが未解明の点が多く、杭基礎に比べて設計上不確かな点の多い基礎である。

本報告の目的は、静的な水平荷重を加えられた鋼管矢板井筒（以下井筒と略称する）を有限要素でモデル化し、数値解析により、いまだ実験では明確にされていない性状、実験では明確にしにくい性状の一部を明らかにしようとするのである。鋼管は各1本を引張および曲げ剛性を持つ線材要素で、鋼管相互を結ぶ継手は等価せん断剛性を持つ平面応力板有限要素で、井筒内部および外部の地盤は三次元立体有限要素で表わし、三次元弾塑性問題として解析を行っている。解析結果より、地盤と井筒の変形、鋼管の軸力と曲げモーメント、継手のせん断力等についての特性を示している。次いで、これらの特性を比較的良く表わし得る簡単な計算式として、前提条件が未検証の提案式である駒田・岡原の式^{1),2)}が妥当であることを示し、この式と現行設計法³⁾の関係、合成効率の新しい力学的意味等を論じている。また、静的挙動を取り扱った本報告に続き、動的挙動の解析を別の報告⁴⁾で行っている。

2. 鋼管矢板井筒の概要

文献5)で静的水平載荷試験結果が報告されている鋼管矢板井筒を解析対象とするが、解析の都合上、基礎の形状に若干の変更が行われている。図-1(a)に平面図で示すように、井筒はAA'について対称に2基設置されており、鉄筋コンクリートフーチングはAA'で切離されている。外径812.8mm、厚さ19mmの鋼管が半径4.376mmの円周上に30本打込まれており、鋼管頭部はフーチングに埋込まれ、剛結されている。鋼管相互を連結する継手は二港建型と言われるもので、空隙はセメントモルタルでグラウトされている(図-1(c)参照)。CC'方向に見た井筒の立面図と土質柱状図を図-1(b)に示す。井筒は脚付型と言われるもので、深さ25.5mまでは継手で一体となった通常の井筒部を成し、25.5~36.0mでは1本おきにのみ鋼管が打込まれ、いわゆる脚部を成している。上部の粘土層は液性限界 $w_L=80\sim 100\%$ 、塑性指数 $I_P=50\sim 60\%$ で、塑性図上では高塑性の無機質粘土に属している。図-1に示すように地表面上の井筒の中心に原点を持ち、鉛直上方に z 軸、フーチング長手方向に x 軸を持つデカルト直交座標系 x, y, z および円筒座標系 r, θ, z を用いる。

3. 鋼管矢板井筒の有限要素モデル化

(1) 基礎各部のモデル化

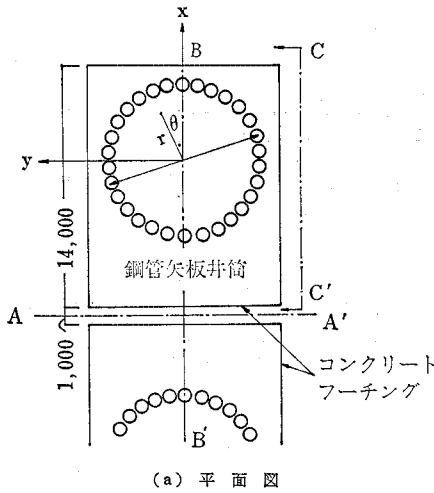
鋼管は引張剛性、曲げ剛性を持つ弾性線材要素で表わす。継手のこれらの剛性への影響を考慮に入れ、 r 方向の軸について断面二次モーメント $I_1=4.79\times 10^{-3}\text{ m}^4$ 、 θ 方向の軸について断面二次モーメント $I_2=3.73\times 10^{-3}\text{ m}^4$ 、断面積 $A=5.23\times 10^{-2}\text{ m}^2$ 、ヤング率 $E=2.1\times 10^7\text{ t/m}^2$ を用いる。線材は頭部で剛体のフーチングに剛結さ

* 正会員 日本鋼管(株)鉄鋼技術部長

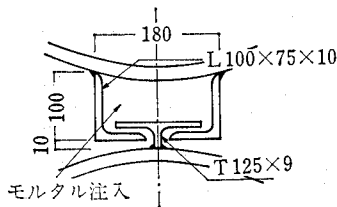
** 正会員 工博 日本鋼管(株)技術研究所係長

*** 正会員 日本鋼管(株)建材条鋼営業部

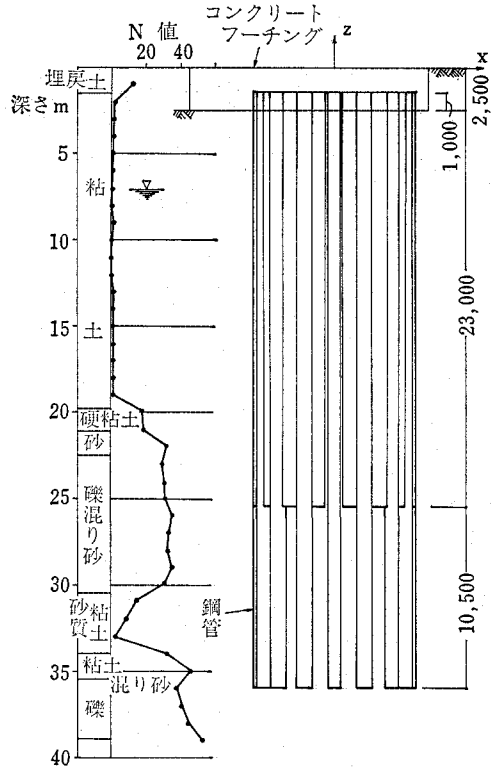
**** 正会員 工修 日本鋼管(株)鉄鋼技術部



(a) 平面図

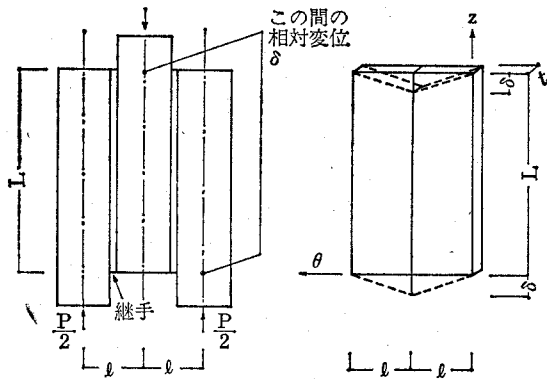


(c) 継手部

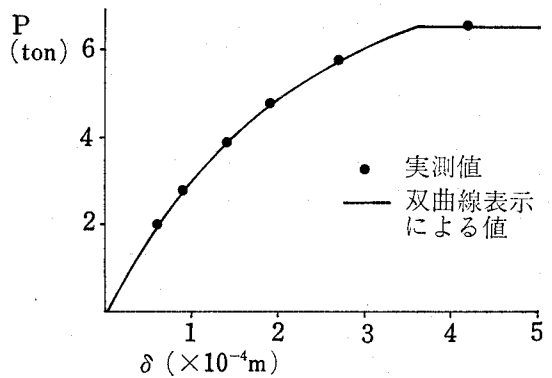


(b) 立面図

図-1 鋼管矢板井筒基礎



(a) モデル化



(b) せん断試験

図-2 継手部のせん断剛性

れている。

継手は等価なせん断剛性および水平方向の引張剛性を持つ平面応力板有限要素で表わす。

3本の鋼管とその間の継手を図-2(a)に示す。継手の長さ L (m)、鋼管間隔を l (m) とする。中央の鋼管に荷重 P (ton) を作用させた時、継手に相対変位 δ (m) が生じたとする。この継手のせん断剛性と等価な剛性を持つ平面応力板有限要素を同図に示す。板厚 t (m) とすると、平面応力板有限要素のせん断応力 $\tau_{z\theta}$ 、

せん断ひずみ $\gamma_{z\theta}$ 、接線せん断係数 G_t は次式で表わされる。

$$\tau_{z\theta} = P/2 Lt, \gamma_{z\theta} = \delta/l, G_t = d\tau_{z\theta}/d\gamma_{z\theta}$$

.....(1・a, b, c)

鋼管部分について図-2(a)のそれを若干修正し、継手の長さを $L=0.3$ mとした実験を行ったが、これより得られた荷重 P と相対変位 δ の関係を図-2(b)に示す。荷重 P が強度 P_{max} に達するまでは、次の地盤の応力～ひずみ関係でのべる双曲線関係⁹⁾に従い、強度に達する

と P は一定値 P_{max} を保つとする関係式を用いると、実験結果は次式で近似できる。

$$P = \delta / (2.40 \times 10^{-5} + 0.0867 \delta) \quad (P \leq P_{max}), P_{max} = 6.50 \text{ ton} \dots (2 \cdot a, b)$$

この式による曲線を 図-2 (b) に実線で示す。

図-3 に示すように、鋼管の継手位置に水平線荷重 w (t/m) が作用している時の加力点間の相対変位 δ は、リングの弾性問題として求めることができる。厚さ t の等価な板の水平方向の引張応力 σ_θ 、引張ひずみ ϵ_θ 、弾性係数 E_θ は次式で与えられる。

$$\sigma_\theta = w/t, \epsilon_\theta = \delta/l, E_\theta = \sigma_\theta/\epsilon_\theta \dots (3 \cdot a, b, c)$$

実験で用いた鋼管について求めると $E_\theta = 1.26 \times 10^4 \cdot t/m^2$ である。

継手の縦軸方向 (z 方向) の引張剛性は線材要素の引張剛性にすでに組入れてあるので、平面応力板有限要素にはその剛性は組入れない。したがって平面応力板有限要素の接線せん断係数は式 (1) で、 θ 方向の引張に対する弾性係数は式 (3) で与えられ、要素は z 方向に引張剛性を持たない。

地盤はくさび形の五面体または六面体の三次元立体有限要素でモデル化する。上部の砂質埋戻土、粘土については Duncan と Chang の双曲線表示による弾塑性応力～ひずみ関係⁶⁾を用いる。接線ヤング係数 E_t 、強度の 50% の応力での割線ヤング係数いわゆる変形係数 E_s は次式で表わされる (図-4 参照)。

$$E_t = (1 - R_f r)^2 E_i, r < 1 \dots (4 \cdot a)$$

$$E_t = 0, r = 1 \dots (4 \cdot b)$$

$$r = (1 - \sin \phi) (\sigma_1 - \sigma_3) / (2c \cos \phi + 2\sigma_3 \sin \phi) \dots (4 \cdot c)$$

$$E_s = (1 - 0.5 R_f) E_i \dots (4 \cdot d)$$

ϕ は内部摩擦角、 c は粘着力、 σ_1, σ_3 は最大、最小主応力、 E_i は初期ヤング係数である。 R_f は土が破壊する時の最大主応力差 $\sigma_1 - \sigma_3$ を双曲線表示による終局主応力差 $\sigma_1 - \sigma_3$ で割った値で 1 に近い値である。さらに砂質土の初期ヤング係数 E_i は次式で与えられる。

$$E_i = K \sigma_3^n \dots (5)$$

粘土層では試料採取の際の攪乱が大きく、良好な一軸圧縮試験結果が得られなかったため、文献 5) で報告されている地盤に類似ではあるが、以下にのべる土質定数を持つ仮想地盤について解析を行う。

砂質の埋戻土では単位体積重量 $\gamma = 1.9 \text{ t/m}^3$ と仮定する。式 (4), (5) の n, R_f およびポアソン比 ν は文献 6), 7) の砂質土の例を参考にして決めている。内部摩擦角 ϕ の決定は、 N 値より推定する大崎の式⁸⁾ によっている。式 (5) の K については、まず変形係数を $E_s = 70 N^0$ より求め、次いでこの値が式 (4 \cdot d), (5) で計算される E_s とほぼ一致するように、 K を選んでいる。

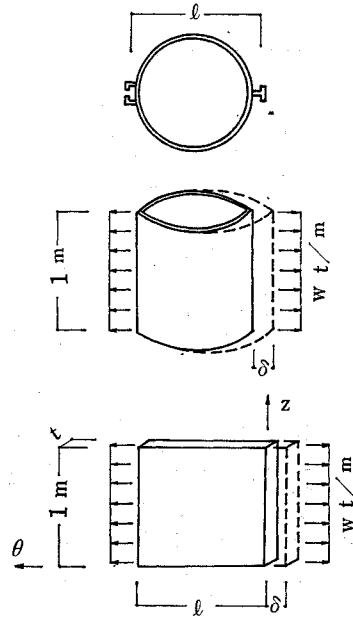


図-3 鋼管の水平方向引張剛性

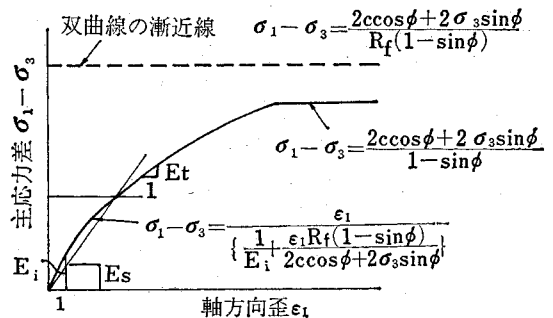


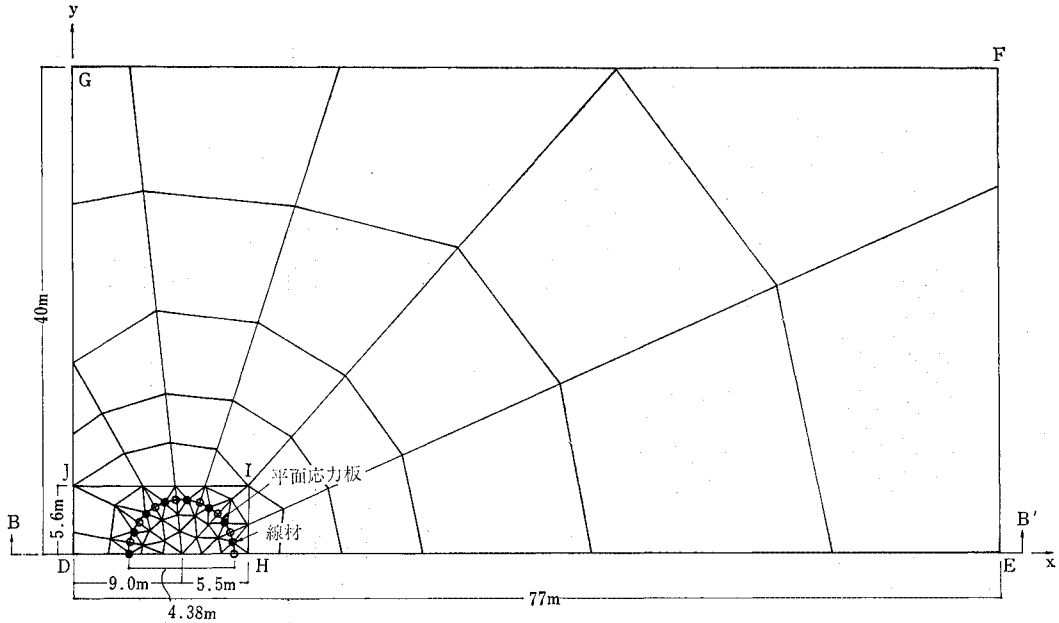
図-4 土の弾塑性応力～ひずみ関係

結果として、この解析に採用した砂質埋戻土の諸定数を次式に示す。

$$\left. \begin{aligned} \nu = 0.3, \phi = 30^\circ, n = 0.6 \\ K = 900, R_f = 0.9, c = 0 \end{aligned} \right\} \dots (6)$$

粘土層では、単位体積重量 γ として実測値 1.6 t/m^3 を用いる。式 (4) の R_f は文献 7) の例を参考にして決めている。飽和粘土は殆んど非圧縮性であり、ポアソン比 ν は 0.5 に近い値と考えられるが、ここでは計算プログラム上の制限から $\nu = 0.48$ とする。粘着力 c として非排水せん断強度 c_u を用いるが、 c_u は塑性指数 I_p と有効上載圧 σ_z' より推定する⁹⁾。初期弾性係数 E_i については、変形係数 E_s が非排水せん断強度 c_u の 200~400 倍であること¹⁰⁾ と式 (4 \cdot d) より、 $E_i = 400 c_u$ の関係を用いる。結果として採用した粘土層の諸定数、関係式を次式に示す。

$$c = 0.3 \sigma_z', E_i = 120 \sigma_z', \phi = 0, R_f = 0.9 \dots (7)$$



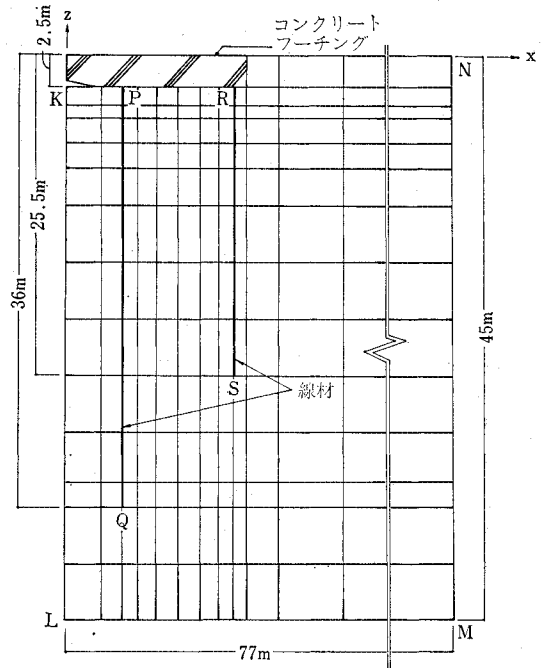
(a) 平面図

軟弱な粘土層の下にある各層については、生じるひずみが小さいことからヤング係数 $E=130\text{ N(t/m}^2\text{)}$ の線形弾性体とする。このヤング係数は、 $E_s=70\text{ N(t/m}^2\text{)}$ ⁹⁾、 $R_f=0.9$ として、式 (4・d) より求めた初期ヤング係数 E_i に近い値である。支持層のポアソン比は粘土で 0.48、砂で 0.3 とする。

(2) 基礎全体の有限要素分割

水平力荷重は図-1 (a) の 2 つのフーチングの間 AA' でフーチング表面より 1.5 m 下の位置にジャッキで加えられている。変形は AA', BB' の鉛直面について対称であり、図-5 に示す 1/4 のモデルで解析することができる。図-5 (a) は深さ 2.5~25.5 m での任意の深さの水平面上の有限要素分割を表わしている。白丸、黒丸は線材を示し、その間を継手である平面応力板有限要素が連結している (図-6 参照)。水平面上の地盤の有限要素分割は深さによって変わらないが、深さ 0~2.5 m では DHIJ 部分がコンクリートフーチングにおきかわり、25.5~36 m の脚部では線材が 1 本おきに黒丸の位置のみあり、継手は存在しない。図-5 (a) の BB' 断面図を図-5 (b) に示す。

対称条件から DE, DG の鉛直面上で面に直交する方向の変位成分を零とするが、DG 鉛直面上の節点においては、初期圧縮応力状態から変化し引張応力が生じると、き裂が生じたとみなして、以後の荷重増分に対し x 方向の節点変位の拘束を切離す。フーチング底面の z 方向初期接触圧は同一深さの土被り上載圧に等しいとし、引張応力が生じるとフーチングと地盤の間に空隙が生



(b) 断面図

図-5 有限要素分割

じ、以後はフーチングと地盤は同一の変位をしないものとする。粘性土では多少の引張抵抗を持つものと思われるが、ここでは無視している。

荷重の増加により、鋼管側面、フーチング側面、フーチング底面での摩擦力が摩擦抵抗に等しくなると、以後、地盤との間にすべりが生じるものとする。粘性土の

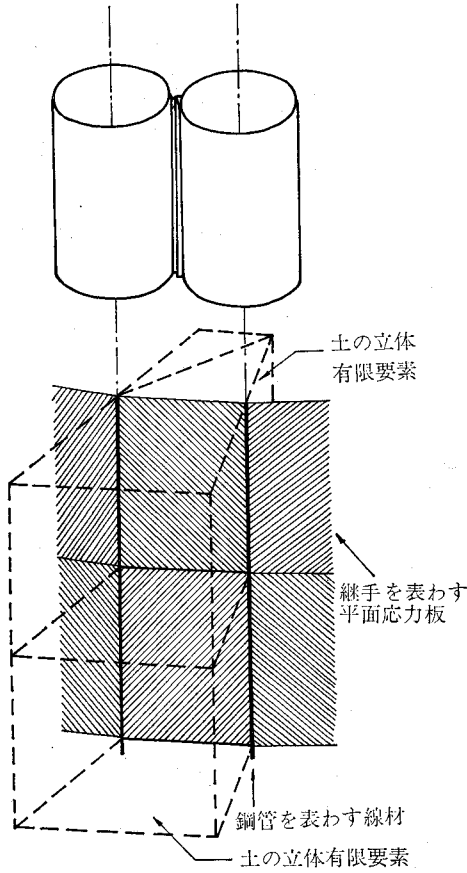


図-6 井筒部のモデル化

摩擦抵抗として非排水せん断強度 c_u を用いる。砂質埋戻土の摩擦抵抗として、構造物と接触している面へ地盤がおよぼす圧縮直応力に $\tan \phi$ を乗じた値とする。なお実際の計算では、すべりが生じた後の直応力の増加は小さかったので、すべりが生じた後の摩擦抵抗は、すべり始めた時の値を保つものとしている。

これらのき裂や空隙の判定、摩擦力の評価は接触面上節点の節点力を用いて行う。

荷重増分間で接線弾性係数を一定とし、増分解を求め、いわゆる増分法^{6),7)}により弾塑性計算を行う。この解析例では、総未知数が約 4000 と多いため、荷重増分を小さくすることが計算時間上困難であり、荷重は 400, 800, 1200, 1600 ton の 4 段階とする。荷重が 0~400 ton での接線係数 E_t, G_t (式 (2), (4)) はひずみが零の時の値を用いている。400 ton 以降について、荷重が P から $P+\Delta P$ に増加する際の接線弾性係数の評価、摩擦力が最大値に達しているか否かの判定、フーチング底面に空隙が生じるか否かの判定、および DG 鉛直面でき裂が生じるか否かの判定は、次のように行う。図-7 に示すように、荷重が前段階 $P-\Delta P$ から現段階 P に増えた時、応力または節点力は $S-\Delta S$ から S になったと

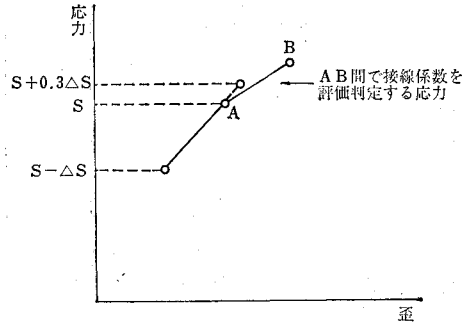


図-7 接線係数の評価に用いる応力

する。荷重が P から次の段階 $P+\Delta P$ に増加する時の上記の評価・判定は、文献 (6), (7) で行われたように S の値で行うことと、次の段階で応力または節点力が $S+\Delta S$ になると仮定して、中央での値 $S+0.5 \Delta S$ で行うことが考えられる。ここでは便宜上、両者の中間の値である $S+0.3 \Delta S$ で評価・判定を行う。このため、地盤や継手が計算上降伏したとみなされる時の強度は、与えられた強度と多少異なる値となっている。

以上は、井筒全体の挙動の把握を主目的としているため、鋼管を線材でモデル化している。実際の鋼管は薄肉の円筒であり、線材モデルでは表わせない状態が考えられる。その問題点のいくつかをあげると、

- (i) フーチングとの接合部近傍で、線材モデルでは表わせないシェルとしての応力が鋼管に生じている。
- (ii) 継手からくるせん断力そのほかにより、(i) と同様にシェルとしての応力が鋼管に生じている。
- (iii) 線材モデルでは、図-1 (a) に示す井筒中心を原点とした時の θ 方向の鋼管引張剛性は、図-3 に示すように取り入れられているが、これに直交する r 方向の鋼管の引張剛性は無限大としている。実際にはこの剛性は有限である。
- (iv) 線材モデルでは鋼管先端が支持地盤に点で接しているが、実際には先端位置で鋼管および鋼管内部の土が有限の面積で接している。

これらの点については、今後研究を進めていきたい。

4. 解析結果についての検討と考察

(1) 荷重～変位曲線

2 基の井筒の実測および計算水平変位について、荷重～変位・弾性変位・残留変位曲線を図-8 に示す。計算弾性変位曲線として文献 (11) に示される方法に従い、初期係数に対する荷重～変位曲線、すなわち荷重 0~400 ton 間の割線を 400 ton 以上の荷重に延長したものを

用いている。2基の井筒の内、より剛な挙動をする井筒の変位は800 ton まで、より柔な挙動をする井筒では400 ton まで、計算結果と実験結果のよい一致が見られる。それら以上の荷重に対しては、いずれも計算結果がより剛な挙動を示している。このことは、解析に用いた上部粘土層の初期弾性係数は現地盤のそれを比較的好く表わしているが、せん断強度は現地盤のそれより過大であることを示しているものと思われる。

以後の検討においては、評価した土質定数が現地盤のそれと異なっていると思われるため計算値と実測値の対比は行わず、3. で示した土質定数を持つ仮想の地盤内の井筒としてその挙動特性を考察する。

仮想地盤の場合について、設計施工指針³⁾に基づいて求めた井筒頭部自由の場合の常時および地震時荷重～変位関係を 図-8 に示す。ここでは井筒部を10 節点、脚

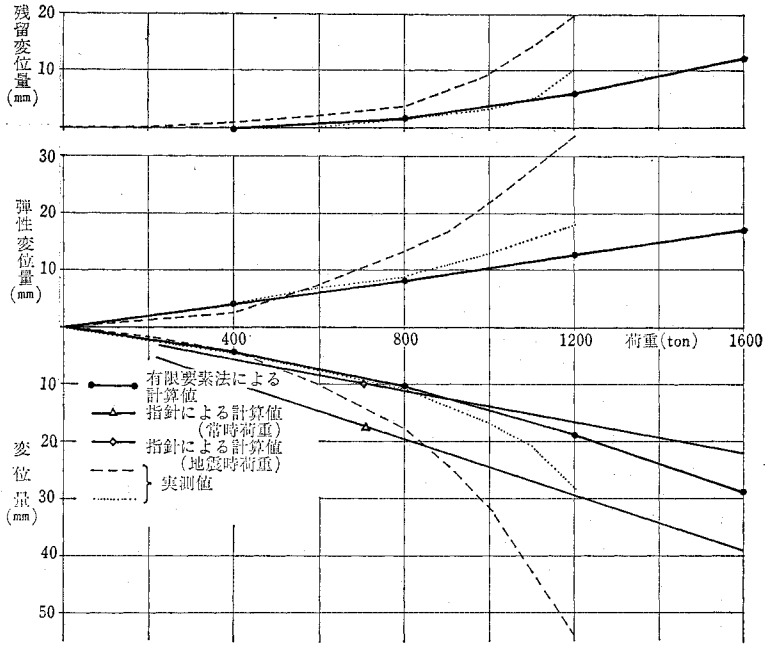


図-8 荷重～変位曲線

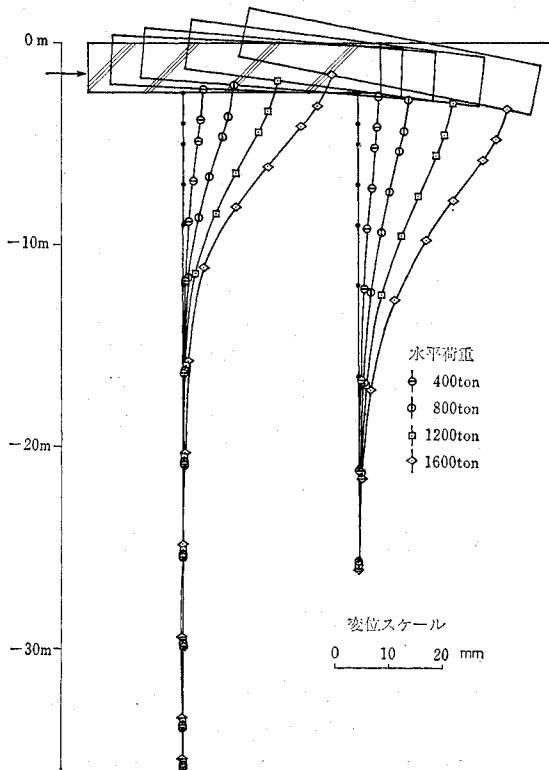


図-9 対称断面上鋼管の変位

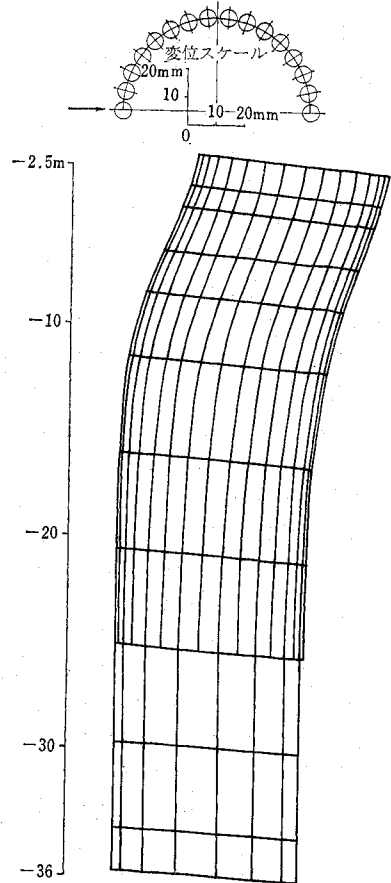


図-10 1600 ton 下の井筒の変形

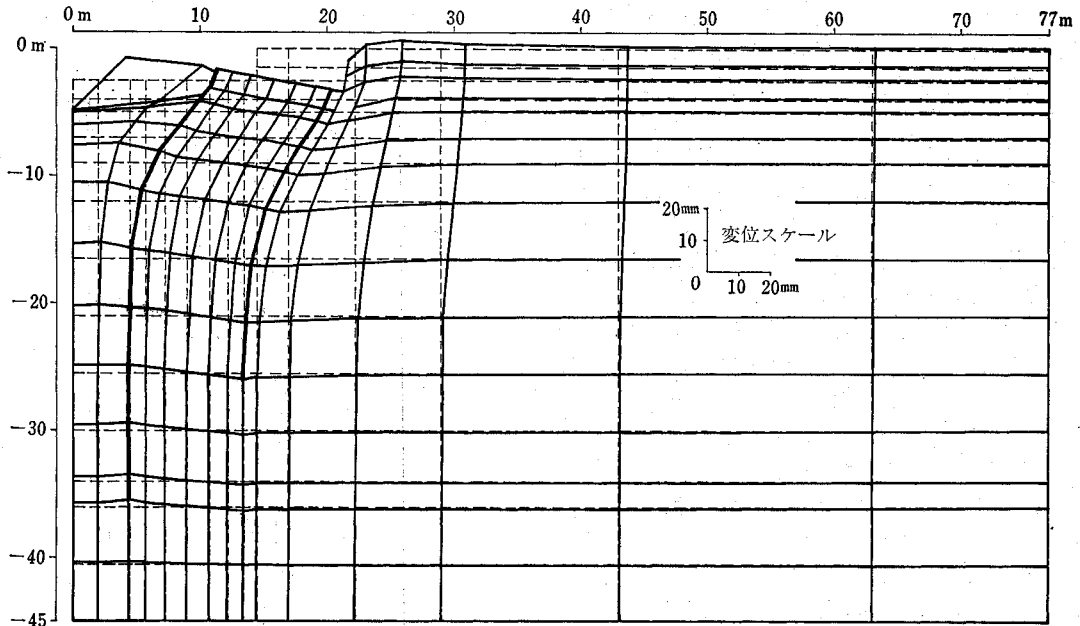


図-11 1600 ton 下の地盤の変形

部を4節点で分割している。埋戻土層、上部粘土層のばね係数は、式(4)で計算した変形係数 E_s を一軸圧縮試験またはボーリング孔内で測定した値として求め、それより下部の層のばね係数は N 値より求めている。地震時荷重について指針の方法で求めた荷重～変位関係は、有限要素法による関係と荷重 800 ton までほぼ一致している。常時荷重について指針の方法で求めた関係の勾配は、有限要素法による関係の 800～1600 ton での平均勾配とほぼ一致している。

(2) 井筒および地盤の変位

荷重 400, 800, 1200, 1600 ton での対称断面上の2本の鋼管およびフーチングの変位を図-9に、1600 ton での井筒の変形および対称断面上の地盤の変形を図-10, 11に示す。井筒自体は各鋼管矢板が連結されているとはいえ、比較的に変形しやすく、剛なケーソンよりはむしろフーチングで頭部を剛結された群杭に近い剛性を持っているものと思われる。井筒の変形はせん断変形のあるはりの変形に類似しており、中心軸に変形前直交していた平面は、変形後も平面を保っているが、中心軸とは直交していない。井筒内部の土も同様にほぼ平面を保持し、鋼管群と大体同一の変位をしている。地盤の変形図より、フーチング底面での空隙、左側にある鋼管の上部と地盤の間のすべり、地盤の左上部の引張り裂等を見ることができる。

(3) 鋼管の軸力および曲げモーメント

対称断面上の2本の鋼管の曲げモーメントを図-12

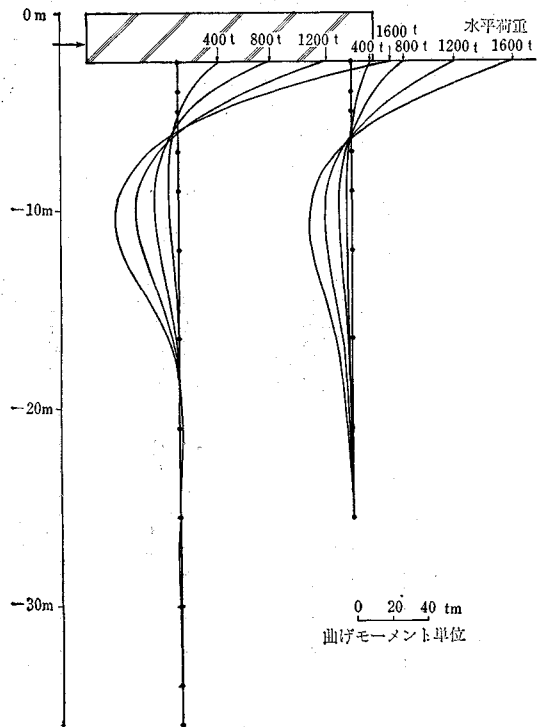


図-12 対称断面上鋼管の曲げモーメント

に示す。ここでは示していないが、他の鋼管の y 軸まわり曲げモーメント分布形は、対称断面上の2本のそれに類似しており、鋼管位置による分布形の大きな相異は見られなかった。

各荷重での対称断面上の2本の鋼管の軸力を図-13

に、1600 ton での7本の鋼管のそれを 図-14 に示す。曲げモーメントと異なり、軸力は各鋼管ごとに傾向の異なる鉛直方向分布形をしている。対称断面上にある2本の鋼管軸力は頭部において、左の鋼管で圧縮、右の鋼管で引張を示し、深さ方向の勾配は14m以浅で特異な傾向を示している。この現象は次のことより生じたものと推察することができる。鋼管に作用する鉛直力は上下端を除くと外部および内部の土からの摩擦力と継手からのせん断力である。図-11の鋼管に接する土のせん断変形から推定した摩擦力の作用方向と、後述の継手のせん断力から決めたせん断力の作用方向を 図-15 (a) に示す。図-13の軸力分布の勾配より求めた、摩擦力とせん断力の合力の作用方向を 図-15 (b) に示す。この図より、上記軸力分布の特異な現象は内部の土からの摩擦力および継手からのせん断力により生じたことが推察される。対称断面上の2本の鋼管から離れるにつれて軸力勾配の特異性は小さくなっているが存在し、同様の推察をすることができる。深さ28m付近で、対称断面上の鋼管およびそれに近い数本の鋼管では軸力勾配が不規則になっている。これは25.5m以深では長鋼管のみが1本おきに配置され、短鋼管および継手部がなくなったため生じた現象と思われる。

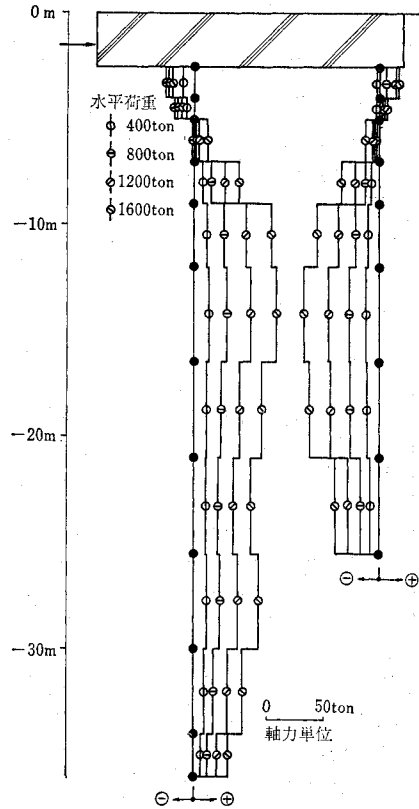


図-13 対称断面上鋼管の軸力

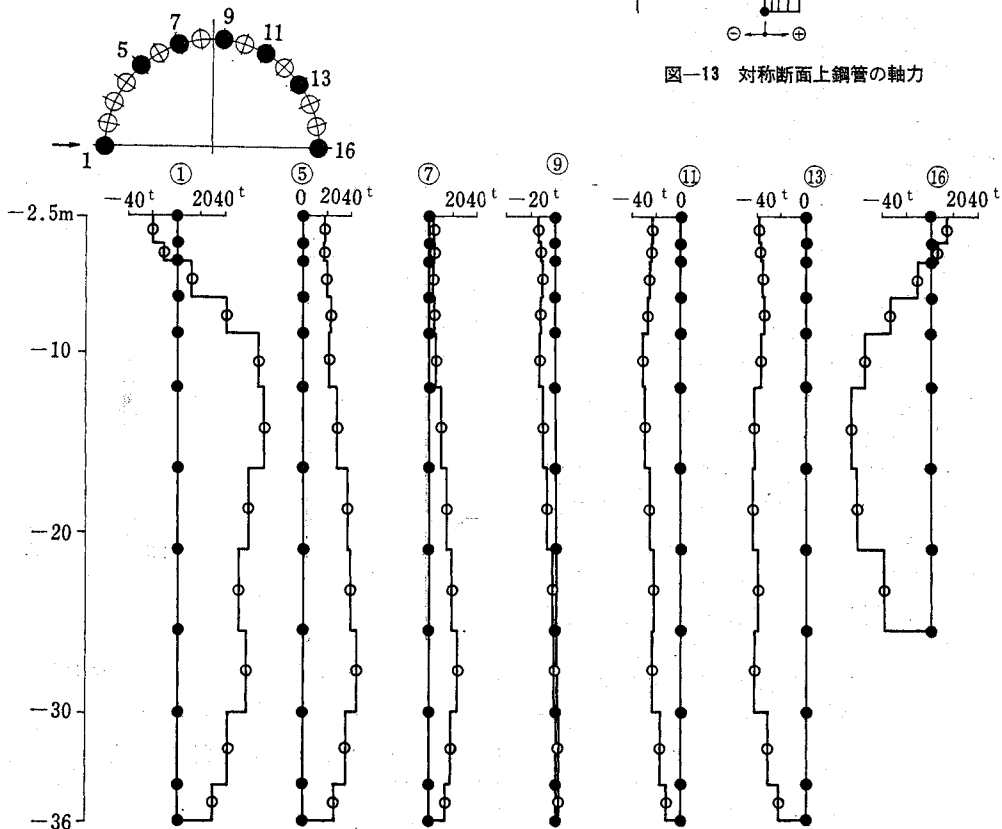


図-14 1600 ton 下の鋼管軸力

(4) 継手のせん断力

継手のせん断力分布を 図-16 に示す。2. でのべた計算法を用いたため、計算によるせん断降伏力は真の降伏値 10.8 t/m を中心に最大 2 割の範囲にちらばっている。荷重 400~800 ton の間ですでに降伏が始まっており、1600 ton に達すると上部は殆んど降伏し、下部の未降伏領域でも降伏値に近い値になっている。継手が比較的早く、しかも広範囲にせん断降伏することから、継手のせん断剛性はあまり期待できず、鋼管矢板井筒の挙動は

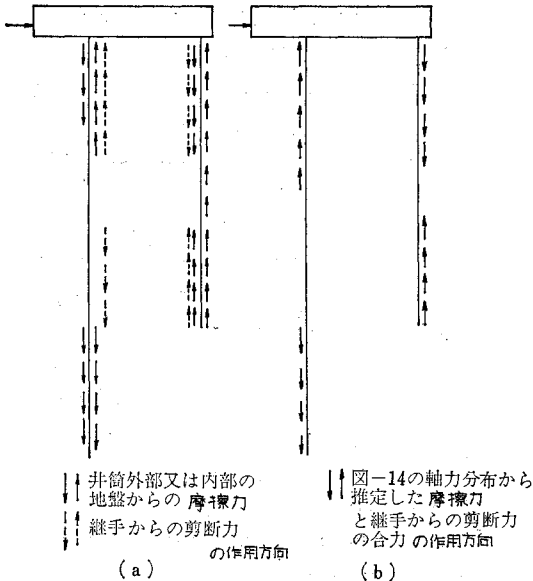


図-15 摩擦力および継手からのせん断力の作用方向

頭部をコンクリートで固めた群杭のそれに近いことが予想される。

継手に作用する井筒の円周方向の引張力 (図-1 (a) の θ 方向の引張力) は荷重 1600 ton で最大 0.7 t/m であり、実験で求めた耐力約 60 t/m より十分小さい。

5. 駒田・岡原のモデルについての検討と考察

以上の数値実験より、井筒および井筒内部の土について次の変形特性をあげることができる。

- (i) 井筒の変形はせん断変形のあるはりの変形に類似しており、変形前に中心軸に直交していた平面は変形後中心軸と必ずしも直交しないが平面を保っている (図-10 参照)。
- (ii) 井筒内部の土は鋼管群とほぼ同じ変位をし、井筒と同じ上記の平面を保っている (図-11 参照)。
- (iii) 鋼管の曲げモーメントは同一水平面上ではほぼ一様であり、鋼管位置によらない (図-12 参照)。

さらに、図-14 に示す各鋼管軸力の鉛直方向分布を、同一水平面上の軸力分布にかきかえると、次の特性をあげることができる。

- (iv) 同一の水平面上で、鋼管の軸力分布は鋼管の x 座標の一次式である三角形分布に近い。ただし、対称断面上の鋼管およびそれに隣接する鋼管について、深さ 2.5m~7m 間の軸力を除く。

駒田・岡原^{1),2)}は (i) を前提条件とし、その結果 (iii)、(iv) の特性を持つ線材モデルを提案している。文献 1)、2) では前提条件の実験などによる検証は行われていな

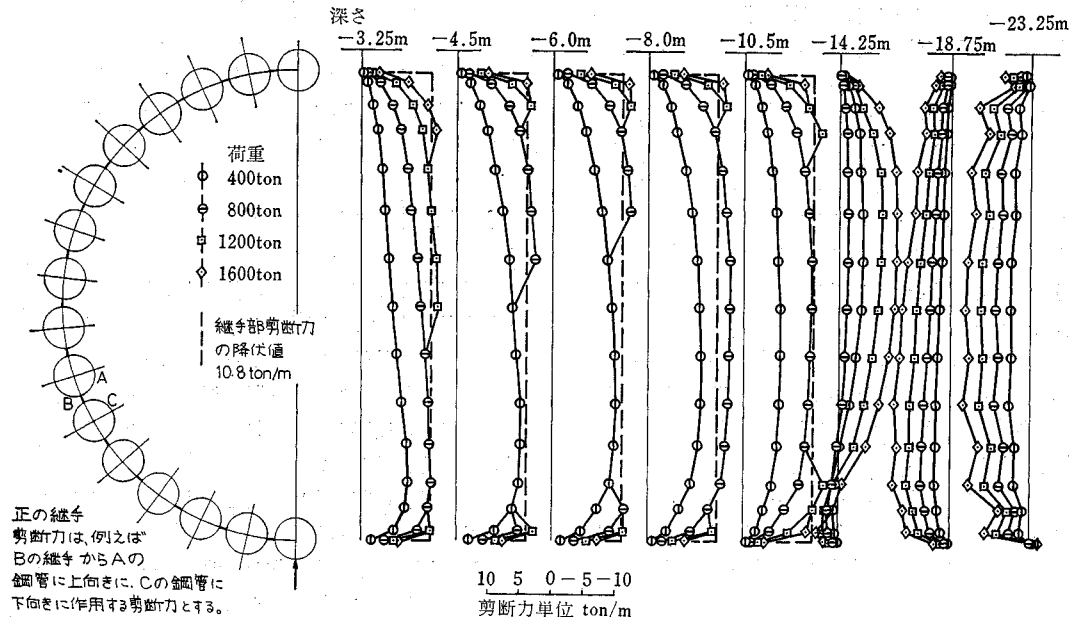


図-16 継手部のせん断力

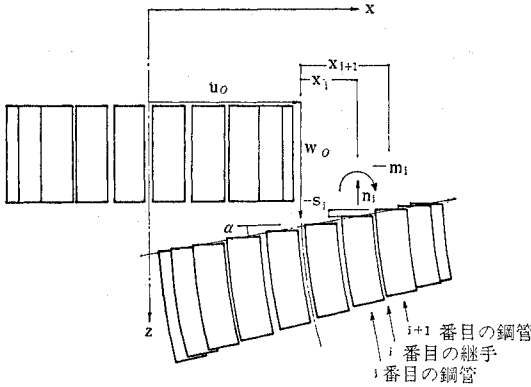


図-17 鋼管矢板井筒の線形モデル

いが、本数値実験を一検証例とすることができよう。このモデルに対し、(ii)の井筒内部土の特性に基づいて内部土のせん断剛性の影響を取り入れること、およびつり合い式をたてる際の継手せん断剛性の取り入れ方をより明確にすることの2点の修正を行い、この修正モデルについて以下簡単に説明する。次いで、修正モデルと現行設計施工指針³⁾の関連、合成効率の新しい力学的意味等を示す。

図-17に示すように井筒の中心軸にそってz軸、直交する方向にx軸、フーチング下面上に原点をとり、井筒の長さをaとする。(i)、(ii)の特性より井筒内部の土および鋼管中心軸上のx,z方向の変位u,wを次の形におく。

$$u(x, z) = u_0(z), \quad w(x, z) = w_0(z) - x\alpha(z) \quad \dots\dots\dots(8 \cdot a, b)$$

位置 $x = x_i$ にある i 番目の鋼管の曲げモーメント m_i 、軸力 n_i は、断面積 A_i 、断面二次モーメント I_i 、鋼材のヤング率 E を用いて次式で表わされる。

$$\left. \begin{aligned} n_i &= EA_i [\partial w / \partial z]_{x=x_i} = EA_i (w_0' - \alpha_i \alpha') \\ m_i &= -EI_i [\partial^2 u / \partial z^2]_{x=x_i} = -EI_i u_0'' \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots(9 \cdot a, b)$$

ここに'はzによる常微分を示す。i番目およびi+1番目の鋼管の間にあるi番目の継手部に作用する単位長さ当りのせん断力 q_i と相対変位 s_i (図-17参照) はせん断剛性を G とすると、

$$q_i = Gs_i, \quad s_i = (u_0' - \alpha)(x_{i+1} - x_i) \quad \dots\dots(10 \cdot a, b)$$

図-2の継手のせん断試験において、荷重 P と相対変位 δ の関係を直線で近似する時、せん断剛性 G は次式で与えられる。

$$G = P/2L\delta \quad \dots\dots\dots(11)$$

位置 (x, z) の井筒内部の土のせん断応力 τ_{xz} 、せん断ひずみ γ_{xz} は、土のせん断弾性係数を G_s とすると

$$\tau_{xz} = G_s \gamma_{xz}, \quad \gamma_{xz} = \partial u / \partial z + \partial w / \partial x = u_0' - \alpha \quad \dots\dots\dots(12 \cdot a, b)$$

井筒内部の土の水平断面積を A_s 、井筒側面の x 方向のばね係数を $k(x)$ とすると、仮想仕事式は次のとおりである。

$$\int_0^a \left\{ \sum \left(n_i \left[\frac{\partial \delta w}{\partial z} \right]_{x=x_i} - m_i \left[\frac{\partial^2 \delta u}{\partial z^2} \right]_{x=x_i} \right) + \sum q_i \delta s_i + \iint_{A_s} \tau_{xy} \delta \gamma_{xy} dA_s \right\} dz - \int_0^a k u_0 \delta u_0 dz - \left(\text{井筒頭部および先端での外力仕事} \right) = 0 \quad \dots\dots\dots(13)$$

ここに \sum は i についての和を示す。上式に式(9)、(10)、(12)を代入し、変分学の基本補題を適用すると次のつり合い式を得る。

$$(Ew_0 \sum A_i)' = 0 \quad \dots\dots\dots(14 \cdot a)$$

$$(E\alpha' \sum A_i x_i^2)' + \{ G \sum (x_{i+1} - x_i)^2 + G_s A_s \} (u_0' - \alpha) = 0 \quad \dots\dots\dots(14 \cdot b)$$

$$-(Eu_0'' \sum I_i)'' + \{ [G \sum (x_{i+1} - x_i)^2 + G_s A_s] (u_0' - \alpha) \}' - k u_0 = 0 \quad \dots\dots\dots(14 \cdot c)$$

文献1)、2)のつり合い式とは式(14・b,c)の第2項の係数 $G \sum (x_{i+1} - x_i)^2 + G_s A_s$ のみが異なっている。

強度の50%の力または応力で定義した G および G_s を用い $G_s A_s / G \sum (x_{i+1} - x_i)^2$ を解析例について求めると、粘土層上部で0.01、下部で0.05であり、井筒内部の土のせん断剛性の影響は小さいことが伺われる。

式(14・b,c)より、 $\alpha' = \mu(z)u_0''$ とおくと、

$$\{ E(\sum I_i + \mu \sum A_i x_i^2) u_0'' \}' + k u_0 = 0 \quad \dots\dots\dots(15)$$

すなわち $\mu(z)$ は設計施工指針³⁾の合成効率に相当している。式(9)を用いると

$$\mu(z) = \frac{\alpha'}{u_0''} = \frac{\sum n_i x_i}{K \sum m_i}, \quad K = \frac{\sum A_i x_i^2}{\sum I_i} \quad \dots\dots\dots(16 \cdot a, b)$$

上式による合成効率(μ)は各鋼管の軸力と曲げモーメントより計算でき、従来の合成効率^{5),12),13)}とは異なった新しい力学的意味を示している。

6. む す び

三次元有限要素法を用い、静的水平荷重をうける鋼管矢板井筒の実験では明確にしにくい性状の一部を明らかにしている。特性のいくつかをのべると、

(1) 井筒の変形はせん断変形のあるはりの変形に類似しており、変形前に中心軸に直交していた平面は変形後も平面を保持している。

(2) 井筒内部の土は井筒と一体となって変位し、井筒と同じ上記の平面を保持している。

(3) 同一水平面上の鋼管の曲げモーメントはほぼ一様であり、鋼管の位置によらない。

(4) 同一水平面上の鋼管の軸力分布は、一部分を除

いて、井筒中心を通る水平軸からの距離の一次式で与えられ、三角形分布で近似できる。

(5) 継手のせん断降伏は比較的小荷重で始まり、広範囲に広がる。継手に作用する円周方向の引張力は耐力よりはるかに小さい。

(6) 変形状はケーソンよりは、むしろフーチングで頭部を固められた群杭のそれに近い。

これらの特性より、駒田・岡原のモデル^{1),2)}で用いられている未検証の前提条件が妥当であることを示している。次いでこのモデルに基づいて内部の土のせん断剛性は井筒の挙動にあまり影響を与えないことを示し、設計施工指針³⁾で用いられている合成効率に新しい力学的意味を与えている。

最後に、本論文についてご指導、ご討議いただいた関西大学 山肩邦男教授、数値計算にご努力いただいたセンチュリーリサーチ・センター (株) 渡部巧一氏に感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 駒田敬一：矢板式基礎の構造特性，土木技術資料，1975。
- 2) 駒田・岡原：矢板式基礎の構造解析法，第10回土質工学研究発表会講演集，pp. 549～552，1975。
- 3) 矢板式基礎研究委員会：矢板式基礎の設計と施工指針，

1972。

- 4) 長岡・吉田・榎：鋼管矢板井筒の有限要素振動解析と野外実験結果との比較，土木学会論文報告集，No. 245，pp. 61～72，1976。
- 5) 藤田・山口・木寺・島岡・小間：鋼管矢板井筒基礎の施工および水平載荷試験，土と基礎，Vol. 21，No. 12，pp. 9～15，1973。
- 6) Duncan, J.M. and C-Y. Chang: Nonlinear analysis of stress and strain in soils, Proc. of ASCE, Vol. 96, No. SM 5, pp. 1629～1653, 1970.
- 7) Kulhawy, F.H. and J.M. Duncan: Stresses and movements in Orovilledam, Proc. of ASCE, Vol. 98, No. SM 7, pp. 653～665, 1972.
- 8) 藤田圭一：標準貫入試験，土質工学会編「土質調査試験結果の解析と適用例」第2章，pp. 29～75，1968。
- 9) 中瀬明男：土のせん断，最上武雄編著「土質力学」第5章，技報堂，pp. 479～622，1969。
- 10) Lambe, T.W. and R.V. Whitman: Soil Mechanics, John Wiley & Sons, pp. 462～463, 1969.
- 11) 横尾・山肩・長岡：支持ぐいの載荷試験における残留沈下量曲線の力学的意義，日本建築学会論文報告集，No. 112，pp. 23～29，1965。
- 12) 嶋・加藤・齋藤：鋼管矢板井筒の剛性について，土木学会第25回年次学術講演会講演集第3部，pp. 41～44，1970。
- 13) 西垣・三笠・広部・加藤：鋼管矢板井筒の水平載荷試験(Ⅱ)―地盤反力係数と合成効率―，第7回土質工学研究発表会講演集，pp. 611～614，1972。

(1976.3.24・受付)