

III-82 粘性土地盤中の小型井筒の水平抵抗について

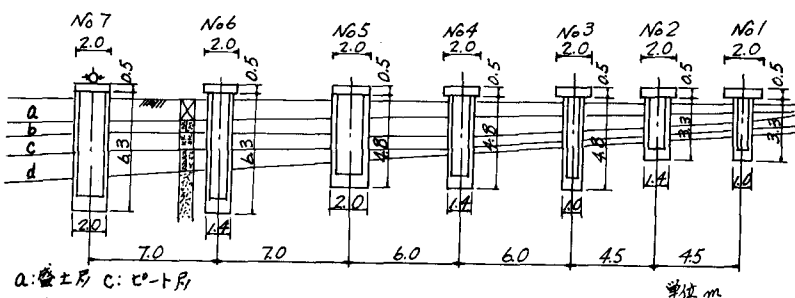
国鉄 構造物設計事務所 正員 田村浩一

神谷良陳

川中紀男

1 概要

軟弱地盤中にある井筒の動的解析、設計値などを検討するため図-1に示すピート、砂質シルトなどの軟弱な粘性土($N=0$)を貫き、洪積砂層に基礎をおく直径1~2m, 根入れ深さ3~6m



の井筒を昭和44年3月

図-1 地質および井筒概略図

に千葉県佐倉客貨車区構内に設置した。各井筒は中空円形断面の鉄筋コンクリート造で頂板と底コンクリートを打設し。No. 2, 4, 6井筒は地層の変化に対応した数個の土圧計と鉄筋計を設置した。

地盤の土質の性状はトリシオメーター試験による土の変形係数としては表層で4.5~10%, 基礎砂層で13%以上であり、表層の1軸圧縮強度は0.1~0.3%, 基盤は $\phi=36^\circ$, $C=0.1\%$ 程度である。3軸圧縮試験において土が崩壊に相当する側圧を加えてひずみ1%および破壊後ひずみの1/2に相当するひずみに対応した資料の変形係数は、砂質シルトで10~15%, 砂層上部で20%前後、砂で40%以上である。動的3軸試験による変形係数は砂質シルトで90%程度、砂で370%以上である。弾性波試験によるS波速度およびヤング率はそれぞれ表層の0~2mで62~66%/sおよび183~219%, 深さ2~9.5mの層で230~240%, および2630~3120%である。

2. 小型井筒の水平載荷試験

No. 2, 4, 6井筒について隣接する井筒を支点として佐倉方、成田方より交互に水平力を加え、井筒の変位、土圧計の読み、鉄筋計の歪を各荷重段階ごとに測定した。試験は天端の変位2cm, 5cm, 20cmを目安とした3段階(3サイクル)にわけ、佐倉方より載荷(予定の変位に達したら除荷)反対側の成田方より載荷した。載荷速度は約1%程度とし、荷重値はロードセルより測定した。井筒の変位は固定点より井筒天端上に張ったビナ線(ビナ)を基準とし、大変位計より電気的に測定した。しかし、大変位計の測定可能範囲は7cmでそれを超える変位についてはスケールで目測し、土圧および鉄筋の歪はビジュアルより記録した。

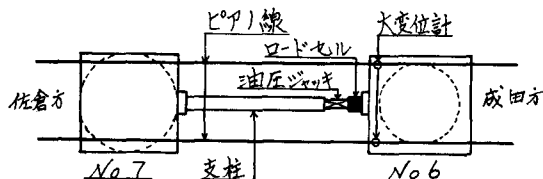


図-2 水平載荷試験平面略図

3. 試験結果

3.1 荷重変位曲線

井筒天端上の大変位計による各荷重段階ごとの変位の平均値を横軸に、荷重を縦軸に No. 6 井筒に
 関しプロットすると図-3 のようになり天端変位は頂板上 8 cm

) 20 cm 程度以上から塑性性状となっている。荷重、変位と
 もに依倉方から成田方に載荷した場合を+で表わし、3 サイクル目はジャッキのストロークが不足し盛替えた。

3.2 土圧変位曲線

No. 6 井筒の成田方側壁に設置した土圧計の読みを縦軸に、
 天端の変位を横軸にプロットしたのが図-4 で、依倉から成田

方向に載荷したときは変位の増加とともに土圧も増加して図 図-3 No. 6 井筒 荷重-変位曲線
 -3 に示す荷重変位曲線に類似した形状となっている。土圧計 No. 1 は上層より 1, 2, 3 と 1, b_1 , b_2
 土圧はバイリニャー性状を、 b_2 , b_4 土圧は塑性性状を示している。 b_2 , b_4 土圧計は砂質シルト、炭積
 砂層中にあるが、 b_4 土圧計は腐蝕工の中にあって塑性変化までの変形量はかなり大きい。

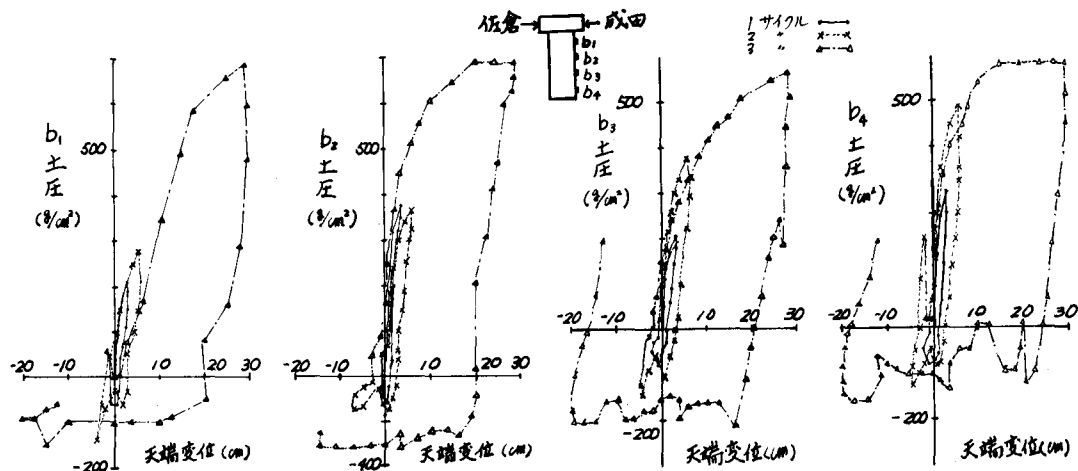
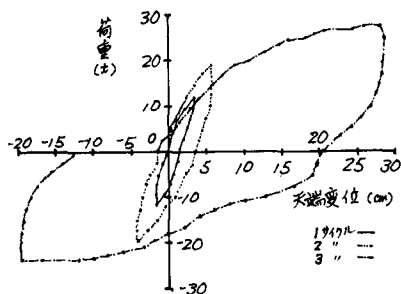


図-4 No. 6 井筒-土圧変位曲線

3.3 鉄筋歪曲線

図-5 は各土圧計に対応した位置に設置した鉄筋歪計の読みと 載荷
 荷重との関係をプロットした例である。鉄筋計はペーパーゲージを鉄
 筋に貼布し完全にシールしたが、施工後一年半を経過しており、水平載
 荷試験を1日1基の行程で実施された関係で結果のばらついたもの、あ
 るいは零点の移動したものなど見受けられた。

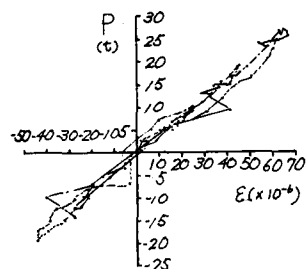


図-5 No. 6 井筒 鉄筋歪曲線

4. 解析

4.1 井筒の荷重と変位の関係

多層地盤中に設置された剛体井筒を考え、各層のばね定数と荷重、変位の関係は次のようになる。

1) 土の弾性域における荷重と変位の関係

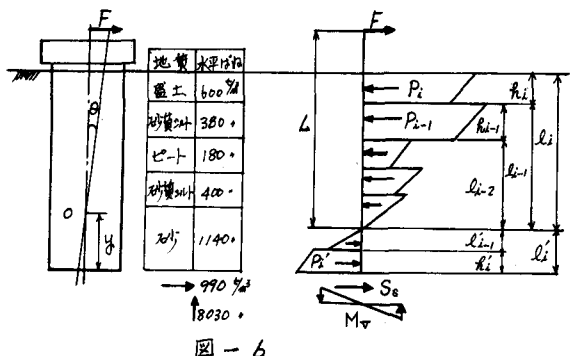


図-6

K_H : 側面水平ばね定数 D : 井筒の直径
 K_S : 底面せん断ばね定数 A : 井筒の底面積
 K_V : 底面鉛直ばね定数 I : 井筒の底面断面2次モーメント

とすると

$$S_s = \gamma \cdot \theta \cdot K_S \cdot A$$

$$M_r = I \cdot \theta \cdot K_V$$

$\Sigma H = 0$

$$F - K_{Hi} \cdot D \cdot \theta \cdot (l_i + l_{i-1}) \cdot \frac{r_i}{2} - K_{Hi-1} \cdot D \cdot \theta \cdot (l_{i-1} + l_{i-2}) \cdot \frac{r_{i-1}}{2} - \dots + K_{Hi} \cdot D \cdot \theta \cdot (l'_i + l'_{i-1}) \cdot \frac{r_i}{2} + \dots + \gamma \cdot \theta \cdot K_S \cdot A = 0$$

$$\therefore F - D \cdot \theta \left\{ \Sigma K_{Hi} (l_i + l_{i-1}) \cdot \frac{r_i}{2} - \Sigma K'_{Hi} (l'_i + l'_{i-1}) \cdot \frac{r_i}{2} \right\} + \gamma \cdot \theta \cdot K_S \cdot A \dots \dots \dots (4-1)$$

$\Sigma M = 0$

$$F \cdot L - D \theta \left\{ \Sigma K_{Hi} (l_i + l_{i-1}) \cdot \frac{r_i}{2} \cdot (l_i + \frac{2l_i + l_{i-1}}{3} \cdot \frac{r_i}{3}) + \Sigma K'_{Hi} (l'_i + l'_{i-1}) \cdot \frac{r_i}{2} \cdot (l'_i + \frac{2l'_i + l'_{i-1}}{3} \cdot \frac{r_i}{3}) \right\} - \gamma^2 \cdot \theta \cdot K_S \cdot A \cdot I \cdot \theta \cdot K_V = 0 \dots (4-2)$$

2) 土の塑性域における荷重と変位の関係

変位が進んで土圧(ばね定数×変位)がランキン受働土圧と等しくなれば、その層は塑性状態になったとして以後変位に無関係に受働土圧に等しい土圧が作用すると考える。

$P_i = K_{Hi} \cdot \delta \dots \dots \dots (4-3)$

$P_i = \gamma \cdot r_i \cdot \tan(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}) \left\{ \tan(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}) + 2c \right\} \dots (4-4)$

P_i : 土圧強度 δ : 変位 φ : 土の内部摩擦角

P_i : 受働土圧強度 γ : 土の単位重量

r_i : 地表からの深さ c : 土の粘着係数

すなわち上記の2式を等しいとして求めた δ 以上の変位に対して土圧は式(4-4)の受働土圧とする。

$\Sigma H = 0$ (第1層は塑性域とする)

$$F - D \cdot \theta \left\{ \Sigma K_{Hi-1} (l_{i-1} + l_{i-2}) \cdot \frac{r_{i-1}}{2} - \Sigma K_{Hi} (l'_i + l'_{i-1}) \cdot \frac{r_i}{2} \right\} + \gamma \cdot \theta \cdot K_S \cdot A - P_i = 0 \dots \dots \dots (4-5)$$

$\Sigma M = 0$ (回転中心を原点とする)

$$F \cdot L - D \theta \left\{ \Sigma K_{Hi-1} (l_{i-1} + l_{i-2}) \cdot \frac{r_{i-1}}{2} \cdot (l_{i-2} + \frac{2l_{i-1} + l_{i-2}}{3} \cdot \frac{r_{i-1}}{3}) + \Sigma K_{Hi} (l'_i + l'_{i-1}) \cdot \frac{r_i}{2} \cdot (l'_i + \frac{2l'_i + l'_{i-1}}{3} \cdot \frac{r_i}{3}) \right\} - \gamma^2 \cdot \theta \cdot K_S \cdot A \cdot I \cdot \theta \cdot K_V - P_i \cdot L_i = 0 \dots \dots \dots (4-6)$$

図-6に示す水平ばね定数を用いて回転中心を仮定し、上記の関係を満足するまで繰り返し、荷重と井筒の天端変位の関係を試験結果と対比すると図-8のようになる。

4.2 土のばね定数の算定

井筒の回転中心を仮定し土圧計の位置の変位を算出して各層のばね定数を求め、荷重と変位を図-3に一致させた状態で(4-1, 2)式よりトライアルにより回転中心を求め、ばね定数を逆算する。

土圧計は載荷方向前後面に設置されているので、井筒側壁前面の土

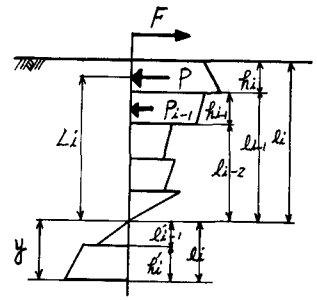


図-7

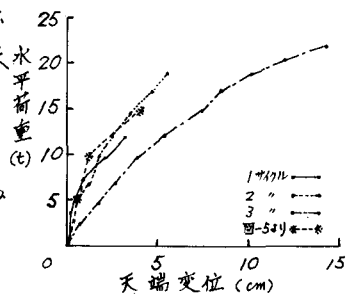


図-8 No.6井筒水平荷重と変位

圧を現示するが(変位と逆方向に作用している)側面のせん断力、ささ力、付着力、主動土圧が除かれるので、土圧計は各層の相対的な土圧を示すものと考え当初仮定した各層のばね定数のα倍で、井筒全体が釣合うものと考えた。水平載荷試験はNo.2,4,6井筒について実施し、解析はNo.2井筒の天端変位約0.5,1,2cm、No.6井筒の0.5,2,3,4,5.5,10,15.5cmの10通りについて行った。井筒の回転中心は4-5,6式に基づき、地盤を塑性マシと仮定した計算結果からは天端の変位の増加とともに下降する右下りの傾向があらわれ、変位によりばね定数を変化させたバイリニヤーの計算からは右上りの傾向があらわれている。

4.3 鉄筋計より求めた土のばね定数

鉄筋計の位置で $\sum M = 0$ とすると

$$F \cdot l = M_c + M_b \quad \dots\dots (4-7)$$

M_c : 外力により井筒のく体(管)に生ずる抵抗モーメント

M_b : 土圧による抵抗モーメント

$$M_b = \frac{I_c}{\delta} \cdot \sigma = \frac{I_c}{\delta_0} \cdot \varepsilon \cdot E_c + \frac{I_s}{\delta_s} \cdot \varepsilon \cdot E_s \quad \dots\dots (4-8)$$

$$M_b = \frac{D \cdot K_i \cdot r_i}{\delta} \{ 3l_i(\delta_i + \delta_{i+1}) + r_i(2\delta_i + \delta_{i+1}) \} + \frac{DK_i r_i}{\delta} \{ 3l_i(\delta_i + \delta_{i+1}) + r_i(2\delta_i + \delta_{i+1}) \} + \dots\dots$$

$$= \frac{D}{\delta} \sum K_i \cdot r_i \{ 3l_i(\delta_i + \delta_{i+1}) + r_i(2\delta_i + \delta_{i+1}) \} \dots\dots (4-9)$$

各層ごとに設置した鉄筋歪計の値が測定されれば各層のばね定数は上層より順次求められる。今回はNo.2, No.6井筒の F_3, F_4 歪計の値よりく体に生ずる抵抗モーメントを算出し、土圧計からは4.2で算出した回転中心とばね定数を引用して計算した。

5. まとめ

上記の数値計算の結果と昭和44年度行った軸試験の応力-歪曲線より地盤の変形係数を求め、道路橋下部構造設計指針より算出した結果を図-10に示す。全般的にばね定数は変位とともに右下りの傾向が顕著で土圧計、鉄筋計より求めた結果はよく一致するが軸試験の結果と比較するとかなり小さい値を示している。また側面の地盤性状を線形と考えた池原、横山式でNo.6井筒の極限状態を概算すると、外力で試験結果とはほぼ一致するが回転中心は試験データの計算値より上昇する。

今後は土質試験、水平載荷試験の結果と動的ばねとの関連性および従来の静的設計法への適用を含めて検討してゆく予定である。本試験は国鉄本社的重要技術課題として行なわれ、土木学会の橋りょう下部構造の耐震設計研究委員会、国鉄本社、東京第一工事局、鉄道技術研究所、構造物設計事務所の各位のご指導ならびにご協力によるものと深く謝意を表します。

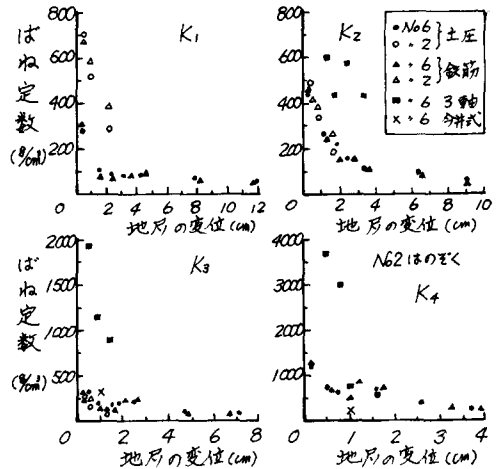
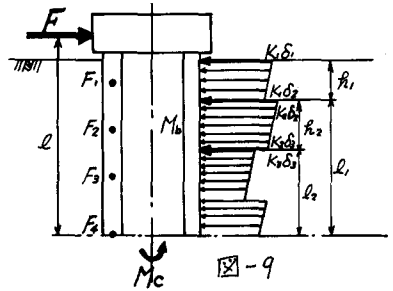


図-10 ばね定数の比較