

大口径埋設鋼管（2000mm）の圧力挙動試験報告

Field load tests on buried steel pile (2000 mm)

なん 南	ぶ 部	ひで 英	お 男*	さか 阪	の 野	あきら 彰**
い 井		とし 敏	はる 春***	なが 長	お 尾	よう 洋
ひろ 廣	た 田	かね 兼	お 男****	まつ 松	もと 本	ひろ 博
						つぐ 嗣*****

1. はじめに

農業用水は、近年、送配水の制御の合理化、水利用の近代化の手段として、効率的なパイプライン方式が数多く採用されている。

本試験は、農林水産省九州農政局一ツ瀬川農業水利事業の主要パイプラインである茶臼原幹線水路の本工事に並行して行ったものである。鋼管材質：SS-41、内径2000mm、管厚21mmの埋設に際して、土かぶり5mまでの外圧、内水圧7kgf/cm²までの昇圧を主体とした挙動試験を行ったので若干の考察を加えて報告する。

2. 試験

2.1 測定項目と計器仕様

埋設試験、水圧試験における測定項目および計器仕様を表一1、指示器仕様を表二に示す。計器類は、管路中の1地点に1.5m間隔で3断面に設置した（図一1）。

2.2 試験方法

(1) 埋設試験

掘削溝底に設置された管に各計器を取り付け、図一1の埋戻し区分を表三の締固め方法で埋め戻した。なお、土中土圧計は各設置高さの埋戻し、締固め終了後に、設置姿

表一1 測定項目と計器仕様

測定項目	計 器 仕 様	メーカー	測点数
管の変形	M1150AS 差動トランス・測定範囲100mm	宝電研	8
管に作用する土圧	BE-2KE ひずみゲージ・容量2kgf/cm ² , 200φ	共和電業	18
土中土圧(鉛直方向)	BE-2KA ひずみゲージ・容量2kgf/cm ² , 100φ	共和電業	2
土中土圧(水平方向)	BE-2KA AS-2C 低容量加速度変換器2G BE-2KAの傾斜補正用	共和電業	16 16
水 圧	PR-20B 圧力変換型 容量20kgf/cm ² 出力電圧感度2mV/V	新興通信	1
管の沈下	管頂に取り付けた2重管を地上に出しレベル測定		1
地下水位	水による電気導通で多孔管内水位を検知		2
管内水位	水による電気導通で検知		1

*九州農政局一ツ瀬川農業水利事業所長

**九州農政局事業計画課長補佐

***九州農政局土地改良技術事務所施工技術係長

****東海農政局矢作川総合農業水利事業所工務第二係長

*****日本水道鋼管協会

表二 指示器仕様

機 器 名	仕 様	メーカー	台数
自動デジタルひずみ測定器	TDS-256DC 測定点数256点 切換速度0.2秒/点	東京測器	1
デジタル・プリンター	DP12-02 印字けた数10+1けた, 速度5行/秒	東京測器	1
スイッチ・ボックス	ASW-324B 測定点数32点	東京測器	2
定電圧装置	SVC-1010 出力電圧100V/115V 容量1kVA, 応答0.8~1秒	松永製作所	1

表三 埋戻し仕様

埋戻し区分	1層当たり厚さ(mm)	締 固 め 方 法	埋戻し材料
①	300	90kg振動コンパクター3回	川 砂
②	300	同	発生土
③	300	ブルドーザー転圧	発生土
④	500	同	発生土

勢、高さを確認しながら順次設置した。また試験では計画土かぶり3mに対して2mの追加盛土を行い各項目を測定し、その後盛土を撤去し計画土かぶり3mに復旧後水圧試験まで放置して長期測定を実施した（図二）。

(2) 水圧試験

盛土撤去後、約6か月の長期測定を実施した後、実管路中の仕切り弁区間約2500mに充水し、1kgf/cm²ごとのステップで最高7kgf/cm²まで昇圧した。その後1kgf/cm²ごとに減圧し排水した。この間各圧力段階で、各項目の測定を行った。

3. 計測結果の考察

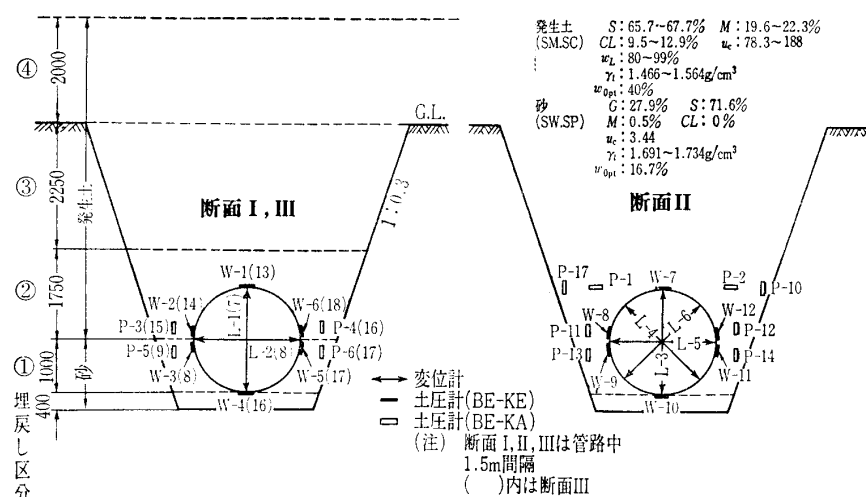
3.1 埋戻し時、管に作用する土圧

(1) 鉛直土圧

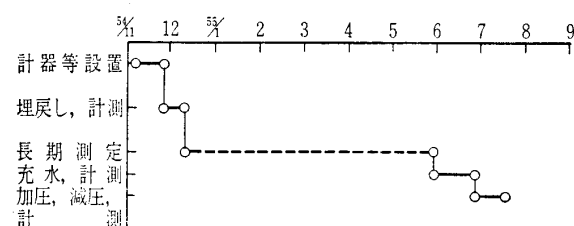
埋戻しによる管上部の鉛直土圧は、一般にマーストン公式が用いられる。この公式はたわみ性管と剛性管に分かれているが、たわみ性管の場合でも管厚が比較的厚いと垂直土圧公式または剛性管の式が合うといわれている¹⁾。管頂に取り付けた土圧計の測定値を W_1 、それと同じ高さの土中の鉛直土圧計の測定値を W_2 、実測単位体積重量より計算した鉛直荷重を γH として比較すると

$$\text{管頂土圧}(W_1) > \gamma H > \text{管頂部土中鉛直土圧}(W_2)$$

の関係を示した。アイオワ公式による設計等では上部荷重



図一 計器設置位置, 埋戻し方法



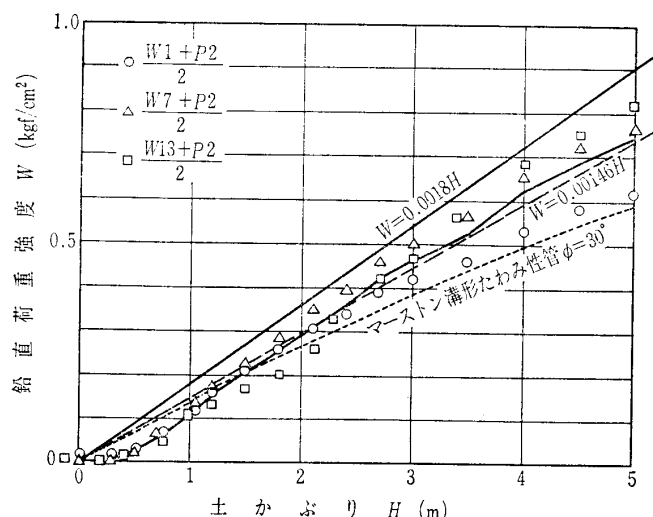
図二 試験工程

として、管全幅に対する平均鉛直土圧を用いているので本報告でも、 $W = (W_1 + W_2)/2$ より求まる W を鉛直土圧として考察を進めることにする。

土かぶり H と W の関係を図一 3 に示す。これによると実線で示す W の平均値は、土の実測単位体積重量 1.46 tf/m^3 による垂直土圧公式 γH とよく一致している。

Mysore Sreenivas Nataraja¹⁾ が引用しているオールグッドの分類表(表一 4)と照合してみると、今回の測定結果 $M_s = 2E' = 160 \text{ kgf/cm}^2$ (3. 3. (1) 参照) より $M_s/(EI/D^3) = 815$ $\gamma H/W(\%) = 100$

となるから、土圧の作用は剛性管とたわみ性管の中間状態



図三 土かぶりと鉛直荷重強度の関係

にあつて γH の挙動を示すことが理解できる。これに関しては Spangler (スパングラ) は、たわみ性管でも γH の荷重が作用する例が多い、と記している。この実験においても、断面 I (○印) ではマーストンのたわみ性管の特性に近く、断面 II, III (△, □印) は γH に近い特性を示している。したがってこの程度の管厚比の管は、たわみ性管の挙動に近い中間状態にあるといえる。これよりも管厚が薄くなれば、たわみ性管の特性を示すと考えられる。

(2) 埋戻し土砂の水平土圧

一例として、砂中の管付き水平土圧計と同じ高さに設置した砂中の水平土圧計の測定値と回帰直線を図一 4 に示す。

回帰直線は次のとおりである。

$$\text{砂中の水平土圧 } p_{h1} = 0.00056H + 0.0288 \text{ kgf/cm}^2$$

発生土中の水平土圧

$$p_{h2} = 0.00032H - 0.0068 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{平均水平土圧 } p_h = 0.00044H - 0.011 \text{ kgf/cm}^2$$

ただし H : 土圧計中心までの土かぶり (cm)

今後解析に使用する水平土圧は上式によるものを用いることにする。

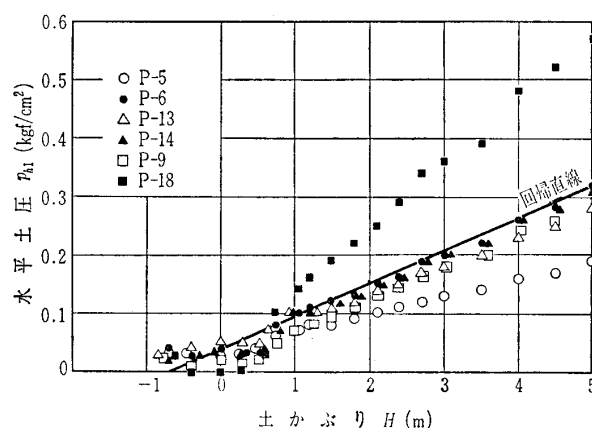
(3) 管側面に使用する水平土圧

一例として砂中の管付き水平土圧計の測定値と回帰直線を図一 5 に示す。図一 4 と図一 5 を比較すると違った特性

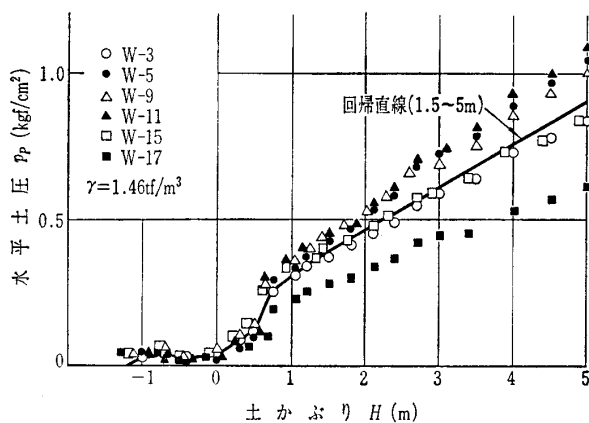
表一 4 管にかかる荷重分布の剛比の影響

() 内の数字は今回の計測値

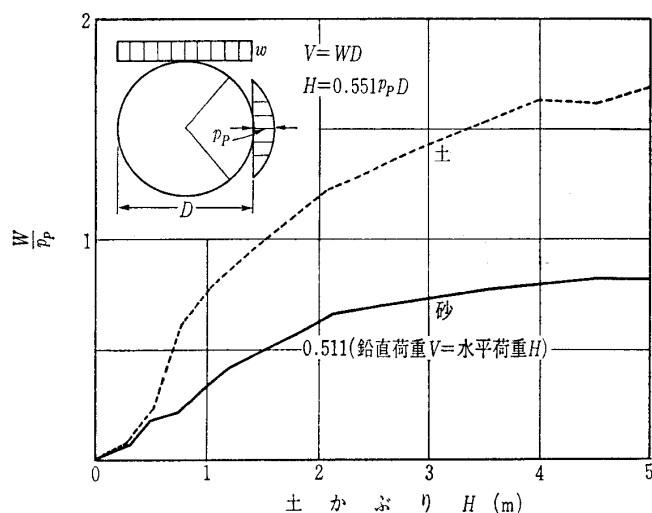
$M_s/(EI/D^3)$	$W/\gamma H(\%)$	オールグッドの標準
24 000	~75	たわみ性
2 400(815)	~100(100)	中間状態
240	~115	剛性
24	~125	



図四 砂中水平土圧



図—5 管付き水平土圧 (砂)



図—6 鉛直荷重と管側水平圧力の関係

を示していることが分かる。図—5では埋戻し開始から管頂までの埋戻し過程における土圧の上昇が小さい。計器の土かぶり小さい $-1 \sim -0.5\text{m}$ の範囲では締固めの影響で大きな土圧が記録された部分もあるが、 $-0.5 \sim 0\text{m}$ の範囲では土圧が減少しているのが認められる。これは締固めの影響が小さくなると同時に、水平土圧によって管が縦長の微小変形を起こしていることを示している。

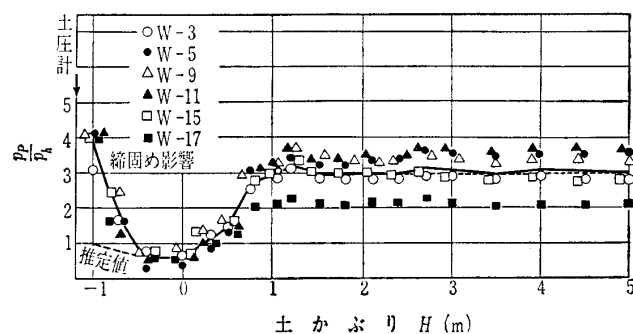
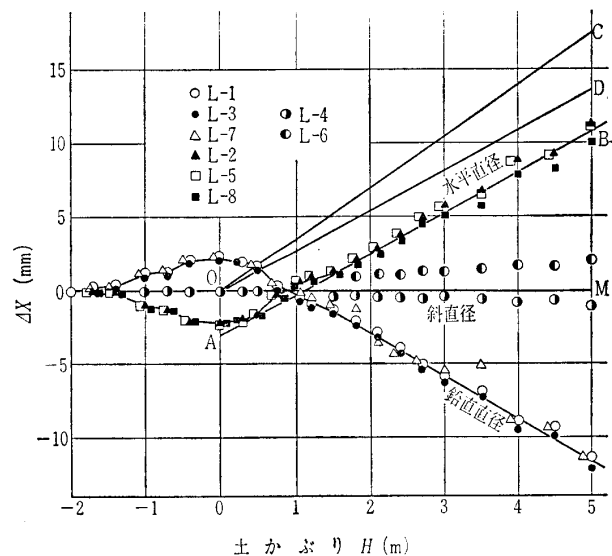
埋戻しが進んで鉛直土圧が作用するようになると、水平方向の直径が増加しようとするため管側方の水平反力が受働土圧に変わり管付き土圧は急激に増加する。

砂埋戻しの部分は土かぶりが約 0.8m 、発生土埋戻しの部分は約 1m で十分な受働土圧が発生し、それ以後は鉛直荷重にほぼ比例して増加するが、増加の度合いは明らかに水平土圧よりも急である。

(4) 鉛直土圧と水平反力の関係

鉛直土圧 W と管側面の水平反力 p_p との比が、土かぶりに対してどのように変化するかを示したのが図—6である。

砂部では土かぶり約 1.6m 以下、発生土では約 0.7m 以下で水平方向の全荷重は鉛直方向の全荷重より大きい。この領域は図—5で見ると水平反力が0から急激に増加する

図—7 土かぶりに対する $\frac{p_p}{p_h}$ の変化 (砂埋戻し部)

図—8 土かぶりと直径変化量

部分である。鉛直荷重と管自体の復元作用とが加算されて水平反力が発生するための現象であろう。この現象は管側面の水平反力の大きい砂部のほうが大きかった。

(5) 水平反力と水平土圧との関係

管側面の水平反力 p_p と、砂中の水平土圧 p_h との比が、土かぶり H に対してどのように変化するかを図—7に示す。土かぶりが約 1m を超え、水平反力が十分発達した段階では p_p は p_h の約3倍になっている。土かぶりが大きくなってもこの比はほぼ一定である。

3.2 土圧と管の変形

(1) 水平土圧による管の変形 (土かぶり $-2 \sim 0\text{m}$)

埋戻しの進行につれて管に作用する水平土圧が増加するため管は縦長に変形し、変形量は管頂まで埋めたときに最大値となった。その時の実測値は

L-2: -0.221cm , L-5: -0.220cm , L-8: -0.226cm であった (図—8 参照)。

これに対して、実測水平土圧 (回帰直線) を用いて変形量を計算すると、管頂では $H=100\text{cm}$ であるから

$$p_h = 0.00044H - 0.011 = 0.033 \text{ kgf/cm}^2, K_s = 0.083, \\ E = 2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2, I = \frac{t^3}{12} \text{ cm}^3, t = 2.1 \text{ cm}$$

$$\Delta X = \frac{-2 K_3 p_h R^4}{EI} = -0.352 \text{ cm}$$

となって計算値が約0.13cm大きい。これは、計算式では管の変形による水平土圧の減少、管底部の反力、土の鉛直荷重成分等を考慮していないためであろう。

(2) 鉛直土圧による管の変形（土かぶり0～5m）

管頂まで埋め戻したとき、縦長に変形した管も埋戻しを進めると鉛直土圧が増加して横長の変形が始まる。その状況を図-8に示す。図に見るように管頂の土かぶり約90cmのとき垂直・水平の変形量は0になりそれ以後は土かぶりに比例して変形量が増加している。

3.3 土の反力係数 E' の解析

たわみ性管を埋設する場合、変形量を推定する公式として、1950年代に M.G. Spangler が発表し、Iowa（アイオワ）大学で検討修正を加えたものがアイオワ公式（1式）としてダクタイル鋳鉄管（A.W.W.A. C-150）、鋼管（A.W.W.A. M-11、日本水道鋼管協会、農林水産省）、硬質塩化ビニール管（日本水道協会）、コルゲートメタルカルバート（土質工学会）等で広く利用されている。1977年に表-5が発表されて⁴⁾、更に実用性が高まった。アイオワ公式は(1)式に見るように、鉛直荷重 W とそれに対抗する管の剛性因子 EI と土の受働抵抗因子 $0.061 E'R^3$ との釣合い条件から水平変形量 ΔX を決めるものであって、変形量をより正確に推定するためには正しい E' を選定することが重要な要素となる。この E' は

$$E' = \frac{p_p}{\frac{\Delta X}{2}} \cdot R \quad (p_p \text{ は図-6 参照})$$

で定義づけられている。ここでは上式より求めた埋設試験による実測 E' と、現在一部で実用化されている土質試験による E' の推定値とを比較してみる。

(1) 埋設試験による実測 E'

埋設試験による実測 E' は図-9から求める。この図には初期変形、水平土圧等が含まれているために原点を通る

直線にならないので p_p と ΔX の変化量の比 $(p_{p1} - p_{p2}) / (\Delta X_1/2 - \Delta X_2/2)$ すなわち各土圧計の読み p_p と $\Delta X/2$ の回帰直線の勾配から E' を求めることにする。この方法で求めた E' の値は

$$\text{発生土埋戻し部} \quad E' = 48.5 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{砂埋戻し部} \quad E' = 113.5 \text{ kgf/cm}^2$$

であった。発生土と砂はちょうど管の中心部で区分されているので管全体に対する E' は上記の平均値 81 kgf/cm^2 となる。今後の解析には実測 E' として $E' = 80 \text{ kgf/cm}^2$ を使用する。

(2) E' の推定方法

前項で求めた E' は土の反力係数という定義に従った実測値であるが、施工が終わってからでないといと求められない。

設計時または施工前に E' を推定する方法による E' と上記の E' とを比較する。

(i) 土の分類とプロクター密度による方法に従って表-5を適用して

	土の分類	プロクター密度	E' (表-5より)	E' 平均値
土	SM, SC	78.3%	28kgf/cm ²	84kgf/cm ²
砂	SW, SP	91.3%	140kgf/cm ²	

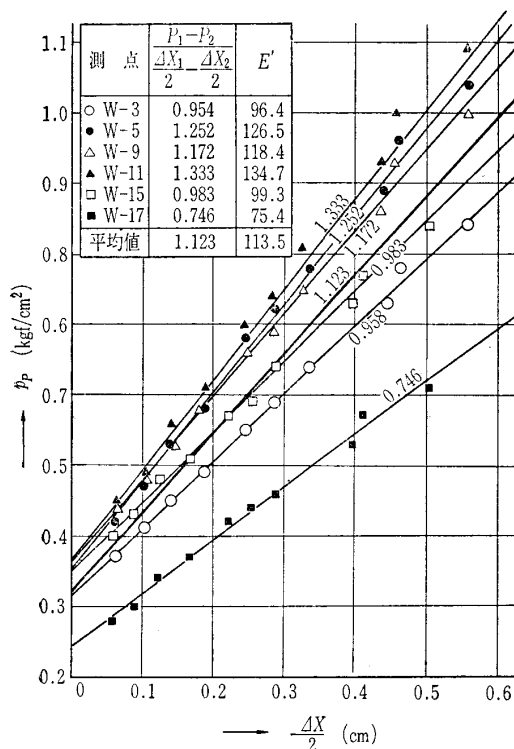
が得られた。この方法は簡単に信頼できる推定法として、Howard（ハワード）⁴⁾ が提案し、Spangler²⁾ が推薦している方法で、アイオワ公式に適用するための E' である。この考え方は農林水産省⁵⁾、日本水道鋼管協会³⁾、コルゲート・メタルカルバート・マニュアル⁶⁾ 等で準用されている。この方法で求めた E' は前述の実測値に対して土では小さく砂では大きい平均値はよく合っている。

(ii) 原地盤の土を発生土埋戻しに使用する場合、その E' を推定する方法の一つに原地盤から乱されない試料を採って一軸圧縮試験を行い

$$E_s = \frac{1}{5} \frac{q_u}{\epsilon_0}, \quad E' = \frac{E_s}{2(1-\mu^2)} \div 1.5$$

表-5 アイオワ公式に対する U.S.B.R の変形係数

パイプの裏込め材料の種類（統一分類法）	裏込めの締固め度に応じた E' (kgf/cm ²)			
	ダンプしたままの状態	緩い状態 $\rho_{dmax} < 85\%$ 相対密度 $< 40\%$	普通の状態 $\rho_{dmax} 85 \sim 95\%$ 相対密度 $40 \sim 70\%$	密な状態 $\rho_{dmax} > 95\%$ 相対密度 $> 70\%$
粒度のよい土 (LL>50) 中位から高、塑性を有する土 CH, MH, CH-MH	データーを与えることはできない、資格のある土質技術者に相談すること、そうでないときは $E'=D$ とする			
粒度のよい土 (LL<50) 中位から無塑性の土で25%以下の粗粒分を含む CL, ML, ML-CL	3.5	14	28	70
粒度のよい土 (LL<50) 中位から無塑性の土で粗粒分を25%以上含む CL, ML, ML-CL 細粒分を含む粗粒土, 12%以上の細粒分を含む GM, GC, SM, SC	7	28	70	140
細粒分を含んでいないか、少量含んでいる粗粒土 細粒分12%以下の GW, GP, SW, SP	14	70	140	210
破 砕 岩	70	210	210	210
変形のパーセント項の精度	±2%	±2%	±1%	±0.5%

図-9 p_p と $\frac{\Delta X}{2}$ の関係 (砂)

により E' を推定する方法が一部で行われている。実測の $E'=48.5 \text{ kgf/cm}^2$ に対してこの方法によると5個の試料で

平均値 $E_s=20.4 \text{ kgf/cm}^2$, 中央値 $E_s=14.3 \text{ kgf/cm}^2$ したがって, 実測 E' と E_s との関係は

平均値 $E'=2.38 E_s$, 中央値 $E'=3.39 E_s$

となった。これは上記推定法との差が大きいことを示し, むしろ $E'=2\sim 4 E_s$ とする Richard A. Parmelee and Ross B. Corotis⁷⁾ の説に近いことを示している。

(ii) 埋戻し作業もしくは試験転圧で実際に締め固めた発生土の試料で一軸圧縮試験を行い

$$E_s = \frac{1}{2} \frac{q_u}{\epsilon_0}, \quad E' = \frac{E_s}{2(1-\mu^2)} \div 1.5$$

より E' を推定する方法も行われているが, この方法によると32個の試料で

平均値 $E_s=26.4 \text{ kgf/cm}^2$, 中央値 $E_s=14.3 \text{ kgf/cm}^2$

平均値 $E'=1.84 E_s$, 中央値 $E'=2.53 E_s$

となり, Parmelee らの調査結果⁷⁾ に近い値を示した。(ii) の実用化については, 更に検討を加える必要があろう。

3.4 アイオワ公式による解析

$$\text{アイオワ公式 } \Delta X = \frac{2 K_1 W R^4}{EI + 0.061 E' R^3} \dots \dots \dots (1)$$

この式は外力として鉛直荷重のみを考えている。実測では水平土圧の影響が認められるので図-8において管の水平変形量を直線 AB として解析する。

ここに OA : (管頂土かぶり 0 m) まで埋めたときの p_h'

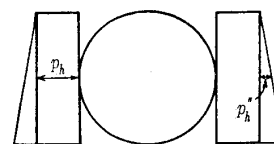


図-10 水平荷重図

(図-10) による変形量で $\Delta X_2 = -0.3 \text{ cm}$ とする。すなわち

$$\Delta X_2 = \frac{-2 K_3 p_h' R^4}{EI} = -0.3 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

CD : 土かぶり 5 m における p_h (図-10) による変形量 ΔX_3

$$\Delta X_3 = \frac{-2 K_3 p_h R^4}{EI + 0.061 E' R^3}$$

CM : 土かぶり 5 m におけるアイオワ公式の変形量 ΔX_1

$$\Delta X_1 = \frac{2 K_1 W R^4}{EI + 0.061 E' R^3}$$

BM : 土かぶり 5 m における実際の変形量 ΔX

$$\Delta X = \frac{2 (K_1 W - K_3 p_h) R^4}{EI + 0.061 E' R^3} - \frac{2 K_3 p_h' R^4}{EI} \dots \dots \dots (3)$$

の関係が成立する。測定から得た特性値を整理すると

$$\begin{aligned} \gamma &= 0.00146 \text{ kgf/ml}, \quad W = \gamma H, \quad p_h = 0.00044 H - 0.011, \\ p_h' &= 0.033 \text{ kgf/cm}^2, \quad E = 2.1 \times 10^8 \text{ kgf/cm}^2, \quad D = 200 \text{ cm}, \\ t &= 2.1 \text{ cm}, \quad I = 0.772 \text{ cm}^3, \quad R = 101.05 \text{ cm}, \quad E' = 80 \text{ kgf/cm}^2, \\ \text{BM} &= 1.085 \text{ cm} \end{aligned}$$

これらの特性値を用いて(2), (3)式から K_1 , K_3 を求めると

$$K_1 = 0.0808 \text{ (理論値 支承角)}$$

$$0^\circ : 0.116, \quad 180^\circ : 0.083)$$

$$K_3 = 0.0707 \text{ (理論値 0.083)}$$

となった。 K_1 , K_3 はいずれも理論値より小さいが, 理由としては, K_1 については計算式では基礎面を不動 ($E' = \infty$) としているのに対して施工時の実測では埋設に伴って約 2.3 cm と ΔX の約 2 倍沈下していること, K_3 については計算では管頂管底部の反力と縦長変形による水平土圧の減少を無視していることによる。

以上の解析からアイオワ公式の実用性を評価すると, 大口径化の傾向にあるたわみ性管を埋設する場合, 水平土圧による影響は相当量あると考えられる。アイオワ公式は鉛直荷重のみ考えているためかなり大きめの変形量が計算値として得られる。例えば今回の解析では, アイオワ公式による変形量は OC 線上にあって, 土かぶり 5 m における変形量は図-8 に示すように CM=1.749 cm となり, 実測値 1.085 cm と比べ 0.664 cm 大きい。アイオワ公式はかなり安全量を含んだ設計公式として評価でき, 安全量は次の式で計算できる。

$$2 \left(\frac{p_h'}{EI} + \frac{p_h}{EI + 0.061 E' R^3} \right) K_3 R^4$$

アイオワ公式が安全側の計算結果をもたらし, 更に 3.3 (2) で検討したように表-5 の E' が実測値とよく合う点か

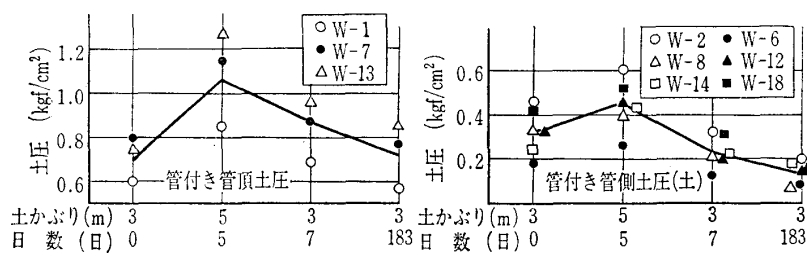


図-11 長期観測例

ら判断すると、表-5はアイオワ公式に適用する場合、高く評価できると考えられる。

3.5 変形量が最小になる土かぶりの推定

今回の計測で、縦長の変形は管頂まで埋めたときに最大になり、約90cmの土かぶりに達したとき極小値を示した。このとき鉛直土圧は(3)式で $\Delta X=0$ とおいて整理した(4)式で推定することができる。

$$W = \frac{K_3}{K_1} \left\{ (p_h + p_h') + \frac{0.061 E' R^3}{EI} p_h' \right\} \dots\dots\dots (4)$$

これに前述の諸特性値を代入して解いた結果 $H=98.4$ cmを得た。これは図-8において直線ABと横軸との交点の土かぶりである。一般的な目安を得るために

$E'=14$ kgf/cm², $R/t=56$, $W=\gamma H$ kgf/cm², $p_h=\gamma H/3$ として(4)式を簡略化すると変形量が最小となる H は

$$H = \frac{2 K_3}{3 K_1 - K_3} R \dots\dots\dots (5)$$

で推定できる。ただし締固めの影響、管底の支持条件、弾性沈下の影響等で相当な誤差は生ずると考える。

3.6 長期測定の結果

埋設完了後約半年間長期観測を行った。その間たいした変化はなかったが微細な点まで見ると次のようである。鉛直土圧に対応する管付き管頂土圧は、埋戻しの過程で、3 mから5 mまで2 mの過載荷重をかけその後3 mに土かぶりを戻した時点では過載荷重の影響が残っているが、半年後には当初の3 mとほぼ同じ土圧に戻った。これに対して水平受働土圧に対応する管付き管側土圧計の土圧は、土かぶりを5 mから3 mに戻した時点で当初の3 mのときの土圧より小さくなり、更に長期観測期間中にも減少を続けた。これは鉛直土圧は土かぶりの深さに相当する状態に落ち着くことを示し、水平土圧は鉛直土圧の減少によって管の水平直径が小さくなるため水平受働土圧が減少するのと、過載荷重の除去に伴う水平土圧の減少とが重なった効果によるものと考えられる。図-11にこれを示す。

3.7 充水時の挙動

管路の充水作業は、管路延長約2.5 km、内容積7084 m³に自然水圧約1 kgf/cm²になるまで連続的に注水した。管内到達水位とその瞬間の管に作用する土圧および内径変化の様態を図-12に示す。微小な変化ではあるが充水が進むにつれて管頂に作用する鉛直土圧は減少し、管側の水平受

働土圧は増加している。この現象から、充水による水重の増加により管が扁平化したためと考えられるが、直径変化の実測結果は逆で、わずか0.1 mm程度の変化であるが垂直直径が増加し水平直径が減少した。一方水準機を用いた間接測定ではあるが、充水による水重増加で管底は約1 mm沈下した。この場合の計算による基盤の反力係数は $E' \approx 160$ kgf/cm²で管側部の砂の E' とほぼ等しい。この事実

から“充水による水重の影響は管の沈下に直接作用し、管の変形は極めて少ない”と言える。この現象をIBMのNASTRANを使って有限要素法による解析をしたが同様の結果が得られた。

3.8 昇圧時の挙動の解析

昇圧に使用した多段ポンプは揚程90 m、送水量0.4 m³/minの能力があった。管内容量7084 m³と大容量であったが、漏水のない鋼管を用いたことと、約40箇所の伸縮管や空気弁、フランジ等の機械的継手に対して数回の点検調整をして、漏水量0.085 m³/dという最高に近い水密性を得たことと、残留空気皆無の状態が実現できたので、1 kgf/cm²昇圧するのに約0.65 m³の注水しか要しなかった。水圧の脈動を防止するため流量を絞っても約5分で1 kgf/cm²の昇圧ができた。図-13に昇圧試験の結果を示す。

埋設時に鉛直土圧によって横長に変形したたわみ性管は内水圧によって真円方向に復元することはよく知られてい

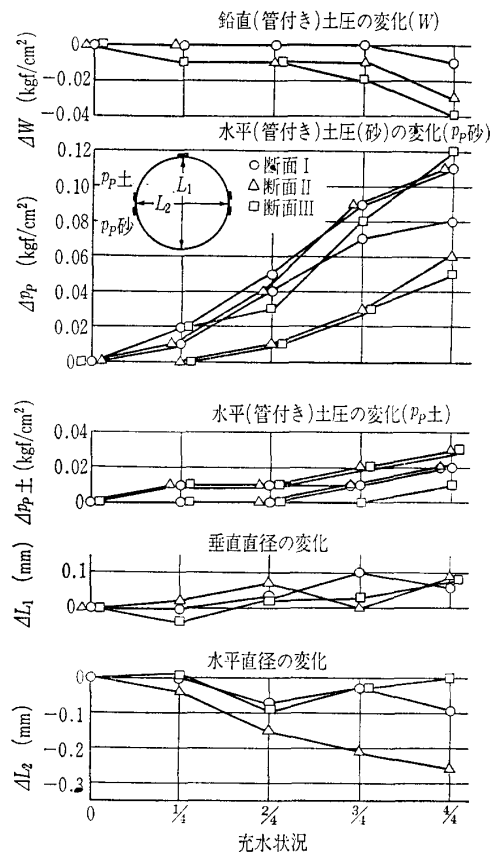


図-12 充水過程における土圧と変形

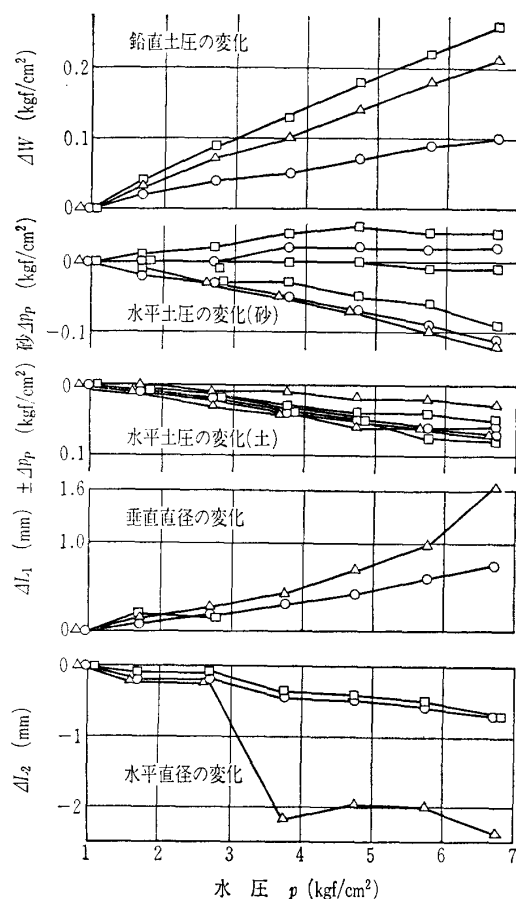


図-13 昇圧による土圧と管の直径変化

るが、これは曲げ応力も内水圧によって減少することを意味する。水圧による復元力を $p \cdot \Delta X / R$ として曲げ応力度を求める式は数多い。

Spangler の荷重反力図に内水圧 p の要素を加えて ΔX を求める式を作ると

$$\Delta X = \frac{2 K_1 W R^4}{EI + 0.061 E' R^3 + 2 K_1 p R^3} \quad \text{.....(6)}$$

が得られる。(6)式において昇圧開始前すなわち $p=0$ における条件を実測値と合わせて、水圧に対応する ΔX を(6)式で計算したものと実測値と比較すると、図-14に示すようによく一致していることが分かる。器中のL-5は撤去後の検査で絶縁不良と分かった。

(6)式に対応する曲げ応力度の式を作ると

$$\sigma = \frac{2 W}{f \cdot Z} \cdot \frac{K_b R^2 EI + (0.061 K_b - 0.083 K_1) E' R^5}{EI + 0.061 E' R^3 + 2 K_1 p R^3}$$

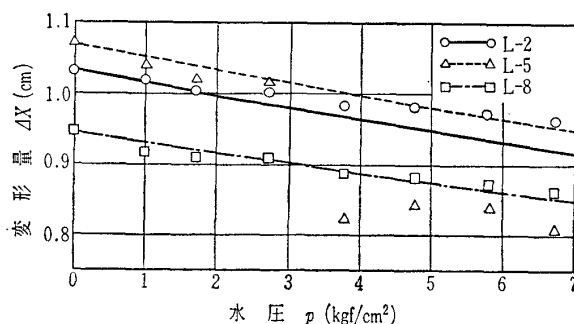


図-14 水圧と変形量の関係

が得られるが、これを用いると変形の挙動を曲げ応力度の挙動に置き換えて考察することができる。

4. おわりに

たわみ性管の埋設工事における荷重と変形の挙動を計測して考察を行ったが、外力と変形は相互に影響を与えるために複雑な挙動を示す。アイオワ公式は実態と合致しない点も認められるが、簡便であり安全性を有する実用的な式であるといえる。 E' と E_s の関係は今後検討を要すると思われる。内水圧を考慮する場合は、たわみ性管の特性に注意すべきである。

なお、本試験は、佐賀大学加来教授、宮崎大学細山田教授、國武教授のご協力をいただき、日本水道鋼管協会に委託したものである。関係各位に謝意を表す。

参考文献

- 1) Mysore Sreenivas Nataraja: Modulus of Soil Reaction Values for Buried Flexible Pipe, Proc. ASCE, Vol. 103, No. GT 10, pp. 1203-1206, Oct 1977.
- 2) Merlin G. Spangler: Modulus of Soil Reaction Values for Buried Flexible Pipe, Proc. ASCE, Vol. 103, No. GT 10, pp. 1206-1208, Oct. 1977.
- 3) 日本水道鋼管協会：水道用埋設鋼管の管厚計算基準，WSP 030-80，p. 10，1980.
- 4) Amster K. Howard: Modulus of Soil Reaction Values for Buried Flexible Pipe. Proc. ASCE, No. GT 1, pp. 33-43, Janu. 1977.
- 5) 農林水産省構造改善局：土地改良事業計画設計基準，パイプライン，農業土木学会，p. 77，1977.
- 6) 土質工学会：コルゲートメタルカルバート・マニュアル，p. 95，1979.
- 7) Richard A. Parmelee and Ross B. Corotis: Analytical and Experimental Evaluation of Modulus of Soil Reaction. Tran. Res. Rec. 518, p. 33, 1974.

(原稿受理 1981.6.18)