

遠心力模型実験による剛性埋設管の土圧の検討

A STUDY OF EARTH PRESSURE ON UNDERGROUND RIGID PIPES BY CENTRIFUGED MODELS

東田 淳*・三笠正人**

By Jun TOHDA and Masato MIKASA

Earth pressure acting on underground rigid pipes installed in a ditch with sheetpiling or under an embankment is studied by centrifuged models under various conditions. A rigid model pipe designed to measure both normal and tangential stresses on the pipe surface is buried in a dense or loose dry sandy ground without a concrete bedding. The measured stresses show that the total value and distribution of earth pressure are both affected considerably by the following factors : 1) methods of pipe installation, 2) roughness of pipe surface, 3) cover depth, 4) thickness of sand bedding, and 5) ditch width. The measured earth pressures and the bending moments of pipe section calculated from them show that the ordinary design method is dangerous in most cases because it ignores the earth pressure concentration onto the top or bottom of pipes.

Keywords : underground rigid pipe, earth pressure, centrifugal model test, load distribution, design method

1. まえがき

開削工法で埋設された剛性管では矢板引抜き時に管に働く土圧総量の増大—これを管への土圧集中とよぶ—が生じることは1910年代から指摘されていた¹⁾が、この問題はむしろ例外的な現象として扱われ正面からの研究対象となることはなかった。しかし1960年代後半になって、仮設矢板を用いた開削工法が広く用いられるわが国において、大口径コンクリート管のひびわれ事故が多発したためこの問題がクローズアップされ、大規模な実験や調査に基づいて、埋戻土の全重量が管に働くとする实用土圧公式が下水道協会規格²⁾(1970年)として提案されるに至った。

ところがその後、この規格に基づいて設計施工されたコンクリート管においてもなおひびわれ事故が多発する状況が生じたため、著者の一人は大阪市下水道局在職中の1979年、現場埋設実験³⁾(コンクリート支承あり)を行い、開削工法で埋設された剛性管では、矢板引抜き時に上記の管への土圧集中のほか管頂への著しい土圧集中も同時に生じており、この2つの集中現象—土圧総量お

より土圧分布にかかわる—が重なったことがひびわれ発生の原因となっていることを見出した。すなわち、従来提案されてきた種々の土圧算定式^{1),2),4)}が管に働く鉛直土圧総量のみを問題とし、土圧分布は等分布と仮定して管頂への集中を見過ごしてきたところに最大の問題点があることがわかった。

この2つの集中現象を総体的に扱った研究はこれまでなく、現象の実態そのものが不明であるので、著者らはその後6年間にわたって遠心力模型実験を行い、その解説に努めてきた。その結果、管が土基礎上に設置された場合は管頂、管底の両方に著しい集中が生じること、また2つの集中現象は開削工法以外の他の埋設形態においても程度の差はある常に生じる一般的な現象であることを確かめた^{5),6)}。次いで弾性論によってこの集中現象を検討し、適当な境界条件を仮定した弾性計算の結果が現場埋設実験や遠心力模型実験の実測土圧と良く対応し、土圧集中のメカニズムをかなり正確に表わし得たことを報告するとともに、従来の埋設管の土圧理論に対して批判を加えた⁷⁾。

本論文では、管の設置方式、管面粗度、土被り高、基礎砂厚、掘削溝幅の5つの要因を変えた剛性埋設管の遠心力模型実験を行い、これらの要因が土圧集中に及ぼす影響を調べた結果について報告する。なお本論文で扱っ

* 正会員 工修 大阪市立大学助手 工学部
(〒558 大阪市住吉区杉本3-3-138)

** 正会員 工博 大阪市立大学教授 工学部(同上)

た34ケースの実験のうち6ケースについてはすでに発表する機会があった^{5),6)}が、ここでは新たに28ケースのデータを加え、総括的にまとめた。

2. 実験方法

(1) 模型と実験装置

Fig. 1は模型実験装置（矢板あり）の概略図で、この装置を遠心力載荷装置のアームに取り付けて回転させ、模型を遠心加速度30g場に置き、矢板引抜き、あるいは輪荷重を想定した地表面載荷を行う。模型は原型の1/30を想定した二次元模型である。Table 1に模型の基準寸法とこの模型に対応する重力（1g）場の原型寸法を示す。

地盤材料としてはデータの再現性を重視して乾燥砂を用い、模型の複雑化を避けるために支承をおかず、地盤条件は埋戻土、地山、基礎すべて同じにした。

(2) 模型管

Fig. 2は硬質アルミ製($E = 7.6 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$)の剛な模型管を示したもので、中央の受圧部の支柱両面に貼付したひずみゲージの出力から支柱の軸ひずみ、曲げひずみを求め、これに較正係数^{①)}を乗じて受圧部に働く垂直、せん断応力を求める。ただし、管の右半分では軸ひずみのみを計測した。管表面はJISの仕上げ記号▽▽（最大高さ25/1000mm）に仕上げてあり、この状態の管を滑管とよぶ。また、滑管表面にサンドベーパーG 80（砂の粒径0.15~0.25mm）およびG 40（砂の粒径0.3~0.7mm）を貼付けた管をそれぞれ中粗管、粗管とよぶ。Table 2に管重量を示す。30g場の模型管に対応する重力場の原型管（同じ材質で寸法を30倍としたもの）の重量は、模型管の材質として硬質アルミを選ぶことにより同径の実際の鉄筋コンクリート管の重量とほぼ等しくしてある。

(3) 地盤材料と模型作成方法

地盤材料に用いた瀬戸産けい砂の一次性質をTable 3に示す。一連の実験は気乾状態で密詰、ゆる詰の2種類の地盤について行った。模型地盤は、容器を横にして模型管等をセットした後、口径1cmのロートを用いて密詰では50cm、ゆる詰では1cmの高さからできるだけ均一に流し込んで作成した。したがってこの地盤は断面上では初期異方性のない等方等質地盤とみなせる。Table 4に密度、強度定数、および改良型一面せん断試験機を用いて測った管と砂間の摩擦角を示す。

(4) 実験方法

注1) 1g場で管を固定し、受圧部の表面中心に垂直、接線方向の集中荷重 P 、 Q をそれぞれ単独に加え、このとき得られた支柱の軸ひずみと P/A 、曲げひずみと Q/A （ A は受圧面の面積）の関係から受圧部の垂直、せん断応力の較正係数をそれぞれの支柱に対して求めた。

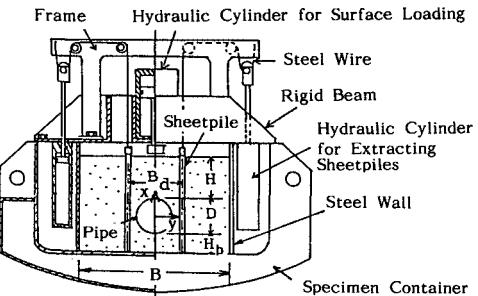


Fig. 1 Testing System for Centrifugal Model Test.

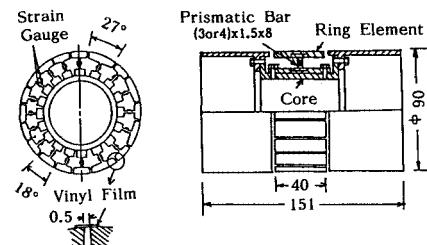


Fig. 2 Rigid Model Pipe (unit : mm).

Table 1 Standard Dimensions of Model (unit : cm).

	D	H	H _b	B _d	B
Model	9	9	4	13	34
Prototype	270	270	120	390	1020

Table 2 Pipe Weight (unit : kgf/cm).

Model	Pipe Surface		
	Smooth	Medium	Rough
Model	0.043	0.047	0.046
Prototype	39	42	41.4

Table 3 Seto Sand.

G _s	Grain Size	U _c	ρ _{dmax}	ρ _{dmin}
2.65	0.24-1.4mm	1.75	1.58t/m ³	1.32t/m ³

Table 4 Mechanical Properties of Sand and Friction Angle φ_p against Pipe Surface.

Ground	ρ _d	c _d	φ _d	φ _p		
				Smooth	Medium	Rough
Dense	1.55 t/m ³	0	47°	17°	42°	45.5°
Loose	1.43	0	36°	16°	40°	44.5°

実験は矢板を設置した場合としない場合について行った。以下、これらを溝型、盛土型とよぶ。溝型では遠心加速度を10gずつ段階的に増し、30gに達したら1mm/sの一定速度で模型矢板（厚さ5mm）を引抜き、次に幅2cmの粗な載荷板により1.26kgf/cm²、すなわち線荷重2.52kgf/cmまで一定の応力増加速度で管直上の地表面に載荷した。この線荷重は管軸を直角に横断する20T車両の後輪荷重を衝撃係数0.3として求めたものである。なお今回は地表面載荷時のデータは一部示すが、考察の対象からは省く。矢板引抜きは管の両側の模型矢板を同時に引抜く方法（以下、溝型-1とよぶ）と、

実際の施工手順通りに片方ずつ引抜く方法（以下、溝型-2とよぶ）の2通り行った。

盛土型では30gまで段階的に加速した後、溝型と同様の地表面載荷を行った。実験の各段階で前記の管の支柱のひずみを測定するとともに、シャッターを開放して写真撮影を行い、砂の移動状況を捉えた。なお、別に管だけを遠心力場に置き、計測された各支柱のひずみを受圧部の自重によるひずみとして以下の実験での計測値から差し引いている。したがって以下に示す応力、土圧値は管表面に加わる外力のみを表わすことになる。

(5) 実験の種類

実験はTable 5に示すA) 管の設置方式、B) 管面粗度、C) 土被り高H、D) 基礎砂厚 H_b 、E) 挖削溝幅 B_d を変化させた5シリーズについて行った。現場埋設実験³⁾の結果から、実際のコンクリート管では管と土との境界は滑動条件（摩擦抵抗なしに滑り得る）に近いことがわかっていたので、Bシリーズを除いて模型管は滑管を用いた。なお、同表中の滑管、基準寸法（Table 1）の溝型-1と盛土型はどのシリーズにも共通な基準実験で、全実験数は34となる。各シリーズの内容は次のとおりである。

A) 管の設置方式：基準寸法の模型を用いて、溝型-1、溝型-2、盛土型の比較実験を行った。各実験の地盤側方の境界条件は次のようになると考えられる。ただし x 、 y 軸は管中心を原点とする鉛直、水平軸である。

盛土型： $y=B/2=17\text{ cm}$ において $\varepsilon_y=0$

溝型：矢板引抜き過程で一時的に、

溝型-1； $y=\pm B_d/2$ において同時に $\sigma_y=0$

溝型-2； $y=\pm B_d/2$ において片方ずつ $\sigma_y \neq 0$

なお、溝型の矢板引抜き前、および後の地盤側方の境界条件は複雑で今のところよくわからない。しかし実際の

Table 5 Test Program.

Series	Pipe Installation	Pipe Surface	H (cm)	H_b (cm)	B_d (cm)	Ground	Number of Tests
A	Ditch-1	Smooth	9	4	13	Dense Loose	6
	Ditch-2 Embankment						
B	Ditch-1 Embankment	Smooth Medium Rough	9	4	13	Dense Loose	12
C	Ditch-1 Embankment	Smooth	4.5 9 12	4	13	Dense Loose	12
D	Ditch-1 Embankment	Smooth	9	1 2 4	13	Dense Loose	12
E	Ditch-1	Smooth	9	4	13 17 21	Dense Loose	6

な立場からはそのときの土圧は管の設計に必要でないから今回は特に注目しなかった。

B) 管面粗度：滑管、中粗管、粗管を用いて、溝型-1、盛土型について実験した。模型は基準寸法模型である。

C) 土被り高 H 、ならびにD) 基礎砂厚 H_b ：溝型-1、盛土型について、土被り高 H 、基礎砂厚 H_b をそれぞれ3通りずつ変化させた。

E) 挖削溝幅 B_d ：溝型-1について挖削溝幅 B_d を3通りに変化させた。なお、実際施工の標準的な溝幅に相当するのは $B_d=13\text{ cm}$ ($B_d/D=1.44$) である。

3. 管の設置方式の影響（Aシリーズ）

溝型-1、同-2、盛土型を比較する。溝型については実験中の土圧が複雑に変化するのでまずその点を説明する。

(1) 垂直せん断応力の変化

Fig. 3(a), (b) はそれぞれ密詰地盤における溝型-1(矢板同時引抜き)および溝型-2(矢板片方ずつ引抜き)の各実験段階の垂直応力 σ の変化を示したもので、管

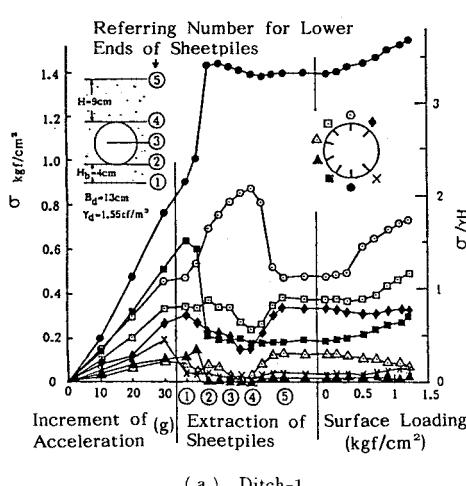
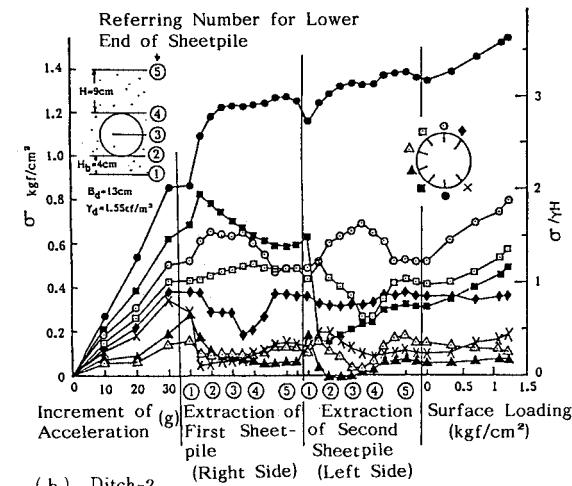


Fig. 3 Change of Normal Stresses during Test.



中心向きを正として表わしてある。ゆる詰の場合もこれらとよく似ている。

溝型-1では遠心加速段階の σ は加速度に比例して増え、矢板引抜き段階の管頂の σ は矢板下端が管頂付近を通過する時点でピークとなり、すぐに引抜き前の状態に戻る。管底の σ は引抜き初期に急増し、引抜き後もあまり減少しない。図は省略するが、せん断応力 τ は σ に比べてどこでも終始ごく小さかった。

溝型-2では、矢板引抜き段階における管頂 σ の最大値は2枚目の引抜き時に生じ、溝型-1よりも小さい。

盛土型における遠心加速、載荷両段階の σ 、 τ の変化傾向は溝型の場合とほとんど同じであった（図は省略）。

Fig. 4は溝型-1の矢板引抜き中に撮影した開放写真のスケッチで、矢板を中心とするV字形の範囲が矢板抜け後を埋めるように流れ落ち、管頂、管底部に静止領域が残っている。

(2) 垂直、せん断両応力の分布

密詰の場合の σ 、 τ の分布をFig.5に極座標で示す。 τ は下向きを正として表わしてある。溝型-1、溝型-2の破線、実線、一点鎖線はそれぞれ矢板引抜き前、途中（管頂土圧最大時）、引抜き後を、盛土型の実線は載荷前を示す。 σ は当然いずれも管頂、管底で大きく、管側で小さい。また τ は全体的にごく小さい。

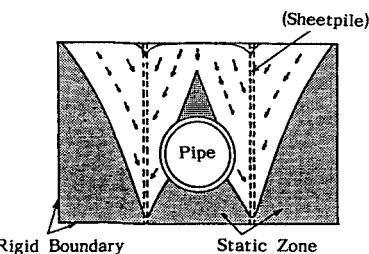


Fig. 4 Movement of Sand during Sheetpile Extraction for Ditch-1 Standard Test.

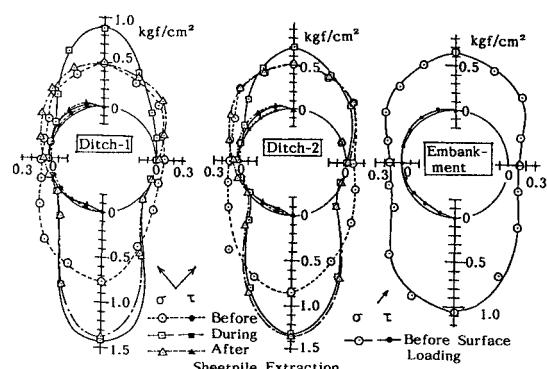


Fig. 5 A Series : Normal and Tangential Stresses on Pipe (Dense Ground).

(3) 鉛直、水平土圧の分布

Fig. 6はFig. 5の溝型-1の σ 、 τ の分布から鉛直土圧 p_v 、鉛直反力土圧 p_r 、水平土圧 p_h を求め^{注2)}、管頂での土被り圧 γH との比として示したものである。図中の表に管頂、管底の鉛直土圧 p_v 、 p_b と γH の比、ならびに p_v 、 p_h の総量 P_v 、 P_h と γHD との比を示した。

矢板引抜き前後の土圧の変化は p_v は始めながらかな山形分布であるが、矢板引抜き中に管頂に土圧が著しく集中し、最後には再びながらかな分布に戻る。 p_r は始めから管底を最大とする山形分布を示し、矢板引抜きによって管底への集中がかなり増し、その後も集中度合はほとんど減らない。 p_h はいざれも凹形分布を示す。鉛直土圧の総量 P_v は引抜きの前は γHD よりも小さく、途中で $1.1 \gamma HD$ に増え、後ではちょうど γHD と一致した。 P_h は P_v の $1/4 \sim 1/2$ と小さい。 p_r の総量はどの段階でも P_v よりもちょうど管自重だけ大きかった。

(4) 各設置方式による土圧分布

3種の管の設置方式に対する p_v 、 p_r 、 p_h をFig. 7に示す。図の左半分が密詰、右半分がゆる詰の場合である。実線、一点鎖線はそれぞれ溝型-1、溝型-2の矢板引抜き中の、また破線は盛土型の載荷前の分布を示す。これらの土圧分布と図中の表に示した $p_v/\gamma H$ 、 $p_b/\gamma H$ 値によれば、管頂、管底への集中は盛土型は弱く、溝型-1が最も強い。また、図中の表の $P_v/\gamma HD$ 値によれば、管への土圧集中は盛土型が最も強く、溝型-2が最も弱い。

以上の2つの土圧集中—土圧分布および土圧総量における集中現象—に関して密詰、ゆる詰の違いがほとんどないのは注目すべきことで、これは別報7)の弾性計算によって土圧集中現象がほぼ解釈できることと符合する。また、溝型-1と盛土型の管上半分の実測 p_v 、 p_h 分

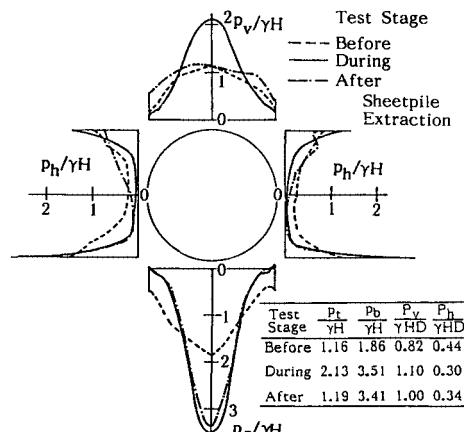


Fig. 6 Vertical and Horizontal Earth Pressures for Ditch-1 Standard Test (Dense Ground).

注2) p_v 、 p_r 、 p_h を求める式はそれぞれ $p_v (= p_r) = \sigma + \tau \tan \theta$ 、 $p_h = \sigma - \tau \cot \theta$ 。ただし θ は管頂を0とする。

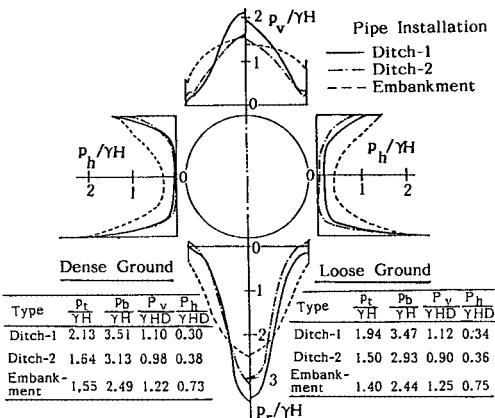


Fig. 7 A Series : Vertical and Horizontal Earth Pressures.

布は、地盤側方 $y=\infty$ の境界条件をそれぞれ $\sigma_y=0$, $\varepsilon_y=0$ とした弾性計算による p_v , p_h 分布と近似している⁷⁾.

さらに溝型-1の矢板引抜き中の実測土圧は現場埋設実験実測土圧³⁾ときわめて近い。このように実際の施工が矢板を片方ずつ引抜く溝型-2の方式であるにもかかわらず矢板を同時に引抜く溝型-1の方が現場実験の値とよく合ったのは次のように説明できる。現場実験では多少とも自立性のある埋戻土が用いられたため、矢板抜け跡は管の両側に空洞となってしまらなく残り、 $y=B_d/2$ において同時に $\sigma_y=0$ の応力状態が生じ、その結果著しい土圧集中を來したが、模型実験では自立性のない乾燥砂を用いたため、矢板抜け跡は引抜き中に砂によって充填されていく。このため溝型-2では現場の応力状態は再現できず、溝型-1の方式をとってはじめて引抜き過程で少なくとも一時的に実際と同様の応力状態を生じ得たのである。これが溝型-1を基準実験として選んだ理由である。

4. 管面粗度の影響 (B シリーズ)

密詰の場合の3種の管面粗度に対する σ , τ 分布を Fig. 8 に示した。左の溝型-1は矢板引抜き中の管頂 σ 最大時（いずれも矢板下端が管頂付近を通過したときに最大となった）の値で、右の盛土型は載荷前の値である。両図の左半分が σ 、右半分が τ の分布で、 τ は小さいので σ の5倍のスケールで描いてある。実線、一点鎖線、破線がそれぞれ滑管、中粗管、粗管の場合で、滑管の τ は他に比べて当然小さいがそれほど差はない。管頂、管底の σ は滑管がいくらか大きい。ゆる詰でも上の傾向は同じである。

Fig. 9 は上が溝型-1（引抜き中）、下が盛土型（載荷前）の p_v , p_r , p_h の分布で、いずれも図の左半分が密詰、右半分がゆる詰の場合である。溝型-1では中粗管、粗

管の p_v は台形分布を示し、滑管の p_v は山形分布を示す。盛土型では溝型-1に比べて管面粗度による違いは少ないが、中粗管、粗管の p_v は管頂が低いM形を示すのに対して滑管はやはり山形を示す。図中の表から溝型-1、盛土型とも、中粗管、粗管の管頂、管底土圧 p_t , p_b は滑管よりも小さいが、鉛直土圧総量 P_v は表面粗度による差があまりみられない。

なお Fig. 9 に示した滑管の場合の p_v の分布は、別報

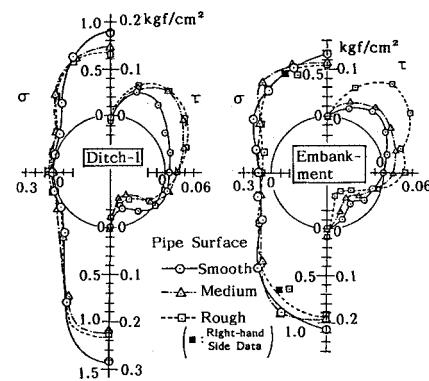


Fig. 8 B Series : Normal and Tangential Stresses (Dense Ground).

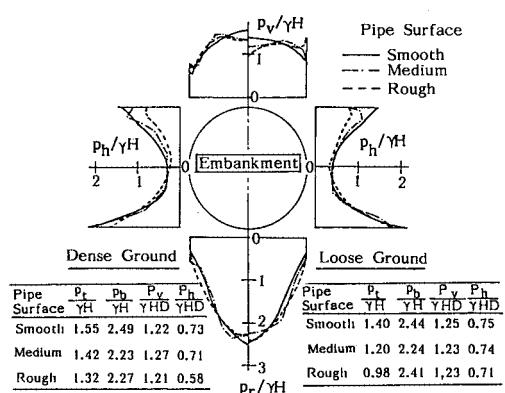
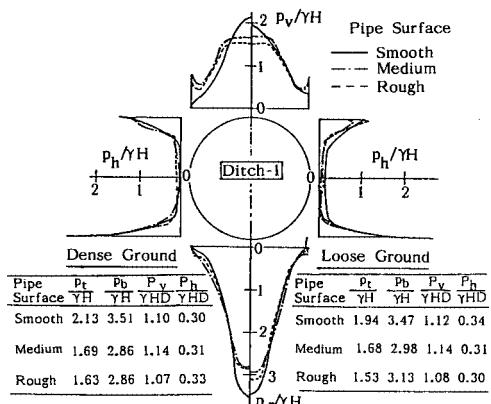


Fig. 9 B Series : Vertical and Horizontal Earth Pressures.

7) の弾性計算で管と土との境界を滑動条件とした場合の計算土圧とよく似ているが、粗管、中粗管の場合は滑動、結合両条件の計算土圧の中間的な形状となっている。

5. 埋設寸法の影響 (C, D, E シリーズ)

(1) 土被り高 H の影響 (C シリーズ)

土被り高 H を変化させた比較実験の結果を Fig. 10~13 に示す。いずれも一点鎖線、実線、破線がそれぞれ $H=4.5, 9, 12 \text{ cm}$ の場合である。

Fig. 10 は溝型-1、密詰の管頂、管底 σ の変化を示したものである。 $H=9, 12 \text{ cm}$ の変化傾向はよく似ているが、 $H=4.5 \text{ cm}$ の管頂 σ は矢板下端が管底付近を通過するときにわずかに増えた後ゆるやかに減って、 $H=9, 12 \text{ cm}$ のような著しいピークは示さない。載荷段階では予想されるとおり H が小さいほど管頂、管底の σ の増え方が大きい。

Fig. 11 に示した溝型-1 の矢板引抜き中の砂の移動状況をみると、管頂部の静止領域が管と接する範囲は $H=4.5 \text{ cm}$ のときが最も広く、それから H が大きくなるとしだいに狭くなり、 $H=12 \text{ cm}$ では静止領域の面積も特に小さくなっている。この管頂部の静止領域の形は Fig. 13 の p_v の分布と密接に関係している。

密詰の σ, τ 分布を Fig. 12 に示す。溝型-1 は引抜き中の管頂最大時、盛土型は載荷前のものである。 $H=9,$

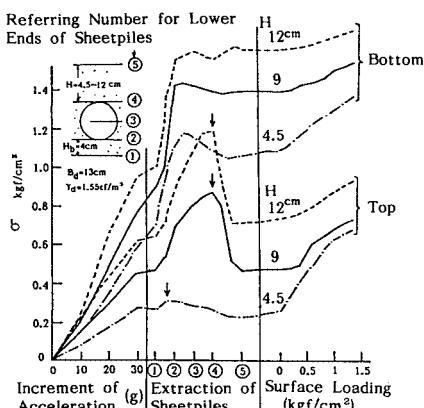


Fig. 10 C Series : Change of Normal Stresses during Test (Ditch-1, Dense Ground).

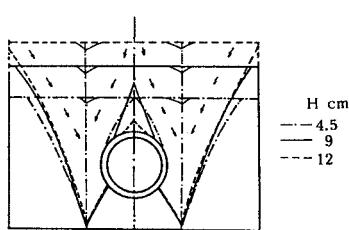


Fig. 11 C Series : Movement of Sand during Sheetpile Extraction (Ditch-1).

12 cm の管上部の σ は管頂に集中するのに対して、 $H=4.5 \text{ cm}$ ではそれとは異なった特殊な傾向を示す。

Fig. 13 は密詰 (左), ゆる詰 (右) 両者についての p_v , p_r , p_h の分布である。溝型-1, 盛土型ともに p_v は、 $H=9, 12 \text{ cm}$ では山形分布を示すが、 $H=4.5 \text{ cm}$ の p_v は管頂がむしろ低いM形を示す。 p_r はいずれも管底の

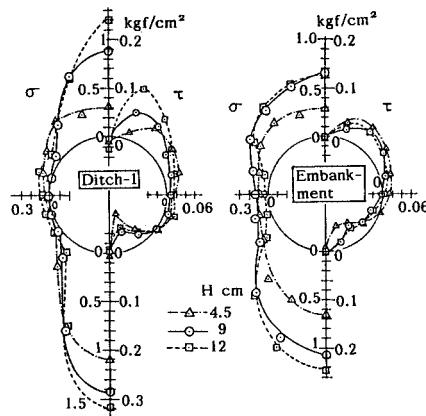


Fig. 12 C Series : Normal and Tangential Stresses (Dense Ground).

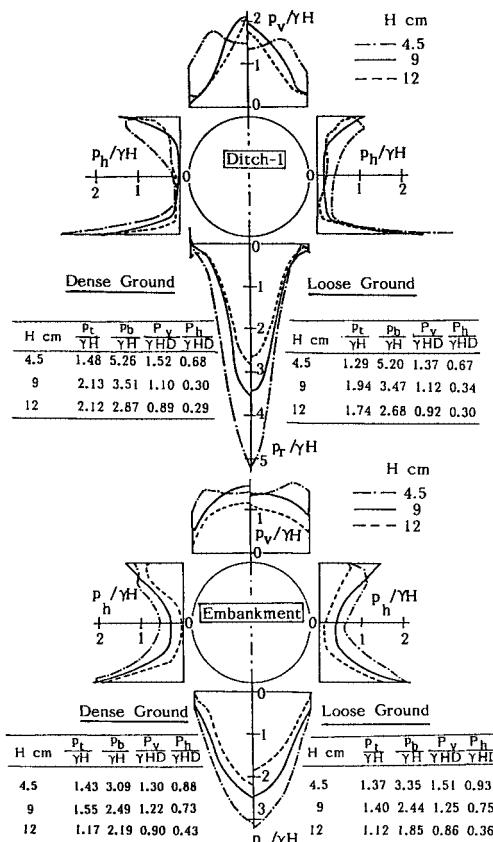


Fig. 13 C Series : Vertical and Horizontal Earth Pressures.

p_b を最大とする山形分布を示し、 H が大きくなるにつれて p_b 自体は大きくなるものの $p_b/\gamma H$ 値は著しく減る。 $P_v/\gamma HD$, $P_h/\gamma HD$ も H が増えるとかなり減る。

(2) 基礎砂厚 H_b の影響 (D シリーズ)

基礎砂厚 H_b を変化させた比較実験の結果を Fig. 14~17 に示す。いずれも破線、一点鎖線、実線がそれぞれ $H_b=1, 2, 4 \text{ cm}$ の場合である。

Fig. 14 は溝型-1, 密詰の σ の変化を示したもので、

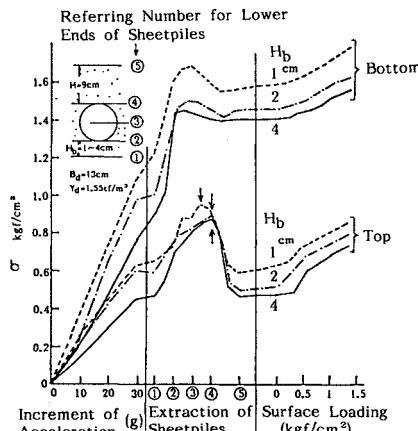


Fig. 14 D Series : Change of Normal Stresses during Test (Ditch-1, Dense Ground).

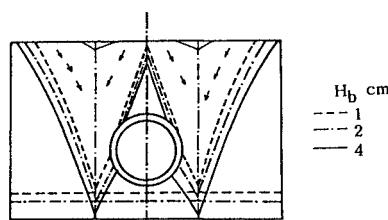


Fig. 15 D Series : Movement of Sand during Sheetpile Extraction (Ditch-1).

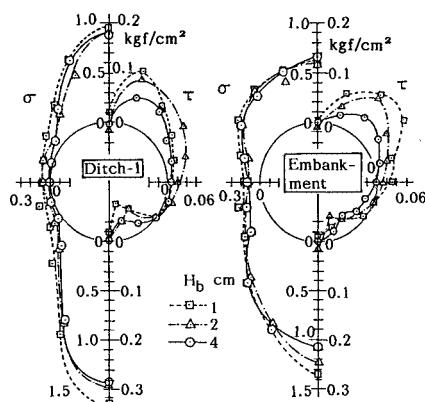


Fig. 16 D Series : Normal and Tangential Stresses (Dense Ground).

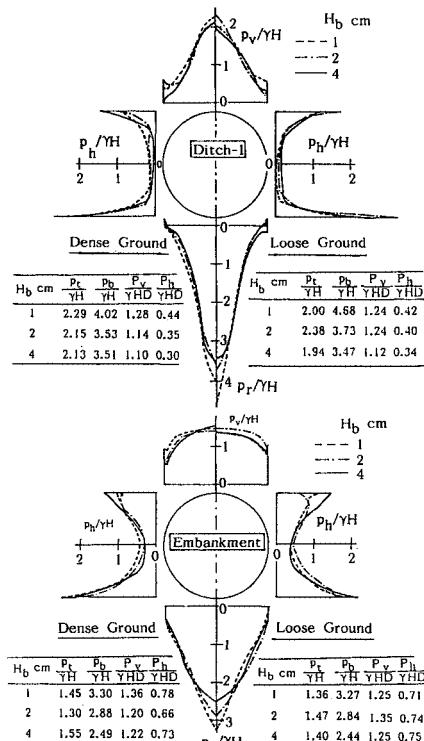


Fig. 17 D Series : Vertical and Tangential Earth Pressures.

管頂、管底の σ はどの段階でも H_b が小さいほど大きい。しかし Fig. 15 に示した溝型-1 の矢板引抜き中の砂の移動状況をみると、 H_b が小さいほど管頂、管底部の静止領域は広い。Fig. 16 に密詰の σ , τ の分布を、Fig. 17 に p_v , p_r , p_h の分布を示した。溝型-1, 盛土型とも H_b が小さいほど管底への集中が強い。密詰、ゆる詰の差はあまりない。

(3) 挖削溝幅 B_d の影響 (E シリーズ)

溝型-1 の挖削溝幅 B_d を変化させた比較実験の結果を Fig. 18~21 に示す。いずれも実線、一点鎖線、破線がそれぞれ $B_d=13, 17, 21 \text{ cm}$ の場合である。

Fig. 18 は密詰の場合の管頂、管底の σ の変化を示したもので、矢板引抜き段階の管頂 σ の最大値は B_d が大きいといくらか早く生じる。管底 σ はいずれも矢板下端が管底を少し過ぎた時点でピークを示す。

Fig. 19 に示した矢板引抜き中の砂の移動状況をみると、V 字形の移動領域は B_d が大きくなるほど管から遠ざかっていき、 $B_d=21 \text{ cm}$ では完全に管と離れている。 $B_d=13 \text{ cm}$ では砂の移動が管によって妨げられる様子がはっきりわかる。

Fig. 20 は密詰の矢板引抜き中（管頂 σ 最大時）の σ , τ の分布である。 B_d が大きいほど、管頂、管底の σ は小さく、 τ は大きい。Fig. 21 は矢板引抜き中の p_v , p_r ,

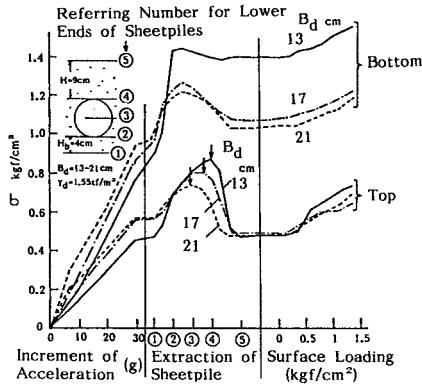


Fig. 18 E Series : Change of Normal Stresses during Test (Ditch-1, Dense Ground).

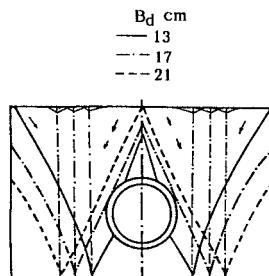


Fig. 19 E Series : Movement of Sand during Sheetpile Extraction (Ditch-1).

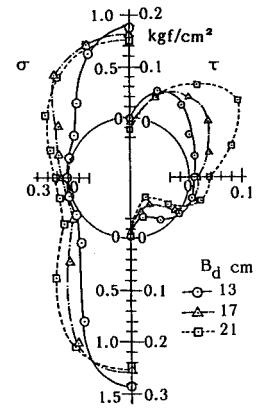


Fig. 20 E Series : Normal and Tangential Stresses (Ditch-1, Dense Ground).

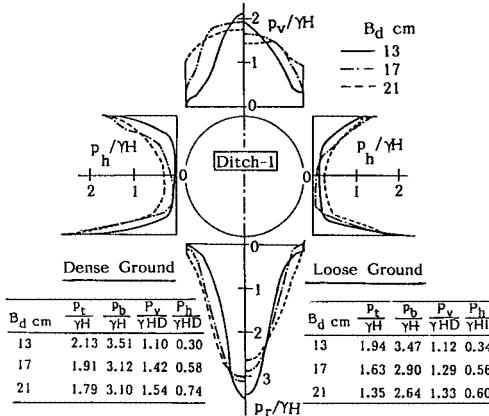


Fig. 21 E Series : Vertical and Horizontal Earth Pressures (Ditch-1).

p_h の分布で、 B_d が大きいと p_v 、 p_r は台形状になり、 $p_t/\gamma H$ 、 $p_b/\gamma H$ は減るが、 $P_v/\gamma HD$ 、 $P_h/\gamma HD$ はかなり増える。密詰とゆる詰の違いも無視できない。

6. 2つの土圧集中と管の断面力について

ここでは荷重の分布と総量両者にかかる 2 つの集中現象と剛性埋設管設計の支配的要因である管断面の最大曲げモーメントの関連を各要因ごとにまとめ、従来の設計法の問題点を指摘する。

(1) 断面力の算定方法と最大曲げモーメント

各実験で得た σ 、 τ 分布曲線を 10° 間隔で二次関数に置換し、最小仕事の原理を用いて管頂の 3 つの不静定断面力——軸力、せん断力、曲げモーメント——を求め、これから管体に生じる曲げモーメントの分布を計算した。なお、計算は管自重を与えた場合と与えない場合の 2 通りを行い、後者では実験で得た鉛直反力をから相似の分布で管自重分を差し引いた。

計算最大曲げモーメント M_{\max} はどの実験でも管底で生じた。この M_{\max} は荷重の分布形状と総量の両者に

よって変化するが、これらの影響度合を表わすため、 M_{\max} と実験で得た鉛直土圧総量 P_v ならびに管自重 W を用いて次式のような係数 K' 、 K を定義した。

$$K' = \frac{M_{\max}}{(Q/D) \cdot (D/2)^2} \dots (1), K = \frac{M_{\max}}{(\gamma H) \cdot (D/2)^2} \dots (2)$$

ここに Q は鉛直荷重総量で、管自重を与えた場合は $Q = P_v + W$ 、与えない場合は $Q = P_v$ である。 K' は鉛直、水平荷重の分布形状が M_{\max} に及ぼす影響を表わす荷重形状係数である。式(1)、(2)から $K = K' \cdot (Q/\gamma HD)$ と表わされるので、 K は荷重分布と荷重総量の両者の M_{\max} に対する影響を一括して表わす係数となる。

剛性埋設管の設計では、一般に鉛直荷重は 180° の範囲で等分布、鉛直反力は 120° の範囲で等分布、水平荷重は無し、という単純な荷重分布が用いられるが、この場合の K' 値は 0.275 である。また Q が管直上土塊重量 γHD と等しいときに $K = K'$ となる。

(2) 各要因による土圧集中と最大曲げモーメントの変化

Fig. 22~24 は 5 シリーズの実験結果を上から順に土圧総量（鉛直、水平） $P/\gamma HD$ 、土圧強度（管頂、管底） $p/\gamma H$ 、 K' 、 K に対する各種要因の影響として示したものである。密詰を白、ゆる詰を黒で表わしてある。

まず Fig. 22 は溝型-1 における矢板引抜き前後の変化を示したもので、密詰、ゆる詰とも、引抜き中は引抜き前に比べて鉛直土圧総量は増え、水平土圧総量は減る。また、引抜き中の管頂、管底土圧は著しく増え、そのため K' は引抜き前のほぼ 2 倍となり、従来設計法で用いられる $K' = 0.275$ の 1.3 倍程度の値を示す。以上の土圧（総量と分布）の変化によって引抜き中の K 値は引抜き前の 2 倍に増える。なお、従来設計法では管自重を無視するのが普通であるが、管自重を与えた場合の K 値は与えない場合よりも 3 割ほど大きく、管強度の算定

の際に管自重を無視できないことがわかる。この K 値に対する管自重の影響は Fig. 22~24 に示したすべてのケースにおいて同様に認められる。

1) 管の設置方式の影響 (A シリーズ)

Fig. 23 (A シリーズ) は管の設置方式による違いを示したものである。盛土型（載荷前、以下同じ）は溝型-1, 同2（引抜き中、以下同じ）に比べて、土圧総量は鉛直、水平とも最も大きい。しかし管頂、管底土圧は逆に最小で、そのため K' は他よりもかなり小さくなり、一般に用いられる $K'=0.275$ よりも小さい値を示す。以上の土圧の変化により、 K 値は溝型-1で最大、盛土型で最小となり、土圧総量よりも土圧分布の方が管の曲げモーメントに対する影響が大きいことがわかる。なお、ここで示した溝型-1と盛土型の顕著な差は他の要因を変化させた B, C, D シリーズにおいても同様に認められる。

2) 管面粗度の影響 (B シリーズ)

Fig. 24, B シリーズは管面粗度による違いを示したものである。土圧総量（鉛直、水平）は溝型-1、盛土型とも管面粗度による差があまりない。溝型-1の管頂、管底土圧は管面粗度が粗くなるほど減り、したがって K' , K も減る。一方、盛土型では管面粗度の影響は小さい。

3) 土被り高 H の影響 (C シリーズ)

溝型、盛土型とも H の増大につれて鉛直、水平土圧の総量 P は当然増えるが $P/\gamma HD$ はかなり減る。図示はしていないが、鉛直反力の総量 $P_r/\gamma HD = (P_v + W)/\gamma HD$ は、管自重 W が一定なので H の増大とともに急激に減り、そのため 2 段目に示した管底土圧 $p_b/\gamma H$ も急激に減って管頂土圧 $p_t/\gamma H$ との差が縮まる。 K 値も H の増大につれて減り、特に管自重を与えた場合の減り方は著しい。

4) 基礎砂厚 H_b の影響 (D シリーズ)

H_b の増大につれて管底土圧は減り、 K 値は H_b の増大とともに減る。しかし土圧総量と管頂土圧はほとんど影響を受けない。

5) 掘削溝幅 B_d の影響 (E シリーズ)

Fig. 24, E シリーズは溝型-1における掘削溝幅 B_d の影響を示したものである。 B_d が大きいと土圧総量（鉛直、水平）は増えるが管頂、管底土圧は逆に減り、したがって K' はかなり減る。以上の土圧の変化によって結局 K 値も B_d の増大とともに減る。

(3) 従来設計法の問題点

1) 鉛直土圧の総量

これまで鉛直土圧総量の算定式として種々のものが提案されているが、剛性埋設管の設計の際に現在一般に用いられているのは、溝型に対しては埋戻土全重量が管に働くとする下水道協会 (JSWAS) 提案式 $P_v = \gamma H B_d$ 、盛土型に対しては Marston の突出式⁴⁾である。これらの

2 式によって今回の実験条件のもとでの $P_v/\gamma HD$ 値を求め、Fig. 23, 24 の最上段に一点鎖線で示した。Marston の突出式による値³⁾は密詰、ゆる詰両者について求めたがほとんど重なった。これら 2 式による値と実測 $P_v/\gamma HD$ を比べると次のことがいえる。まず下水道協会式は C シリーズの $H/D=0.5$ を除いて実測よりも大きい数値を与える、C, E シリーズでそれぞれ土被り高 H 、溝幅 B_d が大きいときに特に過大である。次に Marston の突出式は A, B, D シリーズでは実測にかなり近い数値を与えるが、C シリーズでは変化傾向が実測と全く逆になっており、従来設計法が土被り高の影響を逆転して捉えていたことを示す。

2) 土圧分布の影響

鉛直土圧総量について上に述べたが、仮にこの値に今回の実測値を用いるとしても、単純な等分布荷重を仮定する従来の埋設管設計法によるならば、A シリーズでは盛土型が、E シリーズでは掘削溝幅の大きな方がそれぞれ必要管強度が大きいという結果になるが、実際にには K 値の変化はこれらとは逆になっている。また、溝型の K' 値が E シリーズの掘削溝幅が特に広い場合を除いて、通常用いられる 0.275 よりも常にかなり大きいこ

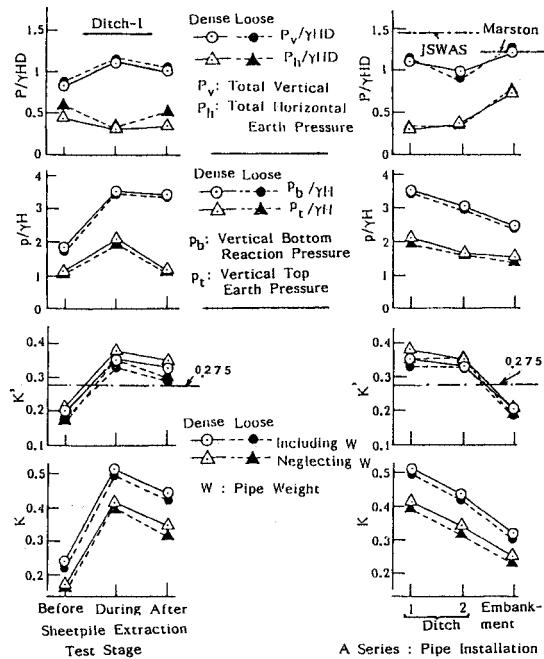


Fig. 22 Change of Earth Pressure and Maximum Bending Moment during Ditch-1
Standard Test.

A Series : Pipe Installation
Fig. 23 Change of Earth Pressure and Maximum Bending Moment under Various Conditions : A Series.

注 3) 文献 4) によって推定した今回の実験における $\delta \cdot \rho$ の範囲では等沈下面は地盤中には存在しないので、完全突出状態の場合の式を用いた。

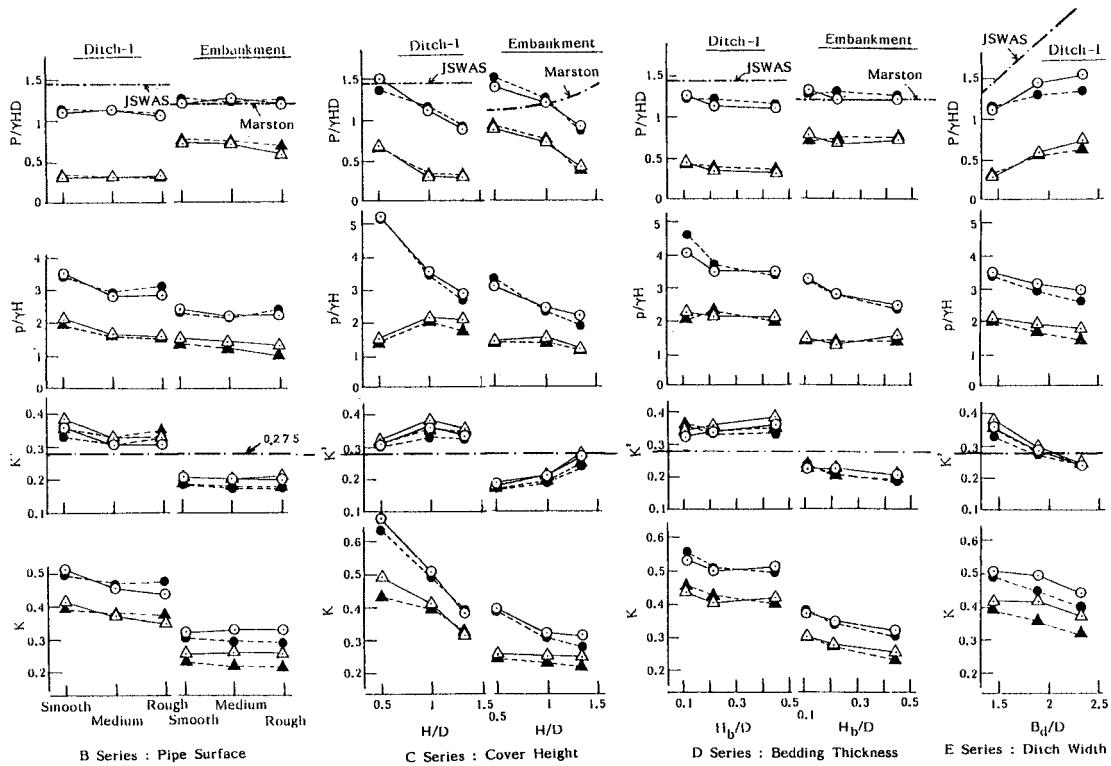


Fig. 24 Earth Pressure and Maximum Bending Moment under Various Conditions : B, C, D, E Series
(Notes are the same as in Fig. 22).

とは、従来設計法が矢板を用いた開削工法の場合に土圧分布の影響を無視することによって管の曲げモーメントを過小評価してきたことを示している。

従来設計法はこのほか管自重、管面粗度、基礎砂厚の各影響を無視している点にも問題を残している。

7. 結 論

遠心力模型実験を行って剛性埋設管の土圧（総量と分布）に及ぼす次の要因、すなわち A) 埋設管の設置方式、B) 管面粗度、C) 土被り高、D) 基礎砂厚、E) 挖削溝幅の影響を調べた。このうち A, C, E の影響が特に著しく、管の曲げモーメントを大きく変えることがわかった。従来の埋設管設計法はこれら諸要因の影響を正しく捉えておらず、特に土圧分布形状の影響を考慮していないため実状にそぐわない設計法となっているといわねばならない。実験には乾燥砂を用いたが、溝型設置の場合には管の両側の模型矢板を同時に引抜くことにより自立性のある土を用いる実際施工とほぼ同様の土圧集中を再現させることができた。なおコンクリート支承上の管に対して Fig. 23, 24 の P_v , p_t を暫定的に用いてよいと考えている。

おわりに、実験にご協力頂いた大阪市大 高田直俊助

教授、中村 司、中尾 武、山田秀雄、服部敏幸、本津元司、八谷 誠の諸氏に謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) Marston, A. and Anderson, A.O. : The Theory of Loads on Pipes in Ditches, Bul. 31, Iowa Eng. Exp. Sta., Ames, Iowa, 1913.
- 2) 日本下水道協会：JSWAS 下水道用鉄筋コンクリート管, 1970.
- 3) 東田 淳・堀田清美・篠崎 宜・三笠正人：遠心力鉄筋コンクリート管（コンクリート支承）に加わる土圧と管の強度について、土木学会論文報告集, 第310号, 1981.
- 4) Spangler, M.G. : Underground Conduits—an Appraisal of Modern Research, Trans. of ASCE, Vol. 113, pp. 316 ~374, 1948.
- 5) 東田 淳・三笠正人：開削工法で埋設された剛性管に働く土圧、土と基礎, Vol. 32, No. 12, 1984.
- 6) Tohda, J., Takada, N. and Mikasa, M. : Earth Pressure on Underground Rigid Pipe in a Centrifuge, Proc. of ASCE Int. Conf. on Advances in Underground Pipeline Eng., Madison, USA, pp. 566~575, 1985.
- 7) 東田 淳・三笠正人：弾性論による埋設管の土圧の検討、土木学会論文報告集, 第376号/III-6, 1986.12.

(1986.5.6・受付)