

遠心模型実験による剛性埋設管の 実測土圧と FEM 弾性解析

EARTH PRESSURE ACTING ON BURIED RIGID PIPES
—CENTRIFUGE MODEL TESTS AND FEM ELASTIC ANALYSIS—

東田 淳*・三笠正人**・八谷 誠***・中橋貞雄****

By Jun TOHDA, Masato MIKASA, Makoto HACHIYA and Sadao NAKAHASHI

The distribution of earth pressure acting on buried rigid pipes measured for centrifuge models of 42 cases was compared with FEM elastic analyses, which yielded results that conformed to the test results in most cases, showing that the earth pressure acting on buried rigid pipes is affected predominantly by the lateral and bottom boundary conditions in the ground and by the interface boundary condition between pipe and soil. This conclusion made clear the interrelationship among the following several studies of the authors on this problem conducted in this decade: a field test, centrifuge model tests, and an analysis based on elastic theory. The difference in earth pressure among three types of pipe installation in actual construction, ditch type with sheet-piling, ditch type without sheet-piling and embankment type, was concluded to be due to the difference in the lateral boundary condition in the ground.

Keywords: buried rigid pipe, earth pressure distribution, centrifuge model test, elastic analysis, finite element method, boundary conditions

1. まえがき

埋設管の土圧は、管と土の相互作用の複雑さと影響要因の多様さのため非常に解明の困難な問題で、一応の設計土圧式はあるものの、その実態はまだ明らかでなく、管の破損事故が後を断たない状況にある。したがってこの問題の解明は緊急の工学的重要課題といえよう。

著者らは、開削工法によって埋設された剛な下水道用コンクリート管が矢板引抜き時にひびわれを起こした事故を契機として、これまで現場実験¹⁾、遠心模型実験²⁾、弾性理論解析³⁾の3つの手法で剛性埋設管の土圧の解明に取り組んできた。前2者によって、1) 剛性埋設管に働く土圧の総量は一般に管直上の土塊重量よりも大きく、また土圧分布は管頂、管底(コンクリート支承なしの場合)へ集中した山形であること、2) この土圧の総量と分布両者に関する集中の度合は、管の設置方式、管面粗度、土被り高、基礎厚、掘削溝幅、の5つの要因に

よって大きく変化すること、などが明らかとなった。また、二次元計算モデルを用いた弾性理論解析によって土圧集中の基本的なメカニズムを説明することができた。

しかしこの弾性理論解析は目的を埋設管の土圧集中の基本的メカニズムを明らかにすることに絞り、計算モデル(Fig. 1)をできるだけ単純なものとしたので、計算土圧は4ケースの遠心模型実験で得られた管の上半部の実測土圧をよく説明できたものの、遠心模型全体の複雑な挙動を忠実にフォローできないのは当然である。

そこで今回は著者らがこれまでに行った剛性埋設管の遠心模型実験全42ケースに対して、できるだけ実験条件に忠実なFEM弾性解析を行って実測土圧と対比した結果を報告する(そのうち数ケースについてはすでに文献⁴⁾に発表している)。この計算土圧と実測土圧がおおむね良い対応を示したことから、遠心模型実験で認

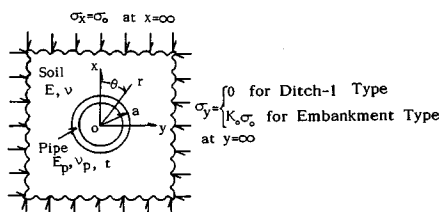


Fig. 1 Two-dimensional Elastic Model of a Buried Pipe Used in the Previous Analysis³⁾.

* 正会員 工博 大阪市立大学講師 工学部
(〒558 大阪市住吉区杉本 3-3-138)

** 正会員 工博 摂南大学教授 工学部
(〒572 寝屋川市池田中町 17-8)

*** 正会員 工修 中央復建コンサルタンツ(株) 調査部
(〒532 大阪市淀川区東三国 3-5-26)

**** 正会員 工修 日本工営(株) 技術研究所
(〒102 千代田区麹町 5-4)

められた前記の5つの要因の影響が説明でき、剛性埋設管の土圧に関する著者らのこれまでの一連の研究を補完することができた。さらにこの結果に基づいて、3種の管設置方式(矢板施工を伴う溝型、素掘り溝型、盛土型)による土圧変化を地盤側方の境界条件の違いという観点から整理し、実際施工における剛性埋設管の土圧に対する基本的な考え方をまとめることができた。

なお、本問題に関する既往の研究はいずれも断片的なもので、土圧集中の解明を含めて剛性埋設管の土圧を総合的かつ実証的に扱ったものは見当たらない。たとえばR. Jamesら⁵⁾も剛性埋設管の遠心模型実験を行っているが、管の設置方式が2種類、管面が粗の1種類に限られている。さらに埋設管のFEM解析についてはいくつかの汎用プログラムが提案されている^{6),7)}ものの、いずれも検証が不十分で実際への適用例も少ない。すなわち、本研究のように土圧の影響要因をほぼ網羅した実験を行って解析と照合した例は著者らの知る限りない。

2. 遠心模型実験の概要

Fig. 2は3種の管設置方式の模型を示したもので、(a) Ditch-1は矢板を用いた開削工法による溝型設置(矢板の引抜き工程を含む。以下、溝型-1とよぶ)、(b) Ditch-0は矢板を用いない素掘り開削工法による溝型設置(以下、溝型-0とよぶ)、(c) Embankmentは盛土型設置(以下、盛土型とよぶ)である。いずれも原型の1/30を想定した二次元模型である。溝型-1では厚さ5mmの滑らかなアルミ板を模型矢板として用い、溝型-0では地山が施工中変形しないものとして、サンドペーパーを貼付した粗鋼板を掘削溝壁の位置に立てた。また

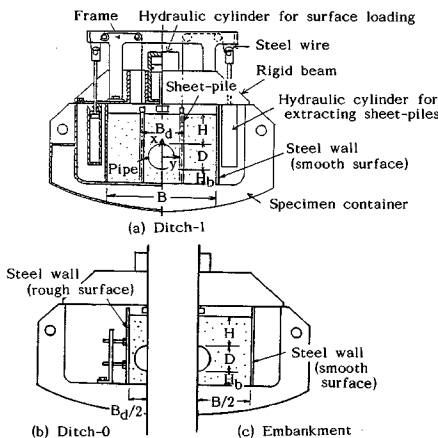


Fig. 2 Testing System for Three Types of Pipe Installation.

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

	D	H	Hb	Bd	B
Model	9	9	4	13	34
Prototype	270	270	120	390	1020

盛土型では十分離れた $B/2=17\text{ cm}$ の位置に滑らかな鋼板を立て、境界とした。

Table 1に模型の標準寸法と対応する原型の寸法を示す。模型管は外径 $D=9\text{ cm}$ で、遠心力場で変形しないように十分剛にしてある。この模型管には18個のロードセルが取り付けられており、管表面に働く土圧(垂直、せん断両応力)分布を精度よく測定できる。模型と対応する原型管の外径は2.7mで、その重量(=約4tf/m)は同径の実際の鉄筋コンクリート管の重量とほぼ等しい。また、同表中の掘削溝幅 B_a と管外径 D の比、 $B_a/D=13\text{ cm}/9\text{ cm}=1.44$ は日本の実際施工で採られる標準的な値である。

実験は、模型管の周囲を気乾状態の瀬戸けい砂(Table 2)を用いて密詰、ゆる詰の2通りの密度で一様に埋め、Table 3に示すようなA) 管の設置方式、B) 管面粗度、C) 土被り高 H 、D) 基礎厚 H_b 、E) 掘削溝幅 B_a をそれぞれ変化させた5シリーズの実験を行い、いずれも遠心加速度30g場で管表面に働く垂直、せん断両応力を測定した。Table 4に砂地盤の密度と強度定数、ならびに3種の管面粗度をもつ模型管(滑管、中粗管、粗管)と砂との摩擦角 ϕ_p を示す。なお溝型-1の模型矢板と溝型-0の溝壁の表面粗度はそれぞれ滑管および粗管の表面粗度と同じにした。

溝型-1の実験では管の両側に設置した2枚の模型矢板を30g場で同時に引き抜いた。この矢板引抜き方法は実際施工と同様の強い土圧集中を生じさせる目的で採用したものである。すなわち、実際施工で用いられる埋

Table 2 Properties of Silica Sand.

Gs	Grain Size	Uc	ρ_{dmax}	ρ_{dmin}
2.65	0.24-1.4mm	1.75	1.58t/m ³	1.32t/m ³

Table 3 Test Conditions.

Series	Pipe Installation	Pipe Surface	(cm)		Ground	Number of Tests	
			H	Bd			
A	Ditch-1 Ditch-0 Embankment	Smooth	9	4	13	Dense Loose	6
				—	—		
				—	—		
B	Ditch-1 Embankment	Smooth Medium Rough	9	4	13	Dense Loose	12
				—	—		
				—	—		
C	Ditch-1 Ditch-0 Embankment	Smooth	4.5	9	13	Dense Loose	18
				12	—		
				—	—		
D	Ditch-1 Embankment	Smooth	9	1	13	Dense Loose	12
				2	—		
				4	—		
E	Ditch-1 Ditch-0	Smooth	9	4	13	Dense Loose	12
				17	—		
				21	—		

Table 4 Density and Strength of Sand and Friction Angle ϕ_p against the 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°

戻土のほとんどは締め固めると多少とも粘着力をもつような土であり、著者らが実施した現場実験¹⁾(コンクリート支承あり)によれば、そのような戻土を十分締め固めると矢板抜け跡は矢板引抜き後も長期間空洞となって残り、この状態で管(特に管頂)への著しい土圧集中が観測された。一方、著者らの遠心模型実験ではデータの再現性を重視して自立性をもたない乾燥砂を地盤材料として用いたので、矢板引抜き中に抜け跡は砂によって逐次充填されて空洞を生じないが、2枚の模型矢板を同時に引き抜くことによって矢板引抜き中に一時的にはあるが実際と同程度の土圧集中を再現できたのである(5. 参照)。なお実験の詳細は文献2)を参照されたい。

3. FEM 弾性計算モデルと計算条件

(1) 計算モデルと材料定数

今回の FEM 計算で用いた主プログラムは文献8)に示されたもので、アイソパラメトリック要素(8 節点)の使用と剛性方程式の解法に特徴がある。このプログラムを用いて Fig.1 に示した弾性モデルの解を求め、著者らが求めた理論解と照合したところ、土圧の分布形はほぼ一致し、管頂土圧値は最大でも3%の差しかなかったため、今回の FEM 計算の精度は十分良いと判断される。解析は平面ひずみ条件で、Fig.3 に示す要素分割のうちの模型と対応する範囲に対して行った^{注1)}。材料定数は以下のように定めた。

- ① 管体の弾性係数 E_p は模型管が剛なので十分大きく 10^8 kgf/cm^2 とし、管体のポアソン比 ν_p は $1/3$ とした。
- ② 砂地盤の弾性係数 E は 100 kgf/cm^2 とした。また、砂地盤のポアソン比 ν は実測土圧に最も近い結果を与える 0.4 を試算によって選んだ。なお、この E , ν 値を変えた場合の土圧変化については6. で述べる。
- ③ 管体の単位体積重量 γ_p は 30 g 場での模型管の自重を計算モデルの管体積に均等分布させて $1.74 \times 30 \text{ tf/m}^3$ とした。
- ④ 砂の単位体積重量 γ は密詰、ゆる詰両地盤の値に 1.55 tf/m^3 , 1.43 tf/m^3 と 8% の違いがあったが、計算では簡単のためそれらの平均値 1.5 tf/m^3 の 30 (加速度比) 倍とした。

(2) 境界条件

地盤側方、管と土との間、地盤下端面の3つの境界条件(Fig.3参照)を以下のように与えた。なお、 x , y 軸をそれぞれ鉛直、水平軸にとり、また u_i と F_i は境界

注1) D シリーズの基礎厚 $H_b=1 \text{ cm}$ の場合の要素分割は Fig.3 に示したものと少し異なる。また、C シリーズでは $H=12 \text{ cm}$ の場合の実験と $H=13.5 \text{ cm} (=1.5 D)$ の場合の計算を対応させた(Fig.9)が、計算土圧と γH との比は $H=12 \text{ cm}$ と $H=13.5 \text{ cm}$ で大差ないので問題ない。

における節点変位と節点力を表わし、サフィックスの i は x , y 方向または r , θ 方向を表わすものとする。

1) 地盤側方の境界条件

3種の管設置方式のそれぞれに対して Fig.4 に示すような地盤側方の境界条件を与えた。

① 盛土型: $y=22.5 \text{ cm}=2.5 D$ において^{注2)} $u_y=0$; $u_x \neq 0$, $F_x=0$, すなわち K_0 条件を与えた。

② 溝型-0: 埋戻土と溝壁の間の開口と摩擦抵抗を考慮した“粗壁条件”を与えた。この条件はまず、 $y=B_d/2$ において変位拘束の条件 ($u_y=0$, $u_x=0$) で計算し、得られた溝壁位置での鉛直、水平方向の節点反力 R_x , R_y を用いて以下の判定と境界条件を与えるものである。

- $R_y > 0$ の領域(引張り領域)——開口の条件 (Separation): $u_y \neq 0$, $F_y=0$; $u_x \neq 0$, $F_x=0$ を与える。
- $-\mu R_y \leq R_x$ の領域——すべり破壊の条件 (Failure): $u_x \neq 0$, $F_x=-\mu R_y$ を与える。 u_y はゼロ。
- $-\mu R_y > R_x$ の領域——変位するが破壊には至らない条件 (Frictional slip): $u_x=0$, $F_x=R_x$ を与える。 u_y はゼロ。

$\mu (= \tan \phi_p)$ は粗な溝壁面と砂との摩擦係数で、密詰、ゆる詰両地盤の平均 ϕ_p 値が 45° なので $\mu=1$ とした。以上の条件のもとで R_y を求めたうえで、上の判定式の R_x を F_x に置き換え

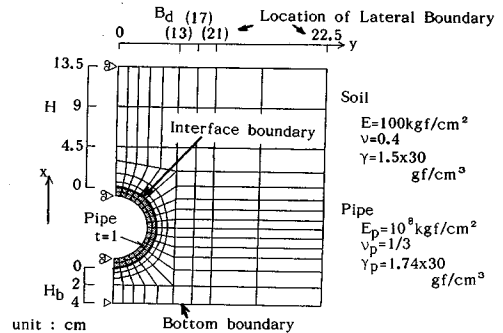


Fig.3 Finite Element Mesh and Material Properties.

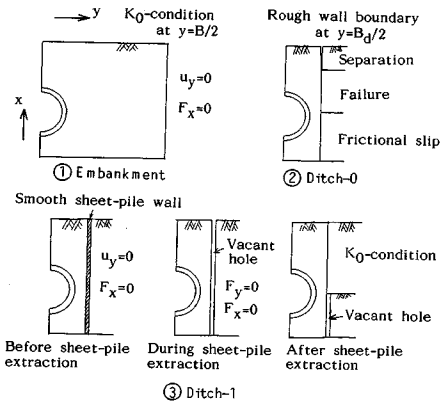


Fig.4 Lateral Boundary Condition in the Ground for Three Pipe Installations.

注2) この位置は実験の地盤側端の位置の $y=B/2=17 \text{ cm}$ と少し異なるが、その影響はほとんどないことを確かめている。

て再び判定と計算を行い、これを解が収束するまで繰り返す。

③ 溝型-1: 矢板引抜き中に対して、矢板位置 $y = B_d/2$ において“空洞 (Vacant hole) 条件”: $u_y \neq 0$, $F_y = 0$; $u_x \neq 0$, $F_x = 0$ を与えた。さらに、基準寸法 (Table 1) の実験の解析では矢板引抜き前、引抜き後について $y = B_d/2$ の位置で以下の条件を与えた計算を行った。矢板引抜き前に対しては“滑壁 (Smooth wall) 条件”: $u_y = 0$; $u_x \neq 0$, $F_x = 0$, 引抜き後に対しては地盤下端から管の中央深度までは空洞条件, そこから地盤面までは K_0 条件 (条件式は上記の滑壁条件と同じ)。

2) 管と土との間の境界条件

滑管を用いた実験に対して、管面 ($r = D/2$) において“滑動条件” (Smooth interface boundary): $u_r = u'_r$, $F_r = F'_r$; $F_\theta = F'_\theta = 0$ を与えた。また、管面粗度を変化させた B シリーズの実験に対しては、さらに“結合条件” (Fixed interface boundary): $u_r = u'_r$, $F_r = F'_r$; $u_\theta = u'_\theta$, $F_\theta = F'_\theta$ の場合についても計算した。ここに、節点変位と節点力でグッシュのあるものは管部分のものを、ないものは土部分のものを表わす。またサフィックスの r と θ は半径および周方向を表わす。

滑動条件の計算では H. D. Sharma ら⁹⁾ が導入した Curved Parabolic Joint Element を管と土の間に挿入し、この要素の周方向の剛性 K_θ をゼロとし、半径方向の剛性 K_r は試算によって 1000 kgf/cm^2 とした。

3) 地盤下端面の境界条件

“固定条件” (Fixed bottom boundary): $u_x = 0$; $u_y = 0$ を採り、さらに基礎厚 H_b を変化させた D シリーズの実験の解析では“滑動条件” (Smooth bottom boundary): $u_x = 0$; $u_y \neq 0$, $F_y = 0$ の場合についても計算した。

4. 実測土圧と計算土圧の比較

管表面の各点における垂直応力 σ_r とせん断応力 $\tau_{r\theta}$ の実測値および計算値から、まず次式により管の上半部に働く鉛直土圧 p_v 、管の下半部に働く鉛直反力土圧 p_r 、および水平土圧 p_h を求めた。ただし σ_r は管の中心に向かうものを、 $\tau_{r\theta}$ は下に向かうものをそれぞれ正とし、 θ は管頂でゼロとする。

$$p_v \text{ および } p_r = \sigma_r + \tau_{r\theta} \cdot \tan \theta$$

$$p_h = \sigma_r - \tau_{r\theta} \cdot \cot \theta$$

管と土の境界を滑動条件とした計算の σ_r はジョイント要素内の応力値を用いた。また滑動条件では $\tau_{r\theta} = 0$ なので上式から p_v , p_r , p_h はいずれも σ_r に等しくなる。本節では、上式によって求めた土圧と管頂での土被り圧 γH との比で表わした土圧分布図を用いて実測と計算を比較する。なお、以下の実測は特に断らない限り密詰地盤の場合を示すが、ゆる詰地盤の場合も特殊な場合を除いてこれらとほぼ一致した結果が得られた²⁾。

(1) 溝型-1 の矢板引抜きによる土圧変化

溝型-1 の基準寸法模型における矢板引抜き前、引抜き中、引抜き後について実測、計算土圧を比べたのが Fig. 5 である。左半分が実測、右半分が計算で、いずれも破線、実線、一点鎖線がそれぞれ矢板引抜き前、中、後を表わす。引抜き中の実測土圧は矢板引抜き過程で管頂土圧が最大となった時点のものである (Fig. 12 参照)。

各段階の p_v , p_r の実測値と計算値はよく一致しており、 p_h は定量的には差があるが、矢板引抜きに伴う定性的な変化傾向はよく合っている。この3つの計算で異なるのは地盤側方の境界条件だけであるから、矢板引抜きに伴う大幅な実測土圧の変化は第一義的にこの境界条件の変化によって生じたものと解釈できる。たとえば、「矢板引抜き中に管頂、管底への著しい土圧集中が生じ、引抜き後には管底への土圧集中のみが残る」という実測土圧の変化は、Fig. 4 の③Ditch-1 に示したような、矢板引抜き中の矢板抜け跡の空洞条件 (水平土圧がゼロ)、引抜き後の管側深度から下の矢板抜け跡の空洞条件に起因するものとみなされる。

さて、Fig. 5 の矢板引抜き中と引抜き後の計算土圧で一部引張りになっている部分がみられるが、そこでは実際には土と管の間が開くはずである。このことを考慮に入れるため、矢板引抜き中について、引張りを生じた範囲のジョイント要素の半径方向の剛性 K_r をゼロに置き換える計算を収束するまで繰り返した。Fig. 6 の破線がその計算結果で、実線で示した開口させない条件の計算結果と比べると、後者で引張りを生じた範囲よりもやや広い範囲で土圧がゼロになっており、全体に実測土圧により近づいている。しかし、開口なしの条件の計算土圧も引張りを生じた部分の土圧をゼロとみなせば実測土圧と十分対応するといえるので、以下では繰り返し計算が不必要な開口なしの条件の計算結果を示す。

(2) A シリーズ (管の設置方式)

管の設置方式を変化させた A シリーズの実測、計算土圧を Fig. 7 のそれぞれ左、右に示す。いずれも実線が溝型-1 (ただし矢板引抜き中)、破線が盛土型、一点鎖線が溝型-0 の場合である。後2者の実測土圧は 30 g 場で計測値が5分間一定値を保った時点のものである。

実測土圧は管の設置方式によって大きく異なるが、計算土圧はそれぞれ対応する実測土圧とよく近似し、3種の管設置方式による土圧の違いは地盤側方の境界条件が異なるために生じると解釈できる。これは溝型-1 と盛土型の2種の設置方式を扱った前報³⁾ の結論と一致する。なお、溝型-0 の計算では、地表面付近が開口領域、それから管側深度付近までが破壊領域、それ以下が非破壊領域となった (Fig. 4 の②Ditch-0 参照) が、これは他のシリーズでも同様であった。

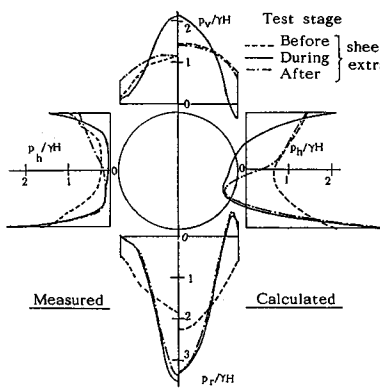


Fig. 5 Change of Measured and Calculated Earth Pressures during Ditch-1 Standard Test.

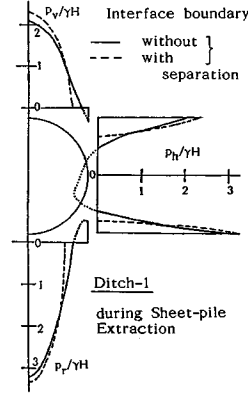


Fig. 6 Calculated Earth Pressure with and without Separation at Pipe-soil Interface.

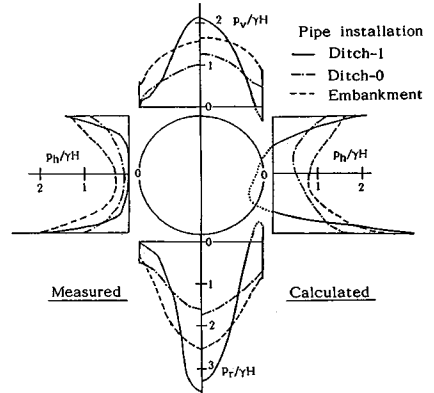


Fig. 7 Measured and Calculated Earth Pressures for Three Pipe Installations (Series A).

(3) B シリーズ (管面粗度)

模型管表面の粗度を変化させた B シリーズの実測、計算土圧を Fig. 8 のそれぞれ左、右に示す。(a) は溝型-1 (矢板引抜き中)、(b) は盛土型の場合である。実測土圧の実線、一点鎖線、破線はそれぞれ滑管、中粗管、粗管を用いた場合を表わし、計算土圧の実線、破線は管と土との境界がそれぞれ滑動、結合条件の場合を表わす。

滑管の場合の実測土圧は管頂、管底への土圧集中が強くなり、管と土の境界を滑動とした計算土圧とよく合っている。一方、粗管と中粗管の場合の実測 p_v 、 p_r は、管頂、管底を含む a の範囲では滑管の場合よりも土圧集中が弱く管と土の境界を結合とした計算土圧に近いが、b の範囲ではむしろ滑動とした計算土圧に近く、この実験では管側部の管面上を砂がすべったものと解される。そこで結合条件の計算から求めた管面に働くせん断応力 $\tau_{r\theta}$ をせん断抵抗力 $\tau_r = \sigma_r \cdot \tan \phi_o$ (σ_r は結合条件の計算値) と比べてみると、上記の b の範囲で $\tau_{r\theta}$ の方が τ_r よりもかなり大きく、上の解釈が裏付けられた。これは前報 3) の 4. で弾性計算の結果と実測土圧を比較して述べたことと基本的に一致する。

(4) C シリーズ (土被り高 H)

土被り高 H を変化させた C シリーズの実測、計算土圧を Fig. 9 に示す。(a)、(b)、(c) はそれぞれ溝型-1 (矢板引抜き中)、溝型-0、盛土型の場合である。これらの図の一点鎖線、実線はそれぞれ $H=4.5$ cm、9 cm の場合を、また、破線は実測では $H=12$ cm、計算では $H=13.5$ cm の場合を表わす (注 1) 参照)。溝型-1、盛土型とも $H=4.5$ cm の場合は実測 p_v が M 形分布であった。この前者の場合を除いて計算土圧の H による変化は実測土圧の変化をよく説明している。

(5) D シリーズ (基礎厚 H_o)

基礎厚 H_o を変化させた D シリーズの実測、計算土圧

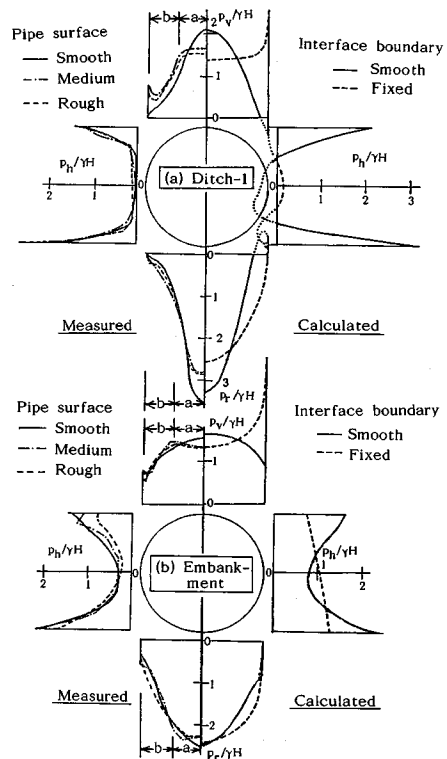


Fig. 8 Measured and Calculated Earth Pressures for Different Interface Conditions (Series B).

を Fig. 10 の左、右に示す。(a) は溝型-1、(b) は盛土型の場合で、実線、一点鎖線、破線はそれぞれ $H_o=4, 2, 1$ cm の場合を表わす。ここでは特に実測の p_v 、 p_r は密詰地盤 (Dense)、ゆる詰地盤 (Loose) の 2 通りを示したが、 p_h はほとんど差がなかったので密詰地盤のものだけを示した。また計算では、地盤下端面の境界条件が固定の場合 (Fixed) の p_v 、 p_r 、 p_h のほか、滑

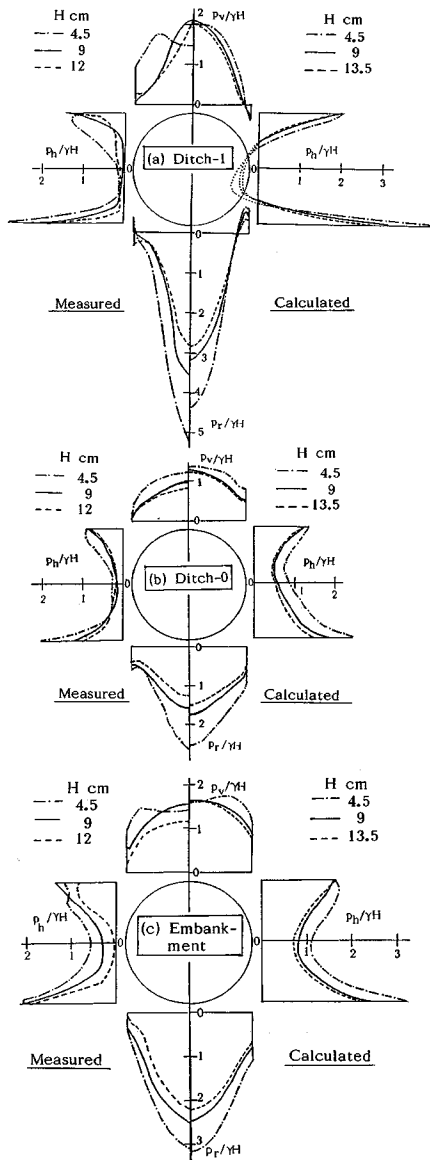


Fig. 9 Measured and Calculated Earth Pressures for Different H Values (Series C).

動の場合 (Smooth) の p_v , p_r も併せて示した。

管底土圧は実測、計算ともすべての場合に H_0 の小さい方が大きくなっている。ここで溝型-1の管底土圧をみると、実測値は H_0 が小さいとゆる詰地盤の方が大きく、また計算値は滑動条件の方が大きい。これに対して盛土型では実測、計算のどちらも地盤密度、あるいは地盤下端面の境界条件による変化がみられない。これは、溝型-1ではゆる詰地盤、あるいは滑動条件の場合には矢板引抜きに伴って基礎砂が水平変位を生じるのに対し、盛土型では地盤側方で水平変位が拘束されてこれらの条件の場合でも基礎砂の水平変位が生じないためと説

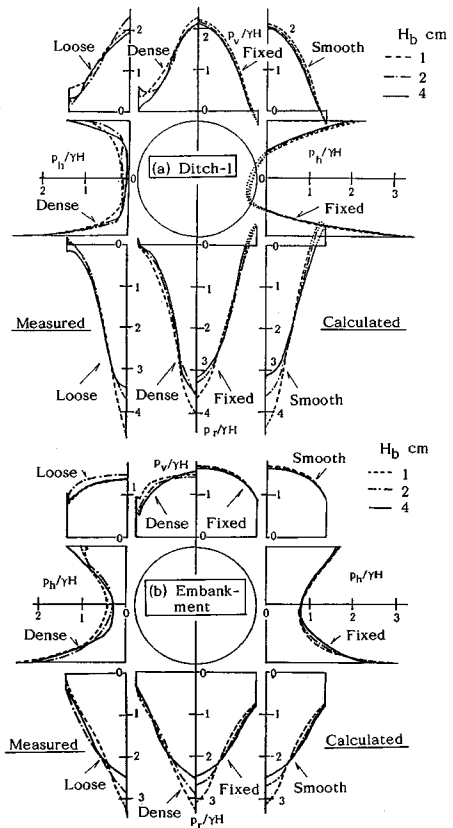


Fig. 10 Measured and Calculated Earth Pressures for Different H_0 Values (Series D).

明できる。このことは溝型-0でも同様と考えられる。

(6) E シリーズ (掘削溝幅 B_a)

最後に、溝幅 B_a を変化させた E シリーズの実測、計算土圧を Fig. 11 に示す。(a) は溝型-1 (矢板引抜き中)、(b) は溝型-0 の場合で、実線、一点鎖線、破線はそれぞれ $B_a=13, 17, 21$ cm の場合を表わす。

溝型-1 の実測 p_v , p_r は B_a が大きくなると管頂、管底への土圧集中が少し弱まってきて、全体が台形状となるのに対し、計算土圧はすべての B_a で同じような管頂、管底への強い土圧集中を示している (この計算と実測の不一致の理由については 5. で考察する)。一方、溝型-0 の実測 p_v , p_r はすべての B_a でゆるい山形を示し、 B_a の大きい方が管頂、管底土圧が大きく、計算土圧もこれと似た変化を示している。

以上のように、今回の FEM 計算では前報 3) の弾性計算で扱わなかった溝型-1の矢板引抜きによる土圧変化、溝型-0の土圧、および土被り高 H 、基礎厚 H_0 、掘削溝幅 B_a の 3つの埋設寸法による土圧変化を管の下部を含めて扱うことができ、計算結果は特殊な場合を除いて遠心模型実験の実測土圧の傾向をよく説明できた。

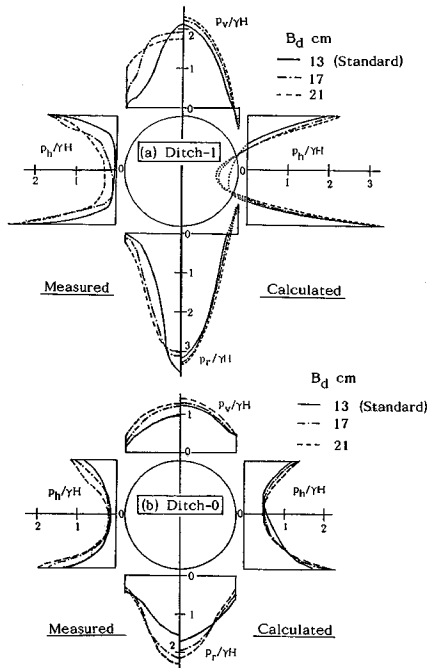


Fig. 11 Measured and Calculated Earth Pressures for Different B_d Values (Series E).

5. 遠心模型実験の実測土圧の信頼性について

前節の対比の結果から、溝型-0と盛土型の実測土圧は計算土圧とほぼ一致し、この2つの管設置方式では遠心模型実験の実測土圧の信頼性が確かめられたといえる。一方、溝型-1の実験はかなり複雑である。まず標準溝幅の $B_d=13$ cm の場合には矢板引抜き中の実測土圧は地盤側方で空洞条件を与えた計算土圧とよい一致をみた (Fig. 5) もの、矢板引抜き中に矢板抜け跡が砂によって充填されて計算条件どおりの空洞にはなっていない。また、溝幅が広い場合には実測土圧は上と同じ条件の計算土圧とかなりの差を生じた (Fig. 11 (a))。本節ではこれらを説明するため、実験の観測結果に基づいて溝型-1の実験における土圧の発現機構を考察する。

Fig. 12はEシリーズの溝型-1の実験で得られた管頂、管底土圧の変化を3種の溝幅について示したものである。いずれの溝幅の場合も管頂、管底土圧は矢板下端がそれぞれのレベル付近を通過するときにピークを示している。そして引抜き後には管頂土圧はどの溝幅でも急激に同じ値まで減っているのに対し、管底土圧の減り方は少なくなかつゆるやかであり、特に標準溝幅で一番狭い $B_d=13$ cm ではほとんど減っていない。Fig. 13はこれらの実験で撮影した連続写真から矢板引抜き中の砂の移動範囲をスケッチしたもので、 $B_d=13$ cm の場合だけ管上部の砂の移動が管によって妨げられる様子がわかる。

これらの観測結果から、溝型-1の矢板引抜きに伴う管頂、管底土圧の変化は次のような状況で生じるものと推論される。どの溝幅の場合も、上昇中の矢板下端付近では矢板の抜け跡を埋めるように砂が動くので、水平土圧がほとんど働かず、そのため、矢板下端が管底深度、次いで管頂深度付近を通過する時点でどの場合もかなり大きな管底、管頂への土圧集中を生じる。しかし、矢板が通り過ぎてしまうと溝幅が広いものでは抜け跡が砂によって充填されて主動的な水平土圧が生じ、この管頂、管底への土圧集中はやわらいでくる。ところが $B_d=13$ cm の実験では、矢板抜け跡へ向かう砂の移動が管によって妨げられるので、管側深度よりも下の部分の矢板抜け跡はごくゆるい状態のまま残り、そのため管底への土圧集中が矢板引抜き後もほぼそのまま残る。事実、この時点の実測土圧は管側で深い矢板抜け跡で空洞条件を与えた計算土圧とほぼ等しい (Fig. 5の一点鎖線)。次に、同じ実験で矢板下端が管頂深度を通過するときに、「矢板抜け跡の全長(地表面まで)にわたって水平土圧がゼロ」という地盤側方の境界条件を与えたFEM計算と同等の強い管頂への土圧集中が観測されたが、これは上記のゆるい抜け跡の範囲がこの時点でさらに管頂深度付近まで一時的に広がったためと解釈できる。一方、溝幅が広い場合の実験では、前述のように矢板抜け跡が砂によって順次充填され、矢板下端付近を除いて主動的な水平土圧が働く結果、応力状態がFEM計算で与えた空洞条件とは異なったものとなり、矢板引抜き中の実測と

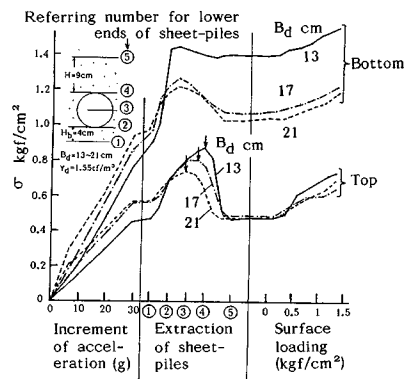


Fig. 12 Change of Measured Normal Stresses during Ditch-1 Standard Test (Series E).

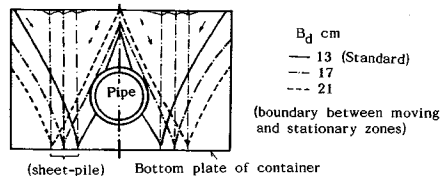


Fig. 13 Movement of Sand Particles during Sheet-pile Extraction (Series E, Ditch-1).

計算が一致しなかったものと思われる。

著者らの遠心模型実験では自立性のない乾燥砂を地盤材料として用いたため、上述のように溝幅の値によって矢板抜け跡の充填状態、すなわち“地盤側方の境界条件”が変化したものであるが、全実験の標準仕様として選んだ $B_a=13\text{ cm}$ では矢板抜け跡の空洞条件を少なくとも土圧のピーク値においてうまくシミュレートすることができ、その結果この溝幅を用いた A, B, C, D 各シリーズの実験結果がそのまま現場の状況を表わすものとして生かせることになった。さらに溝幅が広い場合（矢板引抜き中）の土圧についても、上述の考察から矢板抜け跡が空洞条件となるときには同じ条件の計算土圧が、そうならないときは遠心模型実験の実測土圧がそれぞれ実際の状況に対応すると結論される。

6. 剛性埋設管の土圧の弾性論的扱いの妥当性について

従来の埋設管の土圧は、基礎理論とされる Marston-Spangler 理論に代表されるように土のせん断強さを考慮した極限つり合いによって求められている。しかしこれまで述べたように土を弾性体と仮定した計算土圧と実測土圧が特殊な場合を除いてよく一致したこと、および遠心模型実験で砂地盤の密度の影響、すなわち砂地盤の強度や変形特性の影響が小さかったこと²⁾を併せ考えると、剛性埋設管の土圧は従来の考え方によるよりは弾性論に基づいて論ずべき性格の問題であると結論される。

土の弾性定数（弾性係数 E とポアソン比 ν ）が剛性埋設管の土圧に与える影響を以下に考察する。まず、実際施工で用いられる土の E 値は土の種類と締固めの度合によって変化するが、 $5\sim 500\text{ kgf/cm}^2$ の範囲とみなしてよい。ところで今回の計算では管の弾性係数 E_p を 10^8 kgf/cm^2 とごく大きく選んだ。そのため、著者らが前報³⁾で定義した土中管のたわみ性の度合を表わすたわみ性指数 α の値は、上記の E 値の範囲では $\alpha < 10^{-2}$ とごく小さく、この範囲では管は剛体とみなせる³⁾ので、土の E 値は土圧にほとんど影響しないことになる。念のため、3種の管設置方式について土の E 値を 5 kgf/cm^2 と 500 kgf/cm^2 の2通りにとって計算したところ、どちらも今回の $E=100\text{ kgf/cm}^2$ の計算とほぼ同じ結果が得られ、剛性埋設管の土圧に対する土の E 値の影響はほとんどないことが確認された。このことは、実験で砂地盤の密度の影響が小さかった事実²⁾を説明すると同時に、実際の剛性埋設管の土圧計算にとっても実用的に価値の高い結論といえる。

次に、これまでの計算では土のポアソン比 ν を 0.4 にとったが、これを变化させた場合の土圧変化を Fig. 14 (a), (b), (c) に3種の管設置方式（基準寸法

模型）について示す。この図の实線、破線、一点鎖線はそれぞれ ν が $0.4, 1/3, 0.2$ の場合である。溝型-1（矢板引抜き中）では ν 値による計算土圧の差はほとんどないが、溝型-0と盛土型では ν 値を大きくすると管頂、管底土圧はかなり減り、管側付近の水平土圧が大きくなる。このように管設置方式によって ν 値の影響が異なるのは、溝型-1では地盤側方を空洞条件として水平変位が自由であるのに対し、溝型-0と盛土型では地盤側方で水平変位が拘束されるため、そこに働く水平土圧が ν 値によって大きく変化するためである。このように ν 値による土圧変化も地盤側方の境界条件の影響の1つとみることができるが、これは溝型-1と盛土型を扱った前報³⁾で著者らが指摘したことと基本的に一致する。実際施工における「管側部をよく締め固めると管の耐荷力が増す」という経験則は締め固めによって土の ν 値を大きくすることに相当するが、Fig. 14に示した計算結果の示すように、この経験則は溝型-0と盛土型だけについて成立し、溝型-1については成立しないといえる。

以上、剛性埋設管の土圧に対して弾性論が適用でき、かつ土の E 値が土圧にほとんど影響しないという重要な結論を得た。このことはまた土の種類が剛性埋設管の土圧の主要な影響要因となり得ないという判断につながり、したがって自立性のある埋戻土を用いる実際施工の場合の設計値として、乾燥砂を用いた今回の遠心模型実験の結果を適用してよいと結論される。

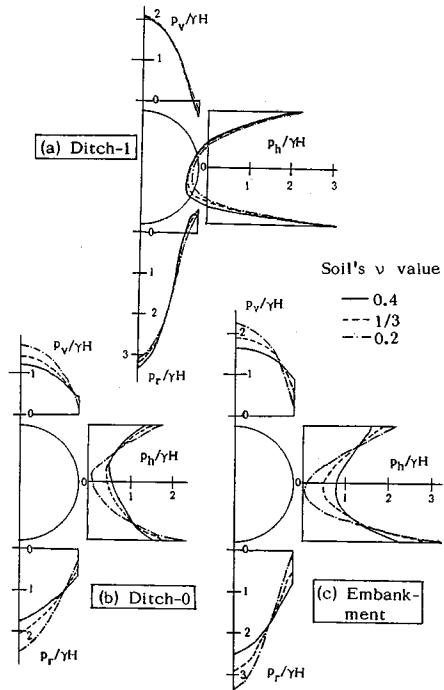


Fig. 14 Calculated Earth Pressures for Different Soil's ν Values.

7. 実際施工における地盤側方の境界条件と土圧について

従来埋設管の土圧算定法では管の設置方式ごとに異なった土圧公式を用いることになっており、管設置方式による土圧変化を溝型-1を含めて体系的に説明する力学的解釈はこれまで提示されていない。しかし、4.(1)、(2)の計算と実測との対比、ならびに5.の考察によって、3種の管設置方式による大幅な土圧変化、さらには溝型-1の矢板引抜きに伴う土圧変化がいずれも地盤側方の境界条件の違いによって生じるものと解釈できることが明らかになった。

Fig. 15は実際施工における管設置方式と地盤側方の境界条件の関係を、これまで著者らが行った一連の実験的・解析的研究に基づいて推定したものである。同図にはそれぞれの地盤側方の境界条件の下での2つの土圧集中一管頂、管底への集中と管が受ける土圧総量の集中一程度が比較できるように、 $H=1D$ の場合の管頂、管底土圧(↓, ↑)、ならびに鉛直土圧総量(▽)の遠心模型実験による実測値(密詰、ゆる詰地盤の場合の平均値)を参考として示した。ただし④のDense Backfillにおける矢板引抜き中、後の2つの場合のみはFEM計算値である。なお同図中のDense Backfillとは締固

めを十分に行って自立性の高い密な埋戻土とした場合を、Loose Backfillとはゆるく埋め戻して自立性の低い埋戻土とした場合をそれぞれ指す。また溝型-1の矢板引抜きは実際の手順どおり片側ずつ行うものとする。

盛土型(①)と溝型-0(②, ③)の2つの管設置方式の場合は4.で述べたようにどちらも遠心模型実験とFEM計算とのよい対応が得られたが、実際の地盤側方の境界条件もこれらに近く、盛土型では $y=\infty$ において K_0 条件、溝型-0では $y=B_d/2$ において開口と摩擦抵抗を考慮した粗壁条件になると考えられる。

次に、溝型-1(④, ⑤)の実際施工における地盤側方の境界条件は、まず矢板引抜き前は矢板によって水平変位が拘束される滑壁条件に近いと考えられる。さらに、矢板引抜き中と引抜き後における地盤側方の境界条件と土圧集中の度合は、掘削溝幅と埋戻土の自立性によって次のように変化すると考えられる。

1) 標準溝幅の場合(④)

Dense Backfillの場合には、矢板引抜き中に矢板の抜け跡位置で空洞条件となり、今回の $B_d=13\text{ cm}$ の場合の矢板引抜き中の実測・計算(両者は一致)で得られたような著しい管頂、管底への土圧集中が生じる。そして矢板引抜き後もこの空洞条件が維持され、管頂、管底への強い土圧集中がそのまま続くであろう。

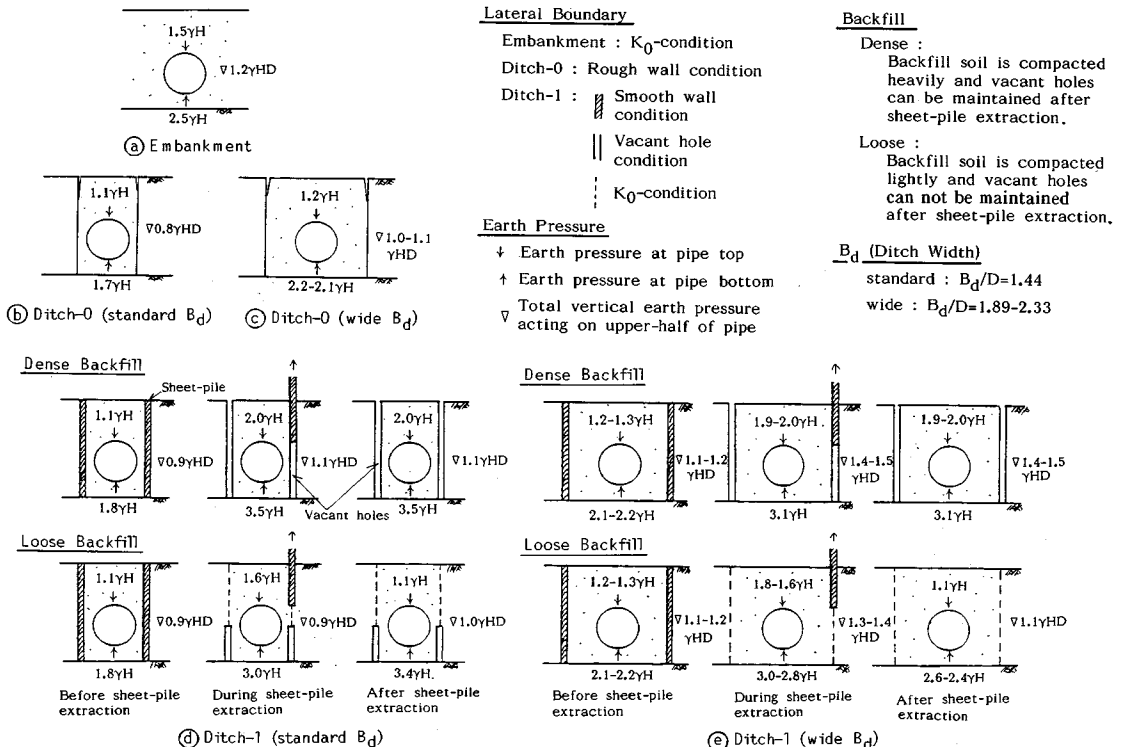


Fig. 15 Lateral Boundary Conditions and Earth Pressure for Three Types of Pipe Installation in Actual Construction.

一方、**Loose Backfill** の場合には、矢板の抜け跡位置で管側以下が空洞条件となり、それから上部は埋戻土によって充填されていく。したがって管底への土圧集中は矢板引抜き中、後とも **Dense Backfill** と同様に強いが、管頂への土圧集中は矢板引抜き中にはそれよりも少し弱く、さらに引抜き後には今回の実測 (Fig. 5 の一点鎖線) と同様に減るであろう。なお **Loose Backfill** における矢板引抜き中の地盤側方の境界条件は遠心模型実験で矢板を片方ずつ引き抜いた場合のものに相当する²⁾ので、Fig. 15 の土圧値はこの場合の実測値 (文献2) の Fig. 7 に示した溝型-2 のデータ) を示した。

2) 掘削溝幅が広い場合 (c)

Dense Backfill の場合には、矢板引抜き中、引抜き後とも矢板抜け跡が空洞条件となり、FEM 計算 (Fig. 11 (a) の右側の B_a が広い場合) で得られたような強い管頂、管底への土圧集中が生じるであろう。一方、**Loose Backfill** の場合には、 B_a が広い場合の遠心模型実験と同様に矢板抜け跡が土によって順次充填されていくので、矢板引抜き中と引抜き後にはこの実験の実測 (Fig. 11 (a) の左側と Fig. 12, および文献2) の Fig. 21) とほぼ同様の土圧が働くと推定される。

なお、著者らが以前実施した現場実験¹⁾ (コンクリート支承あり) における地盤側方の境界条件は、密な埋戻土の場合が Fig. 15 (d) の **Dense Backfill** の場合に、ゆるい埋戻土の場合が同じく **Loose Backfill** の矢板引抜き中にそれぞれ近かったことが計測・解析の結果からわかっており、また管の上半分に働いた実測土圧は同図に示した遠心模型実験の実測土圧とほとんど一致した。

以上、前報3) で扱った盛土型と溝型-1 (矢板引抜き中) 以外の管設置方式も含めて地盤側方の境界条件を実際に即した形で整理して示した。実際への適用については、土被り高が $1D$ 前後の埋設条件に対して Fig. 15 に示した土圧値を設計の際の基準値として用いてもよいと考えている (ただし、管底土圧については注3) 参照)。なお、これらの土圧値が管の断面力に与える影響については文献2) に示してあるので参照されたい。

8. 結 論

剛性埋設管の遠心模型実験 42 ケースに対する FEM 弾性解析を行って実測土圧と比べ、次の結論を得た。

(1) 実測、計算両土圧は特殊な場合を除いてよい対

応を示した。この対比の結果から、遠心模型実験の実測土圧の信頼性が確かめられ、さらに剛性埋設管の土圧問題が従来考えられてきたような土のせん断強さを考慮した極限つり合い問題ではなくて、弾性論で説明できる問題であることが確かめられた。

(2) 剛性埋設管の土圧は FEM 解析で扱った地盤側方の鉛直面、管と土との間、地盤下端面における3つの境界条件に影響されて大きく変化する。また土の弾性係数による土圧変化はほとんどないが、土のポアソン比が素掘り溝型、盛土型の2種の管設置方式の土圧に与える影響は無視できない。この土のポアソン比の影響は地盤側方の境界条件の影響の1つと解釈できる。

(3) 矢板施工を伴う溝型、素掘り溝型、盛土型の3種の管設置方式による大幅な土圧変化は地盤側方の境界条件の違いによって説明できる。この観点から実際施工における剛性埋設管の土圧の基本的考え方と設計の際の基準値を Fig. 15 に示すように整理することができた。

(4) 本研究によって、たとえば文献3) で示した弾性理論解析の結果が今回の FEM 計算とよく整合し、埋設管の土圧変化の基本メカニズムを十分正確にとらえていることが確認されるなど、剛性埋設管の土圧に関して著者らがこれまで行ってきた現場実験、遠心模型実験、弾性理論解析による一連の研究¹⁾⁻⁴⁾が補完され、これらの研究相互の関連が明らかとなった。

参 考 文 献

- 1) 東田 淳・堀田清美・篠崎 亘・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.
- 2) 東田 淳・三笠正人：遠心力模型実験による剛性埋設管の土圧の検討, 土木学会論文集, 第376号/III-6, 1986.
- 3) 東田 淳・三笠正人：弾性論による埋設管の土圧の検討, 土木学会論文集, 第376号/III-6, 1986.
- 4) Tohda, J. et al. : Earth pressure on underground rigid pipes, Proc. of the Int. Conf. on Geotechnical Centrifuge Modelling, 1988.
- 5) James, R. G. et al. : Centrifuge Model Tests of Buried Rigid Pipes, Proc. of 9th ICSMFE, Vol. 1, 1977.
- 6) Katona, M. G. : Discussion and Application of CANDE Computer Program to Design of Reinforced Concrete Culverts, Proc. of ASTM Sympo. on Concrete Pipe and the Soil-structure System, 1976.
- 7) Parmelee, R. A. : A Study of Soil-structure Interaction of Buried Concrete Pipe, 同上, 1976.
- 8) Hinton, E. and Owe, D. R. J. : Finite Element Programming, 川井忠彦監訳, 丸善, 1979.
- 9) Sharma, H. D. et al. : Generalization of Sequential Nonlinear Analysis, ASCE 11th Int. Conf. of Numerical Methods in Geomechanics, 1976.

(1988.12.5・受付)

注3) Fig. 15 に示した管底土圧は管重量 W が外径 2.7 m の実際の鉄筋コンクリート管とほぼ等しい場合 ($W \approx 4 \text{ tf/m}$) の数値であるので、これと異なる管重量 W' (ft/m) の場合の設計では、鉛直土圧総量 P_0 (tf/m) と管自重に対する鉛直反力土圧の分布形が相似と仮定することにより、同図中の数値に $(P_0 + W') / (P_0 + 4)$ を乗じたものを使用すればよい。