

土木研究所資料

第1266号

埋設管と埋土間の動的相対変位および抵抗力に
関する実験的研究

昭和52年7月

建設省土木研究所

ま え が き

本実験では、外径 16 cm、長さ 12 m の铸铁管を振動台上に設置した土槽に入念な施工管理のもとに表面から 1.2m、2.2m、3.2m の深さに埋設し、铸铁管の一方を不動点に固定して、土槽に 24 mm までのいろいろな変位振幅をもつ地震動を作用させて铸铁管に生じる変形を測定した。

このような実験の結果、地盤から地中埋設管に伝えられる力には上限があり、これを超えると埋設管とそれを取巻く地盤の間にすべりが生じること、地盤から埋設管に伝えられる力は埋設深度が深くなるほど大きくなることなどを明らかにした。

なお、本研究は建設省総合技術開発プロジェクト新耐震設計法の研究開発に関する報告書および研究資料を用いて行なわれた。

昭和 52 年 7 月

耐震研究室	室 長	栗 林 栄 一
振動研究室	室 長	岩 崎 敏 男
振動研究室	研究員	川 島 一 彦
耐震研究室	技 官	宮 田 忠 明

目 次

1. 概 説	1
2. 実験装置、計測装置および供試体	2
2-1 実験装置	2
2-2 供試管	2
2-3 計測装置	2
3. 埋土の締固め	4
3-1 埋土の締固め管理	4
3-2 土槽底面における土圧	9
3-3 締固め後の埋土試験	9
3-4 铸铁管埋設位置での埋土の性質	12
4. 実験の種類および順序	14
4-1 実験の種類	14
4-2 実験の順序	16
5. 実験結果	19
5-1 埋土に関する測定結果	19
5-2 静的な抵抗力の測定実験(SS)	20
5-3 埋土の振動特性を考慮した正弦波振動実験(SE)	28
5-4 変位振幅および振動数を任意に変化させた正弦波振動実験(SI)	31
5-5 地震波振動実験(EHおよびET)	37
6. 実験結果の考察	41
6-1 埋土から埋設管に伝えられる力の管軸方向の分布	41
6-2 埋設管の円周方向に生じるひずみの分布	42
6-3 埋土から埋設管に伝えられる力の特性	42
6-4 埋土から埋設管に伝えられる力と埋設深度の関係	43
7. 結 論	45
参考文献	47

1. 概 説

従来から地中に埋設された管路は液体、気体、粉体等の物質もしくはエネルギー、情報の安全確実な移動、伝達的手段として、法律制度上の保護をうけ、都市市街地において多用されている。このような地中埋設管の地震時の耐震性を高めることは、市街地の地震時の耐災性を高め、ひいては人命、財産等の損失を防止する上から重要な課題であると言われている。

地中埋設管の耐震性に関する研究は力学的な取り扱いでは同種の構造物である沈埋トンネルの耐震性に関する研究などと併行して進められてきており、現在までに行なわれた各種の技術的な調査、研究の成果は、石油パイプライン事業の事業用施設の技術細目（通産、運輸、建設、自治 4省共管、昭和48年9月）¹⁾ および沈埋トンネル耐震設計指針（案）（土木学会、昭和50年3月）²⁾ などに取り入れられている。

これらの技術の基準に共通する考え方は、地中に埋設されている管路は周辺の地盤に比較して相対的に質量および剛性が小さい構造物であるため、地震に際して埋設管路が地盤中で励振されるような現象は生じにくいとしている点である。従って、地震時の埋設管路の変形は地盤に生じた相対変位が直接もしくは間接に管路に伝えられることにより生じると考えられている。また、現在までの試験、測定に基づく調査の結果によれば、一般に地震時に埋設管に生じる応力は軸方向変形の場合の方が曲げ変形の場合より卓越するとされている。

しかしながら現行の計算法では、地中埋設管を地盤によって弾性的に保持された棒もしくは梁と見なし、弾性床に生じる地震時の地盤の変形に相当する強制変位を作用させて地中埋設管に生じる応力もしくは断面力を推算している。より正しい応力もしくは断面力を求めるためには、地盤から地中埋設管路に作用する力の大きさとその特性が重要となる。これらは一般に解析的に取扱いにくく、現在までに行なわれた研究の事例は比較的少ない。

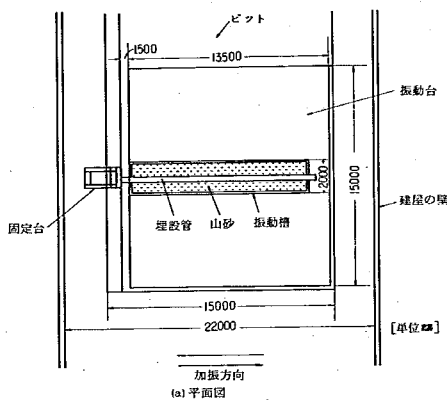
本実験は地震時に埋土から地中埋設管路に伝えられる力の大きさとその特性を調べることを目的として実施した。管路としては上水道管路によく用いられる外径16cmの铸铁管を用い、これが道路の路床に埋設されている場合を想定して行なった。铸铁管は振動台上に設けられた土槽中に地表面から1.2m、2.2m、3.2mの深さにそれぞれ埋設され、一方を不動点に固定し、振動台を管軸方向に加振することにより、铸铁管に生じる変形を測定した。

本報告はすでに昭和50年3月に報告されている上記の実験結果³⁾を詳細に解析し、とりまとめたものである。

2-1 実験装置

土槽の両側面には埋設管を設置するための取出孔を設けた。この取出孔は埋設管と土槽が直接接しないように埋設管の外径よりやや大きな長円形の孔とし、ゴムパッキング等を用いて加振時に山砂が土槽から出ないようにした。

実験に用いた供試管は上水道用配管として広く使用されている鑄鉄管（配管用炭素鋼管，SGP，150A）で，外径160.3 mm，肉厚6.5 mmである。長さは土槽の長手方向の長さよりも1 m長くし，13 mとした。外表面は熱間仕上げされている。



実験記録を採取するため振動台、土槽および埋設管に図 2-2 に示す計測器を設置した。これらの計測器の設置目的および設置位置は以下の通りである。

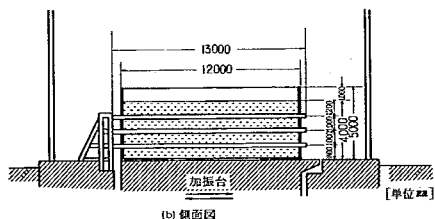


図 2-1 実 験 装 置

- (1) ひずみゲージ(1軸):埋設管に生じる軸方向のひずみを測定するために、埋設管の長手方向の5カ所に取付けた。
- (2) ひずみゲージ(2軸):埋設管断面の円周方向に生じるひずみを測定するために、埋設管の中央点の外周面に取付けた。
- (3) 加速度計:振動台に入力された加速度および埋設管が設置されている位置での地盤の加速度を測定するため、それぞれ、振動台上および埋設管の中央部近くに取付けた。
- (4) 変位計:土槽と埋設管との間の相対変位を測定するために固定端側および自由端側の2カ所において土槽と埋設管の間に取付けた。

- (5) ロードセル：固定端側の埋設管に生じる軸力を測定するために固定台と埋設管の間に取付けた。
- (6) 土圧計：土槽底面での土圧を測定するために土槽の中央付近の底面に取付けた。

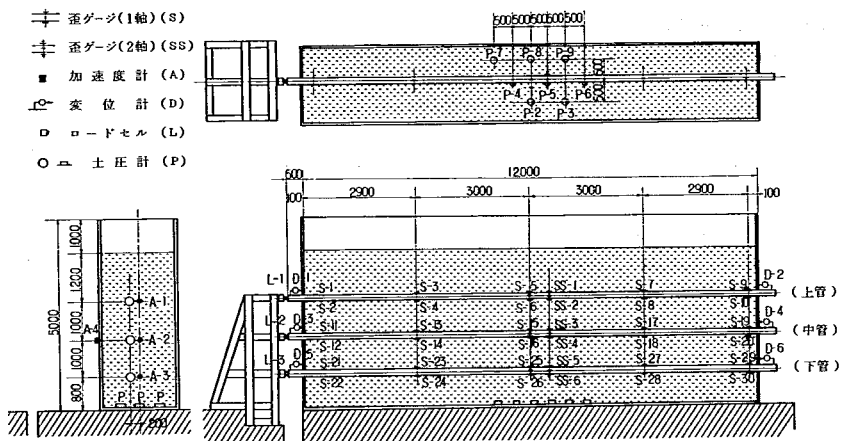


図2-2 測定装置と設置位置

3. 埋土の締固め

3-1 埋土の締固め管理

埋設管の埋め戻しは一般道路の上部路床程度の締固め度を目標とし、千葉県浅間山産の山砂を用いて行った。埋め戻した深さは土槽底面から4 mである。埋め戻しの際には、山砂を約30 cmの層にまきならし、100 kgのバイブロ・ランマー（振動転圧器）を用いて一層につき3回締固めを行った。

このような土の締固め、施工管理のために表3-1に示す試験を行なった。これらの試験結果を図3-1～図3-4および表3-2に示す。ここで、

図3-1：含水比の分布

図3-2：湿潤単位体積重量の分布

図3-3：間隙比の分布

図3-4：粒径加積曲線

表3-2：土粒子の比重、粒度および最大、最小間隙比

である。

上記の結果を整理すると以下の通りである。

- 1) 含水比の平均値は19 %であり、標本標準偏差で表わした平均値からのバラツキは1.2である（図3-5）。
- 2) 湿潤単位体積重量の平均値は $20 \frac{\text{t}}{\text{m}^3}$ であり、標本標準偏差で表わした平均値からのバラツキは0.03である（図3-6）。
- 3) 間隙比の平均値は0.616であり、標本標準偏差で表わした平均値からのバラツキは0.022である（図3-7）。
- 4) 土粒子の比重の平均値は $2.725 \frac{\text{t}}{\text{m}^3}$ であり、標本標準偏差で表わした平均値からのバラツキは0.005である。

これらの試験はすべて土の締固め施工中に逐次実施したものである。しかしながら締固め完了後に土槽の底面近くに設けた水抜孔から埋土に含まれていた水が抜け出してくるのが認められたため、含水比だけは全ての試験の終了後、土槽中の山砂を排出する際（締固め終了後12日目）に土槽中央部で再び測定した。この結果を締固め時に測定された結果と比較して図3-8に示す。これより、含水比は上管の埋設位置では約5 %、中管の埋設位置では約2 %、それぞれ低下しており、下管の埋設位置ではほとんど変化していないのがわかる。

表 3-1 埋土の締固め施工管理のために行なった試験

試 験 名	数 量	方 法
含 水 量 試 験	60	J I S A 1203
単位体積重量試験	40	注1) 参照
土粒子の比重試験	3	J I S A 1202
粒 度 試 験	3	J I S A 1204
最大および最小間隙比の試験	3	注2) 参照

注1) 内径7.5 cm, 高さ45 cmの真鍮製モールドを各層の締固め終了後表面から押込んで成形し、湿潤重量を求めてからこれをモールドの内容量で割って単位体積重量を求めた。

注2) 炉乾燥し、ふるいにかけてはぐした後、以下の操作によって求めた。

- a) 最大間隙比：カップに取った試料を内容量 $V \div 149 \text{ cm}^3$ の銅製モールドに10 cmの高さから一様に流し込み、あふれた試料は定規により取り除いた後、重量 W を測定する。
- b) 最小間隙比：スプーンに取った試料をモールドに入れ、四方から10回ずつ、計40回、モールドを木づちで軽くたたき、締固めを行ない、試料がモールドの口からあふれるまでこれをくり返す。その後、あふれた試料を定規により取り除いて、重量 W を測定する。
- c) 最大、最小間隙比は次式により求める。

$$\left. \begin{array}{l} e_{\max} \\ e_{\min} \end{array} \right\} = \frac{r_w G_s}{r_d} - 1$$

ここで $e_{\max}$ 、 $e_{\min}$ ：最大および最小間隙比

G_s ：砂の真比重

r_w ：水の密度

r_d ：砂の乾燥重量

$$r_d = \frac{W - W_m}{V}$$

W ：モールドの重量+試料の重量

W_m ：モールドの重量

V ：モールドの内容量

表 3-2 土粒子の比重、粒度および最大、最小間隙比

試 料	比 重 G_s	10φ 粒径 $D_{10}(\text{mm})$	60φ 粒径 $D_{60}(\text{mm})$	最大間隙比 $e_{\max}$	最小間隙比 $e_{\min}$
1	2.726	0.02	0.26	1.087	0.704
2	2.726	0.10	0.28	1.113	0.706
3	2.724	0.06	0.26	1.087	0.697

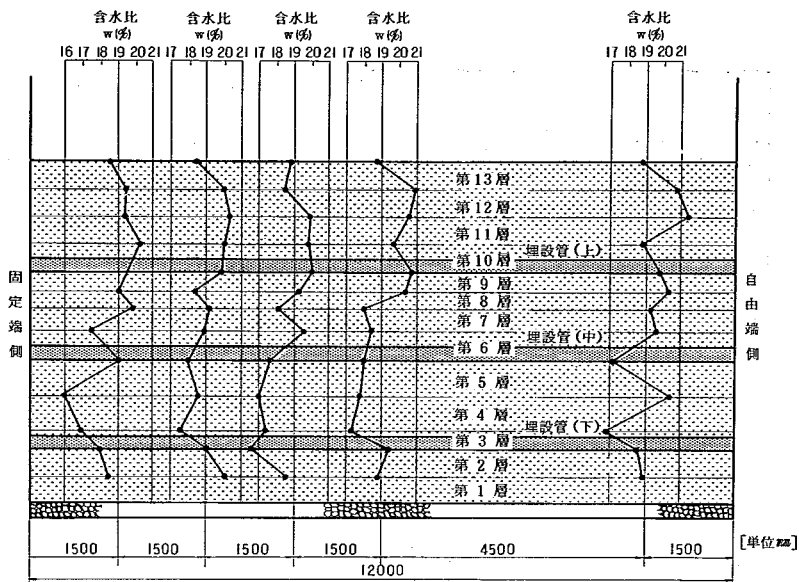


図3-1 土槽内の含水比の分布

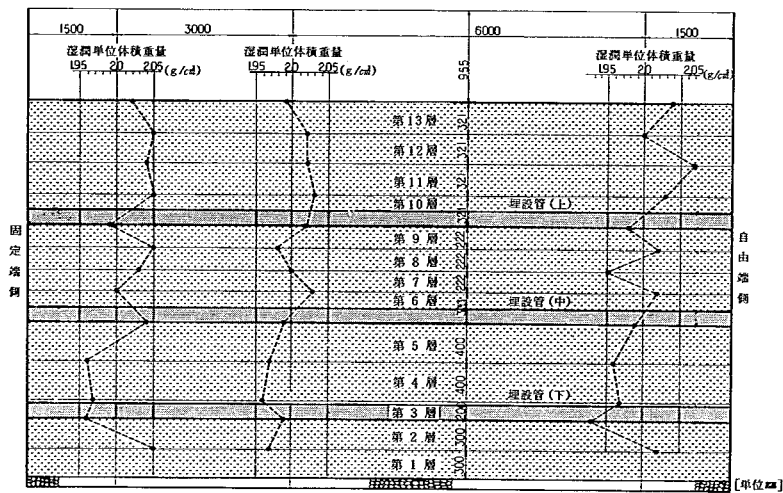


図3-2 土槽内の湿潤単位体積重量の分布

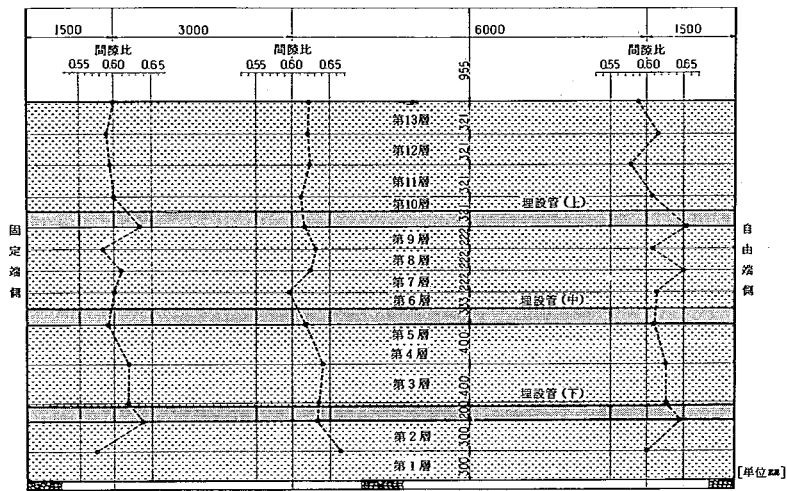


図 3-3 土槽内の間隙比の分布

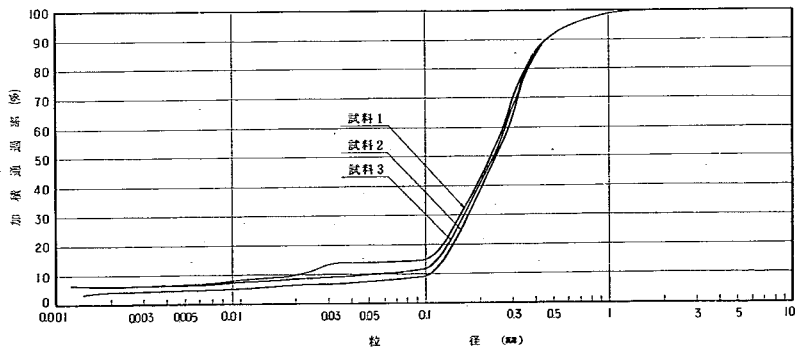


図 3-4 実験に用いた山砂の粒径加積曲線

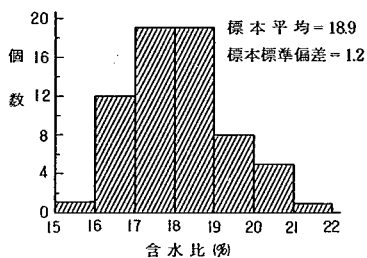


図3-5 含水比のヒストグラム

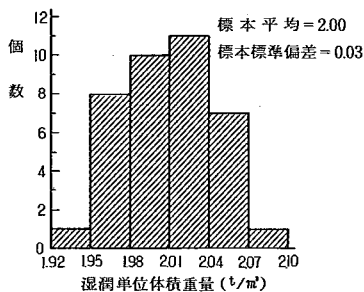


図3-6 湿潤単位体積重量ヒストグラム

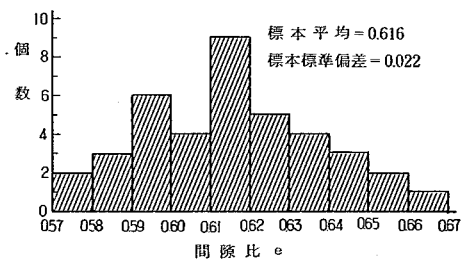


図3-7 間隙比のヒストグラム

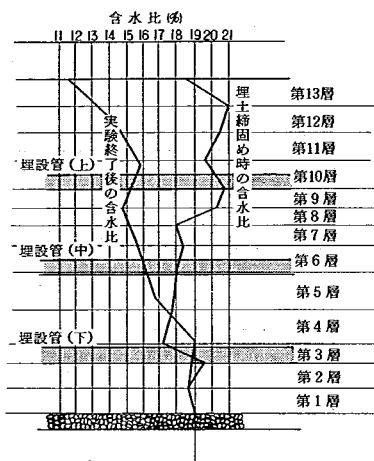


図3-8 含水比の変化

3-2 土槽底面における土圧

土槽底面に設置した8台の土圧計（図2-2参照）により測定された土の締固め中の土圧の推移を図3-9に示す。これより、土槽底面の土圧は中央部（P4, P5, P6）で大きく、両側壁部（P2, P3, P7, P8, P9）で小さく分布していることがわかる。さらに、中央部での土圧も湿潤単位体積重量（約 20 t/m^3 ）と土被り厚さ（4m）からの予測値（ 8 t/m^2 ）の50%~80%程度となっている。こうした現象は、土槽の幅が深さに比べて小さいことから、側面の壁と土との間に作用する摩擦力の影響でアーチアクションが働いているためではないかと考えられる。

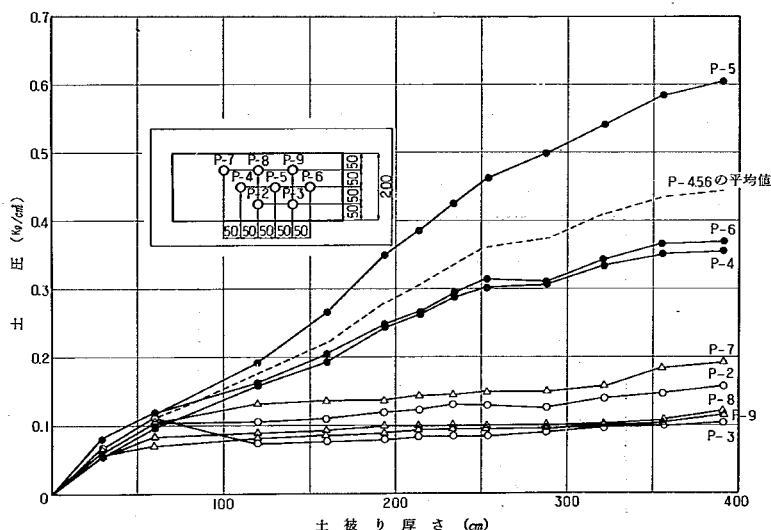


図3-9 土槽底面における土圧と土被り厚さとの関係

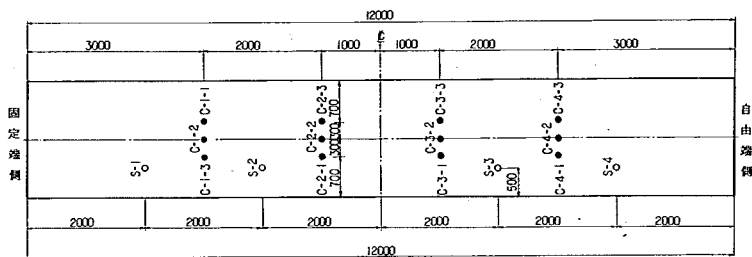
3-3 締固め後の埋土の試験

铸铁管の埋もどし後、土の締固まりの度合いを測定するためにスウェーデン式サウンディング試験および現場CBR試験を行なった。測定点は図3-10に示すようにS1~S4の4カ所（スウェーデン式サウンディング）およびC-1-1~C-4-3の12カ所（現場CBR試験）である。これらの測定結果を図3-11および表3-3に示す。

これらの試験結果より以下の点がわかった。

- 1) 土槽中の埋土は一般に底面に近くなるほどよく締固まっている。その度合いは、地表面から中管が埋設されている深さ程度まではおおむね埋土の深さ(Z)の平方根に比例しており、それ以上ではほぼ一定となっている。
- 2) 埋土表面でのCBR値の平均値は4.3で、標本標準偏差で表わした平均値からのバラツキは1.4である

(図3-12)。4.3の平均CBR値は中程度の道路の上部路床の値として妥当であると考えられる。

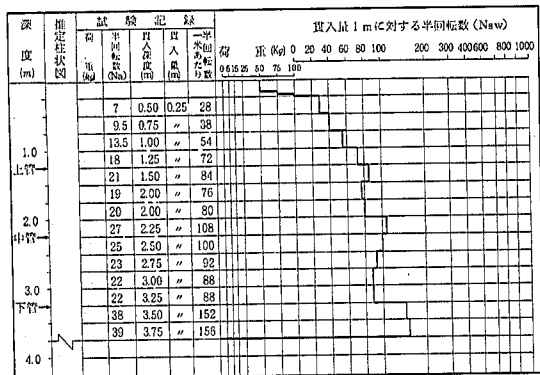


凡 例 ○ スウェーデン式サウンディング ● 現場 CBR 試験

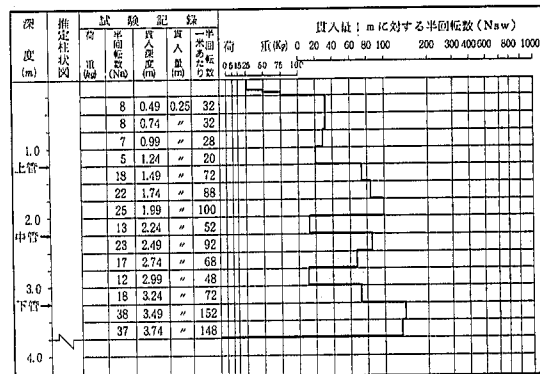
図3-10 スウェーデン式サウンディングおよび現場CBR試験の実施位置

表3-3 現場CBR試験結果

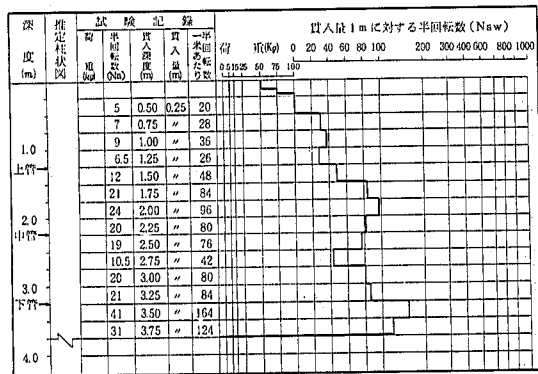
測 定 点	CBR値(%)	平均値(%)
C-1	4.3	4.5
	1.5	
	7.7	
C-2	3.8	4.0
	4.7	
	3.4	
C-3	3.5	4.5
	4.6	
	5.3	
C-4	4.5	4.3
	4.2	
	4.1	



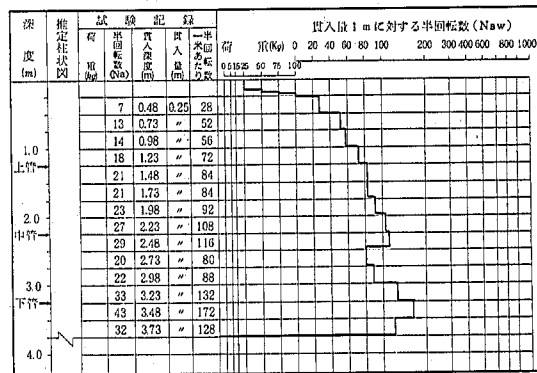
(a) 測定位置 S-1



(c) 測定位置 S-3



(b) 測定位置 S-2



(d) 測定位置 S-4

図 3-11 スウェーデン式サウンディング試験の結果

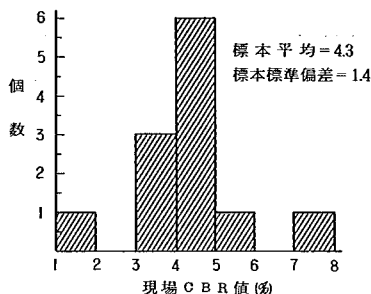


図 3-12 現場 CBR 値のヒストグラム

3-4 鋳鉄管埋設位置での埋土の性質

鋳鉄管が埋設されている深さでの平均的な埋土の性質をまとめて表 3-4 に示す。スウェーデン式サウンディング試験の結果は上管が埋設されている深さの埋土と中管が埋設されている深さの埋土にははっきりした締め固まりの程度に違いがあり、一方、中管が埋設されている深さの埋土と下管が埋設されている深さの埋土はおおむね同程度の締め固まり度であることを示している。下管が埋設されている深さの埋土の湿潤単位体積重量が他より小さく、反対に間隙比が他より大きいことも、下管のまわりの埋土が十分に締め固められていなかったことを示している。

地盤のせん断ひずみが微小の場合には、そのせん断弾性波の速度 V_s およびせん断弾性定数 G_s は砂質地盤に対しては次式で精度よく求められると言われている。

$$V_s = 90.2(2.17 - e) \sigma_m^{0.25} \quad (3-1)$$

$$G_s = \frac{2205(2.17 - e)}{1 + e} \sigma_m^{0.5} \quad (3-2)$$

ここで、

V_s : 地盤のせん断弾性波速度 (m/sec)

G_s : 地盤のせん断弾性定数 (t/m^2)

e : 間隙比

σ_m : 平均主応力 (t/m^2)

$$\sigma_m = \frac{\sigma_1}{3}(1 + 2K)$$

K : 土圧計数

式 (3-1) および (3-2) を本実験に当てはめると、静止土圧係数を 0.5 程度と仮定すれば、せん断弾性波の速度は、おおむね 160 m/sec (上管), 185 m/sec (中管), 200 m/sec (下管) となり、埋土のせん断弾性係数は 4200 t/m^2 (上管), 5800 t/m^2 (中管), 6700 t/m^2 (下管) 程度と推定される。このようにして推定された埋土の堅さを深さ方向に図示したのが図 3-13 である。

表 3-4 鑄鉄管埋設位置での地盤条件 (平均値)

試 験 項 目	上管埋設位置	中管埋設位置	下管埋設位置
含 水 比 (%)	20.1	18.6	17.3
湿 潤 単 位 体 積 重 量 (t/m^3)	2.04	2.02	1.97
間 隙 比	0.606	0.602	0.625
スウェーデン式サウンディング (貫入量 1m に対する半回転数)	60	92	94

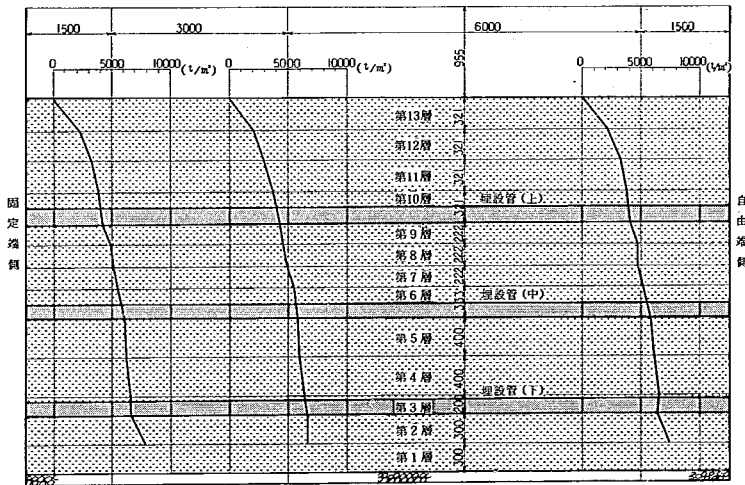


図 3-13 埋土のせん断弾性係数 (推定値) の分布

4. 実験の種類および順序

4-1 実験の種類

4-1-1 静的な抵抗力の測定実験

静かに埋設管を引抜いた場合に埋土から埋設管に伝えられる力の特性を検討するために、2.0 秒程度の非常に長い周期をもった正弦波線状の強制変位を振動台に与え、静的に近い状態で管を押し引きした実験である（SS と表示する）。正弦波の振幅は 8 mm, 16 mm, 24 mm の 3 種類とした。

4-1-2 地盤の振動特性を考慮した正弦波振動実験

厚さ 30 m 程度の沖積地盤より成る表層地盤中に鉄管が埋設された場合を想定し、表層地盤が地震時に自己の固有振動周期で振動した場合に地盤から埋設管に伝達される力の特性を検討するために行なった実験である（SE と表示する）。

振動台に作用させる変位振幅およびその周期はそれぞれ次式により与えた。

$$u = \frac{4}{\pi} \cdot \frac{T}{2\pi} S_V A_0 h$$

$$T = \frac{4H}{V_S}$$

ここに、

u : 地盤表面の水平変位振幅 (cm)

T : 地盤の一次固有周期 (秒)

H : 表層地盤の厚さ (cm)

V_S : 表層地盤の平均的なせん断弾性波速度 (cm/sec)

S_V : 1gal 当りの応答速度スペクトル値 (cm/sec/gal)

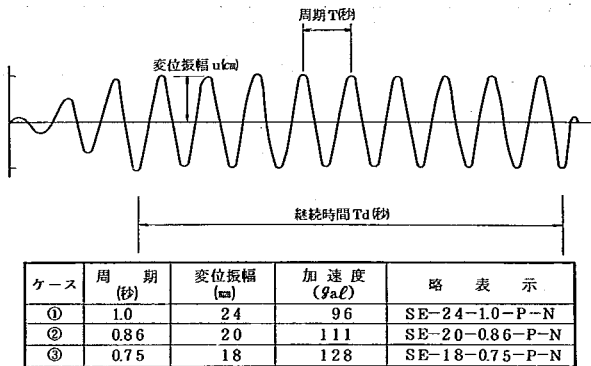


図 4-1 正弦波振動実験の加振条件

今、表層地盤の平均的なせん断弾性波の速度を 120 m/sec , 140 m/sec , 160 m/sec 程度とすれば、(4-1)式で与えられる表層地盤の基本固有振動周期 T および振幅 u は図4-1に示ようになる。実験では加振の最初の立上り部は振動台の能力の許す範囲内でできるだけ早く定常な振動状態になるようにした。

4-1-3 変位振幅および振動数を任意に変化させた正弦波振動実験

地震動の周期特性およびその大きさが埋土から埋設管に伝えられる力の特性に及ぼす影響を検討するために、振動槽に変位振幅を 8 mm , 16 mm , 24 mm の3段階、振動周期を 2 秒 , 1.5 秒 , 1.0 秒 , 0.75 秒 の4段階にそれぞれ任意に変化させた定常な正弦曲線状の振動を与えた実験である(図4-2と表示する)。

4-1-4 地震波振動実験

地盤上で観測された2種類の地震動記録を土槽に加え、埋土から埋設管に伝えられる力の特性を検討した。使用した地震動は表4-1に示す2種類で、このうち、1968年5月16日の十勝沖地震による八戸港

表4-1 実験に使用した地震動の加速度記録

記録地	地震	マグニチュード	震央距離 Δ (km)	卓越振動数 (c/s)	継続時間 T_d (秒)	最大加速度 $Z_{\max}$ (gal)
八戸港	1968年5月16日 (十勝沖地震)	7.9	175	0.9	30	183
東大震研	1956年2月14日	6	34	1.4	10	70

の記録はいわゆる大規模な地震が中程度の距離に起った場合の地盤上の記録であり、一方1956年2月14日の地震による東京大学地震研究所の記録は中程度の規模の地震が比較的近い距離に生じた場合の良好な地盤上の記録である。これらのそれぞれの記録のパワースペクトルおよび応答加速度スペクトルは図

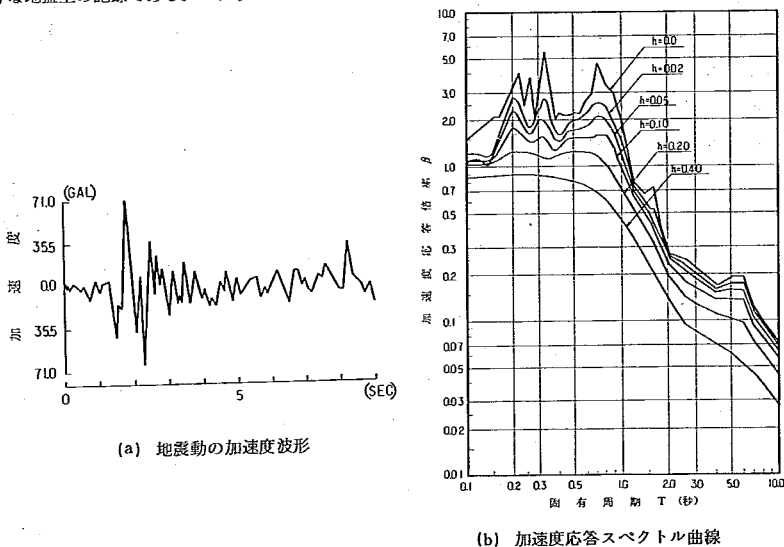
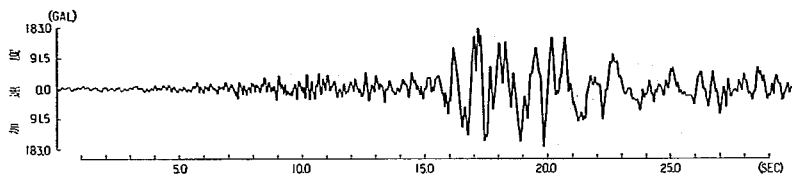


図4-2 1968年5月16日の地震(十勝沖地震)による八戸港の記録



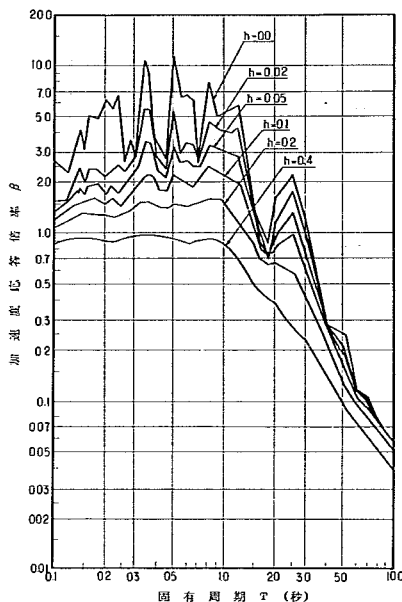
(a) 地震動の加速度波形

4-2、図4-3に示すように互いに特徴のある性質を示している。応答のレベルは一般に八戸港の記録の方が東京大学地震研究所の記録よりも約2倍大きい。実験は、おのおの最大加速度を100ガルとした場合および200ガルとした場合の2ケースについて行なった。

4-2 実験の順序

上述した実験をまとめると表4-2に示す通りとなり、合計23ケースの実験が行なわれた。実験は上管、中管、下管の3本ごとにそれぞれ行なわれたが、どういう順序に実験を行なったかということが重要であった。その理由は、一度実験を行なうと埋土と埋設管表面との間に相対変位（スベリ）が生じ、その回復にはある程度の時間、土槽および供試管を放置することを必要としたためである。しかしながら、土槽および供試管を放置するかわりに地盤の拘束力のある程度回復させるためには、強いショックを伴った振動を埋

土に与えると効果のあることがわかったため、2、3日間の放置期間をおくとともに、ランダム波による地盤の振動締め固めを併用した。このような実験の順番を示したのが表4-3である。すなわち、供試管を埋設して埋土を締め固めた後、3日間放置して埋土の拘束力の回復を図り、その後第1回目の実験（以下実験Ⅰと呼ぶ）を行なった。その後、埋設管を固定台から切り離して自由にした状態で、約300ガルの振幅をもつランダムな振動を40秒間作用させて埋土を締め固め直した後、2日間放置し、埋土の拘束力の回復を図った後、第2回目の実験（以下実験Ⅱと呼ぶ）を行なった。第3回目の実験（以下実験Ⅲと呼ぶ）は第2回目の実験と同様な手順で行なった。



(b) 加速度応答スペクトル曲線

図4-3 1956年2月14日の地震による東京大学地震研究所の記録

表 4-2 振動台の加振条件

実験番号 No	実験の種類(略記)*	波 形	変位振幅 (mm)	周 期 (秒)	振 動 数 (c/s)	加 速 度 (gal)	継続時間 (秒)
1	SS-8-20-P-N	正 弦 波	8	20	0.05	0	40
2	SS-16-20-P-N		16				
3	SS-24-20-P-N		24				
4	SE-18-0.75-P-N	正 弦 波	18	0.75	1.33	128	40
5	SE-20-0.86-P-N		20	0.86	1.16	111	
6	SE-24-1.00-P-N		24	1.00	1.00	96	
7	SI-8-20-P-N	正 弦 波	8	2.0	0.50	8	20
8	SI-8-1.5-P-N			1.5	0.67	14	
9	SI-8-1.0-P-N			1.0	1.00	32	
10	SI-8-0.75-P-N			0.75	1.33	56	
11	SI-8-0.5-P-N			0.5	2.00	126	
12	SI-16-20-P-N		16	2.0	0.50	16	
13	SI-16-1.5-P-N			1.5	0.67	28	
14	SI-16-1.0-P-N			1.0	1.00	64	
15	SI-16-0.75-P-N			0.75	1.33	112	
16	SI-24-20-P-N		24	2.0	0.50	24	
17	SI-24-1.5-P-N			1.5	0.67	42	
18	SI-24-1.0-P-N			1.0	1.00	95	
19	SI-24-0.75-P-N			0.75	1.33	168	
20	EH-100-P-N	地 震 波	八戸港 震 研			100	30
21	EH-200-P-N					200	
22	ET-100-P-N					100	10
23	ET-200-P-N					200	

(注) * 実験の種類は次のように略記した。

第1項: SS: 静的な抵抗力の測定実験

SE: 地盤の振動特性を考慮した正弦波振動実験

SI: 変位振幅および振動数を変化させた正弦波振動実験

EH: 1968年5月16日の地震による八戸港の記録を用いた地震波振動実験

ET: 1956年2月14日の地震による東大震研の記録を用いた地震波振動実験

第2項: 変位振幅(mm) (ただし, EH, ETについては最大加速度(gal))

第3項: 周 期(秒) (ただし, EH, ETは除く)

第4項: 埋設管の位置。 P=Hの場合は上部の埋設管, P=Mの場合は中央の埋設管,
P=Lの場合は下部の埋設管

第5項: 実験の回数。 N=I; 第1回目の実験, N=II; 第2回目の実験,
N=III; 第3回目の実験

なお, 第2項の変位振幅および第3項の周期については, 上記の目標値ではなく, 実際に実験によって得られた値で表示した。

表 4 - 3 加 振 の 順 序

実験実施日	実験の回数 (N)	埋 設 管 の 位 置 (P)		
		上 管 (U)	中 管 (M)	下 管 (L)
地 盤 の 締 固 め 後 3 日 間 放 置				
11月26日	I	No 1 ~ 19, 22, 20, 23, 21	No 4~6, 1~3, 7~19, 22, 20, 23, 21	No 4~6, 1~3, 7~19, 22, 20, 23, 21
ランダム波で加振して振動締固めを行なった後、2日間放置				
11月29日	II	No 1 ~ 19, 22, 20, 23, 21	No 4~6, 1~3, 7~19, 22, 20, 23, 21	No 4~6, 1~3, 7~19, 22, 20, 23, 21
ランダム波で加振して振動締固めを行なった直後				
11月30日	III	No 1	No 4	No 4
ランダム波で加振して振動締固めを行なった直後				
11月30日	III	No 4	No 1	No 1
ランダム波で加振して振動締固めを行なった直後				
11月30日	III	No 2 1	No 2 1	No 2 1
ランダム波で加振して振動締固めを行なった直後				
11月30日	III	No 3	No 3	No 3

(注) 実験Noについては表 4 - 2 の「実験番号No」を参照。

5. 実 験 結 果

5-1 埋土に関する測定結果

各々の振動実験終了後ごとの土圧の推移を図5-1に示す。この図は、土槽底面の中央に設置した3台の土圧計(P4, P5, P6—図2-2参照)の測定値の平均値(図3-9に示した破線に相当する値)の推移の様子を埋土の締固めが完了した直後の土圧値を基準にして示したものである。これより、土圧はおのおの実験ごとになんとか増減しているが、全体的な傾向としては最初の加振により0.15kg/cm²程度急増し、その後は加振を重ねるにつれ少しずつ締固まり、最終的にはおおむね0.1kg/cm²程度の値に落ち着いている。

次に、各々の加振実験終了時ごとの埋設管および埋土表面の沈下量を図5-2に示す。埋設管の沈下量は埋設深度が深い程大きく、おおむね土被り厚さに比例しているといふことができよう。埋土の表面における沈下量は埋設管自身の沈下量よりも大きく、実験時の埋土の最終沈下量は約27mmとなったが、これは4mの地盤厚さに対して0.7%に相当する。

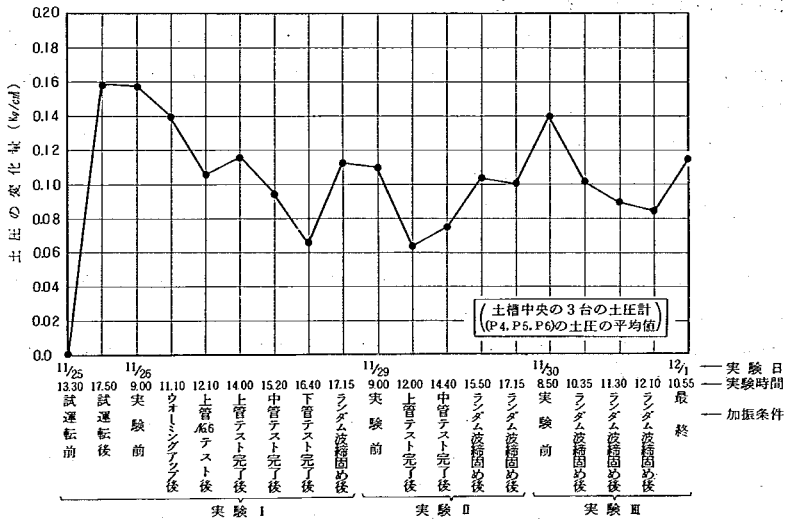


図5-1 土槽底面における土圧の変化

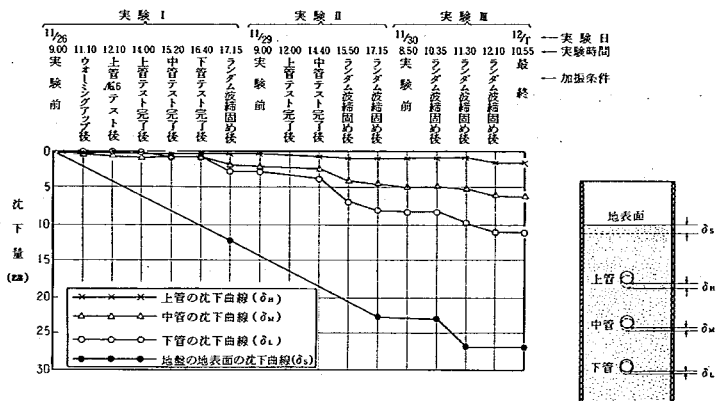


図5-2 埋設管および地表面における沈下量の累積変化

5-2 静的な抵抗力の測定実験 (SS)

土槽に20秒程度の非常に長い周期の正弦曲線状に変化する強制変位を作用させた場合の固定端側の埋設管に生じた軸力、および固定端側の埋設管と土槽の側壁との間に生じた相対変位の両者の記録を図5-3～図5-5に示す。ここで、

図5-3 実験Ⅰ，上管

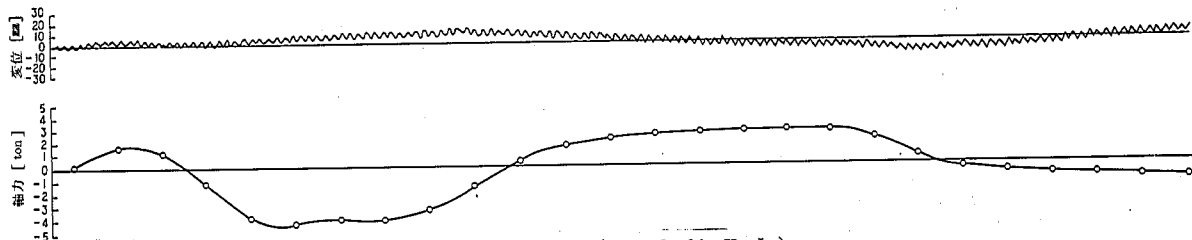
図5-4 実験Ⅱ，上管

図5-5 実験Ⅰ，中管

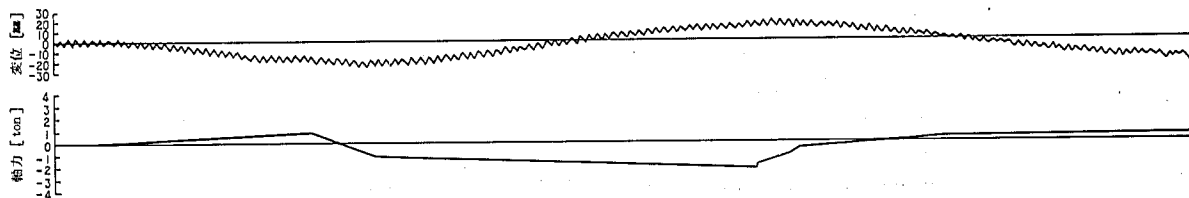
に対する記録である。ここで、軸力とは図2-2に示したロードセルL-1もしくはL-2によって、相対変位とは変位計D-1もしくはD-2によってそれぞれ測定された値である。埋設管自身によって生じたひずみは小さい(平均して 20×10^{-6} 程度)ので、変位計D-1もしくはD-2によって検出された土槽側壁と埋設管との間に生じた変位の差は埋土と埋設管の間に生じた相対変位量(以下簡単に相対変位量とも呼ぶ)と考えても差しつかえないであろう。

表4-3に示したように、本実験は上管に対しては実験Ⅰ，Ⅱ，Ⅲ全体を通して最初に実施されたが、中管および下管に対しては次に述べる実験SEが全体を通して最初に行なわれ、そのあとで本実験が行なわれた。したがって、下管の実験記録は中管の実験記録と性格がよく似ているので図示されていない。

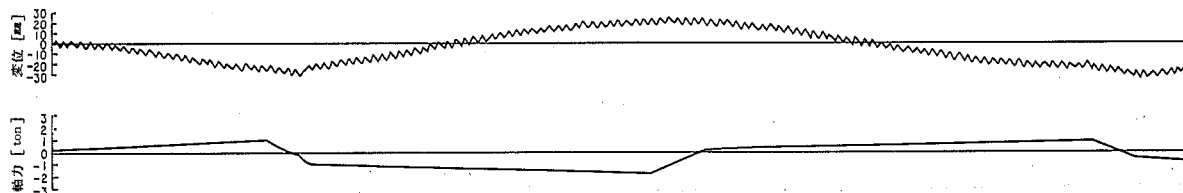
図5-3～図5-5に示した軸力および相対変位の実験記録から次の2つの特徴を指摘することができる。すなわち、変位計によって記録された土槽の強制変位はおおむね正弦波状とみなすことができるが、ロードセルにより記録された軸力は、正弦波状ではなく、その頭を直線で切りとったような形状を示している。これは埋土から埋設管に伝えられる力すなわち抵抗力の大きさには限度があり、この限界を越えた範囲では、埋設管とこれを取り巻く埋土の間もしくは埋設管をとりまく地盤の中で滑りが生じているため



(a) 実験 I, 実験番号 No 1 (SS-8-20-H-I)



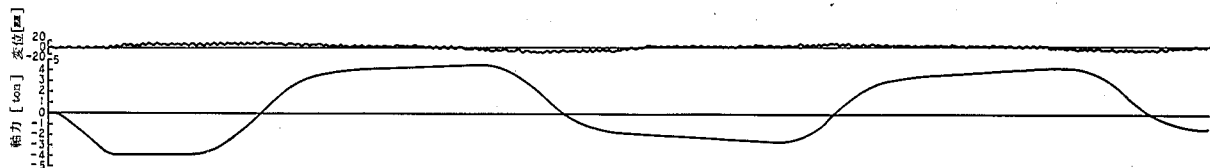
(b) 実験 I, 実験番号 No 2 (SS-16-20-H-I)



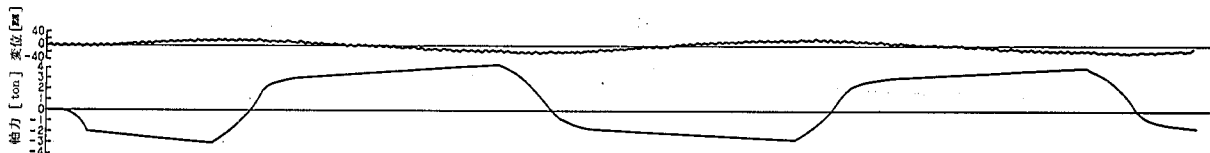
(c) 実験 I, 実験番号 No 3 (SS-24-20-H-I)

(注) 実験番号については表 4-2 参照

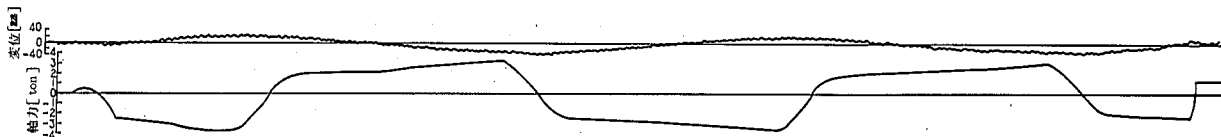
図 5-3 固定端側の埋設管に生じた軸力, および, 地盤と埋設管の間の相対変位量の記録
(上管, 静的な抵抗力の測定実験)



(a) 実験Ⅱ，実験番号 No. 1 (SS-8-20-H-II)



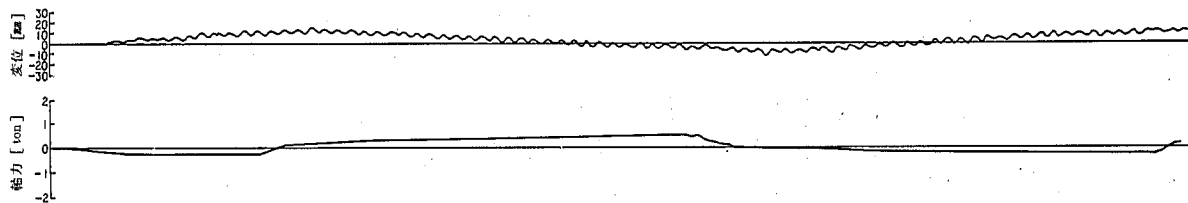
(b) 実験Ⅱ，実験番号 No. 2 (SS-16-20-H-II)



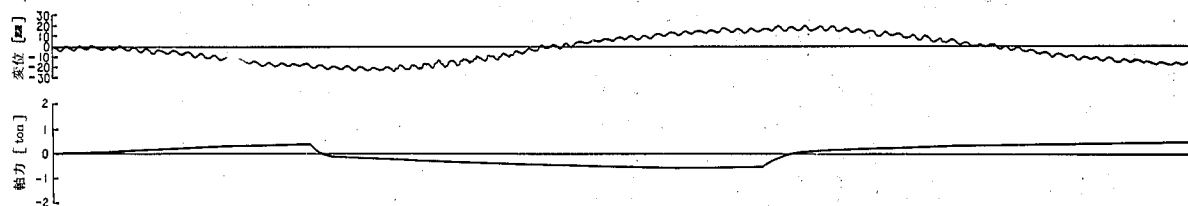
(c) 実験Ⅱ，実験番号 No. 3 (SS-24-20-H-II)

(注) 実験番号については表 4-2 参照

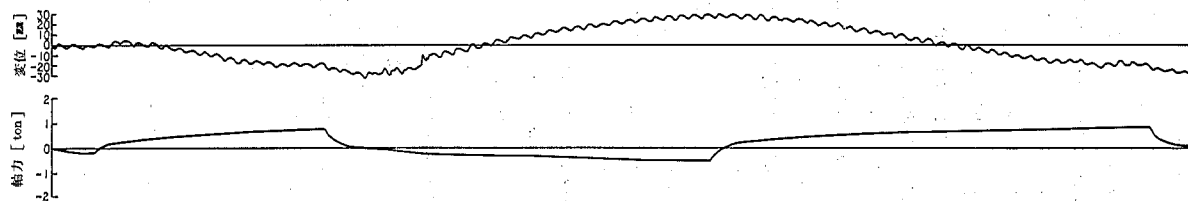
図 5-4 固定端側の埋設管に生じた軸力，および，地盤と埋設管の間の相対変位量の記録
(上管，静的な抵抗力の測定実験)



(a) 実験 I, 実験番号 No. 1 (SS-8-20-M-I)



(b) 実験 I, 実験番号 No. 2 (SS-16-20-M-I)



(c) 実験 I, 実験番号 No. 3 (SS-24-20-M-I)

(注) 実験番号については表 4-2 参照

図 5-5 固定端側の埋設管に生じた軸力, および, 埋土と埋設管の間の相対変位量の記録
(中管, 静的な抵抗力の測定実験)

ではないかと考えられる。

次に、埋設管に伝えられた軸力の時間的な変化をみると、最初の押し引きの時に発揮された軸力に比較し、2回目以後の押し引きをした場合に発揮された軸力は、一般に減少していること、このような軸力の時間的劣化の傾向は実験Ⅰの上管において著しく、実験Ⅱの上管、あるいは中管（および下管）においてはそれ程著しくはないことが認められる。これは埋設管の押し引きにより、周辺の埋土が乱されていることに

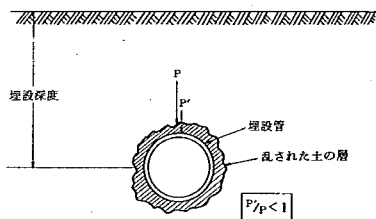
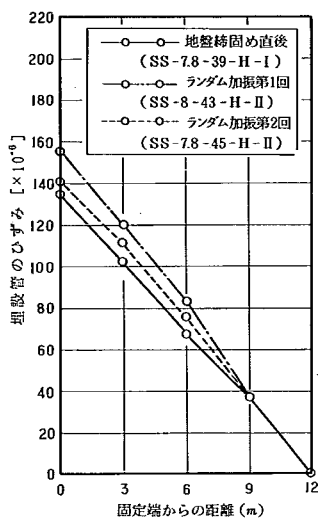


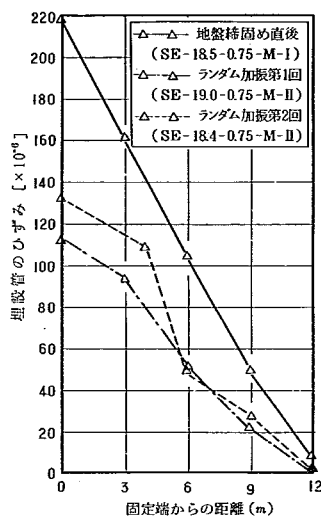
図5-6 埋設管周辺の乱された土の層の効果

関係があるのではないかと考えられる。すなわち、図5-6に示すように埋設管のまわりに乱された土の層ができると、上載土の重量に起因する埋土の拘束力が直接埋設管に作用しにくくなり、その結果埋設管に生じる軸力が小さくなったのではないかと考えられる。こうした軸力の減少の影響が中管よりも上管の方により大きく出るのは後者の方が埋土の表面近くに埋設されているためその周辺の埋土が乱されやすいためではないかと考えられる。同じ上管でも実験Ⅰの方が実験Ⅱよりも埋設管に伝えられる軸力の減少の度合いが大きくなっているが、この原因は実験を行なった時の埋土の締め固まりの度合いに関係しているのではないかと考えられる。実験Ⅱは表4-3に示したように、実験Ⅰの終了後、埋設管を固定台から切り離して自由に動く状態におきランダム波による加振（約40秒）で土槽に強いショックを与えて埋土の締め固めを行い、さらにその後2日間静置した後に行なわれた。このようなランダム波による加振が埋土の締め固めおよび埋設管に対する埋土の拘束力を回復させるのにどの程度の効果があったかは図5-7から判る。図中には、上管、中管、下管のそれぞれに対して、一連のシリーズを通して埋設後最初に行なわれた実験により埋設管に生じた軸方向のひずみの分布とランダム波による加振に引続いて行なわれた実験により生じたひずみとの比較が示されている。この結果によれば、ランダム波による加振を与えることにより埋設管に対する埋土の拘束力は上管にあっては埋設直後の値と同等もしくはそれ以上に回復しているのに対し、中管および下管にあっては初期の値までには回復していない。すなわち、ランダム波による加振の効果は地盤の表面近くでは大きい、地盤の深部までには及びにくいことを示している。こうした点が、上管においては実験Ⅰよりも実験Ⅱの方が埋土から埋設管に伝えられる軸力の劣化が著しくなかった原因の1つではないかと考えられる。

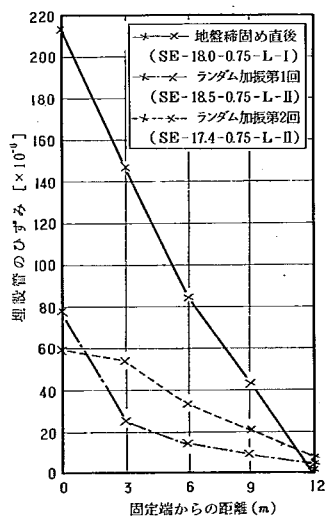
次に、図5-3～図5-4に示した埋設管に生じた軸力および埋設管とその周辺との間に生じた相対変位の関係を同一図面上にプロットすると図5-8および5-9に示すようなヒステリシスループが得られる。いずれの場合にもおおむね平行四辺形タイプの形をしているのが認められる。また、埋土と埋設管の相対変位が1mm～2mm程度となった場合に埋土から埋設管に伝えられる力の飽和が認められる。



(a) 上 管 (H)

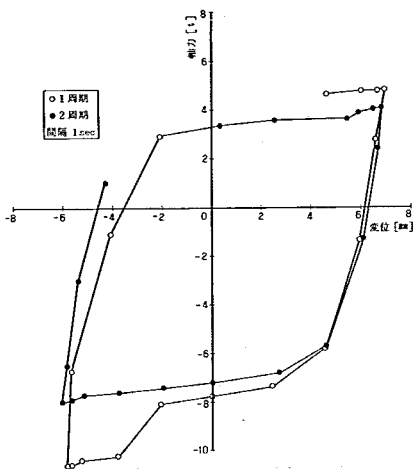


(b) 中 管 (M)

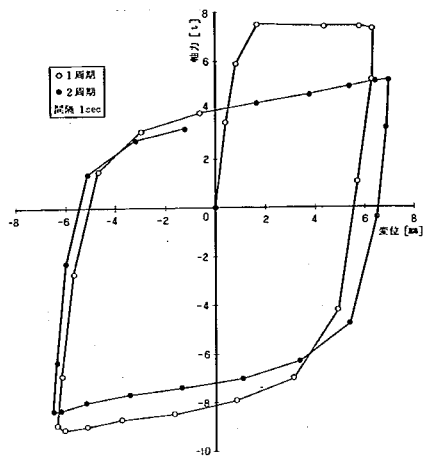


(c) 下 管 (L)

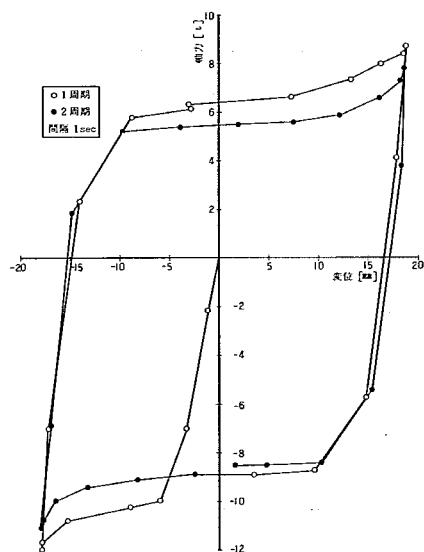
図 5-7 ランダム被加振による埋土の締め直しが埋設管に発生するひずみの大きさに与える効果 (最初の3回の結果)



(a) SS-8-20-H-II

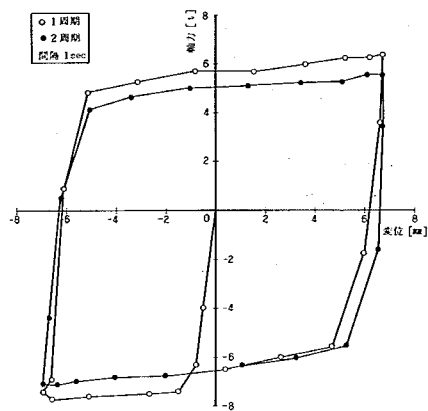


(b) SS-8-20-H-II (第2回目)

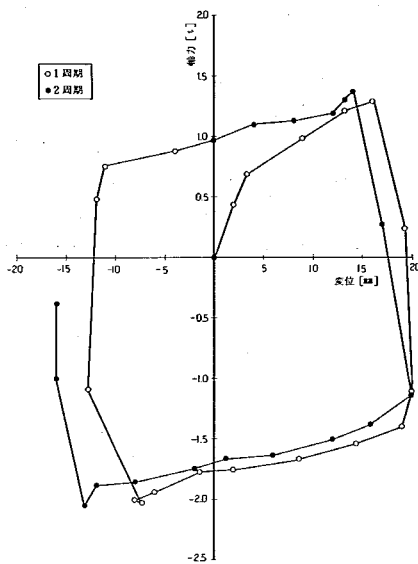


(c) SS-24-20-H-III

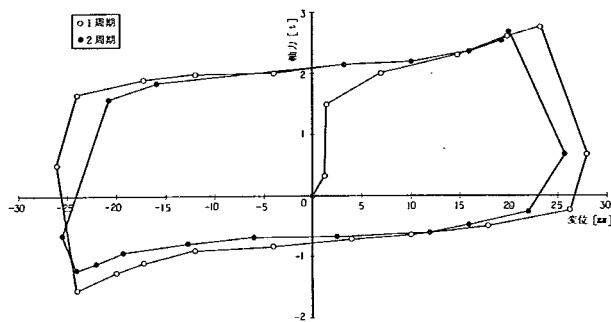
図 5-8 軸力～相対変位のヒステリシスループ〔上管，静的な抵抗力の測定実験〕



(a) SS-8-20-M-III



(b) SS-16-20-M-II

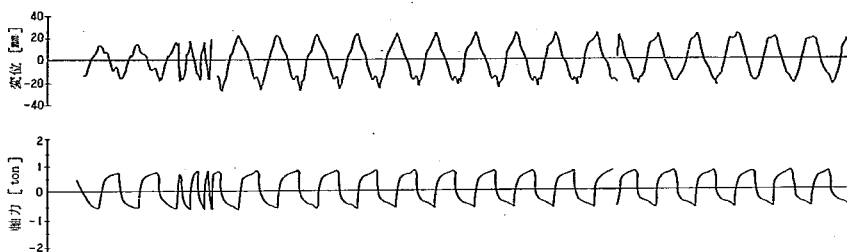


(c) SS-24-20-M-II

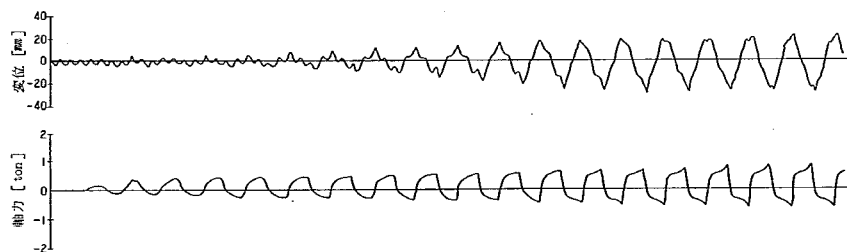
図5-9 軸力～相対変位のヒステリシスループ〔中管、静的な抵抗力の測定実験〕

5-3 埋土の振動特性を考慮した正弦波振動実験 (SE)

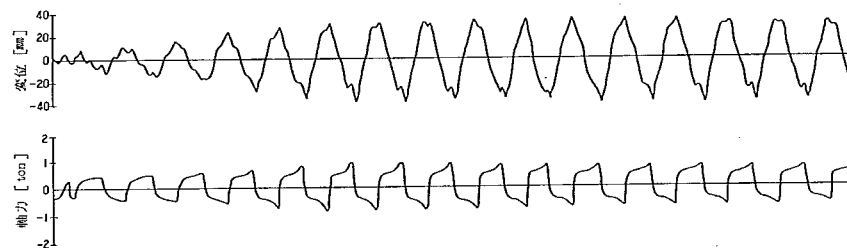
土槽に図4-1に示した周期および振幅の組合せをもつ正弦曲線状の強制変位を与えた場合の埋設管の固定端側に生じる軸力、および固定端側の埋設管と土槽の側壁との間に生じた相対変位の両者の記録を上管について図5-10に示す。埋設管に生じる軸力および埋設管と周辺の埋土との間に生じた相対変位の関係は前述の静的な抵抗力の測定実験(SS)の場合とおおむね同じ傾向を示していると考えられるが、一つ違う点はすべりが生じた後に埋設管に生じる軸力はわずかではあるが相対変位に比例してゆるやかに増加し、最後に相対速度が符号を変える前あたりで軸力が急に増加する点である。この傾向は加振を始めた直後よりもしばらく加振し続けてからの方が著しく、また、相対変位が大きい場合の方が小さい場合より著しく表われている。図5-11はこのような埋設管に生じる軸力と相対変位の関係をプロットしたヒステリシスループである。しかしながら、加振し始めてから6周期目までの比較的時間の浅い部分なので上述のような特徴ははっきり表示されていない。ヒステリシスループを描いた場合の特徴は次の実験においてははっきり表われている。



(a) 実験 I, 実験番号 No 4 (SE-18-0.75-H-I)

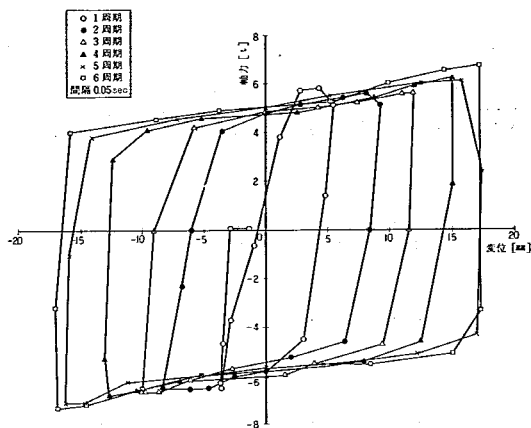


(b) 実験 I, 実験番号 No 5 (SE-20-0.86-H-I)

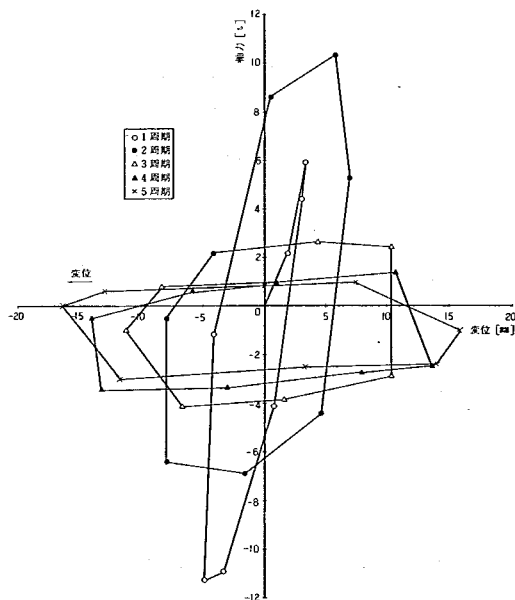


(c) 実験 I, 実験番号 No 6 (SE-24-1.00-H-I)

図 5-10 固定端側の埋設管に生じた軸力, および, 埋土と埋設管の間の相対変位の記録
(上管, 地盤の振動特性を考慮した正弦波振動実験)



(a) SE-18-0.75-M-II (中管)



(b) SE-18-0.75-L-I (下管)

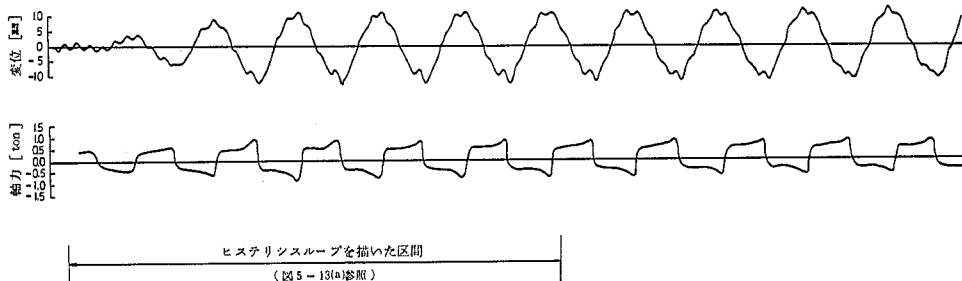
図5-11 軸力～相対変位のヒステリシスループ

(上の図：中管，下の図：下管，地盤の振動特性を考慮した正弦波振動実験)

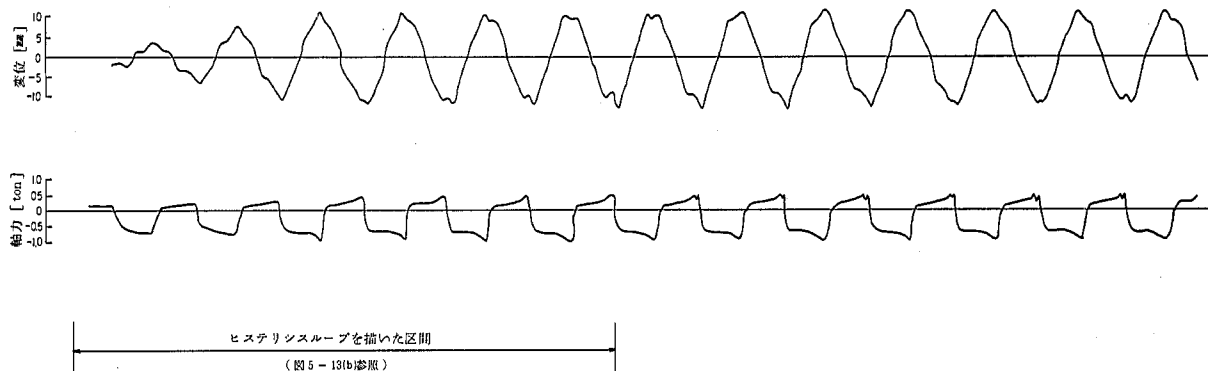
5-4 変位振幅および振動数を任意に変化させた正弦波振動実験(SI)

SI実験による埋設管の固定端側に生じる軸力、および、固定端側の埋設管と土槽側壁との間に生じる相対変位の両者の記録の代表例として実験No 16～19の場合の測定値を図5-12に、これより求めた軸力と相対変位のヒステリシスループを図5-13に示す。本実験においてもすでにSS実験およびSE実験で認められた埋設管とそれを取巻く埋土との間に生じるすべりがはっきりと認められる。また、SE実験で認められたすべりが生じた後の相対速度が変化するあたりで軸力が急に増加する現象も図5-12および5-13に表われている。

次に、埋土から埋設管に伝えられる力の総和、すなわち、固定端側の埋設管に生じる軸ひずみの最大値が土槽に加えられた正弦波状の強制振動の変位振幅および振動周期によってどのように変化するかを示したのが図5-14および図5-15である。図5-14より、上管の場合には測定値に変化があるが、全体の傾向としては同一の変位振幅で埋土を加振した場合に埋土から埋設管に伝えられる力は少なくとも0.5～2.0秒の範囲内では振動周期によらずおおむね一定であると考えてもよいであろう。これは埋土の質量に比較して埋設管自身のみかけの質量が小さいため0.5秒程度の比較的ゆっくりした加振では埋設管自身の振動の影響が顕著には現われてこないためと考えられる。一方、図5-15から同一の振動周期で埋土を加振した場合に埋土から埋設管に伝えられる力の総和は変位振幅を8mm、16mm、24mmと変位させた範囲では、8mmの場合に比較し16mmおよび24mmの場合は大きく、また、上管を除いた中管および下管に対しては16mmおよび24mmの場合は互いにおおむね同程度であることが認められる。



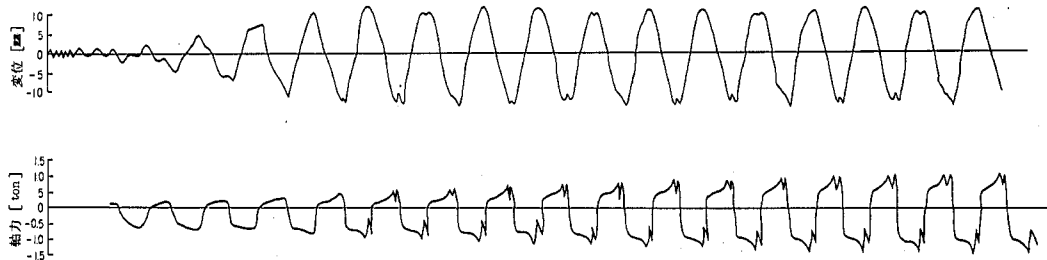
(a) 実験 I, 実験番号 No 16 (SI-24-2.0-H-I)



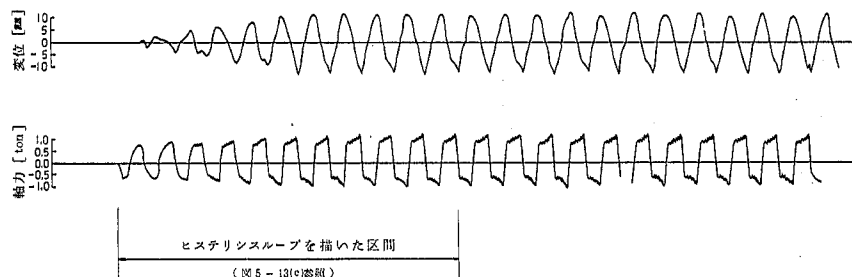
(b) 実験 I, 実験番号 No 17 (SI-24-1.5-H-I)

(注) 実験番号については表 4-2 参照

図 5-12-1 固定端側の埋設管に生じた軸力, および, 埋土と埋設管の間の相対変位量の記録
(上管, 変位振幅および振動数を任意に変化させた正弦波振動実験)

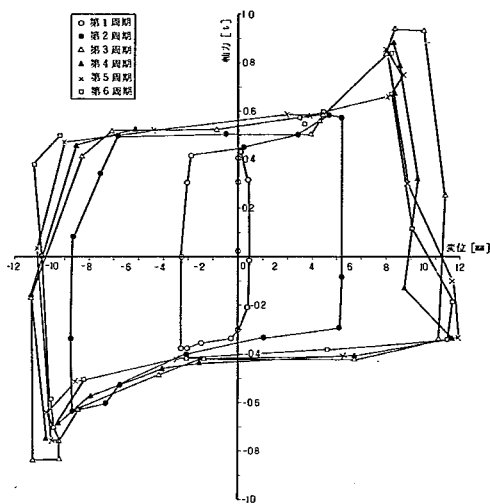


(e) 実験 I , 実験番号 Na 18 (SI-24-1.0-H-I)

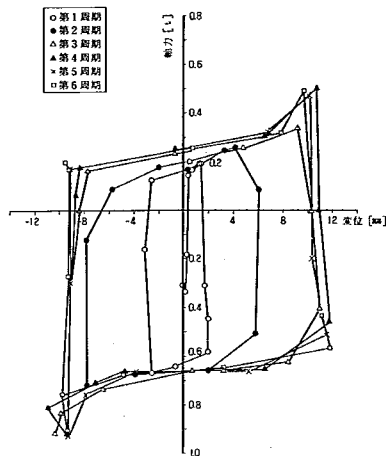


(d) 実験 I , 実験番号 Na 19 (SI-24-0.75-H-I)

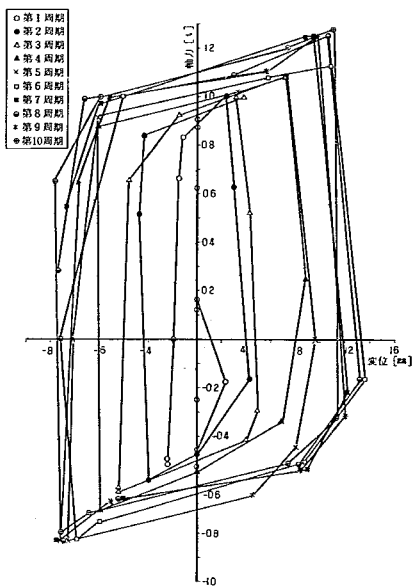
図 5-12-2 固定端側の埋設管に生じた軸力, および, 埋土と埋設管の間の相対変位量の記録
(上管, 変位振幅および振動数を任意に変化させた正弦波振動実験)



(a) SI-24-2.0-H-I

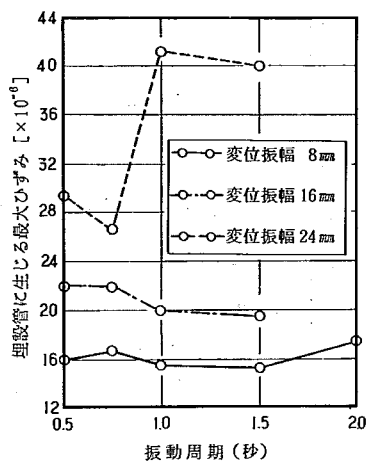


(b) SI-24-1.5-H-I

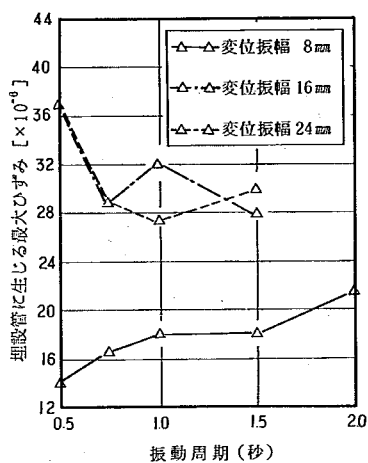


(c) SI-24-0.75-H-I

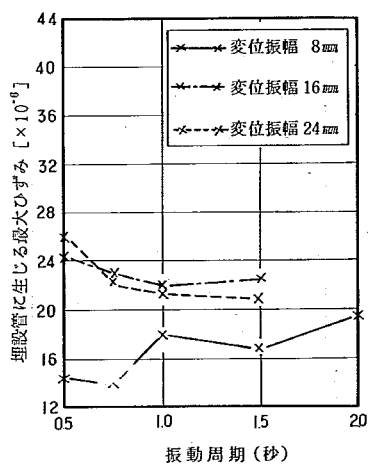
図5-13 軸力～相対変位のヒステリシスループ
(上管, 変位振幅および振動数を任意に変化させた正弦振動実験)



(a) 上 管 (H)

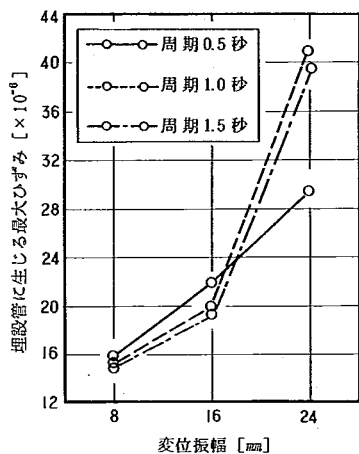


(b) 中 管 (M)

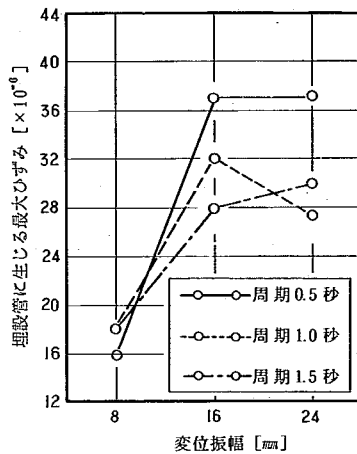


(c) 下 管 (L)

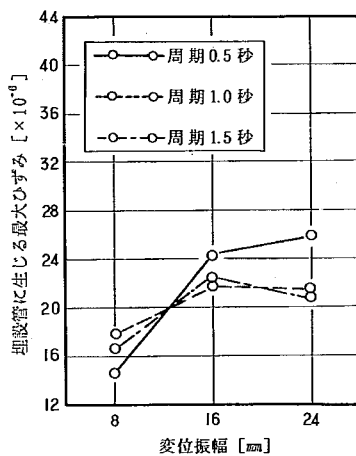
図5-14 埋設管に生じるひずみの大きさに対する振動周期の影響



(a) 上 管



(b) 中 管



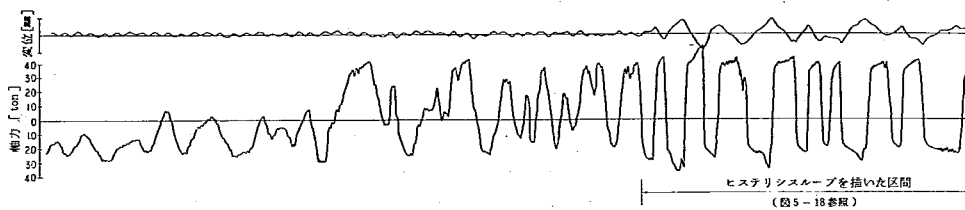
(c) 下 管

図 5-15 埋設管に生じるひずみの大きさに対する変位振幅の影響

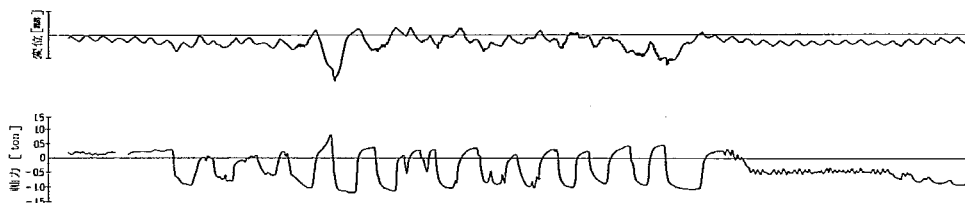
5-5 地震波振動実験 (EHおよびET)

地震波振動実験による埋設管の固定端側に生じる軸力、および、固定端側の埋設管と土槽側壁との間に生じる相対変位の記録の代表例として、最大加速度を200 galとした場合の十勝沖地震により八戸港で記録された地震動記録および1956年2月の地震による東京大学地震研究所で記録された地震動記録を土槽に作用させた場合の結果を図5-16に、また、これより求めた埋設管に生じる軸力と相対変位のヒステリシスループを図5-17に示す。

これらの結果を通して興味深いと思われるのは、地震動の主要動に至る前の初期微動の段階（もしくはそれ以前の振動台のノイズとも思われる微動の段階）で、埋設管とこれを取巻く埋土との間の相対変位はすべりを生じる限界に近づくかもしれない、もしくはこれを越えてしまっており、したがって、主要動が襲った場合に埋設管に生じる軸力は、それ以前に発揮された軸力とおおむね同程度となっている点である。このような点からは、埋設管の耐震設計において埋土から埋設管に伝えられる力の時間的な劣化の現象を考えに入れるならば、主要動もしくはそれに至る微動の第1波、第2波あたりの地震動の比較的初期の性質とこれに対する埋設管の挙動を把握することが重要であると考えられる。



(a) 実験 I, 実験番号 No 21 (EH-200-H-I)



(b) 実験 I, 実験番号 No 23 (ET-200-H-I)

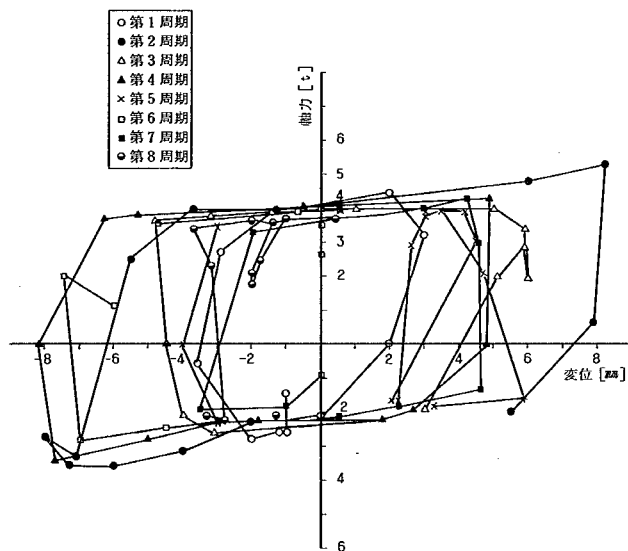
図5-16 固定端側の埋設管に生じた軸力, および, 埋土と埋設管の間の相対変位量の記録
(上管, 地震波振動実験)



—

~~~~~

—  
—



EH-200-H-1

図5-17 軸力～相対変位のヒステリシスループ  
(上管, 八戸港の記録を用いた地震波振動実験)

## 6. 実験結果の考察

### 6-1 埋土から埋設管に伝えられる力の管軸方向の分布

埋土から埋設管に伝えられる力が管軸方向にどのように分布していたかを調べるために、上、中、下管それぞれに対して埋設後に最初に行なわれた実験、すなわち、上管にとってはSS実験、中管および下管にとってはSE実験により生じた軸ひずみの管軸方向の分布を求めた。この結果を図6-1に示す。ここで、埋設後に最初に行なわれた実験を選んだ理由は、埋設管周辺の埋土が加振によって乱されていない状態での結果をまとめようとしたためである。この結果より、埋設管に生じた軸ひずみの分布は固定端で最大、自由端で0となっており、両者の中間ではおおむね一定の割合いで変化しているのが認められる。したがって、埋土から埋設管に伝えられる力は管軸方向にわたっておおむね一定であったと考えてもよいであろう。

では、このような管軸方向のひずみの分布が4種類の実験ごとに変化するかどうかを調べるために上管に対して各実験ごとの軸方向ひずみの分布を示したのが図6-2である。どの場合にも軸方向ひずみの分布は上述したように固定端を最大とし、自由端を0とした直線状の分布を示しており、この傾向は実験の種類によって著しい変化は認められない。中管および下管の場合も上管の場合と同じ傾向の結果が得られている。

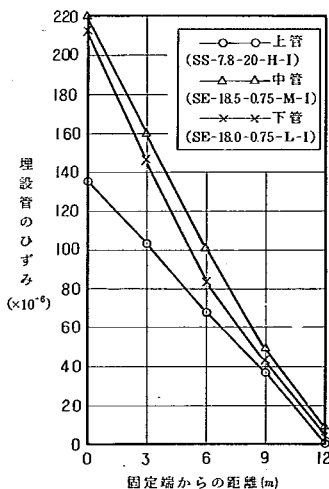


図6-1 最初の実験による埋設管のひずみ分布

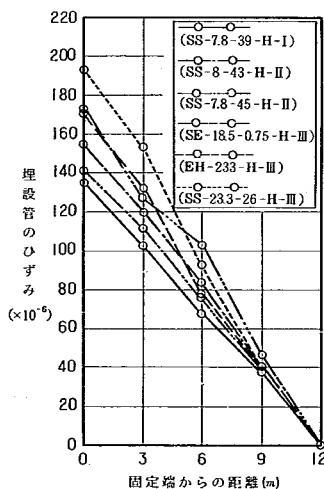


図6-2 上管に生じるひずみ分布

## 6-2 埋設管の円周方向に生じるひずみの分布

埋設管の円周方向の変形の様子を調べるために土槽の中央付近における埋設管の円周方向のひずみ分布を埋設の直後、実験Ⅰ終了直後および実験Ⅱ終了直後の3段階に分けて求めた。この結果を図6-3に示す。これによれば、埋設直後には、埋設管の上下面で圧縮ひずみが、両側面で引張ひずみが生じており、埋設管が上下から押しつぶされる変形状態にあったことを示している。これに対して加振後には、埋設管の全周にわたっておおむね一様な引張ひずみが生じており、埋設管が上下方向に卓越した圧力から解放されて周囲からおおむね均等な拘束力を受ける状態に移り変わったことを示しているものと考えられる。

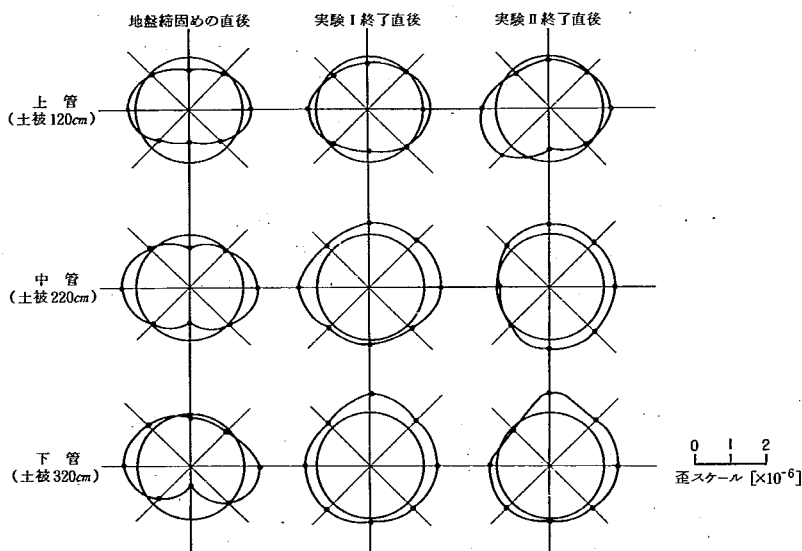


図6-3 埋設管の円周方向に生じたひずみの分布とその推移

## 6-3 埋土から埋設管に伝えられる力の特性

4種類の加振実験を通して得られた埋土から埋設管に伝えられる力の総和、すなわち、固定端側に生じた軸力および埋設管と埋土との間に生じた相対変位の関係は以下の通りである。

- (1) 両者はおおむね平行四辺形タイプのヒステリシスループを描く。
- (2) 軸力は加振の回数を重ねるにつれて減少する。この傾向は埋土の締固めの程度が低い程著しい。
- (3) 埋土と埋設管の間のすべりは両者間の相対変位が1~2mmとなった場合に生じる。
- (4) 埋土を加振する振動周期が少なくとも0.5~2.0秒の範囲にある場合には埋設管に伝えられる軸力は振動周期の影響を著しく受けない。
- (5) 埋土と埋設管の間にすべりを生じた後でも埋土から埋設管に伝えられる力は両者間の相対変位が少なくとも2.4mmを越えない範囲内では相対変位に応じてわずかながら増加する。

(6) S E実験およびS I実験においては埋設管に生じる軸力および埋設管と埋土との間の相対変位の両者が描くヒステリシスループの右上隅および左下隅、すなわち、埋設管と埋土との間の相対速度の符号が変化する直前あたりで軸力が急に大きくなる現象が認められる。この傾向は加振を始めた直後よりもしばらく加振し続けてからの方が著しく、また、相対変位の量が8, 16, 24 mm と大きい方が著しい。

埋土から埋設管に伝えられる力に関する以上のような特性(6)の項目を除けば、図6-4のように模式化することができよう。参考のためにすべりを含んだいろいろなモデル化によって得られる力と変位のヒステリシスループ(ただし、力の劣化は考えない)を示すと図6-5のようになる。

#### 6-4 埋土から埋設管に伝えられる力と埋設深度の関係

埋土から埋設管に伝えられる力が埋設管表面と周辺の土の間の摩擦力および付着力によって発揮されていると仮定し、埋設管の単位周面積当りに生じる両者の力の和を周面抵抗力 $f_s$ と呼ぶことにすれば、埋土から埋設管に伝えられた力の総和 $P$ は次式で与えられる。

$$P = \int_0^L \int_0^{2\pi} f_s(x, \theta) d\theta dx \quad (6-1)$$

ここで、

$P$  : 埋土から埋設管に伝えられる力の総和

$L$  : 管の埋設長さ

今、6.1および6.2に述べた実験結果に

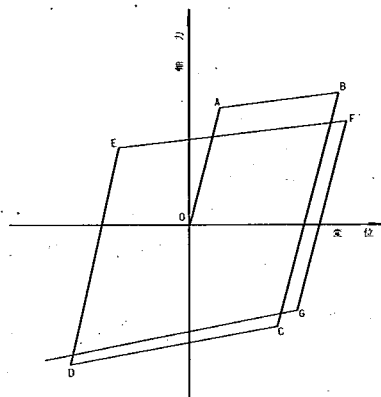


図6-4 履歴曲線のモデル化

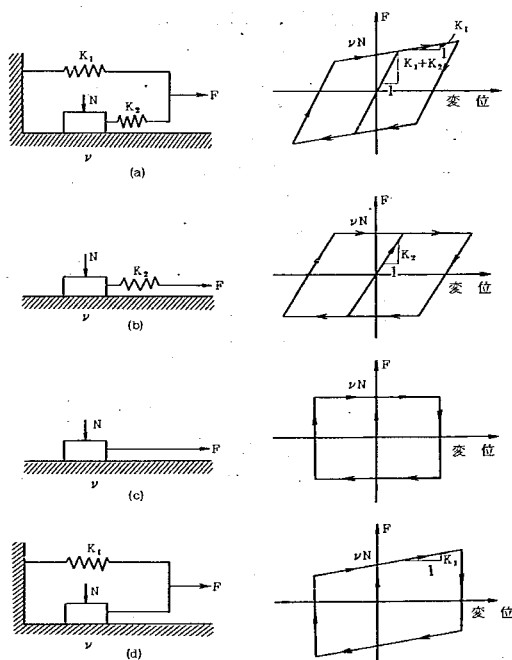


図6-5 力学モデルと履歴曲線

基ついて周辺抵抗力  $f_s(x, \theta)$  が埋設管の軸方向および円周方向に一定と仮定できるとすれば、

(6-1) 式は

$$P = \pi D L \cdot f_s \quad (6-2)$$

となる。ここで、 $D$  は埋設管の外径である。

いま、上、中、下管それぞれの埋設後に最初に行なわれた実験、すなわち、上管にとっては  $SS$  実験、中管および下管においては  $SE$  実験、により固定端側に生じた軸力から (6-2) 式によって周辺抵抗力  $f_s$  を求め、この値を埋設管の深度によって整理すると図 6-6 に示す通りとなる。上管および中管の比

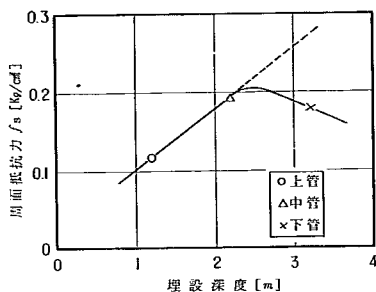


図 6-6 周辺抵抗力におよぼす埋設深度の影響

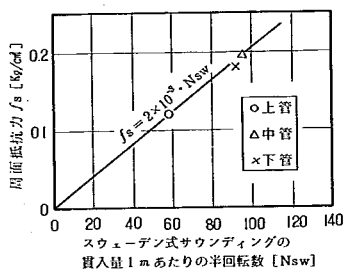


図 6-7 周辺抵抗力とスウェーデン式サウンディングの関係

較からは埋設深度が深くなるにつれて周辺抵抗力が増大することが読取れるが、下管に対する周辺抵抗力値は中管の場合とおおむね同程度となっており、上管および中管より求められる線には合致しない。この原因は下管の埋設位置における埋土の締め固まりの度合いが土被り厚さから期待される値に比較して低いことによるのではないかと考えてスウェーデン式サウンディングの結果を用いて周辺抵抗力を整理した結果が図 6-7 である。この場合には、上、中、下管の場合とも周辺抵抗力値とサウンディング値との間にはよい相関が見られ、両者は次式で表わすことができる。

$$f_s = 2 \times 10^{-3} \cdot N_{sw} \quad (6-3)$$

ここで、

$N_{sw}$  : スウェーデン式サウンディング試験における 1 m 貫入量あたりの半回転数

$f_s$  : 周辺抵抗力 (kg/cm²)

このような点から、埋土から埋設管に伝えられる力は管周辺の埋土の締め固まりの度合いに比例すると考えることができる。

## 7. 結 論

一般上水道用配管として用いられている外径 16 cm, 長さ 13 m の铸铁管を振動台上に設置した土槽中に施工管理のもとに山砂を用いて埋土の表面から 1.2 m, 2.2 m, 3.2 m の深さに埋設し, 埋設管の一方を不動点に固定して振動槽を管軸方向に加振する実験の結果より, 埋土から埋設管に伝えられる力の特性を調べ, 以下の結論を得た。

- (1) 埋土から埋設管に伝えられる力は両者の間の相対的な変位差が小さい間は変位差におおむね比例するが, ある限度を越えると埋設管と埋土の間に滑りが生じ, 相対的な変位量に比例しただけの力は伝わらない。滑りが起き始める相対変位は本実験の条件下ではおおむね 1 ~ 2 mm であった。こうした弾性域の限界量は埋土の特性, 埋設管の外径, 表面の性状等によって変化する値ではないかと考えられ, このような個々の要素の影響の度合いは今後, 吟味する必要がある。
- (2) 埋土から埋設管に伝えられる力は, 管周辺の埋土の締固まりの程度におおむね比例する。本実験では埋土から単位面積当りの管表面に伝えられる力, すなわち, 周辺抵抗力はスウェーデン式サウンディング試験により求めた単位貫入量当りの回転数と式 (6-3) で表わされるように比較的よい相関関係が認められた。このような点から類推すると, 道路路床で建設後充分な時間がたち地盤が深さに応じて締固まっているような箇所では, 地盤から埋設管に伝えられる力は埋設深度の大きい方が大きいものと考えられる。
- (3) 埋土から埋設管に伝えられる力は一般に最初に行なわれた実験における最初の押し引き (バージンの状態) の時が一番大きく, 2 回目以後の押し引きをした時あるいは最初に押し引きをした場合でも 2 回目以後に行なわれた実験の場合にはバージンの場合より減少する。このように押し引きの回数を重ねることによる埋土から埋設管に伝えられる力の減少は周辺の埋土の締固まりの度合いが低いと考えられた場合はど著しく現われた。一般に一度乱された地盤の拘束力の回復には非常に長い時間を必要とするとされており, その意味では実際の道路路床下に埋設されて数年を経たような埋設管に地震動が作用した場合の状態を再現するためには, 本実験でとったような埋設後わずか 3 日間放置するという手法では充分とは言えないであろう。地盤から埋設管に伝えられる力が仮に付着力と摩擦力の両者から構成されていると考えるならば, 本実験はもっぱら後者の影響に重点を置いたといえることができる。埋設直後の状態での実験に比較し加振がくり返されてからの実験においては埋土から埋設管に伝えられた力は著しく減少することが観察されており, こうした点は摩擦力以外の要因たとえば付着が埋設管と地盤とを結びつける力を論じる上で重要であることを示している。したがって, 本実験の埋設直後の状態で得られた軸力が埋設管に生じる最大の値というわけではなく実際の路床下の埋設管には本実験で得られた値よりも大きな軸力が地震時に発生する可能性がある。
- (4) 主として摩擦力によって埋土から埋設管に伝えられる力は少なくとも 0.5 ~ 2.0 秒の範囲内では, 振動周期によらずおおむね一定である。埋設管自身の自己振動の影響はこのような比較的低い振動数の範囲では著しくない。

- (5) 埋土から埋設管に伝えられる力、および、埋土と埋設管の間の相対的な変位差の両者はおおむね平行四辺形タイプのヒステリシスループを描く。しかし、ヒステリシスループの右上隅および左下隅、すなわち、埋設管と埋土との間の相対速度の符号が変化する直前で力が急に大きくなるためループに突起ができることもあることが認められた。このような現象は加振を始めた直後よりも加振を重ねた後の方が、さらに、加振の変位振幅が大きい場合の方が小さい場合より、それぞれ著しい。

## 参 考 文 献

- 1) 通商産業省, 運輸省, 建設省, 自治省: 石油パイプライン事業の事業用施設の技術上の基準を定める告示, 1973.
- 2) 日本道路協会: 石油パイプラインの地震対策に関する調査報告, 日本道路協会道路土工委員会, 石油パイプライン小委員会地震対策分科会, 1974.3.
- 3) 大久保忠良: 石油パイプラインの耐震技術基準, 道路, 1973.3.
- 4) 萩原, 寺田, 栗林: 石油パイプラインの耐震技術基準, 土木技術資料 16-4, 1974, pp. 169-174.
- 5) 建設省: 新耐震設計法(案), 1977.3.
- 6) 土木学会: 沈埋トンネルの耐震性に関する調査研究報告書(昭和46年度, 47年度, 48年度), 土木学会沈埋トンネル耐震設計研究委員会, 昭和47年3月, 昭和48年3月, 昭和49年3月.
- 7) 土木学会: 沈埋トンネル耐震設計指針(案), 土木学会沈埋トンネル耐震設計研究委員会, 昭和50年3月.
- 8) Kuribayashi, E., Iwasaki, T. and Kawashima, K.: Dynamic Behavior of a Subsurface Tubular Structure, 5th European Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, Turkey, 1975.9.
- 9) 日本電気協会: 地中管路耐震技術委員会昭和49年度報告書, 昭和50年3月.
- 10) 国土開発技術研究センター: 地下埋設管路耐震継手の技術基準(案), 国土開発技術研究センター埋設管路耐震継手技術委員会, 昭和52年3月.
- 11) 栗林, 川島, 柴田: 沈埋トンネルの軸線上の断面力および変位の地震応答解析法に関する研究, 土木研究所資料第1193号, 建設省土木研究所, 昭和52年3月.
- 12) 栗林, 川島, 宮田: 東京湾横断道路トンネル(可撓性継手を設けた場合)の地震時断面力および変位の検討, 土木研究所資料第1038号, 建設省土木研究所, 昭和50年4月.
- 13) 岩崎, 川島: 沈埋トンネルの動的解析 — 模型実験と動的解析, 土と基礎, 22巻3号, 昭和49年3月.
- 14) Lazan, B. T.: Damping of Materials and Members in Structural Mechanics, Pergamon Press, Oxford, London, 1968.
- 15) 栗林, 岩崎, 川島: 地中埋設管の振動性状に関する実験的研究, 土質工学会埋設管に関するシンポジウム, 昭和50年10月.