

土木研究所資料

地下埋設管路の耐震設計と設計地震入力

昭和57年 1 月

建設省土木研究所
地震防災部・振動研究室

Copyright © 57年度 by P. W. R. I

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director of P. W. R. I

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行なってはならない。

ま え が き

地中に埋設された管路は、物質もしくはエネルギー、情報等の安全確実な移動、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。

地中埋設管の耐震性に関する研究は、当初、沈埋トンネル、石油パイプライン等の耐震性に関する研究として進められてきた。初期における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用施設の技術細目（通産、運輸、建設、自治の4省共管、昭和48年9月）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）に盛り込まれている。

これらの技術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。したがって、地震時の埋設管路の変形は地盤に生じる相対変位が管路に伝えられることにより生じるとして計算することが示されている。

このような設計理念は、建設省総合技術開発プロジェクトの新耐震設計法の開発（昭和47年～51年度）の中にも引き継がれ、プロジェクトの最終報告書である新耐震設計法（案）（昭和52年3月）の中に「応答変位法」として体系化された。応答変位法は、従来の慣性力による力のつり合いを主体とした震度法、修正震度法とは異なった考え方に基づく新しい耐震設計法であり、各種の地中構造物に対する適用性を持っている。

応答変位法に基いた耐震設計法は、その後、地中構造物の利用状態、構造上の特徴等をより詳細に加味する方向で研究開発が鋭意進められている。最近の例では、地下貯油施設、シールドトンネル継手部、上水道等に対する耐震設計上の技術基準が作成され、実務設計に取り入れられている。

本報告は、管路を中心とした地中構造物の耐震設計計算法とこれに必要な設計地震力の設定についてその基本となる考え方を紹介し、また、今後必要とされる研究課題についてとりまとめたものである。

昭和57年1月

建設省土木研究所地震防災部振動研究室

室 長 荒 川 直 士

主任研究員 川 島 一 彦

相 沢 興

高 橋 和 之

目

次

まえがき

1. 地中埋設管路とその特徴	1
2. 地震動による地盤の変形と耐震設計上の取扱い	7
2.1 表層地盤とその変位振幅の算定	7
2.2 地震動による地盤の変形	10
3. 応答変位法による管軸方向の耐震計算法	14
3.1 管路が無限に長い場合の耐震計算法	14
3.2 可撓性継手を設けた場合の応力の低減法	20
4. 応答変位法による構造物横断面の耐震計算法	23
5. 動的解析による静的耐震計算の照査の例	27
6. 地下埋設管路と周辺地盤間の抵抗力	30
7. 今後の研究課題	35
参 考 文 献	36

1. 地中埋設管路とその特徴

地中管路は、物質・エネルギー・情報などの移動・伝達に係わる機能を有しており、都市機能の血管、神経系ともいえるべき重要な構造物である。したがって、地震時においてもその機能に重大な損傷の生じないことが要求される。地中管路の地震時の安全対策については従来より各面より研究・実施されているが、管路の利用目的によってその対策も異っている。

一方、地中管路の地震時挙動の解明については、地震時における地盤自身の挙動、地震波動の伝播特性、地震時の地盤の歪と管路の歪の関係、管路線形の影響等今後に研究しなければならない事項が多い。

地中管路は、i) 地表面に沿って管軸方向に長細く敷設される構造物であり、ii) 地中に埋設されていることが、橋梁、建築物などの地表に建設される構造物と根本的に異なる点である。このため、埋設される地盤条件・地形条件などによって構造物各部で異なる地震力を受けることになり、地上構造物とは同一の設計が行えない構造物である。さらに、管路の抵抗力によって地震力に耐えるという設計法が採りにくい構造でもある。

一方、各施設は複雑な構成をなしており、管路のみを採り上げてみても、歴史的経緯・利用目的などによって、震害に対する考え方、構造細目・使用材料などが異なるため、地震対策についても今後慎重な検討が必要とされている。

以下、参考文献〔6〕にしたがって、管理の目的と構造概要、および、地震による変状の事例を示す。

(1) 地中管路の目的と構造概要

地中管路の目的と構造概要を主要なものについてまとめると表1のようになる。これより地中管路の特徴は以下のようにまとめることができる。

i) 地中管路の目的

- a 内容物の機械的な保護に用いられるもの……電話地中管路、地中送電線の一部、共同溝
- b 機械的な保護と共に、導管として用いられるもの……上水道、下水道、ガス導管、地中送電線の一部、石油パイプライン、用水路

ii) 内 容 物

a 液 体

- ① 上水……上水道、用水路
- ② 下水……下水道
- ③ 油（原油、重油、灯油、ガソリン、絶縁油）……石油パイプライン、地中送電線

b 気 体

ガス（都市ガス、天然ガスなど）……ガス導管

c 固 体

ケーブル……電話地中管路、地中送電線

d 混合物

① スラリー、汚泥……下水道など

② 共同溝……上水道、下水道、電話線、電力他

iii) 設 計 荷 重

設計荷重については、内圧、土圧、自動車荷重、自重（内容物を含む）、地震荷重、不等沈下、浮力などに対処し、設計上不明な点に対しては構造細目でこれを考慮している。構造細目においてフレキシビリティを基本的な考え方としている。

なお、特殊な荷重として熱応力が、地中送電線、石油パイプラインの一部（原油、重油）などの設計に考慮されている。内圧は、開水路、地中電話線のゲージ圧 0 kg/cm^2 を例外として、 0.01 kg/cm^2 （ガス、低圧管）から 70 kg/cm^2 （石油パイプライン）まで、広範囲にわたっている。

iv) 管 路 材 料

管路材料は、コンクリート系（洞道、ヒューム管、石綿管、RC管、PC管、陶管）、鋼系（高圧配管）、鋳鉄系（高級鋳鉄管、ダクタイル鋳鉄管）、高分子系（塩ビ管、ポリエチレン管）と多様であり、高圧配管に鋼管が使用される他は、各々の管路の目的に応じて各材料が適所に使用されている。また、管路の発達の歴史的な経緯から、鋳鉄管、鉛管などが使用されている部分もある。

v) 構 造 細 目

管路の径は10mm程度のサービス管から5m程度の洞道に至るまで各種の径が使用されている。継手は、鋼管にあっては、高圧であることから、溶接が普通である。低圧の場合にはネジ接合、機械継手が主であるが、古い配管にあっては、ソケット継手などが使用されている。また、弁などの接合部ではフランジ継手を使用されている。塩ビ管などでは、接着剤による接着が普通である。

vi) 埋 設 深 さ

埋設深さは、それぞれの基準に従って埋設されており、1.2m以上を原則としている。

(2) 地震による変状の事例

i) 変 状 箇 所

a 管路の折損、彎曲、きれつ、浮上

小口径管（石綿セメント管、鋳鉄管、陶管など）では管周方向の折損が、中口径管（鋳鉄管、鉄筋コンクリート管など）では管軸方向のキレツが、鋼管、塩ビ管では彎曲が、中大口径管（鉄筋コンクリート管、プレストレストコンクリート管など）では浮上、回転などの現象が卓越するといわれている。

b 継手部の破壊

鋳鉄管、石綿セメント管などの継手脱出、圧壊、鋼管のネジ部、ガス溶接部の切損、フランジ継手部の破損、ボルト切断、鉄筋コンクリート管カラー継手の破損、曲管部、T字管の圧壊、脱出などの現象がみられた。

c マンホール周辺の破壊

d 管路の立上り、構造物との出合箇所

ii) 配管と地震の方向性

一般性はないが、震央が近い場合（福井，サンフェルナンド）は地震方向と平行した管路に，震央が遠い場合（関東，'68十勝沖）は地震方向と直交した管路に被害が多いという事例もあった。

iii) 地 盤 地 形

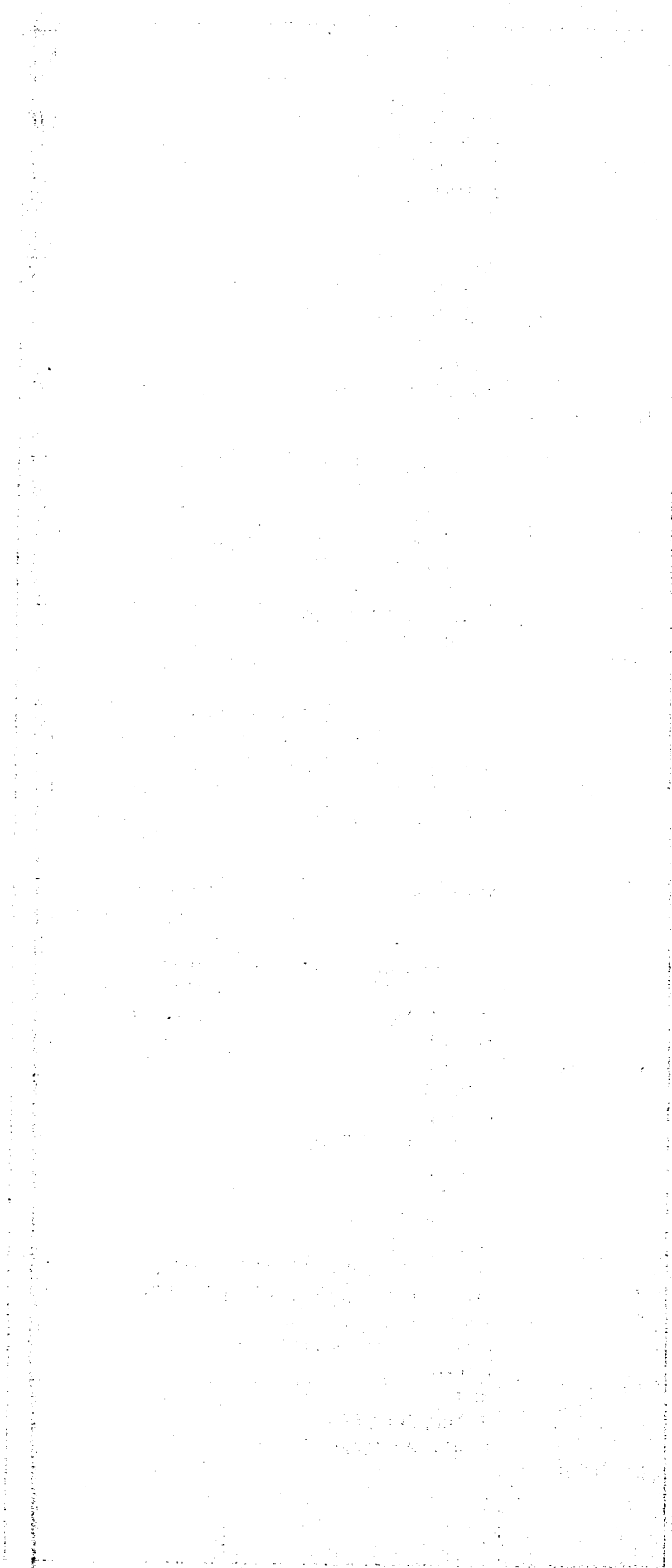
一般に地層の変化点に被害が集中しており，軟弱地盤や地下水位の高い地点にも被害が多い。特に流動化現象の発生した地帯での被害は大きい。

iv) 破 壊 原 因

- a 地盤変動（地すべり，陥没，地割れ，隆起現象）による土圧
- b 橋台の盛土箇所の陥没
- c 地盤の流動化
- d 腐食による強度低下（継手部ボルト，ネジ部）
- e 施工時の不良箇所（溶接，接着箇所，取扱いの不備，他の埋設物との接近）

表1 各種地中埋設管路とその特徴(〔6〕に一部加筆)

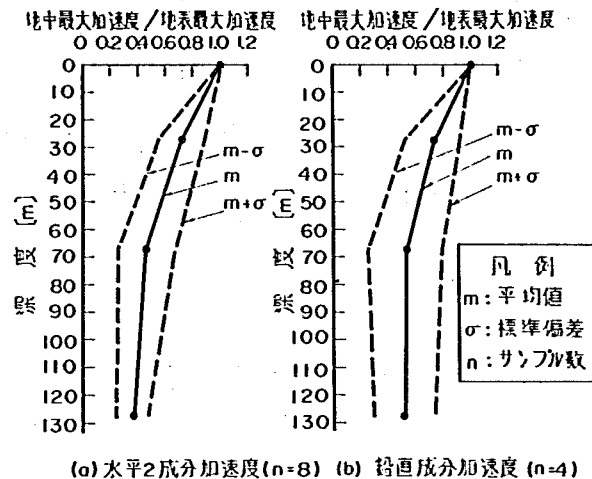
	上水道	下水道	ガス導管	電話地中管路	地中送電線		石油パイプライン	用水路	共同溝
					POFケーブル用鋼管	一般ケーブル用管路			
設計荷重	鉛直土圧 水平土圧 活荷重(T-20) 死荷重(管重、水重) 温度応力 水圧	鉛直土圧(マーストン式、ヤンセン式) 活荷重(T-20) 地震時荷重	内土圧 管重、車輪荷重	自重 土圧・水圧 車輪荷重 地震力	熱応力 路面荷重 土圧 水圧 地震力 自重 管内油圧	路面荷重 土圧 水圧 自重	(主荷重) 内圧、土圧、車輪荷重、 自重、石油の重量 (従荷重) 温度変化、地震、不等沈下の影響、工事中の荷重ほか	鉛直土圧 水平土圧 活荷重(T-20) 死荷重(管重、水重) 温度応力 水圧	自重、活荷重、 衝撃荷重、水平土圧、 載荷重、浮力、 施工時荷重
内圧	管種によって 静水圧10~25kg/cm ² まで 水圧5.5kg/cm ² が一般的 尚、地震時動水圧を加味することあり。	特殊な場合をはぶき考慮する必要無	高圧 10kg/cm ² 以上 中圧 1~10kg/cm ² 低圧 0.01~0.02 kg/cm ²	なし	10~15kg/cm ²	なし			なし
埋設深さ	1.2m以上(最少0.6m)	最低 1m	1.2m以上	主線管路: 1.2m以上 地下配線管路: 0.6m とう道: 1.2m以上	1.2m以上	1.2m以上	0.6~1.2m	開削: 0.6~1.2m 非開削: 4m以上	
管径	(例) 給水管(サービス管) φ13~50mm 配水小管 φ75~300mm 配水本管 φ400~2,700mm 導水管 ~φ4,000mm 送水管 ~φ2,700mm	円管(陶管、無筋コンクリート管) φ100~300mm 円管(RC管) φ150~3,000mm 矩型渠 1.4×8.4~5.2×5.2m 馬蹄型渠 1.4×1.6~2.4×2.4m	高圧 φ600, 650, 750mm 中圧 φ100mm以上 低圧(支管) φ25~100mm	主要管路: φ75mm 地中配線管路: φ25~50mm とう道(円形): φ2.5~5.0m " (角形): 2.05×2.25m ~4.70×3.65m	φ250~300mm	φ100~300mm		開削: 2.1~4.3m トンネル型: 2.8~4.3m セグメント型鋼管: φ1.35~3.56m	
内容物の性質	原水、浄水(厚生省令飲料適合) 工業用水(通産省令適合)	下水(汚水+雨水) 汚水 雨水、処理水(排水基準適合)	都市ガス	通信ケーブル	送電ケーブル 絶縁油	送電、配電、通信ケーブル	原油 製品 (ガソリン、灯油、軽油、重油)	用水	
管材料	鋳鉄管、ダクタイル鋳鉄管、鋼管、鉄筋コンクリート管、PC管、コンクリート合成鋼管、石棉管、プラスチック管(塩ビ管、ポリエチレン管) 鉛管、銅管	陶管、無筋コンクリート管、RC管、ソケット付きスパンパイプ(SP管) ヒューム管、ロール転圧コンクリート管、RC管渠(シールド工法) 塩化ビニール管	鋼管(高・中・低圧) ダクタイル鋳鉄管 (中・低圧) 塩ビ管 ポリエチレン管	管路: 鋼、ダクタイル鋳鉄、硬塩ビ管 とう道(円形): シールド工法材料、ヒューム管 (角形): 鉄筋コンクリート	鋼管	鋼管 ヒューム管 硬塩ビ管 ポリエチレン管	鋼管	自然流下の場合: コンクリート管 圧力輸送の場合: ダクタイル鋳鉄管、鋼管、補剛鋼管、セグメント型鋼管、二重鋼管	
継手構造	いんろう継手 (コーキングを要するもの) メカニカル継手 (ゴムを詰めたフレキシブルなもの) フランジ継手 ねじ継手 溶接継手 伸縮継手 可とう継手 (急角度変位吸収用) 接着継手 融着継手 (熱により融着) 離脱防止継手	ソケット継手 (モルタル、ゴムリング) バット継手 カラー継手 段付きいんろう継手 いんろう継手 (モルタル、ゴムリング)	いんろう継手 フランジ継手 ねじ継手 ガス型継手	鋼、ダクタイル鋳鉄: ねじ継手、伸縮継手 併用 硬質塩ビ: 接着剤によるソケット接続	スリーブをすみ肉溶接	ねじ継手 ソケット継手	溶接継手 伸縮継手	溶接継手 メカニカル継手	
埋戻し	荒目砂、遮断層用砂、埋戻用砂 良質土等により入念に突き固め埋戻す。特に管天端10cmまで砂埋めとし管全体を砂で囲むようにする。	荒目砂、遮断層用砂、埋戻用砂、 良質土等により突固め埋戻す	管天端10cmまで砂その上は発生土または埋戻し用砂でつき固める	砂 細土	良質砂を水締めものち転圧により締固め	同左		開削: 上水道に同じ 非開削: モルタルまたは豆砂利	
関係法令	水道法 工業用水道事業法 (水道施設基準解説)	下水道法	ガス事業法 道路法 (道路占用協定) (鋼道路橋示方書、同耐震設計指針)	道路法 (道路占用協定) (電気通信技術標準実施方法)	電気事業法 (電気設備技術基準)	同左	石油パイプライン事業法 (石油パイプライン技術基準、石油輸送技術基準) 高圧ガス取締法 鉱山保安法 ガス事業法 消防法	上水道に同じ	共同溝設計指針 (案) (建設省)



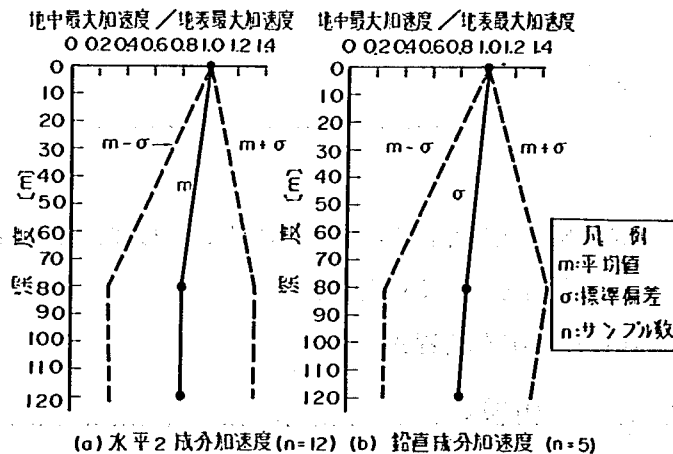
2. 地震動による地盤の変形と耐震設計上の取扱い

2.1 表層地盤とその変位振幅の算定

地盤内部の地震動を観測すると、振動振幅は一般に表面付近の方が深部よりも大きいことが知られている。たとえば、図-1は東京湾沿岸の2地点で観測された地中内の最大加速度の分布（多数回の地震



(a) 浮島公園（軟質地盤）



(b) 観音崎（第3紀層の岩盤）

図-1 地表最大加速度を1.0とした場合の地中加速度の分布 [11]

による平均値)を示したもので、軟かい地盤ほど、地中内部の加速度は地表より小さいことを示している。いま、地盤を図-2(a)に示すように基盤と表層地盤とから成る簡単なモデルに置きかえ、基盤からせん断波(S波)が伝わるものと考え、基盤中の波の伝播速度が表層のそれに比べて著しく大きい場合には、表層の振動は図-2(b)のようになり、次式で近似できる。

$$u(z) = \frac{2}{\pi^2} S_v T_s \cdot K_{bh} \cos\left(\frac{\pi z}{2H}\right) \quad (1)$$

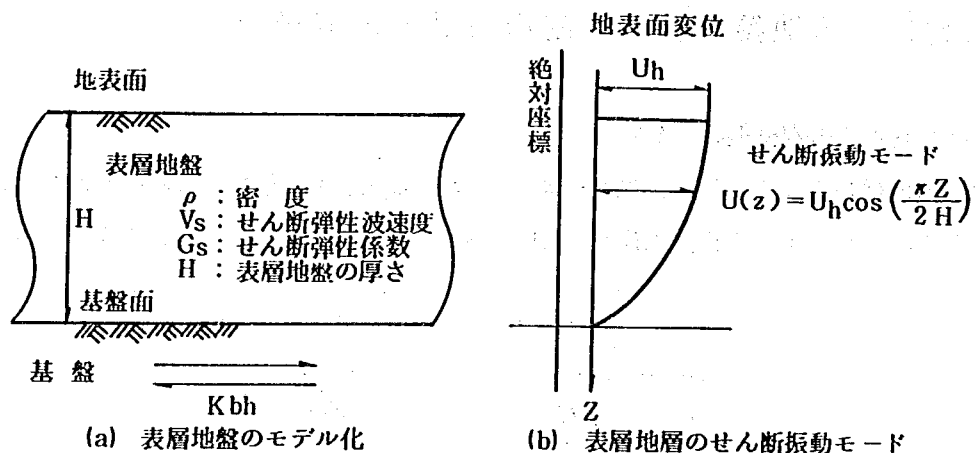


図-2 表層地盤のせん断振動モード [2, 3]

ここで

$u(z)$: 地表から深さ z [cm] の位置の水平変位振幅 [cm]

S_v : 単位震度当りの応答速度スペクトル [cm/sec]

T : 表層地盤の固有周期 [sec]

K_{bh} : 基盤での設計水平震度

H : 表層地盤の厚さ [cm]

地表面での変位振幅 u_s は式(1)で $z = 0$ と置き

$$u_s = u(0) = \frac{2}{\pi^2} S_v T K_{bh} \quad \dots \quad (2)$$

と求められる。

基盤と表層地盤は物理的に厳密に区分されるものではないが、一般に、せん断波速度 V_s が 300 m/sec 程度以上の地層を耐震計算上の基盤とみなす場合が多い。

表層地盤の固有周期は自由振動の運動方程式

$$\frac{\gamma_s}{g} \frac{\partial^2 u(z)}{\partial t^2} - \frac{\partial}{\partial z} (G_s(z) \frac{\partial u(z)}{\partial z}) = 0 \quad \dots \quad (3)$$

ここで

γ_s : 表層地盤の単位体積重量 [g/cm^3]

g : 重力の加速度 = 980 [cm/sec^2]

$G_s(z)$: 深さ z [cm] 位置の地盤のせん断剛性 [g/cm^2] で次式により得られる。

$$G_s = \frac{\gamma_s}{g} V_s^2 \quad \dots \quad (4)$$

を、基盤での変位が 0 ($u(H) = 0$)、および、地表面でのせん断力 = 0 ($\partial u / \partial z|_{z=0} = 0$) の境界条件のもとに解いて求められる。 G_s が深さ方向に一定とした場合と、 G_s が深さ z に比例して大きくなるとした場合の両者に対して、表層地盤の 1 次固有周期 T_s を求めると次のようになる。

$$T_s = C \cdot \frac{H}{V_s} \dots\dots\dots (5)$$

ここで

H : 表層地盤の厚さ (cm)

V_s : 表層地盤のせん断波速度 (cm/sec), ただし, G_s が z に比例するとした場合には $z = H$ のせん断波速度

$$C = \begin{cases} 4.0 & \dots\dots\dots G_s = \text{一定の場合} \\ 5.23 & \dots\dots\dots G_s \propto z \text{ の場合} \end{cases}$$

表層地盤のせん断剛性 G_s が深さ方向に一樣もしくは深さ z の線形関数とみなすことができない場合には, 表層地盤をその中ではせん断波速度がおおむね一樣とみなせる n 個の地層の構成と考え, 次式により近似的に固有周期を求める方法もある。

$$T_s \doteq \sum_{i=1}^n \frac{4H_i}{V_{si}} \dots\dots\dots (6)$$

ここで

H_i : 第 i 層の厚さ (cm)

V_{si} : 第 i 層のせん断波速度 (cm/sec)

式(5)もしくは式(6)による固有周期の算定に際しては, せん断波速度のひずみ依存性を考慮しなければならない。すなわち, 土のせん断剛性 G_s は図-3のように土に生じるせん断ひずみ γ の大きさによ

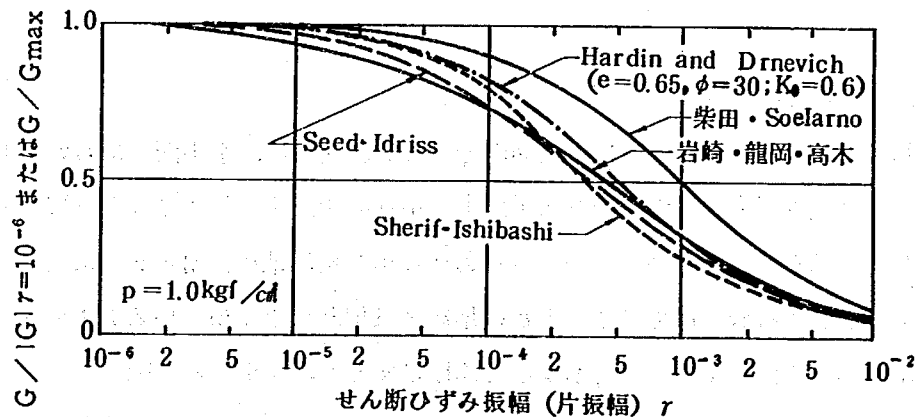


図-3 G の γ の増加に対する減少率 [12]

て変わり, γ が大きくなるにつれ G_s は低下する。一般に地震時に地盤に生じる γ は 10^{-3} オーダーと言われている。一方, 弾性波探査, PS 検層等により測定された V_s は 10^{-6} 程度の γ に対応する値と言われている。図-3に示した例では, $\gamma = 10^{-3}$ の時の G_s は $\gamma = 10^{-6}$ の時の G_s に比べて約 $1/4$ 程度となっている。このような関係は, 土の動的室内実験から求めることが望ましいが, 実測データが無い場合には, PS 検層等極微小ひずみ振幅状態に対して求められた V_s の $1/2$ 倍程度を用い

て式(5), (6)から表層地盤の強震時の固有周期を推定するのがよい。

単位震度当りの応答速度スペクトル S_v としては図-4 が用いられる場合が多い。これは、表層地盤を

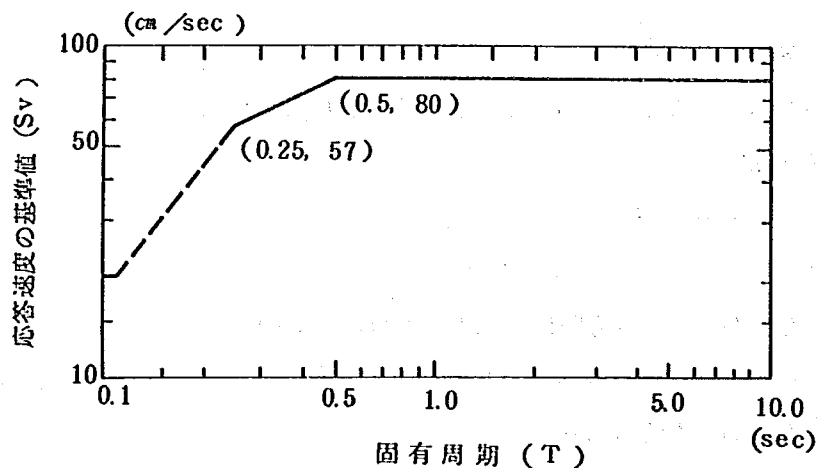


図-4 応答速度の基準値 (1)

固有周期 T_s , 減衰定数 h_s の線形 1 自由度系にモデル化し, これに各種の実測加速度強震記録を作用させてモデルに発生する相対速度の最大値を計算した後, これを平均化し工学的判断を加えて単純化したものである。したがって, 基盤に単位 ($= 1.0$) の震度を与えた場合の表層地盤の平均値な応答速度を与えるものである。地盤の減衰定数 h_s は 20 % を仮定している。たとえば, 表層地盤の固有周期 T_s が 0.25 秒, 基盤面での入力震度を 0.2 とすれば, S_v は次のようになる。

$$S_v = 57 \times 0.2 = 11.4 \text{ cm/sec} \quad \dots\dots\dots (7)$$

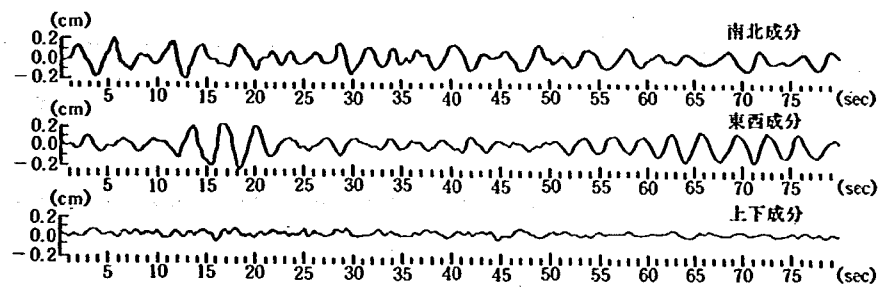
2.2 地震動による地盤の変形

地盤内の振動は図-1 に示したように垂直面内で異なると同時に, 水平面内においても同一ではない。たとえば, 図-5 は土木研究所構内の同一水平面上で相互に 50m ずつ相隣る 3 点で観測された加速度記録を 2 回積分して求めた変位 (1980 年 6 月 29 日の伊豆川奈崎沖地震, $M = 6.7$ による) である。観測点周辺は地盤条件がおおむね一様である。3 点の地震動は相互によく似ているものの同一ではない。いま, これより水平面内の直ひずみ ϵ_x, ϵ_y およびせん断ひずみ γ_{xy} を求めると図-6 のようになる。直ひずみ ϵ_x に着目すると, 最大値は 14.4×10^{-6} である。いま仮に, この地盤ひずみがそのまま構造物に伝わるものとし, 構造物の弾性係数 E を $2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ とすれば, 構造物には,

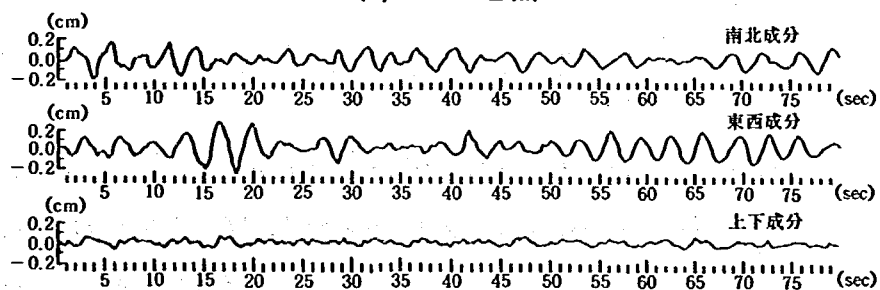
$$\sigma = E\epsilon = 2.1 \times 10^6 \times 14.4 \times 10^{-6} = 31 \text{ kg/cm}^2 \quad \dots\dots\dots (8)$$

の応力が生じることになる。ただし, これは図-5 に示したように最大変位 0.23 cm (最大加速度 5gal) 程度の小さな地震動に対する結果である。

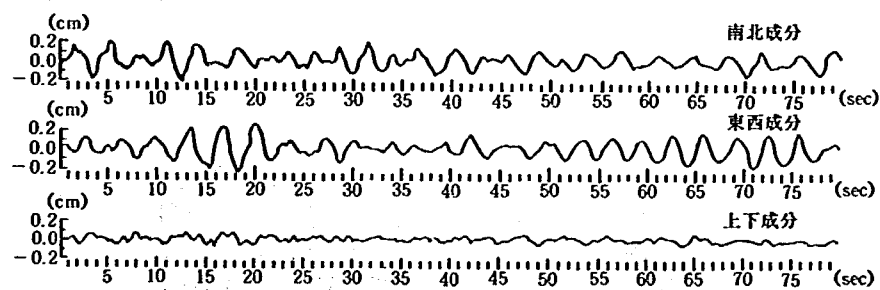
地震時に地盤に変形を生ぜしめる原因としては, 地形, 地盤条件等の変化や地震動の伝播特性等種々挙げられているが, 何がどのような条件下で支配的となるかは今後の研究に待つ所が大きい。しかしな



(a) C O 地点



(b) S 地点



(c) W 地点

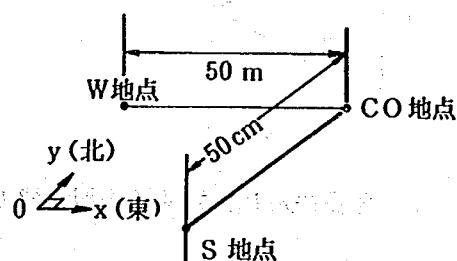


図-5 水平面内で相隣る3点の地震動変位
(1980.6.29 伊豆川奈崎地震, $M = 6.7$) (14)

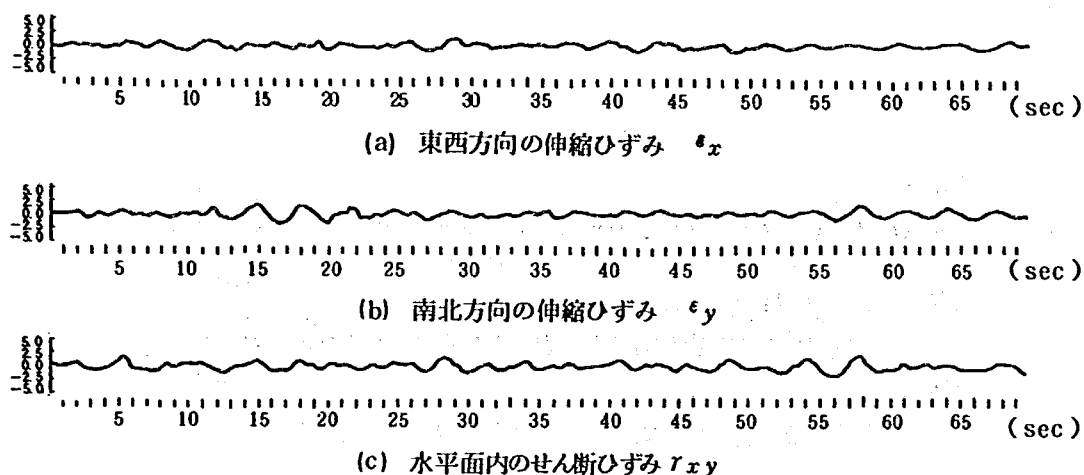


図-6 図-5の地震動変位から求めた水平面内の地盤ひずみ ($\times 10^{-5}$) [14]

がら、地震時に地盤が鉛直面内のみならず、水平面内においても変形することは事実であり、このような点を工学的に判断し、地中構造物の耐震計算に取り入れるため、図-7のように正弦波状の波動が水平方向に伝播すると考えて地盤の変形を求めている。すなわち、地盤内では地震時に時間とともに変位の大きさが変わり、任意の2点間をとっても位相のずれが生じる。水平面内のこのような変位をいま次式で与える。

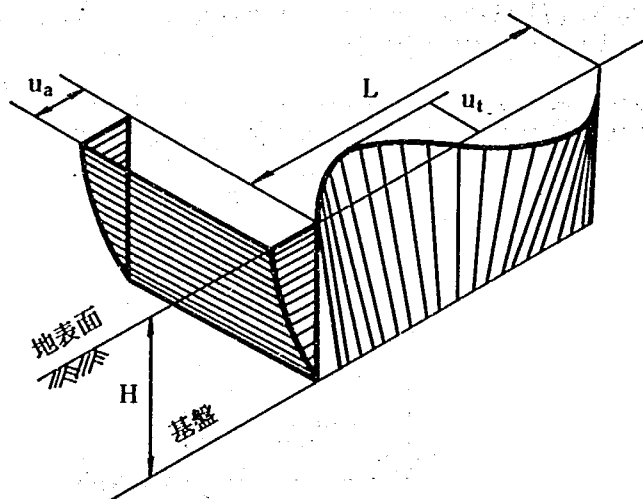


図-7 耐震設計に仮定する表層地盤の変形 (1)

$$u(x, z) = \sum_{i=1}^{\infty} A_i \sin \frac{2\pi}{T_i} \left(t - \frac{x}{V_i} \right), \quad i = 1, 2, 3 \quad (9)$$

ここで

A_i : 第 i 次の波動の変位振幅 [cm]

T_i : 第 i 次の波動の周期

x : 基点 0 から波動の進行方向に測った水平軸上の座標

t : 時間

波動には種々の成分が含まれており、図-6 に示したひずみ成分を説明できるように A_i , V_i , T_i 等を選定すればよいのであるが、現状では上述したように地盤ひずみの発生要因に対する研究が進んでいないため困難である。そこで、最も大きな影響を持つ成分に他の成分の影響を含めてとり扱うことにし、式(9)の第1項 ($i=1$) のみを取り、かつ、同一時刻における空間上の変位振幅分布に着目すると、式(9)はつぎのようになる。

$$u(x, z) = A_1 \sin\left(\frac{2\pi x}{V_1 T_1}\right) = A_1 \sin\left(\frac{2\pi x}{L}\right) \dots\dots\dots (10)$$

ここで、 $L=V_1 T_1$ は地震動の波動である。式(10)では A_1 は地表から深さ z の位置の変位振幅を表わしており、これは式(1)の $u(z)$ で与えられる。したがって、式(10)は次式となる。

$$u(x, y) = \frac{2}{\pi^2} S_v T_s K_{th} \cos\left(\frac{\pi z}{2H}\right) \sin\left(\frac{2\pi x}{L}\right) = a_0 \sin\left(\frac{2\pi x}{L}\right) \dots\dots\dots (11)$$

ここで、 a_0 は着目している深さでの水平変位振幅であり、次式で与えられる。

$$a_0 = \frac{2}{\pi^2} S_v T_s K_{bh} \cos\left(\frac{\pi z}{2H}\right) \dots\dots\dots (12)$$

波長 L は表層地盤において重複反射を考慮した場合の波動の波長 $L_1=V_s T_s$ 、もしくは、基盤を伝わる波動が表層地盤の固有振動の一周期の間に進む距離 $L_2=V_0 T_s$ 、またはこれらの調和平均とするなどの考え方がある。石油パイプラインの耐震設計では3番目の考え方により次式が用いられている。

$$L = \frac{2L_1 \cdot L_2}{L_1 + L_2} \dots\dots\dots (13)$$

3. 応答変位法による管軸方向の耐震計算法

3.1 管路が無限に長い場合の耐震計算法

図-8に示すように振幅 a_0 、波長 L の波動が地中管路の長手方向(x 軸)と ϕ の角度をなす x' 軸方向に進むものとすれば、 x' 軸上の地盤の変位は式(14)から次のようになる。

$$u(x) = a_0 \sin\left(\frac{2\pi x'}{L}\right) \dots\dots\dots (14)$$

この波動による地中管路の長手方向およびこれに直角方向の地盤の変位をそれぞれ u_a 、 u_t とすれば、

$$u_a = a_0 \sin \phi \sin\left(\frac{2\pi \cos \phi}{L} x\right) = a_0 \sin\left(\frac{2\pi x}{L_0}\right) \dots\dots\dots (15a)$$

$$u_t = a_0 \cos \phi \sin\left(\frac{2\pi \cos \phi}{L} x\right) = a_t \sin\left(\frac{2\pi x}{L_0}\right) \dots\dots\dots (15b)$$

となる。すなわち、 u_a 、 u_t はそれぞれ振幅 $a_a = a_0 \sin \phi$ 、 $a_t = a_0 \cos \phi$ 、波長 $L_0 = L / \cos \phi$ の正弦波と考えればよい。

地中管路は地震時に自己振動しないため慣性力を無視することができる。したがって、式(15a)に

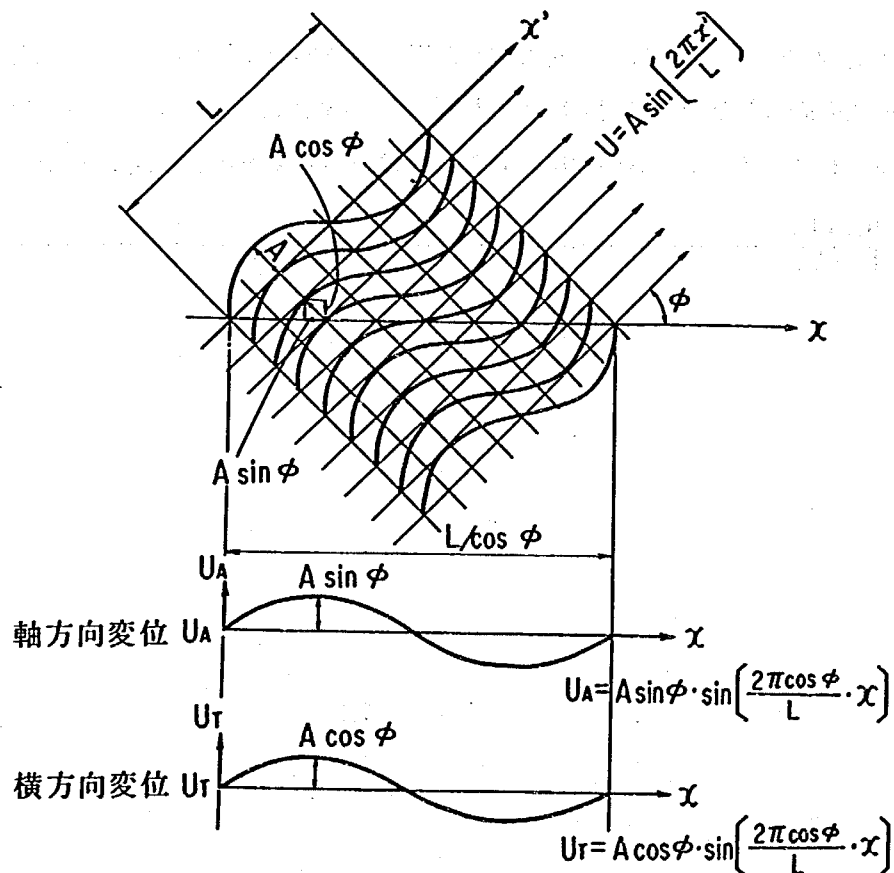


図-8 地震動の伝播とこれによる地盤の変形(1)

よる地盤変位 u_a を受けた場合の管路の軸方向の変形 y_a は次式から求められる。

$$EA \frac{d^2 y_a}{dx^2} + k_a (u_a - y_a) = 0 \quad (16)$$

ここで、 E および A はそれぞれ、管の弾性係数〔 g/cm^2 〕および断面積〔 cm^2 〕であり、 k_a は管の側壁に沿う地盤のばね係数〔 g/cm^2 〕である。式 (16) の一般解は未定定数を C_1 、 C_2 として次式で与えられるが、

$$y_a = C_1 e^{\lambda_a x} + C_2 e^{-\lambda_a x} + \alpha_a u_a \quad (17)$$

ここで、

$$\lambda_a = \sqrt{k_a / EA} \quad (18)$$

$$\alpha_a = \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{\lambda_a L_0}\right)^2} \quad (19)$$

管路が半無限に長いという境界条件から $C_1 = C_2 = 0$ となり、

$$y_a = \alpha_a u_a \quad (20)$$

となる。すなわち、式 (19) の α_a は、式 (20) から管軸方向の地盤の変形が管路に伝わる比率を表わしている。 α_a は λL_a 、すなわち、 k_a 、 EA の関数であり、次のように変化する。

$k_a \rightarrow \infty$	$\lambda \rightarrow \infty$	$\alpha_a \rightarrow 1$
$k_a \rightarrow 0$	$\lambda \rightarrow 0$	$\alpha_a \rightarrow 0$
$EA \rightarrow \infty$	$\lambda \rightarrow 0$	$\alpha_a \rightarrow 0$
$EA \rightarrow 0$	$\lambda \rightarrow \infty$	$\alpha_a \rightarrow 1$

また、式 (15b) による地盤変位 u_t を受けた場合の管軸直角方向の変形 y_t は次式から求められる。

$$EI \frac{d^4 y_t}{dx^4} - k_t (u_t - y_t) = 0 \quad (21)$$

ここで、 E および I はそれぞれ、管の弾性係数〔 g/cm^2 〕および管の水平面内の断面 2 次モーメント〔 cm^4 〕であり、 k_t は管側壁に直角方向の地盤のばね係数〔 g/cm^2 〕である。式 (21) の一般解は未定定数を $C_3 \sim C_6$ として

$$y_t = e^{-\beta x} (C_3 \cos \beta x + C_4 \sin \beta x) + e^{\beta x} (C_5 \cos \beta x + C_6 \sin \beta x) + \alpha_t u_t \quad (22)$$

ここで、

$$\beta = \sqrt[4]{k_t / 4EI}, \quad \lambda_t = \sqrt{\frac{k_t}{EI}} = \sqrt{2} \beta \quad (23)$$

$$\alpha_t = \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{\lambda_t L_0}\right)^4} \quad (24)$$

となるが、境界条件から $C_3 = C_4 = C_5 = C_6 = 0$ となり、次式となる。

$$y_t = \alpha_t u_t \quad (25)$$

すなわち、次 (20) と同様に、 α_t は管軸に直角方向の地盤の変形が管路に伝わる比率を示している。

以上のように地盤の変形 u_a , u_l により管路に生じる変形はそれぞれにひずみの伝達係数 α_l , α_l を乗じた値となる。これより管路に生じる直ひずみ ϵ_a と曲げひずみ ϵ_b は次式となる。

$$\epsilon_a = \frac{du_a}{dx} = \alpha_a \frac{2\pi a_0}{L} \sin \phi \cos \phi \cos \left(\frac{2\pi \cos \phi}{L} x \right) \dots\dots\dots (26 a)$$

$$\epsilon_b = \frac{D}{2} \frac{d^2 y_l}{dx^2} = -\alpha_l \frac{2\pi^2 a_0 D}{L^2} \cos^3 \phi \sin \left(\frac{2\pi \cos \phi}{L} x \right) \dots\dots\dots (26 b)$$

ϵ_a , ϵ_b は ϕ の関数であるが、一般に地震動の波長 L は管路の外径 D に比較して十分大きいと考えてよいので、近似的に ϵ_a は $\phi = 45^\circ$ の時に、また、 ϵ_b は $\phi = 0$ の時にそれぞれ極大になる。したがって、軸応力および曲げ応力の最大値は次式となる。

$$\sigma_a = \alpha_a \frac{\pi a_0 E}{L} \dots\dots\dots (27 a)$$

$$\sigma_b = \alpha_l \frac{2\pi^2 D a_0 E}{L^2} \dots\dots\dots (27 b)$$

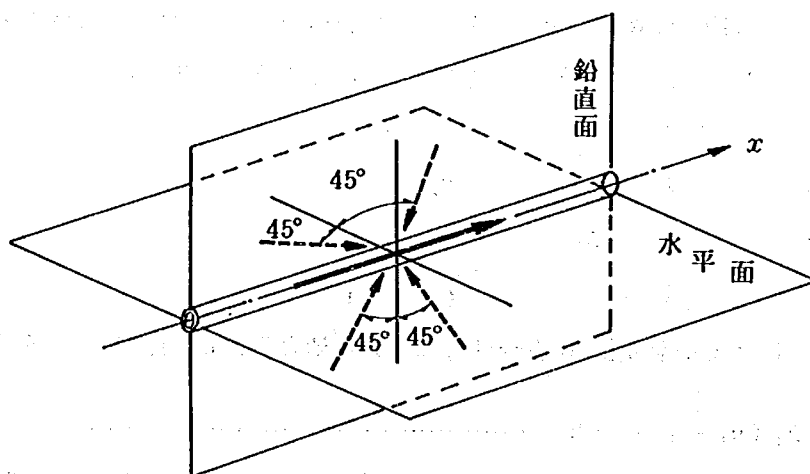


図-9 波動成分の重畳 (3, 17)

管路に作用する全応力を算出するに当っては、式 (27) の σ_a と σ_b を適当に重畳する必要がある。例えば図-9 に示すように管路の軸線上で交わり直交する2平面内でそれぞれ 45° の傾きをもつ直交した2成分の波動、計4成分が入射して軸ひずみを生じ、同時に水平面で管軸方向に波動が入射して曲げひずみを生ずるものとした場合には、全応力 σ_x は次式となる。

$$\sigma_x = \sqrt{2(1+0.75)^2 \sigma_a^2 + \sigma_b^2} = \sqrt{3.12 \sigma_a^2 + \sigma_b^2} \dots\dots\dots (28)$$

ここで、鉛直面内に入射する波動の振幅は水平面内に入射する波動の75%としている。この理由は、上下動成分の波動の振幅は水平動の $1/2$ とし、これが 45° の角度をもって入射するので便宜上、水平、上下両成分の振幅の単純平均をとったものである。また、5種類の波動成分の位相関係を考慮して2乗和の平方根としたものである。

一例として、外径が600mmの鋼管が粘性土層中に埋設された場合の応力を、表層地盤の剛さ（N値で表示）および表層の厚さを変えて試算してみた。

ここでは、基盤はせん断波速度が280m/sec以上とした。表層地盤のせん断波速度は微小ひずみ時の波速とN値の関係より求めることとし、 10^{-3} 程度のひずみに相当する波速とし、次式によって算出した。

$$V_s = 20 \sqrt{N} \quad \text{[m/sec]} \quad \dots\dots\dots (29)$$

試算では、式(13)により波長を求め、基盤の震度は0.15とした。表-2、表-3に試算の流れを示し、図-10、11に結果を示す。

表-2 試算例(1)(3)

付与条件

表層の厚さ：H=15m

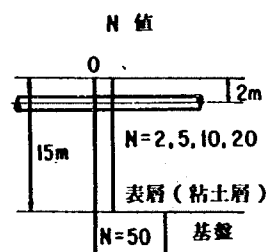
表層単重： $\gamma_1 = 1.6 \times 10^{-3} \text{ kg/cm}^3$

パイプ諸元：

600 A $t = 12.7\text{mm}$

400 A $t = 9.5\text{mm}$

250 A $t = 6.6\text{mm}$



粘 土 層 N 値		2	5	10	20	
せん断波速度 (m/sec)	基 盤 V_{0s}	283	283	283	283	
	表 層 V_{1s}	28	45	63	69	
弾 性 係 数 (kg/cm ²)	せん断 G_s	12.8	33.2	65	78	
	$E_s (= K_1 = K_2)$	39	99	195	234	
周 期 (sec) T		2.14	1.33	0.95	0.87	
波 長 (m)	表 層	60	60	60	60	
	基 盤	606	376	269	246	
	平 均 L	109	103	98	96	
振 幅 (cm)	u_h	5.20	3.23	2.31	2.12	
補 正 係 数 軸 方 向 応 力 (kg/cm ²)	軸 α_a	0.320	0.515	0.655	0.685	600 A $t = 12.7$
	曲 げ α_b	1.0	1.0	1.0	1.0	
	軸 σ_a	1,000	1,060	1,020	1,000	
	曲 げ σ_b	109	76	60	57	
	合 成 σ	1,766	1,872	1,802	1,766	
補 正 係 数 応 力 (kg/cm ²)	軸 α_a	0.486	0.680	0.793	0.814	400 A $t = 9.5$
	曲 げ α_b	1.0	1.0	1.0	1.0	
	軸 σ_a	1,530	1,400	1,220	1,180	
	曲 げ σ_b	74	52	41	39	
	合 成 σ	2,700	2,470	2,160	2,090	
補 正 係 数 応 力 (kg/cm ²)	軸 α_a	0.673	0.817	0.892	0.905	250 A $t = 6.6$
	曲 げ α_b	1.0	1.0	1.0	1.0	
	軸 σ_a	2,110	1,680	1,380	1,310	
	曲 げ σ_b	47	33	26	25	
	合 成 σ	3,727	2,967	2,438	2,314	

表-3 試算例(2)(3)

付与条件

表層のN値: $N=5$

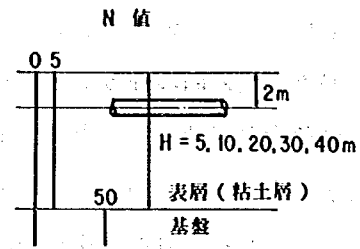
表層の単重: $\gamma_1 = 1.6 \times 10^{-3} \text{ kg/cm}^3$

パイプの諸元:

600 A $t = 12.7 \text{ m}$

400 A $t = 9.5 \text{ m}$

250 A $t = 6.6 \text{ m}$



粘土層厚 (m)		5	10	20	30	40	
せん断波速度 (m/sec)	基盤 V_{0s}	283	283	283	283	283	
	表層 V_{1s}	45	45	45	45	45	
弾性係数 (kg/cm ²)	せん断 G_s	33	33	33	33	33	
	$E_s (= K_1 = K_2)$	99	99	99	99	99	
周期 (sec) T		0.455	0.890	1.78	2.67	3.56	
波長 (m)	表層	20	40	80	120	160	
	基盤	126	252	504	755	1,010	
	平均 L	35	69	138	207	276	
振幅 (cm)	u_1	1.01	2.16	4.31	6.47	8.45	
補正係数	軸 α_a	0.108	0.321	0.655	0.811	0.884	600 A t 12.7
	曲げ α_b	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
応力 (kg/cm ²)	軸 σ_a	206	662	1,340	1,670	1,780	600 A t 12.7
	曲げ σ_b	210	115	57	38	28	
	合成 σ	364	1,169	2,369	2,950	3,144	
補正係数	軸 α_a	0.202	0.487	0.781	0.896	0.940	400 A t 9.5
	曲げ α_b	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
応力 (kg/cm ²)	軸 σ_a	384	1,010	1,610	1,840	1,890	400 A t 9.5
	曲げ σ_b	138	76	39	25	19	
	合成 σ	678	1,784	2,843	3,250	3,338	
補正係数	軸 α_a	0.330	0.675	0.893	0.950	0.971	250 A t 6.6
	曲げ α_b	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
応力 (kg/cm ²)	軸 σ_a	627	1,400	1,840	1,950	1,960	250 A t 6.6
	曲げ σ_b	92	50	25	18	12	
	合成 σ	1,110	2,470	3,250	3,440	3,460	

一方、沈埋トンネルのように大口径の管路の場合には式 (28) のように局所的な応力を求めるよりも、構造物全体に作用する地震力を求める方が都合のよい場合がある。この場合には、構造物に作用する軸力 P 、曲げモーメント M_h 、せん断力 Q_h は式 (26) から上記と同じ考え方により次式となる。

$$P_h = \alpha_a \frac{\pi EA}{L} a_0 \dots\dots\dots (30a)$$

$$M_h = \alpha_t \frac{4\pi^2 EI}{L^2} a_0 \dots\dots\dots (30b)$$

$$Q_h = \alpha_t \frac{8\pi^3 EI}{L^3} a_0 \dots\dots\dots (30c)$$

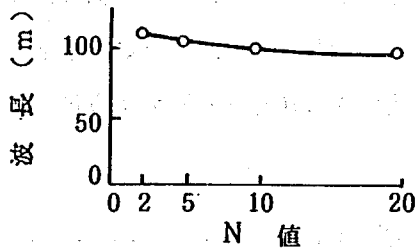
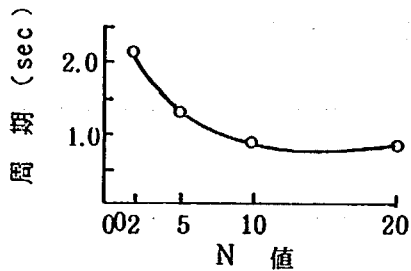
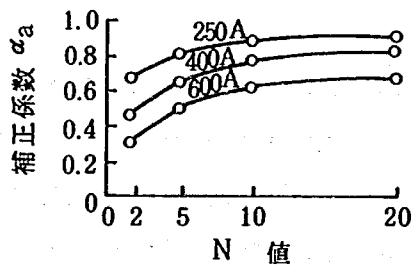
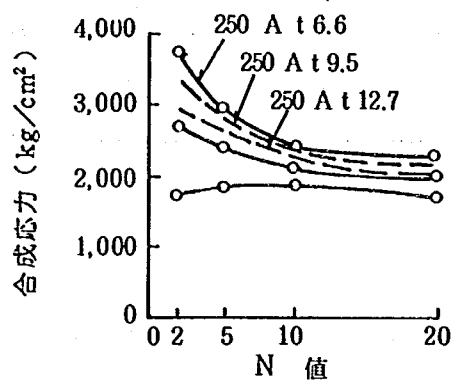


図-10 試算の結果(I)
(粘性土地盤, N値の影響) (3)

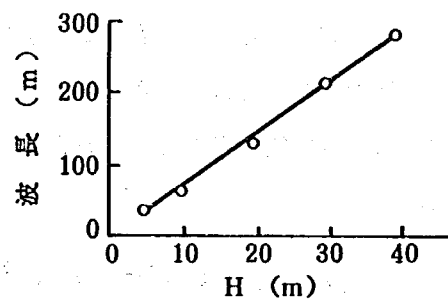
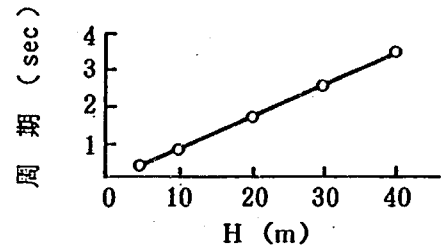
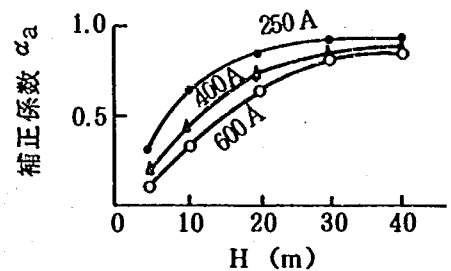
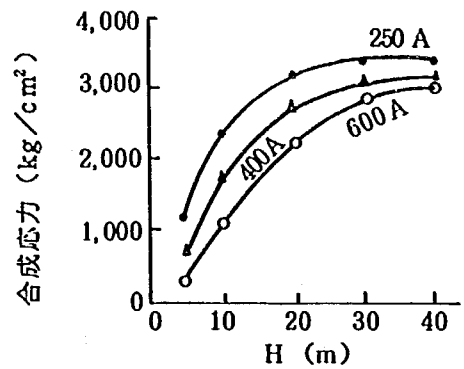


図-11 試算の結果(II)
(粘性土地盤, 層厚の影響) (3)

また、この他に鉛直面内の波動により生じる軸力、曲げモーメント、せん断力も同様の考え方により、求めることができる。

式 (30) により構造物の断面応力度を計算する際には、表層地盤内の波動成分の向き、位相関係等を考慮して適当な断面力成分間の重畳を加えることが必要である。また、暗きょおよび共同溝等、断面寸法の大きな構造物には短い波長の地震動では大きな断面力が生じることはいわれており、こうした場合には式 (30) で計算される断面力が最大となる波長を用いることが考えられる。この場合の波長

は次式となる。

$$L_P = \frac{1}{\sqrt{2}} \frac{2\pi}{\lambda_a} \dots\dots\dots (31a)$$

$$L_{Mh} = \frac{2\pi}{\lambda_t} \dots\dots\dots (31b)$$

$$L_{Qh} = \frac{1}{\sqrt{3}} \frac{2\pi}{\lambda_t} \dots\dots\dots (31c)$$

ここで、 L_P 、 L_{Mh} 、 L_{Qh} はそれぞれ、式 (30) の P 、 M_h 、 Q_h を最大とする波長である。

3.2 可撓性継手を設けた場合の応力の低減法

式 (27)、(30) は、ともに管路が連続するとした場合の応力であり、可撓性継手を設けた場合には継手の伸縮可撓性が保持される範囲内で上式で求めた応力もしくは断面力を低減することができる。

いま、継手の剛性が構造物本体に比較して非常に小さく、これを無視できる場合には、継手と継手の間の構造物 (長さ ℓ) を有限長の弾性基礎上のはりと考えることができる。地盤の変形モードを種々考慮するために、式 (14) の地盤変位に位相 φ を考慮し、次式で表わす。

$$u_a(x, \varphi) = a_a \sin\left(\frac{2\pi x}{L'} + \varphi\right) \dots\dots\dots (32a)$$

$$u_t(x, \varphi) = a_t \sin\left(\frac{2\pi x}{L} + \varphi\right) \dots\dots\dots (32b)$$

ここで、前述したように直ひずみが最大となるのは式 (26) で $\phi = 45^\circ$ の場合であり、また、曲げひずみが最大となるのは $\phi = 0$ の場合である。したがって、式 (32b) では、 $L' = \sqrt{2}L$ としている。式 (32) による地盤変形が与えられた場合の管路のつり合い式は式 (16)、(21) のようになり、一般解は次式となる。

$$y_a(x, \varphi) = C_1 e^{\lambda_a x} + C_2 e^{-\lambda_a x} + \alpha_a a_a \sin\left(\frac{2\pi x}{L'} + \varphi\right) \dots\dots\dots (33a)$$

$$y_t(x, \varphi) = e^{\beta x} (C_3 \cos \beta x + C_4 \sin \beta x) + e^{\beta x} (C_5 \cos \beta x + C_6 \sin \beta x) \\ + \alpha_t a_t \sin\left(\frac{2\pi x}{L} + \varphi\right) \dots\dots\dots (33b)$$

ここで、未定定数 C_i ($i = 1 \sim 6$) は管路の端部 ($x = 0$ および $x = \ell$) において軸力、曲げモーメント、せん断力がともにゼロという境界条件から定めることができる。 C_i が求まれば、管路の軸応力および曲げ応力は式 (26)、(27) から次式となる。

$$\sigma_a(x, \varphi) = E \frac{dy_a(x, \varphi)}{dx} \dots\dots\dots (34a)$$

$$\sigma_b(x, \varphi) = \frac{DE}{2} \frac{d^2 y_t(x, \varphi)}{dx^2} \dots\dots\dots (34b)$$

管路が無限長の場合の軸応力 σ_a および曲げ応力 σ_b は式 (27) に示した通りであるから、いま、軸応力および曲げ応力に対する補正係数 $\xi_a(x)$, $\xi_b(x)$ を次式で定義する。

$$\xi_a(x) = \frac{|\sigma_a(x, \varphi)|_{\max \text{ for } \varphi}}{\sigma_a} \dots\dots\dots (35a)$$

$$\xi_b(x) = \frac{|\sigma_b(x, \varphi)|_{\max \text{ for } \varphi}}{\sigma_b} \dots\dots\dots (35b)$$

ここで、 $|\dots|_{\max \text{ for } \varphi}$ は、 φ を種々変えた場合の最大値を示している。 $\xi_a(x)$, $\xi_b(x)$ の1例として、 $\lambda_a L'$ および $\lambda_b L$ の50および100の場合の補正係数を図-12および図-13に示す。これより、可撓性継手を設けた場合の応力は、式 (27) で求めた応力をもとに継手区間長 ℓ と地震動の波長 L もしくは L' の比に応じて次式で求められる。

$$\sigma_a(x) = \xi_a(x) \cdot \sigma_a \dots\dots\dots (36a)$$

$$\sigma_b(x) = \xi_b(x) \cdot \sigma_b \dots\dots\dots (36b)$$

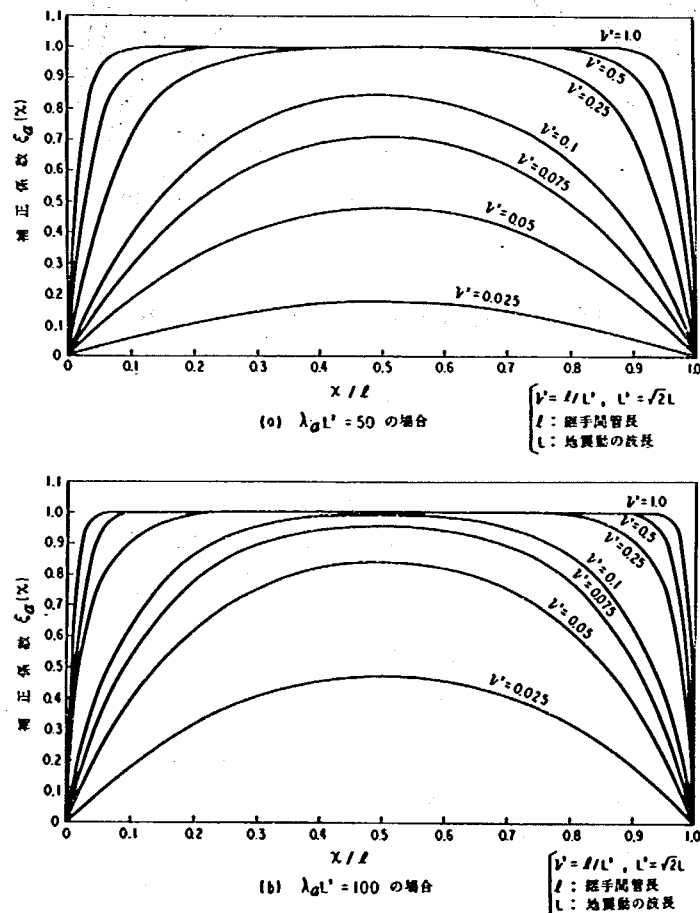


図-12 軸応力に対する補正係数 $\xi_a(x)$ (16, 5)

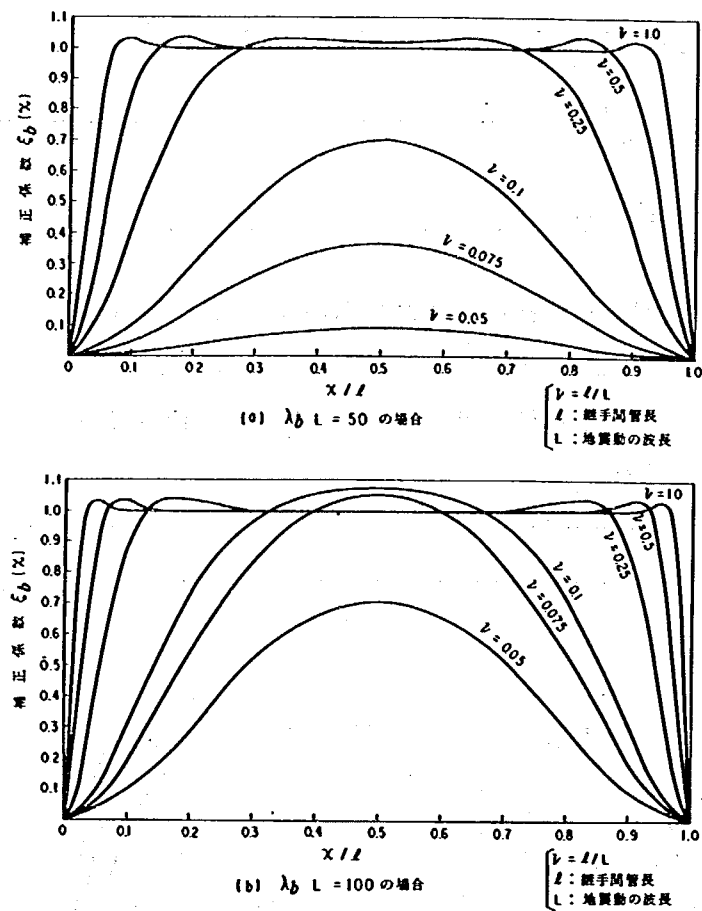
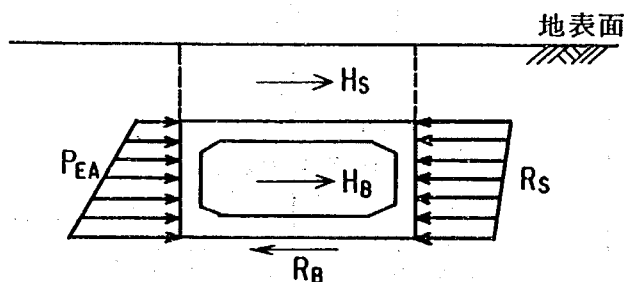


図-13 曲げ応力に対する補正係数 $\xi_b(x)$ [16, 5]

4. 応答変位法による構造物横断面の耐震計算法

地中構造物横断面の耐震計算には従来震度法が慣用されてきた。震度法の耐震計算では、i) 地盤と構造物は地震時に同一方向に慣性力を受ける、ii) 地震荷重としては一般に、地震時動土圧（主働土圧、受働土圧）、慣性力（構造物および上載土）、構造物底面における抵抗力を想定し、図-14に示すように上記荷重と反力のつり合いより構造物各部の応力を求めるものである。



ここに、

P_{EA} : 地震時主働土圧

H_B : 構造物主体に作用する慣性力

H_s : 上載土に作用する慣性力

R_s : 側面における受働土圧に基づく反力

R_B : 底面における反力

図-14 震度法による耐震計算で考慮する基本的な地震時荷重(15)

これに対して応答変位法では、構造物は周辺地盤の地震時変形につれ変形することを前提とし、慣性力のかわりに地震時の地盤の変形を作用させようとするものである。

構造物横断面には常時荷重として、自重、土圧、水圧等が作用している。これに地震時の地盤の変形が作用するとし、常時荷重および地震力が互いに独立であるとすれば、応答変位法による耐震計算の手順は図-15のようにまとめられる。

ここで、地震時の地盤変位を構造物に作用させて構造物の変形を求める過程は以下ようになる(図-16参照)

1) 側壁

地震時に構造物周辺が2.1に示した変位を生じると考えると、構造物側壁には、上下床版間の地盤の応答変位振幅の相対的な差に比例して次式の水平荷重が作用する。

$$q_H(z) = k_H(z) \cdot \{u(z) - u(h_B)\} \quad (h_s \leq z \leq h_B) \quad \dots\dots\dots (37)$$

ここで、

q_H : 深さ z の点における水平方向荷重

k_H : 深さ z の点の水平方向地盤反力係数

$u(z)$: 深さ z の点の地盤の水平方向変位振幅で、一様地盤の場合には式(1)で与えられる。

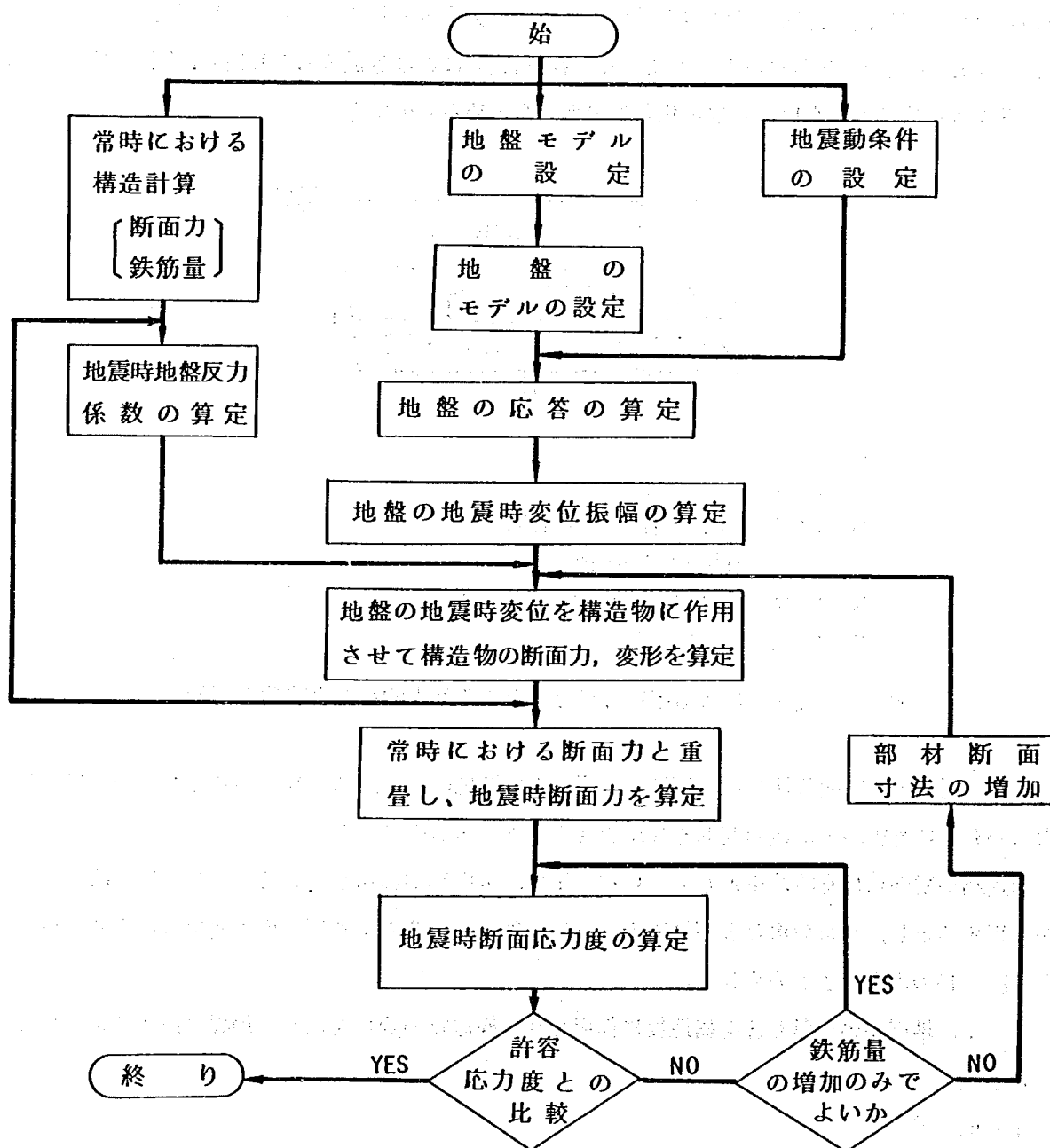


図-15 応答変位法に基づく地中構造物横断面の耐震計算法 (15)

h_s : 地表面から構造物上床版までの深さ (土被り)

h_B : 地表面から構造物底面までの深さ

式 (37) で算定される水平荷重は地盤が構造物を押す側 (図-16において左側) の側壁にはそのまま適用することができるが、地盤が構造物を引張る側の側壁においては地盤と構造物の接触条件に応じて

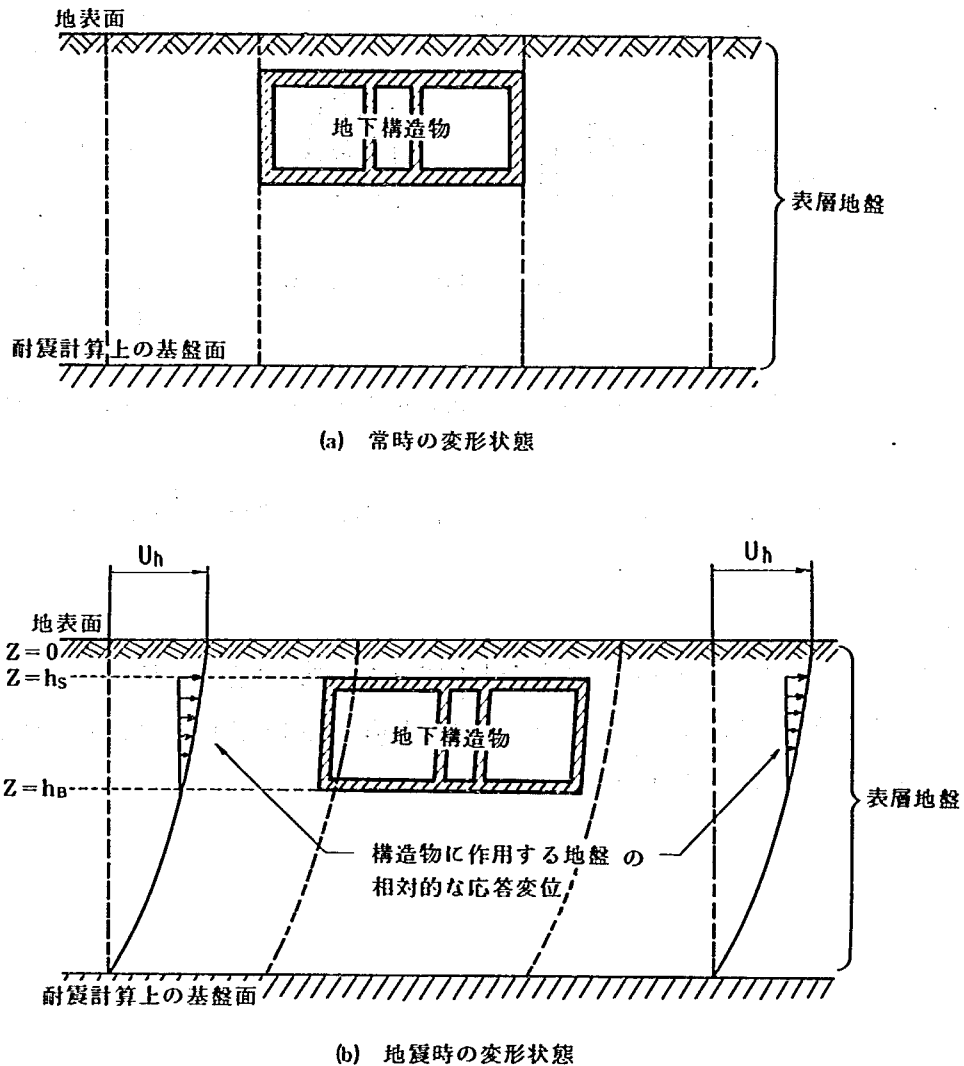


図-16 地盤の地震時せん断変形による地下構造物の変形(15)

3種類の考え方をすることができる。すなわち、i) 微小な相対変位の間は地盤と構造物は離れないから式(37)の水平荷重をそのまま作用させるという考え方、ii) 地盤は引張力をほとんど受け持たないから、地盤から構造物には土圧が伝わらないとする考え方、iii) 受働土圧の一部を反力として期待できるとする考え方、である。このような考え方に応じて、地盤が構造物を引張る側の側壁は図-17に示すように3種類のモデルとすることができる。このうち、どの考え方が最も実際の状況と一致するかは今後の研究が必要であるが、設計計算上では、構造物の重要度を考慮して安全側となるよう配慮することが求められる。

2) 上 版

構造物が地中深く埋設されている場合には、構造物上面の地盤(上載土)は側面の地盤と同様に、構造物に変形を伝える役割を果たす。これに対して、構造物が地表近くに埋設されている場合には、地震時における上載土と側面の地盤の運動の一体性は乏しくなり、周辺地盤に生じる変形が上載土を通して

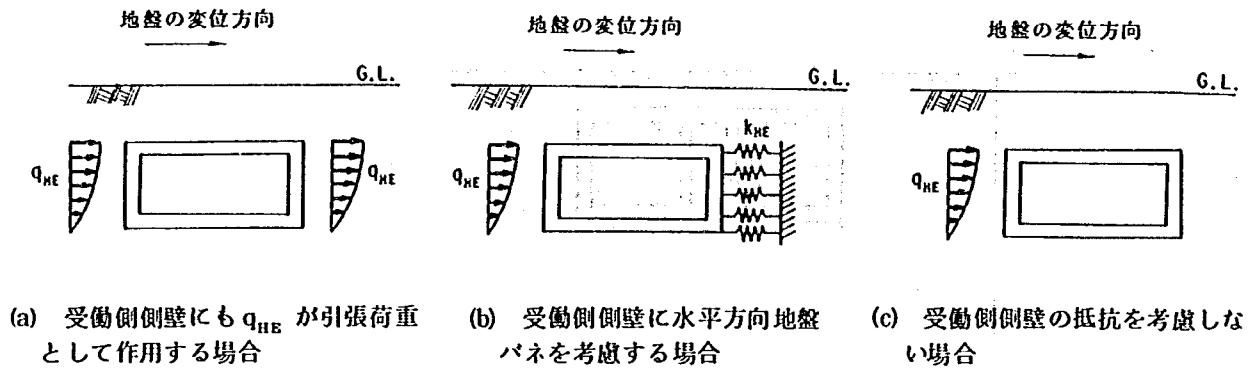


図-17 受働側の構造物と土の接触条件に対する考え方とそのモデル化の一例〔15〕

構造物に伝えられる割合は小さくなる。したがって、埋設深さを考慮して上載土の影響を考慮することが必要である。

3) 下床版

式(37)が下床版での地盤変位 $u(h_b)$ を基準としているので、地盤から下床版に作用する外力はない。ただし、構造物横断面をばねによって弾性支持された構造系にモデル化しているため、側壁および上床版に作用する外力につり合う底面反力が生じることとなる。

5. 動的解析による静的耐震計算の照査の例

3章に示した応答変位法による耐震計算は、地盤条件、構造条件が一様であることを前提としており、これらの条件が大きく変化する箇所では動的解析により照査を行うことが望ましい。以下では、可撓性継手による断面力の減少効果を検討するために実施した沈埋トンネルの動的解析結果の一例を紹介する。

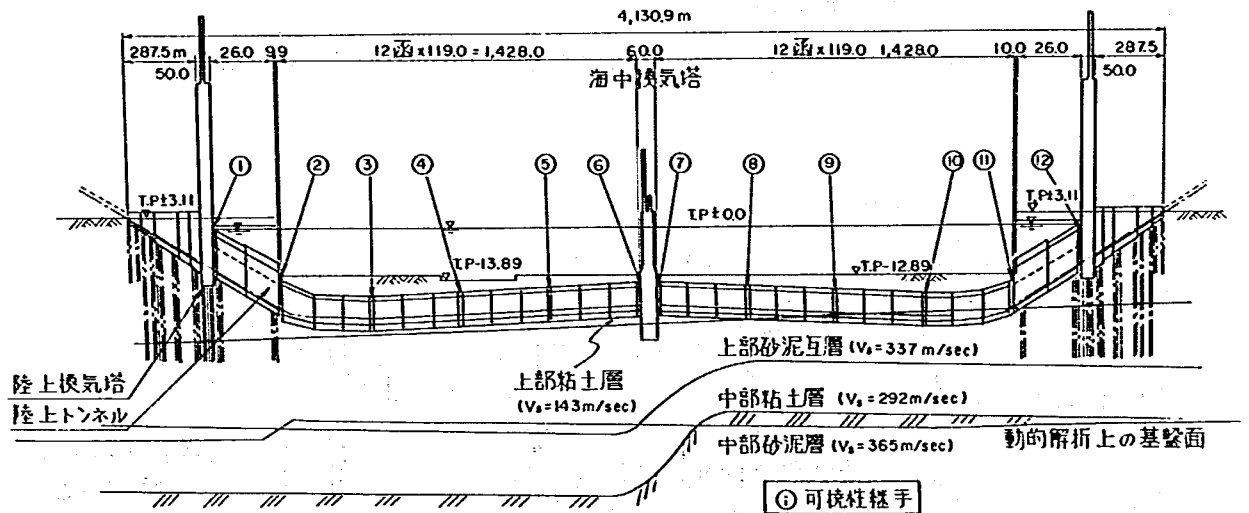


図-18 解析の対象とした沈埋トンネル (18)

解析対象としたのは図-18に示す幅 37.4 m、高さ 8.95 m、長さ 4,131 m の鉄筋コンクリート製沈埋トンネルであり、換気塔がトンネル始末端および中央（海中）の 3 箇所に設けられている。また、沈埋トンネルには図-18中に示す 8 箇所に可撓性の断震継手が設けられている。沈埋トンネルの断面は図-19に示す通りであり、計算では表-4に示す断面定数を用いた。入力地震動としては、1973 年 6 月の根

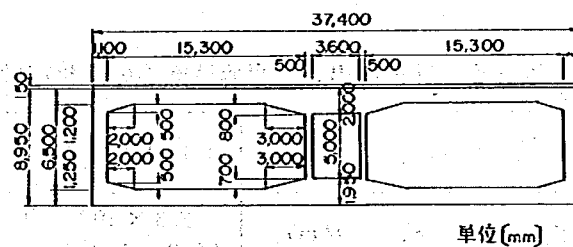


図-19 沈埋トンネルの断面図 (18)

表-4 計算に用いたトンネルの断面諸定数 (18)

エレメントの弾性係数		E	$3.5 \times 10^6 \text{ t/m}^2$
断面 2 次モーメント	軸直角方向	I_y	$1,500 \text{ m}^4$
	鉛直方向	I_z	$15,500 \text{ m}^4$
断 面 積		A	124.3 m^2
エレメントのせん断弾性係数		G	$1.52 \times 10^6 \text{ t/m}^2$

室半島沖地震により北海道静内橋近傍の地下 40 m で観測された記録を 150 gal に振幅調整して基盤に作用させた。

解析には土木研究所で開発した地中構造物の地震応答解析プログラム DAST-1 を用いた。モデル化に際して設けた仮定は以下の通りである (図-20 参照)。

- i) 沈埋トンネル周辺地盤はせん断振動系の離散型モデルにより表わす。地盤の剛性および減衰定数の歪依存性は等価線形の手法により取り入れる。
- ii) 沈埋トンネルは周辺地盤に弾性的に支持された棒もしくは梁より成る骨組み構造物とする。

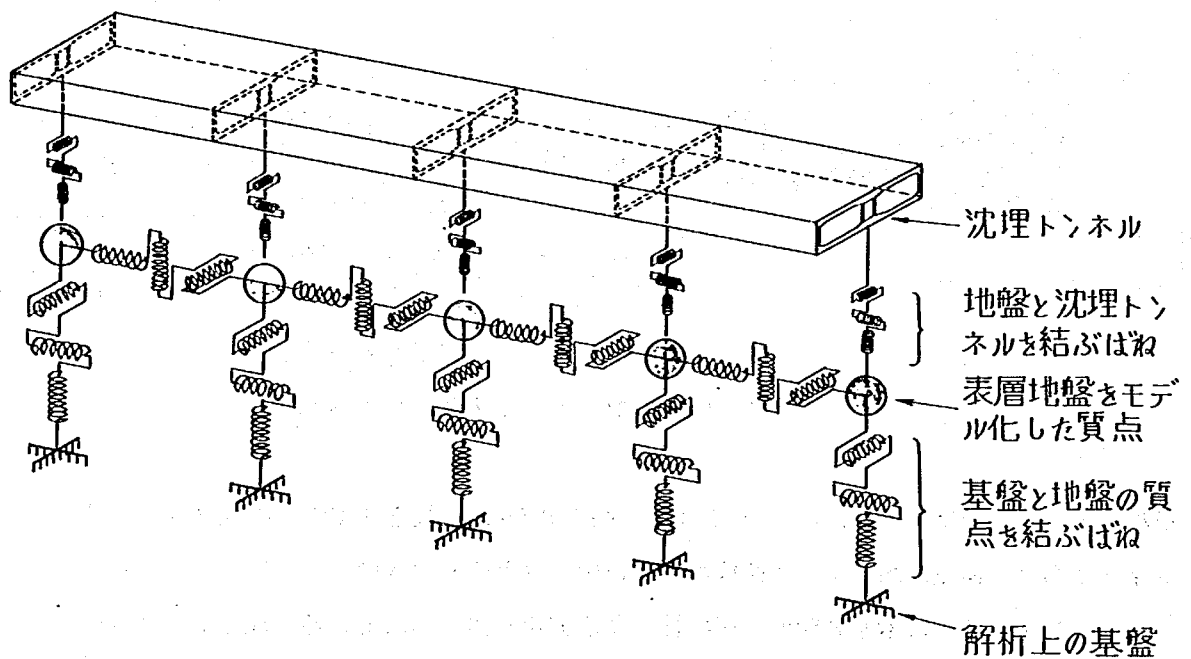


図-20 沈埋トンネルおよび周辺地盤の地震応答解析モデル (20)

表-5 計算に用いた可撓性継手のばね定数

		エレメント間	沈埋トンネル 始 終 端 部
軸方向バネ係数 K_3 (t/m)		2.3×10^5 (5.3×10^{-5})	1.2×10^5 (2.8×10^{-5})
回転バネ係数 (t・m/rad.)	水平面内 $K_{\theta z}$	3.0×10^7 (5.5×10^{-5})	3.0×10^7 (5.5×10^{-5})
	鉛直面内 $K_{\theta y}$	7.5×10^6 (1.4×10^{-4})	3.0×10^6 (5.6×10^{-5})
せん断バネ係数 (t/m)	水平面: K_y	2.0×10^5 (1.1×10^{-5})	2.0×10^5 (1.1×10^{-5})
	鉛直面: K_z	2.0×10^5 (1.1×10^{-5})	2.0×10^5 (1.1×10^{-5})
ねじりバネ係数		トンネルエレメントの剛性と同一の値とする。	

- iii) 沈埋トンネルの質量は無視する。
- iv) 換気塔は並進および回転の2自由度を持ち、地盤に弾性的に支持されたせん断柱としてモデル化する。換気塔と沈埋トンネルの応答は相互に独立とする。
- v) 可撓性継手は、隣接するトンネルエレメント間の相対的な伸縮もしくは回転運動に弾性的に抵抗する継手ばねによってモデル化する。

以上のような条件のもとで、可撓性継手を設けずにトンネルエレメント間を剛結合とした場合と、可撓性継手を8箇所（継手の剛性は表-5参照）に設けた場合のトンネルの断面力を比較した結果、図-21の結果を得た。これによれば、剛結合とした場合に断面力が大きくなるのは、アプローチ区間（斜路部）および海中換気塔付近で、いずれも表層地盤の厚さが変化する区間であることがわかる。このような箇所では、表層地盤の振動に箇所別な変化を生じ、このような地盤の振動の乱れがトンネルに大きな断面力を生じさせている。これに対してエレメント間に可撓性継手を設けた場合には、剛結合とした場合に比較し、軸力の場合には約1/2に断面力が低下するのがわかる。曲げモーメントの場合には継手の近傍においては断面力が減少しているが、継手と継手の中間部においては軸力の場合ほど著しい断面力の低下は認められない。すなわち、曲げモーメントの場合には、可撓性継手の効果は継手の近傍だけに限られることがわかる。さらに、せん断力の場合には可撓性継手の効果は曲げモーメント以上に継手の近傍に限られ、継手と継手の中間ではエレメント間を剛結とした場合よりも大きな断面力が生じる場合があることがわかる。

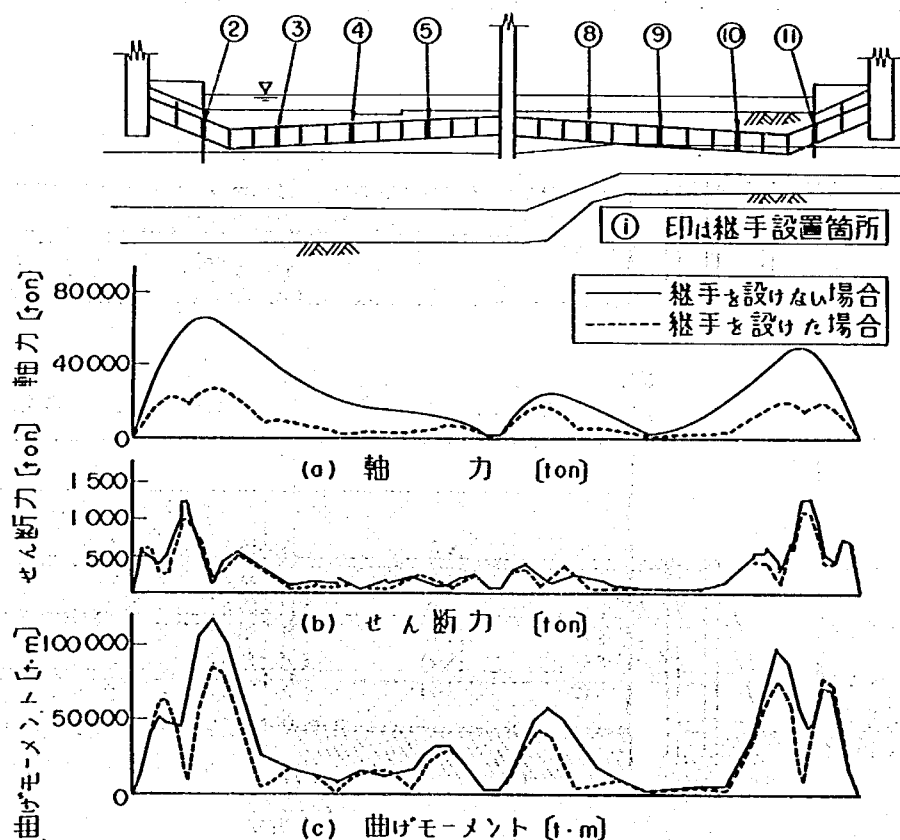


図-21 エレメント間を剛結合とした場合と可撓性継手を設けた場合のトンネルに生じる最大断面力の比較 (18)

6. 地下埋設管路と周辺地盤間の抵抗力

地震時に地盤が変形した場合に管路に伝わる力は、管路の種類、断面寸法、地盤の特性によって変化する。式(20)、(25)からわかるように、3章に示した耐震計算法では地中埋設管を地盤によって弾性的に支持された棒もしくは梁と仮定しているが、このためには弾性床のばねの特性を正しく評価することが重要である。このような目的のために行った簡単な振動実験の結果を以下に示す。

実験施設は図-22に示す通りであり、振動台上に鋼製の土槽を固定し、この中に上水道用配管としてよく用いられる铸铁管(配管用炭素鋼管, SGP, 150 A, 外径 160.3 mm, 肉厚 6.5 mm)を3本, 地表面からの深さを 1.2 m, 2.2 m, 3.2 m に変えて山砂で入念な施工管理のもとに埋め戻した。铸铁管の一方は、振動台とは縁を切った不動点に固定し、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と不動点に作用する力を測定した。

図-23および図-24は、それぞれ、正弦波および地震波(1968年5月16日の十勝沖地震($M=7.9$)による八戸港地盤上の加速度強震記録)により加振した場合の最上部(地表面から 1.2 m)の铸铁管(固定部)に作用した軸力と地盤~铸铁管間の相対変位の関係を示したものである。図-23によれば、土槽の強制変位(=地盤~铸铁管間の相対変位)はおおむね正弦波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、この限度を越えた範囲では、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である。

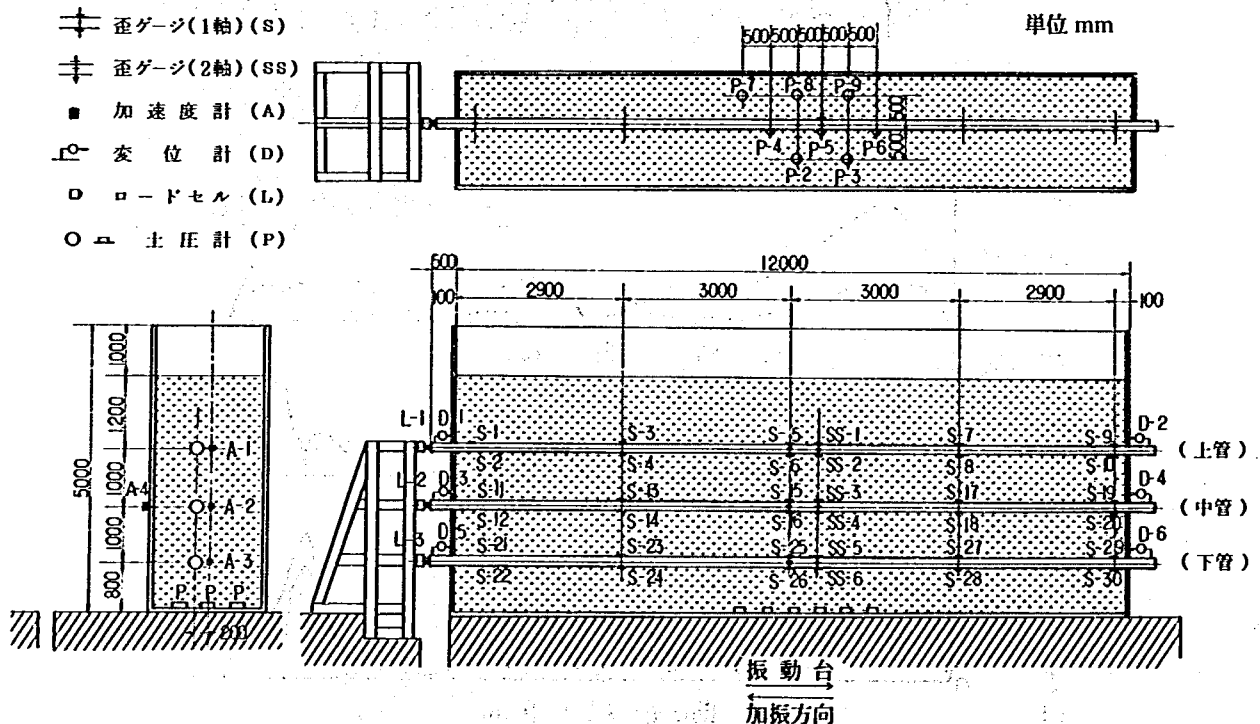
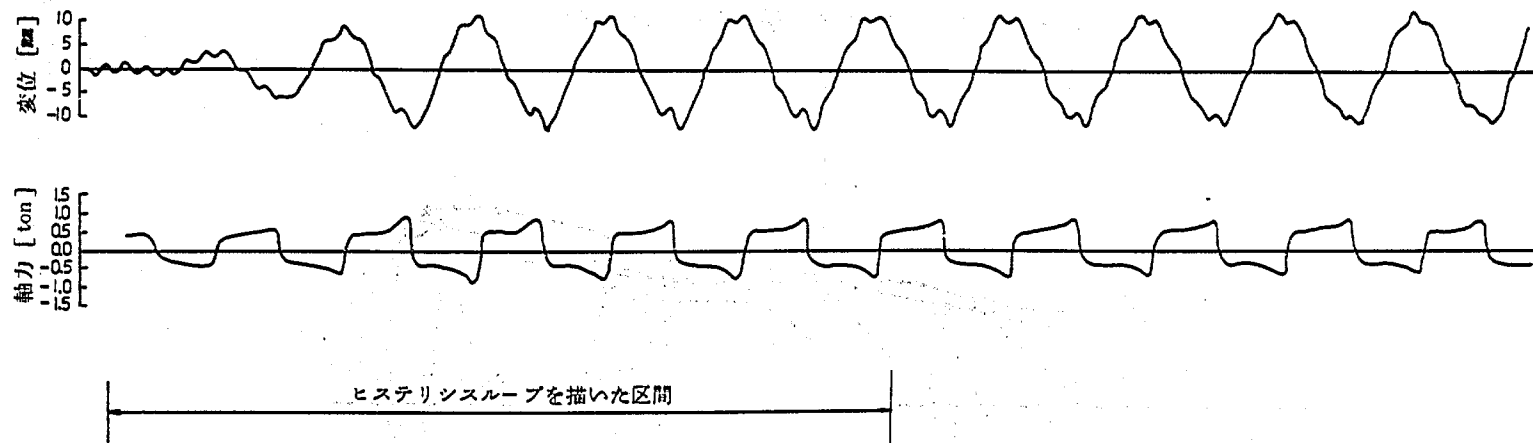
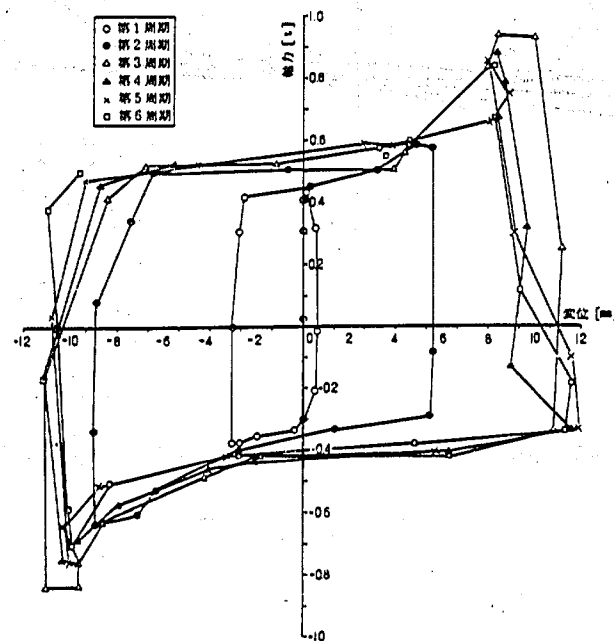


図-22 埋設管路と地盤間の抵抗力の特性に関する実験 (21, 22)

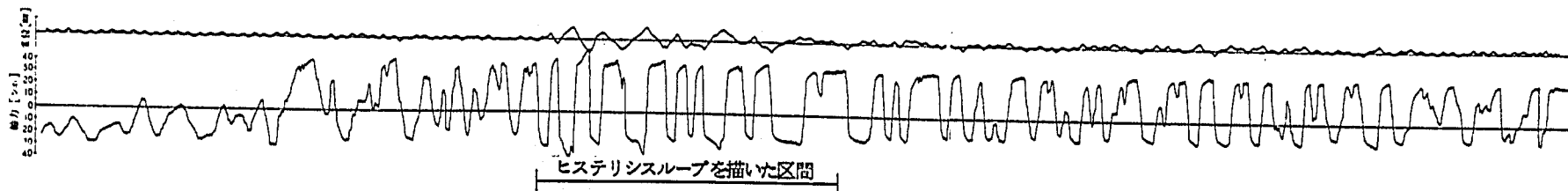


(a) 地盤と鋳鉄管の間の相対変位～鋳鉄管（固定端）に作用する軸力の関係

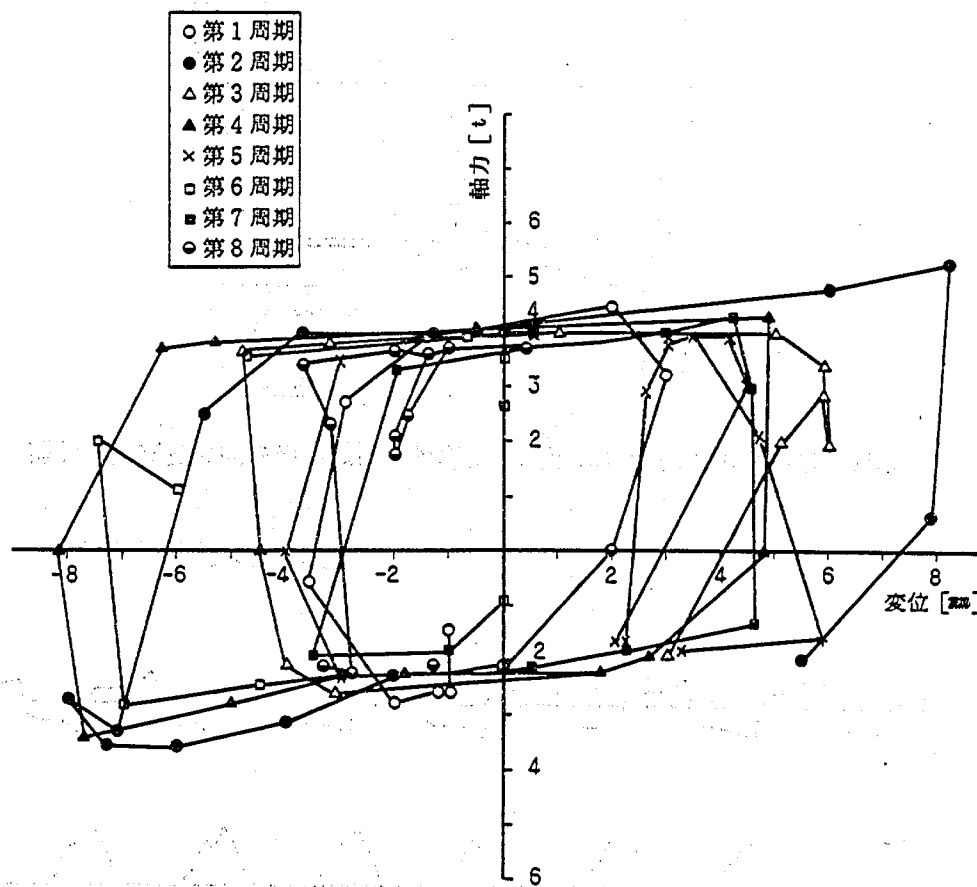


(b) 軸力～相対変位のヒステリシスループ

図-23 上管に対する正弦波加振実験結果の一例〔22〕



(a) 地盤と铸铁管の間の相対変位～铸铁管（固定端）に作用する軸力の関係



(b) 軸力～相対変位のヒステリシスループ

図-24 上管に対する地震波（十勝沖地震による八戸港記録）加振実験結果の一例〔22〕

また、図-24の結果においても、铸铁管と地盤の間のすべりが生じているのがわかるが、この場合に興味深いのは、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後述する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。

図-23および図-24の結果は、いずれも数回の加振実験の後に得られたものであるが、铸铁管を埋設後、最初に行った実験による最下層の铸铁管（埋設深度 3.2 m）の軸力～相対変位のヒステリシスループは、図-25のようになる。すなわち、最初の1周期の加振中の軸力は 10t 程度と大きいのに対して、2周期めから急減し、3周期め以後には一定値に落ち着く傾向を示している。したがって、一般に実験室内で埋設管埋戻し後すぐに加振実験を行うと管路と地盤間の単なる摩擦力が生じるが、長期間道路下に埋設された管路では、これよりも大きな力が作用する可能性があると考えられる。一般に一度乱された

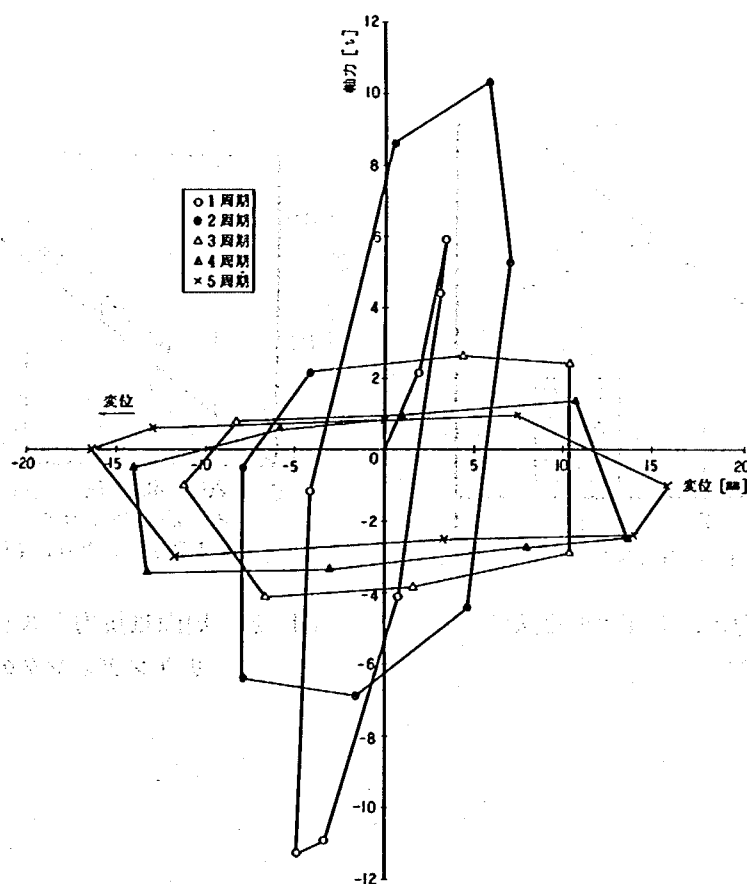


図-25 バージンの軸力～相対変位のヒステリシスループ
(SE-18-0.75-L-I, 下管) (21, 22)

地盤の拘束力の回復には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。

いま、上、中、下管それぞれの埋設後に最初に行われた実験により固定端側に生じた軸力から管路の単位面積当りの周面抵抗力 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-26となる。上管および中管の比較から、埋設深度が深くなるにつれて周面抵抗力が増大するのが読取れるが、下管に対する周面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上には合致しない。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と考え、スウェーデン式サウンディングの結果を用いて周面抵抗力を整理した結果が図-27である。この場合には、上、中、下管の場合とも周面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。

$$f_s = 2 \times 10^{-3} \cdot N_{sw} \quad \dots\dots\dots (38)$$

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 : 周面抵抗力 (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よう。

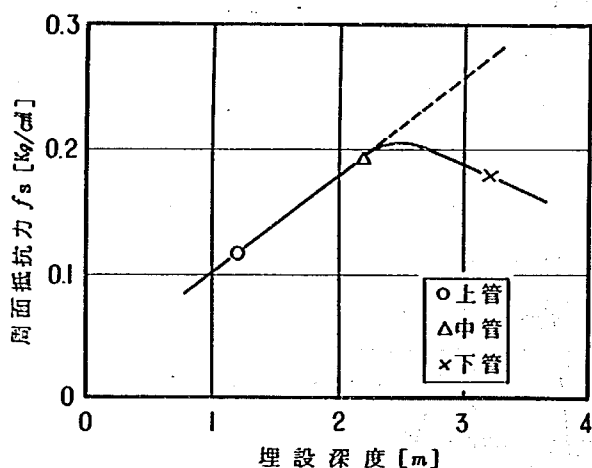


図-26 周面抵抗力におよぼす埋設深度の影響 (22)

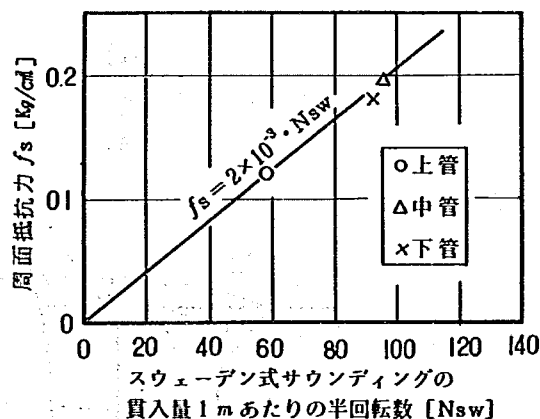


図-27 周面抵抗力とスウェーデン式サウンディングの関係 (22)

7. 今後の研究課題

以上、ここ数年の間に地中埋設管路の耐震設計法として定着しつつある応答変位法を中心に、その基本的な考え方を示した。今後、応答変位法による設計法の合理化を図るために必要とされる主要な研究課題をまとめると以下ようになる。

(1) 地震時の地盤ひずみの合理的な推定法の確立

地中埋設管を含めて地中構造物の地震時の変形は、地震時に周辺地盤に生じる変形に支配される。したがって、地震時の地盤ひずみを合理的に解析できる手法を確立することは、地中埋設管の耐震設計に関し、最も基本的な事項である。

ここで、既往の地震による被害事例をみると、埋設管の被害は、流動化等地盤の不安定現象が生じない場合には、地盤条件や地形条件の変化部に集中して発生している。したがって、特にこのような箇所の地震動の特性を把握することが必要であり、このためには、高密度強震観測を推進し、記録の蓄積を図ることが有効と考えられる。

(2) 地盤流動化が生じた場合の埋設管の安定性と耐震設計法の確立

本報告では地盤流動化が生じた場合の影響を示していないが、既往の地震による埋設管路の被害事例をみると、周辺地盤の流動化が生じた場合には管路の浮上り、移動、不等沈下等非常に大規模な被害が発生している。したがって、流動化する可能性がある箇所に埋設管を設置する場合には、流動化の影響およびこれに対する対策が必要となるが、このような点は現在までほとんど研究されていない。このためには、砂箱を用いた大型模型による振動台加振実験等により、検討することが有効と考えられる。

(3) 地盤と埋設管路の動的相互作用の解析

6章にも示したように、地震時に地盤から埋設管路に伝えられる力の特性に関しては、現在よくわかっていない。今後の検討が必要とされる事項である。

参 考 文 献

- 1) 日本道路協会：石油パイプライン地震対策要綱，同解説，昭和49年3月
- 2) 大久保忠良：石油パイプラインの耐震基準，道路，昭和48年3月
- 3) 萩原浩，寺田章次，栗林栄一：石油パイプラインの耐震設計基準，土木技術資料，Vol.16-4，昭和49年6月
- 4) 土木学会：沈埋トンネル耐震設計指針（案），昭和50年3月
- 5) 建設省：新耐震設計法（案），土研資料第1185号，昭和52年3月
- 6) 建設省土木研究所：埋設管の耐震設計法 — 地中管路の地震対策に関する調査結果 — 昭和48年3月
- 7) 土木学会：地下貯油施設技術指針（案），昭和55年5月
- 8) 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），昭和52年3月
- 9) 日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解析，昭和54年12月
- 10) 日本下水道協会：下水道施設地震対策指針と解説，1981年版
- 11) 岩崎敏男，川島一彦，高木義和：地中地震記録に基づく表層地盤の地震応答特性，土木技術資料 Vol. 21-1，昭和54年1月
- 12) 足立紀尚，龍岡文夫：土の力学Ⅲ，土木学会新体系土木工学18，技報堂，昭和56年8月
- 13) 日本道路協会：道路橋示方書V耐震設計編，昭和55年5月
- 14) 大久保忠良，岩崎敏男，川島一彦：土木研究所における高密度強震観測計画および記録の解析，日米天然会議，第13回 UJNR，昭和56年5月
- 15) 栗林栄一，川島一彦，柴田松雄：応答変位法による地中構造物横断面の耐震設計法および最終耐力に関する研究，土研資料第1253号，昭和52年4月
- 16) 栗林栄一，川島一彦，宮田忠明：地震時における地盤の変形を考慮した基礎杭の応力計算法，土研資料，第972号，昭和49年10月
- 17) 栗林栄一，岩崎敏男，川島一彦：沈埋トンネルの縦断方向の地震時応力，第13回土木学会地震工学研究発表会，昭和49年7月
- 18) 栗林栄一，川島一彦，柴田松雄：沈埋トンネルの地震応答に及ぼす耐震継手の効果，土木技術資料，Vol. 21-12，昭和54年12月
- 19) 栗林栄一，川島一彦，柴田松雄：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，土研資料，第1193号，昭和52年3月
- 20) 栗林栄一，川島一彦，柴田松雄：地中構造物の地震応答解析プログラム DAST-1仕様書，土研資料，第1312号，昭和53年3月
- 21) 栗林栄一，岩崎敏男，川島一彦，宮田忠明：埋設管と埋土の間の動的相対変位および抵抗力に関する実験的研究，土研資料，第1266号，昭和52年7月
- 22) 栗林栄一，岩崎敏男，川島一彦：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

- 23) 久保慶三郎，片山恒雄：地下埋設管の被害，東京区部における地震被害の想定に関する報告書
- 24) 片山恒雄，増井由春：1964年新潟地震による新潟市の上水道およびガス施設の震災復旧（その1），
生産研究・33巻1号，昭和56年1月
- 25) 栗林栄一，龍岡文夫，吉田精一：明治以後の本邦の地盤液状化履歴，土木研究所彙報，第30号，
建設省土木研究所，昭和49年12月
- 26) 上田治：宮城県沖地震によるライフライン施設の被害と復旧に関する講演会議事録，土研資料，
第1604号，昭和55年9月
- 27) 岩崎敏男，龍岡文夫，吉田精一：砂層中の杭の動的挙動に関する模型振動実験，土研資料，第
1152号，昭和51年6月
- 28) 岩崎敏男，常田賢一，吉田精一，後藤勝志：砂質地盤の液状化および杭基礎構造物の動的応答特
性に関する模型振動実験，土研資料，第1605号，昭和55年8月
- 29) 岩崎敏男，常田賢一，木全俊雄，吉田精一：昭和大橋における地盤および下部構造の耐震性調査，
土研資料，第1591号，昭和55年7月
- 30) 岩崎敏男，常田賢一，木全俊雄：地震時における砂質地盤の液状化判定法と耐震設計への適用に
関する研究，土研資料，第1729号，昭和56年9月

荒川直士, 川島一彦, 相沢 興, 高橋和之

キーワード

要 旨

管路を中心とした地中構造物の耐震設計計算法とこれに必要な設計地震力の設定について, その基本となる考え方を紹介し, また, 今後必要とされる研究課題についてまとめたものである。

○

郵便はがき

3 0 5 - □ □

40円切手
をはって
下さい。

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所

地震防災部・振動研究室

御中

No 188

No 188

配布先氏名

○

配布先住所

土木研究所資料第 1764 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名

