

ISSN 0386-5878

土木研究所資料 第1587号

マイクロフィルム 第 号

土木研究所資料

地中管路防護工の地震時の挙動に関する検討

昭和55年3月

建設省土木研究所
耐震研究室

Copyright © 1980 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

建設省土木研究所は、日本電信電話公社と次の項目について効率的な研究開発を行なうために技術交流を図ることとなった。（昭和54年1月16日、土研第60号（協定）及び参考文献資料1参照）

- (1) 土木研究所と電々公社における研究業務についての情報の交換に関すること。
- (2) 受託研究、共同研究に関すること。
- (3) 研究業務における便宜の供与に関すること。
- (4) 前各号に掲げるものの外、前条の目的を達成するために必要な事項。

この協定に基づいて昭和54年5月29日に連絡会が開催されて技術交流担当者合同会議が開催される運びとなり、昭和54年6月19日に、その会議において具体的な研究項目が検討された。当研究室の関連する研究課題は次のとおりである。

研 究 課 題	研 究 項 目	電々公社担当部局 担当責任者
地下埋設物の耐震	1. 管路とマンホールとの 接続工法	建技室・土木技術部 山岸調査役
	2. 地下管路の軟弱地盤 対策工法	同室・同部 安達調査役
	3. 小断面シールド工法	茨城通研・通信 土木研究室長 菅原室長

上記(2)の受託研究、共同研究の一環として当所は「異種材料（砂、コンクリート、管路）から構成される地中管路の地震時の挙動に関する研究」を受託した。本報告書は、昭和54年度の研究結果を報告するものである。御協力を頂いた関係者の各位に深甚なる謝意を表わす次第である。

なお、上記の受託は研究項目1の中において実施したものであることを付記する。

昭和55年2月

地震防災部長

栗 林 栄 一

耐震研究室

室 長 上 田 治

研究員 羽 立 隆 幸

干 場 良 信

(目 次)

まえがき	
1. 概 説	1
2. 目的と手順	3
2.1 目 的	3
2.2 手 順	3
3. 解析の方法	4
3.1 解析モデル	4
3.2 集中質量法	6
3.3 有限要素法	8
4. 解析の結果	15
4.1 図 表	15
4.2 結 果	49
5. 考 察	53
6. 結 論	54
あとがき	55
参考文献資料	55

1. 概 説

通信用土木施設には、通信ケーブルを収容し、かつ保護するための地中管路がある。地中管路の我国における最初の建設⁵⁾は、明治29年における東京・銭瓶町（現在の大手町）から常盤橋を通る浪花局に至る延長約2キロの建設であった。この工事には、内径3インチ、延長約9フィートの鉄管が使用された。しかし、鉄管を用いた管路では相当に経費が重むため、明治32年に米国製多孔管が各地で使用され始めた。この工法では、工事に長時間を要するので湧水箇所あるいは交通ひんばんな箇所では不適當と考えられていた。しかし、当時においては鉄管に比べて約20%程安いので盛んに使用された。この工事は、厚さ7.5～9センチのコンクリートに1センチのモルタルを施した上に陶管を据え付け、径6ミリ、長さ75ミリの鉄串を2箇所へ挿入し、接続部には木綿布とモルタルによる防水が施され、さらに、舗装の下の場合にはその上面に、その他の場合には、上面及び両側に厚さ7.5センチのコンクリートを巻いて保護する管路工事であった。その後、大正5年に、市内電話技術心得が制定されて、地中管路の設計基準並びに工法が統一された。その心得では「地下線路ハ局舎ノ位置並ニ将来ニ於ケル土地ノ発達及変遷ノ状況ヲ考究シ現在架空“ケーブル”四条以上ニシテ亘長百米以上ニ亘リ将来局増加スベキ場所ニ敷設スルヲ通常トス」と記述し、その土被りは、車道120センチ（但し、已むを得ない場合には80センチ）、歩道60センチ以上と規定した。昭和時代に入ってから各種の管路及び工法に、工夫がなされた。昭和7年には、従来の鑄鉄管よりも高級鑄鉄管（鋼成分の多い長さ3m、実内径79.2mmの管）が採用された。昭和13年、改良無接合コンクリート管の試験的施工（実用化に至らず）、昭和25年K・S型陶管、昭和28年石綿セメント管の改良型が再び使用されることとなった。これらの管は経年変化による耐食性は優れているものの、材質の脆さ、水密性・接続部強度不足のために、その防護工として、補強のコンクリートを必要とした。さらに、折損被害も多いと言うことであり、そのために、その後は余り使用されなくなった。これらの管に取って替って機械的強度も高くしかも埋設スペースが十分に得られない場所にも作業性の効率が比較的良好な鋼管（塗覆装鋼管）が盛んに使用されるようになった。高級鑄鉄管も3メートルから4メートルの長さになり、接続に関しても鉛銑（なまりかしめ）からゴム輪による気密なスクリュウ形が使用されるようになった。その後、強度を増加するために、材質もダクタイル鑄鉄となりダクタイル鑄鉄管は鉄道の交流電化、送電線の昇圧化に伴う誘導防止用としても活用されるようになってきた。さらに近年においては地中管路施設の増強に伴って、硬質ビニール管布設されるようになってきた。硬質ビニール管は強度は比較的に小さいものの、多条数で鋼管との併設も可能であり、しかも管材料費も安いということで、近年、多に使用されることとなった。また、硬質ビニール管は、引上分線管路又は地下配線管路以外は一般に塗覆装鋼管と混同して使用されることが多い。

一方、併設形式には種々のものがあり、一般には最下段に鋼管、その上に数条の硬質ビニール管が布設されている場合が多い。その場合の土被りは平均1.0～1.2メートルのものが多いが、しかしながら、埋設物への障害、橋梁添架管への接続、等の理由から已むを得ず浅くなる場合もある。その時には土被りは平均0.8～1.0メートル（主要道路）、0.6～1.0メートル（その他の道路）となり、路面荷重及び舗装の除去などによる影響、不等沈下対策、等から、砂またはコンクリートで保護する場面が多い。通称、砂防

護工，コンクリート防護工といわれるものである。

「これらの防護工（保護のための工作物を指している）に包み込まれた状態における管路」の地震時の挙動に関する検討はいまだに行なわれていないようである。日本電信電話公社では，1978年6月の宮城県沖地震に際しても直埋^{じかまい}ケーブル等に被害を受けておりこのような防護工に包み込まれた状態での管路の地震時における安全性を憂慮し耐震性の検討を行なうこととした。当研究室では，このような経緯に鑑みて，受託研究の一部においてこれらの施設の耐震安全性を検討することとした。以下にはその検討結果を述べている。

2. 目的と手順

2.1 目 的

目的は次のとおりである。地震時における地中管路及び周辺地盤の節点（微小要素）における主応力及びその分布を把握する。特に、管路屈曲部及び砂とコンクリートの防護工の境界近傍などに着目してそれらを把握する。

2.2 手 順

一般に、地震時における地中管路の主応力を基盤を含めた全体系により、直接的に解くことは解析モデルの制限からも困難を擁する。そこで、まず、地中管路を含めた「防護工と地盤」系の全体的挙動を把握し、次に、砂とコンクリートの防護工の変位と加速度を求め、「防護工と管路」系の部分解析を行なうとともに地中管路の主応力を解析するのが良い。今回の解析にあたっては、まず、第1ステップとして「防護工と地盤」系の解析を行なった。

すなわち、対象とした地中管路の周辺地盤を集中質量系に置換し、後述する集中質量法により、地盤のみの振動の場合の固有値、変位、加速度を解析した。次に、有限要素法（後述する）によって自重载荷状態と動的载荷における応力解析を行ない、各メッシュの節点（微小要素）における最大応答変位、最大応答応力を調べたものである。これによって、各メッシュの節点における主応力が判り、さらに、その方向の分布も概括的に判る。手順はおおよそ以上のとおりである。

3. 解析の方法

3.1 解析モデル

(1) 地盤のモデル化

〔A〕 対象地域の地形・地質

対象とした地域は東京における山の手と下町とした。図-1はこれらの地域の地形面区分図、およびその断面図の一例を示したものである。一般的に地形・地質については次のことが判る。

山の手側

(地形)

対象地域の地形は武蔵野台地東部の淀橋台付近の地形に相当する。

武蔵野台地は我国屈指の規模を誇る洪積台地である。その範囲を限るのは北西に入間川、北東に荒川、南に多摩川の沖積低地である。その台地の東西の拡がり約50kmである。高度は西端の青梅で200m、立川で100m、吉祥寺で50m、東端の上野で20mと東へ向ってゆるやかとなる。この台地の地形は青梅をかなめとした扇状地と言われることもあった。しかしながら、現在では古い時代の多摩川の氾濫原の跡にできた河岸段丘と言われている。さらに、この様にしてできた段丘面、その上位に堆積した関東ロームの特徴によって、下末吉面、武蔵野面、立川面と大別されるが、今回の対象とした地域付近ではそのうち下末吉面に相当することとなる。

淀橋台は神田川の谷と目黒川の谷に挟まれた台地であり、周囲を侵食谷が分岐し、その密度は他の台地に比べて高い。したがって、谷と谷との間の台地面には起伏と坂が多い。微地形分類による今回の対象地域は河谷の最狭窄部において周囲が河によって開削された斜面であり、低地が近接した地域である。

(地質)

前記の台地部を構成する地質はまず上部は新期の関東ローム層、次に、水中堆積による古期ローム層の粘土質火山灰、以下に、浅海性の堆積物である東京層が覆っている。関東ローム層は立川ローム層および武蔵野ローム層と呼ばれる層が6m程あり、粘土質火山灰は下末吉ローム層と呼ばれる渋谷粘土層である。東京層は、構造物の支持地盤に適した東京礫層で、上下に分けられている。上部は、砂、シルト、粘土層からなり、それらの層厚は10~15m程である。東京礫層は、暗青灰の還元色を呈する。淀橋台においては下部、東京層は欠除しており、東京礫層の直下に締った砂、砂岩を主体とした第三紀の上総層が分布する。この層は通称「土丹」と呼ばれる層であって、周囲の河谷、低地部では、ローム層、粘土質火山灰層が削りとられた沖積層（腐植土層、粘性土層）である。

下町側

(地形)

対象地域の地形は、東京下町低地の通称「0メートル地帯」と言われる地域の地形に相当する。

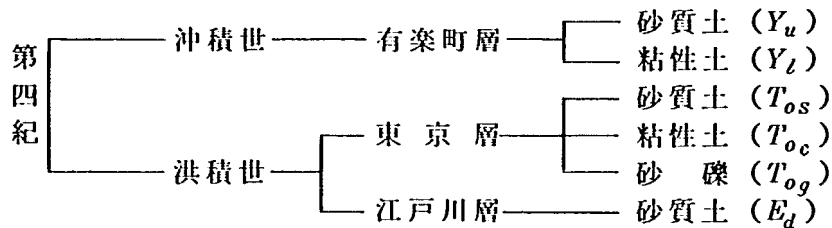
この低地は武蔵野台地をとりまく単調な海岸沖積平野の上に多摩川或いは荒川等の河川が氾濫原を形成したものである。

対象地域周辺の微地形分類から、今回の調査地点の周辺は、主として海岸平野よりなる。さらに、現在

の隅田川沿いには、自然堤防或いは埋立て地が認められる。

(地質)

地質的には、江戸川層を基層とした「東京層（洪積層）」の上を「有楽町層」と言われる沖積層が堆積している。その層序は次のようである。



今回対象とした地域の調査地点周辺の断面図は図-1に示したとおりであるが、これによれば、調査地点周辺は、沖積層の層厚が薄く、概ね3m前後となっており、その土性も粘性土の卓越したものとなっている。一般的に、東京層は砂質土が卓越しており粘性土層との互層を呈している。

〔B〕 地盤モデル

図-1における調査地点のボーリングデータを図-2に示す。この図と対象地域の地形・地質とを考慮し、原地盤の諸定数を表-1のように定めた。耐震計算上の基盤面は山の手においてG.L. - 23m、下町においてG.L. - 38mと仮に定めた。地下水面は山の手において-8.0m、下町において-3.0mのところである。下町においては、地下水面より深度が浅い層では、N値15回程度の埋立て土である。

集中質量数は山の手においては9質点、下町においては12質点である。いずれも、図-2のボーリングデータを検討して、この数に定めた。変形係数Eは、N値→ V_s →G→Eの手続きにしたがって、推定した。また、有限要素数は山の手291メッシュ、下町348メッシュである。

図-3, 4は山の手と下町における地盤モデルの概略を示したものである。各々とも基盤と質点、質点と質点とを結ぶバネは表-1の変形係数、せん断弾性係数を検討し、定めたものである。これらの図表には、減衰定数は示されていないが、本解析にあたっては一律に20%とした。但し、加速度・変形スペクトルの図には、比較のために、5%、10%の場合も示した。

一方、砂とコンクリートの防護工の単位体積重量は、それぞれ20t/m³、23t/m³とし、せん断弾性係数は同様に 1.8×10^3 t/m²、 8.6×10^5 t/m²とした。さらに、ポアソン比は0.33（排水状態での砂質土の値に相当）0.49（非排水状態での粘性土の値に相当）を仮定して用いた。

(2) 入力モデル化

入力地震動の設定手法に関しては参考文献資料2)に詳細に記述されている。本検討では表-2、図-5に示す2波を用いた。

根室半島沖地震の静内橋における記録は比較的に良好な砂礫層中で採取された記録であり、また、板島橋における記録は比較的に軟質な地盤の地表面において採取された記録である。この採取した地盤の特性と波形の特性の両者を考慮して本検討に用いた。

なお、入力に用いた加速度の最大値は、2波ともに基盤面において150galとした。また、板島橋の記録

は基盤面に変換し、その波形を用いた。

3.2 集中質量法

集中質量法とは周辺地盤あるいは構造物（ここでは地中管路・砂防護工・コンクリート防護工と考えてよい）の質量を一点に集中させ、質点相互あるいは質点と基盤との間をバネで結び構造物・地盤の振動を動的に解析する方法である。この方法に用いる力学モデルの概要の一例は参考文献 3) から次のようになる。

- (1) 対象とする構造物は周辺地盤に弾性的に支持された棒もしくは梁から成る骨組構造物とする。
- (2) それを支持する周辺地盤はせん断振動系離散型モデルによって表現する。
- (3) 周辺地盤の剛さの歪依存性は等価な線形の剛性を使用することによって近似的に計算に取り入れる。

このようにモデル化すれば、後は、基盤から入力する地震動を強性外力とする多自由度バネ・マス系の解析にはならない。このような場合の運動方程式は

$$M\ddot{X} + C\dot{X} + KX = F_g(t) \quad \dots\dots\dots (1)$$

M : 質量マトリックス

X : 変位ベクトル

C : 減衰マトリックス

K : 剛性マトリックス

F_g : 強制外力マトリックス

となり、解法の手続き上強制外力を強制変位に交換して、変位ベクトルに含めて考えて、変位ベクトルを強制外力による強制変位（擬静的変位）と動的相対変位に交換したということにより、記号を書き直して U_t^c とすれば、 n 質点系の時刻 t における運動方程式は周知のごとく次式のようなになる。

$$M\ddot{U}_t^c + CU_t^c + KU_t^c = 0 \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 $\ddot{U}_t^c$ 、 $\dot{U}_t^c$ 、 U_t^c は時刻 t における変換した加速度、速度、変位ベクトルである。ここに示した運動方程式の力学系の全体座標軸、すなわち、基盤面に設定した直交座標軸が相対的に変位する場合には、表層地盤質点の相対的な変位ベクトル、すなわち、 U_t^c は次式のように表わされる。

$$U_t^c = \begin{Bmatrix} U_t \\ U_t^b \end{Bmatrix} \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 U_t^b は、基盤面における n^b 個の拘束された変位ベクトルであり、 U_t は表層地盤質点の相対変位ベクトルである。

一方、 U_t^c は前述のとおり便宜的に擬静的相対ベクトル U_s^c と動的相対変位ベクトル U_d^c に分離して考えることができる。すなわち、

$$U_t^c \equiv U_s^c + U_d^c \quad \dots\dots\dots (4)$$

である。

さらに, U_s^c , U_d^c は

$$\left. \begin{aligned} U_s^c &= \begin{Bmatrix} U_s \\ U_s^b \end{Bmatrix} \\ U_d^c &= \begin{Bmatrix} U_d \\ U_d^b \end{Bmatrix} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5)$$

のように表わされて, ここに,

U_s : 擬静的相対変位ベクトル (表層地盤質点)

U_s^b : 擬静的変位ベクトル (基盤)

U_d : 動的相対変位ベクトル (表層地盤質点)

U_d^b : 動変位ベクトル (基盤)

となる。

また, 動変位ベクトル (基盤) は次のように定義されている。

$$U_d^b = 0 \dots\dots\dots (6)$$

したがって, (2) 式の基盤面における n^b 個の拘束された変位ベクトルに併せ, 質量マトリックスを次のように分解すると, (2) 式の運動方程式は次式のようになる。

$$[MM^b] \begin{Bmatrix} \ddot{U}_t \\ \ddot{U}_t^b \end{Bmatrix} + [CC^b] \begin{Bmatrix} \dot{U}_t \\ \dot{U}_t^b \end{Bmatrix} + [KK^b] \begin{Bmatrix} U_t \\ U_t^b \end{Bmatrix} = 0 \dots\dots\dots (7)$$

さらに, (7) 式に (4) 式および (6) 式を代入し, 基盤面を剛体と仮定した時には, (7) 式は, 次式のように変形できる。

$$M\ddot{U}_d + C\dot{U}_d + KU_d = -[MM^b] \begin{Bmatrix} \ddot{U}_s \\ \ddot{U}_s^b \end{Bmatrix} - [CC^b] \begin{Bmatrix} \dot{U}_s \\ \dot{U}_s^b \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (8)$$

一方, (8) 式の右辺の第 2 項は第 1 項に比べて微少であり, また, 右辺の第 1 項の質量マトリックス M^b も無視しうることを仮定すれば, (8) 式は, 次式のように整理することができる。

$$M\ddot{U}_d + C\dot{U}_d + KU_d = -M\ddot{U}_s \dots\dots\dots (9)$$

さらに, 擬静的変位ベクトルの定義から

$$KU_s + K^b U_s^b = 0 \dots\dots\dots (10)$$

となるので, U_s は

$$U_s = -K^{-1} K^b U_s^b \equiv -BU_s^b \dots\dots\dots (11)$$

のように求まる。ここに, B は基盤面における拘束された変位ベクトルから, 擬静的変位ベクトルを計算するためのマトリックスである。

さて、(9)式に示した運動方程式は(11)式を(9)式に代入することによって次式に示すような形に書き直すことができる。ここに、

$$M \ddot{U}_d + C \dot{U}_d + K U_d = M B \ddot{U}_s^b \quad \dots\dots\dots (12)$$

基盤面における擬静的変位ベクトル U_s^b は一般に入力として加速度で与えられる場合が多いので、 U_s^b を求めるためには、次式に示すような擬静的加速度ベクトルの2重積分が必要となる。

$$U_s^b = \iint \ddot{U}_s^b \, dt \, dt \quad \dots\dots\dots (13)$$

前記の(12)式は直接的に数値積分するか、または、マトリックスモーダルアナリシスによって解くことができ、表層地盤質点の動的相対変位ベクトル U_d が求まぬこととなる。

なお、地中管路設置地点における表層地盤質点の絶対応答変位ベクトル U_g は、上記の解法によって求めた U_d を用い、次式に示すように求めることができる。

$$U_g = U_d + U_s \equiv U_d - B U_s^b \quad \dots\dots\dots (14)$$

3.3 有限要素法

有限要素法による解析に関しては多くの文献がある。ここでは、参考文献資料4)を参照し、その要旨を述べる。

まず、有限要素法の基本的な考え方・手順であるか、それは次のようである。

- (1) 連続体を仮定の境界線または面によってある数の「有限要素」に分割する。
- (2) 「有限要素」はその境界上に位置する有限個の節点において連結されているものとする。なお、これらの節点の変位は求めようとする基本的なパラメータとなる。
- (3) ある数の「有限要素」内の変位の状態が各々の節点の変位の関数として一義的に決定されるように一組の関数を選定して変位関数と定義する。
- (4) (2)に述べたような変位関数によって、「有限要素」内のひずみ状態は節点変位の関数として一義的に決定される。このようにして得られた有限要素内ひずみは、初期ひずみ構成方程式で表わされる材料の性質等により、要素内の応力状態、または、要素境界上の応力を定めることとする。
- (5) 境界上の応力および物体力(任意の分布荷重)につり合った形で節点集中力を定め、次式

$$\{F\}^a = [K]^a \{\delta\}^a + \{F\}_r^a + \{F\}_{\epsilon_0}^a \quad \dots\dots\dots (15)$$

ここに、

$\{F\}^a$: 要素 a に作用する節点力

$[K]^a \{\delta\}^a$: 節点変位による力

$\{F\}_r^a$: 要素 a に作用する物体力と釣合うために必要な節点力

$\{F\}_{\epsilon_0}^a$: 初期ひずみ状態における節点変位拘束のために必要な節点力

のような要素に関する剛性方程式を定めて、通常の構造解析法により、その後の解析を行なう。

〔A〕自動載荷状態

(i) 計算フロー

有限要素法による静的二次元計算のフローを図-6に示す。

(ii) 剛性マトリックス

1) 曲げひずみ状態

図-7において節点1,2に力 Y とモーメント M が作用し、 Y に対応する節点変位を v 、並びに回転角を θ とする。この曲げ部材の長さが L で、かつ曲げ剛性が EI の場合の剛性行列を変形法と有限要素法に縁の深いエネルギー法の2つから求めてみよう。

まず、 $v_2 = \theta_2 = 0$ のような片持ばりの場合には、 Y_1, M_1 によって v_1, θ_1 が発生し、

$$\left. \begin{aligned} v_1 &= \frac{Y_1 L^3}{3EI} + \frac{M_1 L^2}{2EI} \\ \theta_1 &= \frac{Y_1 L^2}{2EI} + \frac{M_1 L}{EI} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (16)$$

となる。したがって、 $\{Y_1, M_1\}^{-1}$ は、

$$\left\{ \begin{array}{c} Y_1 \\ M_1 \end{array} \right\} = EI \left\{ \begin{array}{cc} \frac{12}{L^3} & -\frac{6}{L} \\ -\frac{6}{L^2} & \frac{4}{L} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{c} v_1 \\ \theta_1 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (17)$$

のように表現できる。

また、反力 Y_2 と固定モーメント M_2 は

$$\left. \begin{aligned} Y_2 &= -Y_1 \\ M_2 &= -LY_1 - M_1 \\ \left\{ \begin{array}{c} Y_2 \\ M_2 \end{array} \right\} &= \left\{ \begin{array}{cc} -1 & 0 \\ -L & -1 \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{c} Y_1 \\ M_1 \end{array} \right\} \\ &= EI \left\{ \begin{array}{cc} -\frac{12}{L^3} & \frac{6}{L^2} \\ -\frac{6}{L^2} & \frac{2}{L} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{c} v_1 \\ \theta_1 \end{array} \right\} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (18)$$

となり、 $v_1 = \theta_1 = 0$ の場合には $Y_2 = M_2$ によって、

$$\left. \begin{aligned} v_2 &= \frac{Y_2 L^3}{3EI} - \frac{M_2 L^2}{2EI} \\ \theta_2 &= -\frac{Y_2 L^2}{2EI} + \frac{M_2 L}{EI} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (19)$$

となる。然るのち、それらを上式に代入して

$$\left. \begin{aligned} \begin{Bmatrix} Y_2 \\ M_2 \end{Bmatrix} &= EI \begin{Bmatrix} \frac{12}{L^3} & \frac{6}{L^2} \\ \frac{6}{L^2} & \frac{4}{L} \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} v_2 \\ \theta_2 \end{Bmatrix} \\ Y_1 &= -Y_2 \\ M_1 &= LY_1 - M_2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (20)$$

となり、同様に $\{Y_1, M_1\}^{-1}$ も

$$\begin{Bmatrix} Y_1 \\ M_1 \end{Bmatrix} = EI \begin{Bmatrix} -\frac{12}{L^3} & -\frac{6}{L^2} \\ \frac{6}{L^2} & \frac{2}{L} \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} v_2 \\ \theta_2 \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (21)$$

となる。

以上を総合して $\{Y_1, M_1, Y_2, M_2\}^{-1}$ は

$$\begin{Bmatrix} Y_1 \\ M_1 \\ Y_2 \\ M_2 \end{Bmatrix} = EI \begin{Bmatrix} \frac{12}{L^3} & \frac{6}{L^2} & -\frac{12}{L^3} & -\frac{6}{L^2} \\ -\frac{6}{L^2} & \frac{4}{L} & \frac{6}{L^2} & \frac{2}{L} \\ -\frac{12}{L^3} & \frac{6}{L^2} & \frac{12}{L^3} & \frac{6}{L^2} \\ -\frac{6}{L^2} & \frac{2}{L} & \frac{6}{L^2} & \frac{4}{L} \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} v_1 \\ \theta_1 \\ v_2 \\ \theta_2 \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (22)$$

のように表現できる。

ii) 平面ひずみ状態

平面ひずみ状態における節点変位 $\{r(x, y)\}^{-1}$ を

$$\{r(x, y)\} = [S(x, y)] \{a\} \dots\dots\dots (23)$$

と表現する。また変位関数 $[S(x, y)]$ は要素境界上での適合条件を満足するとする。

いま、要素内の応力が一様とすると、

$$\left. \begin{aligned} u(x, y) &= a_1 + a_2 x + a_3 y \\ v(x, y) &= a_4 + a_5 x + a_6 y \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (24)$$

と表現することができ、 $[r]$ は

$$\{r\} = \begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1 & x & y & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x & y \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} a_1 \\ a_2 \\ a_3 \\ a_4 \\ a_5 \\ a_6 \end{Bmatrix} = [S] \{a\} \dots\dots\dots (25)$$

となる。この $\{r\}$ の成分の節点 i, j, k の変位群に対しては、

$$\{r_i\} = \begin{Bmatrix} u_i \\ u_j \\ u_k \\ v_i \\ v_j \\ v_k \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & x_i & y_i & 0 & 0 & 0 \\ 1 & x_j & y_j & 0 & 0 & 0 \\ 1 & x_k & y_k & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x_i & y_i \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x_j & y_j \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x_k & y_k \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a_1 \\ a_2 \\ a_3 \\ a_4 \\ a_5 \\ a_6 \end{Bmatrix} = [T] \{a\} \quad \dots\dots\dots (26)$$

となり、未定係数 $\{a\}$ は、

$$\{a\} = [T]^{-1} \{r_i\} \quad \dots\dots\dots (27)$$

となる。

また、ひずみ $\{\varepsilon(x, y)\}$ は

$$\{\varepsilon\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \partial u / \partial x \\ \partial v / \partial y \\ \partial u / \partial y + \partial v / \partial x \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 1 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a_1 \\ a_2 \\ a_3 \\ a_4 \\ a_5 \\ a_6 \end{Bmatrix} = [B] \{a\} \quad \dots\dots\dots (28)$$

であり、応力 $\{\sigma(x, y)\}$ は平面ひずみ状態における弾性法則から、

$$\{\sigma\} = \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1 & \nu/(1-\nu) & 0 \\ \nu/(1-\nu) & 1 & 0 \\ 0 & 0 & (1-2\nu)/2(1-\nu) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \end{Bmatrix} \\ = [D] \{\varepsilon\} \quad \dots\dots\dots (29)$$

$$\therefore \{\sigma\} = [D][B] \{a\} \quad \dots\dots\dots (30)$$

となる。

以上から、要素内の主応力はモールの応力円の関係を用いて、次式のように求められて、

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{1}{2} (\sigma_x + \sigma_y) + \sqrt{\frac{1}{4} (\sigma_x - \sigma_y)^2 + \tau_{xy}^2} \\ \sigma_3 &= \frac{1}{2} (\sigma_x + \sigma_y) - \sqrt{\frac{1}{4} (\sigma_x - \sigma_y)^2 + \tau_{xy}^2} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (31)$$

さらに、その作用方向は

$$\tan 2\theta = \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y} \quad \dots\dots\dots (32)$$

となる。

ここに、モールの応力円の $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}, \theta$ は周知のごとく図-8のとおりである。

〔B〕 動的 載 荷

(i) 運動方程式と解析の基本概念

1) 運動方程式

有限要素内の地震時における $x-y$ 平面での運動方程式は周知のごとく次式で表わされる。

$$[M] \{\ddot{r}\} + [C] \{\dot{r}\} + [K] \{r\} = -\{R(t)\} \quad \dots\dots\dots 33$$

ここに,

$[M]$: 質量マトリックス

$[C]$: 粘性減衰マトリックス

$[K]$: 剛性マトリックス

$\{r\}$: 節点変位ベクトル

$\{R(t)\}$: 地震荷重ベクトル

であり, t は時刻, $\dot{r}$ および $\ddot{r}$ は t に関する一回および二回の r の微分形を示す。

また, 地震荷重ベクトルは一般に次式で与えられるとする。

$$\{R(t)\} = \{M_x\} \ddot{Z}_x(t) \text{ and/or } \{M_y\} \ddot{Z}_y(t) \quad \dots\dots\dots 34$$

$$\{M_x\} = \begin{Bmatrix} M_1 \\ 0 \\ M_2 \\ 0 \\ \vdots \\ M_n \\ 0 \end{Bmatrix}, \quad \{M_y\} = \begin{Bmatrix} 0 \\ M_1 \\ 0 \\ M_2 \\ \vdots \\ 0 \\ M_n \end{Bmatrix} \quad \dots\dots\dots 35$$

ここに,

$\ddot{Z}_x(t)$: 水平動 (x 方向) の地震加速度

$\ddot{Z}_y(t)$: 鉛直動 (y 方向) の地震加速度

M_i : 節点 i に集中する質量

n : 全節点数

そうすると, 有限要素モデルの地震応答解析は, 一般には, 34 式を代入した 35 式を直接に数値積分することによっても実施できる。しかし, いま, 取扱う二次元弾性体の面内振動の場合においては, 下記に示す固有振動解析にもとづくモデル・アナリシス法によるものとする。もとより, この方法はベクトルと位相からみればあらゆる場合に忠実であるとは言えないが, しかしながら, 演算時間が短縮できかつ解析が比率的安定しているという利点を有していることから, この種の解析においてはしばしば利用されており, したがって, ここでもこの方法を用いた。

ii) 固有振動解析

固有振動の解析においては言うまでもなく前頁の第一式において, 粘性減衰 $[C]$ を無視することとする。すなわち,

$$[M] \{\ddot{r}\} + [K] \{r\} = 0 \quad \dots\dots\dots 36$$

となる。ここに、節点変位 $r(x, y, t)$ を

$$r(x, y, t) = \phi(x, y) e^{-i p t} \quad \dots\dots\dots 37$$

ϕ : 固有ベクトル

p : 固有円振動数

とおき、これを38式に代入すると、

$$[K - p^2 M] \{\phi\} = 0 \quad \dots\dots\dots 38$$

が得られる。変位 r が 0 以外が値を取るための条件としては、

$$[K - p^2 M] = 0 \quad \dots\dots\dots 39$$

が得られるが、これは P^2 (これを固有値という) に関する $2n$ 次 (n : 節点数) の固有方程式となり、 $2n$ 箇の固有値を与えることとなる。この結果を38式に代入すれば $2n$ 元の連立一次方程式が $2n$ 組得られる。これを独立に解いて固有ベクトル ϕ を求める。電子計算機を用いる演算にあたっては、上記の38式から直接に固有値と固有ベクトルを同時に求める方法 (Jacobi の回転法) などが用いられる。

この場合には、

$$\left. \begin{aligned} M_r^* &= \{\phi_r\}^T [M] \{\phi_r\} \\ P_r^2 M_r^* &= \{\phi_r\}^T [K] \{\phi_r\} \\ 2 h_r p_r M_r^* &= \{\phi_r\}^T [C] \{\phi_r\} \\ P_r^* &= -\{\phi_r\}^T \{M_x\} \ddot{Z}_x(t) - \{\phi_r\}^T \{M_y\} \ddot{Z}_y(t) \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots 40$$

となり、ここに、サフィックス r は r 次モードに対する諸量を表わし、 h は粘性減衰定数 (臨界減衰に対する比) を表わしている。

(ロ) 各種マトリックスの算定

各種マトリックスは次のとおりである。

① 質量マトリックス $[M]$

有限要素の各節点に集中する質量系を仮定する。ある節点の質量は、当該節点に関連するすべての要素から供給されるものとし、各要素においてはその質量や当該要素がもつ節点数で除して関係する節点に均等に配分する。質量マトリックス $[M]$ は、

$$[M] = \begin{bmatrix} M_1 & & & \\ & M_1 & & \\ & & M_2 & \\ & & & M_2 & \dots\dots\dots \\ & & & & & M_n & \\ & & & & & & M_n \end{bmatrix} \quad \dots\dots\dots (41)$$

なる $2n$ 元の対角マトリックスとして表わす。

⑩ 粘性減衰マトリックス $[C]$

粘性減衰マトリックスをいかなる形で与えれば最も合理的であるかについては現在のところまだ定説がない。仮に何らかの形で与えることができたとしても、それが対策とする構造物に対しても適切であるか否かの検証が難しい。このことは⑧式を直接に解析することの困難の一因ともなっている。しかし、ここでは、モーダル・アナリシス法によるために、粘性減衰マトリックス $[C]$ を直接与える代りに減衰定数 h の形で構造物の減衰効果を見込むことができる。 h は物理的な意味がある程に明確であり、現実の構造物に関して、実測も可能な量である。したがって、このような手法によれば、ベクトルと位相は共に前述の⑩式を近似的に満足させることができる。しかし、実在する減衰と減衰マトリックス $[C]$ との関係は、今後明らかにしていく必要のある問題の一つであろう。

⑪ 剛性マトリックス $[K]$

剛性マトリックスは、

$$[K] = [a]^T [K_e] [a]$$

ここで、

$[K]$: 系全体の剛性マトリックス

$[K_e]$: 要素の剛性マトリックス

$[a]$: 変位変換マトリックス

$[a]^T$: $[a]$ の転置マトリックス

で与えられて、静力学的に定まる $2n$ 元 (n : 節定数) の正方マトリックスである。

4. 解析の結果

4.1 図 表

解析の結果を図表にまとめた。以下、図表のタイトルを一覧する。

図 — 9 固有周期および固有モード

(a) 山の手

(b) 下 町

図 — 10 加速度スペクトル

(a) 静内橋記録

(b) 板島橋記録

図 — 11 変位スペクトル

(a) 静内橋記録

(b) 板島橋記録

図 — 12 最大応答加速度

(a) 山の手

(b) 下 町

図 — 13 最大応答変位

(a) 山の手

(b) 下 町

図 — 14 加速度の時刻歴応答

(a) 山の手 (静内橋記録)

(b) " (板島橋記録)

(c) 下 町 (静内橋記録)

(d) " (板島橋記録)

図 — 15 変位の時刻歴応答

(a) 山の手 (静内橋記録)

(b) " (板島橋記録)

(c) 下 町 (静内橋記録)

(d) " (板島橋記録)

図 — 16 解析結果の着目図 (全体) [山の手]

図 — 17 解析結果 (全体) [単位水平震度 ($K_H = 0.1$) 当り]

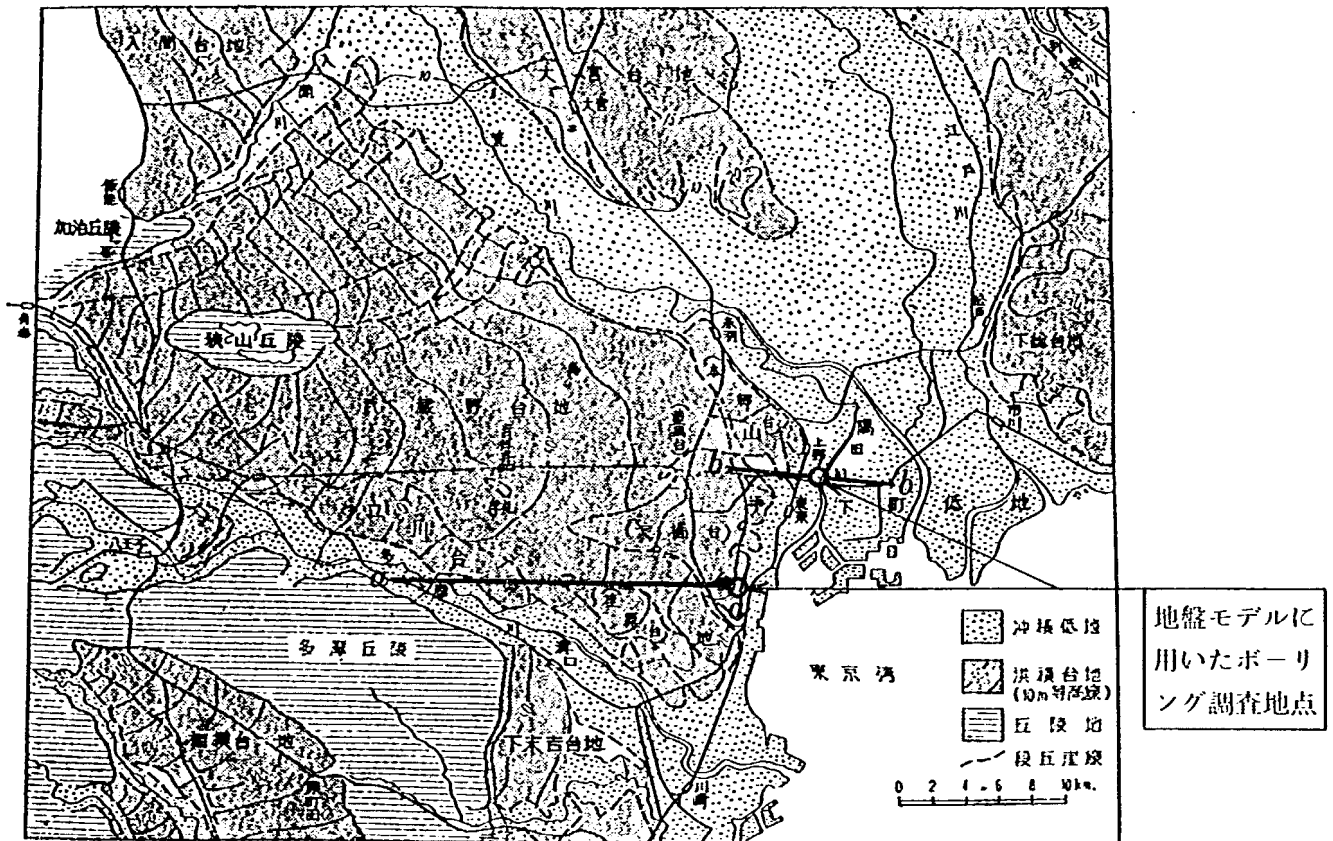
(a) 最大応答変位 (右載荷)

(b) " (左載荷)

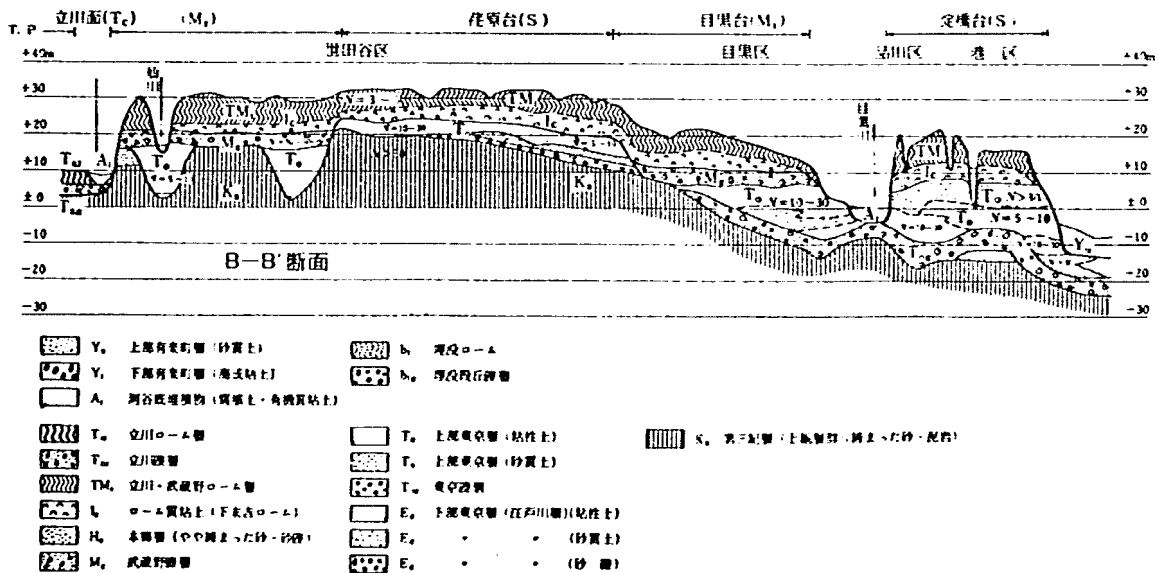
(c) 最大応答応力 (右載荷)

(d) " (左載荷)

- 図 — 18 解析結果の着目図（拡大）〔山の手〕
- 図 — 19 解析結果（拡大）〔単位水平震度（ $K_H = 0.1$ ）当り〕
- (a) 最大応答変位（右載荷）
 - (b) " （左載荷）
 - (c) 最大応答応力（右載荷）
 - (d) " （左載荷）
- 図 — 20 解析結果の着目図（全体）〔下町〕
- 図 — 21 解析結果（全体）〔単位水平震度（ $K_H = 0.1$ ）当り〕
- (a) 最大応答変位（右載荷）
 - (b) " （左載荷）
 - (c) 最大応答応力（右載荷）
 - (d) " （左載荷）
- 図 — 22 解析結果の着目図（拡大）〔下町〕
- 図 — 23 解析結果（拡大）〔単位水平震度（ $K_H = 0.1$ ）当り〕
- (a) 最大応答変位（右載荷）
 - (b) " （左載荷）
 - (c) 最大応答応力（右載荷）
 - (d) " （左載荷）
- 表 — 3 最大最小主応力及び最大主せん断応力
- (a) 山の手
 - (b) 下 町

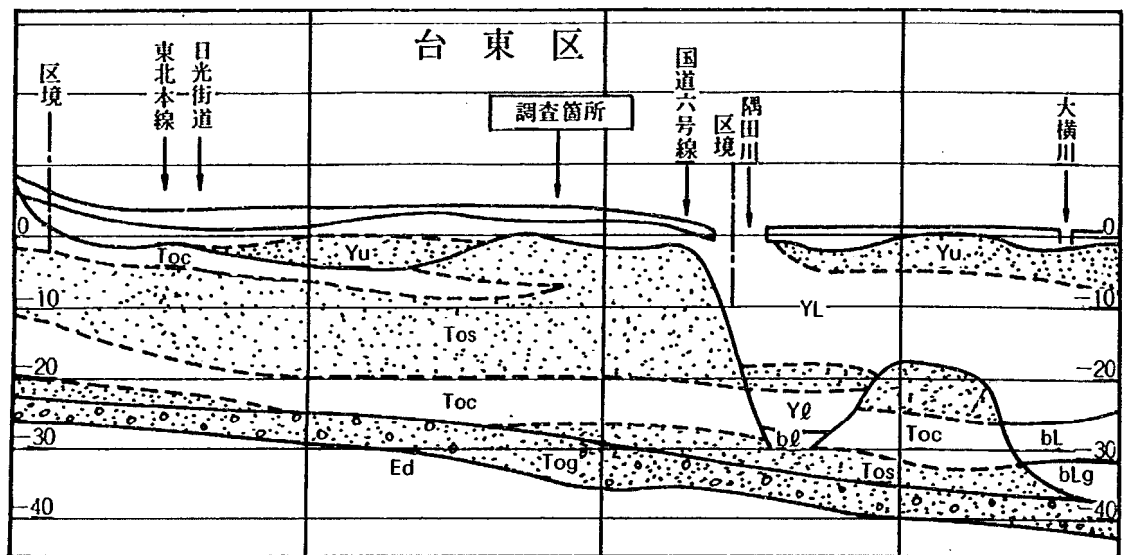


(a) 地形面区分図



(b) a-a断面

図-1 東京の地形面区分図・断面図 (一例)



(凡例)

Yu 上部有楽町層

bL 埋没ローム層

Tos 東京層(砂質土)

YL 下部有楽町層

bLg 埋没段丘礫層

Tog 東京礫層

Toc 東京層(粘性土)

Ed 江戸川層

(c) b-b断面

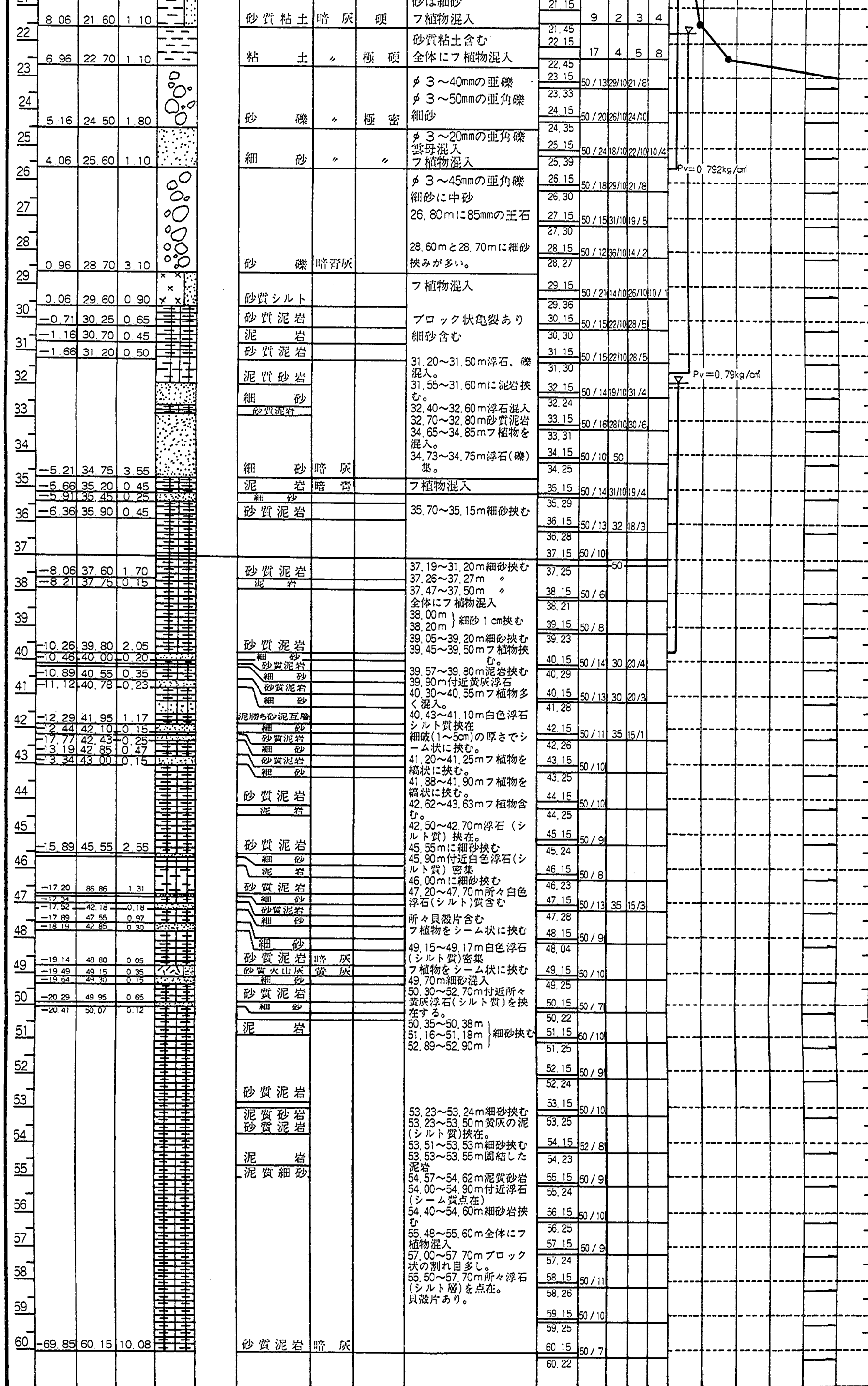
図-1 東京の地形面区分図・断面図(一例)

標 尺 (m)	標 高 (m)	深 度 (m)	層 厚 (m)	土 質 記 号	試 料 採 取	土 質 名	色 調	相 対 密 度 及 び コ ン シ デ ン ス	記 事	標準貫入試験																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																				
										深度 (m)	N 値 10cm/30cm	10cm毎の 打撃回数			(N 値)																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																															
												10 cm	20 cm	30 cm	10	20	30	40	50																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
1									ローム盛土 φ 3~40mmの礫	1.15																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																				

Pv=0.792kg/cm²

Pv=0.792kg/cm²

Pv=0.79kg/cm²

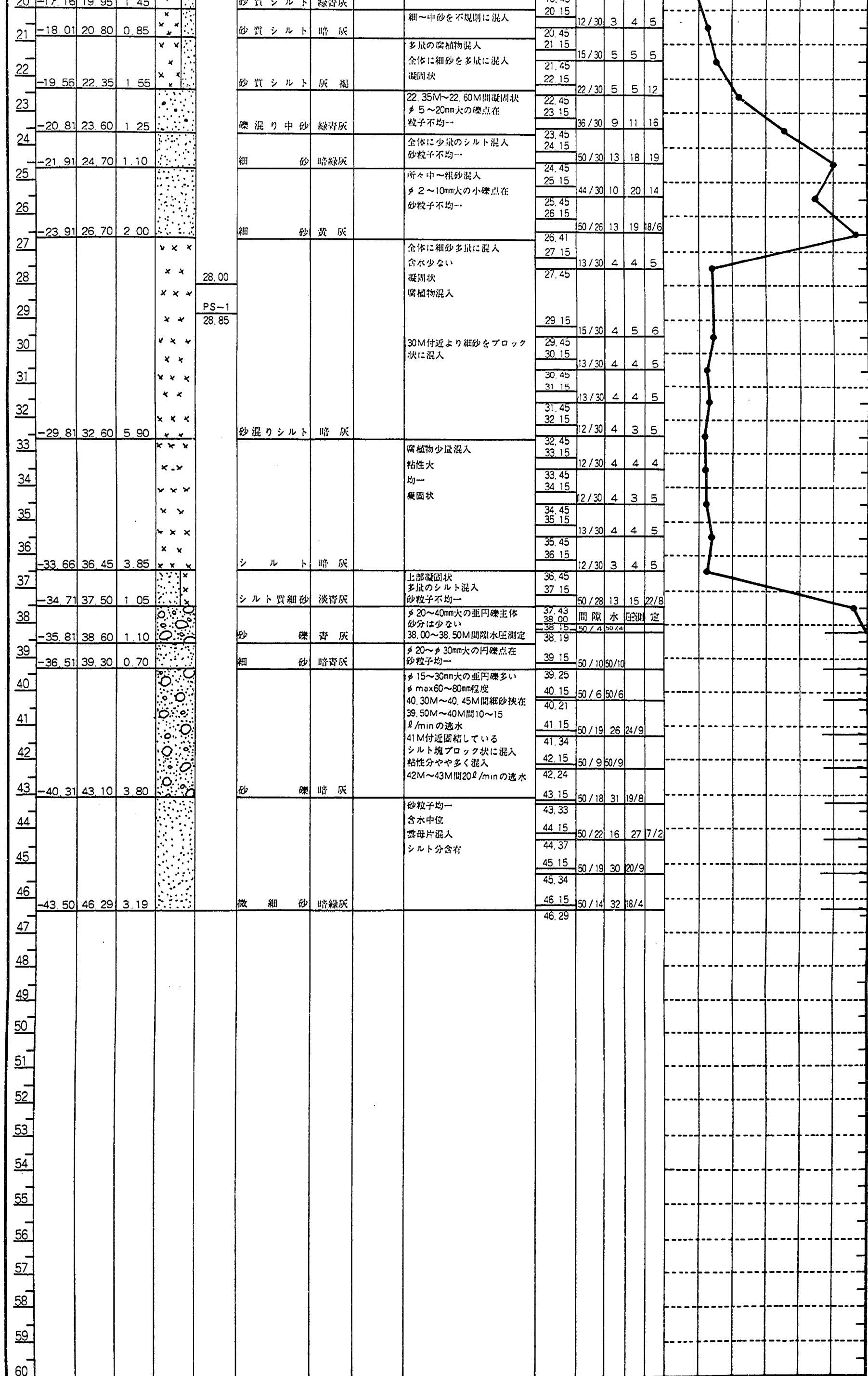


(a) 山の手

図-2 ボーリングデータ

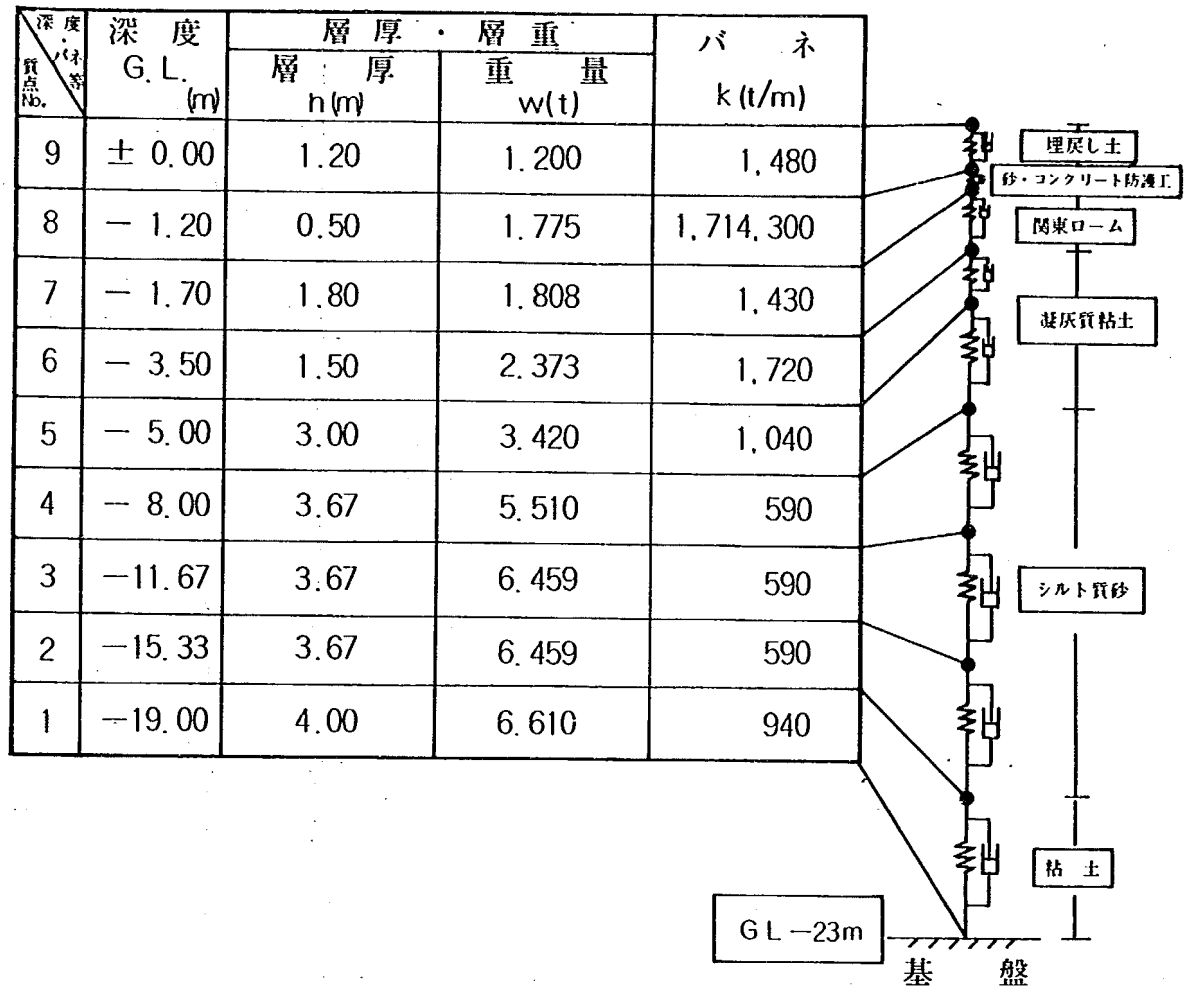
標 尺 (m)	標 高 (m)	深 度 (m)	層 厚 (m)	土 質 記 号	試 料 採 取	土 質 名	色 調	相 対 密 度 及 び コ ン シ ス テ ン シ ー	記 事	標準貫入試験									
										深度 (m)	N 値 [回/30cm]	10cm毎の 打撃回数			(N 値)				
												10 cm	20 cm	30 cm	10	20	30	40	50
0																			
1									2.00M迄試験 粘性土主体 瓦礫砂を多量混入										
2										2.15									
3	0.39	2.40	2.40			埋 土			瓦礫片多量混入、 $\phi 20 \sim 40\text{mm}$	2.45	15/30	5	6	4					
4	0.09	2.70	0.30			シルト混り砂礫	暗 灰		全体的に細砂を多量混入 腐植物、瓦礫片混入 含水非常に多い	3.15	3/32	1/12	1	1					
5										3.47									
6										4.15									
7										4.46	2/31	1/21	1/10						
8	-3.01	5.80	3.10			砂質シルト	暗 灰			5.15									
9										5.50	1/35		1/35						
10									瓦礫片混入、腐植物少量混入	6.15									
11	-3.91	6.70	0.90			シルト質中砂	暗 灰		含水非常に多く流動状	6.45	2/30	1/17	1/13						
12										7.15									
13	-4.71	7.50	0.80			シルト混り中砂	暗 灰		シルト少量混入 瓦礫片少量混入	7.45	6/30	1	2	3					
14										8.15									
15	-5.76	8.55	1.05			中 砂	暗 灰		粗砂混入、瓦礫片混入 $\phi 2 \sim 10\text{mm}$ 大の小レキ点在	8.45	19/30	8	8	3					
16										9.15									
17									上部少量の細砂混入 腐植物少量点在 含水多い 粘性大	9.50	2/35	1/19	1/16						
18										10.15									
19										10.50	0/35	白 沈							
20										11.15	0/35	白 沈							
21										11.50	0/35	白 沈							
22										12.15	0/35	白 沈							
23										12.50									
24										14.15	1/31		1/31						
25	-12.61	15.40	6.85			粘土質シルト	暗 灰			14.46									
26	-13.11	15.90	0.50			腐 植 土	黒 灰		細砂少量混入	15.15	2/30	1/16	1/14						
27									粘性大 16.50M付近の薄層挟在	16.45	5/30	1	2	2					
28	-14.51	17.30	1.40			粘 土	灰 褐			17.15									
29										17.45	6/30	2	2	2					
30	-15.71	18.50	1.20			砂混りシルト	緑青灰		細砂を不規則に混入 腐植物少量混入	18.15	6/30	2	2	2					
31										18.45									
32	-17.16	19.95	1.45			砂質シルト	緑青灰		細砂の薄層を互層状に挟在 浮石少量混入	19.15	9/30	3	3	3					
33	-18.01	20.80	0.85			砂質シルト	暗 灰			19.45									
34									細一中砂を不規則に混入	20.15	12/30	3	4	5					
35	-19.56	22.35	1.55						多量の腐植物混入 全体に細砂を多量に混入 凝固状	20.45	15/30	5	5	5					
36	-20.81	23.60	1.25			砂質シルト	灰 褐			21.15									
37	-21.91	24.70	1.10						22.35M~22.60M間凝固状 $\phi 5 \sim 20\text{mm}$ 大の礫点在 粒子不均一	21.45	22/30	5	5	12					
38										22.15									
39	-23.91	26.70	2.00			礫混り中砂	緑青灰			23.15	36/30	9	11	16					
40									全体に少量のシルト混入 砂粒子不均一	23.45									
41	-29.81	32.60	5.90			細 砂	暗緑灰			24.15	50/30	13	18	19					
42									所々中〜粗砂混入 $\phi 2 \sim 10\text{mm}$ 大の小礫点在 砂粒子不均一	24.45									
43										25.15	44/30	10	20	14					
44										25.45									
45	-33.66	36.45	3.85			細 砂	黄 灰			26.15	50/26	13	19	18/6					
46									全体に細砂多量に混入 含水少ない 凝固状 腐植物混入	26.41									
47										27.15	13/30	4	4	5					
48										27.45									
49										29.15									
50									30M付近より細砂をブロック 状に混入	29.45	15/30	4	5	6					
51										30.15									
52										30.45	13/30	4	4	5					
53										31.15									
54										31.45	13/30	4	4	5					
55	-34.71	37.50	1.05			砂混りシルト	暗 灰			32.15	12/30	4	3	5					
56									腐植物少量混入 粘性大 均一 凝固状	32.45									
57										33.15	12/30	4	4	4					
58										33.45									
59										34.15	12/30	4	3	5					
60										34.45									
61										35.15	13/30	4	4	5					
62	-33.66	36.45	3.85			シ ル ト	暗 灰			35.45									
63										36.15	12/30	3	4	5					
64									上部凝固状 多量のシルト混入 砂粒子不均一	36.45									
65	-34.71	37.50	1.05			シルト質細砂	淡青灰			37.15	50/28	13	15	22/8					
66									$\phi 20 \sim 40\text{mm}$ 大の垂直礫主体 砂分は少ない	37.43									
67	-35.81	38.60	1.10			砂 礫	青 灰		38.00~38.50M間隙水圧測定	38.00	50/24	50/24							
68										38.19									
69									$\phi 20 \sim \phi 30\text{mm}$ 大の円礫点在	38.45									

G.W.L. 60M



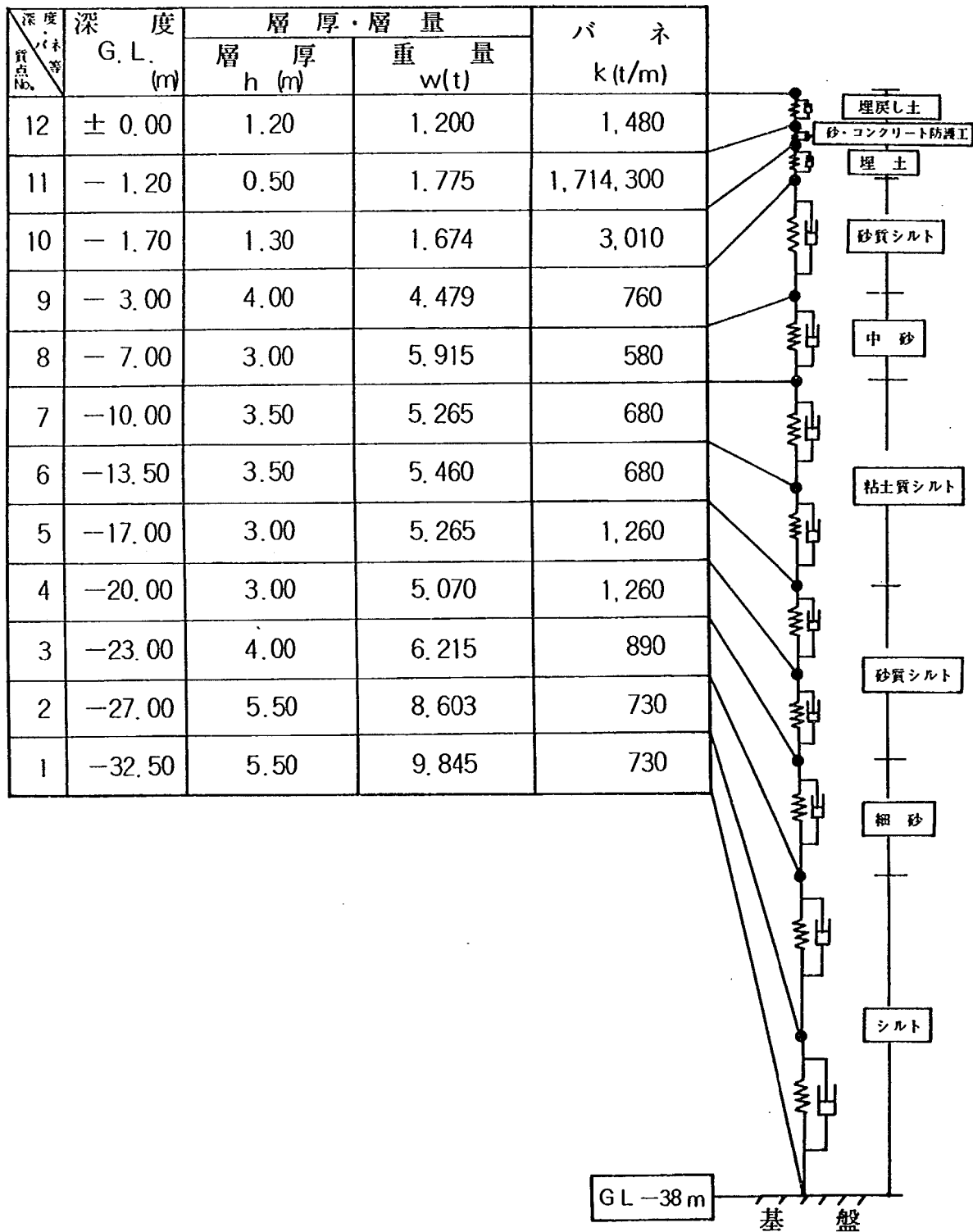
(b) 下町

図-2 ボーリングデータ



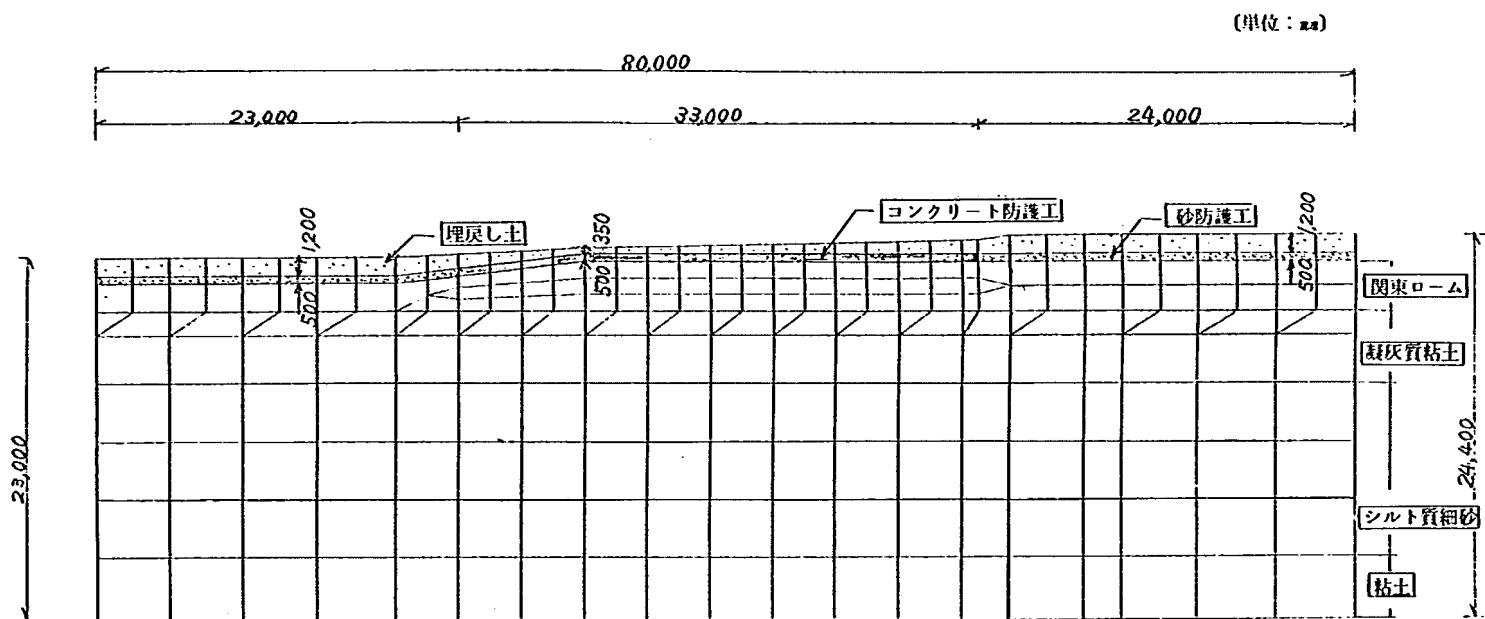
(a) 山の手

図-3 集中質量モデル

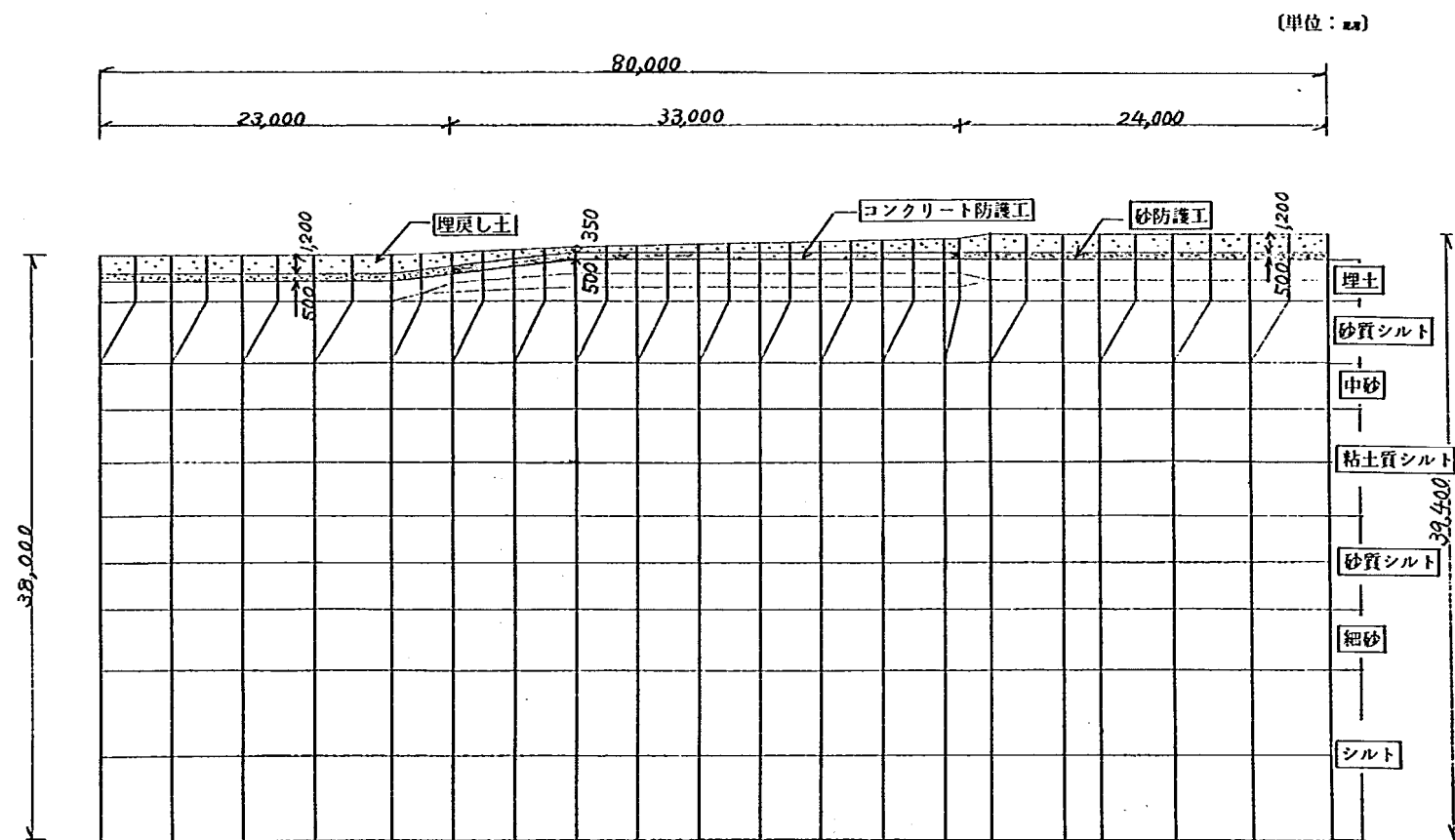


(b) 下 町

図-3 集中質量モデル

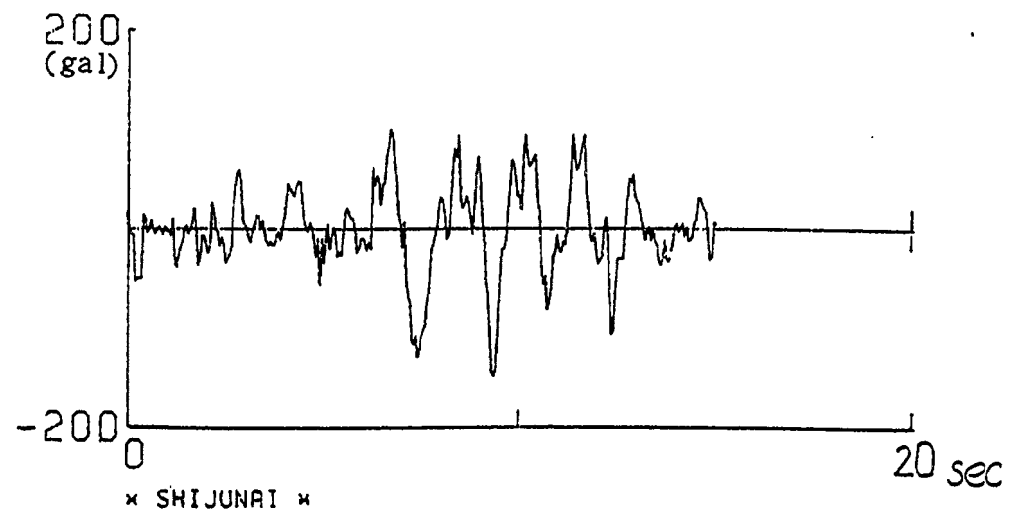


(a) 山の手

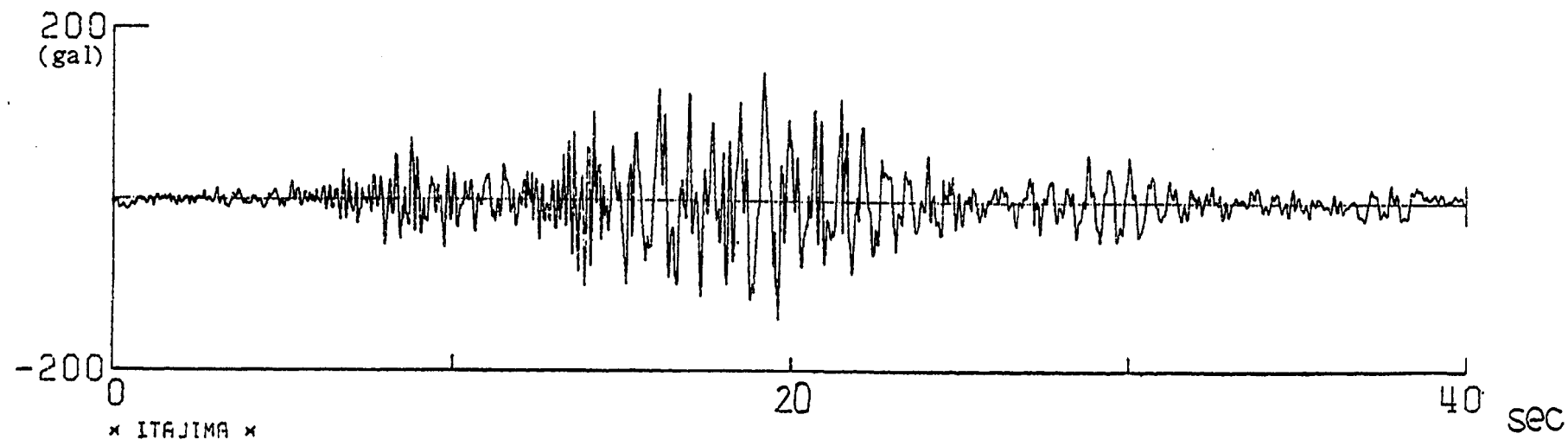


(b) 下町

図-4 有限要素モデル



(a) 根室半島沖地震静内橋記録



(b) 日向灘沖地震板島橋記録 (基盤換算波)

図 - 5 入力地震動

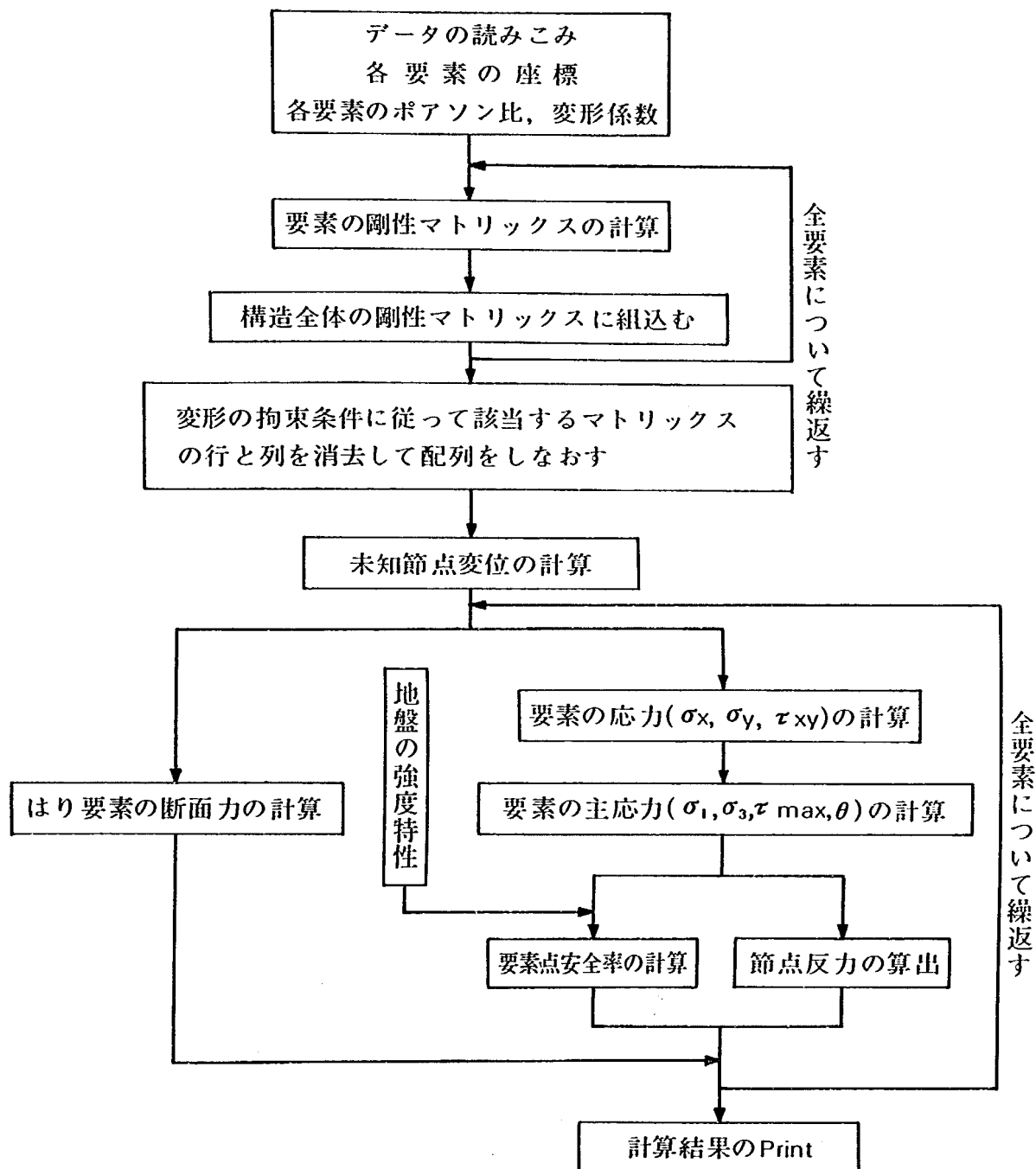


図-6 有限要素法計算のフロー

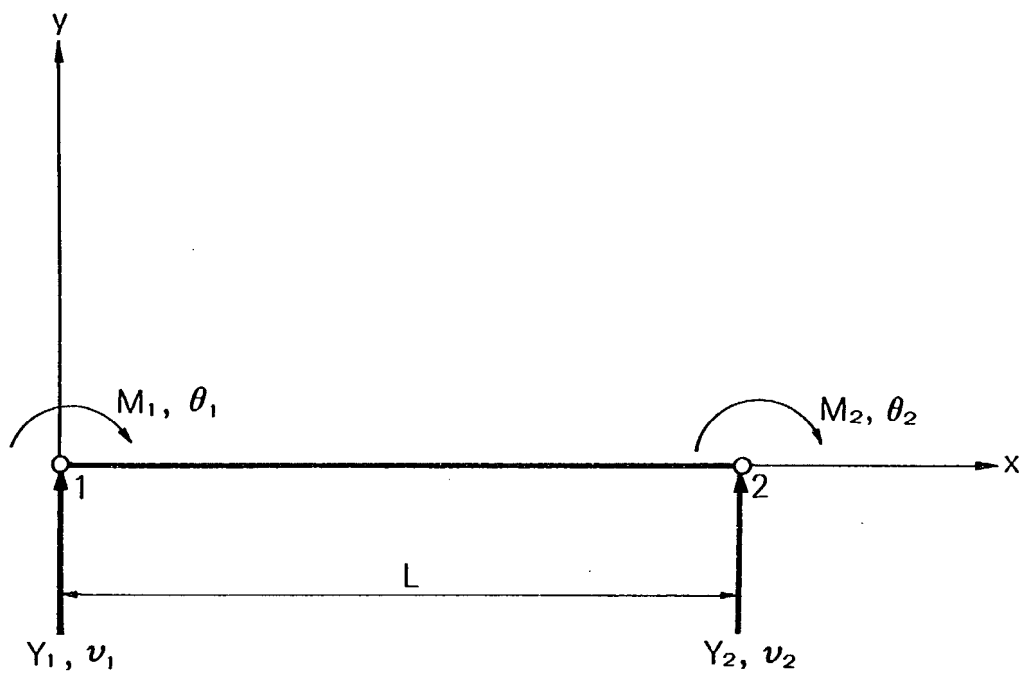


図-7 はり要素 (変形法)

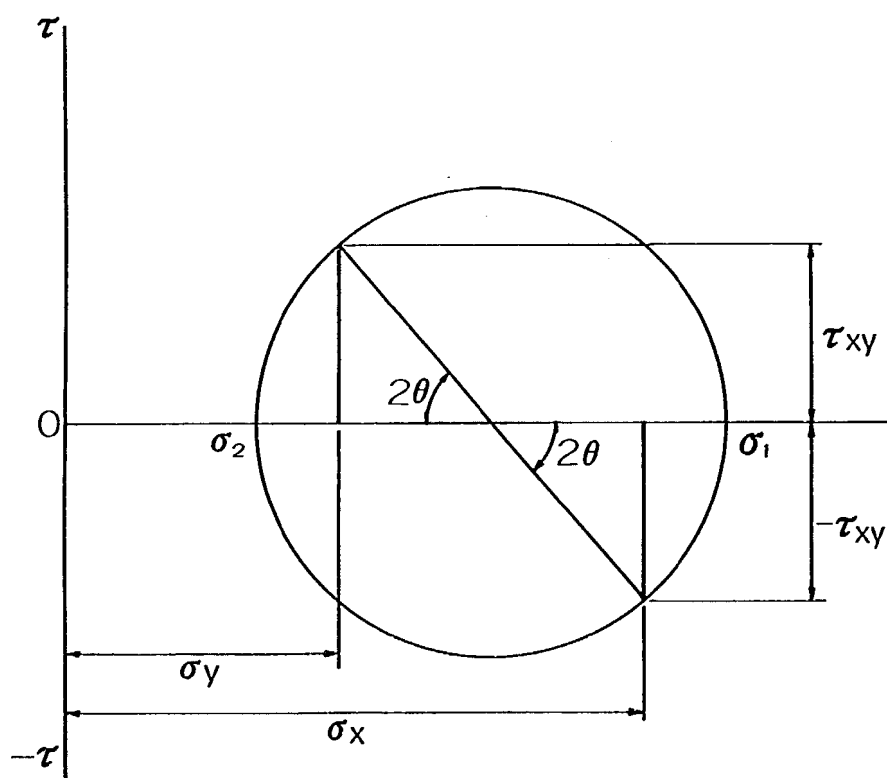
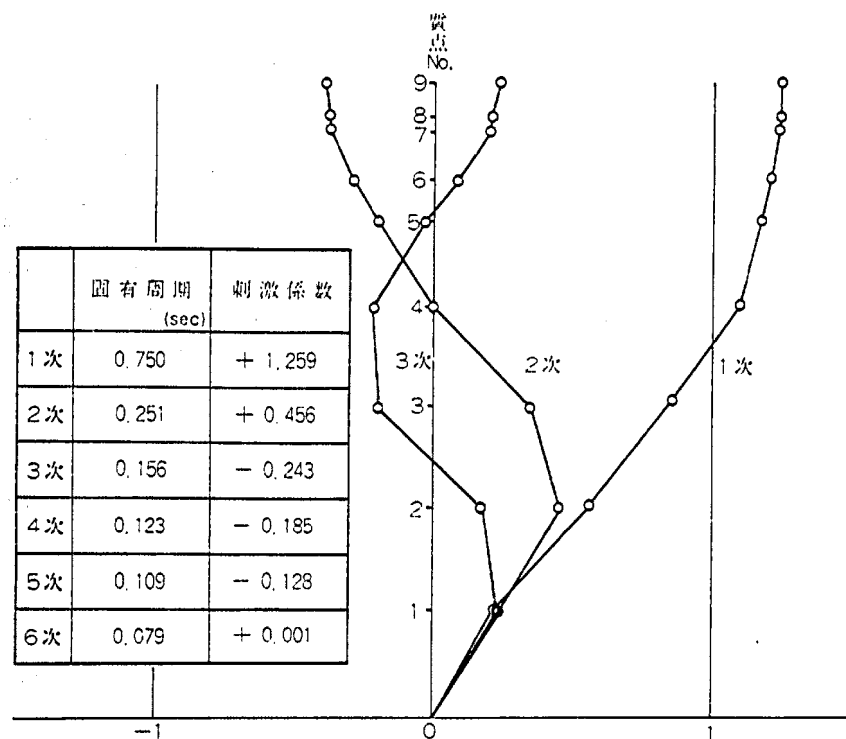
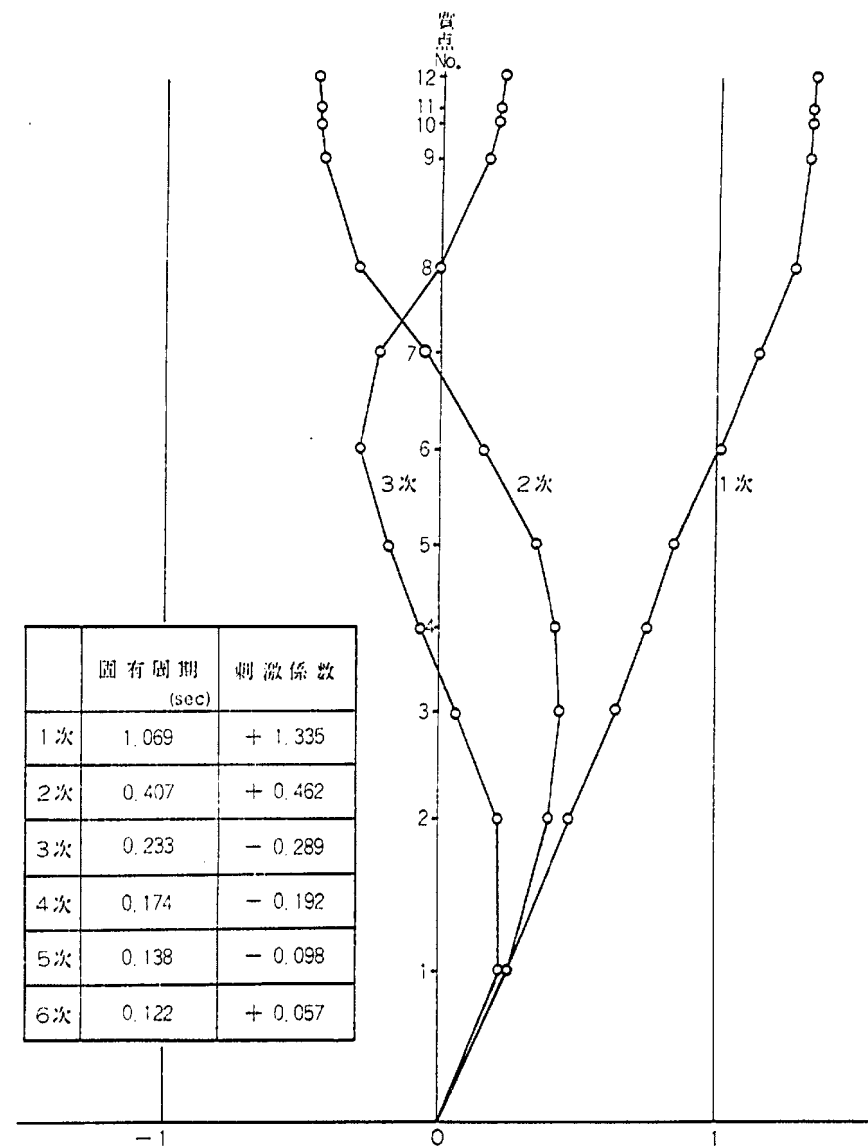


図-8 モールの応力円

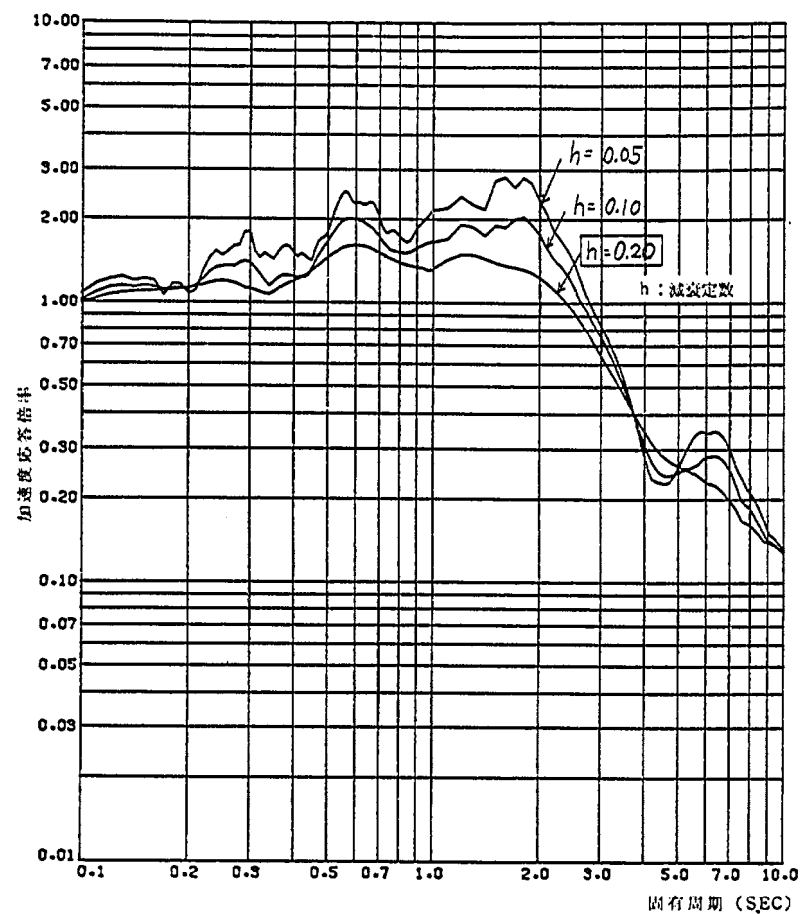


(a) 山の手

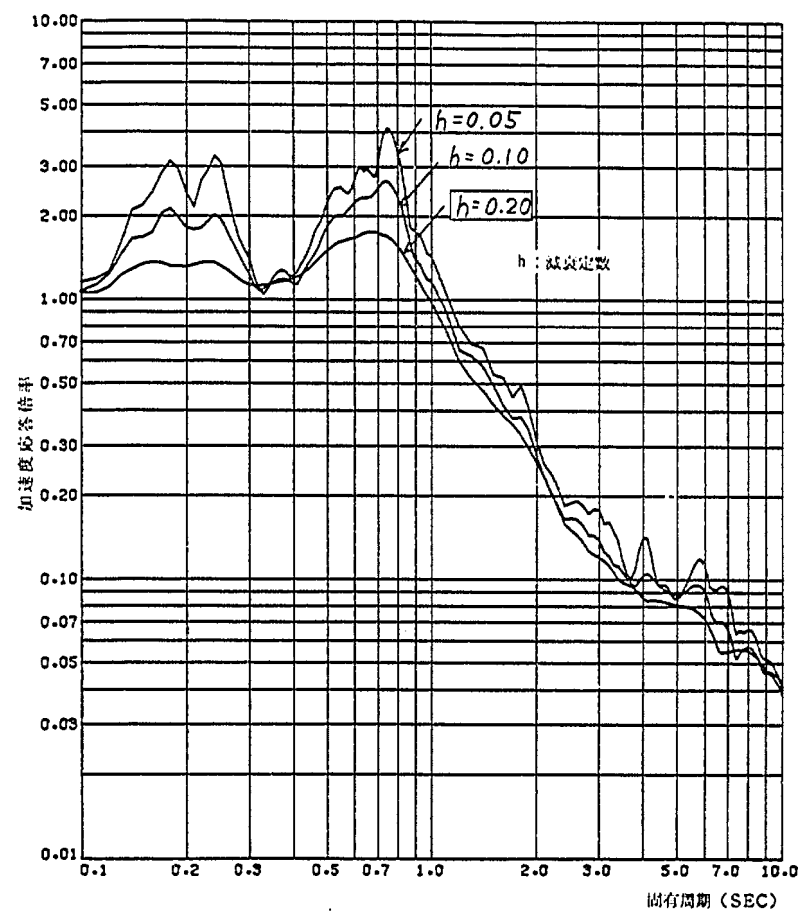


(b) 下町

図-9 固有周期および固有モード

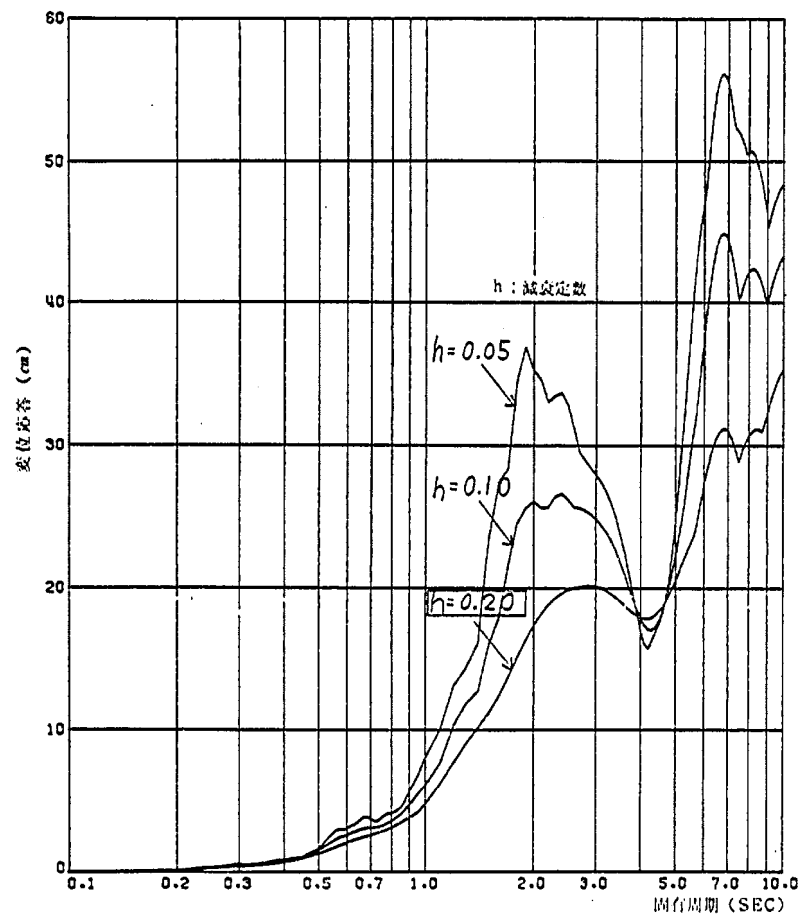


(a) 静内橋記録

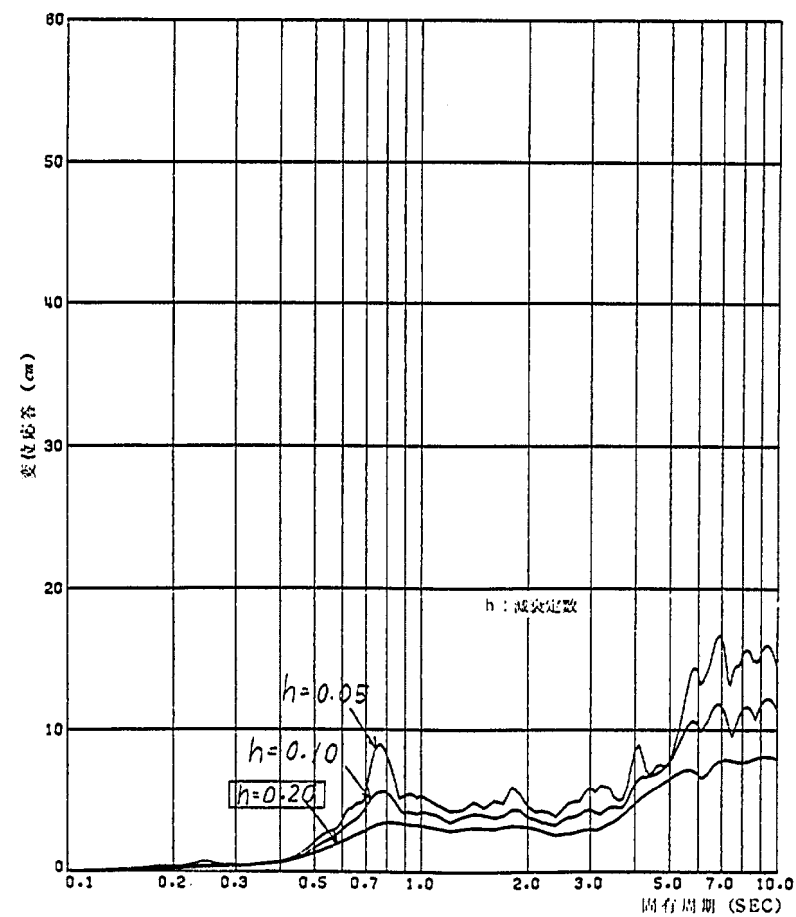


(b) 板島橋記録

図-10 加速度スペクトル

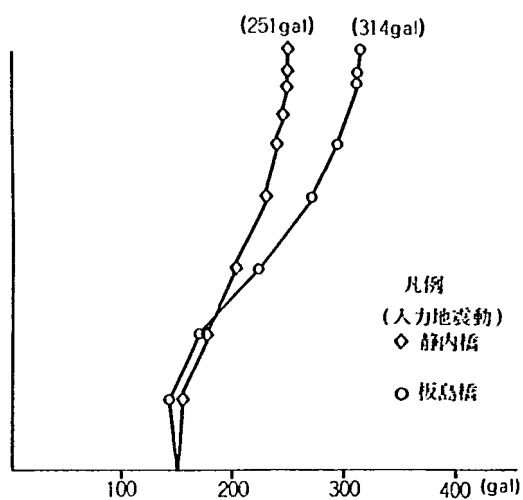


(a) 静内橋記録

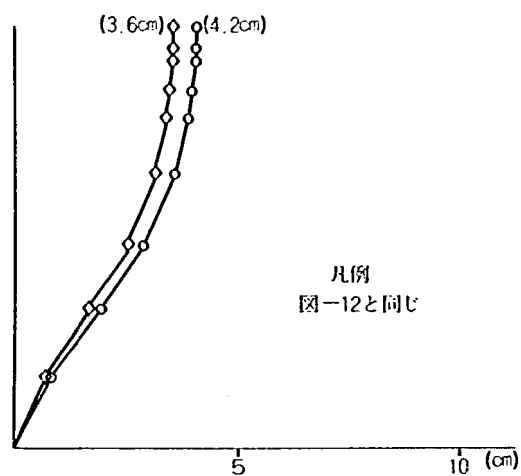


(b) 板島橋記録

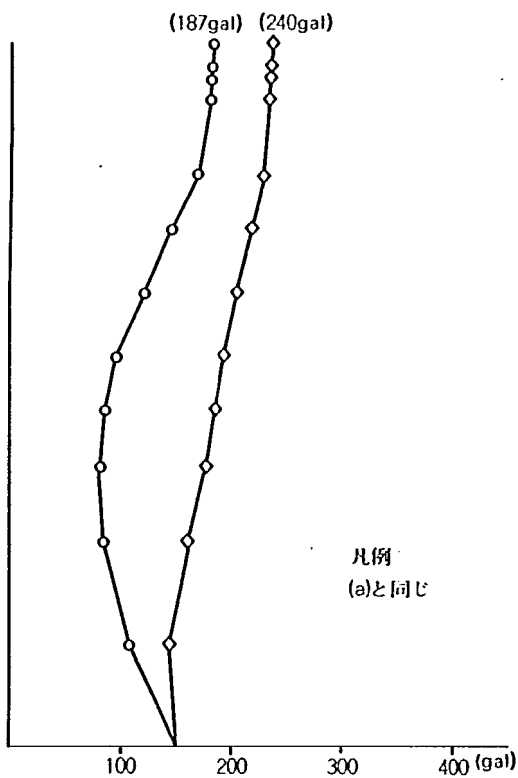
図-11 変位スペクトル



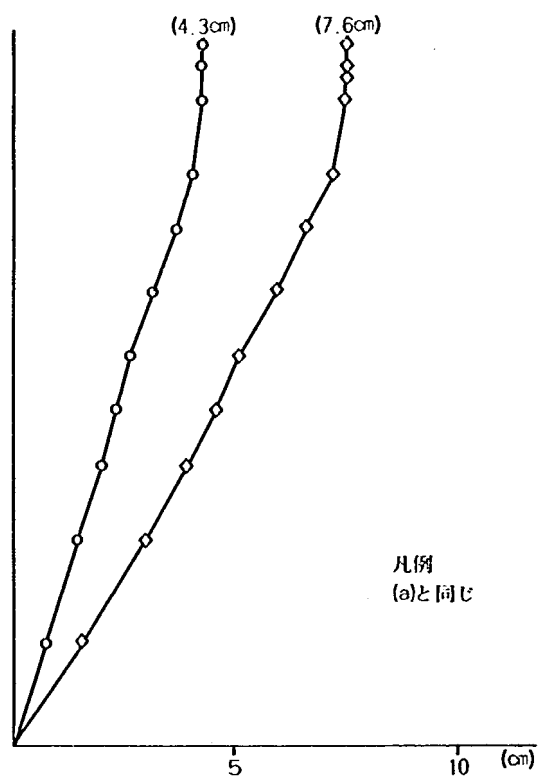
(a) 山の手



(a) 山の手



(b) 下町



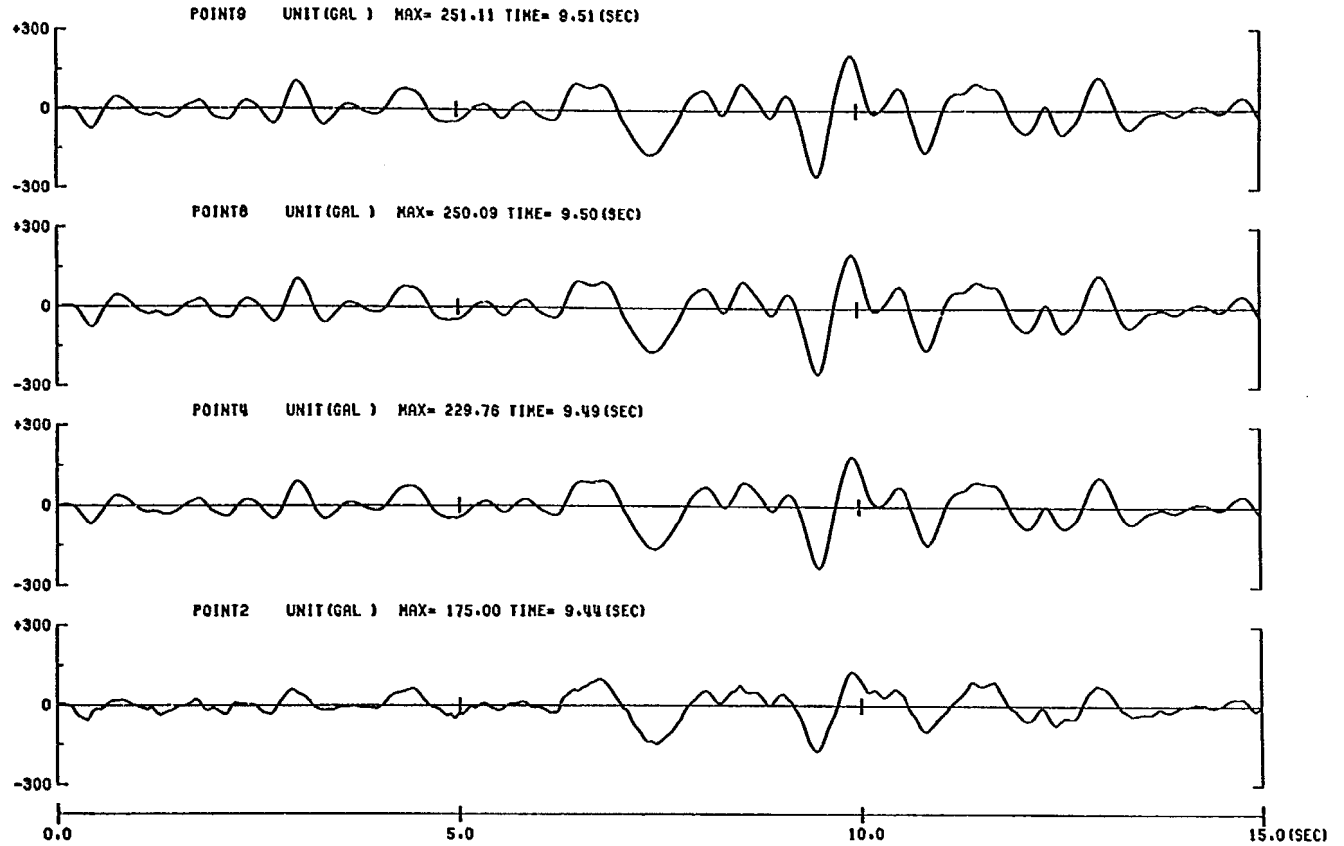
(b) 下町

図-12 最大応答加速度

図-13 最大応答変位

TIME HISTORY

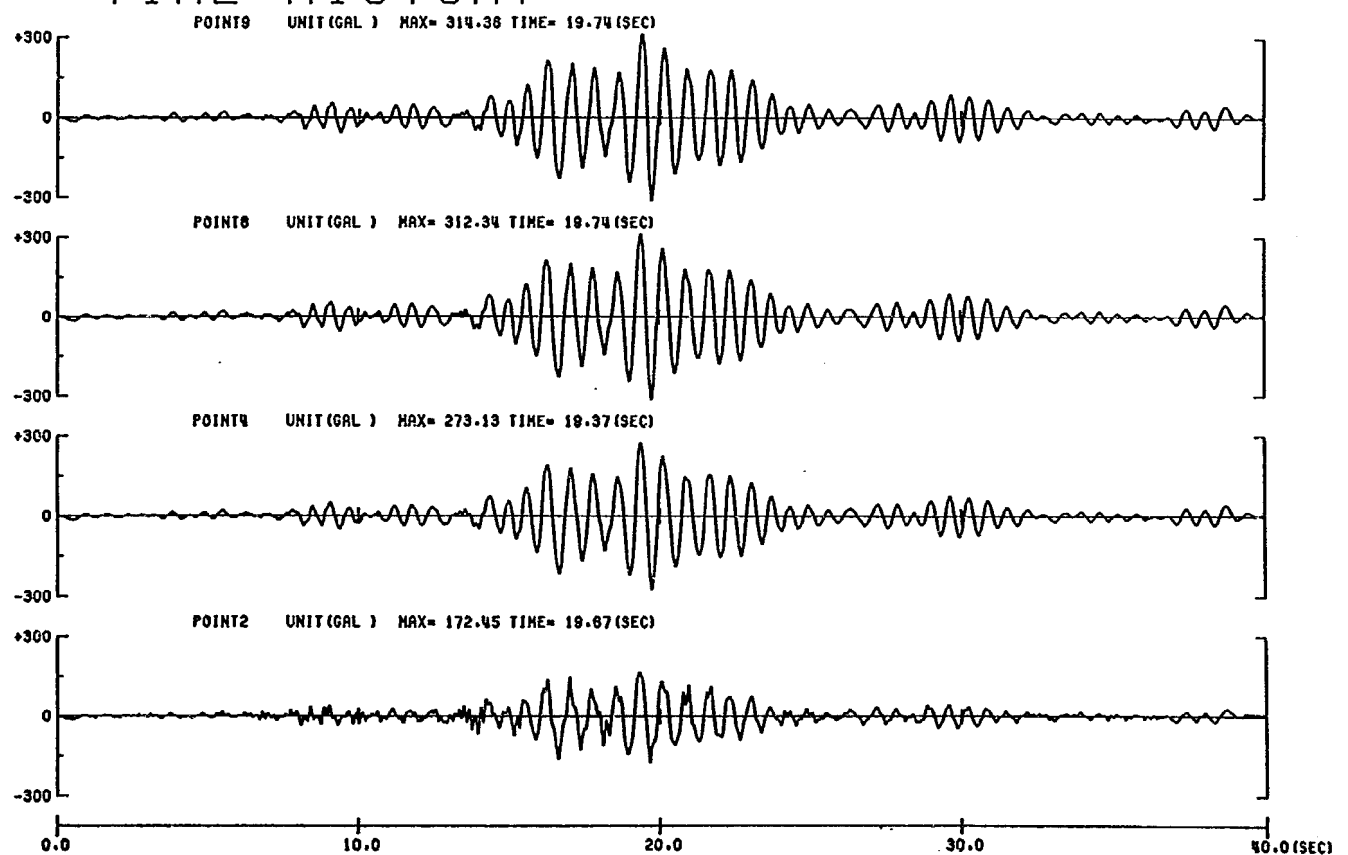
SEISMIC RESPONSE ANALYSIS
* SHIZUNAI ACC. *



(a) 山の手 (静内橋記録)

TIME HISTORY

SEISMIC RESPONSE ANALYSIS
* IITAJIMA ACC. *

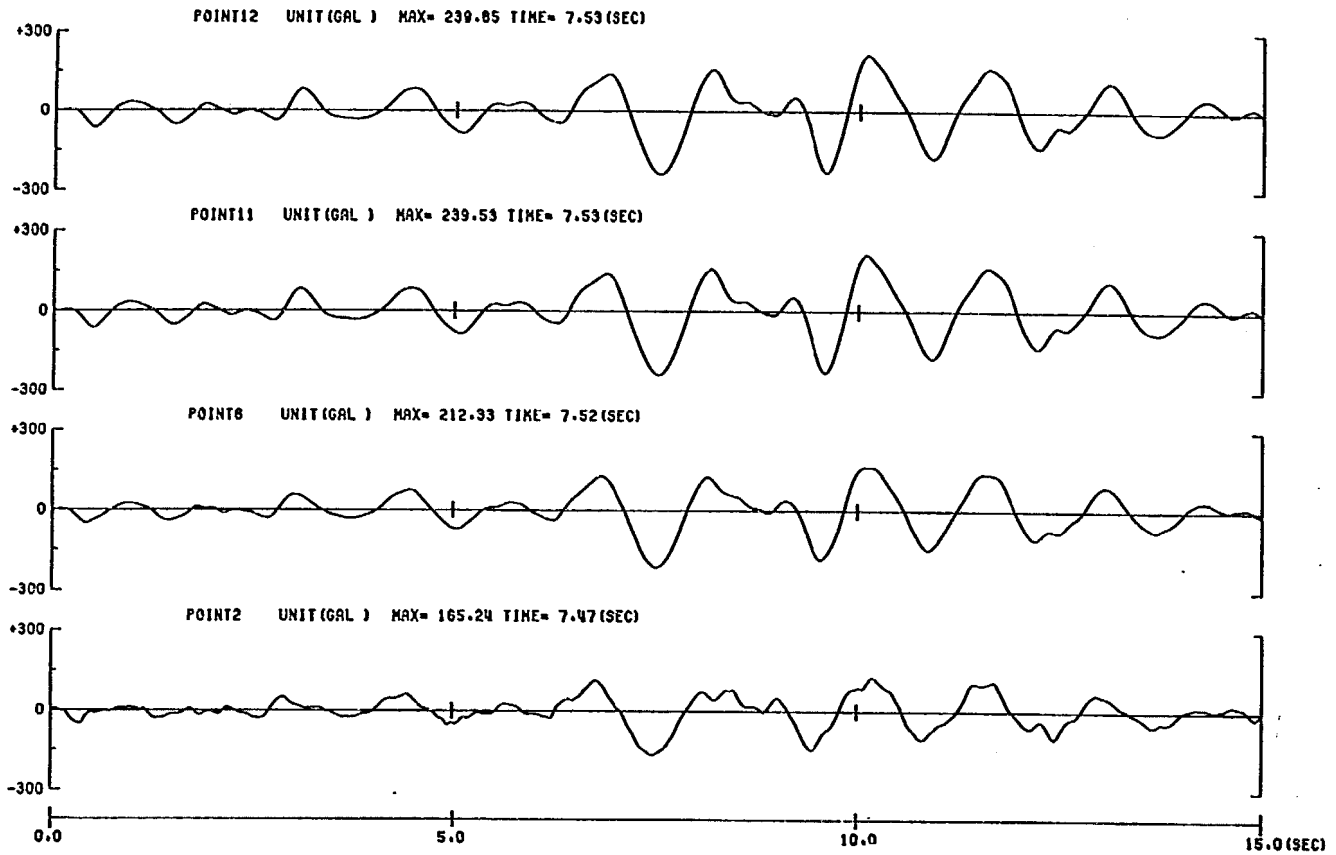


(b) 山の手 (板島橋記録)

図-14 加速度の時刻歴応答

TIME HISTORY

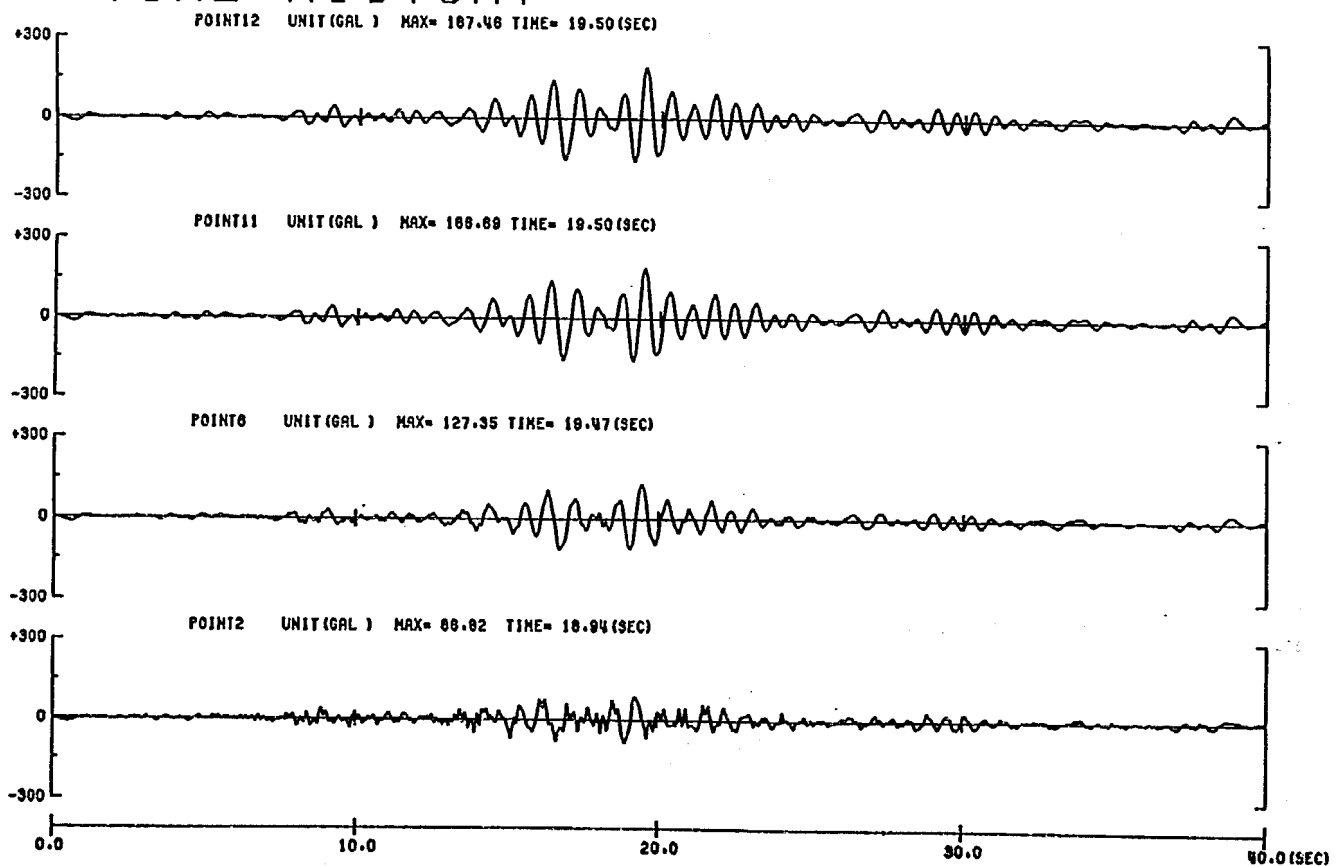
SEISMIC RESPONSE ANALYSIS
* SHIZUNAI ACC. *



(d) 下町 (板島橋記録)

TIME HISTORY

SEISMIC RESPONSE ANALYSIS
* ITAJIMA ACC. *

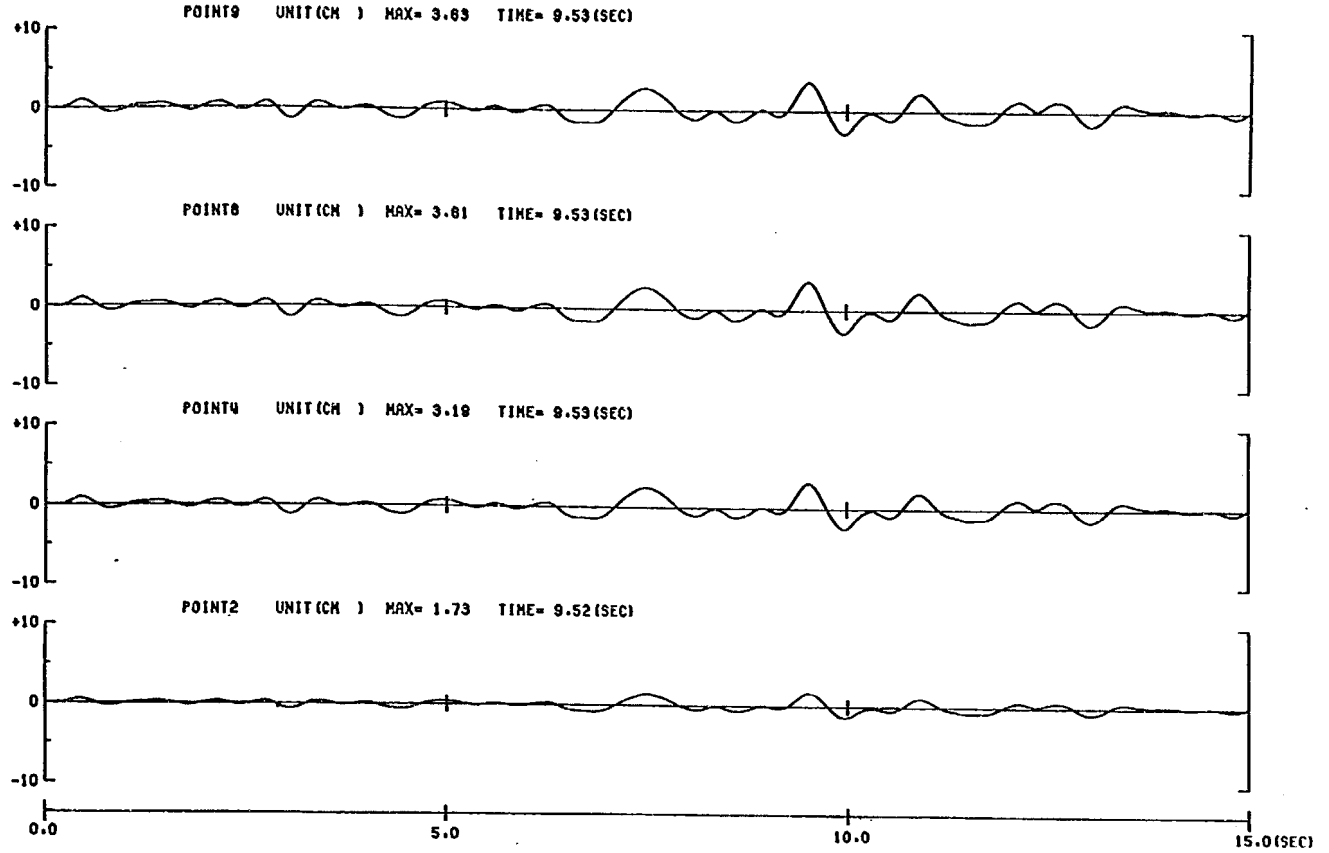


(c) 下町 (静内橋記録)

図-14 加速度の時刻歴応答

TIME HISTORY

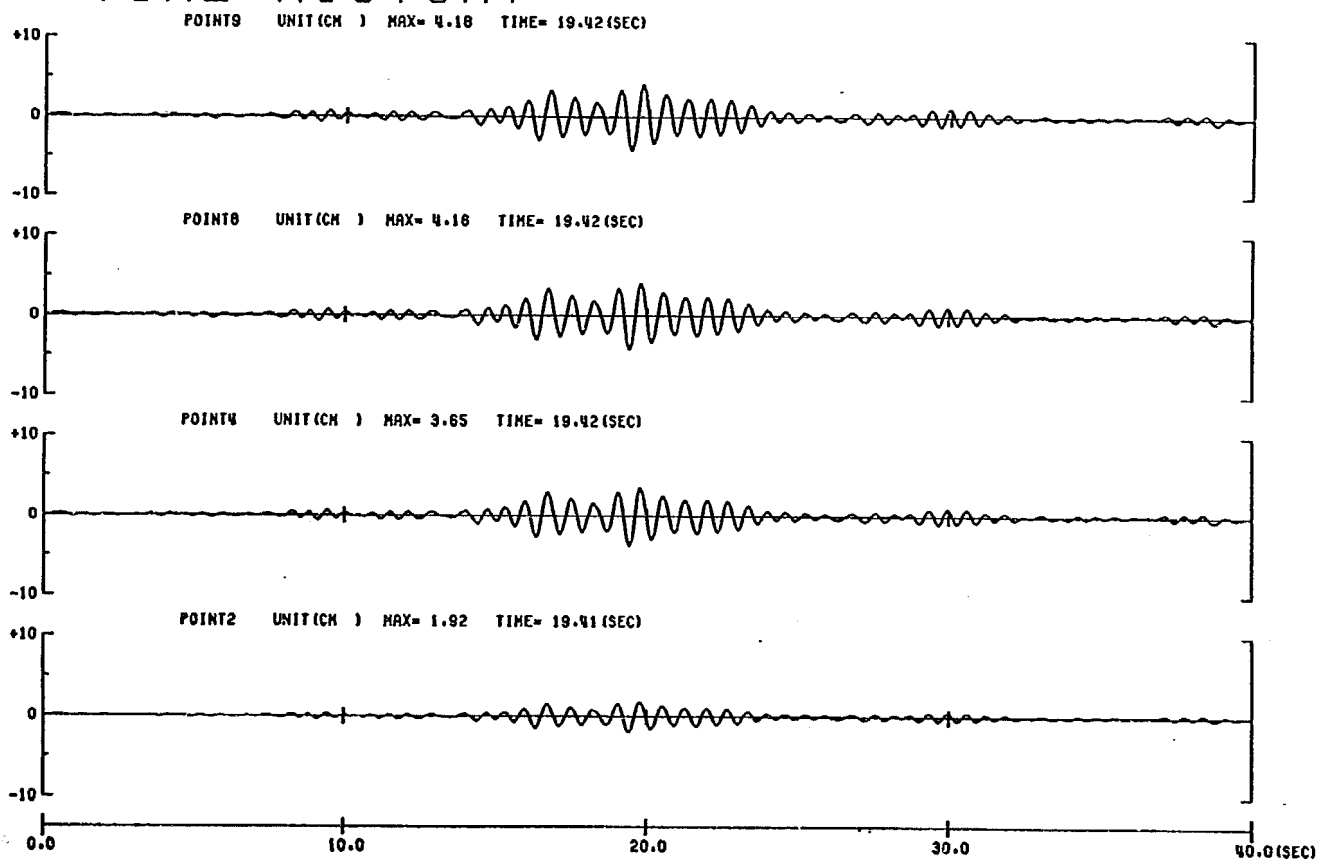
SEISMIC RESPONSE ANALYSIS
* SHIZUNAI DISP. *



(a) 山の手 (静内橋記録)

TIME HISTORY

SEISMIC RESPONSE ANALYSIS
* ITAJIMA DISP. *

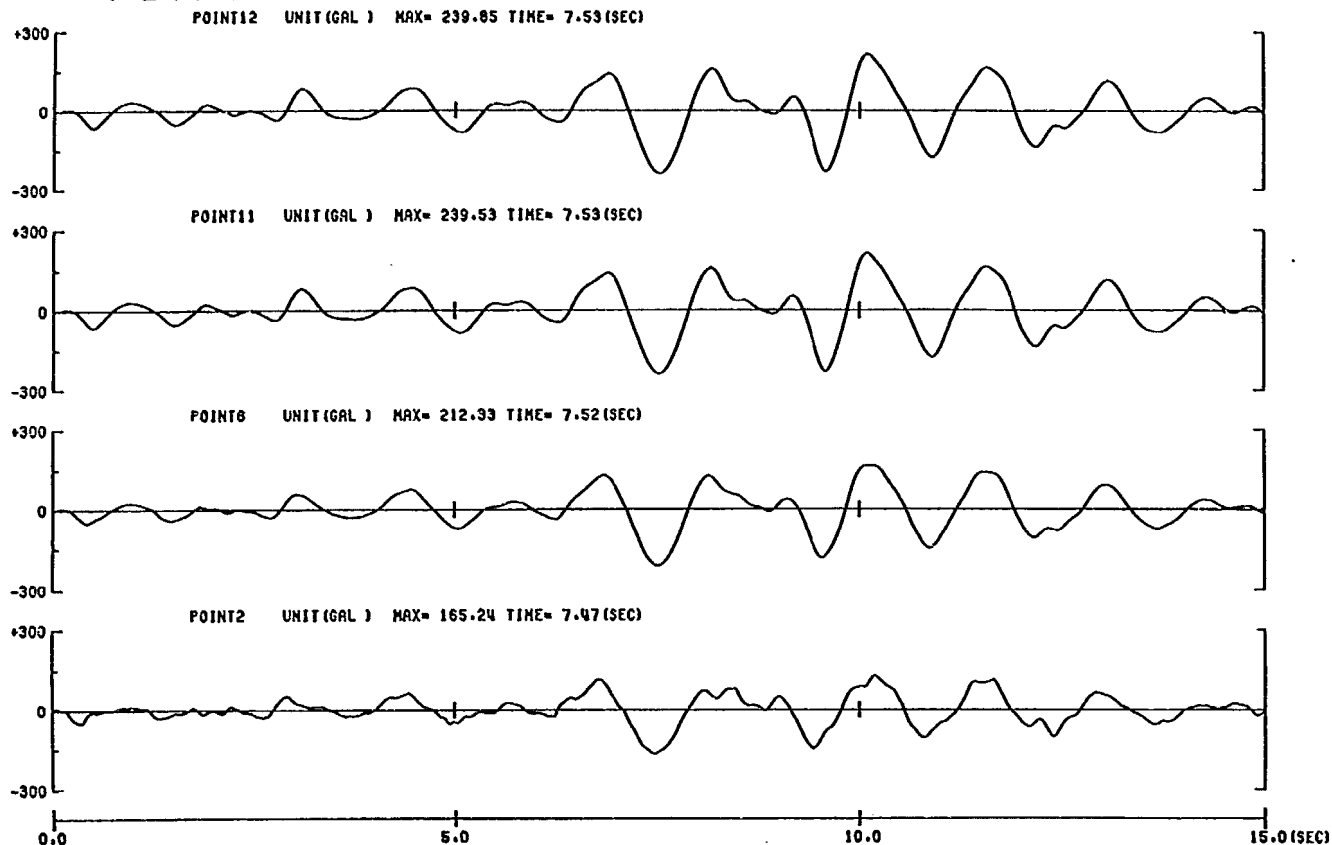


(b) 山の手 (板島橋記録)

図-15 変位の時刻歴応答

TIME HISTORY

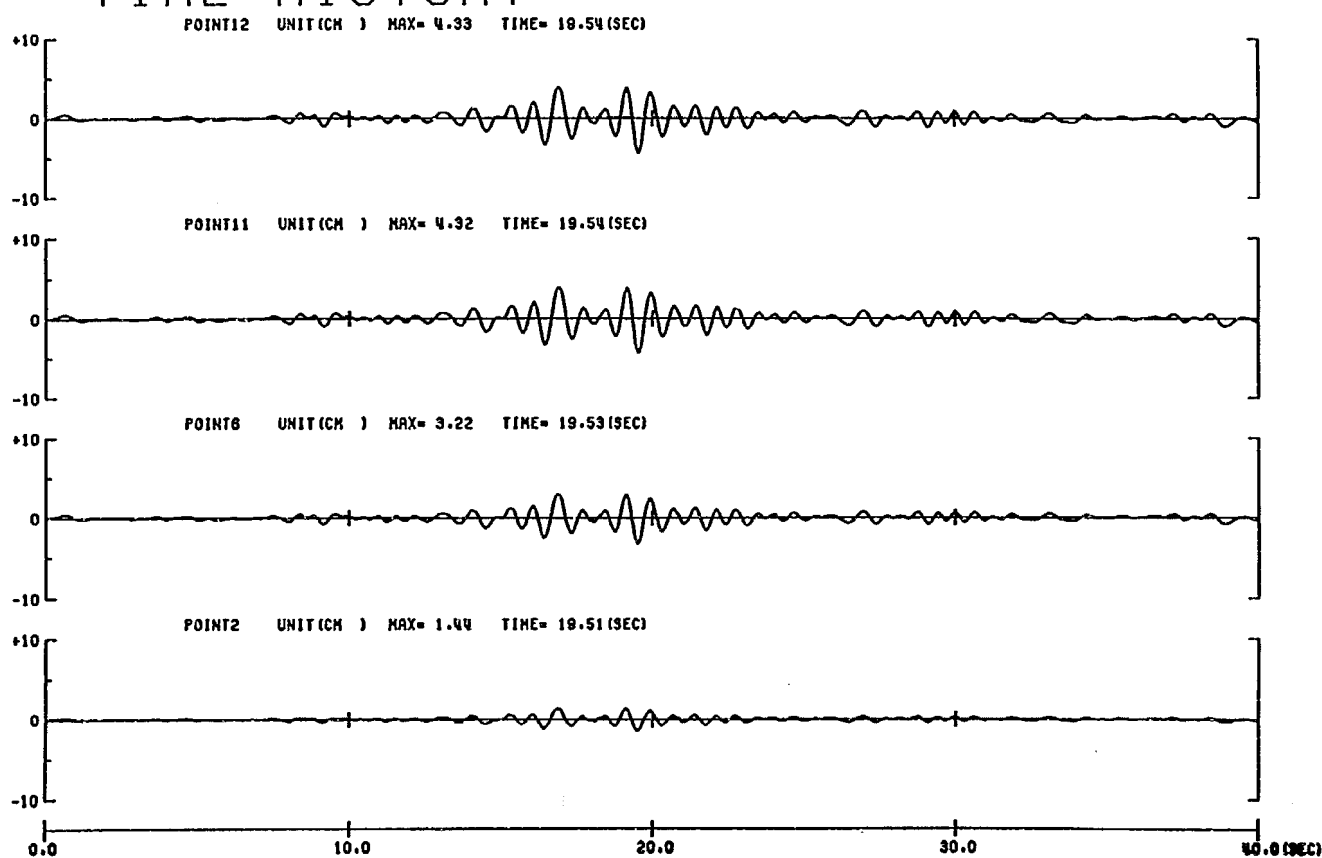
SEISMIC RESPONSE ANALYSIS
* SHIZUNAI ACC. *



(c) 下町 (静内橋記録)

TIME HISTORY

SEISMIC RESPONSE ANALYSIS
* ITOYAMA DISP. *



(d) 下町 (板島橋記録)

図-15 変位の時刻歴応答

MESH LAYOUT

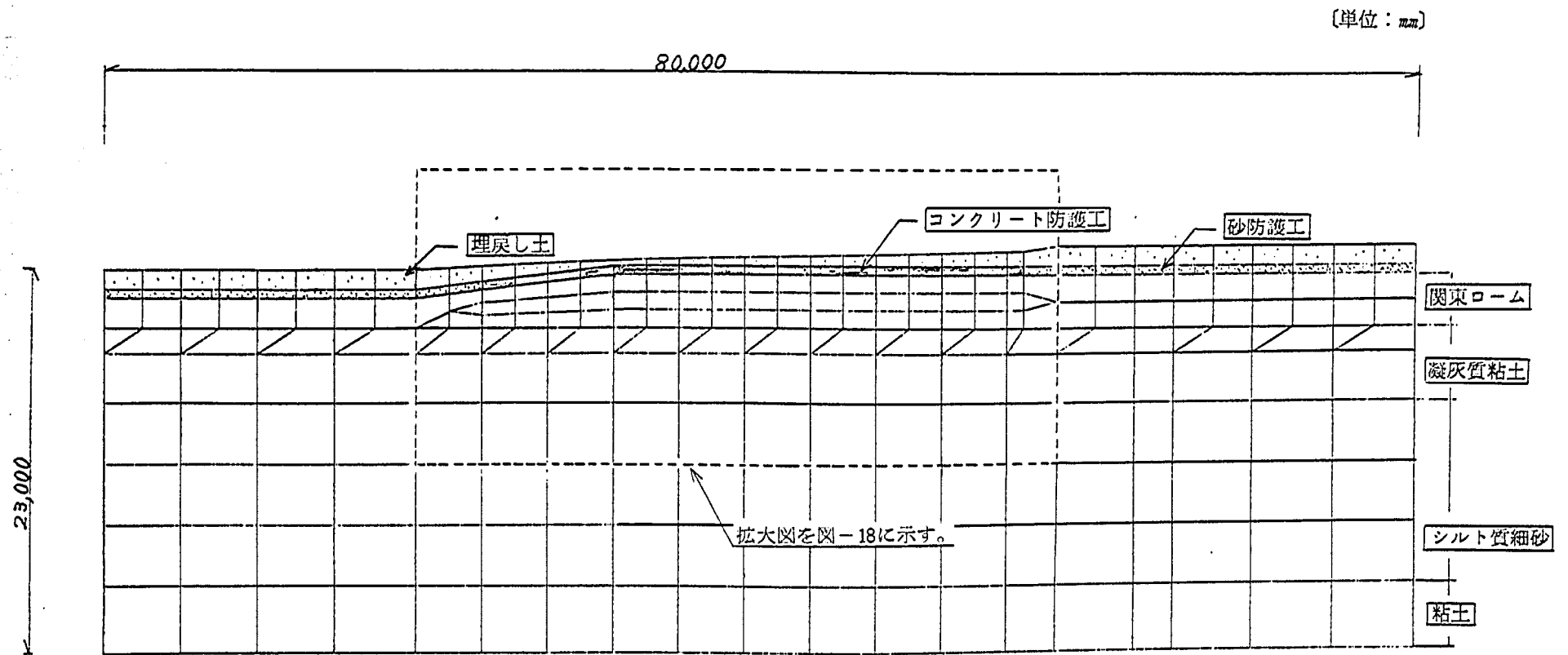
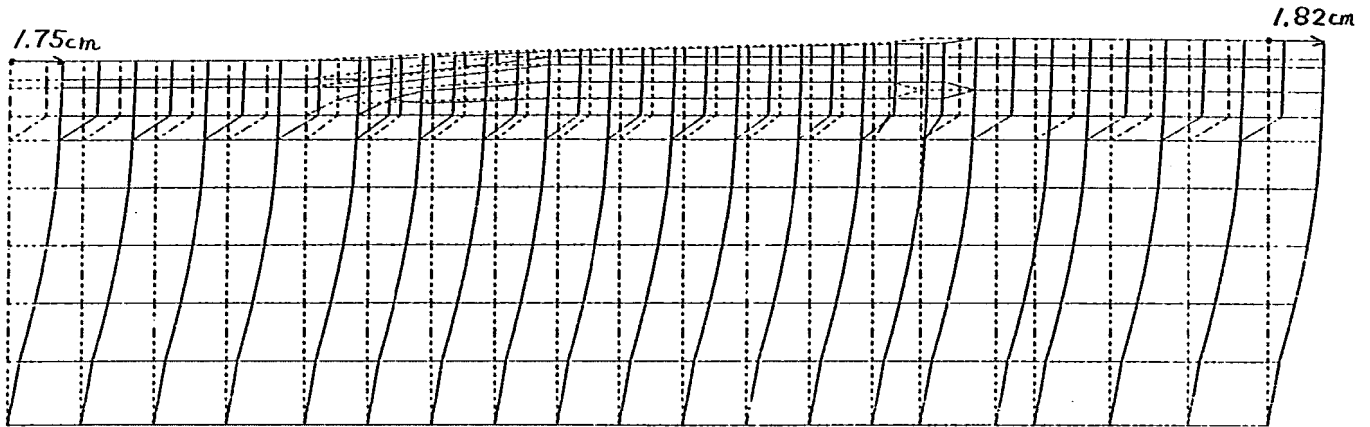


図-16 解析の結果着目図（全体）〔山の手〕

DISPLACEMENT

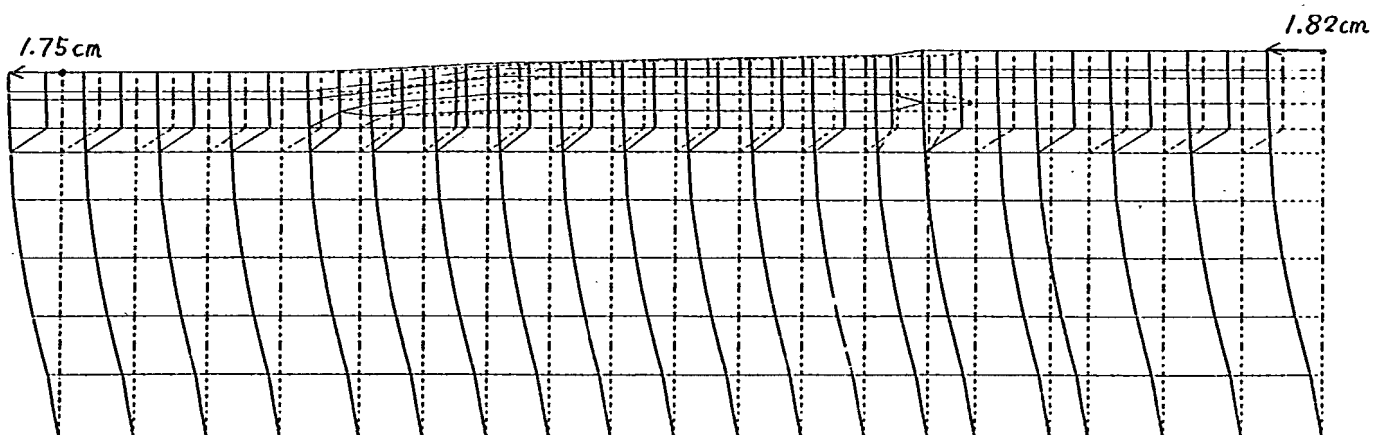
0.0 1.5 3.0 $\times 10^{-2}$ H



(a) 最大応答変位 (右載荷)

DISPLACEMENT

0.0 1.5 3.0 $\times 10^{-2}$ H



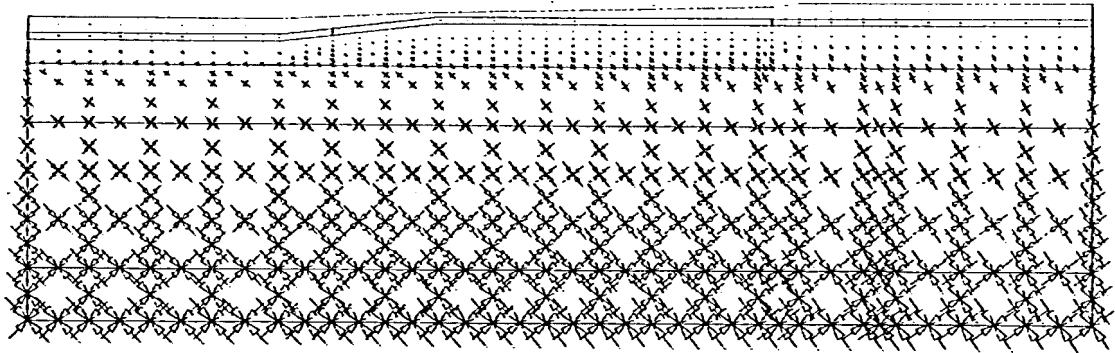
(b) 最大応答変位 (左載荷)

図-17 解析結果 (全体) [単位水平震度 (KH=0.1) 当り]

PRINCIPAL

0.0 1.0 2.0 $\times 10^2$ TON/H²

←→ TENSION
 →← COMPRESSION

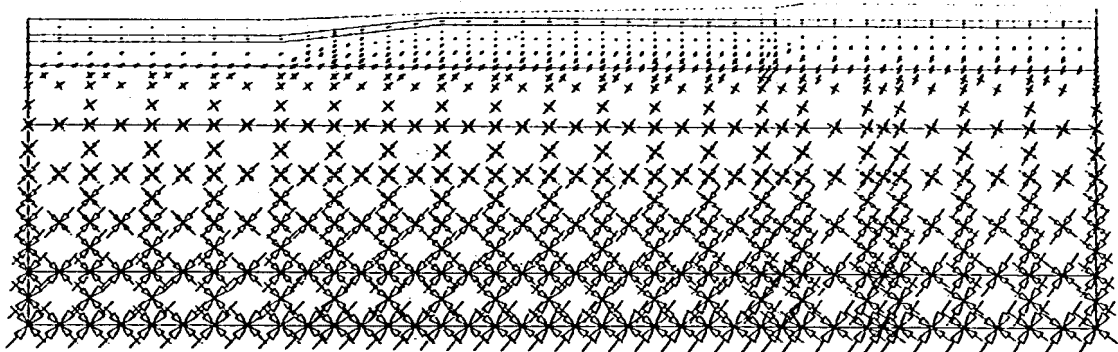


(c) 最大応答応力 (右载荷)

PRINCIPAL

0.0 1.0 2.0 $\times 10^2$ TON/H²

←→ TENSION
 →← COMPRESSION



(d) 最大応答応力 (左载荷)

図-17 解析結果 (全体) (単位水平震度 (KH=0.1) 当り)

MESH LAYOUT

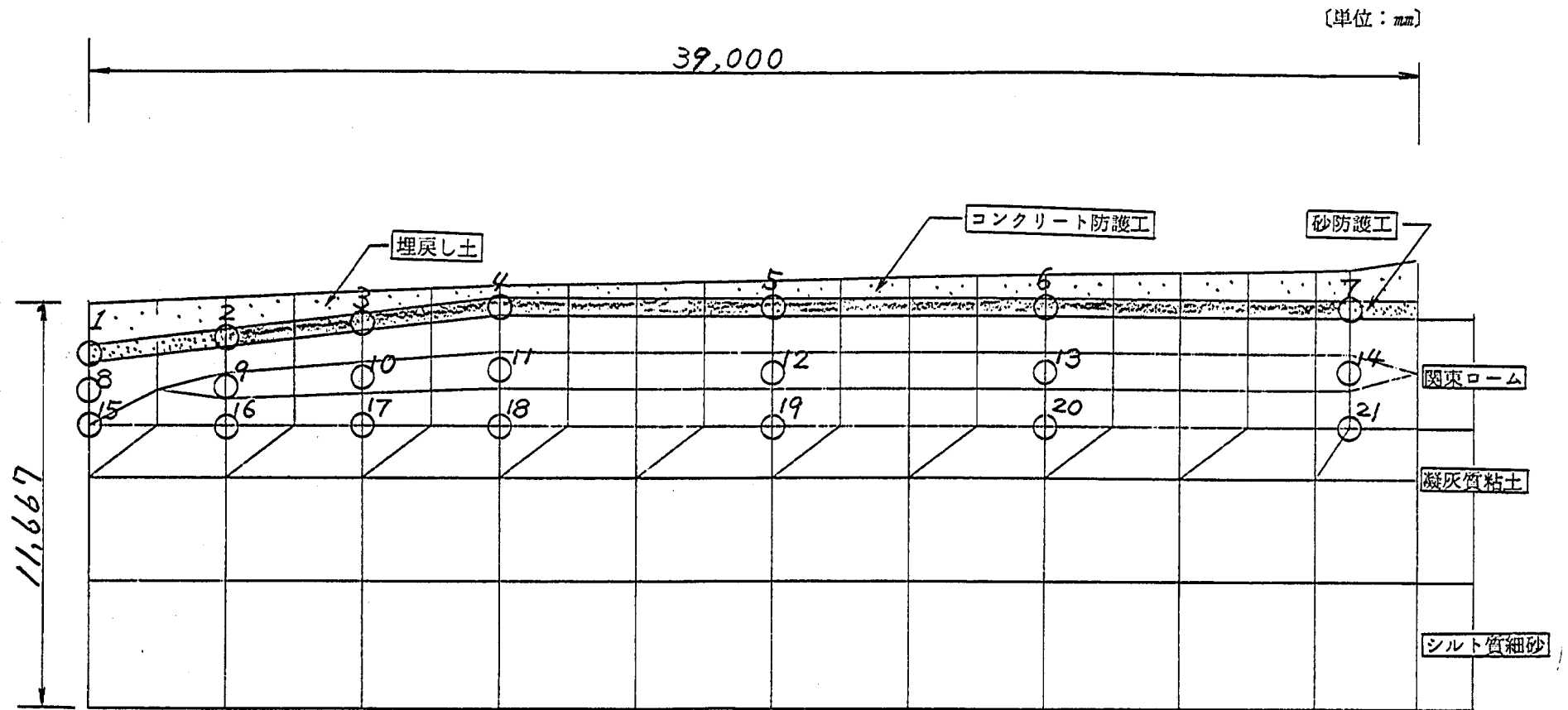
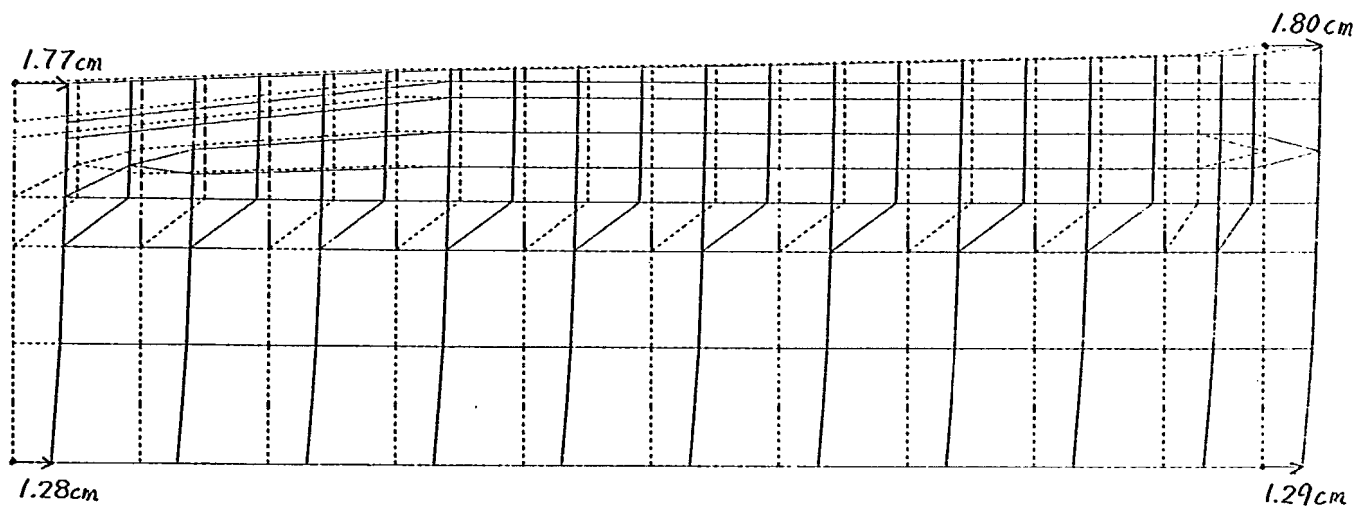


図-18 解析結果の着目図（拡大）〔山の手〕

DISPLACEMENT

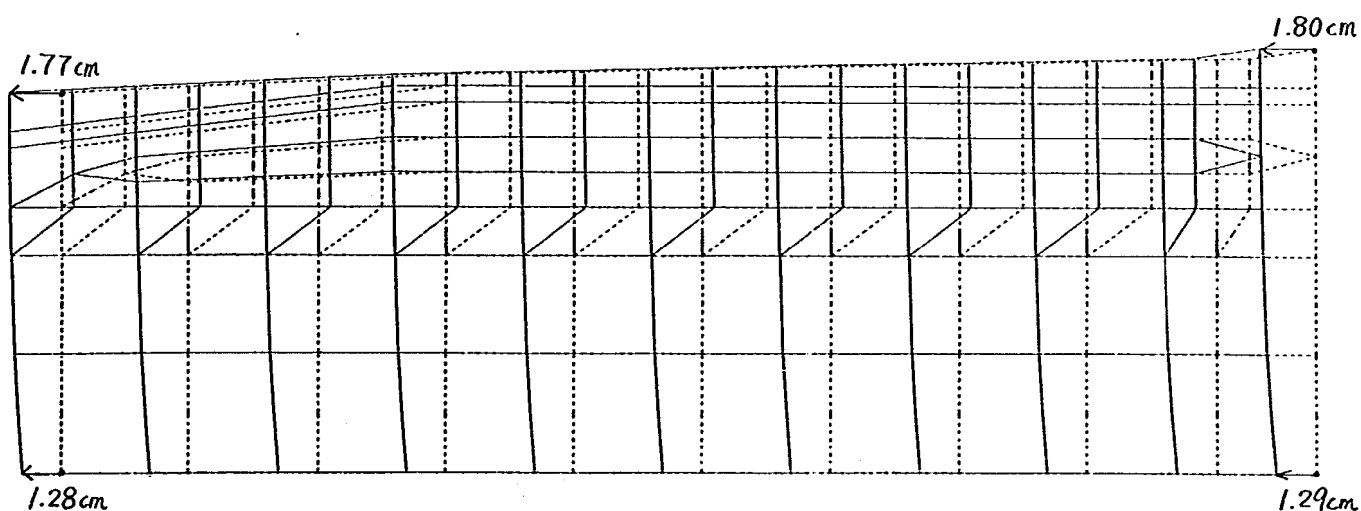
0.0 1.5 3.0 $\times 10^{-2}$ M



(a) 最大応答変位 (右载荷)

DISPLACEMENT

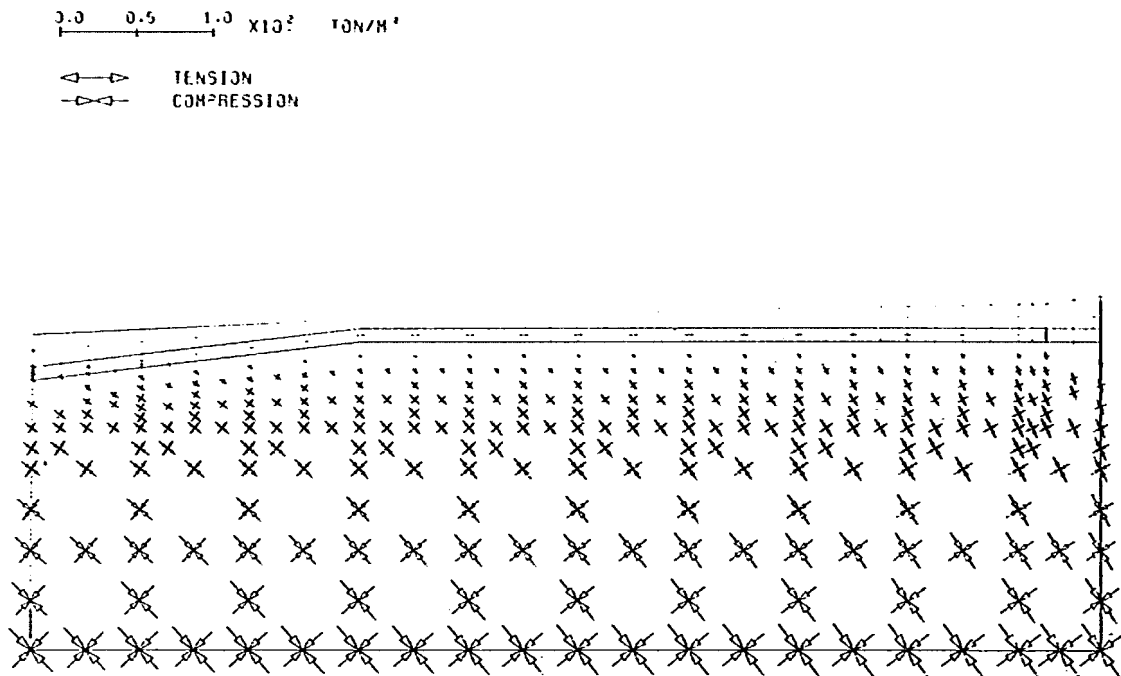
0.0 1.5 3.0 $\times 10^{-2}$ M



(b) 最大応答変位 (左载荷)

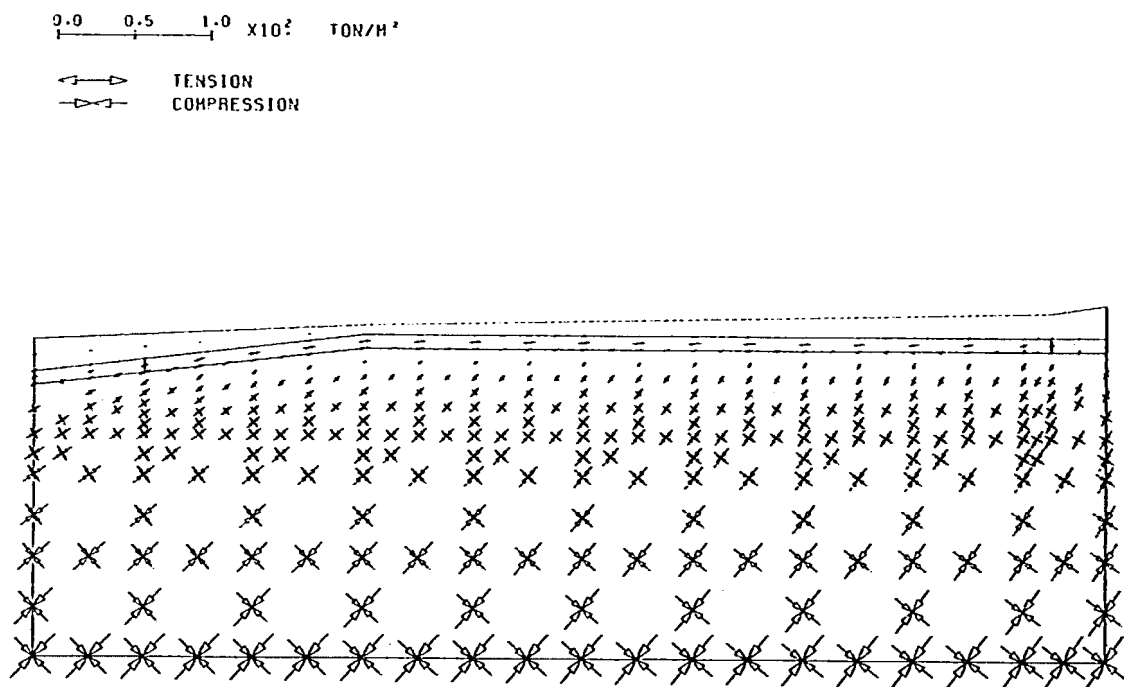
図-19 解析結果 (拡大) [単位水平震度 (KH=0.1) 当り]

PRINCIPAL



(c) 最大応答応力 (右载荷)

PRINCIPAL



(d) 最大応答応力 (左载荷)

図-19 解析結果 (拡大) [単位水平震度 (KH=0.1) 当り]

MESH LAYOUT

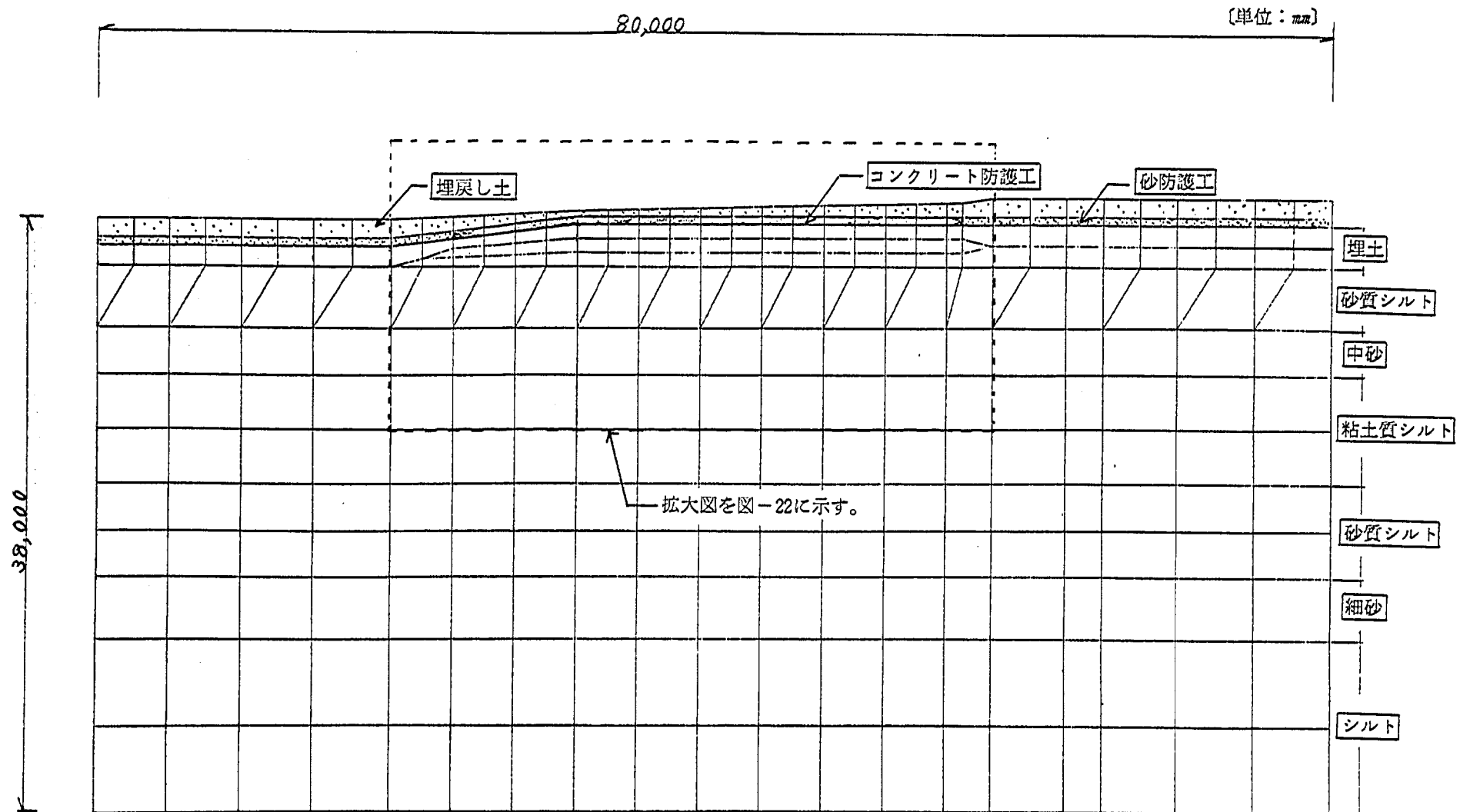
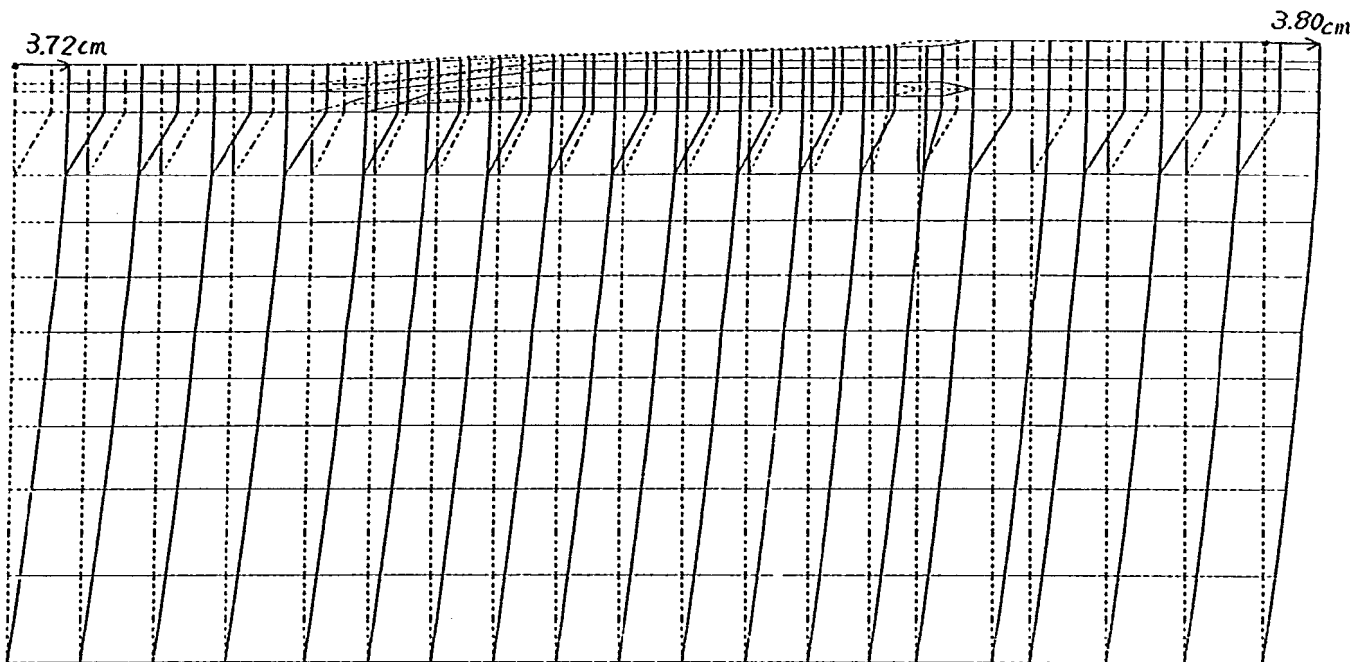


図-20 解析結果の着目図 (全体) [下町]

DISPLACEMENT

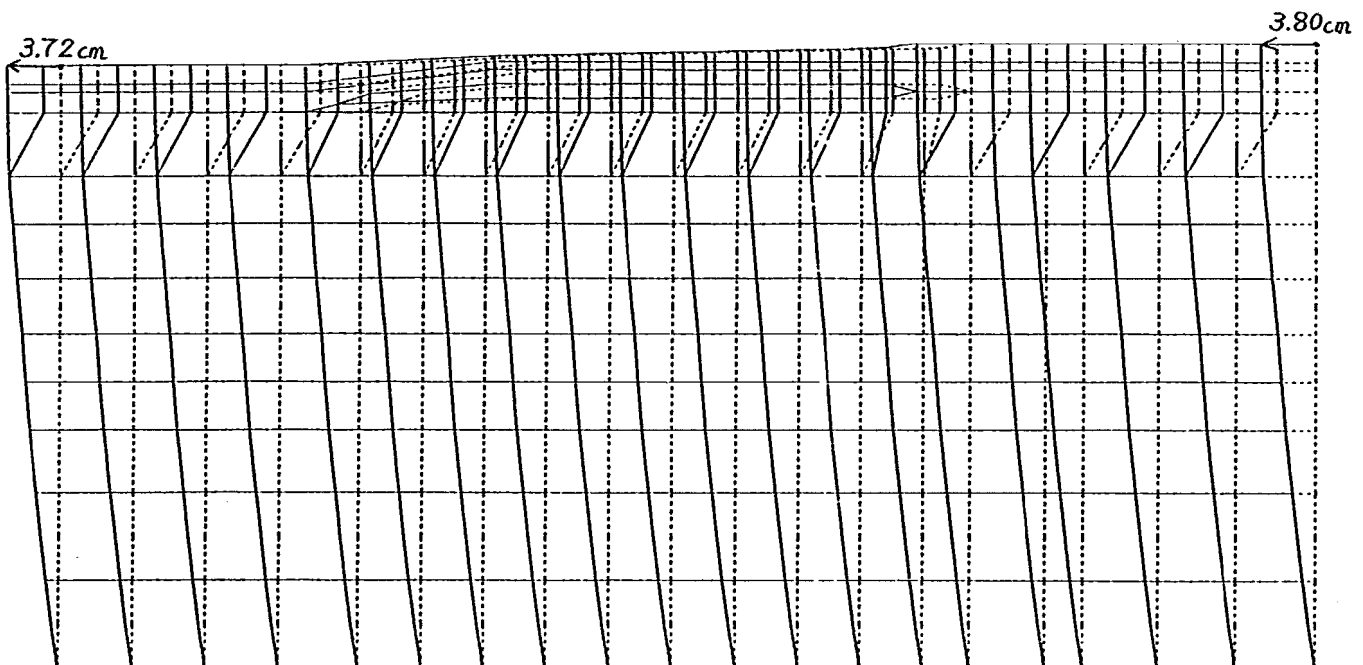
0.0 0.5 1.0 $\times 10^{-1}$ M



(a) 最大応答変位 (右載荷)

DISPLACEMENT

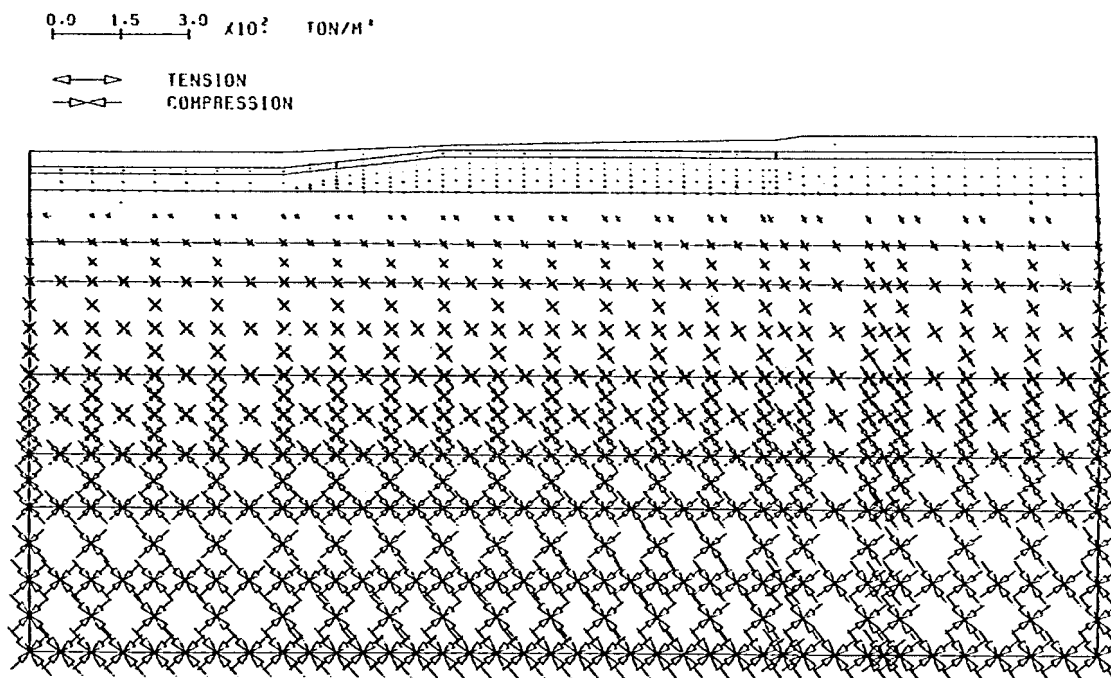
0.0 0.5 1.0 $\times 10^{-1}$ M



(b) 最大応答変位 (左載荷)

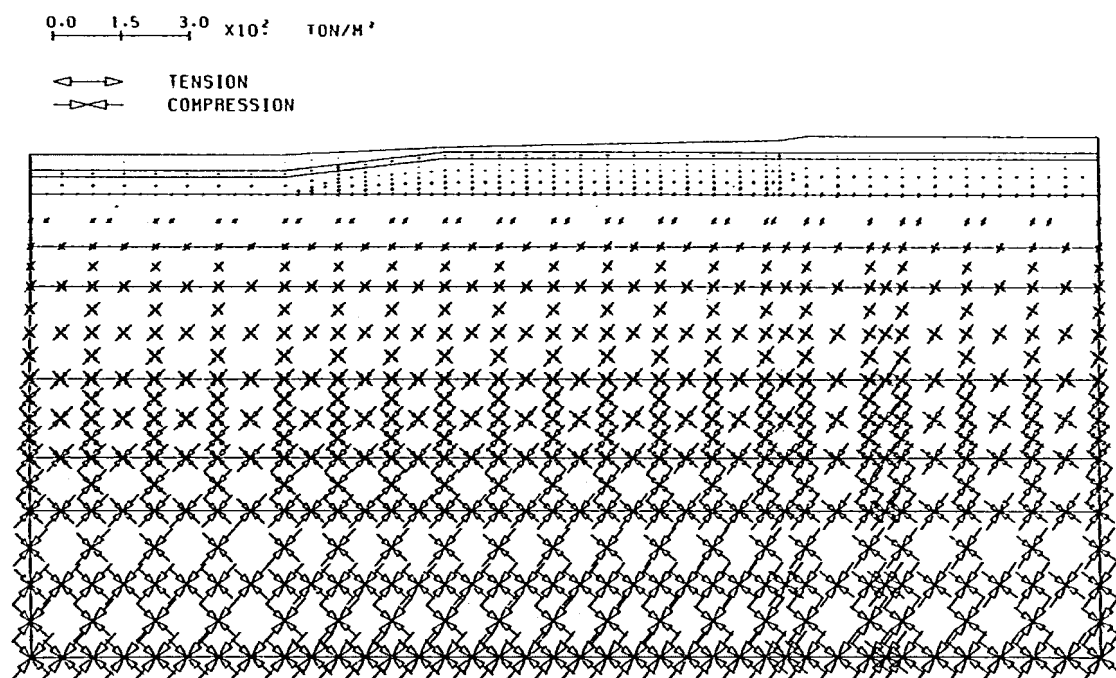
図-21 解析結果 (全体) [単位水平震度 (KH=0.1) 当り]

PRINCIPAL



(c) 最大応答応力 (右载荷)

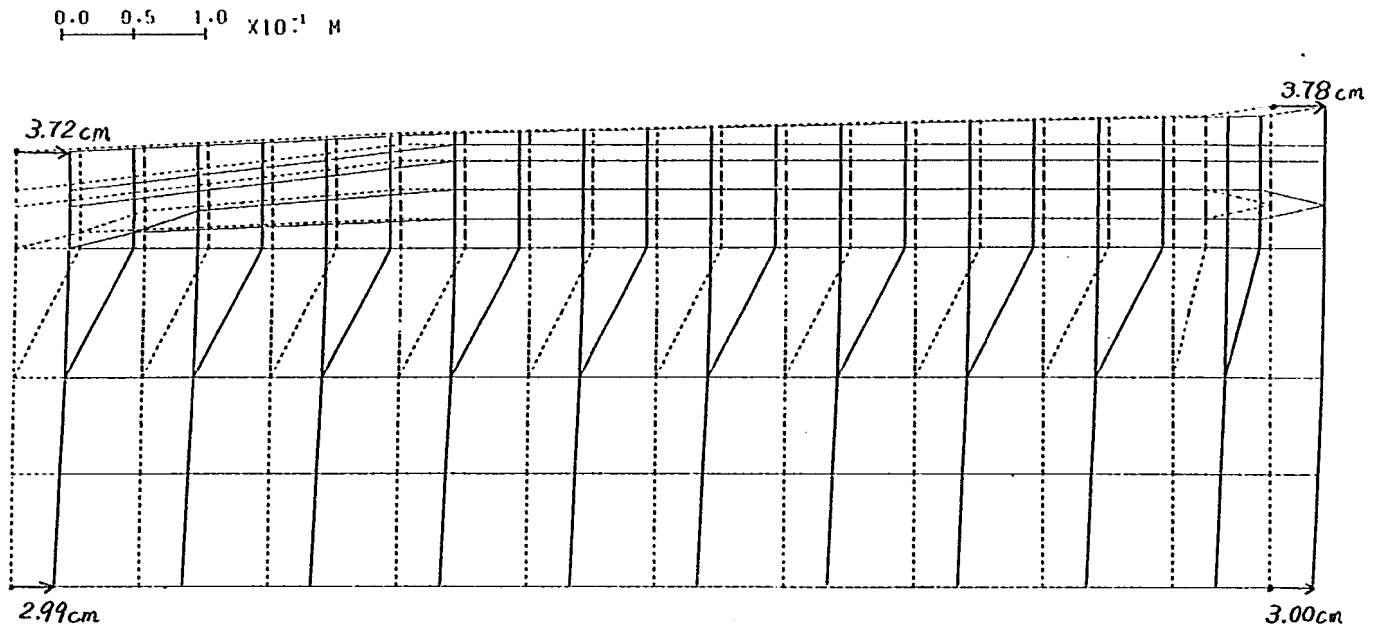
PRINCIPAL



(d) 最大応答応力 (左载荷)

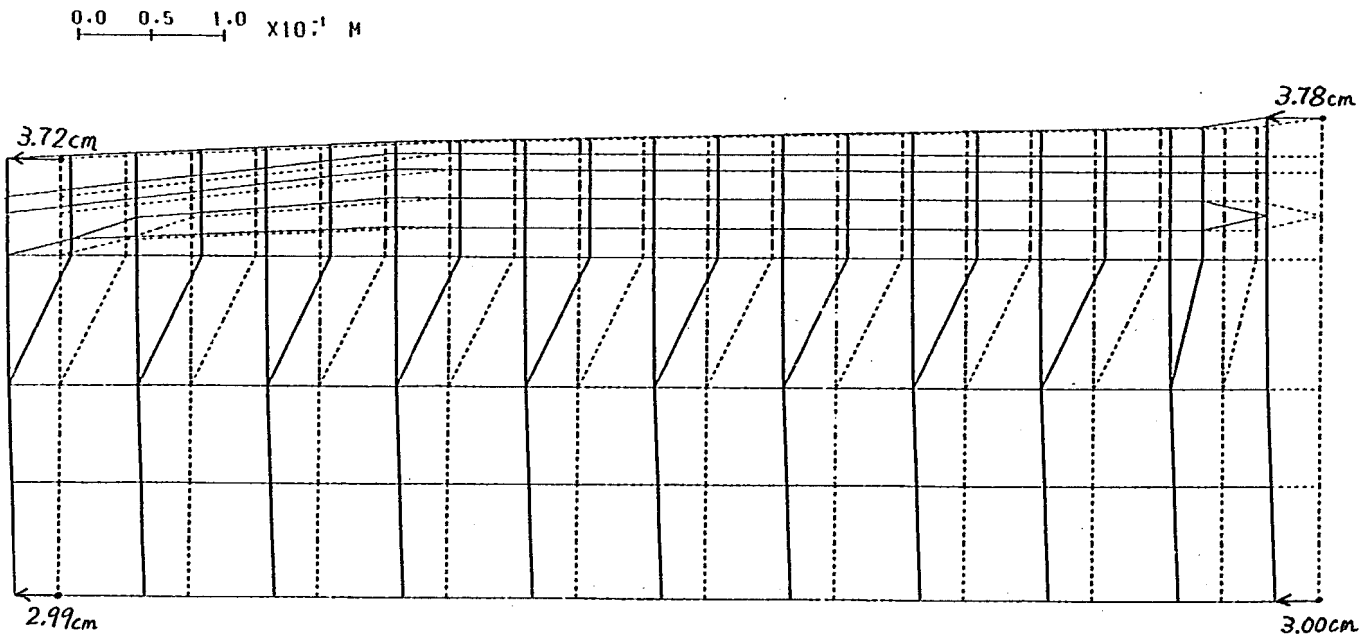
図-21 解析結果 (全体) [単位水平震度 (KH=0.1) 当り]

DISPLACEMENT



(a) 最大応答変位 (右载荷)

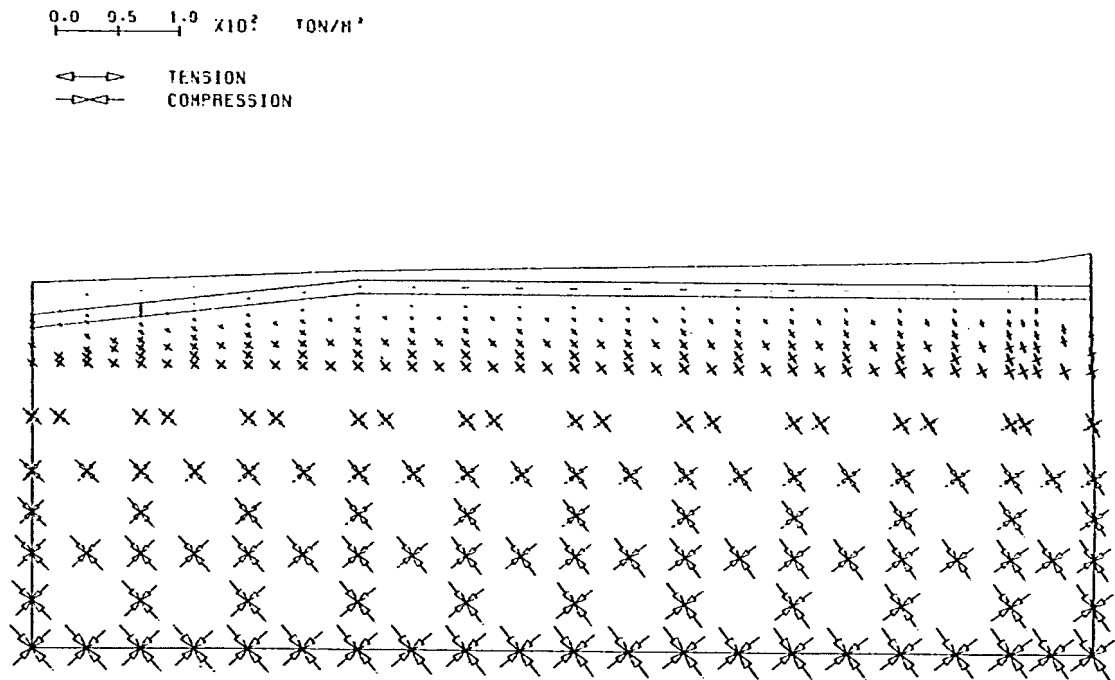
DISPLACEMENT



(b) 最大応答変位 (左载荷)

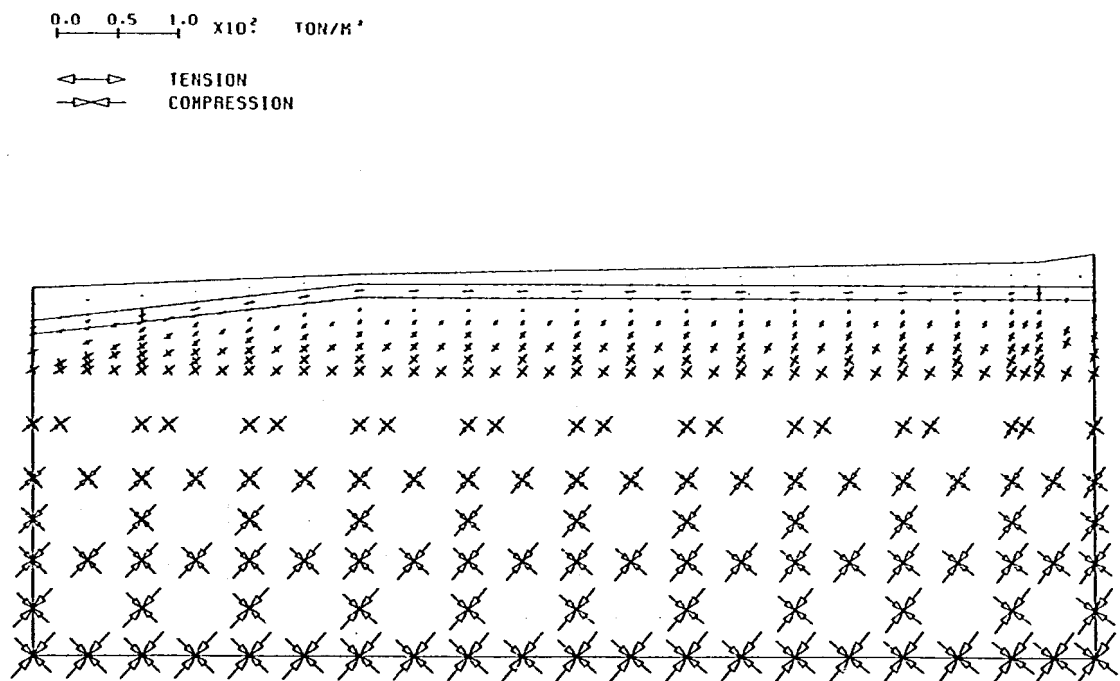
図-23 解析結果 (拡大) (単位水平震度 (KH=0.1) 当り)

PRINCIPAL



(c) 最大応答応力 (右載荷)

PRINCIPAL



(d) 最大応答応力 (左載荷)

図-23 解析結果 (拡大) (単位水平震度 (KH=0.1) 当り)

MESH LAYOUT

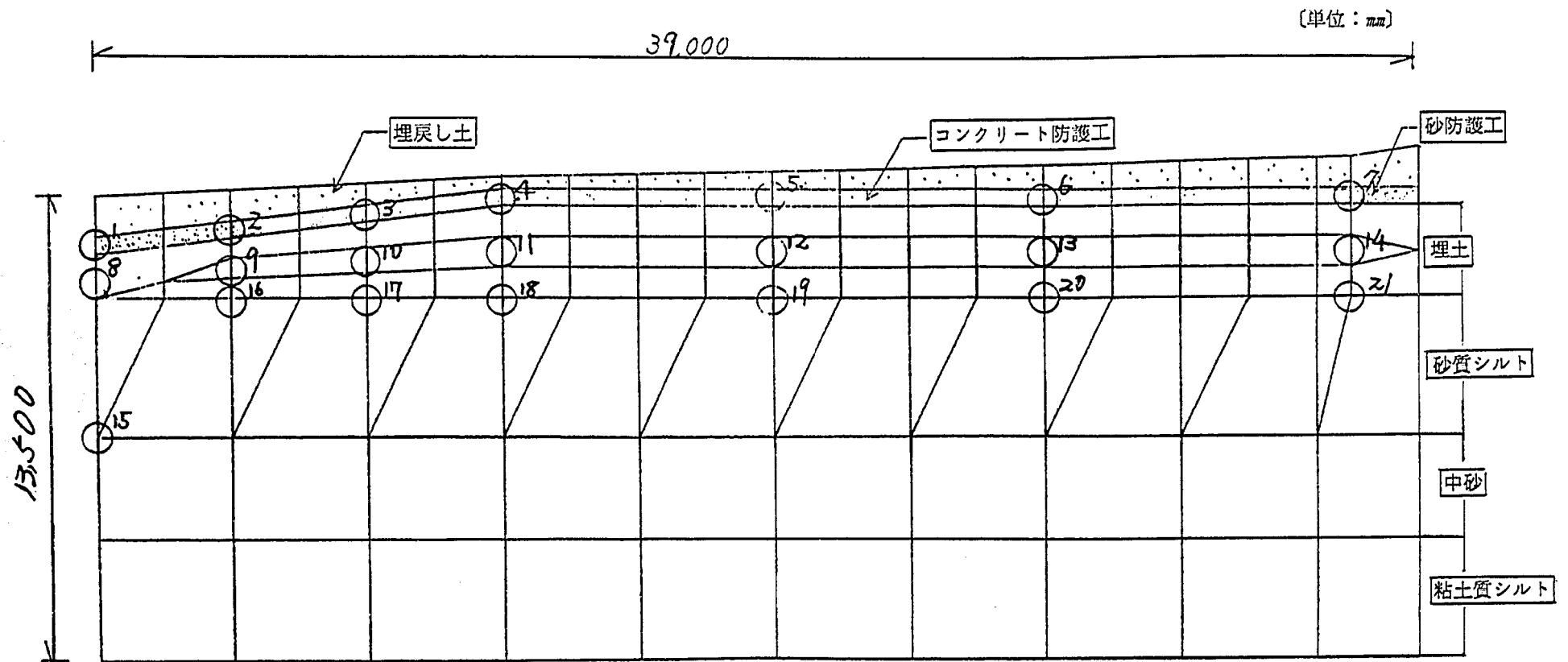


図-22 解析結果の着目図 (拡大) [下町]

表-1 原地盤の諸定数

(a) 山の手

地盤諸定数 地層	単位体積重量 γ (t/m ³)	ポアソン比 ν	N 値 (回)	せん断弾性波速度 V_s (m/sec)	せん断弾性係数 G (t/m ²)	変形係数 E (t/cm ²)	深度 (m)
関東ローム	1.37	0.49	4	136	2,580	7,690	GL±0.0
凝灰質粘土	1.52	0.49	7	142	3,120	9,310	-3.5
シルト 質細砂	1.76	0.49	15	109	2,150	6,410	▽ -8.0 (地下水面)
粘土	1.69	0.49	12	148	3,780	11,250	-19.0
砂 礫	2.14	0.49	50<				-23.0 (基盤)

(b) 下町

地盤諸定数 地層	単位体積重量 γ (t/m ³)	ポアソン比 ν	N 値 (回)	せん断弾性波速度 V_s (m/sec)	せん断弾性係数 G (t/m ²)	変形係数 E (t/cm ²)	深度 (m)
埋 土	1.69	0.49	15	151	3,910	11,650	GL±0.0
砂質シルト	1.69	0.49	3	133	3,040	9,070	▽ -3.0 (地下水面)
中 砂	1.69	0.49	10	100	1,740	5,190	-7.0
粘土質 シルト	1.56	0.49	1	122	2,370	7,060	-10.0
砂質シルト	1.69	0.49	12	148	3,780	11,250	-17.0
細 砂	1.84	0.49	45	138	3,570	10,650	-23.0
シルト	1.79	0.49	12	148	4,000	11,920	-27.0
砂 礫	2.14	0.49	50<				-38.0 (基盤)

表-2 入力地震動 (諸元)

地震名	発生年月日	記録地	M	最大加速度 (gal)	計算に使用した最大加速度 (gal)
根室半島沖地震	1973. 6. 17	静内橋 (地下40m)	7.4	45	150
日向灘沖地震	1968. 4. 1	板島橋	7.5	186	150

表-3 最大主応力及び最大主せん断応力

(a) 山の手

(単位: t/m^2)

載方 荷向	着目点	最大主応力	最小主応力	最大主 せん断応力	注1) 着目点: 図 -18, 22, 参照
右	1	- 1.6	- 3.3	0.9	注2) +引張 -圧縮 注3) 着色部: 応 力が相対的 に大きい
	2	- 1.4	- 1.8	0.2	
	2	13.5	- 2.9	8.2	
	3	5.6	- 1.7	2.6	
	4	10.4	- 1.4	5.9	
	5	6.4	- 1.4	3.9	
	6	6.2	- 1.7	4.0	
	7	6.1	- 2.9	4.5	
	7	- 1.1	- 1.9	0.4	注4) 最大主せん 断応力: 絶 対値
	8	- 2.5	- 4.8	1.2	
	9	- 2.0	- 4.6	1.3	
	10	- 2.5	- 4.8	1.2	
	11	- 2.4	- 4.4	1.0	
	12	- 2.5	- 4.5	1.0	
	13	- 2.6	- 4.7	1.1	
	14	- 2.6	- 4.7	1.1	
	15	- 3.4	- 6.5	1.6	
	16	- 3.5	- 6.5	1.5	
	17	- 3.9	- 6.9	1.5	
	18	- 4.0	- 7.1	1.6	
	19	- 4.1	- 7.2	1.6	
	20	- 4.2	- 7.3	1.6	
	21	- 4.2	- 7.4	1.6	
左	1	- 2.0	- 3.9	1.0	注1) 着目点: 図 -18, 22, 参照
	2	- 2.2	- 3.4	0.6	
	2	- 1.0	- 18.2	8.6	
	3	- 1.4	- 9.2	3.9	
	4	- 0.9	- 13.1	6.1	
	5	- 1.4	- 9.2	3.9	
	6	- 1.6	- 8.9	3.7	
	7	- 1.1	- 9.1	4.0	
	7	- 1.6	- 2.1	0.3	注4) 最大主せん 断応力: 絶 対値
	8	- 2.8	- 5.5	1.4	
	9	- 2.7	- 5.6	1.5	
	10	- 2.2	- 4.7	1.3	
	11	- 2.2	- 4.4	1.1	
	12	- 2.5	- 4.6	1.1	
	13	- 2.7	- 4.7	1.0	
	14	- 2.9	- 5.2	1.2	
	15	- 3.7	- 7.1	1.7	
	16	- 3.9	- 7.2	1.7	
	17	- 3.7	- 7.1	1.7	
	18	- 3.8	- 7.1	1.7	
	19	- 4.2	- 7.2	1.5	
	20	- 4.3	- 7.4	1.6	
	21	- 4.5	- 7.9	1.7	

(b) 下町

(単位: t/m^2)

載方 荷向	着目点	最大主応力	最小主応力	最大主 せん断応力	注1)2)3)4)
右	1	- 2.3	- 3.6	0.7	(a)と同じ
	2	- 2.0	- 2.3	0.2	
	2	13.1	- 3.2	8.2	
	3	6.8	- 2.1	4.0	
	4	10.2	- 1.6	5.9	
	5	6.1	- 1.8	4.0	
	6	6.7	- 2.0	3.9	
	7	7.0	- 2.4	4.7	
	7	- 1.5	- 2.4	0.5	
	8	- 3.0	- 5.0	1.0	
	9	- 2.4	- 4.8	1.2	
	10	- 3.1	- 5.0	1.1	
	11	- 2.9	- 4.6	1.0	
	12	- 3.0	- 4.8	0.9	
	13	- 3.2	- 4.9	0.9	
	14	- 3.2	- 5.1	1.0	
	15	- 3.9	- 6.4	1.3	
	16	- 4.0	- 6.4	1.2	
	17	- 4.7	- 6.8	1.1	
	18	- 4.6	- 7.2	1.3	
	19	- 4.8	- 7.5	1.4	
	20	- 5.0	- 7.6	1.3	
	21	- 5.1	- 7.8	1.4	
左	1	- 2.7	- 4.6	1.0	(a)と同じ
	2	- 2.6	- 3.8	0.6	
	2	- 1.6	- 19.0	8.7	
	3	- 1.7	- 10.4	4.4	
	4	- 1.2	- 13.4	6.1	
	5	- 1.7	- 9.6	3.9	
	6	- 2.0	- 9.1	3.6	
	7	- 2.5	- 10.8	4.2	
	7	- 2.0	- 2.5	0.3	
	8	- 3.6	- 6.1	1.3	
	9	- 3.4	- 6.1	1.4	
	10	- 2.7	- 5.0	1.2	
	11	- 2.8	- 4.7	1.0	
	12	- 3.1	- 4.9	0.9	
	13	- 3.3	- 5.0	0.9	
	14	- 3.6	- 5.6	1.0	
	15	- 4.3	- 7.3	1.5	
	16	- 4.6	- 7.5	1.5	
	17	- 4.3	- 7.3	1.5	
	18	- 4.5	- 7.4	1.5	
	19	- 4.9	- 7.5	1.3	
	20	- 5.1	- 7.7	1.3	
	21	- 5.3	- 8.4	1.6	

表-4 砂防護工とコンクリート防護工の特殊部の最大応答応力

〔単位： t/m^2 〕

防 護 工 特 殊 部	載荷方向	最大主応力		最小主 応 力		最大主せん断応力		注1) +引張 -圧縮 注2) 最大主せん断 応力：絶対値
		山の手	下 町	山の手	下 町	山の手	下 町	
屈 曲 部	右	10.4	10.2	- 1.4	- 1.6	5.9	5.9	
	左	- 0.9	- 1.2	-13.1	-13.4	6.1	6.1	
境 界 部 (上段：砂防護工 下段：コンクリ ート防護 工)	右	- 1.4	- 2.0	- 1.8	- 2.3	0.2	0.2	
		13.5	13.1	- 2.9	- 3.2	8.2	8.2	
	左	- 2.2	- 2.6	- 3.4	- 3.8	0.6	0.6	
		- 1.0	- 1.6	-18.2	-19.0	8.6	8.7	

4.2 結 果

(1) 固有値とスペクトル

〔A〕 固有周期および固有モード

1 次の固有周期は山の手、下町ではそれぞれ 0.750 秒、1.069 秒となっている。山の手と下町とでは、下町で 0.320 秒程長いことが判る。1 次の振動形では、当然のことながら、2 次以上すなわち高次（2～6 次）となると、逆向きに振動する質点が生じてくる。さらに 2 次、3 次の振動形においては、当然のことながら、それぞれの節が 1 つ、2 つになる。（図-9 参照）

〔B〕 加速度・変位スペクトル

（加速度スペクトル）

図-10は前述の表-2 に示す静内橋、板島橋において記録された波形の加速度応答スペクトルを示したものである。 $h=0.20$ に比べて $h=0.10$ 、 0.05 では鋭いピークをもち、変動が激しいことが判る。静内橋記録と板島橋記録とでは、スペクトルの性状そのものにも明らかに違いが認められる。つまり、前者においては固有周期 0.5～2.0 秒において最も高いピークがみられるが、後者において程、鋭いピークはみ

られない。さらに、後者においては、0.1～1.0秒に鋭いピークがみられ、長周期になる程に加速度応答倍率の減少の割合が大きいことが判る。

(変位スペクトル)

図-11は変位応答スペクトルを示したものである。長周期になる程、変位応答は増加する傾向にある。しかしながら、静内橋の4.0秒付近において、窪みがあるのも見逃せない。

ピークは、減衰定数が小さくなる程鋭くなり、静内橋の記録においては顕著に認められる。また、このピークは、概ね2つ程認められて、静内橋記録では2.0, 7.0秒付近、板島橋記録では0.8, 7.0秒付近にある。前者の記録において、後者の記録に比べてよりも短周期のほうにピークが認められるのもこの記録の特徴である。

(2) 集中質量法

[A] 最大応答加速度・変位

(最大応答加速度)

図-12に最大応答加速度を示した。山の手では板島橋記録、下町では静内橋記録による値の方がより大きい値を示している。最大応答加速度の最大値は質点No.9, 12で生じており、それらの値は314, 251, 240, 187 galである。下町の板島橋記録による値において、基盤入力加速度(150 gal)よりも小さい最大応答加速度を示している例もある。しかし、概ね地表面に近い質点において大きい値を示す傾向にある。

(最大応答変位)

図-13に最大応答変位を示す。最大応答変位は、最大応答加速度とは異なって下町において大きい。山の手、下町ともに地表面に近い質点になる程に大きな値を示しており、これらの値の最大値はそれぞれ7.6, 4.3, 4.2, 3.6 cmである。

[B] 加速度・変位の時刻歴応答

(加 速 度)

図-14に加速度の時刻歴応答を示す。注目した質点はNo.9, 8, 4, 2, No.12, 11, 6, 2である。No.9, No.12において、最大応答加速度の最大値が生じたことは、前述したとおりである。最大値の生じた時刻はそれぞれに19.74, 7.53秒である。これらの図をみると応答波形にも基盤入力派形の特徴がよくでていることが判る。すなわち、静内橋応答波形では長周期成分が卓越しており、やや規則性のない波形性状を示しているのに対して、板島橋応答波形では、20秒付近において規則性のある振幅の大きい波形が集中しており、0, 40秒付近とは対照的になっていることが判る。

(変 位)

図-15に加速度の時刻歴応答を示す。下町の静内橋応答波形において振幅の大きいことが目立つ。また、応答変位波形において最大応答変位の最大値がNo.9, 12に生じたことは前述したとおりであるが、それぞれの生じた時刻は7.58, 19.42秒である。

(3) 有限要素法

最大応答変位、最大応答応力に着目してとりまとめた。集中質量法による値(最大加速度)と基盤入力

加速度との平均した物体力を一様外力として各メッシュの節点に作用させて解析を行ったが、以下に示す図には、単位水平震度 ($K_H = 0.1$) 当りの換算した最大応答変位、最大応答応力を示した。以下の図のより深い理解に当っては、簡単な比例計算によって上記の一様外力の場合の最大応答変位、最大応答応力を眺望することができる。

図-16, 20に、山の手および下町の解析結果の着目図(全体)を示した。また、図-18, 22にはその拡大図を示した。さらに、表-3には最大・最小主応力等を示した。

なお、上記の図表において右载荷とは $K_H = 0.1$ を図上で左から右に载荷した場合である。また、最大応答応力は、自重载荷状態に動的载荷(動的な外力を静的な外力に置き換えて载荷)を重ねあわせて示した。

〔A〕 最大応答変位

(山の手)

図-17(a), (b)に山の手における右と左の载荷における最大応答変位を示した。図上、右から左への地表面の節点において大きい最大応答変位を示している。地表面両端における値はそれぞれ 1.82 , 1.75 cm である。

図-19(a), (b)に示すように着目した部分の地表面両端における最大応答変位は 1.80 , 1.77 cm である。この図に示すように、着目した部分の下端の両端の最大応答変位から、それぞれの最大応答変位の差は 0.51 , 0.49 cm である。さらに、変位分布も左から右に、しかも、地表面に近づくにつれて大きくなっていることが判る。

なお、砂とコンクリートの防護工がある場合とない場合(地盤のみの場合)の単位水平震度 ($K_H = 0.1$) 当りの右载荷における最大応答変位(水平・鉛直変位)を付表-1に示す。

(下町)

図-21(a), (b)に、下町における右と左の载荷における最大応答変位を示した。山の手と同様、最大応答変位は右から左への地表面の節点において大きい。地表面両端における値はそれぞれ 3.80 , 3.72 cm である。図-23(a), (b)に、図-21(a), (b)の着目した部分の拡大図を示す。この図からも地表面の節点において最大応答変位が大きいことが判る。両端の最大応答変位の差は地表面で 0.06 cm 、着目した部分の下端で 0.01 cm と微小である。また、図-21(a), (b)と図-23(a), (b)との比較から判るように、左端においては、変位差が認められていない。

なお、砂とコンクリートの防護工である場合とない場合(地盤のみの場合)の単位水平震度 ($K_H = 0.1$) 当りの右载荷における最大応答変位(水平・鉛直変位)を付表-2に示す。

〔B〕 最大応答応力

(山の手)

図-17, 19(c), (d)および表-3(a)に山の手における右と左の载荷における最大応答応力を示した。図からも判るように地表面から深度が増すにつれて最大応答応力が大きくなる傾向を示す。地盤内の最大・最小主応力の作用方向もほぼ規則的な分布を示しており、右载荷と左载荷では、ほぼ逆対称に近い。着目した部分の下端においては 20 t/m^2 程度の主応力が生じている。防護工においては局部的に相対的に大きな応力が生じている箇所もある。この箇所では、右载荷で引張が卓越しており、左载荷で圧縮が卓越して

いる。最大主せん断応力の絶対値は、右・左载荷ともに着目点（図－18，22参照）2，3，4，5，6，7で相対的に大きな値を示している。

（下 町）

図－21，23の(c)，(d)および表－3 (b)に下町における右と左の载荷における最大応答応力を示した。これらの図表から山の手の場合とはほぼ同じ傾向を示していることが判る。

なお，最大主応力の絶対値は，山の手のそれよりも小さい例が認められる。また，最小主応力のそれは山の手の場合よりも僅かながら大きい。しかしながら，最大主せん断応力についてはほとんど同じ値を示している。

5. 考 察

- (1) 入力地震動の影響は、山の手と下町とでは明らかに異なっている。つまり、一例として図-15(c), (d) に示すように、山の手では板島橋記録による変位応答、下町では静内橋記録による変位応答が大きくでている。これは主に地盤の固有周期の違いに起因するものである。実際の耐震設計にあたっては、地盤の固有周期と応答特性とを考慮して入力地震動の波形を決める必要があると考えられる。
- (2) 固有値の解析結果からも判るように、地盤の応答特性は、低次（特に1次）の固有モードに支配され易いことが判った。これは山の手と下町の両者においても共通的に認められたことである。
- (3) 地盤内点安全率を仮に（ $\phi=30^\circ$ としたモールの破壊線によるせん断応力/最大主せん断応力）と設定し、前述の着目点2についてそれを計算してみた。その結果、右載荷3.3（山の手）、6.5（下町）、左載荷2.3（山の手）、2.7（下町）、となった。これは単に安全性検討のための1つの目安にすぎないが、これによれば、ある程度の安全性はあることになると考えられる。
- (4) 砂とコンクリートの防護工の境界部とそれぞれの屈曲部における最大応答応力を表-4に示す。これによれば、最大応答応力は高々 $18.2 \sim 10.4 \text{ t/m}^2$ であり、破壊的な応力は生じていない。
- (5) 最大応答変位は解析モデルの地表面最右端の節点に生じており、図-17(a)の 1.82 cm 、図-21(a)の 3.80 cm を一様外力 400 gal （ $K_H=0.4$ ）の値に換算すると、それぞれ 7.28 cm 、 15.20 cm となる。同様に、地表面最左端の値を計算し相対変位を求めてみると、それぞれ 0.28 cm 、 0.32 cm となる。これは、計算モデルにもよるのであろうが、それ程に大きな値とはなっていない、温度変化（常時）による伸縮継手効果等を考え併せると、十分に吸収しうる値となる。
- (6) (5)にも記したように、地表面最右端と最左端との間の相対変位は可成り小さくなり、また、砂・コンクリート防護工と地盤との相対変位を求めてみても最大で 0.8 mm 程度となる。これに関しては入力として加速度よりも変位が支配的であるとしても、この解析上からは、滑りの現象が明確に生じているとは思われないことを意味している。実際には、摩擦力と砂防護工、コンクリート防護工との間には滑りが生じるのであろうけれども、しかしながら、今回の解析結果からでは、その現象は明確には表われていない。したがって、今後非線形の解析を行っても今回の解析結果とはそれ程に明確な違いは認められないと考えられる。

6. 結 論

- (1) 地中管路の設計ならびに布設においては土圧，路面荷重，舗装の除去，不等沈下（常時），温度変化，等に対する防護が考慮されている。
- (2) 解析モデルは，砂防護工およびコンクリート防護工を構造主系とし，その付属物として薄肉の管路が防護工内に埋め込まれているものとした。
- (3) 有限要素法による解析のための力学的モデルは図－4 に示すとおりとした。このモデルにより，解析を行なうための境界条件として，自重载荷状態，動的载荷のそれぞれの場合において，前者では水平方向を固定とし鉛直方向を自由とした。また，後者においては水平方向を自由とし鉛直方向を固定とした。しかしながら，種々の条件を考慮して解析を行なうことは望ましいことであり，この点に関しては，今後解決を図っていきたい。
- (4) 解析モデルによる計算結果からは，砂防護工，コンクリート防護工の特殊部における最大主応力，最大主せん断応力は表－4 のとおりとなることが判った。今後は，この結果を実験的に検証していくことが望ましい。
- (5) 今回は砂防護工，コンクリート防護工を構造主系とし集中質量法，有限要素法による解析を行なったが，橋台際等の剛性不連続部，地形・地質の急変部等の箇所においても震害が多いと言われており，これらの箇所の震害データを慎重に調査収集して震害のメカニズムを考証するとともに，その結果を踏えて，解析ならびに実験の手法の検討と開発が必要になる。
- (6) 今後は，上記の(4)，(5)の実験・解析による研究を進めつつ強震観測をも含めた，より総合的な耐震安全性に関する研究を進めていくことが望ましい。

あ と が き

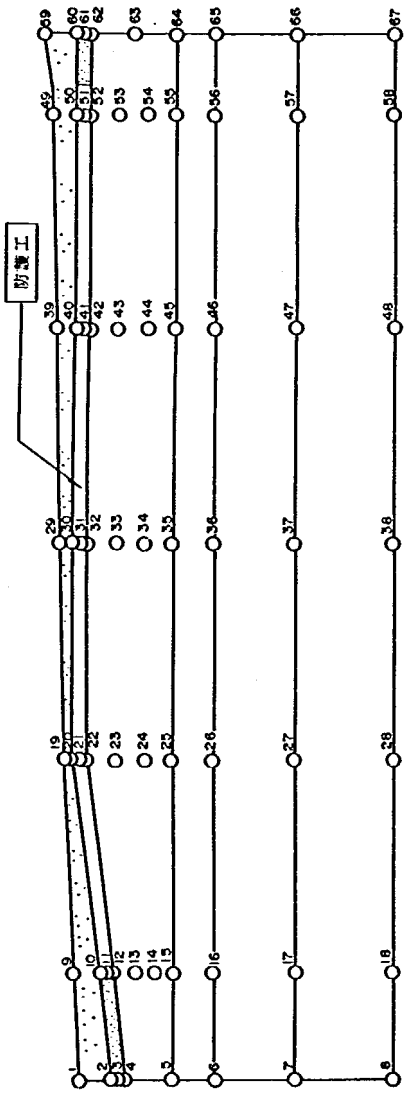
本研究は建設省土木研究所と日本電信電話公社との技術交流に基づいた研究課題の一環として実施した研究である。今後、2年間に亘って技術交流が継続される予定であり、関係者の各位のより一層の御協力をお願い申し上げる次第であります。

参 考 文 献 資 料

- 1) 建設省土木研究所・日本電信電話公社：建設省土木研究所と日本電信電話公社の技術交流連絡会要綱，技術交流担当者合同会議資料－2，昭和54年6月19日
- 2) 栗林・川島・宮田：地震動入力の設定手法に関する研究，土木研究所資料第1192号，昭和52年2月
- 3) 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手法に関する研究，土木研究所資料第1193号，昭和52年3月
- 4) 栗林：振動問題における応用例，土木学会関東支部，昭和45年12月
- 5) 岩永・及川・山川・本田：新版通信土木施工 ― 設計と施工 ― ，東京出版センター，昭和54年6月
- 6) 志賀：構造物の振動，共立出版，昭和51年6月
- 7) G. N. スミス：有限要素法による応力解析入門，ブレイン図書出版，昭和51年10月
- 8) 建設省土木研究所：新耐震設計法(案)，土木研究所資料第1185号，昭和52年3月
- 9) 岩崎・龍岡・佐伯：N値とひずみレベルを考慮したS波速度と V_s との関係例，第12回土質工学研究発表会
- 10) 日本電信電話公社：「昭和53年度渋谷～目黒局間ケーブル方式工事（土木）に伴う土質調査」，昭和54年6月
- 11) 日本電信電話公社：「昭和51年度蔵前～下谷局間ケーブル方式工事（土木）に伴う土質調査」，昭和52年3月

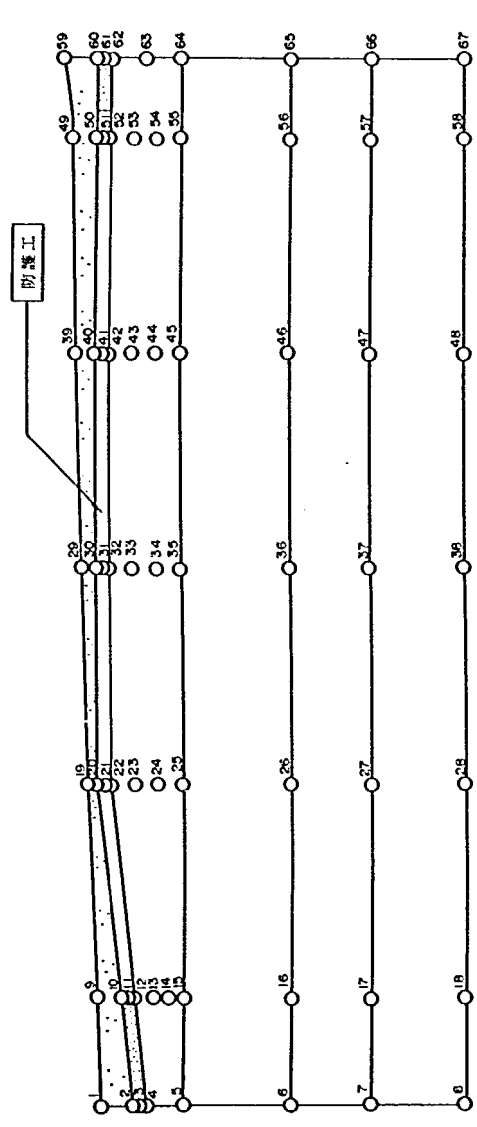
付表-1 防護工がある場合とない場合の最大応答変位の比較 (拡大) (山の手)

(単位: m)

着目点	最大応答変位				備考
	防護工がある場合		防護工がない場合		
	水 平	鉛 直	水 平	鉛 直	
1	0.177×10^{-1}	-0.420×10^{-4}	0.174×10^{-1}	-0.723×10^{-4}	
2	0.176	"	0.174	"	
3	0.175	"	0.173	"	
4	0.175	"	0.173	"	
5	0.171	"	0.169	"	
6	0.161	"	0.166	"	
7	0.157	"	0.156	"	
8	0.128	"	0.128	"	
9	0.177×10^{-1}	-0.146×10^{-5}	0.175×10^{-1}	-0.836×10^{-4}	
10	0.177	"	0.174	"	
11	0.177	"	0.174	"	
12	0.177	"	0.174	"	
13	0.175	"	0.173	"	
14	0.173	"	0.171	"	
15	0.171	"	0.170	"	
16	0.168	"	0.166	"	
17	0.157	"	0.156	"	
18	0.128	"	0.128	"	
19	0.177×10^{-1}	-0.763×10^{-4}	0.176×10^{-1}	-0.120×10^{-3}	
20	0.177	"	0.176	"	
21	0.177	"	0.176	"	
22	0.177	"	0.176	"	
23	0.176	"	0.174	"	
24	0.174	"	0.173	"	
25	0.172	"	0.170	"	
26	0.168	"	0.167	"	
27	0.157	"	0.156	"	
28	0.128	"	0.128	"	
29	0.178×10^{-1}	-0.743×10^{-4}	0.177×10^{-1}	-0.141×10^{-3}	
30	0.178	"	0.177	"	
31	0.178	"	0.177	"	
32	0.178	"	0.177	"	
33	0.176	"	0.176	"	
34	0.174	"	0.174	"	
35	0.172	"	0.171	"	
36	0.168	"	0.168	"	
37	0.157	"	0.157	"	
38	0.129	"	0.129	"	
39	0.178×10^{-1}	-0.712×10^{-4}	0.179×10^{-1}	-0.141×10^{-3}	
40	0.178	"	0.179	"	
41	0.178	"	0.178	"	
42	0.178	"	0.178	"	
43	0.176	"	0.177	"	
44	0.175	"	0.175	"	
45	0.172	"	0.172	"	
46	0.169	"	0.169	"	
47	0.158	"	0.158	"	
48	0.129	"	0.129	"	
49	0.178×10^{-1}	-0.664×10^{-4}	0.181×10^{-1}	-0.121×10^{-3}	
50	0.178	"	0.180	"	
51	0.178	"	0.180	"	
52	0.178	"	0.180	"	
53	0.177	"	0.178	"	
54	0.175	"	0.176	"	
55	0.173	"	0.173	"	
56	0.169	"	0.169	"	
57	0.158	"	0.158	"	
58	0.129	"	0.129	"	
59	0.180×10^{-1}	-0.937×10^{-4}	0.182×10^{-1}	-0.115×10^{-3}	
60	0.179	"	0.181	"	
61	0.179	"	0.180	"	
62	0.179	"	0.180	"	
63	0.176	"	0.178	"	
64	0.173	"	0.174	"	
65	0.169	"	0.170	"	
66	0.158	"	0.159	"	
67	0.129	"	0.129	"	

付表-2 防護工がある場合とない場合の最大応答変位の比較 (拡大) [下 町]

(単位: m)

着目点	最 大 応 答 変 位				備 考
	防 護 工 が あ る 場 合		防 護 工 が な い 場 合		
	水 平	鉛 直	水 平	鉛 直	
1	0.374 × 10 ⁻¹	- 0.362 × 10 ⁻⁴	0.372 × 10 ⁻¹	- 0.921 × 10 ⁻⁴	
2	0.373 "	- 0.208 "	0.371 "	- 0.862 "	
3	0.373 "	- 0.180 "	0.371 "	- 0.852 "	
4	0.372 "	- 0.159 "	0.370 "	- 0.843 "	
5	0.371 "	- 0.151 "	0.369 "	- 0.681 "	
6	0.358 "	0.491 "	0.356 "	- 0.321 "	
7	0.330 "	0.462 "	0.329 "	- 0.154 "	
8	0.299 "	0.385 "	0.298 "	- 0.373 × 10 ⁻⁵	
9	0.375 × 10 ⁻¹	- 0.268 × 10 ⁻⁵	0.372 × 10 ⁻¹	- 0.104 × 10 ⁻³	
10	0.375 "	0.106 × 10 ⁻⁴	0.372 "	- 0.989 × 10 ⁻⁴	
11	0.375 "	0.106 "	0.372 "	- 0.982 "	
12	0.375 "	0.108 "	0.371 "	- 0.978 "	
13	0.374 "	0.131 "	0.371 "	- 0.890 "	
14	0.373 "	0.170 "	0.370 "	- 0.808 "	
15	0.371 "	0.194 "	0.369 "	- 0.731 "	
16	0.358 "	0.279 "	0.356 "	- 0.334 "	
17	0.330 "	0.274 "	0.329 "	- 0.155 "	
18	0.299 "	0.245 "	0.298 "	- 0.304 × 10 ⁻⁵	
19	0.375 × 10 ⁻¹	- 0.103 × 10 ⁻³	0.374 × 10 ⁻¹	- 0.143 × 10 ⁻³	
20	0.375 "	- 0.103 "	0.373 "	- 0.141 "	
21	0.375 "	- 0.103 "	0.373 "	- 0.140 "	
22	0.375 "	- 0.103 "	0.373 "	- 0.138 "	
23	0.374 "	- 0.102 "	0.372 "	- 0.126 "	
24	0.373 "	- 0.998 × 10 ⁻⁴	0.371 "	- 0.113 "	
25	0.372 "	- 0.964 "	0.370 "	- 0.999 × 10 ⁻⁴	
26	0.358 "	- 0.678 "	0.357 "	- 0.509 "	
27	0.331 "	- 0.437 "	0.330 "	- 0.253 "	
28	0.299 "	- 0.232 "	0.299 "	- 0.722 × 10 ⁻⁵	
29	0.375 × 10 ⁻¹	- 0.968 × 10 ⁻⁴	0.375 × 10 ⁻¹	- 0.160 × 10 ⁻³	
30	0.375 "	- 0.962 "	0.375 "	- 0.155 "	
31	0.375 "	- 0.961 "	0.375 "	- 0.153 "	
32	0.375 "	- 0.960 "	0.374 "	- 0.151 "	
33	0.375 "	- 0.942 "	0.374 "	- 0.136 "	
34	0.374 "	- 0.921 "	0.373 "	- 0.123 "	
35	0.372 "	- 0.896 "	0.371 "	- 0.109 "	
36	0.359 "	- 0.729 "	0.358 "	- 0.577 × 10 ⁻⁴	
37	0.331 "	- 0.569 "	0.331 "	- 0.300 "	
38	0.300 "	- 0.389 "	0.299 "	- 0.970 × 10 ⁻⁵	
39	0.376 × 10 ⁻¹	- 0.875 × 10 ⁻⁴	0.377 × 10 ⁻¹	- 0.152 × 10 ⁻³	
40	0.375 "	- 0.868 "	0.376 "	- 0.145 "	
41	0.375 "	- 0.867 "	0.376 "	- 0.143 "	
42	0.375 "	- 0.866 "	0.376 "	- 0.141 "	
43	0.375 "	- 0.846 "	0.375 "	- 0.126 "	
44	0.374 "	- 0.818 "	0.374 "	- 0.112 "	
45	0.372 "	- 0.783 "	0.373 "	- 0.989 × 10 ⁻⁴	
46	0.359 "	- 0.571 "	0.359 "	- 0.490 "	
47	0.332 "	- 0.401 "	0.331 "	- 0.238 "	
48	0.300 "	- 0.247 "	0.299 "	- 0.606 × 10 ⁻⁵	
49	0.376 × 10 ⁻¹	- 0.656 × 10 ⁻⁴	0.378 × 10 ⁻¹	- 0.126 × 10 ⁻³	
50	0.376 "	- 0.598 "	0.378 "	- 0.117 "	
51	0.376 "	- 0.597 "	0.378 "	- 0.115 "	
52	0.376 "	- 0.597 "	0.377 "	- 0.113 "	
53	0.375 "	- 0.533 "	0.376 "	- 0.986 × 10 ⁻⁴	
54	0.374 "	- 0.431 "	0.375 "	- 0.860 "	
55	0.373 "	- 0.333 "	0.374 "	- 0.745 "	
56	0.360 "	- 0.491 × 10 ⁻⁵	0.360 "	- 0.345 "	
57	0.332 "	0.435 "	0.332 "	- 0.155 "	
58	0.300 "	0.828 "	0.300 "	- 0.242 × 10 ⁻⁵	
59	0.378 × 10 ⁻¹	- 0.814 × 10 ⁻⁴	0.379 × 10 ⁻¹	- 0.119 × 10 ⁻³	
60	0.377 "	- 0.585 "	0.378 "	- 0.108 "	
61	0.377 "	- 0.533 "	0.378 "	- 0.106 "	
62	0.376 "	- 0.495 "	0.378 "	- 0.104 "	
63	0.375 "	- 0.151 "	0.376 "	- 0.856 × 10 ⁻⁴	
64	0.373 "	- 0.109 × 10 ⁻⁵	0.374 "	- 0.697 "	
65	0.360 "	0.179 × 10 ⁻⁴	0.360 "	- 0.327 "	
66	0.332 "	0.196 "	0.332 "	- 0.150 "	
67	0.300 "	0.191 "	0.300 "	- 0.271 × 10 ⁻⁵	

地中管路防護工の地震
時の挙動に関する検討

土木研究所資料第1587号
昭和55年3月(1980年)

建設省土木研究所耐震研究室

キーワード：地中管路防護工・集中質量法
・有限要素法・地震応答

要旨

相対的に良好な地盤と不良な地盤に埋設された地中管路防護工の地震時の挙動について集中質量法と有限要素法により地震時応力等の検討を行なった結果を報告している。

郵便はがき

二十円切手
をはって下
さい

3 0 5 - □ □

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地
建設省土木研究所
耐震研究室
御中

No. _____

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第1587号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印