

土木研究所資料

実測による地中埋設管路の地震時挙動 及びその解析

Analysis of Seismic Behavior of Embedded Pipes
Based on Strong Motion Observation

平成2年10月

建設省土木研究所
地震防災部耐震研究室

「Copyright © (1990) 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 General 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、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。」

実測による地中埋設管路の地震時挙動 及びその解析

耐震研究室 室 長 川 島 一 彦
長 島 博 之

要 旨

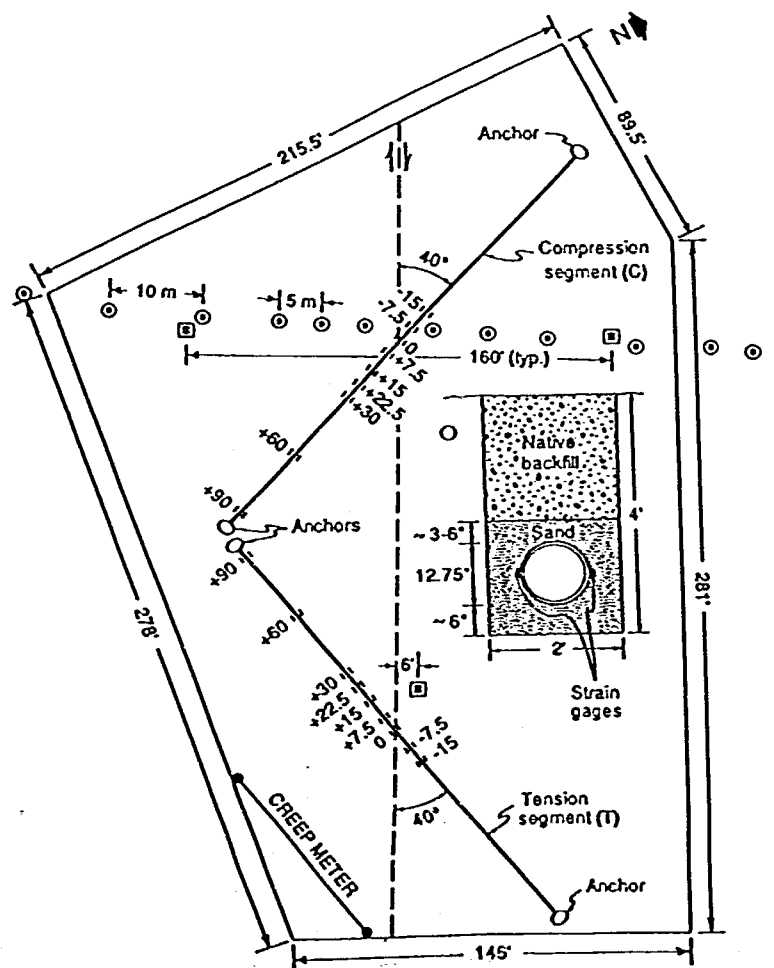
本報告は、ライフライン施設の耐震性に関する日米共同研究の一環として、建設省土木研究所が千葉県君津郡袖ヶ浦町に設置した地中埋設管路の地震時挙動観測システムにより観測された実測記録及びその解析についてとりまとめたものである。

キーワード：地中埋設管路、地震時挙動、地盤ひずみ、地盤ばね定数

まえがき

1971年サンフェルナンド地震、1978年宮城県沖地震、1982年浦河沖地震など近年生じた地震では日米ともに、上下水道、電力、ガス、通信施設などのライフライン施設に大きな被害を生じ、これらの機能の阻害により地域社会に大きな影響を与えたことから、ライフライン施設の耐震性の確保が重要な課題であることが強く認識された。これを受け我が国では、ライフライン施設の耐震規定の充実が図られつつあるが、こうした際に一番重要な点は、ライフライン施設の地震時挙動に関する正しい情報を得ることである。これは応答変位法による耐震計算では、地盤と管路を結ぶばねの推定等、各種の検討事項が残っており、これに対する解析的な研究が各種の制約で現状では困難であるため、観測や実測に基づく検討が必要とされているためである。

本報告は、ライフライン施設の耐震性に関する日米共同研究の一環として実施した地中管路の動的耐震設計の基本となる地震時の振動特性の観測と管路に対する周辺地盤の拘束効果を取りまとめたものである。地中管路の地震観測システムは、昭和63年度に千葉県袖ヶ浦町の一般国道16号の中央分離帯の中に設置したものである。なお、米国においては、カリフォルニア州パークフィールドにおいて下図に示す観測が行われている。この地点では、サンアンドレアス断層が走っており、地中管路は断層を横切る形で埋設されている。これは、米国では内陸に生じる横ずれ断層によるライフライン施設の被害が多いことを考慮したものである。また、我が国においても、東京大学生産技術研究所をはじめ各所で埋設管路の観測が実施されている。本観測システムは、日本では軟弱地盤におけるライフライン施設の被害が多いことを考慮して軟弱な地盤に設定するとともに、直管と同時に曲がり管の観測を加える、同一地盤での連続管と継手管の違いを検討する、管路の影響を検討する、等の特徴を有している。



カリフォルニア州パークフィールドにおける地震観測

目 次

ま え が き

1. 観測システムの概要	1
1.1 観測位置	1
1.2 地中埋設管路	9
1.3 観測計器	13
2. 実測による地中埋設管路の地震時挙動	17
3. 地中埋設管路ひずみの解析	28
3.1 地盤ひずみの解析	28
3.2 地中埋設管路のひずみの解析	34
4. 結 論	45

謝 辞	46
-----------	----

参考文献	47
------------	----

付属資料	49
------------	----

写 真 集	65
-------------	----

1. 観測システムの概要

1.1 観測位置

本観測システムは一般国道16号千葉県君津郡袖ヶ浦町地先の上下車線間の中央分離帯に設置されている。図-1.1は観測システムの設置位置を示したものである。

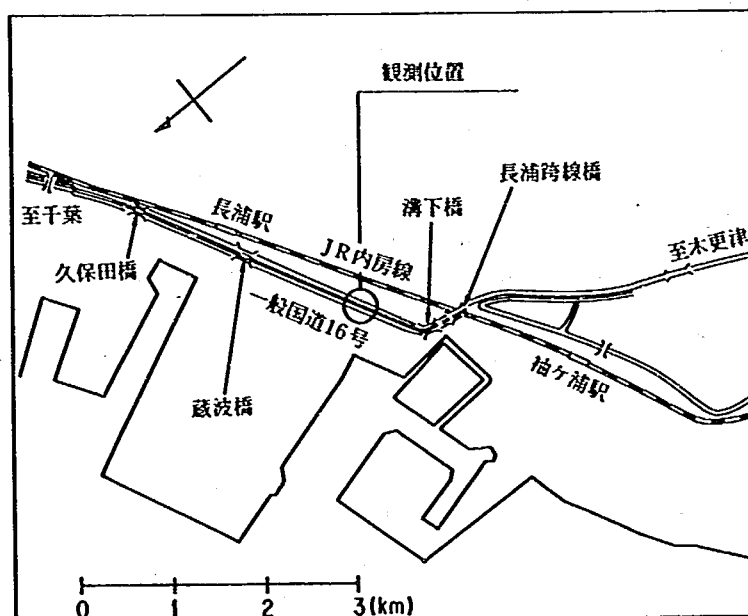


図-1.1 観測点位置図

現地の地盤条件を調査するために図-1.2に示す地点でボーリング調査を行なった。柱状図は図-1.3に示すとおりである。この結果によれば地表面は厚さ約3mの埋土で覆われており、それ以深ではシルトと砂が互層状態になっている。また、ボーリング地点No.1およびNo.2ではそれぞれ14mおよび17m程度の深さからN値が60以上の砂層となっており、本観測地点における耐震設計上の基礎面と考えられる。

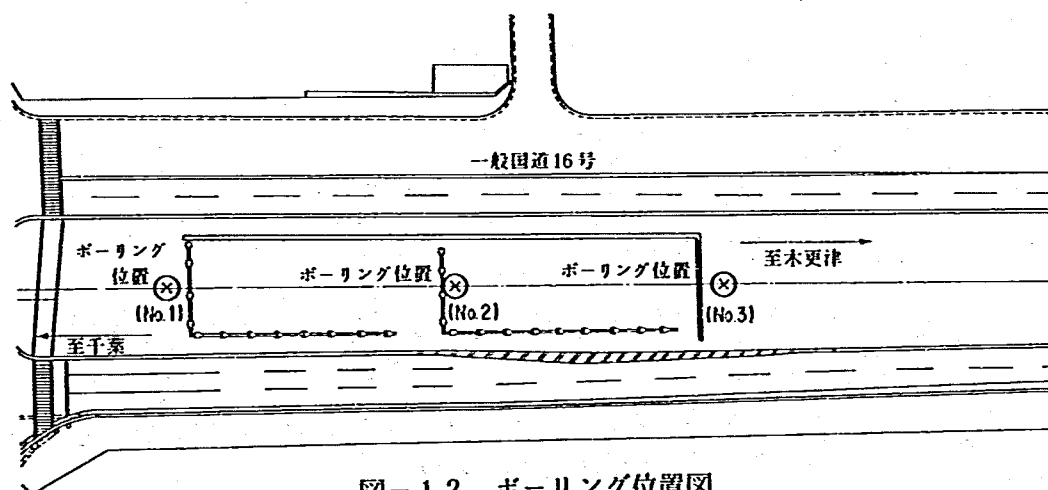
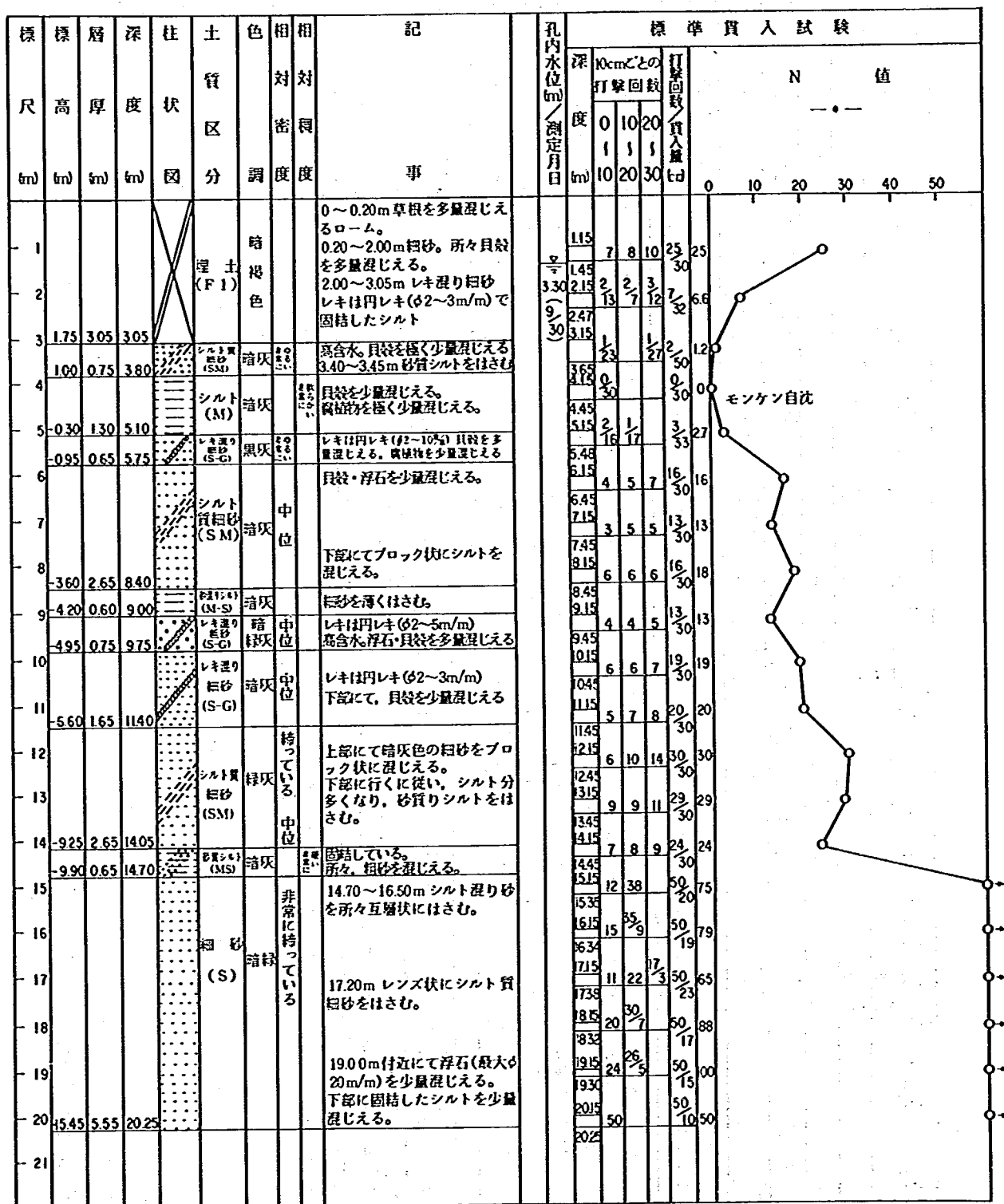


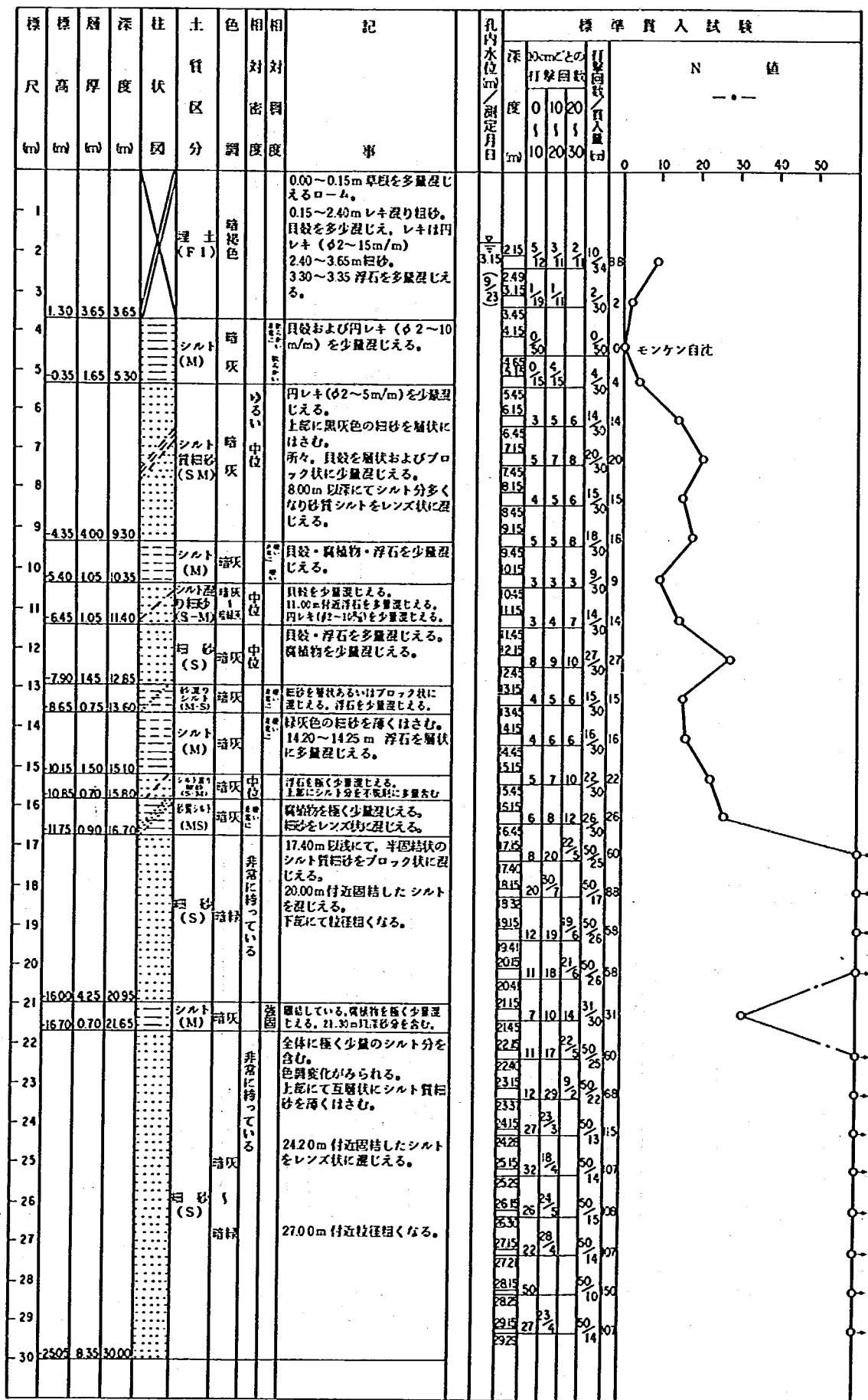
図-1.2 ボーリング位置図

図－1.4 は、各ボーリング地点で行れた標準貫入試験による各層の平均 N 値から、地盤の特性値 T_c を計算により求めたものである。また、各ボーリング地点の管体付近の V_s 値、平均 V_s 値及び V_s 値の幅を示した結果が表－1.1 である。

各ボーリング地点での T_c は、道路橋示方書 V 耐震設計編に規定される $0.2 \leq T_c < 0.6$ の範囲内に収まっているので、地中埋設管路の設置位置の地盤種別はⅡ種地盤に該当する。

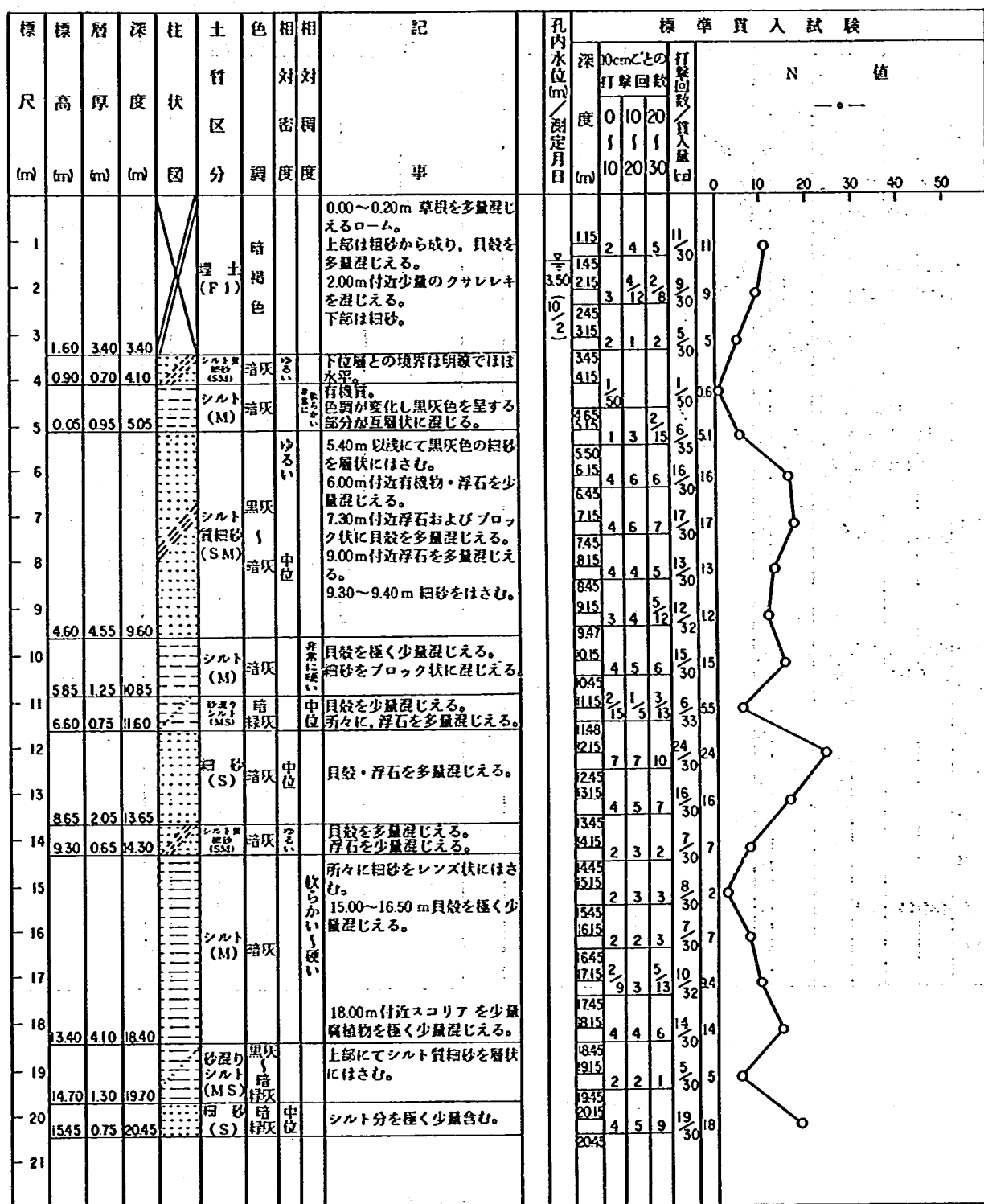


(a) ボーリング No 1
図-1.3 (1) 観測点の地盤の柱状図



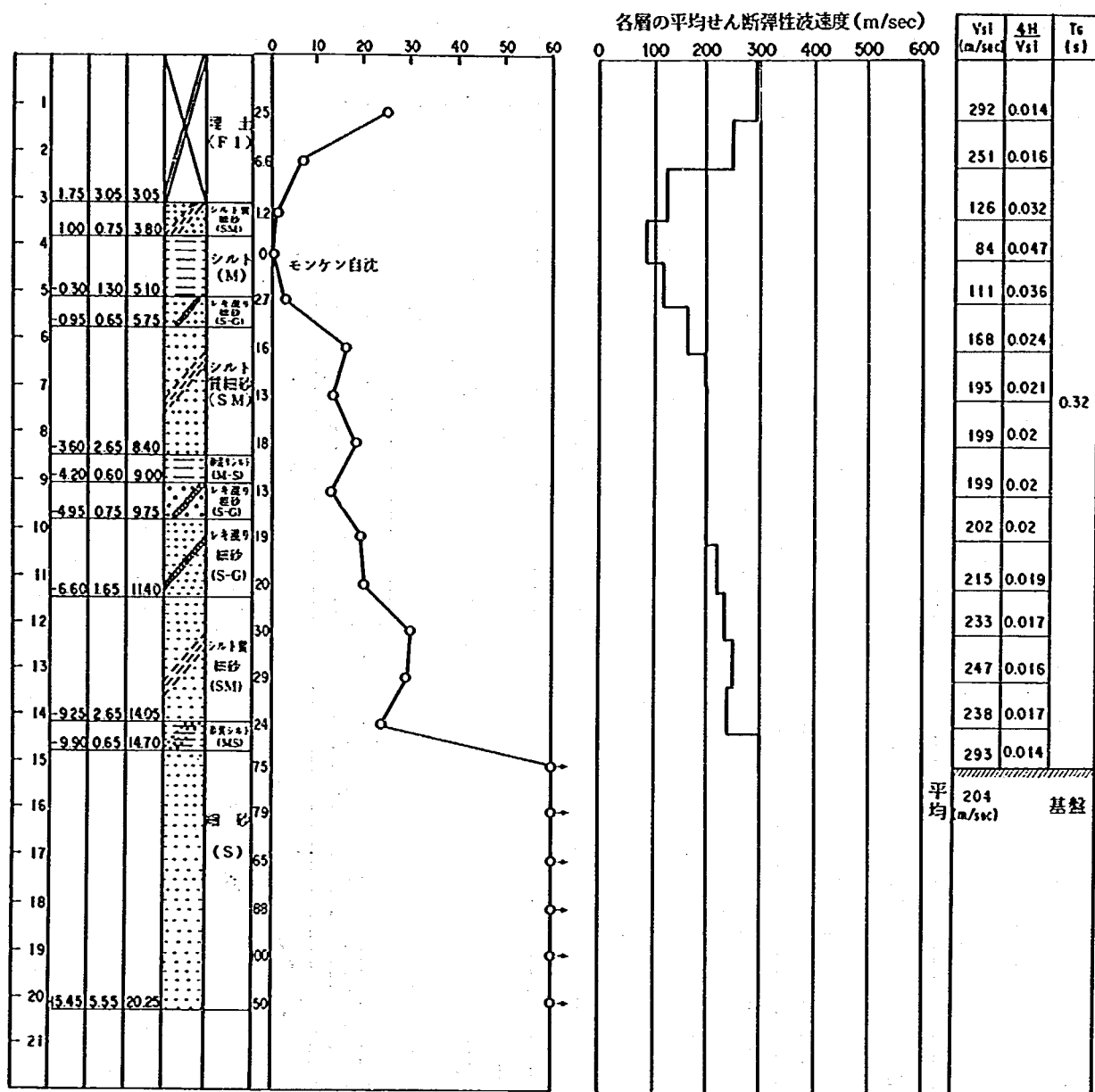
(b) ボーリング No 2

図-1.3 (2) 観測点の地盤の柱状図



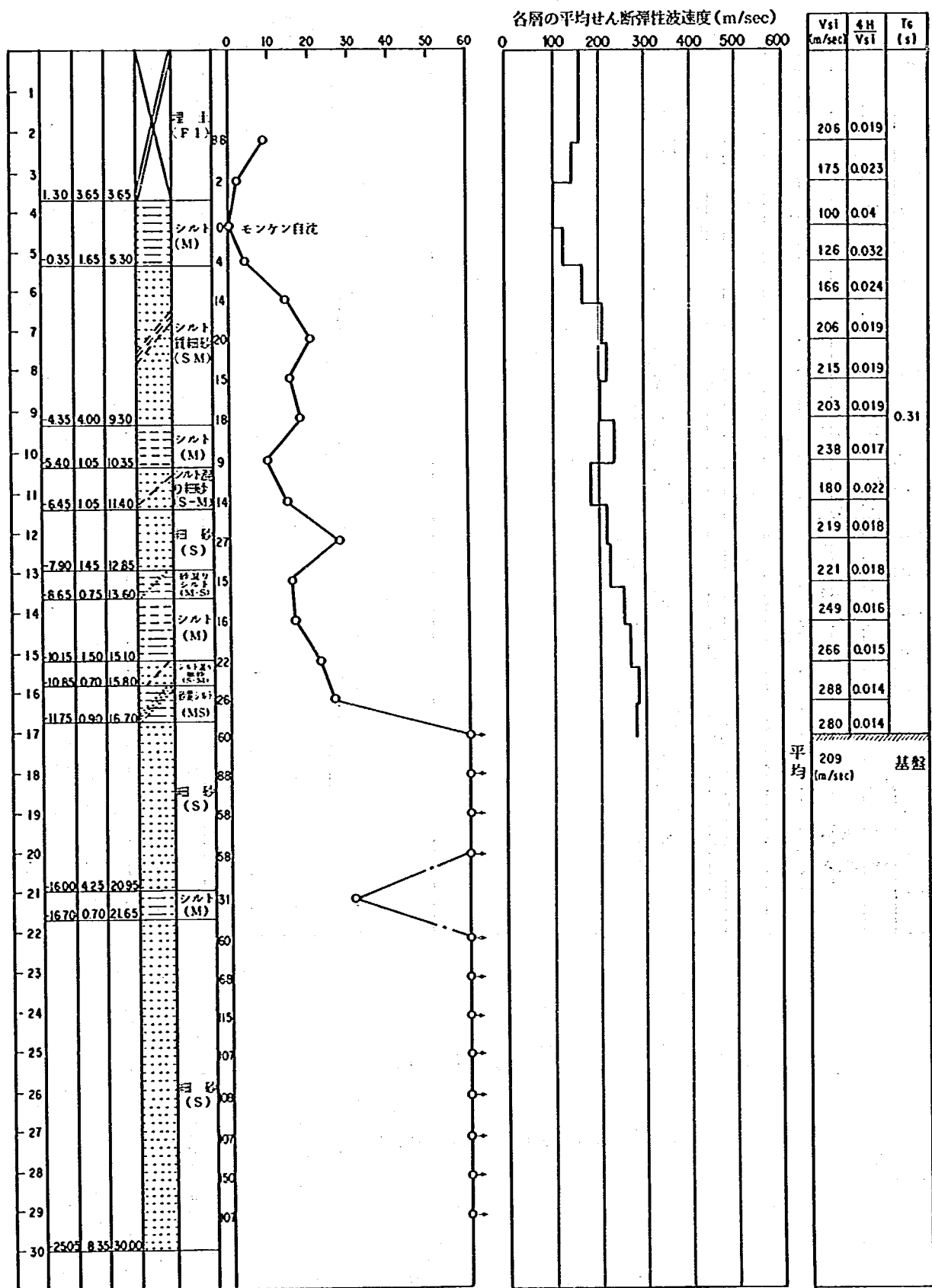
(c) ボーリング No 3

図-1.3 (3) 観測点の地盤の柱状図



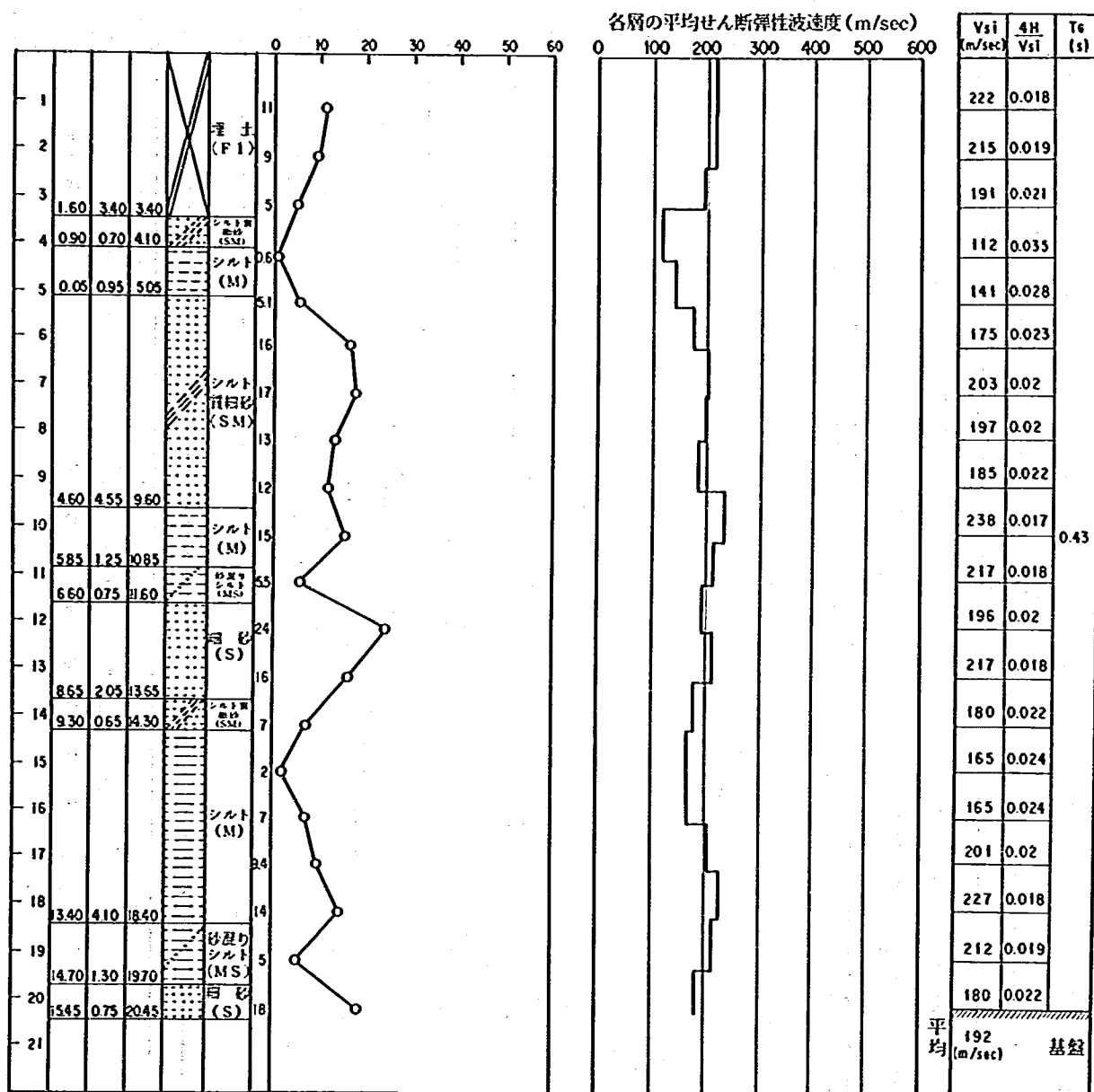
(a) ボーリング No. 1

図-1.4 (1) 地盤の特性値 T_c



(b) ボーリング No 2

図-1.4 (2) 地盤の特性値 T_c



(c) ボーリング No 3

図-1.4(3) 地盤の特性値 T_g

表-1.1 観測地点の平均せん断弾性波速度

ボーリングNo	管体付近での Vs (深さ 1.2m)	ボーリング地点 での平均 Vs 値	ボーリング地点に おける Vs 値の幅
1	292	204	80 ~ 290
2	(206)	209	100 ~ 290
3	222	192	110 ~ 240

注 () 内は推定値

1.2 地中埋設管路

管路の材質としては、直径 150mm の鋼管と直径 150mm、300mm のダクトイル管の 2 種類を用いた。管路は図-1.5 に示すようにそれぞれ L 字形に土被り厚さ 1m で埋設した。埋設時には、図-1.6 に示すように鋼管及び直径 150mm のダクトイル管では幅約 75cm、直径 300mm のダクトイル管では幅約 95cm の溝を掘削し、掘削底面に厚さ 10cm の山砂を敷ならし、その上に管路を布設した。埋戻し土は、地表面から約 70cm までは山砂、その上は発生土で埋戻した。

表-1.2 は鋼管及びダクトイル管の直管、曲がり管及び継手の構造を示したものである。鋼管では 1 本当りの長さ 5.5m のものを現場溶接して連続管としている。また、曲がり部の構造としては、表-1.2 に示すようにテーパをつけた直管を加工して製作された管を使用した。鋼管の内面にはタールエポキシ樹脂塗装、外面には防食被覆としてアスファルト塗覆装が施してある。

これに対してダクトイル管路では、長さ 5.0m (直径 150mm の場合) 及び 6.0m (直径 300mm の場合) の単管を表-1.2 に示すような耐震継手により結合して製作した。耐震継手は、管長の $\pm 1\%$ までの管軸方向の伸縮が可能で、直径 150mm のダクトイル管では 8° 、直径 300mm のダクトイル管では 6° までの折れ角が許容できる。また、直径 300mm のダクトイル管では 90tf、直径 150mm のダクトイル管では 45tf までの軸力が作用しても管路が相互に離脱しない構造となっている。

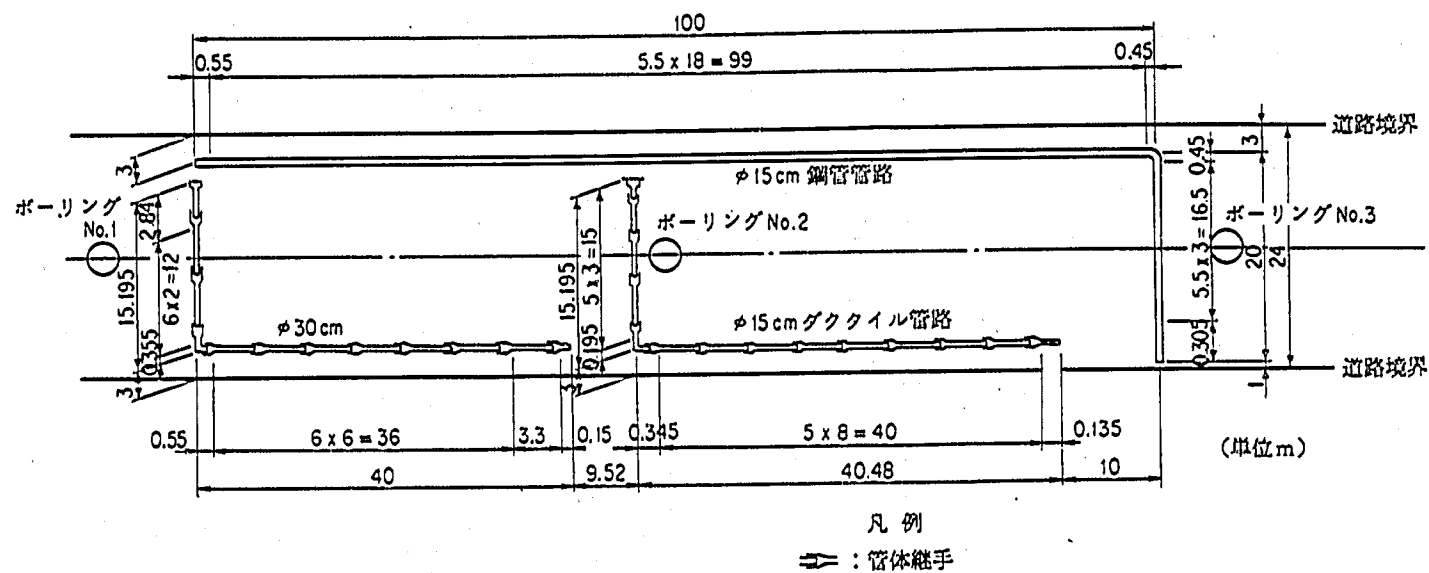
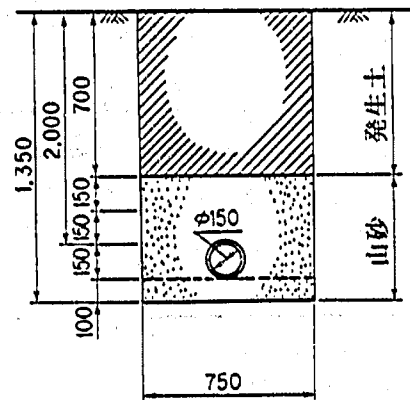
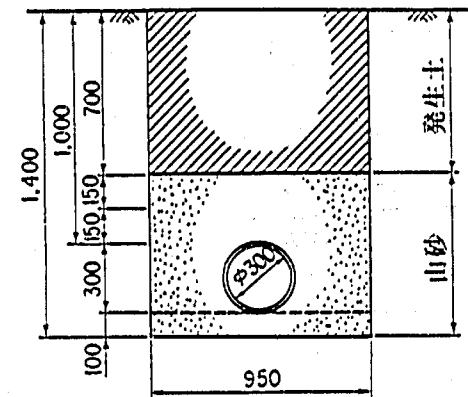


図-1.5 埋設管路配置図



(a) 鋼管及び直径 150 mm のダクトイル管の場合



(b) 直径 300 mm のダクトイル管の場合

図－1.6 標準掘削断面

表-1.2 管路の構造

単位: mm

直管の構造

呼び径	実外径	管 厚
D	D ₂	T
150	165.2	5.0

(塗装系)

外面塗装: アスファルトビニロンクロス 3.5mm

内面塗装: タールエポキシ樹脂塗装 0.3mm

プライマー
1回目アスファルト
仕上げアスファルト
覆装材幅 幅×½+10mm以上ラップ

曲り管の構造

呼び径	外 径	管 厚	内 径
D	D ₂	T	
150	165.2	5.0	155.2

各部寸法					管心長
R	L1	L2	L3	L	
250	267.0	134.0	200	450	802.0

(塗装系)

外面塗装: アスファルトビニロンクロス 5.0mm

内面塗装: タールエポキシ樹脂塗装 0.3mm

継手の構造

溶接継手

呼び径	実外径	管 厚	有効径
D	D ₂	T	L
300	322.8	7.5	6000
150	169.0	7.5	5000

(塗装系)

外面塗装: タールエポキシ樹脂塗装

(塗膜厚については 0.1mm 以上)

内面塗装: モルタルライニング 6mm (φ300の場合)

モルタルライニング 4mm (φ150の場合)

規 格: JIS A 5314

呼び径	管 厚	各部寸法			管心長
D	T	R	L ₁	L ₂	L
300	12.5	290	355	505	736
150	9.0	145	195	345	478

(塗装系)

外面塗装: タールエポキシ樹脂塗装

(塗膜厚については 0.3mm 以上)

内面塗装: エポキシ樹脂粉体塗装粉体 0.3mm

呼び径	実外径	各部寸法										ボルトの径
D	D ₂	D ₃	D ₄	D ₅	D ₆	K	P	Y	E	M	X	の 数
300	322.8	346.8	431	477	342.8	23	250	75	23	20	30	8
150	169.0	191.0	264	310	187.0	20	210	60	23	15	25	6

継手性能 ① 伸縮性 { ±60mm (φ300の場合)
±50mm (φ150の場合) } (管長の±1%以上)

② 最大屈曲角度 6°

③ 離脱防止力 90t以上 (φ300の場合)

45t以上 (φ150の場合)

1.3 観測計器

管体に生じるひずみ、有継手地中管路の継手部における相対変位の他に、地盤加速度、地盤に生じるひずみを計測している。計測位置は図-1.7に示す通りである。

① 管体ひずみ計

管体に生じるひずみを計測するため、図-1.8に示すように管体の外側にひずみゲージを溶接によって取り付け、防水加工としてその上から充填剤を塗布した。ひずみ計は図-1.7に示したように管路の両側面に取り付けており、2つのひずみ計で観測されるデータから、管体の軸ひずみと水平面内の曲げひずみが求められる。

ここで、軸ひずみおよび水平面内の曲げひずみは、次のように定義した。

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{軸ひずみ} = (L + R) / 2 \\ \text{曲げひずみ} = (L - R) / 2 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (1-1)$$

ただし、L及びRは、管体の両側面に取り付けられたひずみ計によって観測される値である。

② 継手伸縮計

有継手地中管路の継手部における相対変位を計測するために、図-1.9に示すような継手伸縮計を取り付けた。継手伸縮計は、片側の管路の内部に変位計を取り付け、もう片側に取り付けた当て板との変位を測定するものである。

③ 地中加速度計

図-1.7に示した地中加速度計A～Fの6点において1mの深さで水平2方向および鉛直方向の加速度を計測する。また、観測小屋の近くの地中加速度計Gでは30mの深さに水平2方向の加速度計を設置しトリガーもわかるものとした。

表-1.3は、本観測システムに使用している加速度換振器の主要特性を示したものである。

④ 地盤ひずみ計

地盤に生じるひずみを計測するために図-1.10に示すような管の両端に直径80cmの円板がついた全長3mの地盤ひずみ計を3体設置した。中央の管の中に変位計が設置されており、この変位計により両端の円板の相対変位を計測し、この値を計測器の全長3mで割ることにより、当該地点の地盤ひずみを測定することができる。

以上の計測器で計測された記録は全て観測システムの中央にある観測小屋に集められ、小屋内にある増幅器で信号が増幅された後、デジタル変換され磁気テープに収録される。なお、本観測システムには10秒の遅延回路と商用電源の瞬断に備え無停電電源装置が設けられている。表-1.4～1.6は加速度増幅器、デジタル集録装置および無停電電源装置の主要特性を示したものである。観測小屋は図-1.11に示すように鉄筋コンクリート製であり、周囲は高さ1.8mのガードフェンスで取り囲まれている。観測計器および空調器に必要なとされる電力は図-1.12に示すように、一般国道16号の外側にある既設の電柱から引いている。なお、電力引き込み線の一般国道16号の横断に当たっては国道上を架空して横断できないため外灯用の既設の埋設管を利用した。

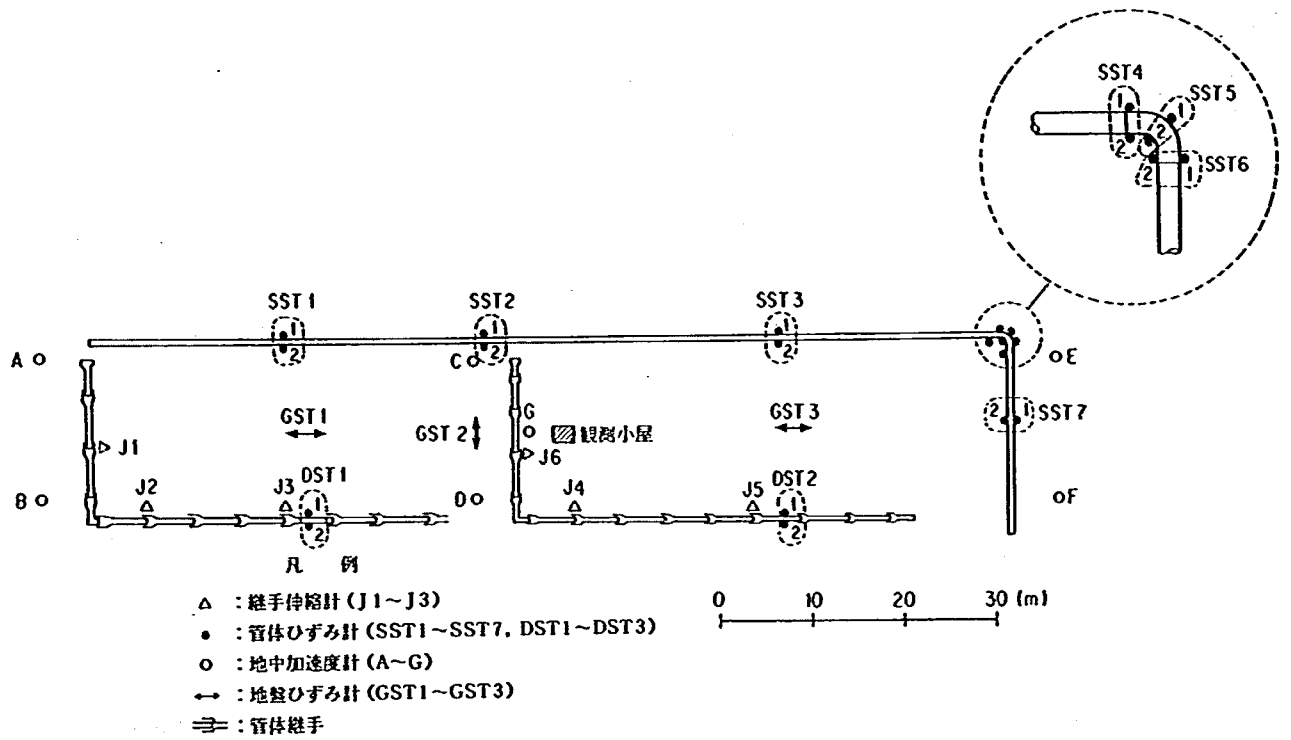


図- 1.7 計測器の配置図

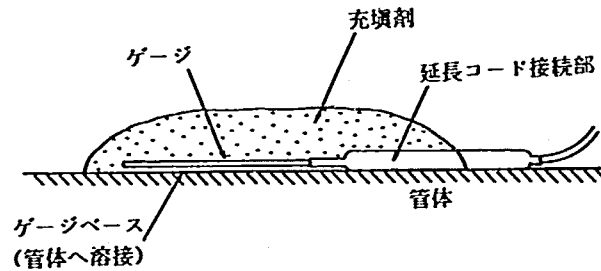


図- 1.8 管体ひずみ計

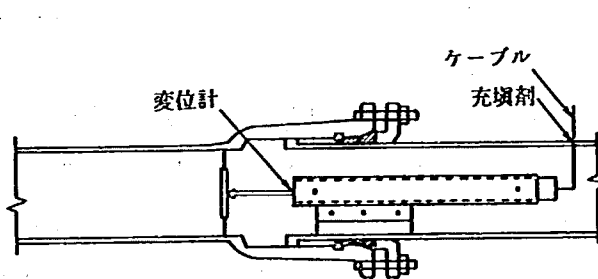


図- 1.9 継手伸縮計

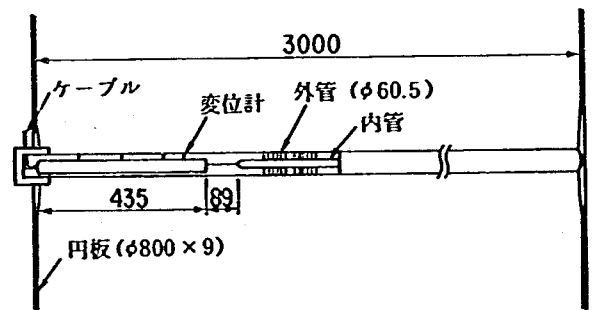


図- 1.10 地盤ひずみ計

表- 1.3 加速度換振器の主要特性

サ ー ボ 型 加 速 度 計		
形 式	SA- 255CT	SA- 355CT
成 分	水平 2 成分	水平 2 成分, 上下 1 成分
感 度	15 μ A/gal	15 μ A/gal
周波数特性	0.1Hz ~ 35Hz	0.1Hz ~ 35Hz
帯域内感度差	$\pm 2\%$ 以下	$\pm 2\%$ 以下
位 相 差	± 5 度以下	± 5 度以下
減 衰 定 数	30 以上	30 以上
固有振動数	5Hz	5Hz
ケース耐水圧	30 気圧以上	30 気圧以上
外 形 寸 法	$\phi 80 \times 343$	$\phi 80 \times 433$
重 量	6kg	8Kg

表- 1.4 加速度増幅器の主要特性

加 速 度 用 増 幅 器	
形 式	PCS- 1025
感 度	10mV/gal
測 定 範 囲	0.03 ~ ± 1000 gal
校正レベル 設 定 範 囲	0 ~ 1000gal
周 波 数	10.24Hz
出 力 信 号	定電流方式 (15 μ A/gal)

表- 1.5 デジタル集録装置の主要特性

デ ィ ジ タ ル 集 録 装 置	
形 式	SAMTAC- 120
集録チャンネル	最大 64CH (サンプリング周波数 100Hz)
A/D 変換装置	12bit バイナリー
サンプリング 周 波 数	20Hz ~ 1000Hz (本観測では 100Hz)
遅 延 装 置	64CH 時 最大 3 秒
自 動 修 正	NHKラジオの時報により毎時 0.01 秒の誤差 で自動修正
記 録 時 間	64CH, サンプリング 100Hz, 2400 フィート テープ使用時で約 40 分
モ ニ タ 用 D/A 変換装置	8CH アナグロモニター
電 源	AC- 100V
消 費 電 力	約 500VA

表- 1.6 停電電源装置の主要特性

無 停 電 電 源 装 置	
形 式	YUMIC-SA 10
入力交流電圧	100V
電圧変動範囲	90 ~ 110V
定格周波数	50Hz
出 力 電 圧	100V
最大出力容量	1KVA
停電補償時間	30 分
使用蓄電池	小型シール鉛蓄電池
周 囲 温 度	0 ~ 40 $^{\circ}$ C

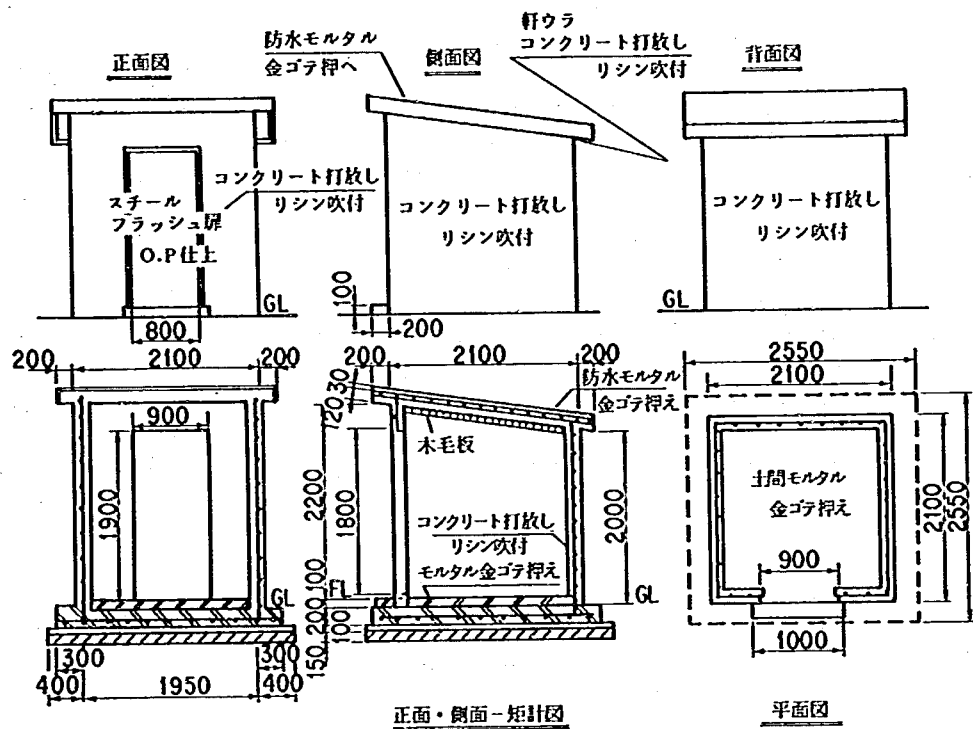


図-1.11 観測小屋

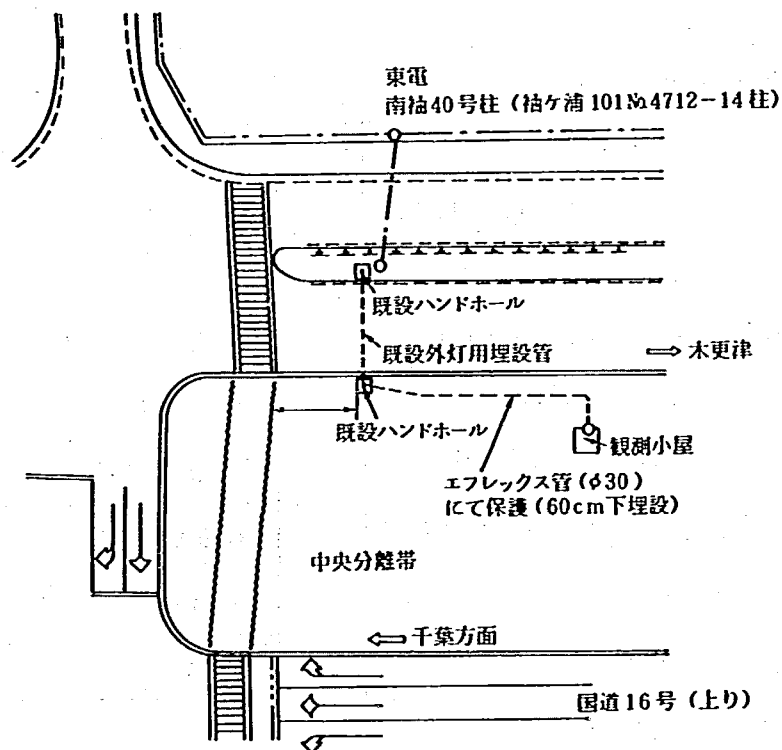


図-1.12 電力配線

2. 実測による地中埋設管路の地震時挙動

観測を開始した平成元年1月から同年5月までに表-2.1に示す8回の地震が得られた。また、表-2.1には、8回の地震の震源および地震規模も示している。表-2.2は、観測された8回の地震により本観測システムの各測点で実測された地盤の加速度、管体のひずみ、及び継手管の継手伸縮量の最大値の記録の一覧を示すものである。残念ながら、現在のところ地中埋設管路の耐震性を十分検討するに足るだけの大きな振幅を有する記録が得られていない。しかしながら、表-2.3に示すEQ-1およびEQ-3の2回の地震では、ある程度の大きさの記録が得られているので、ここではこれらの記録を中心に地中埋設管路の地震時の挙動を検討する。

表-2.1 観測記録の得られた地震の諸元

地震番号	発震日	震 源			地震規模 (M)	深 さ (km)
		震源地名	経 度	緯 度		
EQ-1	1989. 2. 19	茨城県南西部	139° 55'	36° 00'	5.6	54
EQ-2	1989. 2. 28	千葉県北部	140° 12'	35° 46'	4.6	74
EQ-3	1989. 3. 6	千葉県北部	140° 44'	35° 42'	5.9	61
EQ-4	1989. 3. 11	茨城県南部	140° 35'	35° 55'	4.9	42
EQ-5	1989. 3. 14	千葉県東方沖	140° 25'	35° 28'	3.8	59
EQ-6	1989. 3. 18	千葉県北部	140° 43'	35° 43'	5.2	58
EQ-7	1989. 3. 26	千葉県北部	140° 06'	35° 45'	4.3	80
EQ-8	1989. 4. 26	千葉県北部	140° 29'	35° 54'	5.3	65

図-2.1及び図-2.2は、それぞれEQ-1及びEQ-3による主要な観測記録を示したものである。また、図-2.3および図-2.4は、それぞれ前出の2回の地震によって管体ひずみの応答に最大値を示した地震感知後10秒から25秒の15秒間における管体ひずみの記録を示している。これらより、以下の事項が指摘される。

- 1) 連続管の軸方向のひずみをみると、いずれの地震の場合にも、55m離れたSST1地点とSST3地点の間には、ひずみ波形に微妙な違いが生じている。SST1の波形は後述する継手管のDST1のひずみ波形とよく一致している。これは、図-2.6に示すように、DST1地点の方がSST3地点よりもSST1地点に近いと考えられる。
- 2) 最大ひずみに着目すると、EQ-1の場合にはSST1地点では最大4.8 μ 、SST3点では4.9 μ 、EQ-3の場合にはSST1地点では5.9 μ 、SST3地点では4.5 μ 、とほぼ同程度の値となっている。これは、観測地点の地盤条件がそれほど大きく異ならないと同時に、管路の軸方向の剛性が周辺地盤の拘束効果に比較すると大きく、このため、管路方向に多少の地盤ひずみの変化があったとしても、

局所的な地盤ひずみに大きく左右されずに管が変形していることを示している。

- 3) 継手管のひずみを見ると、EQ-1、EQ-3ともに最大ひずみは 6.6μ と、連続管よりもむしろ大きくなっている。継手管では、本来、管（長さ6m）の両端で軸力が開放されるため、軸方向ひずみは連続管に比較してはるかに小さくなるはずである。しかし、EQ-1、EQ-3程度の小さな地震では作用力が小さく（ひずみから計算される軸力は $0.35tf$ ）、このため、摩擦力等により継手がまだ軸力を開放するに至っていないためと考えられる。

図-2.5および図-2.6は、EQ-1およびEQ-3地震による連続管の管軸方向ひずみおよび曲げひずみの分布を示したものである。これより、ひずみ分布に関して以下の事項が指摘される。

- 1) 管軸方向ひずみは、管路の両端（自由端）と曲がり部を除けばほぼ全長にわたり同程度の値となっている。管路の両端において管軸方向ひずみが小さいのは当然の事であるが、曲がり部においても軸方向ひずみが小さいのは、90度の曲がりであるため一方の管の管軸方向ひずみに対するこれとつながる（曲がった後の）もう一方の管路では、曲げもしくはせん断変形によるためと考えられる。
- 2) 曲げひずみの分布を見ると、管軸方向ひずみとは反対で直線部においては曲げひずみは小さく、曲がり部において突出して大きくなっている。前述した管軸方向ひずみと比較すると、直線部において生じる管軸方向ひずみよりも曲がり部において生じる曲げひずみの方が大きい場合がある点が興味深い。これは曲がり部では、直管と考えた場合に見込まれる軸方向ひずみよりも大きな曲げひずみが生じる場合のあることを示しており、曲がり部においては管路の線形の影響を十分考慮することが重要である。

図-2.7は管路に生じたSST1地点及びSST3地点での最大管軸方向ひずみとA点の地盤の最大加速度の関係を、また、図-2.8は連続管と継手管の管軸方向ひずみの関係を、それぞれ示したものである。これらによれば、いずれの場合にも管路の管軸方向ひずみと地盤の最大加速度にはよい相関があり、将来記録を充実させて行けば、管路の管軸方向ひずみの推定式を容易に得られると考えられる。また、図-2.8によれば管種及び管径による管軸方向ひずみの違いは顕著ではない。ただし、これは現在までに得られている記録が小さいためであり、これについては記録の蓄積を待ってさらに検討する必要がある。

表-2.2 観測システムで観測された最大記録

計測項目 及び計測点			地震No	EQ-1	EQ-2	EQ-3	EQ-4	EQ-5	EQ-6	EQ-7	EQ-8
加 速 度 (gal)	起動用	X 方 向	8.79	0.73	6.35	- 1.47	0.98	2.2	- 1.47	1.47	
		Y 方 向	- 9.03	0.49	- 6.59	- 1.22	- 0.73	- 2.2	- 1.71	1.47	
	A	X 方 向	-23.19	- 1.71	18.80	5.13	- 3.42	6.1	- 3.91	4.39	
		Y 方 向	-20.5	1.95	- 15.13	- 4.88	- 2.20	- 8.06	- 5.13	4.39	
		Z 方 向	6.1	1.22	5.37	- 2.69	- 4.64	- 1.95	- 1.71	2.44	
	B	X 方 向	-20.5	- 2.44	22.21	- 5.61	- 3.66	7.81	- 3.91	- 5.13	
		Y 方 向	23.43	2.19	16.60	4.88	- 2.44	- 9.28	- 5.13	- 4.64	
		Z 方 向	- 6.59	- 1.22	- 6.10	4.15	- 3.17	- 1.95	- 1.95	- 2.20	
	C	X 方 向	19.77	1.71	14.16	- 5.86	- 3.66	- 6.84	3.66	- 4.15	
		Y 方 向	-15.87	- 1.95	17.82	- 5.61	1.71	- 6.1	- 5.37	4.39	
		Z 方 向	6.1	0.98	6.35	- 2.44	2.44	2.44	- 2.2	3.41	
	D	X 方 向	25.14	- 1.95	18.80	5.13	- 3.91	5.86	- 3.66	4.88	
		Y 方 向	16.84	- 2.18	18.31	5.13	- 2.44	- 7.32	- 5.13	- 4.15	
		Z 方 向	- 6.59	- 0.73	5.13	2.69	1.22	- 1.71	1.95	- 2.20	
	E	X 方 向	18.55	2.44	- 19.77	- 5.86	- 3.42	- 4.88	- 3.91	4.39	
		Y 方 向	20.75	1.95	- 14.89	5.37	- 1.95	- 7.08	4.15	- 4.15	
		Z 方 向	- 6.35	0.73	- 5.61	2.69	1.95	- 2.2	- 1.95	- 2.44	
	F	X 方 向	19.53	2.44	20.02	- 4.88	- 3.66	- 5.13	- 4.39	4.64	
		Y 方 向	26.12	2.20	15.62	4.64	- 2.69	- 7.32	- 4.88	- 4.39	
		Z 方 向	- 8.3	- 0.73	- 6.59	- 2.69	- 1.22	- 1.95	- 1.71	1.47	
ひ ず み (μ)	銅 管 ひ ず み	SST1	1	- 4.98	- 0.59	- 5.86	- 1.47	1.03	- 2.05	- 0.88	1.9
			2	- 4.69	0.88	- 6.01	- 1.61	- 1.03	2.49	1.32	1.9
		SST2	1	6.89	1.02	5.42	1.76	- 1.03	- 2.34	1.32	2.2
			2	6.15	0.73	5.13	1.76	0.73	- 2.05	1.17	- 1.9
		SST3	1	- 5.27	- 1.03	4.83	1.76	1.03	- 2.2	- 1.17	- 1.9
			2	- 4.83	1.03	- 4.10	1.47	- 0.88	- 1.9	1.03	- 1.61
		SST4	1	- 7.03	0.88	- 3.52	1.17	0.88	- 1.47	1.03	23.15
			2	7.03	1.03	4.4	2.05	1.61	1.9	1.17	1.61
		SST5	1	1.17	0.73	- 1.17	1.02	0.88	0.88	0.88	0.88
			2	1.32	0.73	1.17	1.17	1.03	0.88	1.03	1.03
		SST6	1	- 2.34	1.03	- 2.34	1.17	0.88	- 1.32	0.73	11.13
			2	- 3.66	0.88	- 3.81	1.32	1.03	1.47	1.17	- 1.61
		SST7	1	- 9.67	- 1.61	- 7.33	2.34	1.61	- 2.64	1.90	18.02
			2	- 10.11	1.32	- 7.62	2.64	1.76	- 2.64	1.90	2.05
	ダ ク タ イ ル 管 ひ ず み	DST1	1	- 6.15	0.88	- 6.3	1.61	- 0.73	- 1.76	- 1.17	- 1.16
			2	- 7.03	0.88	- 6.89	1.90	1.03	2.05	- 1.47	- 1.90
		DST2	1	- 7.62	- 1.32	7.03	- 2.20	1.17	- 2.34	1.17	- 2.05
			2	- 7.76	- 1.32	7.03	2.05	1.17	- 2.64	1.17	- 2.05
	地 ひ ず み	GST1	- 8.14	- 8.14	8.14	0.0	0.0	- 8.14	- 8.14	- 8.14	
		GST2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	- 8.14	
GST3		- 8.14	8.14	- 8.14	0.0	0.0	8.14	0.0	- 8.14		
継 手 伸 縮 量 (mm)	ダ ク タ イ ル 管	J1	- 0.02	0.0	0.02	0.02	0.0	0.0	- 0.02	- 0.02	
		J2	0.0	0.0	0.0	- 0.02	- 0.02	0.0	0.0	- 0.02	
		J3	- 0.02	0.02	- 0.02	- 0.02	0.02	- 0.02	0.02	- 0.02	
		J4	0.0	0.0	- 0.02	0.0	0.0	- 0.02	0.0	- 0.02	
		J5	0.0	0.0	0.02	0.02	0.0	0.0	0.02	0.05	
		J6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	- 0.02	- 0.02	- 0.02	

表-2.3 解析に用いた地震記録

地震番号	年 月 日	震 源 地	東 経	北 緯	マグニチュード	震源深さ(km)
EQ-1	1989. 2. 19	茨城県南西部	139°55'	36°00'	5.6	54
EQ-2	1989. 3. 6	千葉県北部	140°44'	35°42'	5.9	61

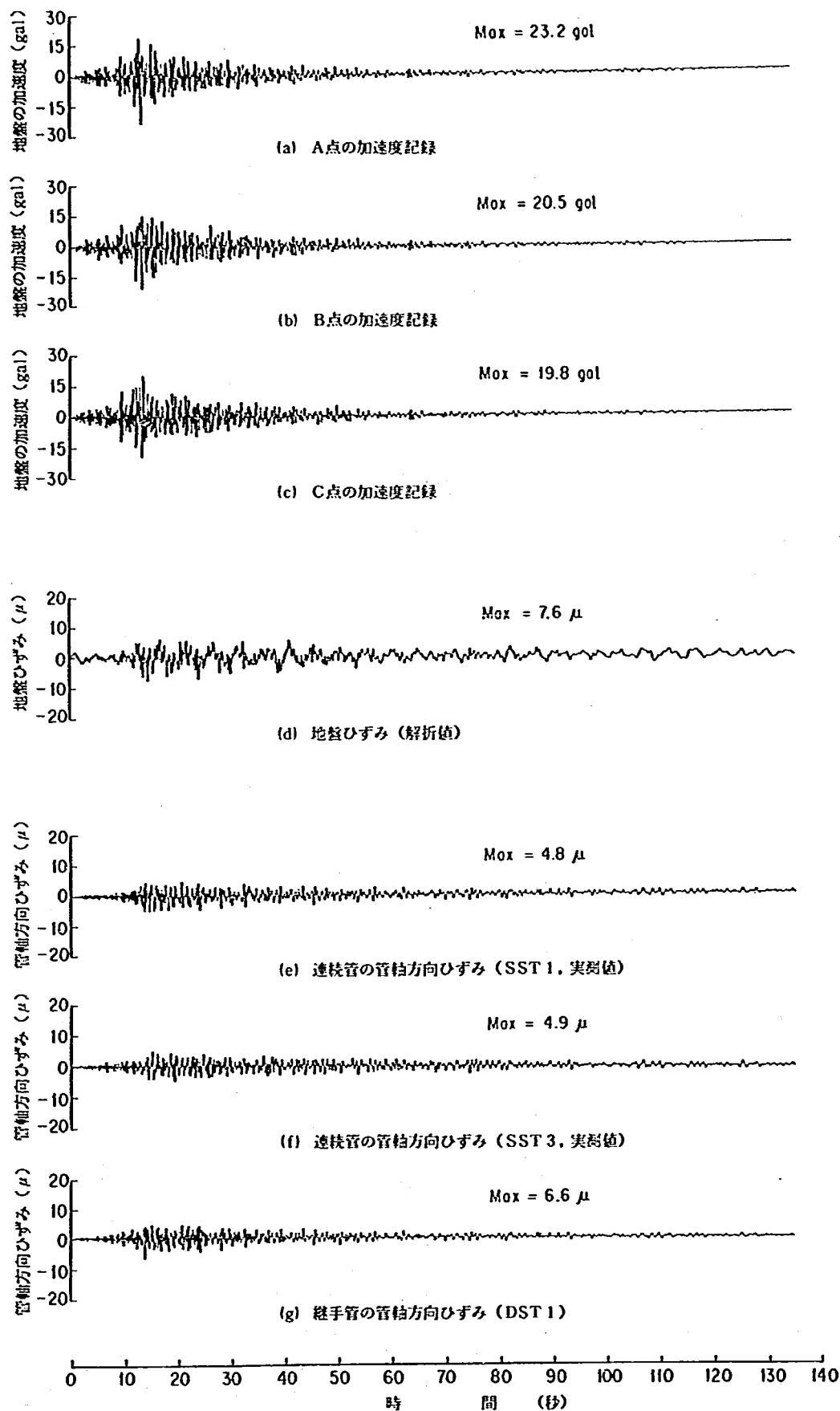


図-2.1 観測記録 (EQ-1)

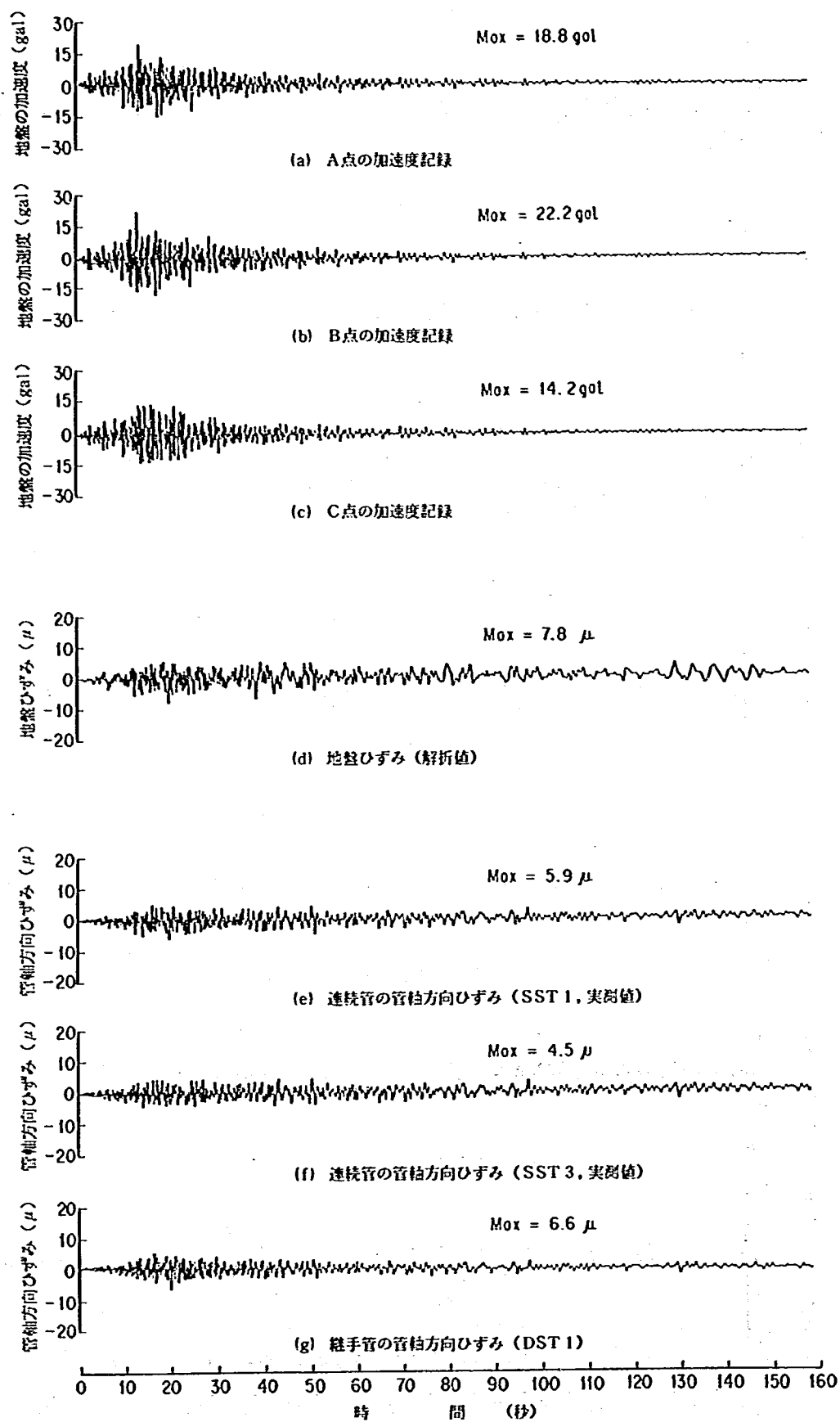


図-2.2 観測記録 (EQ-3)

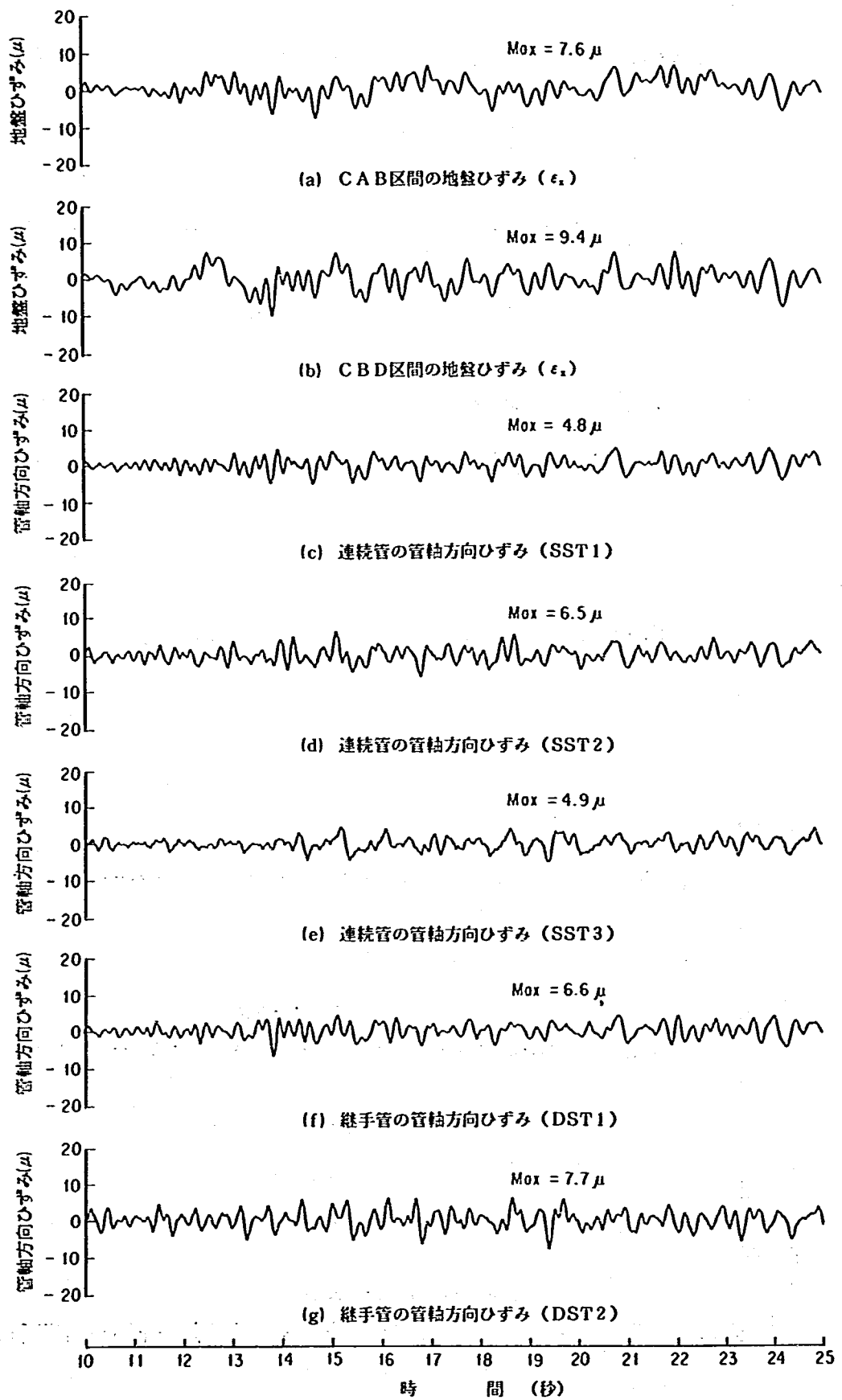


図-2.3 実測による10～25秒間の管軸方向ひずみ (EQ-1の場合)

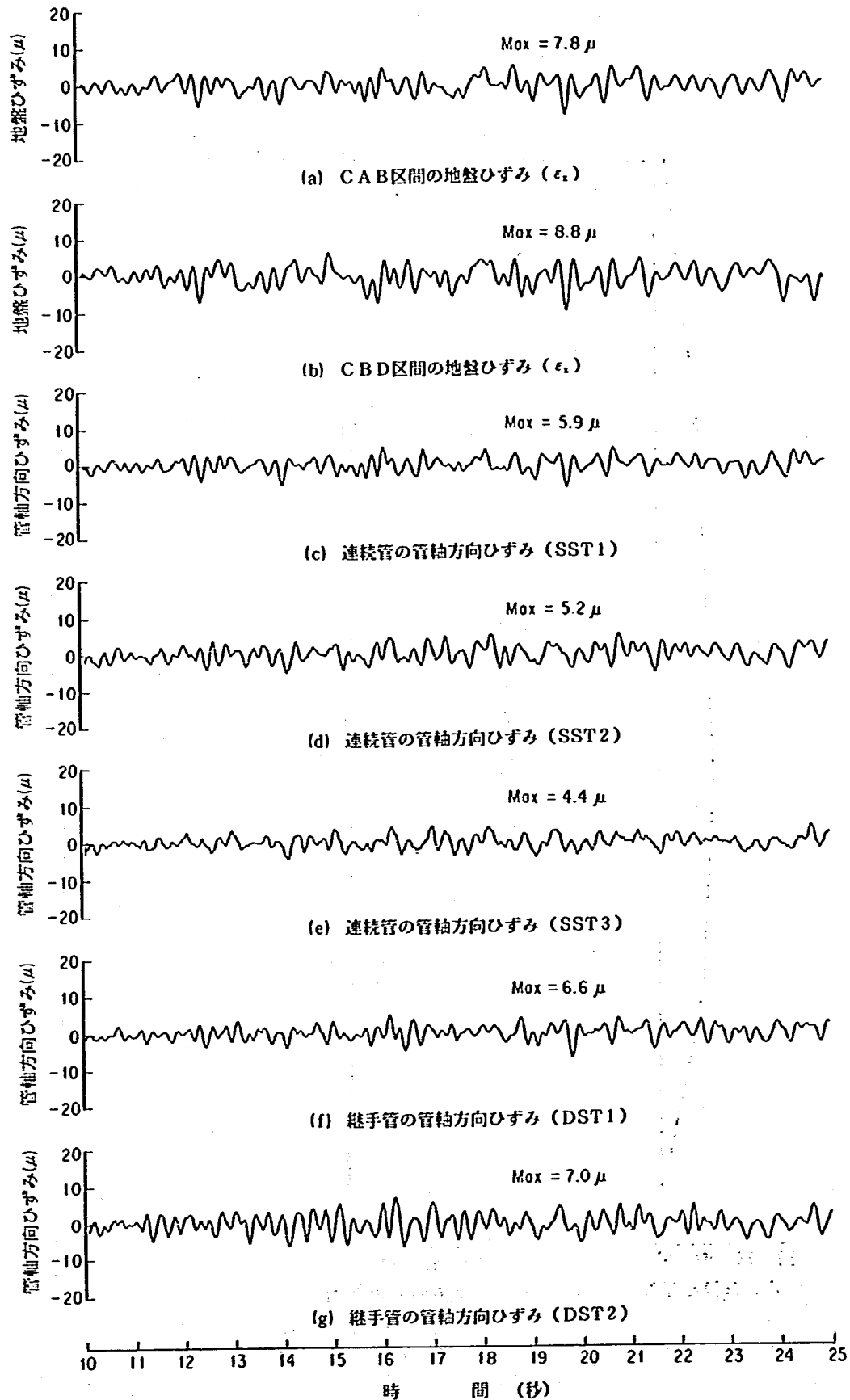


図-2.4 実測による10~25秒間の管軸方向ひずみ (EQ-3の場合)

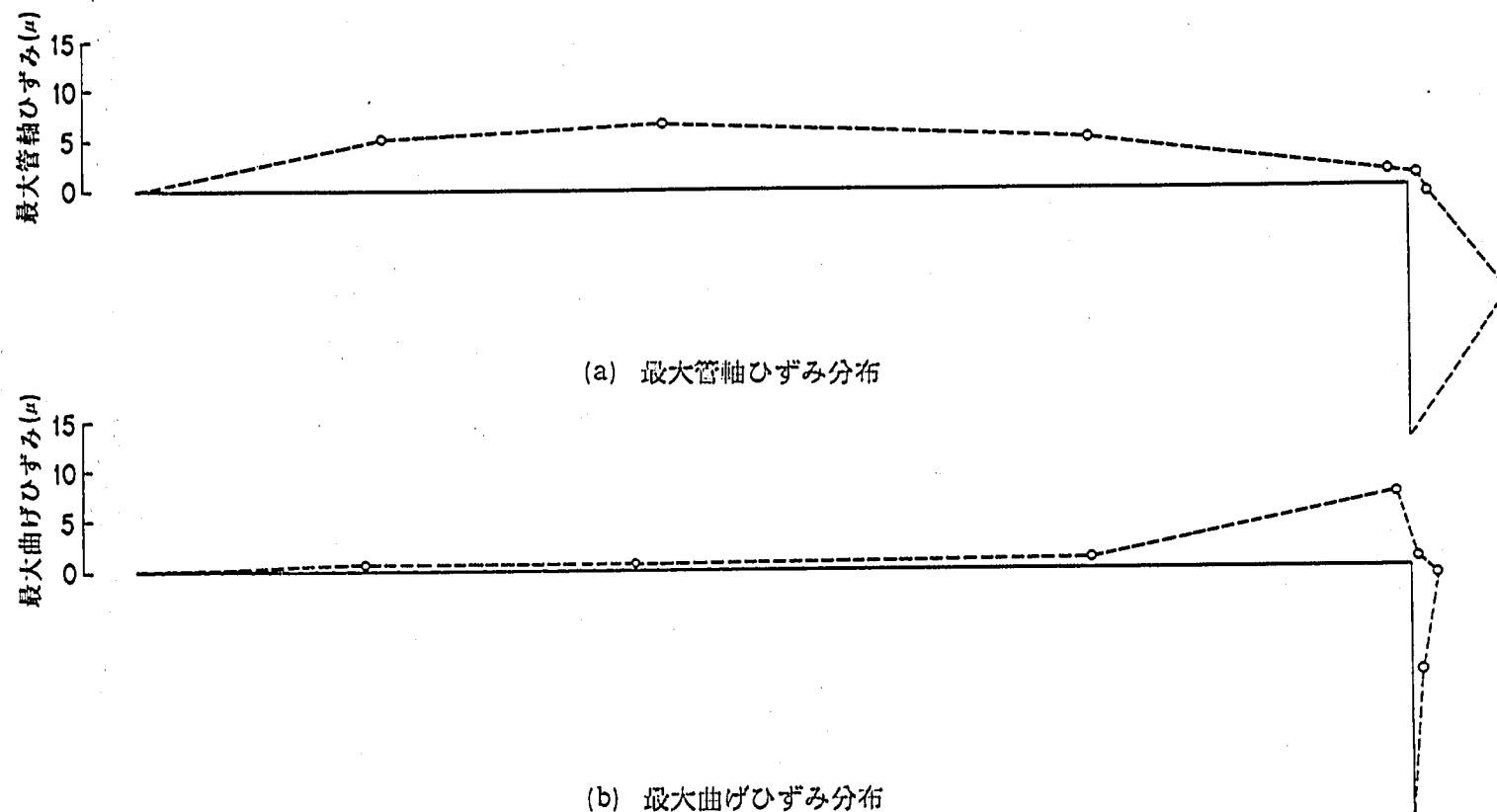


図-2.5 EQ-1地震によって観測された連続管の最大ひずみ分布

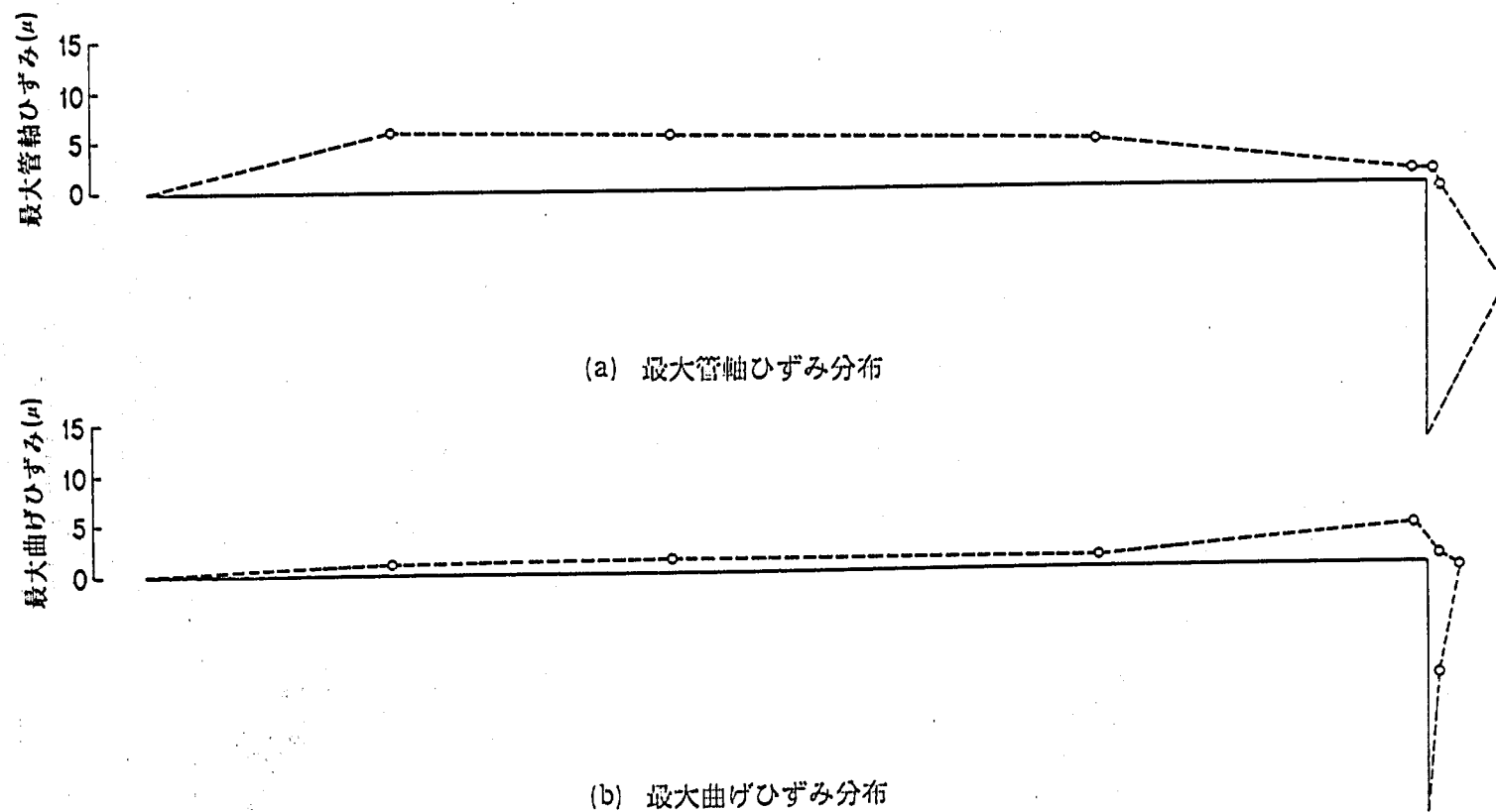
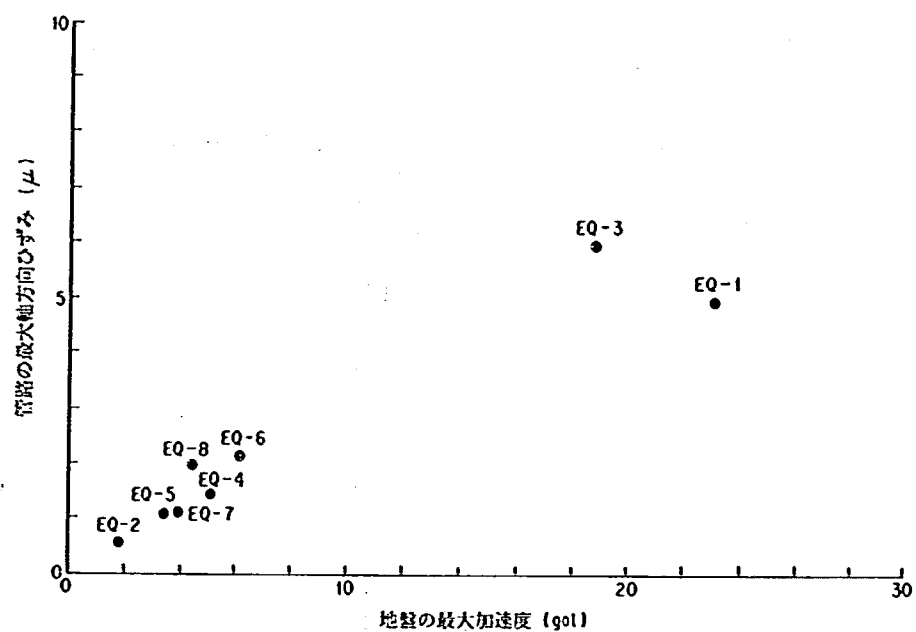
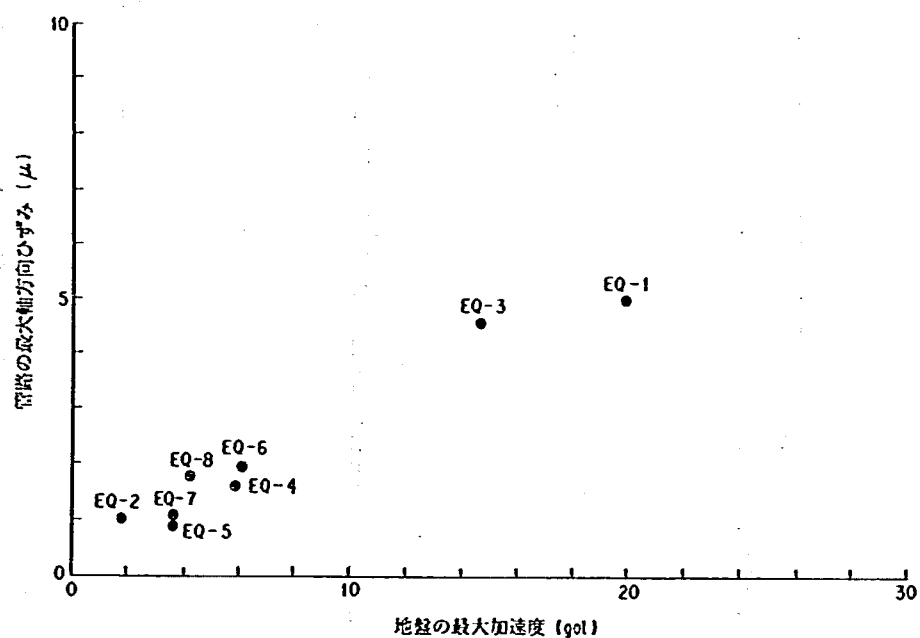


図-2.6 EQ-3地震によって観測された連続管の最大ひずみ分布



(a) SST 1 地点の場合



(b) SST 3 地点の場合

図- 2.7 連続管の最大軸方向ひずみと地盤の最大加速度 (A点) の関係

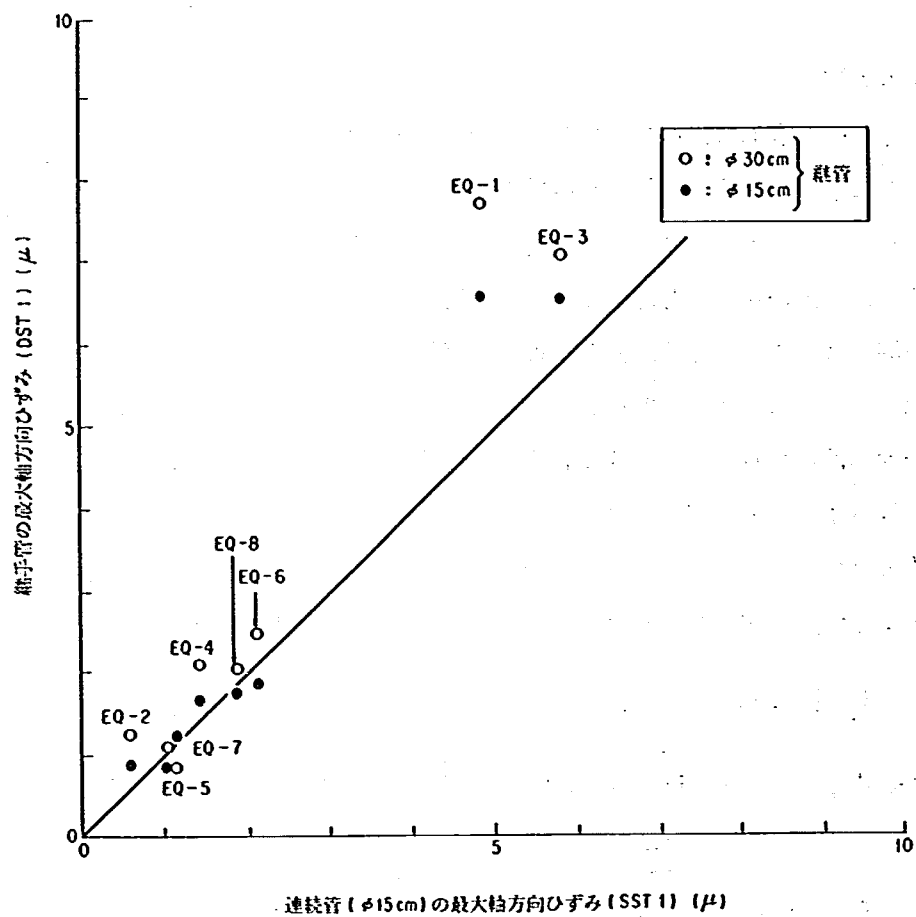


図-2.8 連続管と継手管の最大軸方向ひずみの関係 (EQ-1)

3. 地中埋設管路ひずみの解析

3.1 地盤ひずみの解析

埋設管路の地震時の変形は、地盤に生じる変形に支配されることがわかっている。本観測システムでは、図-1.10に示したような地盤ひずみ計を配して、直接地盤ひずみの観測を行っているが、現在のところ振動が小さく、地盤ひずみ計が作動するに至っていない。このため、地盤加速度の記録を基に、加速度の測定点内の平均的な地盤ひずみの解析を行うこととした。

なお、本観測システムにおける地盤ひずみおよび管路のひずみの解析に際しては、観測システムを図-3.1に示すようにモデル化し解析した。

時間の同時性が確保されている加速度記録から変位波形が計算できれば、これより地盤中に生じたひずみ成分を計算することができる。

(1) 地盤変位の計算

まず、観測された原加速度記録 $\tilde{a}(t)$ のフーリエ変換を次式で計算する。

$$\tilde{F}(f) = \int_{-\infty}^{\infty} \tilde{a}(t) e^{-2\pi i f t} dt \quad \dots\dots\dots (3-1)$$

これに、数値積分で考慮する周波数応答関数 $F_c(f)$ を見込んで、補正加速度記録を次式より求める。

$$a(t) = \int_{-\infty}^{\infty} F(f) e^{-2\pi i f t} df \quad \dots\dots\dots (3-2)$$

ここで、

$$F(f) = F_c(f) \cdot \tilde{F}(f) \quad \dots\dots\dots (3-3)$$

補正加速度に対応する速度 $v(t)$ 及び変位 $d(t)$ は次式により求められる。

$$v(t) = \int_{-\infty}^{\infty} \frac{F(f)}{2\pi i f} e^{-2\pi i f t} df \quad \dots\dots\dots (3-4)$$

$$d(t) = \int_{-\infty}^{\infty} \frac{F(f)}{-4\pi^2 f^2} e^{-2\pi i f t} df \quad \dots\dots\dots (3-5)$$

ここでは、計測システムの特性と AD 変換の精度を考慮して、式(3-3)の $F_c(f)$ は、次式とした^{6),7)}。

$$F_c(f) = \left\{ \begin{array}{ll} 0 & f < f_{ll} \\ \frac{f - f_{ll}}{f_{lu} - f_{ll}} \frac{\exp\{\phi(f)\}}{A(f)} & f_{ll} \leq f \leq f_{lu} \\ \frac{\exp\{\phi(f)\}}{A(f)} & f_{lu} \leq f \leq f_{ul} \\ \frac{f_{uu} - f}{f_{uu} - f_{ul}} \frac{\exp\{\phi(f)\}}{A(f)} & f_{ul} \leq f \leq f_{uu} \\ 0 & f_{uu} < f \end{array} \right\} \quad \dots\dots\dots (3-6)$$

ここで、 f_{lu} 及び f_{ul} は、それぞれ低振動数側及び高振動数側の遮断振動数であり、 f_{ll} 及び f_{uu} は、それぞれ f_{lu} 及び f_{ul} に対応する補正フィルター倍率が0となる振動数である。また、加速度計の振幅特性の補正関数 $A(f)$ および位相特性の補正関数 $\phi(f)$ は、それぞれ次のように表わされる。

$$A(f) = \sqrt{\left\{ \frac{1 - (f/f_0)^2}{2hf/f_0} \right\}^2 + 1} \quad \dots\dots\dots (3-7)$$

$$\phi(f) = \tan^{-1} \left\{ \frac{2hf/f_0}{1 - (f/f_0)^2} \right\} \quad \dots\dots\dots (3-8)$$

ここで、 f_0 および h は、それぞれ加速度計の固有振動数および減衰定数である。

(2) 地盤ひずみ計算

いま、同一平面内にある任意の3点を i, j, m とする。この3点によって囲まれる三角形の中で点 (x, y) における変位 $u(x, y), v(x, y)$ を次式のように与える。

$$\begin{aligned} u &= a_1 + a_2 x + a_3 y \\ v &= a_4 + a_5 x + a_6 y \quad \dots\dots\dots (3-9) \end{aligned}$$

ここで、 $a_i (i=1 \sim 6)$ は未定数である。このようにすると有限要素法の手法を利用することにより係数 a_i は次のように与えられる。

$$\begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix} = \frac{1}{2\Delta} \begin{Bmatrix} u_i & u_j & u_m \\ v_i & v_j & v_m \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} a_i + b_i x + c_i y \\ a_j + b_j x + c_j y \\ a_m + b_m x + c_m y \end{Bmatrix} \quad \dots\dots\dots (3-10)$$

ここで、

$$\begin{aligned} a_i &= \begin{vmatrix} x_j & y_j \\ x_m & y_m \end{vmatrix} & b_i &= - \begin{vmatrix} 1 & y_j \\ 1 & y_m \end{vmatrix} & c_i &= - \begin{vmatrix} x_j & 1 \\ x_m & 1 \end{vmatrix} \\ a_j &= \begin{vmatrix} x_m & y_m \\ x_i & y_i \end{vmatrix} & b_j &= - \begin{vmatrix} 1 & y_m \\ 1 & y_i \end{vmatrix} & c_j &= - \begin{vmatrix} x_m & 1 \\ x_i & 1 \end{vmatrix} \\ a_m &= \begin{vmatrix} x_i & y_i \\ x_j & y_j \end{vmatrix} & b_m &= - \begin{vmatrix} 1 & y_i \\ 1 & y_j \end{vmatrix} & c_m &= - \begin{vmatrix} x_i & 1 \\ x_j & 1 \end{vmatrix} \end{aligned}$$

$$2\Delta = \begin{vmatrix} 1 & x_i & y_i \\ 1 & x_j & y_j \\ 1 & x_m & y_m \end{vmatrix} = a_i + a_j + a_m$$

$u_k, v_k (k=i, j, m)$: i 点, j 点, m 点における u, v の値 (座標)

いま、地盤ひずみ $\{\epsilon\}$ を次式で定義する。

$$\{\epsilon\} = \begin{Bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \epsilon_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial y} \\ \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \end{Bmatrix} \quad \dots\dots\dots (3-11)$$

式(3-10)を式(3-11)に代入することにより、地盤ひずみ $\{\epsilon\}$ は次式により求められる。

$$\{\epsilon\} = \frac{1}{2d} \begin{vmatrix} b_i & 0 & b_j & 0 & b_m & 0 \\ 0 & c_i & 0 & c_j & 0 & c_m \\ c_i & b_i & c_j & b_j & c_m & b_m \end{vmatrix} \begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \\ u_j \\ v_j \\ u_m \\ v_m \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (3-12)$$

前述の手法を用いて本観測システムにおいて観測されたEQ-1地震およびEQ-3地震に対する各観測点における加速度記録から、観測点CAB, CBD, CDF および CEF で囲まれる三角形内の地盤ひずみを求めたものが図-3.2 および図-3.3 である。ただし、式(3-6)の遮断振動数としては $f_{11} = 1/6 \text{ Hz}$, $f_{1v} = 1/5 \text{ Hz}$, $f_{v1} = 20 \text{ Hz}$ および $f_{vv} = 21 \text{ Hz}$ とした。

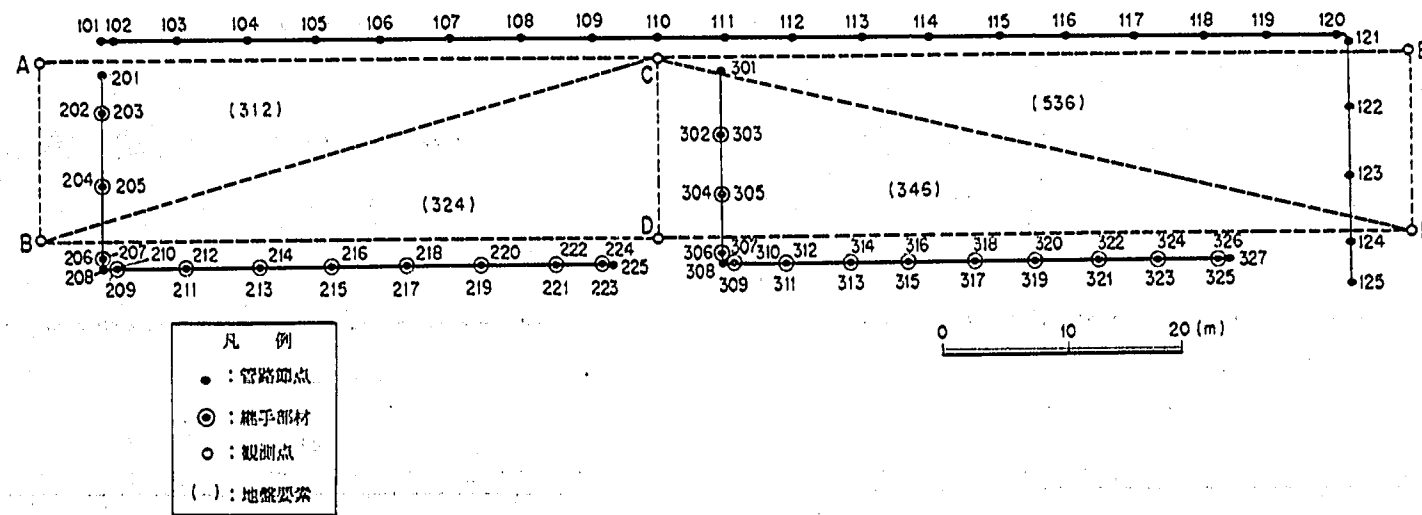


図-3.1 地中管路のモデル化

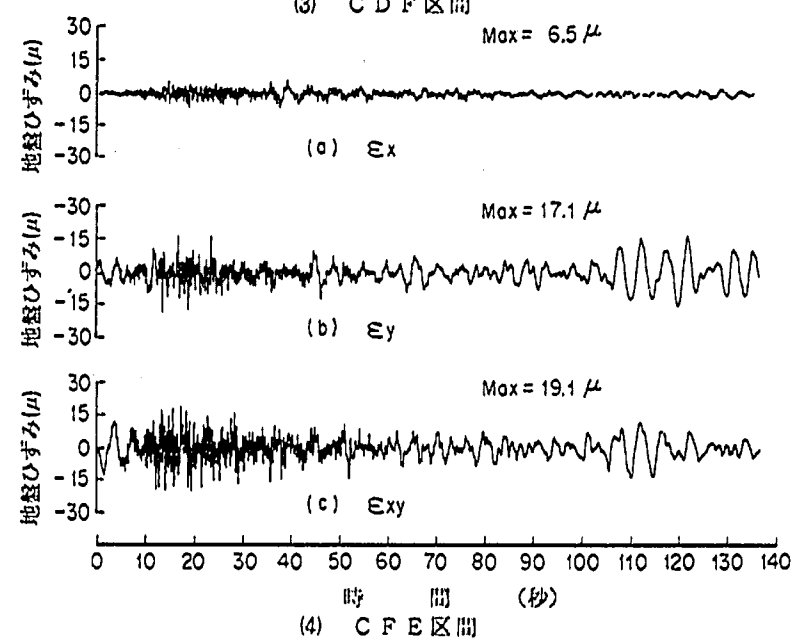
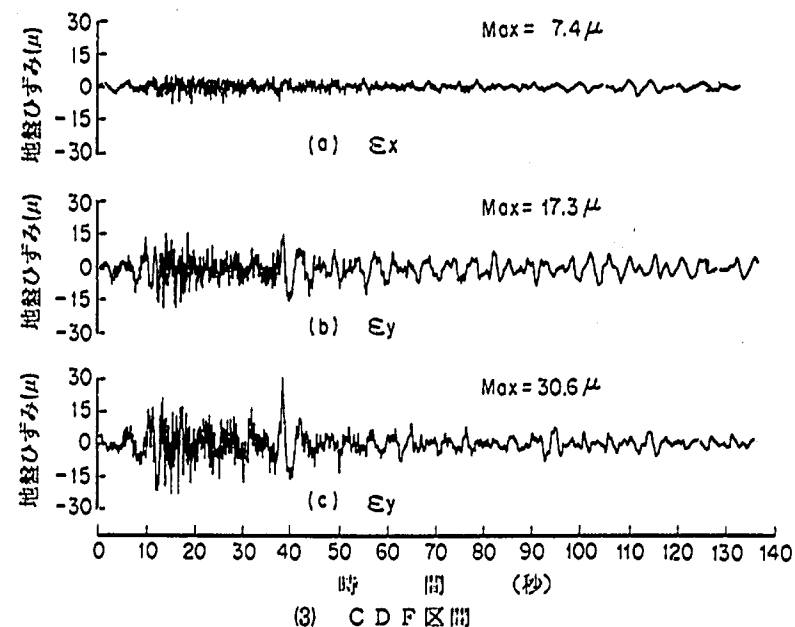
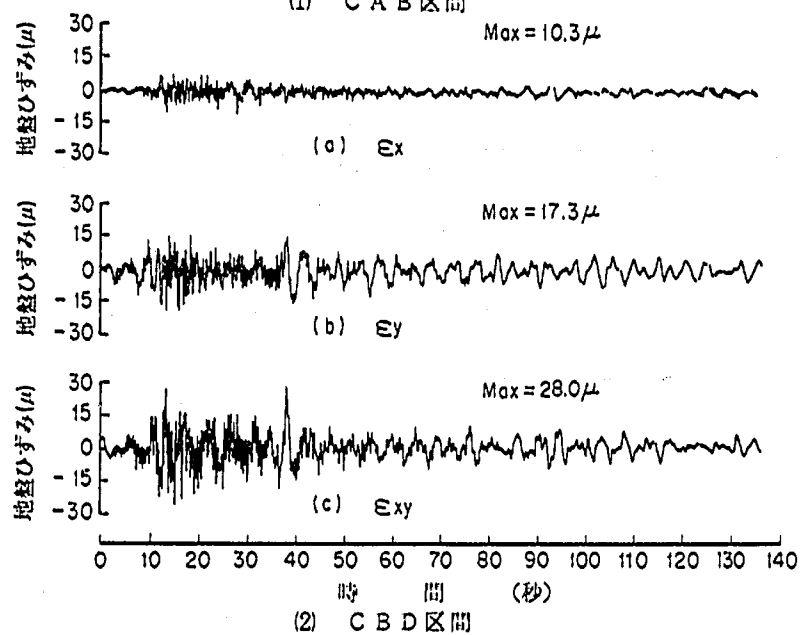
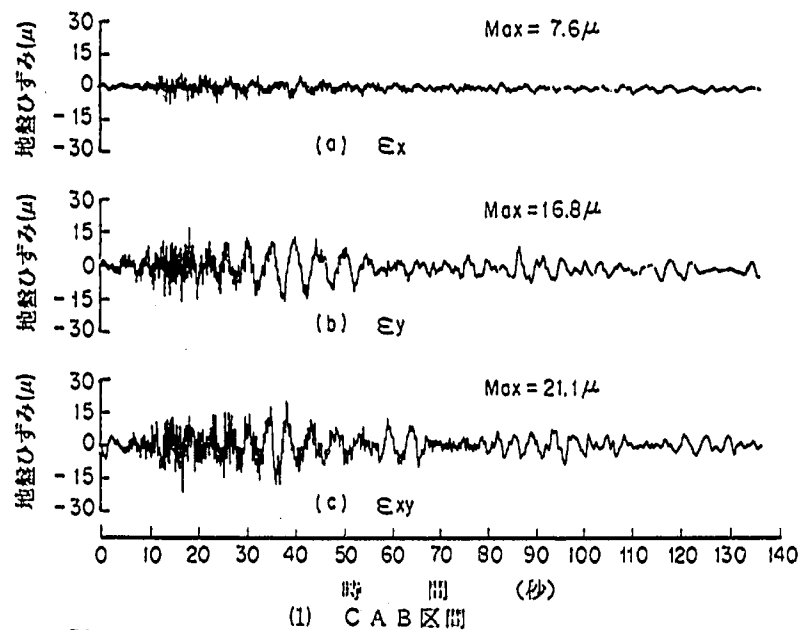


図-3.2 加速度記録から計算した地盤ひずみ (EQ-1)

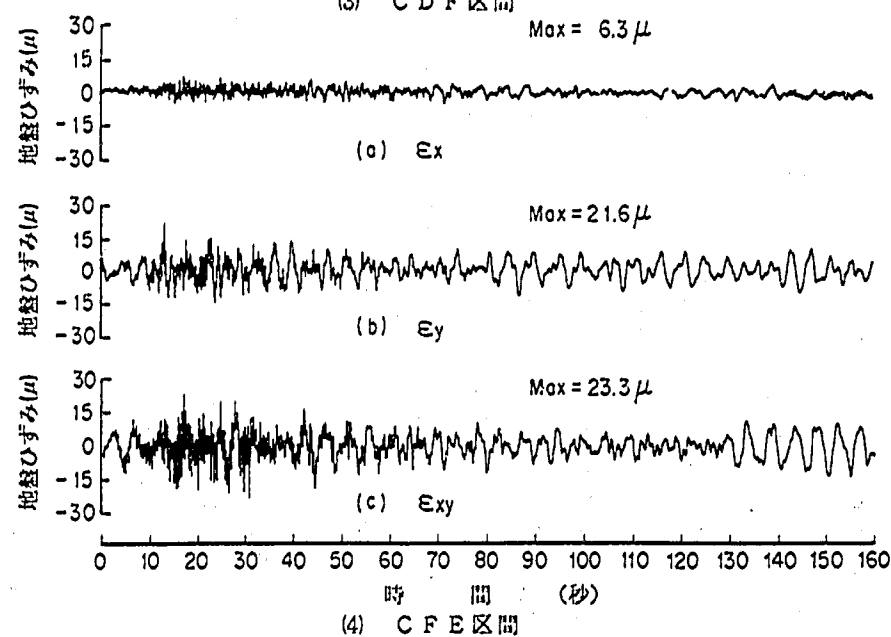
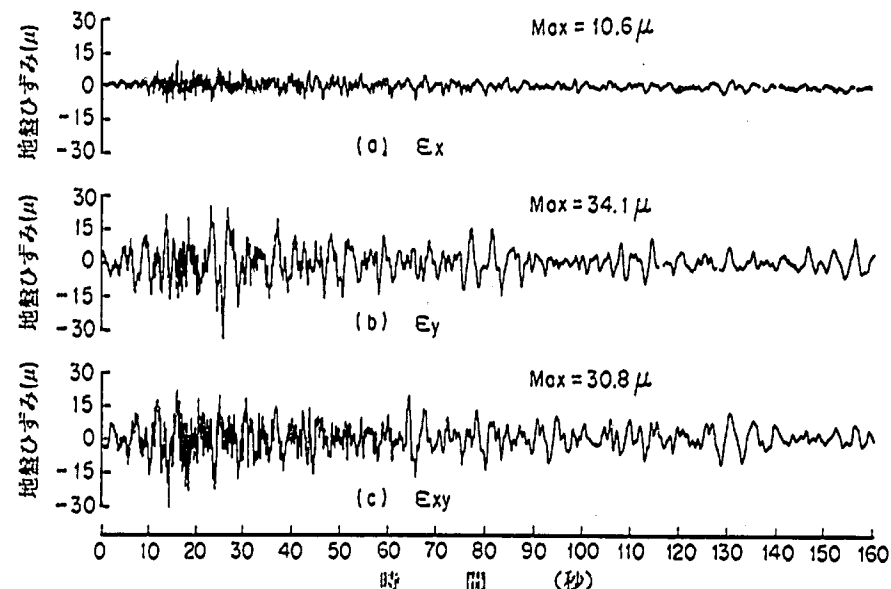
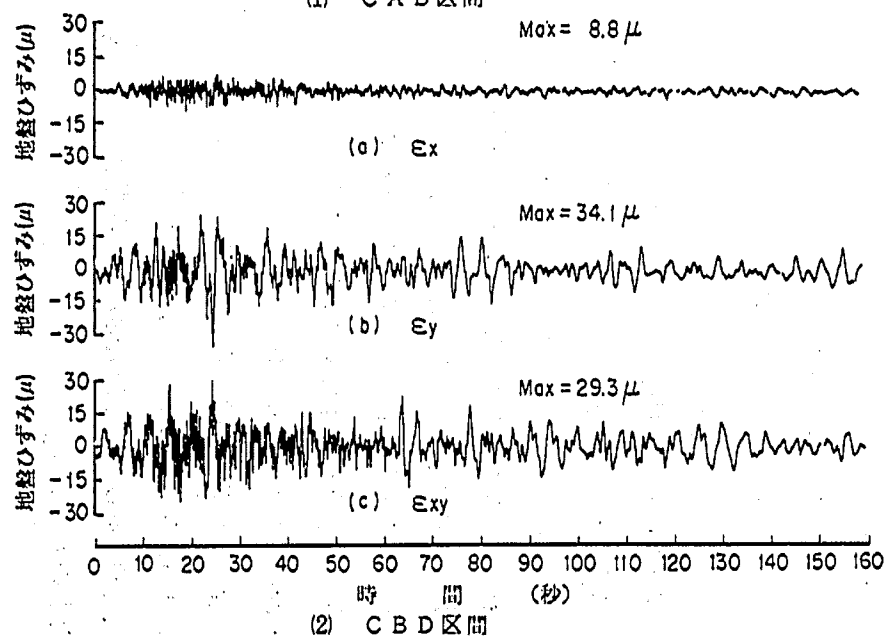
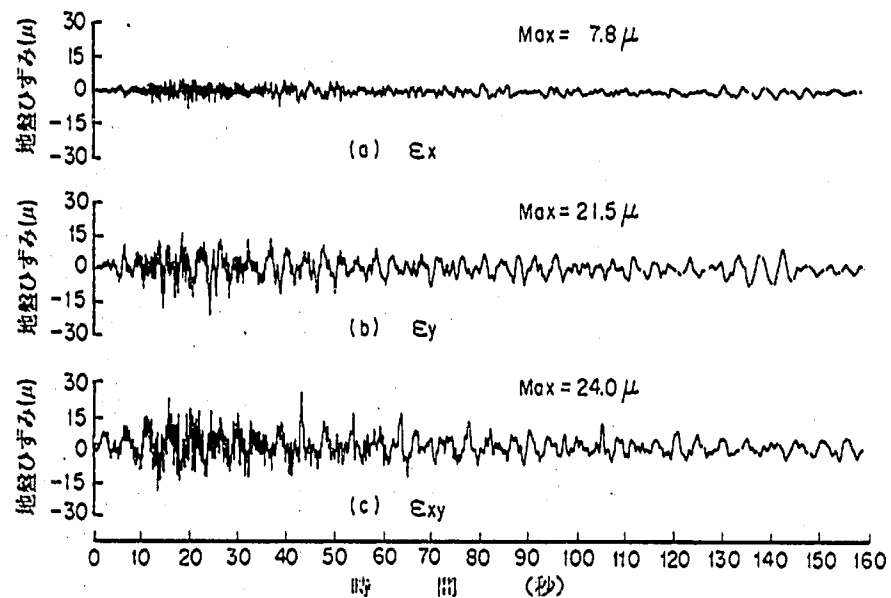


図-3.3 加速度記録から計算した地盤ひずみ (EQ-3)

3.2 地中埋設管路のひずみの解析

地中管路に生じる変位を土木研究所で開発した地中埋設管路の動的解析プログラム DAST-STRAIN によって解析した。DAST-STRAIN では、観測された地盤加速度から地盤の変位を計算し、これより管路を地盤によって弾性的に支持された梁と見なし、管路のひずみを解析する。今回の観測では、図-3.1 に示す管路の周辺の6点における地盤加速度記録から計算した。ただし、DAST-STRAIN では、一般に地中管路を離散型モデルに置換する際、その節点位置において地盤の変位を計算するが、今回の解析では、管路周辺の6点でしか地盤変位が与えられない。このため、これら6点の地盤変位を式(3-9)で内・外挿することによって管路の節点位置の変位を求めることとした。

石油パイプライン事業法に取り入れられた石油パイプラインの耐震計算法では、地盤とパイプを結ぶばね定数は次式によって求める。

$$K_g = C_1 \cdot G_s \quad \text{..... (3-13)}$$

ここで、

K_g : 管路と地盤を結ぶばね係数

C_1 : 変換係数 (一般に 3.0 とする)

G_s : 地盤のせん断弾性係数であり、次式により求める。

$$G_s = \frac{\gamma_t}{g} V_s^2 \quad \text{..... (3-14)}$$

ここで、

γ_t : 地盤の単位体積重量

V_s : 地盤のせん断弾性波速度

g : 重力の加速度

観測地点の地盤調査 (表-1.1 参照) より、せん断弾性波速度 V_s は 100 m/sec ~ 300 m/sec 程度であることが分かっている。このため、観測地点の V_s 値を 100, 200, 300 m/sec の3段階に仮定し変化させ、式(3-13)及び式(3-14)で管路と地盤を結ぶばね係数を表-3.1のように定めた。これを用いて解析した連続管の軸方向ひずみを示したものが図-3.4および図-3.5である。なお、これには管路と地盤を結ぶばねが無限にかたい、すなわち、管路は地盤の変形通りに変形する、という条件で計算した管路の軸方向ひずみも示している。

図-3.6および図-3.7は、 $V_s = 100$, 200 および 300 m/sec の場合の連続管の最大管軸方向ひずみと最大曲げひずみを示したものである。

表-3.1 石油パイプライン事業法に基づく地盤ばね定数の算定

ケース	せん断弾性波速度 V_s (m/sec)	せん断弾性係数 G_s (tf/m ²)	地盤ばね定数 K_g (tf/m ²)
1	100	1836	5508
2	200	7347	22041
3	300	16531	49593

(注) 土の単位体積重量 $\gamma_t = 1.8 \text{ tf/m}^3$

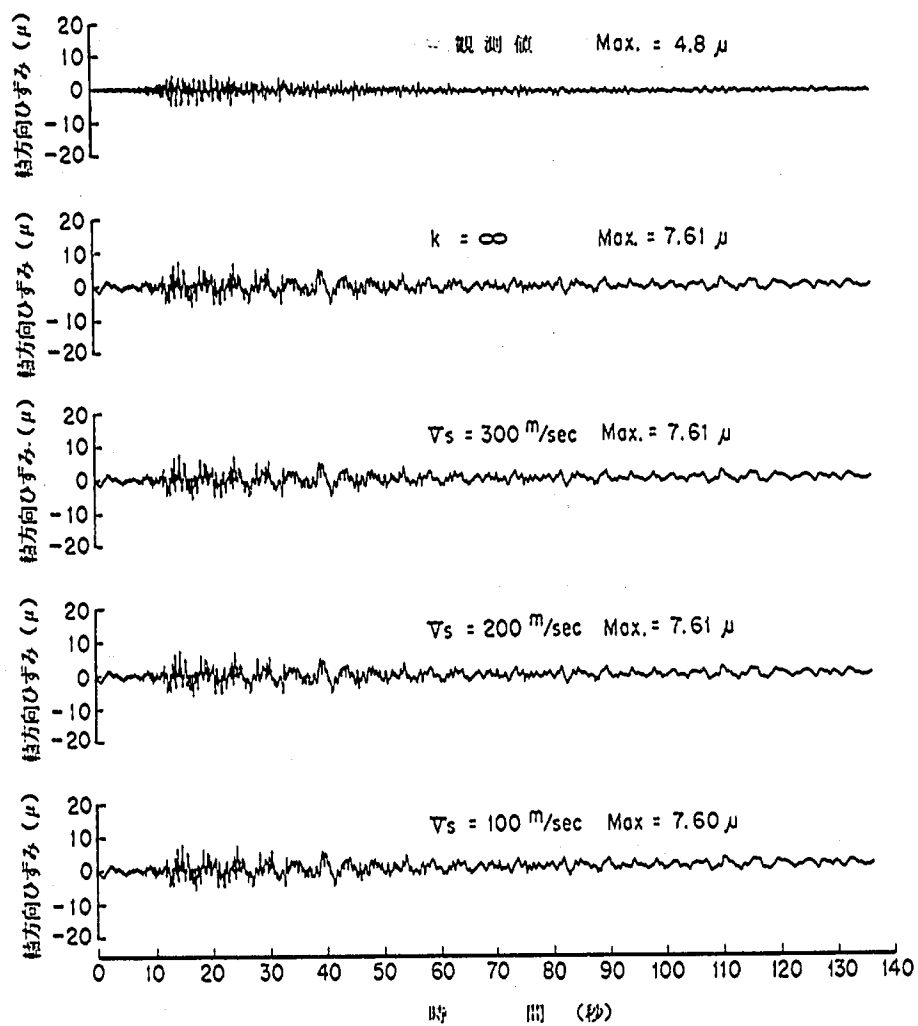
図-3.8は、SST1地点における管軸方向ひずみの実測値と解析値の関係を示したものである。

以上の解析結果および実測値から、地盤のせん断弾性波速度を $100 \text{ m/sec} \sim 300 \text{ m/sec}$ と変化させても、計算される管路の軸方向ひずみはほとんど変わらない。管路と地盤を結ぶばねが無限にかたい、即わち、管路は地盤の変形通りに変形する、という条件で計算した管路の軸方向ひずみも $V_s = 100 \text{ m/sec} \sim 300 \text{ m/sec}$ とした場合とほとんど変わらない。これは、径が $15 \sim 30 \text{ cm}$ 程度の小口径管路では、管路自身の軸方向剛性が相対的に小さいため、 $V_s = 100 \text{ m/sec} \sim 300 \text{ m/sec}$ 程度の地盤のせん断弾性波速度を仮定することは、地盤ばねが無限にかたいとした場合とほとんど同じであることを示している。

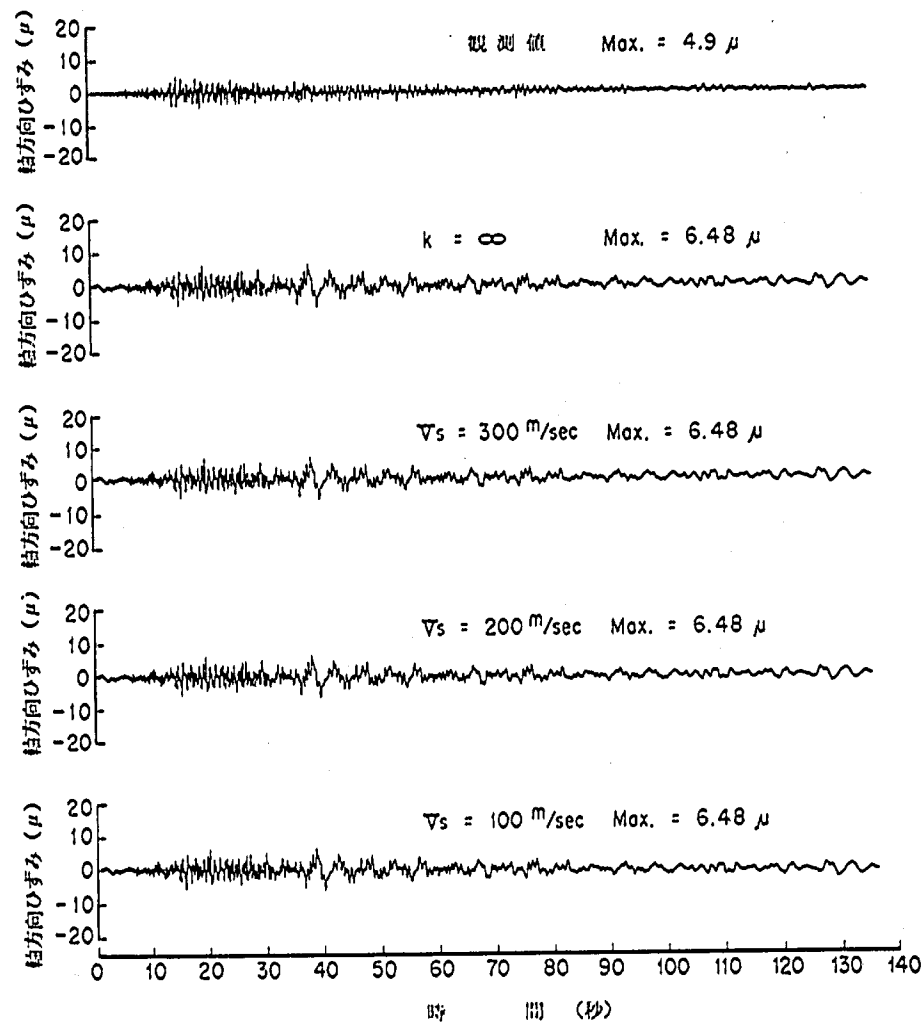
前述した地盤のせん断弾性波速度を仮定し、それから地盤ばねを求める手法により解析した管路ひずみは、いずれのケースも実測値よりも大きめの値が得られている。また、連続管の端部付近における管軸方向ひずみの変化は、実測値では比較的なめらかな勾配を示しているのに対して解析値では非常に大きな勾配で変化している。これらから、地盤と埋設管路を結ぶ地盤ばねは、上述した解析における最も小さなばね定数 ($V_s = 100 \text{ m/sec}$ と仮定) よりもさらに小さいと考えられる。

このような点から本解析では地盤ばねを任意に 300 tf/m^2 と仮定して解析した。このときの連続管の管軸方向ひずみ及び曲げひずみの最大値の分布を示した結果が図-3.9および図-3.10である。この場合の連続管の管軸方向ひずみは、実測値との一致度は非常に良い傾向にある。曲げひずみの場合には、曲がり部の前後でやや違いが生じるが、全体としては前述の図-3.7に比較すると、解析値と実測値の一致度は非常に良くなっている。このような点から本地点での地盤と地中管路を結ぶ地盤ばね定数は、ほぼ 300 tf/m^2 程度の値がよい結果を与えるといえる。

ただし、地盤ばね定数が 300 tf/m^2 から変化した場合に、どの程度解析値から変化するかを調べるために地盤ばね定数を 100 tf/m^2 および 900 tf/m^2 と仮定した場合の連続管の管軸方向ひずみ及び曲げひずみの最大値を実測値と比較して図-3.11及び図-3.12に示す。これによれば、実測値は、地盤ばね定数を 100 tf/m^2 から 900 tf/m^2 と仮定した場合の管軸方向ひずみおよび曲げひずみの範囲によく収まっている。こうした点から、地盤ばね定数は上述した 300 tf/m^2 の値を中心に、 $100 \sim 900 \text{ tf/m}^2$ の範囲にあると見ても良いと考えられる。



(a) SST 1



(b) SST 3

図-3.4 解析による管路の軸方向ひずみ (EQ-1の場合)

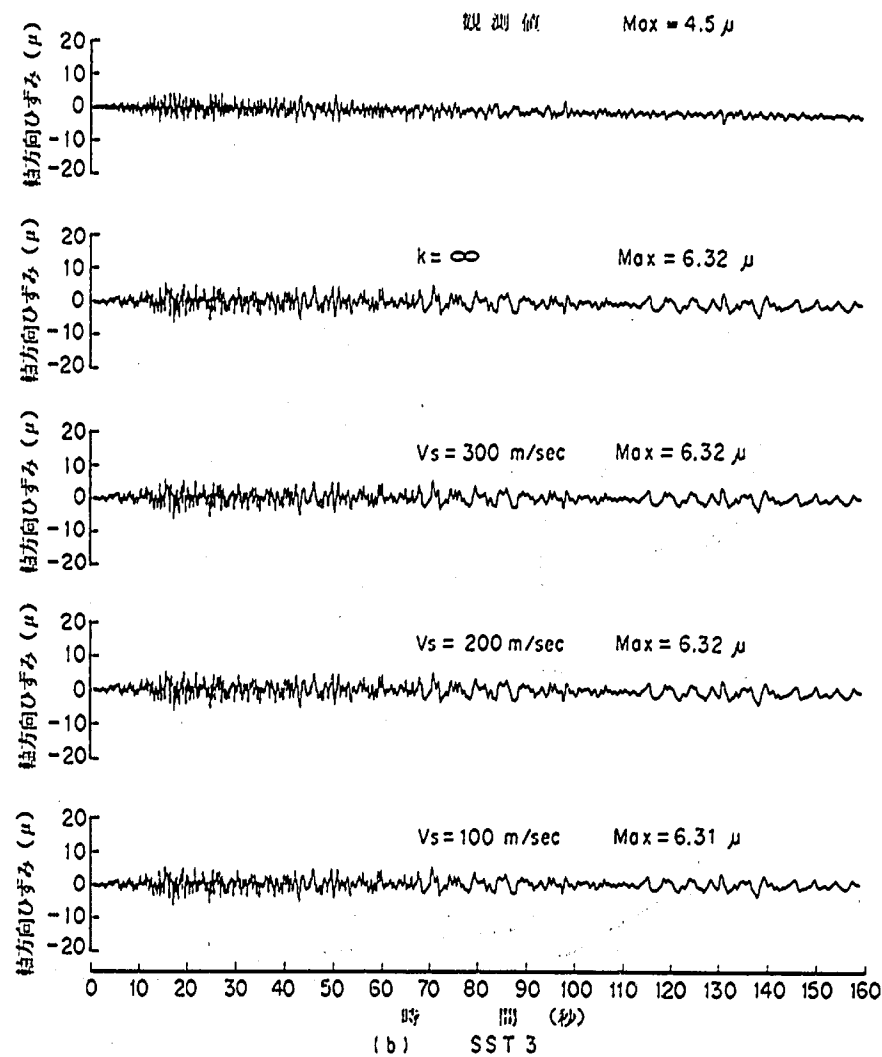
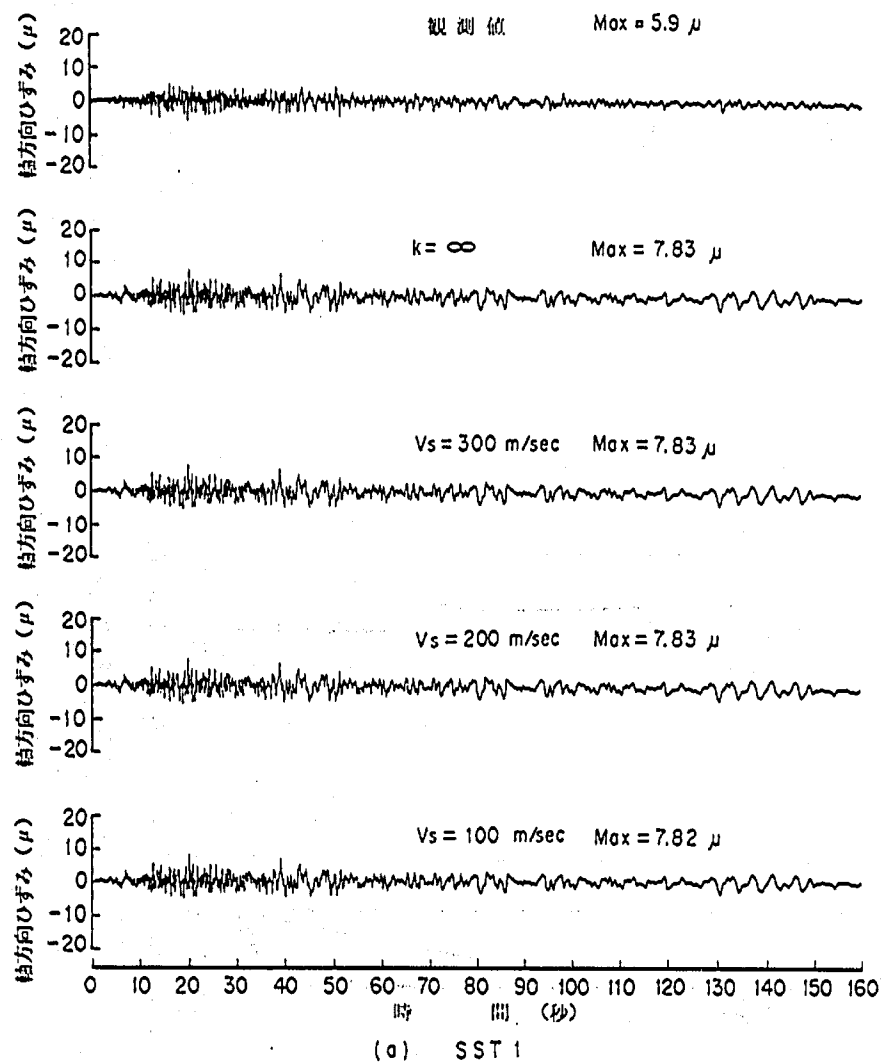


図-3.5 解析による管路の軸方向ひずみ (EQ-3の場合)

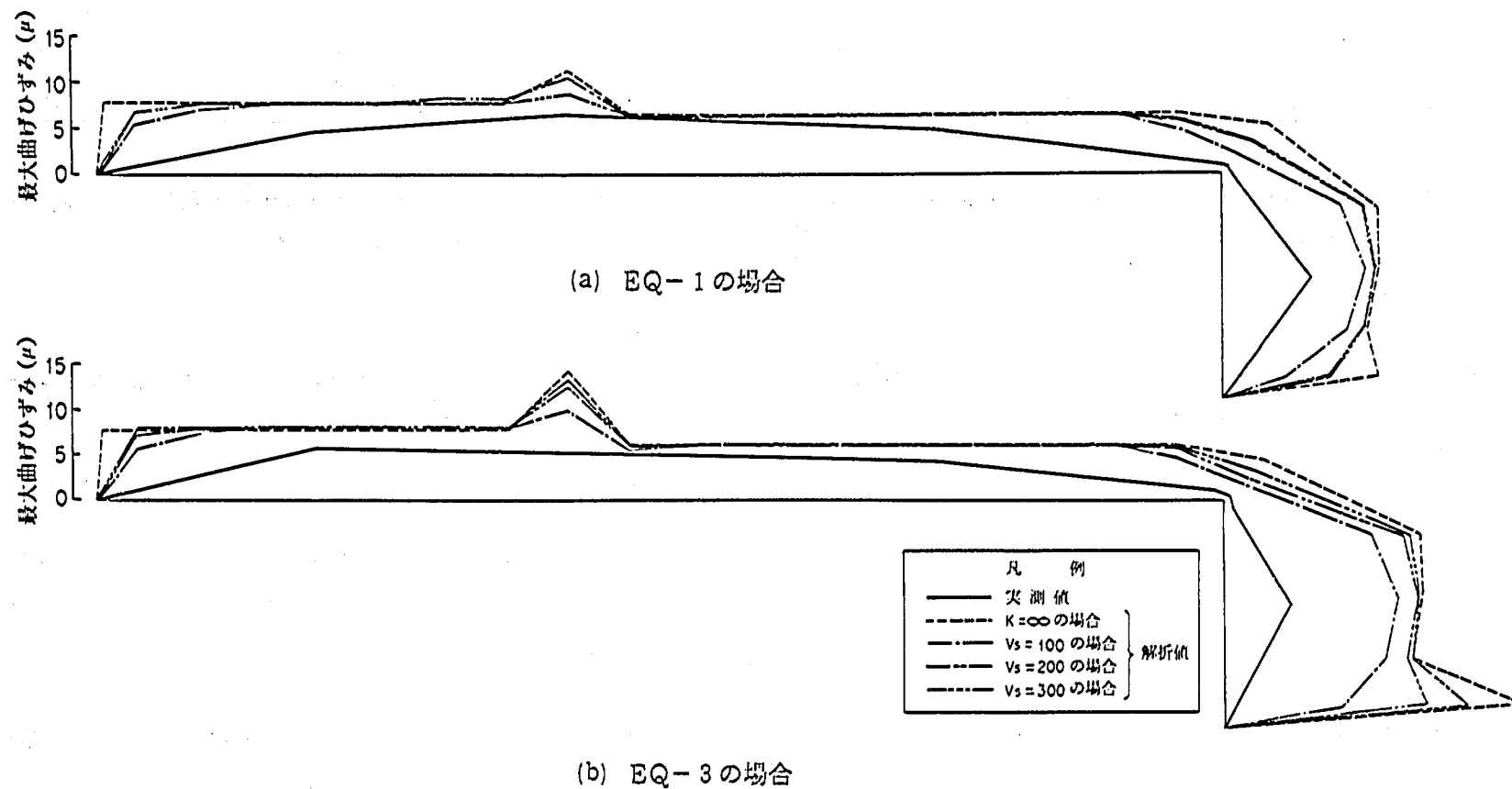


図 - 3.6 連続管の最大管軸ひずみ分布

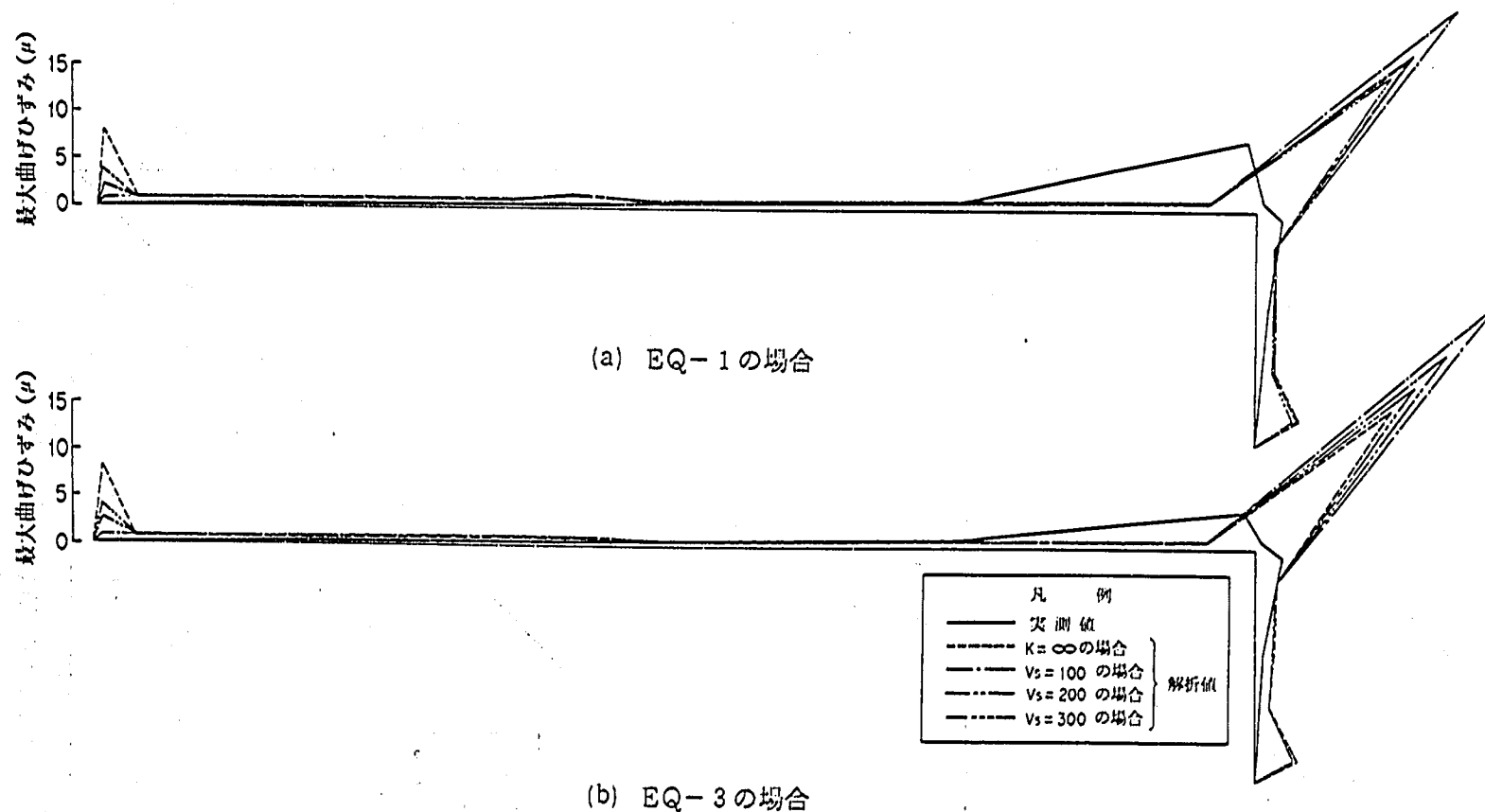
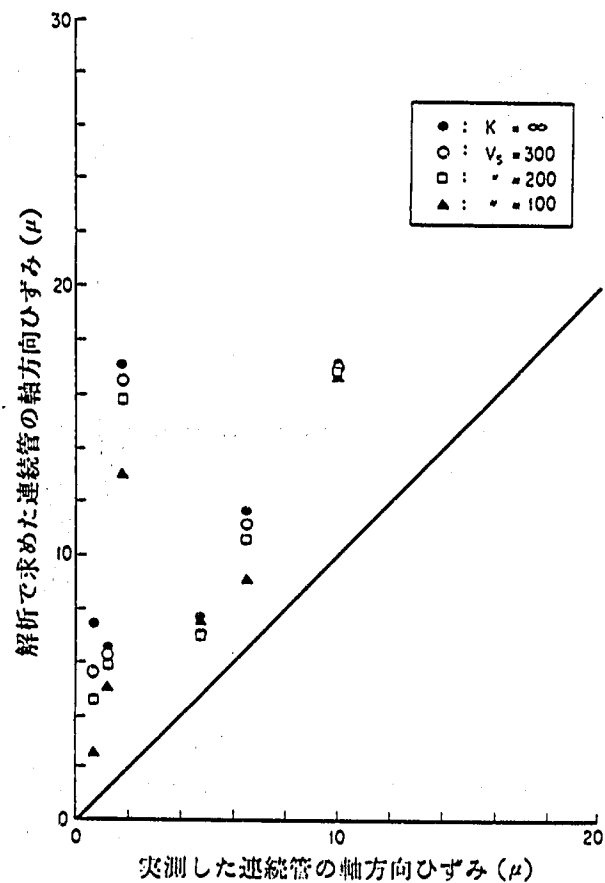
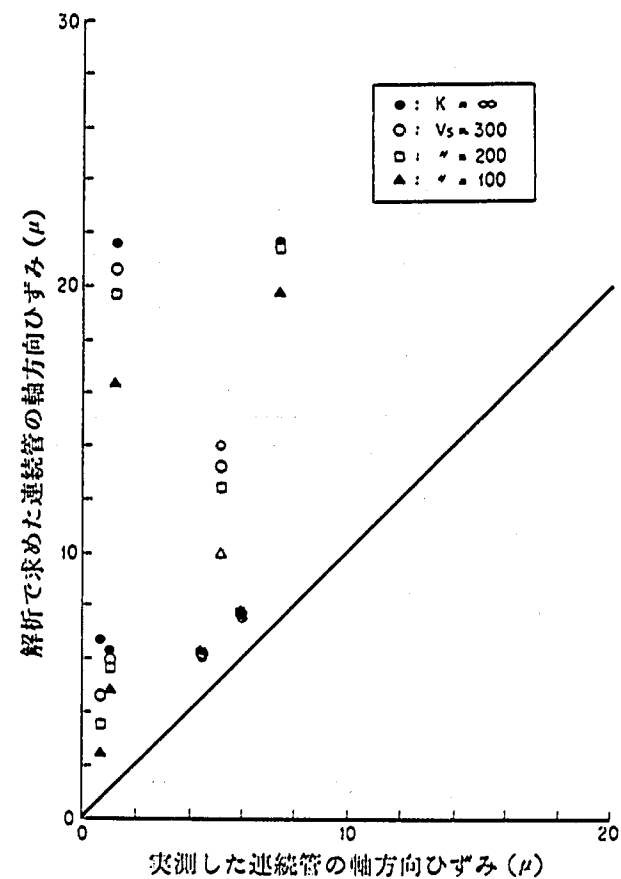


図-3.7 連続管の最大曲げひずみ分布



(a) EQ-1 の場合



(b) EQ-3 の場合

図-3.8 管軸方向ひずみの実測値と解析値の関係 (SST-1)

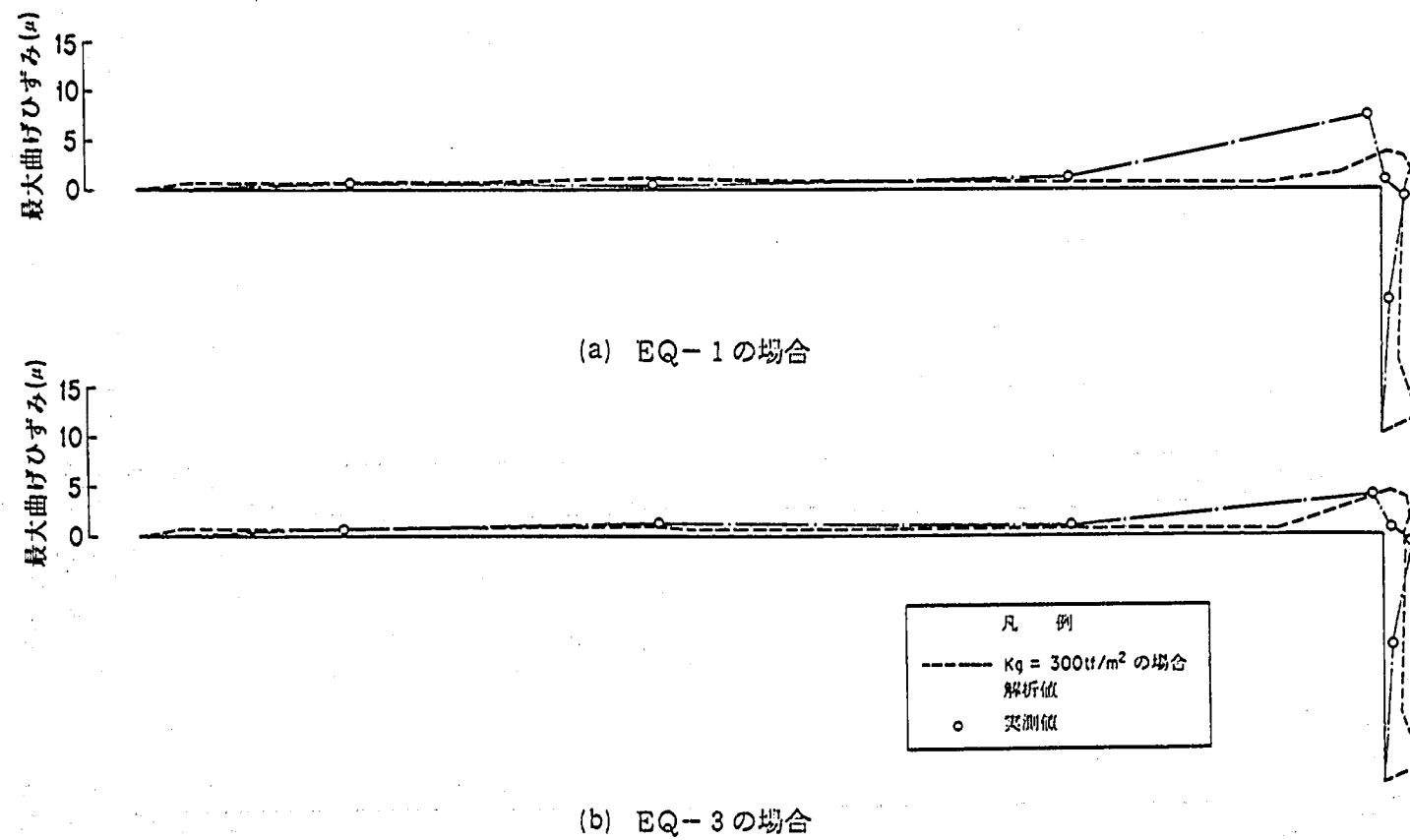


図-3.9 地盤ばね定数を 300 tf/m^2 と仮定した場合の連続管の最大管軸ひずみ分布

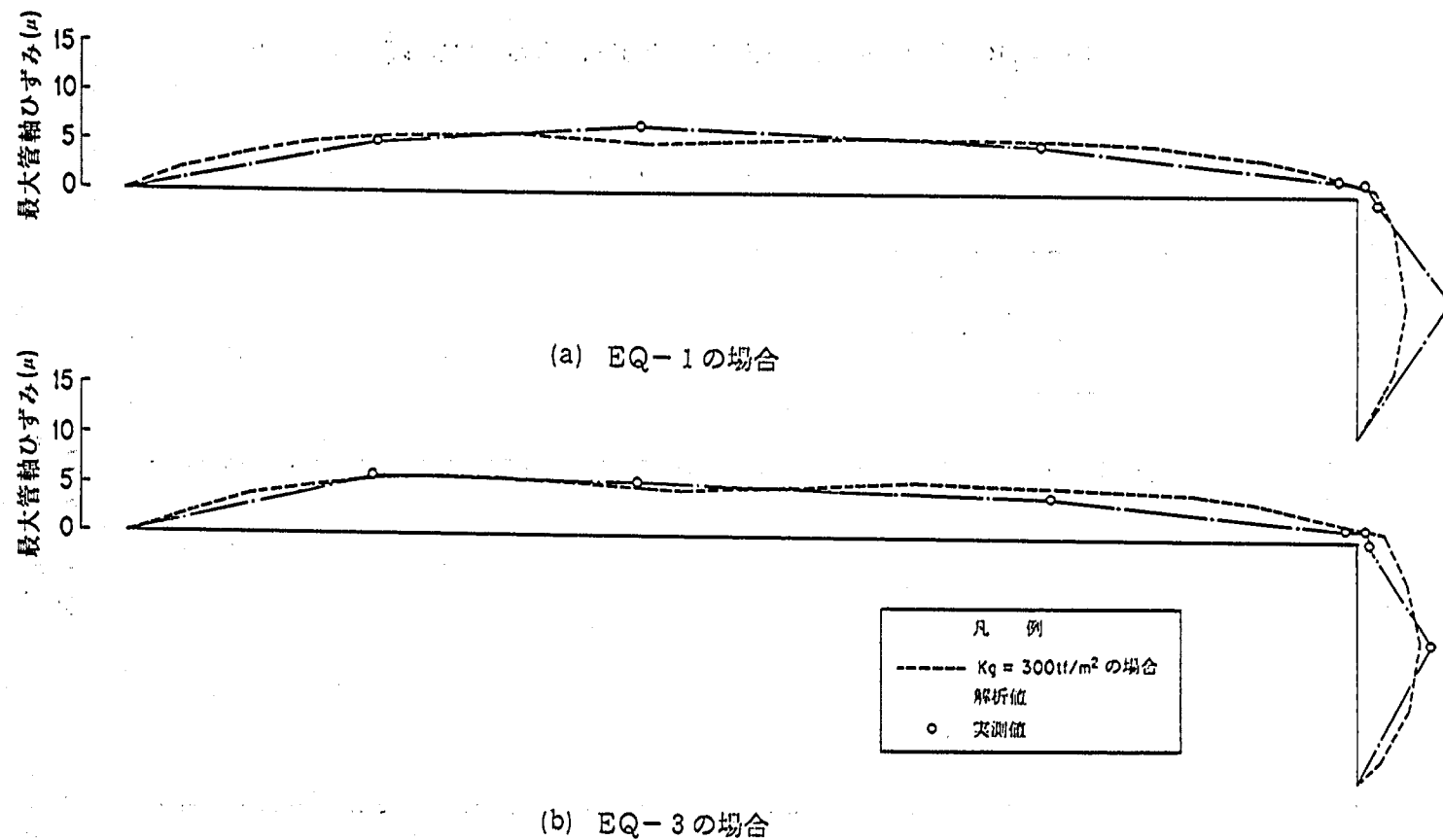


図-3.10 地盤ばね定数を 300 tf/m^2 と仮定した場合の連続管の最大曲げひずみ分布

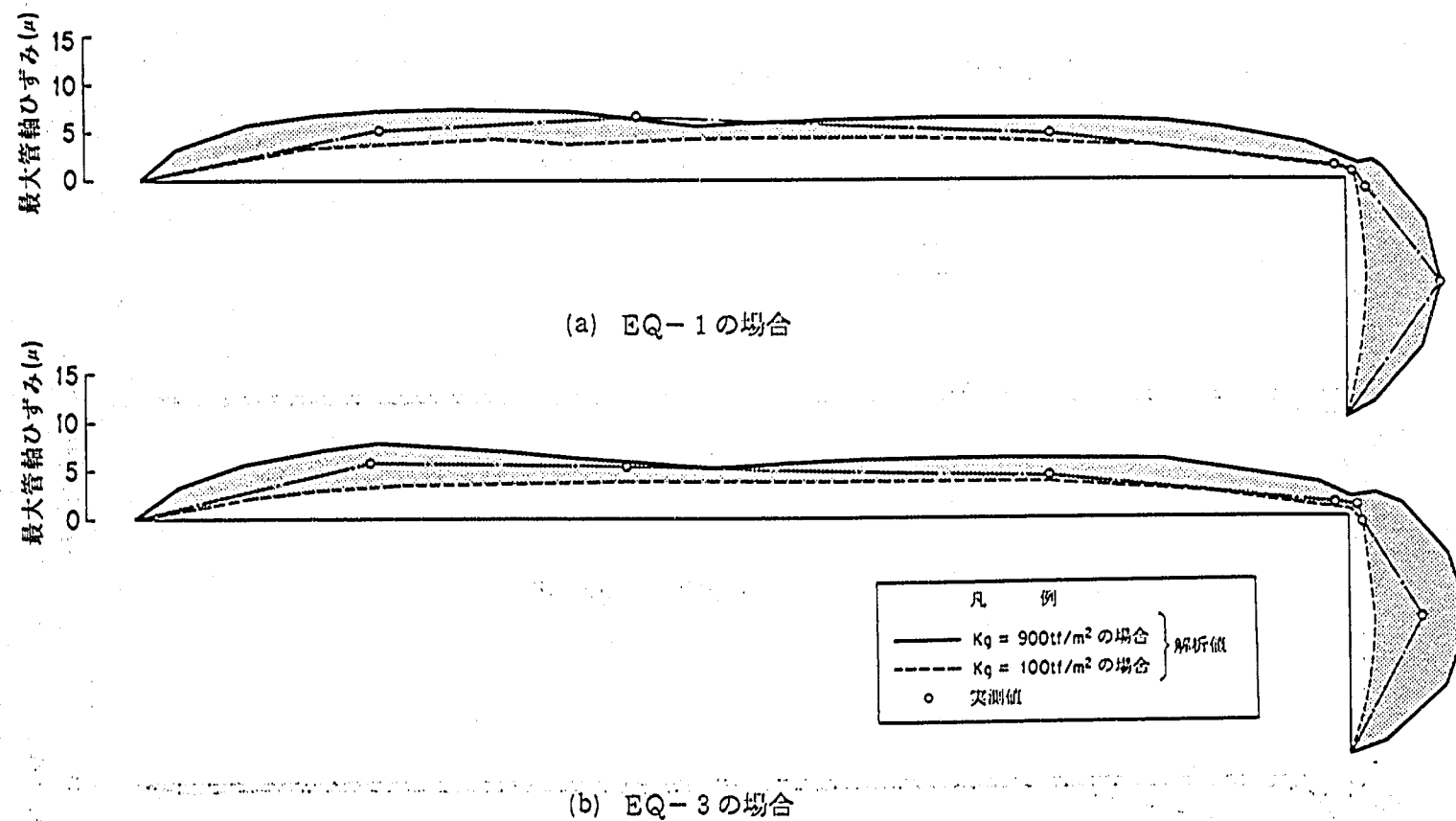


図-3.11 地盤ばね定数を $100 \sim 900 \text{ tf/m}^2$ と仮定した場合の連続管の最大管軸ひずみの範囲

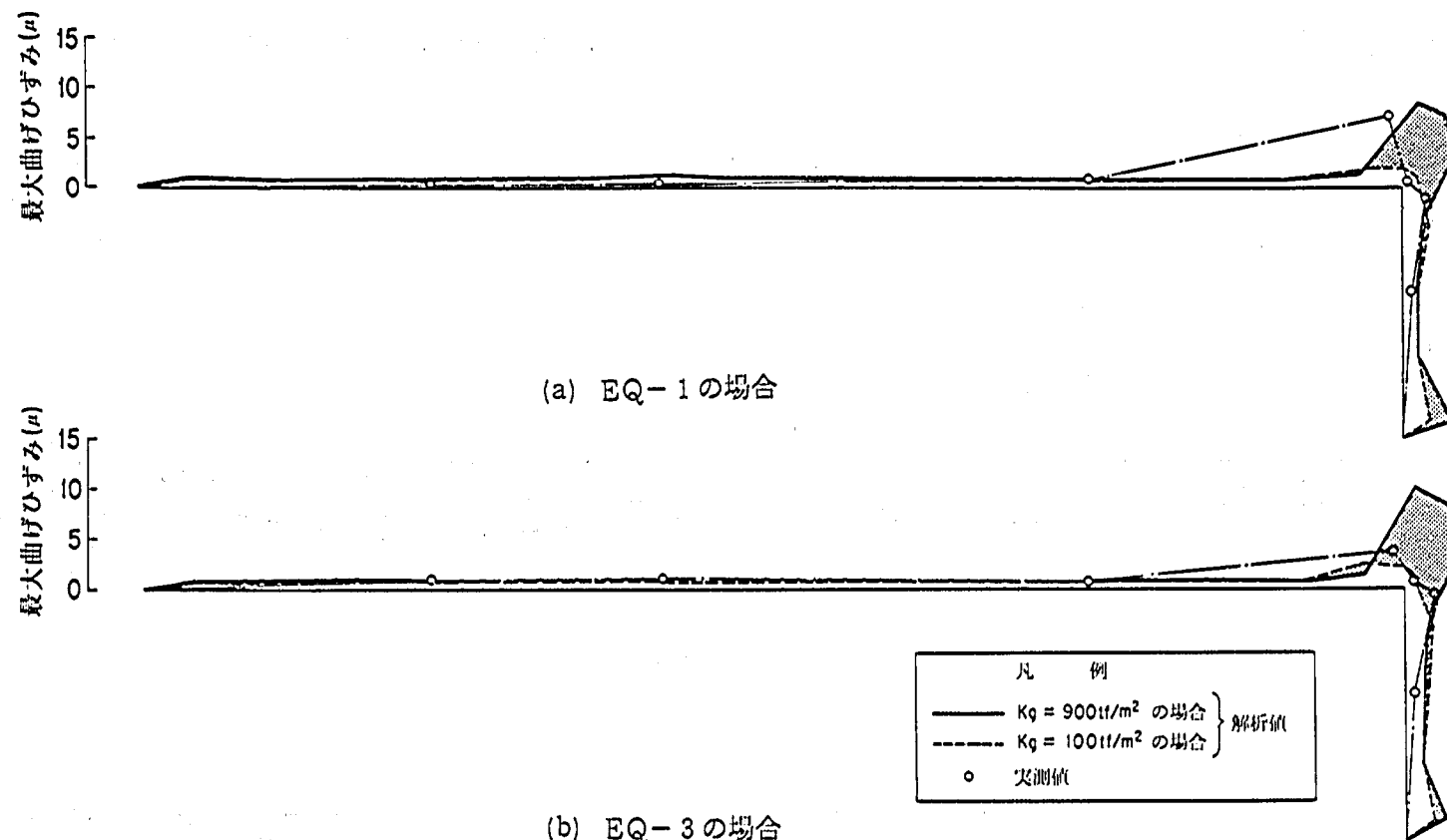


図-3.12 地盤ばね定数を $100 \sim 900 \text{ tf/m}^2$ と仮定した場合の連続管の最大曲げひずみの範囲

4. 結 論

地中構造物の動的耐震設計の開発を目的として、地中埋設管路の地震観測を行い現在までに得られた記録の解析を行った。管路の耐震設計上重要な規模の大きい地震による観測記録が得られるに至っていないため、小規模な地震による小さな記録の解析であるため解析精度を含めて今後さらに検討を積み重ねていく必要があるが、現在までの解析結果は以下の通りである。

- 1) 従来も指摘されてきた所ではあるが、管路に生じるひずみは軸方向ひずみの方が曲げひずみよりも十分大きく、耐震設計上は直管部では軸方向ひずみが重要である。
- 2) 同一の直管 ($\phi 150$ mm) でも約55 m離れた2点 ($1/\lambda_1 = 13$ m) 間でも、管軸方向ひずみの波形には微妙な違いがあり、管路が長手方向に同一の振動をしているとは見なせない。
- 3) 曲がり部において管軸方向ひずみは直管部に比較して著しく大きくなるという傾向はない。ただし、曲げひずみは直管部に比較すると曲がり部では非常に大きくなる。
- 4) 連続管及び継手管の最大軸ひずみと地盤の最大加速度の間にはよい相関があり、今後さらに記録の蓄積を図ることにより、地中埋設管路の軸方向ひずみを精度良く判断できる推定式が開発できる。
- 5) 径150 mmの鋼管を対象に、実測された地盤加速度をもとに、管路に生じるひずみが最も実測値と適合する地盤ばね定数を解析した。この結果、実測値との適合度が最もよい地盤ばね定数は $100 \sim 900$ tf/m² の範囲にあり、この値は、石油パイプライン事業法で与えられる地盤ばね定数に比較すると、少なくともその50%以下の値に相当する。ただし、今回の解析に用いた記録は小規模地震による地盤の最大加速度が20 gal程度の小さな記録であり、加速度から変位への変換に伴う精度等問題もあることから、将来もっと大きい記録の蓄積を待って、さらに検討を加える必要がある。
- 6) 解析に用いた記録が小さく、また、記録数も少ないため管径および継手の影響については十分検討できなかった。これについては5)と同様、今後の記録の蓄積を待ち検討していく必要がある。

謝 辞

本観測システムの設置に当たりましては、建設省関東地方建設局千葉国道工事事務所の関係各位の多大な御協力を得ました。また、傾クボタ鉄管研究所、岩本利行氏には、計器の特性等種々御指導を願った。ここに記して厚くお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 日本道路協会：共同溝設計指針，昭和61年3月
- 2) 建設省土木研究所地震防災部：共同溝耐震設計要領(案)，土木研究所資料，第2144号，昭和59年10月
- 3) 開発問題研究所：技術マニュアル(案)解説キャブシステム，昭和61年2月
- 4) 日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説，昭和54年12月
- 5) 日本道路協会：石油パイプライン技術基準(案)，昭和49年6月
- 6) 川島一彦，高木義和，相沢 興：数値化精度を考慮した SMAC-B₂ 型強震計記録の計器補正法および変位計算法，土木学会論文報告集，第325号，昭和57年9月
- 7) 田村敬一，川島一彦，相沢 興，高橋和之：地震時地盤ひずみの解析を目的とした個別記録方式によるデジタル強震計の記録精度，土木学会論文集，第329号，昭和63年4月
- 8) 大久保忠良，荒川直士，川島一彦：地震時の地盤ひずみの解析，土木技術資料，Vol. 24 - 11，昭和57年11月
- 9) Tadashi ARAKAWA, Kazuhiko KAWASHIMA and Keiichi TAMURA : Finite Ground Strains Induced During Earthquake for Application to Seismic Design of Underground Structures, 5th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, April 1985, Nagoya, Japan
- 10) 大久保忠良，荒川直士，川島一彦：地震動の箇所別の違いが構造物の地震応答に及ぼす影響，土木技術資料，Vol. 24 - 10，昭和57年10月
- 11) 荒川直士，川島一彦，相沢 興，高橋和之：地下埋設管路の耐震設計と設計地震入力，土木研究所資料，第1764号，昭和57年1月
- 12) 川島一彦，大日方尚巳，志波由紀夫，加納尚史，手塚茂樹，高津和義：沈埋トンネルの耐震性に関する研究 - (その2) 東京港トンネルにおける地震観測記録の解析 - ，土木研究所資料，第2261号，昭和60年10月
- 13) 小軽米松太郎，北条貞宗，桜井祥己：八戸市白山浄水場内配管に於ける耐震ダクタイル管路の地震時挙動，第5回日本地震工学シンポジウム講演集，昭和53年11月
- 14) 小軽米松太郎，北条貞宗，岩本利行：八戸市白山浄水場系配水幹線の耐震ダクタイル管路の地震時挙動観測，第5回日本地震工学シンポジウム講演集，昭和53年11月
- 15) 西尾宣明，寺堀忠雄，塚本克良：地中埋設管の地震時挙動に関する研究，第5回日本地震工学シンポジウム講演集，昭和53年11月
- 16) 矢作 枢，西山啓伸，浜田政則，泉 博允：沈理トンネルの地震観測と数値解析，第5回日本地震工学シンポジウム講演集，昭和53年11月
- 17) 田村重四郎，岡本舜三，加藤勝行：トンネルの地震観測，第5回日本地震工学シンポジウム講演集，

昭和53年11月

18) 大石 博, 関口宏二: 埋設管路の地震観測と応答解析, 第6回日本地震工学シンポジウム講演集,

昭和57年12月

19) 岩本利行, 若井伸彦, 山路忠雄: 耐震ダクタイル管路の地震時挙動観測 (地盤ひずみと伝播速度),

第6回日本地震工学シンポジウム講演集, 昭和54年11月

20) 佐藤暢彦, 中村正博, 岩本利行, 大保直人: 地震動と埋設管のひずみに関する実測的検討, 第7回

日本地震工学シンポジウム講演集, 昭和61年12月

付 属 資 料

加速度記録から変位記録への変換に伴う低振動数側の
遮断振動数 f_{11} 及び f_{1u} の影響

デジタル記録に基づく加速度から変位への数値積分における f_{11} 及び f_{1u} の影響については、参考文献7) に示した通りであるが、今回の解析では記録が非常に小さいこと、また、このように解析した地盤ひずみ（図-3.2 及び図-3.3）において、 ϵ_s と ϵ_r に系統的な違いがあり、この原因として f_{11} 及び f_{1u} が影響していると考えられることから、ここでは、 $f_{1u} = 1/2 \text{ Hz}, 1/3 \text{ Hz}, 1/5 \text{ Hz}$ ($f_{11} = 1/3 \text{ Hz}, 1/4 \text{ Hz}, 1/6 \text{ Hz}$) とした場合の解析を行った。この結果を図-A.1 ~ 図-A.3 に示す。

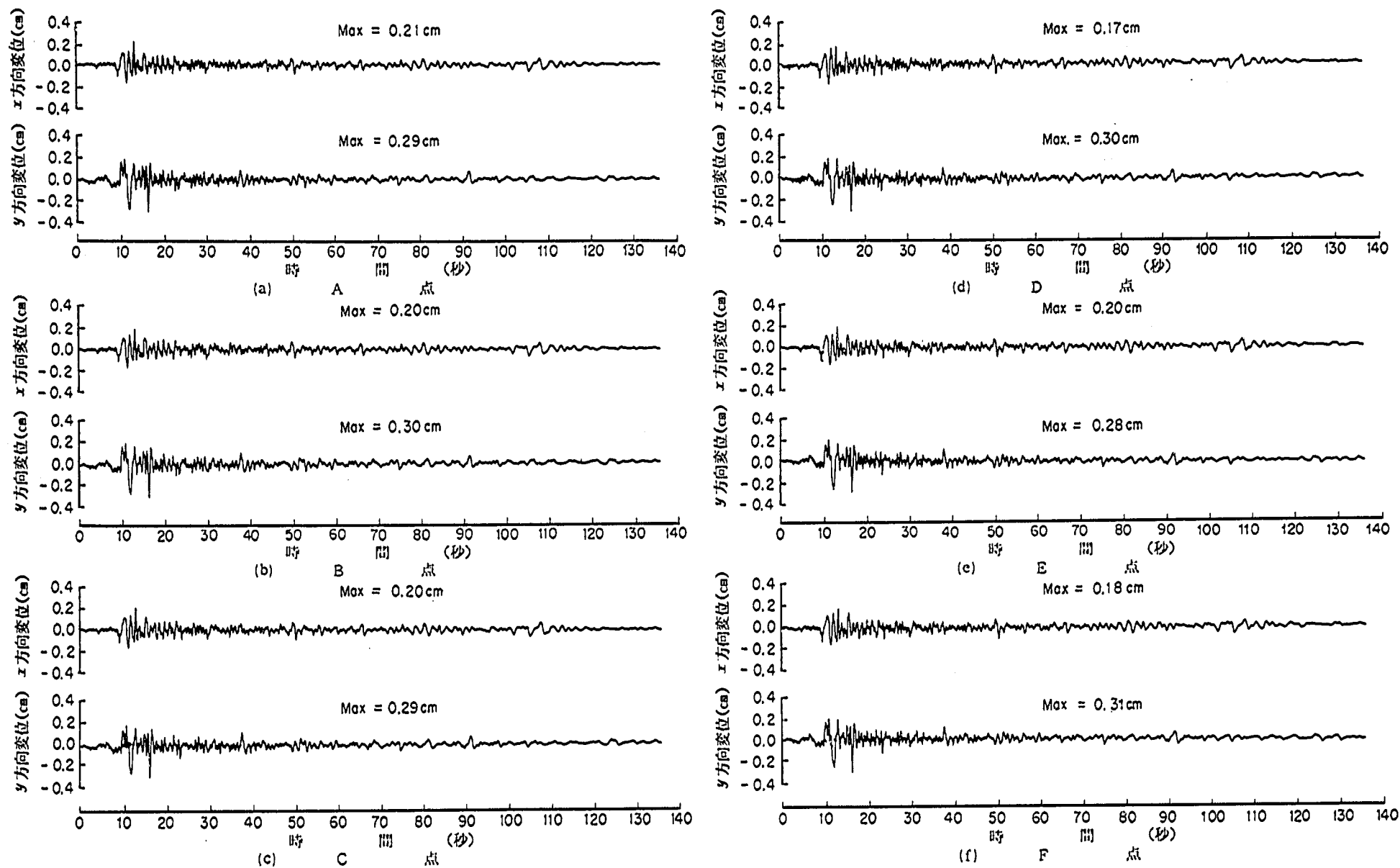


図-A, 1 (1) 変位波形 (EQ-1, $f_{11} = 1/6 \text{ Hz}$, $f_{1u} = 1/5 \text{ Hz}$ の場合)

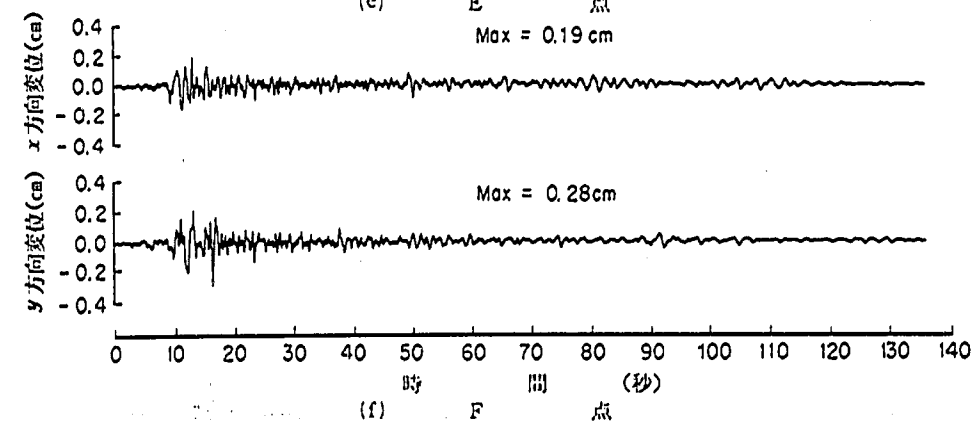
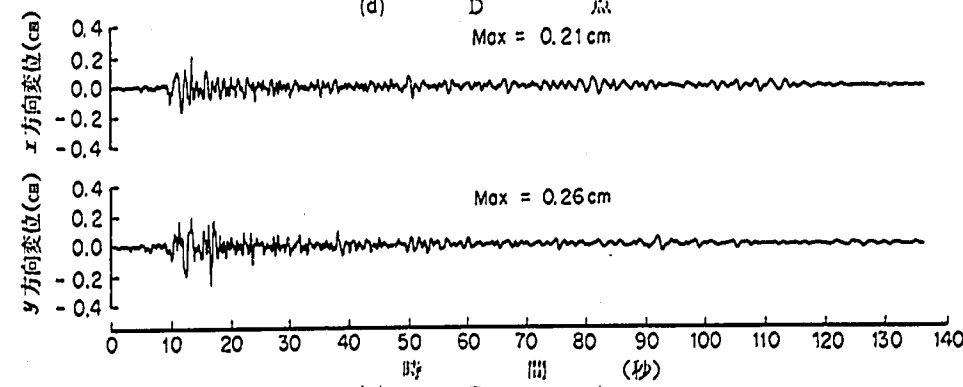
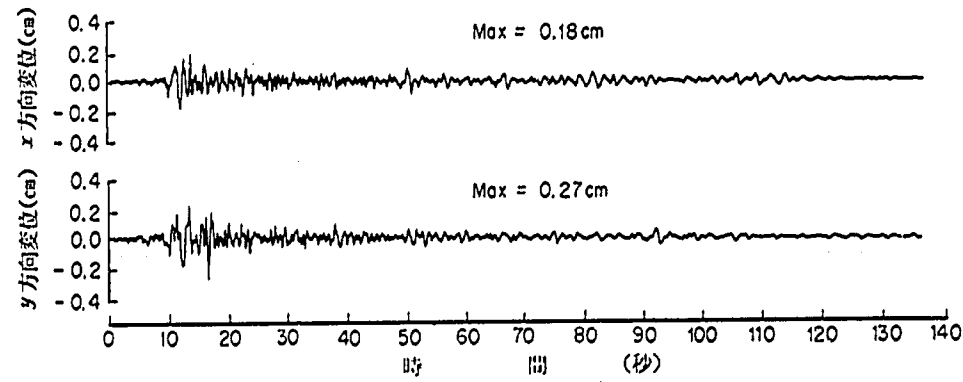
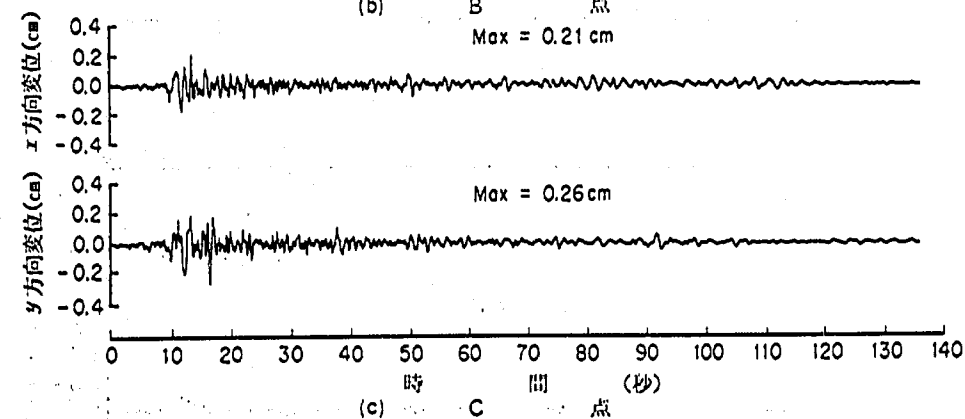
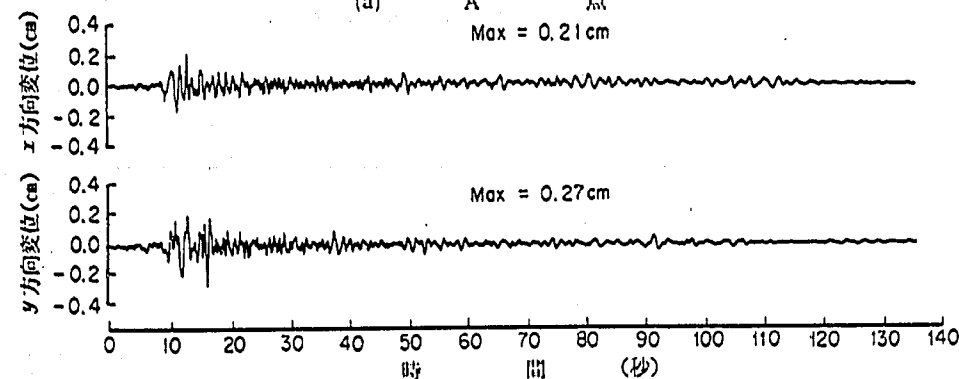
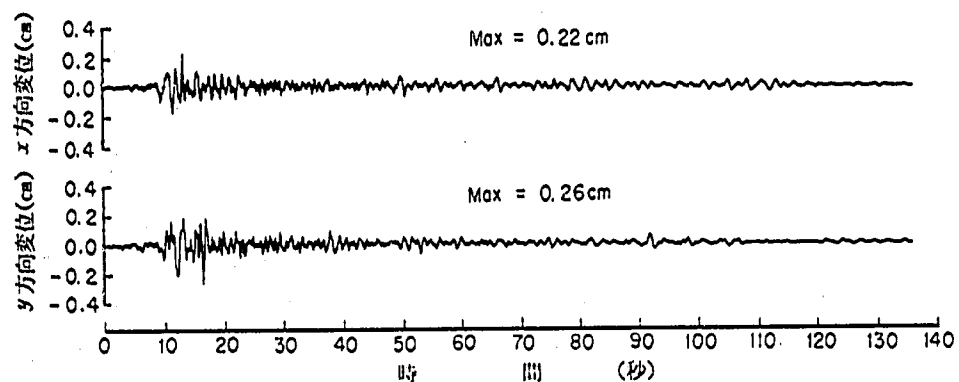


図-A, 1 (2) 変位波形 (EQ-1, $f_{11} = 1/3 \text{ Hz}$, $f_{1u} = 1/4 \text{ Hz}$ の場合)

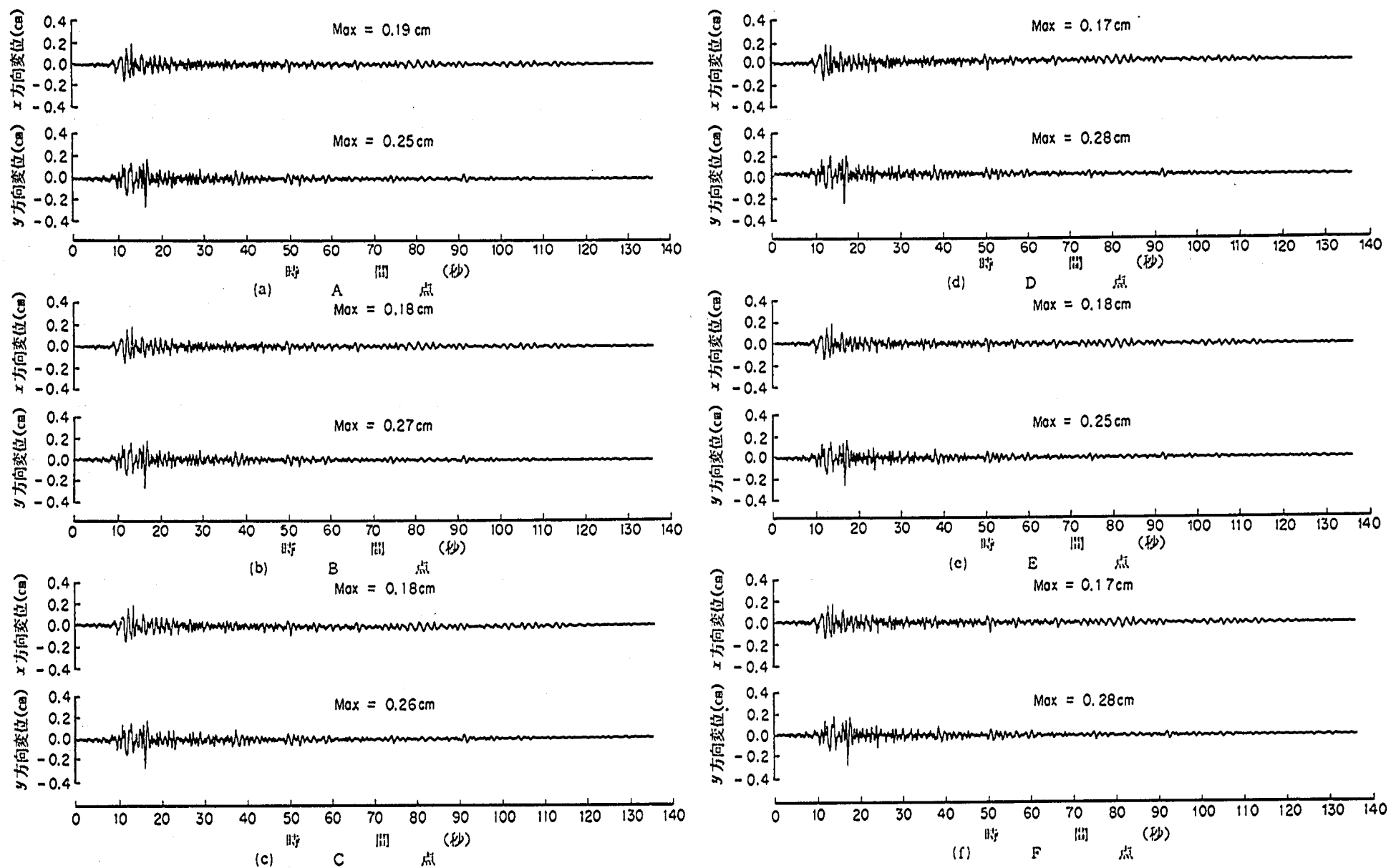


図-A, 1 (3) 変位波形 (EQ-1, $f_{11} = 1/3 \text{ Hz}$, $f_{10} = 1/2 \text{ Hz}$ の場合)

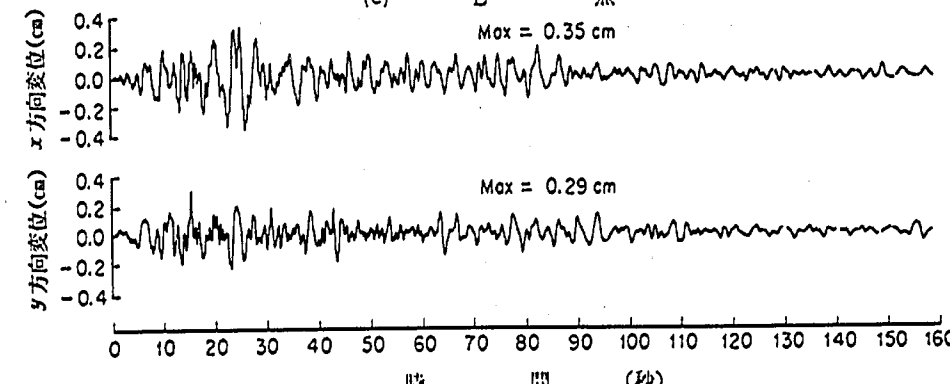
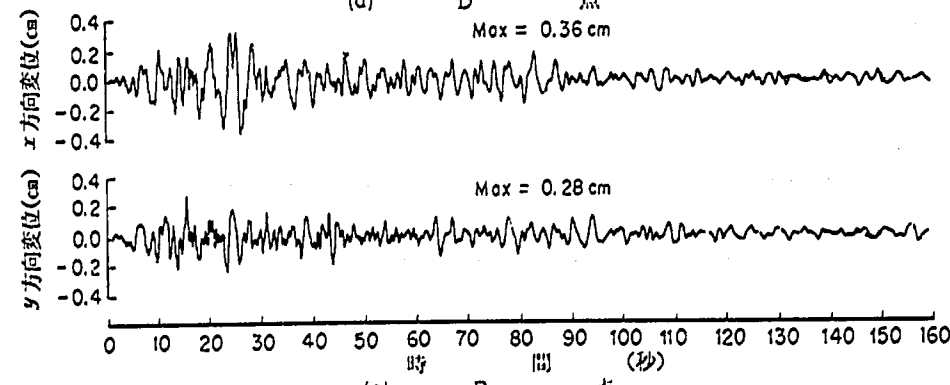
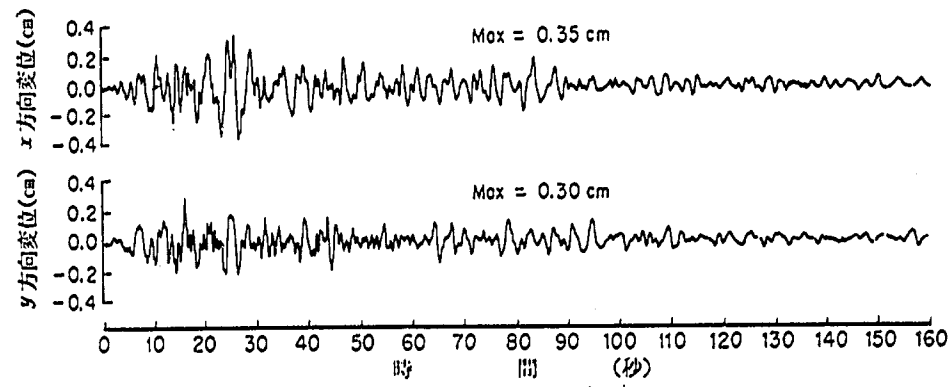
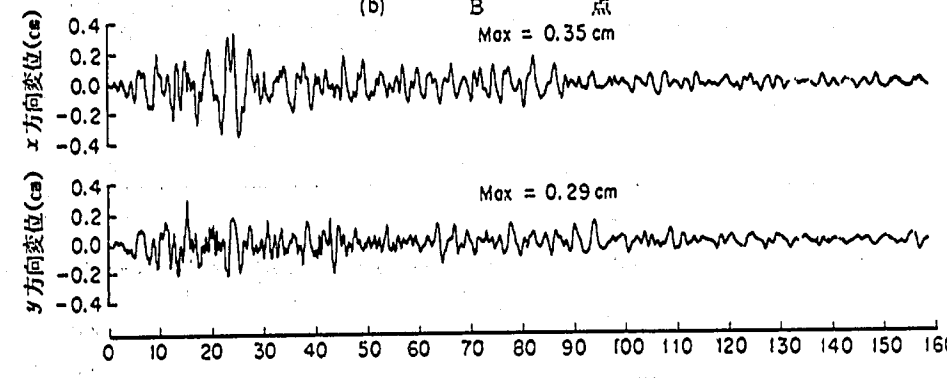
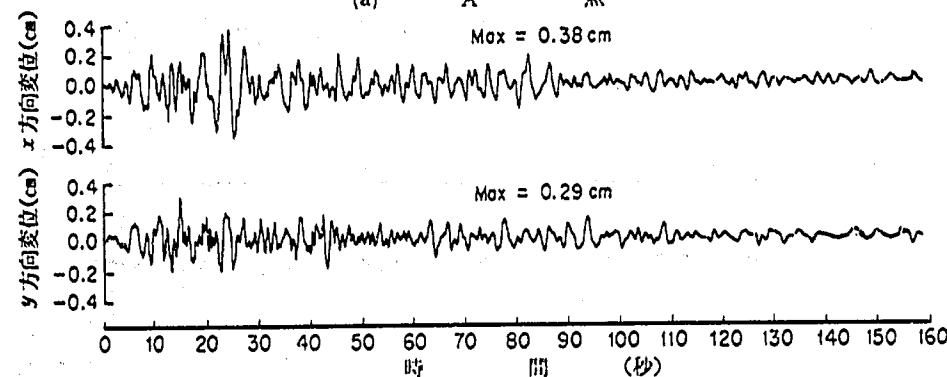
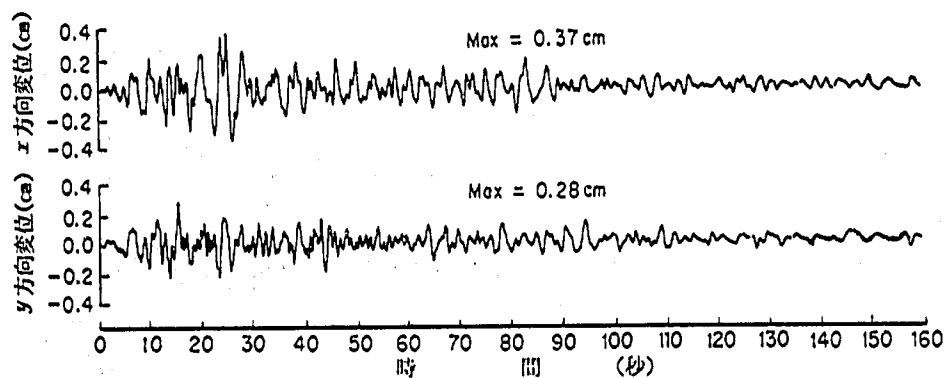


図-A, 1 (4) 変位波形 (EQ-3, $f_{11} = 1/6 \text{ Hz}$, $f_{1u} = 1/5 \text{ Hz}$ の場合)

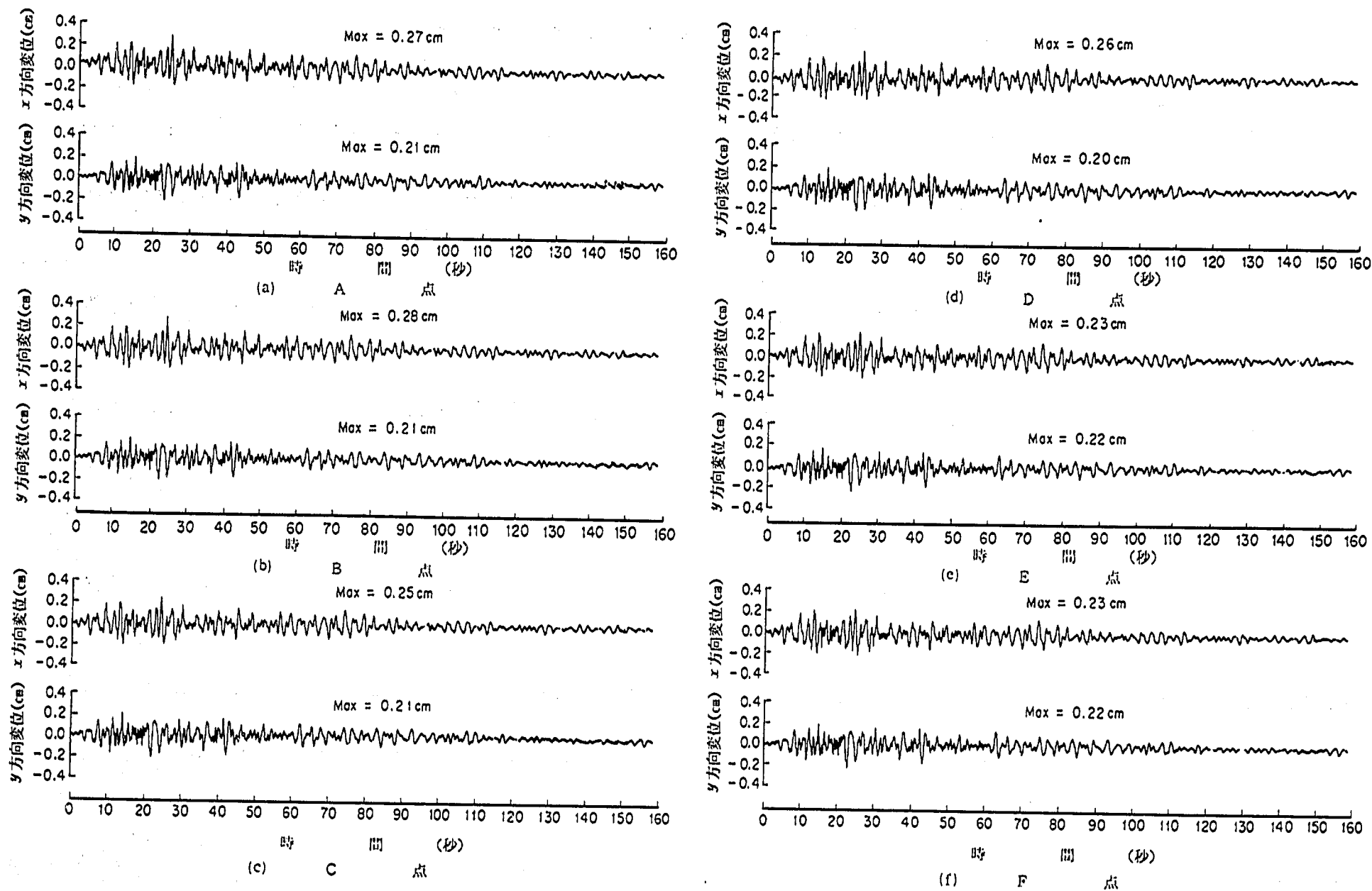


図-A, 1 (5) 変位波形 (EQ-3, $f_{11} = 1/4 \text{ Hz}$, $f_{1u} = 1/3 \text{ Hz}$ の場合)

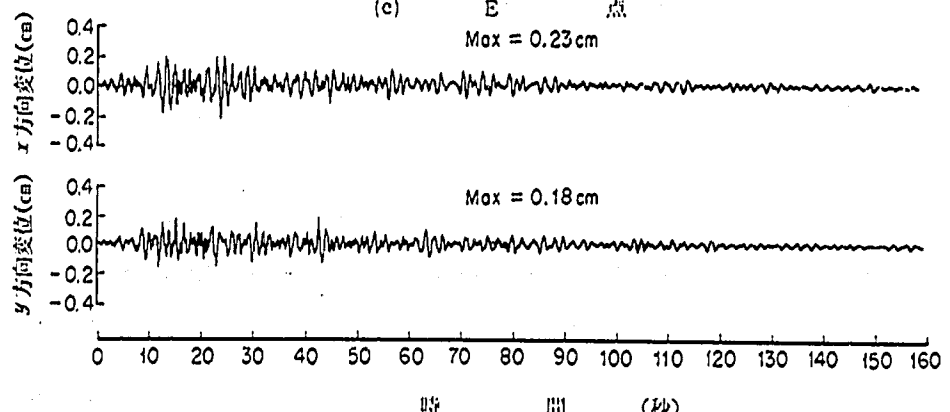
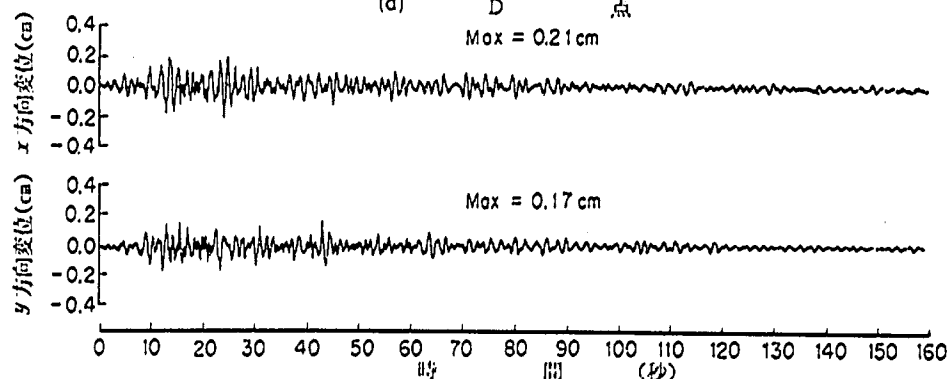
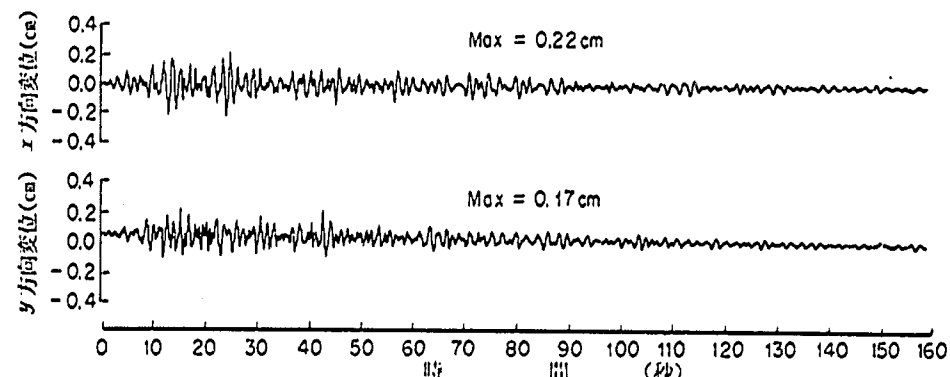
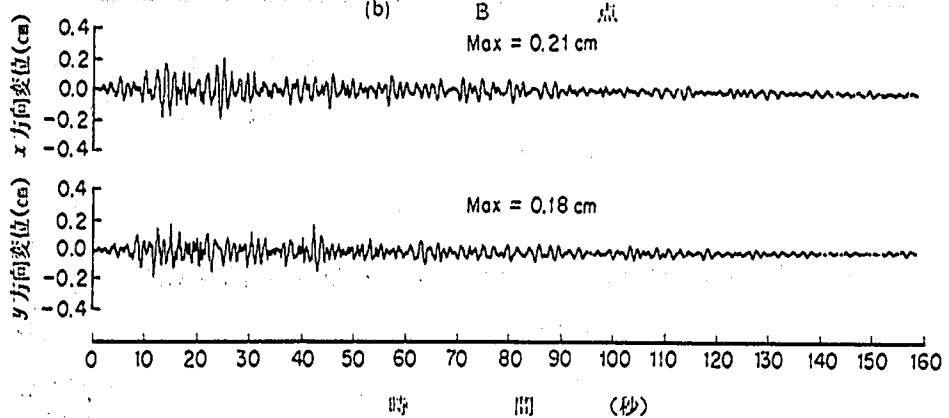
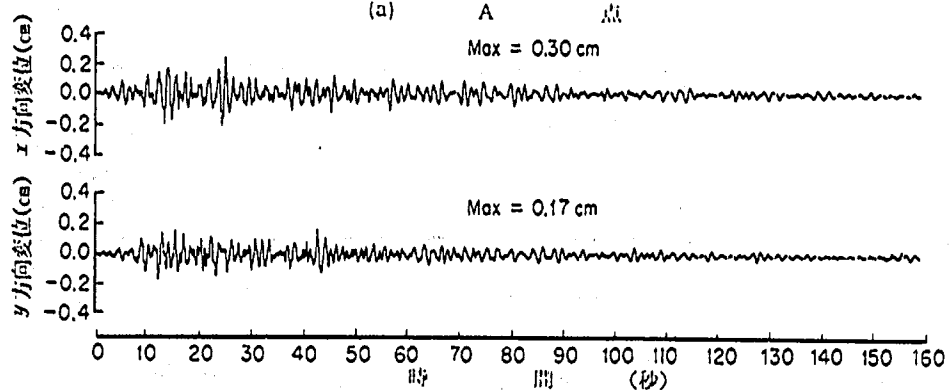
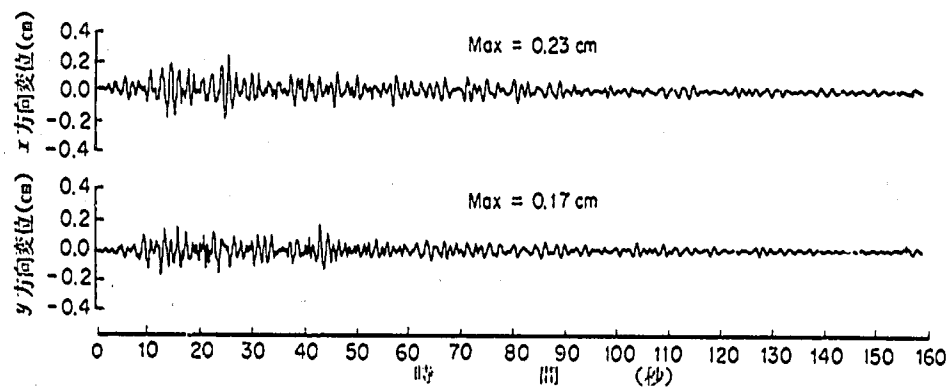
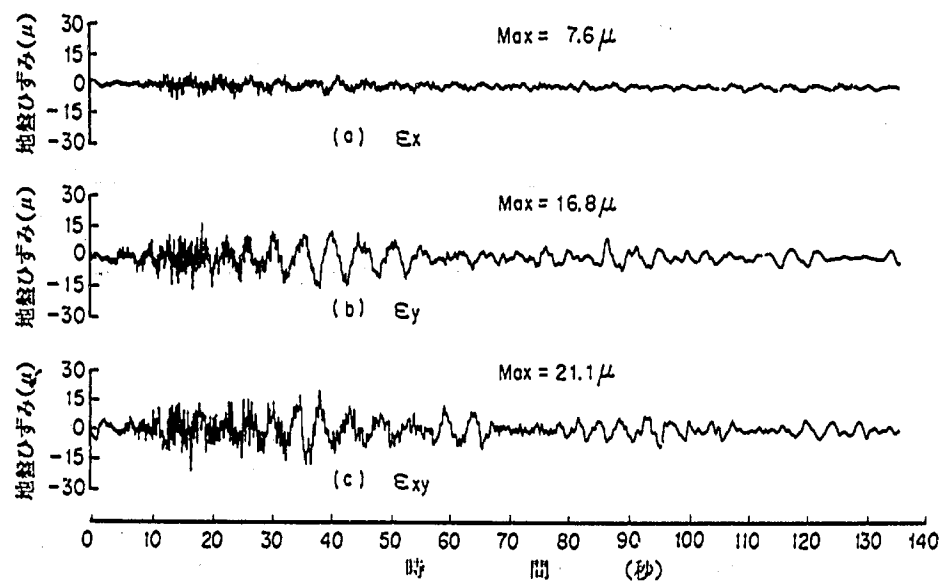
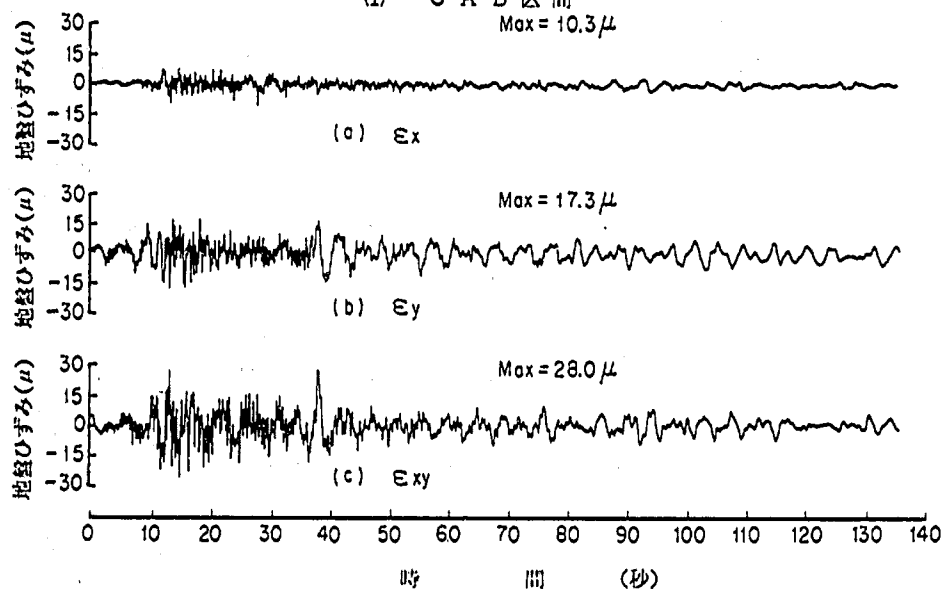


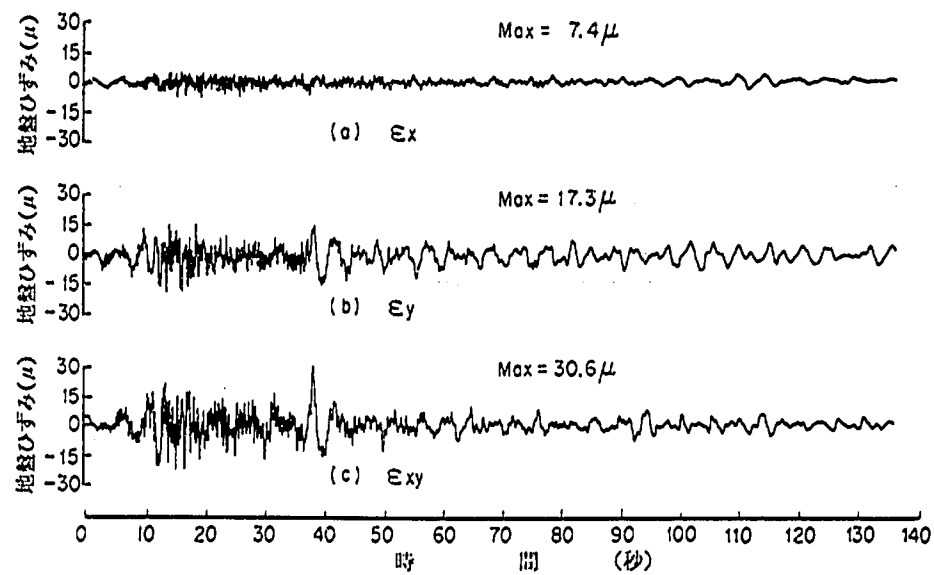
図-A, 1 (6) 変位波形 (EQ-3, $f_{11} = 1/3 \text{ Hz}$, $f_{1u} = 1/2 \text{ Hz}$ の場合)



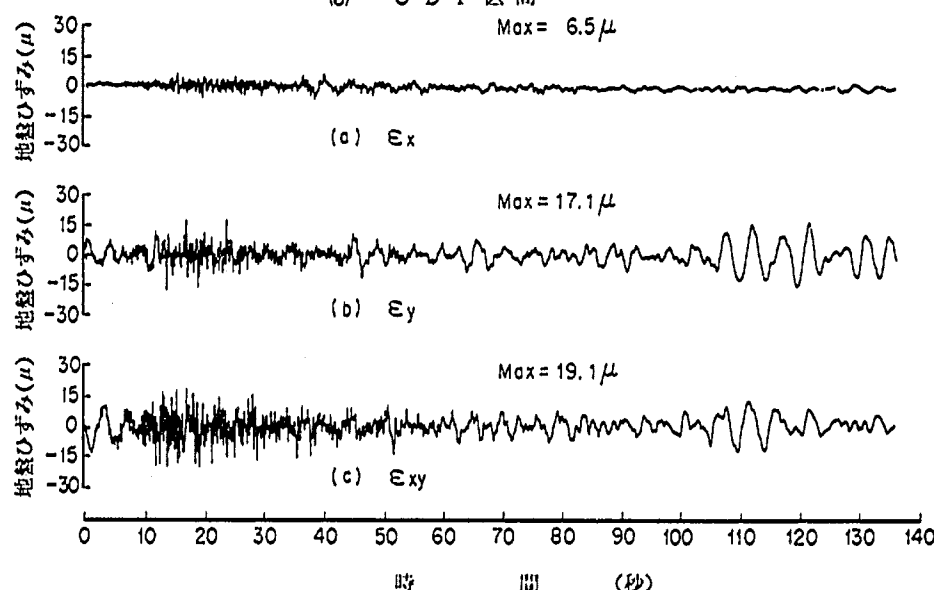
(1) C A B 区間



(2) C B D 区間



(3) C D F 区間



(4) C F E 区間

図-A, 2 (1) 地盤ひずみ ($\epsilon_Q - 1$, $f_{11} = 1/6 \text{ Hz}$, $f_{10} = 1/5 \text{ Hz}$ の場合)

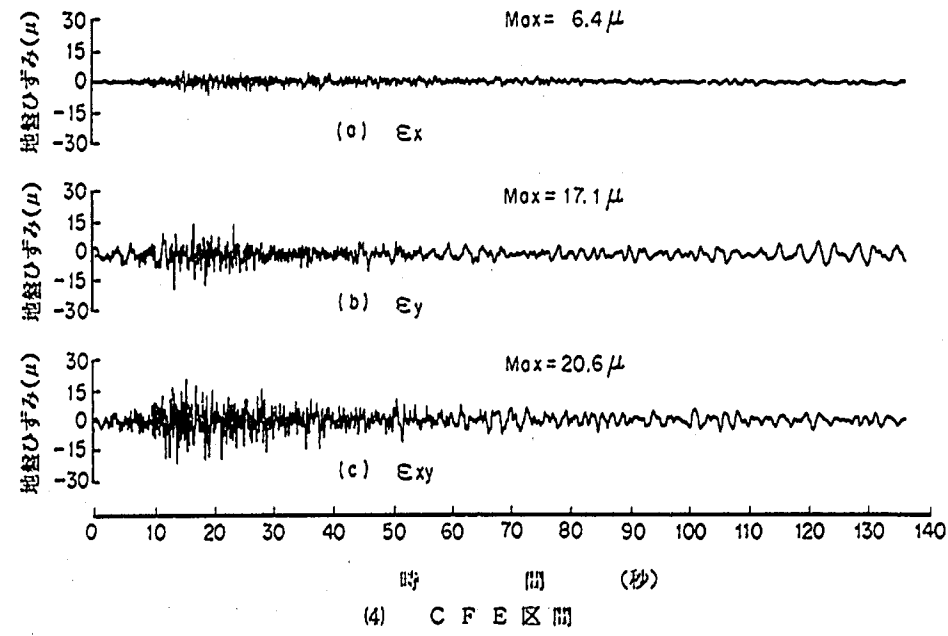
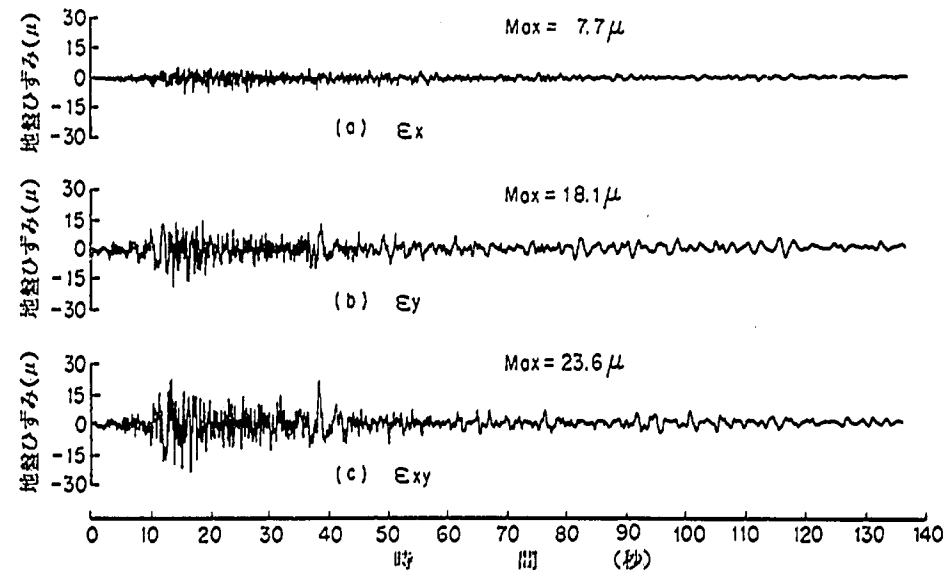
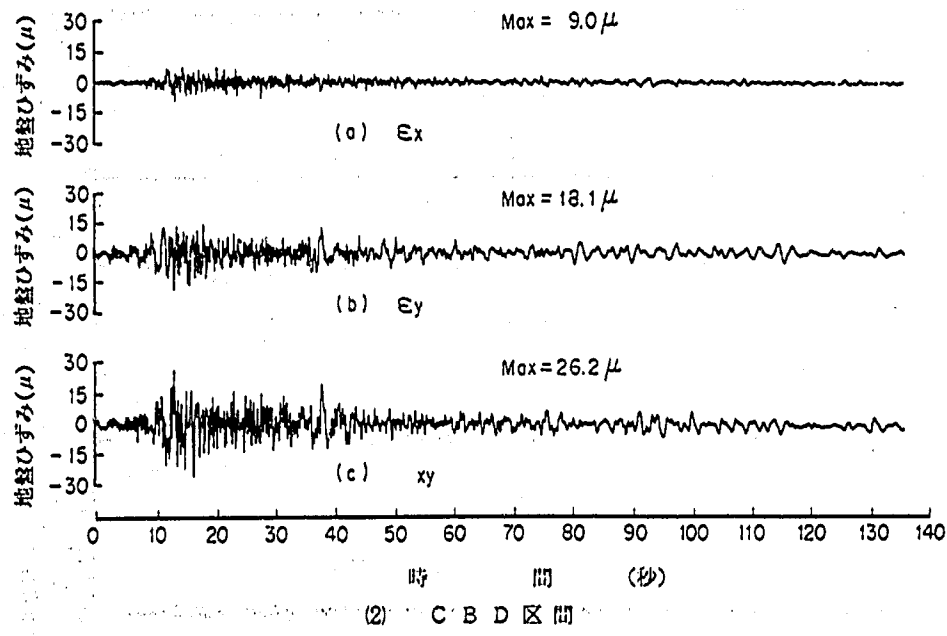
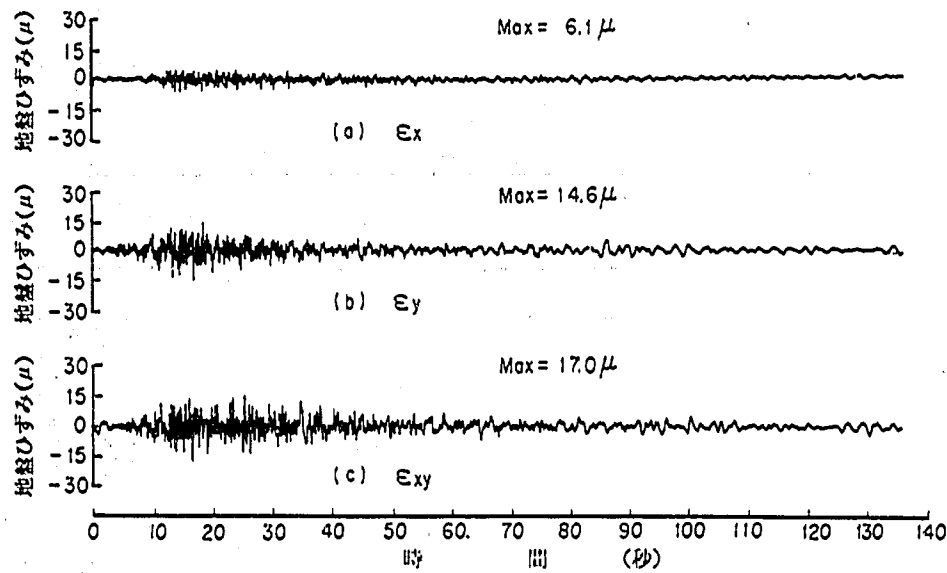
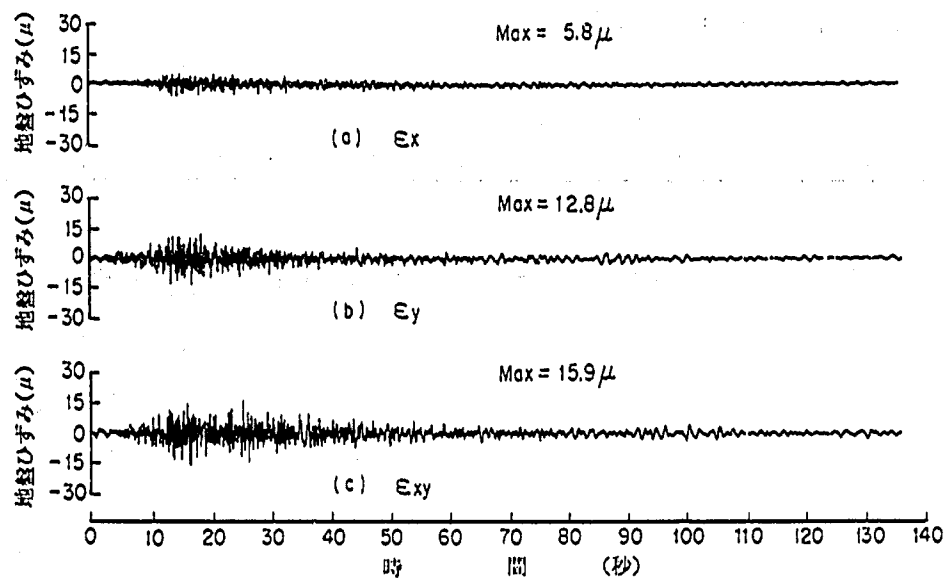
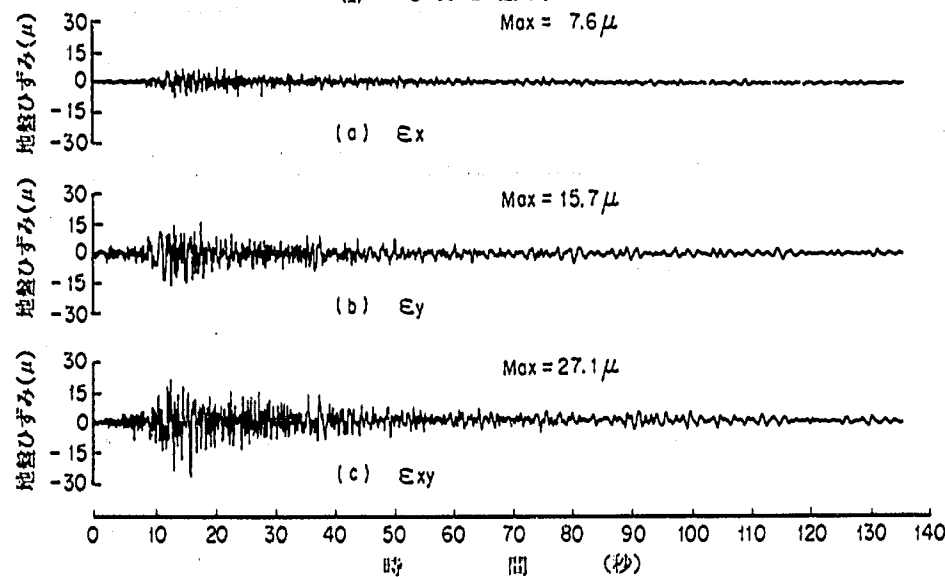


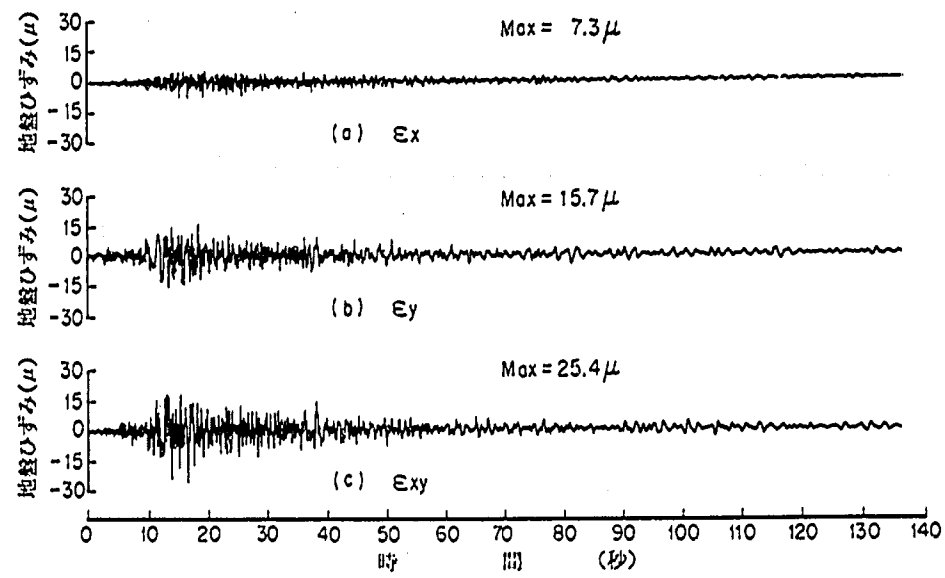
図-A, 2 (2) 地盤ひずみ (EQ-1, $f_{11} = 1/4 \text{ Hz}$, $f_{1u} = 1/3 \text{ Hz}$ の場合)



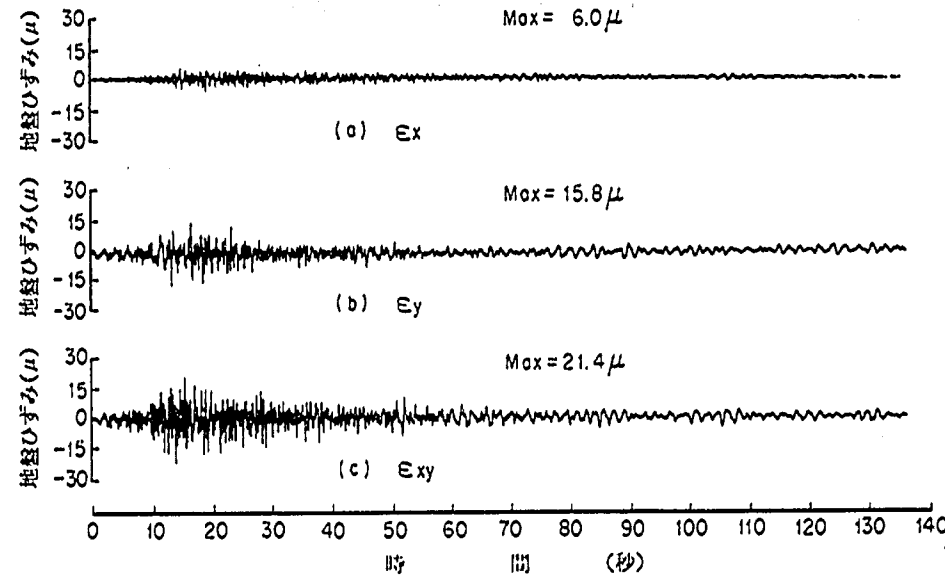
(1) C A B 区間



(2) C B D 区間



(3) C D F 区間



(4) C F E 区間

図-A, 2 (3) 地盤ひずみ (EQ-1, $f_{11} = 1/3 \text{ Hz}$, $f_{1u} = 1/2 \text{ Hz}$ の場合)

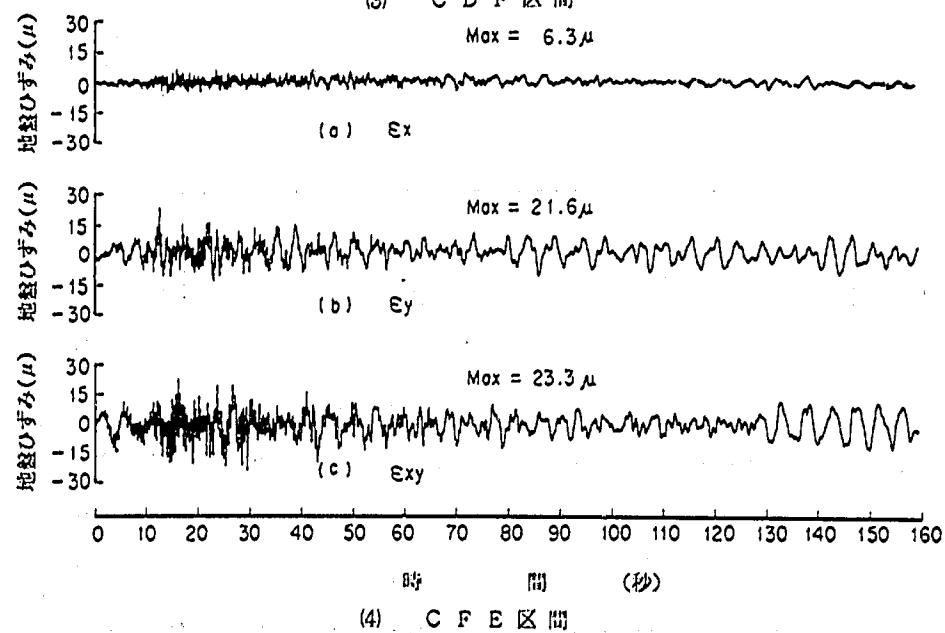
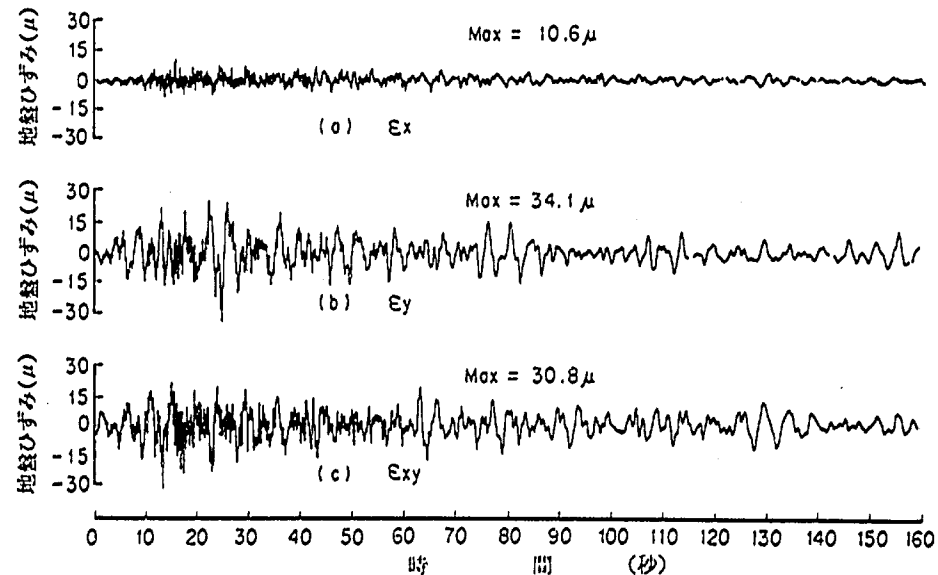
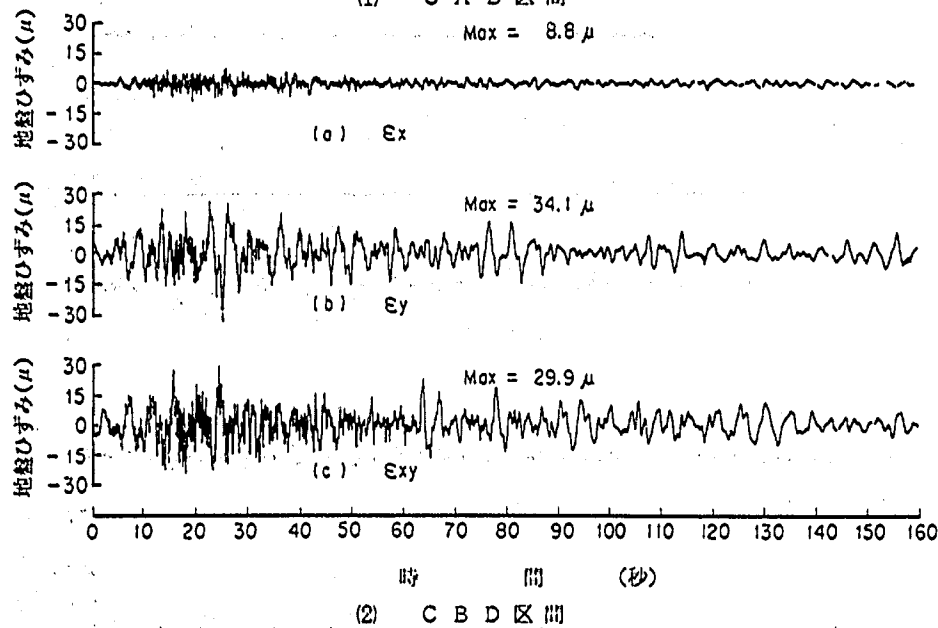
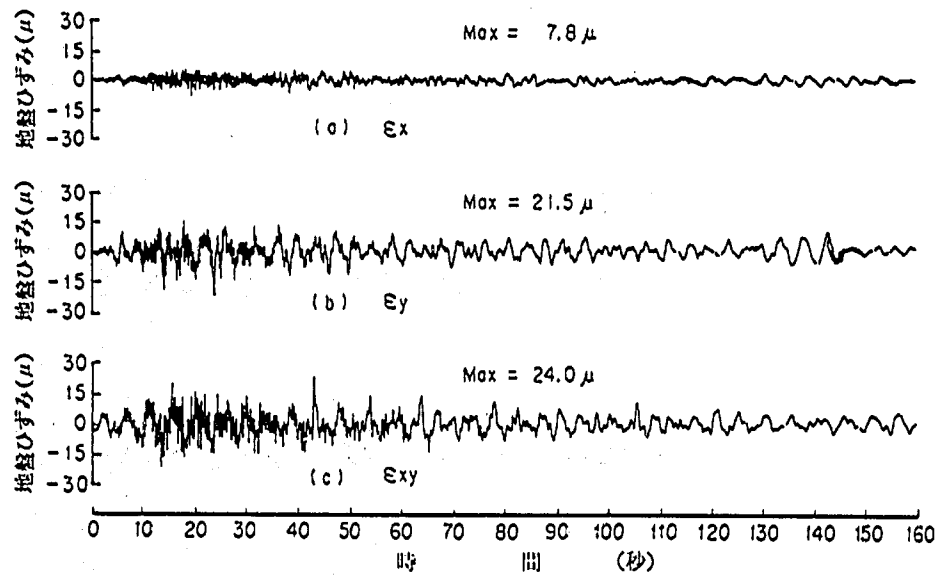


図-A, 2 (4) 地盤ひずみ (EQ-3, $f_{11} = 1/6 \text{ Hz}$, $f_{1u} = 1/5 \text{ Hz}$ の場合)

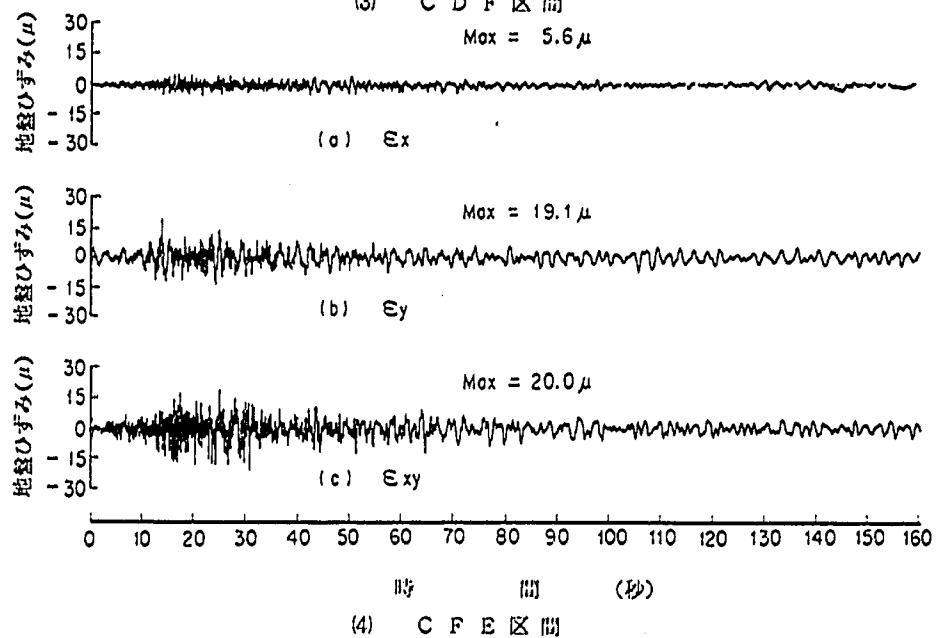
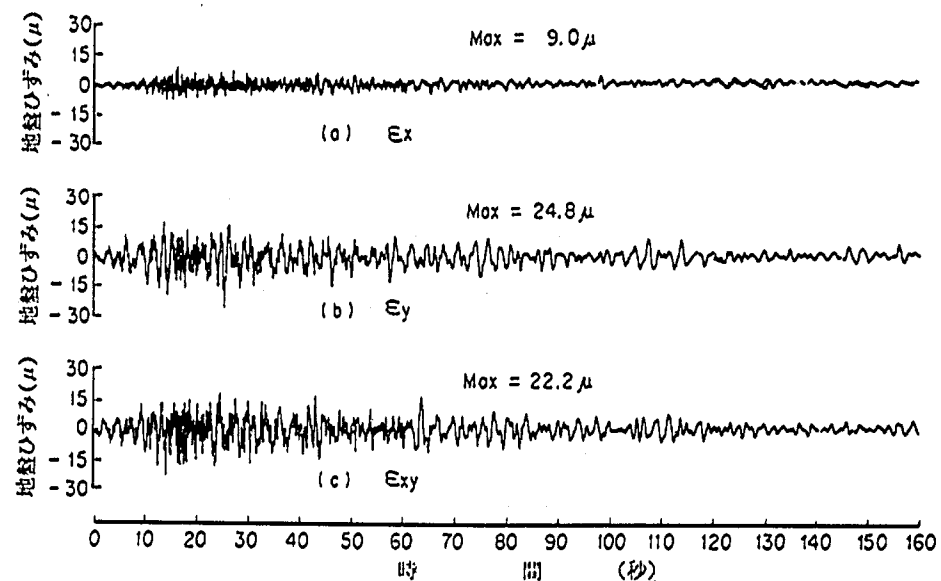
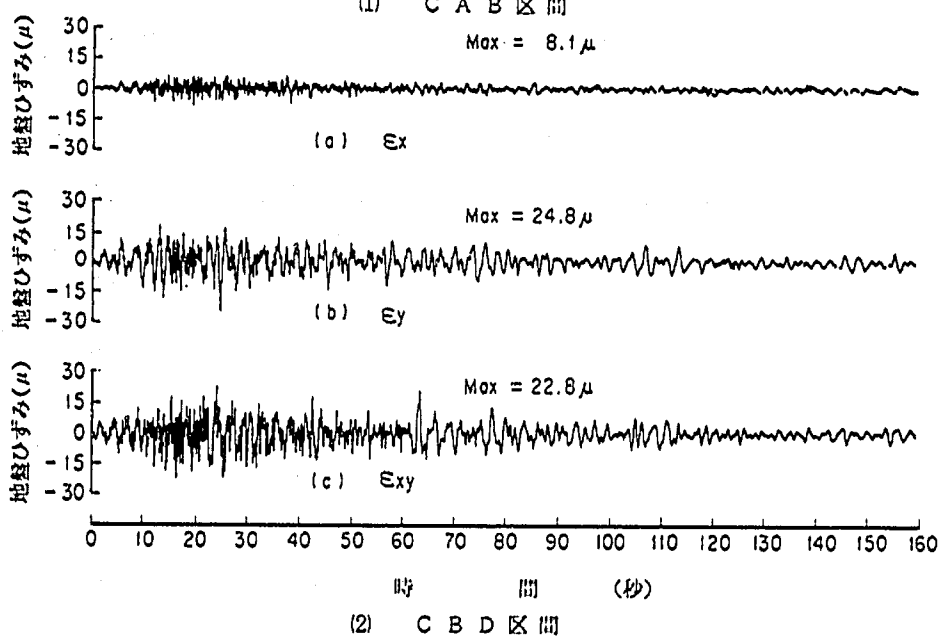
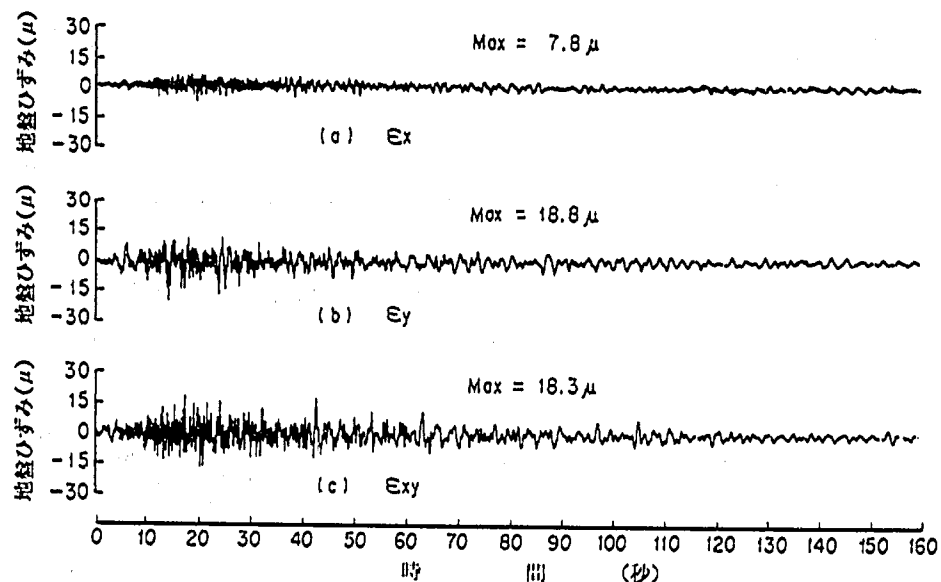
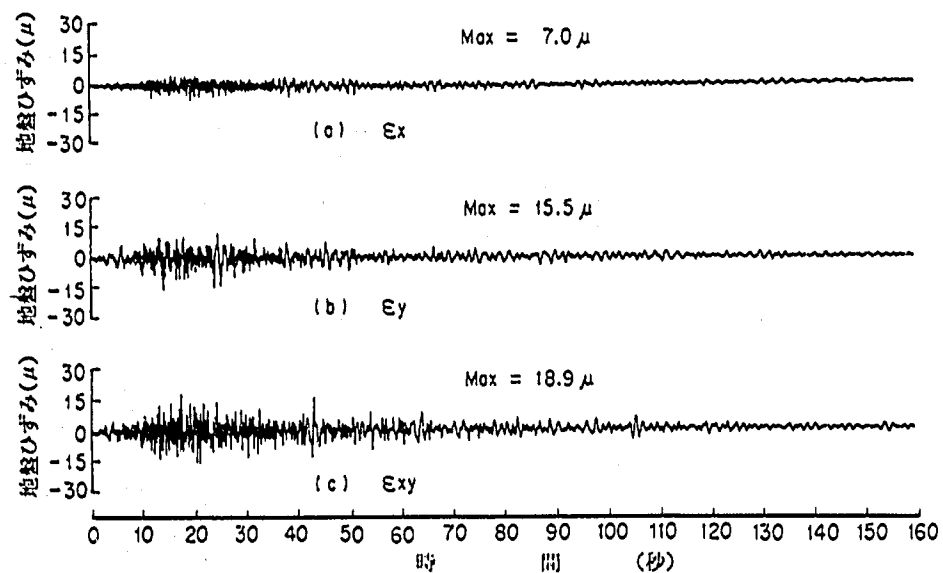
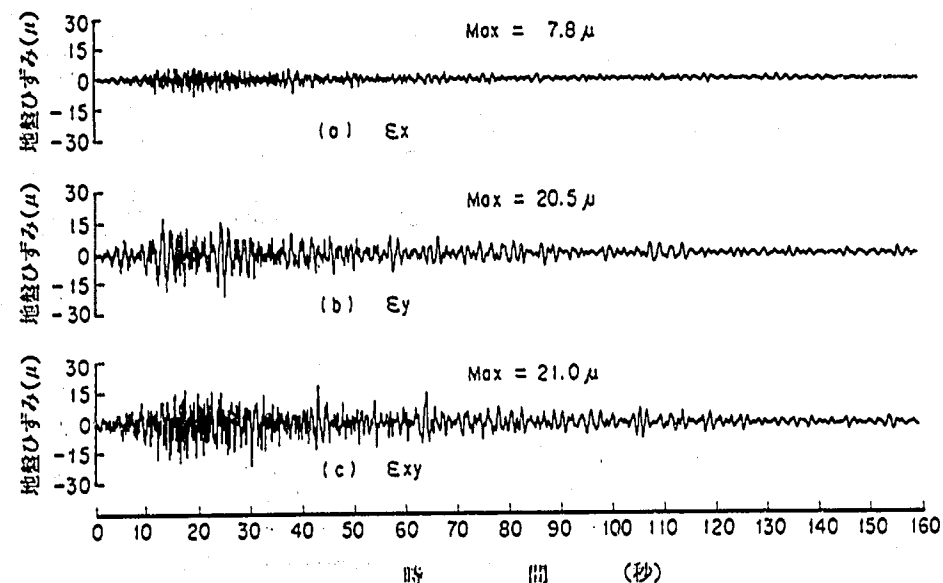


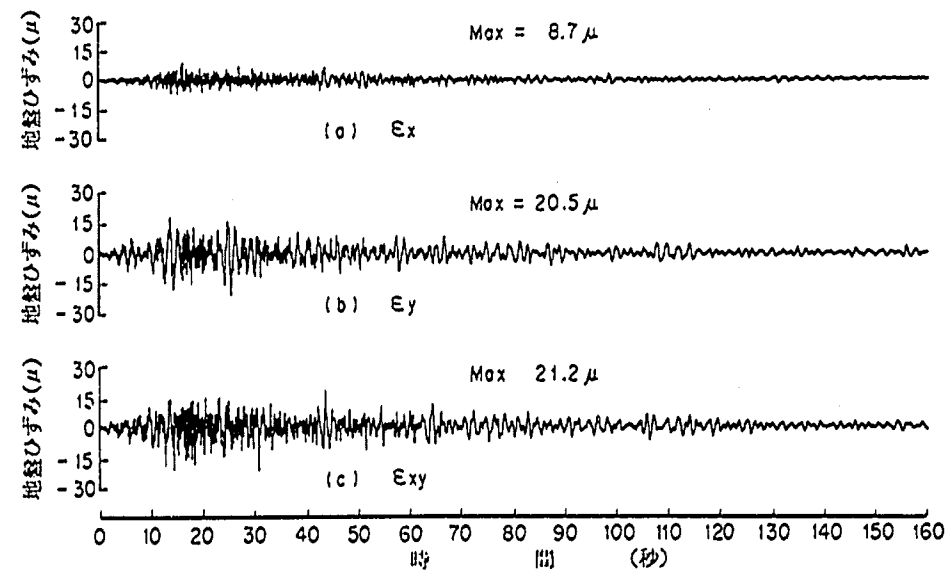
図-A, 2 (5) 地盤ひずみ (EQ-3, $f_{11} = 1/4$ Hz, $f_{1u} = 1/3$ Hz の場合)



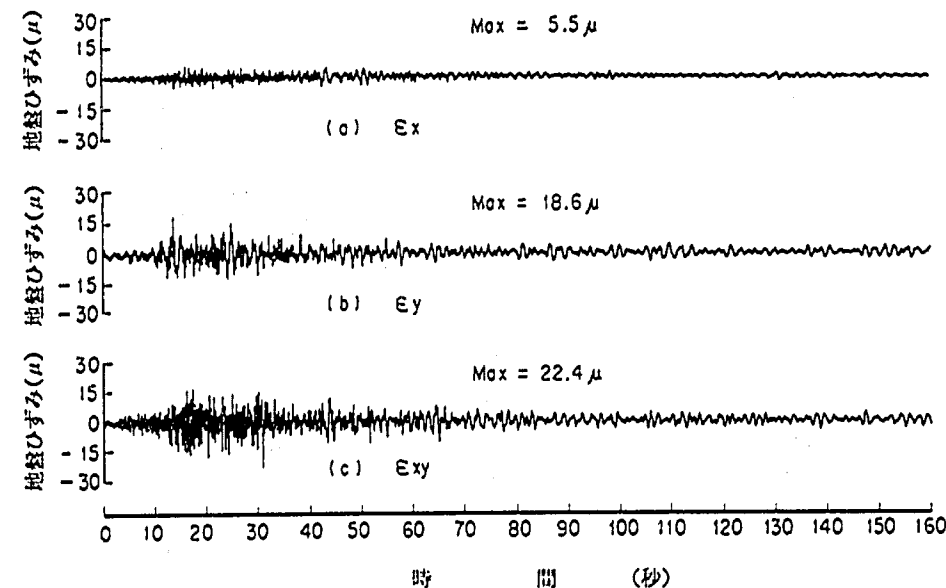
(1) C A B 区間



(2) C B D 区間

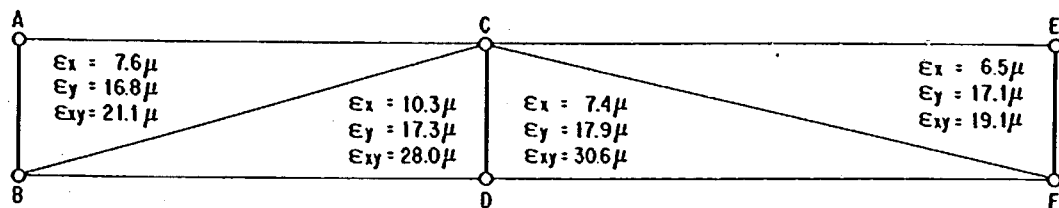


(3) C D F 区間

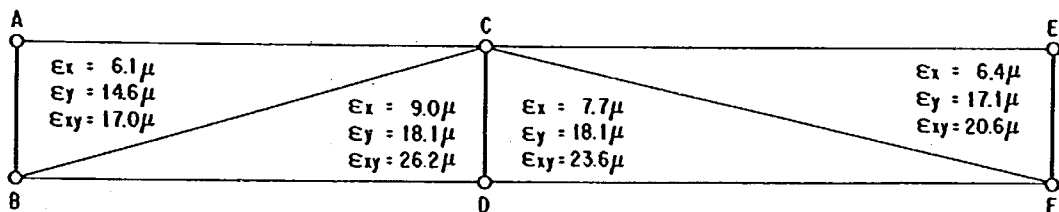


(4) C F E 区間

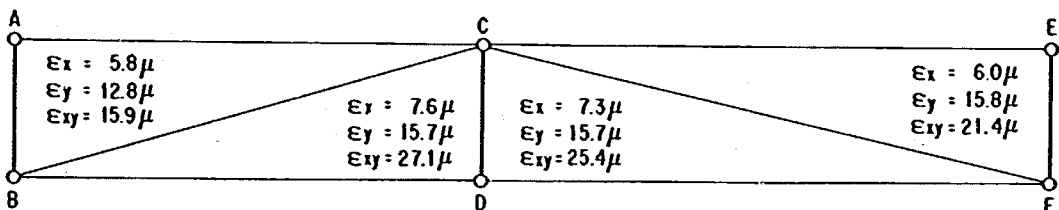
図-A, 2 (6) 地盤ひずみ (EQ-3, $f_{11} = 1/3 \text{ Hz}$, $f_{1u} = 1/2 \text{ Hz}$ の場合)



(a) $f_{11} = 1/6 \text{ Hz}$, $f_{1u} = 1/5 \text{ Hz}$ の場合

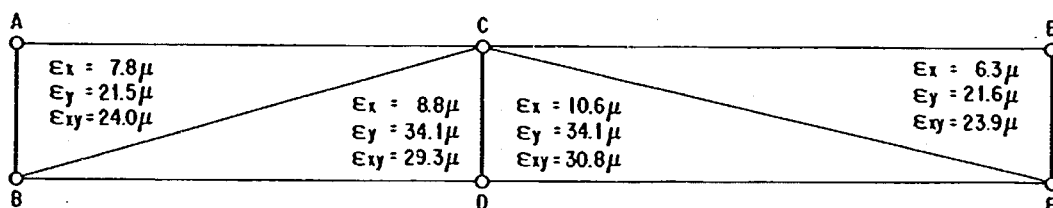


(b) $f_{11} = 1/4 \text{ Hz}$, $f_{1u} = 1/3 \text{ Hz}$ の場合

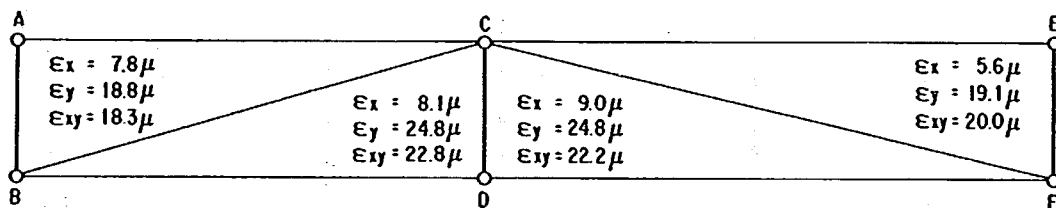


(c) $f_{11} = 1/3 \text{ Hz}$, $f_{1u} = 1/2 \text{ Hz}$ の場合

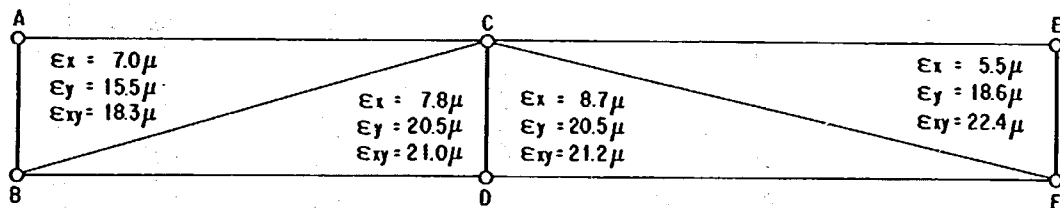
図-A, 3 (1) 各三角形要素内における地盤ひずみの最大値 (EQ-1)



(a) $f_{11} = 1/6 \text{ Hz}$, $f_{1u} = 1/5 \text{ Hz}$ の場合



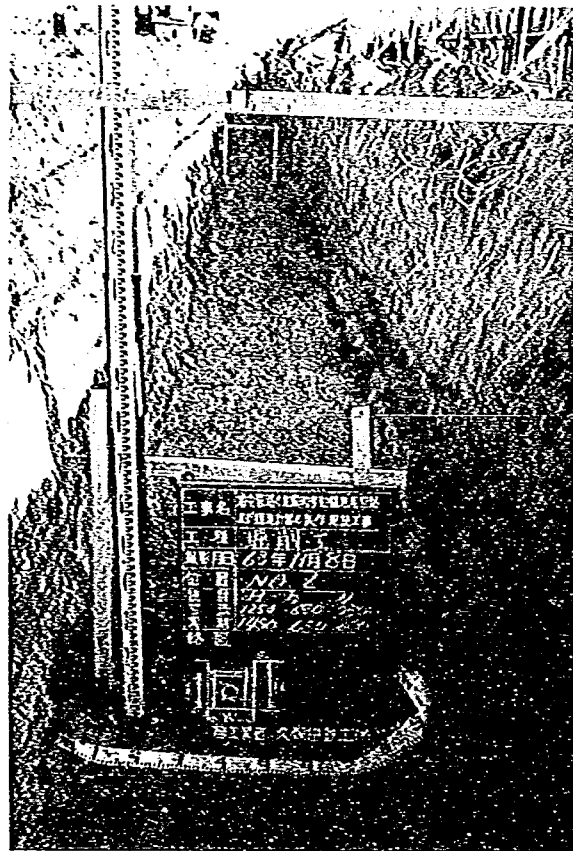
(b) $f_{11} = 1/4 \text{ Hz}$, $f_{1u} = 1/3 \text{ Hz}$ の場合



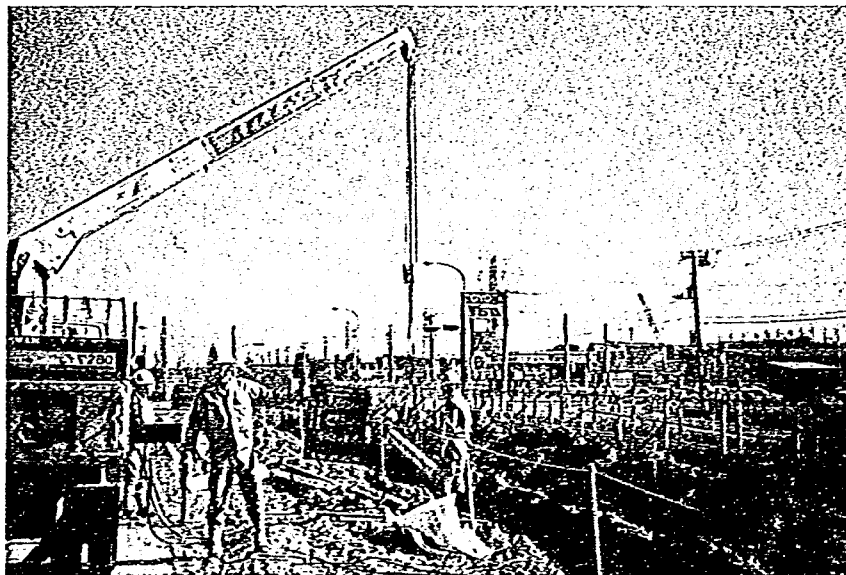
(c) $f_{11} = 1/3 \text{ Hz}$, $f_{1u} = 1/2 \text{ Hz}$ の場合

図-A, 3 (2) 各三角形要素内における地盤ひずみの最大値 (EQ-3)

写真集



写真－1 連続地中管路用掘削状況



写真－2 連続地中管路用の鋼管吊込状況

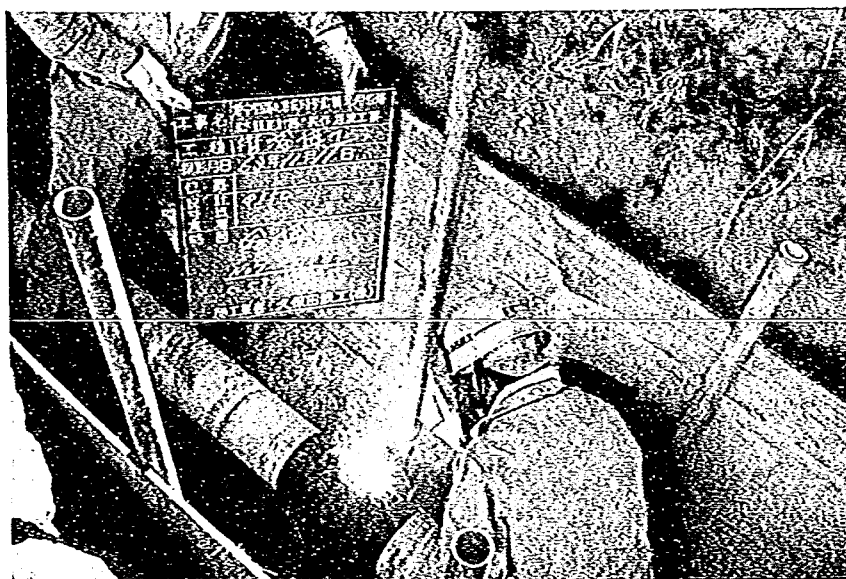


写真-3 銅管溶接狀況

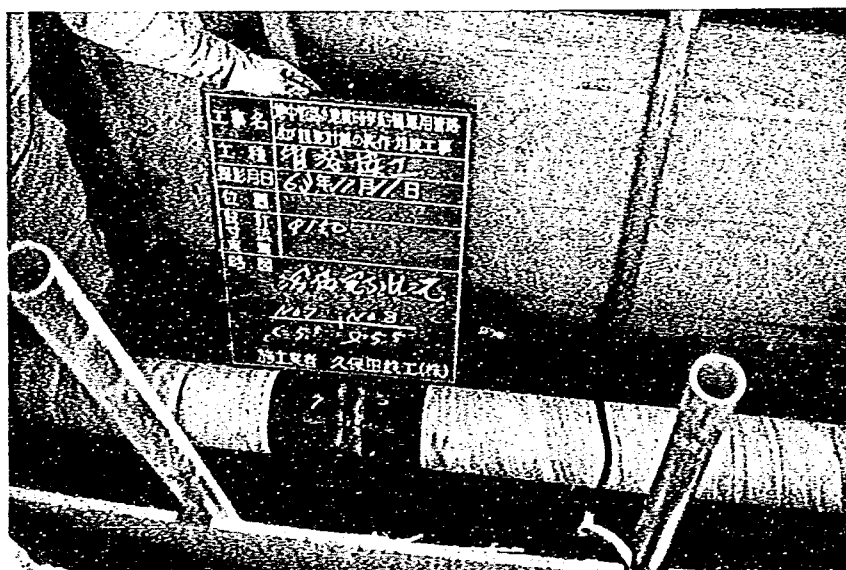


写真-4 鋼管溶接後の状況

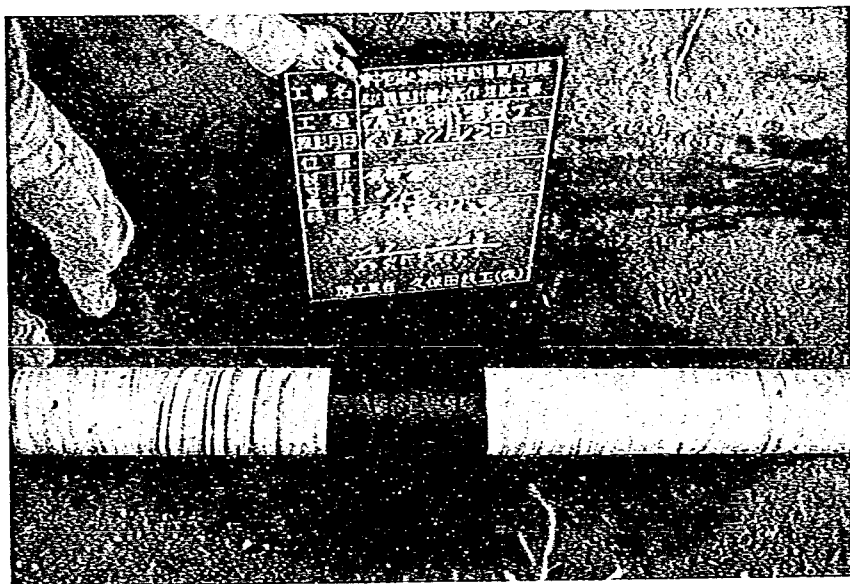
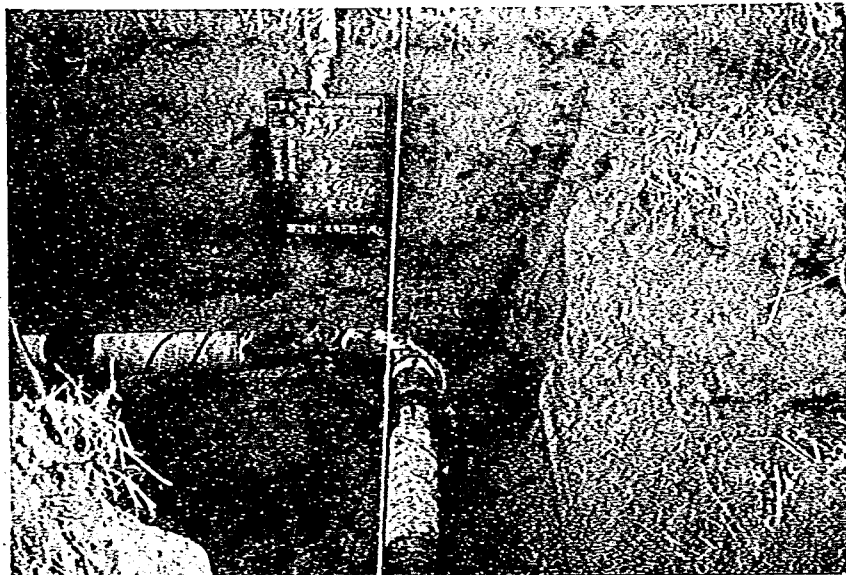


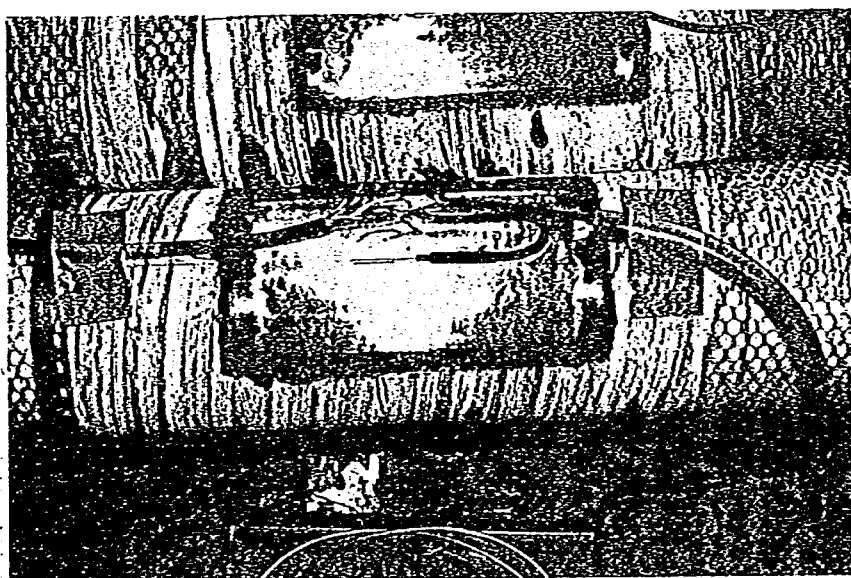
写真-5 鋼管溶接部の塗装状況



写真-6 連続地中管路の配管状況（直線部）



写真－7 連続地中管路の配管状況（曲がり部）



写真－8 管体ひずみ計溶接状況

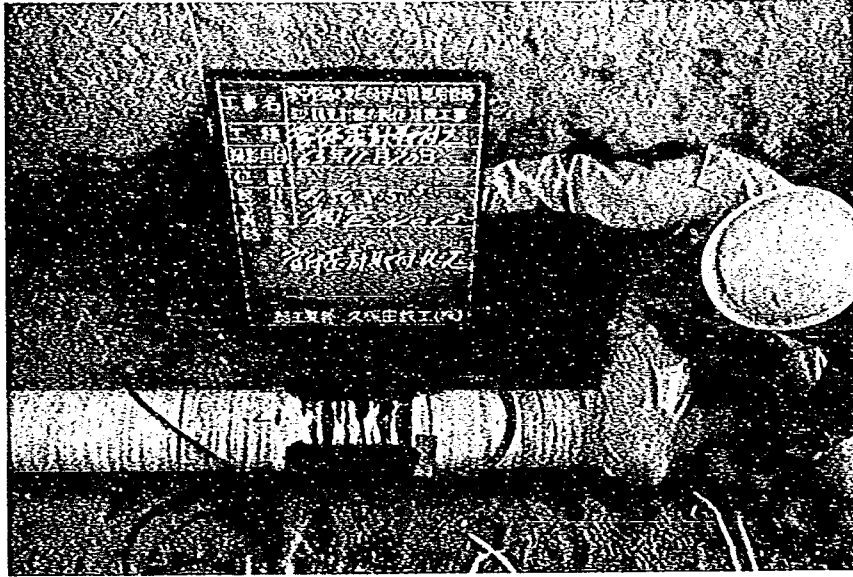
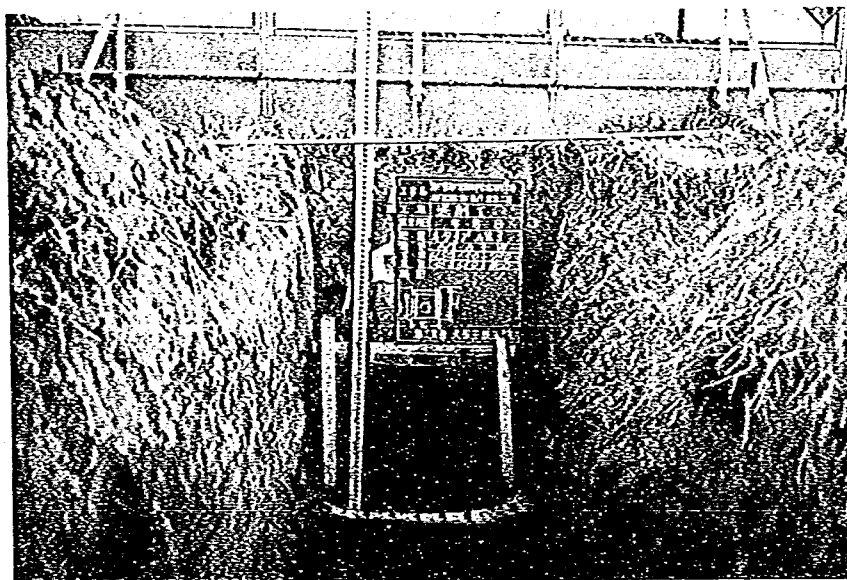


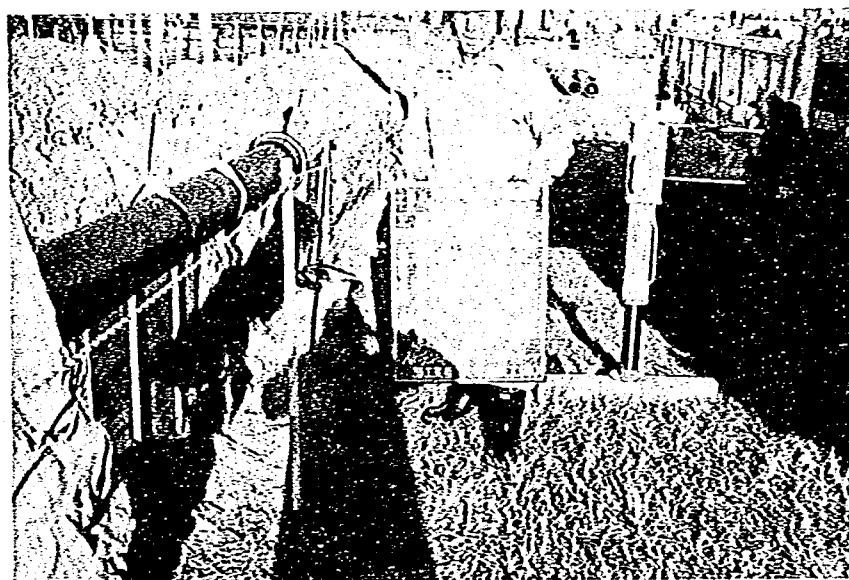
写真-9 直線部における管体ひずみ計



写真-10 曲がり部における管体ひずみ計



写真－11 有継手地中管路用掘削状況



写真－12 有継手地中管路の吊込状況

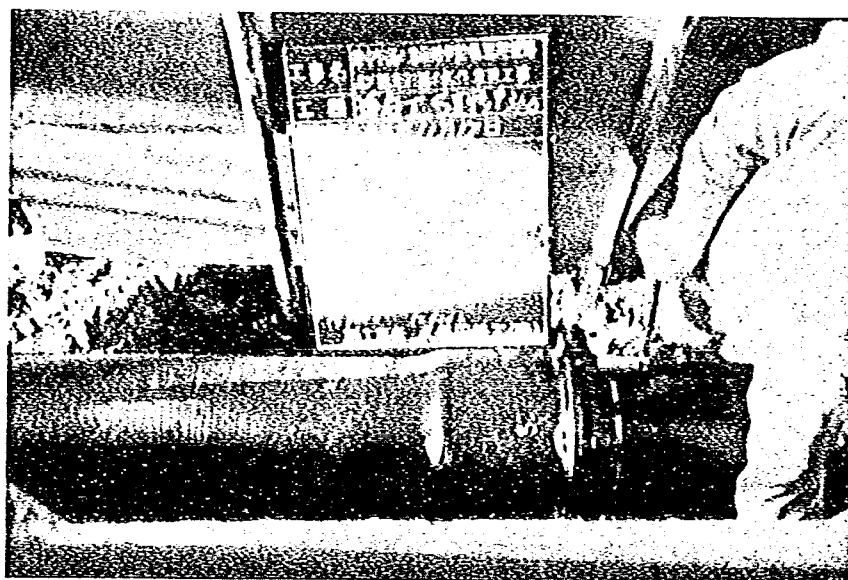


写真-13 有継手（ ϕ 300 mm）の締付状況



写真-14 有継手部（ ϕ 150 mm）の締付状況

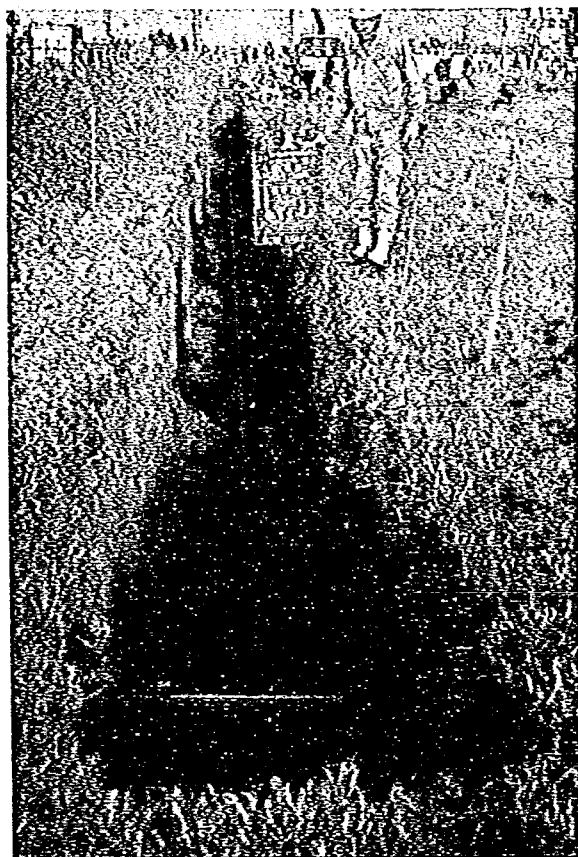


写真-17 有継手地中管路（ $\phi 150$ mm）の配管状況

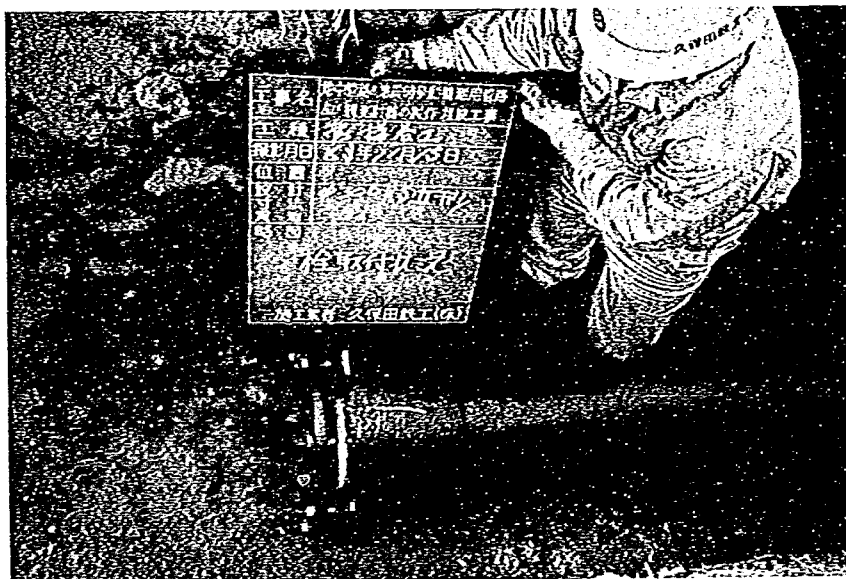


写真-18 有継手地中管路の配管状況（端部）



写真-19 有継手地中管路の配管状況（端部）

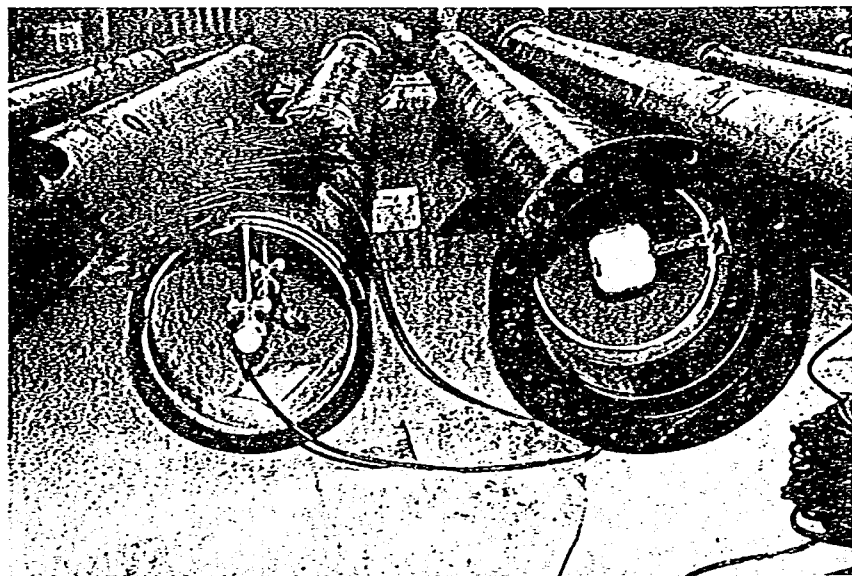


写真-20 継手伸縮計

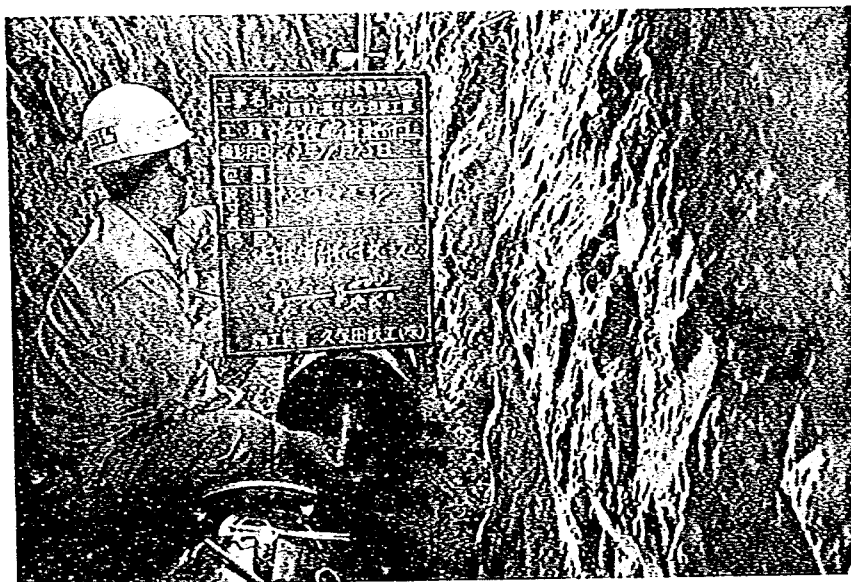


写真-21 継手伸縮計設置状況

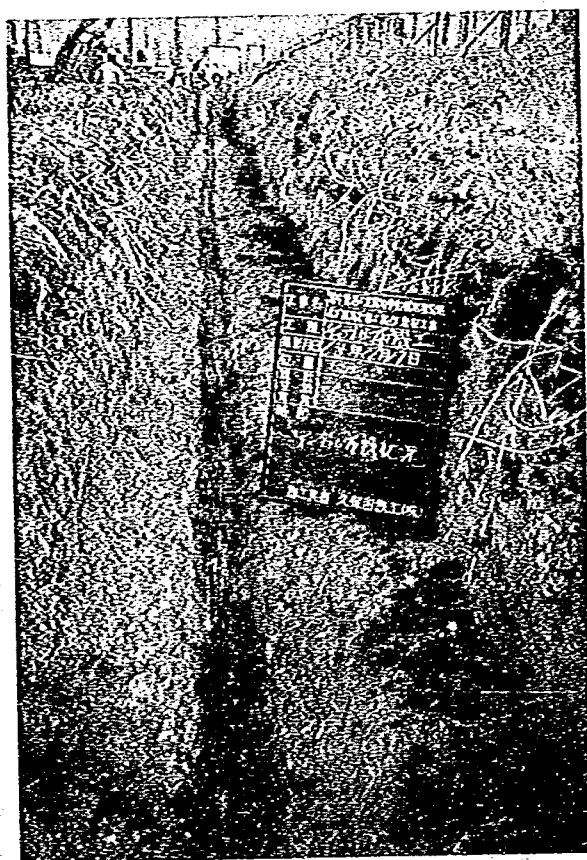


写真-22 観測計器用ケーブル布設状況



写真-23 山砂による埋戻し状況



写真-24 発生土による埋戻し状況



写真-25 地盤ひずみ計設置状況

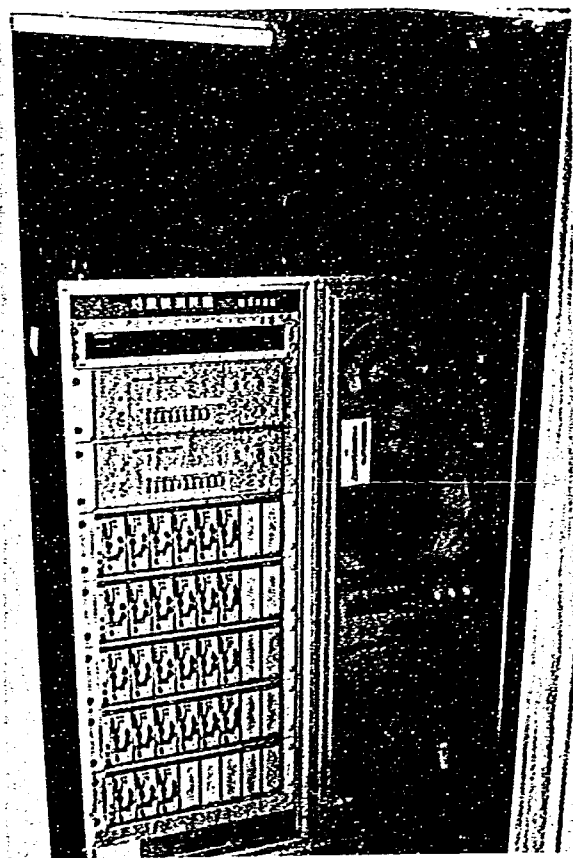


写真-26 データ収録装置

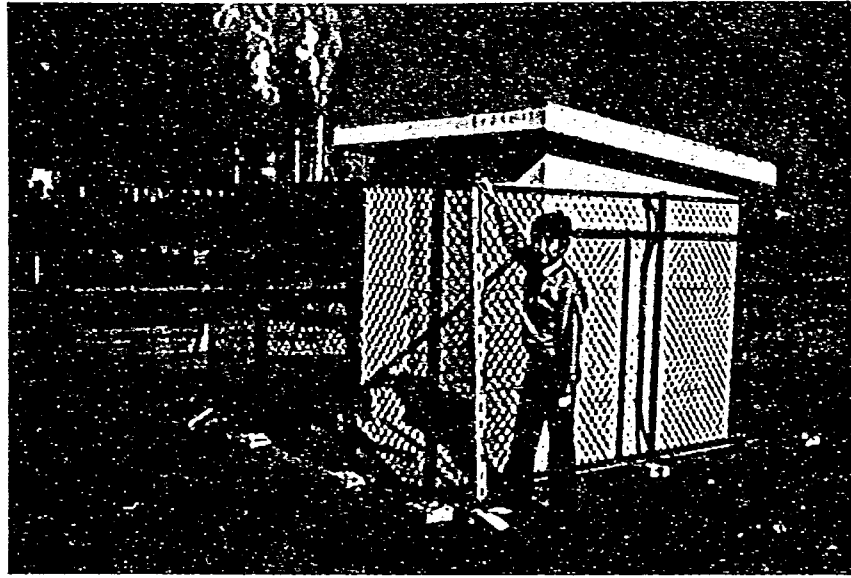


写真-27 観測小屋

実測による地中埋設管路の
地震時挙動及びその解析

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第2915号
平成2年10月(1990年)

川島一彦，長島博之

要旨

本報告は、ライフライン施設の耐震性に関する日米共同研究の一環として、建設省土木研究所が千葉県君津郡袖ヶ浦町に設置した地中埋設管路の地震時挙動観測システムにより観測された実測記録及びその解析についてとりまとめたものである。

キーワード：地中埋設管路，地震時挙動，地盤ひずみ，地盤ばね定数



郵便はがき

41円切手
をはって
下さい。

305-□□

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

耐震研究室 行

No. 175

No. 175

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第 2915 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名

印

土木研究所資料第 2915 号

実測による地中埋設管路の地震時挙動
及びその解析