

## 岩盤空洞の地震時挙動観測と考察

OBSERVATION AND STUDY ON DYNAMIC BEHAVIOR OF  
ROCK CAVERN DURING EARTHQUAKE

浜田 政則\*・杉原 豊\*\*・志波由紀夫\*\*\*・岩野 政浩\*\*\*\*  
By Masanori HAMADA, Yutaka SUGIHARA, Yukio SHIBA  
and Masahiro IWANO

## 1. はじめに

地下発電所や山岳トンネルなど岩盤内に掘削された空洞の地震時の安定性については、従来からそれほど研究者の興味をひいてこなかった。これは、岩盤空洞そのものの地震時の安定性は、掘削工事が安全に遂行されさえすれば、経験的に保証されると考えられてきたことや、岩盤内部での地震動が第 4 紀層地盤などに比較し、一般に小さいとされてきたことも原因であろう。事実、堅硬な岩盤の中に建設された発電所などの地下空洞が、地上構造物のような甚大な被害を受けた例はきわめてまれである。もっとも、既往の大地震において、トンネルなどに被害がみられるが<sup>1)2)</sup>、これも尾錐などが堆積した坑口部や、断層あるいは弱層との交差部などに集中しており、良好な岩盤部での被害は少ない。

しかしながら、近年計画されている岩盤内貯油槽、また将来建設が予想される地下原子力発電所、高レベル放射性廃棄物用岩盤空洞などは、従来の岩盤空洞に比較し、より高い耐震性を要求されることから、岩盤空洞そのものの地震時の安定性を吟味することが必要となろう。

著者らは以上の見地から、硬質粘板岩の地山に建設された山岳トンネル内において、加速度と覆工コンクリートの動ひずみの観測を行い、岩盤内の地震動特性および空洞の動変形特性について考察を加えた。

## 2. 山岳トンネルにおける地震観測

## (1) 観測の概要

観測を行ったトンネルの概要、およびひずみ計と加速

\* 正会員 工博 東海大学 海洋学部  
\*\* 正会員 工修 大成建設(株)土木本部  
\*\*\* 正会員 工修 大成建設(株)土木本部  
\*\*\*\* 正会員 大成建設(株)土木本部

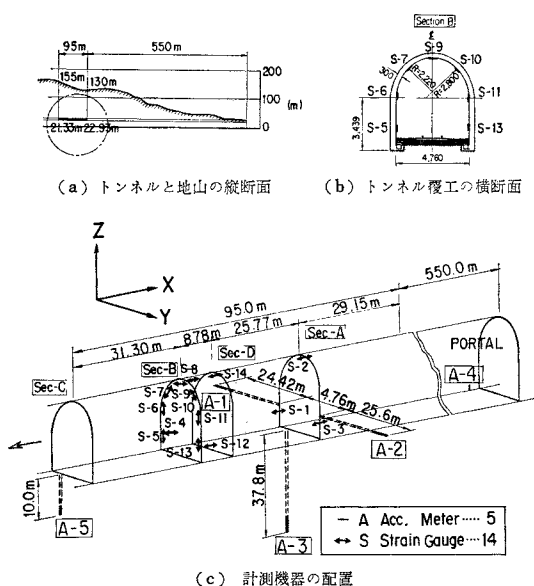


図-1 トンネルの概要と計測機器の配置

度計の配置を図-1に示す。横断面は鉄道単線用の馬蹄形断面で、コンクリートの覆工厚は設計値で30cmである。地山は湧水の少ない安定した粘板岩からなり、室内の岩石試験でのせん断波速度および一軸圧縮強度は、それぞれ2.7~3.6 km/s, 500~2300 kg/cm<sup>2</sup> (49~225 MPa)である。

トンネルの全長は4600mであるが、観測は坑口より550m入った区間で実施された。観測区間での土被り厚は110~140mで、表面約10mは尾錐と表土で覆われている。

坑口(A4)および岩盤内(A1~A3, A5)において3方向の加速度を観測した。岩盤内の4台の加速度計は、水平および鉛直ボアホール内に設置され、それぞれ三角錐の頂点を構成するように配置されている。観測開始当初、これら4台の加速度計の記録から、岩盤の地震

表-1 観測された地震

	Name	Date	Epicenter N : North Lat E : East Long	Depth (km)	Epicentral Distance (km)	Magnitude <i>M</i>	Maximum Acceleration at Portal (Gal)	Maximum Acceleration in Rock (Gal)	Maximum Strain S <sub>1</sub> /S <sub>9</sub> 10 <sup>-6</sup>
1	IST 01	53. 5.15 2:41	N 40°08' E 142°28'	30	110	5.0	3.0	1.7	0.15/0.49
2	IST 02	53. 5.16 16:35	N 40°57' E 141°28'	10	190	5.8	2.6	1.9	0.18/0.39
3	IST 03	53. 6.12 17:06	N 38°11' E 142°11'	40	120	5.8	7.6	4.6	0.22/0.31
4	IST 04	53. 6.12 18:01	N 38°31' E 142°09'	40	85	3.5	7.7	3.3	0.12/0.32
5	IST 05	53. 6.14 20:34	N 38°21' E 142°29'	40	110	6.3	11.9	5.5	0.38/0.79
6	IST 06	53. 6.21 19:54	N 38°15' E 142°00'	50	110	5.8	25.4	10.7	0.51/0.82
7	IST 07	54. 7.19 10:30	N 39°21' E 141°56'	50	12	4.8	33.8	14.6	0.24/—
8	IST 08	55.11.27 8:49	N 40°26' E 141°30'	90	135	5.9	6.6	4.7	0.33/0.48
9	IST 09	56. 1.19 3:7	N 38°36' E 142°58'	0	120	7.0	16.6	15.2	0.79/2.71
10	IST 10	56. 1.23 13:58	N 42°25' E 142°12'	130	350	7.1	14.5	7.1	0.32/0.60
11	IST 11	57. 6. 1 5:13	N 38°44' E 142°11'	40	65	6.3	46.5	30.3	1.37/2.12

時ひずみを算定することを試みた注1)。加速度計は固有周期 0.2 秒のサーボ型加速度計で、0.1~2.0 秒の周期領域でほぼフラットな応答特性を有している。

覆工コンクリートの内側表面に設置された 13 台のひずみ計 (S1~S13) によって、トンネルの軸方向および横断面の周方向のひずみを測定した。また 12m 間隔に設けられたコンクリートの打継目における軸方向の相対変位もあわせて測定した (S14)。ひずみ計は長さ 50 cm の鋼棒と差動トランスよりなるもので、実験室内の検定では  $1/100 \times 10^{-6}$  のひずみの測定が可能である。

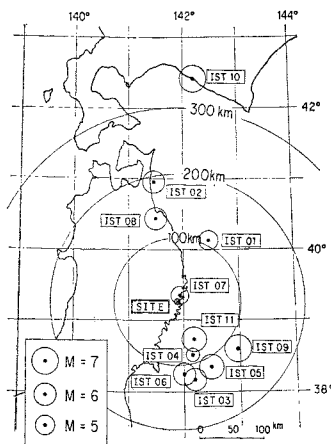


図-2 観測地震の震央

約 4 年の観測期間に震度 II 以上の地震が 11 回観測された。これらの地震の諸元、および震央を表-1 および図-2 に示す。観測地震のなかで、最大加速度と最大ひずみを発生させた地震 IST 11 (マグニチュード=6.3, 震源深さ=40 km, 震央距離=65 km)

による加速度波形およびフーリエスペクトルの一例を図-3, 4 に示す。図中 X, Y, Z はトンネル軸方向、横断面水平方向、および鉛直方向を示す。

岩盤内部の 4 測点 (A1~A3, A5) は、観測区間としたトンネル空洞を 3 次元的に包むように配置されており、4 測点を頂点とする三角錐の岩盤領域は、軸方向 66 m, 横断水平方向 55 m, 鉛直方向 41 m の大きさをもつ。図-3 (a) に示した軸方向の加速度波形によれば、岩盤内の 4 測点の波形はきわめて類似しており、この領域内で地震動がほぼ一様であることを示している。

さらに、図-3 (b), (c) の Y-Z 方向の加速度波形、および図-4 に示すフーリエスペクトルによれば、トンネル横断面側方約 25 m に位置する測点 (A1) と、下方 38 m に位置する測点 (A3) での加速度もまたよく類似している。

このことから、空洞表面より空洞の最大寸法の 5~6 倍離れた地点では、空洞からの散乱波が地震動に与える影響は一般的に小さいと考えることができよう。

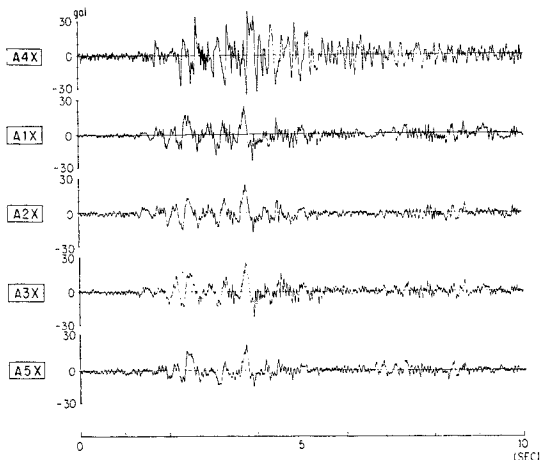
3 方向とも坑口での加速度の増幅が顕著である。図-4 のスペクトルによれば、いずれの方向も 0.3 秒以下の周期領域において増幅がみられる。特に鉛直方向 (Z) については 0.1 秒以下の短周期領域において増幅が著しい。

## (2) 最大加速度の特性

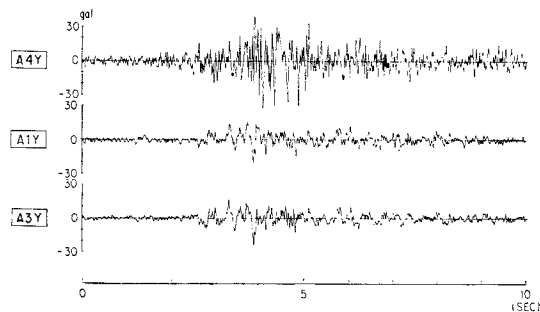
### a) 坑口における加速度の増幅

図-5 は、岩盤内の測点 (A1) における最大加速度に対する、坑口 (A4) での最大加速度を示す。坑口における加速度の増幅率は、水平 2 方向で 1.5~3.0、鉛直方向で 1.0~3.0 である。坑口部において加速度が増

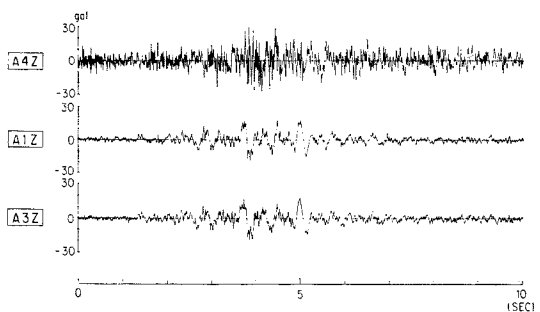
注 1) この方法は、三角錐の 4 頂点で観測された 3 方向加速度波形を二重積分して変位を求め、これより三角錐のひずみの 6 成分を算定しようとするものであるが、観測点間の距離が十分に大きくなかったため、実際には不可能であった。このため後述するように、一観測点の加速度より岩盤のひずみを推定する方法を試みた。



(a) X 方向 (トンネル軸方向)



(b) Y 方向 (トンネル軸直角水平方向)



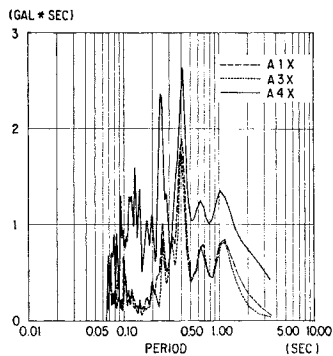
(c) Z 方向 (鉛直方向)

図-3 加速度波形 (IST 11,  $M=6.3$ ,  $\Delta=65$  km, June, 1982)

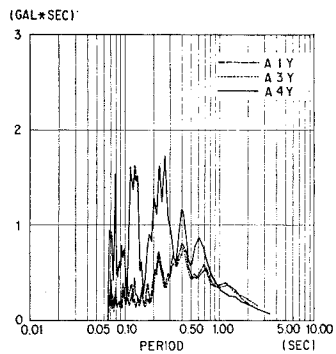
幅される要因としては、自由表面であることのほかに、表層部が厚さ約 10 m の厩錐と表土で覆われていることも一因として挙げられよう。

駒田、林らの地下発電所における地震観測によっても、地表部における加速度の増幅率は、水平方向で 1.0~3.0 であり、上下方向では水平方向に比較し、増幅率がやや低下して 1.0 に近くなることが報告されている<sup>9)</sup>。

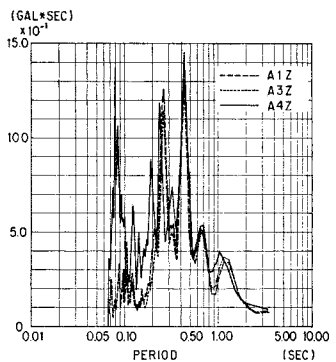
また、岡本らの観測によっても、岩盤部の最大加速度



(a) X 方向 (トンネル軸方向)



(b) Y 方向 (トンネル軸直角水平方向)



(c) Z 方向 (鉛直方向)

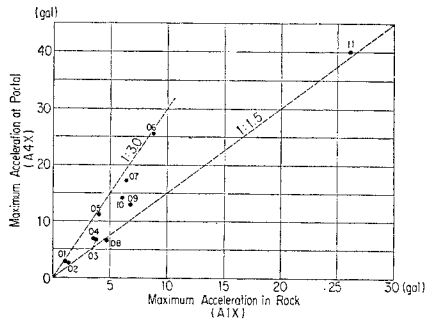
図-4 加速度のフーリエスペクトル (IST 11,  $M=6.3$ ,  $\Delta=40$  km, June, 1982)

に対する地表部の最大加速度の比は 1.0~3.0 に分布し、平均的にはほぼ 2.0 に近くなることが示されている。

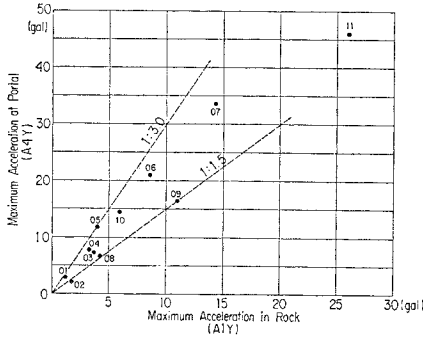
以上のことから、岩盤内部に設置される諸施設の耐震設計用の地震動の大きさは、地上施設の場合に比較し、ある程度低減することが可能であると考えられよう。

**b) 鉛直方向最大加速度**

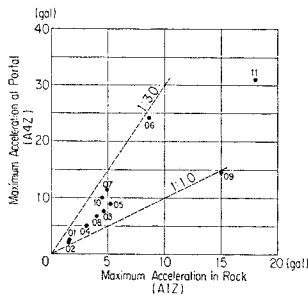
図-6 に水平最大加速度に対する鉛直最大加速度の割合を示す。水平動に対する鉛直動の割合は、坑口と岩盤内部とでほとんど大差なく、ほぼ 0.7 以上に分布して



(a) X 方向



(b) Y 方向



(c) Z 方向

図-5 坑口における加速度の増幅

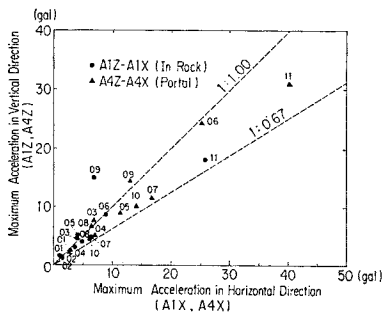
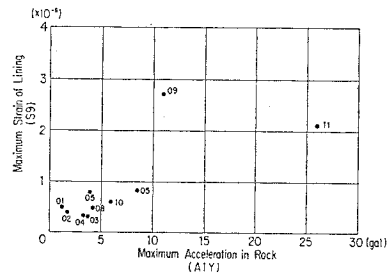


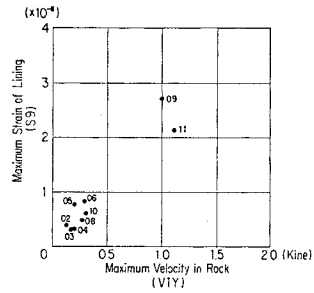
図-6 鉛直方向最大加速度

いる。前述した駒田らの地下発電所における観測によっても、水平動の最大加速度に対する上下動の最大加速度の比は、0.5 以上になることが報告されている。

一方、野田らによる「港湾地域強震観測年報」および建設省土木研究所「土木構造物における強震記録」を用

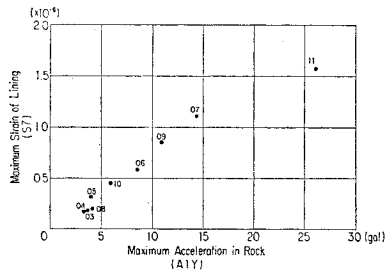


(a) 最大ひずみと最大加速度 (S9~A1Y)

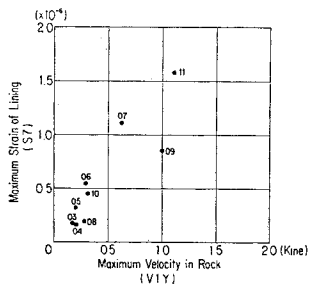


(b) 最大ひずみと最大速度 (S9~V1Y)

図-7 覆工の最大ひずみと最大加速度・速度 (アーチ天端 S9)



(a) 最大ひずみと最大加速度 (S7~A1Y)

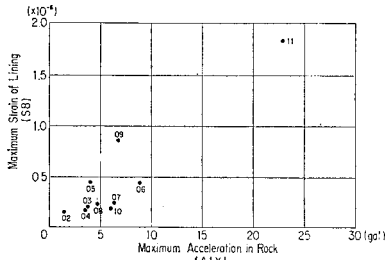


(b) 最大ひずみと最大速度 (S7~V1Y)

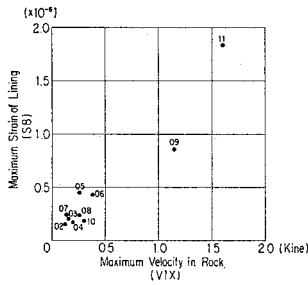
図-8 覆工の最大ひずみと最大加速度・速度 (アーチ 45度 S7)

いた結果では、鉛直方向の最大加速度は、平均的に水平方向の最大加速度の 0.5 以下になることが示されている<sup>5)</sup>。これは、野田らの用いた記録が比較的平坦な地盤で観測されたものが多いのに対し、駒田らおよび著者らの観測が、地表面形状の複雑な山岳地帯で行われたことも原因の一つとして考えられる。

c) 覆工コンクリートの最大ひずみ



(a) 最大ひずみと最大加速度 (S8~A1X)



(b) 最大ひずみと最大速度 (S8~V1X)

図-9 覆工の最大ひずみと最大加速度・速度 (トンネル軸方向 S8)

図-7, 8, 9 は、岩盤内の観測点 (A1) の最大加速度と最大速度に対して、覆工コンクリートの最大ひずみを示したものである。最大速度は、加速度記録の 2.0 秒以下の振動成分を周波数領域において積分することにより求めた。図-7, 8 はアーチの天端 (S9) と 45 度の位置 (S7) での円周方向最大ひずみを、Y 方向 (トンネル軸直交水平方向) の最大加速度と最大速度に対してプロットしたものである。同じく、図-9 はトンネル軸方向のひずみ (S8) を同方向の最大加速度と最大速度に対してプロットしたものである。

図-8 によれば、アーチ 45 度の位置 (S7) でのひずみは、最大速度 (V1Y) よりも最大加速度 (A1Y) により強い相関性を示すことがわかる。また、観測データ数が十分でなく断定的な結論を下すには至らないが、図-9 によれば、軸方向の最大ひずみは、最大加速度 (A1X) よりもむしろ最大速度 (V1X) にやや強い相関性をもつと推定される。

いずれにしても、これらの図に示したように、岩盤内で 25 gal 程度の地震動において、トンネル軸方向の最大ひずみ (S8) は、わずか  $2.0 \times 10^{-6}$  であり、またアーチ天端でのひずみ (S9) も  $2.7 \times 10^{-6}$  に過ぎない。

### 3. トンネルの地震時変形特性に関する考察

#### (1) トンネルの地震時変形

表-1 に示した地震のうち、IST 06, 11 の 2 地震におけるトンネルの変形について考察する。IST 11 は前

述したように観測された地震のうち最大であり、IST 06 は規模は小さいが、トンネルの動的変形特性を明瞭

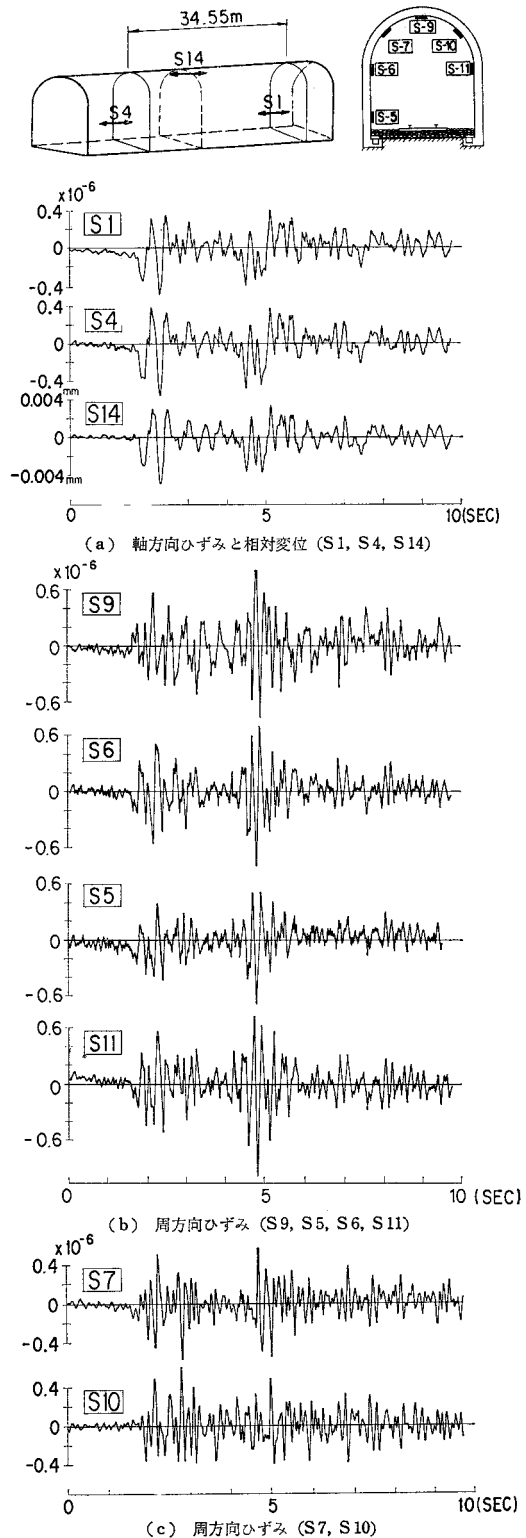


図-10 覆工のひずみと打継目の相対変位 (IST 06)

に把握することができる地震である。この地震は、1978年の宮城県沖地震の余震の一つで、マグニチュード、震源深さ、および震央距離はそれぞれ 5.8, 50 km, 110 km である。図-10 は IST 06 の地震によるひずみ記録を示し、また 図-11 は IST 11 による記録を示す。

図-10 (a) および 11 (a) に、軸方向のひずみ (S1, S4) およびコンクリート打継目での相対変位 (S14) を示す。S1, S4 は互いに約 35 m 離れた 2 測点でのひずみであり、S14 はこの区間に含まれる打継目での相対変位である。これら 3 波形がともに相似形であることから、トンネルはこの区間でほぼ一様な引張圧縮変形を生じていることを示している。

図-10 (b) は、IST 06 の地震における横断面のアーチ天端 (S9) および側壁 (S6, S5, S11) の円周方向のひずみを示す。4 観測点のひずみ波形はよく類似しているが、互いの波形の位相について次の注目すべき結果が得られる。

すなわち、アーチ天端 (S9) のひずみと側壁のひずみ (S6, S5, S11) は位相がほぼ逆である。また、向かい

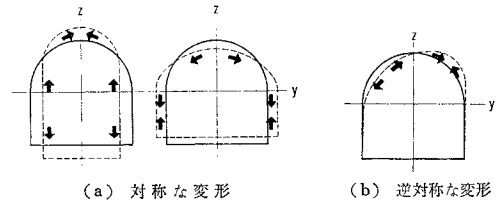


図-12 覆工横断面の変形

合った両側壁のひずみ (S6, S11) の位相は一致している。トンネルの横断面の変形はいくつかの変形モードの重ね合せによって表わされると考えられるが、図-10 (b) の結果から側壁のひずみとアーチ天端のひずみを生じさせる変形モードは、図-12 (a) に示すように鉛直中心軸に対称であったと推定される。

図-10 (c) は、同じく IST 06 の地震におけるアーチ部 45 度の位置 (S7, S10) の円周方向ひずみ波形を示す。2 測点のひずみ波形はよく類似しているが、位相はほぼ逆である。このことから、アーチ部 45 度の位置のひずみを発生させる変形モードは 図-12 (b) に示すように逆対称であったと考えられる。

同様に、図-11 (b), (c) は IST 11 の地震による円周方向のひずみ記録である。IST 06 ほどひずみ相互間の類似性は顕著ではないが、やはり天端 (S9) のひずみと側壁 (S6, S11) のひずみは逆位相であり、アーチ 45 度の 2 測点 (S7, S10) のひずみも逆位相である。この地震においてもトンネル横断面は、図-12 に示す対称および逆対称な変形を生じていたものと推定される。

## (2) 岩盤の地震時ひずみの推定

埋設管、海底トンネルおよび地下タンクなどの地中構造物の地震時挙動に関する研究結果<sup>6)~8)</sup>によれば、地中構造物の地震時の変形とひずみは、周辺地盤の相対変位すなわち地盤のひずみに支配されることが明らかにされている。硬岩の中に掘削された本トンネルの覆工の変形も、同様に周辺地盤のひずみに支配されていると考えられよう。

以上のような観点から、前述したように複数個の加速度計を岩盤内に配置し、地震時の相対変位すなわち岩盤の動ひずみを検出しようと試みた。しかしながら、観測点間の距離が数 10 m ときわめて近かったため、十分な精度でひずみを検出することができなかった。

そこで、本報告では岩盤の地震時ひずみを算定するための一つの方法を試みた。この方法は、観測された地震動のすべてが実体波によるものと仮定し、斜め入射の実体波の地表面における 3 次元的反射を考慮したもので次の手順による。

① 観測点と震源の位置関係、あるいは観測された地震動の主軸の方向により、波動の入射方向を推定す

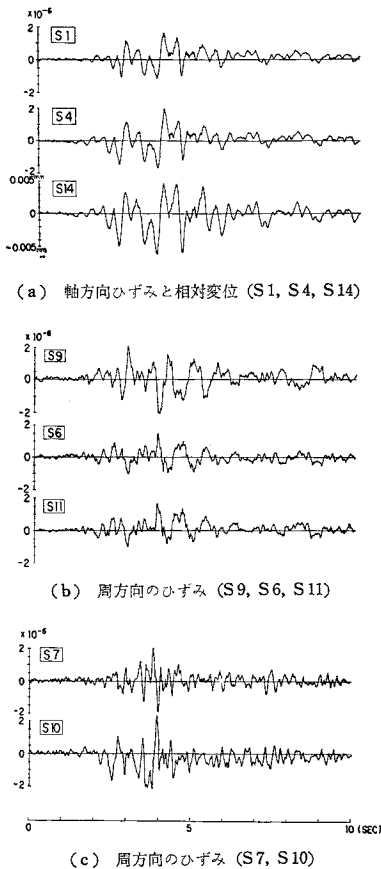


図-11 覆工のひずみと打継目の相対変位 (IST 11,  $M=6.3$ ,  $\Delta=40$  km, June, 1982)

る注2)。

② 任意の一観測点の3方向加速度より、①で推定した入射方向に対する入射 P, SV, SH 波を求める。

③ 入射 P, SV, SH 波に対する地表面での反射波を求め、入射波と重ね合わせるにより、任意点での地動およびひずみを算定する。

入射 P, SV, SH 波および地盤ひずみの算定方法については Appendix に詳述する。

図-13 に示した IST 06 の地震による岩盤内での 3

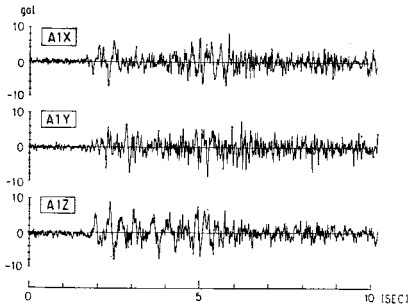


図-13 加速度波形 (IST 06,  $M=5.8$ ,  $d=110$  km, June, 1978)

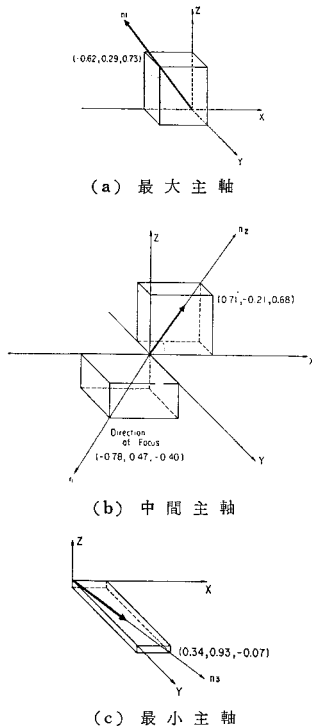


図-14 地震動の主軸

注 2) 地震動の 3 主軸<sup>\*)</sup>は、3 方向地震動  $A_i(t)$  の共分散マトリックス

$$\sigma_{ij} = \frac{1}{T} \int_0^T A_i(t) \cdot A_j(t) dt \quad i, j = X, Y, Z \dots \dots (1)$$

の固有値を求めることにより求められる。上式において、 $T$  は地震動の継続時間を表わす。

方向加速度記録を用いて、岩盤ひずみの 6 成分を算定する。図-14 は加速度波形 10 秒間についての主軸の方向を示した結果である。観測された加速度波形そのものが入射波と反射波の合成によるため、図-14 の結果のみから、地震波の入射方向を同定することには問題が残るが、図中に示す中間主軸  $n_2$  の方向が震源の方向とほぼ一致することから、この方向を入射方向とみなした。3 主軸  $n_1, n_2, n_3$  はそれぞれ、入射 SV, P, SH 波の震動方向と考えることができる。

$n_2$  を入射方向とし、加速度の 0.1 秒以上の周期成分について、Appendix に示す方法を用い、岩盤のひずみ波形を求めた。これを図-15 に示す。Y 方向の垂直ひずみ ( $r_{YY}$ ) は他の 2 つの垂直ひずみ ( $r_{XX}, r_{ZZ}$ ) に比較し、かなり小さいが、これは、図-14 に示した中間主軸  $n_2$  の方向が Y 軸にほぼ直角の方向にあることが原因と考えられる。2 つの垂直ひずみ ( $r_{XX}$ ) と ( $r_{ZZ}$ ) は波形が互によく類似しているが、位相はほぼ逆である。このことと、Y 方向の垂直ひずみ ( $r_{YY}$ ) がきわめて小さいことから、本地震では、体積ひずみがほとんど発生せず、せん断ひずみのみが卓越したと考えることができる。

トンネル軸方向の垂直ひずみを、地震動の粒子速度と

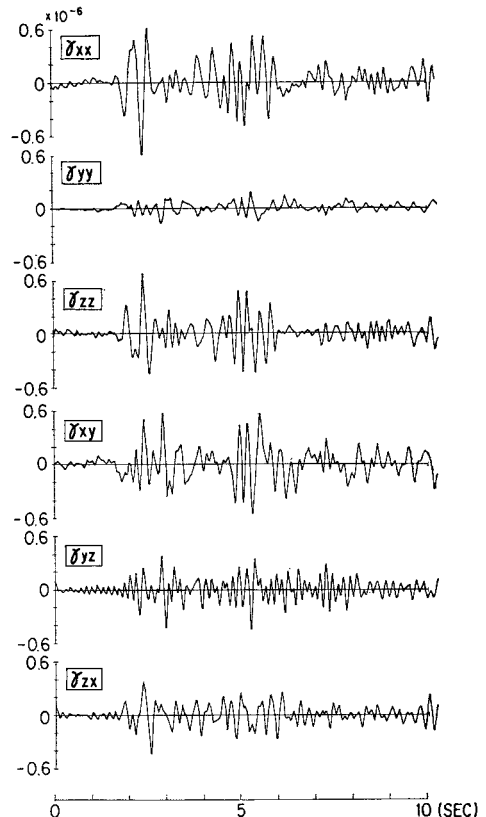


図-15 岩盤のひずみの 6 成分

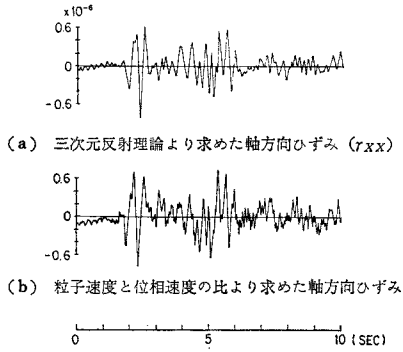


図-16 トンネル軸方向ひずみの比較

波動のみかけ上の伝播速度の比として求めた結果を、前述の方法によるひずみ ( $r_{xx}$ ) と対比して 図-16 に示す。地震動の粒子速度は岩盤内の測点 (A1) での軸方向の加速度を積分することにより算定した。また、波動のみかけ上の伝播速度は 4.2 km/s としたが、これは測点 A1 と測点 A3 での加速度の位相遅れを、相互相関関数によって検出することにより求めた。

図-16 に示した2つのひずみは互いに異なった解析方法より求められたひずみであるが、両者は比較的良好に一致しており、本報告で用いた地盤ひずみの算定方法の妥当性を、間接的にはあるが検証していると考えられる。

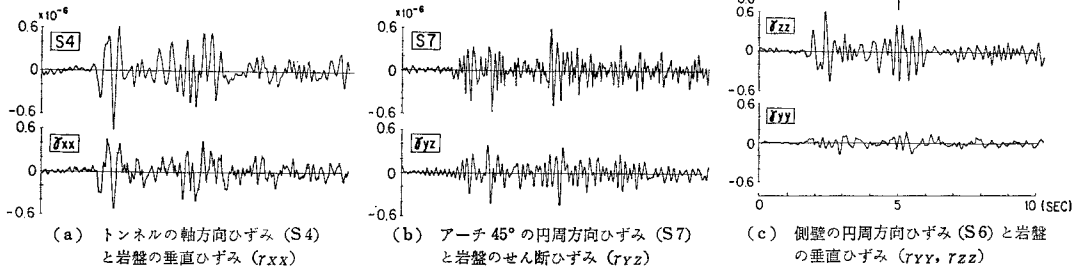


図-17 解析ひずみと観測ひずみの波形の比較

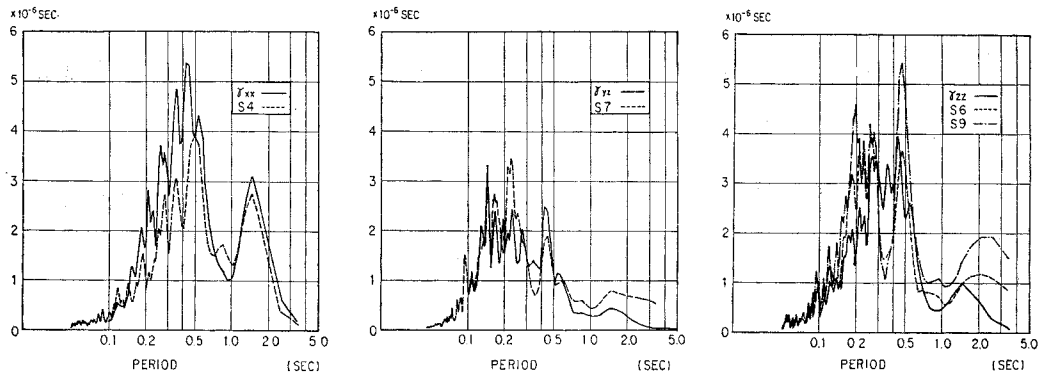


図-18 解析ひずみと観測ひずみのスペクトルの比較

### (3) トンネルの変形と岩盤の地震時ひずみ

前節で算定した岩盤の地震時ひずみを覆工の観測ひずみと対比して 図-17, 18 に示す。図-17(a) は軸方向のひずみ (S4) と同方向の岩盤の垂直ひずみ ( $r_{xx}$ ) を対比したもので、両者はよく類似している。また、図-18(a) のスペクトルによってもその相関性は確認される。トンネルの軸ひずみ (S4) が岩盤のひずみ ( $r_{xx}$ ) の 60~70% と小さいのは、12 m ごとに設けられたコンクリートの打継目によって岩盤のひずみが吸収されているためと考えられる。

アーチ部 45 度の位置の円周方向ひずみ (S7, S10) は、前述した変形の逆対称性より、横断面内のせん断ひずみ ( $r_{yz}$ ) により強く支配されていると考えられる。図-17(b), 18(b) に示された覆工のひずみ (S7) と岩盤ひずみ ( $r_{yz}$ ) の強い相関性は、このことを裏づけている。この場合は、岩盤のひずみよりもトンネル覆工で観測されたひずみの方が大きく、岩盤のひずみが空洞部で若干ではあるが増幅されることを示している。

次に、アーチ天端のひずみ (S9) および側壁上端のひずみ (S6, S11) は、変形の対称性により横断面内の



垂直ひずみ ( $r_{yy}$ ,  $r_{zz}$ ) に支配されていると考えられる。しかしながら、図-15によれば、IST 06 地震による岩盤ひずみのうち、Y 方向の垂直ひずみ ( $r_{yy}$ ) は波動の入射方向が Y 軸とほぼ直角な方向であったことから、他のひずみ成分に比べきわめて小さい。このため本地震では  $r_{zz}$  が横断面の対称な変形に支配的であったと判断される。図-17(c) および 図-18(c) の結果は側壁 (S6) のひずみが鉛直方向の垂直ひずみ ( $r_{zz}$ ) と強い相関性をもつことを示している。この場合も、トンネルで観測されたひずみは、岩盤のひずみよりもやや大きく、空洞によるひずみの増幅効果が認められる。

以上述べたように、トンネル覆工のひずみ波形は岩盤の地震時ひずみ波形とほぼ相似形である。すなわち、トンネル覆工のひずみ  $\epsilon_S$  と岩盤のひずみ  $\epsilon_G$  には、

$$\epsilon_S = \alpha \cdot \epsilon_G \quad \dots\dots\dots (2)$$

なる関係が存在すると考えられる。ここで  $\alpha$  は岩盤から覆工へのひずみの伝達率を表わし、岩盤の硬軟、覆工の剛性などによって決定される係数である。

### 4. 結 論

硬質な粘板岩に掘削された山岳トンネル内において、覆工コンクリートのひずみの測定を主とした地震観測を行い、岩盤空洞の耐震設計のための基礎的な知見を得た。岩盤内および坑口での加速度の特性、覆工コンクリートの地震時ひずみの大きさ、およびトンネルの変形挙動に関して次の結果が得られた。

(1) 岩盤内の最大水平加速度は坑口での最大水平加速度の 1/3~2/3、また最大鉛直加速度は 1/3~1 である。この結果は、山岳地帯における既往の観測結果ともほぼ一致しており、岩盤内の諸施設の設計に際しては、地上構造物の場合に比べ、耐震設計用の地震動の大きさを低減し得る可能性を示している。

(2) 岩盤内および坑口での最大鉛直加速度は、水平方向の最大加速度の 70% 以上であり、すでに報告されている第 4 紀地盤での観測結果と比較し、上下方向加速度の割合が大きい。

(3) トンネル覆工の最大ひずみは、岩盤内での最大加速度が 25 gal 程度の地震に対して、たかだか  $2.7 \times 10^{-6}$  程度である。

(4) トンネル覆工のひずみ波形は、岩盤の地震時ひずみ波形とほぼ相似形である。覆工コンクリートのひずみの岩盤のひずみに対する割合は、岩盤の硬軟、覆工コンクリートの剛性などによって決定されると考えられる。

以上述べた山岳トンネルにおける地震観測結果、および地中構造物に関する既往の研究成果をもとに、著者らは、地下原子力発電所などの大規模岩盤空洞を対象とし

て、その耐震性を照査するための合理的な手法を提案した<sup>10)</sup>。

最後に、本研究を遂行するに際し、終始ご指導いただいた久保慶三郎東京大学名誉教授、日本立地センター三木季雄主任研究員、また地震観測に際し絶大なご協力をいただいた鉄道建設公団の方々に深甚なる謝意を表します。

### Appendix 岩盤の地震時ひずみの算定

一様な岩盤の水平な地表面での波動の反射を考える。図-19 に示すように、任意の方向余弦 ( $l, m, n$ ) をもつ方向より入射した SH, SV および P 波を周波数領域で表わせば、

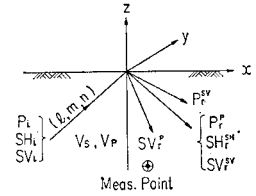


図-19 実体波 (SV, SH, P) の三次元反射

$$\left. \begin{aligned} SH_i(t, x, y, z) &= \int_{-\infty}^{\infty} F_{SH}(\omega) e^{i\omega(t - \frac{lx+my+nz}{V_S})} d\omega \\ SV_i(t, x, y, z) &= \int_{-\infty}^{\infty} F_{SV}(\omega) e^{i\omega(t - \frac{lx+my+nz}{V_S})} d\omega \\ P_i(t, x, y, z) &= \int_{-\infty}^{\infty} F_P(\omega) e^{i\omega(t - \frac{lx+my+nz}{V_P})} d\omega \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (A \cdot 1)$$

となる。上式で  $V_P$ ,  $V_S$  は岩盤の P 波および S 波速度であり、 $F_{SH}$ ,  $F_{SV}$ ,  $F_P$  はそれぞれ入射 SH, SV, P 波のフーリエ変換である。

地表面で発生する 5 種の反射波は次のように求まる。入射 SH 波に対しては反射 SH 波が発生し、

$$\left. \begin{aligned} SH_i^{SH}(t, x, y, z) \\ = \int_{-\infty}^{\infty} \alpha_{SH}^{SH} F_{SH}(\omega) e^{i\omega(t - \frac{lx+my-nz}{V_S})} d\omega \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (A \cdot 2)$$

となる。

入射 SV 波に対しては、反射 SV 波と P 波が発生し、

$$\left. \begin{aligned} SV_i^{SV}(t, x, y, z) \\ = \int_{-\infty}^{\infty} \alpha_{SV}^{SV} F_{SV}(\omega) e^{i\omega(t - \frac{lx+my-nz}{V_S})} d\omega \\ P_i^{SV}(t, x, y, z) \\ = \int_{-\infty}^{\infty} \alpha_P^{SV} F_{SV}(\omega) e^{i\omega(t - \frac{l_1x+m_1y-n_1z}{V_P})} d\omega \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (A \cdot 3)$$

と表わされる。さらに入射 P 波に対しても、反射 SV 波と P 波が発生し、

$$\left. \begin{aligned} SV_i^P(t, x, y, z) \\ = \int_{-\infty}^{\infty} \alpha_{SV}^P F_P(\omega) e^{i\omega(t - \frac{l_1x+m_1y-n_1z}{V_S})} d\omega \\ P_i^P(t, x, y, z) \\ = \int_{-\infty}^{\infty} \alpha_P^P F_P(\omega) e^{i\omega(t - \frac{lx+my-nz}{V_P})} d\omega \end{aligned} \right\}$$

.....(A.4)

となる。式(A.2)~(A.4)中の反射係数  $\alpha_{SH}^{SH}$ ,  $\alpha_{SV}^{SV}$ ,  $\alpha_{PV}^{PV}$ ,  $\alpha_{SH}^{SV}$ ,  $\alpha_P^P$  は、入射方向の方向余弦および岩盤のポアソン比によって決定され、

$$\left. \begin{aligned} \alpha_{SH}^{SH} &= 1, \quad \alpha_{SV}^{SV} = \frac{K_3 K_5 - \left(\frac{V_P}{V_S}\right)^2 K_6^2}{K_3 K_5 + \left(\frac{V_P}{V_S}\right)^2 K_6^2} \\ \alpha_{PV}^{PV} &= \frac{-4nK_1 K_6}{K_3 K_5 + \left(\frac{V_P}{V_S}\right)^2 K_6^2} \\ \alpha_{SH}^{SV} &= \frac{4nK_2 K_7}{K_7^2 + K_4 K_5 \left(\frac{V_S}{V_P}\right)^2} \\ \alpha_P^P &= -\frac{K_7^2 - K_4 K_5 \left(\frac{V_S}{V_P}\right)^2}{K_7^2 + K_4 K_5 \left(\frac{V_S}{V_P}\right)^2} \\ K_1 &= \frac{V_P}{V_S} \sqrt{1-n^2}, \quad K_2 = \frac{V_S}{V_P} \sqrt{1-n^2}, \\ K_3 &= 2K_1 n_1, \quad K_4 = 2K_2 n_2, \quad K_5 = 2n\sqrt{1-n^2}, \\ K_6 &= 2n^2 - 1, \quad K_7 = 2n_2^2 - 1 \end{aligned} \right\}$$

.....(A.5)

となり、反射波動の方向余弦  $l_1, m_1, n_1$  および  $l_2, m_2, n_2$  も、

$$\left. \begin{aligned} l_1 &= l \frac{\sqrt{1-n_1^2}}{\sqrt{l^2+m^2}}, \quad m_1 = m \frac{\sqrt{1-n_1^2}}{\sqrt{l^2+m^2}} \\ n_1 &= \sqrt{1 - \left(\frac{V_P}{V_S}\right)^2 (1-n^2)} \\ l_2 &= l \frac{\sqrt{1-n_2^2}}{\sqrt{l^2+m^2}}, \quad m_2 = m \frac{\sqrt{1-n_2^2}}{\sqrt{l^2+m^2}} \\ n_2 &= \sqrt{1 - \left(\frac{V_S}{V_P}\right)^2 (1-n^2)} \end{aligned} \right\} \dots(A.6)$$

と求まる。

任意の一点での  $x, y, z$  方向地動  $u, v, w$  は入射波と反射波の合成として、

$$\left. \begin{aligned} u(t, x, y, z) &= -\frac{m}{\sqrt{l^2+m^2}} SH_i \\ &\quad - \frac{m}{\sqrt{l^2+m^2}} SH_i^{SH} + lP_i + lP_i^P \\ &\quad + \frac{n_2 l_2}{\sqrt{l_2^2+m_2^2}} SV_i^P - \frac{nl}{\sqrt{l^2+m^2}} SV_i \\ &\quad + \frac{nl}{\sqrt{l^2+m^2}} SV_i^{SV} + l_i P_i^{SV} \\ v(t, x, y, z) &= \frac{l}{\sqrt{l^2+m^2}} SH_i \\ &\quad + \frac{l}{\sqrt{l^2+m^2}} SH_i^{SH} + mP_i + mP_i^P \\ &\quad + \frac{n_2 m_2}{\sqrt{l_2^2+m_2^2}} SV_i^P - \frac{nm}{\sqrt{l^2+m^2}} SV_i \end{aligned} \right\}$$

$$\left. \begin{aligned} &+ \frac{nm}{\sqrt{l^2+m^2}} SV_i^{SV} + m_i P_i^{SV} \\ w(t, x, y, z) &= nP_i - nP_i^P + \sqrt{l_2^2+m_2^2} SV_i^P \\ &+ \sqrt{l^2+m^2} SV_i + \sqrt{l^2+m^2} SV_i^{SV} - n_i P_i^{SV} \end{aligned} \right\}$$

.....(A.7)

と表わすことができる。式(A.1)~(A.6)を式(A.7)に代入して整理すれば、任意点の地動は入射波動のみによって表現され

$$\begin{Bmatrix} F_u(\omega) \\ F_v(\omega) \\ F_w(\omega) \end{Bmatrix} = [C] \begin{Bmatrix} F_{SH}(\omega) \\ F_{SV}(\omega) \\ F_P(\omega) \end{Bmatrix} \dots(A.8)$$

となる。

ここで、 $F_u, F_v, F_w$  は地動のフーリエ変換である。 $[C]$  は、入射波の方向余弦および岩盤のポアソン比によって決定される係数マトリックスである。

式(A.8)により、任意の一点の3方向地動より入射波を算定することができる。式(A.4)より反射波を求め、式(A.7)に代入することにより領域全域の地動、さらにはひずみが求められる。

参 考 文 献

- 1) 岡本舜三：耐震工学（第4章 大地震と被害状況），pp. 49~91，オーム社，1971。
- 2) 耐震工学委員会：「1978年伊豆大島近海の地震」報告，土木学会誌，Vol. 63, No. 9, pp. 56~66, 1978年8月。
- 3) 駒田広也・林 正夫：地下発電所周辺における地震観測，電力中央研究所報告，No. 379013, 1979年9月。
- 4) 岡本舜三：耐震工学（第5章 地盤の影響），pp. 108~112（前出）
- 5) 野田節男・上部達生：強震記録の上下動成分に関する一考察，第14回地震工学研究発表会講演概要，pp. 93~96, 1976年7月。
- 6) 小椋米松太郎・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，pp. 913~920, 1978。
- 7) Hamada, M. et al. : Earthquake Observation on Two Submerged Tunnels at Tokyo Port, Proceeding of International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Southampton, England, Jul. 1982.
- 8) 浜田政則：大型地下タンクの地震時挙動の観測と解析，土木学会論文報告集，第273号，pp. 1~14, 1978年。
- 9) Penzien, J. and M. Watabe : Characteristics of 3-dimensional earthquake ground motions, International Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 3, No. 4, pp. 365~373, 1975.
- 10) 浜田政則ほか：岩盤空洞の地震時ひずみの解析と耐震設計，土木学会論文報告集，第341号，pp. 197~205, 1984年。

(1983.6.17・受付)