

地中構造物の実測地震時ひずみに関する定量的研究*

QUANTITATIVE STUDY ON OBSERVED SEISMIC STRAINS IN UNDERGROUND STRUCTURES

中村正博**・片山恒雄***・久保慶三郎****

By Masahiro NAKAMURA, Tsuneo KATAYAMA and Keizaburo KUBO

1. まえがき

埋設管をはじめ沈埋トンネルや地下タンクなどの地中構造物の建設は、今後とも特に大都市周辺で増加の傾向にあると思われ、これらの耐震性の検討がますます重要な課題となりつつある。大部分の地上構造物の地震時挙動が慣性力に強く支配されるのに対し、地中構造物の耐震性は地震時に地盤に生ずる相対変位（すなわち地盤ひずみ）に大きな影響を受ける。この考えを反映して、地中構造物の現行の耐震計算法では、地震時の地盤の変位分布を仮定し、これをばねを介して構造物に作用させる「応答変位法」が用いられることが多い^{1)~3)}。

一般に、地震時の地盤ひずみを直接測定することは難しく、地震時地盤ひずみに関する従来の研究では、地震動の加速度記録をもとにした検討が大部分である^{4)~6)}。これに対し、地中構造物の地震時ひずみの測定は比較的容易であるため、実測結果に基づく定量的な解析も行われている^{7)~9)}。これらの研究は特定の地盤内に埋設された特定構造物の地震時ひずみを詳細に検討したものであり、それぞれ有用な工学的情報を提供しているが、より一般性のある特性を抽出するためには、異なる条件下での実測結果を総合的に検討する必要がある。

本論文は、以上の観点から、近年多くの機関で独立に行われてきた地中構造物の地震時ひずみの測定結果をできるだけ多数収集し、それらを統一的に眺めることによって、地中構造物の耐震設計に役立つ資料を得ようとしたものである。対象とした地震記録は、1970年9月から1980年9月の10年間に日本の13か所の地中構造物で測定されたものであり、地震数で91、実測ひずみ

データで123である。地中構造物の内訳は、埋設管7か所^{10)~16)}、沈埋トンネル3か所^{8), 17)~21)}、地下タンク2か所^{9), 22)}および岩盤トンネル1か所²³⁾である。はじめに、地中構造物一般の実測ひずみと種々の影響因子との関係を検討し、次に実測結果も多く、地盤ひずみの推定に最も有用な情報を与える埋設管ひずみの特性について特に詳細に述べる。最後に、「石油パイプライン技術基準^{1), 24), 25)}」に従って推定した地震時ひずみと実測値との対応について論及する。なお、解析の対象とした観測地点、地震および観測結果の一覧は、付録に与えられている。

2. 各種地中構造物の実測地震時ひずみ

構造型式の違いによる地震時ひずみの差について概略の傾向を知るため、Fig. 1 に実測ひずみ ϵ を横軸にとった累積度数百分率を示した。埋設管の場合、曲げひずみの値は非常に小さいため実測されておらず、実測ひずみとしては、数個の円周方向ひずみのデータを除けば、すべて軸ひずみである。沈埋トンネルおよび岩盤トンネルの場合も実測値の大部分は軸ひずみである。したがって、線状地中構造物である埋設管、沈埋トンネル、岩盤トンネルのひずみとしては、管軸長手方向の軸ひずみ ϵ_L だけを取り扱っている。地下タンクでは、側壁の円周方向ひずみと鉛直方向ひずみが得られているが、平均

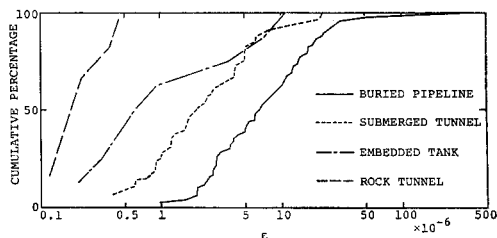


Fig. 1 Cumulative Frequency Distribution Curves for ϵ .

* 本論文は、参考文献 26) に著者らが発表した英文論文をもとに、図表の取捨選択および新たな検討結果の追加を行ってまとめ直したものである。

** 正会員 工修 フジタ工業(株) 技術研究所

*** 正会員 Ph.D. 東京大学助教授 生産技術研究所

**** 正会員 工博 東京大学教授 生産技術研究所

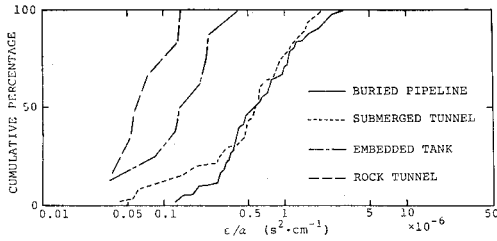


Fig. 2 Cumulative Frequency Distribution Curves for ϵ/a .

的に大きなひずみが発生している円周方向ひずみのみに注目した。用いた実測ひずみの個数は、埋設管 60, 沈埋トンネル 48, 岩盤トンネル 6, 地下タンク 9 である。この図では、それぞれのひずみを生じさせた地震動の強さも埋設地盤の性質も異なっており、あまり詳しい検討は意味がないが、一般に、実測された地震時ひずみは岩盤トンネル, 地下タンク, 沈埋トンネル, 埋設管の順に大きくなっていることがわかる。

地震動の強さの影響を取り除くため、ひずみを構造物周辺地盤の地震動加速度の最大値で除した ϵ/a を用いて同様の累積度数百分率を求め、Fig. 2 に示した。このようにして求めた単位加速度当たりに構造物に生じるひずみ量によれば、埋設管と沈埋トンネルの地震時ひずみにはほとんど相違がみられなくなる。さらに、地盤条件の相違を考慮するために地盤の固有周期 T を導入し、 $\epsilon/(a \cdot T/2\pi)$ を横軸にとって描いた累積度数百分率を Fig. 3 に示す。地盤の固有周期 T は、第 i 層の層厚 H_i とせん断波速度 V_{si} から次式によって推定した^{24), 25)}。岩盤に関しては、今後に待つところが多いが、ここでは岩盤の固有周期 T も式 (1) で与えられるものと仮定し、表層と考えられる岩盤の層に対して、通常の場合とまったく同様な取り扱いをした。

$$T = 4 \sum \frac{H_i}{V_{si}} \dots \dots \dots (1)$$

$(a \cdot T/2\pi)$ は速度の次元をもち、Fig. 3 は近似的に単位速度当たりのひずみ量を表わしているものとみなされよう。また、この量は、地震動の強さを示す最大加速度 a とともに、地盤条件を代表する固有周期 T をも考慮しており、Fig. 1 や 2 と比べて Fig. 3 はより一般的な結果を与えるものと考えられる。Fig. 3 によれば、地震時ひずみは地下タンク, 岩盤トンネル, 沈埋トンネル, 埋設管の順に大きくなっている。Fig. 1 では岩盤トンネルが最も小さなひずみを示していたのに対し、Fig. 3 ではこれが地下タンクに変わっている。

線状地中構造物を弾性床土上の梁にモデル化した解析によれば、埋設管のひずみが地盤のひずみに近い値を与えるのに対し、トンネルのひずみは地盤のひずみよりかなり小さい値を示す^{7), 8)}。この傾向は地下タンクの場合も

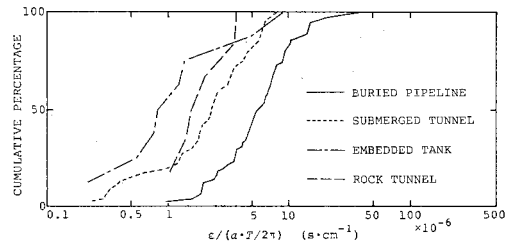


Fig. 3 Cumulative Frequency Distribution Curves for $\epsilon/(a \cdot T/2\pi)$.

同様であり、地下タンクを円形梁にモデル化した解析から、タンクに生じるひずみ量は地盤ひずみのたかだか 10% 程度であると報告されている例もある⁹⁾。岩盤トンネルは通常の場合と異なり、トンネル剛性の影響が小さく、その地震時ひずみは周辺岩盤のひずみに近いものと考えられる。地下タンク, 岩盤トンネルともに実測例が少なく、現時点であまり断定的なことはないが、Fig. 3 の傾向には、同じ程度の地震動の強さに対して構造物周辺の地盤や岩盤に生じるひずみの大きさ、および構造物の剛性によるひずみ低減の度合が関与しているものと考えられる。

Fig. 3 の縦軸の 50% 値に着目し、埋設管のひずみを 1 とすれば、沈埋トンネルで 0.39, 地下タンクで 0.14 となり、これらの値は構造型式の違いによる地震時ひずみの差を大局的に示したものと考えられる。

ところで、上記の埋設管と沈埋トンネルにおけるひずみの差は、断面の大きさ、すなわち構造物剛性の違いによって生じていると考えるのが自然であろう。そこで、埋設管の口径 D (mm) に着目し、埋設管の実測データを $D \geq 1000$, $D < 1000$ の 2 種類に分け、口径 D の大小が実測ひずみに与える影響を調べた結果を Fig. 4 に示した。沈埋トンネルと埋設管では単位速度当たりのひずみ量に明らかな差があるが、対象にした口径 (160~1800 mm) の範囲では、埋設管口径の違いによる有意な差は認められない。

地震マグニチュード M , 震央距離 Δ と実測ひずみ ϵ との関係を調べるため、比較的データ個数の多い埋設管

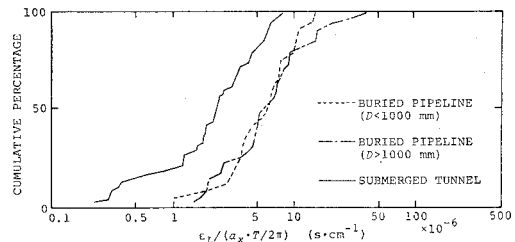


Fig. 4 Cumulative Frequency Distribution Curves for $\epsilon_L/(a_0 \cdot T/2\pi)$ (Submerged Tunnels and Buried Pipelines with $D < 1000$ and $D \geq 1000$).

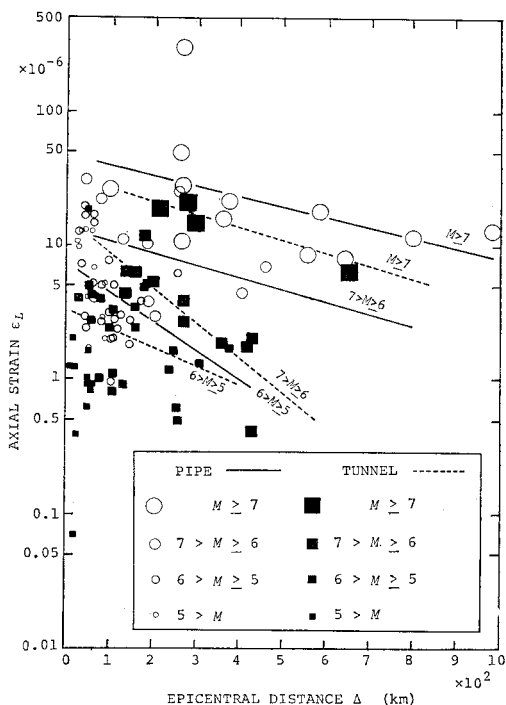


Fig. 5 Relation between Axial Strain and Epicentral Distance for Linear Underground Structures.

と沈埋トンネルの場合について、地震マグニチュード M の範囲別に地震時ひずみ ϵ_L を震央距離 Δ に対してプロットし、Fig. 5 に示した。この図においても埋設管の方が沈埋トンネルよりも一般に大きなひずみを生じていることがわかる。また、一般に M の大きい地震の方が大きなひずみを生じさせており、マグニチュード別の回帰直線のうち、 $M \geq 7$ の直線が最も小さな勾配を示している。このことは、マグニチュードの大きい地震の方が震央距離の増大によるひずみの減少の割合が小さいことを表わしている。なお、本研究で求めた回帰式のパラメーターを Table 1 に一覧表として示した。

3. 埋設管の実測地震時ひずみ

従来の研究成果によれば、地震時地盤ひずみの管体ひずみへの伝達率は1に近く、埋設管ひずみの値はほぼ周辺地盤のひずみに等しいと考えてよい場合が多い。一般に、地盤の地震時ひずみを直接測定することは難しいため、埋設管の実測ひずみから近似的に地盤のひずみを推定してみることは工学的に有用であろう。

埋設管の地震時ひずみが、地震動の加速度振幅よりも速度振幅に密接に関連しているという議論は多い⁷⁾。し

Table 1 Summary of Regression Lines ($Y = \alpha + \beta X$).

		N^*	γ	γ^{**}	α	β	γ^*	σ_Y^*	$10^{3\gamma}$	Remarks
BURIED PIPE	$M \geq 7$	12	$\log \epsilon_L$	Δ	-4.31	-0.000767	-0.474	0.357	2.28	See Fig.5
	$7 > M \geq 6$	10	$\log \epsilon_L$	Δ	-4.88	-0.000915	-0.342	0.334	2.16	
	$6 > M \geq 5$	26	$\log \epsilon_L$	Δ	-5.11	-0.00221	-0.338	0.318	2.08	
SUBMERGED TUNNEL	$M \geq 7$	4	$\log \epsilon_L$	Δ	-4.46	-0.000973	-0.966	0.0444	1.11	See Fig.5
	$7 > M \geq 6$	11	$\log \epsilon_L$	Δ	-4.76	-0.00274	-0.826	0.212	1.63	
	$6 > M \geq 5$	21	$\log \epsilon_L$	Δ	-5.47	-0.00147	-0.432	0.282	1.91	
BURIED PIPE	$M \geq 7$	12	$\log \epsilon_L$	$\log a_x$	-5.83	0.808	0.774	0.257	1.81	See Fig.6
	$7 > M \geq 6$	10	$\log \epsilon_L$	$\log a_x$	-5.94	0.756	0.782	0.222	1.67	
	$6 > M \geq 5$	26	$\log \epsilon_L$	$\log a_x$	-5.82	0.500	0.680	0.248	1.77	
	$5 > M$	11	$\log \epsilon_L$	$\log a_x$	-5.65	0.403	0.754	0.204	1.60	
	$M \geq 7$	11	$\log \epsilon_L$	$\log a_y$	-5.85	0.868	0.908	0.204	1.60	See Fig.7
	$7 > M \geq 6$	8	$\log \epsilon_L$	$\log a_y$	-6.06	0.836	0.736	0.217	1.65	
	$6 > M \geq 5$	19	$\log \epsilon_L$	$\log a_y$	-5.84	0.530	0.524	0.294	1.97	
	$5 > M$	8	$\log \epsilon_L$	$\log a_y$	-5.71	0.446	0.644	0.218	1.65	
	$M \geq 7$	6	$\log \epsilon_L$	$\log a_z$	-5.68	1.06	0.823	0.0938	1.24	See Fig.8
	$7 > M \geq 6$	3	$\log \epsilon_L$	$\log a_z$	-5.57	0.757	0.879	0.0997	1.26	
	$6 > M \geq 5$	10	$\log \epsilon_L$	$\log a_z$	-5.60	0.619	0.784	0.169	1.48	
	$5 > M$	7	$\log \epsilon_L$	$\log a_z$	-5.45	0.496	0.872	0.121	1.32	
$\Delta > 150$	21	$\log \epsilon_L$	$\log a_x$	-5.83	0.796	0.862	0.240	1.74	See Fig.9	
$\Delta < 150$	38	$\log \epsilon_L$	$\log a_x$	-5.86	0.570	0.745	0.253	1.79		
$M \geq 7$	12	$\log \epsilon_L$	$\log(a_x \cdot T/2\pi)$	-5.20	1.02	0.944	0.134	1.36	See Fig.10	
$7 > M \geq 6$	10	$\log \epsilon_L$	$\log(a_x \cdot T/2\pi)$	-5.22	0.706	0.847	0.189	1.55		
$6 > M \geq 5$	26	$\log \epsilon_L$	$\log(a_x \cdot T/2\pi)$	-5.32	0.494	0.776	0.213	1.63		
$5 > M$	11	$\log \epsilon_L$	$\log(a_x \cdot T/2\pi)$	-5.25	0.412	0.813	0.181	1.52		
SHIMONAGA	7	$\log \epsilon_L$	$\log v_x$	-5.00	1.06	0.934	0.178	1.51	See Fig.11	
KANSEN	10	$\log \epsilon_L$	$\log v_x$	-5.34	0.979	0.876	0.219	1.66		
ALL	17	$\log \epsilon_L$	$\log v_x$	-5.21	1.16	0.898	0.259	1.82		

* N =Number of data, γ =Coefficient of correlation, σ_Y =Standard deviation about regression line
 ** Δ ; (km), $a_x \cdot a_y \cdot a_z$; (cm/s²), T ; (s), v_x ; (cm/s)

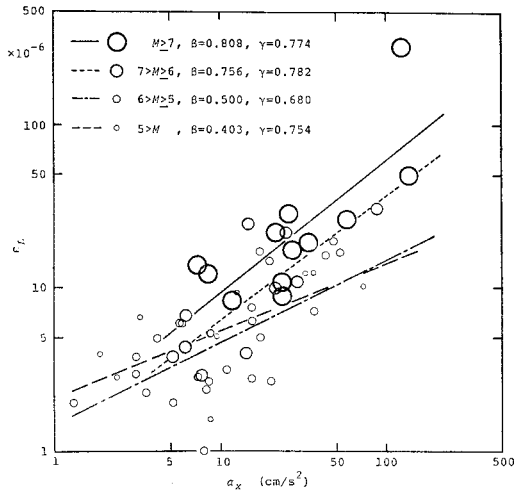


Fig. 6 Relation between Axial Pipe Strain and Longitudinal Peak Acceleration.

かしながら、従来の地震動観測は主として加速度型地震計により実施されており、地震動の速度記録の蓄積は現状ではきわめて少ない。そこで、はじめに埋設管の地震時ひずみ ϵ_L と地震動最大加速度 a の関係について調べる。

Fig. 6 は、埋設管の軸ひずみ ϵ_L と軸方向加速度 a_x の関係を示したものであり、図中の直線は、マグニチュードの範囲ごとに求めた回帰直線

$$\log \epsilon_L = \alpha + \beta \log a_x \dots \dots \dots (2)$$

である (Table 1 参照)。この図から、同じ程度の最大加速度の値に対して、マグニチュードの大きな地震の方が大きな地震時ひずみを生じさせる場合が多いこと、また、マグニチュードの大きい地震ほど式 (2) の β の値が 1 に近づくことがわかる。Fig. 7 および 8 は、地震動強さのパラメーターとして、軸直角方向および上下方向の最大加速度を用いた同様の図であるが、いずれの場合においても、Fig. 6 と同じ傾向がみられる。Fig. 6~8 (または Table 1) に示された相関係数の値による限り、どの方向の地震動が管の軸ひずみと最も高い相関を有するかを判断することは難しいが、一般に埋設管の地震時軸ひずみが地震動の最大加速度と予想以上に高い相関を示すことは注意しておいてよい。

式 (2) で $\beta=1$ のとき、ひずみ ϵ_L と加速度 a_x の関係は、

$$\epsilon_L = 10^\alpha \cdot a_x \dots \dots \dots (3)$$

と表わされ、ひずみが最大加速度に正比例することになる。Fig. 6~8 に現われている傾向は、大規模な地震による埋設管の軸ひずみは地震動最大加速度に比例することを示している。

Fig. 9 には、Fig. 6 に用いた同じデータを震央距

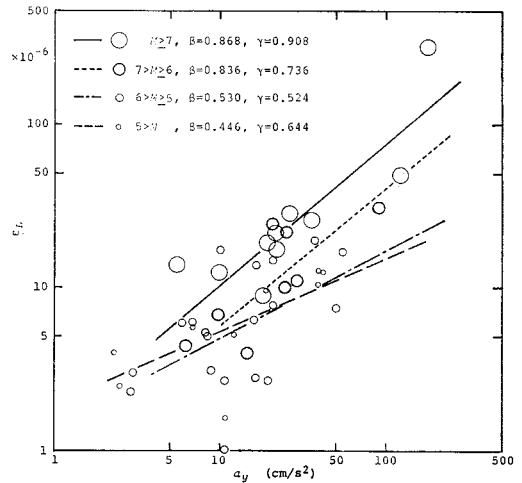


Fig. 7 Relation between Axial Pipe Strain and Lateral Peak Acceleration.

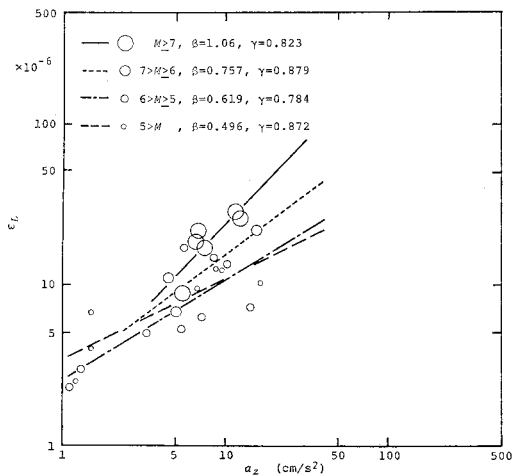


Fig. 8 Relation between Axial Pipe Strain and Vertical Peak Acceleration.

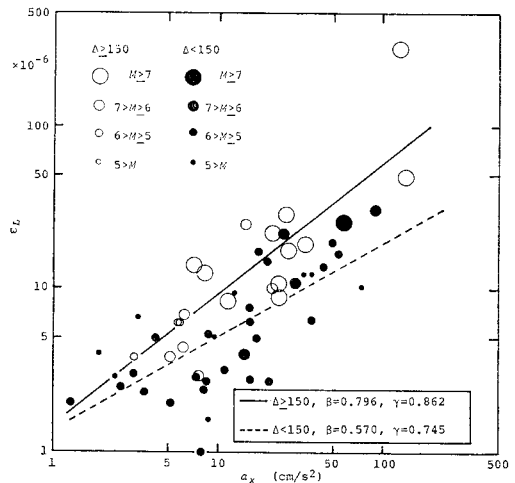


Fig. 9 Relation between Axial Pipe Strain and Longitudinal Peak Acceleration ($\Delta < 150$ km and $\Delta \geq 150$ km).

雑 Δ (km) が $\Delta \geq 150$ と $\Delta < 150$ の 2 種類に区分し、震央距離の大小による埋設管の軸ひずみ ϵ_L と軸方向加速度 a_x の関係を示した。この図から、最大加速度が同じならば遠距離地震の方が近距離地震よりも大きなひずみを生じさせることがわかる。また、遠距離地震の方が β の値が 1 に近づいている。一般に $\Delta \geq 150$ のデータにはマグニチュードの大きい地震が多く含まれていることを考え合わせれば、同じ地震動加速度のレベルに対し、マグニチュードが大きい遠距離地震の方が埋設管に大きなひずみを生じさせ、しかもこのような場合には埋設管のひずみと地震動最大加速度はほぼ正比例の関係にあるといえる。

以上の検討では、観測地点の地盤条件の影響がまったく考慮されていない。そこで、式 (1) で推定した地盤の固有周期 T を使い、速度の次元をもつパラメーター ($a_x \cdot T/2\pi$) に対して埋設管の軸ひずみ ϵ_L をプロットし、Fig. 10 に示した。Fig. 6 と比較すると、Fig. 10 ではすべての回帰式の相関係数が高くなっていることが注目される。特に、 $M \geq 7$ のデータについては、相関係数が $r=0.94$ となっている。このことは、埋設管の軸ひずみは加速度より速度との相関が高いことを示唆している。また、マグニチュードごとの回帰式の傾き β は、 M が大きいほど 1 に近づいている。 $M \geq 7$ の回帰式では $\beta \approx 1$ であり、埋設管の軸ひずみが ($a_x \cdot T/2\pi$) に正比例していることがわかる。

埋設管ひずみと同時に地震動の速度記録が直接得られている観測例はきわめて少なく、八戸市上水道の幹線観測所で $10^{11,2)}$ 同様に下長観測所で $7^{14)}$ の計 17 にすぎない。幹線観測所の地盤は、地表面下 20 m 付近に工学的には基盤と考えられる砂岩層 ($V_s=510$ m/s, $V_p=2300$

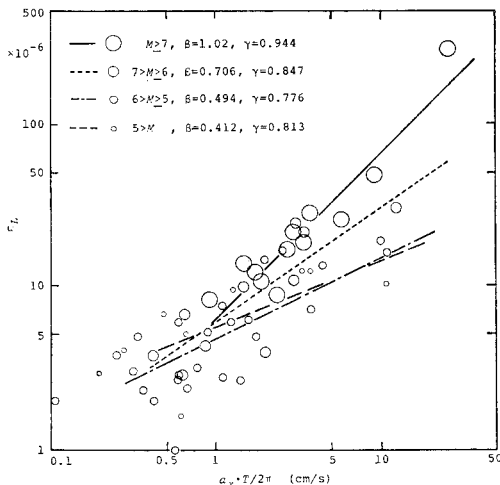


Fig. 10 Relation between Axial Pipe Strain and $a_x \cdot T/2\pi$.

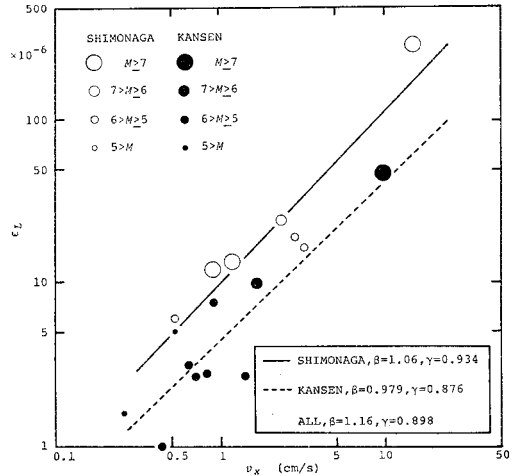


Fig. 11 Relation between Axial Pipe Strain and Peak Velocity v_x .

m/s, $\rho=2.1$ t/m³) があり、表層は砂質のローム層、粘土層および砂礫層からなる。また、式 (1) で推定した地盤の固有周期は $T=0.44$ s である。下長観測所の地盤は、地表面下 40 m に基盤とみなされる層 ($V_s=470$ m/s, $V_p=2300$ m/s, $\rho=2.1$ t/m³) がある。表層は腐蝕土層および軟質の砂層、シルト層からなり、平均N値が7の典型的な軟弱地盤で、地盤の固有周期は 1.3 s である。

Fig. 11 は、これら2つの地点における埋設管の軸ひずみ ϵ_L を実測された軸方向地震動速度の最大値 v_x に対して示したものである。図中の2本の回帰直線は、それぞれ幹線観測所および下長観測所のデータから求めたものであり、Fig. 10 に示したようなマグニチュードごとの回帰式ではない。回帰式の相関係数は 0.9 前後であり、埋設管の軸ひずみと地震動の実測速度との相関が高いことがうかがわれる。また、Fig. 11 から地盤の固有周期の長い下長観測所の方が大きなひずみを生じていることがわかる。

Fig. 11 の回帰直線の傾き β はいずれの場合もほぼ 1.0 とみなされるから、実測ひずみ ϵ_L と地震動速度の最大値 v_x の関係は近似的に

$$\epsilon_L = 10^\alpha \cdot v_x \dots\dots\dots (4)$$

となる。一方、単純化した状態での波動伝播によって埋設管に生じるひずみ ϵ_L は、地震動の速度振幅を v_x (cm/s)、波動の伝播速度を C (m/s) として、近似的に

$$\epsilon_L = \frac{v_x}{100 C} \dots\dots\dots (5)$$

で与えられる^{7),27)}。式 (4) と (5) から得られる

$$C = 10^{-2-\alpha} \text{ (m/s)} \dots\dots\dots (6)$$

なる関係式を用いて、幹線観測所および下長観測所の波動伝播速度を計算すると 2200 (m/s) および 1000 (m/s) となる。これらの値は、それぞれの地盤における平均的

な見掛けの波動伝播速度と考えられるが、両地盤における基盤のせん断波速度の値、すなわち 510 (m/s) および 470 (m/s) よりかなり大きな値となっている。

一般に、基盤が表層より硬い通常の地盤では、S波はもちろん表面波の場合にも、波動の伝播速度が基盤のS波速度の値より大きくなることはない²⁸⁾。しかしながら、成層地盤に直管が埋設されている場合、管軸に対する波動の入射角を ϕ とすると見掛けの伝播速度 $C/\cos \phi$ は、 C から無限大までの値を取り得る。したがって、いろいろな入射角をもつ地震で実測されたひずみ ϵ_L と速度 v_x から式 (6) で求めた平均的な伝播速度の値は、基盤のS波速度より大きくなることもあり得る。そこで、個々の地震における実測値 ϵ_L 、 v_x を直接、式 (5) に代入して伝播速度を計算し、このうち最も小さい値を与える伝播速度に着目すると、幹線観測所および下長観測所でそれぞれ 1000 (m/s)、500 (m/s) となり、基盤のS波速度に近づいてくる。このことは、工学的地震基盤におけるS波速度を用い、式(5)によってひずみ ϵ_L を推定しても、まだ推定ひずみは大きめであることを示唆している。

4. 石油パイプライン技術基準による計算ひずみとの比較

1973 年にいわゆる「石油パイプライン技術基準」¹⁾ が告示されてから、わが国における埋設管の耐震設計はこれに準拠して行われることが多い^{24), 25)}。この技術基準は設計に用いるひずみ (または応力) を算出することを目的にしたものであるから、計算されたひずみが実測ひずみに合致することを期待することはできないが、これまでにも、実測値に比べて計算値がかなり過大となることを指摘した報告例がある^{11), 12), 29)~31)}。そこで、本論文で対象とした実測値をもとに、技術基準による計算ひずみが実測値に対しどの程度の余裕をもっているか、すなわち技術基準の安全度もいべきものを検討してみる。

このためには、はじめに技術基準による埋設管ひずみの算出法をごく簡単に述べておく必要がある。

いま、Fig. 12 のように、管の埋設方向を x 軸にとり、これに波長 L 、変位振幅 U のせん断波動が x 軸と角度 ϕ をなす x' 軸方向に伝播している状態を考える。このとき、管軸および管軸直角方向の変位成分は、Fig. 12 に示した U_L および U_B となり、埋設管に軸ひずみおよび曲げひずみを発生させる地盤のひずみ ϵ_L および ϵ_B は、埋設管の外径を D として

$$\epsilon_L = \frac{\partial U_L}{\partial x} \quad \epsilon_B = \frac{D}{2} \frac{\partial^2 U_B}{\partial x^2} \dots\dots\dots (7 \cdot a, b)$$

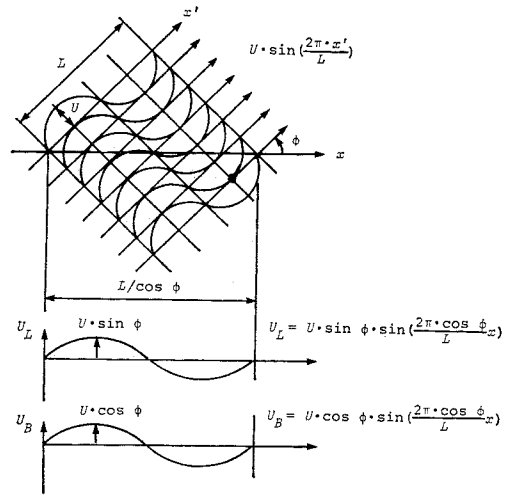


Fig. 12 Concept of Pipeline Design for Propagating Seismic Waves.

で与えられる。式 (7・a, b) の最大値は、

$$\epsilon_{Lmax} = \frac{\pi U}{L} \quad \epsilon_{Bmax} = \frac{2 \pi^2 D U}{L^2} \dots\dots (8 \cdot a, b)$$

となり、これらの地盤ひずみは伝達率 α_1 および α_2 ^{24), 25)} を介して埋設管ひずみとなる。

$$\text{埋設管の軸ひずみ} = \alpha_1 \epsilon_{Lmax} \dots\dots\dots (9 \cdot a)$$

$$\text{埋設管の曲げひずみ} = \alpha_2 \epsilon_{Bmax} \dots\dots\dots (9 \cdot b)$$

設計に用いる合成ひずみ ϵ_T は、5つのせん断波動が同時に埋設管に入射する場合を想定し

$$\epsilon_T = \sqrt{2(1^2 + 0.75^2)(\alpha_1 \epsilon_{Lmax})^2 + (\alpha_2 \epsilon_{Bmax})^2} \dots\dots\dots (10)$$

で計算する^{24), 25)}。

変位振幅 U は、

$$U = \frac{2}{\pi^2} \cdot T \cdot S_p \cdot K_{oh} \dots\dots\dots (11)$$

で計算される。

ここに、

T : 地盤の固有周期 (s)

K_{oh} : 耐震計算上の基盤面における設計水平震度

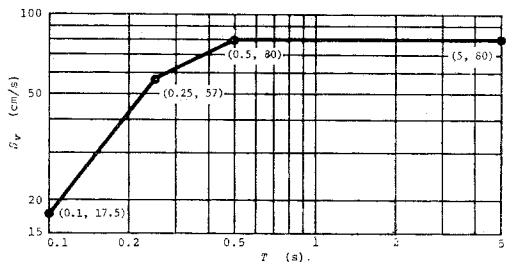


Fig. 13 Design Velocity Response Spectrum for Motion with $K_{oh}=1$ ("New Criteria for Earthquake-Resistant Design", Public Works Institute, 1977⁽³²⁾).

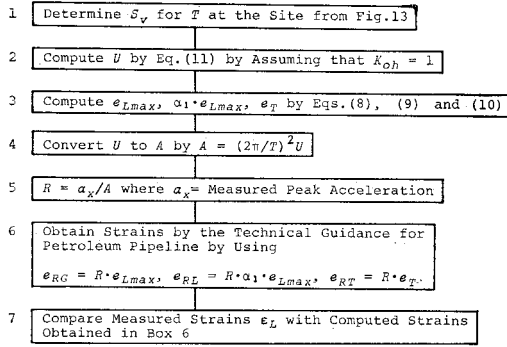


Fig. 14 Flow Chart of Comparison between Observed and Calculated Strains.

S_v : 単位震度当たりの応答速度 (cm/s)

であり, S_v は Fig. 13 から求められる³²⁾.

計算ひずみと実測ひずみの比較は, Fig. 14 の流れ図に従って行った. まず, $K_{oh}=1$ に対する変位振幅 U を求め, このときの地表面加速度が $A=(2\pi/T)^2U$ で与えられると仮定する. したがって, 実測の地表面加速度が a_x であるときには,

$$R = \frac{a_x}{A} \dots\dots\dots(12)$$

なる係数を考えれば, 計算による地盤ひずみ e_{RG} , 埋設管の軸ひずみ e_{RL} , 合成ひずみ e_{RT} はそれぞれ

$$e_{RG} = R \cdot e_{Lmax} \dots\dots\dots(13 \cdot a)$$

$$e_{RL} = R \cdot \alpha_1 \cdot e_{Lmax} \dots\dots\dots(13 \cdot b)$$

$$e_{RT} = R \cdot e_T \dots\dots\dots(13 \cdot c)$$

となる.

これらの計算ひずみを実測ひずみ ϵ_L で除したものの累積度数百分率が, Fig. 15 である. 当然のことながら, 計算ひずみの実測ひずみに対する比は, 埋設管軸ひずみ, 地盤ひずみ, 合成ひずみの順に大きい. 50% 値に着目すると, e_{RL}/ϵ_L , e_{RG}/ϵ_L , e_{RT}/ϵ_L はそれぞれ 2.5, 2.7, 4.3 であり, 石油パイプライン技術基準による合成ひずみの値は, 平均的に実測ひずみの4倍強となっている. Fig. 15 によれば, 計算ひずみを実測ひずみより小さい場合 ($e/\epsilon_L < 1$) もあるが, これらの実測ひずみ ϵ_L はたかだか $1.8 \sim 5.0 \times 10^{-6}$ 程度であり, 対応する最大加速度 a_x も $0.6 \sim 4.2 \text{ cm/s}^2$ である.

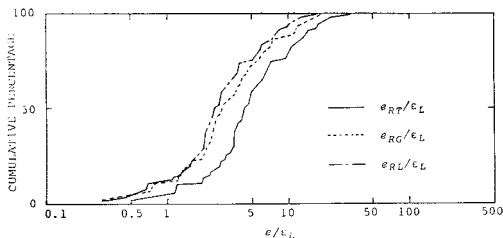


Fig. 15 Cumulative Frequency Distributions of e/ϵ_L (=Calculated/Measured).

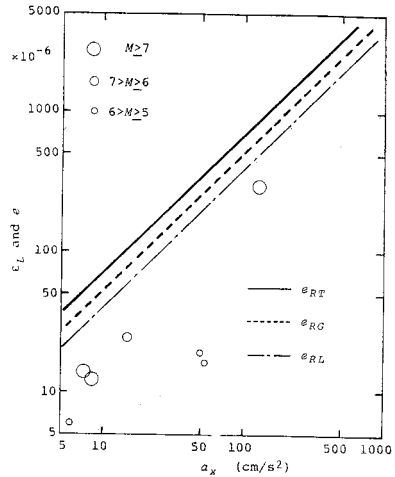


Fig. 16 Various Calculated Strains and Observed Strains for the Data Recorded at the Shimonaga Site.

Table 2 Comparison of Observed Strains and Various Calculated Strains (Shimonaga Site).

M	$\epsilon_L (\times 10^{-6})$	$a_x (\text{cm/s}^2)$	e_{RL}/ϵ_L	e_{RG}/ϵ_L	e_{RT}/ϵ_L
7.4	299	125	1.7	2.2	3.0
$M > 7$	13.9	7.2	2.1	2.7	3.7
7.3	12.2	8.3	2.8	3.6	4.9
6.3	24.8	14.8	2.4	3.1	4.3
5.8	6.1	5.9	4.0	5.1	7.0
5.8	19.4	48.6	10.2	13.2	17.9
5.8	16.5	52.8	13.0	16.8	22.8

もともと, 石油パイプライン技術基準は大ひずみの場合を想定して定められたものであり, この技術基準の安全度を調べるためには, 大ひずみの場合について実測値と計算値を比較する必要がある. 本研究で対象としたデータの中で, 最大の埋設管軸ひずみの実測値は 299×10^{-6} であり, これは1978年6月12日に発生したマグニチュード7.4の宮城県沖地震により前述の八戸市下長観測所で記録されたものである¹⁴⁾. Fig. 16 は, 下長観測所のデータのみについて地震動加速度に対する埋設管軸ひずみの実測値と計算値との比較を示したものである. Table 2 は, 実測のひずみ ϵ_L , 地震動最大加速度 a_x および実測ひずみに対する計算ひずみの比 (e_{RL}/ϵ_L , e_{RG}/ϵ_L , e_{RT}/ϵ_L) をマグニチュードの大きい順に並べたものである. この表から, 技術基準による合成ひずみ e_{RT} は, 最大の実測値 ($\epsilon_L = 299 \times 10^{-6}$) の場合にも, その3倍を与えることがわかる. また, Fig. 16 からわかるように, 実測ひずみ ϵ_L はおおむね加速度 a_x とともに大きくなるが, Table 2 によれば実測ひずみに対する計算ひずみの比は必ずしも加速度の大きさと関係せず, マグニチュードの大きい地震ほど小さな値となる

傾向がうかがわれる。たとえば、 $M=5.8$ および 7.4 に対する ϵ_{RT}/ϵ_L は、それぞれ 22.8 および 3.0 である。したがって、地震時埋設管ひずみをより高い信頼度で推定するためには、マグニチュードの大きい地震で生じる実測ひずみの蓄積が重要であろう。

5. 結 論

1970年から1980年の10年間に発生した91の地震によって各種地中構造物（埋設管7か所、沈埋トンネル3か所、地下タンク2か所、岩盤トンネル1か所）で記録された123個の実測ひずみ ϵ （埋設管60、沈埋トンネル48、地下タンク9、岩盤トンネル6）を対象にして、地震マグニチュード M 、震央距離 d 、構造物周辺地盤の地震動最大加速度 a および速度 v 、地盤の固有周期 T などの地震動パラメーターとの関係を検討し、さらに現行の石油パイプライン技術基準による計算ひずみと実測ひずみとを比較した。

本論文に示した結果の解釈にあたっては、特に以下の諸点に注意する必要がある。①大マグニチュード、近距離の地震によるデータがほとんどなく、測定ひずみの最大値も 300×10^{-6} である。②地震動の速度記録が得られているデータは少ない。③地盤の固有周期の推定は成層地盤を仮定して行い、特に深い層までの構造がわかっている場合を除いて、 $V_s \geq 300$ m/sの地盤を工学的な基盤と考えている。④埋設管をはじめ線状地中構造物は必ずしも直管ではないが、原則的には形状変化による影響の少ないと思われる実測値を用いている。

本研究で得られた結果をまとめれば以下のようなものである。

(1) 各種地中構造物の地震時ひずみ ϵ を地震動最大加速度 a および地盤の固有周期 T で正規化したパラメーター $\epsilon/(a \cdot T/2\pi)$ の累積度数百分率の50%値は、構造物の型式によって異なり、埋設管のひずみを1とすれば、沈埋トンネルで0.39、地下タンクで0.14となる。

(2) 線状地中構造物（埋設管、沈埋トンネル）の地震時ひずみが震央距離の増大に伴い減少する割合は、マグニチュードの大きい地震ほど小さい。

(3) 同じ大きさの地震動加速度（または速度）に対しては、マグニチュードの大きい遠距離地震の方が埋設管に大きなひずみを生じさせる。

(4) 埋設管の軸ひずみ ϵ_L と地震動最大加速度 a の相関は予想以上に高いが、管軸方向の実測最大速度 v_x および速度の次元をもつパラメーター $(a_x \cdot T/2\pi)$ との相関はさらに高い。

(5) 埋設管の軸ひずみ ϵ_L は地震動加速度 a の β 乗、 a^β （ここに、 $0.4 \leq \beta \leq 1$ ）、に比例し、 β の値はマ

グニチュードが大きい遠距離地震では1に近い。

(6) 埋設管の軸ひずみ ϵ_L は地震動速度 v_x に比例し、マグニチュードが $M \geq 7$ の場合には $(a_x \cdot T/2\pi)$ に対しても比例している。

(7) $\epsilon_L = v_x/C$ を仮定して求めた地震波の伝播速度 C は、工学的に地震基盤と考えられる層のせん断波速度 V_s より大きい。

(8) 石油パイプライン技術基準による合成ひずみの値は、平均的に実測値の4倍強のひずみを与える。

謝 辞：本研究を行うにあたり貴重な実測資料をご提供いただいた下記の方々に、深甚なる謝意を表する。

運輸省港湾技術研究所 藤沢孝夫

神奈川県内広域水道企業団 西塚正美

久保田鉄工(株) 北条貞宗、岩本利行、若井伸彦

新日本製鐵(株) 辻本 潤、大隈史雄

東京瓦斯(株) 宇棍忠雄、塚本克良、小山和夫

日本鋼管(株) 大石 博

付 録

Table 3に、観測地点、構造種別、地盤の固有周期（本文中の式(1)より求めた推定値）、埋設管の外径および肉厚を示す。沈埋トンネル、地下タンクおよび岩盤トンネルの構造形状は、埋設管のように外径と内厚のみでは表示できず、ここでは省略した。これらの観測地点で記録された地震の諸元を、Table 4に示した。Table 3の観測地点番号ごとにTable 4の地震番号と対応づけした実測データの一覧表がTable 5である。Table 5の加速度と速度は、主として構造物周辺の地盤で記録されたものであり、 x と y はそれぞれ管軸と管軸直角方向を、 z は鉛直方向を原則的に示している。また、ひずみの項のSTRAIN 1は、埋設管、沈埋トンネル、岩盤トンネルでは軸方向ひずみを示し、地下タンクでは側壁

Table 3 Observation Sites and Types of Underground Structures.

NO.	SITE	STRUCTURE	T (sec)	DIAMETER (mm)	THICKNESS (mm)
1	YOKOHAMA	PIPE	0.914	165.2	5.0
2	SOKA	PIPE	0.644	406.4	7.9
3	OMORI	PIPE	0.632	216.3	5.8
4	KANSEN	PIPE	0.437	1554.0	18.0
5	SHIMONAGA	PIPE	1.310	1041.0	13.0
6	HACHINOHE	PIPE	0.504	1219.2	16.0
7	MINAMIWATARIDA	PIPE	0.878	1838.0	19.0
8	HANEDA	TUNNEL	1.600	—	—
9	KINUURA	TUNNEL	0.969	—	—
10	OGISHIMA	TUNNEL	1.220	—	—
11	NEGISHI	TANK	0.294	—	—
12	SHIMIZU	TANK	1.020	—	—
13	ISHIZUKAYAMA	ROCK TUNNEL	0.229	—	—

Table 4 List of Earthquakes.

NO.	DATE	EPICENTER N E	DEPTH (km)	MAGNITUDE
1	1970 9 14	38.68 142.33	40.	6.2
2	1970 9 30	35.48 139.63	40.	4.8
3	1972 1 4	35.87 140.53	40.	5.0
4	1972 1 27	35.68 139.12	40.	4.8
5	1972 8 31	35.88 136.77	10.	6.0
6	1972 9 25	38.35 142.07	50.	5.5
7	1972 10 6	34.40 138.52	30.	5.5
8	1972 11 5	—	50.	3.5
9	1972 11 6	36.20 139.80	40.	5.1
10	1972 12 4	33.20 141.08	50.	7.3
11	1972 12 8	35.58 140.00	90.	4.8
12	1973 1 17	—	60.	4.1
13	1973 1 21	36.05 139.87	70.	4.8
14	1973 2 10	33.35 140.72	30.	5.1
15	1973 3 17	36.95 141.68	50.	5.3
16	1973 3 27	35.52 139.93	60.	4.9
17	1973 4 25	33.53 140.87	50.	5.5
18	1973 8 24	36.52 139.75	110.	5.0
19	1973 9 30	35.65 140.67	50.	5.9
20	1973 10 1	35.62 140.80	60.	5.8
21	1973 11 19	38.88 142.15	50.	6.4
22	1973 11 25	33.85 135.42	60.	5.9
23	1973 11 25	33.88 135.38	60.	5.8
24	1973 12 22	35.22 140.28	70.	5.0
25	1974 2 10	35.03 136.93	40.	5.3
26	1974 2 22	33.13 137.12	400.	6.9
27	1974 3 3	35.08 140.15	40.	6.0
28	1974 5 5	37.75 141.85	40.	5.5
29	1974 5 9	34.57 138.80	10.	6.9
30	1974 6 27	33.75 139.20	10.	6.1
31	1974 7 8	36.42 141.20	40.	6.3
32	1974 8 4	36.02 139.92	50.	5.8
33	1974 8 16	35.25 136.18	50.	4.9
34	1974 9 27	33.72 141.55	60.	6.4
35	1974 10 9	36.05 139.92	60.	4.8
36	1974 10 29	35.60 140.33	70.	4.9
37	1974 10 31	36.10 139.95	60.	4.6
38	1974 11 1	35.60 140.33	60.	4.3
39	1974 11 16	35.60 140.33	40.	6.1
40	1974 11 21	35.62 140.33	60.	4.7
41	1974 11 30	30.60 138.27	420.	7.6
42	1975 1 14	35.25 141.22	30.	5.1
43	1975 1 21	34.98 141.35	30.	5.9
44	1975 2 8	35.82 140.12	460.	5.4
45	1975 3 11	36.52 139.72	130.	5.1
46	1975 3 14	35.30 136.83	50.	5.3

NO.	DATE	EPICENTER N E	DEPTH (km)	MAGNITUDE
47	1975 4 12	36.17 140.02	50.	4.0
48	1975 4 18	36.13 139.85	50.	5.0
49	1975 6 16	40.13 142.25	30.	4.9
50	1975 6 18	40.16 142.43	40.	5.0
51	1975 6 18	40.87 143.25	30.	5.5
52	1975 8 12	31.70 138.30	360.	6.9
53	1975 9 20	—	50.	5.9
54	1975 10 30	41.95 142.78	60.	6.0
55	1975 12 15	35.50 140.20	60.	4.6
56	1976 3 15	40.97 141.97	60.	4.3
57	1976 5 13	35.70 139.80	40.	4.2
58	1976 6 2	41.45 142.03	60.	5.0
59	1976 6 16	35.52 139.00	20.	4.7
60	1976 6 16	35.50 139.00	20.	5.5
61	1976 7 8	40.23 142.43	30.	5.9
62	1976 8 18	34.77 138.93	0.	5.5
63	1976 12 29	36.80 139.20	140.	5.8
64	1977 2 4	35.08 138.28	10.	4.2
65	1977 2 18	41.45 141.97	60.	5.4
66	1977 4 25	40.08 142.68	30.	5.0
67	1977 6 4	35.52 140.05	60.	4.6
68	1977 9 28	—	60.	4.8
69	1977 10 5	36.13 139.87	60.	5.4
70	1977 12 17	36.58 141.08	50.	5.6
71	1978 1 14	34.77 139.25	10.	7.0
72	1978 1 15	34.83 138.88	20.	5.8
73	1978 1 15	34.80 138.83	10.	5.4
74	1978 2 20	38.20 142.70	50.	6.7
75	1978 3 7	31.60 137.80	440.	7.8
76	1978 3 20	36.10 139.90	60.	5.5
77	1978 3 25	44.33 149.82	40.	7.3
78	1978 4 7	35.20 141.10	40.	5.7
79	1978 5 15	40.20 142.50	40.	5.0
80	1978 5 16	40.95 141.47	10.	5.8
81	1978 5 16	40.93 141.45	10.	5.8
82	1978 6 12	38.15 142.22	30.	7.4
83	1978 6 12	38.20 142.30	40.	5.8
84	1978 6 12	—	—	—
85	1978 6 14	38.35 142.48	40.	6.3
86	1978 6 21	38.25 142.00	50.	5.8
87	1978 12 6	—	100.	7.7
88	1980 6 29	34.92 139.23	10.	6.7
89	1980 9 24	36.10 139.70	60.	6.0
90	1980 9 25	35.50 140.20	70.	6.1
91	1978 4 7	35.00 141.05	40.	—

の円周方向ひずみを意味する。STRAIN 2 は、埋設管では円周方向ひずみ、沈埋トンネルでは曲げひずみ、地下タンクでは側壁の縦軸方向のひずみを意味する。なお、埋設管をはじめ線状地中構造物は、その構造形状や周辺地盤が必ずしも長手軸方向に沿って一様ではないが、原則的にはこれらの影響の少ないと考えられるデータを用いている。また、Table 3 の観測地点番号が 4⁽¹⁾ と 5⁽⁴⁾ の埋設管は耐震ダクタイル管であり、伸縮継手部の効果のために、実際に管体が発生したひずみは小さいが、本論文では同観測所に設置されている管体ひずみ計、継手部伸縮計、地盤ひずみ計による実測値のうち、観測地点 4 では地盤ひずみ計の値を、また 5 では管体ひずみ計と継手部伸縮計の値の和を、埋設管のひずみとして用いている。なお、Table 4 および 5 の一印の箇所は、不明、不良または観測していないことを意味する。

参 考 文 献

- 石油パイプライン事業の事業用施設の技術上の基準の細目を定める告示，通商産業省，運輸省，建設省，自治省告示第 1 号，1973.
- 沈埋トンネル耐震設計指針（案），土木学会，1975.
- 地下貯油施設技術指針（案），土木学会，1980.

- 神山 真：地震時における地盤内の応力，ひずみの評価，土木学会論文報告集，第 250 号，1976.
- Toki, K.: Strain amplitude by body and surface waves in a near surface ground, Proc. of U.S.—Japan Seminar on Earthquake Engineering Research with Emphasis on Lifeline Systems, 1976.
- 高田至郎・J.P. Wright：ライフライン系解析のための相対地盤震動，土木学会論文報告集，第 299 号，1980.
- 桜井彰雄・高橋 忠・堤 一・矢島 浩・野口俊郎・岩片透：松代地震を利用した超高压地中電線路埋設管の耐震研究，電力中央研究所報告，No. 67058, 1967.
- Tamura, C., S. Okamoto and M. Hamada: Dynamic behavior of a submerged tunnel during earthquakes, Report of the Institute of Industrial Science, the University of Tokyo, Vol. 24, No. 5, 1975.
- 浜田政則：大型地下タンクの地震時挙動に関する基礎的研究，東京大学学位論文，1980.
- 西尾宣明・宇梶忠雄・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，1978.
- 西尾宣明・加室 昂・米山 潔・宇梶忠雄・高木貞人・塚本克良・飯村正一・鹿野浩一・山田 進：埋設管の地震時応力に関する研究（第 1 報），東京瓦斯技術研究所報告，第 22 号，1977.
- 西尾宣明・米山 潔・宇梶忠雄・塚本克良・羽村 淳：埋設管の地震時応力に関する研究（第 2 報），東京瓦斯技術研究所報告，第 24 号，1979.
- 小軽米松太郎 北条貞宗・岩本利行：八戸市白山浄水場

Table 5 Summary of Observed Data.

DATA NO.	SITE NO.	EARTHQUAKE NO.	MAGNITUDE	EPICENTRAL DISTANCE (km)	ACCELERATION (cm/s ²)			VELOCITY (cm/s)		STRAIN * (X10 ⁻⁶)	
					x	y	z	x	y	STRAIN1	STRAIN2
1	1	8	3.5	50.	1.9	2.3	1.5	—	—	4.00	—
2	1	9	5.1	65.	17.5	10.0	5.6	—	—	17.00	—
3	1	10	7.3	270.	26.0	26.0	11.5	—	—	28.40	—
4	1	12	4.1	60.	—	—	—	—	—	12.30	—
5	1	13	4.8	65.	3.3	6.8	1.5	—	—	6.70	—
6	1	16	4.9	26.	73.7	38.8	16.5	—	—	10.30	—
7	2	37	4.6	35.	32.9	41.5	9.6	—	—	12.30	0.70
8	2	39	6.1	130.	29.5	29.0	4.5	—	—	11.00	3.80
9	2	41	7.6	588.	33.8	19.0	6.6	—	—	18.70	4.20
10	2	44	5.4	28.	43.8	16.4	10.2	—	—	13.60	3.90
11	2	47	4.0	44.	36.7	39.0	8.8	—	—	12.50	4.50
12	2	48	5.0	36.	37.0	49.5	14.3	—	—	7.30	2.80
13	2	52	6.9	460.	6.3	9.7	5.0	—	—	6.80	2.30
14	3	63	5.8	146.	15.5	15.9	7.2	—	—	6.30	—
15	3	67	4.6	29.	12.6	18.9	6.7	—	—	9.50	—
16	3	69	5.4	66.	19.8	20.5	8.5	—	—	14.70	—
17	3	70	5.6	167.	5.9	6.8	4.7	—	—	6.10	—
18	3	71	7.0	100.	57.9	35.3	12.3	—	—	26.10	—
19	3	72	5.8	114.	17.3	8.4	3.3	—	—	5.00	—
20	3	73	5.4	120.	3.6	2.9	1.1	—	—	2.30	—
21	3	75	7.8	559.	23.4	18.1	5.5	—	—	8.90	—
22	3	76	5.5	63.	8.8	8.2	5.4	—	—	5.30	—
23	3	78	5.7	129.	3.1	3.0	1.3	—	—	3.00	—
24	3	91	—	140.	2.6	2.5	1.2	—	—	2.50	—
25	3	82	7.4	365.	27.0	21.7	7.5	—	—	17.00	—
26	4	49	4.9	89.	9.5	12.1	—	0.53	0.73	5.10	—
27	4	50	5.0	99.	15.6	20.6	—	0.91	1.10	7.70	—
28	4	51	5.5	148.	8.5	10.5	—	0.70	0.58	2.70	—
29	4	54	6.0	184.	21.4	24.4	—	1.66	1.61	10.00	—
30	4	56	4.3	56.	8.8	10.7	—	0.26	0.27	1.60	—
31	4	58	5.0	105.	8.0	10.4	—	0.44	0.62	0.96	—
32	4	61	5.9	85.	20.3	19.3	—	1.41	1.20	2.70	—
33	4	65	5.4	114.	15.7	16.2	—	0.83	0.79	2.80	—
34	4	66	5.0	108.	11.1	8.8	—	0.64	0.53	3.20	—
35	4	82	7.4	265.	137.5	120.9	—	9.70	7.70	48.90	—
36	5	75	7.8	992.	7.2	5.5	—	1.18	0.78	13.90	—
37	5	77	7.3	805.	8.3	9.8	—	0.90	1.06	12.20	—
38	5	80	5.8	45.	52.8	54.7	—	3.22	3.95	16.50	—
39	5	81	5.8	44.	48.6	36.5	—	2.84	2.80	19.40	—
40	5	82	7.4	272.	125.1	178.8	—	15.00	12.00	299.20	—
41	5	85	6.3	258.	14.8	20.5	—	2.33	3.24	24.80	—
42	5	86	5.8	258.	5.9	5.9	—	0.53	0.71	6.10	—
43	6	49	4.9	87.	2.4	—	—	—	—	2.90	—
44	6	51	5.5	150.	0.6	—	—	—	—	1.80	—
45	6	53	5.9	176.	3.1	—	—	—	—	3.80	—
46	6	54	6.0	190.	5.2	—	—	—	—	3.80	—
47	6	58	5.0	111.	1.3	—	—	—	—	2.00	—
48	6	61	5.9	84.	4.2	—	—	—	—	5.00	—
49	6	65	5.4	109.	5.2	—	—	—	—	2.00	—
50	6	68	4.8	91.	0.9	—	—	—	—	2.00	—
51	6	74	6.7	205.	7.8	—	—	—	—	2.90	—
52	6	80	5.8	48.	8.3	—	—	—	—	2.40	—
53	6	81	5.8	46.	7.4	—	—	—	—	2.90	—
54	6	82	7.4	269.	23.4	—	—	—	—	10.70	—
55	6	87	7.7	646.	11.5	—	—	—	—	8.40	—
56	7	74	6.7	406.	6.2	7.4	—	—	—	4.35	—
57	7	82	7.4	379.	21.4	28.0	6.8	—	—	21.80	—
58	7	88	6.7	78.	25.0	26.7	15.5	—	—	22.00	—
59	7	89	6.0	67.	14.4	19.5	—	—	—	4.00	—
60	7	90	6.1	44.	90.0	71.0	—	—	—	31.00	—

*

	PIPE	TUNNEL	TANK	ROCK TUNNEL
STRAIN1	LONGITUDINAL AXIAL STRAIN ϵ_L	LONGITUDINAL AXIAL STRAIN ϵ_L	HORIZONTAL CIRCUMFERENTIAL STRAIN	LONGITUDINAL AXIAL STRAIN
STRAIN2	CIRCUMFERENTIAL STRAIN	BENDING STRAIN	VERTICAL AXIAL STRAIN	—

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, 1978.

- 14) 小軽米松太郎・北条貞宗・若井伸彦: 八戸市下長地区に於ける耐震ダクタイル管路の地震時の挙動観測, 第15回土木学会地震工学研究発表会, 1979.
- 15) Miyauchi, J. and J. Tsujimoto: Dynamic behavior of pipeline during the Miyagi-ken-oki Earthquake in 1978, the 7th WCEE, 1980.
- 16) 藤岡 宏・西塚正美・高橋将憲: 埋設鋼管路の地震時挙動観測と耐震設計 (I), 水道協会雑誌, 第550号, 1980.

- 17) 田村重四郎・岡本舜三・加藤勝行: 沈埋トンネルの地震時の歪について, 第14回土木学会地震工学研究発表会, 1976.

- 18) 清宮 理・中山茂雄・土田 肇: 衣浦港海底トンネル地震応答観測および地震応答計算, 港湾技研資料, No. 221, 1975.
- 19) 清宮 理・藤沢孝夫: 衣浦港海底トンネルでの地震応答観測, 第14回土質工学研究発表会, 1979.
- 20) 平井康善・大石 博: 扇島連絡海底トンネルの地震時の挙動, 日本鋼管技報, No. 77, 1978.

Table 5 Summary of Observed Data (Continued).

DATA NO.	SITE NO.	EARTHQUAKE NO.	MAGNITUDE	EPICENTRAL DISTANCE (km)	ACCELERATION (cm/s ²)		VELOCITY (cm/s)		STRAIN (X10 ⁻⁶)	
					x	y	x	y	STRAIN1	STRAIN2
61	8	1	6.2	420.	2.6	—	—	—	1.70	—
62	8	2	4.8	12.	12.1	—	—	—	1.20	—
63	8	3	5.0	80.	1.8	—	—	—	1.00	—
64	8	4	4.8	60.	6.8	—	—	—	0.80	—
65	8	5	6.0	270.	2.3	—	—	—	2.60	—
66	8	6	5.5	380.	1.6	—	—	—	1.70	—
67	8	7	5.5	160.	10.9	—	—	—	3.50	—
68	8	10	7.3	280.	14.7	—	—	—	20.90	—
69	8	11	4.8	20.	15.0	—	—	—	1.20	—
70	8	13	4.8	55.	2.7	—	—	—	1.60	—
71	8	14	5.1	260.	0.9	—	—	—	0.50	—
72	8	15	5.3	240.	0.6	—	—	—	1.20	—
73	8	16	4.9	17.	13.6	—	—	—	2.00	—
74	8	17	5.5	250.	1.2	—	—	—	1.60	—
75	8	18	5.0	110.	1.9	—	—	—	1.10	—
76	8	19	5.9	80.	4.5	—	—	—	4.00	—
77	8	20	5.8	100.	4.5	—	—	—	2.40	—
78	8	21	6.4	430.	1.8	—	—	—	2.00	—
79	8	24	5.0	60.	6.9	—	—	—	4.20	—
80	8	26	6.9	360.	3.8	—	—	—	1.80	—
81	8	27	6.0	135.	5.1	—	—	—	4.20	—
82	8	28	5.5	310.	0.9	—	—	—	1.30	—
83	8	29	6.9	180.	9.3	—	—	—	11.60	—
84	8	30	6.1	200.	2.9	—	—	—	5.20	—
85	8	31	6.3	160.	3.8	—	—	—	6.10	—
86	8	32	5.8	55.	11.0	—	—	—	5.00	—
87	8	34	6.4	270.	7.8	—	—	—	4.80	—
88	8	35	4.8	60.	2.0	—	—	—	0.90	—
89	8	36	4.9	50.	2.4	—	—	—	1.00	—
90	8	38	4.3	50.	2.1	—	—	—	0.60	—
91	8	39	6.1	140.	9.0	—	—	—	6.10	—
92	8	40	4.7	50.	2.0	—	—	—	0.90	—
93	8	42	5.1	135.	1.0	—	—	—	0.90	—
94	8	43	5.9	160.	2.8	—	—	—	2.40	—
95	8	44	5.4	60.	8.8	—	—	—	2.70	—
96	8	45	5.1	110.	2.0	—	—	—	0.80	—
97	8	46	5.3	260.	0.4	—	—	—	0.60	—
98	9	22	5.9	185.	10.3	7.8	—	—	5.00	—
99	9	23	5.8	185.	26.9	13.1	—	—	5.00	—
100	9	25	5.3	30.	71.2	33.8	—	—	4.00	—
101	9	33	4.9	50.	24.0	27.8	—	—	6.80	—
102	9	71	7.0	215.	22.1	18.6	—	—	21.50	—
103	9	82	7.4	655.	8.7	4.7	—	—	8.00	—
104	10	52	6.9	430.	6.4	—	—	—	0.40	0.25
105	10	55	4.6	25.	6.4	—	—	—	0.38	0.57
106	10	57	4.2	22.	1.6	—	—	—	0.07	—
107	10	60	5.5	110.	19.2	—	—	—	3.20	1.60
108	10	82	7.4	300.	24.9	—	—	—	15.00	5.00
109	11	71	7.0	70.	45.5	22.2	—	—	10.60	4.60
110	11	82	7.4	370.	16.2	9.8	—	—	7.00	3.30
111	12	39	6.1	260.	3.0	—	0.69	—	0.60	—
112	12	41	7.6	540.	1.9	—	0.65	—	0.44	—
113	12	59	4.7	70.	1.7	—	0.23	—	0.21	—
114	12	60	5.5	70.	6.7	—	0.88	—	0.91	—
115	12	62	5.5	50.	—	—	0.68	—	0.62	—
116	12	64	4.2	35.	9.0	—	0.56	—	0.32	—
117	12	71	7.0	80.	41.9	—	6.43	—	3.59	—
118	13	79	5.0	120.	1.1	—	—	—	0.15	—
119	13	80	5.8	190.	1.4	—	—	—	0.18	—
120	13	83	5.8	120.	3.8	—	—	—	0.22	—
121	13	84	—	—	3.2	—	—	—	0.12	—
122	13	85	6.3	110.	5.2	—	—	—	0.38	—
123	13	86	5.8	105.	8.9	—	—	—	0.46	—

21) Nasu, N., J. Morioka and H. Oishi : Earthquake observation and strain measurement in a submarine tunnel, the 7th WCEE, 1980.

22) 倉橋君夫・後藤貞夫・小山和夫 : LNG 地下貯槽における地震観測, 第 35 回土木学会年次学術講演会, 1980.

23) 久保慶三郎ほか : 地盤の動特性および地下構造物の動的挙動に関する研究, 文部省科学研究費自然災害特別研究, No. A-55-2, 1980.

24) 石油パイプライン技術基準案, 日本道路協会, 1974.

25) 水道施設耐震工法指針・解説, 日本水道協会, 1979.

26) Nakamura, M., T. Katayama and K. Kubo : Quantitative analysis of observed seismic strains in underground structures, Bulletin of Earthquake Resistant Structure Research Center, Institute of Industrial Science, University of Tokyo, No. 14, 1981.

27) 北条貞宗・岩本利行・若井伸彦 : 耐震ダクタイル管路の地震時挙動観測 (伝播速度と地盤歪について), 第 35 回土木学会年次学術講演会, 1980.

28) 佐藤泰夫 : 弾性波動論, 岩波書店, 1978.

29) 宮島信雄・宮内二郎・上野和栄 : 埋設導管の地震時応力, 第 4 回日本地震工学シンポジウム, 1975.

30) Tsuchida, H. and E. Kurata : Observed earthquake ground displacements along a 2500 meter line, Proc. of U.S.-Japan Seminar on Earthquake Engineering Research with Emphasis on Lifeline Systems, 1976.

31) 藤岡 宏・西塚正美・高橋将憲 : 埋設鋼管路の地震時挙動観測と耐震設計 (II), 水道協会雑誌, 第 552 号, 1980.

32) 新耐震設計法 (案), 建設省土木研究所, 1977.