

土研資料第1272号

土 木 研 究 所 資 料

沈埋トンネル軸線上の変位および断面力に
対する可撓性継手の影響の解析

昭和53年2月

建設省土木研究所

ま え が き

本報告は可撓性継手を設けた場合の沈埋トンネルの長手方向に沿う応答特性を継手の剛さの影響に重点を置いて試算した結果をまとめたものである。試算の対象としたのは昭和 52 年度に建設省近畿地方建設局において、大阪湾岸道路の六甲アイランド～ポートアイランド間の調査の一環として計画された沈埋トンネルである。

本調査を実施するに当たり、近畿地方建設局阪神国道工事事務所調査第二課瀬戸口忠臣課長および山本剛氏に種々御世話になったことを記し、厚くお礼申し上げる。

昭和 53 年 2 月

地震防災部	耐震研究室 室長	栗 林 栄 一
	振動研究室研究員 (併) 耐震研究室研究員	川 島 一 彦
	耐 震 研 究 室	柴 田 松 雄

目 次

ま え が き

1. 概 説	1
2. 耐震計算に用いる地盤定数	3
3. 地震応答計算に用いる入力地震動	7
4. 解析モデル	10
5. 解析結果	14
5-1 固有値解析の結果	14
5-2 沈埋トンネルの地震応答	14
5-3 トンネルの断面力に対する可撓性継手の影響	14
5-4 継手における隣接エレメント間の相対変位および 相対回転角に及ぼす可撓性継手の影響	15
6. 結 論	58
参 考 文 献	59
付 録	
地震動入力の位相差が沈埋トンネルの地震応答に与える影響	61

1. 概 説

沈埋工法で施工されるトンネル（沈埋トンネル）においては、地盤の不等沈下や温度変化による応力の緩和を図ったり、あるいは地震時に特定の断面に応力が集中することを避けるために可撓性継手を用いてトンネルエレメント間を接合する場合が多い。可撓性継手の剛性および強度はその構造上の特性から、比較的軟らかく変形性能に富む継手から、トンネル本体部とほとんど変わらない剛い継手まで、いろいろな設計とすることができる。

現在まで実施された調査、研究の結果によれば、沈埋トンネルの地震時の運動は周辺の地盤に生じる運動とおおむね同じといわれている^{1) 5)} 可撓性継手を設けた場合にも基本的な動的特性は変わらないと考えられるが、継手の近傍に生じるトンネルの変位および変形は継手の剛性並びにその配置等の条件によって変化する。

本報告は可撓性継手を設けた場合の沈埋トンネルの長手方向に沿う応答特性を継手の剛さの影響に重点を置いて試算した結果をまとめたものである。

対象としたのは昭和 52 年度に建設省近畿地方建設局において大阪湾岸道路の六甲アイランド～ポートアイランド間の調査の一環として計画された図 1-1 に示す沈埋トンネルである^{1) 2) 3)}。

本沈埋トンネルは 6 車線の道路用トンネルであり、全長 4,131 m のうち、2,856 m 区間が沈埋工法で計画されている。沈埋工法による施工区間の計画断面は幅 37.4 m、高さ 8.95 m であり、鉄筋コンクリート構造方式とされている。なお、本沈埋トンネルの基本耐震設計は東京湾横断道路沈埋トンネル設計基準（案）⁶⁾ に準拠して地震時の地盤の変形を考慮した応答変位法により行なわれている。

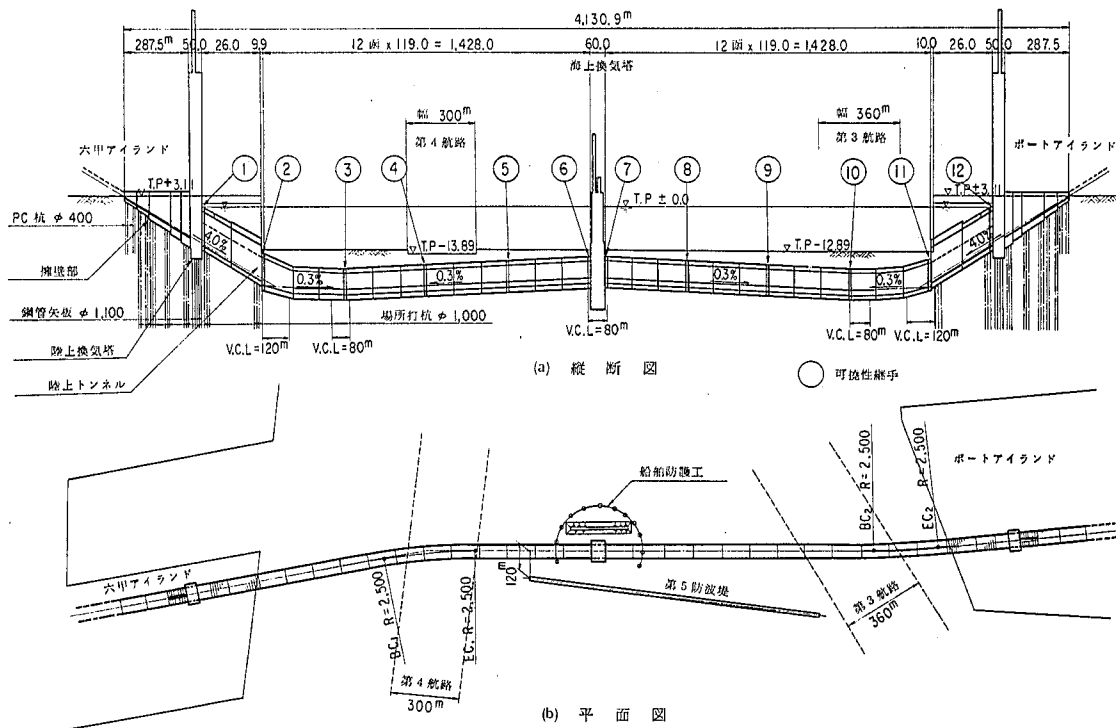


図1-1 計算の対象とした沈埋トンネル一般図

2. 耐震計算に用いる地盤定数

トンネル計画区間の地質縦断面は図2-1¹⁾に示す通りである。地盤の成層状態は海底面から下方に順に埋土、上部粘土層、上部砂泥互層、中部粘土層、中部砂泥互層と続いており、地質ボーリング調査の結果に基づく各層の平均的な諸定数は表2-1³⁾に示す通りである。

表2-1に示したせん断弾性係数は東京湾、伊勢湾で実施された地盤調査結果をもとに、標準貫入試験N値とせん断弾性波の速度 V_s を以下のように定めて求めた微小せん断ひずみ時の値である。

$$G = \frac{\gamma_s}{g} \cdot V_s^2 \quad (1)$$

ここに、

γ_s : 単位体積重量 [t/m³]

V_s : 微小ひずみ時のせん断弾性波速度 [m/sec]¹⁶⁾

$$V_s = \begin{cases} 143N^{0.0777} & \text{沖積世粘性土} \\ 103N^{0.211} & \text{沖積世砂質土} \\ 172N^{0.183} & \text{洪積世粘性土} \\ 205N^{0.125} & \text{洪積世砂質土} \end{cases} \quad (2)$$

表2-1に示した調査結果をもとに、地震時に地盤に生じるせん断ひずみを、沖積層では 10^{-3} 程度、洪積層では 10^{-4} 程度と見込み、現在までに行なわれた各種の現場および室内実験により得られた土の歪依存性に関する成果から¹⁵⁾¹⁶⁾¹⁷⁾、地震時の地盤の剛さを表2-2のように定めた。

耐震計算上の基盤は、東京湾横断道路沈埋トンネル設計基準(案)⁶⁾に従い、中部砂泥互層にとり、この上面をもって耐震計算上の基盤面とみなした。

表 2-1 周辺地盤の平均的な地盤定数

地質年代	地 層 名	平均N値	単位単積重量 [t/m ³]	せん断弾性波速度 [m/sec]	せん断弾性係数 [t/m ²]
沖積層	埋 土 層	16	1.9	185	6,630
	最上部粘土層	1	1.5	143	3,130
洪積層	上部砂泥互層	53	2.0	337	23,100
	中部粘土層	18	1.7	292	14,800
	中部砂泥互層	100	2.0	365	27,100

表 2-2 耐震計算に用いるひずみ依存性を考慮した地盤のせん断弾性係数

地質年代	地 層 名	位 置	層 相	せん断弾性係数G [t/m ²]
沖積層	埋 土	ポートアイランド	砂 質 土	2,200
		六甲アイランド		
	上部粘土層	ポートアイランド	粘 性 土	2,200
		六甲アイランド		
		第 8 航 路		
洪積層	上部砂泥互層	第 3 航 路	砂質土として扱う	19,000 20,000 19,000 18,000
		ポートアイランド		
		六甲アイランド		
		第 8 航 路		
	中部粘土層	第 3 航 路	粘 性 土	13,000
		ポートアイランド		
		六甲アイランド		
		第 8 航 路		

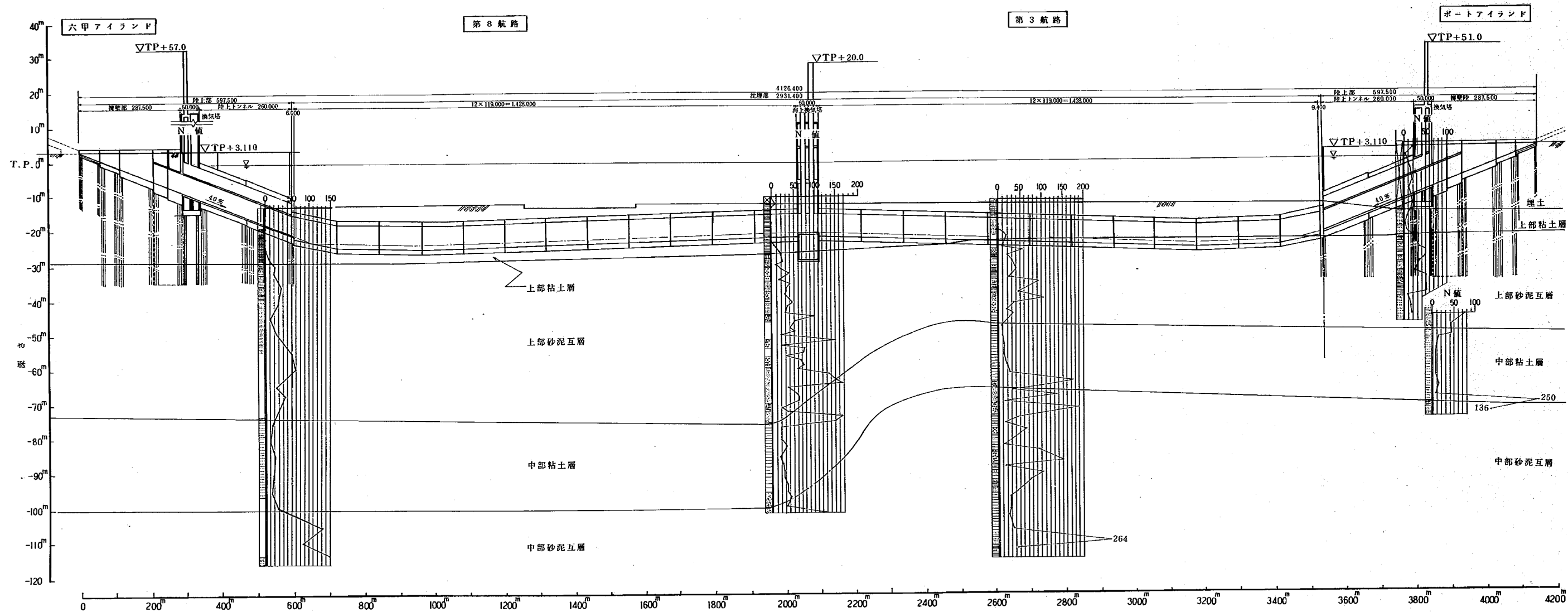


図 2-1 地 質 図

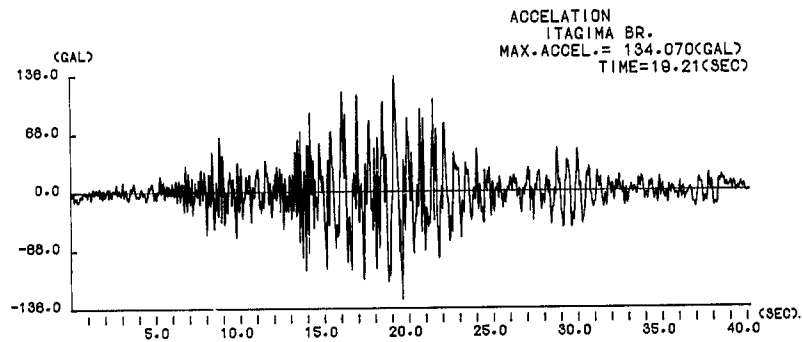
3. 地震応答計算に用いる入力地震動

入力地震動として表3-1に示す平均応答スペクトル曲線（建設省土木研究所，岩盤，1970年），1968年4月の日向灘沖地震による愛媛県宇和島市板島橋付近の地盤表面で記録された地震動加速度記録⁹⁾および1973年6月の根室半島沖地震によって北海道静内橋付近の地盤の地下40mで記録された地震動加速度記録¹⁰⁾を選定した。これらの入力地震動はこれまでに東京湾横断道路沈埋トンネル^{7) 8)}をはじめ平戸大橋¹²⁾，名古屋港西大橋¹³⁾等の地震応答解析に使用されてきている。

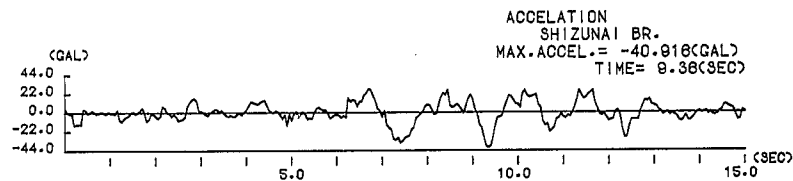
板島橋での記録は比較的軟質な地盤の表面で採取された記録である，一方静内橋での記録は比較的良好な砂礫層中で採取された記録である。ともに沈埋トンネルの計画地点とは異なった地盤条件の下に採取された記録である。従ってこのような地盤条件の差異を正しく耐震計算に取り入れるために板島橋および静内橋の地震動をそれぞれの地点における耐震計算上の基盤面に変換した地震動の記録を（図3-1参照）本地点の耐震計算上の基盤に入力として作用させた。平均応答スペクトルはもともと良好な地盤上で観測された地震動の記録をもとにして算出されたものであるので，そのまま耐震計算上の基盤に作用させることとした。入力地震動加速度の最大値は，ともに基盤面で150ガルとした。以上3種類の入力地震動の特性を加速度応答スペクトル曲線で比較すると図3-2となる。これらの入力地震動がもつ基本的な特性に関しては参考文献〔11〕に詳しい。

表3-1 地震応答解析に用いた地震動

地震名	発生年月日	記録地	M	震央距離 (km)	継続時間 (秒)	最大加速度 (ガル)	計算に使用 した最大加 速度(ガル)	備 考
根室半島沖地震	1973. 6. 17	静内橋 (地下40m)	7.4	305	12	45	150	
日向灘沖地震	1968. 4. 1	板島橋	7.5	104	40	186	150	地表面の地震動を基 盤面の地震動に変換
平均応答スペクトル曲線（建設省土木研究所 1970, 岩盤）							150	



(a) 板島橋地震動



(b) 静内橋地震動

图3-1 入力地震動加速度波形

630

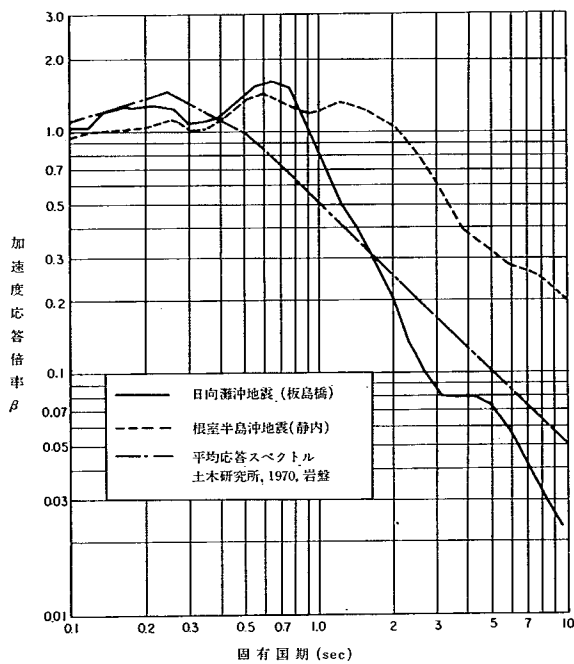


図 3-2 入力対震動の応答加速度スペクトル曲線 ($h=20\%$)

4. 解析モデル

地震応答解析では六甲アイランド側の換気塔およびポートアイランド側の換気塔の間を結ぶ 3570 m のトンネル区間を対象とし、図 4-1 に示すように耐震計算上の基盤とった中部砂泥互層より上の表層地盤および沈埋トンネルをそれぞれ 52 個の質点より成る力学モデルによって置換した。トンネルは図 1-1 に示したように、縦断および横断の線形に曲率が入っているが、解析モデルには平面線形の影響を忠実に取り入れた。

沈埋トンネルには陸上部に 2 つ、海中に 1 つの換気塔が設けられているが、これらの換気塔と沈埋トンネルとの取合いは、計画で想定される構造形式をもとに上下方向の相対的な運動に対しては構造上固定、その他の方向の相対運動に対しては構造上独立と仮定した。

沈埋トンネルは図 1-1 に示したように換気塔間で連続しているとした場合（継手間が剛結合されている場合）および 3 エレメントごとに合計 12 箇所にかね性の耐震継手が設けられているとした場合の両ケースを解析することとした。後者の場合には耐震継手の変形性を継手の両端の相対的な変位の差に比例した力を伝えるばね（継手ばねと以下呼ぶ）によって表示することとし、現在までの沈埋トンネルの設計の事例および模型実験の結果などを参考にして、表 4-1 に示すように継手ばねのばね定数を仮定した。またこのような継手ばねの剛性が沈埋トンネルの地震応答に及ぼす影響を検討するために、表 4-1 に示した継手ばねの定数を基本として、これらを任意に $1/20$ 倍、 $1/4$ 倍、 $1/2$ 倍、5 倍、50 倍と変化させた場合の応答を計算した。

地震動入力作用方向は沈埋トンネル主要部の長手に沿う方向、これに直交する水平面内の方向および鉛直方向の 3 つとし、それぞれ個別に解析した。

地震応答解析に用いた沈埋トンネルの断面定数は表 4-2 に示す通りである。解析モデルおよび計算法の詳細については参考文献²⁰⁾に詳しい。

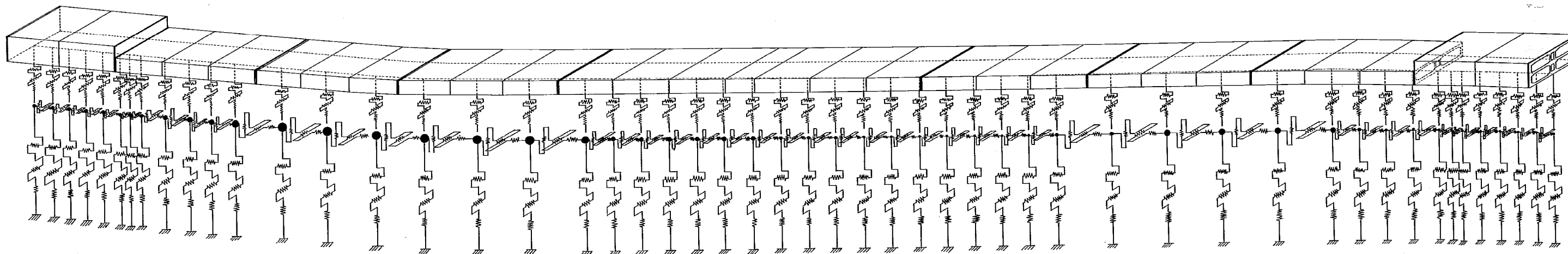


図4-1 トンネルおよび表層地盤の力学モデル

表 4-1 計算に用いた可撓性継手のバネ係数

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

表 4-2 計算に用いたトンネルの断面諸定数

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

5. 解析結果

5-1 固有値解析の結果

図4-1に示した地盤モデルの固有値解析により求められたトンネル周辺地盤の固有振動周期、モード寄与率、有効質量の一覧を表5-1に示す。また、対応する振動モードを図5-1（トンネル軸方向）図5-2（トンネル軸直角方向）および図5-3（鉛直方向）に示す。

最高次と最低次の固有周期の幅が狭く、近接した固有周期の振動モードが続くとともに、比較的高次の振動モードまで寄与率が高いのが認められる。

5-2 沈埋トンネルの地震応答

基盤面に3章に示した地震動入力を用いた場合の沈埋トンネルの応答変位および断面力の最大値の分布を図5-4（平均応答スペクトルを用いた場合）、図5-5（静内橋地震動を用いた場合）および図5-6（板島橋地震動を用いた場合）に示す。図中では実線が可撓性の継手を設けない場合の結果を、破線が可撓性継手を設けた場合の結果をそれぞれ示している。なお、ここでは、基盤に作用させた入力地震動の最大加速度は、トンネル軸方向および軸直角方向に加振した場合には150ガル、鉛直方向に加振した場合には75ガルとしている。

これらの結果により、一般には可撓性の継手を設けることによりトンネルに生じる地震時断面力は減じている。しかしながら可撓性継手を設けても、ほとんど断面力が低下しなかったり、あるいは継手の近傍で継手を設けなかった場合よりも大きな断面力が生じたりする場合のあることに注意しなければならない。

鉛直方向の計算結果では、陸上の換気塔および海中の換気塔との取付部でトンネルの断面力が異常に大きく計算されている。この原因は沈埋トンネルと換気塔の接続方式を上下方向には剛結されているとしたこと、および、換気塔自身は支持層に達する杭により、強固に支持されており、上下方向にはほとんど振動しないと考えられることから、解析モデルでは沈埋トンネルの上下方向の運動を換気塔との取付位置で計算上固定したことによる。実際には、換気塔と沈埋トンネルの結合条件は、完全には固定とはなり得ないであろうし、換気塔自身もわずかな上下方向の振動が許容されるので、このような過大な断面力は生じないと考えられる。

表層地盤の基本固有周期は六甲アイランド側では1.4～2.1秒、ポートアイランド側では1.0～1.6秒と比較的長い。従って沈埋トンネルに生じる断面力は、板島橋の地震動記録のように比較的周期の短い所で卓越する地震入力を用いた場合より、静内橋の地震動記録のように比較的周期の長い所で卓越する地震入力を用いた場合の方が大きくなる。

5-3 トンネルの断面力に対する可撓性継手の影響

可撓性の継手を設けた場合と設けない場合のトンネルに生じる最大断面力の比較は図5-4～図5-6に示した通りである。この計算では表4-1で示した継手の剛さが仮定されている。継手の剛さが変化するとトンネルに生じる最大断面力の分布がどのように変わるかを調べるために、表4-1に示した

継手の剛さを任意に5倍にした場合および1/4倍にした場合について比較したのが図5-7（平均応答スペクトルを作用させた場合）、図5-8（静内橋地震動を作用させた場合）および図5-9（板島橋地震動を作用させた場合）である。断面力が変化する割合は、断面力が大きく生じる位置ほど大きいこと、言い換えれば、表層地盤の構成が比較的一様でそれほど大きな断面力の生じない地点では可撓性継手の剛さを多少変化させても著しく断面力は変化しないことがわかる。

次に、継手の剛さを更に大きく変化させた場合の影響を調べるために、表4-1に示した継手の剛さをそれぞれ任意に1/20, 1/4, 1/2, 5, 10倍と変化させた試算を行なった。その結果、継手に生じる断面力が、継手を設けない場合に生じる断面力に比較してどの程度の割合になるかを示したのが、図5-10（軸力の変化）、図5-11（せん断力の変化）および図5-12（曲げモーメントの変化）である。図中の8本の実線は図1-1に示した8箇所の継手（継手№2, 3, 4, 5, 8, 9, 10, 11）に対応する断面力の変化を示しており、破線はこれら8箇所の平均値を示している。この結果から、可撓性継手を設けることによる継手位置での断面力の低減の割合は、継手の位置もしくは地震入力の種類によらずおおむね同程度であること、断面力は、継手の剛さが低くなるに従って単調に減少していくことがわかる。

図5-10～図5-12に示した断面力の低減の割合を軸力、曲げモーメント、せん断力に分類して、それぞれごとの平均値を求めると、図5-13の様にまとめられる。この結果は、軸力および曲げモーメントは可撓性継手の剛さが低くなればそれにとまって比較的容易に減少させることができるが、せん断力はなかなか減少していかないことを示している。

以上は個々の継手ごとの断面力を、可撓性継手を設けた場合と設けない場合で比較したものであるが、沈埋トンネル全長を通した断面力の最大値に注目して可撓性継手の影響を示したのが図5-14（軸力の変化）、図5-15（せん断力の変化）および図5-16（曲げモーメントの変化）である。沈埋トンネル全長を通しての最大断面力は、上述の個々の継手ごとの断面力と違い、継手の剛さが低くなっても、必ずしも単調に低減しないことがわかる。

5-4 継手における隣接エレメント間の相対変位および相対回転角に及ぼす可撓性継手の影響

継手部分における隣接エレメント間の相対変位および相対回転角の最大値を図5-17に示す。

同図中には、沈埋トンネル重心位置での地盤の応答変位振幅の最大値も示されている。それぞれ対応する継手位置での隣接エレメント間の相対変位と地盤振幅を比較すると、前者は後者より小さい。図5-18は継手ばね定数と上記の関係を示している。これから継手の剛さが低い程隣接エレメント間の相対変位は大きくなり、トンネル軸方向の相対変位がトンネル軸に直交する方向の相対変位よりも大きくなり、トンネル軸方向の相対変位が地盤の応答変位を越す場合は、きわめて稀であることがわかる。

相対変位の値は継手ごとに異なっているが、一般には図5-17の例からわかるように、端部のエレメントで大きくなる傾向が認められる。

表 5-1 固有周期、モード寄与率および有効質量

モード 次 数	トンネル軸方向			トンネル軸直角方向(水平面内)			トンネル軸直角方向(鉛直面内)		
	固有周期 [sec]	モード 寄与率	有効質量 ($\times 10^3$)	固有周期 [sec]	モード 寄与率	有効質量 ($\times 10^3$)	固有周期 [sec]	モード 寄与率	有効質量 ($\times 10^3$)
1	1.88	3.35	2179.8	1.99	2.88	1617.0	1.19	2.59	1328.6
2	1.46	3.51	4737.4	1.52	2.56	923.8	1.00	1.17	245.6
3	1.45	2.80	1087.3	1.50	3.24	2806.8	0.90	2.43	837.6
4	1.38	1.20	412.4	1.46	2.66	2048.7	0.87	2.80	2856.8
5	1.28	1.03	295.9	1.43	1.53	642.4	0.85	1.34	622.7
6	1.18	0.58	92.6	1.37	0.74	162.5	0.84	2.56	1875.3
7	1.10	0.82	173.1	1.31	0.39	45.4	0.83	0.02	0.1
8	1.02	0.89	195.5	1.26	0.90	229.0	0.81	0.19	10.0
9	0.98	2.45	813.7	1.20	0.40	49.5	0.80	0.91	107.2
10	0.96	1.49	480.7	1.20	1.11	154.3	0.80	0.76	164.6
11	0.93	2.29	1206.5	1.15	0.66	127.4	0.79	0.61	113.4
12	0.91	0.06	0.7	1.10	0.47	63.5	0.77	0.52	94.2
13	0.88	0.03	0.1	1.06	0.45	61.6	0.75	0.34	39.8
14	0.85	0.33	24.2	1.03	0.27	21.5	0.74	0.65	124.6
15	0.82	0.27	17.3	1.01	0.58	101.6	0.73	0.03	0.3
16	0.80	0.09	2.0	0.99	0.80	174.1	0.72	0.26	26.2
17	0.77	0.11	2.9	0.96	2.97	1557.9	0.69	0.66	54.1
18	0.75	0.07	1.1	0.95	2.00	696.7	0.69	0.75	131.3
19	0.72	0.09	2.1	0.94	0.86	143.1	0.67	0.08	1.3
20	0.71	0.03	0.2	0.92	0.04	0.3	0.65	0.65	94.5
21	0.70	0.03	0.4	0.92	0.41	31.6	0.63	0.08	1.3
22	0.69	0.07	0.9	0.90	0.52	47.5	0.61	0.76	120.1
23	0.66	0.05	0.5	0.88	0.16	4.8	0.60	0.60	45.8
24	0.64	0.00	0.0	0.86	0.10	1.8	0.59	0.92	165.1
25	0.63	0.01	0.0	0.84	0.15	4.6	0.57	0.05	0.5
26	0.61	0.00	0.0	0.82	0.11	2.4	0.57	0.99	185.7
27	0.59	0.00	0.0	0.80	0.07	1.2	0.55	2.69	1401.0
28	0.58	0.06	0.5	0.79	0.13	3.7	0.55	0.00	0.0
29	0.55	0.00	0.0	0.79	0.05	0.5	0.55	1.22	267.6
30	0.51	0.00	0.0	0.78	0.03	0.1	0.55	1.31	393.2
31	0.51	0.02	0.1	0.74	0.00	0.0	0.54	1.32	337.6
32	0.49	0.05	0.3	0.73	0.04	0.2	0.54	0.30	18.6
33	0.48	0.01	0.0	0.71	0.00	0.0	0.53	0.29	14.8
34	0.45	0.00	0.0	0.71	0.01	0.0	0.53	0.24	10.3
35	0.45	0.00	0.0	0.68	0.01	0.0	0.53	0.07	0.9
36	0.45	0.01	0.0	0.67	0.10	1.4	0.52	0.28	15.3
37	0.43	0.00	0.0	0.66	0.00	0.0	0.52	0.11	2.5
38	0.41	0.00	0.0	0.65	0.01	0.0	0.52	0.06	0.6
39	0.41	0.00	0.0	0.64	0.00	0.0	0.51	0.14	4.2
40	0.40	0.00	0.0	0.62	0.01	0.0	0.51	0.05	0.4
41	0.40	0.02	0.1	0.61	0.01	0.0	0.50	0.04	0.3
42	0.39	0.00	0.0	0.61	0.04	0.2	0.49	0.13	2.3
43	0.38	0.00	0.0	0.59	0.01	0.0	0.48	0.03	0.1
44	0.38	0.00	0.0	0.59	0.01	0.0	0.48	0.18	5.0
45	0.37	0.01	0.0	0.59	0.03	0.1	0.48	0.07	0.8
46	0.37	0.01	0.0	0.57	0.01	0.0	0.47	0.03	0.1
47	0.33	0.02	0.1	0.54	0.04	0.2	0.45	0.04	0.3
48	0.33	0.01	0.0	0.53	0.02	0.1	0.45	0.12	2.1
49	0.32	0.02	0.0	0.52	0.07	0.6	0.44	0.01	0.0
50	0.31	0.01	0.0	0.50	0.02	0.0	0.43	0.14	2.3
51	0.23	0.01	0.0	0.38	0.03	0.1	0.36	0.12	1.4
52	0.21	0.00	0.0	0.35	0.01	0.0	0.35	0.03	0.1

NATURAL MODES
TIME-RESPONSE (FIX) AXIAL
AXIAL MODE

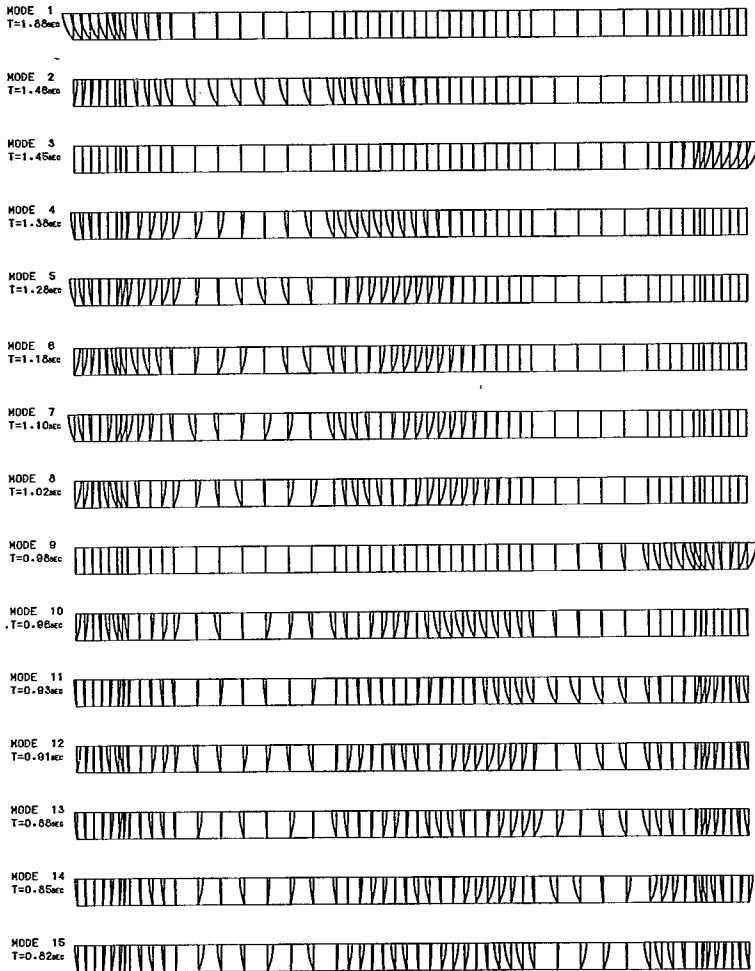


図 5-1 モード図(軸方向) (その1)

NATURAL MODES
TIME-RESPONSE (FIX) AXIAL
AXIAL MODE

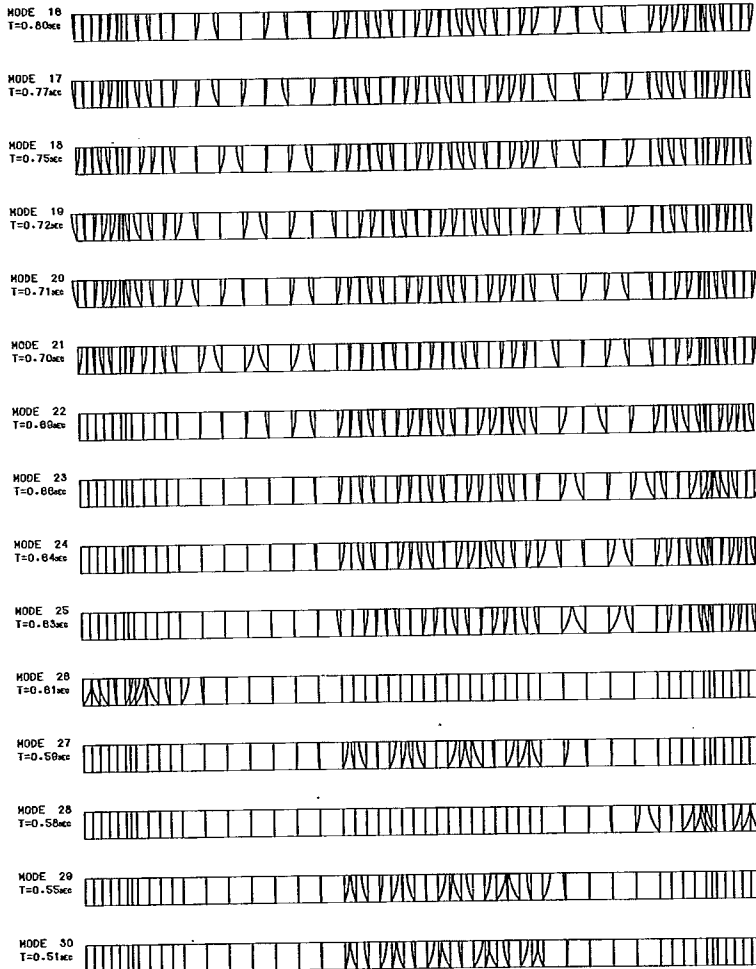


図 5-1 モード図(軸方向) (その2)

NATURAL MODES
TIME-RESPONSE (FIX) AXIAL
AXIAL MODE $\begin{matrix} \uparrow z \\ \rightarrow x \end{matrix}$

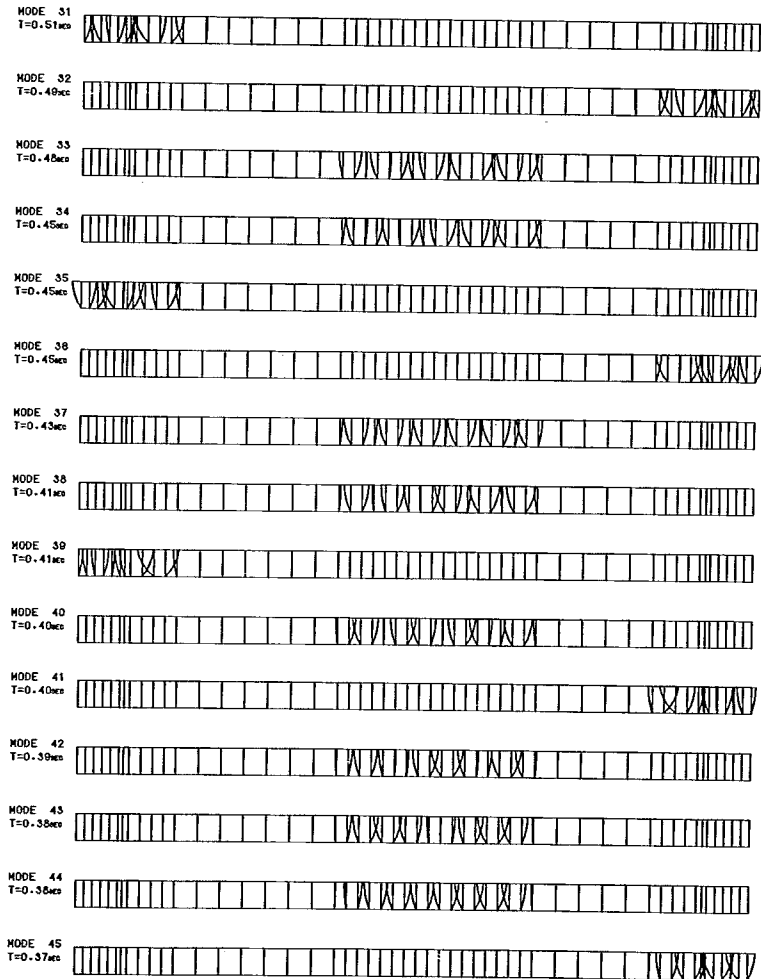


図 5-1 モード図(軸方向) (その3)

NATURAL MODES
TIME-RESPONSE (FIX) AXIAL
AXIAL MODE

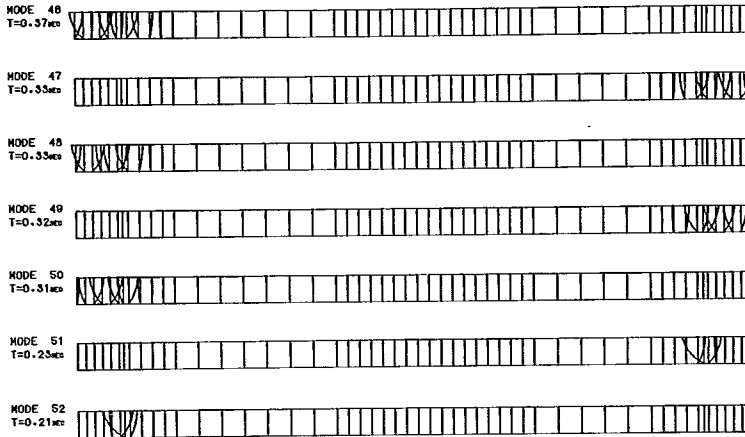


図 5-1 モード図(軸方向) (その4)

NATURAL MODES
TIME-RESPONSE (FIX) HORIZONTAL
HORIZONTAL MODE $\begin{matrix} \rightarrow x \\ \downarrow y \end{matrix}$

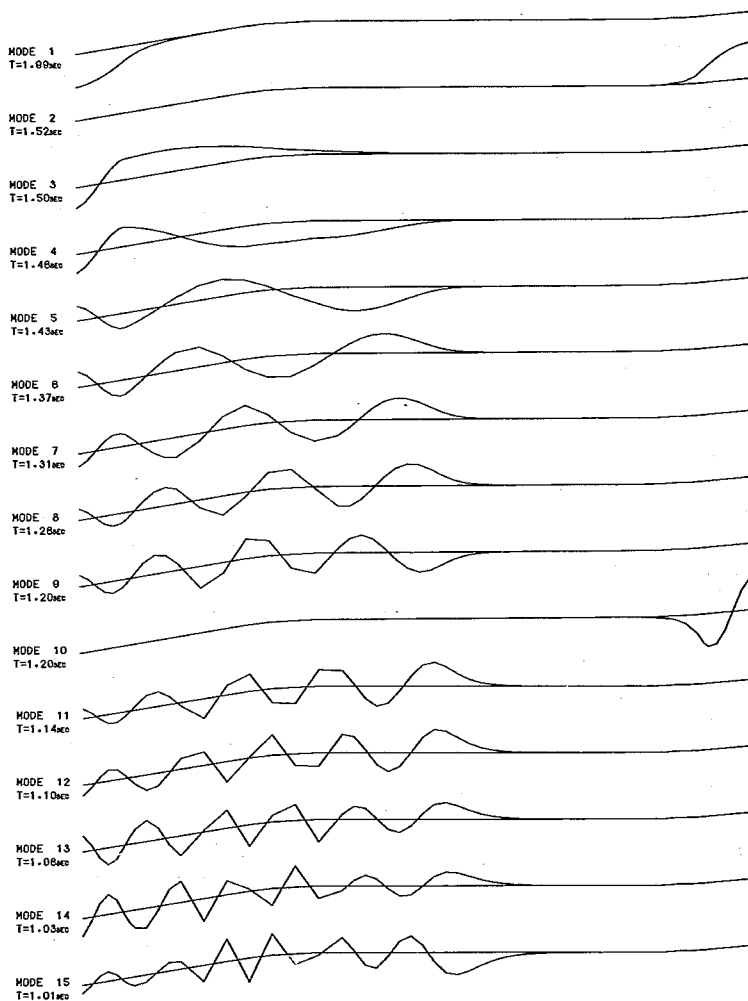


図 5-2 モード図 (軸直角方向) (その1)

NATURAL MODES
TIME-RESPONSE (FIX) HORIZONTAL
HORIZONTAL MODE $\begin{matrix} \xrightarrow{x} \\ \downarrow y \end{matrix}$

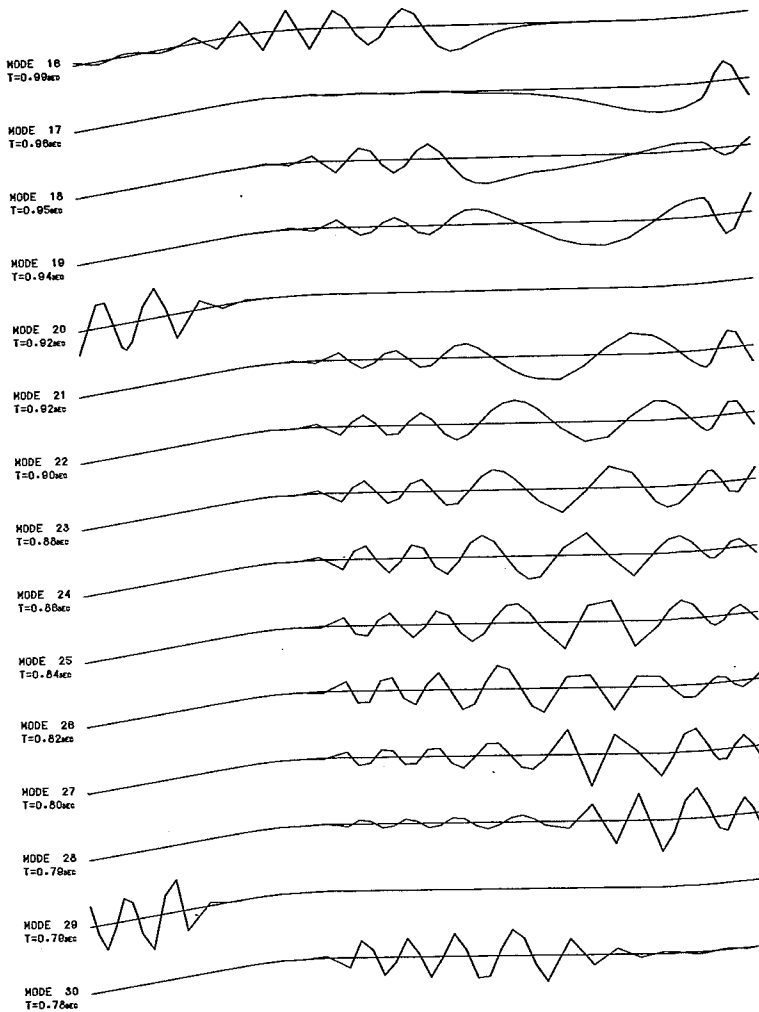


図 5-2 モード図(軸直角方向) (その2)

NATURAL MODES
TIME-RESPONSE (FIX) HORIZONTAL
HORIZONTAL MODE $\sqrt{y}^x$

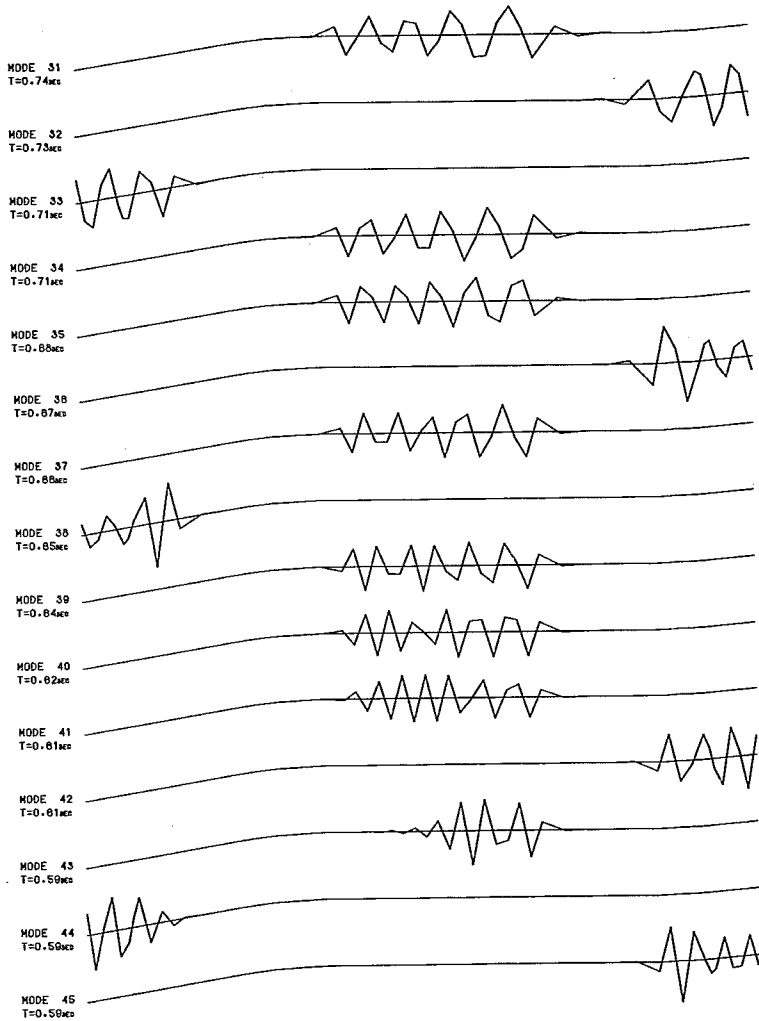


図5-2 モード図(軸直角方向) (その3)

604

NATURAL MODES
TIME-RESPONSE (FIX) HORIZONTAL
HORIZONTAL MODE $\begin{matrix} \uparrow \\ x \\ y \end{matrix}$

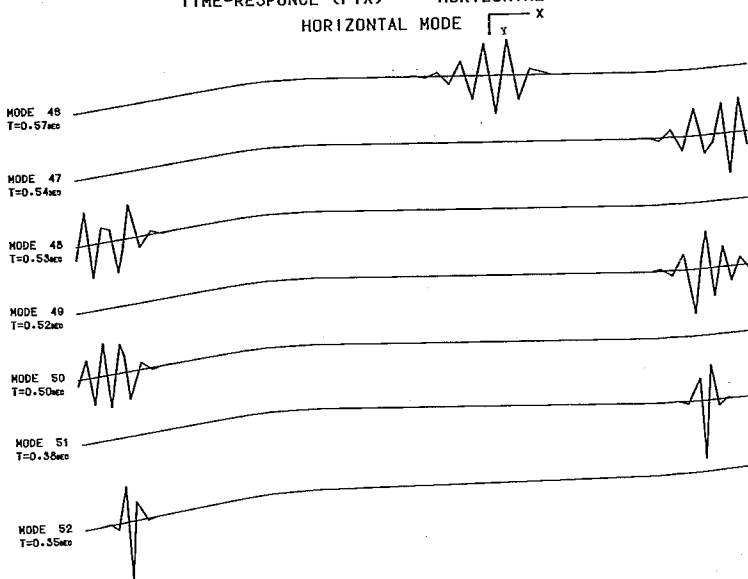


図 5-2 モード図(軸直角方向) (その4)

NATURAL MODES
TIME-RESPONSE (FIX) VERTICAL
VERTICAL MODE $\begin{matrix} \uparrow z \\ \rightarrow x \end{matrix}$

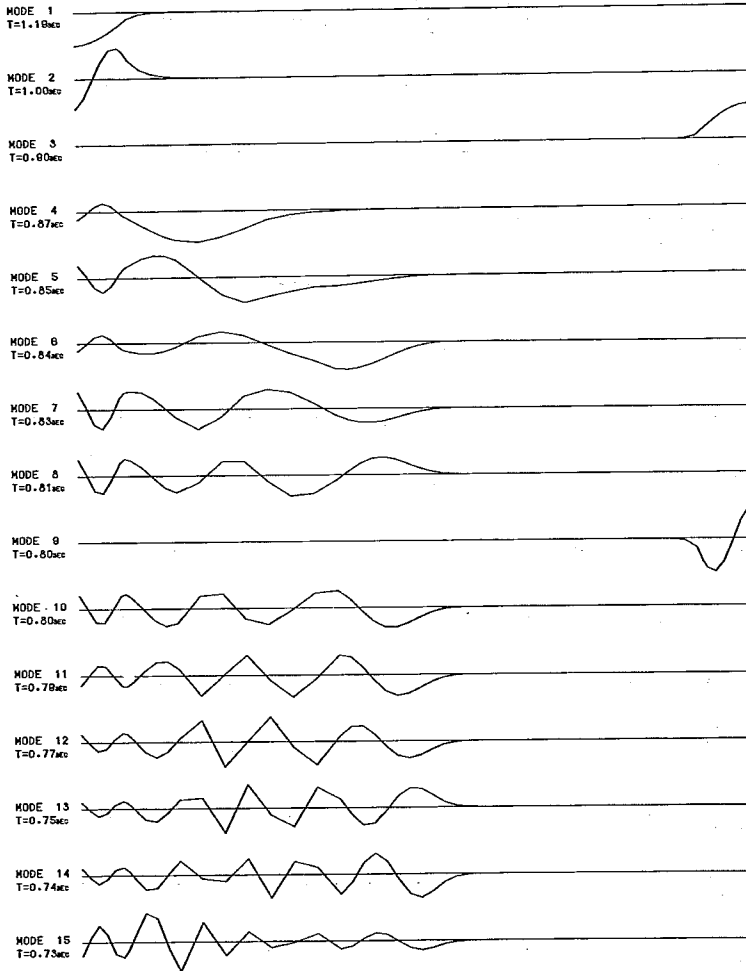


図5-3 モード図(鉛直方向) (その1)

NATURAL MODES
TIME-RESPONSE (FIX) VERTICAL
VERTICAL MODE $\begin{matrix} \uparrow z \\ \rightarrow x \end{matrix}$

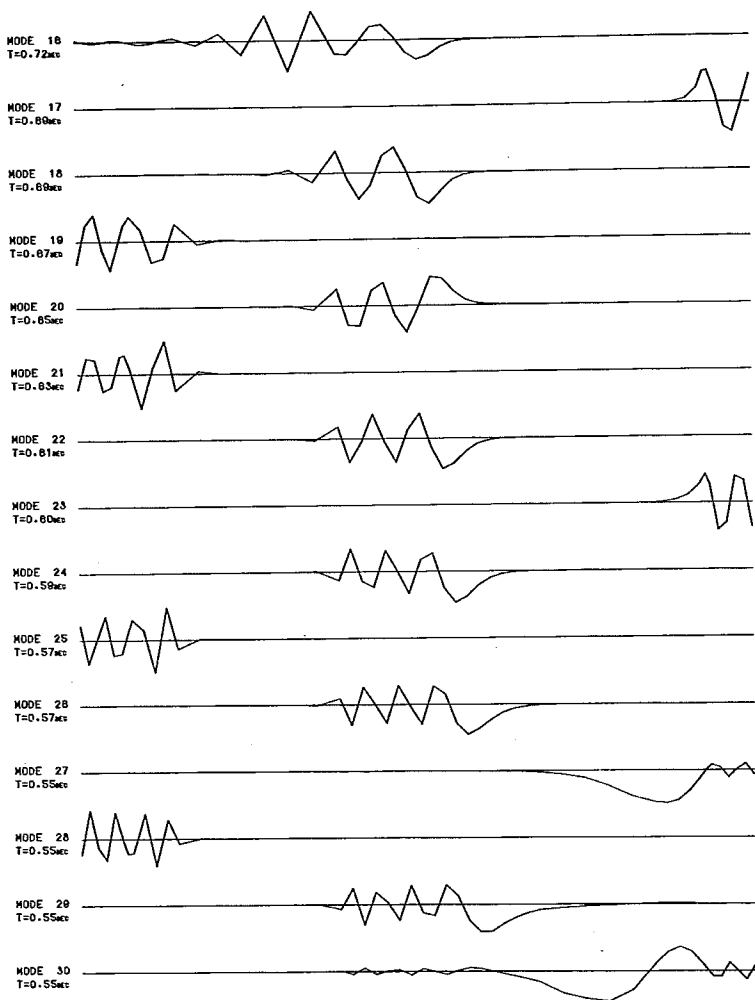
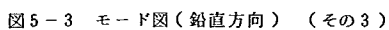


図 5-3 モード図(鉛直方向) (その2)

A 2D Cartesian coordinate system with a horizontal axis labeled x and a vertical axis labeled z . The origin is at the bottom-left corner.



NATURAL MODES
TIME-RESPONSE (FIX) VERTICAL
VERTICAL MODE $\begin{matrix} \uparrow z \\ \rightarrow x \end{matrix}$

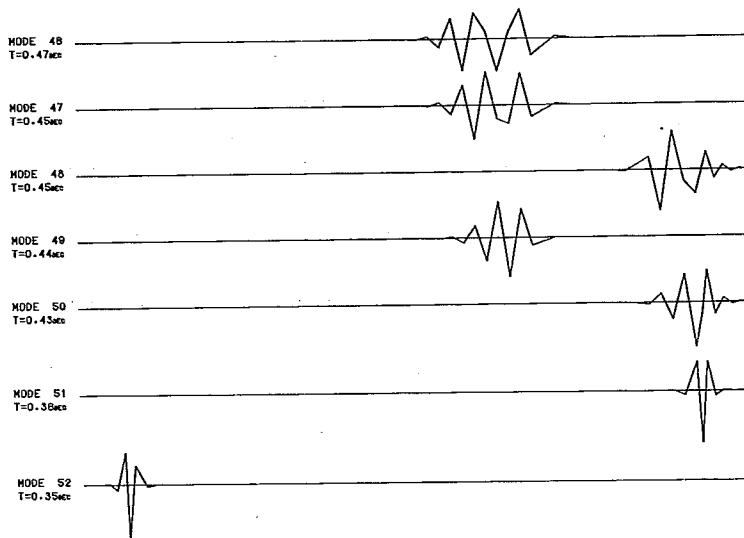


図 5-3 モード図 (鉛直方向) (その 4)

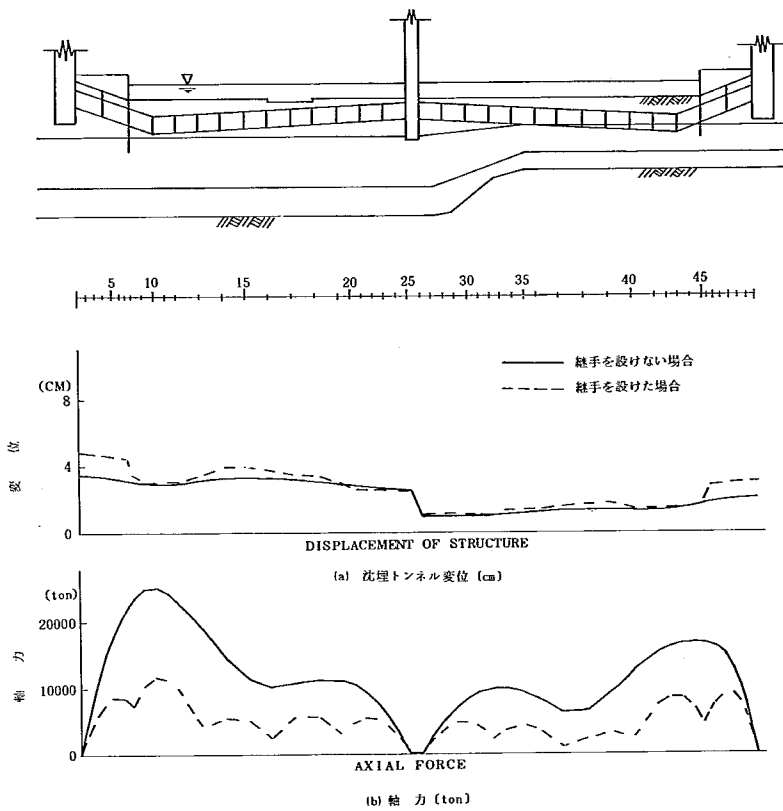


図 5-4-1 平均応答スペクトル曲線を作用させた場合の応答分布図
〔トンネル軸方向に加振した場合〕

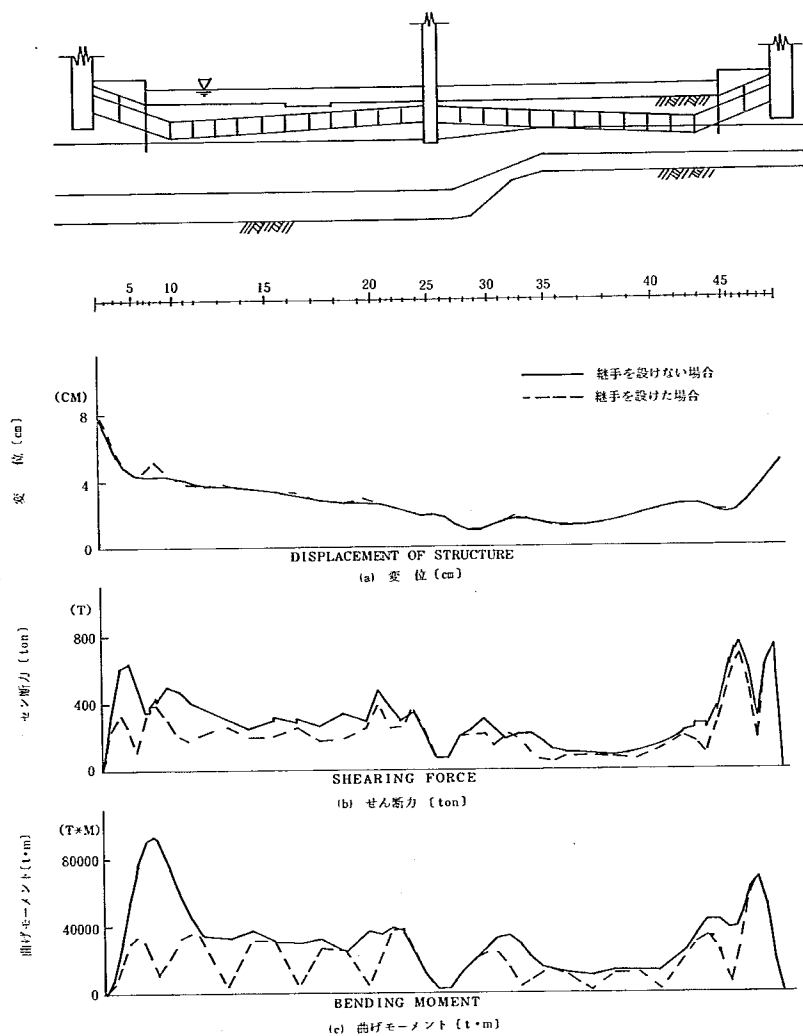


図 5-4-2 平均応答スペクトル曲線を作させた場合の応答分布図
〔トンネル軸に直交方向に加振した場合〕

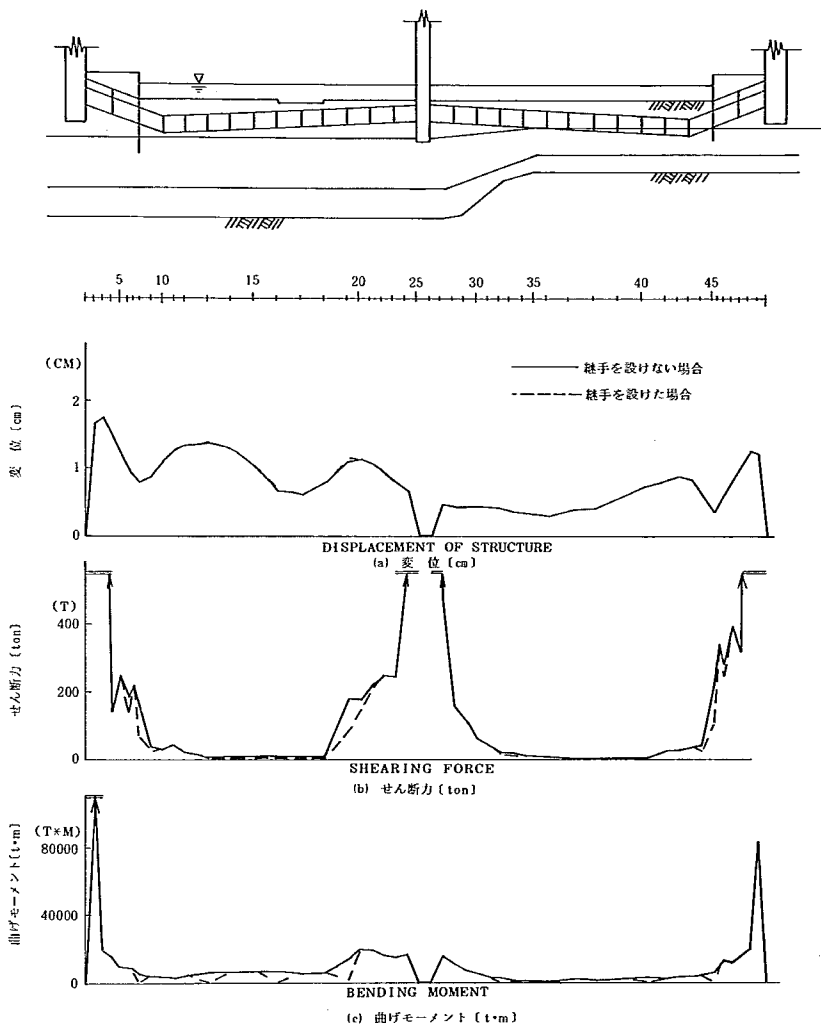


図 5-4-3 平均応答スペクトル曲線を作用させた場合の応答分布図
〔トンネル鉛直方向に加振した場合〕

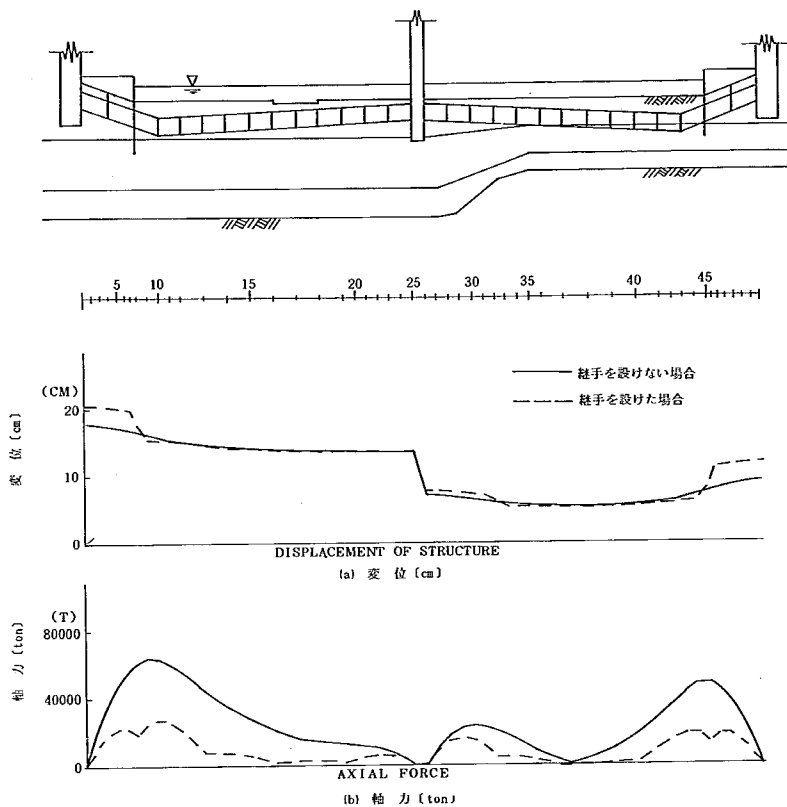


図 5 - 5 - 1 静内橋地震動を作用させた場合の応答分布図
〔トンネル軸方向に加振した場合〕

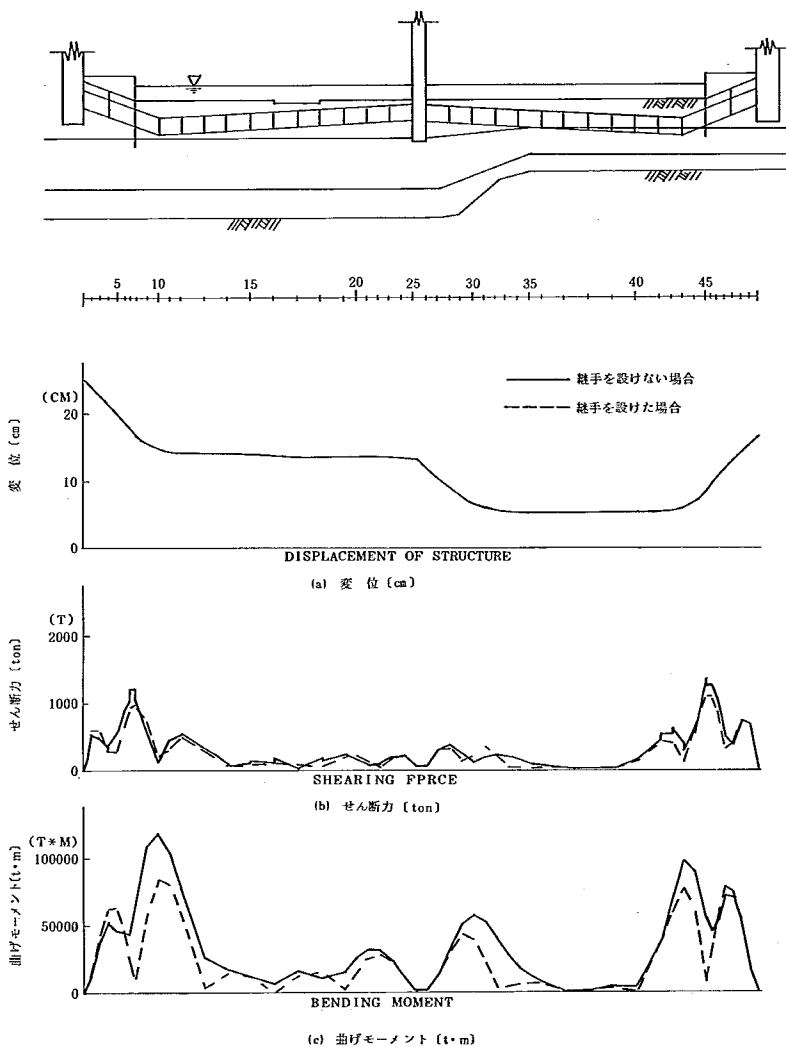


図 5 - 5 - 2 静内橋地震動を作用させた場合の応答分布図
〔トンネル軸直交方向に加振した場合〕

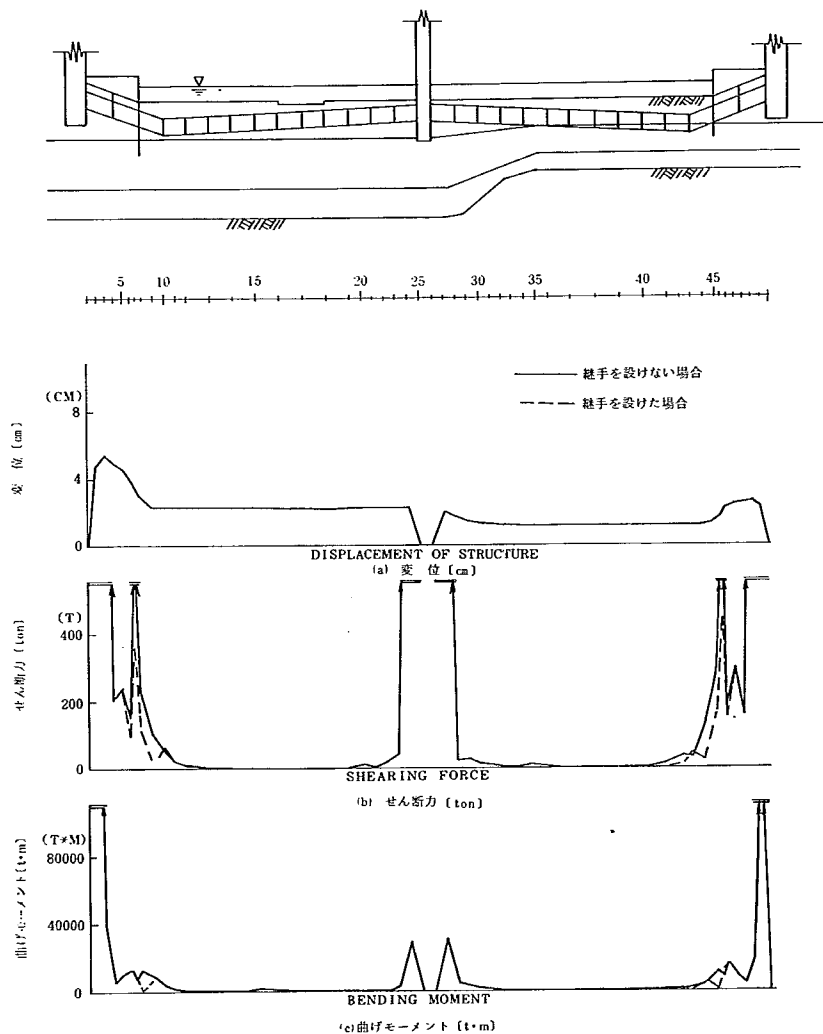


図 5 - 5 - 3 静内橋地震動を作用させた場合の応答分布図
〔トンネル鉛直方向に加振した場合〕

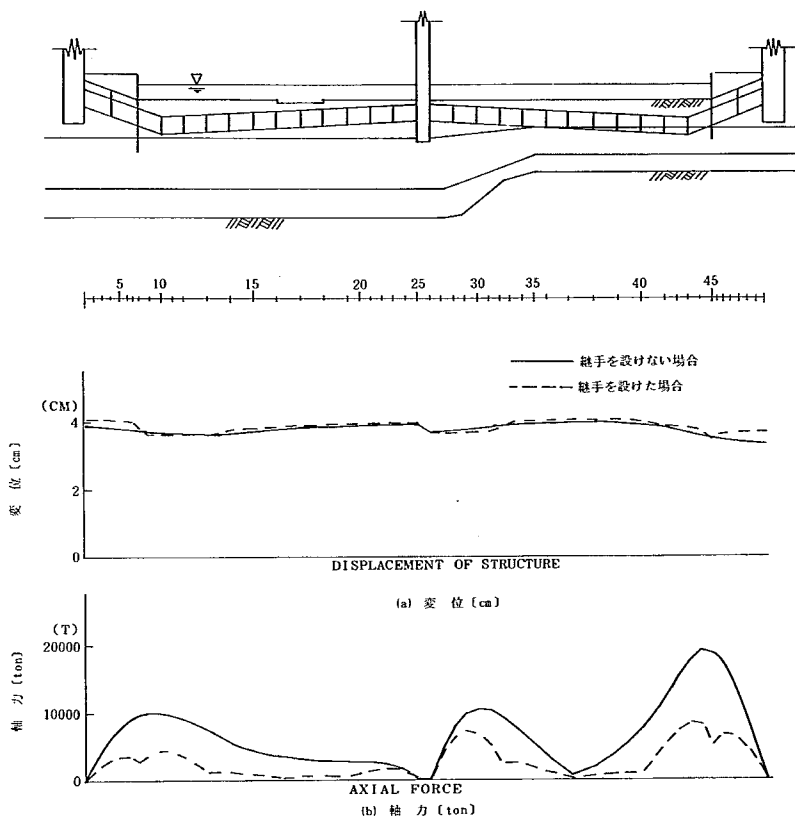


図 5 - 6 - 1 板島橋地震動を作用させた場合の応答分布図
 (トンネル軸方向に加振した場合)

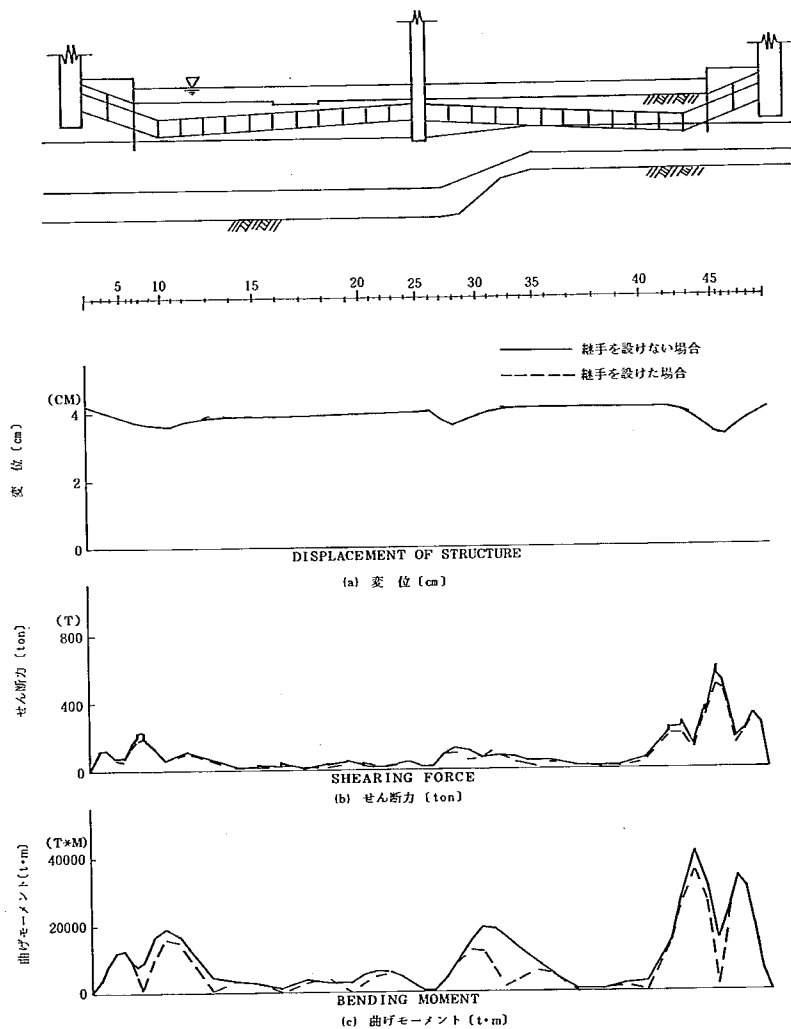


図 5-6-2 板島橋地震動を作用させた場合の応答分布図
〔トンネル軸直交方向に加振した場合〕

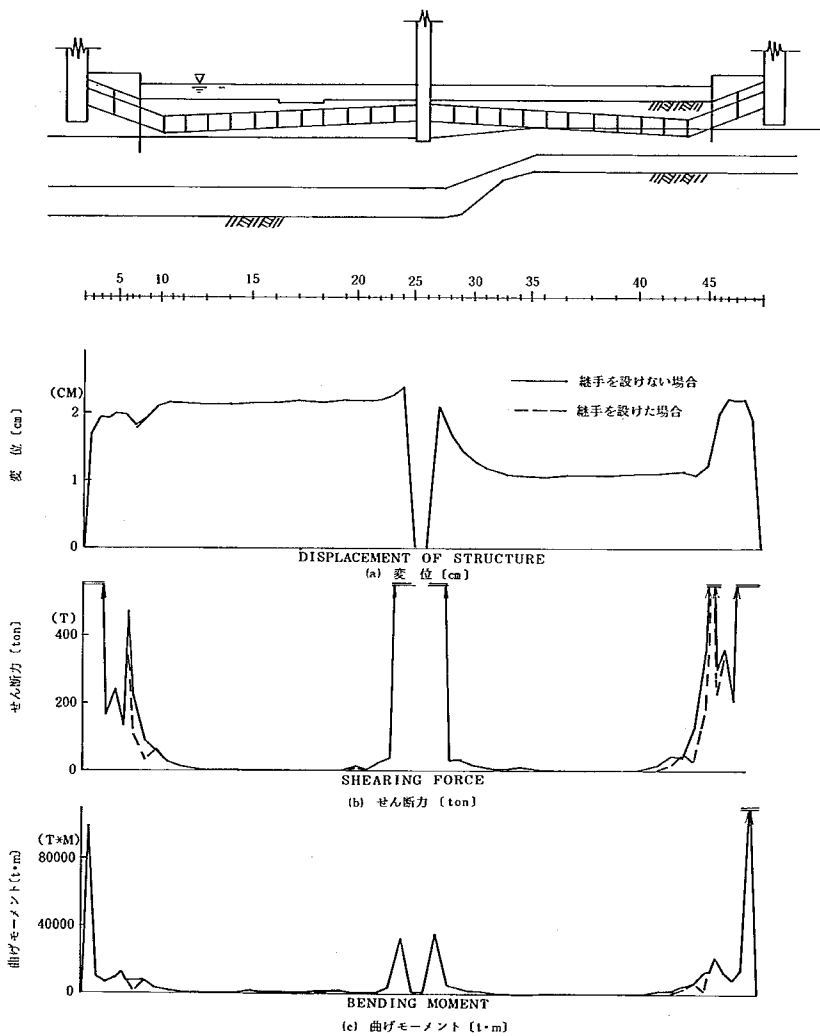


図 5 - 6 - 3 板島橋地震動を作用させた場合の応答分布図
〔トンネル鉛直方向に加振した場合〕

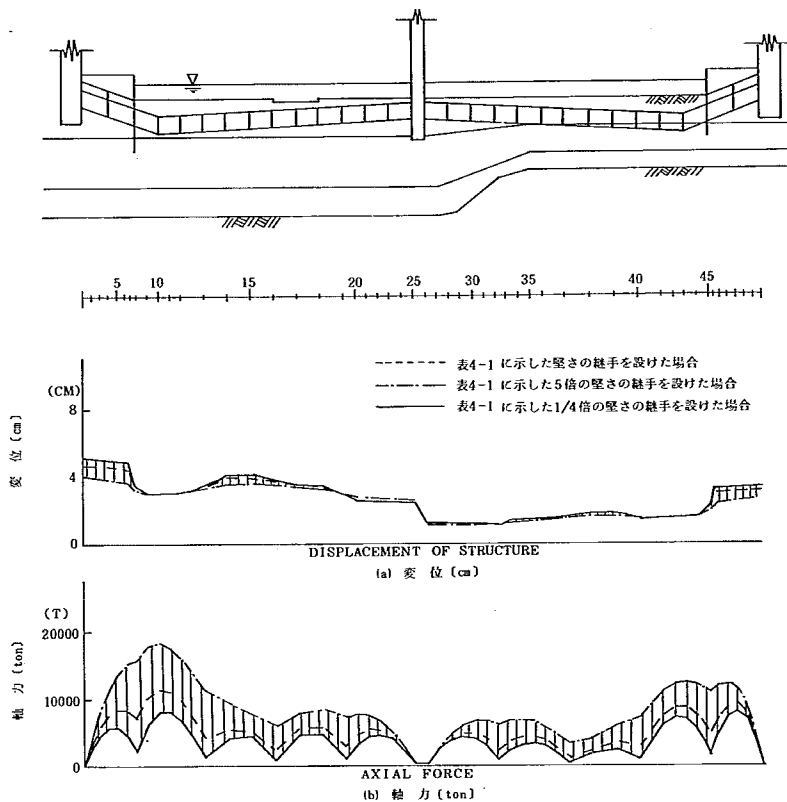


図 5 - 7 - 1 平均応答スペクトル曲線を用いた場合の応答分布図
(トンネル軸方向に加振した場合)

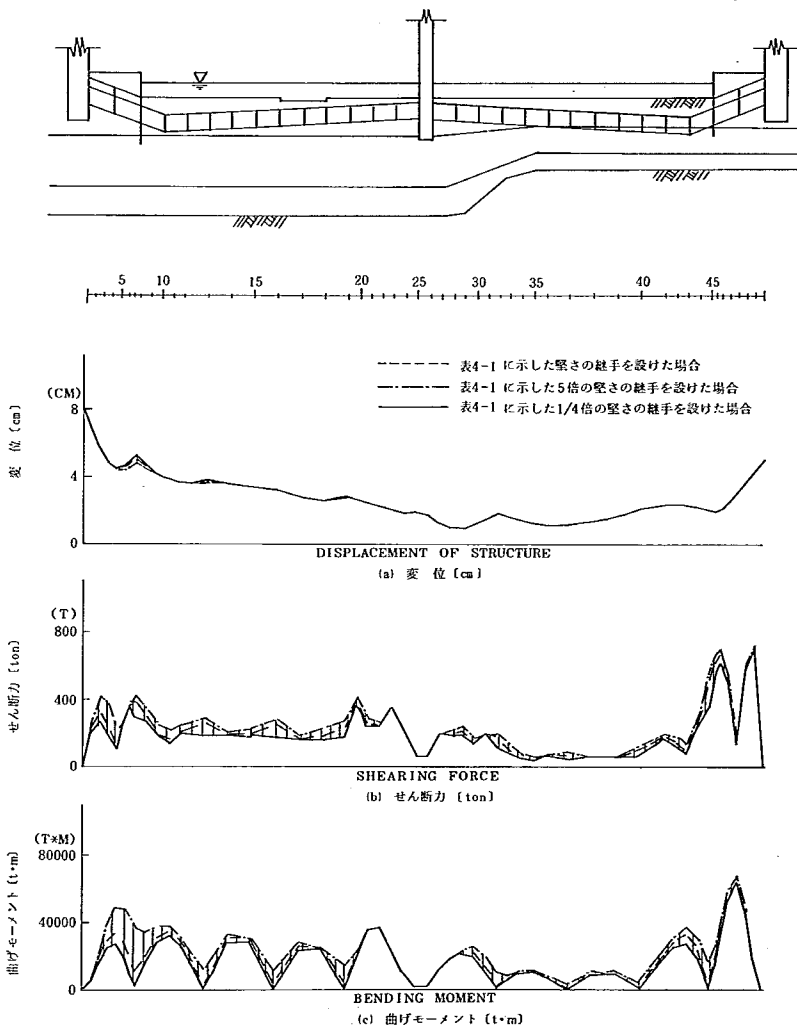


図 5-7-2 平均応答スペクトル曲線を用いた場合の応答分布図
〔トンネル軸直交方向に加振した場合〕

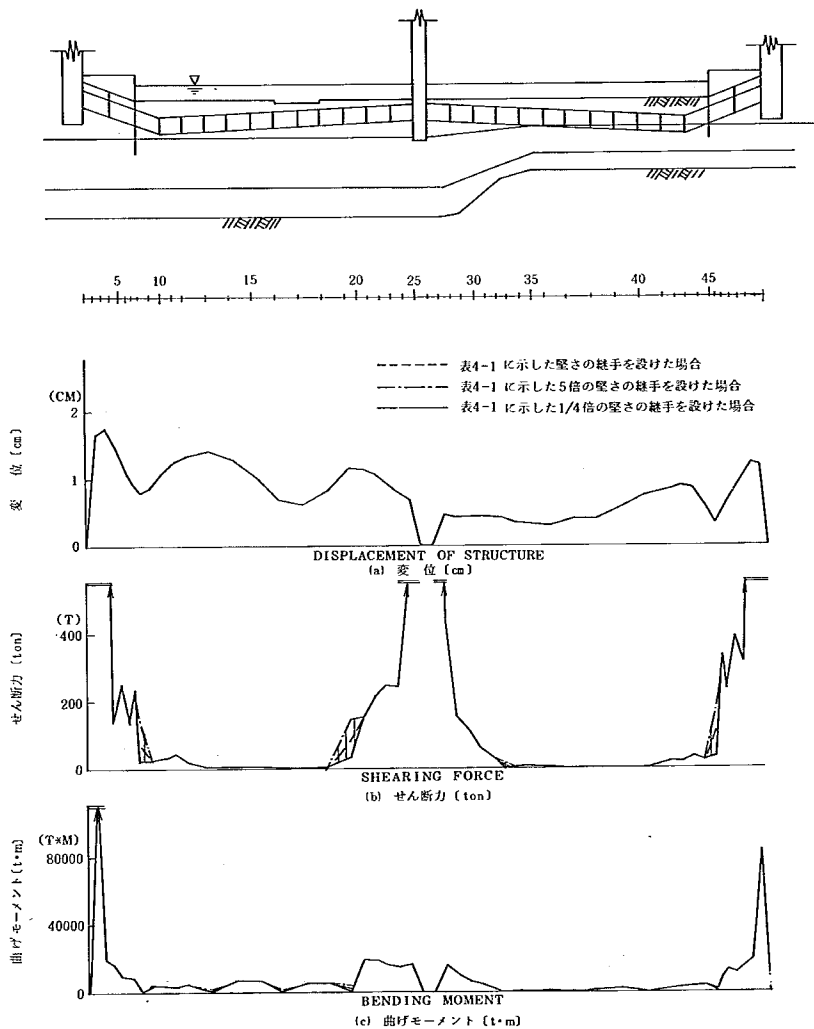


図 5 - 7 - 3 平均応答スペクトル曲線を用いた場合の応答分布図
〔トンネル鉛直方向に加振した場合〕

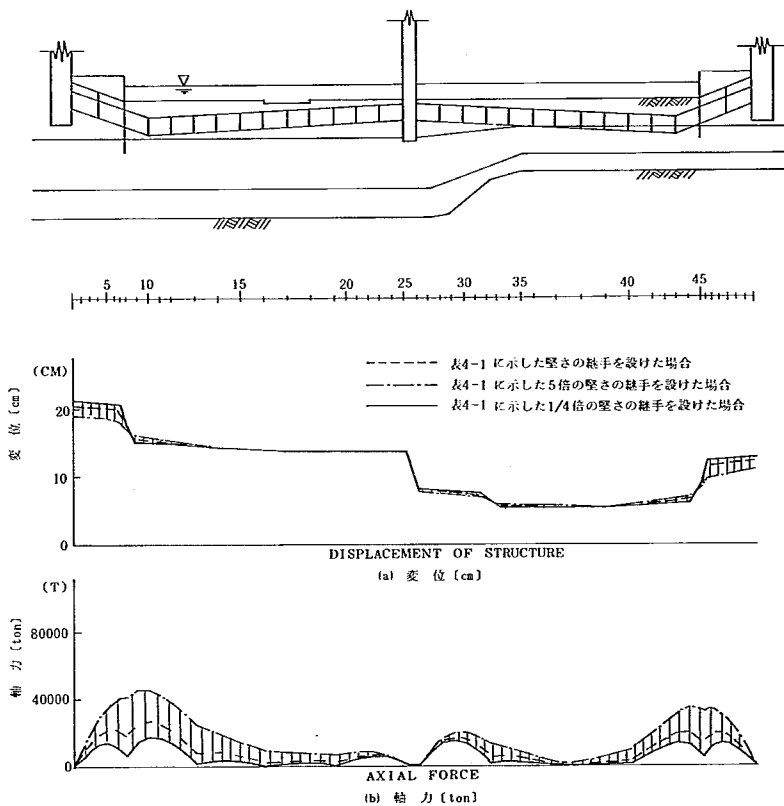


図 5 - 8 - 1 静内橋地震動を作用した場合の応答分布図
〔トンネル軸方向に加振した場合〕

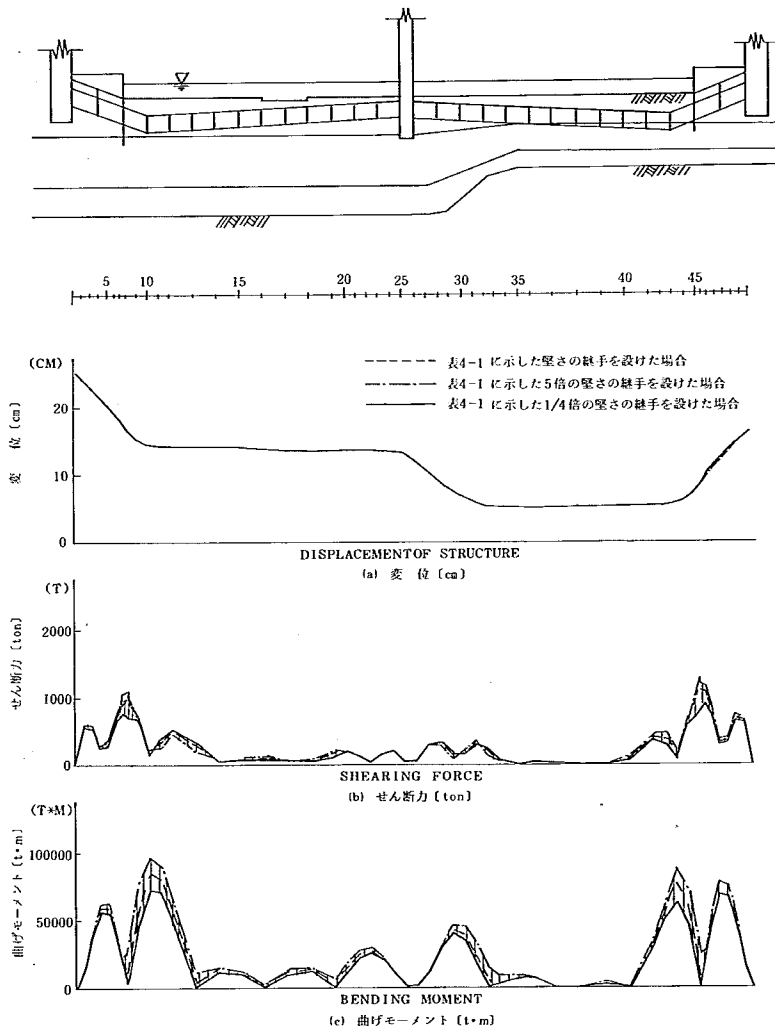


図 5 - 8 - 2 静内橋地震動を作用させた場合の応答分布図
〔トンネル軸直交方向に加振した場合〕

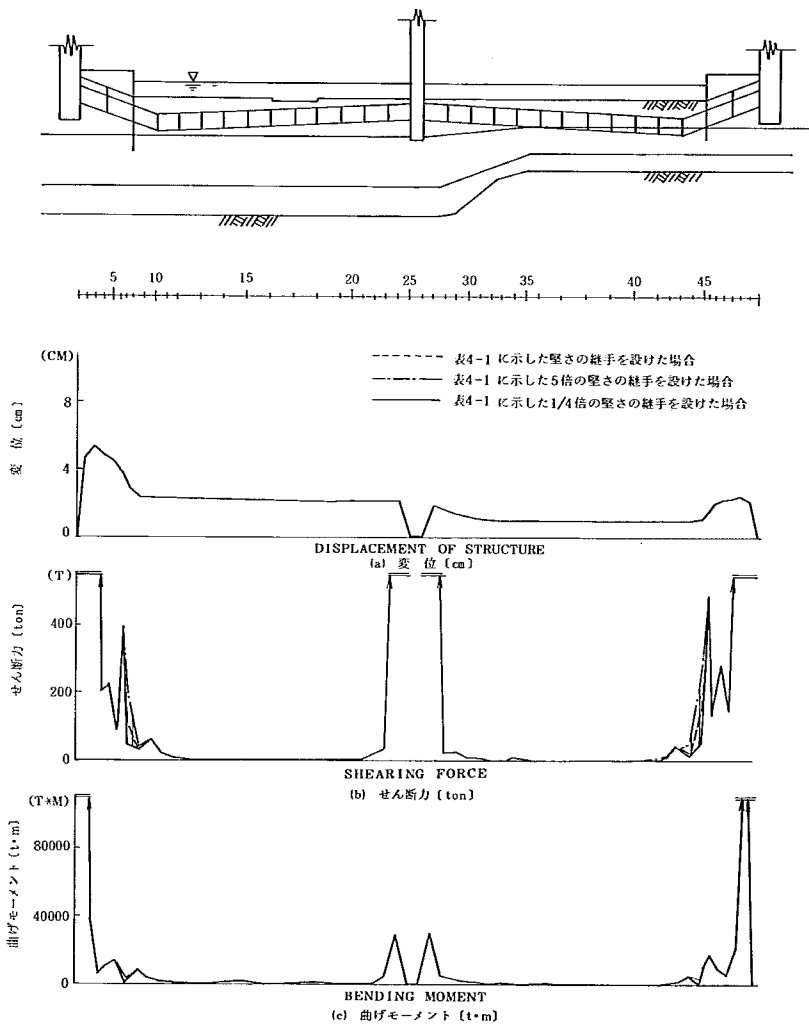


図 5 - 8 - 3 静内橋地震動を作用させた場合の応答分布図
〔トンネル鉛直方向に加振した場合〕

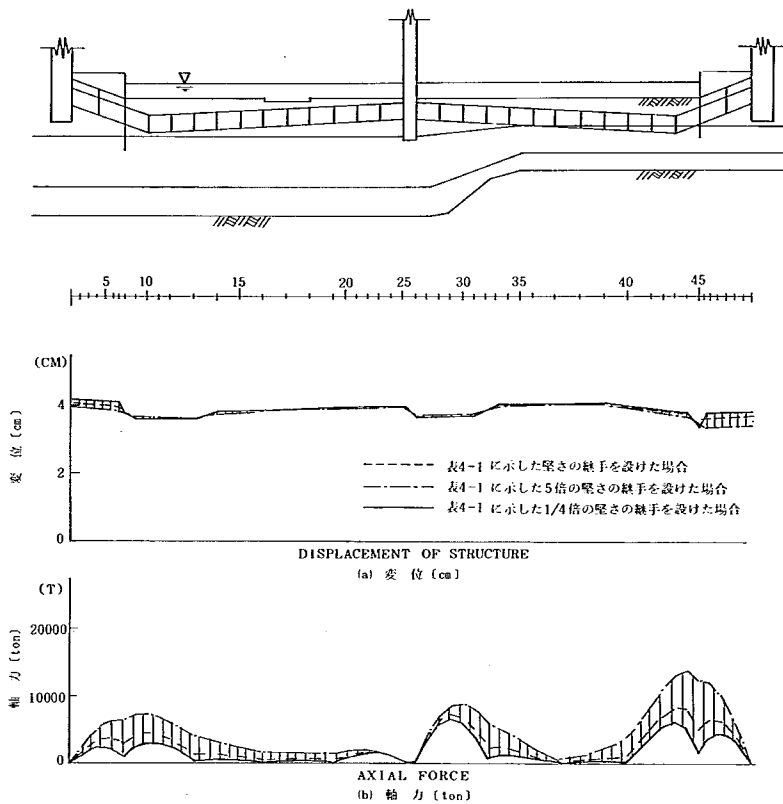


図 5 - 9 - 1 板島橋地震動を作用した場合の応答分布図
〔トンネル軸方向に加振した場合〕

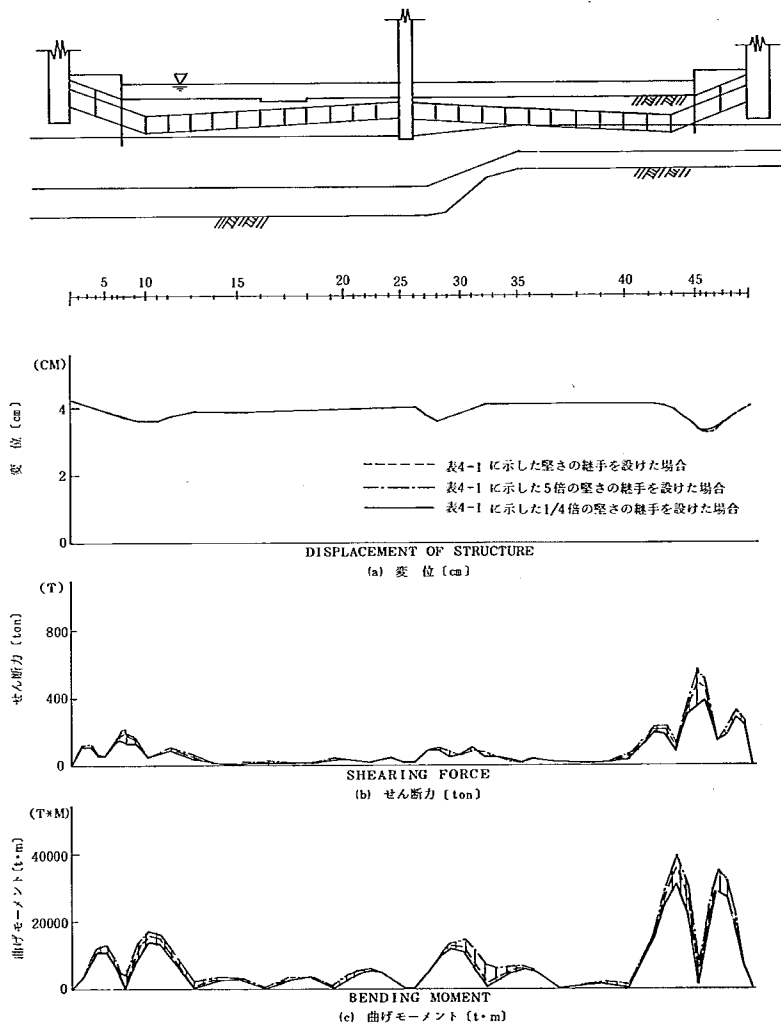


図 5 - 9 - 2 板島橋地震動を作用させた場合の応答分布図
〔トンネル軸直交方向に加振した場合〕

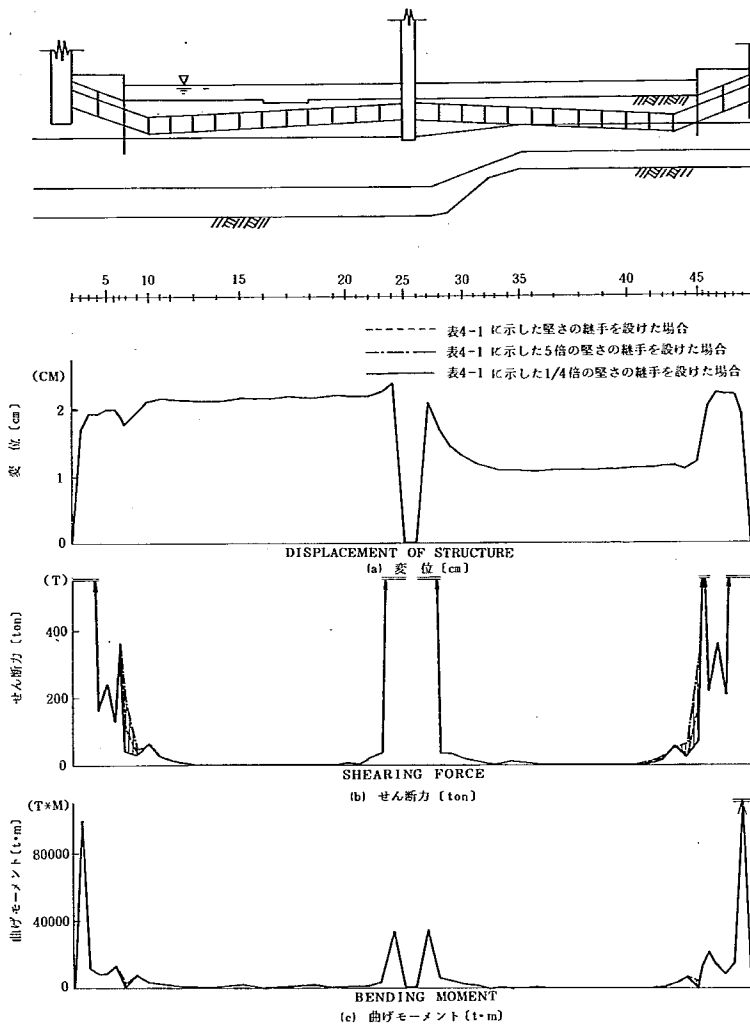


図 5-9-3 板島橋地震動を作用させた場合の応答分布図
(トンネル鉛直方向に加振した場合)

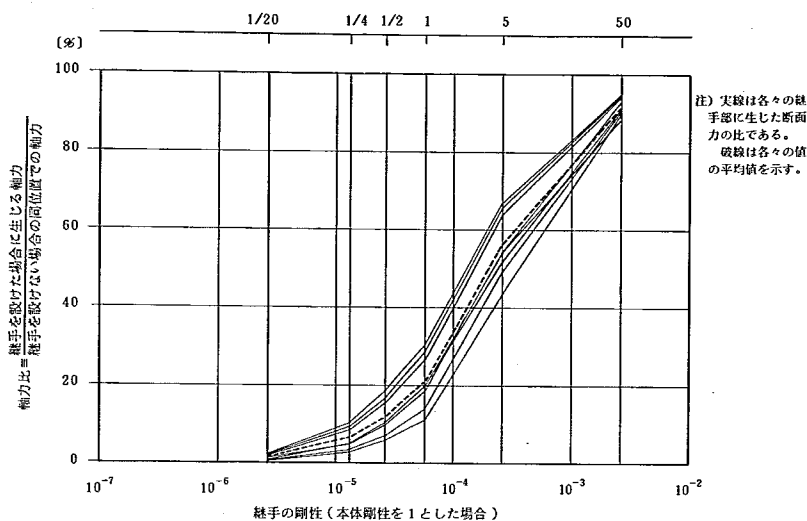


図 5 - 10 - 1 耐震可撓性継手の剛性を変えたときの断面力の変化 (軸力), (静内橋地震動記録使用)

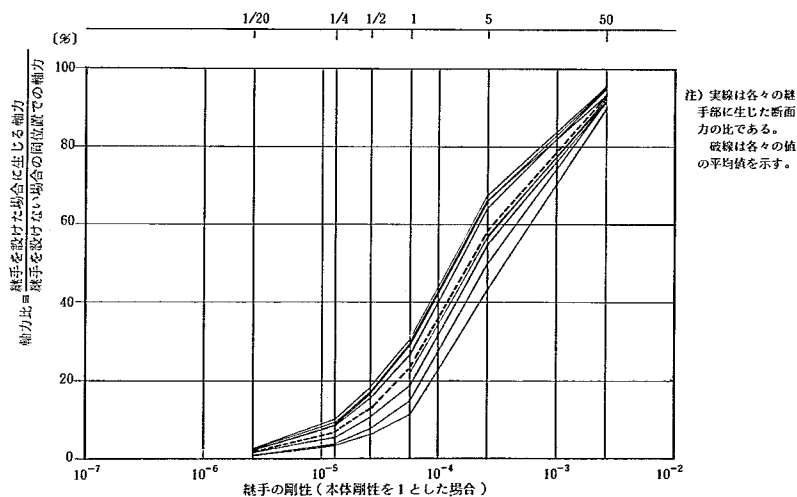


図 5 - 10 - 2 耐震可撓性継手の剛性を変えたときの断面力の変化 (軸力), (板島橋地震動記録使用)

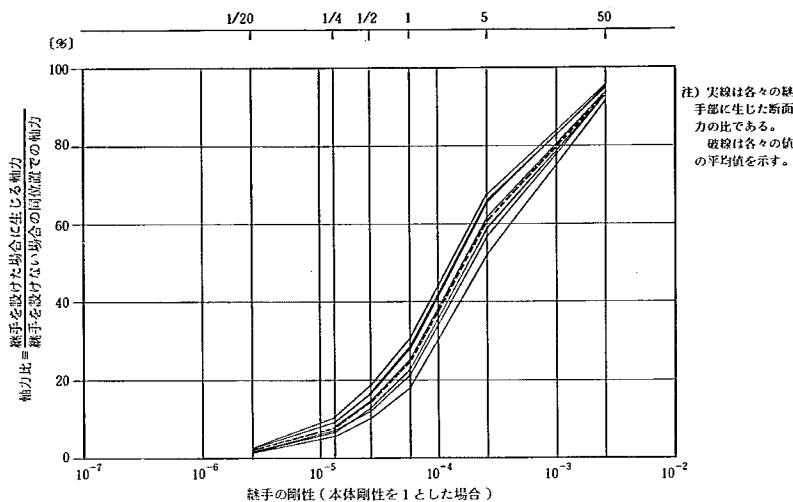


図 5 - 10 - 3 耐震可撓性継手の剛性を変えたときの断面力の変化 (軸力)。(平均応答スペクトル曲線使用)

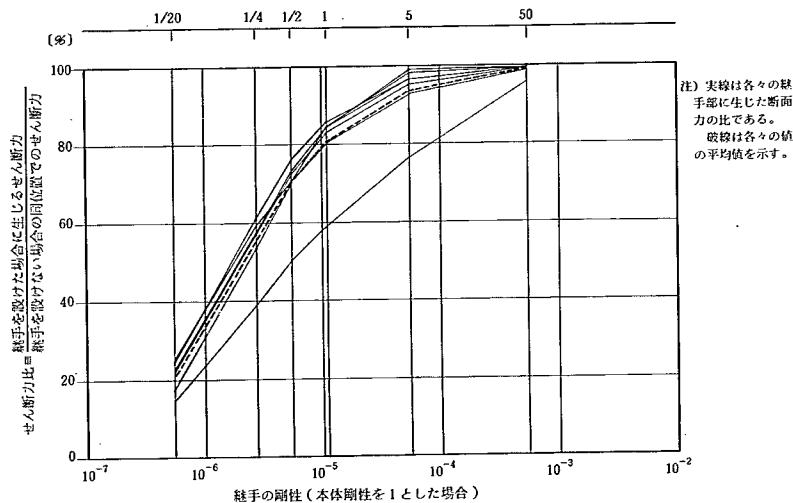


図 5 - 11 - 1 耐震可撓性継手の剛性を変えたときの断面力の変化 (水平面内せん断力)。(静内橋地震動記録使用)

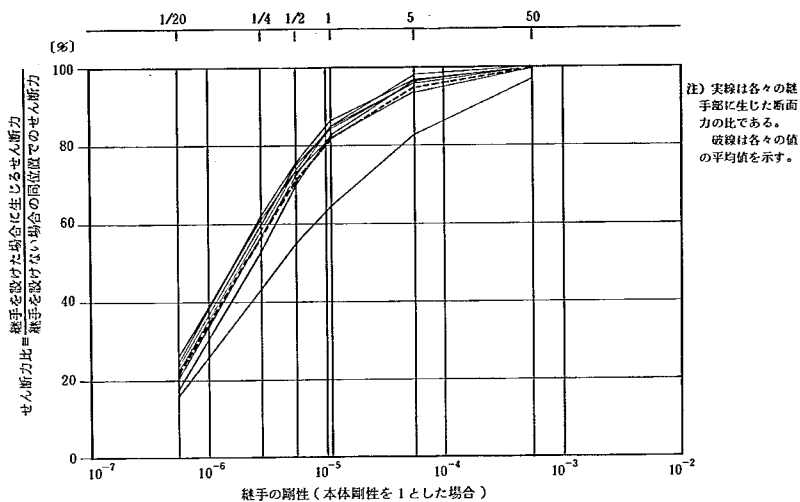


図 5 - 11 - 2 耐震可撓性継手の剛性を変えたときの断面力の変化
(水平面内せん断力)，(板島橋地震動記録使用)

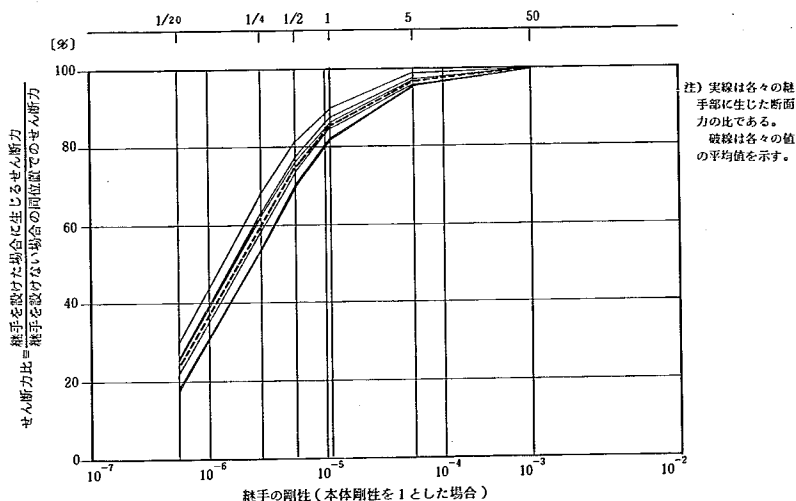


図 5 - 11 - 3 耐震可撓性継手の剛性を変えたときの断面力の変化
(水平面内せん断力)，(平均応答スペクトル曲線使用)

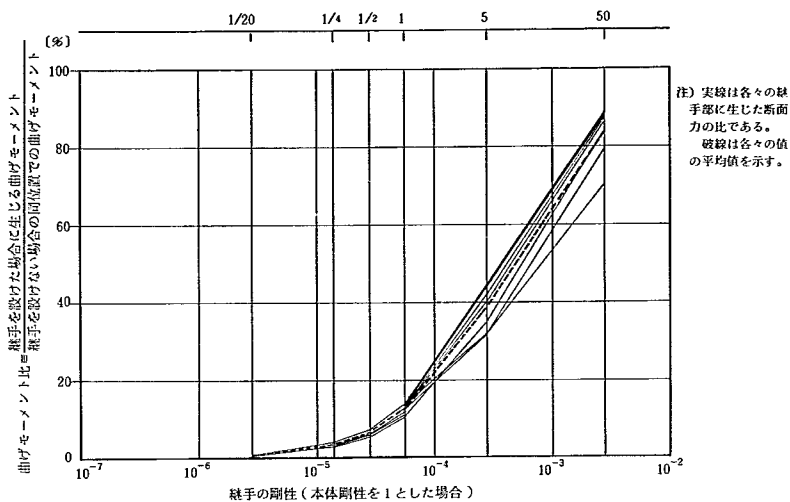


図 5 - 12 - 1 耐震可撓性継手の剛性を変えたときの断面力の変化
(水平面内曲げモーメント), (静内橋地震動記録使用)

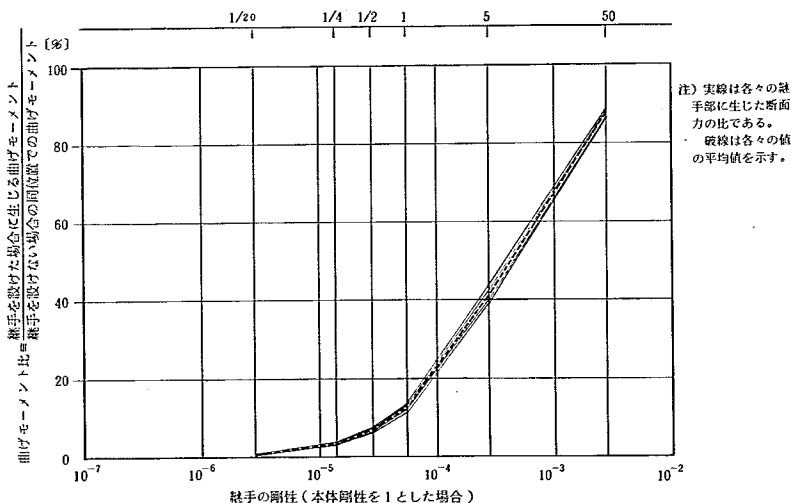


図 5 - 12 - 2 耐震可撓性継手の剛性を変えたときの断面力の変化
(水平面内曲げモーメント), (板島橋地震動記録使用)

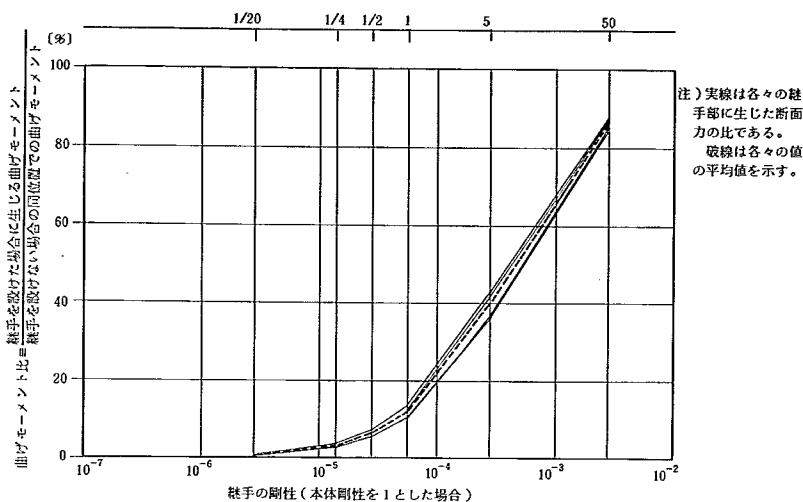


図 5 - 12 - 3 耐震可挠性継手の剛性を変えたときの断面力の変化
(水平面内曲げモーメント), (平均応答スペクトル曲線使用)

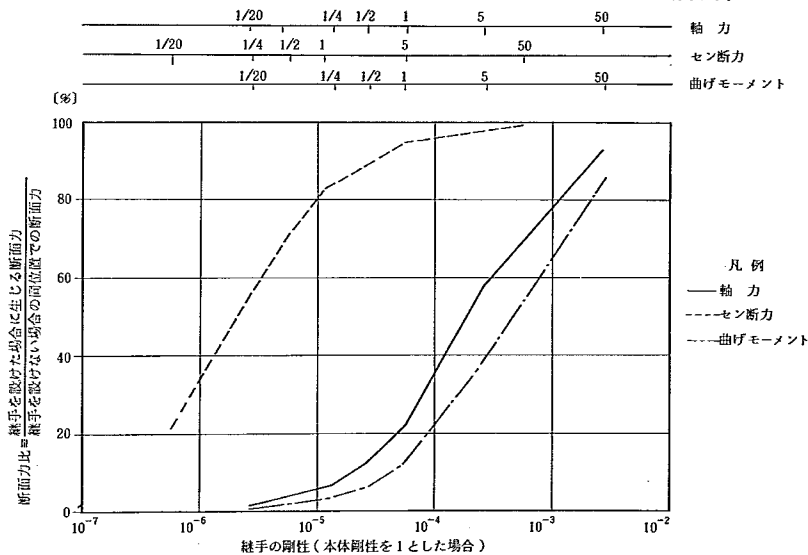


図 5 - 13 耐震可挠性継手の効果 (継手挿入位置での効果)

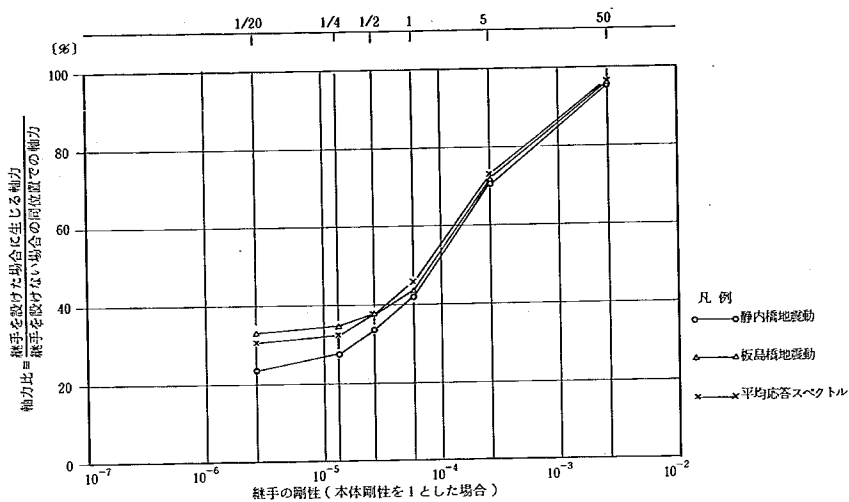


図 5 - 14 可撓性継手の効果 (軸 力)

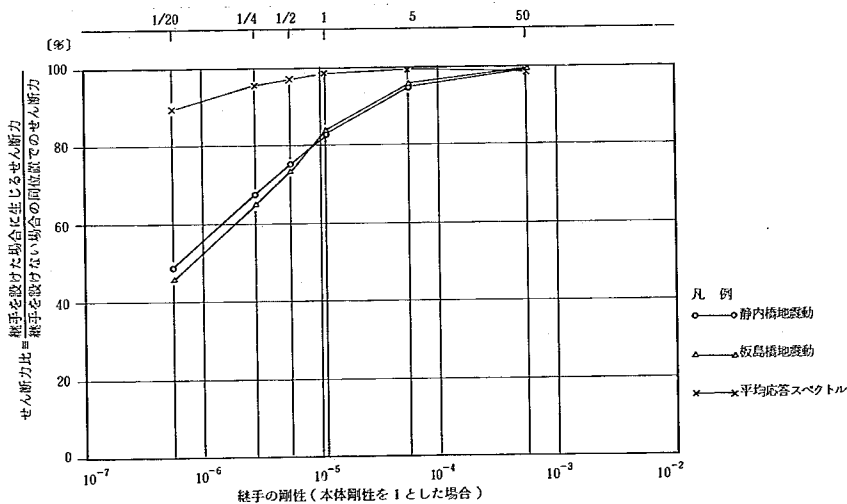


図 5 - 15 可撓性継手の効果 (水平面内せん断力)

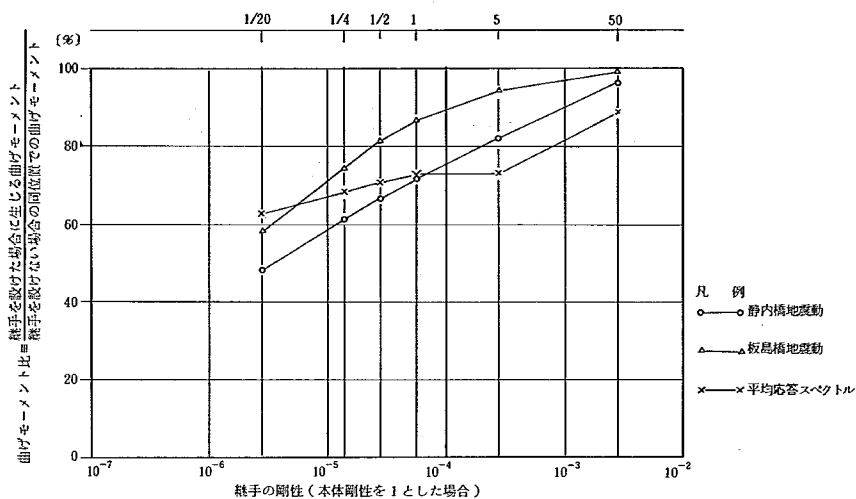


図 5 - 16 可撓性継手の効果 (水平面内曲げモーメント)

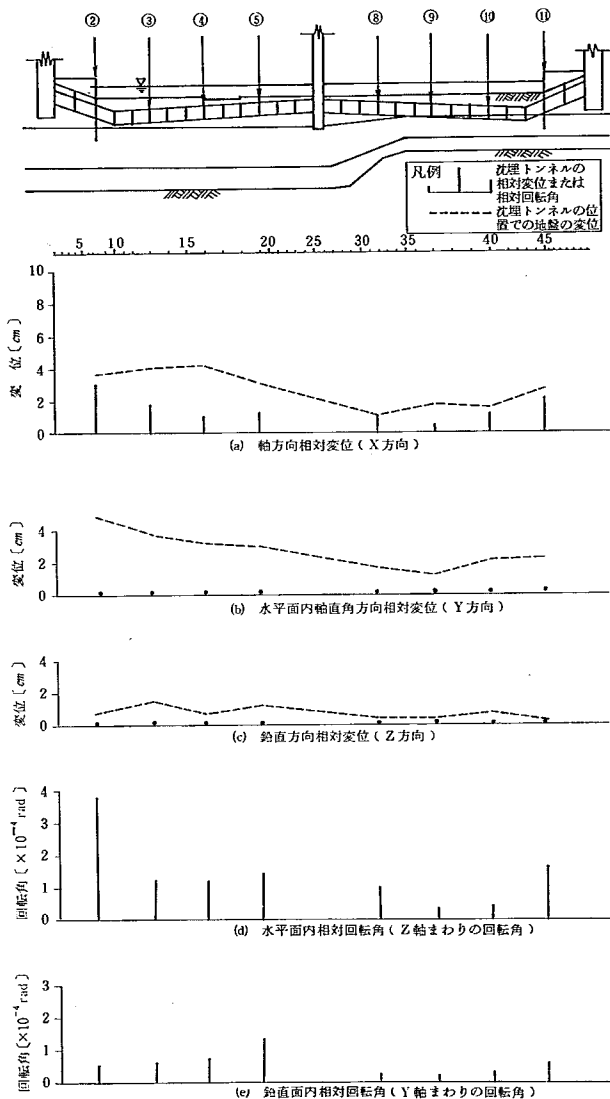


図 5 - 17 - 1 継手に生じる最大相対変位および最大相対回転角
(平均応答スペクトル曲線を作用させた場合)

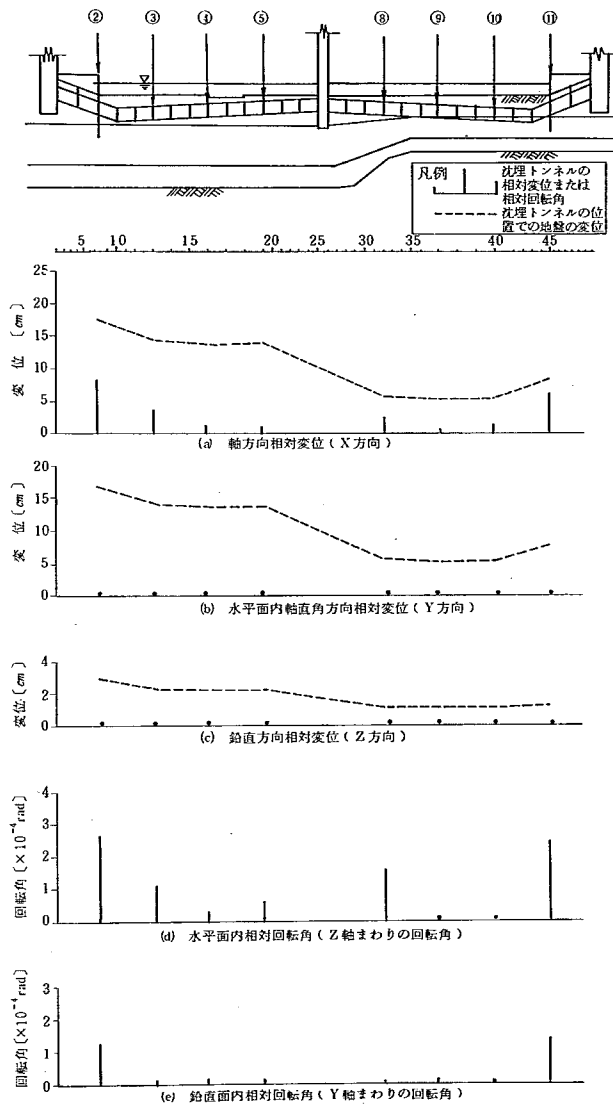


図5-17-2 継手に生じる最大相対変位および最大相対回転角
(静内橋地震動を作用させた場合)

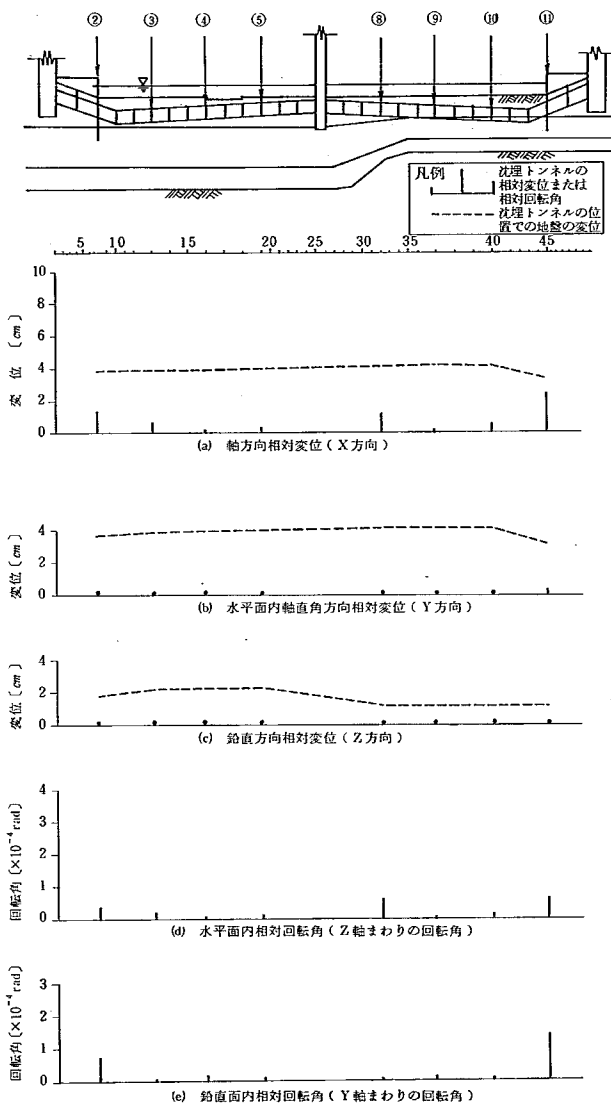
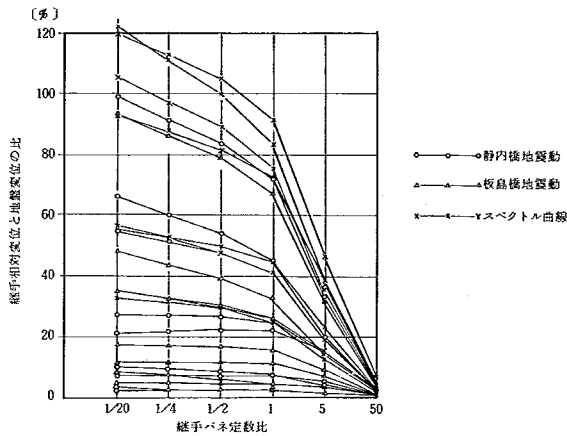
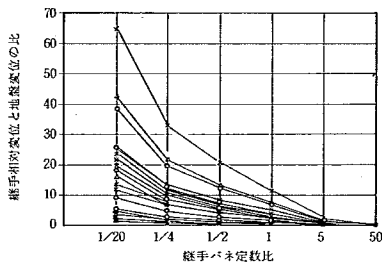


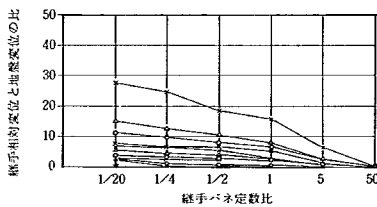
図 5-17-3 継手に生じる最大相対変位および最大相対回転角
(板島橋地震動を作用させた場合)



(a) 軸方向相対変位



(b) 軸直角方向相対変位



(c) 鉛直方向相対変位

図 5 - 18 可撓性継手の相対変位と沈埋トンネルの位置における地盤変位の比率

6. 結 論

以上に示した調査研究の結果から以下の結論が得られた。

- (1) 沈埋トンネルに生じる地震時応力は、可撓性継手を設けることにより一般に減少する。減少の度合いは継手が軟かい程大きい。しかしながら、可撓性継手を設けてもほとんど断面力が低下しなかったり、あるいは継手の近傍で継手を設けなかった場合よりも大きな断面力が生じたりする場合もある。
- (2) 可撓性継手の剛さを変化させた場合の断面力の変化の度合いは、もともと断面力が大きく生じる位置で著しい。表層地盤の構成が一樣でそれ程大きな断面力の生じない地点では可撓性継手の剛さを多少変化させても著しい断面力の増減は生じない。
- (3) 可撓性継手を設けることによる当該継手位置での断面力の低減の割合は、地震動入力に関係なくおおむねどの継手でも同程度である。継手の剛さを軟かくすることによる断面力の低減の割合は、軸力および曲げモーメントにおいて著しく、せん断力において著しくない。
- (4) 可撓性継手を設けることによって沈埋トンネル全長を通しての断面力の最大値が低減される度合いは、上記(3)程著しく可撓性継手の剛さに依存しない。また、この場合断面力は、可撓性継手を軟かくすることにより必ずしも単調に減少しない。
- (5) 可撓性継手に生じる隣接エレメント間の相対変位は一般に継手が軟くなる程大きくなる。
- (6) 可撓性継手を設けることにより隣接エレメント間に生じる相対変位はトンネル軸方向の成分が、トンネル軸直交方向の成分よりも大きくなりやすい。これは、トンネル軸直交方向の相対変位が、地盤の箇所的な変位の差を曲げに抵抗する梁系として比較的ゆるやかに平均化して求められる値であるのに対して、トンネル軸方向の相対変位は、地盤の箇所的な変位差を伸びに抵抗する棒部材として強く平均化して求められる値であるためと考えられる。
- (7) 可撓性継手を設けた場合に隣接エレメント間に生じる軸方向の相対変位はほとんどの場合その地点の地盤の応答変位よりも小さい。上記(6)の結論と併せ考えると、可撓性継手に生じる相対変位は一般に地盤の応答変位より小さい。
- (8) 可撓性継手を設けた場合の隣接エレメント間の相対変位は継手ごとに異なっているが、一般に可撓性継手で区切られたエレメントの中の一番端のエレメントで大きくなる傾向にある。

参 考 文 献

- 1) 建設省近畿地方建設局：昭和 51 年度大阪湾岸道路調査報告書，昭和 52 年 6 月
- 2) 建設省近畿地方建設局阪神国道工事事務所：昭和 52 年度大阪湾岸道路調査方針について
- 3) 建設省近畿地方建設局阪神国道工事事務所：昭和 51 年度大阪湾岸道路沈埋トンネル等設計検討業務（六甲アイランド～ポートランド間），昭和 52 年 3 月
- 4) 土木学会：沈埋トンネルの耐震性に関する調査研究報告書（昭和 46 年度，47 年度，48 年度），土木学会沈埋トンネル耐震設計研究委員会，昭和 47 年 3 月，昭和 48 年 3 月，昭和 49 年 3 月
- 5) 土木学会：沈埋トンネル耐震設計指針（案），土木学会沈埋トンネル耐震設計研究委員会，昭和 50 年 3 月
- 6) 日本道路協会：東京湾横断道路技術調査報告書，日本道路協会東京湾横断道路技術調査特別委員会，昭和 49 年 3 月
- 7) 栗林栄一他：東京湾横断道路トンネルの耐震計算および地震応答解析，土木研究所資料第 953 号，建設省土木研究所，昭和 49 年 4 月
- 8) 栗林，川島，宮田：東京湾横断道路トンネル（可撓性継手を設けた場合）の地震時断面力および変位の検討，土木研究所資料第 1038 号，建設省土木研究所，昭和 50 年 4 月
- 9) 栗林，岩崎，若月，高木：強震記録のデジタル数値改訂版（その 1～その 3），土木研究所資料第 876 号，建設省土木研究所，昭和 48 年 2 月
- 10) 岩崎，若林，堀内：地中地震動の観測結果，土木研究所資料第 1103 号，建設省土木研究所，昭和 51 年 3 月
- 11) 栗林，川島，宮田：地震動入力の設定法に関する研究，土木研究所資料第 1192 号，建設省土木研究所，昭和 52 年 12 月
- 12) 栗林，川島，宮田：平戸大橋の耐震性に関する調査，土木研究所資料第 1201 号，建設省土木研究所，昭和 52 年 3 月
- 13) 栗林，川島，宮田：名古屋港西大橋（斜張橋案）の地震応答解析による耐震性に関する調査報告，土木研究所資料第 1265 号，建設省土木研究所，昭和 52 年 3 月
- 14) 日本道路協会：道路橋耐震設計指針・同解析，昭和 47 年
- 15) Kuribayashi, E., Iwasaki, T., and Tatsuoka, F.: Effects of stress-conditions on dynamic properties of sand proc. of Japan society of civil engineers, No 242, Oct., 1975 pp. 105 ~ 114
- 16) 岩崎，龍岡，横田：不攪乱粘性土の変形係数についての室内実験結果，第 13 回土質工学研究発表会，昭和 52 年
- 17) 岩崎，龍岡，高木：砂のせん断変形係数と減衰の歪依存性について，第 13 回土質工学研究発表会，昭和 52 年
- 18) 岩崎，龍岡，佐伯：N 値とひずみレベルを考慮した S 波速度との関係例，第 13 回土質工学研究発表会，昭和 52 年

- 19) 高木, 川島, 岩崎: 実測地中地震動に基づく地盤の伝達特性, 第 5 回土木学会関東支部年次研究発表会, 昭和 53 年 1 月
- 20) 栗林, 川島, 柴田: 沈埋トンネルの軸線上の断面力および変位の地震応答解析法に関する研究, 土木研究所資料第 1193 号, 建設省土木研究所, 昭和 52 年 3 月
- 21) 柴田, 川島, 栗林: 地震動入力有位相差が沈埋トンネルの地震時応力に与える影響, 第 5 回土木学会関東支部年次研究発表会, 昭和 53 年 1 月

付 録

地震動入力有位相差が沈埋トンネルの地震時応力に与える影響

1 概 説

沈埋トンネルは、一般にみかけの単位体積重量が周辺の地盤の湿潤単位体積重量よりも小さく、かつ、長手方向に細長い線状の構造物であることから、地震時にはおおむね周辺の地盤に従って運動すると言われている。従って、沈埋トンネルの長手方向に沿う地震時の地盤の運動を正しく推算することがトンネルの地震応答を精度良く算定する鍵となる。トンネル周辺の地盤の運動はせん断振動が支配的であるため、基盤には一様な地震動入力を与えて、せん断振動モデルにより算定する場合が多い。基盤における平面的な地震動を直接観測した事例はほとんどないが、数km離れた地点間では、基盤地震動になんらかの位相の差、もしくは振幅の差、もしくは波形の特性の差が生じることが予想される。このような相対的位置関係に伴う基盤地震動の差異を仮に基盤に作用する地震動入力有位相の差に置きかえて沈埋トンネルの長手方向に沿う断面力（軸力）を試算した。

2 解析モデルおよび基盤地震動のモデル化

相定した沈埋トンネルは、幅44.2 m、高さ13 m、長さ900 mの鉄筋コンクリート方式であり、付図-1に示すように長手方向に表層地盤の厚さの変化の度合いの異なる3種類の地盤モデルに、沈埋トンネルが埋設されている場合を取り挙げた。表層地盤は厚さの変化がある以外は、密度(2 t/m^3)およびせん断弾性波速度 $V_s = 100 \text{ m/sec}$ とも一様と仮定した。沈埋トンネルは、付図-2に示すように、地盤に弾性的に保持された棒構造としてモデル化し、沈埋トンネル長手方向に加振した場合をとりあげた。

基盤に作用させた地震動入力は、付図-3および付図-4に示す2種類を用いた。付図-3に示した地震動は、1963年6月17日の根室半島沖地震において静内橋地下40 mの砂礫層中で採取された地中地震動の記録である。付図-4に示した地震動は1968年の日向灘沖地震において、地盤の表面で採取された地震動に変換したものである。各々の図の(a)は加速度記録(b)は変位記録である。(a)の加速度記録を積分して変位を求める際には、加速度記録に含まれる6秒以上の振動数の成分を除去した。

地震動の入力は、付図-1に示した仮想地盤モデルの一端Aから他端Bまでの距離に比例した位相の差を設けて基盤に作用させることとし、A～B間の位相の差（時間遅れ）は任意に0～3.6秒とした。この位相の差を ΔT_{AB} と表わす。ここで、位相の差 ΔT_{AB} が0秒の場合は基盤に一樣な地震動が作用した場合を、3.6秒の場合にはA点からB点へとあたかも $900 \text{ m} / 3.6 \text{ sec} = 250 \text{ m/sec}$ の見掛けの伝播速度を持って地震動が基盤に作用した場合をそれぞれ表わしている。

3 試算結果

沈埋トンネルに生じる軸力の最大値の分布を付図-5、付図-6、付図-7に示す。付図-5は沈埋トンネル長手方向に表層地盤の厚さが一定な場合（40 m—40 mモデル）の試算結果、付図-6は沈埋トンネル長手方向に、表層地盤の厚さが40 mから50 mに変化する場合（40—50モデル）の試算結果、

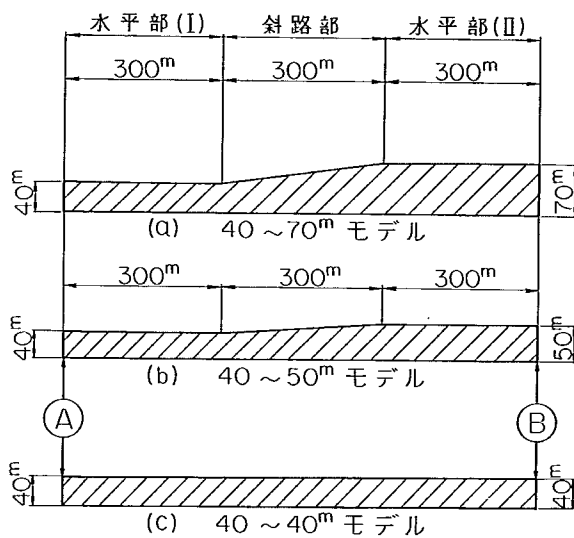
付図-7は、沈埋トンネル長手方向に、表層地盤の厚さが40mから70mに変化する場合（40-70モデル）の試算結果であり、それぞれ、静内橋および板島橋の地震動を作用させた場合を示している。

ここで、沈埋トンネル長手方向に表層地盤の厚さが一定で、かつ、一様な地震動が基盤に作用した場合には計算上トンネルには応力が生じない。

トンネル全長の中の軸力の最大値に着目し、これが地震動入力有位相の差 ΔT_{AB} によってどのように変化するかを示したものが付図-8である。これをみると、入力地震動に位相の差を設けることにより、一般に軸力は増加し、ある位相遅れの場合に最大の軸力を与え、さらに位相遅れる大きくすることにより、漸減もしくは一定値に落ち着く傾向が認められる。ただし、位相差を設けることにより基盤に一様な地震動を作用させた場合に比較し軸力が減少する場合があることにも注意しなければならない。

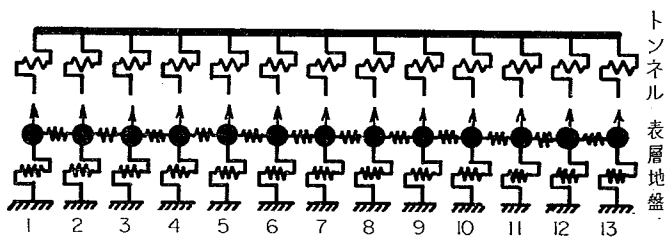
4. 結 論

- (1) 表層地盤の厚さ、密度、堅さが沈埋トンネルの長手方向に均一であっても、基盤に作用させる地震動入力に位相の差があれば、表層地盤の運動は箇所別に相位を生じ、沈埋トンネルには計算上応力が生じる。
- (2) 表層地盤の厚さが沈埋トンネルの長手方向に一律でないことによりトンネルに生じる応力と、基盤における地震動入力に位相の差があることによりトンネルに生じる応力は、互いに重畳される場合がある。



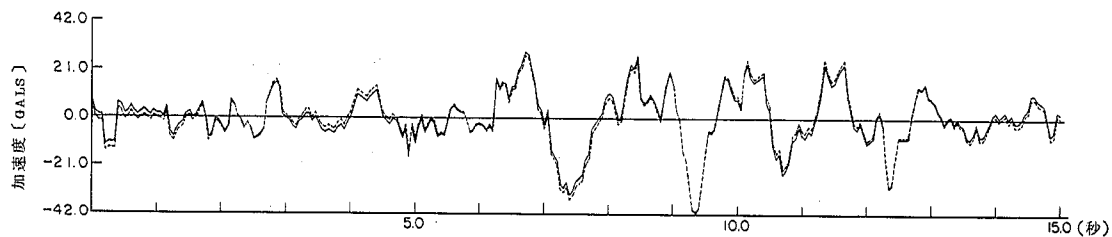
解析地盤モデル

付図-1 解析地盤モデル

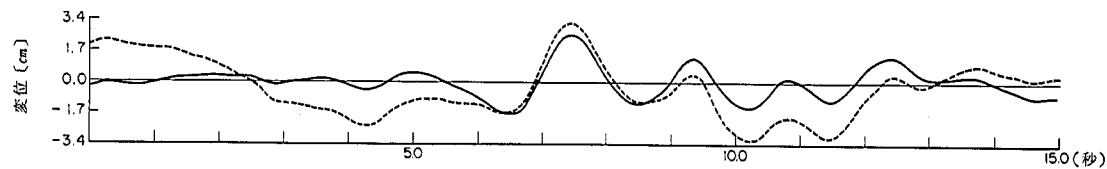


トンネルおよび表層地盤の力学モデル

付図-2 トンネルおよび表層地盤の力学モデル

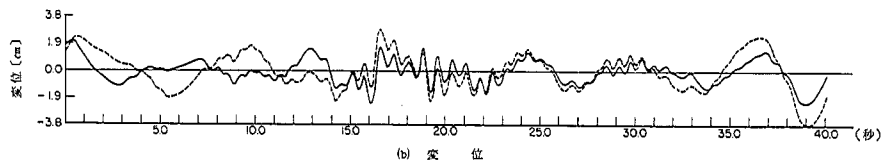
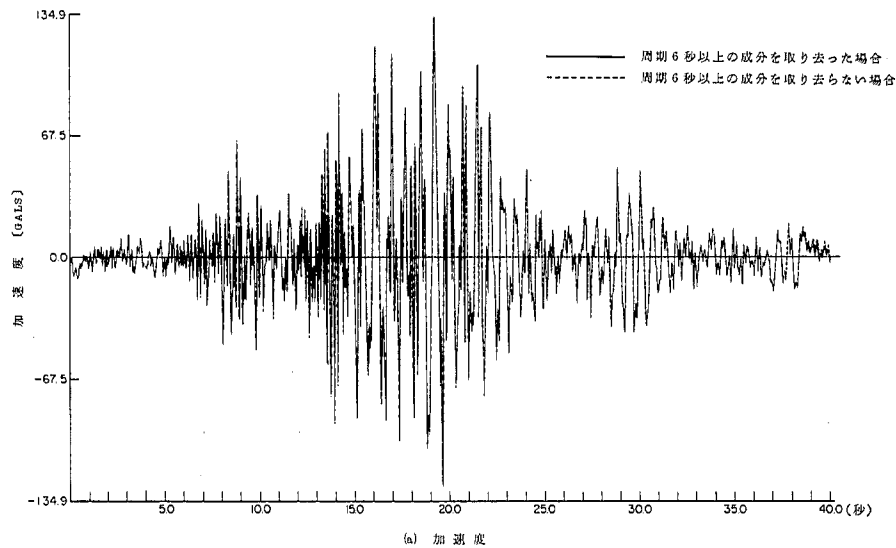


(a) 加速度

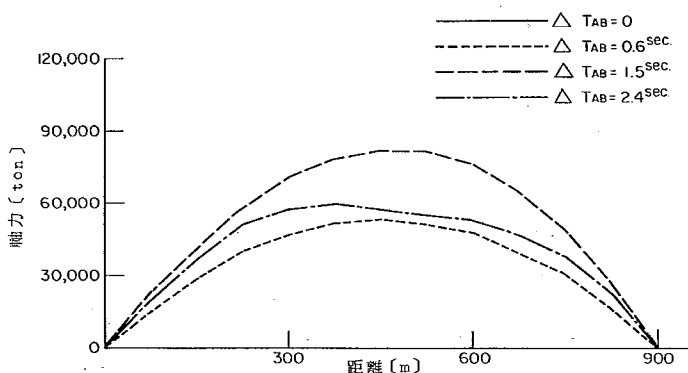
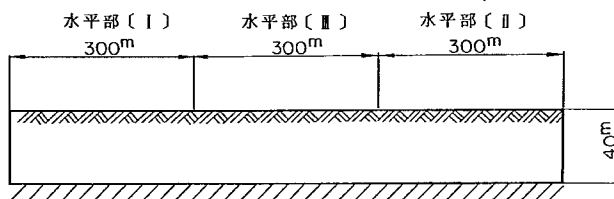


(b) 変位

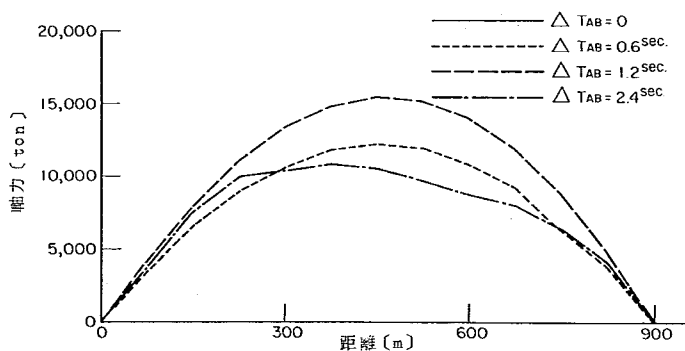
付図-3 静内橋地震動記録



付図-4 板島橋地震動記録

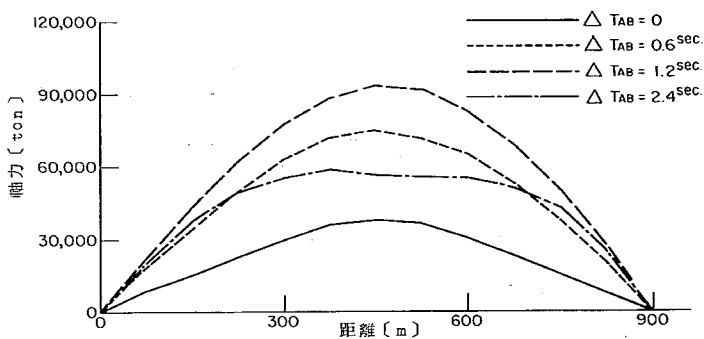
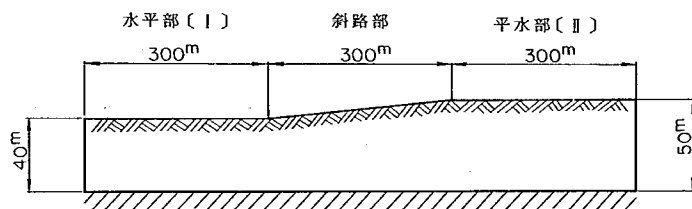


(a) 静内橋地震動を作用させた場合

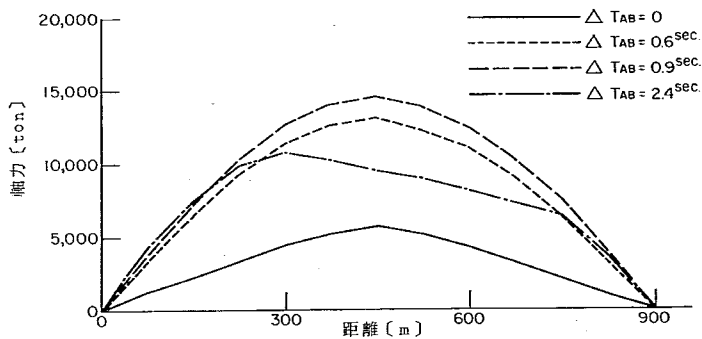


(b) 板島橋地震動を作用させた場合

付図-5 表層地盤の厚さが長手方向に変化しない場合 (40-40mモデル)

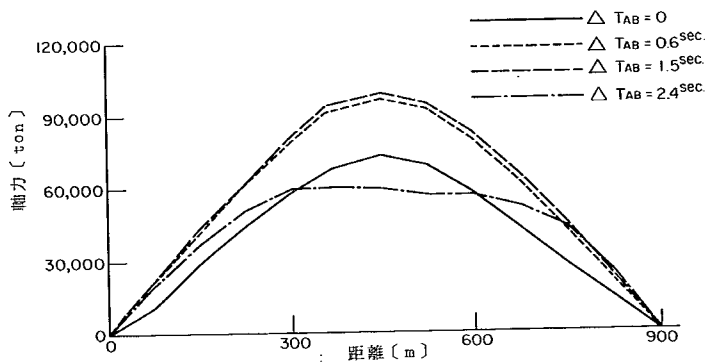
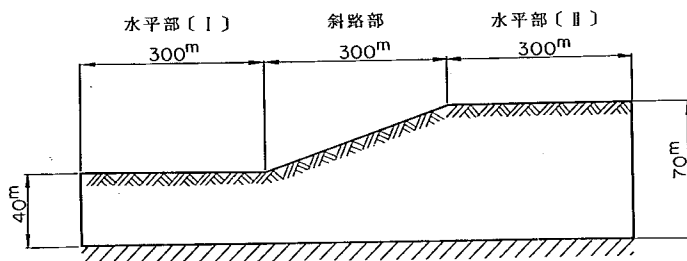


(a) 静内橋地震動を作用させた場合

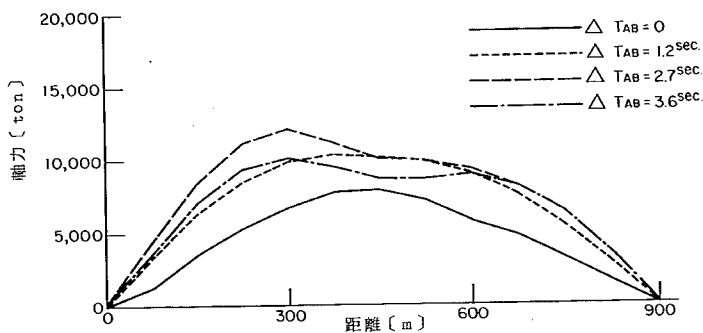


(b) 板島橋地震動を作用させた場合

付図-6 表層地盤の厚さが長手方向に変化する場合の軸力〔40-50mモデル〕

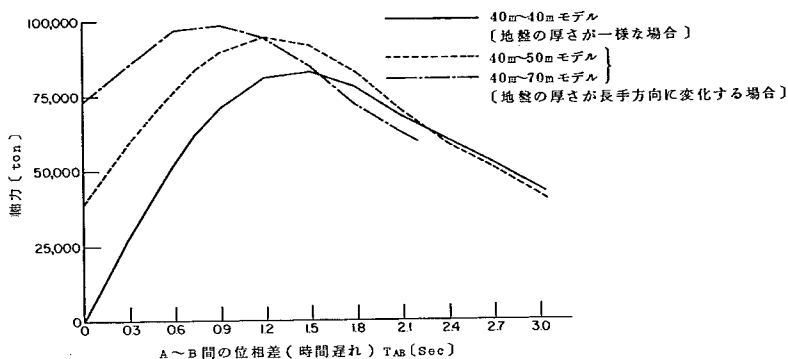


(a) 静内橋地震動を作用させた場合

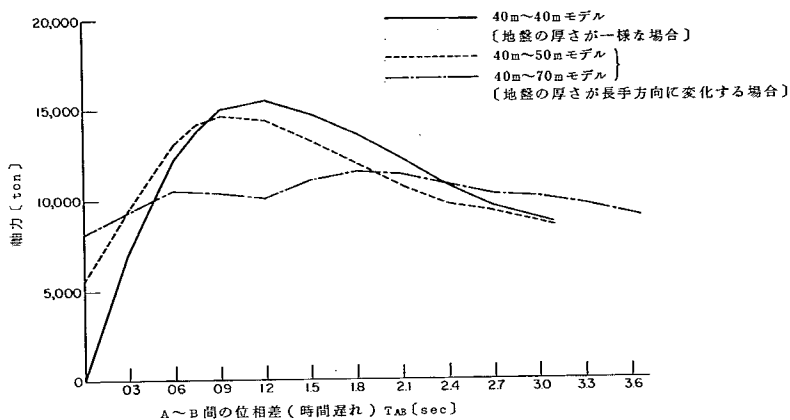


(b) 板島橋地震動を作用させた場合

付図-7 表層地盤の厚さが長手方向に変化する場合の軸力 (40-70mモデル)



(a) 静内橋地震動を作用させた場合



(b) 板島橋地震動を作用させた場合

付図-8 A~B間の位相の差とトンネルに生じる軸力の関係