

土 木 研 究 所 資 料

沈埋トンネルの耐震性に関する研究

—(その3)沈埋トンネルの地震応答に及
ぼす可撓性継手剛性の非線形性の影響—

Seismic Resistant Design of Submerged Tunnels

——Part 3. Effect of Nonlinear Stiffness of Flexible

Joint on Seismic Response of Submerged Tunnel——

昭和61年 4 月

建設省土木研究所

地震防災部耐震研究室

Copyright © 61年度 by P.W.R. I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director of P.W.R. I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行なってはならない。

沈埋トンネルの耐震性に関する研究

—(その3)沈埋トンネルの地震応答に及ぼす可撓性継手剛性の非線形性の影響—

Seismic Resistant Design of Submerged Tunnels

—Part 3. Effect of Nonlinear Stiffness of Flexible

Joint on Seismic Response of Submerged Tunnel—

耐震研究室 室 長 川 島 一 彦

研 究 員 大 日 方 尚 巳

部外研究員 山 本 一 敏

加 納 尚 史

要旨

本資料は、沈埋トンネルの可撓性継手剛性が圧縮と引張で変化することに着目し、このような継手剛性の非線形性が、従来、線形解析で行われている沈埋トンネルの地震応答に及ぼす影響について検討した結果をとりまとめたものである。この結果、継手剛性の非線形性が沈埋トンネルの地震応答に及ぼす影響は大きいこと、また非線形解析の応答を実用的に線形解析によって求める手法を提案した。

キーワード：沈埋トンネル，可撓性継手，非線形性，地震応答解析

目 次

1. はじめに	1
2. 沈埋トンネルの可撓性継手の剛性	2
2.1 可撓性継手の構造	2
2.2 引張及び圧縮による可撓性継手の剛性の変化	5
3. 継手剛性の非線形性を考慮した沈埋トンネルの動的解析法	6
4. 解析対象とする沈埋トンネル	9
4.1 解析モデル及び入力地震動	9
4.2 解析ケース	13
5. 沈埋トンネルの地震応答に及ぼす継手剛性の非線形性の影響	16
5.1 圧縮及び引張剛性の変化が地震応答に及ぼす影響	16
5.2 線形限界変位 δ_G が地震応答に及ぼす影響	22
6. 結 論	30
謝 辞	31
参考文献	31

1. は じ め に

沈埋トンネルでは、地盤の不等沈下や温度変化による応力を逃がすと同時に、地震時に発生する応力の低減を図る目的で可撓性継手が設けられる場合が多い。可撓性継手を設けた場合には沈埋トンネルに生じる応力は可撓性継手の剛性に大きく依存するため、耐震性の検討を行う際には、可撓性継手の剛性を正確に評価し、解析に反映させることが重要である。

可撓性継手の剛性は継手の構成部材（ゴムガスケット、PCケーブル、せん断キー、オメガ鋼板等）の特性によって定まるが、個々の構造部材の剛性はその変形状態によって大きく変化する。このため可撓性継手全体としての剛性が非線形性を有する場合が少なくないが、耐震性を検討する上では圧縮側と引張側とで継手剛性が異なったものとなる場合の影響が大きいと考えられる。しかしながら、現在までに実施された応答変位法及び地震応答解析による沈埋トンネルの耐震設計では、継手の剛性が圧縮、引張の両方向で同じ値をとると仮定されており、継手の剛性の非線形性に関して詳細に検討された事例はない。

本報告は、以上の観点から沈埋トンネルの可撓性継手の剛性が圧縮と引張で変化した場合の影響に着目し、この影響を地震応答解析により検討した結果をとりまとめたものである。なお、解析は沈埋トンネルの耐震計算上、支配的な影響を与える軸力について行った。

2. 沈埋トンネルの可撓性継手の剛性

2.1 可撓性継手の構造

可撓性継手の構造例として、東京港トンネルで用いられている可撓性継手を図2-1に示す。この場合には、トンネルに作用する軸力及び曲げモーメントはオメガ鋼板およびゴムガスケットによって、また、せん断力はせん断キー及びオメガ鋼板によって、それぞれ伝達されるようになっている。軸方向の剛性はオメガ鋼板の剛性がゴムガスケットの剛性よりもはるかに大きいため、オメガ鋼板の剛性から定められている。図2-2は東京港トンネルの可撓性継手のバネ定数を設定するために行われたオメガ鋼板の引張実験結果の一部を示したものである。実験はオメガ鋼板の板厚及び材質を変化させて多数のケースで行われており、変位～荷重の関係は個々のケースで多少異なっているが、いずれの場合にも変位が8mm以下ではほとんど線形であるのに対し、8mmを超すと非線形性が現われてくるのがわかる。なお、実験ではオメガ鋼板と試験機のつかみ部のすべり等によって生じたと考えられる初期の伸びが観測されているが、図2-2ではこの伸びを除いた変位で結果を示している。

一方、東京港第二航路海底トンネルの可撓性継手では、図2-3に示すように軸力は継手連結ケーブル（PCケーブル）およびゴムガスケットによって伝達されるようになっている。図2-4はゴムガスケットの圧縮実験結果の一部を示したものであり、圧縮変位量の増大に伴ない、みかけの剛性が非常に大きくなることがわかる。設計では可撓性継手の軸方向バネはPCケーブルの引張剛性から設定されている。

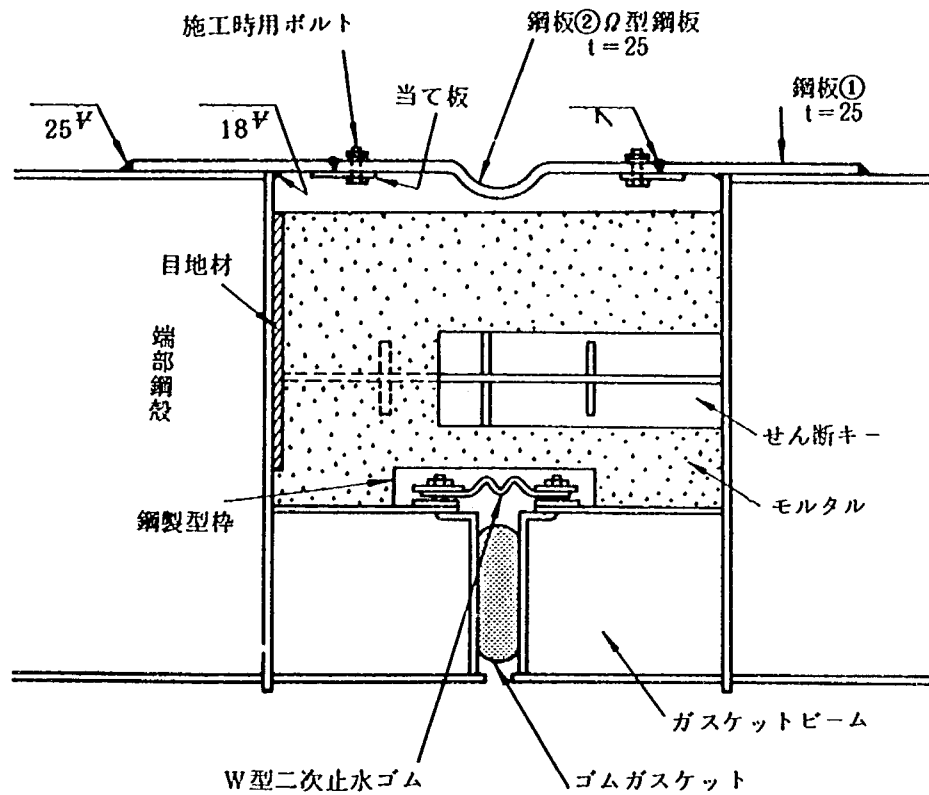


図 2 - 1 東京港トンネルの可撓性継手 (1)

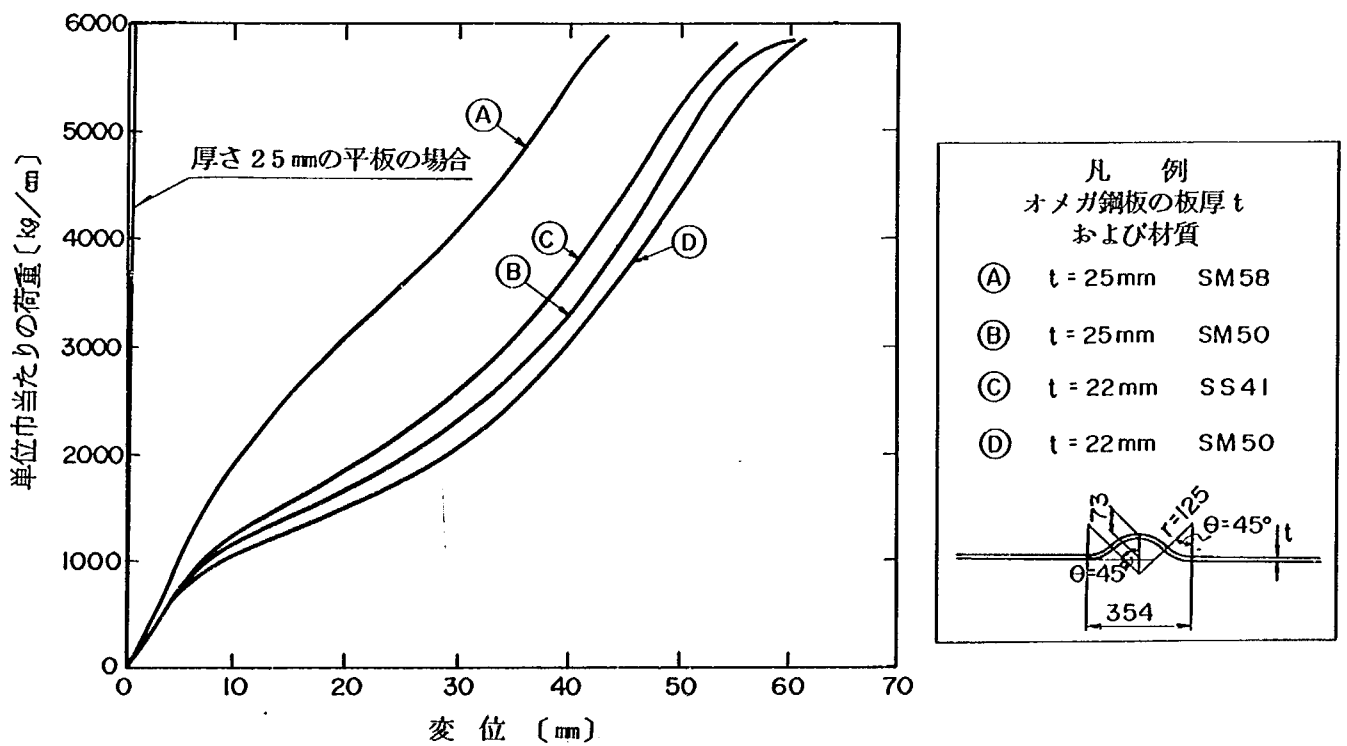


図 2 - 2 オメガ鋼板の引張実験結果 (3)

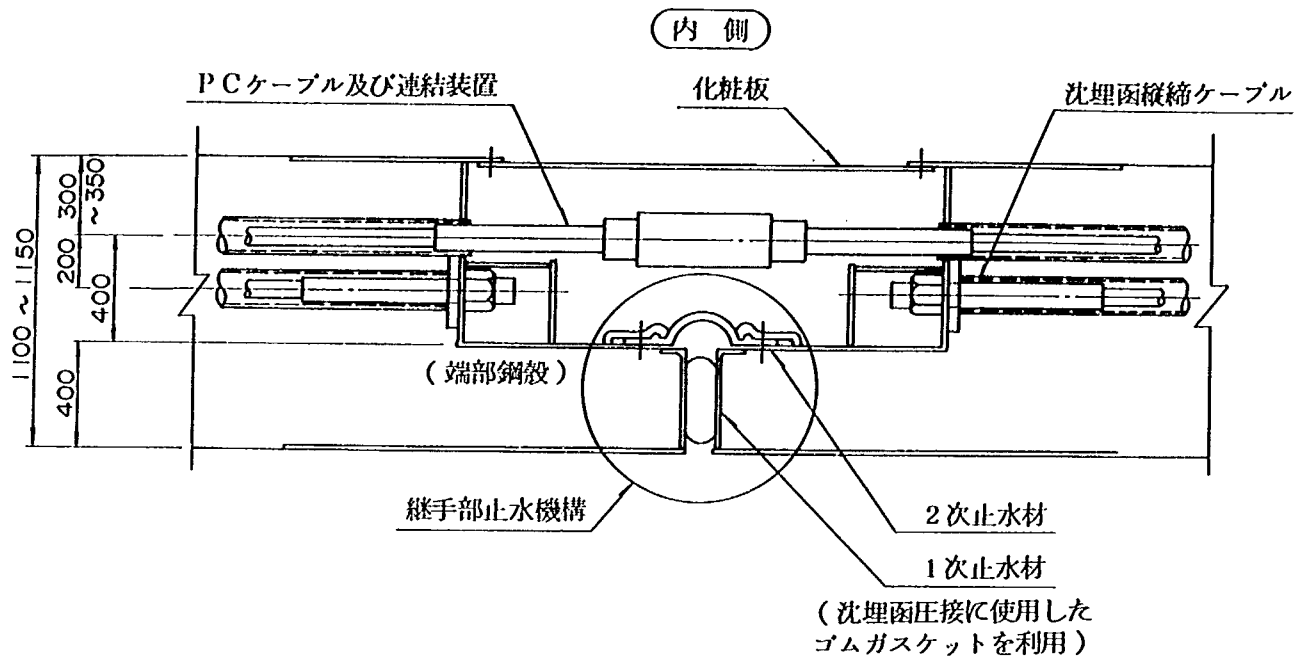


図 2 - 3 東京港第二航路海底トンネルの可撓性継手 (2)

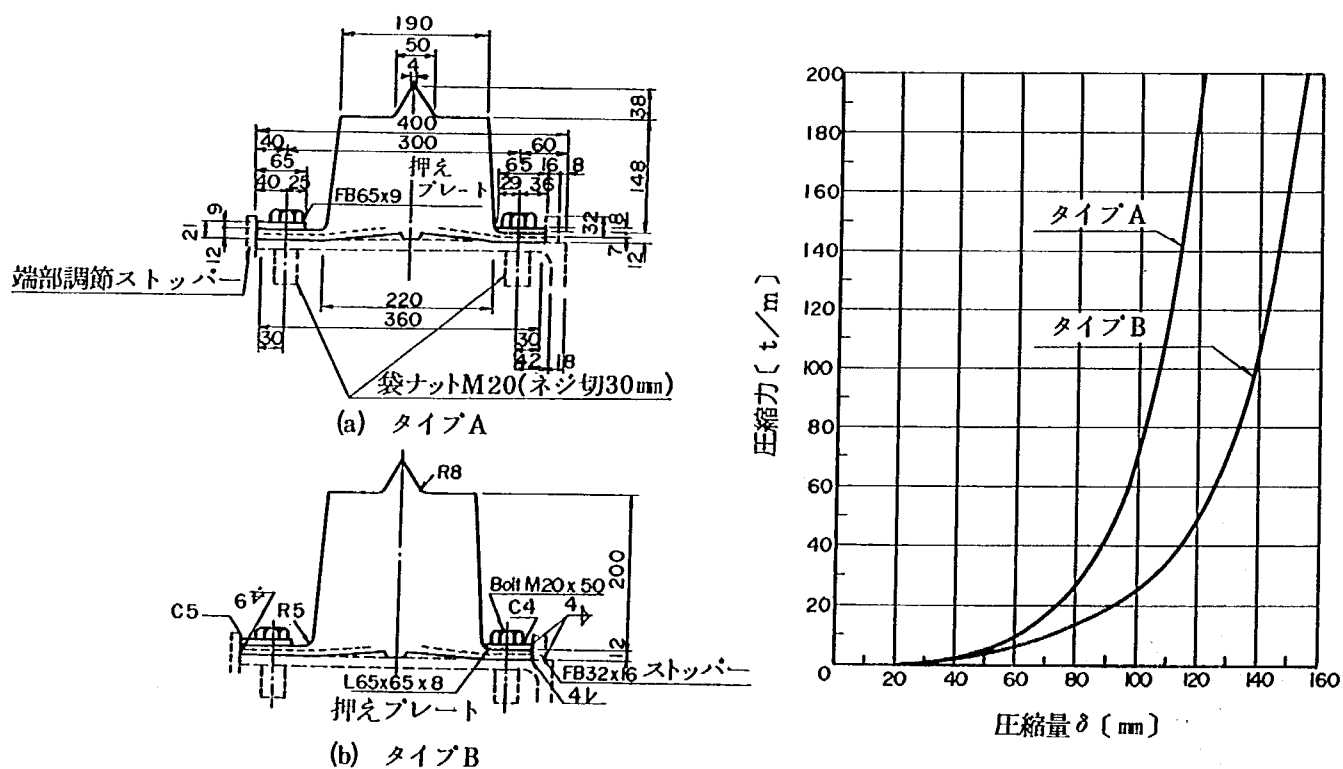


図 2 - 4 ゴムガスケットの圧縮実験結果 (2)

2.2 引張及び圧縮による可撓性継手の剛性の変化

可撓性継手の構成部材の剛性が継手間の相対変位によって変化することは前述の通りであるが、沈埋トンネルの地震応答上影響を与えるのは継手剛性が圧縮側と引張側とで異なる場合である。この場合には継手剛性の非対称性によりトンネルに生じる軸力が引張と圧縮で異なることが予想され、特に鉄筋コンクリート製のエレメント設計には影響が大きい。

継手剛性が圧縮側と引張側で変化する理由としては、以下の項目が挙げられる。

- 1) PC ケーブルを用いた場合にはエレメント間に作用する引張力は伝達されるが圧縮力は伝達されない。
- 2) せん断キー周辺の空隙に防錆等の目的でモルタル等の充てん材が注入される場合がある。
このような場合には、充てん材が圧縮方向には抵抗するため継手の圧縮剛性は引張剛性に比較して大きくなる。
- 3) ゴムガスケットはエレメントにはさまれて体積変化が拘束された状態で大きな圧縮変形を受けると剛性が非常に大きくなるが 引張に対してはこのようなことは生じない。

一例として、オメガ鋼板を用いた東京港トンネルの可撓性継手（図2-1）を基本とし、充てん材としてモルタルが可撓性継手の空隙に注入された場合について引張側と圧縮側で継手剛性がどの程度異なるかを求めると以下ようになる。いま、モルタルがせん断キー周辺の空隙全体に充てんされており、これが圧縮力に抵抗すると仮定すると、軸方向の圧縮バネ定数は次のようになる。

$$K_c = \frac{E_c \cdot A_c}{\ell} = 6.2 \times 10^7 \text{ t/m} \quad \dots\dots\dots (2-1)$$

ここで

K_c : 軸方向圧縮バネ定数

E_c : モルタルの弾性係数 ($2.0 \times 10^6 \text{ t/m}^2$ とした)

A_c : モルタル部の断面積 (40 m^2 とした)

ℓ : モルタル部の軸方向長さ (1.3 m)

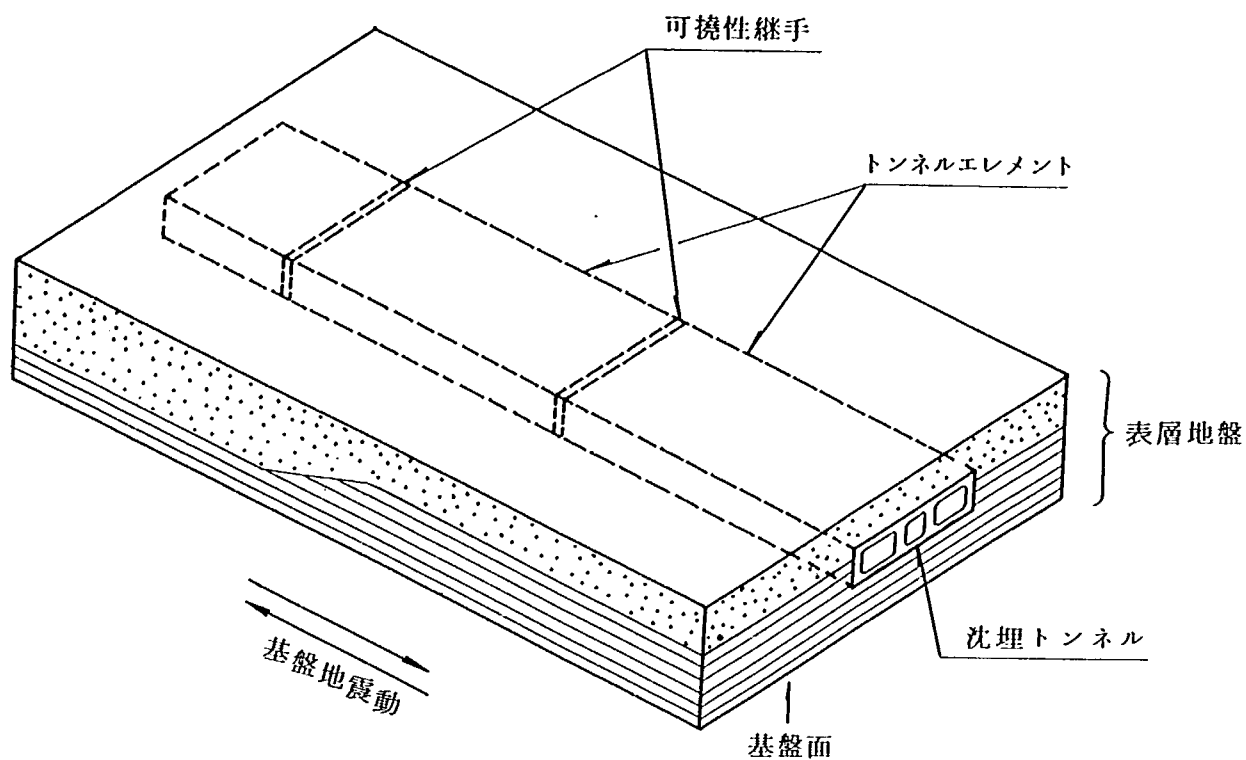
実際にはこれにオメガ鋼板の剛性が加わるが、これはモルタルの圧縮剛性に比較して小さいため無視する。一方、オメガ鋼板の引張剛性からバネ定数を求めると $1.3 \times 10^6 \text{ t/m}$ となり、この場合には、圧縮剛性は引張剛性の約 50 倍の値となることがわかる。

なお、せん断キー周辺の空隙にモルタル等を充てんする場合でも、実際にはモルタルとプレート間に厚さ 2～3 cm の剛性の非常に小さな目地材（エラストイト等）を挿入する場合がある。この場合には、充てん材が圧縮力を伝達するまでに目地厚分の遊びがあり、継手間の相対変位が目地厚以下の場合には可撓性継手の剛性は引張側と同様なものとなる。しかし目地厚を超える圧縮変形が生じた場合には継手剛性は式（2-1）による値になる。

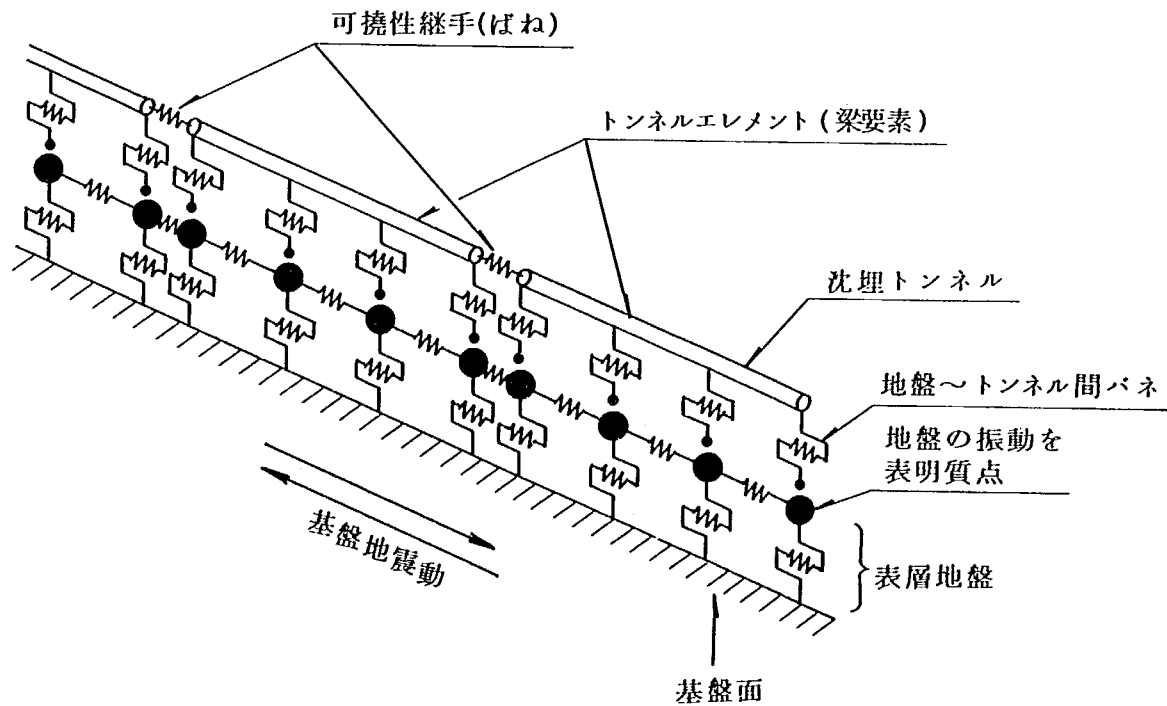
3. 継手剛性の非線形性を考慮した沈埋トンネルの動的解析法

継手剛性の非線形性を考慮するために、土木研究所で開発した沈埋トンネルの非線形動的解析プログラム DAST-S を用いた。DAST-S はトンネル軸方向の動的応答を、可撓性継手の非線形性及びトンネルと地盤を結ぶばねの非線形性の両者を考慮して解析できるプログラムであり、解析に際しては、沈埋トンネル及び周辺地盤を以下のようにモデル化している（図 3-1 参照）。

- 1) 沈埋トンネルの周辺地盤はせん断振動系の離散型モデルにより表わす。地盤の剛性は一般に拘束圧、地盤に生じるせん断ひずみ等によって変化するので、等価線形の剛性を使用することによってこのような地盤の非線形性を近似的に計算に取り入れる。
- 2) 沈埋トンネルは周辺の地盤によってばねにより支持された棒構造物としてモデル化し、質量は無視する。沈埋トンネルと地盤を結ぶばねは両者間の相対変位に対して図 3-2 に示すようにバイリニアな抵抗力を発揮するものとする。ただし、今回の解析に際しては、このような非線形性は考慮しないものとし、沈埋トンネルと地盤を結ぶばねは、両者の相対変位に弾性的に抵抗するものとした。
- 3) 可撓性継手は隣接するトンネルエレメント間の相対変位に応じて図 3-3 に示すような非線形復元力特性を有するばねによって表わす。



(a) 表層地盤及び沈埋トンネル



(b) 表層地盤及び沈埋トンネルのモデル化

図 3 - 1 表層地盤及び沈埋トンネルの動的解析モデル

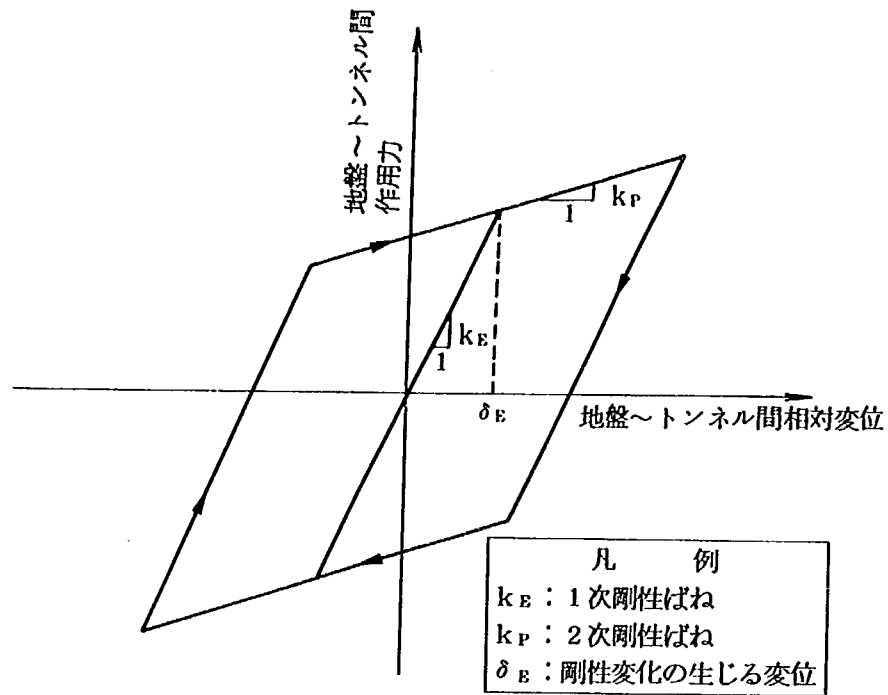


図 3 - 2 地盤～トンネル間を結ぶばねの特性

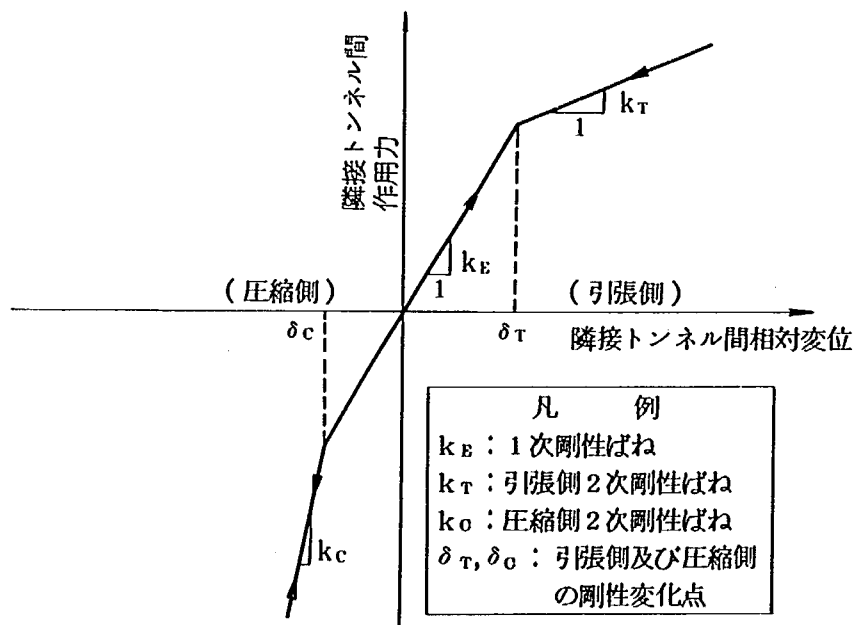


図 3 - 3 可撓性継手の非線形ばね特性

4. 解析対象とする沈埋トンネル

4.1 解析モデル及び入力地震動

解析対象とした沈埋トンネルは図4-1に示すように長さ115mの鉄筋コンクリート製のエレメント9函を可撓性継手で結合した構造となっており、全長1,035mである。換気塔から地上の道路までは陸上トンネル及び半地下構造で結ばれており、沈埋トンネル区間及び陸上トンネル区間（換気塔含む）を併せた総延長は1,325mとなっている。地震応答解析では、沈埋トンネル及び陸上トンネルを併せた1,325mの区間を対象としたが、以下では、沈埋トンネル区間のみに着目し、この区間の結果を示すこととする。沈埋トンネルの横断面は図4-2に示す通りであり、幅37.4m、高さ8.8mの矩形である。このような沈埋トンネル及びその周辺地盤を図4-3に示すように、地盤については46質点、沈埋トンネルについては可撓性継手を含めて64節点の離散型地震応答解析モデルにした。

解析に用いた断面定数、継手バネ定数等を表4-1に示す。ここで、エレメント間の継手バネ定数については表中に示した値を基本として変化させるものとした。地盤の地震応答においては、減衰定数は $h = 0.1$ とした。

入力地震動としては東京湾における L_2 加速度応答スペクトル⁸⁾に固有周期0.8～1.5秒の範囲で一致するように、1968年十勝沖地震における八戸港での記録を周期領域で振幅調整した波形⁹⁾を用いた。図4-4はこのようにして求めた入力地震動の加速度波形を示したものである。

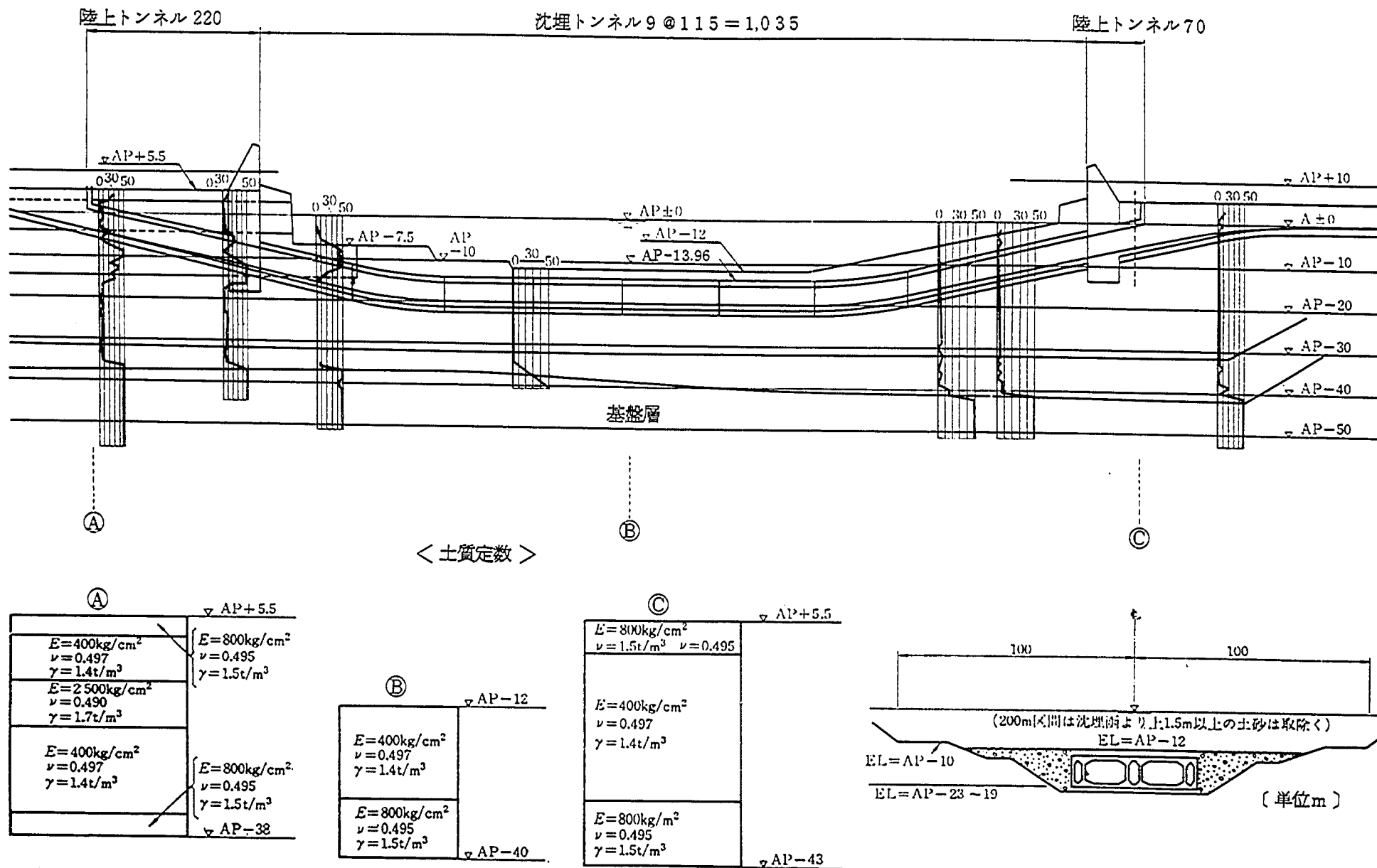


図 4 - 1 解析対象とする沈埋トンネル

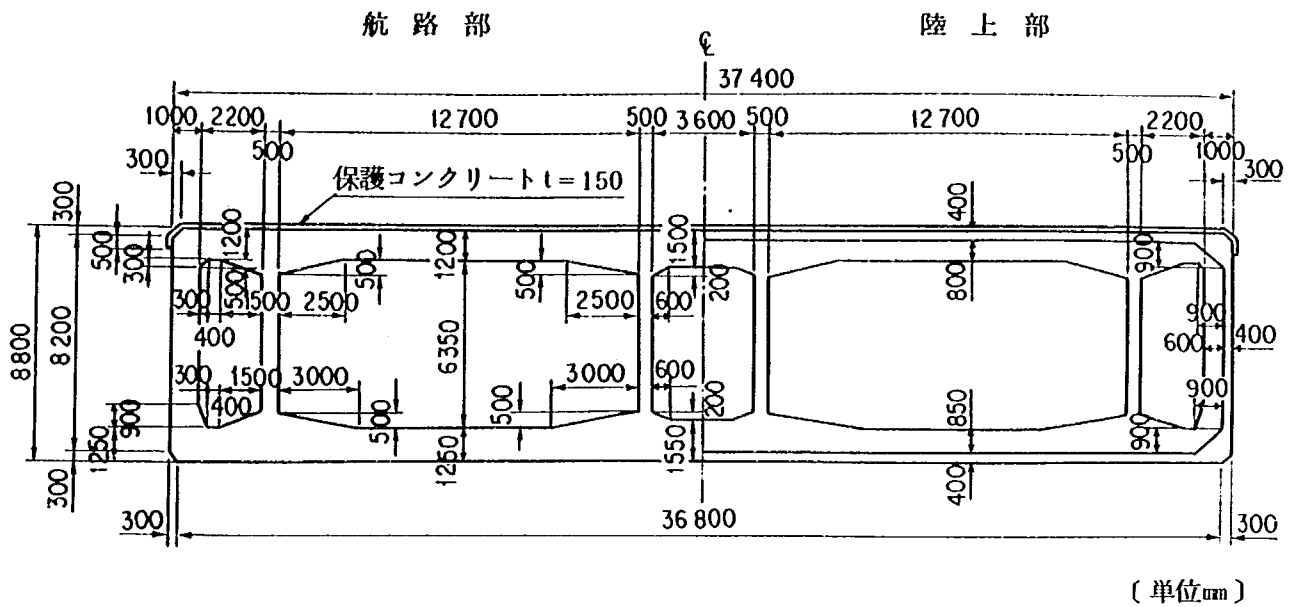


図 4 - 2 ト ン ネ ル 断 面

表 4 - 1 断面および継手定数

諸 元		解析に用いた定数
有 効 断 面 積		126.5 m ²
鉄筋コンクリートの弾性係数		3.5×10^6 t/m ²
軸方向継手	エレメント※	1.3×10^6 t/m
バネ定数	換気塔～エレメント間	1.2×10^5 t/m

※基準値であり、動的解析では、この値を基準として表4-2のように変化させる

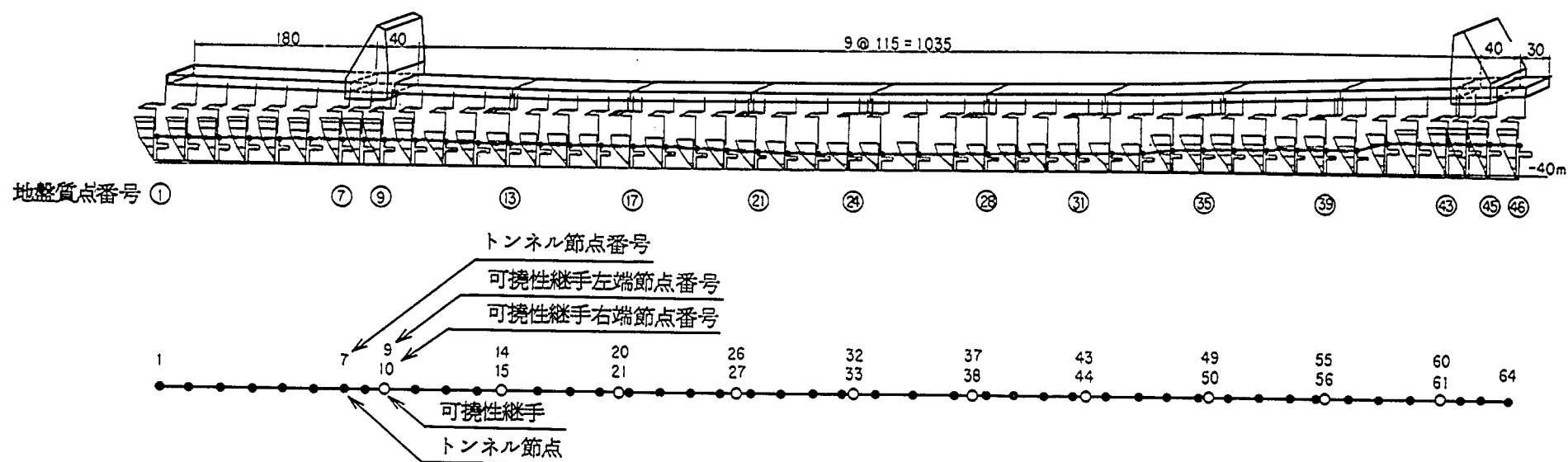
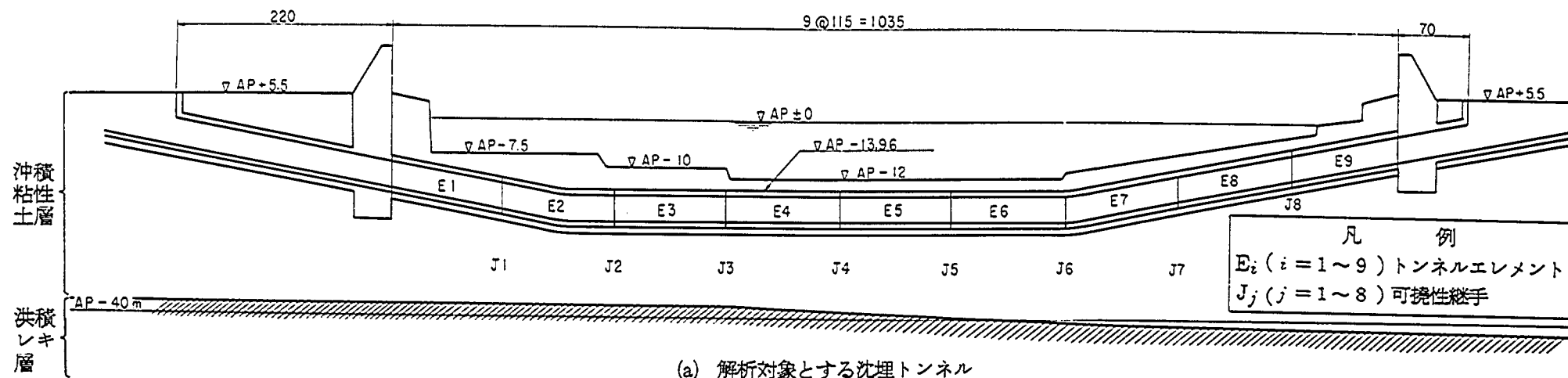


図 4-3 解析対象とする沈埋トンネル及び地震応答解析モデル

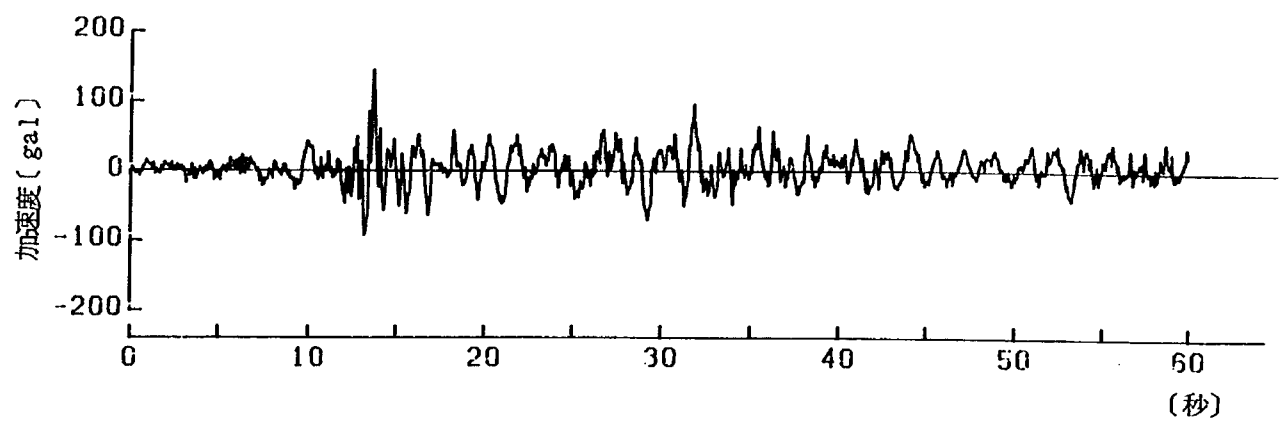


図 4 - 4 基盤面における入力地震動加速度波形

4.2 解析 ケース

沈埋トンネルエレメント間を結ぶ可撓性継手の剛性が、図4-5(a)に示すように原点を境として圧縮側と引張側で変化するものとし、圧縮側の剛性と引張側の剛性の比（以下、継手剛性比 α と呼ぶ）を次のように定義する。この継手剛性比 α は1, 10, 100の3種類に変化させた。

$$\alpha = \frac{K_C}{K_T} \dots\dots\dots (4-1)$$

ここで

α : 継手剛性比

K_C : 継手の圧縮側バネ定数

K_T : 継手の引張側バネ定数

次に、可撓性継手の剛性が図4-5(b)に示すように圧縮側のある点（以下、線形限界変位 δ_G と呼ぶ）で変化するとし、線形限界変位 δ_G としては0.5, 1.0, 2.0cmの3種類に変化させた。

以上に示した解析ケースの一覧を表4-2に示す。ここで、ケース4及び5はそれぞれケース1及び2の圧縮側のバネ定数を引張及び圧縮の両方に用いた線形解析であり、継手バネを非線形にしたケースとの比較のために解析したものである。また図4-6は各ケースの継手バネを示したものである。

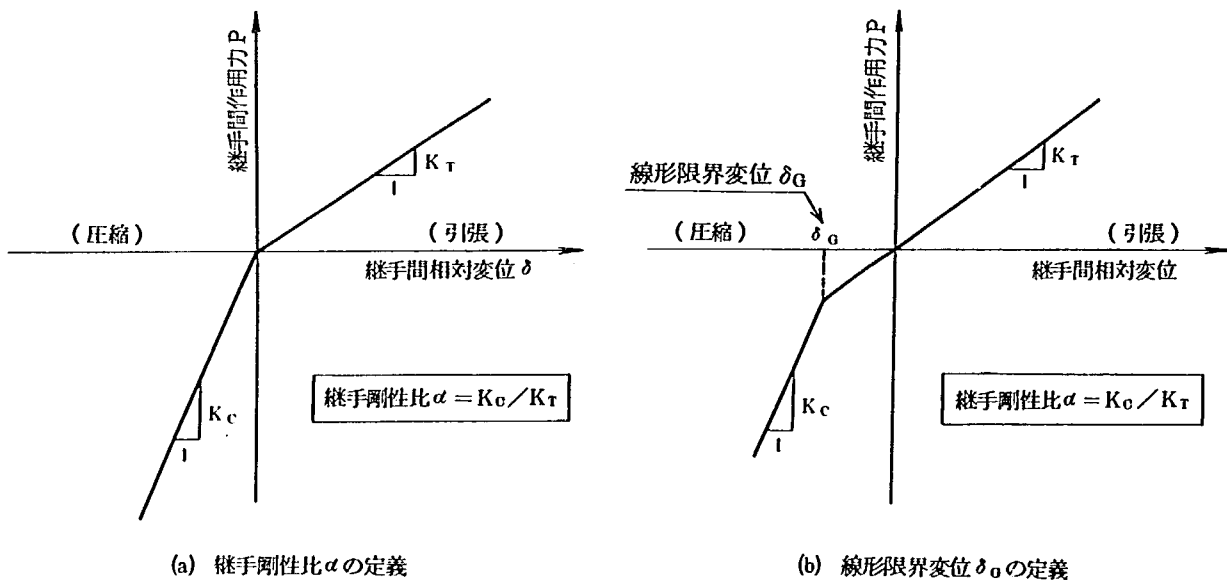
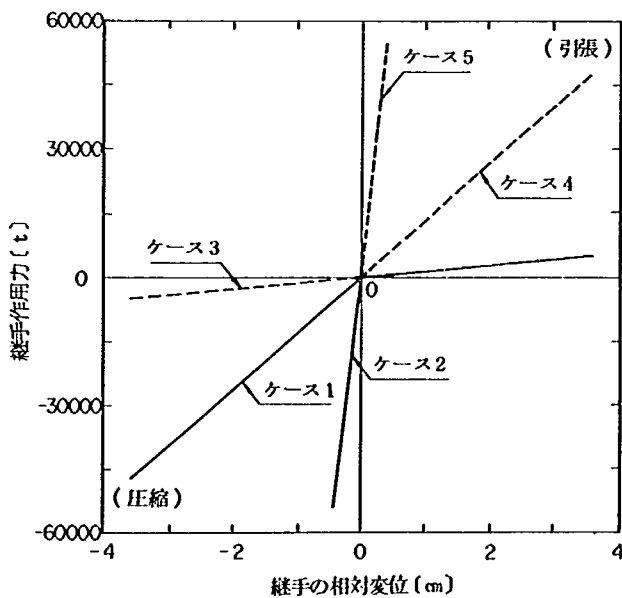


図4-5 継手剛性比 α 及び線形限界変位 δ_G の定義

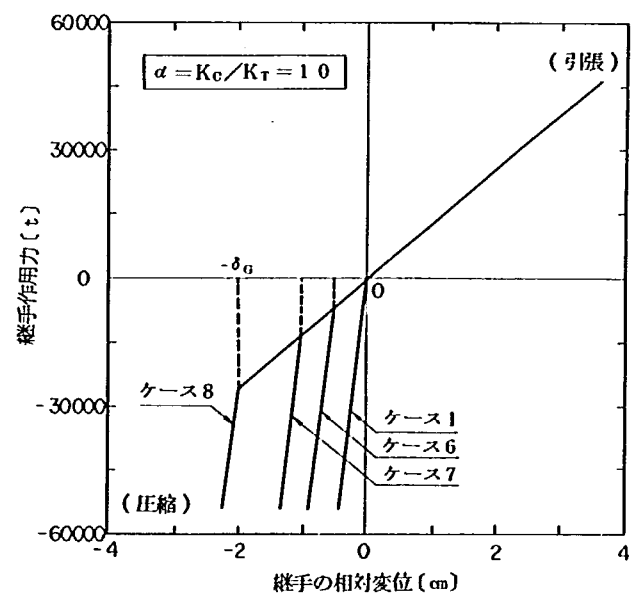
表 4-2 エレメント間の継手パネ定数

検討ケース	引張パネ定数 [t/m]	圧縮パネ定数 [t/m]	継手剛性比 α	線形限界変位 [cm]	備 考
1	K_0	$10K_0$	10	0	非線形解析
2	K_0	$100K_0$	100	0	"
3	K_0	K_0	1	—	線形解析
4	$10K_0$	$10K_0$	1	—	"
5	$100K_0$	$100K_0$	1	—	"
6	K_0	$10K_0$	10	0.5	非線形解析
7	K_0	$10K_0$	10	1.0	"
8	K_0	$10K_0$	10	2.0	"
9	K_0	$100K_0$	100	0.5	"
10	K_0	$100K_0$	100	1.0	"
11	K_0	$100K_0$	100	2.0	"

注) K_0 の値は表 4-1 参照 ($K_0 = 1.3 \times 10^6$ t/m)



(a) 原点を境にして圧縮剛性と引張剛性が異なる場合



(b) 線形限界変位 (δ_0) を境にして圧縮剛性と引張剛性が異なる場合 ($\alpha = 1.0$)

図 4-6 エレメント間パネの変形特性

5. 沈埋トンネルの地震応答に及ぼす継手剛性の非線形性の影響

5.1 圧縮及び引張剛性の変化が地震応答に及ぼす影響

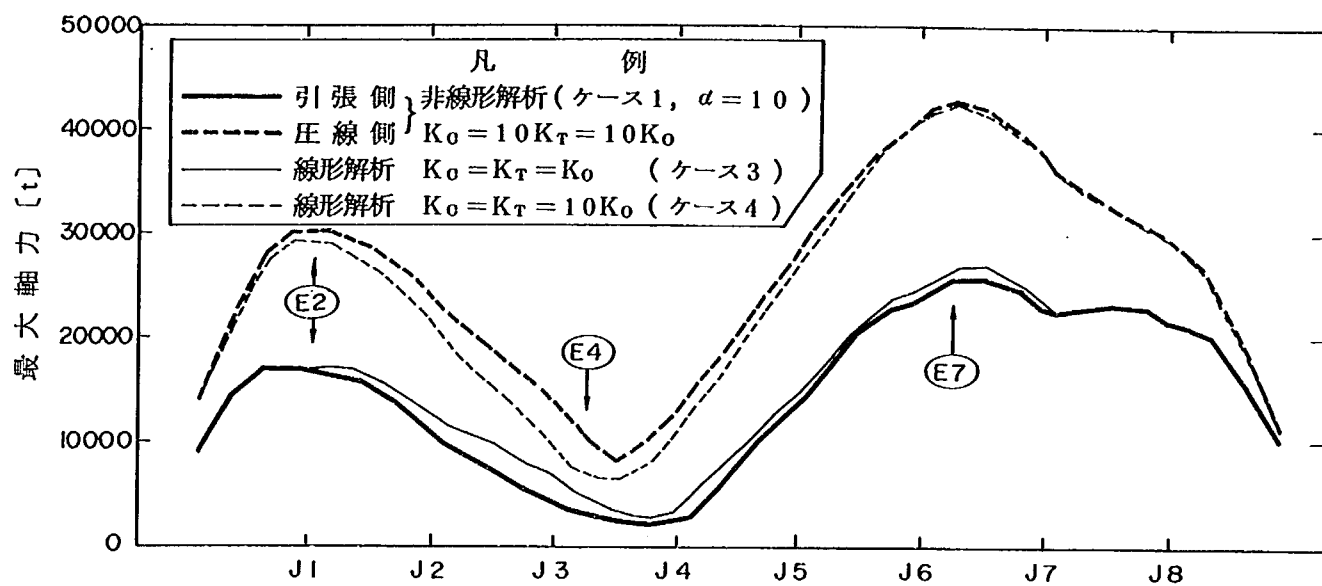
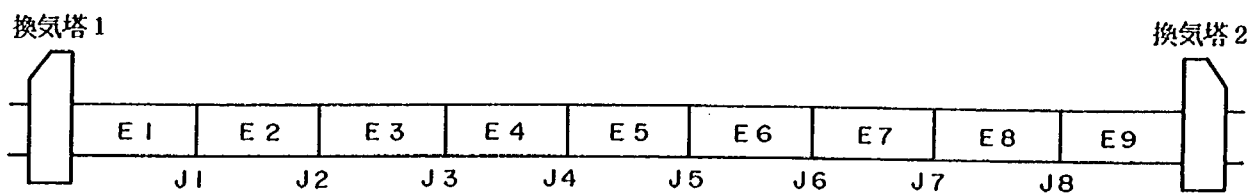
継手剛性比 α ($= K_C/K_T$) を10及び100とした場合(ケース1及びケース2, 表4-2 参照)について, 沈埋トンネルに生じる最大軸力の分布を圧縮及び引張に分けて示すと図5-1 のようになる。図中には, 引張側の剛性及び圧縮側の剛性を, それぞれ, 引張, 圧縮の両方に用いた線形解析結果も比較のため示している。これによれば, 圧縮側の最大軸力は引張側の最大軸力を沈埋トンネルの全長にわたり大きく上廻り, 両者の比は場所により異なるが, 継手剛性比 $\alpha = 10$ の場合には1.7程度 $\alpha = 100$ の場合には1.8程度となっている。

また, 非線形解析の結果と線形解析の結果を比較すると, 非線形解析により求めた圧縮側及び引張側の最大軸力はそれぞれ圧縮側及び引張側の剛性を用いた線形解析結果とよく一致しており, 本検討で用いた非線形解析法を用いなくても最大軸力の大きさ及びその分布に関しては, 着目する継手の剛性(引張側もしくは圧縮側)を用いた線形解析により, ある程度の精度で推定可能なことを示している。

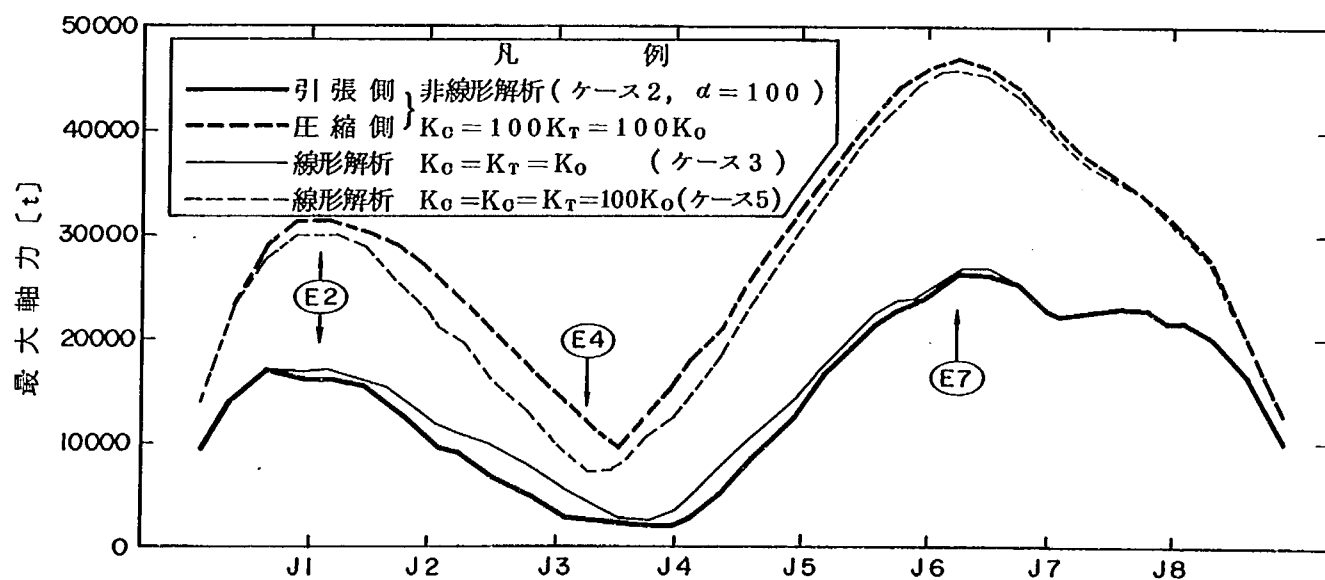
図5-2は, 図5-1に示した軸力がピークを示す点E7における軸力の時刻歴波形を, 非線形解析及び線形解析の両者について示したものである。非線形解析では, 引張側の軸力に比較して圧縮側の波形はレベルの高いものとなっており, 継手剛性が圧縮側で大きくなることによる影響を示している。

次に, 可撓性継手に生じるエレメント間の最大相対変位の分布を図5-3に, また, 代表的な可撓性継手(J6)についてその時刻歴波形を図5-4に, それぞれ示す。可撓性継手の相対変位については, 非線形解析では引張側が圧縮側を大きく上廻っており, 応答波形は圧縮側で頭を抑えられたような形状を示している。また, それぞれ引張剛性及び圧縮剛性を用いた線形解析により, ある程度の精度で最大変位量を推定できる点は上述の軸力と同様である。

以上に示したE2, E4, E7における最大軸力及びJ1, J3, J6における可撓性継手の最大相対変位を非線形解析及び線形解析で比較した結果が表5-1及び表5-2である。これによれば, 最大軸力および継手の最大相対変位は, 応答レベルの小さい箇所(軸力では点E4, 継手相対変位ではJ3)では非線形解析と線形解析にある程度の差があるが, 応答レベルの大きい箇所(軸力では点E2及びE7, 継手相対変位では点J1及びJ6)では, 非線形解析と線形解析とはほとんど同じ値となることがわかる。なお, 耐震設計上は, 一般に, 沈埋トンネル全長を通した最大の軸力及び継手相対変位が重要であるため, 圧縮軸力及び継手の圧縮側相対変位を求めるためには継手の圧縮剛性を, また, 引張軸力及び継手の引張側相対変位を求めるためには継手の引張剛性を, それぞれ, 用いた線形解析により, 圧縮と引張とで継手剛性の異なる沈埋トンネルの非線形解析結果を近似的に得ることができる。



(a) 継手剛性比 $\alpha = 1.0$ の場合



(b) 継手剛性比 $\alpha = 100$ の場合

図5-1 最大軸力の分布

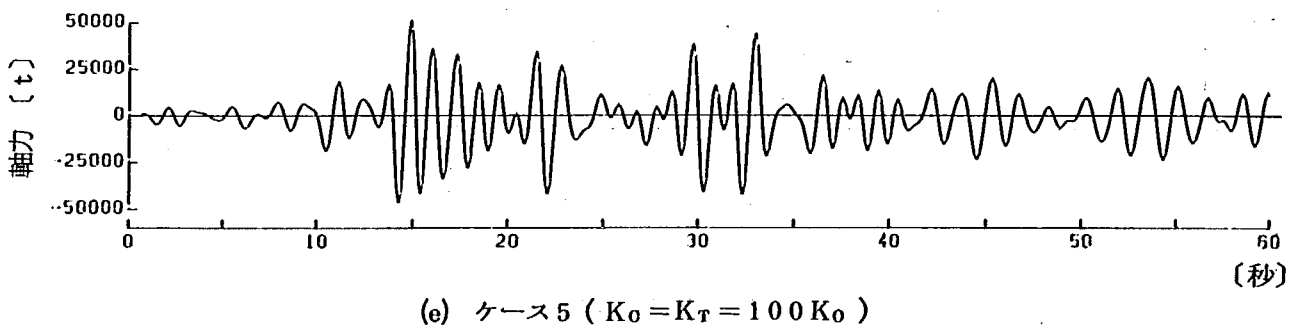
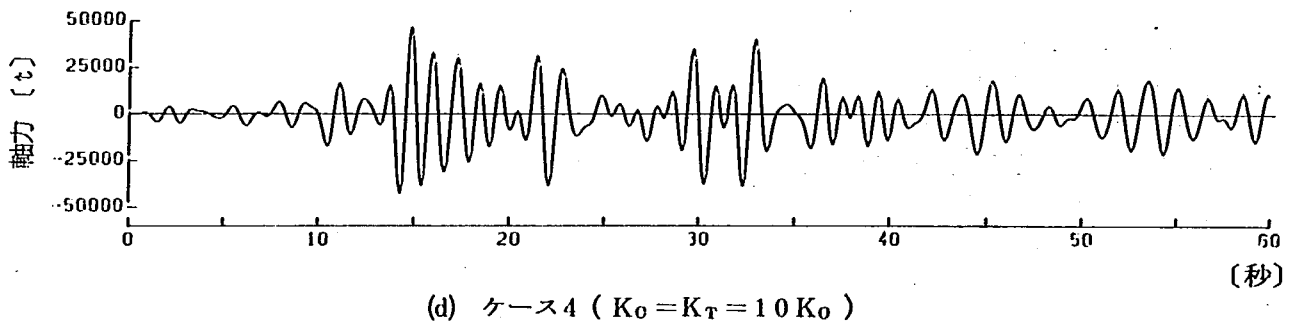
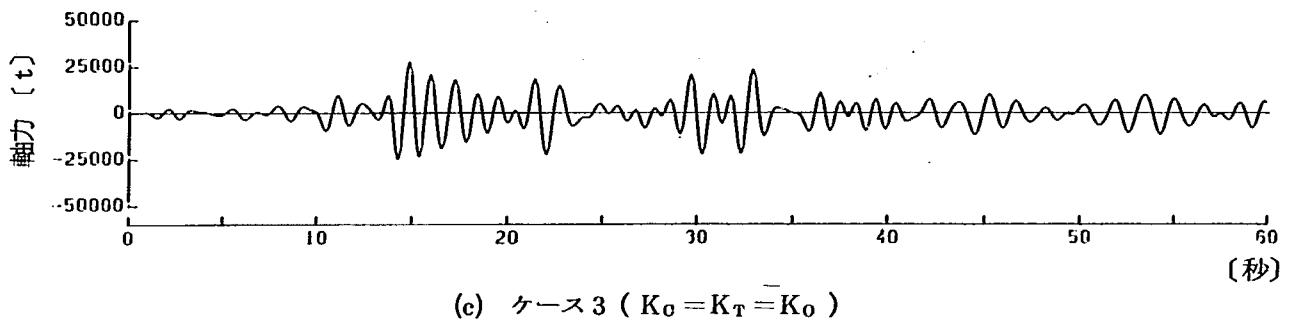
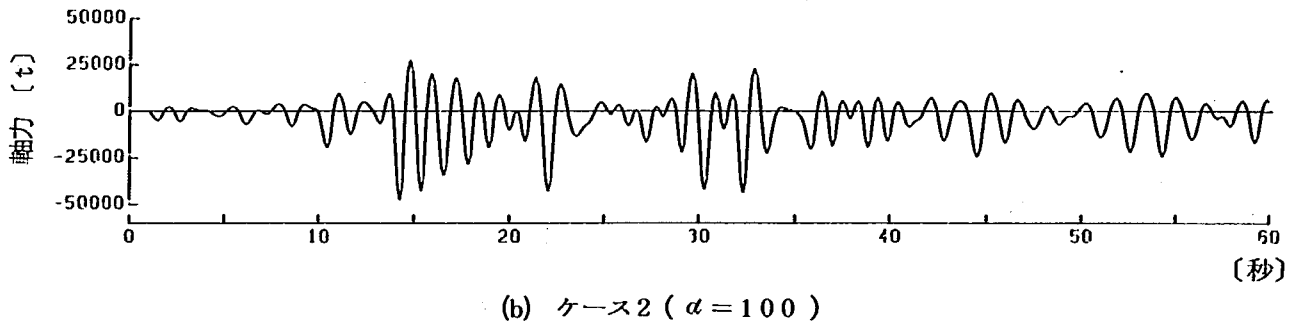
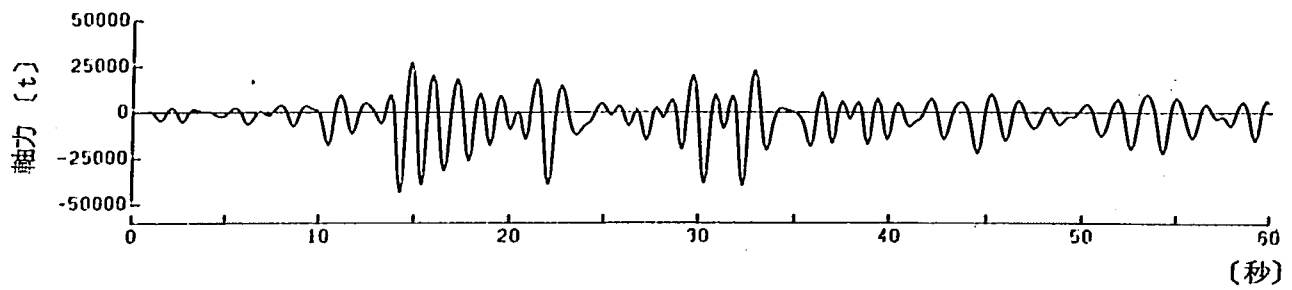


図 5 - 2 点 E 7 における軸力の時刻歴波形 (ケース 1 ~ 5)

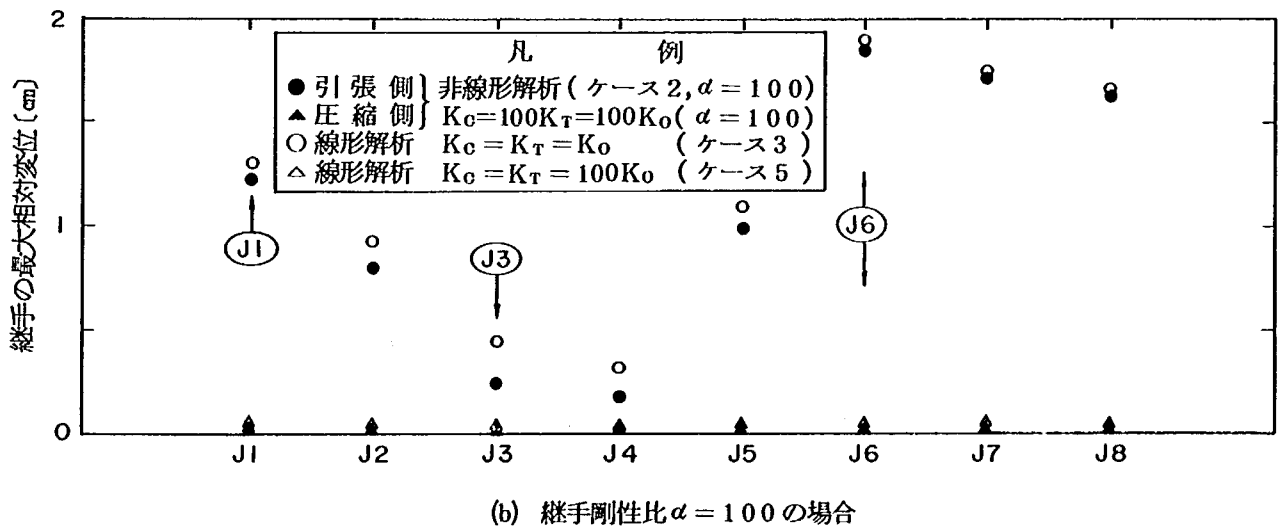
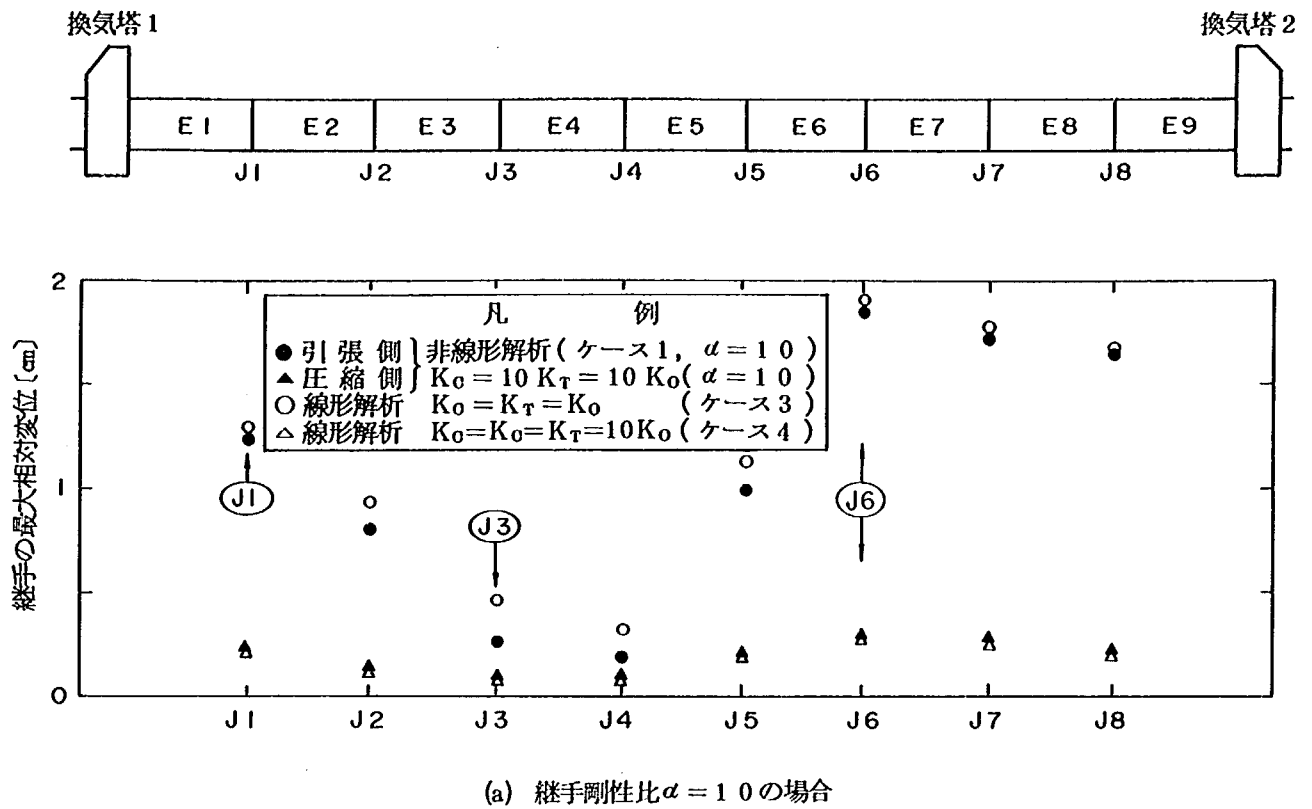


図 5 - 3 継手の最大相対変位の分布

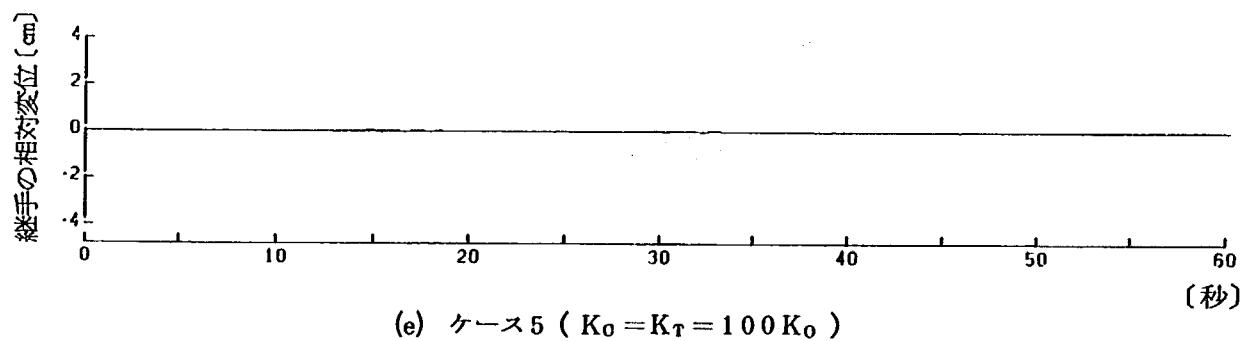
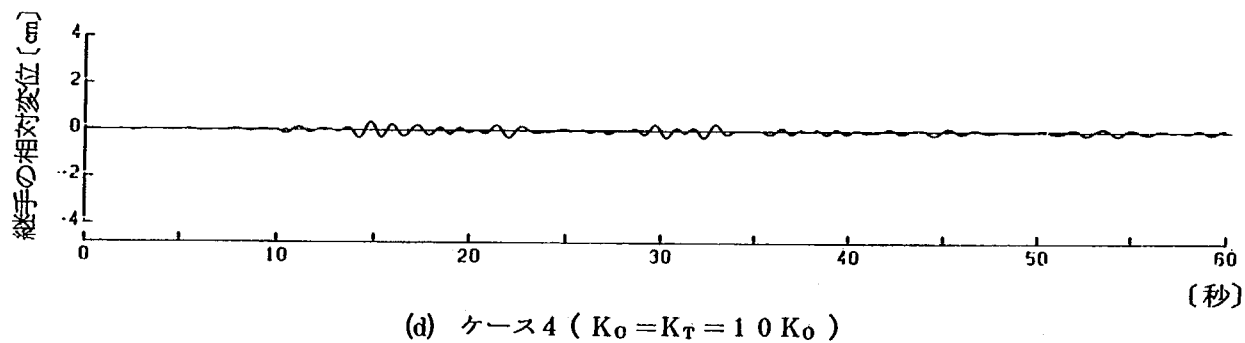
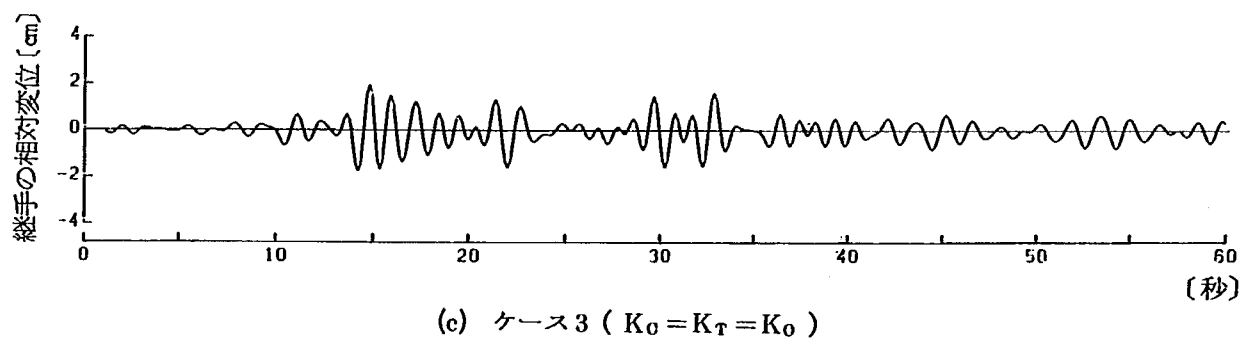
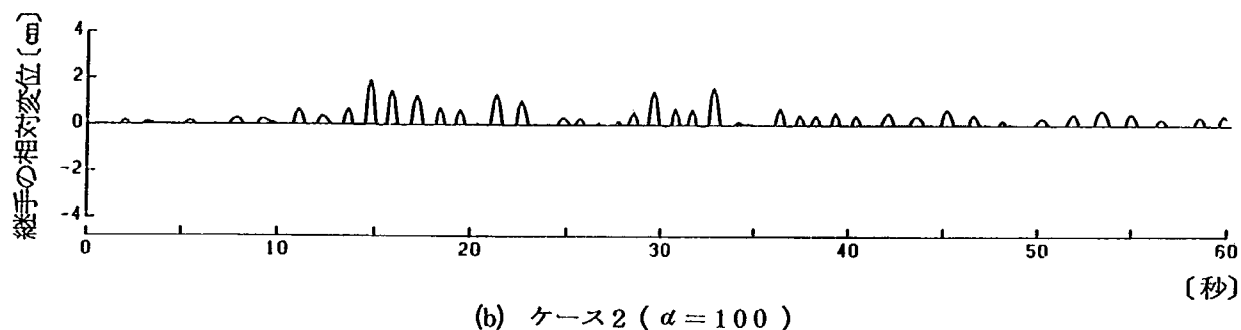
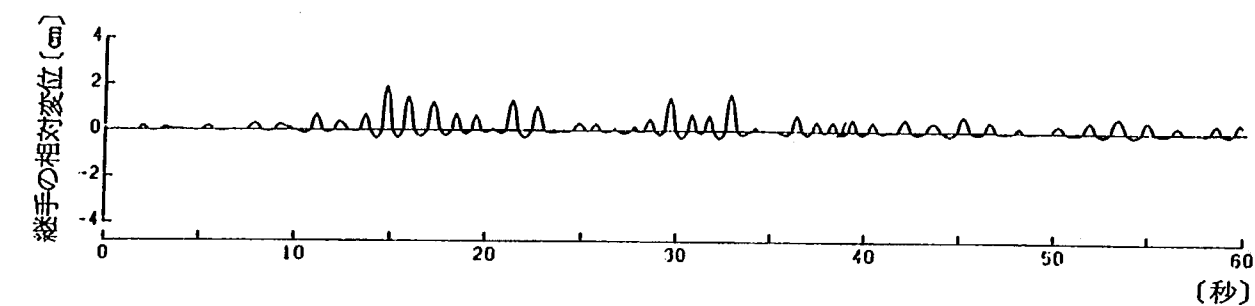


図 5 - 4 可撓性継手 J 6 の相対変位の時刻歴波形 (ケース 1 ~ 5)

表 5 - 1 代表的な箇所における最大軸力

解析ケース			着目点	E2	E4	E7
軸 力 (t)	ケース 1	引 張		1 6,7 0 0	2,8 3 0	2 6,7 0 0
		圧 縮		3 0,1 0 0	1 0,6 0 0	4 3,0 0 0
	ケース 2	引 張		1 6,5 0 0	2,7 9 0	2 6,7 0 0
		圧 縮		3 2,0 0 0	1 2,1 0 0	4 7,2 0 0
	ケース 3	引 張		1 7,4 0 0	4,7 9 0	2 7,1 0 0
	ケース 4	圧 縮		2 8,6 0 0	7,1 3 0	4 2,4 0 0
	ケース 5	圧 縮		2 9,8 0 0	7,6 8 0	4 6,3 0 0
	ケース 3 ケース 1	引 張		1.0 4	1.6 9	1.0 1
軸 力 の 比	ケース 3 ケース 2	引 張		1.0 5	1.7 2	1.0 1
	ケース 4 ケース 1	圧 縮		0.9 5 0	0.6 7 3	0.9 8 6
	ケース 5 ケース 2	圧 縮		0.9 3 1	0.6 3 5	0.9 8 1

表 5 - 2 代表的な箇所における継手の最大相対変位

解析ケース			着目点	J 1	J 3	J 6
継 手 相 対 変 位 (cm)	ケース 1	引 張		1.2 5	0.2 8 9	1.8 6
		圧 縮		0.2 2 9	0.1 0 3	0.3 3 2
	ケース 2	引 張		1.2 4	0.2 5 7	1.8 6
		圧 縮		0.0 2 4 3	0.0 1 1 7	0.0 3 5 6
	ケース 3	引 張		1.2 9	0.4 8 0	1.9 0
	ケース 4	圧 縮		0.2 2 0	0.0 7 4 7	0.3 1 6
相 対 変 位 の 比	ケース 5	圧 縮		0.0 2 2 9	0.0 0 7 8 7	0.0 3 4 8
	ケース 3 ケース 1	引 張		1.0 3	1.6 6	1.0 2
	ケース 3 ケース 2	引 張		1.0 4	1.8 7	1.0 2
	ケース 4 ケース 1	圧 縮		0.9 6 1	0.7 2 5	0.9 5 1
	ケース 5 ケース 2	圧 縮		0.9 4 2	0.6 7 3	0.9 7 8

5.2 線形限界変位 δ_G が地震応答に及ぼす影響

継手剛性比 α が10及び100の両者について線形限界変位 δ_G を0.5 cm, 1 cm, 2 cmと変化させた場合の沈埋トンネルに生じる引張側及び圧縮側の最大軸力の分布を、それぞれ、図5-5及び図5-6に示す。これらの結果によれば、継手剛性比 α が10, 100いずれの場合にも、引張側の軸力の分布及びレベルはともに線形限界変位 δ_G によってほとんど変化しないのに対して、圧縮側の最大軸力値は δ_G によって大きく変化し、 δ_G が小さい程最大軸力は大きくなるのがわかる。

同様に、線形限界変位 δ_G の変化に伴う可撓性継手に生じる引張側及び圧縮側の最大相対変位の分布を示した結果が、それぞれ、図5-7及び図5-8である。最大軸力の場合と同じく、可撓性継手の最大相対変位は引張側については線形限界変位 δ_G によってほとんど変化しないのに対して、圧縮側については、 δ_G が大きくなるに従って大きくなる傾向にある。図5-8で興味深いのは、継手剛性比 α が100程度に大きくなると、各可撓性継手に生じる最大相対変位が δ_G をあまり超すことがなくなってしまう点である。これは線形限界変位 δ_G を超えると可撓性継手の剛性が急激に大きくなることから容易に理解されよう。なお、継手剛性比 α が10, 100いずれの場合にも、 $\delta_G = 2\text{ cm}$ とした場合には、引張及び圧縮側の可撓性継手の最大相対変位はともに δ_G に達していない。従って、この場合には、継手剛性は圧縮剛性の影響を受けていない線形解析の結果と一致している。上述した図5-5及び図5-7では、このような線形の場合も含めて引張側の最大軸力及び継手の最大相対変位に及ぼす線形限界変位 δ_G の影響はほとんど見られないが、引張側の継手剛性を用いて線形地震応答解析を行えば、非線形地震応答解析による引張側の最大軸力及び継手の最大相対変位を近似的に求められることを示している。このような点は、前節における検討結果からも容易に理解される所であろう。

引張側の最大軸力及び可撓性継手の最大相対変位については δ_G によってほとんど変化しないため、圧縮側の最大軸力及び可撓性継手の最大相対変位に着目してこれらが δ_G によってどのように変化するかを前節に示した代表的な3点（最大軸力についてはE2, E4, E7の3点、可撓性継手の最大相対変位については、J1, J3, J6の3点）に対して示した結果が図5-9（継手剛性比 $\alpha = 10$ の場合）及び図5-10（ $\alpha = 100$ の場合）である。これによれば、最大軸力及び継手の最大相対変位は、線形限界変位 δ_G の増加に伴ってある範囲までは線形的にそれぞれ減少及び増加するが、 δ_G が継手に生じる最大相対変位よりも大きくなるとある一定値に落ち着く傾向を認めることができる。

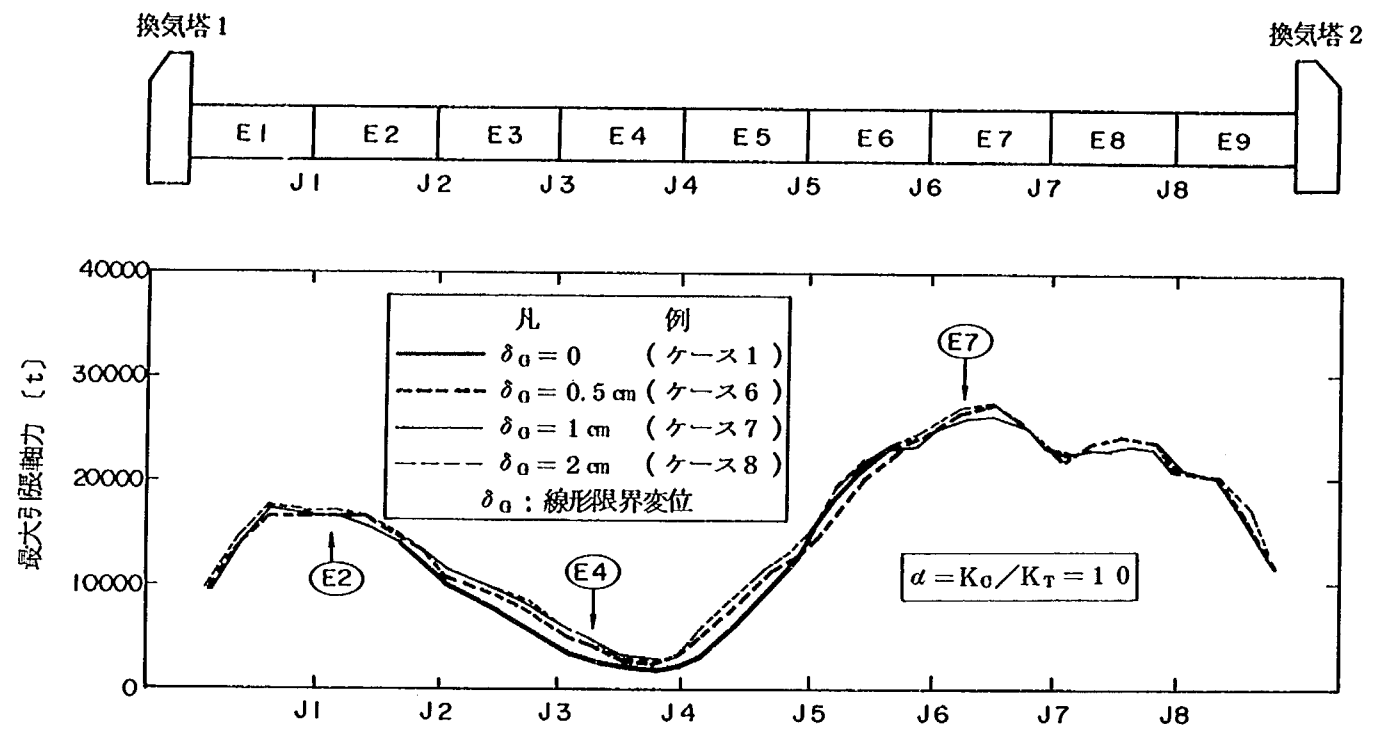
以上の特性を前節に示した線形解析による非線形解析結果の近似と合わせると、線形解析に基づき、任意の線形限界変位 δ_G を有する沈埋トンネルに生じる圧縮側の最大軸力及び継手の最大相対変位を以下のように推定することができる。

- 1) 可撓性継手の圧縮剛性及び引張剛性を用いて線形地震応答解析をそれぞれ行う。この結果得られる両ケースの着目点における圧縮側の最大軸力をそれぞれ N_C , N_T , また、着目している可撓性継手の圧縮側の最大相対変位をそれぞれ δ_C , δ_T とする。ここで、 N_C 及び δ_C は前節

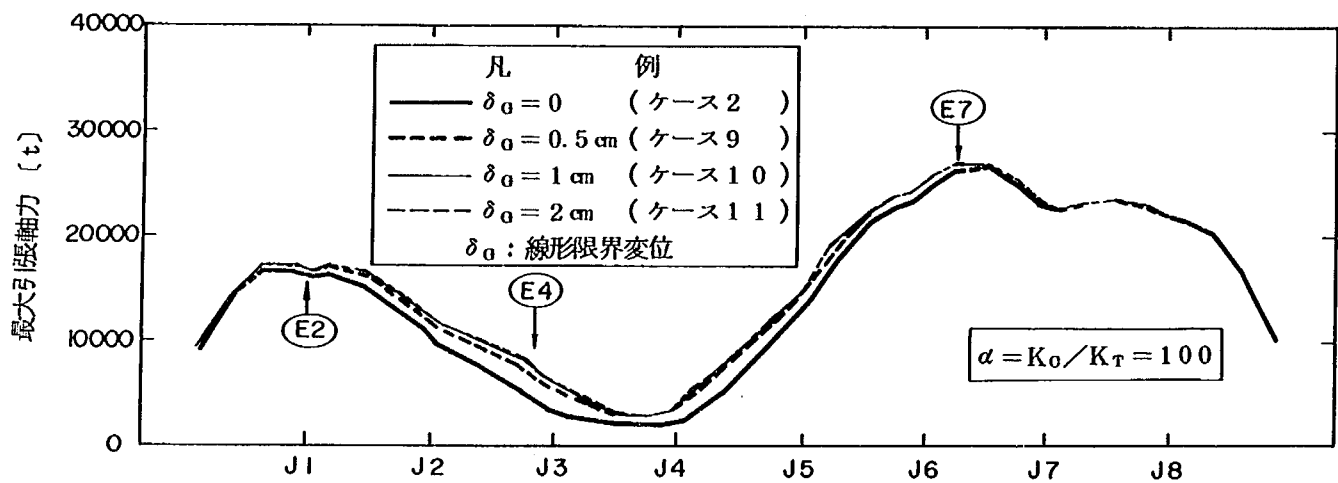
の検討結果から線形限界変位 $\delta_G = 0$ の場合の、それぞれ、最大軸力及び継手の最大相対変位を近似的に与えていると考えることができる。また、 N_T 及び δ_T は、線形限界変位 δ_G が十分大きい場合（可撓性継手に生じる最大相対変位 δ_T よりも大きい場合、 $\delta_T \geq \delta_G$ ）の最大軸力及び継手の最大相対変位を表わしている。いま、これらを図5-11に示すように $(0, N_c)$ 、 (∞, N_T) および $(0, \delta_c)$ 、 (∞, δ_T) の4点としてプロットする。

- 2) 可撓性継手に生じる最大相対変位 δ_T が線形限界変位 δ_G よりも小さい場合には、最大軸力及び継手の最大相対変位はそれぞれ N_T 、 δ_T のままであるから、図5-11で (δ_T, N_T) 、 (δ_T, δ_T) をプロットし、それらをそれぞれ (∞, N_T) 、 (∞, δ_T) と直線で結ぶ。
- 3) 可撓性継手に生じる最大相対変位 δ_T が線形限界変位 δ_G よりも大きい場合には、図5-9及び図5-10に示すように最大軸力及び可撓性継手の最大相対変位は線形限界変位 δ_G が増加するにつれて直線的に変化するため、図5-11で $(0, N_c)$ と (δ_T, N_T) を、また、 $(0, \delta_c)$ と (δ_T, δ_T) をそれぞれ直線で結ぶ。
- 4) 以上のようにして線形限界変位 δ_G と圧縮側の最大軸力及び継手の最大相対変位の関係を求めることができた。この関係から対象構造物の可撓性継手の線形限界変位 δ_G^* を与えることにより、対応する最大軸力 $\bar{N}$ 及び継手の最大相対変位 $\bar{\delta}$ を求めることができる。

図5-12は以上の流れをフローとして示したものである。このような方法により、代表的な3点における最大軸力及び継手の最大相対変位を求めた結果を前述の図5-9及び図5-10に示した。これによれば、図5-12の方法により求められる最大軸力及び継手の最大相対変位は、非線形解析の結果とよく一致していると言うことができる。



(a) 継手剛性比 $\alpha = 10$ の場合



(b) 継手剛性比 $\alpha = 100$ の場合

図5-5 最大引張軸力に及ぼす線形限界変位 δ_0 の影響

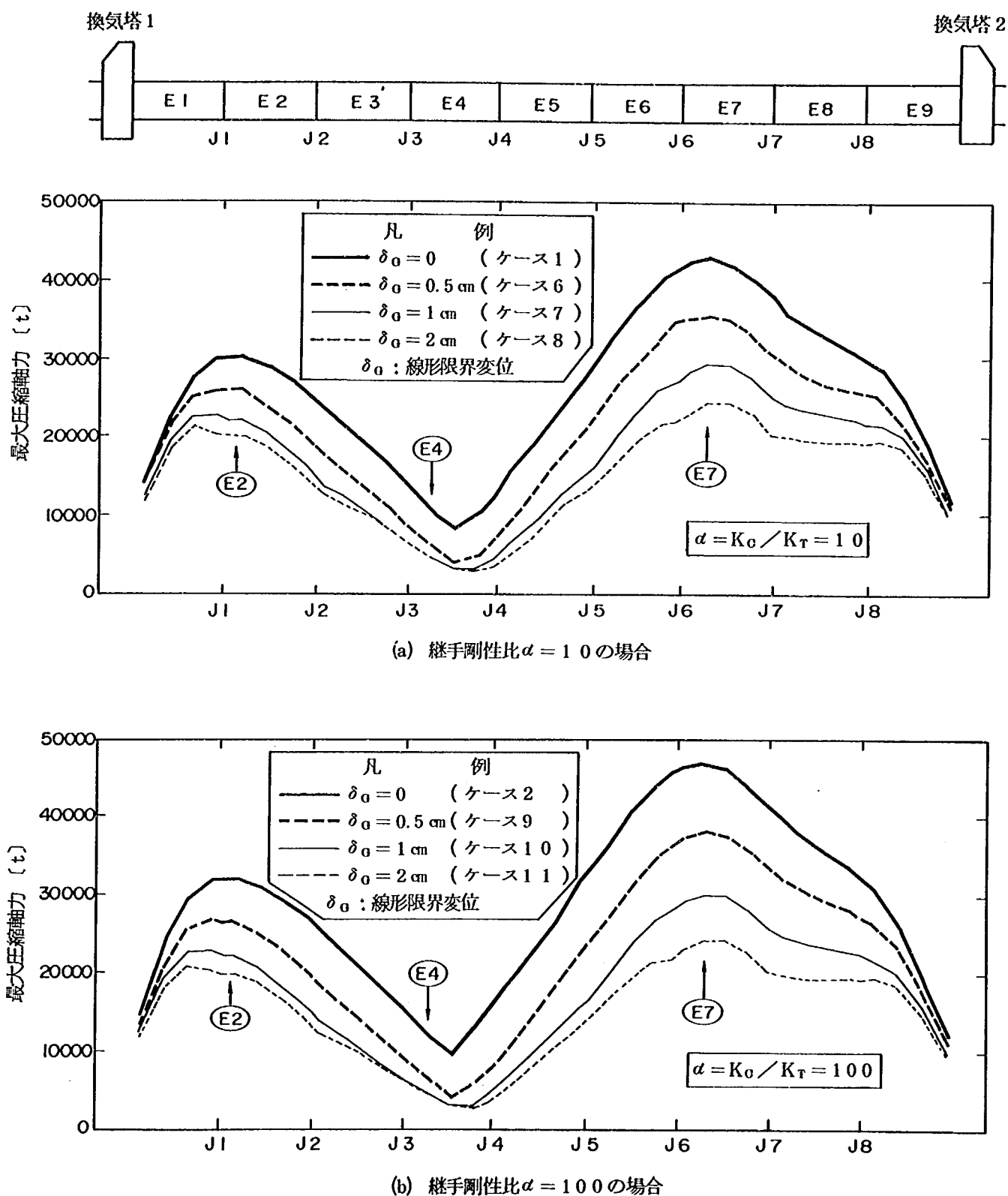


図 5 - 6 最大圧縮軸力に及ぼす線形限界変位 δ_0 の影響

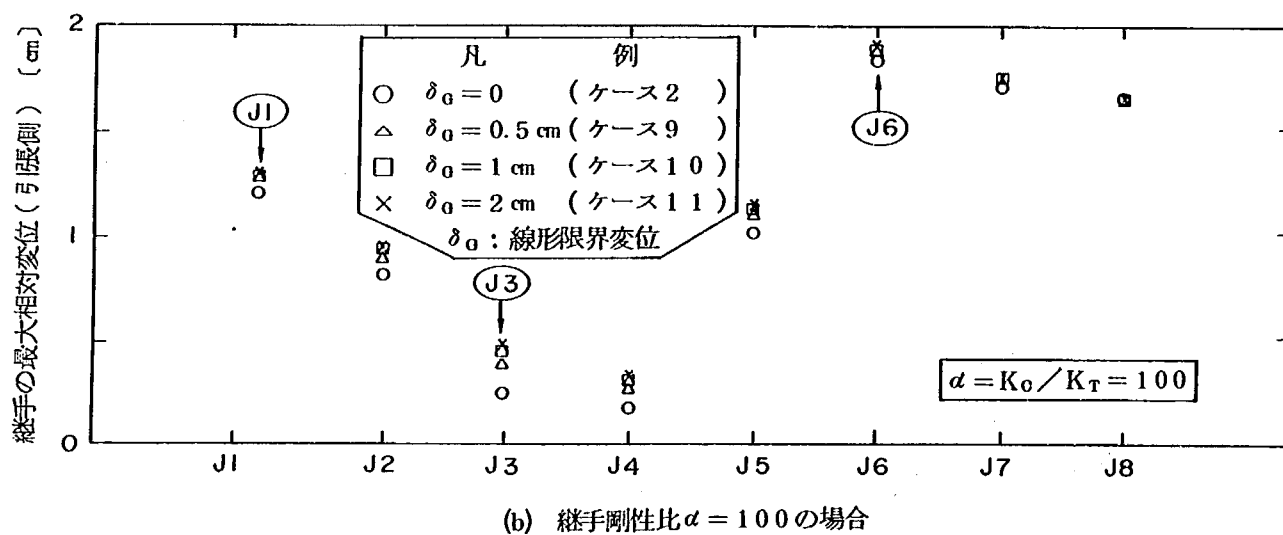
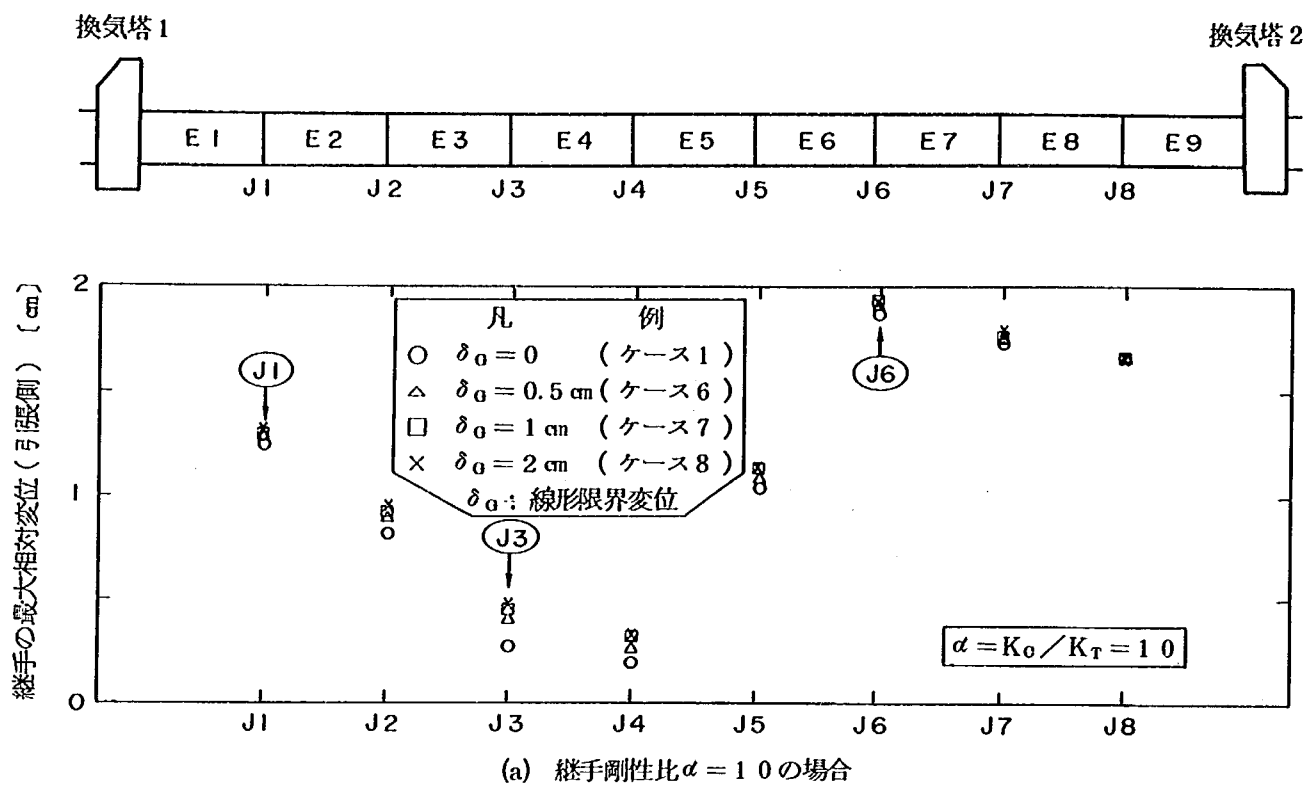


図 5 - 7 継手の最大相対変位 (引張側) に及ぼす線形限界変位 δ_0 の影響

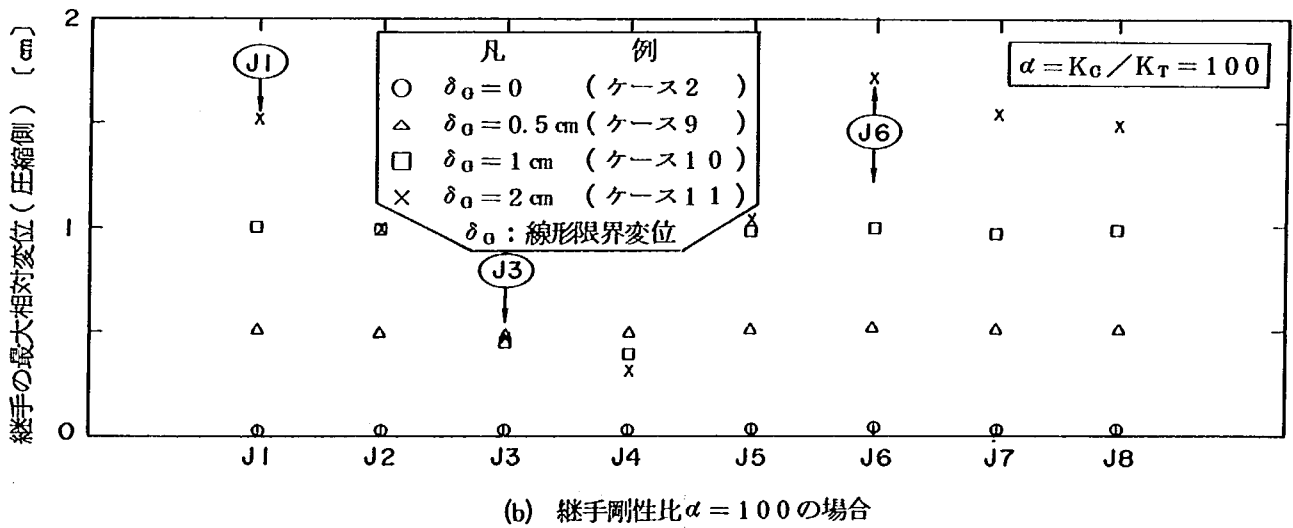
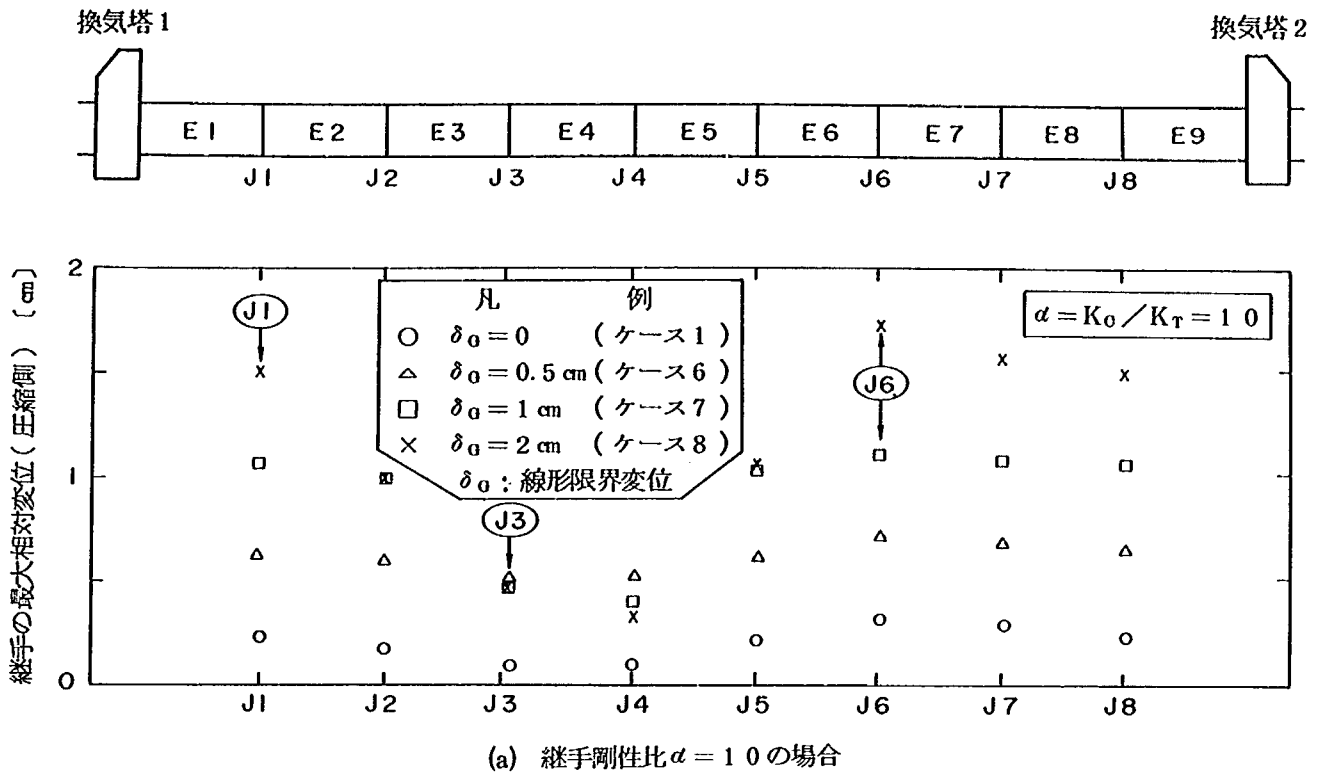


図 5-8 継手の最大相対変位 (圧縮側) に及ぼす線形限界変位 δ_0 の影響

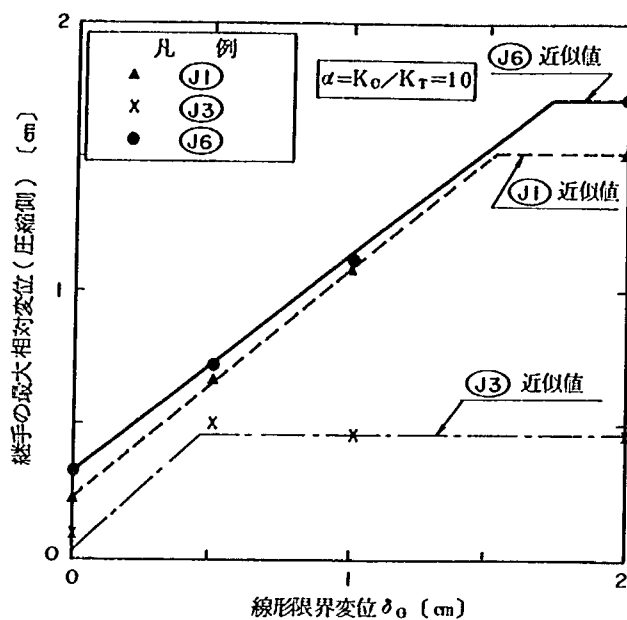
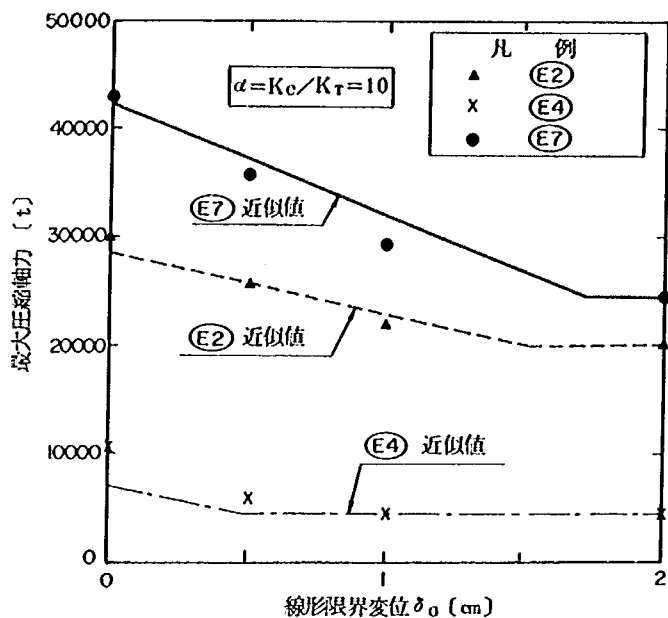


図 5 - 9 線形限界変位 δ_0 ~ 最大圧縮軸力および継手の最大相対変位 (圧縮側) の関係 ($\alpha = 10$ の場合)

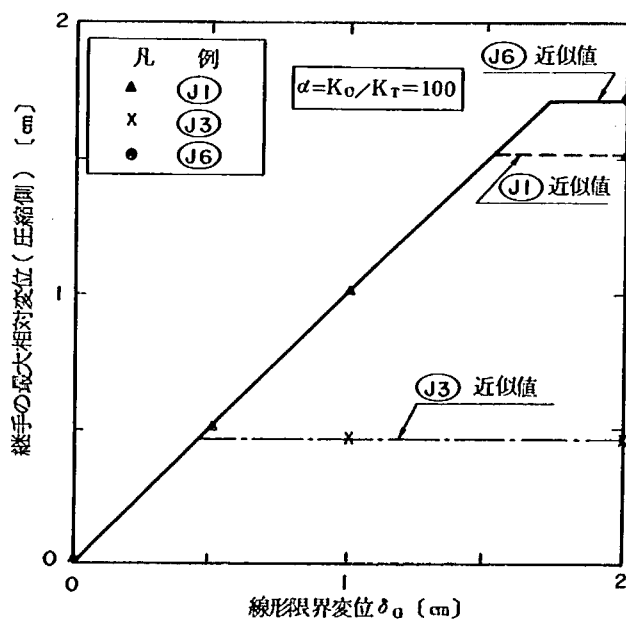
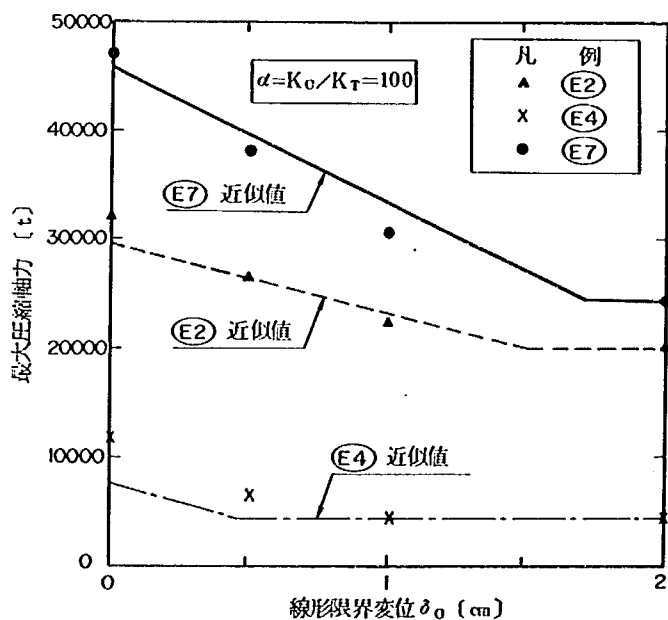


図 5 - 10 線形限界変位 δ_0 ~ 最大圧縮軸力および継手の最大相対変位 (圧縮側) の関係 ($\alpha = 100$ の場合)

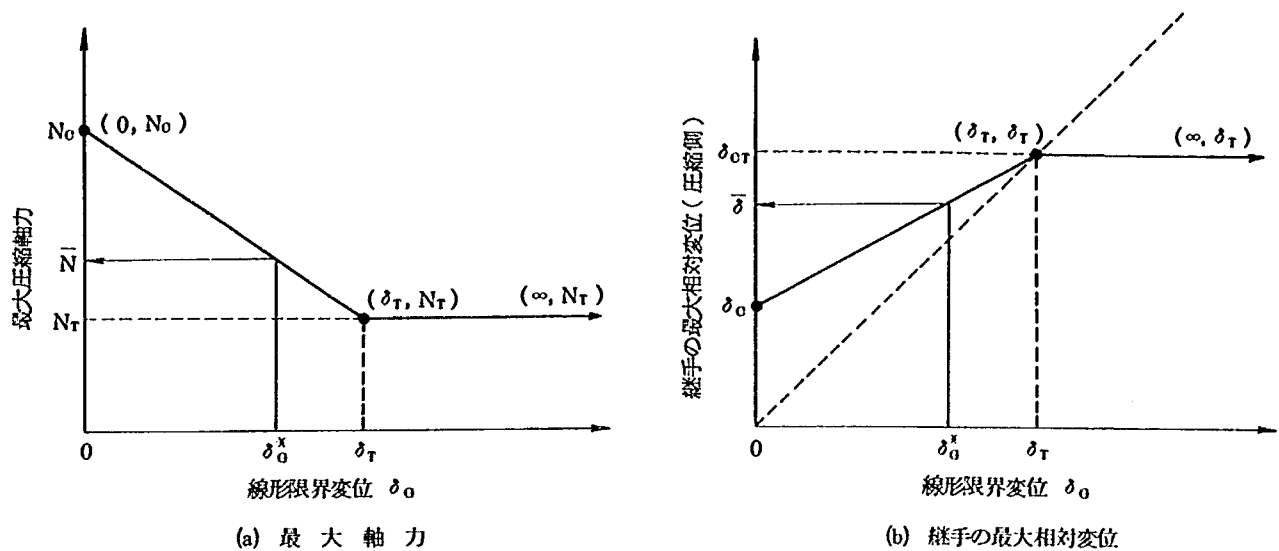


図 5-11 線形解析結果に基づく線形限界変位 δ_G^* が与えられた場合の圧縮側の最大軸力及び圧縮側の継手の最大相対変位の簡易計算法

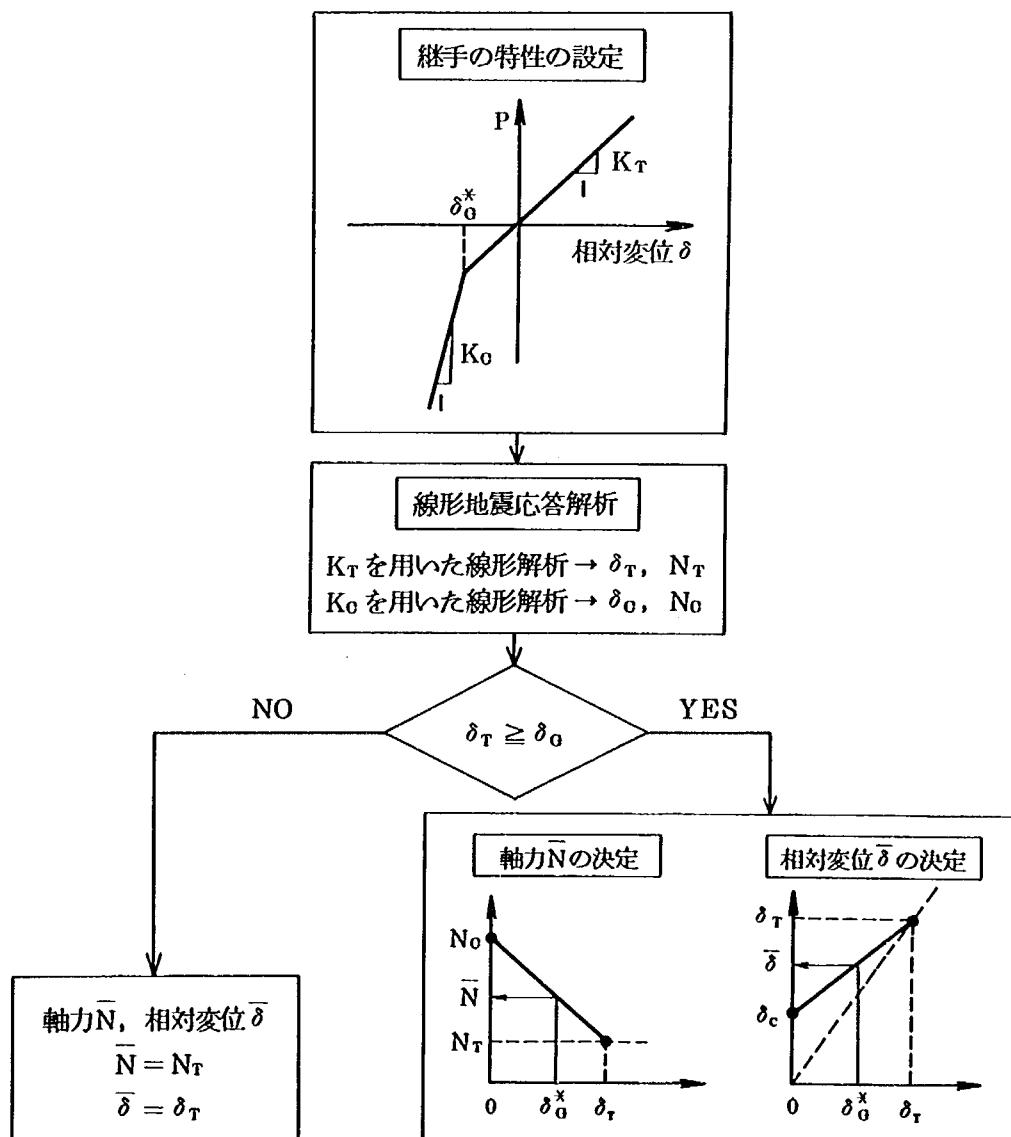


図 5-12 線形限界変位 δ_G^* が与えられた場合の圧縮側の最大軸力及び継手の最大相対変位の簡易計算法フロー

沈埋トンネルの可撓性継手は各種の部材より構成されており、継手によっては、その力学的挙動は従来の地震応答解析で仮定されてきたように隣接エレメント間の相対変位もしくは相対回転角に線形に比例する線形ばねによってモデル化することができないものがある。本解析ではこれらの内、可撓性継手の剛性が圧縮側と引張側で異なる場合に着目し、原点を境にして剛性が変化する場合と、圧縮側のある変位（線形限界変位 δ_G ）を境にして剛性が変化する場合の両ケースにつき、可撓性継手の非線形性を考慮した地震応答解析により沈埋トンネルに生じる軸力及び可撓性継手における相対変位の特性を検討するとともに、これを線形解析結果と比較検討した。本解析より得られた結果をまとめると以下のようになる。

- 1) 可撓性継手の圧縮剛性が原点を境として引張剛性に比較して大きくなる場合には、トンネルエレメントに発生する圧縮力は引張力に比べて大きくなる。また、可撓性継手に生じる相対変位は圧縮側の変位の方が引張側の変位より小さくなる。
- 2) 応答値の小さい箇所を除けば、上記1)の非線形地震応答解析により求められる圧縮側及び引張側の最大軸力並びに継手の最大相対変位は、それぞれ、圧縮側の継手剛性及び引張側の継手剛性を用いた線形地震応答解析により近似的に求めることができる。
- 3) 可撓性継手の圧縮側の剛性がある線形限界変位 δ_G を境にして引張側の剛性より大きくなる場合には、可撓性継手の相対変位 δ が δ_G より大きい範囲では、線形限界変位 δ_G が大きくなるに従ってトンネルに生じる圧縮側の最大軸力は減少し、また、可撓性継手に生じる圧縮側の相対変位は増加する。これに対してトンネルに生じる引張側の最大軸力および可撓性継手に生じる引張側の相対変位は線形限界変位 δ_G にかかわらずほぼ一定である。
- 4) 上記3)による引張側の最大軸力及び可撓性継手の最大相対変位は上記2)より引張側の継手剛性を用いた線形地震応答解析により近似的に求めることができる。一方、上記3)による圧縮側の最大軸力及び可撓性継手の最大相対変位は図5-12により、可撓性継手の圧縮側及び引張側の剛性を用いた線形地震応答解析結果から近似的に求めることができる。

謝

辞

本資料を作成するにあたり、貴重な実験結果を提供していただいた首都高速道路公団湾岸線建設局設計課の手塚茂樹課長補佐ならびに高津和義班長に深く感謝いたします。

参 考 文 献

- 1) 首都高速道路公団編：東京湾トンネル工事誌，昭和52年3月。
- 2) 首都高速道路公団 湾岸線建設局：高速道路湾岸線中間継手模型実験，昭和47年11月
- 3) 東京都港湾局編：東京港第二航路海底トンネル工事誌，昭和55年11月
- 4) Tamura, C., Okamoto, S. and Hamada, M.: Dynamic Behavior of A Submerged Tunnel during Earthquake, Report of the Institute of Industrial Science, University of Tokyo, Vol 24, No 5, 1975
- 5) 栗林栄一，川島一彦，柴田松雄：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，土木研究所資料，第1272号，昭和53年2月
- 6) 栗林栄一，川島一彦，柴田松雄：沈埋トンネルの地震応答に及ぼす耐震継手の効果，土木技術資料，Vol. 21-2, 1979.
- 7) 矢作 枢，西山啓伸，浜田政則，泉 博充：沈埋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，1978.
- 8) 日本道路公団：東京湾横断道路技術調査報告書，中間報告書(案)，昭和60年7月
- 9) 荒川直士，川島一彦，相沢興：応答スペクトル特性を調整した時刻歴，地震応答解析用入力地震動波形，土木技術資料，Vol. 26-7, 1984

沈埋トンネルの耐震性に
関する研究—(その3) 沈埋ト
ンネルの地震応答に及ぼす可撓性継手
剛性の非線形性の影響—

ISSN 0386-5878

土研資料第2376号

昭和61年4月(1986)

耐震研究室 室長 川島 一彦
研究員 大田方 尚巳
部外研究員 山本 一敏
加納 尚史

要 旨

本資料は、沈埋トンネルの可撓性継手剛性が圧縮と引張で変化することに着目し、
このような継手剛性の非線形性が、従来、線形解析で行われている沈埋トンネルの地
震応答に及ぼす影響について検討した結果をとりまとめたものである。この結果、継
手剛性の非線形性が沈埋トンネルの地震応答に及ぼす影響は大きいこと、また非線形
解析の応答を実用的に線形解析によって求める手法を提案した。

キーワード：沈埋トンネル，可撓性継手，非線形性，地震応答解析

郵便はがき

305-□□

40円切手
をはいて
下さい。

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所

地震防災部耐震研究室御中

No.182

No.182

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第2376号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

