

土木研究所資料

シールドトンネルの耐震性に関する研究

——(その2)覆工の軸剛性の非線形性を考慮した

シールドトンネルの動的応答解析——

Development of Seismic Resistant Design Procedure for Shield Tunnels

—— Part 2. Dynamic Response Analysis of Shield Tunnel with
emphasis on Nonlinear Stiffness of Tunnel Lining ——

昭和60年12月

建設省土木研究所
地震防災部耐震研究室

Copyright © (1985) by P.W.R.I.

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

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

シールドトンネルの耐震性に関する研究

——(その2)覆工の軸剛性の非線形性を考慮した シールドトンネルの動的応答解析——

Development of Seismic Resistant Design Procedure for Shield Tunnels
—— Part 2. Dynamic Response Analysis of Shield Tunnel with
Emphasis on Nonlinear Stiffness of Tunnel Lining ——

耐震研究室 室 長 川 島 一 彦
研 究 員 大 日 方 尚 巳
受入れ研究員 志 波 由 紀 夫
加 納 尚 史

要 旨

本資料は、シールドトンネルの耐震性を評価する際に必要となる動的応答解析手法について検討した結果をとりまとめたものである。

本検討では、一般の埋設管や沈埋トンネル等の動的応答解析で用いられている解析モデルにおいて、シールドトンネルの覆工の軸剛性が引張側と圧縮側とで異なることを考慮したモデル化手法を提案した。また、この解析手法により、大口径シールドトンネルの設計例を基本として地震応答解析を行い、その応答特性を検討した。

キーワード：シールドトンネル，耐震設計，地震応答解析，動的解析

目 次

1. まえがき	1
2. シールドトンネルの動的応答解析手法	2
2-1 解析手法の概要	2
2-2 シールドトンネル本体のモデル化手法	3
3. 応答解析例	11
3-1 解析対象トンネル	11
3-2 地盤のモデル化	15
3-3 リング継手のモデル化	19
3-4 覆工の等価剛性	25
3-5 入力地震動	28
3-6 解析ケース	29
4. 応答解析結果	31
4-1 地盤の応答	31
4-2 トンネルの応答	34
5. 解析結果の検討	42
5-1 覆工剛性の非線形性がトンネルの応答に及ぼす影響	42
5-2 静的解析結果との比較	42
5-3 シールドトンネルの耐震性の評価	48
6. 結 論	49
参考文献	50

1. ま え が き

都市トンネルの代表的施工法として定着したシールド工法によるトンネル（以下、シールドトンネルと呼ぶ）は、上・下水道、地下鉄道、電力・通信ケーブル用洞道など、用途面からも重要度の高い構造物であり、しかも、一般に比較的軟弱な地盤中に建設されることが多いことから、その設計に際しては地震による影響について十分な検討が要求される。しかしながら、シールドトンネルの地震時の挙動は未だ明確に把握されていないこと、大規模な地震を経験した事例が無く、地震の影響に関する知見が得られていないことなどから、具体的な耐震設計法は整備されておらず、シールドトンネルの力学的特性を考慮した合理的で実用性のある耐震設計法の確立が望まれている。

このような観点から、先の資料（土研資料第2262号）¹⁾では、シールドトンネルの覆工の力学的特性を考慮したモデル化手法、ならびに、トンネルに地震動による正弦波状の地盤変位が作用する場合に生ずる断面力の算定法を提案した。しかしながら、地山の地形や地層がトンネル長手方向に変化するような実際的な場合に対しては、このような地山の振動特性の影響を考慮するために、動的応答解析を行う必要が生ずる。

本資料は、シールドトンネルの動的応答解析手法として、一般の埋設管や沈埋トンネル等の動的応答解析でよく用いられる田村らにより提案された解析モデル²⁾を基に、これに第1報で検討したトンネル本体の力学モデルを導入した解析手法を提案し、この方法により大口径シールドトンネルの試案を対象として地震応答解析を行い、その応答特性について検討した結果をとりまとめたものである。

シールドトンネルの覆工は、セグメントをボルト等で組み立てて施工されるため、トンネルの軸剛性は引張側と圧縮側とで異なる。したがって、本解析ではトンネル軸方向の応答解析において、この軸剛性の非線形性を考慮している。なお、覆工の曲げ剛性については上記のような非線形性はないと考えられ、トンネル軸直角方向の動的応答解析に対しては、一般の動的応答解析手法をそのまま適用することができると考えられる。ただし、その場合には、リング継手の存在による覆工の曲げ剛性の低減についての評価を行う必要がある。この評価方法については、土研資料2262号で検討しているので参照されたい。

2. シールドトンネルの動的応答解析手法

2-1 解析手法の概要

本解析の手順を図2.1に示す。解析対象トンネルの諸元、周辺地盤の諸元、入力地震動等が設定された後、以下に示す手順でトンネルの動的応答解析を行う。

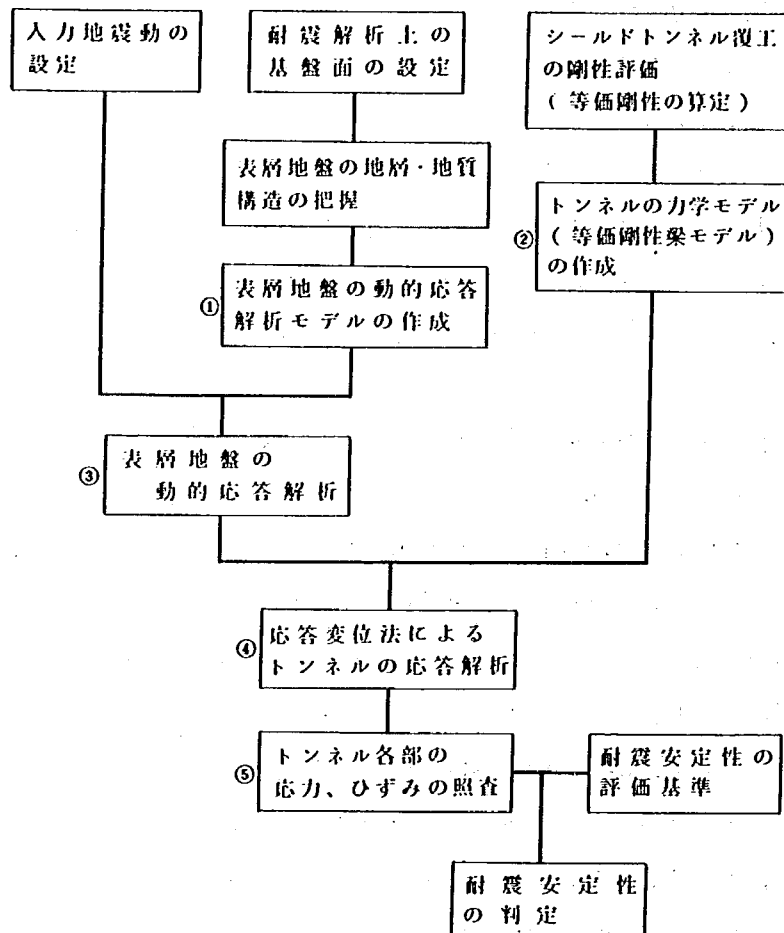


図2.1 シールドトンネルの動的応答解析の手順

① 表層地盤の動的応答解析モデルの作成

表層地盤の動的応答解析モデルを作成する。モデル化手法は、沈埋トンネル等の動的応答解析で多く用いられている手法²⁾と同様であり、解析対象領域の表層地盤をトンネル軸に沿って多数の切片に分割し、各地盤切片の地層構成に基づいて、それらのせん断1次振動と等価な振動特性を有する質点およびバネに置換するものである。

② トンネルの力学モデル(等価剛性梁モデル)の作成

シールドトンネル本体の力学モデルを作成する。モデル化手法は、トンネル覆工を弾性床上の梁に

置換するという点で、基本的には他の線状地中構造物のモデル化手法と変わらないが、シールドセグメントとリング継手とで構築されている覆工の力学的挙動の特性を考慮したモデル化が必要である。本解析では、シールドセグメントの剛性とリング継手の剛性とリング継手の剛性向の軸剛性を評価し、トンネル覆工をこれと等価な軸剛性を有する一様連続な梁に置換する方法を用いた。¹⁾ この梁の軸剛性は、引張と圧縮とで異なる値をとる。

③ 表層地盤の動的応答解析

表層地盤の動的応答解析を行い、トンネル軸線に沿った地盤の応答変位を算定する。この応答変位は、トンネル本体の応答を解析するための入力地震動となるもので、各地盤質点について時系列で求める。

④ 応答変位法によるトンネルの応答解析

トンネル本体の応答解析は、③の応答解析で求められたトンネル軸に沿った地盤の応答変位を、地盤とトンネルとを結ぶバネを介してトンネルに入力することにより行われる。この応答解析は、梁の軸剛性の非線形性を考慮するため、非線形解析となる。

⑤ トンネル各部の応力、ひずみの照査

トンネル各部の応答値と、覆工部材の許容応力、許容ひずみ等とを比較し、トンネルの耐震安定性を判定する。

なお、本解析には、土木研究所で開発した沈埋トンネルの非線形地震応答解析プログラム DAST-S⁴⁾を用いた。DAST-Sでは、トンネル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を考慮することができる。

2-2 シールドトンネル本体のモデル化手法

シールドトンネルの軸方向の地震時挙動を解析的に検討するに当たっては、トンネル本体の力学的特性を表現しうる解析モデルを設定する必要がある。シールドトンネルの本体である覆工は、図2.2に示すように、セグメントをボルト等でリング状に組立て、このリングをトンネル長手方向に千鳥組配置で継いだものであって、埋設管や沈埋トンネル等の一般の線状地中構造物の本体が、可撓性継手以外の部分で一様連続構造であるのに対し、シールドトンネルの場合には多数の部材で構成された不連続構造であり、その覆工の力学的特性を正確に把握することは容易でない。

以下に示すように、本解析ではシールドトンネルの覆工部材の力学的挙動についていくつかの仮定を設け、それによって覆工全体の軸剛性を評価し、トンネルをこれと等価な剛性を有する梁としてモデル化した。

(1) 仮定条件

シールドトンネルの覆工の軸剛性を評価するに当たり、以下の仮定を設けた。

- ① 覆工は円周方向ならびに長手方向にセグメント分割されているが、本解析ではトンネルの軸方向加振を対象としていること、および、リング継手が円周上に等間隔に配置されていることから、リング内ではセグメント間にズレは生じないと考え、各セグメントリングを、トンネル軸方向の荷重に対し

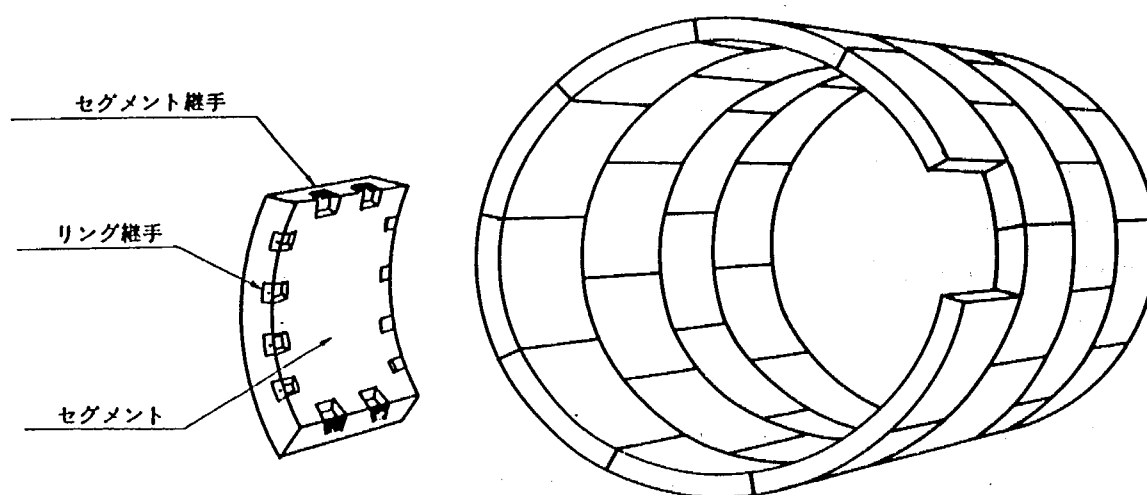


図 2.2 シールドトンネルの覆工構造

て弾性変形する剛性一様な円環として評価する。

- ② リング継手は、継ぎボルト、継手金具、金具の定着鉄筋のほか、止水のためのシーリング材等で構成されており、その剛性は、これら個々の部材の力学的挙動が複合された形として、図 2.3 に示すような特性を示すと考えられるが、⁶⁾ 本解析ではリング継手を、図中に示すように単純化したバネとして評価した。すなわち、圧縮に対しては継手の変形は無いものとし、引張に対してはバイリニアな剛性を示すものと仮定した。そのバネ定数の具体的な算定方法については、3-3 節に示す。

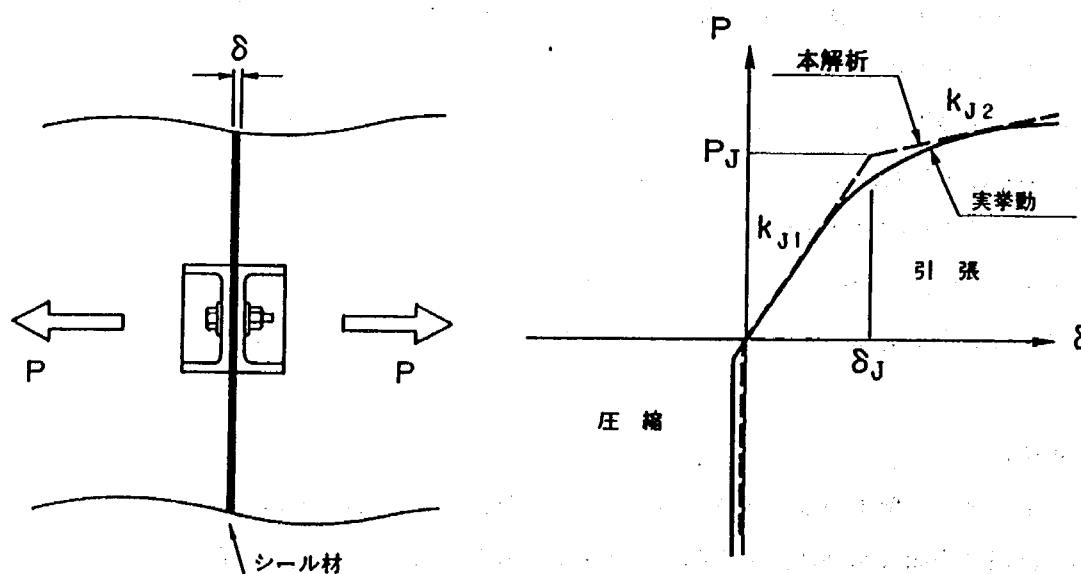


図 2.3 リング継手のバネとしての評価

(2) 覆工剛性の評価

上記の仮定を設けると、覆工の剛性はセグメントリングのトンネル軸方向剛性とリング継手のバネ剛性とから評価することができる。セグメントリングの軸方向剛性 K_S およびリング継手のバネ剛性 K_J は、次のように表わされる。

$$K_S = \frac{E_s \cdot A_s}{l_s} \quad \dots\dots\dots (2.1)$$

$$K_J = \begin{cases} \infty & : \delta \leq 0 \\ K_{J1} = n \cdot k_{J1} & : 0 < \delta \leq \delta_J \\ K_{J2} = n \cdot k_{J2} & : \delta \geq \delta_J \end{cases} \quad \dots\dots\dots (2.2)$$

ここに、 E_s : セグメントのヤング率

A_s : セグメントリングの断面積

l_s : セグメント幅（リング長）

n : リング継手の個数

k_{J1} , k_{J2} , δ_J : 図 2.3 に示すリング継手のバネ特性

シールドトンネルの力学モデルとしては、各セグメントリングとリング継手とを直列にリング数だけ連結することも考えられるが、このようなモデル化により解析を行うためには、通常のトンネルで数百、本解析対象トンネルで約 2000 リングものバネ要素を必要とし、事実上、解析は困難である。

そこで本解析では、セグメントリングの剛性とリング継手の剛性とを複合した覆工剛性と、見かけ上等価な軸剛性をもつ一様連続な梁として、トンネルをモデル化することとした。ここで言う等価な軸剛性は、以下のように評価した。

図 2.4 に示すように、リング継手を含む 1 リング長の区間に着目する。この区間の覆工にトンネル軸方向の荷重が作用する状態を考えると、式 (2.1) および (2.2) に示した覆工部材の剛性の特性により、圧縮力に対してはセグメントリングのみが変形し、引張力に対してはセグメントとリング継手の両方が変形することになる。この場合の荷重 N と覆工の軸方向伸縮量 δ との関係は、次のように表わされる（図 2.5(a) 参照）。

① 圧縮の場合

$$\delta = \frac{N}{K_s} \quad : \quad \delta \leq 0 \quad \dots\dots\dots (2.3)$$

② 引張の場合

$$\left. \begin{aligned} \delta &= \frac{N}{K_s} + \frac{N}{K_{J1}} \quad : \quad 0 < \delta \leq \delta_J \\ \delta &= \frac{N}{K_s} + \frac{N}{K_{J2}} - \delta_J \cdot \left(\frac{K_{J1}}{K_{J2}} - 1 \right) \quad : \quad \delta \geq \delta_J \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (2.4)$$

$$\text{ただし, } \delta_y = \left(\frac{K_{J1}}{K_s} + 1 \right) \cdot \delta_J$$

一方、一様連続な梁に軸力 N が作用する場合、梁の l_s 区間の伸縮量 δ は、

$$\delta = \frac{N}{(EA)_{eq}} \cdot l_s \quad \dots\dots\dots (2.5)$$

となる。ここに、 $(EA)_{eq}$ は梁の軸剛性である。ここで、式(2.5)が式(2.3)および(2.4)と等しくなるように $(EA)_{eq}$ を定め、これを等価軸剛性と定義すると、 $(EA)_{eq}$ は以下のように表わされる。

① 等価圧縮剛性

$$\begin{aligned} (EA)_{eq}^c &= K_s \cdot l_s \\ &= E_s \cdot A_s \quad \dots\dots\dots (2.6) \end{aligned}$$

② 等価引張剛性

$$\left. \begin{aligned} (EA)_{eq1}^T &= \frac{K_s \cdot K_{J1}}{K_s + K_{J1}} \cdot l_s \\ &= \frac{1}{\frac{E_s \cdot A_s}{l_s \cdot K_{J1}} + 1} \cdot E_s \cdot A_s \quad : \quad \epsilon \leq \epsilon_y \\ (EA)_{eq2}^T &= \frac{K_s \cdot K_{J2}}{K_s + K_{J2}} \cdot l_s \\ &= \frac{1}{\frac{E_s \cdot A_s}{l_s \cdot K_{J2}} + 1} \cdot E_s \cdot A_s \quad : \quad \epsilon \geq \epsilon_y \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.7)$$

$$\text{ただし, } \epsilon_y = \left(\frac{l_s \cdot K_{J1}}{E_s \cdot A_s} + 1 \right) \cdot \frac{\delta_J}{l_s}$$

図2.5(b)に、等価軸剛性の特性を示す。

(3) トンネルの等価剛性梁モデル

トンネル本体は、式(2.6)および(2.7)に示される等価剛性を有する梁としてモデル化する。図2.6にシールドトンネルの動的応答解析モデルの概念図を示す。同図に示すように、トンネルには表層地盤の応答変位が、地盤とトンネルとを結ぶバネを介して入力される。このバネは、地盤とトンネルとの間の相対変位量に対応して作用する地盤反力を表現し、本来トンネル軸に沿って連続して分布しているものであるが、解析上はこれを適当な区間ごとに集中化してモデル化する。トンネル本体を表わす梁もこの集中バネの設定区間ごとに分割し、それぞれを梁要素でモデル化する。この梁要素の軸方向剛性

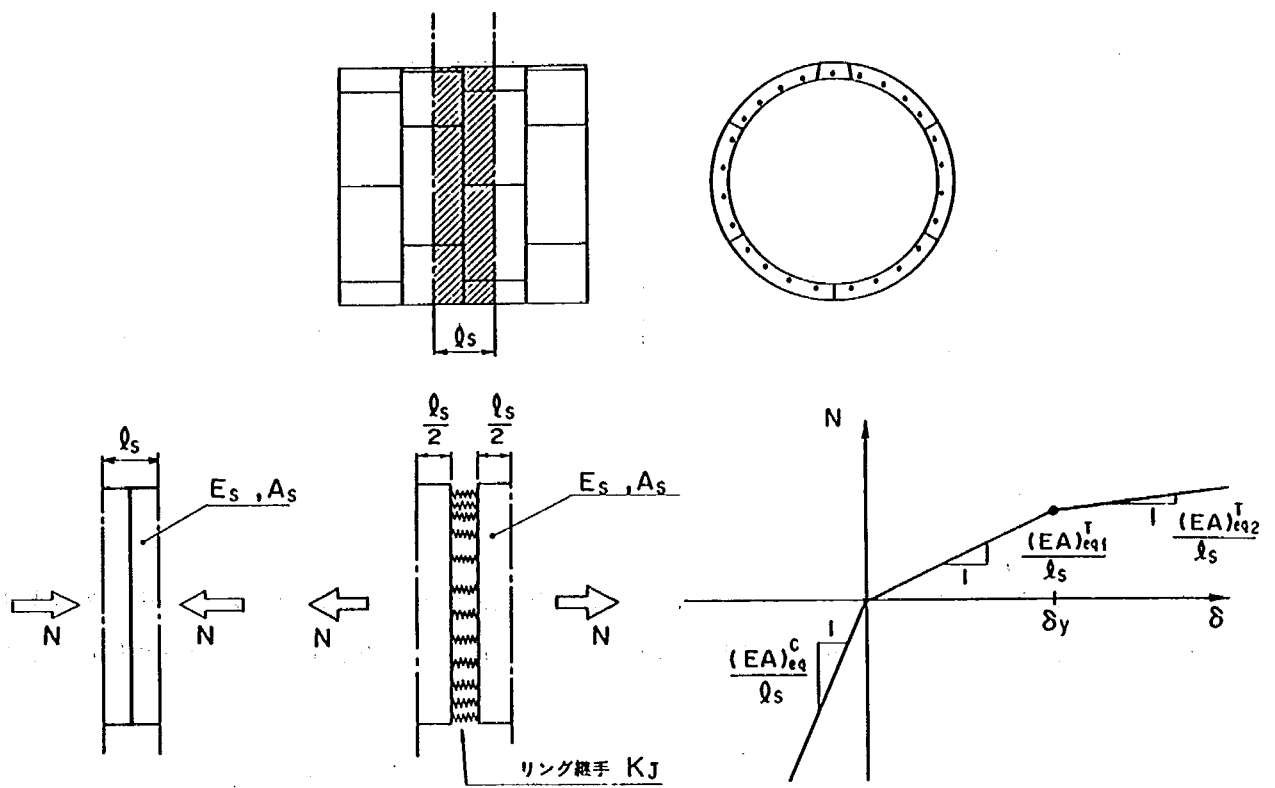
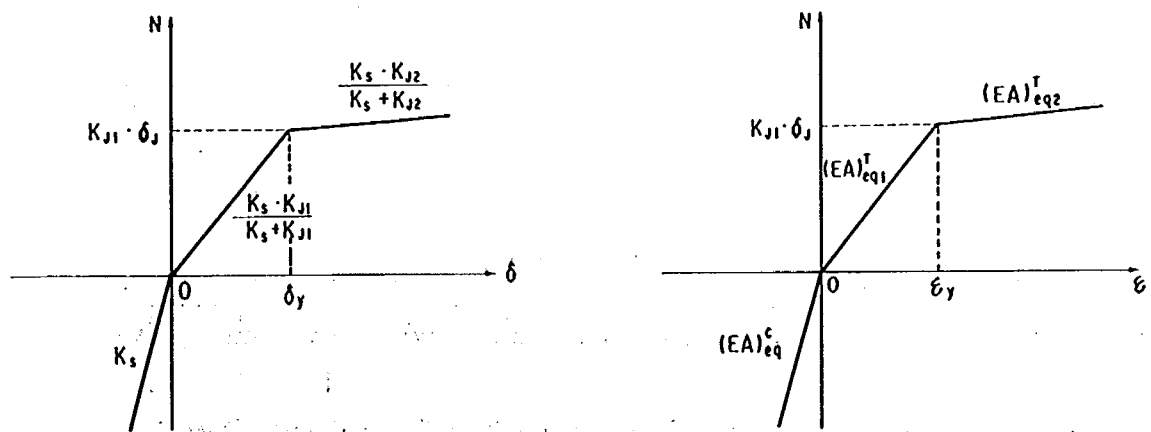


図 2.4 セグメント・リング継手系の軸剛性



(a) セグメント～リング継手系の軸剛性

(b) 覆工の等価軸剛性

図 2.5 覆工剛性のモデル

は、次のように設定される。

① 圧縮剛性

$$K_{eq}^c = \frac{(EA)_{eq}^c}{l} \dots\dots\dots (2.8)$$

② 引張剛性

$$\left. \begin{aligned} K_{eq1}^T &= \frac{(EA)_{eq1}^T}{l} : \delta \leq \delta_y \\ K_{eq2}^T &= \frac{(EA)_{eq2}^T}{l} : \delta \geq \delta_y \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.9)$$

$$\delta_y = \epsilon_y \cdot l$$

ここに、 l は梁要素の長さである。なお、以上に述べた等価剛性梁モデルと、セグメントリングおよびリング継手を個別に表現したモデルとは、以下に示すように、解析モデルとしては全く同一のものとなる。

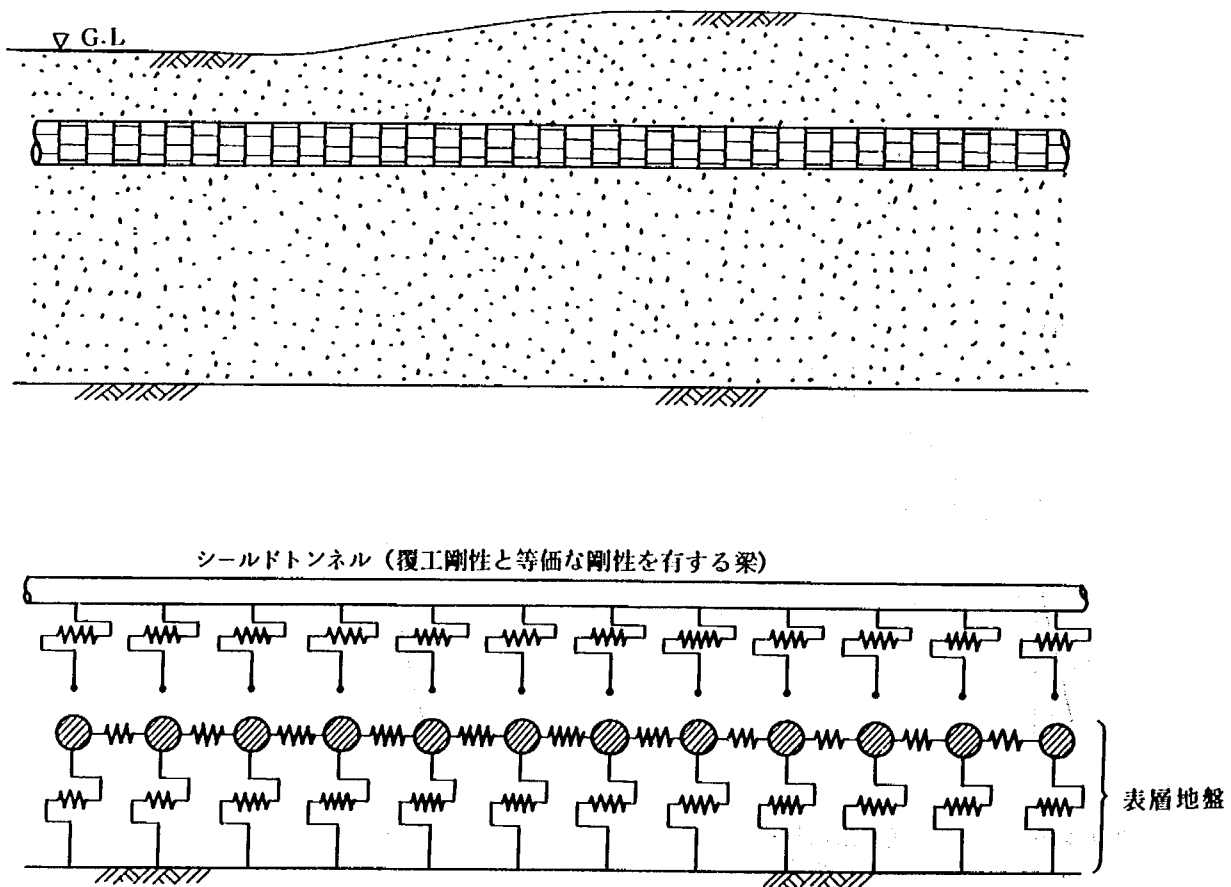


図 2.6 シールドトンネルの動的応答解析モデル概念図

図2.7に示すように、地盤とトンネルとを結ぶバネで区切られたトンネル本体に着目し、この区間の長さ l を m リング分の長さとする。等価剛性梁モデルでは、この区間を梁要素としてモデル化し、軸剛性は式(2.8)および(2.9)で与えられる。

セグメント・リング継手系モデルでは、この区間の軸剛性は以下のように算定される。

① 圧縮剛性

$$\begin{aligned}\frac{1}{K^c} &= \frac{1}{K_s} + \frac{1}{K_s} + \cdots \cdots \cdots + \frac{1}{K_s} \\ &\quad \underbrace{\hspace{10em}}_{m \text{ 項}} \\ &= \frac{m}{K_s} \\ \therefore K^c &= \frac{K_s}{m} = \frac{E_s \cdot A_s}{m \cdot l_s} \\ &= \frac{E_s \cdot A_s}{l} = K_{eq}^c\end{aligned}$$

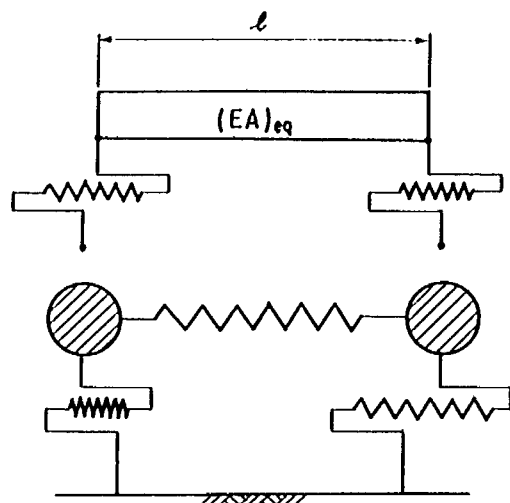
② 引張剛性

$$\begin{aligned}\frac{1}{K_1^T} &= \left(\frac{1}{K_s} + \frac{1}{K_{J1}} \right) + \cdots \cdots \cdots + \left(\frac{1}{K_s} + \frac{1}{K_{J1}} \right) \\ &\quad \underbrace{\hspace{10em}}_{m \text{ 項}} \\ &= \frac{m}{K_s} + \frac{m}{K_{J1}} \\ \therefore K_1^T &= \frac{\frac{1}{m} \cdot K_s \cdot K_{J1}}{K_s + K_{J1}} = \frac{\frac{1}{m} \cdot K_s}{\frac{K_s}{K_{J1}} + 1} \\ &= \frac{1}{\frac{E_s \cdot A_s}{l_s \cdot K_{J1}} + 1} \cdot \frac{E_s \cdot A_s}{l} = K_{eq1}^T \quad : \quad \delta \leq \delta_y\end{aligned}$$

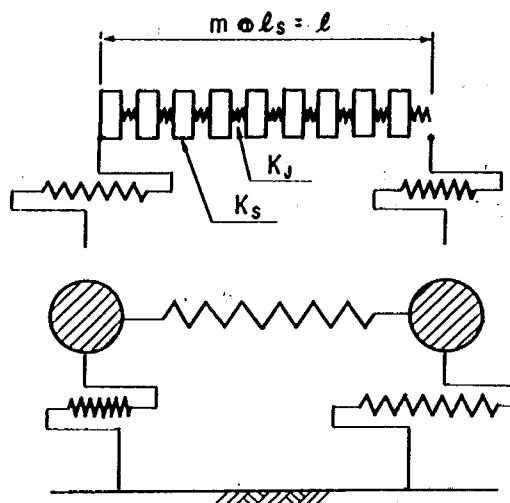
同様に、 $K_2^T = K_{eq2}^T \quad : \quad \delta \geq \delta_y$

$$\delta_y = \frac{K_{J1} \cdot \delta_J}{K_1^T} = \left(\frac{E_s \cdot A_s}{l_s} + K_{J1} \right) \cdot \frac{l}{E_s \cdot A_s} \cdot \delta_J$$

$$= \left(\frac{l_s \cdot K_{J1}}{E_s \cdot A_s} + 1 \right) \cdot \frac{l}{l_s} \cdot \delta_J = \epsilon_y \cdot l$$



(a) 等価剛性梁モデル



(b) セグメント・リング継手系モデル

図 2.7 トンネル本体のモデル化

3. 応答解析例

3-1 解析対象トンネル

(1) 地盤条件

解析の対象としたシールドトンネルの周辺地盤の地質は、図3.1に示す通りである。解析対象区間は、図中に示した約3000 mの区間である。耐震解析上の基盤面は、 D_0 層の上面に設定した。解析対象区間の表層地盤の層厚は61~66 mであり、9~25 m厚の沖積層と35~57 m厚の洪積層とから成る。シールドトンネルは外径(D)13.4 mとし、土被り厚として1 D 程度を見込み、トンネル軸線の深度を海底面下21 mに設定した。

地盤の応答解析モデルを作成するに当たっては、解析対象区間内に37.5 m (セグメント25リング相当) 毎、計80断面を設け、それぞれの断面の地層構成を考慮して地盤の振動特性を与えた。

解析対象区間において、地盤の地層構成は断面番号41付近で変化する。また、地盤の物性値は、断面番号1~45 (地域区分A) と46~80 (地域区分B) とで異なり、それぞれ表3.1に示す値を設定した。

表 3.1 地盤の動的物性値

地 層 名		単位体積重量 γ_i (t/m ³)	せん断波速度 V_s (m/sec)	せん断弾性係数 G (t/m ²)
地域区分 A	A_{c1}	1.36	73	740
	A_{c2}	1.63	80	1060
	A_s	1.76	90	1440
	D_{1c}	1.69	160	4270
	D_{1c}	1.59	180	5000
	D_{2s}	1.87	240	11400
	$D_{2\theta}$	2.43	290	21300
地域区分 B	A_{c1}	1.39	86	1050
	A_s	1.76	120	2780
	D_{5c}	1.68	230	8940
	D_{1c}	1.73	320	17700
	D_{ss}	1.86	260	12800

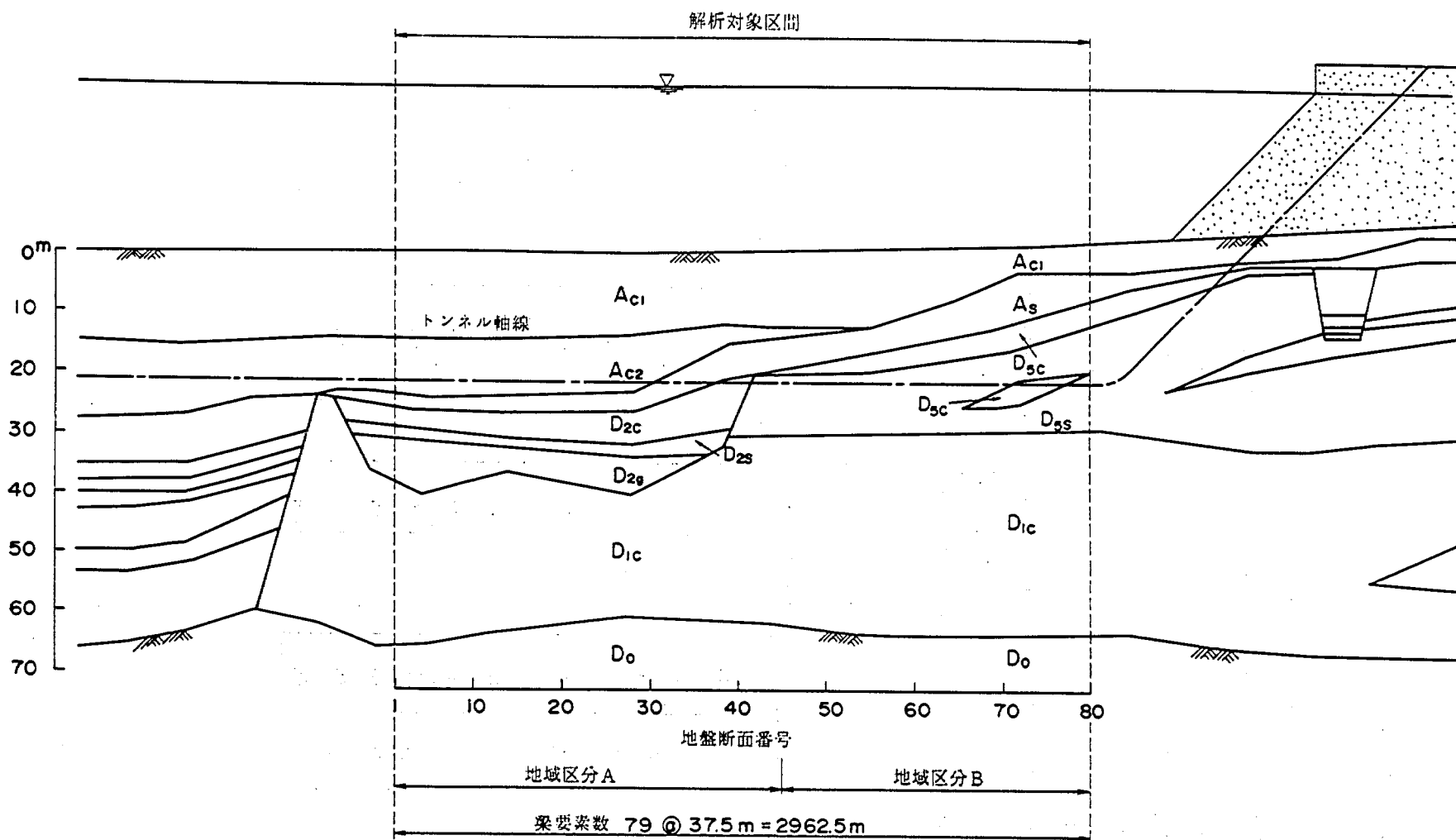


図 3.1 解析対象区間の地質縦断図

(2) セグメント

解析対象シールドトンネルの覆工断面図を図3.2に示す。覆工の外径は13.4 m，厚さは60 cmである。覆工セグメントはKセグメントを含めて13分割とし，鉄筋コンクリート製平板型セグメントを用いるものとした。セグメント幅（リング長）は標準セグメントの90 cmよりも長く，1.5 mとした。表3.2にセグメントの諸元を示す。

なお，本解析では，2次覆工は巻き立てないものとした。

(3) リング継手

リング継手はボルト接合方式とし，図3.3に示す継手金具および図3.4に示す継ぎボルトを用いるものとした。継手の数は，図3.2に示したように，A，Bセグメントについては各5個，Kセグメントについては2個，計62個とした。

継手金具の板厚は16 mmとし，継ぎボルトとしてはM 36を用いるものとした。表3.3に継ぎボルトの諸元を示す。

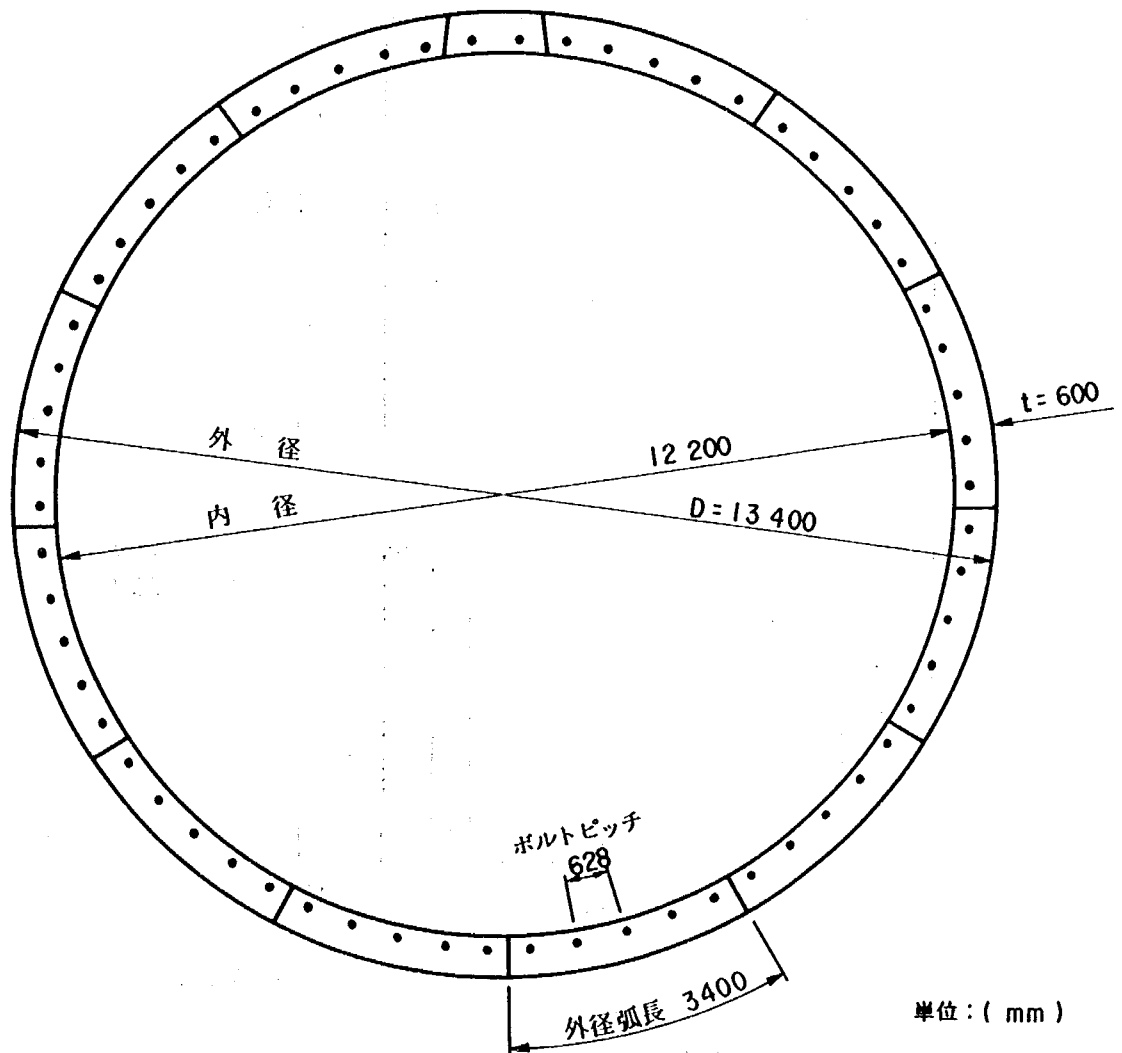


図3.2 シールドトンネルの覆工断面図

表3.2 セグメント諸元

外 径 D (mm)	13400
内 径 (mm)	12200
分 割 数	13
幅 l_s (mm)	1500
厚 さ t (mm)	600
断 面 積 A_s (m^2)	24.13
ヤング率 E_s (t/m^2)	3.75×10^6

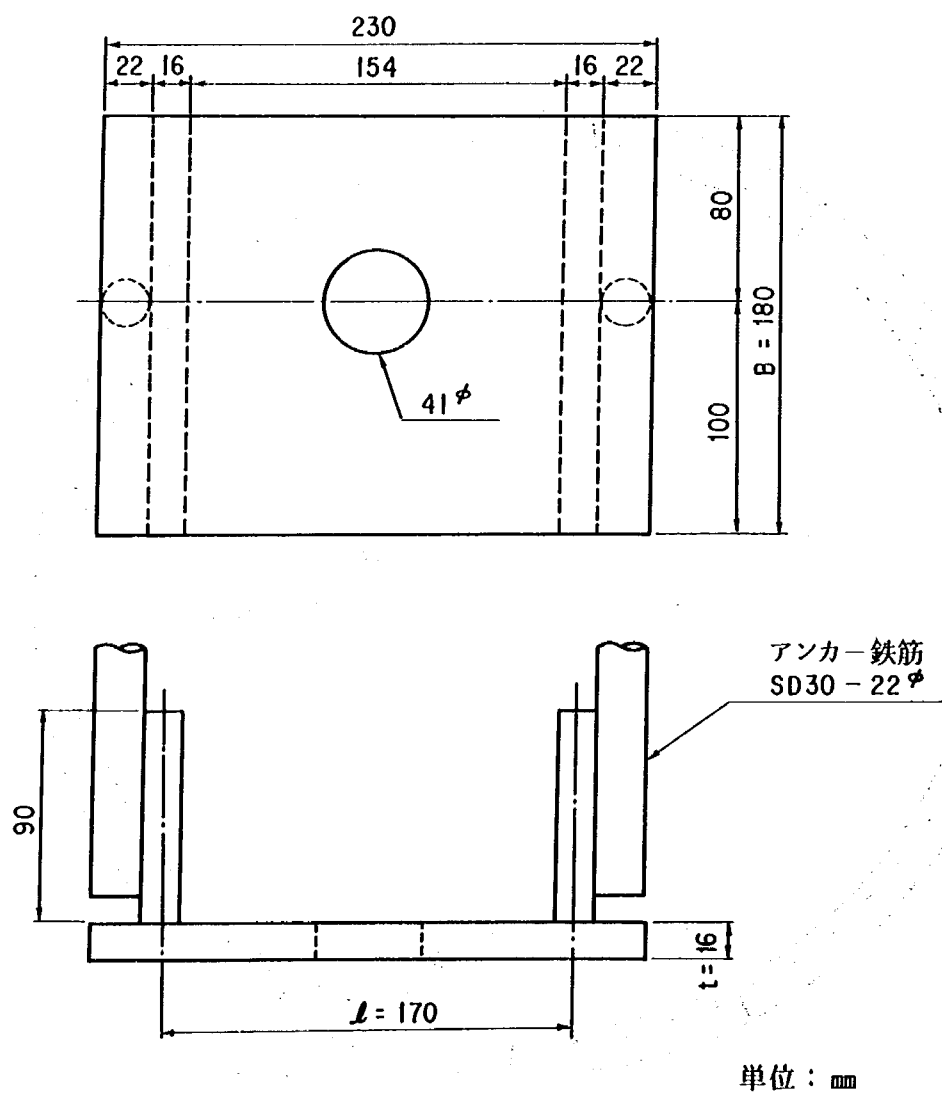


図3.3 リング継手金具詳細図

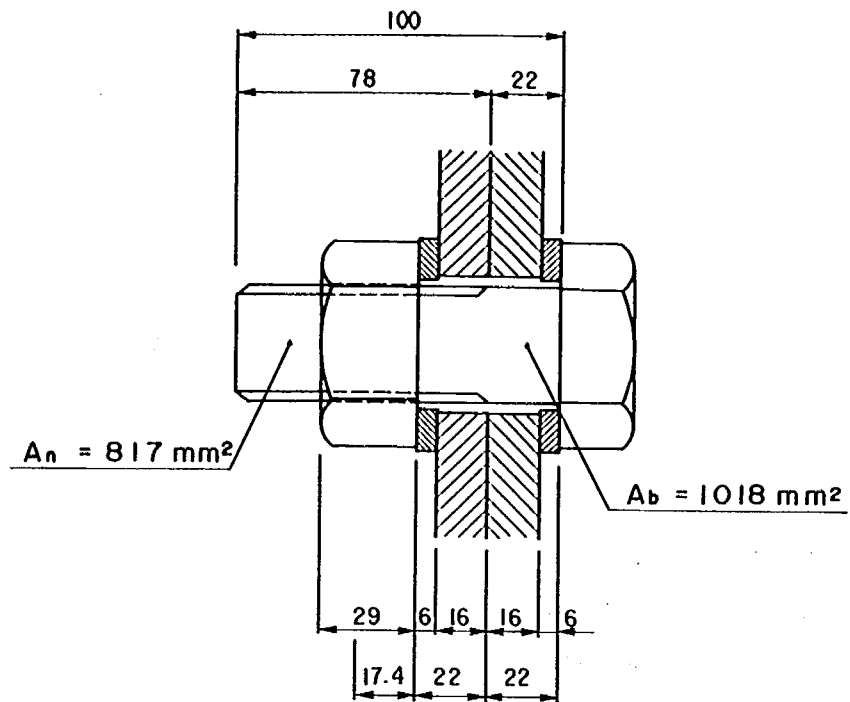


図3.4 リング継ぎボルト詳細図

表3.3 リング継ぎボルト諸元

本 数 n	62
ボルトピッチ (mm)	628
ねじの呼び	M36
有効断面積 (mm²)	817
首下長さ (mm)	100
強度区分	8.8
ヤング率 E_B (t/mm²)	2.1×10^7

3-2 地盤のモデル化

図3.1に示した、各断面における表層地盤の固有周期 T は次式で算定した。

$$T = \sum_{i=1}^n \frac{4H_i}{V_{si}} \quad \dots\dots\dots (3.1)$$

ここに、 n ：層数

H_i ： i 番目の地層の層厚

V_{si} ： i 番目の地層のせん断波速度

トンネルと地盤とを結ぶバネは、次式で算定される地盤のバネ定数 k_G に地盤の質点間距離を乗じ、集中バネとしてモデル化した。

$$k_G = 1.0 G_{eq} \dots\dots\dots (3.2)$$

ただし、 $G_{eq} = \frac{\gamma_{eq}}{g} \cdot V_{eq}^2$

$$\gamma_{eq} = \frac{\sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot H_i}{H}$$

$$V_{eq} = \frac{4H}{T}$$

ここに、 G_{eq} ：地盤の換算せん断刚性

γ_{eq} ：地盤の換算単位体積重量

V_{eq} ：地盤の換算せん断波速度

γ_i ： i 番目の地層の単位体積重量

H ：表層地盤の厚さ = $\sum_{i=1}^n H_i$

g ：重力加速度

表 3.4 に地盤各断面の諸元を示す。また、図 3.5 に式 (3.1) より算定された地盤各断面の固有周期を示す。地盤の動的物性値(表 3.1 参照)の地域区分による違いにより、地盤断面番号 45 と 46 の間において、表層地盤の固有周期ならびにトンネルと地盤とを結ぶバネのバネ定数が急変する。

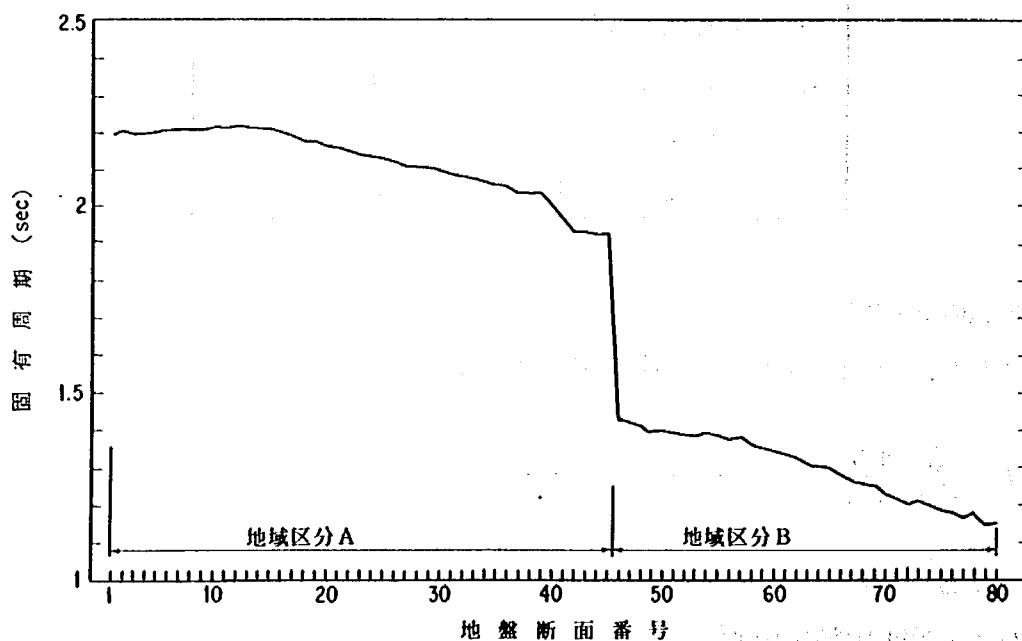


図 3.5 地盤各断面の固有周期

表 3. 4 地盤各断面の諸元

地盤断面 番 号	層 厚 H (m)	固有周期 T (sec)	換算単位重量 γ_{eq} (t/m ³)	せん断波速度 V_{eq} (m/sec)	換算せん断剛性 G_{eq} (t/m ²)	地盤バネ定数 K_G (t/m)
1	66.1	2.19	1.66	121	2460	46125
2	66.2	2.20	1.67	120	2460	92250
3	66.0	2.20	1.67	120	2470	92625
4	66.1	2.20	1.68	120	2480	93000
5	65.7	2.19	1.67	120	2440	91500
6	65.7	2.20	1.67	119	2420	90750
7	65.5	2.20	1.66	119	2390	89625
8	65.3	2.21	1.65	118	2360	88500
9	65.0	2.21	1.65	118	2330	87375
10	65.0	2.21	1.64	117	2310	86625
11	64.5	2.21	1.63	117	2280	85500
12	64.4	2.21	1.63	116	2250	84375
13	64.2	2.21	1.62	116	2240	84000
14	63.9	2.21	1.62	116	2210	82875
15	63.9	2.21	1.62	116	2220	83250
16	63.6	2.20	1.62	116	2220	83250
17	63.4	2.19	1.63	116	2220	83250
18	63.0	2.18	1.63	116	2230	83625
19	63.0	2.17	1.63	116	2240	84000
20	62.7	2.16	1.64	116	2250	84375
21	62.5	2.16	1.64	116	2240	84000
22	62.3	2.15	1.64	116	2250	84375
23	62.0	2.14	1.64	116	2250	84375
24	61.9	2.13	1.65	116	2260	84750
25	61.8	2.13	1.65	116	2270	85125
26	61.6	2.12	1.65	116	2280	85500
27	61.3	2.10	1.66	117	2300	86250
28	61.1	2.10	1.66	116	2290	85875
29	61.2	2.10	1.65	117	2290	85875
30	61.4	2.09	1.64	117	2310	86625
31	61.3	2.08	1.63	118	2310	86625
32	61.5	2.08	1.63	118	2330	87375
33	61.7	2.07	1.62	119	2350	88125
34	61.7	2.06	1.61	120	2360	88500
35	61.8	2.06	1.60	120	2370	88875
36	61.8	2.05	1.60	121	2370	88875
37	61.9	2.04	1.59	122	2400	90000
38	62.0	2.03	1.59	122	2410	90375
39	62.1	2.03	1.58	122	2410	90375
40	62.1	2.00	1.59	124	2500	93750

地盤断面 番 号	層 厚 H (m)	固有周期 T (sec)	換算単位重量 γ_{eq} (t/m ³)	せん断波速度 V_{eq} (m/sec)	換算せん断剛性 G_{eq} (t/m ²)	地盤バネ定数 K_G (t/m)
41	62.2	1.97	1.60	126	2600	97500
42	62.3	1.93	1.60	129	2720	102000
43	62.5	1.93	1.60	129	2740	102750
44	62.5	1.92	1.60	130	2770	103875
45	62.7	1.92	1.60	130	2780	104250
46	63.2	1.43	1.68	177	5360	201000
47	63.2	1.42	1.68	178	5440	204000
48	63.4	1.41	1.68	179	5520	207000
49	63.4	1.39	1.68	182	5680	213000
50	63.5	1.40	1.68	182	5650	211875
51	64.0	1.39	1.68	184	5800	217500
52	64.0	1.39	1.68	184	5820	218250
53	64.3	1.39	1.68	185	5880	220500
54	64.7	1.39	1.68	186	5910	221625
55	64.8	1.39	1.68	187	5980	224250
56	64.8	1.38	1.68	188	6090	228375
57	65.3	1.38	1.69	189	6160	231000
58	65.0	1.36	1.69	191	6290	235875
59	64.9	1.35	1.69	192	6390	239625
60	65.2	1.34	1.70	194	6520	244500
61	65.4	1.34	1.70	196	6620	248250
62	65.3	1.33	1.70	196	6690	250875
63	65.1	1.31	1.70	199	6880	258000
64	65.4	1.31	1.71	200	6970	261375
65	65.7	1.30	1.71	202	7100	266250
66	65.3	1.28	1.71	204	7280	273000
67	65.0	1.27	1.71	205	7380	276750
68	65.3	1.26	1.72	208	7550	283125
69	65.7	1.26	1.72	209	7680	288000
70	65.3	1.23	1.72	213	7960	298500
71	65.1	1.21	1.72	215	8100	303750
72	65.3	1.20	1.72	217	8300	311250
73	65.8	1.21	1.72	218	8370	313875
74	65.9	1.20	1.73	220	8530	319875
75	65.6	1.19	1.73	221	8610	322875
76	65.8	1.18	1.73	223	8770	328875
77	65.2	1.17	1.73	224	8830	331125
78	66.3	1.18	1.73	225	8990	337125
79	65.2	1.14	1.74	228	9200	345000
80	65.8	1.15	1.74	229	9270	347813

3-3 リング継手のモデル化

2-2節に述べたように、本解析ではリング継手を図2.3に示すような特性を有するバネとしてモデル化した。リング継手のバネとしての挙動は、主として継ぎボルトおよび継手金具板の挙動によって支配されると考えられることから、以下に示すように、リング継手のバネ定数を、①継ぎボルトの軸剛性から求める方法、および、②継手金具板の曲げ剛性から求める方法、の2方法により算定した。

(1) 継ぎボルトの軸剛性から求める方法

本方法では、次の仮定を設け、リング継ぎボルトの軸剛性からリング継手のバネ定数を算定した。

① 継手金具板は十分に剛であると考え、これの変形を無視する。

② セグメント組立時の締付けによるボルトの初期軸力は考慮しない。

解析対象トンネルのリング継手に用いられる継ぎボルトは、図3.4および表3.3に示した通りである。このボルトは強度区分8.8であり、最小引張強さ80 kg/mm²、最小降伏点64 kg/mm²、破断時の伸び12%の機械的性質を有することから（JIS B 1180 六角ボルト参照）、図3.6(a)に示す強度特性を仮定した。すなわち、ネジ切り部の有効断面積817 mm²から、ボルト1本当たりの引張強度および降伏点は、次のようになる。

$$\begin{aligned}\text{引張強度} &= 80 \text{ kg/mm}^2 \times 817 \text{ mm}^2 \\ &= 65.3 \text{ t}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{降 伏 点} &= 64 \text{ kg/mm}^2 \times 817 \text{ mm}^2 \\ &= 52.3 \text{ t}\end{aligned}$$

ボルトの軸剛性は、図3.6(b)に示すように、ボルトの有効長をネジの切っていない軸部とネジ切り部とに分け、それぞれをバネとして評価し、全体の剛性を次式により算定した。⁴⁾

$$\begin{aligned}k_B &= \frac{k_1 \cdot k_2}{k_1 + k_2} \\ &= \frac{E_B \cdot A_n}{\frac{A_n}{A_b} \cdot l_1 + l_2 + l_e} \dots\dots\dots (3.3)\end{aligned}$$

ここに、 k_B : ボルトの軸剛性

$$k_1 : \text{軸部のバネ定数} = \frac{E_B \cdot A_b}{l_1}$$

$$k_2 : \text{ネジ切り部のバネ定数} = \frac{E_B \cdot A_n}{l_2 + l_e}$$

E_B : ボルトのヤング率

A_b : 軸部の断面積

A_n : ネジ切り部の有効断面積

l_1 : 軸部の長さ

l_2 : ネジ切り部の長さ

l_e : ナット部の有効長 = $0.6 l_n$ ⁴⁾

l_n : ナット高さ

使用ボルトの諸元より、軸剛性は次のように算定される。

$$k_B = \frac{2.1 \times 10^4 \times 817}{\frac{817}{1018} \times 22 + 22 + 17.4}$$

$$= 3.01 \times 10^5 \text{ kg/mm}$$

$$= 3.01 \times 10^5 \text{ t/m}$$

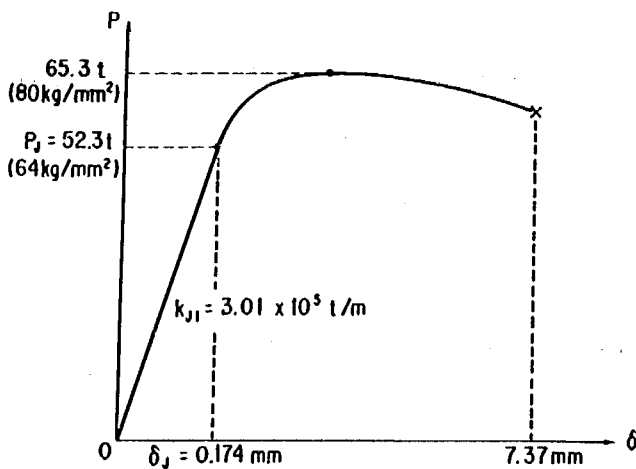
ただし、 $l_e = 0.6 \times 29 = 17.4 \text{ mm}$

ボルトの降伏点に対応する伸び量 δ_J は、上記 k_B を用いて、

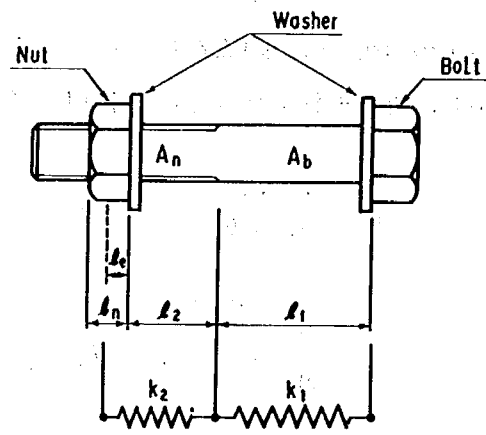
$$\delta_J = 52.3 \text{ t}/k_B$$

$$= 0.174 \text{ mm}$$

となる。以上により、本方法では、図 2.3 に示したリング継手のバネ特性のうち k_{J1} を k_B で評価した。なお、 k_{J2} については、ボルトの降伏後の挙動が不明であるので、後述するように、覆工の等価剛性の設定の段階でこれを見込んだ。



(a) ボルトの強度特性 (M 36, 強度区分 8.8)



(b) ボルトのバネ定数

図 3.6 リング継ぎボルトの剛性

(2) 継手金具板の曲げ剛性から求める方法

リング継手に張力が作用する場合、接合された 2 枚の金具板は、継ぎボルトおよび定着金具を作用点とする面外方向の荷重により、互いに凸な形状に変形すると考えられる。本方法では、図 3.7 に示すように、継手金具板を、両端の支持条件が継手張力の大きさに従って変化する梁としてモデル化し、その曲げ剛性からリング継手のバネ定数を評価した。

金具板のモデル化に際して設けた仮定は、以下のとおりである。

- ① 継ぎボルトの伸び量は、金具板の曲げによる変位量に比して無視できる大きさであるとし、ボルトの軸剛性は考慮しない。
- ② 図 3.3 に示した金具板を、背面に溶接された鋼板およびアンカー鉄筋により支持された梁としてモデル化する。
- ③ この梁の支持条件は、リング継手に作用する張力が小さい場合には両端固定、張力が増大して両端が降伏した場合には塑性ヒンジ支持とする。
- ④ 塑性ヒンジに作用する塑性モーメントは、図 3.8 に示すような大きさを仮定する。

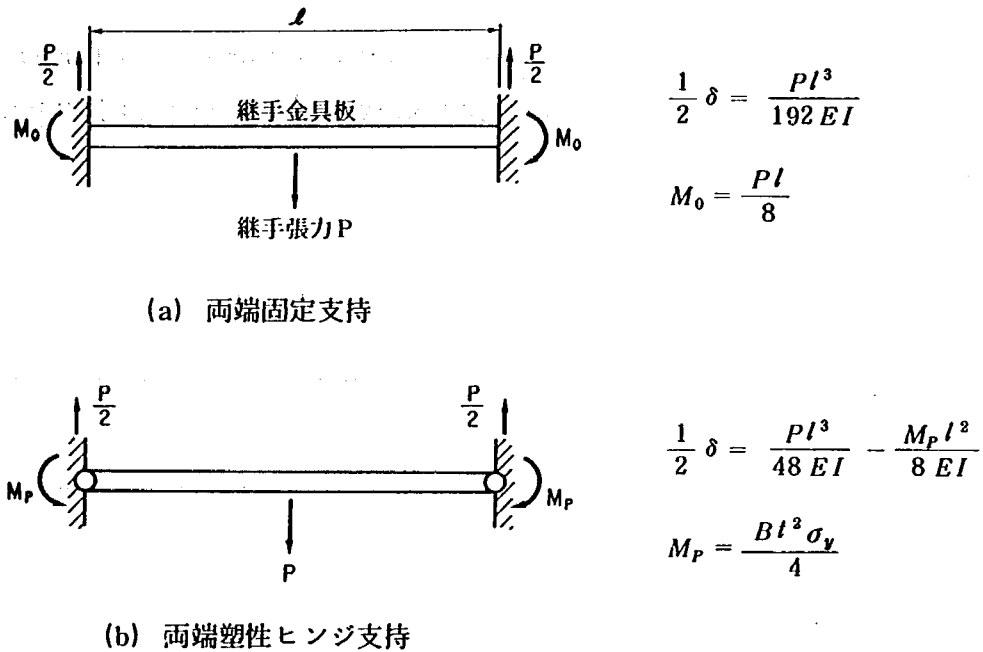


図 3.7 継手金具板のモデル化

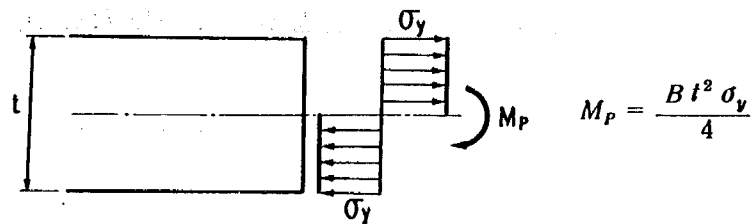


図 3.8 塑性モーメントの仮定

以上の仮定により、継手張力 P が小さい場合には、金具板の曲げによるたわみ量 d は次のように表わされる。

$$d = \frac{Pl^3}{192EI} \dots\dots\dots (3.4)$$

ここに、 l : 金具板のスパン長

EI : 金具板の曲げ剛性

式(3.4)に示されるたわみ d は、接合された金具板1枚当たりのたわみ量であり、リング継手の開き量としてはこの2倍の値となる。したがって、リング継手に作用する張力 P と変形量 δ との関係は次のように表わされる。

$$\left. \begin{aligned} \delta &= 2d \\ P &= \frac{96EI}{l^3} \cdot \delta \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.5)$$

この載荷状態においては、金具板の両端に $M_0 = P \cdot l/8$ の大きさの曲げモーメントが作用する。この曲げモーメントによって金具板両端の圧縮縁および引張縁が降伏点に達する時の継手張力の大きさを P_y とすると、 P_y は次のように表わされる。

$$\begin{aligned} \sigma_y &= \frac{P_y \cdot l}{8I} \cdot \frac{t}{2} \\ &= \frac{3P_y \cdot l}{4B \cdot t^2} \dots\dots\dots (3.6) \end{aligned}$$

$$P_y = \frac{4B \cdot t^2}{3l} \cdot \sigma_y \dots\dots\dots (3.7)$$

ここに、 σ_y : 板材の降伏点応力

B : 金具板の幅

t : 金具板の板厚

I : 金具板の断面2次モーメント $= \frac{B \cdot t^3}{12}$

継手張力が更に増加して金具板両端が塑性ヒンジとなった場合のたわみ量 d は、次式で表わされる。

$$d = \frac{P \cdot l^3}{48EI} - \frac{M_P \cdot l^2}{8EI} \dots\dots\dots (3.8)$$

ただし、 M_P は塑性モーメントで、仮定により、

$$M_P = \frac{B \cdot t^2}{4} \cdot \sigma_y \dots\dots\dots (3.9)$$

とする。したがって、この支持状態での張力 P と継手変形量 δ との関係は、次式で表わされる。

$$P = \frac{24EI}{l^3} \cdot \left(\delta + \frac{M_P \cdot l^2}{4EI} \right) \dots\dots\dots (3.10)$$

以上により、継手金具板の挙動は、図3.9(a)に示されるように、作用張力が P_y 以下の範囲では式(3.5)で、作用張力が大きくなり板の両端に完全な塑性ヒンジが形成された後には式(3.10)で、それぞれ表わされ、前者の状態から後者の状態への移行過程では図中の破線で示したような挙動を示すものと考えられる。本解析では、この挙動を図中に実線で示したように理想化し、金具板の剛性を設定した。この場合、両端固定支持から両端塑性ヒンジ支持への移行点での張力 P_J および伸び量 δ_J は、次のようになる。

$$P_J = \frac{3}{2} P_y$$

$$= \frac{2 B \cdot t^2}{l} \cdot \sigma_y \quad \dots\dots\dots (3.11)$$

$$\delta_J = \frac{M_P \cdot l^2}{12 EI}$$

$$= \frac{l^2 \cdot \sigma_y}{4 E \cdot t} \quad \dots\dots\dots (3.12)$$

また、図2.3に示したリング継手のバネ定数 k_{J1} 、 k_{J2} は、式(3.5)および(3.10)から、次式に示す値となる。

$$\left. \begin{aligned} k_{J1} &= \frac{96 EI}{l^3} \\ k_{J2} &= \frac{24 EI}{l^3} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (3.13)$$

解析対象トンネルの場合、図3.3に示した金具板の形状より、リング継手の剛性は以下のようになる。ただし、金具板の材質はSS41とし、降伏点応力を $\sigma_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$ と仮定した。

$$EI = E \cdot \frac{B \cdot t^3}{12}$$

$$= 2.1 \times 10^7 \times \frac{0.18 \times 0.016^3}{12}$$

$$= 1.290 \text{ t} \cdot \text{m}^2$$

$$k_{J1} = \frac{96 \times 1.290}{0.17^3} = 2.52 \times 10^4 \text{ t/m}$$

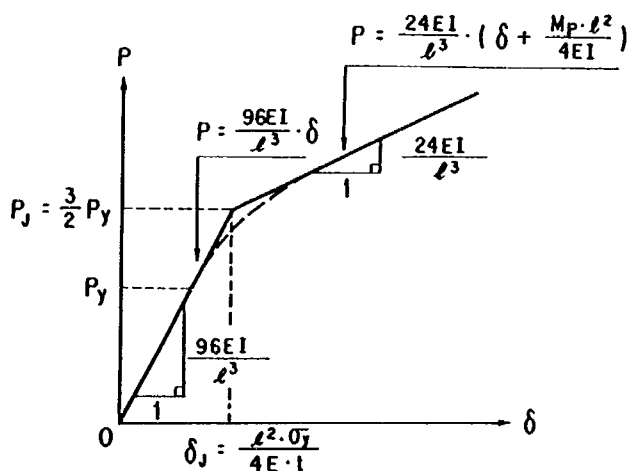
$$k_{J2} = \frac{24 \times 1.290}{0.17^3} = 6.30 \times 10^3 \text{ t/m}$$

$$P_y = \frac{4 \times 0.18 \times 0.016^2}{3 \times 0.17} \times 25\,000 = 9.04 \text{ t}$$

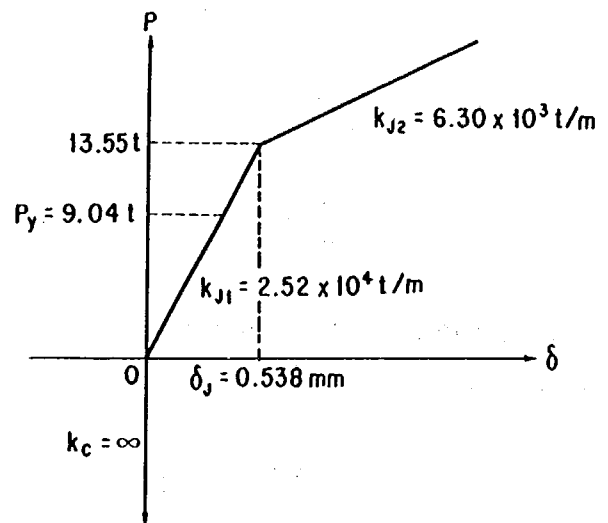
$$P_J = \frac{2 \times 0.18 \times 0.016^2}{0.17} \times 25\,000 = 13.55 \text{ t}$$

$$\delta_J = \frac{0.17^2 \times 25\,000}{4 \times 2.1 \times 10^7 \times 0.016} = 5.38 \times 10^{-4} \text{ m} = 0.538 \text{ mm}$$

図3.9(b)に、本方法によるリング継手の剛性を示す。また、表3.5に以上の2方法によるリング継手の剛性をまとめた。



(a) 剛性の一般表示

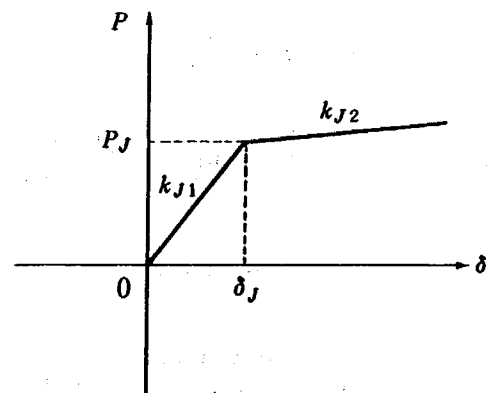


(b) 解析対象トンネルの場合

図 3.9 リング継手金具板の剛性

表 3.5 リング継手の剛性 (1 個当たり)

	継ぎボルトの軸剛性 から求める方法	継手金具板の曲げ 剛性から求める方法
k_{J1} (t/m)	3.01×10^5	2.52×10^4
k_{J2} (t/m)	—	6.30×10^3
δ_J (mm)	0.174	0.538
P_J (t)	52.3	13.55



3-4 覆工の等価剛性

前節で検討したリング継手の剛性とセグメント本体の剛性とから、覆工の等価剛性は式(2.6)および(2.7)より、以下のように算定される。

(1) 等価圧縮剛性

$$\begin{aligned}(EA)_{eq}^c &= E_s \cdot A_s \\ &= 3.75 \times 10^6 \times 24.13 \\ &= 9.05 \times 10^7 \text{ t}\end{aligned}$$

(2) 等価引張剛性

$$(EA)_{eq1}^T = \frac{1}{\frac{E_s \cdot A_s}{l_s \cdot K_{J1}} + 1} \cdot E_s \cdot A_s \quad \epsilon \leq \epsilon_y$$

$$(EA)_{eq2}^T = \frac{1}{\frac{E_s \cdot A_s}{l_s \cdot K_{J2}} + 1} \cdot E_s \cdot A_s \quad \epsilon \geq \epsilon_y$$

$$\text{ただし, } \epsilon_y = \left(\frac{l_s \cdot K_{J1}}{E_s \cdot A_s} + 1 \right) \cdot \frac{\delta_J}{l_s}$$

$$K_{J1} = n \cdot k_{J1}$$

$$K_{J2} = n \cdot k_{J2}$$

リング継手の剛性の算定法の違いにより、等価引張剛性は以下の2種類の値となる。

① 継ぎボルトの剛性を用いた場合

$$\begin{aligned}K_{J1} &= 62 \times 3.01 \times 10^5 \\ &= 1.87 \times 10^7 \text{ t/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\epsilon_y &= \left(\frac{1.5 \times 1.87 \times 10^7}{3.75 \times 10^6 \times 24.13} + 1 \right) \times \frac{1.74 \times 10^{-4}}{1.5} \\ &= 1.52 \times 10^{-4}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}(EA)_{eq1}^T &= \frac{1}{\frac{3.75 \times 10^6 \times 24.13}{1.5 \times 1.87 \times 10^7} + 1} \times 3.75 \times 10^6 \times 24.13 \\ &= 2.14 \times 10^7 \text{ t}\end{aligned}$$

$(EA)_{eq2}^T$ については、継ぎボルトの降伏後の剛性低下が不詳であるので、 $(EA)_{eq1}^T$ の1/10の値を設定した。すなわち、

$$(EA)_{eq2}^T = 2.14 \times 10^6 \text{ t}$$

② 継手金具板の剛性を用いた場合

$$K_{J1} = 62 \times 2.52 \times 10^4 = 1.56 \times 10^6 \text{ t}$$

$$K_{J2} = 62 \times 6.30 \times 10^3 = 3.91 \times 10^5 \text{ t}$$

$$\epsilon_y = \left(\frac{1.5 \times 1.56 \times 10^6}{3.75 \times 10^6 \times 24.13} + 1 \right) \times \frac{5.38 \times 10^{-4}}{1.5}$$

$$= 3.68 \times 10^{-4}$$

$$(EA)_{eq1}^T = \frac{1}{\frac{3.75 \times 10^6 \times 24.13}{1.5 \times 1.56 \times 10^6} + 1} \times 3.75 \times 10^6 \times 24.13$$

$$= 2.28 \times 10^6 \text{ t}$$

$$(EA)_{eq2}^T = \frac{1}{\frac{3.75 \times 10^6 \times 24.13}{1.5 \times 3.91 \times 10^5} + 1} \times 3.75 \times 10^6 \times 24.13$$

$$= 5.83 \times 10^5 \text{ t}$$

解析上、トンネル本体を地盤質点の間隔（25リング相当，37.5 m）毎に79要素に分割するものとすれば、各梁要素の軸剛性は以下のように設定することができる。

(3) 梁要素の等価圧縮剛性

$$K_{eq}^c = \frac{(EA)_{eq}^c}{37.5 \text{ m}}$$

$$= 2.41 \times 10^6 \text{ t/m}$$

(4) 梁要素の等価引張剛性

① 継ぎボルトの剛性を用いた場合

$$K_{eq1}^T = \frac{(EA)_{eq1}^T}{37.5 \text{ m}}$$

$$= 5.71 \times 10^5 \text{ t/m}$$

$$K_{eq2}^T = \frac{(EA)_{eq2}^T}{37.5 \text{ m}}$$

$$= 5.71 \times 10^4 \text{ t/m}$$

$$\delta_y = \epsilon_y \times 37.5 \text{ m} = 5.7 \text{ mm}$$

$$P_y = (EA)_{eq1}^T \cdot \epsilon_y = 3250 \text{ t}$$

② 継手金具板の剛性を用いた場合

$$K_{eq1}^T = \frac{(EA)_{eq1}^T}{37.5 \text{ m}}$$

$$= 6.08 \times 10^4 \text{ t/m}$$

$$K_{eq2}^T = \frac{(EA)_{eq2}^T}{37.5 \text{ m}}$$

$$= 1.55 \times 10^4 \text{ t/m}$$

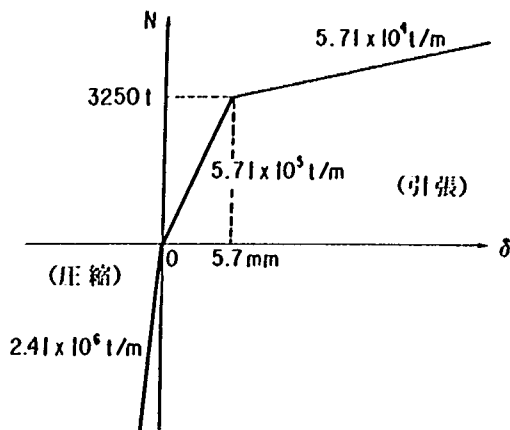
$$\delta_y = \epsilon_y \times 37.5 \text{ m} = 13.8 \text{ mm}$$

$$P_y = (EA)_{eq1}^T \cdot \epsilon_y = 840 \text{ t}$$

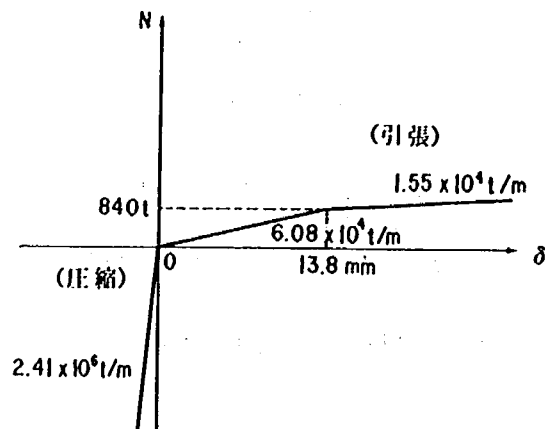
表 3.6 に覆工の等価軸剛性をまとめて示す。また、図 3.10 に梁要素の等価軸剛性を示す。

表 3.6 覆工の等価軸剛性

	継ぎボルトの軸剛性 から求める方法	継手金具板の曲げ 剛性から求める方法
$(EA)_{eq}^C \quad (\text{t})$	9.05×10^7	
$(EA)_{eq1}^T \quad (\text{t})$	2.14×10^7	2.28×10^6
$(EA)_{eq2}^T \quad (\text{t})$	2.14×10^6	5.83×10^5
ϵ_y	1.52×10^{-4}	3.68×10^{-4}
$(EA)_{eq1}^T / (EA)_{eq}^C$	0.236	0.0252



(a) リング継ぎボルトの剛性を用いた場合



(b) リング継手金具板の剛性を用いた場合

図3.10 梁要素の等価軸剛性(25リング相当)

3-5 入力地震動

入力地震動としては、動的解析用入力地震動L2⁷⁾を用いた。地震動L2は、マグニチュード8の地震が震央距離25 kmの地点に発生した場合の第1種地盤上の加速度応答スペクトルを推定し、これに、1968年十勝沖地震の際に八戸港で記録された加速度記録の加速度応答スペクトルが固有周期0.8～5.0秒の範囲で一致するように、この加速度記録を周波数領域で振幅調整したものである。図3.11に地震動L2の加速度波形を示す。

本解析では、図示した60秒間の加速度波形を、0.02秒刻みで使用した。また、トンネルの加振方向は、トンネル軸方向である。

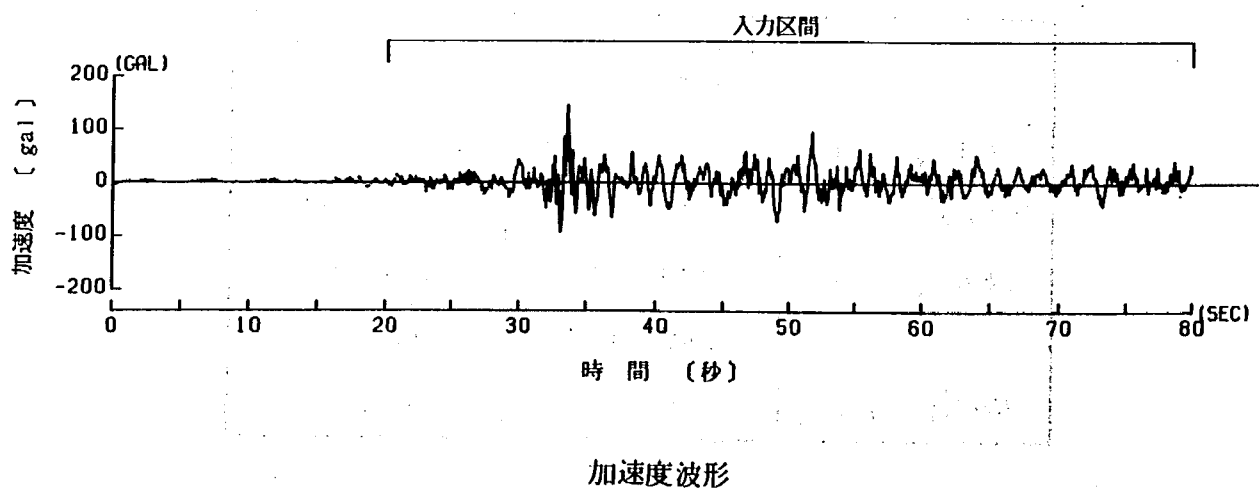


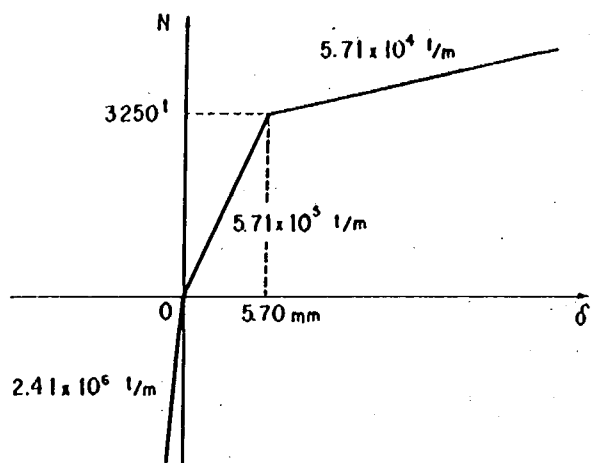
図3.11 基盤入力地震動L2

3-6 解析ケース

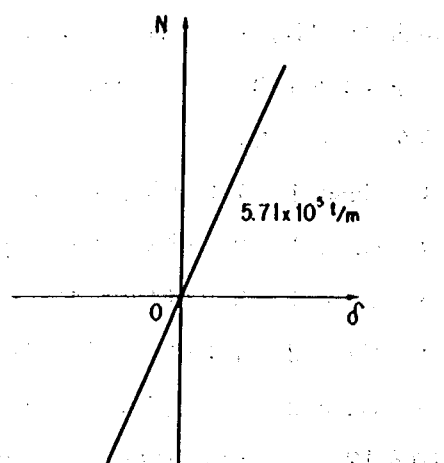
解析ケースは、覆工剛性の非線形性を考慮した場合と考慮しない場合の差異および、リング継手の剛性を継ぎボルトの剛性から求めた場合と継手金具板の剛性から求めた場合の応答の差異に着目して、下記の5ケースとした。

- ① Case 1-1 : 継ぎボルトの剛性から求めた覆工剛性を用いた場合の非線形解析
- ② Case 1-2 : 継ぎボルトの剛性から求めた覆工剛性のうち、引張側剛性のみを用いた線形解析
- ③ Case 1-3 : 覆工の圧縮側剛性のみを用いた線形解析
- ④ Case 2-1 : 継手金具板の剛性から求めた覆工剛性を用いた場合の非線形解析
- ⑤ Case 2-2 : 継手金具板の剛性から求めた覆工剛性のうち、引張側剛性のみを用いた線形解析

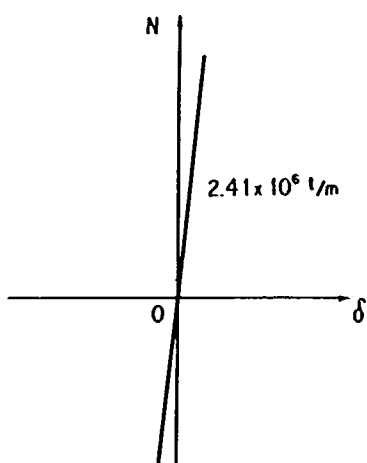
図 3.12 に、上記の各解析ケースで用いた梁要素 (25 リング相当) の剛性の特性を示す。



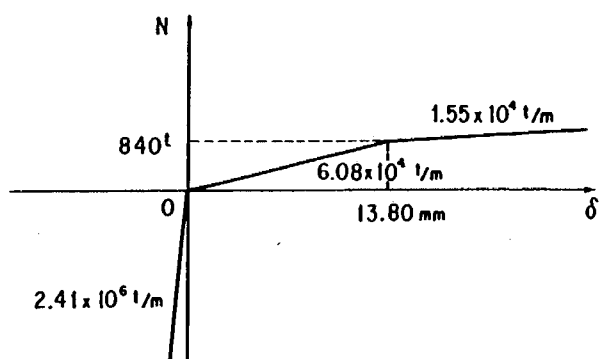
(a) Case 1-1



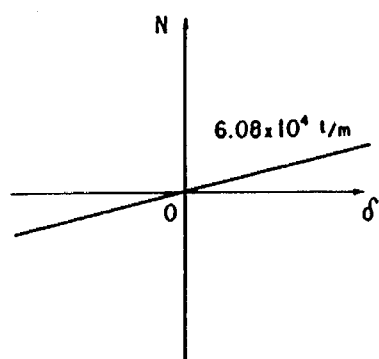
(b) Case 1-2



(c) Case 1-3



(d) Case 2-1



(e) Case 2-2

図 3.12 各解析ケースで用いた梁要素 (25 リング相当) の剛性

4. 応答解析結果

4-1 地盤の応答

地盤振動の固有値を表 4.1 に示す。1 次～13 次モードの有効質量比の合計は、99.95 % である。主要な振動モードとして有効質量比が 5 % 以上のものを、図 4.1 に示した。

地盤の各質点の最大応答加速度、最大応答変位の分布を図 4.2、図 4.3 に示す。応答加速度の最大値は 264 gal (地盤断面番号 74) である。応答変位の最大値は地表面において 14.2 cm、トンネル軸線深度において 12.2 cm (いずれも地盤断面番号 39) であり、地盤の剛性が低い地域区分 A における応答変位は、地域区分 B に比較して大きい。

表 4.1 地盤の固有値解析結果

次 数	固有周期(sec)	刺 激 係 数	有効質量比(%)
1	2.1800	- 5.2243	34.280
2	2.0518	- 3.0825	11.514
3	1.9241	- 2.1978	5.794
4	1.7880	- 1.4848	2.646
5	1.6526	- 1.3950	2.345
6	1.5253	- 1.4770	2.636
7	1.4112	1.9946	4.835
8	1.3305	- 3.2564	13.144
9	1.2735	- 2.8709	10.262
10	1.2178	- 2.0503	5.266
11	1.1718	- 1.8606	4.379
12	1.1325	1.3684	2.359
13	1.0854	0.6270	0.492

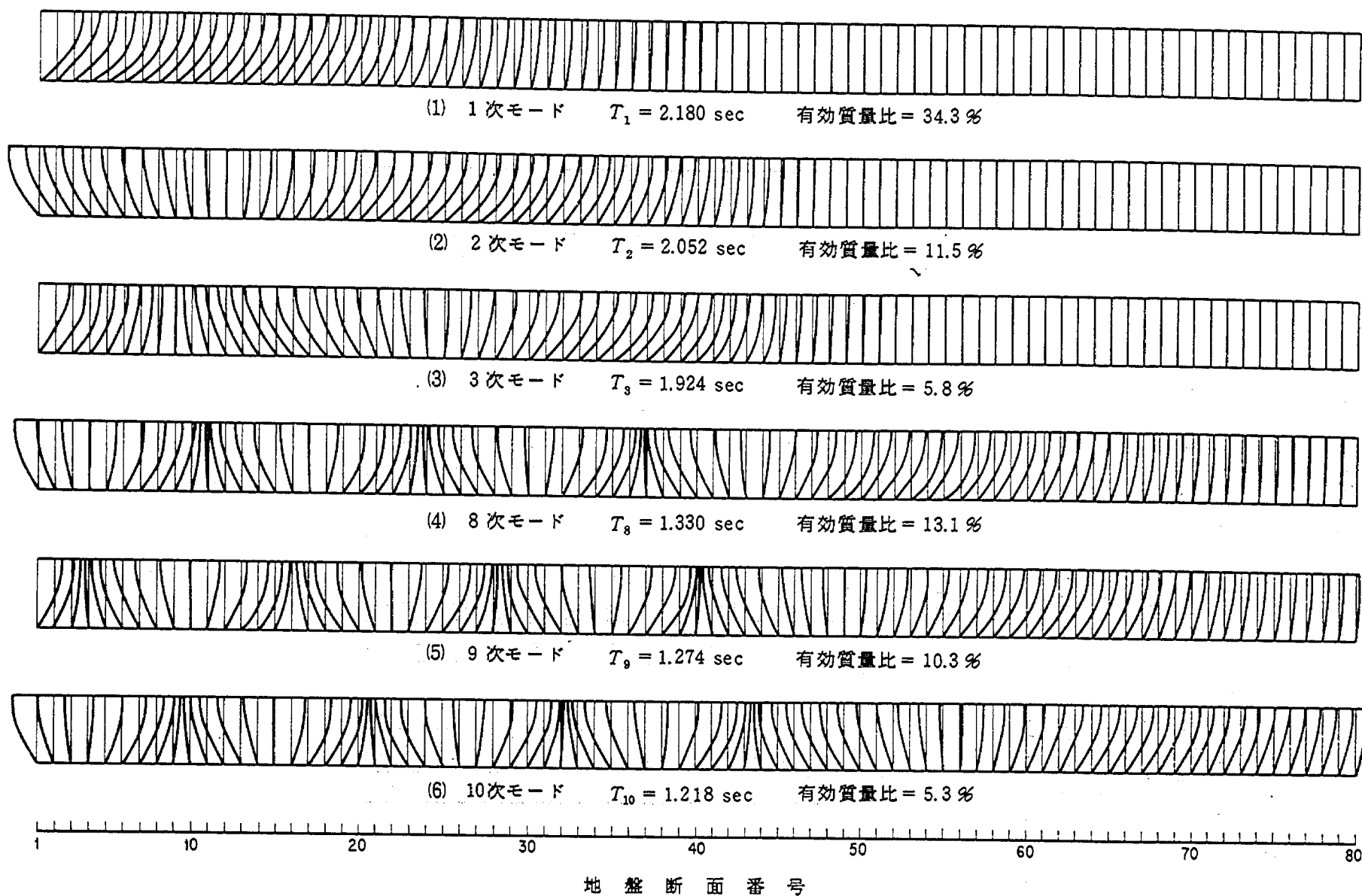


図 4.1 地盤の主要振動モード

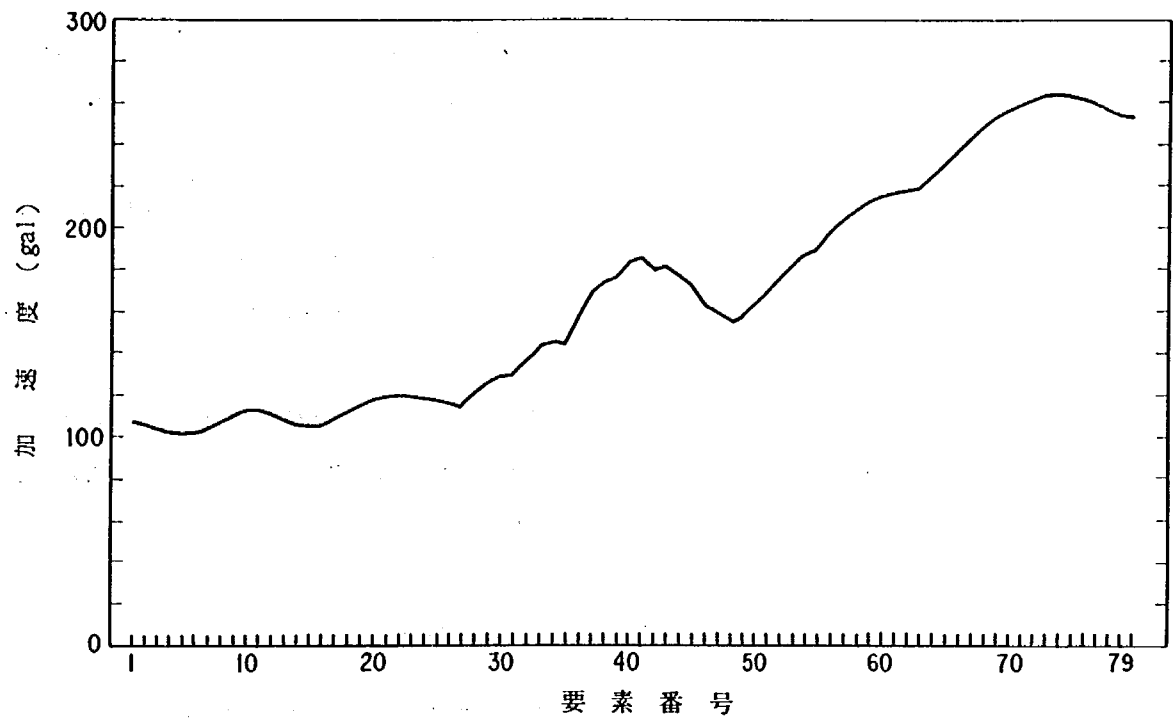


図 4.2 地盤の最大応答加速度

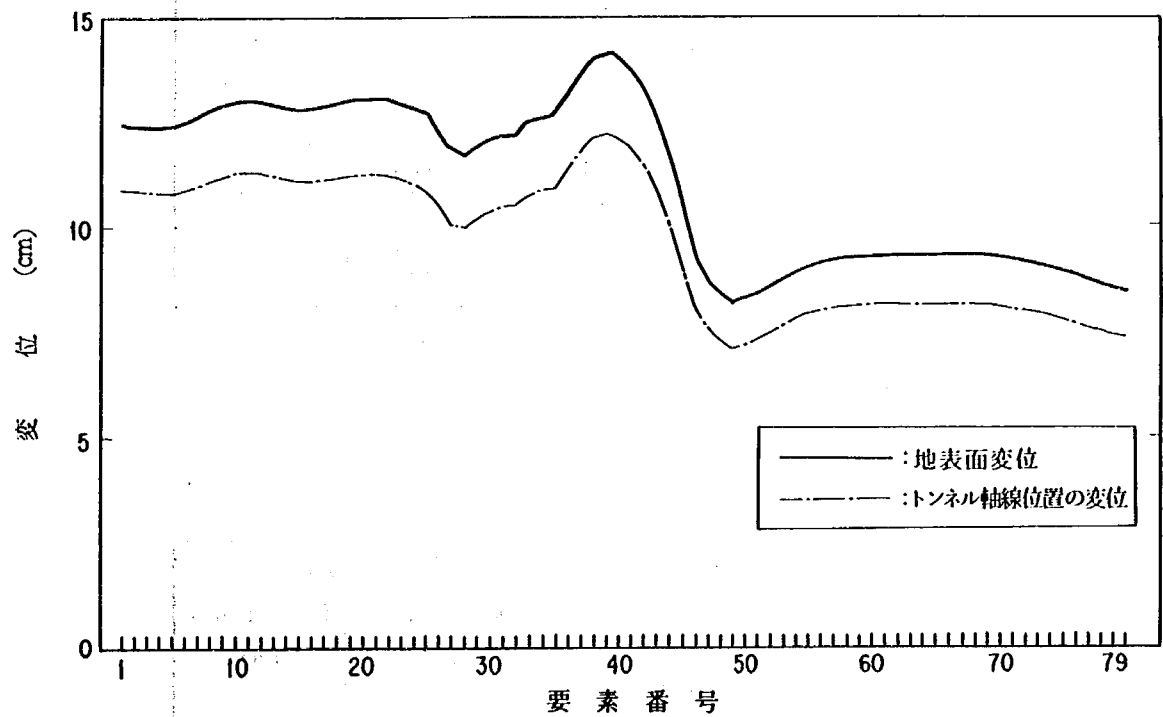


図 4.3 地盤の最大応答変位

4-2 トンネルの応答

応答解析により得られた各要素の最大軸圧縮力、最大軸引張力および最大伸び量の分布を、図4.4～図4.6に示す。各ケース中の最大応答値は、表4.2に示したとおりである。また、覆工に生じた応力の大きさは、表4.2より、表4.3に示す値となる。

トンネルに発生する軸力および伸縮変形は、地盤の剛性が急変する箇所（地盤断面番号40～50）に集中している。非線形解析のCase 1-1においては、地盤断面番号31～48の長さ約640 mの区間で、またCase 2-1においては地盤断面番号36～46の長さ約380 mの区間で、それぞれ引張側剛性の変曲点を越える軸引張力が発生している。

図4.7および図4.8は、最大応答値の発生した要素（No.43）の軸力および伸縮変形の時刻歴波形を示したものである。Case 1-1およびCase 2-1の応答波形には、他の線形解析結果には見られない、引張側（正符号）と圧縮側（負符号）とでの波形の違いが現われている。

表 4.2 トンネルの最大応答値

ケース名	軸 力 (ton)		伸 縮 量* (mm)	
	圧 縮	引 張	縮	伸
1-1	23,170 (43)	4,000 (44)	9.61 (43)	18.77 (44)
1-2	8,110 (43)	7,850 (43)	14.20 (43)	13.75 (43)
1-3	22,960 (43)	23,000 (44)	9.53 (43)	9.54 (44)
2-1	23,260 (43)	940 (44)	9.65 (43)	20.37 (44)
2-2	1,160 (43)	1,140 (44)	19.04 (43)	18.77 (44)

()内は、該当する要素番号
* : 25 リング当り

表 4.3 覆工の最大応力

ケース名	セグメント応力 (kg/cm ²)		リング継手応力*	
	圧 縮	引 張	張 力(ton)	伸び量(mm)
1-1	96	17	64.5	0.68
1-2	34	33	—	—
1-3	95	95	—	—
2-1	96	4	15.2	0.79
2-2	5	5	—	—

* : 1個当り

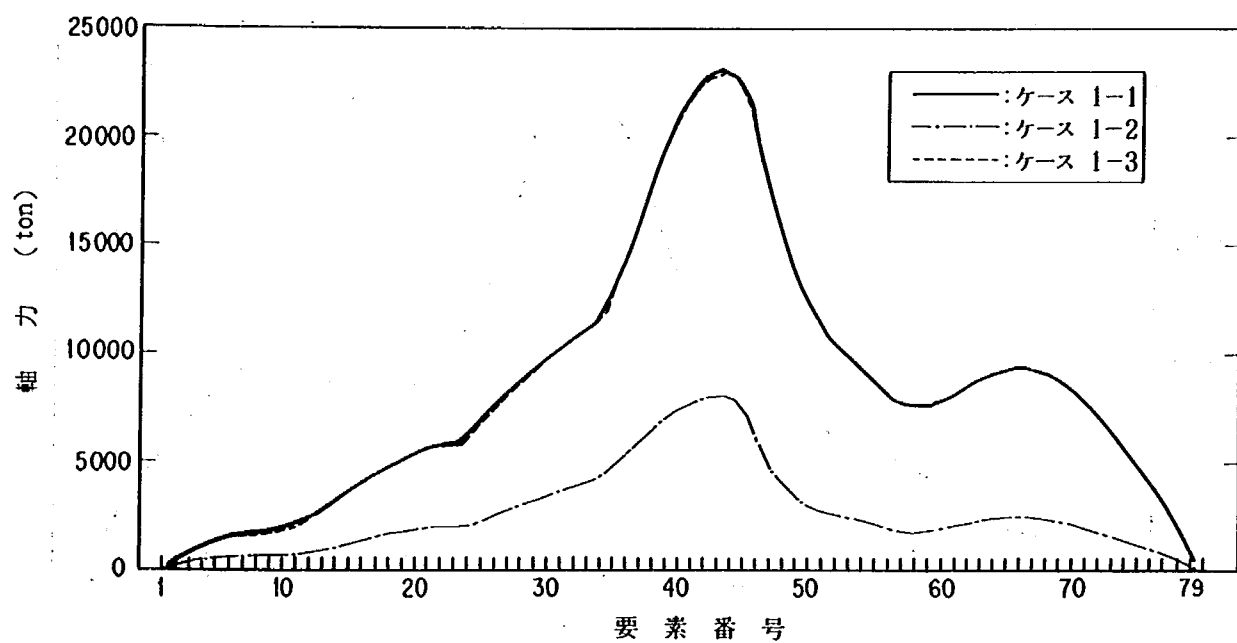


図 4. 4 (a) 最大軸圧縮力の分布

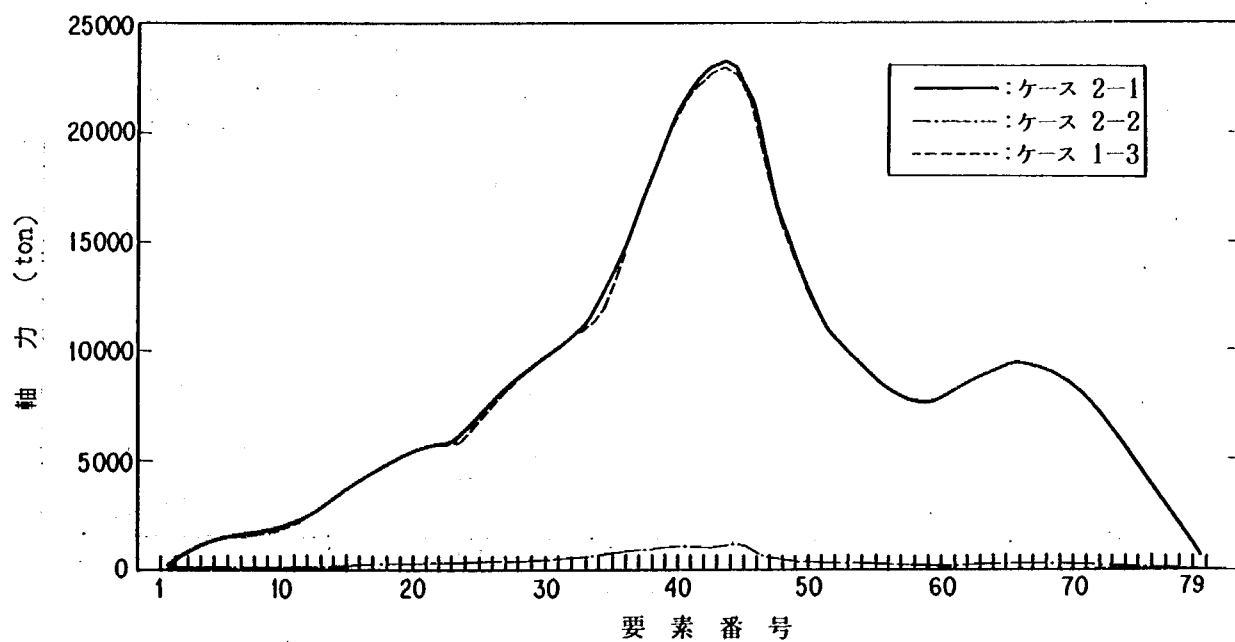


図 4. 4 (b) 最大軸圧縮力の分布

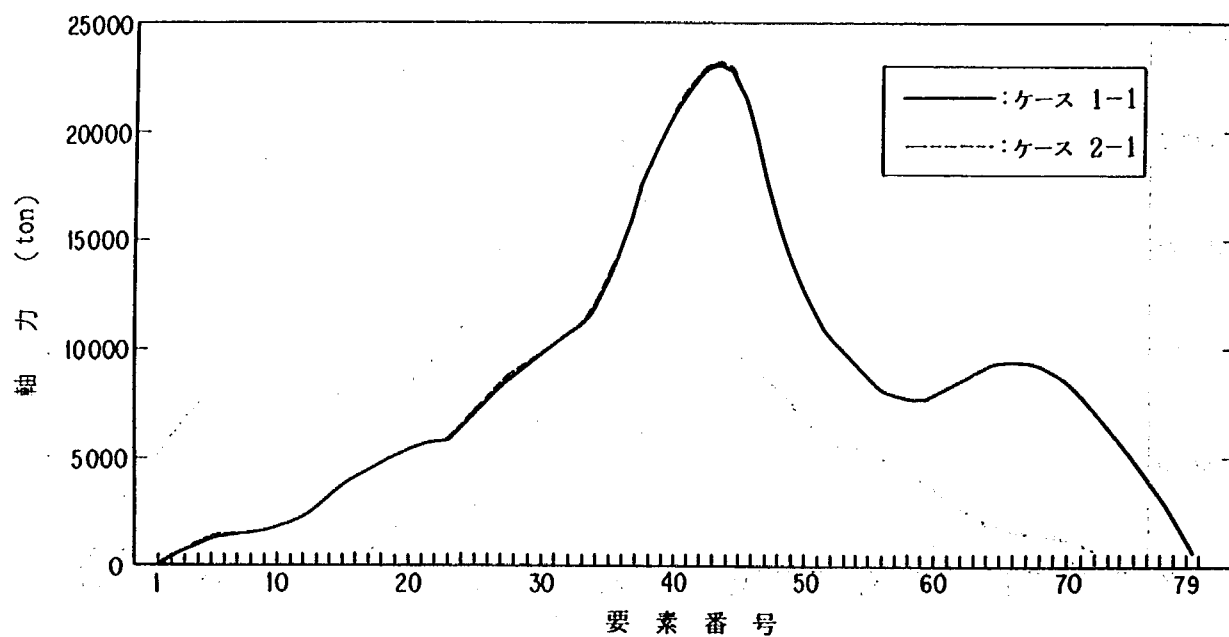


図 4.4 (c) 最大軸圧縮力の分布

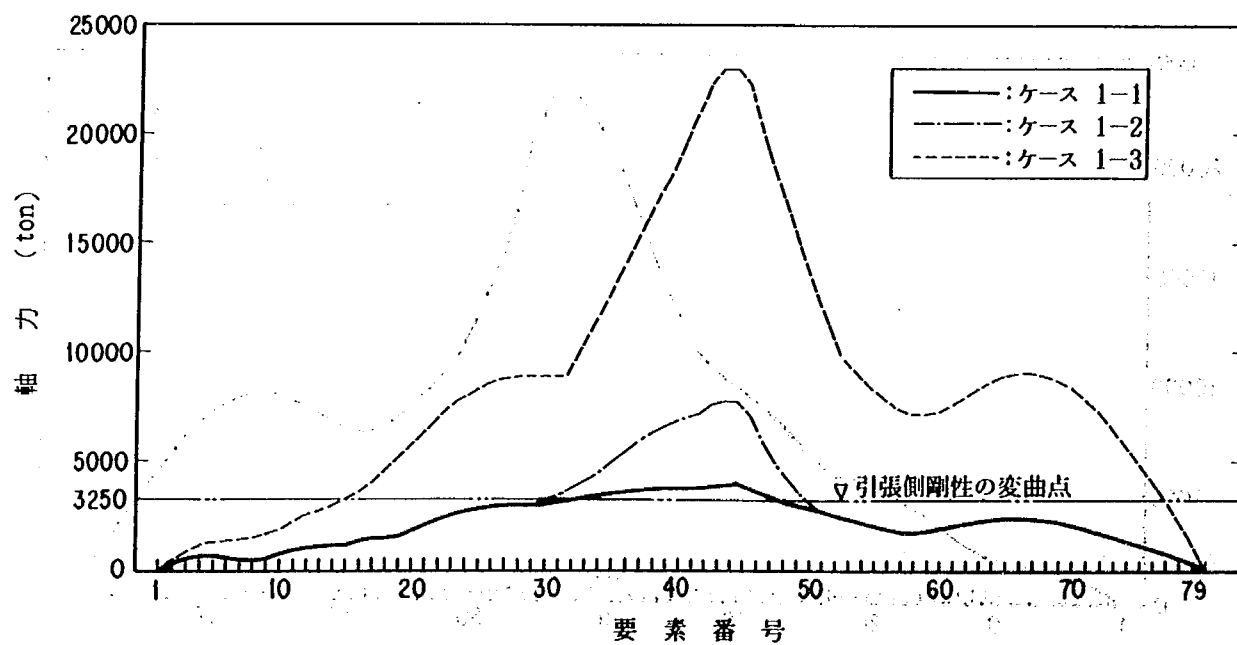


図 4.5 (a) 最大軸引張力の分布

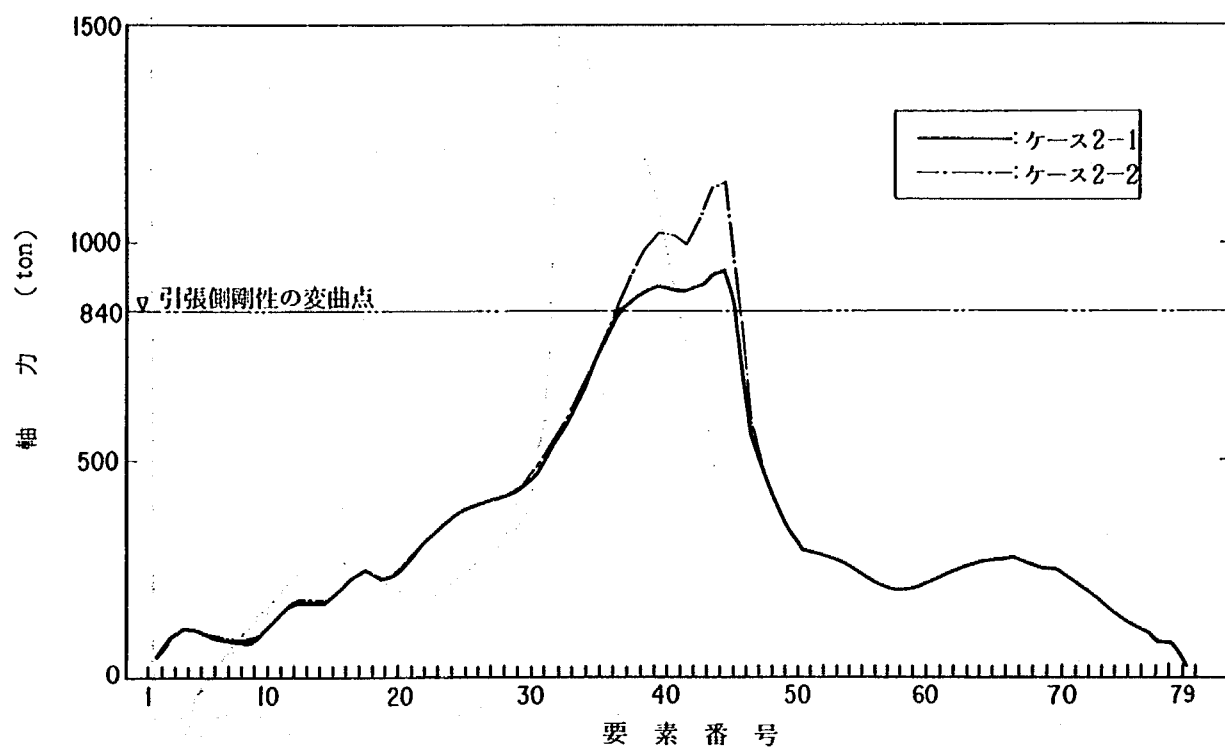


図 4.5 (b) 最大軸引張力の分布

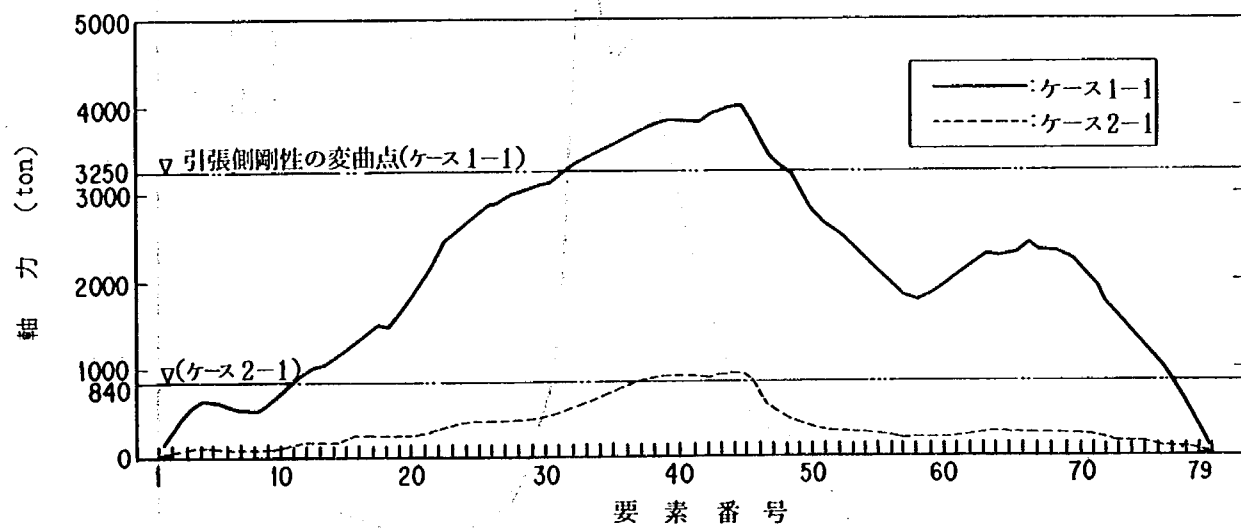


図 4.5 (c) 最大軸引張力の分布

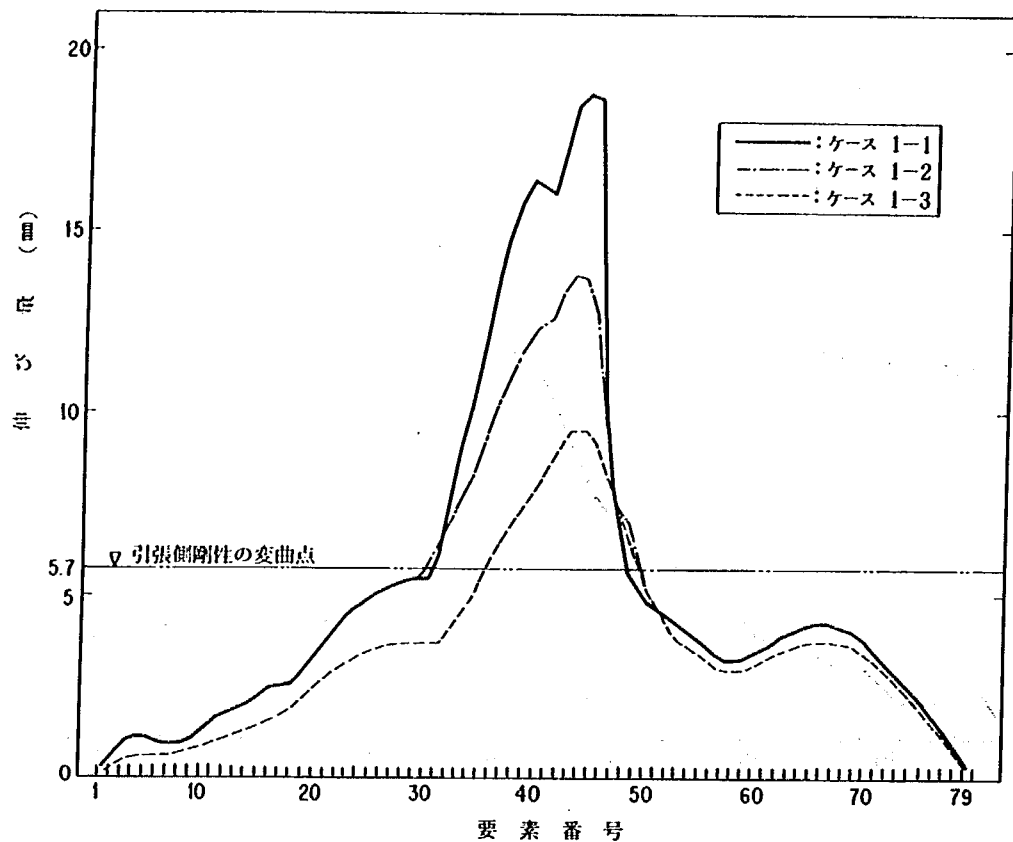


図 4.6(a) 梁要素の最大伸び量の分布

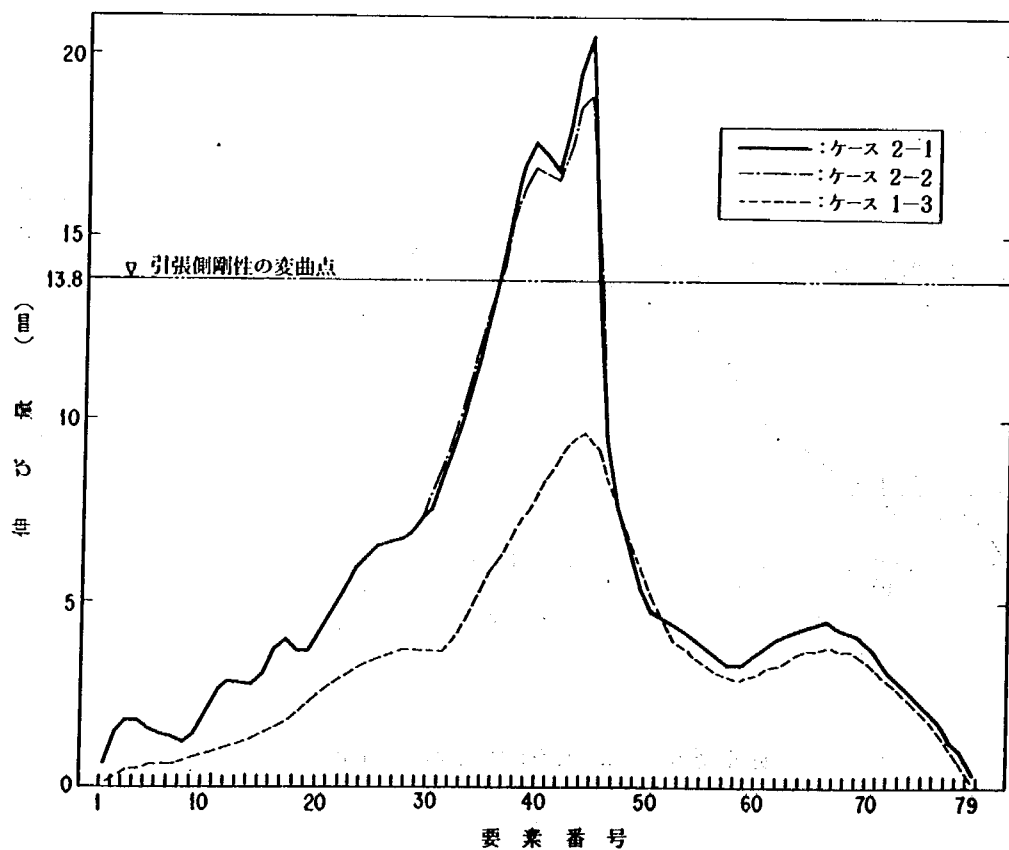


図 4.6(b) 梁要素の最大伸び量の分布

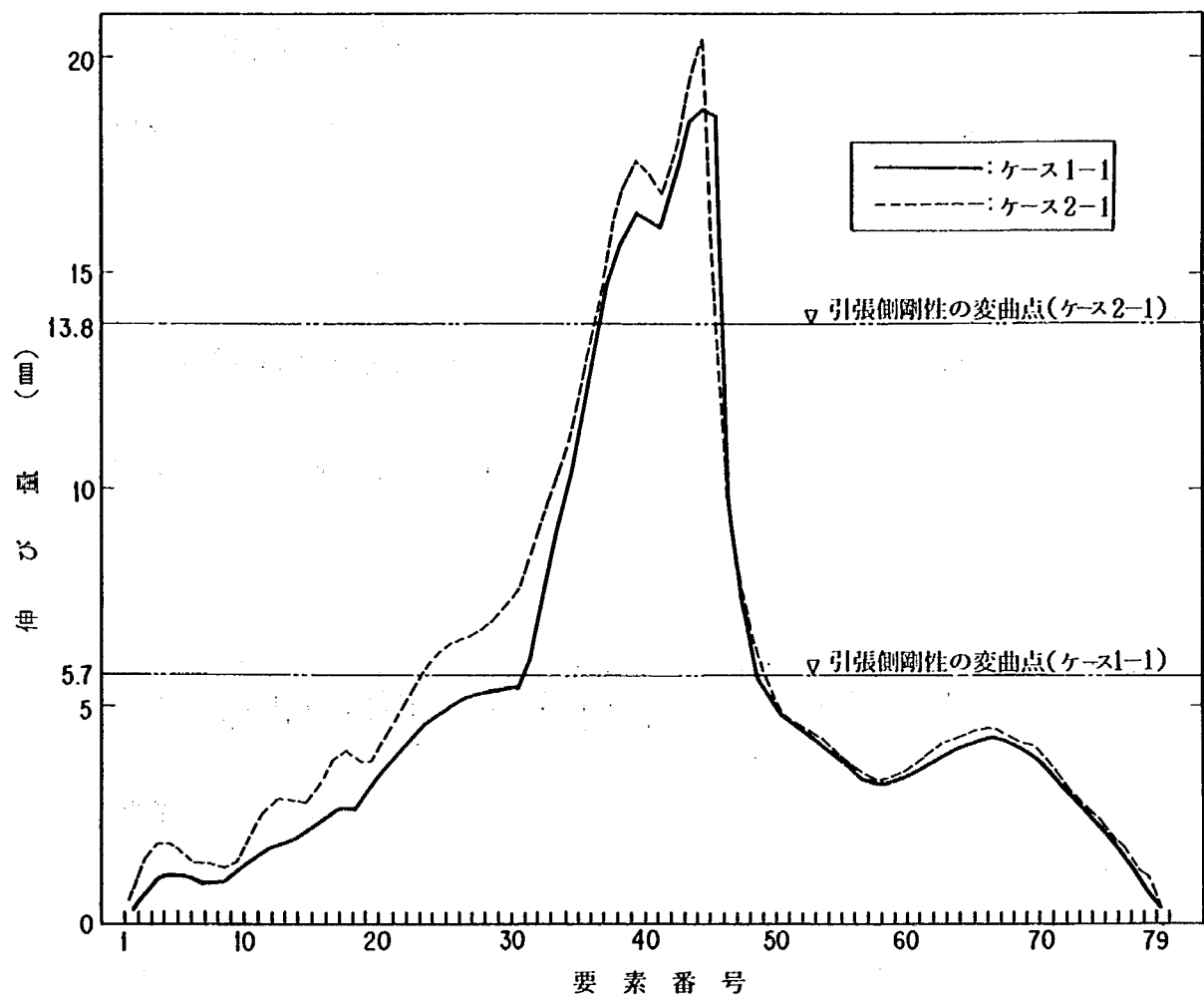
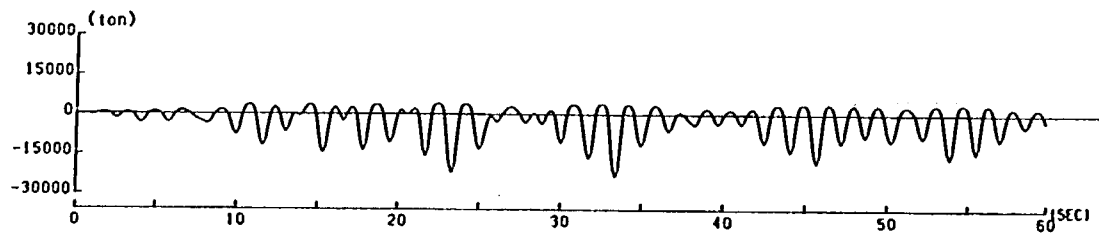
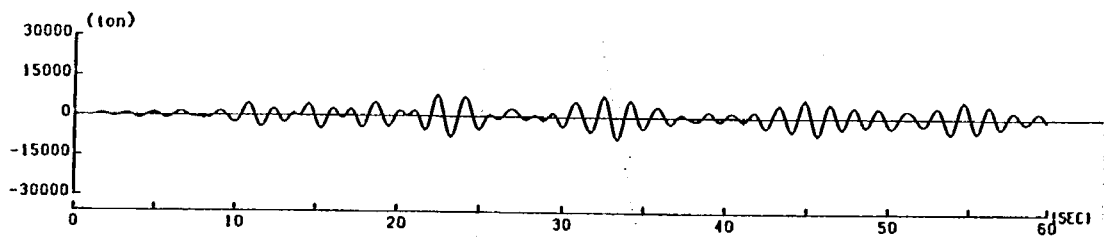


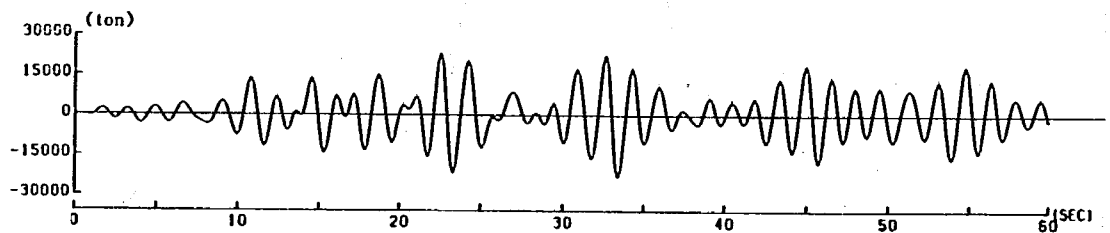
図 4.6(c) 梁要素の最大伸び量の分布



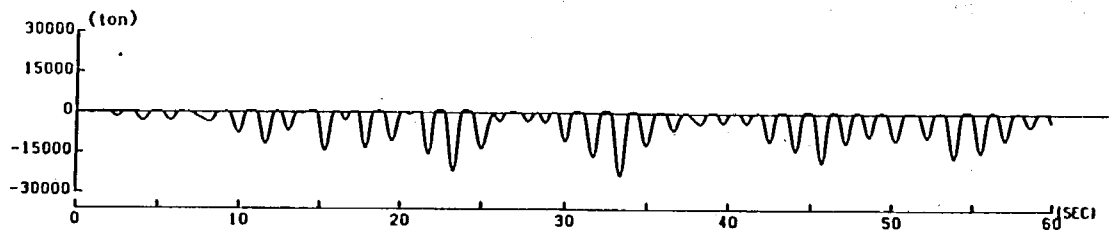
(1) ケース 1-1



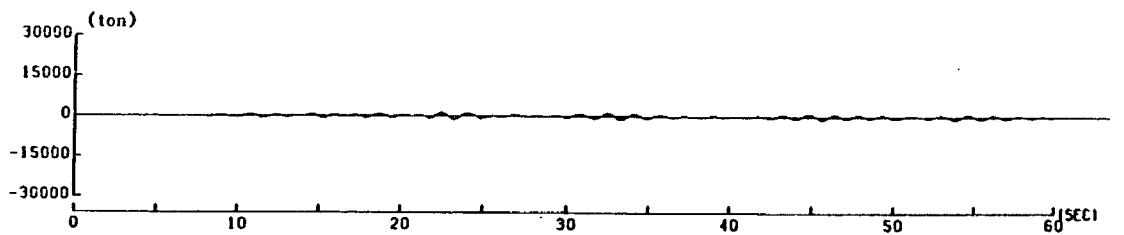
(2) ケース 1-2



(3) ケース 1-3

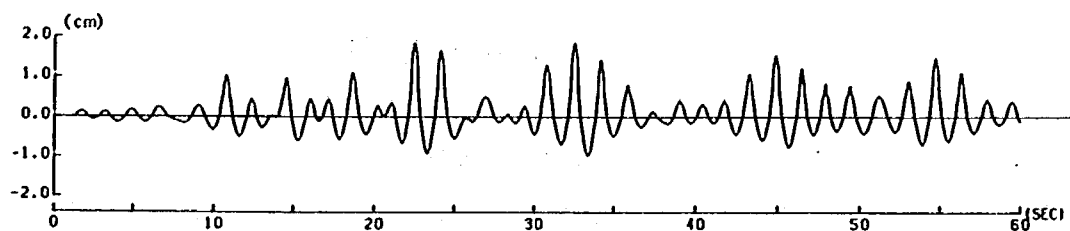


(4) ケース 2-1

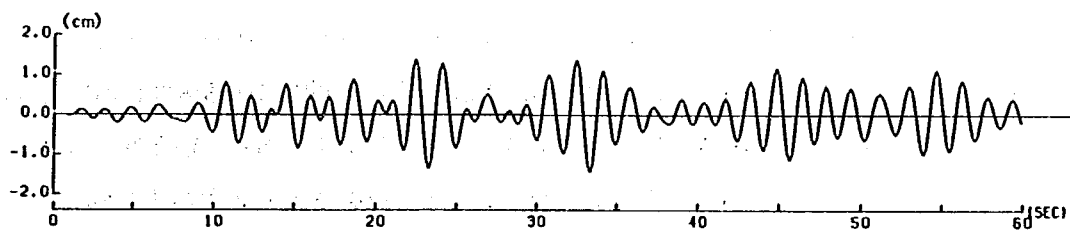


(5) ケース 2-2

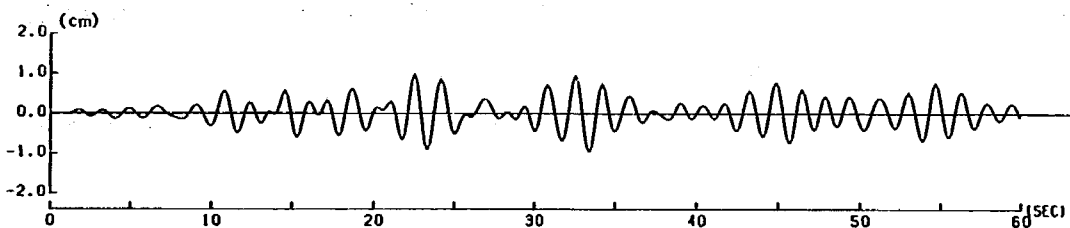
図 4.7 軸力の時刻歴波形 (要素 No. 43)



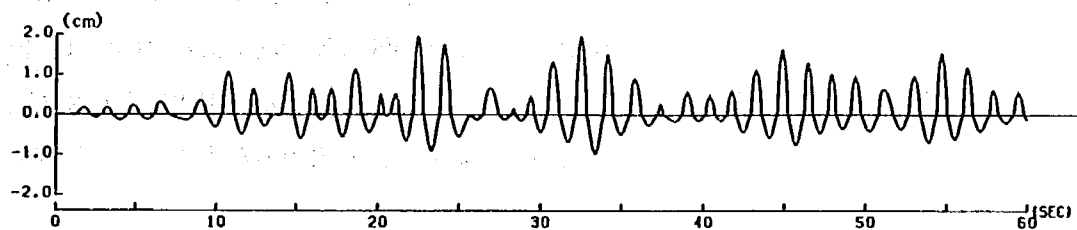
(1) ケース 1-1



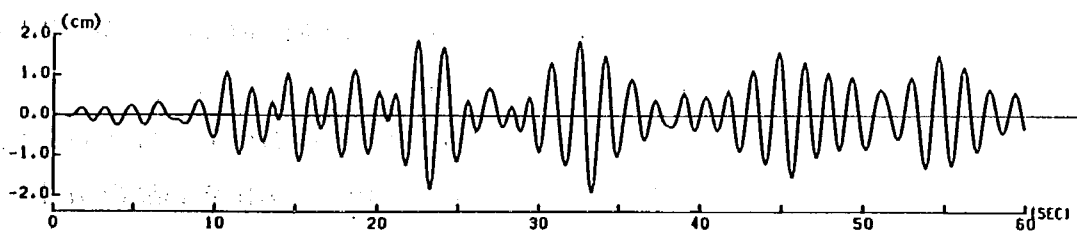
(2) ケース 1-2



(3) ケース 1-3



(4) ケース 2-1



(5) ケース 2-2

図 4.8 軸方向伸縮変形の時刻歴波形 (要素No. 43)

5. 解析結果の検討

5-1 覆工剛性の非線形性がトンネルの応答に及ぼす影響

図4.4～図4.6ならびに表4.2等から、覆工剛性の非線形性がトンネルの応答に及ぼす影響として、以下の事柄が挙げられる。

(1) 圧縮・引張応力に及ぼす影響

覆工剛性が圧縮側と引張側とで異なるために、トンネルに発生する応力も圧縮と引張とで異なる応答を示している。Case 1-1 について見ると、引張応力が1次剛性の範囲内にある区間においては、引張応力の圧縮応力に対する比は、地域区分Aで約1/3、地域区分Bで約1/4であり、軸剛性における引張・圧縮の比1/4.2に概ね対応している。引張応力が引張側剛性の変曲点を越えて2次剛性の範囲となった区間においては、表4.2より、引張・圧縮応力の比は約1/6となっている。同様にCase 2-1 について見ると、引張側の1次剛性の範囲では、引張・圧縮応力の比は、地域区分Aで約1/20、地域区分Bで約1/40であり、後者の比は軸剛性における引張・圧縮の比1/39.6に良く対応している。また、引張側の2次剛性の範囲となった区間では、この比は約1/25である。

このように、引張・圧縮応力の比は覆工の引張・圧縮剛性の比に近い値を示し、特に地域区分Bにおいてこの傾向が顕著である。

(2) 線形解析結果との比較

図4.4(a), (b)より明らかなように、トンネルの応答のうち圧縮応力については、覆工の圧縮側剛性のみを用いた線形解析結果と非線形解析結果とは良く一致している。また、引張応力については、図4.5(a), (b)および図4.6(a), (b)に見るように、引張応力が引張側の1次剛性の範囲内にある区間では、覆工の引張側剛性のみを用いた線形解析結果と非線形解析結果とは良く一致しているが、引張応力が2次剛性の範囲に入った区間では、両者に差が生じており、引張応力では線形解析結果の方が大きく、引張変形量では非線形解析結果の方が大きい。

(3) 非線形解析におけるリング継手剛性の影響

Case 1-1 ではリング継手の剛性として継ぎボルトの軸剛性を用い、Case 2-1 では継手金具板の曲げ剛性を用いた。この結果、覆工全体の剛性は、圧縮側は両ケースで同一の値であるが、引張側の1次剛性はCase 1-1 がCase 2-1 の9.4倍の値となっている。

応答解析結果を見ると、図4.4(c)に示したように、圧縮応力については両ケースに有意な差は認められない。一方、引張応力についてはCase 1-1の方が大きく、両ケースの比率は地域区分Aで約1:6、地域区分Bで約1:9である。また、覆工の伸び量については、図4.6(c)に見るように、両ケースの差は小さい。

5-2 静的解析結果¹⁾との比較

シールドトンネルに対し、地震動による正弦波状の地盤変位が作用する場合の軸力の算定法については、

既に次式を提案した。

$$\left. \begin{matrix} N_T \\ N_c \end{matrix} \right\} = \alpha \cdot \frac{2\pi \cdot U_0}{L} \cdot (EA)_{eq}^c \cdot \left\{ \begin{matrix} \beta_T \\ \beta_c \end{matrix} \right. \dots\dots\dots (5.1)$$

ここに、 N_T 、 N_c ：最大軸引張力，最大軸圧縮力

U_0 ：地盤振動変位の振幅

L ：地盤振動変位の波長

$(EA)_{eq}^c$ ：トンネルの等価軸圧縮剛性

α ：地盤の変形がトンネルに伝達される割合を表わす係数で，次式で求める。

$$\alpha = \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{L \cdot \lambda_c} \right)^2}, \quad \lambda_c = \sqrt{\frac{k_G}{(EA)_{eq}^c}} \dots\dots\dots (5.2)$$

k_G ：地盤のバネ定数

β_T 、 β_c ：軸力係数で，図5.1に示される。

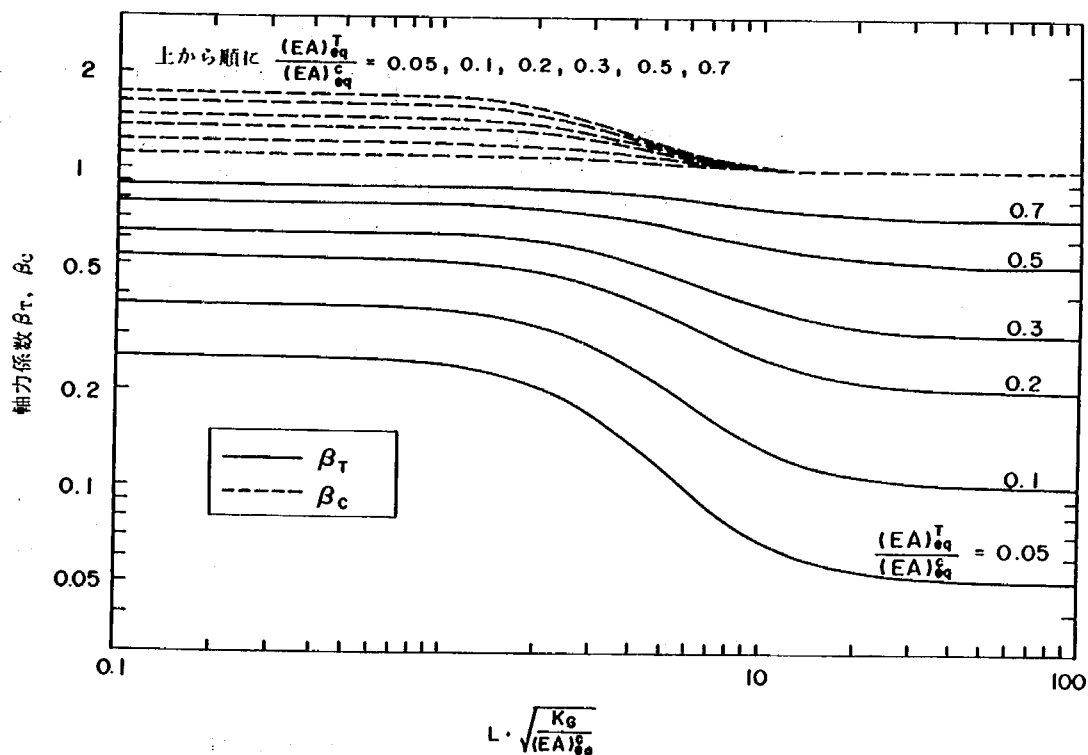


図5.1 軸力係数

式(5.1)により、本解析(Case 1-1, ただし引張側の2次剛性は考慮していない)と同一の条件のトンネルの軸力を算定した結果を図5.2に示す。ただし、式(5.1)における U_0 および L は、次のように求めた。

$$\left. \begin{aligned} U_0 &= U_h / \sqrt{2} \\ U_h &= \frac{2}{\pi^2} \cdot S_v \cdot T \cdot K_h \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot Z}{2H}\right) \\ L &= 4H \cdot \sqrt{2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5.3)$$

ここに、 S_v : 単位震度当りの応答速度 = 80 cm/sec

K_h : 基盤面における水平震度 = 0.15

T : 表層地盤の固有周期

Z : 地表面からの深度 = 21 m

H : 表層地盤の層厚

$\sqrt{2}$: 地盤振動の方向がトンネル軸に対し 45° の角度をなすとして決めた係数

図5.2には、本解析におけるCase 1-1に相当する算定結果の他に、Case 1-2 および Case 1-3 に相当する算定結果も合わせて示してある。

静的解析結果を前節と同様の観点からまとめると以下のようなになる。

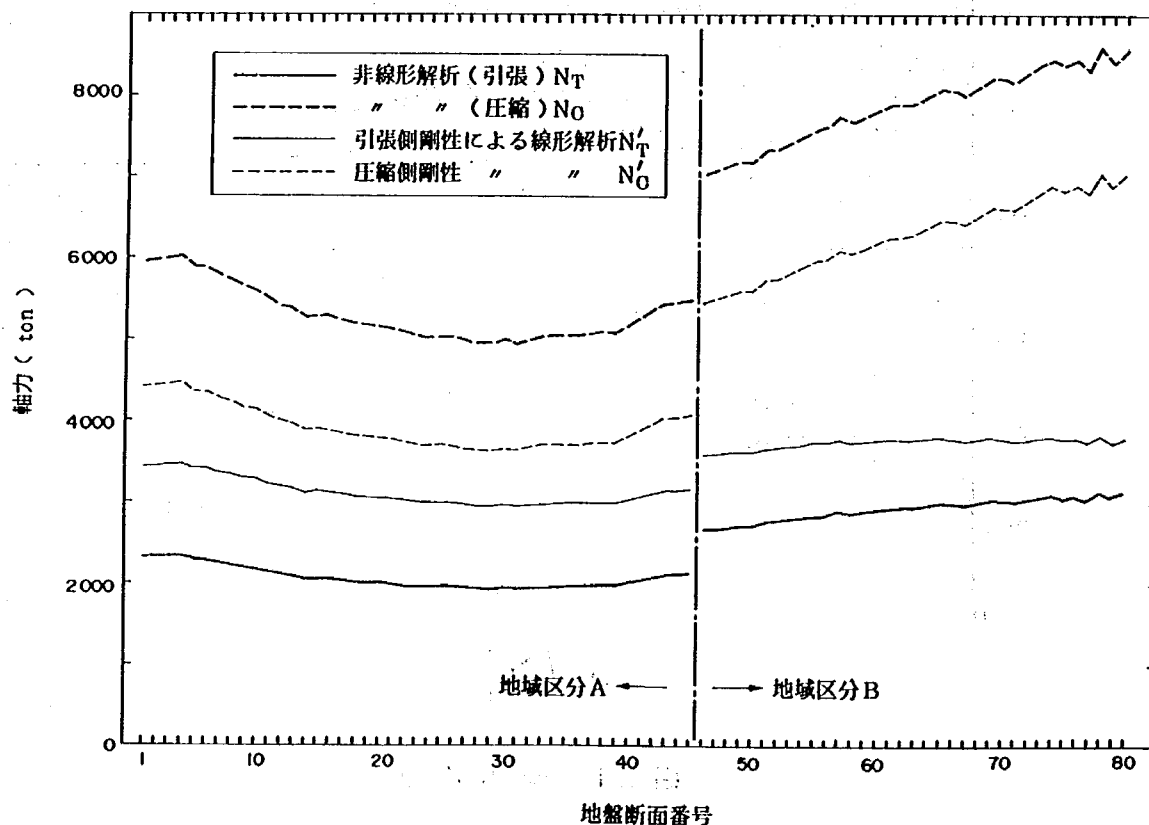


図5.2 静的解析によるトンネルの軸力分布

(1) 圧縮・引張応力

引張応力の圧縮応力に対する比は、地域区分Aで1/2.6程度、地域区分Bでは1/2.7程度であり、動的解析結果に比較して、引張応力の比率がやや大きい。

(2) 線形解析結果との比較

動的解析結果では、非線形解析結果と引張または圧縮側剛性のみを用いた線形解析結果とは良く一致しているが、図5.2に見るように、静的解析結果では両者に差が見られる。非線形解析による応力は線形解析による応力に比較して、圧縮応力では1.2～1.4倍、引張力では0.6～0.8倍の値である。

以上のような動的・静的解析結果の差異については、次のように説明することができる。

静的解析においては、式(5.3)で算出される地盤振動変位の波長 L は360 m程度であり、式(5.2)に示される特性値 $L \cdot \lambda_c$ の値は、地域区分Aにおいて1.7～2.0、地域区分Bにおいて2.8～3.8となる。

式(5.1)で算定されるトンネルの引張・圧縮軸力比は、この特性値を用いて図5.3のように表わされる。同図によると、上記の $L \cdot \lambda_c$ の値に対する軸力比は0.35～0.4となり、上述(1)の傾向に合致する。

一方、動的解析結果における地盤振動変位は、一般にはトンネル軸に沿う分布が単純な正弦波とはならず、しかも経時的に変化するため、その波長は定まらないが、参考として、解析結果のうちの $T=25$ secおよび50 secの時点における地盤の変位分布とその瞬間のトンネル軸力分布を図5.4に示した。 $T=25$ secにおける地盤変位には概略1000 mの波長の波が、 $T=50$ secにおける地盤変位には約600 mの波長の波が見られるが、いずれも静的解析における波長よりも長いものである。ここで、これらの時点におけるトンネルの軸力分布に着目すると、地盤変位の波長が長い部分での非線形解析(Case 1-1)の軸力は、引張側については引張側剛性を用いた線形解析結果(Case 1-2)と、圧縮側については圧縮側剛性を用いた線形解析結果(Case 1-3)と、それぞれ良く一致しているが、地盤変位の波長が比較的短い部分では、非線形解析結果と線形解析結果との間に、図5.2に示した静的解析結果と同様な差が現われている。

すなわち、動的解析においても、地震動の継続時間中に、トンネル軸に沿う比較的波長の短い地盤変位の波動が生じ、その時点でのトンネルの応答は式(5.1)や図5.2に示した静的解析結果と同様な挙動を示すが、波長の長い地盤変位の波動が生じることも多く、この場合には式(5.1)と図5.1とからわかるように、非線形応答解析による軸力は線形応答解析による値に近くなり、また、図5.3よりわかるように、トンネルの引張・圧縮軸力比は覆工剛性における引張・圧縮比に近い値となる。

以上のように、動的解析結果と静的解析結果とで、引張・圧縮軸力の比ならびに線形解析結果との対応において違いが見られるのは、主として動的解析で生ずる地盤変位の波長が静的解析において仮定した波長よりもかなり長いことによるものと考えられる。

なお、図5.5に示すように、動的解析と静的解析とでは、軸力の大きさには大きな差がある。動的解析では、地盤剛性の急変する地域区分A・Bの境界(地盤断面番号45, 46)付近に応力が集中しているが、静的解析ではこのような地盤急変部の影響は考慮されない。

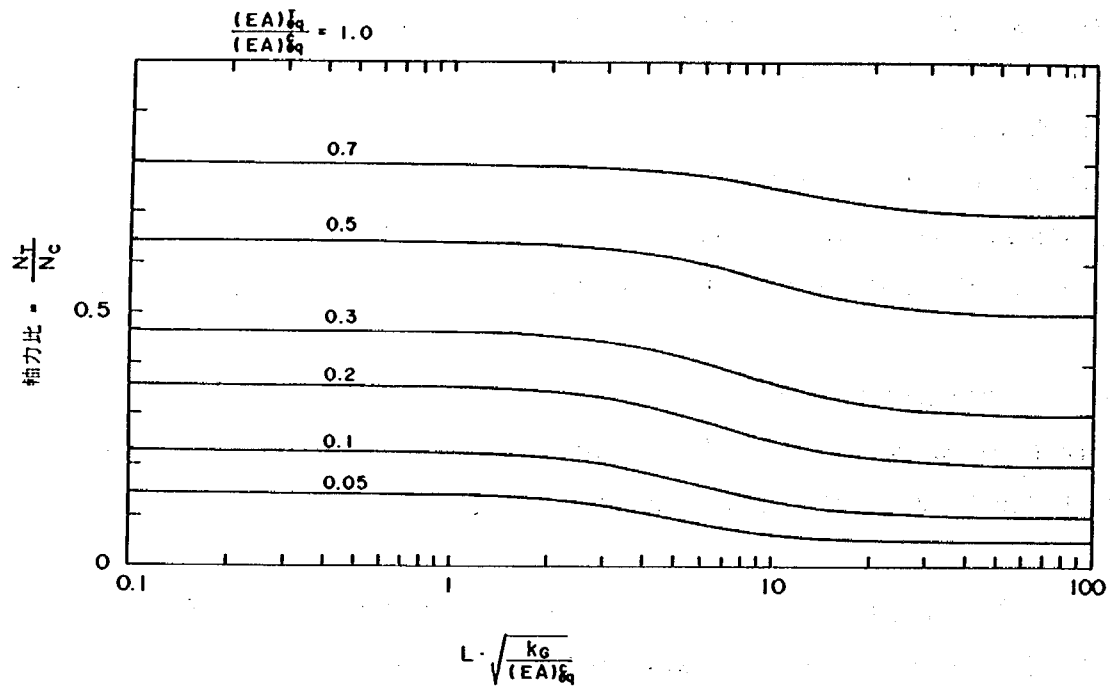


図 5.3 正弦波状の地盤変位によるトンネルの引張・圧縮軸力比

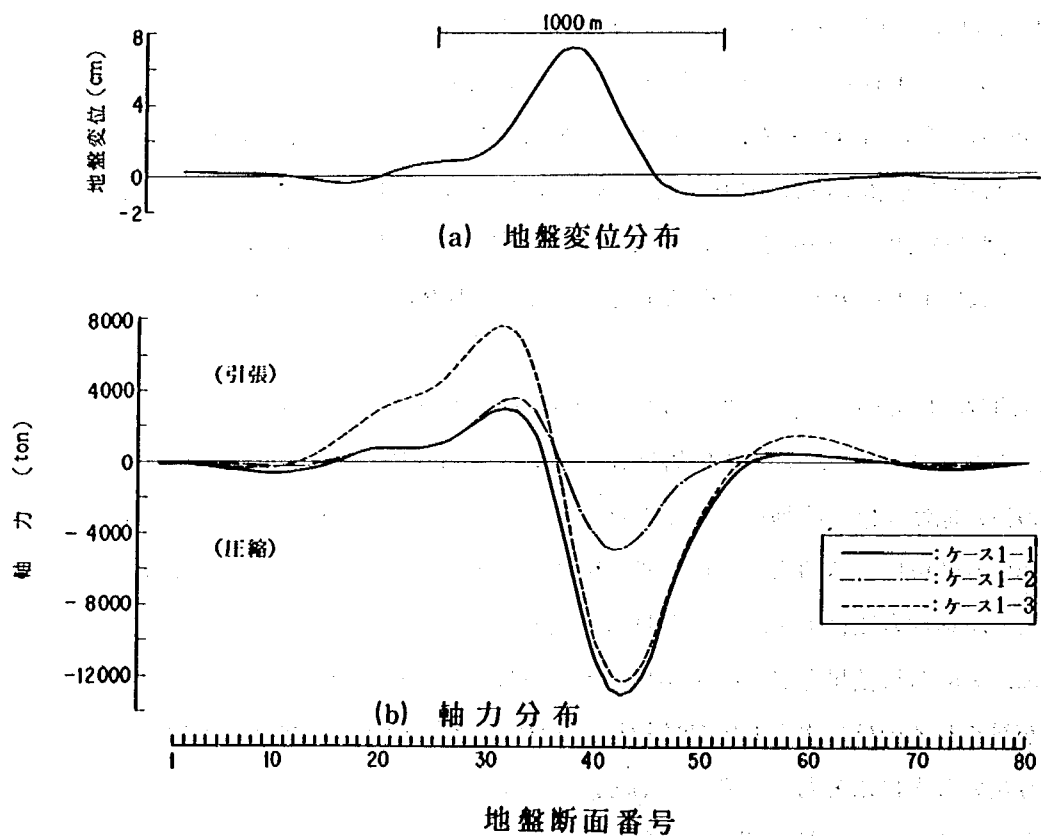


図 5.4(1) 地盤変位ならびにトンネル軸力の分布 ($T = 25 \text{ sec}$)

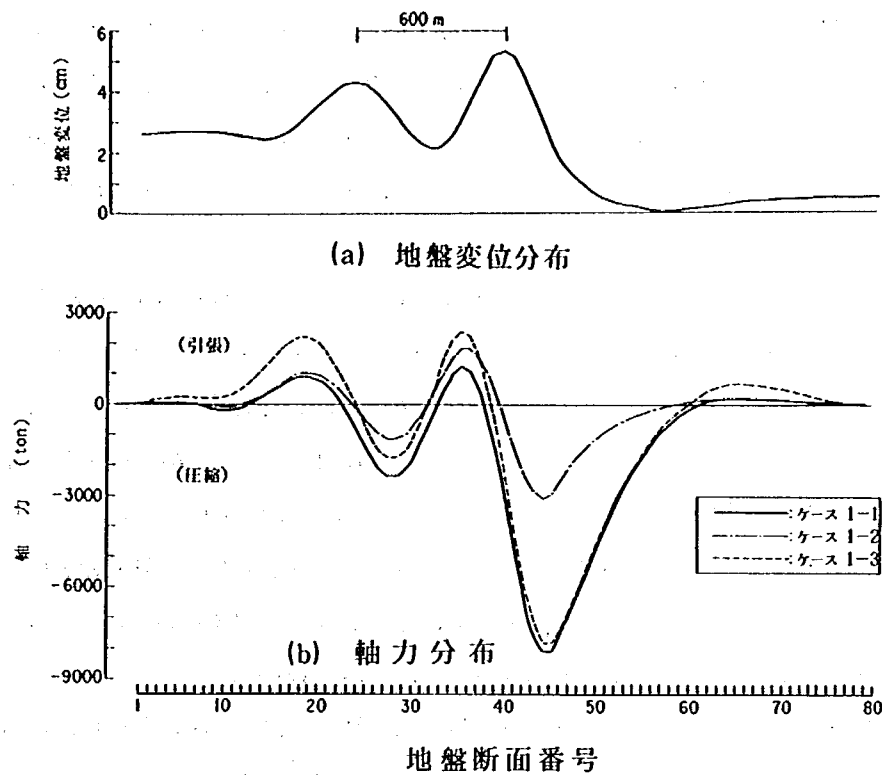


図5.4(2) 地盤変位ならびにトンネル軸力の分布 ($T = 50 \text{ sec}$)

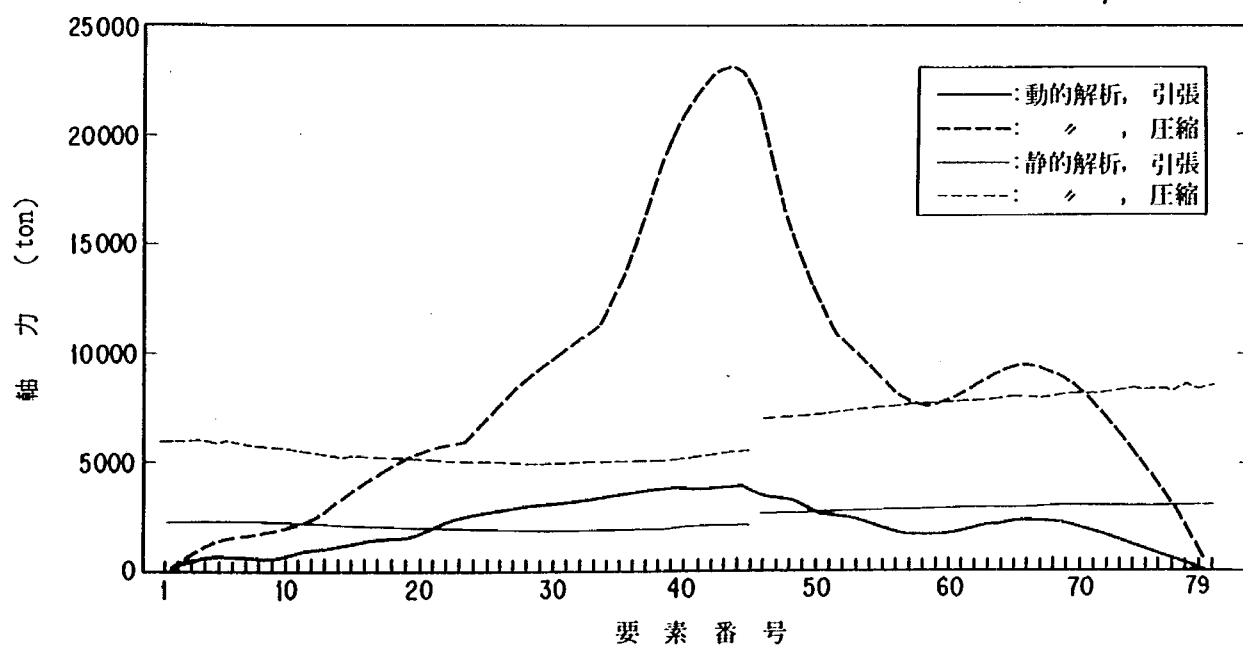


図5.5 動的解析結果 (Case 1-1) と静的解析結果との比較

5-3 シールドトンネルの耐震性の評価

動的応答解析の結果、対象としたシールドトンネルの覆工には、表 4.3 に示した応力が生ずると算定された。解析ケースのうち、非線形解析である Case 1-1 および Case 2-1 に着目すると、セグメントに作用する圧縮応力はいずれのケースによっても 96 kg/cm^2 であり、通常のコクリート系セグメントのコクリートの設計基準強度が 400 kg/cm^2 程度であることから、圧縮耐力的には十分に耐震性を有していると言えよう。

引張応力は、リング継手の剛性の評価方法によって大きく異なる。リング継手の剛性を継ぎボルトの軸剛性によって評価した場合の引張応力は、セグメントで 17 kg/cm^2 、リング継手で 1 個当たり 64.5 ton と算定された。セグメントの引張耐力を使用鉄筋量によってこの応力以上に設計することは容易であるが、リング継手の引張耐力は継ぎボルトの耐力および継手金具の定着部材の耐力とから決まり、本検討の対象としたリング継手では、これらを相当程度に補強しなければ耐震安定性が保たれない。

一方、リング継手の剛性を継手金具板の曲げ剛性によって評価した場合には、覆工の引張剛性が小さくなるため、引張応力も小さくなり、セグメントで 4 kg/cm^2 、リング継手で 1 個当たり 15.2 ton となる。この場合には、リング継手の定着部材を補強する程度で足りると考えられる。

リング継手の引張剛性に関する実験報告⁵⁾によると、ボルト単体の剛性よりも金具板の曲げ剛性に近い結果が報告されており、本解析では Case 1-1 よりも Case 2-1 の方が、現実に近いと考えられる。ただし、このような点については、今後、実験等により慎重に検討していくことが求められる。

6. 結 論

シールドトンネルの耐震性に関する調査を目的とし、大口径トンネルの設例に対する軸方向動的応答解析を実施して、その応答特性を検討した。本検討で得られた結論を、以下にまとめる。

- (1) シールドトンネルの動的応答解析手法として、田村らにより提案された沈埋トンネルの動的解析手法を改良し、セグメントとリング継手とで構成される覆工を、この覆工剛性で見かけ上等価な剛性となるような一様連続な梁に置換する方法を提案した。
- (2) 覆工剛性を評価する際に重要な要素となるリング継手の引張剛性は、これを継ぎボルトの軸剛性から評価した場合と、継手金具板の曲げ剛性から評価した場合とで大きく異なり、後者は前者に対し1オーダー低くなる。また、このリング継手の剛性の違いは応答解析結果に大きく影響し、トンネルに生ずる引張応力の大きさは、最大応答値で4 : 1程度の差が生じる。
- (3) 動的応答解析結果によると、覆工剛性が圧縮側と引張側とで異なるために、トンネルに生ずる応力も圧縮と引張とで異なり、引張・圧縮応力の比は覆工剛性における引張・圧縮剛性の比と同程度、またはこれ以上となる。
- (4) 動的応答解析では覆工剛性の非線形性を考慮したが、応答値のうちの圧縮応力については、覆工の圧縮側剛性のみを用いた線形解析結果と良く一致した。引張応力については、引張応力が引張側の2次剛性の範囲に達した区域を除けば、これも覆工の引張側剛性のみを用いた線形解析結果と良く一致した。

参 考 文 献

- 1) 川島一彦, 大日方尚巳, 志波山紀夫, 加納尚史: シールドトンネルの耐震性に関する研究 — (その1) シールドセグメントの等価剛性の評価および応答変位法の適用 —, 土木研究所資料, 第2262号, 昭和61年.
- 2) Tamura, C., Okamoto, S., and Hamada, M.: Dynamic Behavior of A Submerged Tunnel during Earthquakes, Report of the Institute of Industrial Science, University of Tokyo, Vol.24, No 5, 1975.
- 3) 栗林栄一, 川島一彦, 柴田松雄: 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, 土木研究資料, 第1193号, 昭和52年3月.
- 4) 川島一彦: 沈埋トンネルの非線形地震応答解析プログラム, DAST-S, 昭和53年3月.
- 5) 藍田正和, 西野健三: シールドトンネルのセグメント継手部剛性を考慮した耐震解析, 中部電力研究資料, 第73号, 昭和59年9月.
- 6) 村上博智, 小泉 淳: シールド工事用セグメントのセグメント継手の挙動について, 土木学会論文報告集, 第296号, 昭和55年4月.
- 7) 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

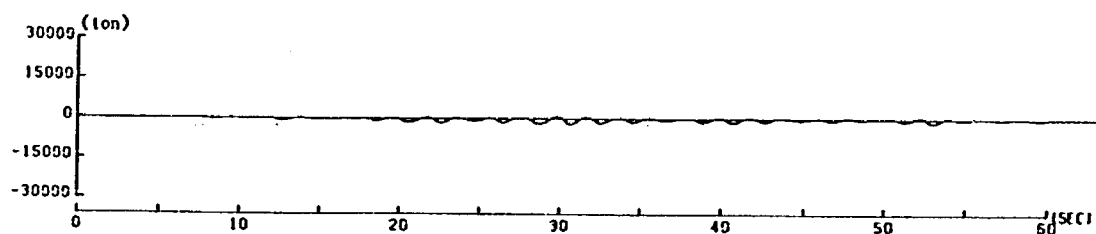
付 属 資 料

- 軸力の時刻歴波形(付図-1～付図-5)
- 軸方向伸縮変形の時刻歴波形(付図-6～付図-10)

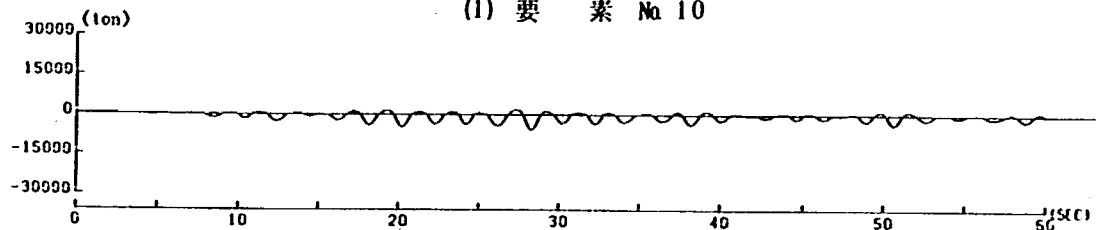
[illegible]

THE UNITED STATES OF AMERICA

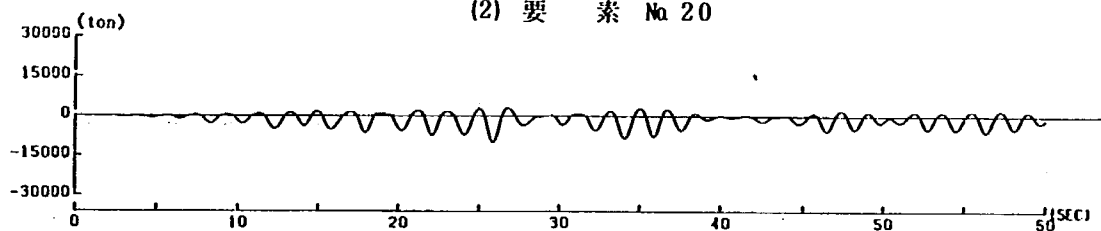
(3) 当 $t \rightarrow 0$ 时, $\lim_{t \rightarrow 0} \frac{1}{t} \ln(1-t) = -1$, 即 $\lim_{t \rightarrow 0} \ln(1-t) = -t$, 所以 $\lim_{t \rightarrow 0} \ln(1-t) = -t$.



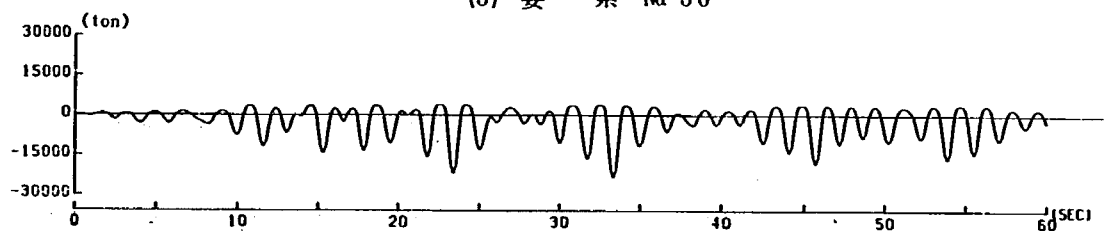
(1) 要素 No 10



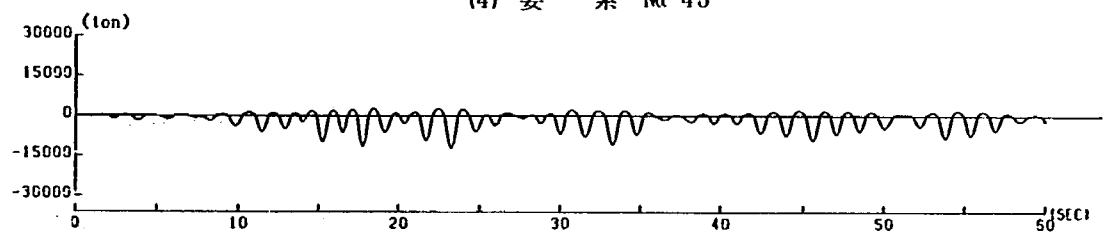
(2) 要素 No 20



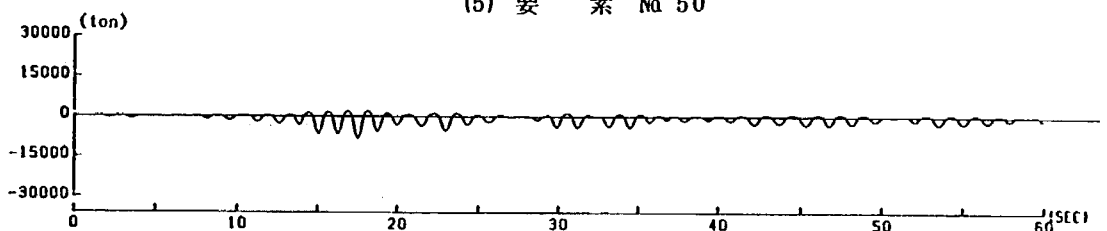
(3) 要素 No 30



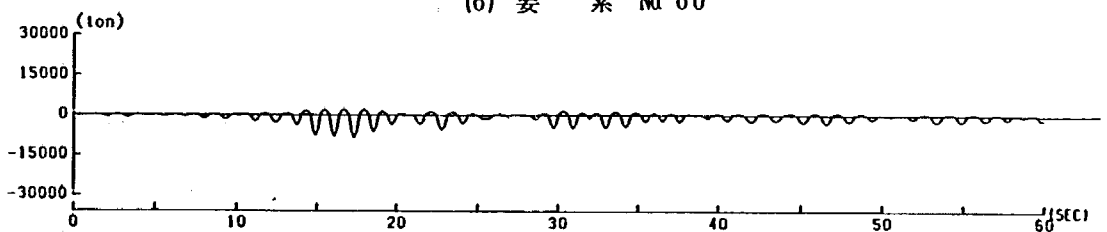
(4) 要素 No 43



(5) 要素 No 50

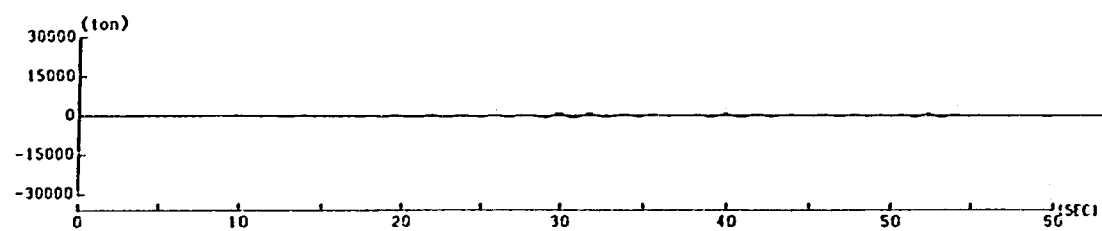


(6) 要素 No 60

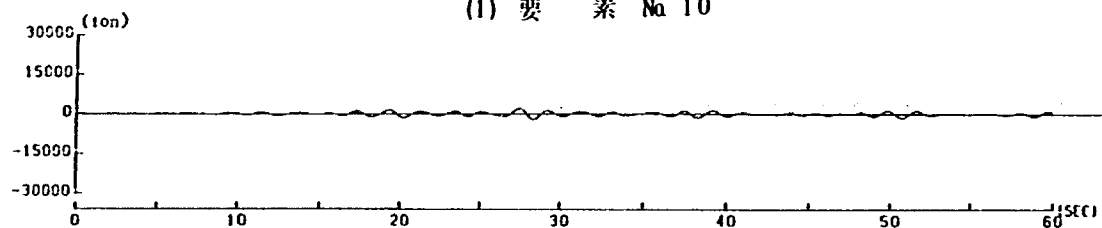


(7) 要素 No 70

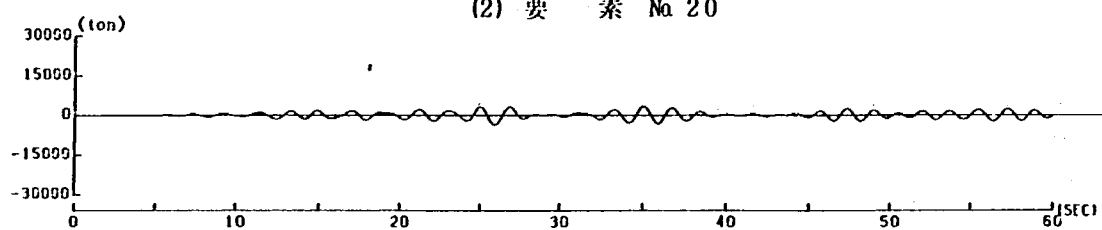
付図1 軸力の時刻歴波形(ケース1-1)



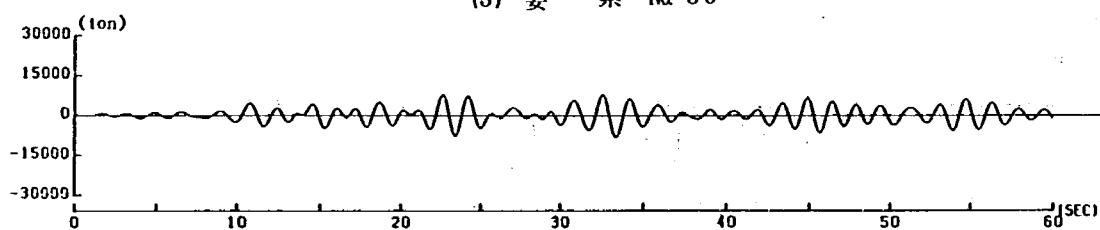
(1) 要素 No 10



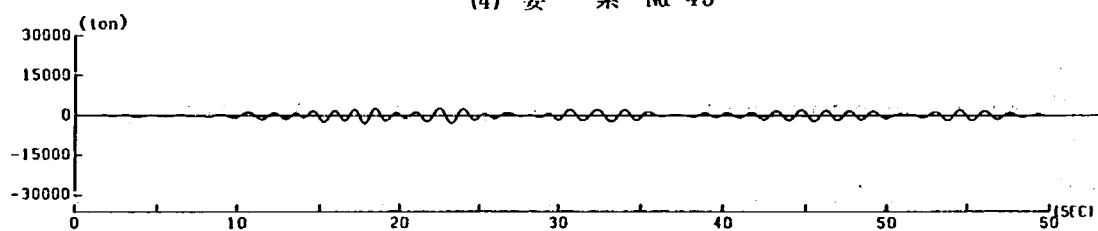
(2) 要素 No 20



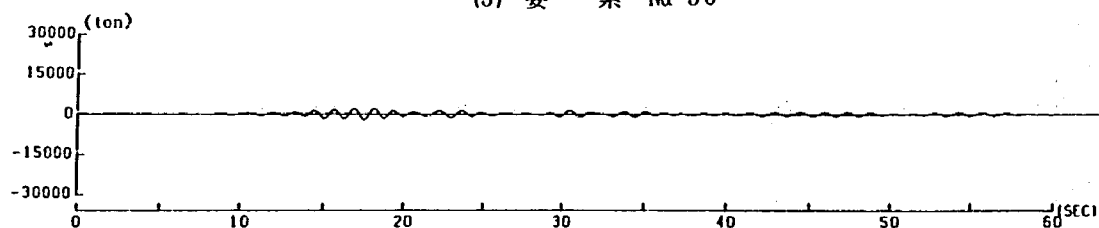
(3) 要素 No 30



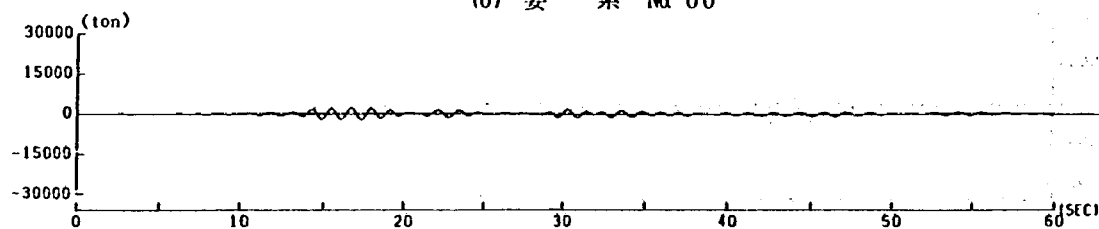
(4) 要素 No 43



(5) 要素 No 50

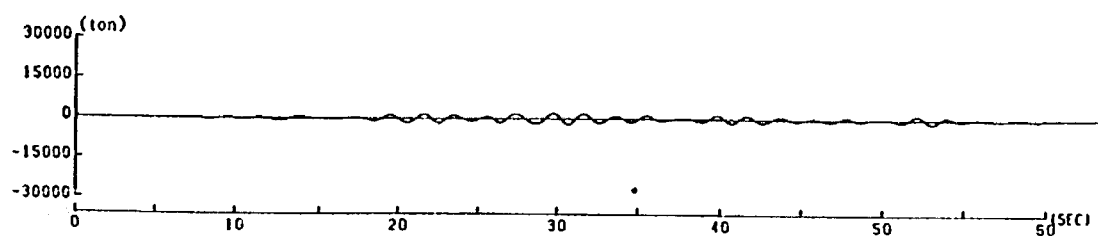


(6) 要素 No 60

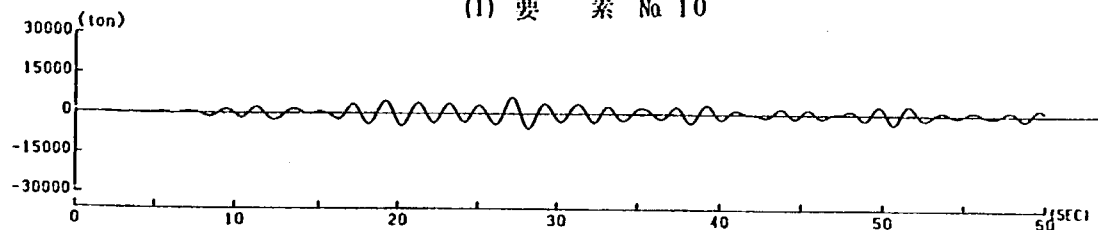


(7) 要素 No 70

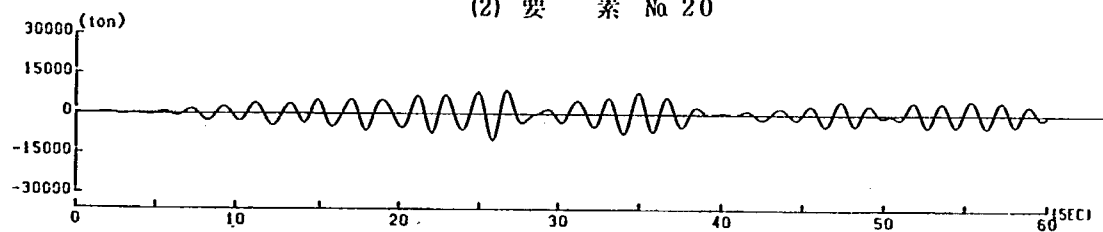
付図2 軸力の時刻歴波形(ケース1-2)



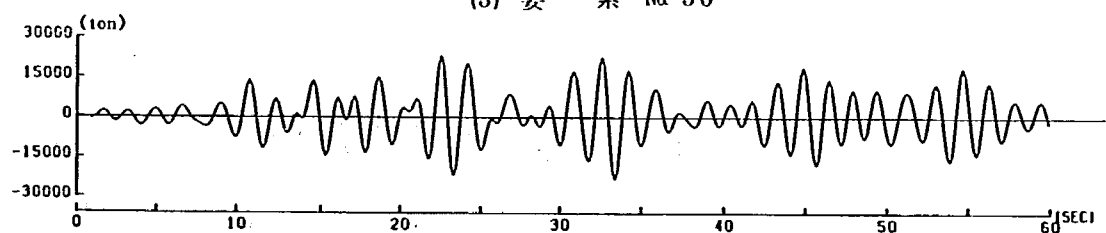
(1) 要素 No 10



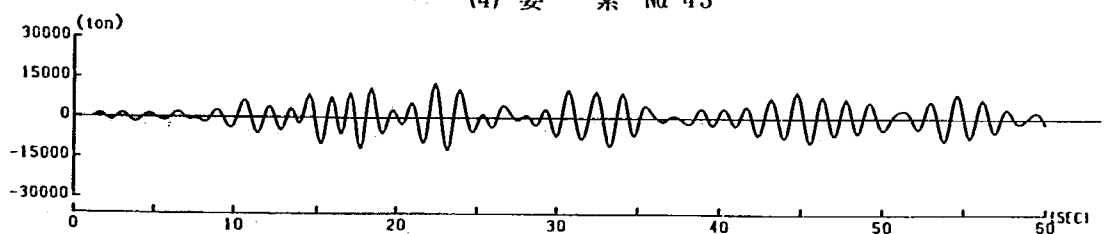
(2) 要素 No 20



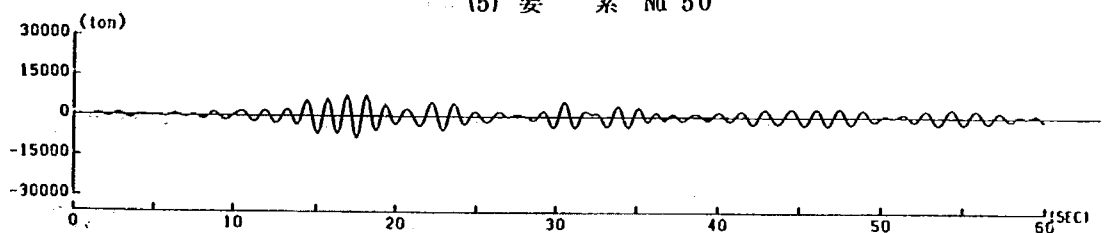
(3) 要素 No 30



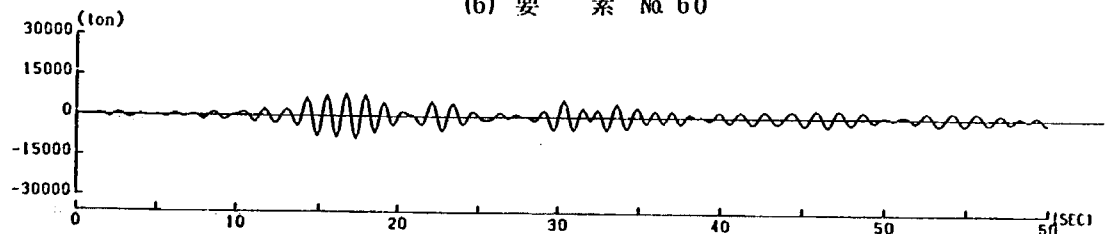
(4) 要素 No 43



(5) 要素 No 50

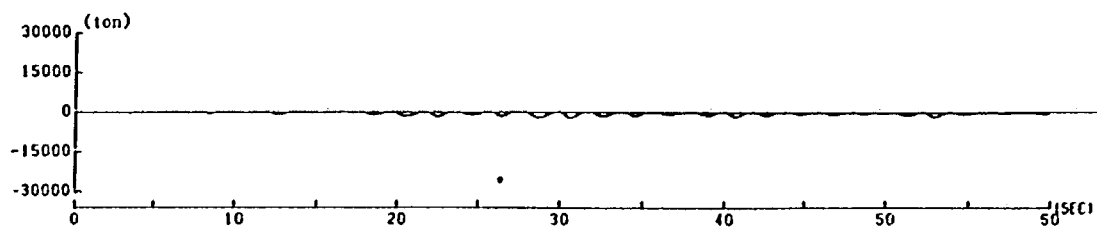


(6) 要素 No 60

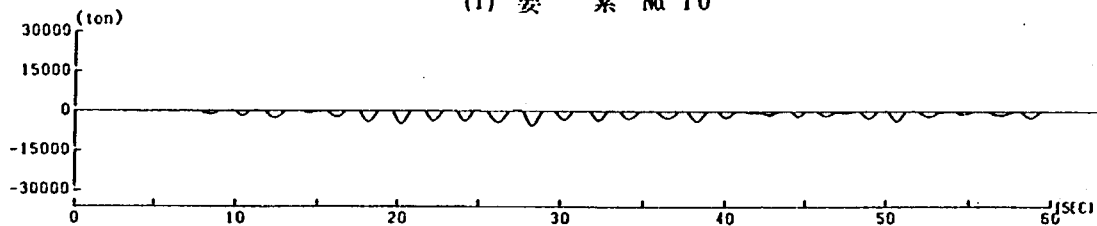


(7) 要素 No 70

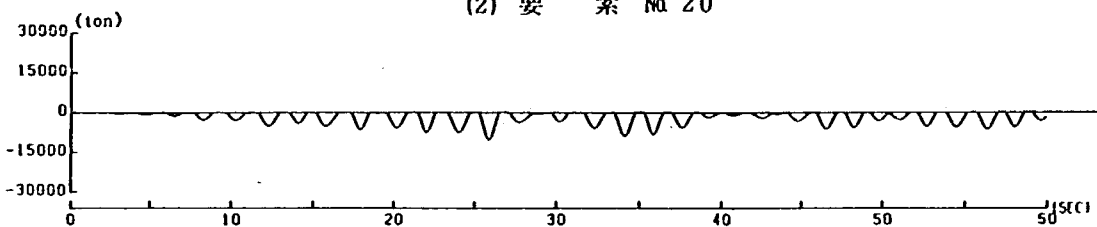
付図3 軸力の時刻歴波形(ケース1-3)



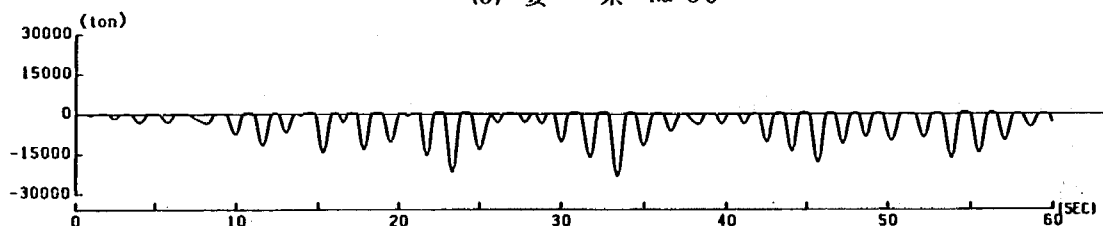
(1) 要素 No 10



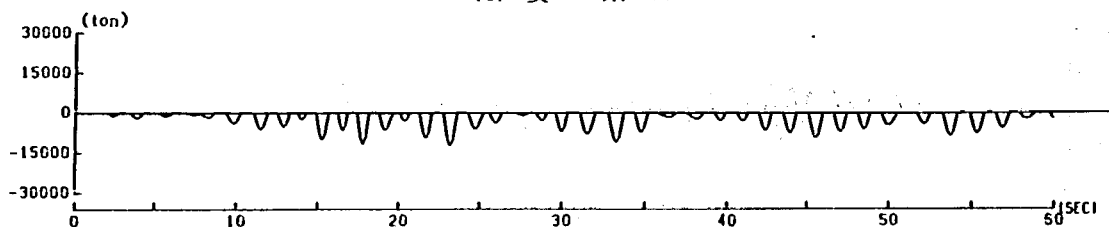
(2) 要素 No 20



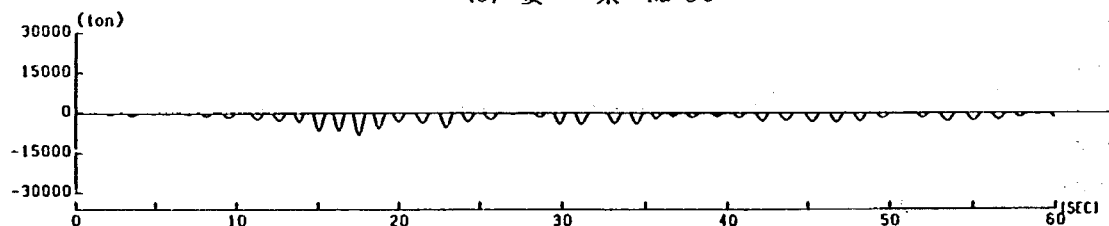
(3) 要素 No 30



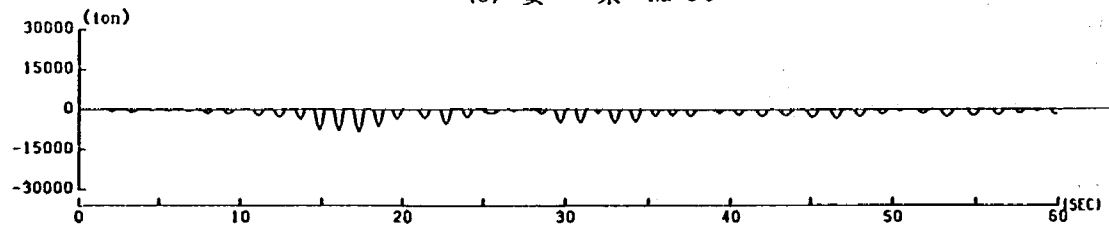
(4) 要素 No 43



(5) 要素 No 50

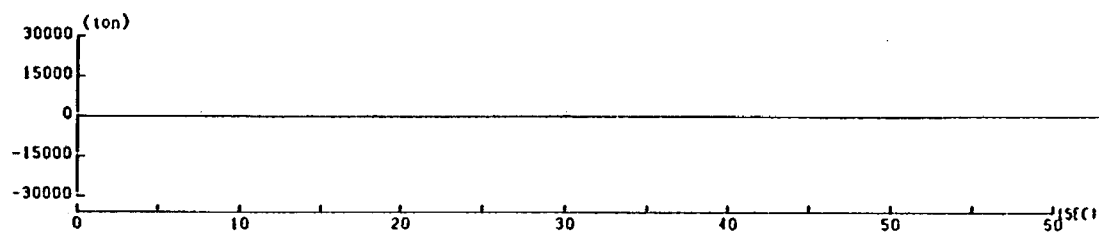


(6) 要素 No 60

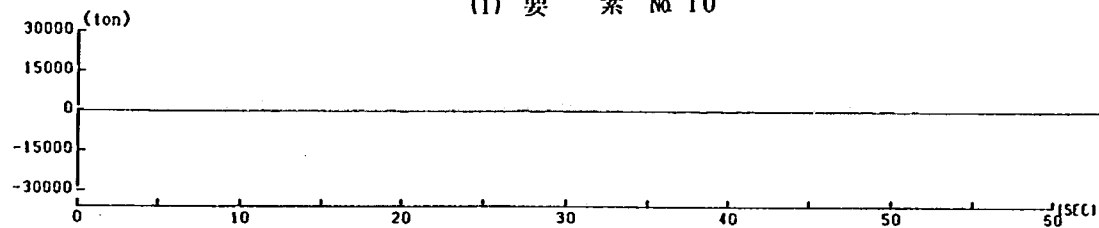


(7) 要素 No 70

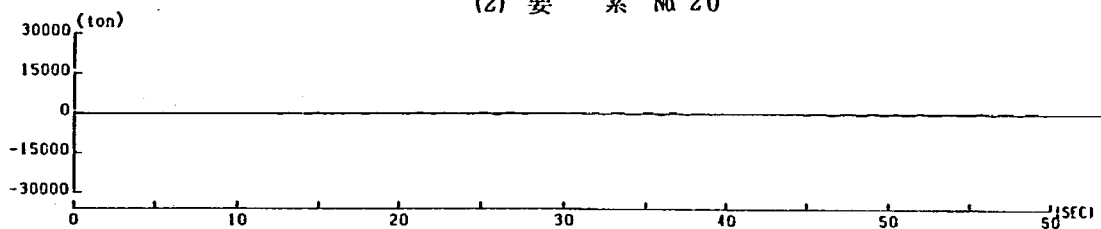
付図4 軸力の時刻歴波形(ケース2-1)



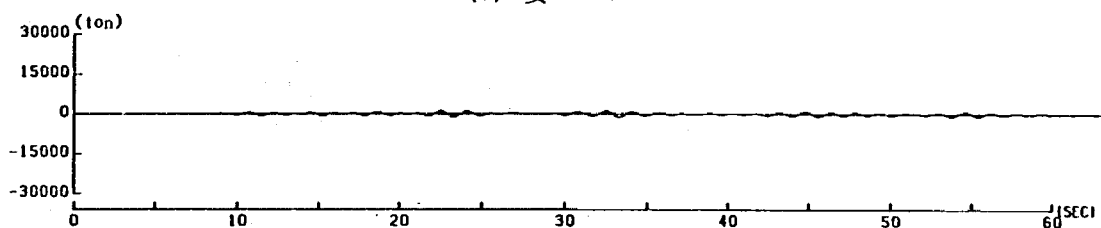
(1) 要素 No 10



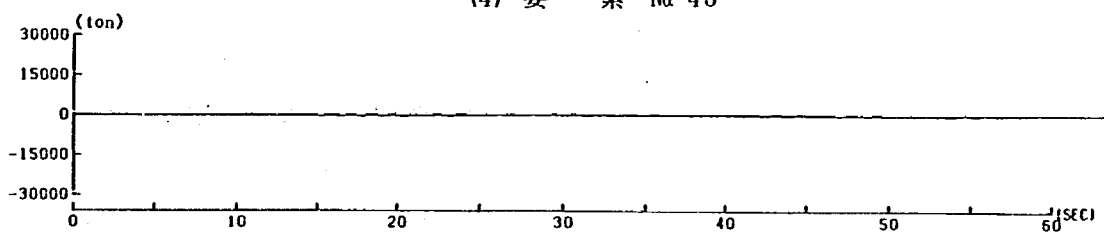
(2) 要素 No 20



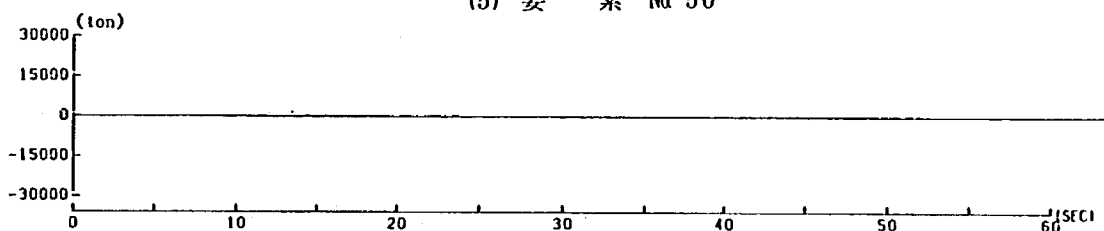
(3) 要素 No 30



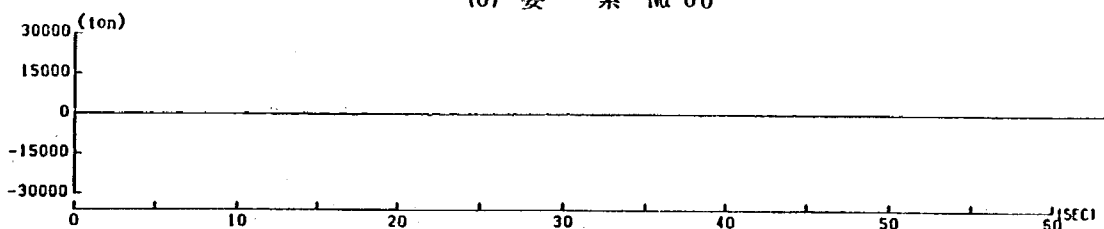
(4) 要素 No 43



(5) 要素 No 50

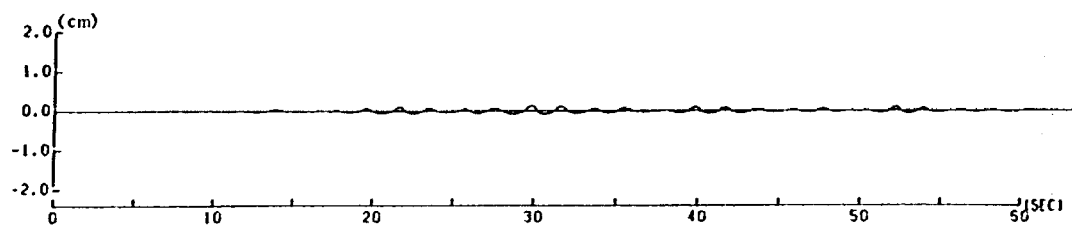


(6) 要素 No 60

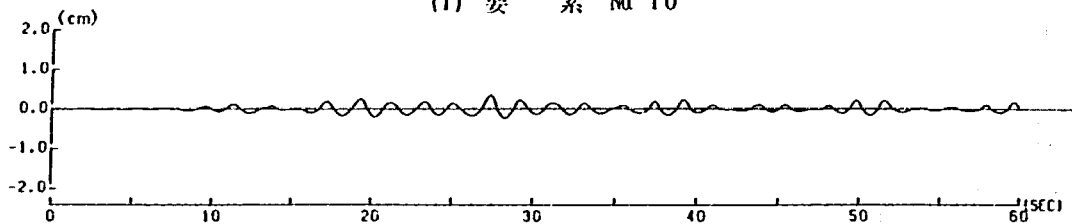


(7) 要素 No 70

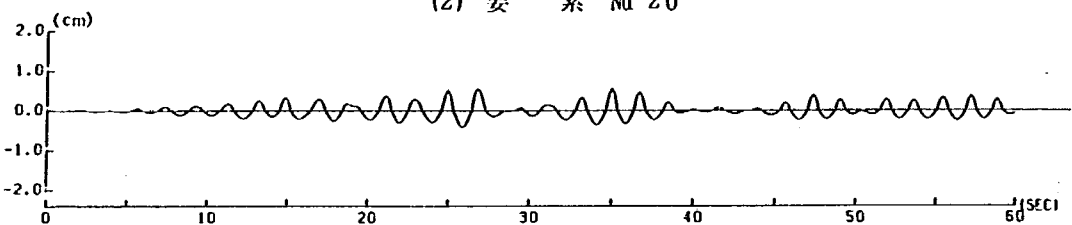
付図5 軸力の時刻歴波形(ケース2-2)



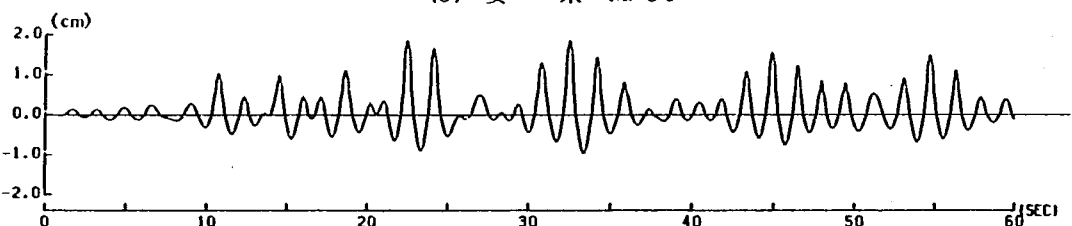
(1) 要素 No 10



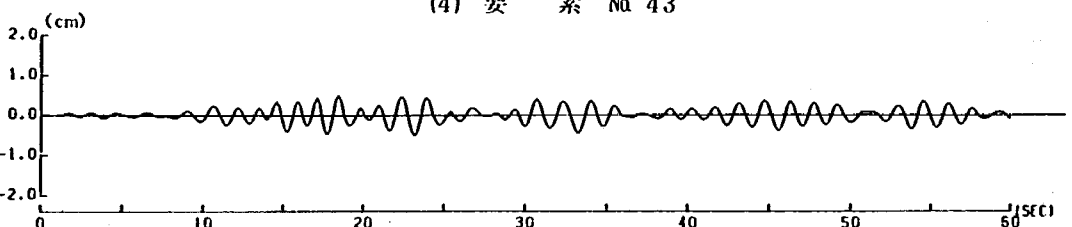
(2) 要素 No 20



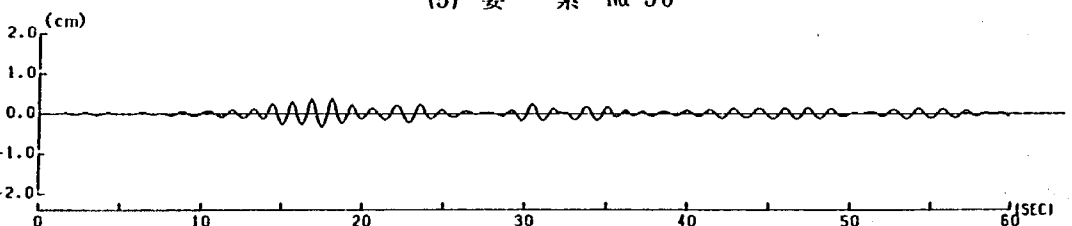
(3) 要素 No 30



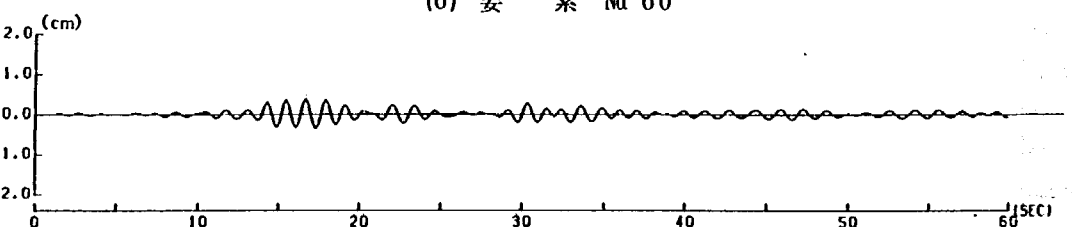
(4) 要素 No 43



(5) 要素 No 50

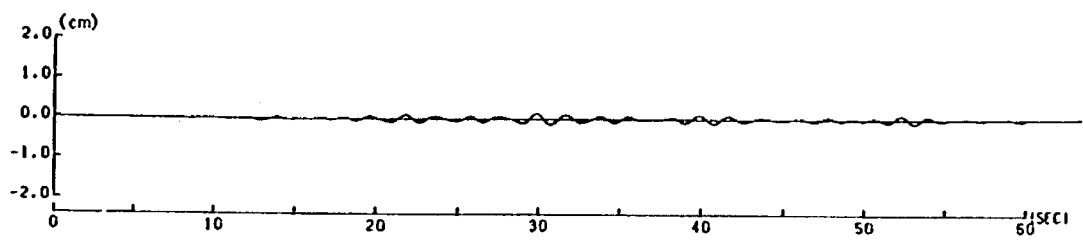


(6) 要素 No 60

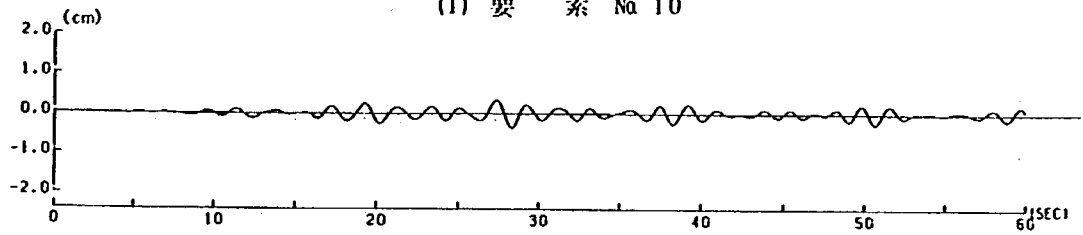


(7) 要素 No 70

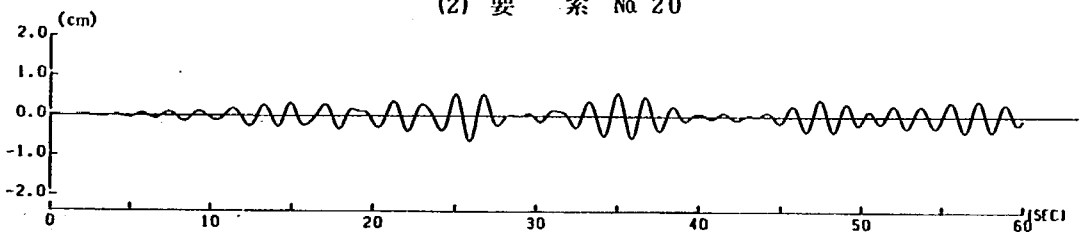
付図6 軸方向伸縮変形の時刻歴波形(ケース1-1)



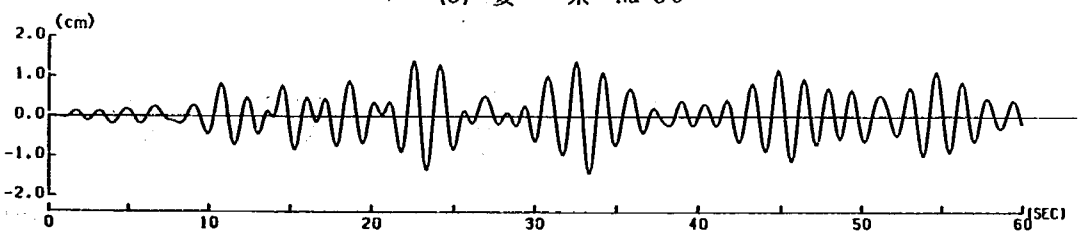
(1) 要素 No 10



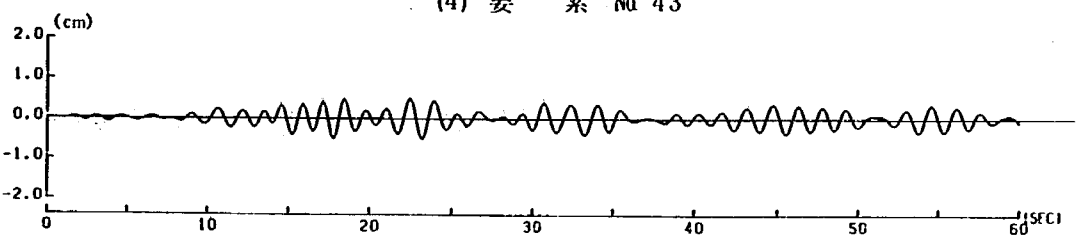
(2) 要素 No 20



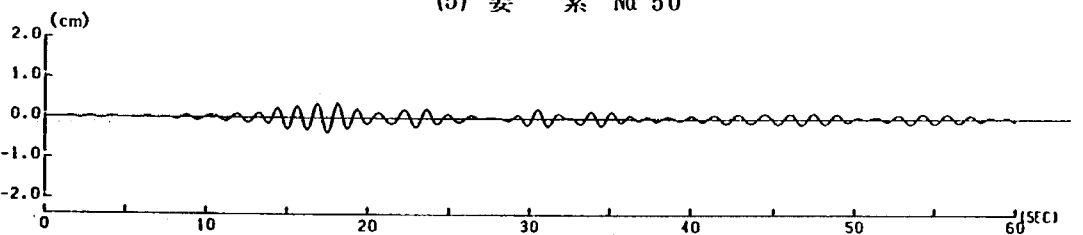
(3) 要素 No 30



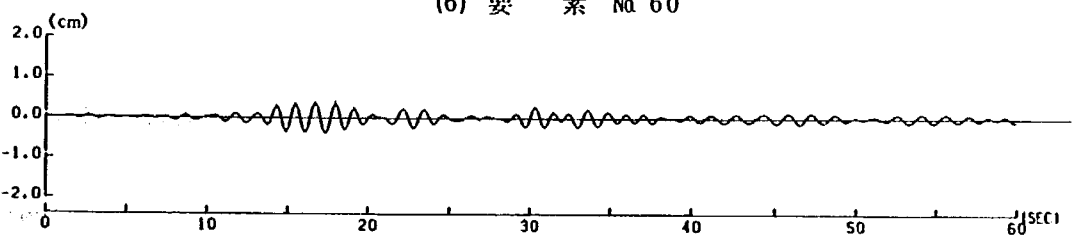
(4) 要素 No 43



(5) 要素 No 50

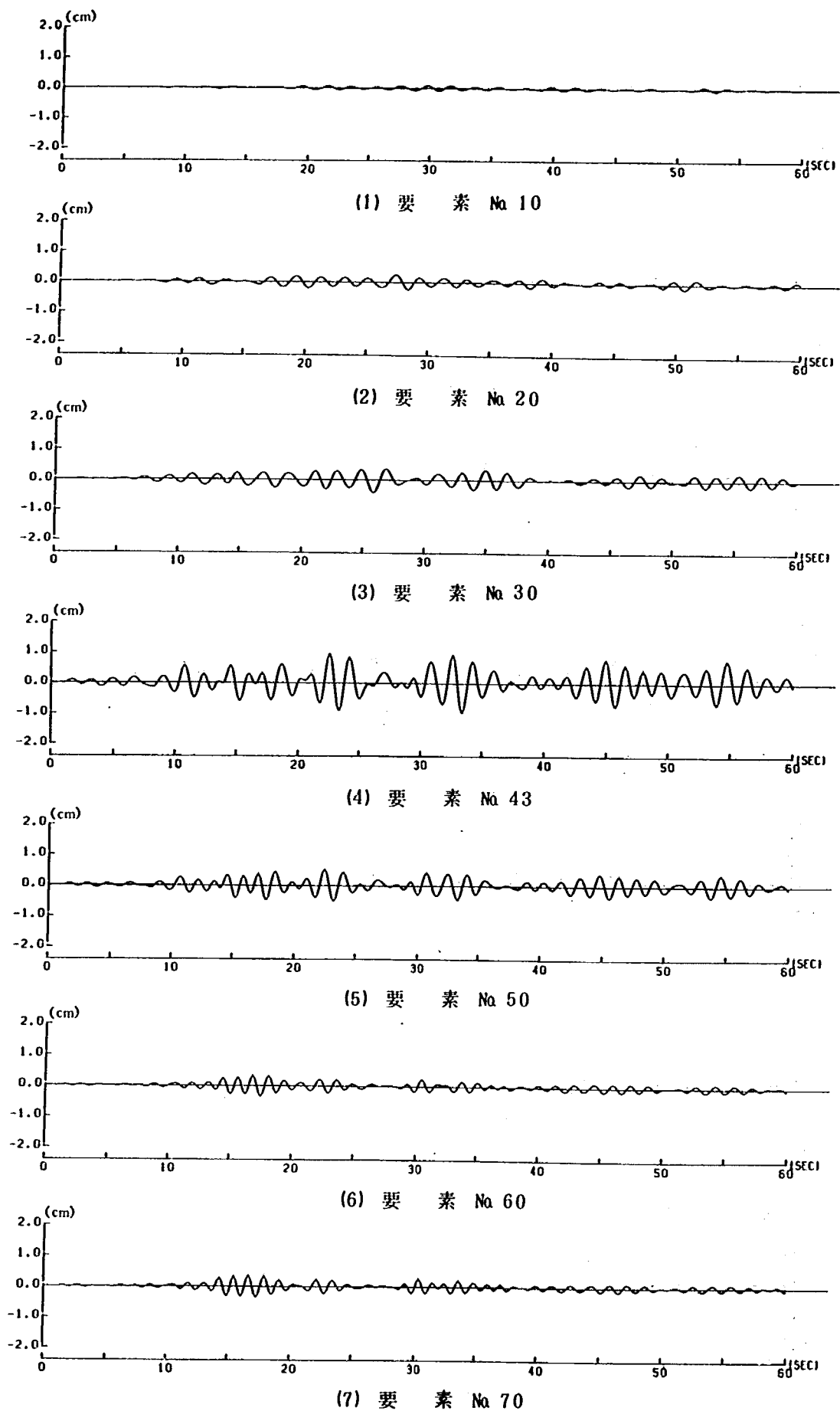


(6) 要素 No 60

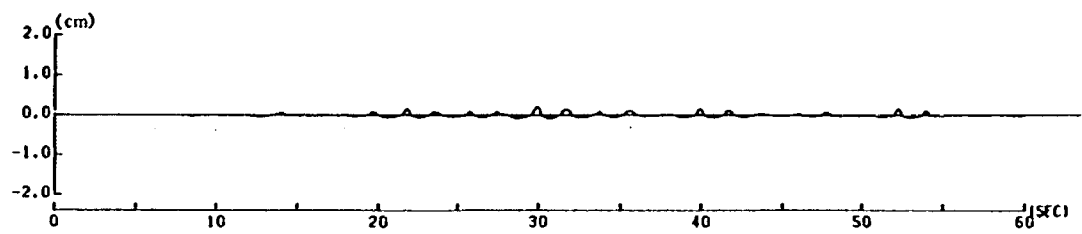


(7) 要素 No 70

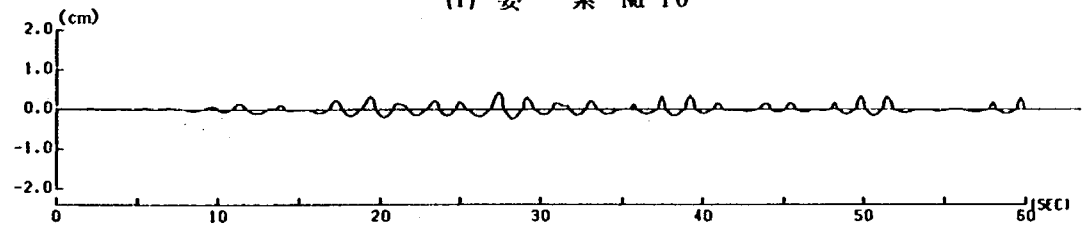
付図7 軸方向伸縮変形の時刻歴波形(ケース1-2)



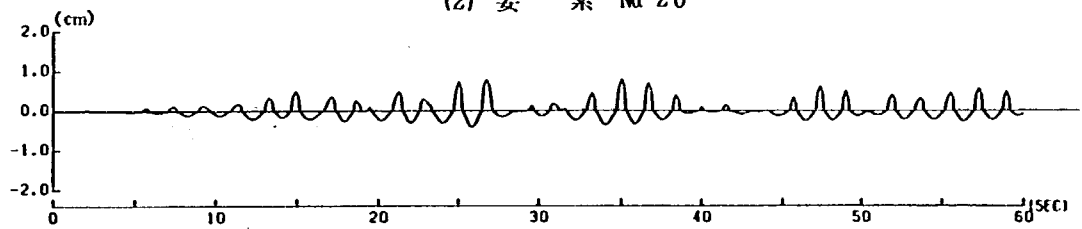
付図8 軸方向伸縮変形の時刻歴波形(ケース1-3)



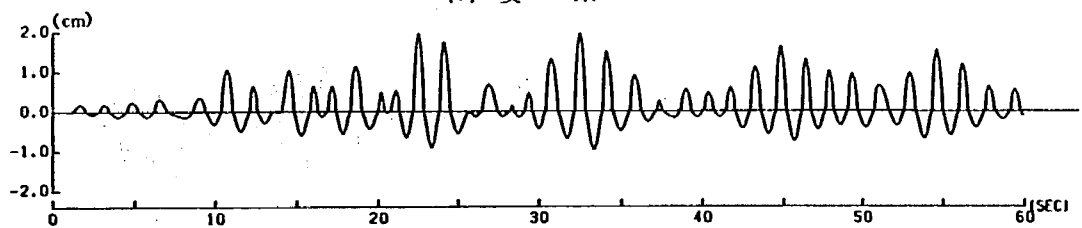
(1) 要素 No 10



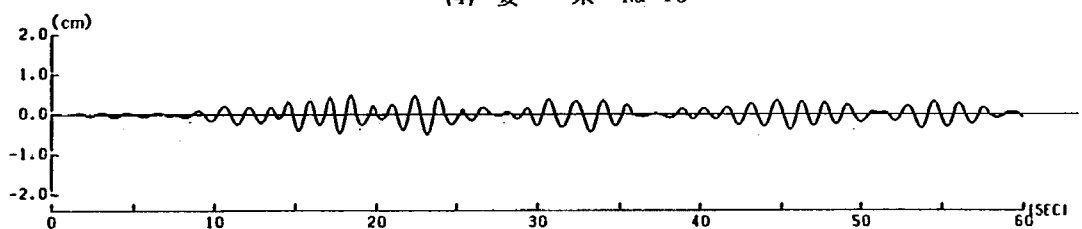
(2) 要素 No 20



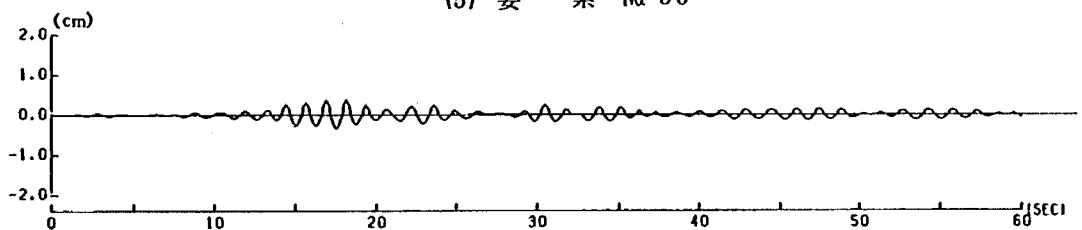
(3) 要素 No 30



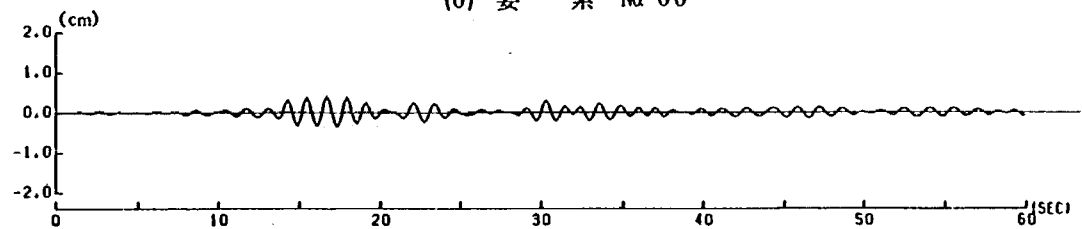
(4) 要素 No 43



(5) 要素 No 50

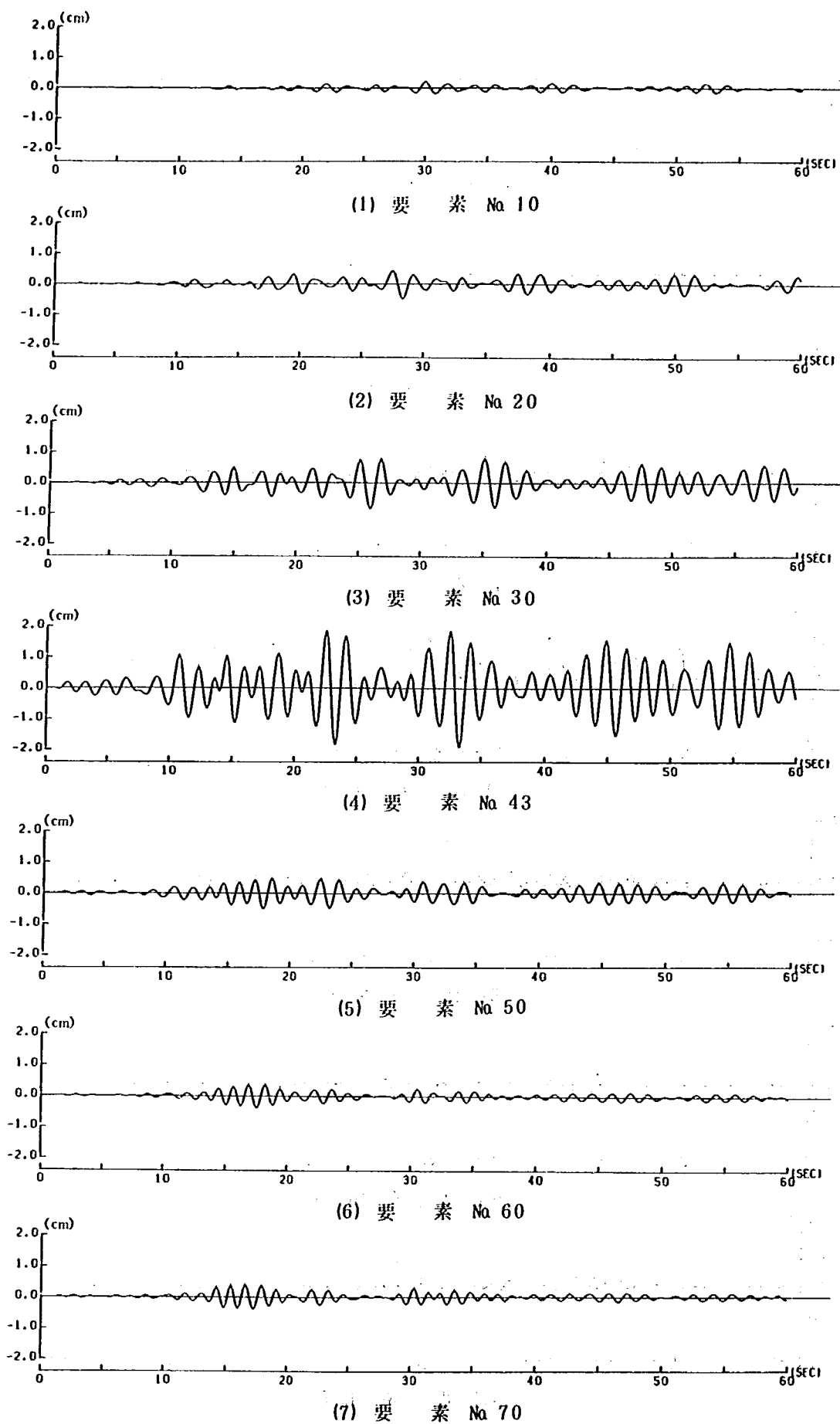


(6) 要素 No 60



(7) 要素 No 70

付図9 軸方向伸縮変形の時刻歴波形(ケース2-1)



付図 10 軸方向伸縮変形の時刻歴波形 (ケース 2-2)

シールドトンネルの耐震性に関する研究一(その2)覆工軸剛性の非線形性を考慮したシールドトンネルの動的応答解析一

ISSN 0386-5878
土研資料 第2277号
昭和60年12月(1985年)

川島 一彦, 大日方尚巳
志波由起夫, 加納 尚史

要 旨

本資料は、シールドトンネルの耐震性を評価する際に必要となる動的応答解析手法について検討した結果をとりまとめたものである。
本検討では、一般の埋設管や沈埋トンネル等の動的応答解析で用いられている解析モデルにおいて、シールドトンネルの覆工の軸剛性が引張側と圧縮側とで異なることを考慮したモデル化手法を提案した。また、この解析手法により、大口径シールドトンネルの設計例を基本として地震応答解析を行い、その応答特性を検討した。

キーワード：シールドトンネル, 耐震設計, 地震応答解析, 動的解析

郵便はがき

305-□□

40円切手
を貼って
下さい

建設省土木研究所

耐震研究室 行

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

No. 176

No. 176

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第 2277号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印

