

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4)トンネル軸直角方向の地盤条件の変化を 考慮した併設シールドトンネルの地震応答解析—

Development of Seismic Resistant Design Procedure
for Shield Tunnels

—Part 4 Dynamic Response Analysis of Three Parallel
Shield Tunnels with Considering Variation of Ground
Condition in Transverse Direction—

昭和62年2月

建設省土木研究所
地震防災部・耐震研究室

Copyright © (1987) 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、複写は、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4)トンネル軸直角方向の地盤条件の変化を
考慮した併設シールドトンネルの地震応答解析—

Development of Seismic Resistant Design Procedure
for Shield Tunnels

—Part 4 Dynamic Response Analysis of Three Parallel
Shield Tunnels with Considering Variation of Ground
Condition in Transverse Direction—

耐震研究室 室長 川島 一彦

研究員 大日方 尚巳

加納 尚史

要 旨

地盤条件が複雑に変化する箇所にシールドトンネルを併設する場合、各々のトンネルの地震時挙動は同一ではない。このため、トンネルを相互に連絡横坑で連絡した場合には、トンネルに何らかの影響が生じると考えられる。

本資料は、上述の観点より、3本併設されたシールドトンネルを連絡横坑で連結した場合の耐震上の影響について、トンネル軸直角方向の地盤条件の変化を考慮し得るプログラムにより動的応答解析を行って、連絡横坑とシールドトンネルの結合条件およびトンネルの剛性評価方法について検討した結果をとりまとめたものである。

キーワード：併設シールドトンネル、連絡横坑、地震応答解析、動的解析

目 次

1. まえがき	1
2. 地震応答解析法	2
2-1 解析手法の概要	2
2-2 トンネル軸直角方向の地盤の変化を考慮した表層地盤のモデル化手法	4
2-3 二次覆工を含んだシールドトンネルのモデル化手法	9
3. 解析対象モデル	15
3-1 解析モデル	15
3-1-1 解析対象トンネル及び地盤	15
3-1-2 リング継手のモデル化	22
3-1-3 覆工の等価剛性	23
3-2 解析ケース	26
3-3 入力地震動	26
4. 応答解析結果	28
4-1 地盤の振動特性	28
4-2 連絡横坑の影響	39
4-3 二次覆工剛性の評価の違いによる影響	46
4-4 本線トンネルと連絡横坑間の結合状態の影響	54
5. 結 論	62
参考文献	63

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トンネルは、上下水道、電力・通信ケーブル用洞道など、都市機能を支える重要度の高い構造物の建設に利用される場合が多く、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、現在までにシールドトンネルが大規模な地震を経験した事例が少なく、地震の影響に関する経験的な知見が十分でない等により、シールドトンネルの合理的な耐震設計法は未だ整備されていないのが実情である。

現在のところ、シールドトンネルの耐震性を評価するための手法としては、応答変位法に基づき、トンネル覆工を弾性床土上の梁としてモデル化し、地盤の応答変位を弾性床土上に作用させてトンネルに生じる応力を解析する方法が提案されている。しかしながら、周辺の地形・地盤条件がトンネル軸方向に変化する場合については、応答変位法による耐震計算法では十分ではなく、このような条件を考慮した地震応答解析を行う必要がある。ここで、従来の沈埋トンネルの地震応答解析では、地盤をモデル化する際、トンネル軸直角方向の地盤の地形・地盤条件は変化しないものと仮定して計算を行って来た¹⁾。しかしながら現在では幅の広い沈埋トンネルや、平面的に入り組んだ地中構造物などの建設が計画されており、この様な場合にはトンネル軸方向のみでなく、トンネル軸直角方向の地形及び地盤条件の変化をも考慮し得る地震応答解析を行う必要がある。

本報告は、上記の観点から、トンネル軸直角方向の地盤条件の変化を考慮した三次元的な解析モデルを開発し、これにシールドトンネルが併設された場合の影響を地震応答解析によって検討した結果をとりまとめたものである。

2. 地震応答解析法

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、入力地震動等を設定した後、以下に示す手順でトンネルの地震応答解析を行う。

① 表層地盤の動的応答解析モデルの作成

面的に広がりを持つ表層地盤を、図2.2に示すように地表面と基盤面を端面とする土柱に分割し、それぞれの土柱を一質点バネで置換した後、これらの質点を図2.2に示すように伸縮バネとせん断バネを用いて相互に、平面的に連結する。これにより、トンネル軸直角方向の地盤の変化を表現するものである。

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土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、リング継手と二次覆工から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、リング継手、及び二次覆工からシールドトンネルの軸剛性、曲げ剛性を評価し、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。ここで、シールドトンネルの軸剛性は、引張と圧縮とで異なる非線形性を有するが、本解析では、シールドトンネル覆工の引張剛性に着目し、覆工の引張剛性を用いた線形解析とした。リング継手の軸剛性については、継手金具板の曲げ剛性から算定することとした。

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、各地盤質点位置で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 応答変位法によるシールドトンネルの応答解析

③により求められた地盤の応答変位のうち、シールドトンネル軸線に沿う地盤質点の応答変位を、地盤とトンネルを結ぶバネを介して静的にトンネルに作用させることにより、シールドトンネルの応答を求める。

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地中構造物の三次元地震応答解析プログラムDAST-3Dを用いた。DAST-3Dでは、トンネル軸直角方向の地盤の変化を考慮した地盤の動的応答解析を行うことができる。

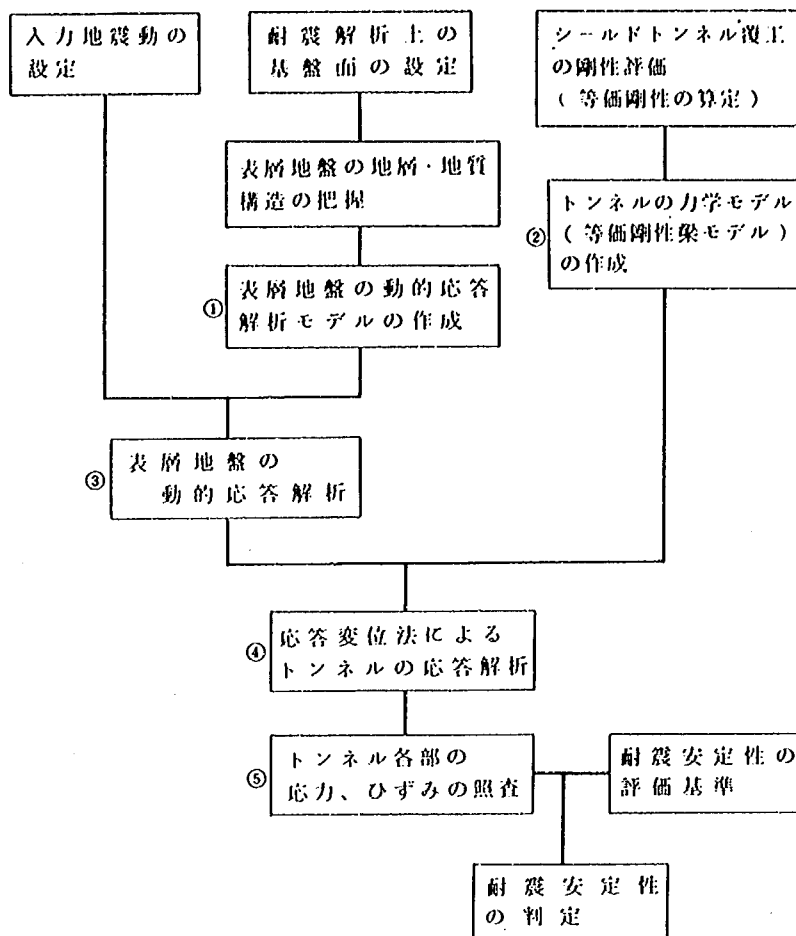


図 2.1 シールドトンネルの動的応答解析の手順

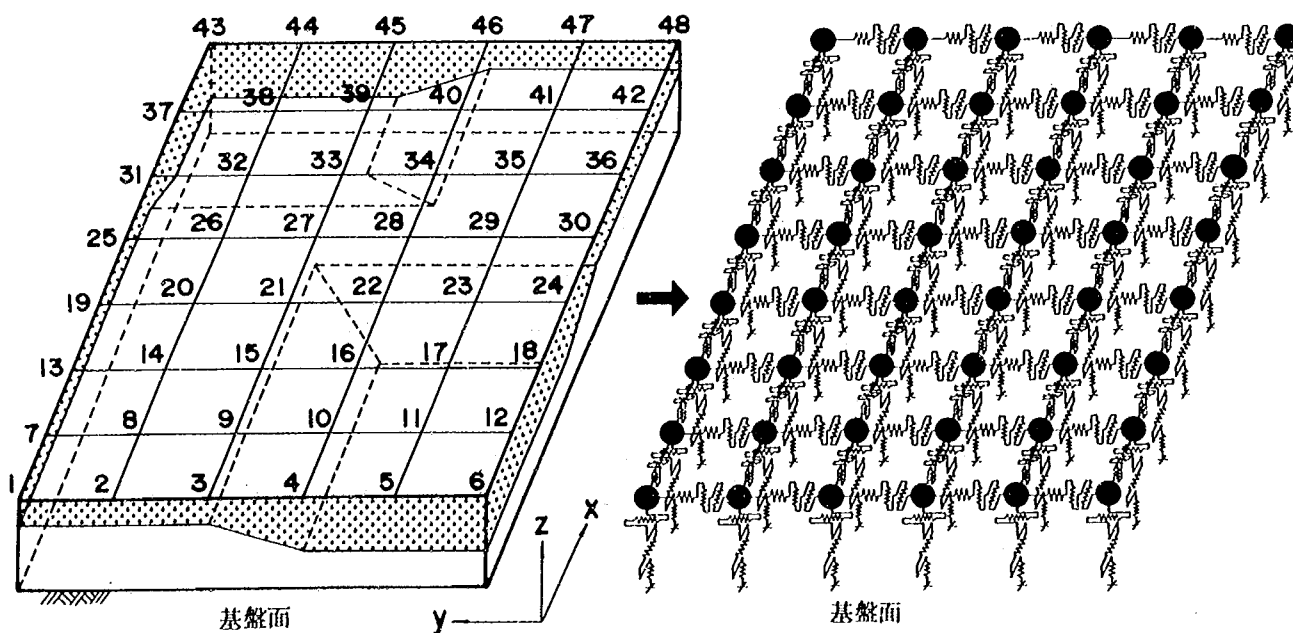


図 2.2 地盤のモデル化の方法

2-2 トンネル軸直角方向の地盤の広がり考慮した表層地盤のモデル化手法

2-2-1 解析モデル及び仮定条件

ここに示す表層地盤のモデル化手法は、田村らにより提案された三次元地盤解析法⁵⁾に基づいたものであり、以下の仮定を設けている。

- ① 耐震計算上の基盤面から上に存在する表層地盤を解析対象とする。
- ② 地震波動（せん断波動）は、耐震計算上の基盤から鉛直上方に表層地盤に入射し、表層地盤に、トンネル軸に沿う方向、直交する方向、および鉛直方向に、それぞれ独立の振動を生じさせる。

ここで、表層地盤を基盤と地表面を端面とした土柱に分割し、この土柱要素を一質点バネ系に置換する過程は、従来の地層地盤解析モデルと同様である。次項では、各質点間を結ぶバネの設定方法について述べる。

2-2-2 質点間バネの設定

質点間バネには図2.3に示すようにせん断バネ（ K_{2xy} , K_{2yx} ）と伸縮バネ（ K_{2xx} , K_{2yy} ）の2種類がある。このバネを用いて各質点を相互に平面的に連結する。

いま土柱要素に、図2.4に示すような変形が働いているものと考え、単位変形を生じさせるのに必要な外力から質点間バネ定数を定めるものとする。まず、せん断バネ K_{2yx} , K_{2xy} を定めるに当たって、図2.4(a), (b)に示すような変形状態を想定し、以下により土柱の変形を仮定する。

1) K_{2yx}

$$\begin{aligned} u(x, y, z) &= 0, & 0 \leq x \leq B \\ v(x, y, z) &= \frac{x}{B} \cdot \beta_1 \cdot \phi_1(z), & 0 \leq y \leq W \\ w(x, y, z) &= 0, & 0 \leq z \leq H \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (2-1)$$

2) K_{2xy}

$$\begin{aligned} u(x, y, z) &= \frac{y}{B} \cdot \beta_1 \cdot \phi_1(z), & 0 \leq x \leq B \\ v(x, y, z) &= 0, & 0 \leq y \leq W \\ w(x, y, z) &= 0, & 0 \leq z \leq H \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (2-2)$$

ここで、

u : トンネル軸方向（ x 軸方向）の表層地盤の相対応答変位

v : トンネル軸直角方向（ y 軸方向）の表層地盤の相対応答変位

w : トンネル軸鉛直方向（ z 軸方向）の表層地盤の相対応答変位

β_1 : 各土柱要素の1次の刺激係数

$\phi_1(z)$: 各土柱要素の1次の振動モード関数

同様にして、伸縮バネを計算するに当たっては、図2.4(c), (d)に示すような変形状態を想定し、以下により土柱の変形を仮定する。

1) K_{2xx}

$$\begin{aligned} u(x, y, z) &= \frac{x}{B} \cdot \beta_1 \cdot \phi_1(z), & 0 \leq x \leq B \\ v(x, y, z) &= 0, & 0 \leq y \leq W \\ w(x, y, z) &= w_{(z)}^*, & 0 \leq z \leq H \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (2-3)$$

2) K_{2yy}

$$\begin{aligned} u(x, y, z) &= 0, & 0 \leq x \leq B \\ v(x, y, z) &= \frac{y}{W} \cdot \beta_1 \cdot \phi_1(z), & 0 \leq y \leq W \\ w(x, y, z) &= w_{(z)}^*, & 0 \leq z \leq H \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (2-4)$$

ここで,

$w_{(z)}^*$: x 方向及び y 方向の質点間の伸縮変形に伴う z 方向の変形

一般に, 3次元弾性体の応力～ひずみの関係は次式で表示される。

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \frac{\nu \cdot E}{(1+\nu) \cdot (1-2\nu)} \cdot \epsilon + \frac{E}{1+\nu} \cdot \epsilon_x \\ \sigma_y &= \frac{\nu \cdot E}{(1+\nu) \cdot (1-2\nu)} \cdot \epsilon + \frac{E}{1+\nu} \cdot \epsilon_y \\ \sigma_z &= \frac{\nu \cdot E}{(1+\nu) \cdot (1-2\nu)} \cdot \epsilon + \frac{E}{1+\nu} \cdot \epsilon_z \\ \tau_{xy} &= G \cdot \gamma_{xy} \\ \tau_{yz} &= G \cdot \gamma_{yz} \\ \tau_{zx} &= G \cdot \gamma_{zx} \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (2-5)$$

ここで,

$$\begin{aligned} \epsilon &= \epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z \\ \epsilon_x &= \frac{\partial u}{\partial x}, \quad \epsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y}, \quad \epsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z} \\ \gamma_{xy} &= \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y}, \quad \gamma_{yz} = \frac{\partial w}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial z}, \quad \gamma_{zx} = \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \\ \gamma_{yx} &= \gamma_{xy}, \quad \gamma_{zy} = \gamma_{yz}, \quad \gamma_{xz} = \gamma_{zx}, \quad \nu: \text{ポアソン比} \end{aligned}$$

ここで, せん断バネについては τ_{xy} を, 伸縮バネについては σ_x, σ_y を, それぞれ土柱要素全体にわたって積分することにより求められる。

1) せん断バネ K_{2yx}, K_{2xy}

$$K_{2yx} = \int_0^H \int_0^W \tau_{xy} \cdot dy \cdot dz = \frac{W \cdot \beta_1}{B} \cdot \int_0^H G_{(z)} \cdot \phi_1(z) \cdot dz \quad \dots\dots\dots (2-6)$$

$$K_{2xy} = \int_0^H \int_0^B \tau_{xy} \cdot dx \cdot dz = \frac{B \cdot \beta_1}{W} \cdot \int_0^H G_{(z)} \cdot \phi_1(z) \cdot dz \quad \dots\dots\dots (2-7)$$

2) 伸縮バネ K_{2xx} , K_{2yy}

$$\begin{aligned}\sigma_x &= \frac{\nu \cdot E}{(1+\nu) \cdot (1-2\nu)} \cdot \epsilon + \frac{E}{1+\nu} \cdot \epsilon_x \\ &= \frac{E}{(1+\nu) \cdot (1-2\nu)} \cdot \left\{ \frac{1-\nu}{B} \cdot \beta_1 \cdot \phi_1(z) + \nu \cdot \frac{dw_{(z)}^*}{dz} \right\} \dots\dots\dots (2-8)\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_y &= \frac{\nu \cdot E}{(1+\nu) \cdot (1-2\nu)} \cdot \epsilon + \frac{E}{1+\nu} \cdot \epsilon_y \\ &= \frac{E}{(1+\nu) \cdot (1-2\nu)} \cdot \left\{ \frac{1-\nu}{W} \cdot \beta_1 \cdot \phi_1(z) + \nu \cdot \frac{dw_{(z)}^*}{dz} \right\} \dots\dots\dots (2-9)\end{aligned}$$

よって,

$$\begin{aligned}K_{2xx} &= \int_0^H \int_0^W \frac{E(z)}{(1+\nu(z)) \cdot (1-2\nu(z))} \cdot \left\{ \frac{1-\nu(z)}{B} \cdot \beta_1 \cdot \phi_1(z) + \nu(z) \cdot \frac{dw_{(z)}^*}{dz} \right\} \\ &= W \cdot \beta_1 \cdot \int_0^H \frac{E(z)}{(1+\nu(z)) \cdot (1-2\nu(z))} \cdot \left\{ \frac{1-\nu(z)}{B} \cdot \phi_1(z) + \frac{\nu(z)}{\beta_1} \cdot \frac{dw_{(z)}^*}{dz} \right\} \dots\dots\dots (2-10)\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}K_{2yy} &= \int_0^H \int_0^B \frac{E(z)}{(1+\nu(z)) \cdot (1-2\nu(z))} \cdot \left\{ \frac{1-\nu(z)}{W} \cdot \beta_1 \cdot \phi_1(z) + \nu(z) \cdot \frac{dw_{(z)}^*}{dz} \right\} \\ &= B \cdot \beta_1 \cdot \int_0^H \frac{E(z)}{(1+\nu(z)) \cdot (1-2\nu(z))} \cdot \left\{ \frac{1-\nu(z)}{W} \cdot \phi_1(z) + \frac{\nu(z)}{\beta_1} \cdot \frac{dw_{(z)}^*}{dz} \right\} \dots\dots\dots (2-11)\end{aligned}$$

ここで、図 2.4 (c) のような変形が土柱要素に生じている状態では、以下のような条件が成り立つ。

$$\textcircled{1} \quad \epsilon_y = \gamma_{xy} = \gamma_{zy} = 0 \dots\dots\dots (2-12)$$

x 軸方向にひずみは一定であるから、

$$\textcircled{2} \quad \frac{\partial \epsilon_x}{\partial x} = \frac{\partial \epsilon_z}{\partial x} = \frac{\partial \gamma_{zx}}{\partial x} = 0 \dots\dots\dots (2-13)$$

$$\textcircled{3} \quad \sigma_z = 0, \quad z = 0 \dots\dots\dots (2-14)$$

この土柱要素の z 軸方向の力のつり合いは、次式で表わされる。

$$\frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} = 0 \dots\dots\dots (2-15)$$

ここで、式 (2-12), 式 (2-13) より、

$$\tau_{zy} = G \cdot \gamma_{zy} = 0 \dots\dots\dots (2-16)$$

$$\frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} = G \cdot \frac{\partial \gamma_{zx}}{\partial x} = 0 \dots\dots\dots (2-17)$$

となり、式 (2-15) は次式のようになる。

$$\frac{\partial \sigma_z}{\partial z} = 0 \dots\dots\dots (2-18)$$

この式 (2-18) を z で積分し、式 (2-14) の境界条件から、

$$\sigma_z = 0 \quad \dots\dots\dots (2-19)$$

となる。同様に図 2.4 (d)の変形の場合も式 (2-19) は成り立つ。

式 (2-19) と式 (2-12) の条件から、鉛直方向の変位 $w_{(z)}^*$ は、次のようになる。

i) K_{2xx}

式 (2-12) を式 (2-5) に代入して、

$$\sigma_z = \frac{\nu \cdot E}{(1+\nu) \cdot (1-2\nu)} \cdot (\epsilon_x + \epsilon_z) + \frac{E}{1+\nu} \cdot \epsilon_z = 0 \quad \dots\dots\dots (2-20)$$

式 (2-20) から ϵ_z を導びくと次式のようになる。

$$\epsilon_z = -\frac{\nu}{1-\nu} \cdot \epsilon_x \quad \dots\dots\dots (2-21)$$

よって、鉛直方向の変位 $w_{(z)}^*$ は次式で表わされる。

$$w_{(z)}^* = -\frac{\beta_1}{B} \cdot \int_0^H \frac{\nu_{(z)}}{1-\nu_{(z)}} \cdot \phi_1(z) \cdot dz + C \quad \dots\dots\dots (2-22)$$

ここで、

C : 積分定数で、 $w_{(H)}^* = 0$ となるように定める。

式 (2-22) を式 (2-10) に代入することにより、 K_{2xx} は次式のようになる。

$$\begin{aligned} K_{2xx} &= W \cdot \beta_1 \cdot \int_0^H \frac{E_{(z)}}{(1+\nu_{(z)}) \cdot (1-2\nu_{(z)})} \cdot \left\{ \frac{1-\nu_{(z)}}{B} \cdot \phi_1(z) - \frac{\nu_{(z)}^2}{B \cdot (1-\nu_{(z)})} \cdot \phi_1(z) \right\} \cdot dz \\ &= \frac{W}{B} \cdot \beta_1 \cdot \int_0^H \frac{E_{(z)}}{(1+\nu_{(z)}) \cdot (1-\nu_{(z)})} \cdot \phi_1(z) \cdot dz \quad \dots\dots\dots (2-23) \end{aligned}$$

ii) K_{2yy}

K_{2yy} においても、 K_{2xx} の場合と同様の誘導を行うことにより、次式で表わされる。

$$K_{2yy} = \frac{B}{W} \cdot \beta_1 \cdot \int_0^H \frac{E_{(z)}}{(1+\nu_{(z)}) \cdot (1-\nu_{(z)})} \cdot \phi_1(z) \cdot dz \quad \dots\dots\dots (2-24)$$

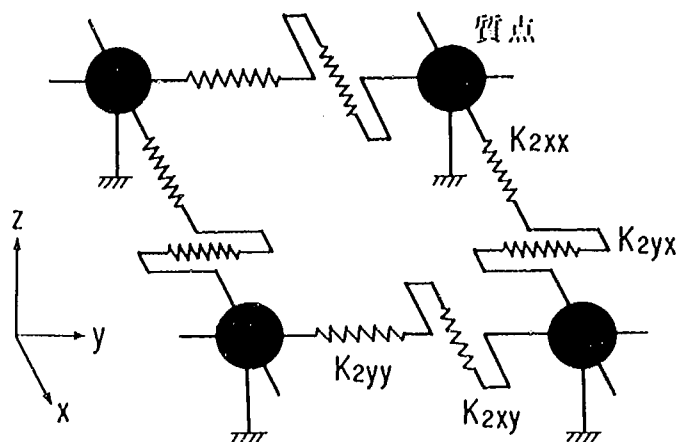
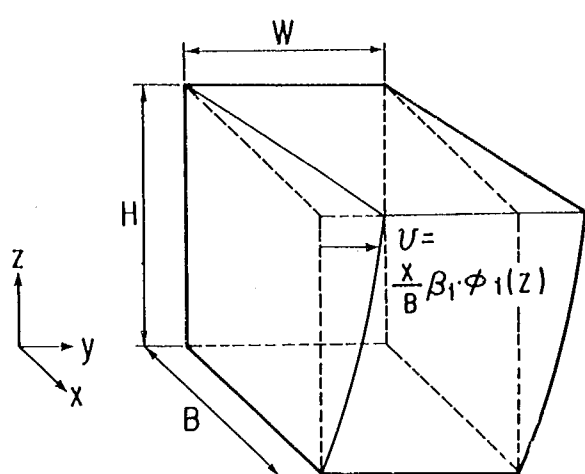
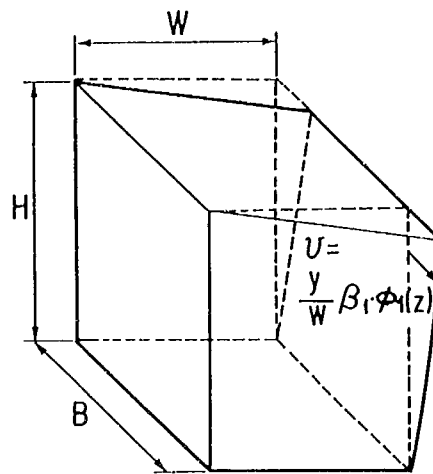


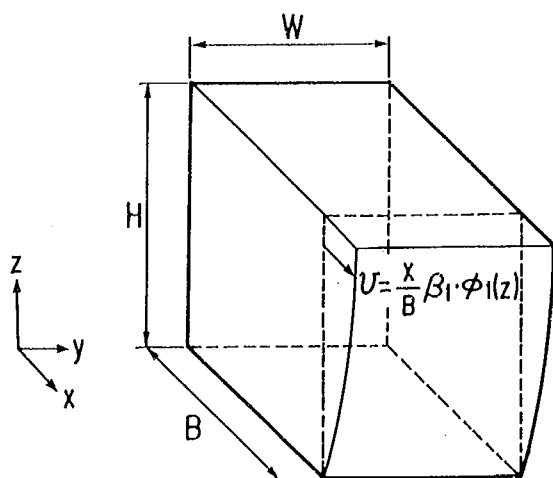
図 2.3 質点間バネの定義



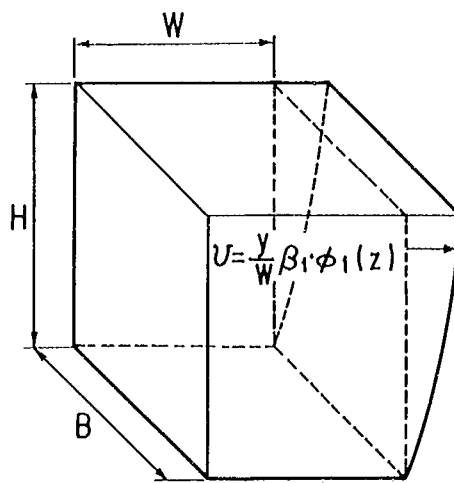
(a) せん断変形 (K_{2yx})



(b) せん断変形 (K_{2xy})



(c) 伸縮変形 (K_{2xx})



(d) 伸縮変形 (K_{2yy})

図 2.4 質点間バネを定めるために仮定した土柱要素の変形

2-3 二次覆工を含んだシールドトンネル覆工のモデル化手法

(1) 覆工の軸剛性の評価

セグメントとリング継手から構成される一次覆工の軸引張剛性については、先に次式を提案している¹⁾

$$(E \cdot A)_{eq1}^T = \frac{1}{\frac{E_s \cdot A_s}{\ell_s \cdot n \cdot k_{j1}} + 1} \cdot E_s \cdot A_s \quad \dots\dots\dots (2-25)$$

ここに、

- E_s : セグメントのヤング率
- A_s : セグメントの断面積
- ℓ_s : セグメント幅 (リング長)
- n : リング継手の個数
- k_{j1} : リング継手の引張 1 次バネ定数

この式は、セグメントとリング継手を直列バネとして評価したものである。ここで二次覆工は、この直列バネに対して並列するバネと仮定すると、二次覆工を含むシールドトンネル覆工の軸引張 1 次剛性は次式のように表される。

$$(E \cdot A)_{eq1}^T = \frac{1}{\frac{E_s \cdot A_s}{\ell_s \cdot n \cdot k_{j1}} + 1} \cdot E_s \cdot A_s + E_L \cdot A_L \quad \dots\dots\dots (2-62)$$

ここに、

- E_L : 二次覆工のヤング率
- A_L : 二次覆工の断面積

(2) 覆工の曲げ剛性の評価

図 2.5 は二次覆工を含むシールドトンネル覆工の等価曲げ剛性の考え方を示したものである。ここに示すように、覆工の長手方向に曲げモーメントが作用した場合には、圧縮側はセグメントおよび二次覆工が、また、引張側はセグメント、リング継手および二次覆工が、それぞれ抵抗するものとし、以下の仮定を設けた。

- ① 中立軸は断面中央から距離 x だけ圧縮側にずれるものとする。
- ② リング継手部断面においてセグメントの端面は、中立軸を境にして、引張側と圧縮側とで、それぞれ傾きの異なる平面を保持するものとする。
- ③ リング長が口径に比較して短いことから、中立軸位置はリング長手方向に一定とする。
- ④ セグメント、二次覆工および継手の剛性は線形とする。

以下の試算式においては、次の記号を用いることとする。

- | | |
|-----------------|-------------------|
| D : 断面の外径 | t : セグメント厚 |
| ℓ_s : リング長 | t' : 二次覆工厚 |
| x : 中立軸位置 | r_B : ボルトサークル半径 |

r : セグメント断面中心半径	r' : 二次覆工断面中心半径
E_s : セグメントのヤング率	E_L : 二次覆工のヤング率
A_s : セグメントの全断面積	A_L : 二次覆工の全断面積
k_j : リング継手の引張バネ定数	n : リング継手の個数
I_s : セグメント断面の断面 2 次モーメント	ϵ_c : セグメントの圧縮縁ひずみ
ϵ_t : セグメントの引張縁ひずみ	δ_j : 最外継手の開き量
θ : 覆工リングの曲がり角	

上記の仮定条件から、変形の適合条件は次のようになる。

$$\epsilon_c \cdot \frac{\ell_s}{2} = \left(\frac{D}{2} - x \right) \cdot \frac{\theta}{2} \quad \dots\dots\dots (2-27)$$

$$\frac{r_B + x}{\frac{D}{2} + x} \cdot \epsilon_t \cdot \frac{\ell_s}{2} + \frac{\delta_j}{2} = (r_B + x) \cdot \frac{\theta}{2} \quad \dots\dots\dots (2-28)$$

また、力の釣り合い条件は次のようになる。

$$\begin{aligned} F_t &= F_j \\ F_j &= F_c + F_L \\ M_t &= M_j \\ M &= M_t + M_c + M_L \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (2-29)$$

ここに、

- M : 作用曲げモーメント
- F_c : 圧縮側セグメントの応力の合計
- F_t : 引張側セグメントの応力の合計
- F_j : リング継手の張力の合計
- F_L : 二次覆工の合力（圧縮力を正、引張力を負、とする）
- M_c : F_c による中立軸回りのモーメント
- M_t : F_t による中立軸回りのモーメント
- M_j : F_j による中立軸回りのモーメント
- M_L : 二次覆工の中立軸回りのモーメント

であり、図 2.6 を参照して、以下のように求められる。

$$\begin{aligned} F_c &= 2 \cdot \frac{E_s \cdot \epsilon_c}{D/2 - x} \int_0^{\frac{\pi}{2} - \varphi} (r \cdot \cos \alpha - x) \cdot r \cdot t \cdot d\alpha \\ &= \frac{E_s \cdot \epsilon_c}{D/2 - x} \cdot r \cdot t \cdot \{ 2r \cdot \cos \varphi - (\pi - 2\varphi) \cdot x \} \quad \dots\dots\dots (2-30) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_c &= 2 \cdot \frac{E_s \cdot \varepsilon_c}{D/2 - x} \int_0^{\frac{\pi}{2} - \varphi} (r \cdot \cos \alpha - x)^2 \cdot r \cdot t \cdot d\alpha \\
&= \frac{E_s \cdot \varepsilon_c}{D/2 - x} \cdot r \cdot t \cdot \left\{ r^2 \cdot \left(\frac{\pi}{2} - \varphi + \frac{1}{2} \sin 2\varphi \right) - 4r \cdot x \cdot \cos \varphi + (\pi - 2\varphi) \cdot x^2 \right\} \dots\dots (2-31)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
F_t &= 2 \cdot \frac{E_s \cdot \varepsilon_t}{D/2 + x} \int_0^{\frac{\pi}{2} + \varphi} (r \cdot \cos \alpha + x) \cdot r \cdot t \cdot d\alpha \\
&= \frac{E_s \cdot \varepsilon_t}{D/2 + x} \cdot r \cdot t \cdot \{ 2r \cdot \cos \varphi + (\pi + 2\varphi) \cdot x \} \dots\dots\dots (2-32)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_t &= 2 \cdot \frac{E_s \cdot \varepsilon_t}{D/2 + x} \int_0^{\frac{\pi}{2} + \varphi} (r \cdot \cos \alpha + x)^2 \cdot r \cdot t \cdot d\alpha \\
&= \frac{E_s \cdot \varepsilon_t}{D/2 + x} \cdot r \cdot t \cdot \left\{ r^2 \cdot \left(\frac{\pi}{2} + \varphi - \frac{1}{2} \sin 2\varphi \right) + 4r \cdot x \cdot \cos \varphi + (\pi + 2\varphi) \cdot x^2 \right\} \dots\dots (2-33)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
F_L &= 2 \cdot \frac{E_L \cdot \varepsilon_c \cdot r' \cdot t'}{\frac{D}{2} - x} \cdot \int_0^\pi (r' \cdot \cos \alpha - x) \cdot d\alpha \\
&= -2\pi \cdot \frac{E_L \cdot \varepsilon_c \cdot r' \cdot t'}{\frac{D}{2} - x} \cdot x \dots\dots\dots (2-34)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_L &= 2 \cdot \frac{E_L \cdot \varepsilon_c \cdot r' \cdot t'}{\frac{D}{2} - x} \cdot \int_0^\pi (r' \cdot \cos \alpha - x)^2 \cdot d\alpha \\
&= \frac{E_L \cdot \varepsilon_c \cdot r' \cdot t'}{\frac{D}{2} - x} \cdot \pi (r'^2 + 2x^2) \dots\dots\dots (2-35)
\end{aligned}$$

ただし、 $\varphi = \sin^{-1} \frac{x}{r}$ である。

F_j, M_j については、実際には離散的に配置されているリング継手のバネを、ボルトサークル上に線状に分布しているものと考え、また簡単のために、 $r_B = r, \varphi' = \varphi$ と仮定し、図 2.6 (b) を参照して次のように求める。

$$D = \frac{n \cdot k_j}{2r \cdot \pi} \quad : \text{リング継手引張バネ定数の線密度}$$

$$\begin{aligned}
F_j &= 2 \cdot \frac{D \cdot \delta_j}{r + x} \cdot \int_0^{\frac{\pi}{2} + \varphi} (r \cdot \cos \alpha + x) \cdot r \cdot d\alpha \\
&= \frac{n \cdot k_j \cdot \delta_j}{r + x} \cdot \frac{1}{2\pi} \cdot \{ 2r \cdot \cos \varphi + (\pi + 2\varphi) \cdot x \} \dots\dots\dots (2-36)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_j &= 2 \cdot \frac{D \cdot \delta_j}{r + x} \cdot \int_0^{\frac{\pi}{2} + \varphi} (r \cdot \cos \alpha + x)^2 \cdot r \cdot d\alpha \\
&= \frac{n \cdot k_j \cdot \delta_j}{r + x} \cdot \frac{1}{2\pi} \cdot \left\{ r^2 \cdot \left(\frac{\pi}{2} + \varphi - \frac{1}{2} \sin 2\varphi \right) + 4 \cdot r \cdot x \cdot \cos \varphi + (\pi + 2\varphi) \cdot x^2 \right\} \dots\dots (2-37)
\end{aligned}$$

式(2-30)～(2-35)および式(2-27)～(2-29)を用いて、中立軸位置 x を求める方程式が次のように導かれる。

$$\varphi + \cot \varphi = \pi \cdot \left[\left(1 + \frac{E_L \cdot A_L}{E_S \cdot A_S} \right) \cdot \left(1 + \frac{n \cdot k_j \cdot \ell_S}{E_S \cdot A_S} \right) - \frac{1}{2} \right] \quad \dots\dots\dots (2-38)$$

また、式(2-29)より、作用モーメント M とトンネルの曲がり角 θ の関係は、次式のように導かれる。

$$\begin{aligned} \frac{M}{\theta} = & \frac{E_S \cdot r^3 \cdot t}{\ell_S} \cdot \left\{ (\pi - 2\varphi) \cdot \left(\frac{1}{2} + \sin^2 \varphi \right) - 3 \cdot \sin \varphi \cdot \cos \varphi \right\} \\ & + \frac{E_S \cdot r^3 \cdot t}{\ell_S + \frac{E_S \cdot A_S}{n \cdot k_j}} \cdot \left\{ (\pi + 2\varphi) \cdot \left(\frac{1}{2} + \sin^2 \varphi \right) + 3 \cdot \sin \varphi \cdot \cos \varphi \right\} \\ & + \frac{E_L \cdot r' \cdot t' \cdot \pi}{\ell_S} \cdot (r'^2 + 2r^2 \cdot \sin^2 \varphi) \quad \dots\dots\dots (2-39) \end{aligned}$$

等価曲げ剛性 $(E \cdot I)_{eq}$ を式(2-40)のように定義すると、式(2-39)から式(2-41)のように表わされる。

$$(E \cdot I)_{eq} = \frac{M}{\theta} \cdot \ell_S \quad \dots\dots\dots (2-40)$$

$$\begin{aligned} (E \cdot I)_{eq} = & E_S \cdot r^3 \cdot t \cdot \left\{ (\pi - 2\varphi) \cdot \left(\frac{1}{2} + \sin^2 \varphi \right) - 3 \cdot \sin \varphi \cdot \cos \varphi \right\} \\ & + E_S \cdot r^3 \cdot t \cdot \frac{1}{1 + \frac{E_S \cdot A_S}{n \cdot k_j \cdot \ell_S}} \cdot \left\{ (\pi + 2\varphi) \cdot \left(\frac{1}{2} + \sin^2 \varphi \right) + 3 \cdot \sin \varphi \cdot \cos \varphi \right\} \\ & + E_L \cdot r' \cdot t' \cdot \pi \cdot (r'^2 + 2r^2 \cdot \sin^2 \varphi) \quad \dots\dots\dots (2-41) \end{aligned}$$

ここで、

$$I_S \doteq \pi \cdot t \cdot r^3$$

の近似を行い、式(2-38)および式(2-41)より、リング継手の引張剛性とトンネル全体の等価曲げ剛性およびトンネル断面の中立軸位置との関係を示すと、図2.7のようになる。

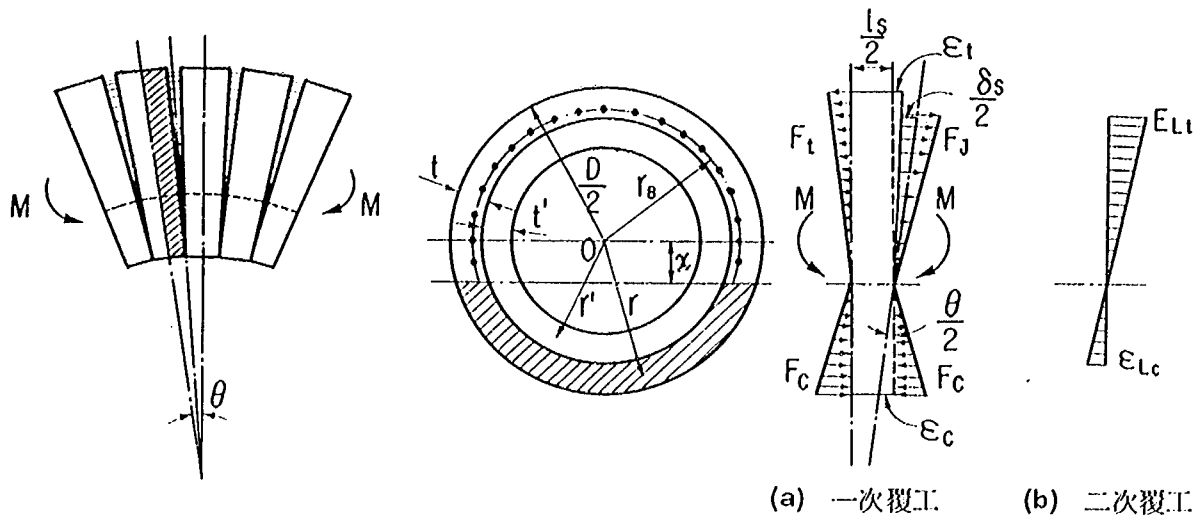


図 2.5 覆工の曲げ剛性

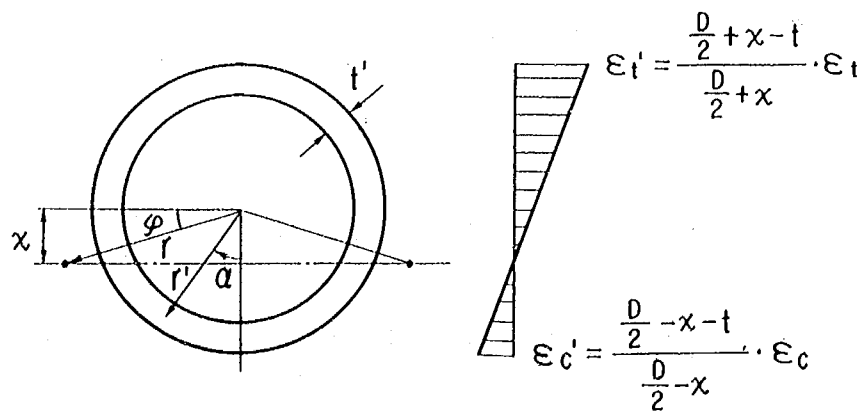
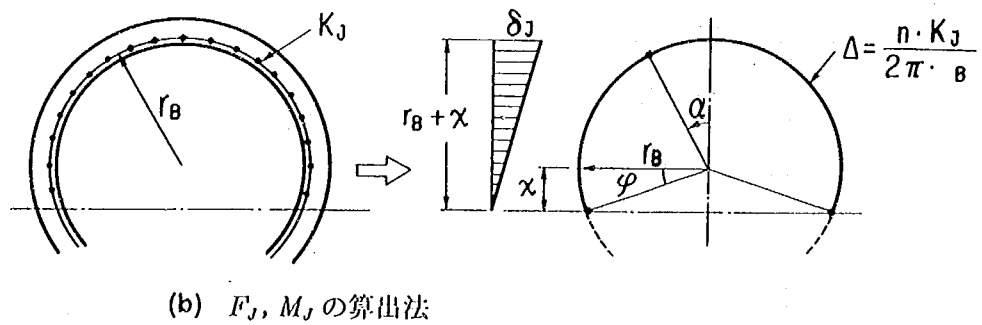
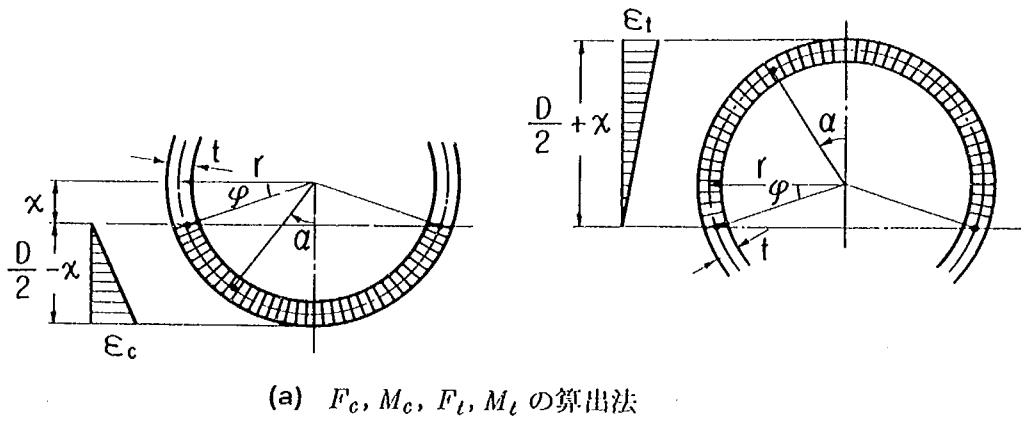
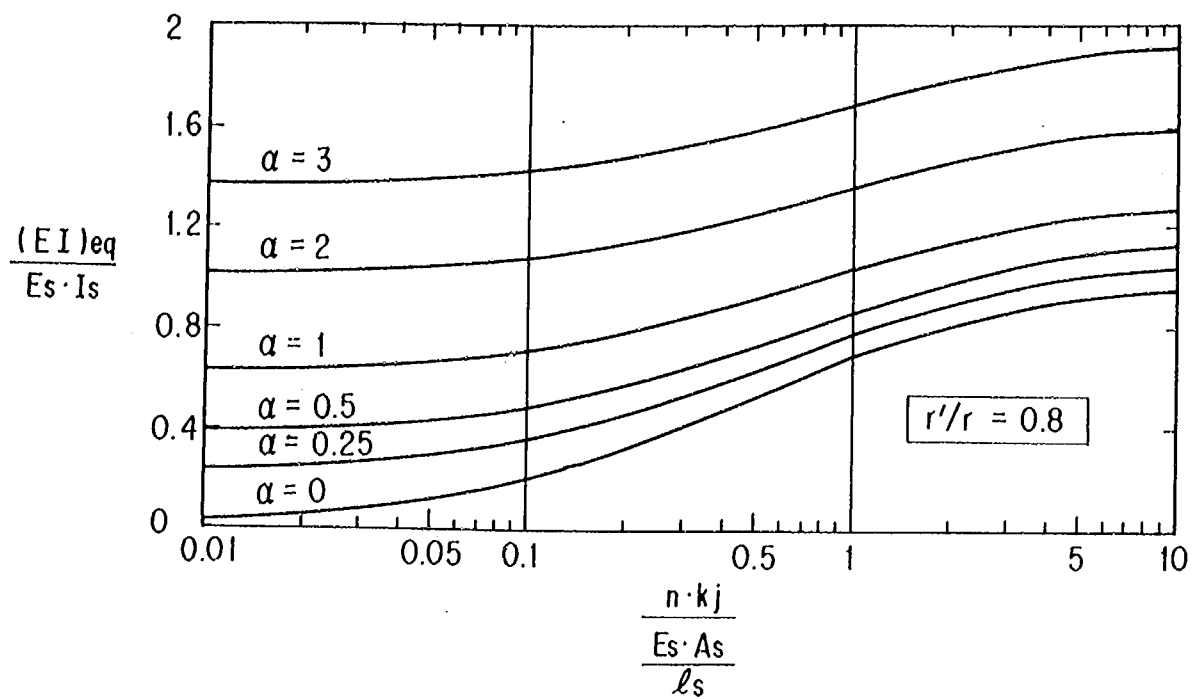
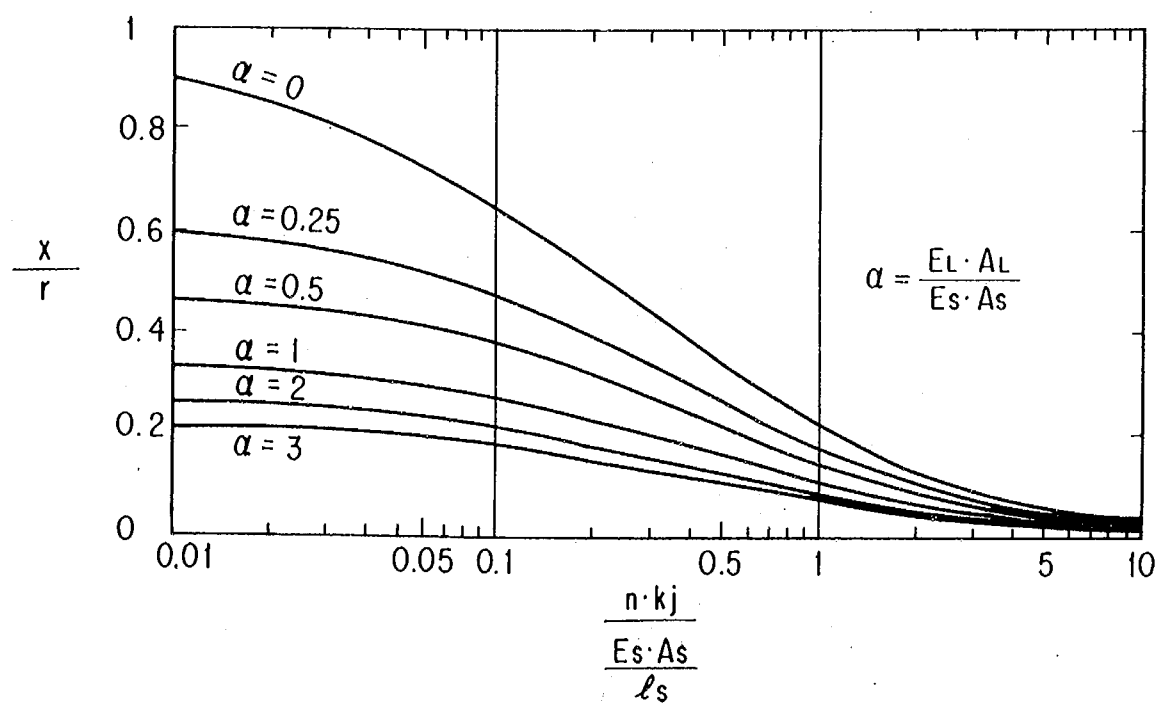


図 2.6 断面力の算出法



(a) 等価曲げ剛性



(b) 中立軸の位置

図 2.7 リング継手剛性と等価曲げ剛性および中立軸位置の関係

3. 解析対象モデル

3-1 解析モデル

3-1-1 解析対象トンネル及び地盤

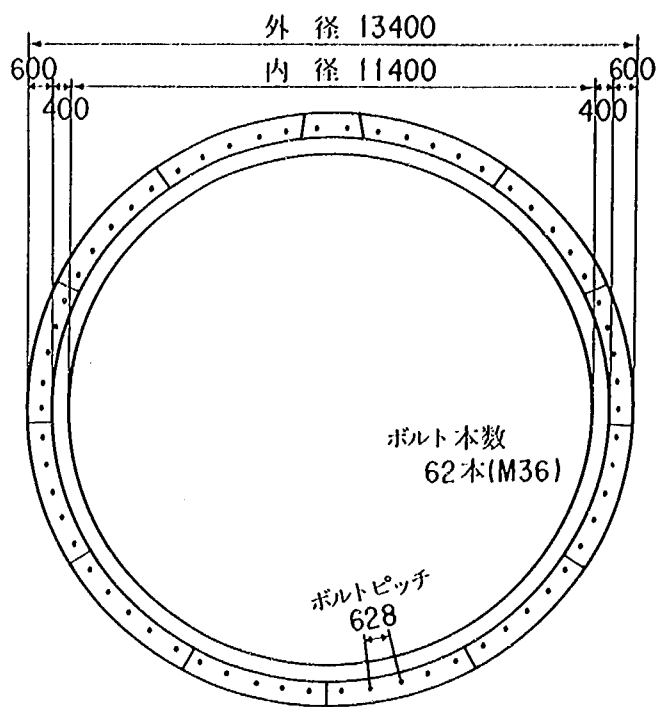
解析対象としたのは、3本の本線トンネルと、これを結ぶ連絡横坑から成る構造であり、本線トンネル及び連絡横坑の覆工断面を図3.1に、またセグメント及び二次覆工の諸元を表3.1に、それぞれ示す。セグメントとしては、鉄筋コンクリート製平板型セグメントを用いるものとした。また、二次覆工の軸方向鉄筋はトンネル全長にわたって連続しているものとし、二次覆工コンクリートには打ち継ぎ目がないものと仮定した。

リング継手としては、ボルト接合方式を考え、図3.2に示す継手金具および表3.2に示す継ぎボルトを用いるものと仮定した。リング継手の数は、図3.1に示したように、本線トンネルではA、Bセグメントについて5個、Kセグメントについては2個の合計62個、連絡横坑ではA、Bセグメントについて各4個、Kセグメントについては1個の合計25個とした。

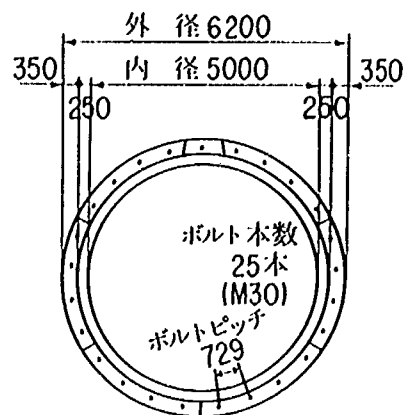
本線トンネルの長手方向に沿う地盤条件は図3.3に示す通りである。本地点は基本的に、ほぼ一様に滞積している A_c 層（厚さ22~25m）、その下部に互層埋積した D 層（厚さ38~45m）、及び、更にその下に存在する D_0 層から成り立っており、 D_0 層を耐震計算上の基盤とみなして、これより上の A_c 層及び D 層を解析対象地盤とした。図3.4は、3本の本線トンネルの軸線に沿う地盤モデルを、また図3.5は連絡横坑位置における本線トンネル直交方向の地盤モデルを、それぞれ示したものである。ここで A_c 層は層厚25mで一様に滞積しており、 D_{c1} 層と D_{c2} 層の層厚が図3.6に示すように変化するものと仮定した。なお、本線トンネルに直角方向の D_{c1} 層と D_{c2} 層の層厚の変化は、この方向の地盤ボーリング資料が十分ではないことから、本解析のために任意に設定したものであることに注意していただきたい。トンネル位置と地盤との関係を図3.7に示す。本線トンネルの中心線は海底面下25mの位置にあり、本線トンネル相互の間隔は26.8mとした。

地盤の応答解析に当たっては、トンネル軸方向に地盤を27m毎に20分割、トンネル軸直角方向に地盤を26.8m毎に11分割、計 $20 \times 11 = 220$ 分割とした。ただし、連絡横坑の長さは約13.4mと短いため、連絡横坑のための地盤要素は設けていない。従って、解析モデル上は、連絡横坑は本線トンネル間を結ぶ梁部材とし、これには地盤バネは付けていない。 A_c 層、 D_{c1} 層、 D_{c2} 層の地盤特性は表3.3の通りとした。

地盤とシールドトンネルとを結ぶバネ定数は、図3.8に示すように2次元平面ひずみ有限要素法を用いて各トンネルに軸方向および軸直角方向の単位荷重を与えた場合の変位量から求めた。ただし、このような解析を行ったのは、図3.7に示した解析対象区間の両端部及び連絡横坑位置の3箇所であり、その他の断面におけるバネ定数は、3箇所のバネ定数を距離に応じて線形補間して求めた。このようにして求めた地盤とトンネルを結ぶバネを表3.4に示す。



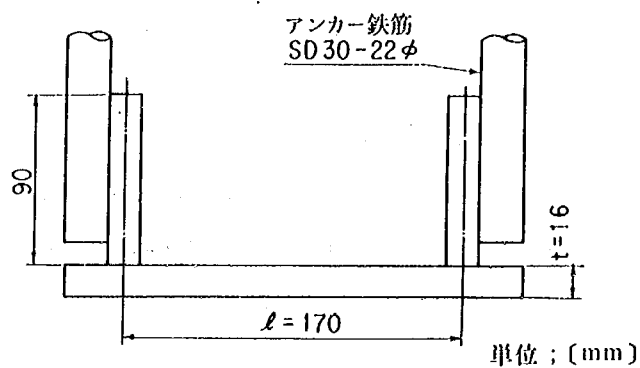
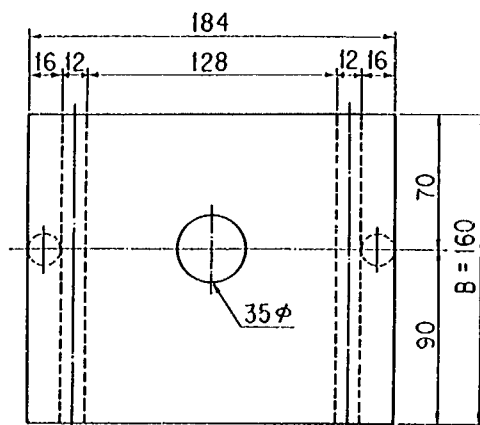
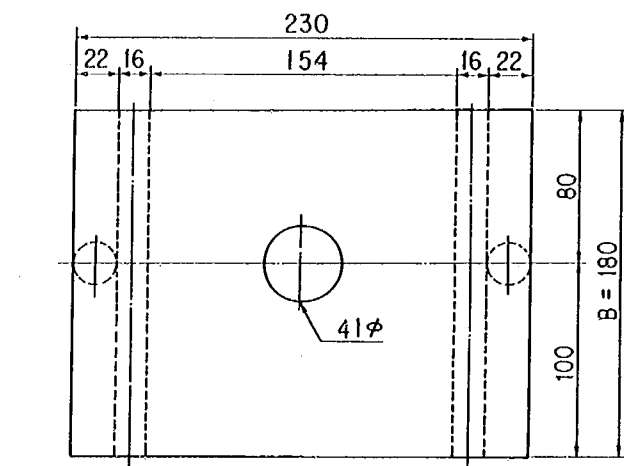
(a) 本線トンネル



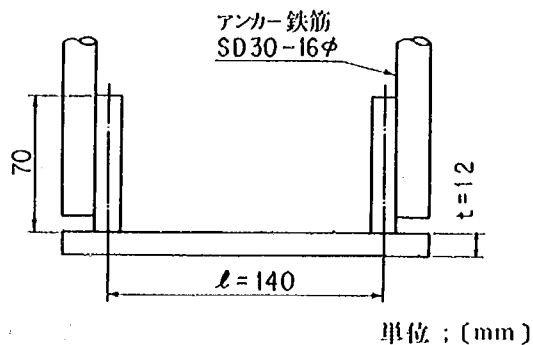
(b) 連絡横坑

単位 ; (mm)

図 3.1 解析対象シールドトンネル断面図



(a) 本線トンネル



(b) 連絡横坑

図 3.2 解析で仮定したリング継手の金具

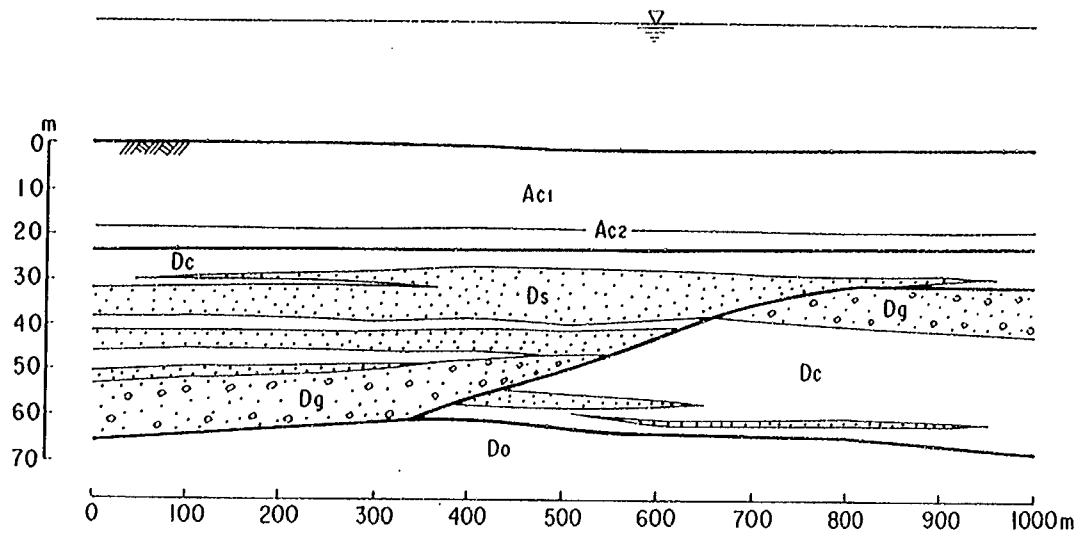


図 3.3 シールドトンネル軸線に沿う地盤縦断図

表 3.1 セグメントおよび二次覆工の諸元

(a) セグメント 諸元

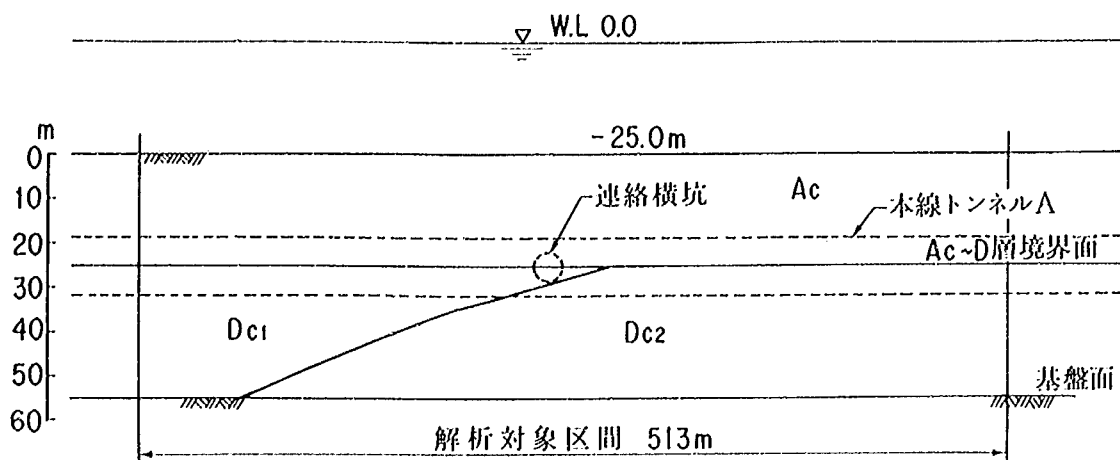
	本線トンネル	連絡横坑
外 径 D (mm)	13,400	6,200
内 径 (mm)	12,200	5,500
分 割 数	13	7
幅 ℓ_s (mm)	1,500	1,500
厚 さ t (mm)	600	350
断 面 積 A_s (mm ²)	24.13	6.43
ヤング率 E_s (t/m ²)	3.75×10^6	3.75×10^6

(b) 二 次 覆 工 諸 元

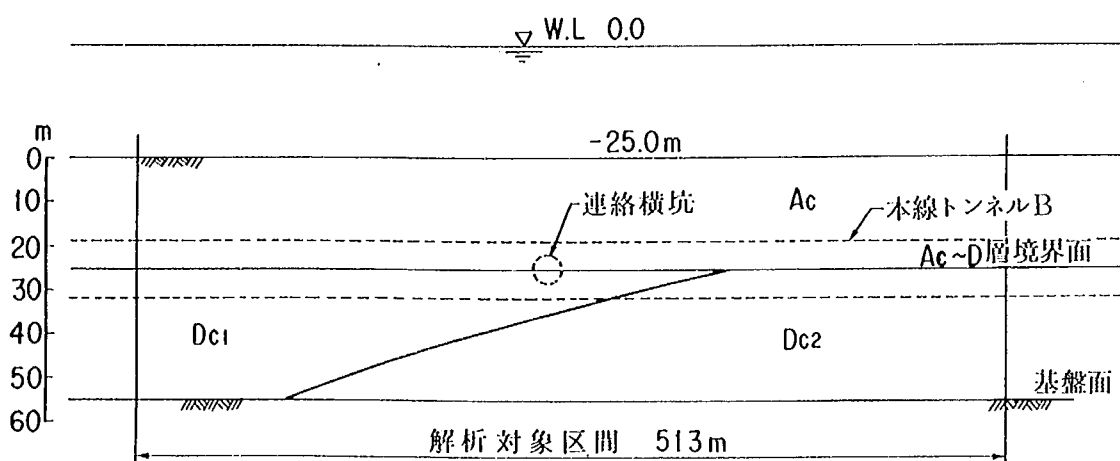
	本線トンネル	連絡横坑
外 径 D (mm)	12,200	5,500
内 径 (mm)	11,400	5,000
厚 さ t (mm)	400	250
断 面 積 A_l (mm ²)	14.83	4.12
ヤング率 E_l (t/m ²)	2.7×10^6	2.7×10^6
軸方向鉄筋本数	D 22 @ 126本	D 19 @ 56本
軸方向鉄筋量 (cm ²)	478	158

表 3.2 解析で仮定したリング継ぎボルトの諸元

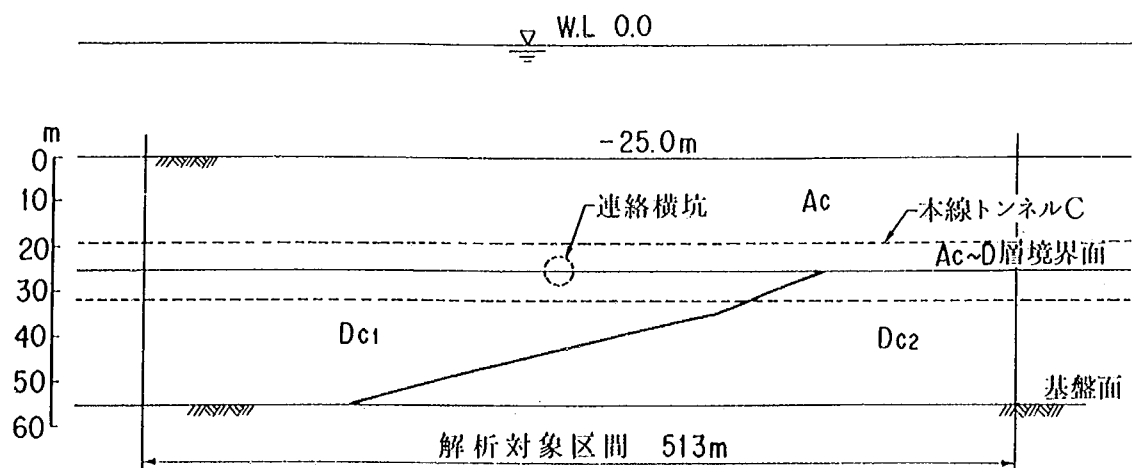
	本線トンネル	連絡横坑
本 数 n	62	25
ボルトピッチ (mm)	628	729
ねじの呼び	M36	M30
有効断面積 (mm ²)	817	604
強度区分	8.8	8.8
ヤング率 E_B (t/m ²)	2.1×10^7	2.1×10^7



(a) トンネルAの軸線に沿う地盤の断面図



(b) トンネルBの軸線に沿う地盤の断面図



(c) トンネルCの軸線に沿う地盤の断面図

注) 点線はトンネルを表わす

図 3.4 各本線トンネルの軸線に沿う地盤の縦断面図

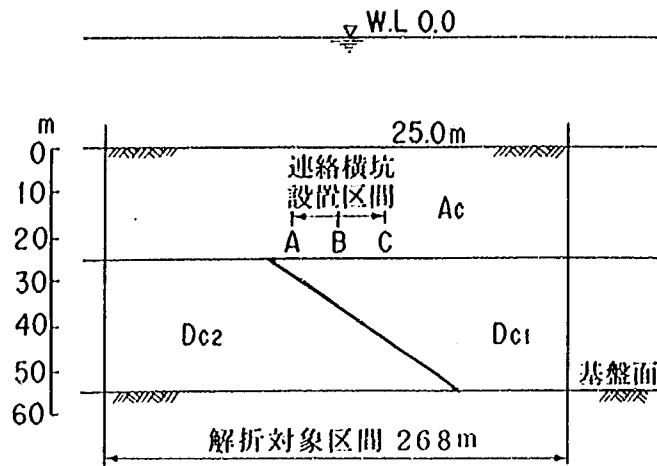


図3.5 連絡横坑位置における本線トンネル（トンネルA，B，C）
直交方向の地盤条件

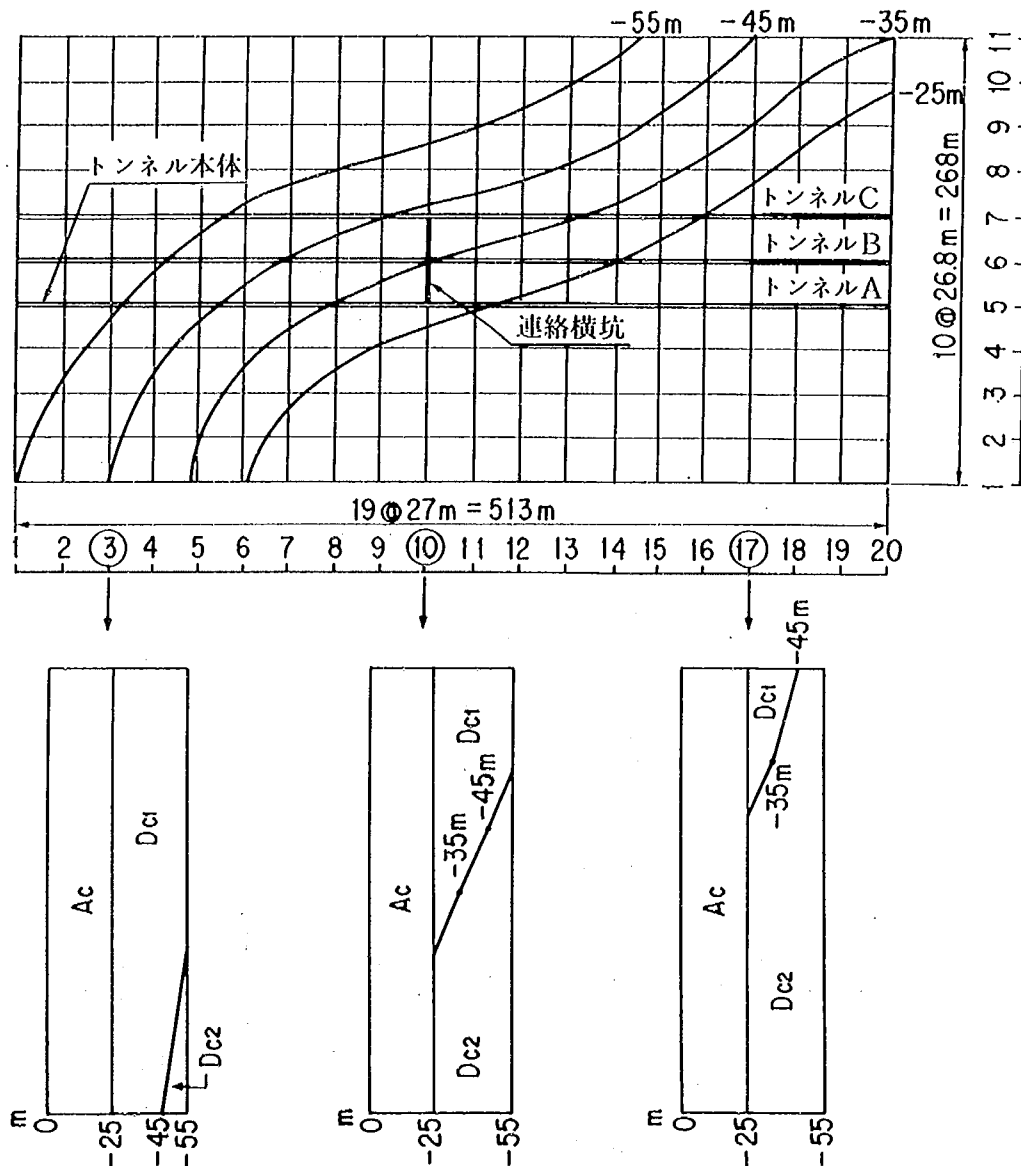


図3.6 地表面下25m，35m，45m，55m位置における D_{c1} と D_{c2} 層の境界線

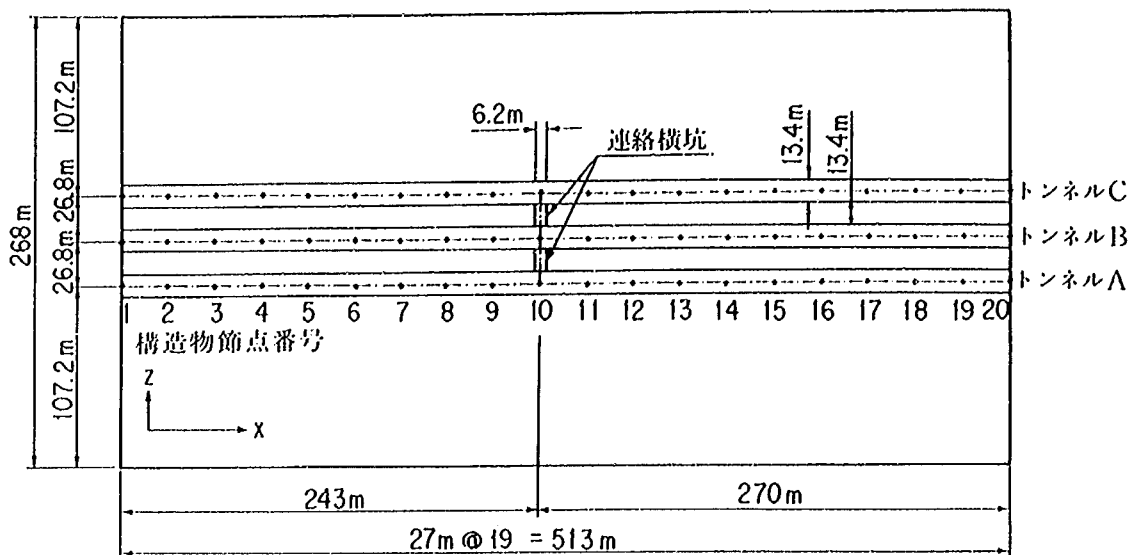
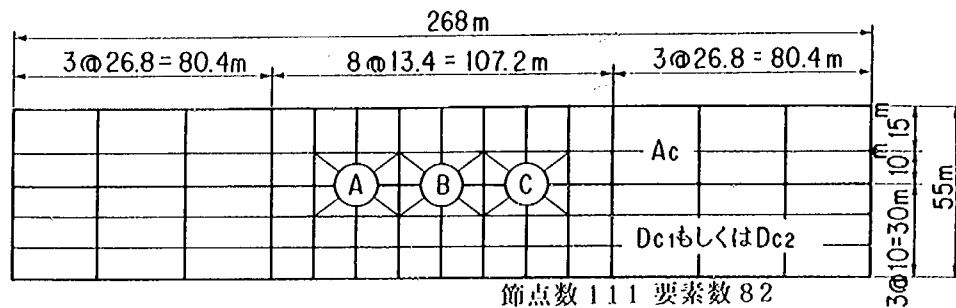


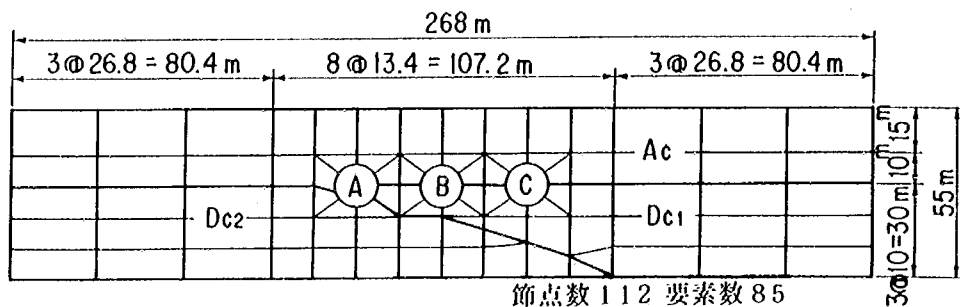
図 3.7 解析対象トンネルの設置状況と解析対象地盤の範囲 (平面図)

表 3.3 地盤の動的物性値

地層名	単位体積重量 γ_t (t/m ³)	せん断波速度 V_s (m/sec)	せん断弾性係数 G (t/m ²)	ポアソン比 ν
Ac	1.4	80	910	0.45
Dc1	1.7	140	3,400	0.45
Dc2	1.8	250	11,500	0.45



(a) 解析対象地盤両端部



(b) 連絡横坑位置

図 3.8 地盤とトンネルを結ぶバネを計算するための2次元平面ひずみ有限要素法モデル

表 3.4 地盤と本線トンネルを結ぶバネの一覧

トンネル 節点番号	本線トンネル A		本線トンネル B		本線トンネル C	
	軸方向地盤 バネ定数 (t/m)	軸直角方向 地盤バネ定数 (t/m)	軸方向地盤 バネ定数 (t/m)	軸直角方向 地盤バネ定数 (t/m)	軸方向地盤 バネ定数 (t/m)	軸直角方向 地盤バネ定数 (t/m)
1	201,960	445,500	207,090	459,000	201,960	445,500
2	201,960	445,500	207,090	459,000	201,960	445,500
3	201,960	445,500	207,090	459,000	201,960	445,500
4	252,180	549,640	207,090	459,000	201,960	445,500
5	302,400	653,790	225,680	513,900	201,960	445,500
6	352,620	757,930	244,260	568,800	211,190	478,440
7	402,840	862,070	262,850	623,700	220,430	511,380
8	453,060	966,210	281,430	678,600	229,660	544,320
9	503,280	1,070,360	300,020	733,500	238,900	577,260
10	553,500	1,174,500	318,600	788,400	248,130	610,200
11	591,300	1,290,600	399,600	955,130	311,630	742,950
12	629,100	1,406,700	480,600	1,121,850	375,120	875,700
13	629,100	1,406,700	561,600	1,288,580	438,620	1,008,450
14	629,100	1,406,700	642,600	1,455,300	502,110	1,141,200
15	629,100	1,406,700	642,600	1,455,300	565,610	1,273,950
16	629,100	1,406,700	642,600	1,455,300	629,100	1,406,700
17	629,100	1,406,700	642,600	1,455,300	629,100	1,406,700
18	629,100	1,406,700	642,600	1,455,300	629,100	1,406,700
19	629,100	1,406,700	642,600	1,455,300	629,100	1,406,700
20	629,100	1,406,700	642,600	1,455,300	629,100	1,406,700

3-1-2 リング継手のモデル化

シールドトンネルの動的解析では、シールドトンネルの剛性を正しく定めなければならない。シールドセグメントの交番載荷実験結果によると、シールドトンネルの剛性はセグメント間を連絡するリング継手の剛性が重要な役割を果たし、また、これに対しては、継手金具板の変形が大きく寄与していることがわかっているため、ここでは、リング継手の継手金具板の曲げ剛性から、リング継手の軸方向剛性を求めることとした。ここで、リング継手の軸方向剛性は、一般に図3.9に示すような非線形性を持つものと考えられるが、シールドトンネルの耐震計算上は引張力に対する検討が重要であるため、ここでは引張1次軸剛性 K_{j1} によりリング継手を代表させることとした。なお、シールドトンネルの引張力を算定するためには、引張側剛性を用いた線形解析で十分な精度が得られることは、既に報告した通りである。²⁾

リング継手に引張力が作用した場合には、接合された2枚の金具板は定着金具を支点とし、継ぎボルト位置に作用する面外方向の荷重により、互いに凸な形状に変形する。このため、ここでは継手金具板を両端固定支持の梁としてモデル化し、その曲げ剛性からリング継手の軸方向剛性を評価することとした。ただし、継ぎボルト自体の伸び量は、金具板の曲げによる変位量に比較して非常に小さいため、ボルトの軸剛性は無限大に大きいものとみなした。

このようにすると、曲げによる金具板のたわみ量 d は、次のように表わされる。

$$d = \frac{P \cdot \ell^3}{192 \cdot E \cdot I} \quad \dots\dots\dots (3-1)$$

ここに、

ℓ : 金具板のスパン長

$E \cdot I$: 金具板の曲げ剛性

式(3-1)に示されるたわみ量 d は、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値の2倍となる。よってリング継手のバネ定数 k_{j1} は次のようになる。

$$k_{j1} = \frac{96 \cdot E \cdot I}{\ell^3} \quad \dots\dots\dots (3-2)$$

ここで、金具板の曲げ剛性 $E \cdot I$ は、図3.2に示した金具板の形状から以下のようになる。

本線トンネル

$$\begin{aligned} E \cdot I &= E \cdot \frac{B \cdot t^3}{12} = 2.1 \times 10^7 \times \frac{0.18 \times 0.016^3}{12} \\ &= 1.29 \text{ t} \cdot \text{m}^2 \quad \dots\dots\dots (3-3) \end{aligned}$$

よって、

$$k_{j1} = \frac{96 \times 1.29}{0.17^3} = 2.52 \times 10^4 \text{ t/m} \quad \dots\dots\dots (3-4)$$

連絡横坑

$$\begin{aligned} E \cdot I &= E \cdot \frac{B \cdot t^3}{12} = 2.1 \times 10^7 \times \frac{0.16 \times 0.012^3}{12} \\ &= 0.484 \text{ t} \cdot \text{m}^2 \quad \dots\dots\dots (3-5) \end{aligned}$$

よって,

$$k_{j1} = \frac{96 \times 0.484}{0.14^3} = 1.69 \times 10^4 \text{ t/m} \quad \dots\dots\dots (3-6)$$

3-1-3 覆工の等価剛性

(1) 覆工の等価軸剛性

式(2-26)より, 覆工の等価軸剛性は, リング継手の剛性とセグメント本体および二次覆工の剛性から, 次のように求められる。

本線トンネル

$$\begin{aligned} (E \cdot A)_{eq1}^T &= \frac{1}{\frac{3.75 \times 10^6 \times 24.13}{1.5 \times 2.52 \times 10^4 \times 62} + 1} \times 3.75 \times 10^6 \times 24.13 + 14.8 \times 2.7 \times 10^6 \\ &= 4.23 \times 10^7 \text{ t} \quad \dots\dots\dots (3-7) \end{aligned}$$

連絡横坑

$$\begin{aligned} (E \cdot A)_{eq1}^T &= \frac{1}{\frac{3.75 \times 10^6 \times 6.43}{1.5 \times 1.69 \times 10^4 \times 25} + 1} \times 3.75 \times 10^6 \times 6.43 + 4.12 \times 2.7 \times 10^6 \\ &= 1.17 \times 10^7 \text{ t} \quad \dots\dots\dots (3-8) \end{aligned}$$

以上の覆工の等価軸剛性は, 二次覆工の全断面が引張に対して有効に働くと考えた場合の値であるが, 二次覆工が引張に対して鉄筋のみ有効に働く場合を想定すると, 覆工の等価軸剛性は以下ようになる。

本線トンネル

$$E_L = 2.1 \times 10^7 \text{ t/m}^2, \quad A_L = \frac{0.022^2}{4} \cdot \pi \times 126 = 0.0478 \text{ m}^2$$

よって,

$$(E \cdot A)_{eq1}^T = 3.28 \times 10^6 \text{ t} \quad \dots\dots\dots (3-9)$$

連絡横坑

$$E_L = 2.1 \times 10^7 \text{ t/m}^2, \quad A_L = \frac{0.019^2}{4} \cdot \pi \times 56 = 0.0158 \text{ m}^2$$

$$(E \cdot A)_{eq1}^T = 9.5 \times 10^5 \text{ t} \quad \dots\dots\dots (3-10)$$

(2) 覆工の等価曲げ剛性

式(2-41)より、覆工の等価曲げ剛性は次のように与えられる。

$$\begin{aligned}
 (E \cdot I)_{eq} &= -\frac{M}{\theta} \cdot \ell_s \\
 (E \cdot I)_{eq} &= E_s \cdot r^3 \cdot t \cdot \left\{ (\pi - 2\varphi) \cdot \left(\frac{1}{2} + \sin^2 \varphi \right) - 3 \cdot \sin \varphi \cdot \cos \varphi \right\} \\
 &\quad + E_s \cdot r^3 \cdot t \cdot \frac{1}{1 + \frac{E_s \cdot A_s}{n \cdot k_j \cdot \ell_s}} \cdot \left\{ (\pi + 2\varphi) \cdot \left(\frac{1}{2} + \sin^2 \varphi \right) + 3 \cdot \sin \varphi \cdot \cos \varphi \right\} \\
 &\quad + E_L \cdot r' \cdot t' \cdot \pi \cdot (r'^2 + 2r^2 \cdot \sin^2 \varphi) \quad \dots\dots\dots (2-41)
 \end{aligned}$$

計算に用いる各諸元の値を表3.5に示す。これより、二次覆工全断面を有効とした場合の覆工の等価曲げ剛性を求めると以下になる。

本線トンネル

$$(E \cdot I)_{eq} = 1.24 \times 10^9 \text{ t} \cdot \text{m}^2 \quad \dots\dots\dots (3-11)$$

連絡横坑

$$(E \cdot I)_{eq} = 6.9 \times 10^7 \text{ t} \cdot \text{m}^2 \quad \dots\dots\dots (3-12)$$

一方、二次覆工の鉄筋のみが有効に働くとした場合を想定すると、覆工の等価曲げ剛性は以下の値となる。

本線トンネル

$$(E \cdot I)_{eq} = 1.09 \times 10^8 \text{ t} \cdot \text{m}^2 \quad \dots\dots\dots (3-13)$$

連絡横坑

$$(E \cdot I)_{eq} = 6.7 \times 10^6 \text{ t} \cdot \text{m}^2 \quad \dots\dots\dots (3-14)$$

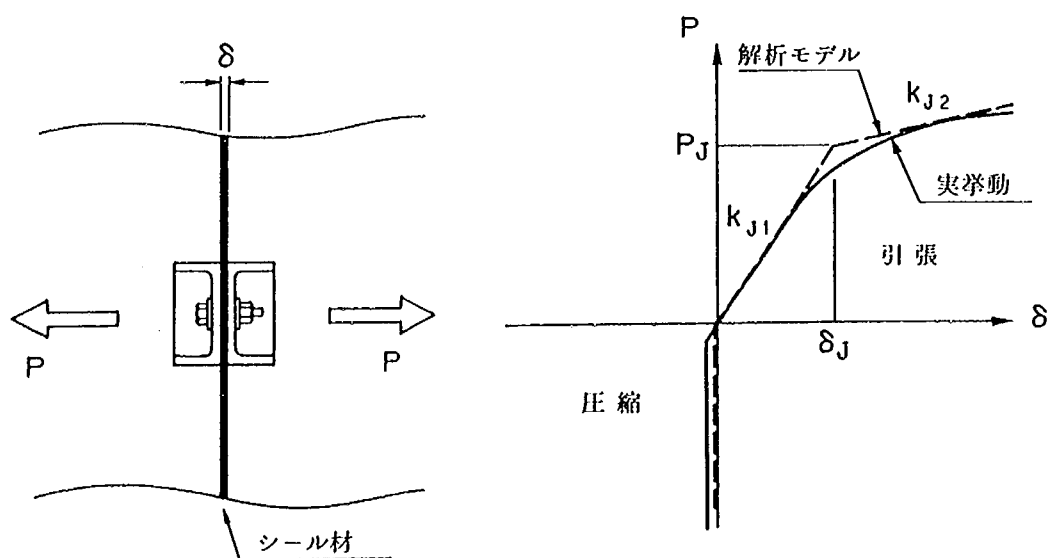


図3.9 リング継手のバネとしての評価

表 3.5 等価曲げ剛性の計算

	本 線 ト ン ネ ル		連 絡 横 坑	
	三次覆工の全断面有効	三次覆工の鉄筋のみ有効	三次覆工の全断面有効	三次覆工の鉄筋のみ有効
ℓ_s (m)	1.5	1.5	1.5	1.5
$\frac{D}{2}$ (m)	6.7	6.7	3.1	3.1
t (m)	0.6	0.6	0.35	0.35
r (m)	6.4	6.4	2.925	2.925
A_s (m ²)	24.13	24.13	6.43	6.43
E_s (t/m ²)	3.75×10^6	3.75×10^6	3.75×10^6	3.75×10^6
t' (m)	0.4	0.4	0.25	0.25
r' (m)	5.9	5.9	2.625	2.625
A_L (m ²)	14.8	0.0478 (14.8)	4.12	0.0158 (4.12)
E_L (t/m ²)	2.7×10^6	2.1×10^7 (6.78×10^4)	2.7×10^6	2.1×10^7 (8.05×10^4)
$n \cdot k_j$ (t/m)	1.56×10^6	1.56×10^6	4.23×10^5	4.23×10^5
φ (rad)	0.35	0.91	0.34	0.89
χ / r	0.34	0.786	0.332	0.777
$\alpha \left(= 2 \cdot \frac{E_L \cdot A_L}{E_s \cdot A_s} \right)$	0.883	0.0222	0.923	0.0275
$\beta (= r' / r)$	0.922	0.922	0.897	0.897
$\frac{(E \cdot I)_{eq}}{E_s \cdot I_s}$	0.667	0.059	0.670	0.065
$E_s \cdot I_s$	1.86×10^9	1.86×10^9	1.03×10^8	1.03×10^8
$(E \cdot I)_{eq}$	1.24×10^9	1.09×10^8	6.9×10^7	6.7×10^6

注) A_L および E_L は、鉄筋のみ有効の場合、みかけの剛性を使用するため、カッコ内の数値を計算上用いる。

3-2 解析ケース

解析ケースは、表 3.6 に示すように連絡横坑の有無の影響、二次覆工剛性の評価方法の違いによる応答の差異、本線トンネル～連絡横坑間の接合方法の違いによる応答の差異に着目して、下記の 4 ケースとした。

- ① ケース 1：本線トンネルのみの応答解析
 - ② ケース 2：本線トンネルに連絡横坑が剛結されている場合の応答解析
 - ③ ケース 3：本線トンネルおよび連絡横坑の二次覆工を、鉄筋のみ有効として評価した場合の応答解析
 - ④ ケース 4：本線トンネルに連絡横坑が可とう性継手を介在して設置されている場合の応答解析
- 各ケースにおける覆工の等価剛性および可とう性継手の剛性は、表 3.7 に示す通りである。

3-3 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 25km 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、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 3.10 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。

表 3.6 解 析 ケ ー ス

ケース	連絡横坑の有無	本線トンネルと連絡横坑の結合方式	二次覆工剛性の評価
1	無	—	全断面有効
2	有	剛 結	全断面有効
3	有	剛 結	鉄筋のみ有効
4	有	可とう性継手有	全断面有効

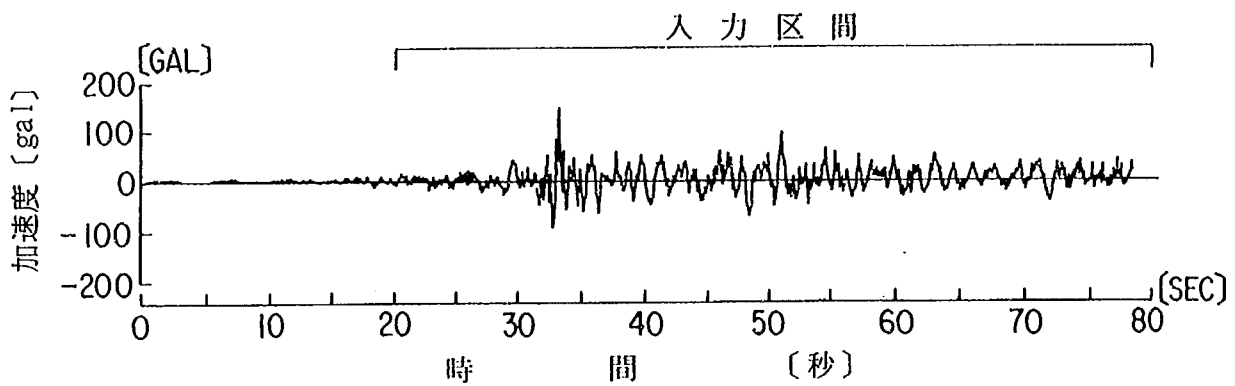


図 3.10 基盤入力地震動 L2

表 3.7 検討した各ケースでのトンネルの剛性

	本線トンネル覆工の等価剛性		連絡横坑覆工の等価剛性		本線トンネル～連絡横坑間の可とう性継手剛性			備 考
	(EA) _{eq} [ton]	(EI) _{eq} [ton・m ²]	(EA) _{eq} [ton]	(EI) _{eq} [ton・m ²]	K _x [ton/m]	K _z [ton/m]	K _θ [ton・m/rad]	
ケース 1	4.23×10^7	1.24×10^9	—	—	—	—	—	連絡横坑なし
ケース 2	4.23×10^7	1.24×10^9	1.17×10^7	6.9×10^7	— (剛結)	— (剛結)	— (剛結)	トンネル全断面有効として剛性を算出
ケース 3	3.28×10^6	1.09×10^8	9.5×10^5	6.7×10^6	— (剛結)	— (剛結)	— (剛結)	トンネル二次覆工は鉄筋のみ有効として剛性を算出
ケース 4	4.23×10^7	1.24×10^9	1.17×10^7	6.9×10^7	1.17×10^5	5×10^4	6.99×10^5	継手剛性は連絡横坑剛性の1/100

4. 応答解析結果

4-1 地盤の振動特性

地盤各点における固有周期の分布を図4.1に示す。 D_{c1} 層の厚い地盤(図中左上付近)では固有周期が1.7秒程度であるのに対し、 D_{c2} 層の厚い地盤(図中右下付近)では、固有周期が1.4秒と変化しているのがわかる。これを3本の本線トンネルの軸線に沿う地盤の固有周期として示すと図4.2のようになる。地盤の固有値解析結果を示すと、表4.1のようになる。トンネル軸方向には1次～6次モードを考慮することにより、また、トンネル軸直角方向には1次～9次モードを考慮することにより、それぞれ、99.3%及び99.9%の有効質量が得られるため、時刻歴地震応答解析では、これらのモードを考慮することとした。

地盤各点におけるトンネル埋設深度($GL-25m$)の最大応答加速度および最大応答変位の分布をそれぞれ図4.3、図4.4に示す。これによれば最大応答値の分布は、いずれも図4.1に示した固有周期の分布形状と良く対応しているのがわかる。また、加振方向の違いによる応答値の差は顕著ではない。図4.5及び図4.6は、それぞれ本線トンネル軸線位置における最大応答加速度及び最大応答変位の分布を示したものである。3本の本線トンネル中では、トンネルA、トンネルB、トンネルCの順に加速度応答、変位応答ともに大きくなっている。トンネル軸に直角方向の地盤の最大応答加速度および最大応答変位を連絡横坑位置で示すと、それぞれ図4.7及び図4.8のようになる。また地盤の時刻歴応答変位波形の一例として、連絡横坑位置における本線トンネルA、B、C軸線位置の変位波形及び相対変位波形を図4.9～10及び図4.11～12にそれぞれ示す。

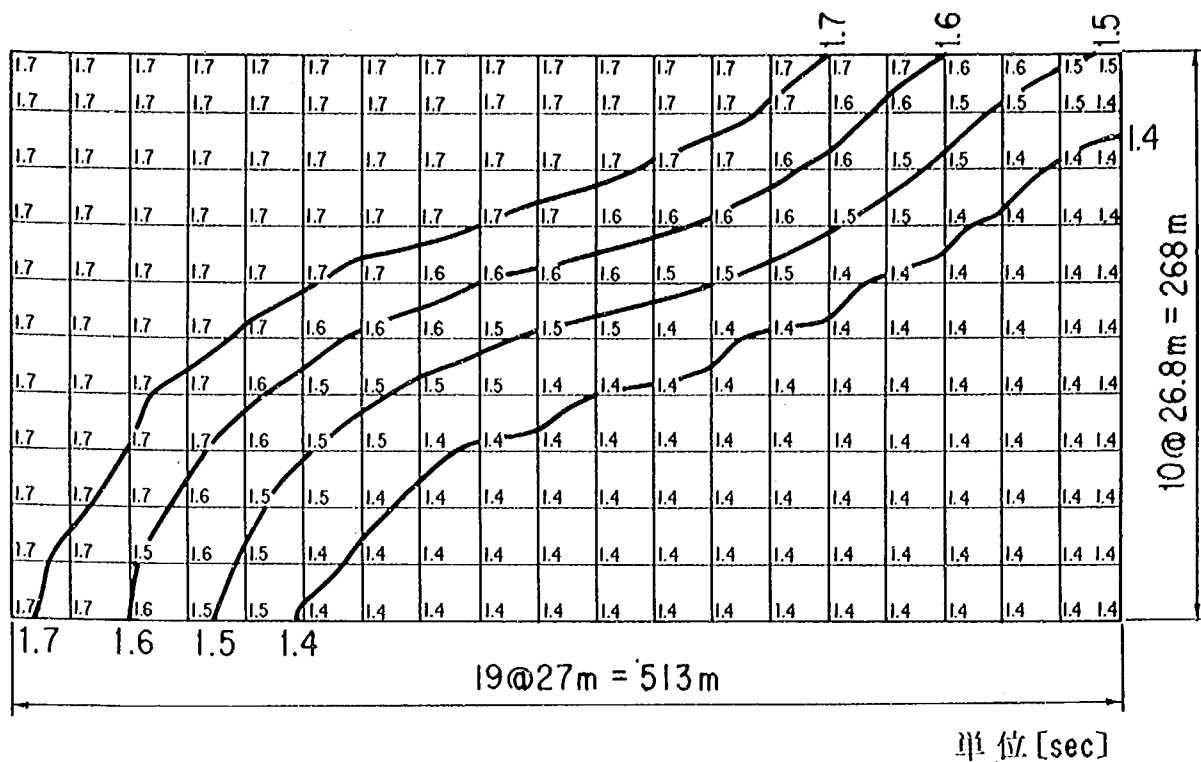


図 4.1 解析対象地盤の固有周期分布

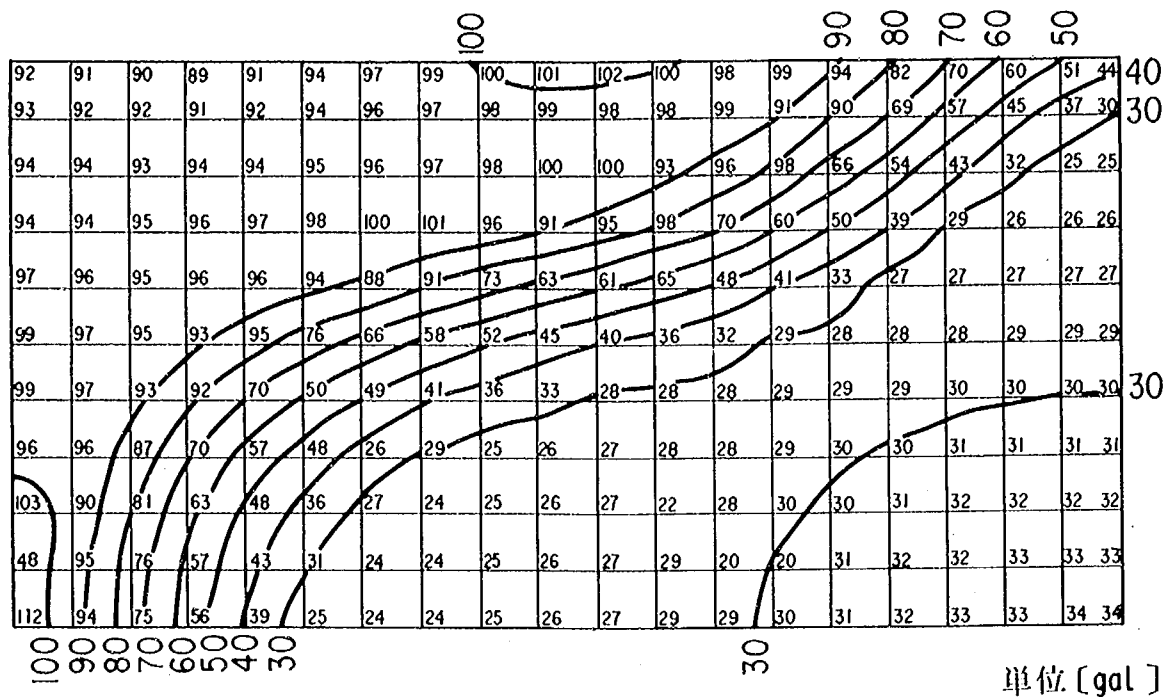
表 4.1 地盤の固有値解析結果

(a) 本線トンネル軸方向

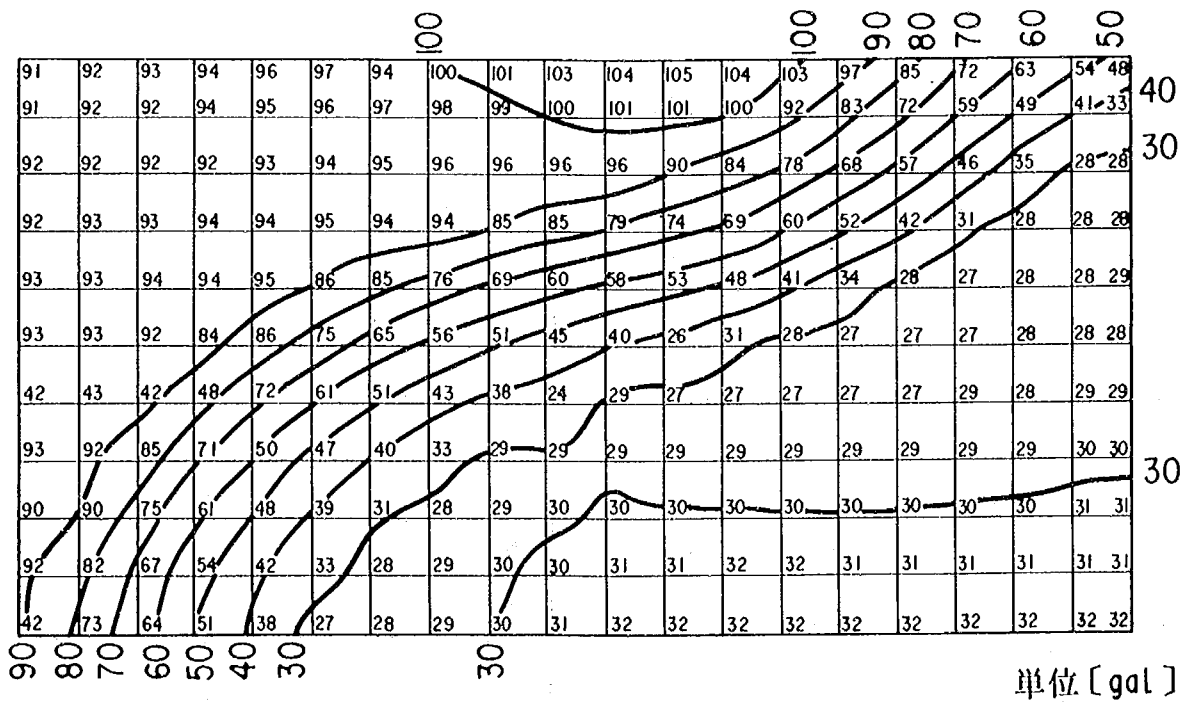
次数	固有周期 [sec]	刺激係数	有効質量比 [%]
1	1.67	10.2	56.0
2	1.56	-2.2	2.4
3	1.52	-5.7	16.5
4	1.43	-0.6	0.2
5	1.37	-1.2	0.7
6	1.36	-7.6	23.5
合計	--	--	99.3

(b) 本線トンネル軸直角方向

次数	固有周期 [sec]	刺激係数	有効質量比 [%]
1	1.68	-9.2	45.4
2	1.58	6.4	21.4
3	1.49	4.3	9.2
4	1.45	0.9	0.4
5	1.41	-5.0	11.5
6	1.35	-2.3	2.5
7	1.31	-4.3	8.1
8	1.27	-0.5	0.1
9	1.26	1.8	1.3
合計	--	--	99.9

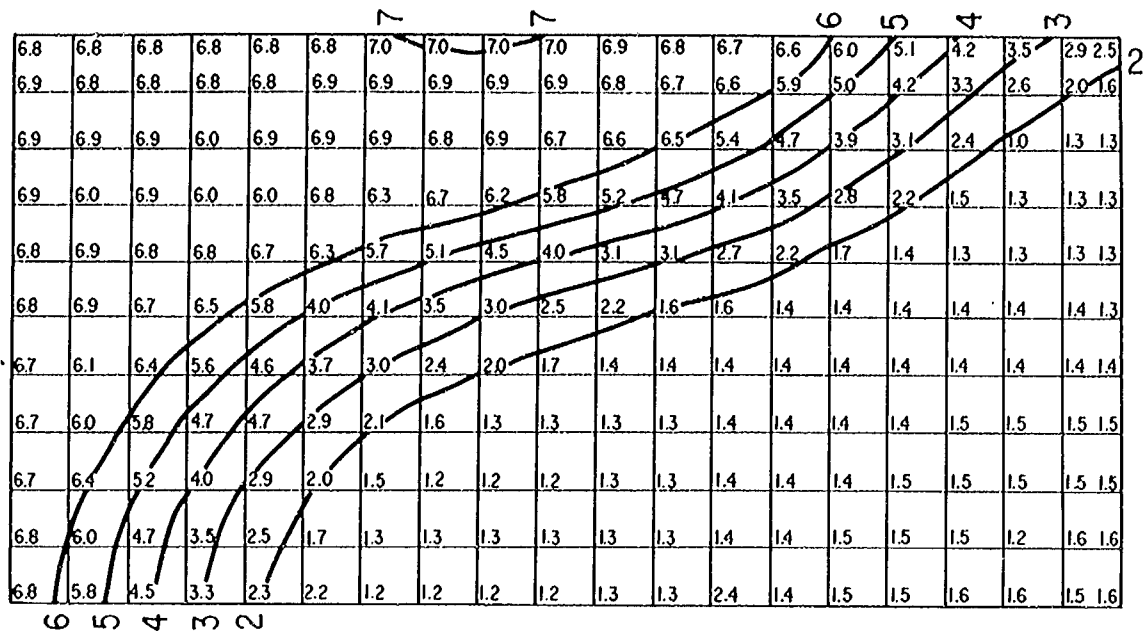


(a) トンネル軸方向

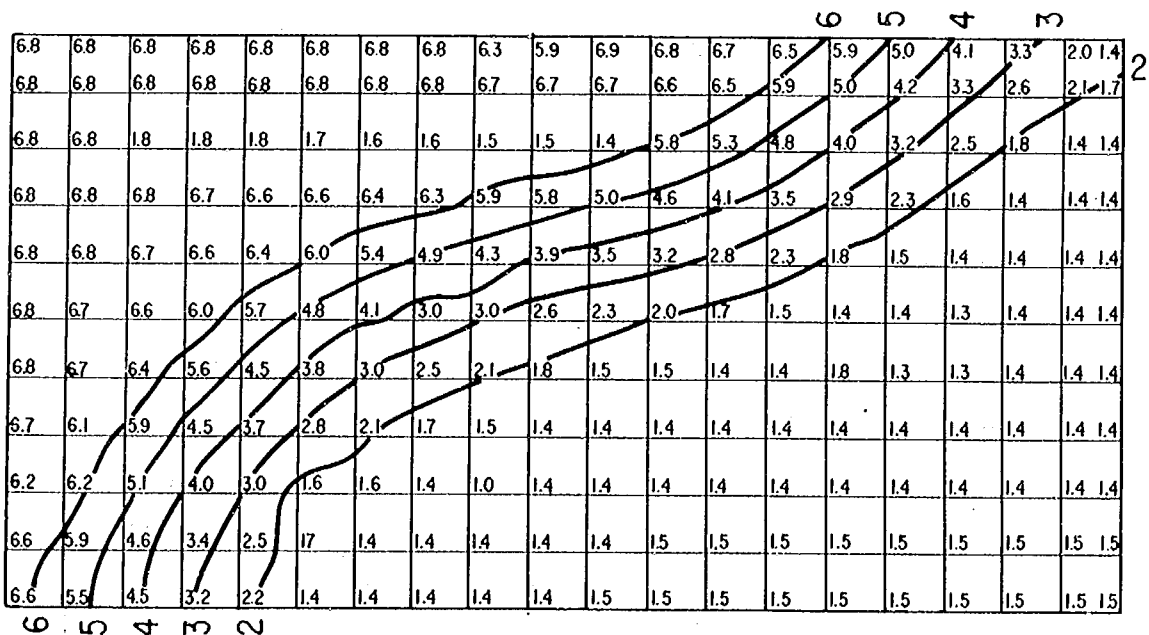


(b) トンネル軸直角方向

図 4.3 トンネル埋設深度 (G.L-25 m) における地盤の最大応答加速度の分布



(a) トンネル軸方向



(b) トンネル軸直角方向

図4.4 トンネル埋設深度 (G.L-25 m) における地盤の最大応答変位の分布

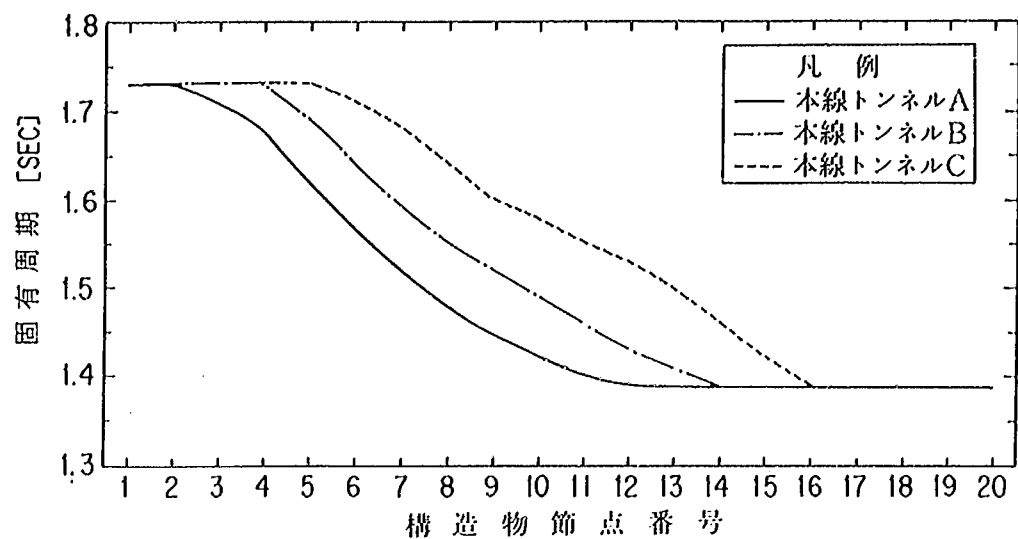
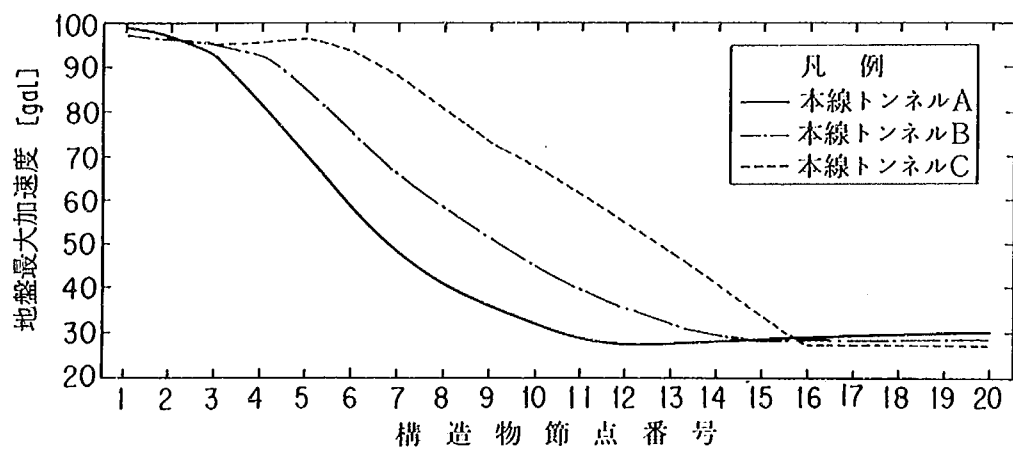
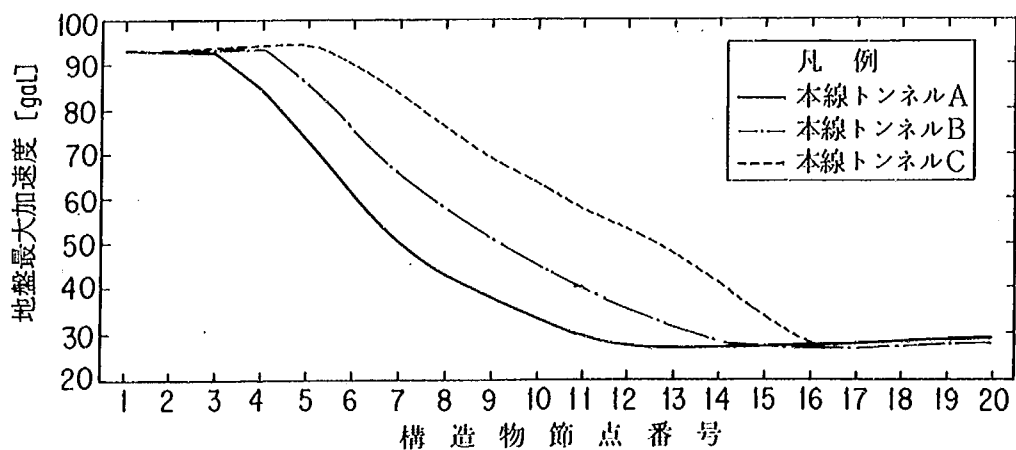


図 4.2 本線トンネル位置における地盤の固有周期

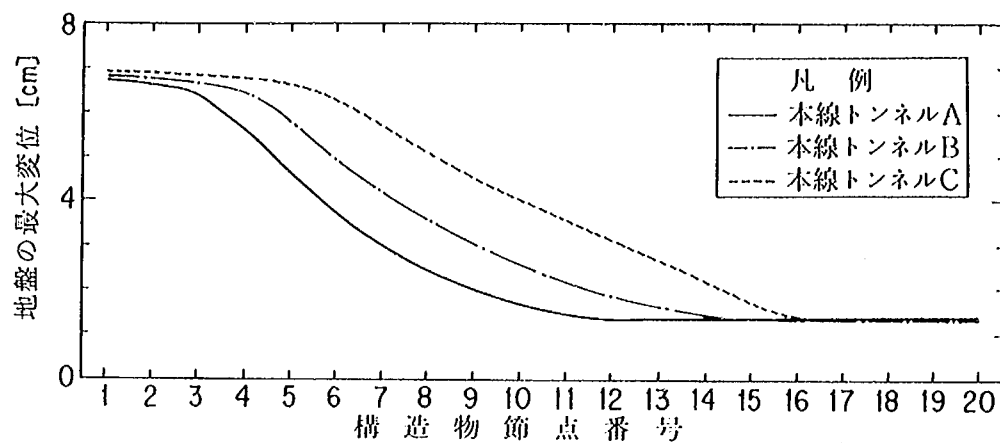


(a) 本線トンネル軸方向加振

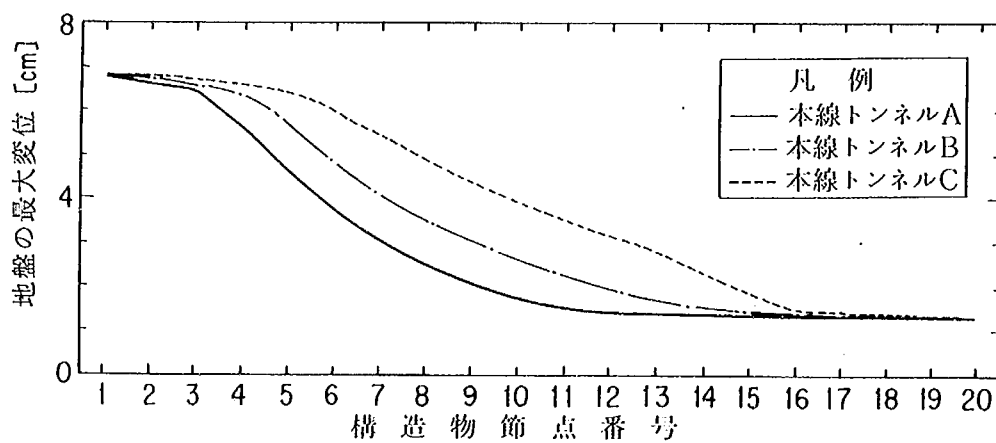


(b) 本線トンネル軸直角方向加振

図 4.5 本線トンネル深度における地盤の最大応答加速度

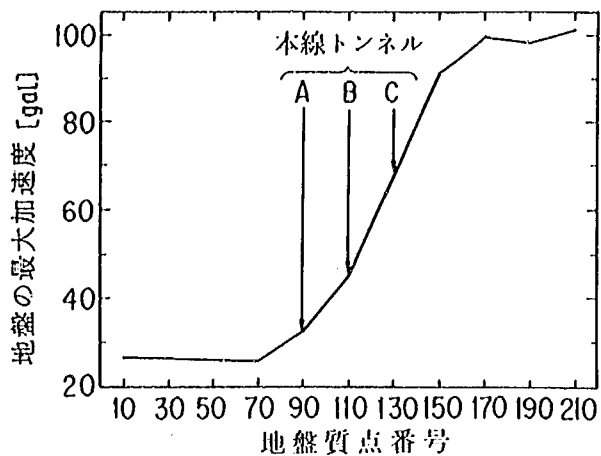


(a) 本線トンネル軸方向加振

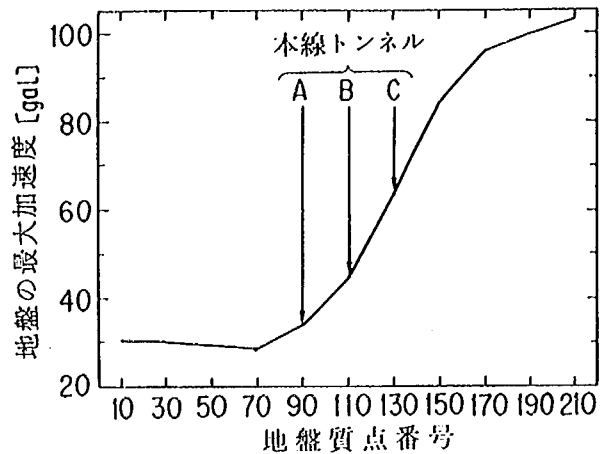


(b) 本線トンネル軸直角方向加振

図4.6 本線トンネル深度における地盤の最大応答変位

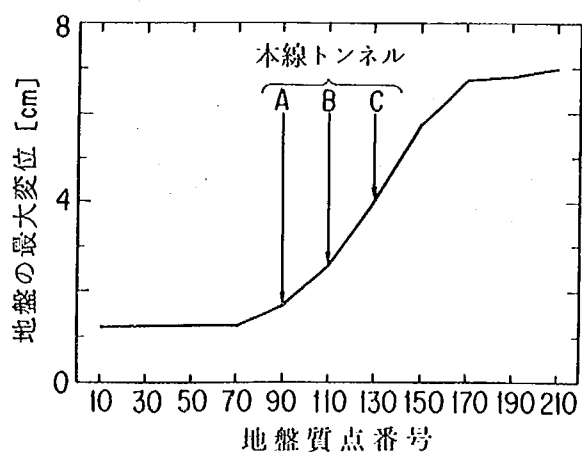


(a) 本線トンネル軸方向加振

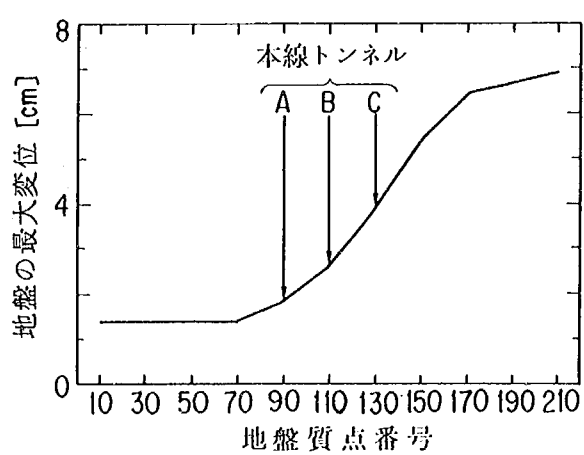


(b) 本線トンネル軸直角方向加振

図4.7 連絡横坑軸線上での地盤の最大応答加速度

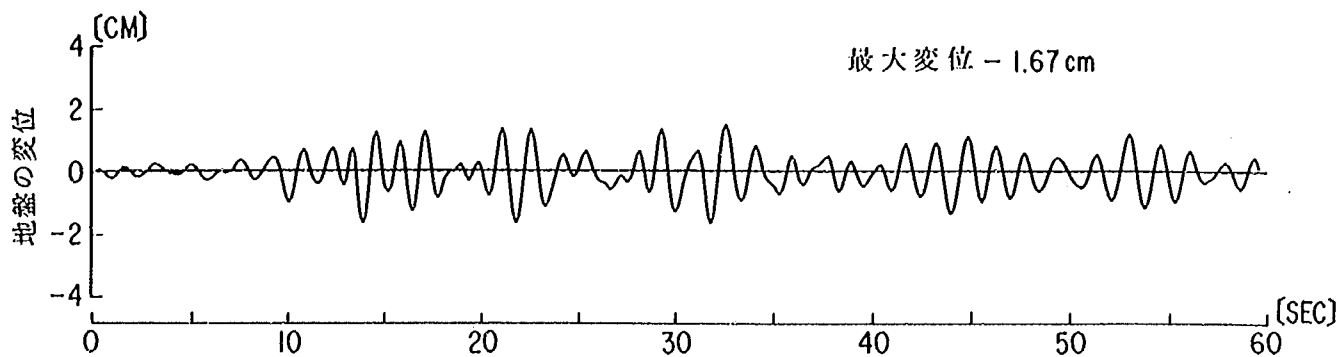


(a) 本線トンネル軸方向加振

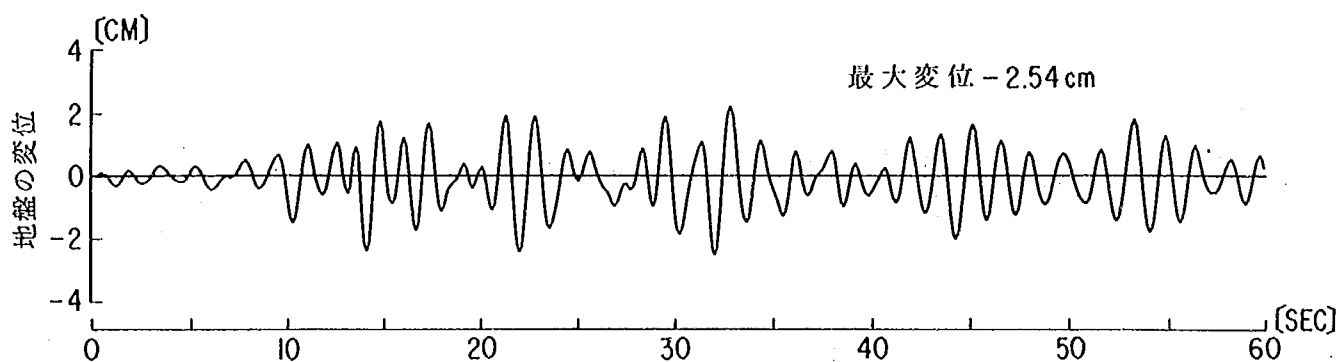


(b) 本線トンネル軸直角方向加振

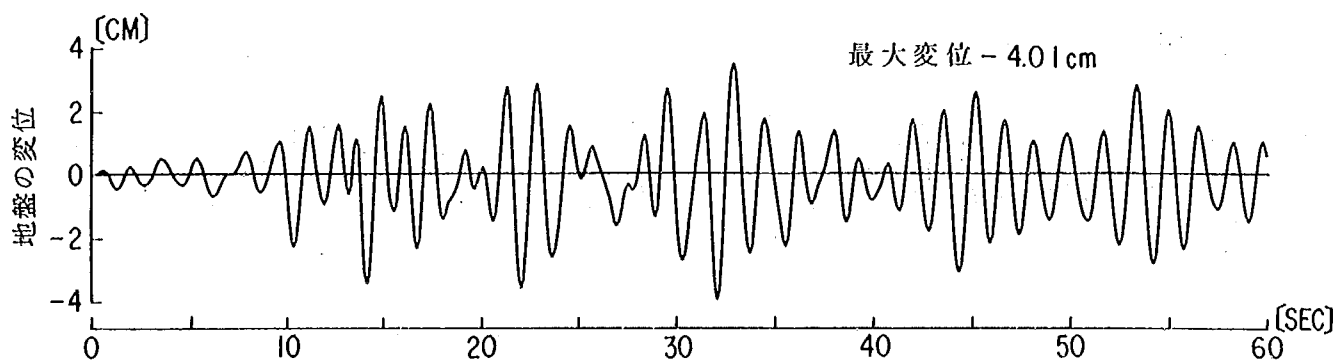
図4.8 連絡横坑軸線上での地盤の最大応答変位



(a) 本線トンネルA（連絡横坑取付位置）における地盤の応答変位

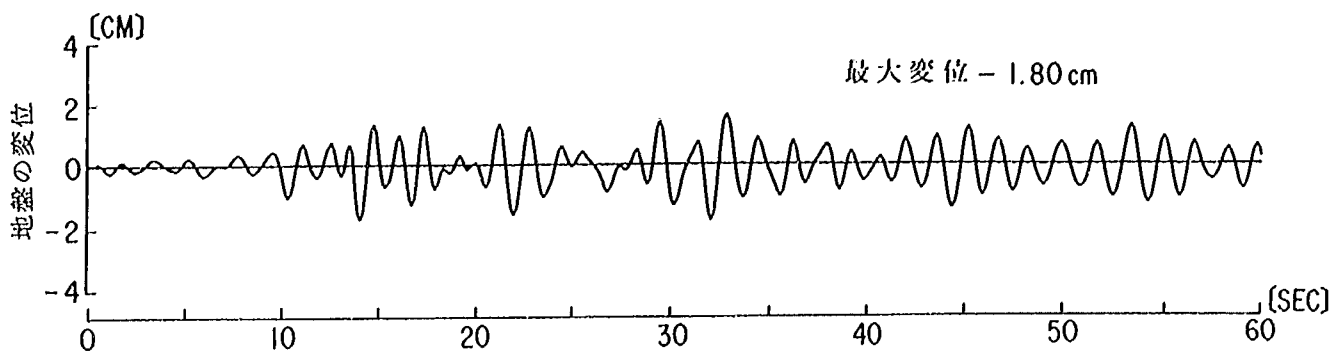


(b) 本線トンネルB（連絡横坑取付位置）における地盤の応答変位

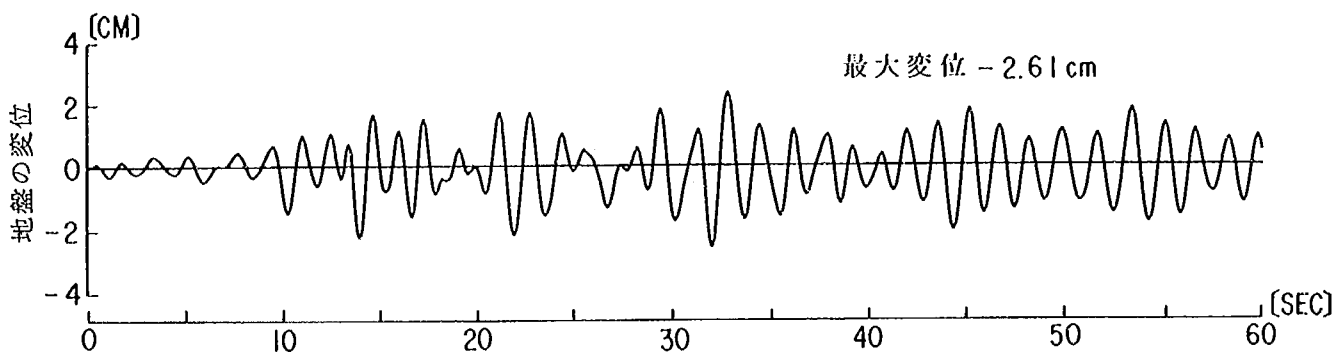


(c) 本線トンネルC（連絡横坑取付位置）における地盤の応答変位

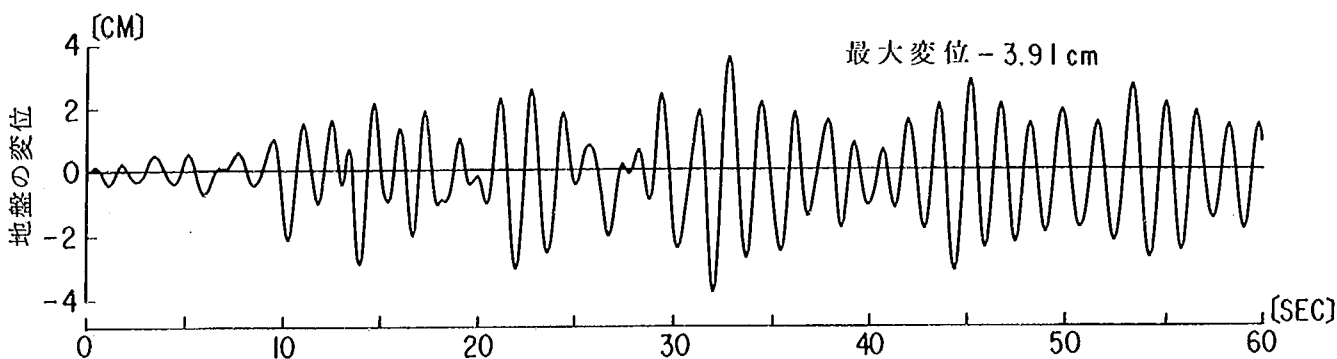
図4.9 連絡横坑軸線上の地盤の応答変位波形（本線トンネルの軸方向に加振した場合）



(a) 本線トンネルA（連絡横坑取付位置）における地盤の応答変位

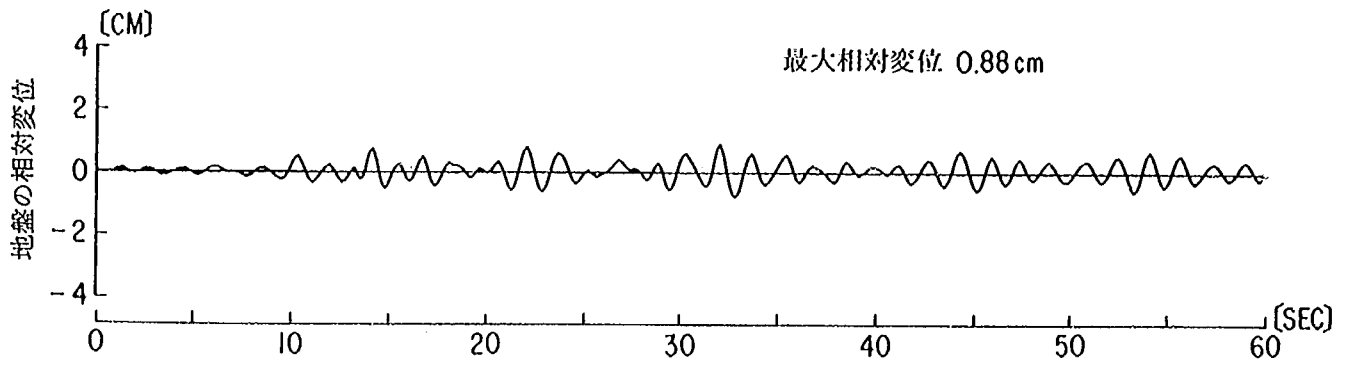


(b) 本線トンネルB（連絡横坑取付位置）における地盤の応答変位

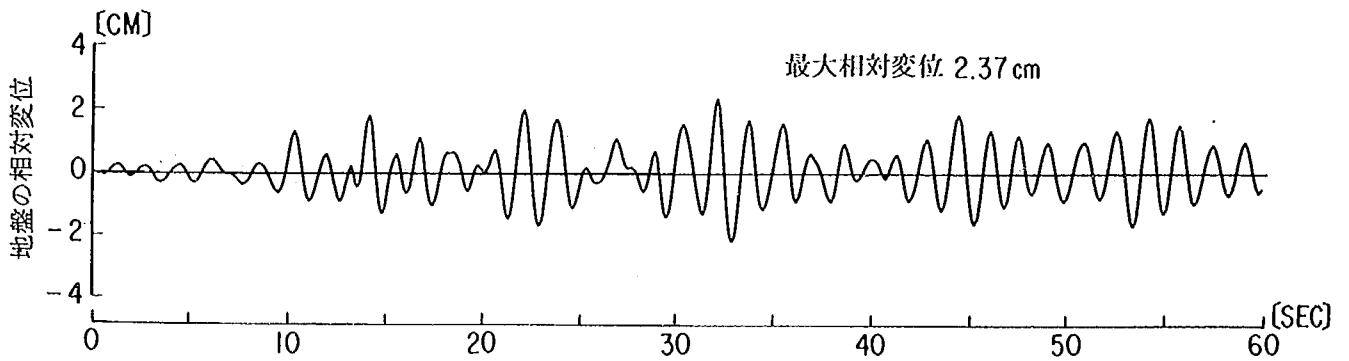


(c) 本線トンネルC（連絡横坑取付位置）における地盤の応答変位

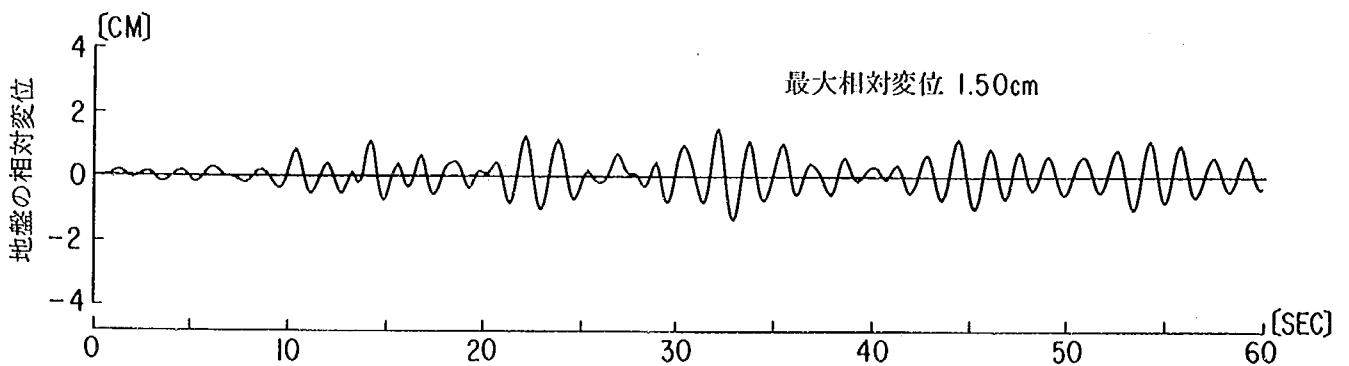
図 4.10 連絡横坑軸線上の地盤の変位波形（本線トンネルの軸直角方向に加振した場合）



(a) 本線トンネルA～B間における地盤の相対変位

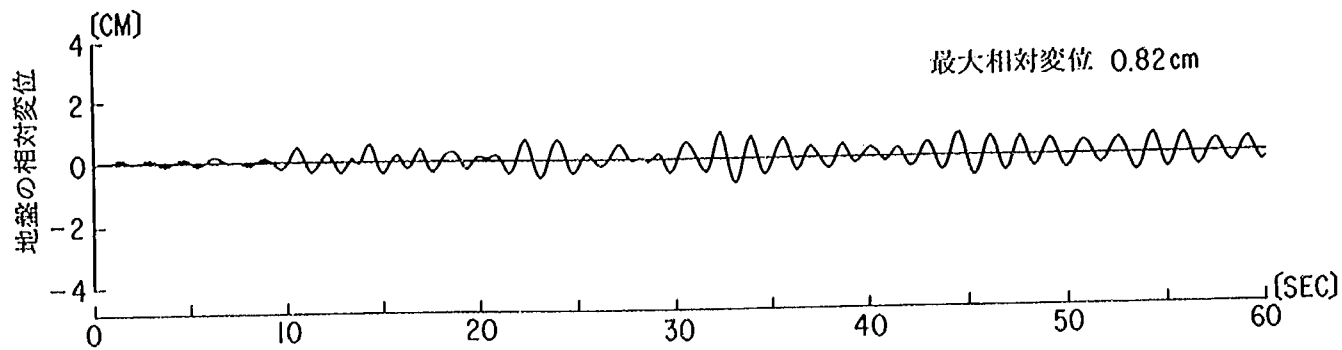


(b) 本線トンネルA～C間における地盤の相対変位

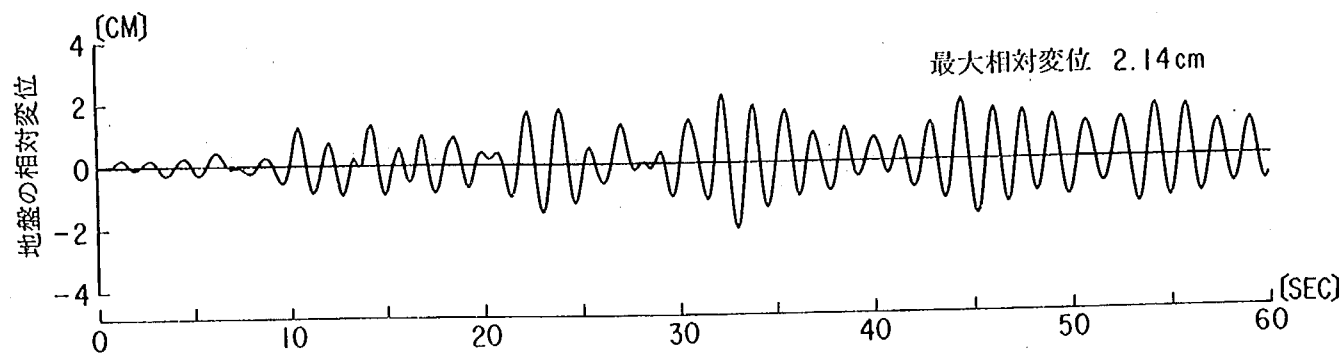


(c) 本線トンネルB～C間における地盤の相対変位

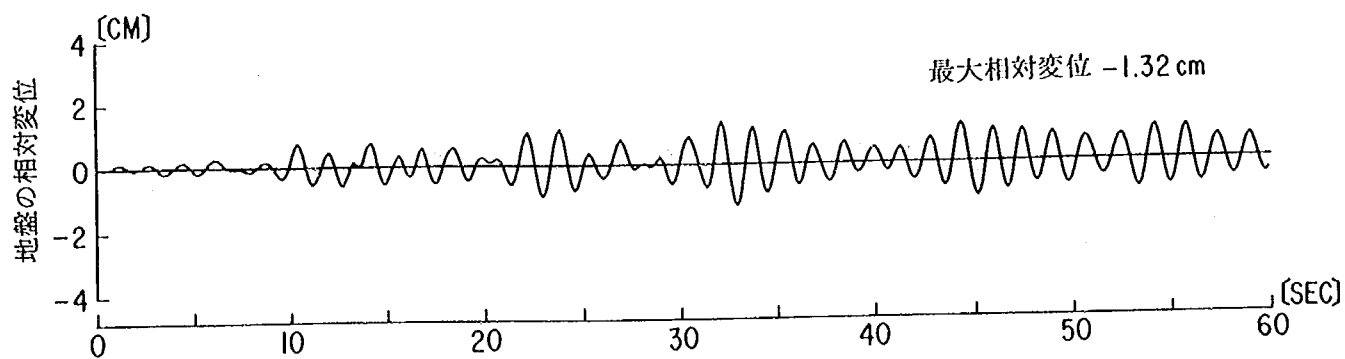
図4.11 本線トンネル間（連絡横坑位置）の地盤の相対変位波形
（本線トンネルの軸方向に加振した場合）



(a) 本線トンネルA～B間における地盤の相対変位



(b) 本線トンネルA～C間における地盤の相対変位



(c) 本線トンネルB～C間における地盤の相対変位

図 4.12 本線トンネル間（連絡横坑位置）の地盤の相対変位波形
（本線トンネルの軸直角方向に加振した場合）

4-2 連絡横坑の影響

この項では、連絡横坑のない併設トンネルのみのケース（ケース 1）と連絡横坑を設けた併設トンネルのケース（ケース 2）の応答解析結果の比較より、連絡横坑の存在が本線トンネルの応答値に与える影響について示す。

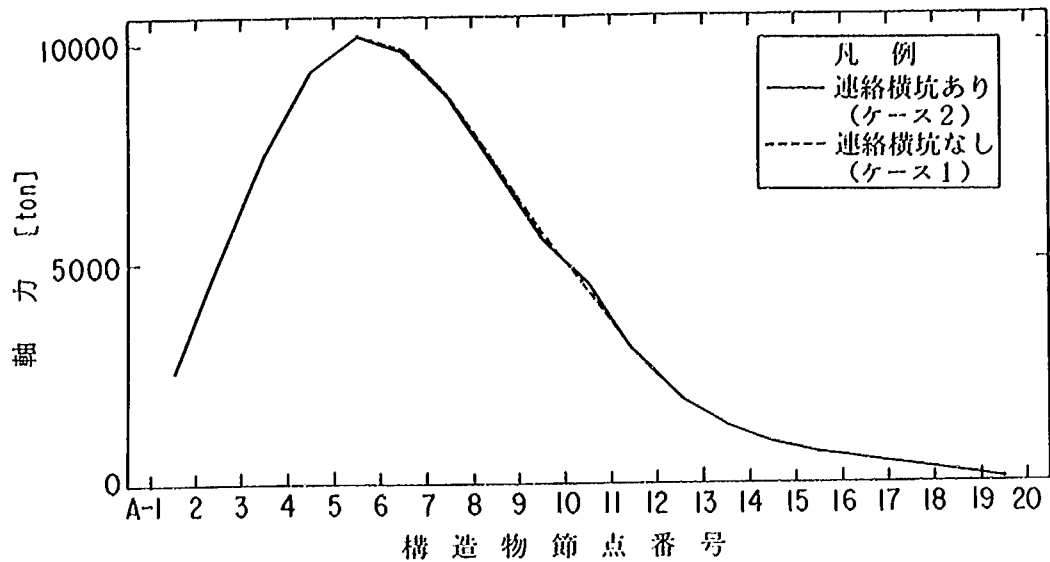
(1) 本線トンネル軸方向に加振した場合

図 4.13 は本線トンネル軸方向に加振した場合の連絡横坑の有無による本線トンネルに生じる最大軸力の変化を、また、図 4.14 は連絡横坑を設けたことにより新たに本線トンネルに生じる曲げモーメント及びせん断力を、それぞれ示したものである。これによれば、本線トンネルに生じる軸力は、連絡横坑の存在によりほとんど変化しないが、曲げモーメント及びせん断力についてはかなりの値が生じる。表 4.2 (a) は最大断面力の値を比較したものであるが、連絡横坑の存在により、本線トンネル A、B、C に生じる値は、それぞれ $2381 \text{ t} \cdot \text{m}$ 、 $5572 \text{ t} \cdot \text{m}$ 、 $3286 \text{ t} \cdot \text{m}$ となり、これは、後述する本線トンネル軸直角方向に加振した場合に本線トンネルに生じる最大曲げモーメント（連絡横坑がないとした場合の値）の、それぞれ、26%、44%、54%に相当する。同様に、せん断力についても、トンネル軸直角方向に加振した場合の 41%（本線トンネル A）、34%（同、B）、56%（同、C）の値が生じる。

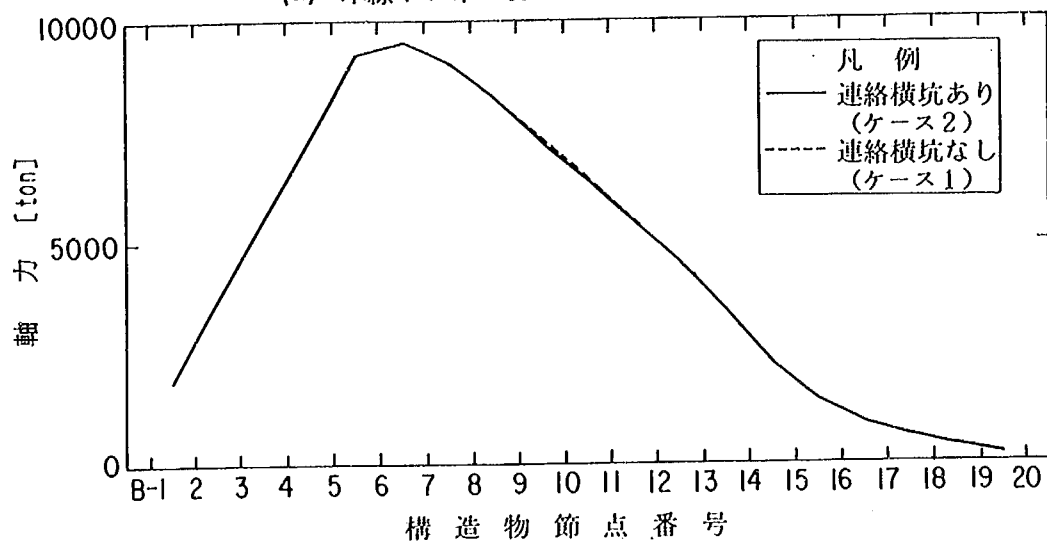
一方、連絡横坑に生じる断面力は表 4.2 (b) に示す通りである。

(2) トンネル軸直角方向に加振した場合

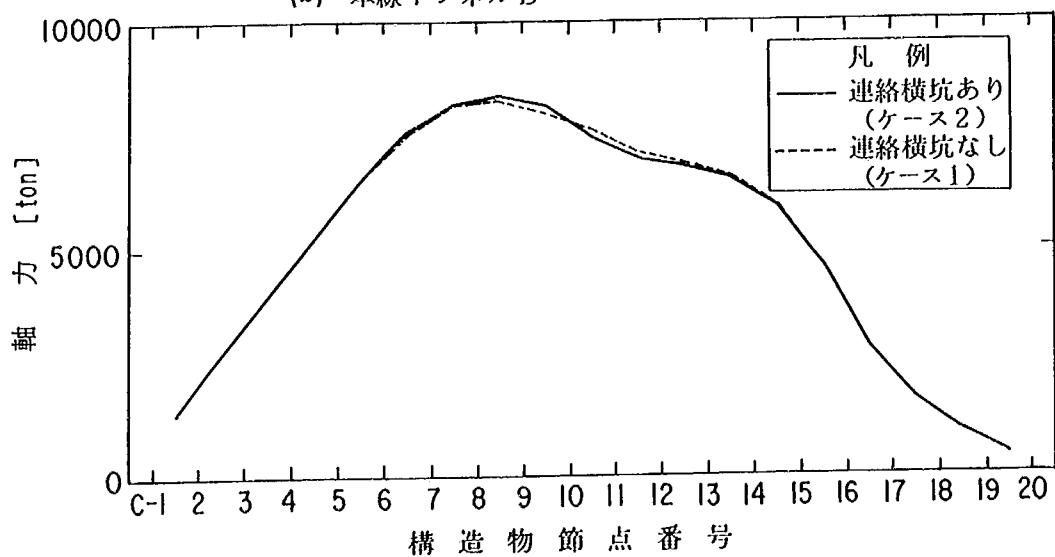
図 4.15 及び図 4.16 は、トンネル軸直角方向に加振した場合の連絡横坑の有無による、それぞれ、最大曲げモーメント及び最大せん断力の分布の変化を、また、図 4.17 は連絡横坑を設けたことにより新たに本線トンネルに生じた軸力を、それぞれ示すものである。これによれば、連絡横坑が存在することにより曲げモーメントおよびせん断力は大きく増加し、特に曲げモーメントについては本線トンネル C において、また、せん断力については本線トンネル A 及び C において、それぞれ変化が生じているのがわかる。ただし断面力分布の変化が生じるのは連絡横坑を中心とする前後 162 m の区間であり、その他の区間では連絡横坑の影響は認められない。また、連絡横坑の存在により本線トンネルに生じる軸力は 50 t 程度であり、これは大きなものではない。



(a) 本線トンネルA

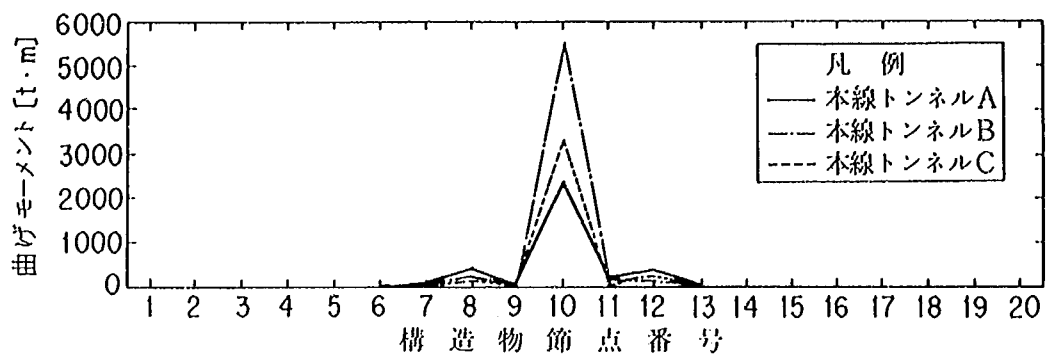


(b) 本線トンネルB

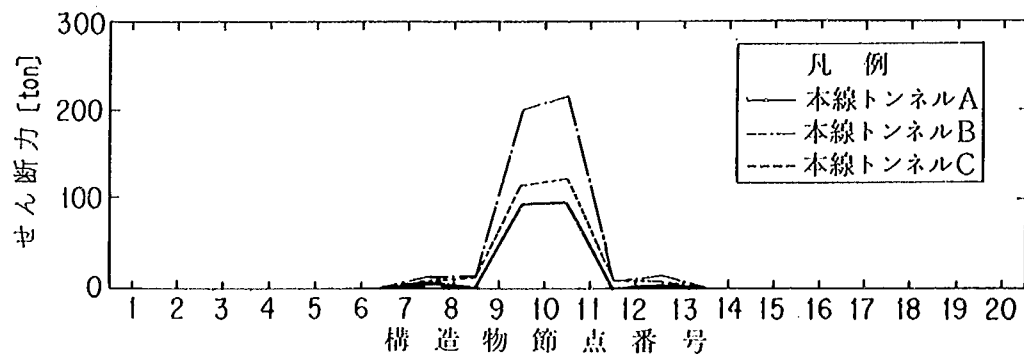


(c) 本線トンネルC

図4.13 連絡横坑の有無が本線トンネル最大軸力に与える影響 (トンネル軸方向加振)

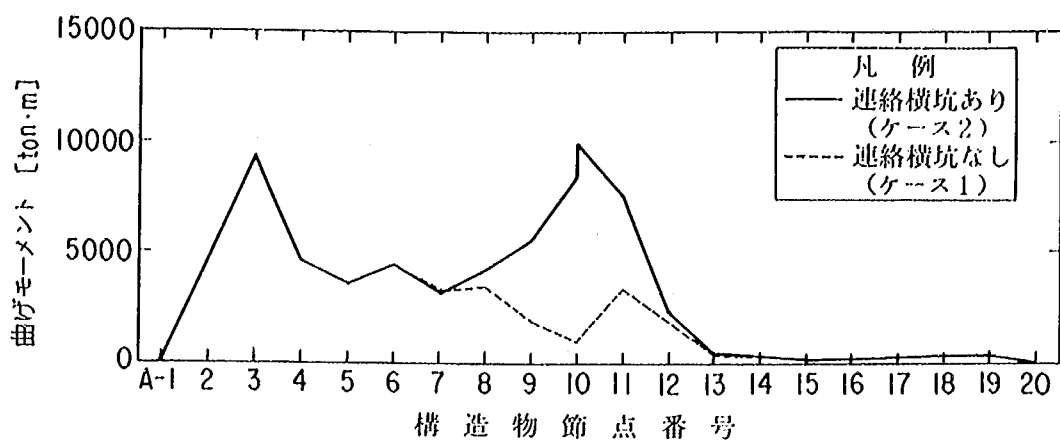


(a) 最大曲げモーメントの分布

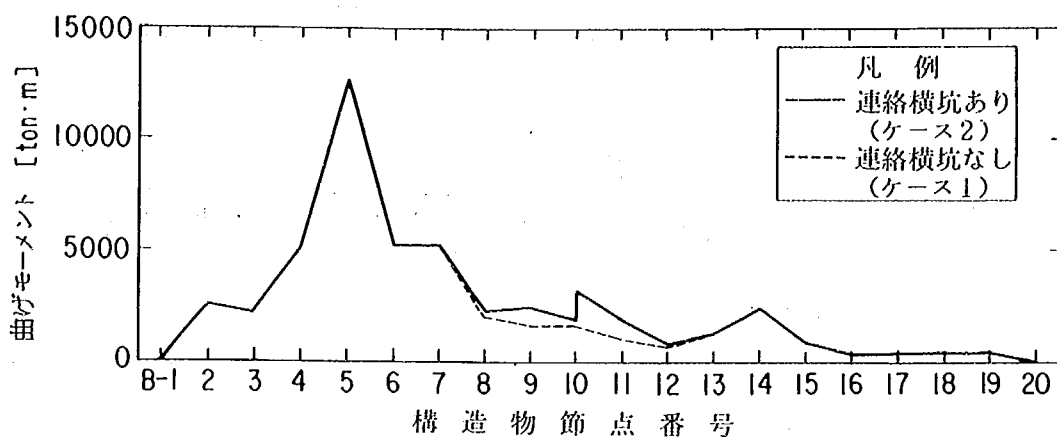


(b) 最大せん断力の分布

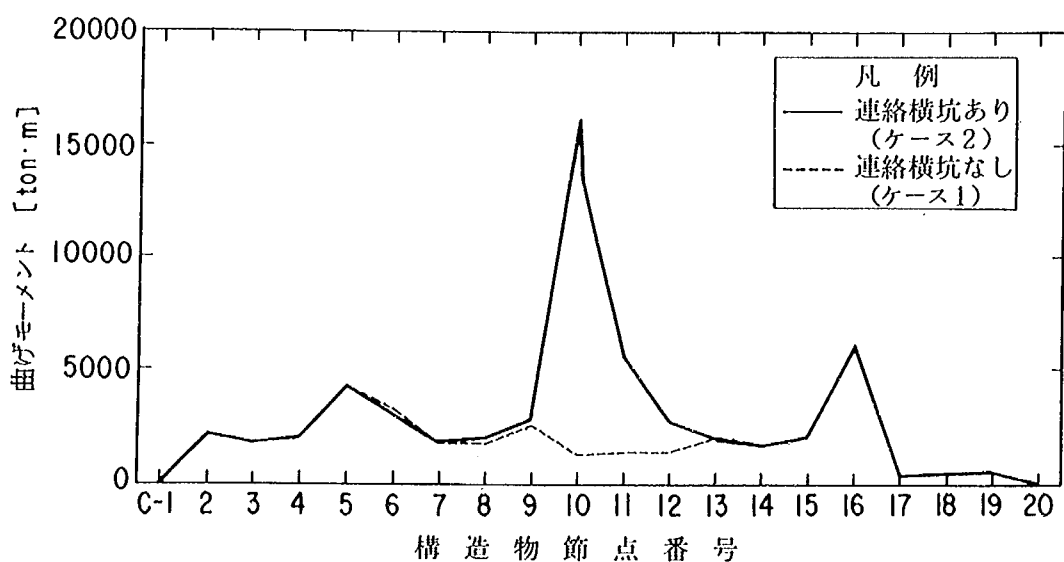
図 4.14 連絡横坑の存在により本線トンネルに生じる最大曲げモーメント及び最大せん断力
 (本線トンネル軸方向加振)



(a) 本線トンネルA

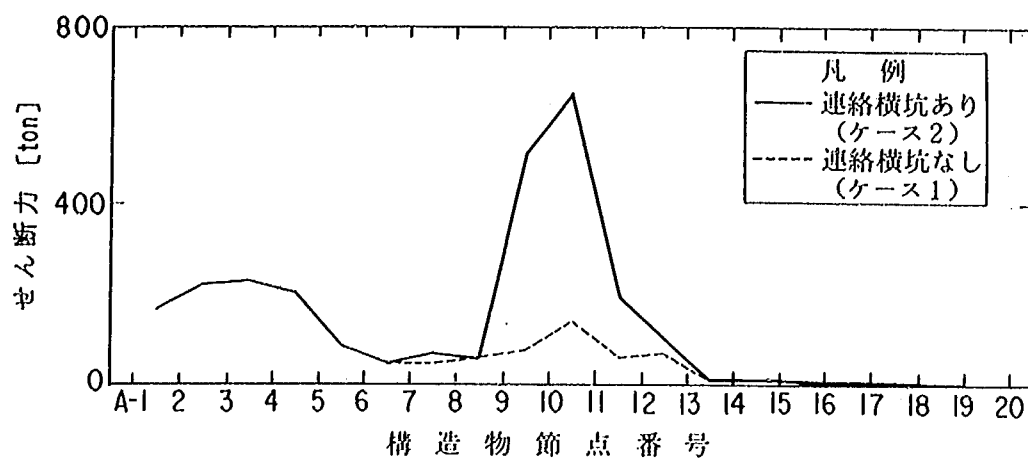


(b) 本線トンネルB

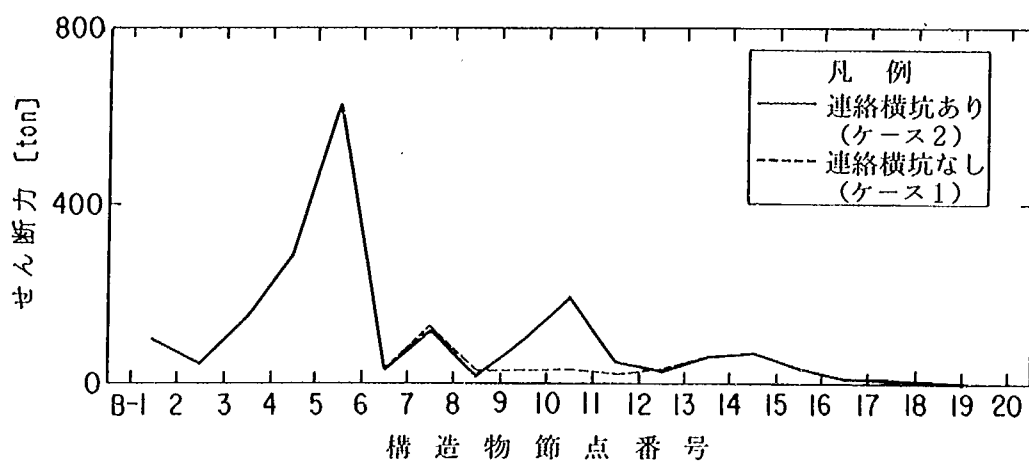


(c) 本線トンネルC

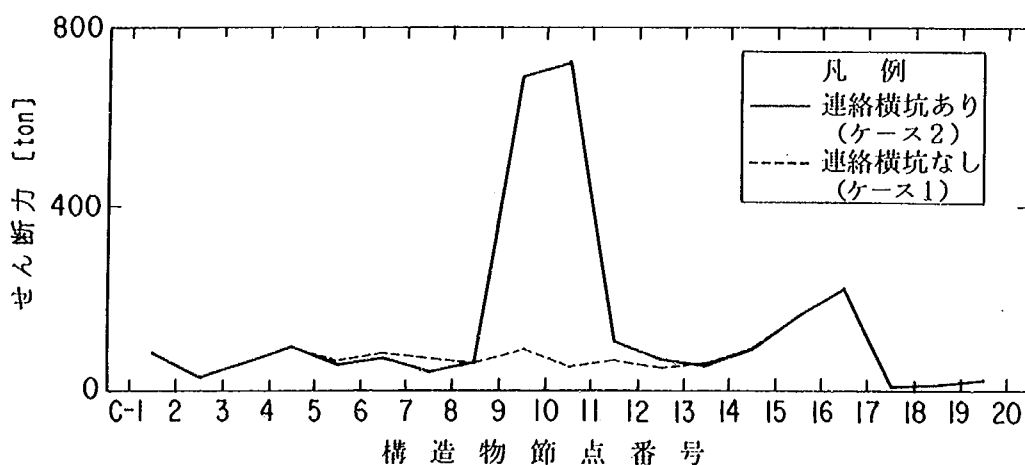
図 4.15 連絡横坑の有無が本線トンネル最大曲げモーメントに与える影響
 (本線トンネル軸直角方向加振)



(a) 本線トンネルA



(b) 本線トンネルB



(c) 本線トンネルC

図4.16 連絡横坑の有無が本線トンネル最大せん断力に与える影響
(本線トンネル軸直角方向加振)

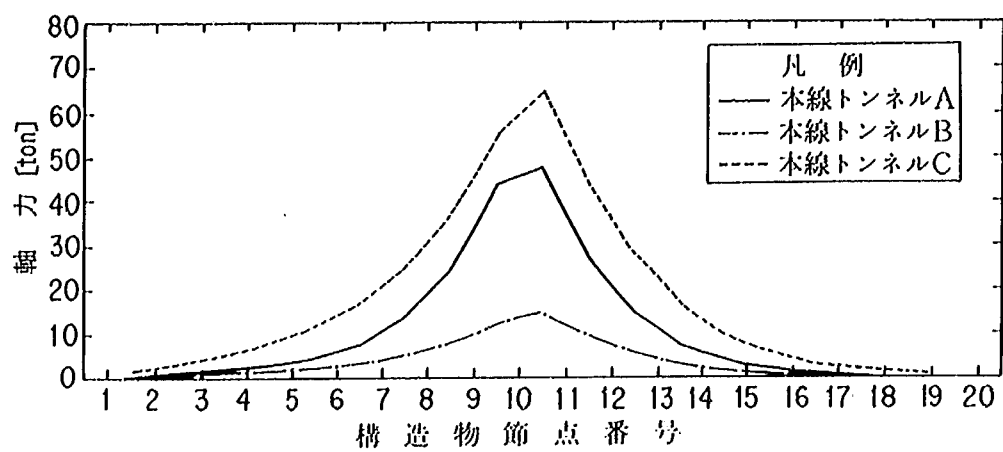


図4.17 連絡横坑の存在により本線トンネルに生じる最大軸力
(本線トンネル軸直角方向加振)

表 4.2 地震応答解析による最大断面力

(a) 本線トンネル

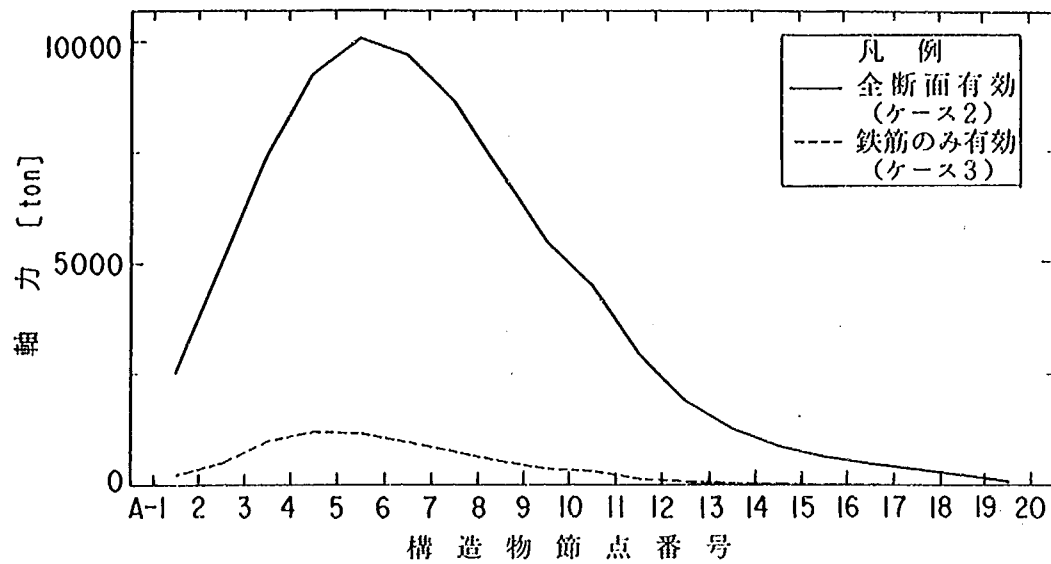
		本線トンネルの軸方向に加振			本線トンネルの軸直角方向に加振		
		軸 力(ton)	曲げモーメント (t・m)	せん断力(ton)	軸 力(ton)	曲げモーメント (t・m)	せん断力(ton)
連絡横坑なし (ケース1)	本線トンネル A	10,099	-----	-----	-----	9,312	232
	本線トンネル B	9,572	-----	-----	-----	12,664	634
	本線トンネル C	8,258	-----	-----	-----	6,071	218
連絡横坑あり (ケース2)	本線トンネル A	10,088	2,381	95	48	10,005	649
	本線トンネル B	9,559	5,572	214	15	12,665	633
	本線トンネル C	8,365	3,286	122	65	16,108	722

(b) 連絡横坑

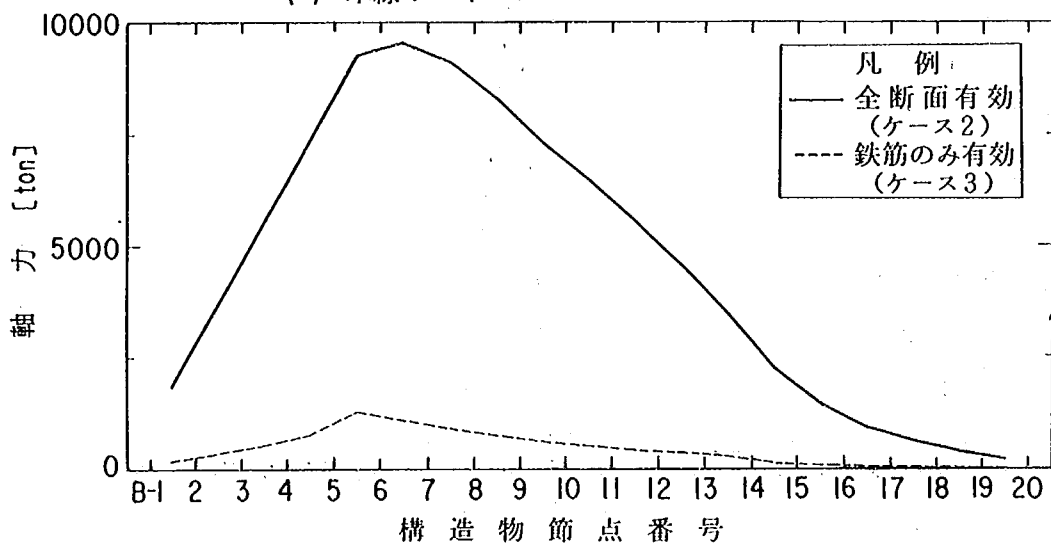
	本線トンネルの軸方向に加振			本線トンネルの軸直角方向に加振		
	軸 力(ton)	曲げモーメント (ton・m)	せん断力(ton)	軸 力(ton)	曲げモーメント (ton・m)	せん断力(ton)
本線トンネル A～B間	3	4,732	348	3,114	1,786	129
本線トンネル B～C間	0.4	6,491	481	3,796	2,008	147

4-3 二次覆工剛性の評価の違いによる影響

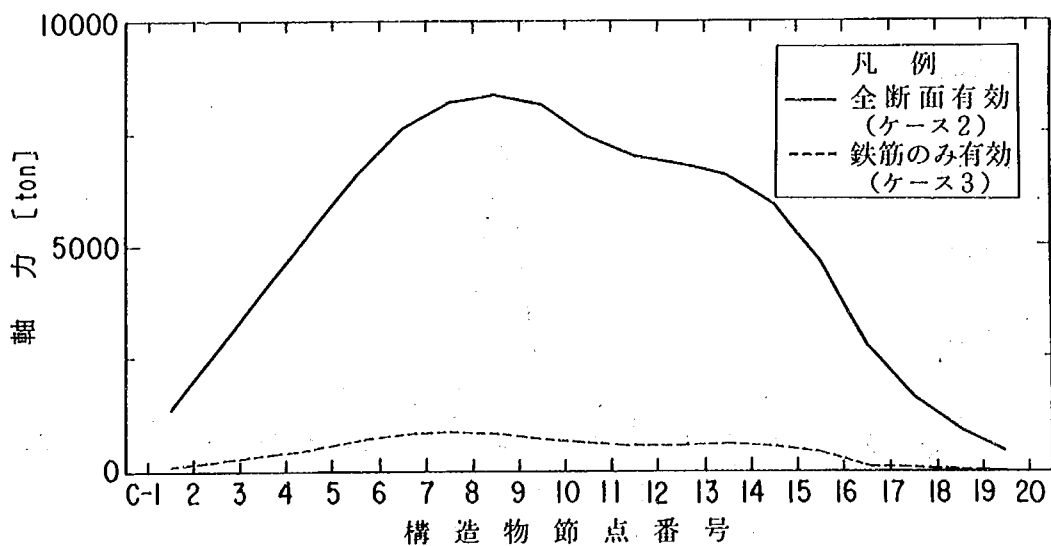
二次覆工の引張剛性を評価する際に、全断面が引張力に対して有効に働くとして覆工剛性を定めたケース（ケース2）と鉄筋のみが引張力に対して有効に働くとして覆工剛性を定めたケース（ケース3）の応答値の比較を図4.18～図4.20（軸方向に加振した場合）及び図4.21～図4.23（軸直角方向に加振した場合）に示す。これによればケース3による断面力は当然ながらケース2による断面力よりも小さくなり、最大値について両者を比較すると表4.3のようになる。この結果によれば、トンネル軸直角方向に加振した場合のトンネルBの断面力を除けば、全体としてケース2に対するケース3の断面力の比は、全断面有効とした場合の覆工剛性に対する鉄筋のみ有効とした場合の覆工剛性の比（軸剛性、曲げ剛性ともに約 $\frac{1}{10}$ ）に近いことがわかる。



(a) 本線トンネルA

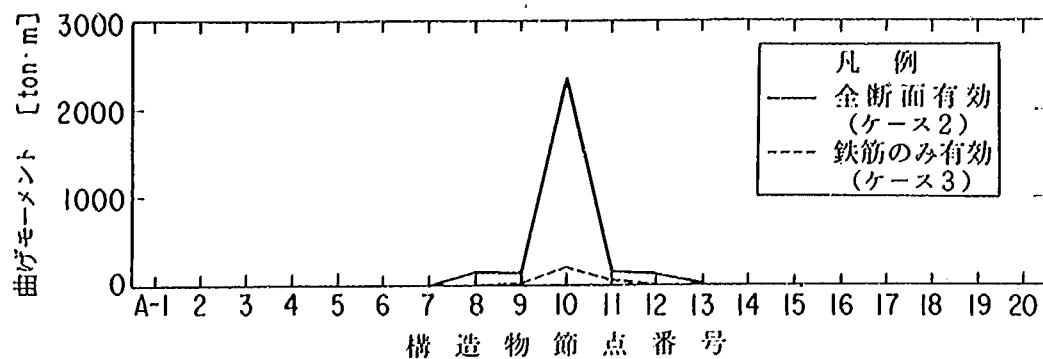


(b) 本線トンネルB

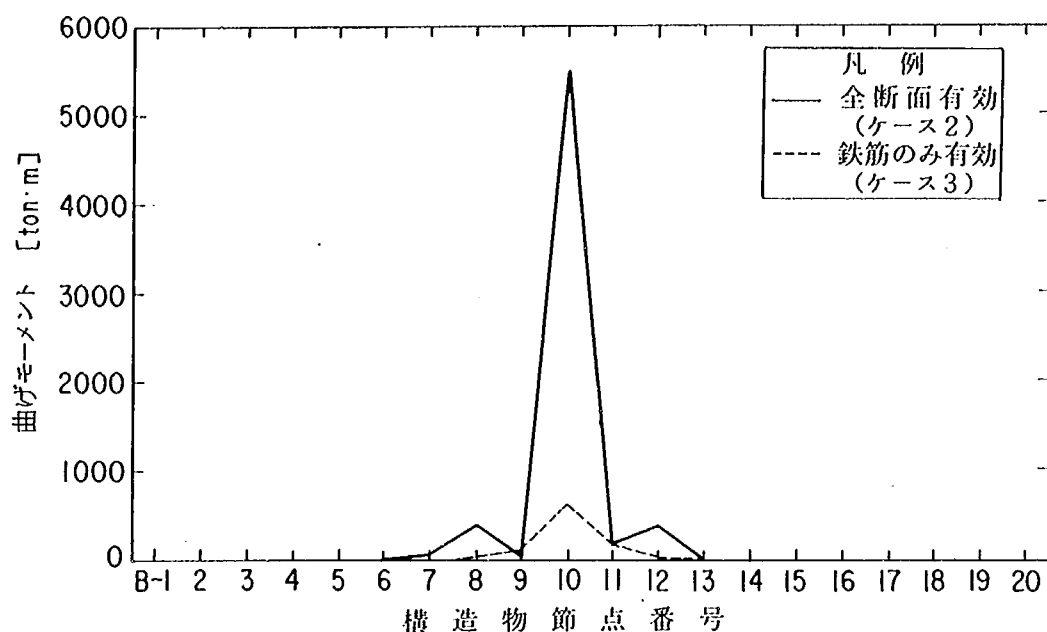


(c) 本線トンネルC

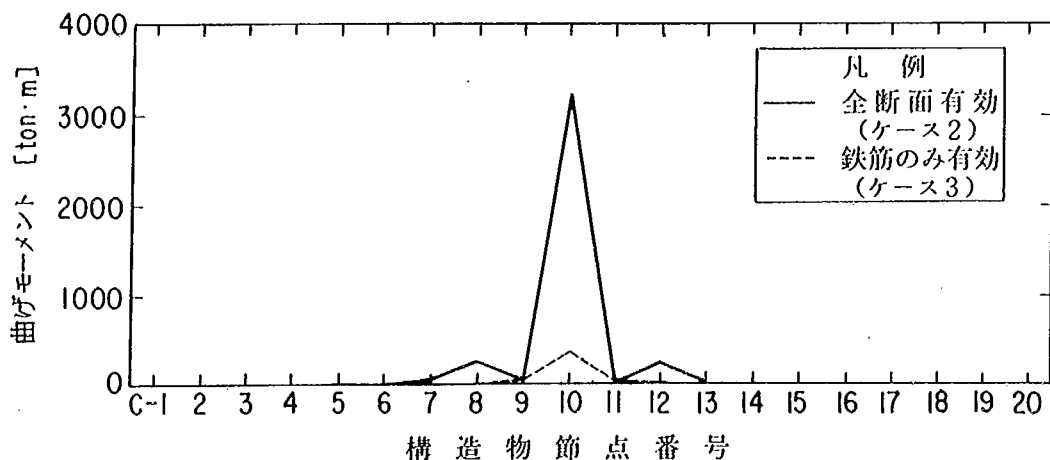
図 4.18 二次覆工剛性評価の違いが本線トンネル最大軸力に与える影響
 (本線トンネル軸方向加振)



(a) 本線トンネルA

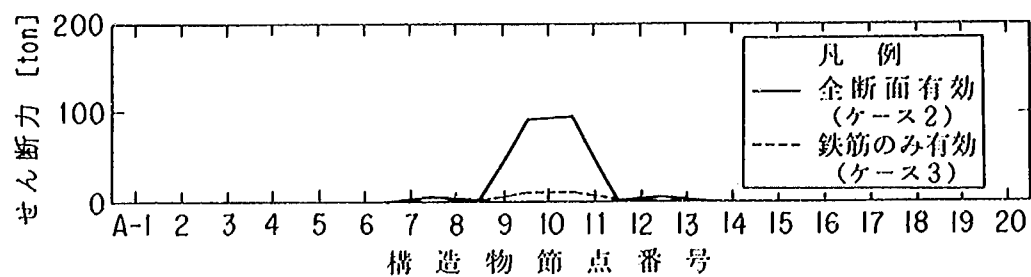


(b) 本線トンネルB

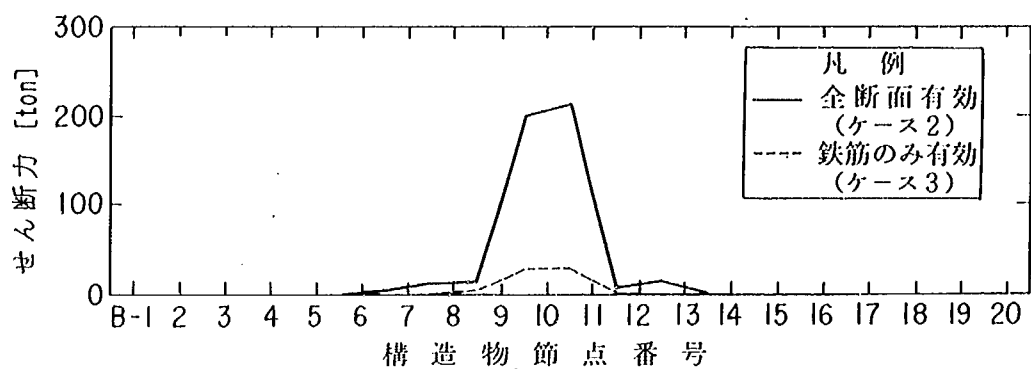


(c) 本線トンネルC

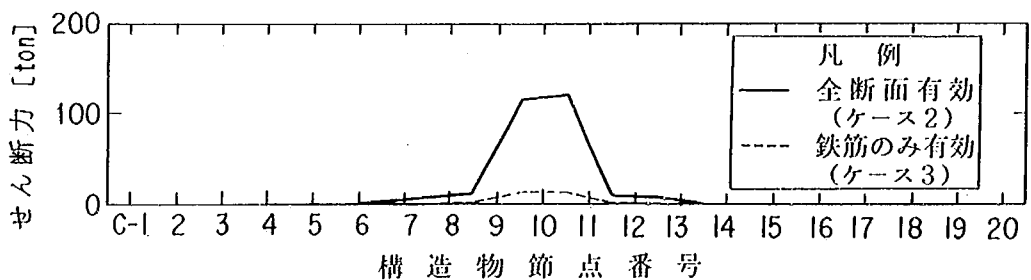
図4.19 二次覆工剛性評価の違いが本線トンネル最大曲げモーメントに与える影響
 (本線トンネル軸方向加振)



(a) 本線トンネルA

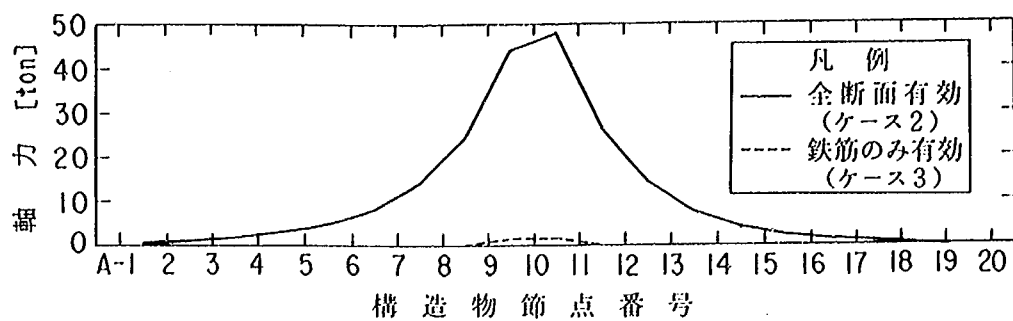


(b) 本線トンネルB

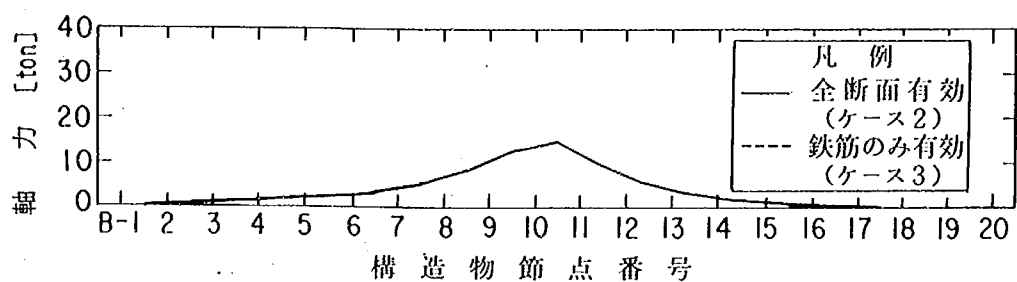


(c) 本線トンネルC

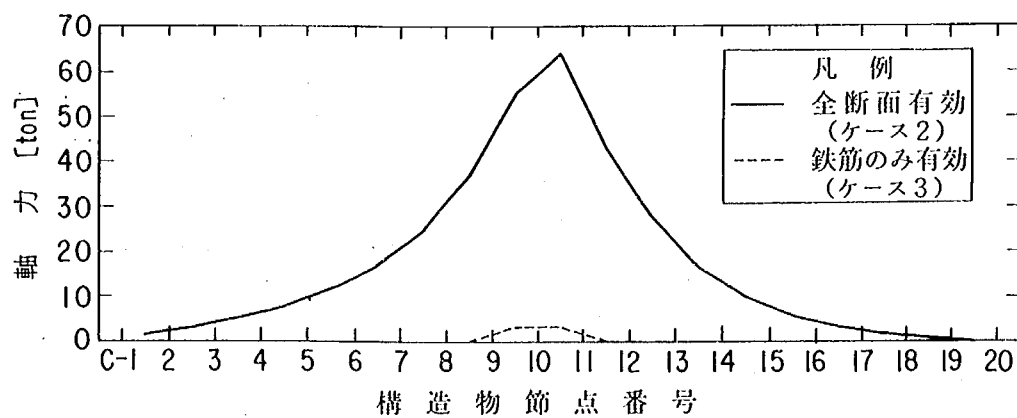
図 4.20 二次覆工剛性評価の違いが本線トンネル最大せん断力に与える影響
 (本線トンネル軸方向加振)



(a) 本線トンネルA

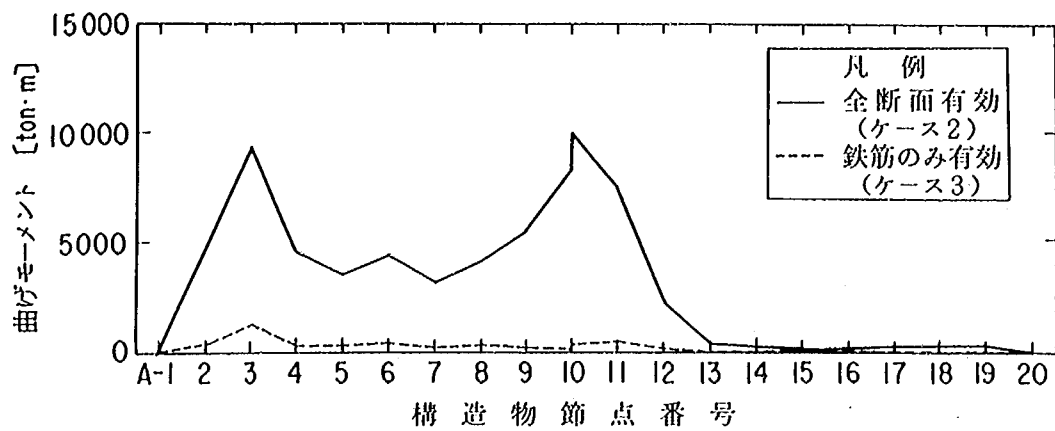


(b) 本線トンネルB

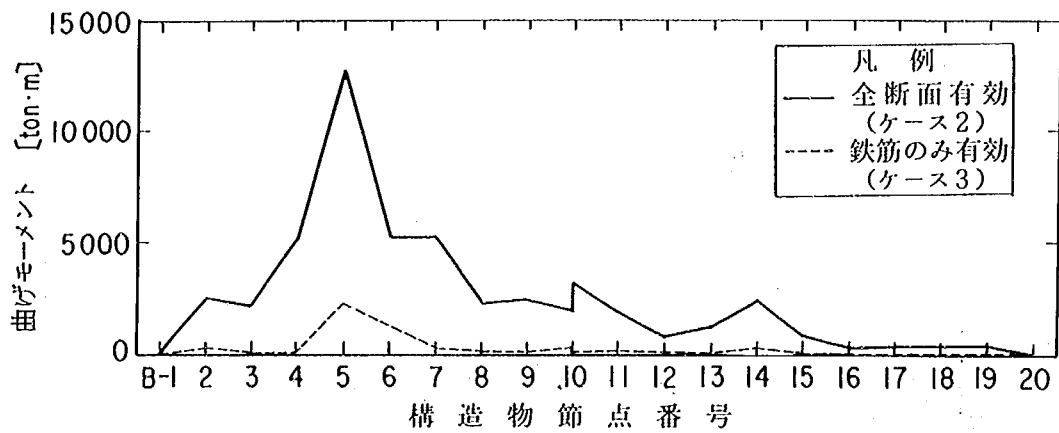


(c) 本線トンネルC

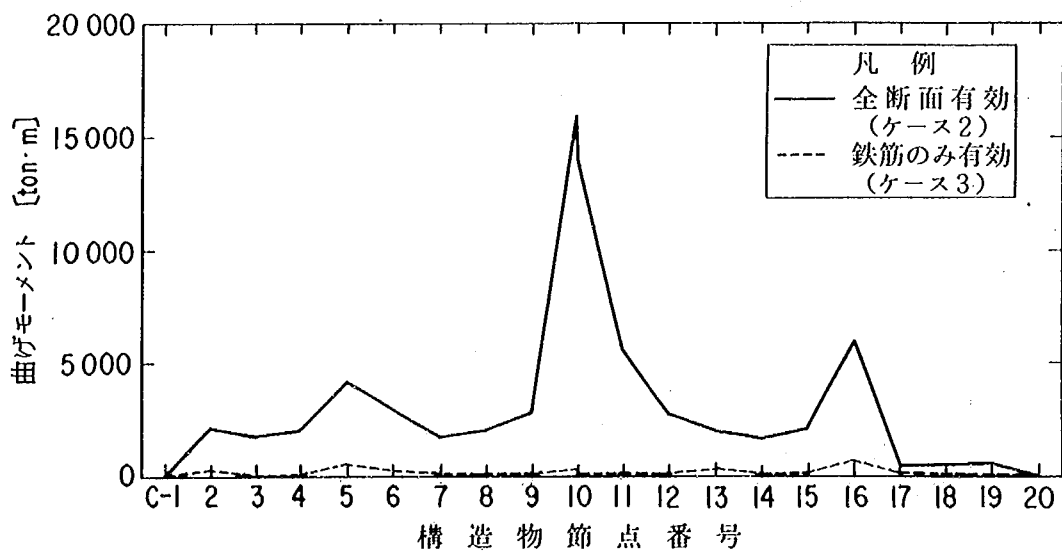
図 4.21 二次覆工剛性評価の違いが本線トンネル最大軸力に与える影響
 (本線トンネル軸直角方向加振)



(a) 本線トンネルA

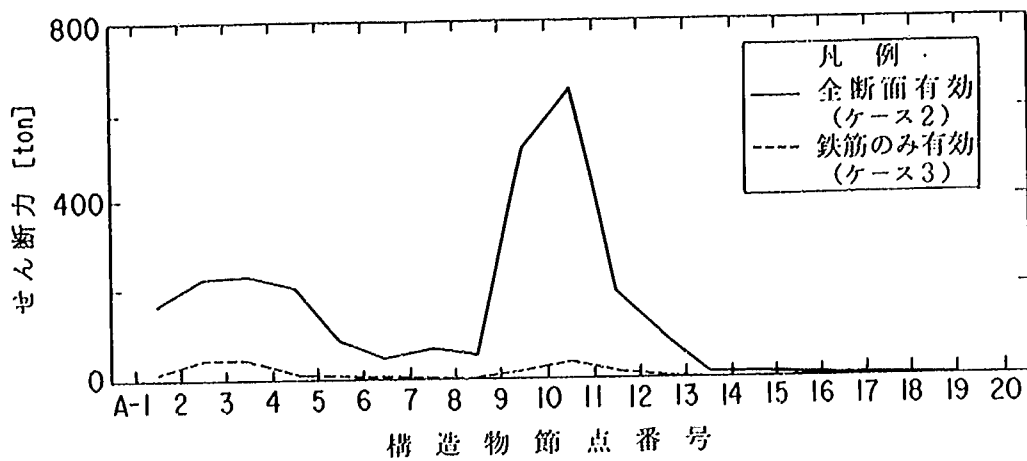


(b) 本線トンネルB

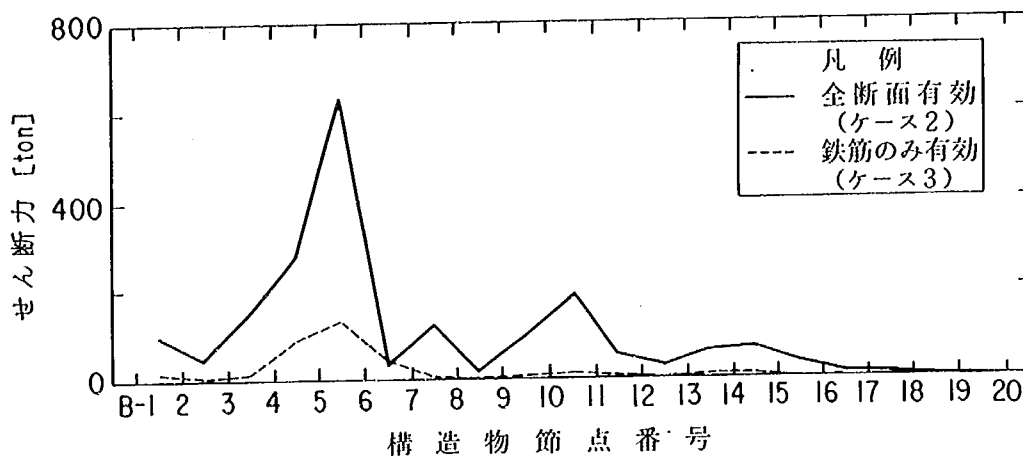


(c) 本線トンネルC

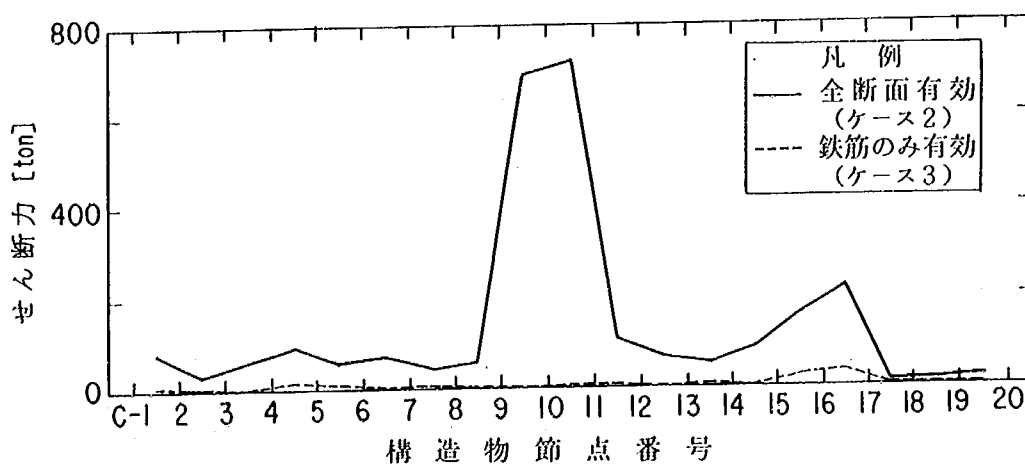
図 4.22 二次覆工剛性評価の違いが本線トンネル最大曲げモーメントに与える影響
 (本線トンネル軸直角方向加振)



(a) 本線トンネルA



(b) 本線トンネルB



(c) 本線トンネルC

図 4.23 二次覆工剛性評価の違いが本線トンネル最大せん断力に与える影響
 (本線トンネル軸直角方向加振)

表 4.3 地震応答解析による最大断面力

(a) 本線トンネル

		本線トンネルの軸方向に加振			本線トンネルの軸直角方向に加振		
		軸力 (ton)	曲げモーメント (t・m)	せん断力 (ton)	軸力 (ton)	曲げモーメント (t・m)	せん断力 (ton)
全断面有効 (ケース2)	本線トンネルA	10,088	2,381	95	48	10,005	649
	本線トンネルB	9,559	5,572	214	15	12,665	633
	本線トンネルC	8,365	3,286	122	65	16,108	722
鉄筋のみ有効 (ケース3)	本線トンネルA	1,200 (0.12)	232 (0.10)	11 (0.12)	2 (0.04)	1,254 (0.13)	46 (0.07)
	本線トンネルB	1,267 (0.13)	600 (0.11)	27 (0.13)	1 (0.07)	2,267 (0.18)	133 (0.21)
	本線トンネルC	864 (0.10)	380 (0.12)	17 (0.14)	3 (0.05)	733 (0.05)	33 (0.05)

注) カッコ内はケース2の断面力に対する比

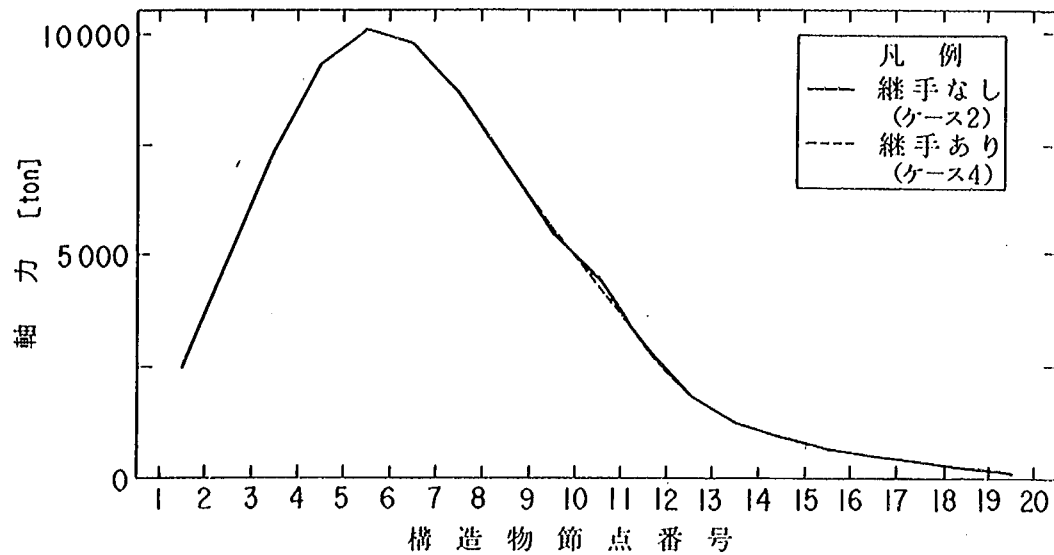
(b) 連絡横坑

		本線トンネルの軸方向に加振			本線トンネルの軸直角方向に加振		
		軸力 (ton)	曲げモーメント (ton・m)	せん断力 (ton)	軸力 (ton)	曲げモーメント (ton・m)	せん断力 (ton)
全断面有効 (ケース2)	本線トンネルA～B間	3	4,732	348	3,114	1,786	129
	本線トンネルB～C間	0.4	6,491	481	3,796	2,008	147
鉄筋のみ有効 (ケース3)	本線トンネルA～B間	0.02 (0.01)	462 (0.10)	34 (0.10)	290 (0.09)	175 (0.10)	13 (0.10)
	本線トンネルB～C間	0.002 (0.05)	754 (0.12)	56 (0.12)	437 (0.12)	201 (0.10)	15 (0.10)

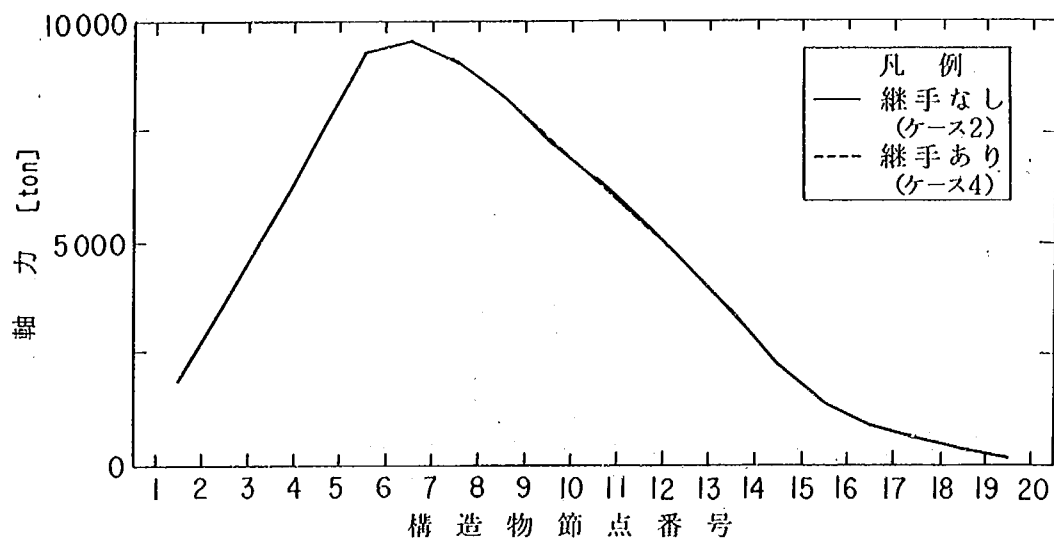
注) カッコ内はケース2の断面力に対する比

4-4 本線トンネルと連絡横坑間の結合状態の影響

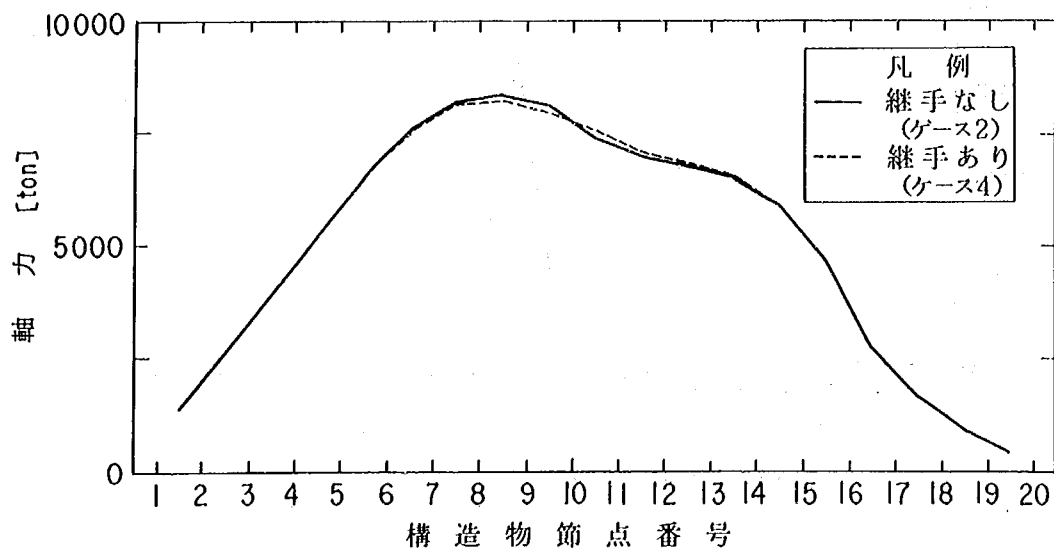
本線トンネルと連絡横坑間が剛結されているケース2と、両者の間に、表3.7に示した剛性を持つ可とう性継手を設けたケース4の最大断面力の比較を図4.24～図4.26（本線トンネル軸方向に加振）及び図4.27～図4.29（本線トンネル軸直角方向に加振）に示す。これによれば、本線トンネル軸方向に加振した場合の本線トンネルの軸力を除けば、他の断面力は可とう性継手を設けることにより、いずれも減少することがわかる。本線トンネル軸方向に加振した場合の本線トンネルの軸力が可とう性継手の影響をほとんど受けないのは、この方向に対する連絡横坑の存在が本線トンネルの軸力にほとんど影響を与えないためである。



(a) 本線トンネルA

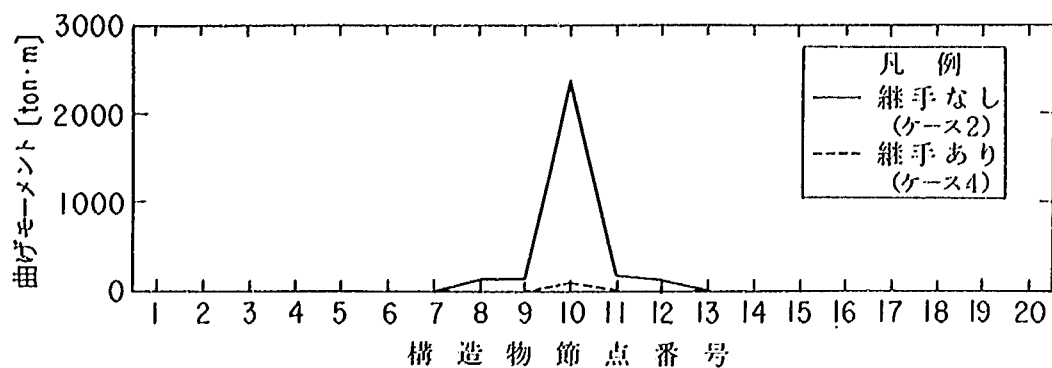


(b) 本線トンネルB

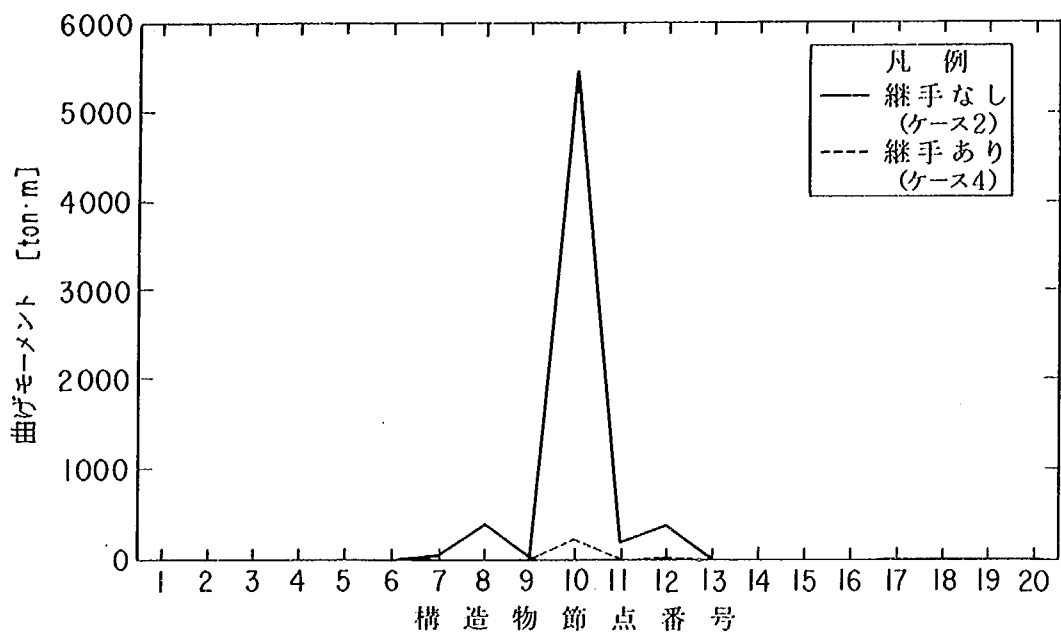


(c) 本線トンネルC

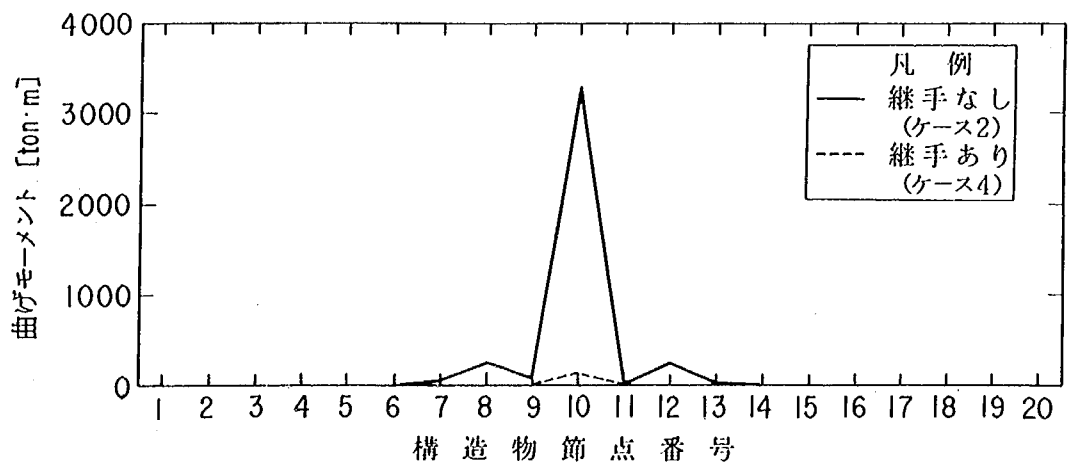
図4.24 可とう性継手の有無が本線トンネル最大軸力に与える影響
 (本線トンネル軸方向加振)



(a) 本線トンネルA

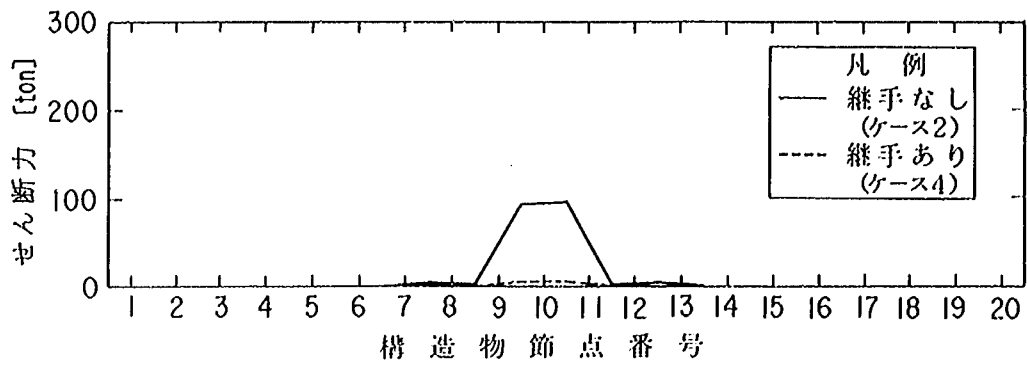


(b) 本線トンネルB

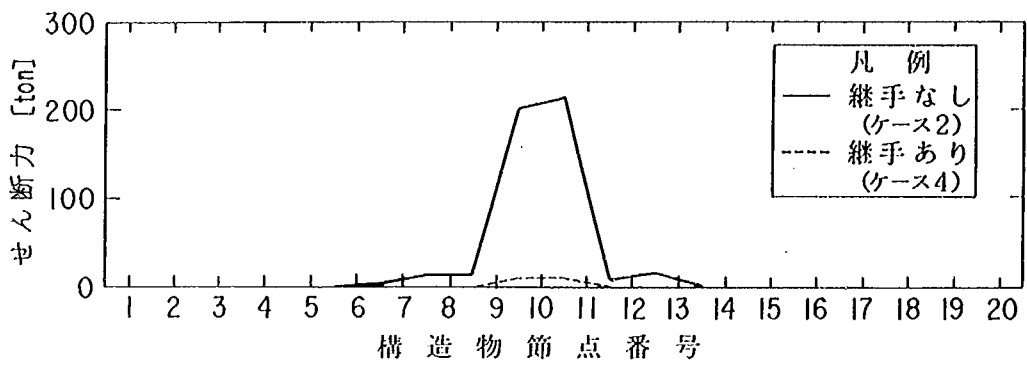


(c) 本線トンネルC

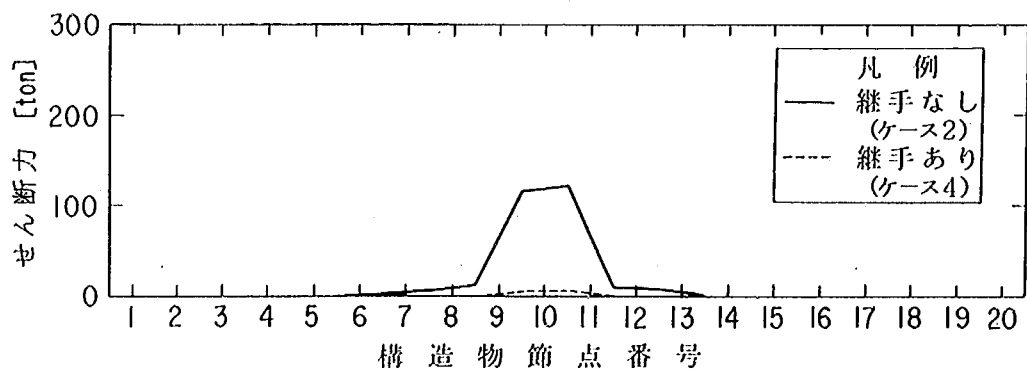
図 4.25 可とう性継手の有無が本線トンネル最大曲げモーメントに与える影響
(本線トンネル軸方向加振)



(a) 本線トンネルA

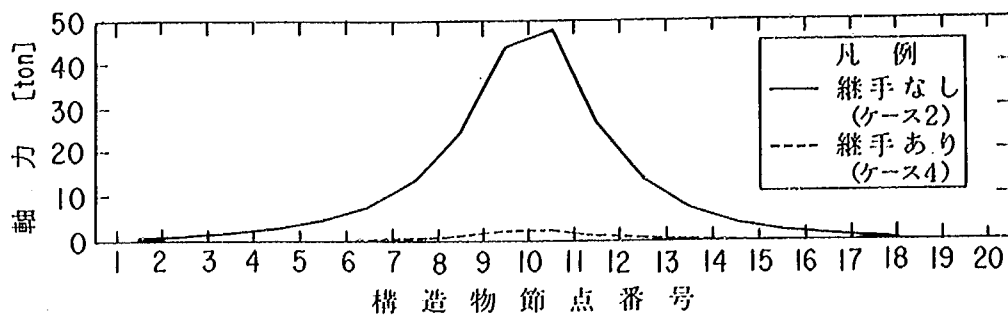


(b) 本線トンネルB

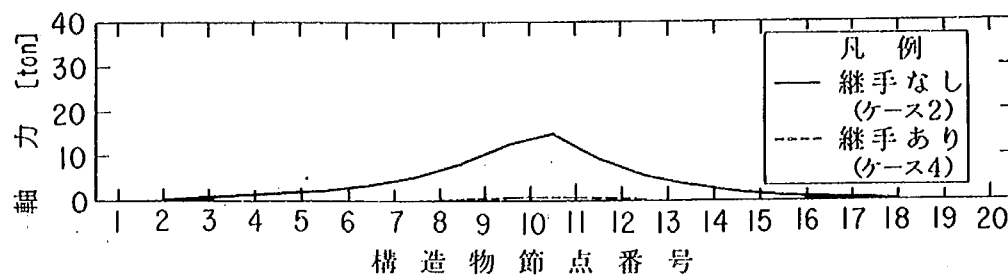


(c) 本線トンネルC

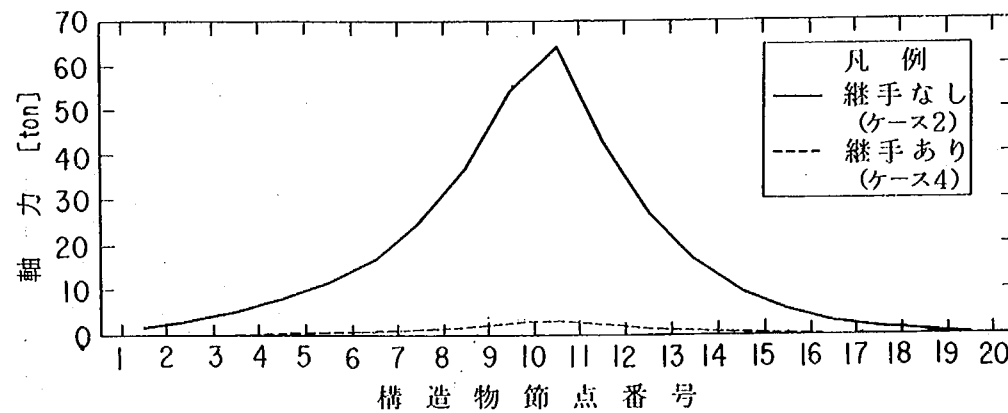
図 4.26 可とう性継手の有無が本線トンネル最大せん断力に与える影響
 (本線トンネル軸方向加振)



(a) 本線トンネルA

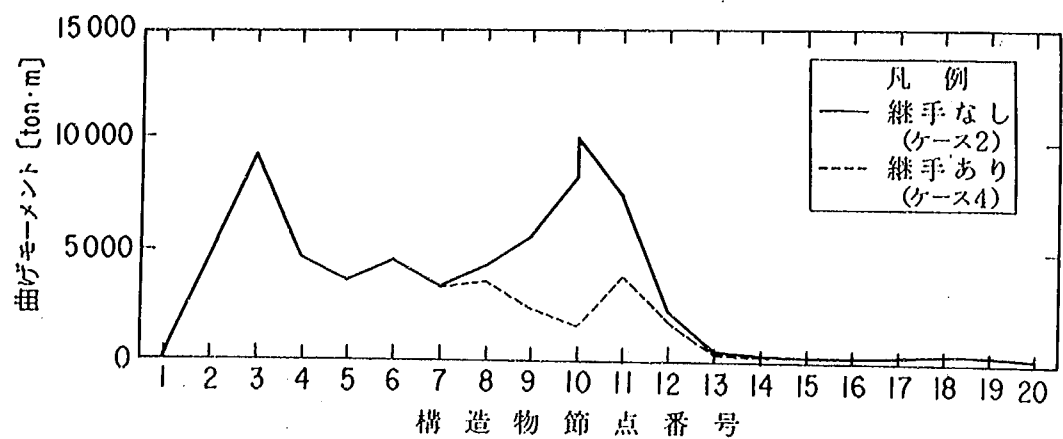


(b) 本線トンネルB

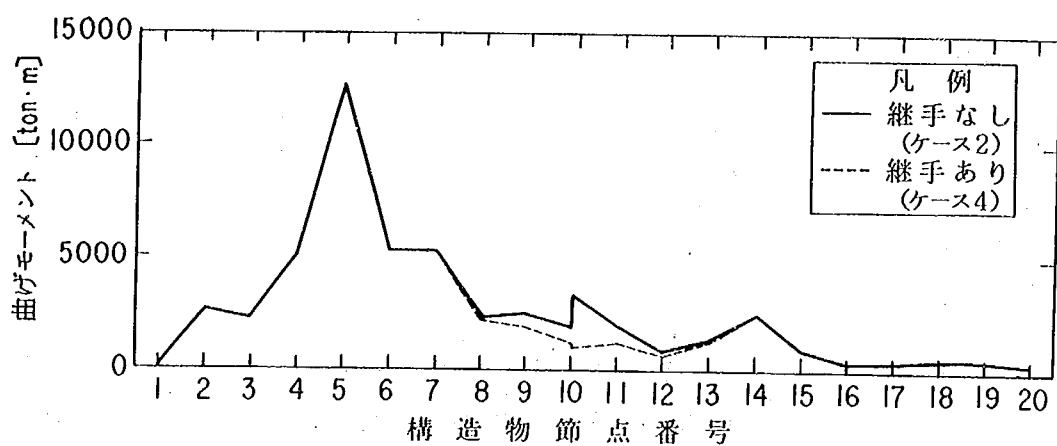


(c) 本線トンネルC

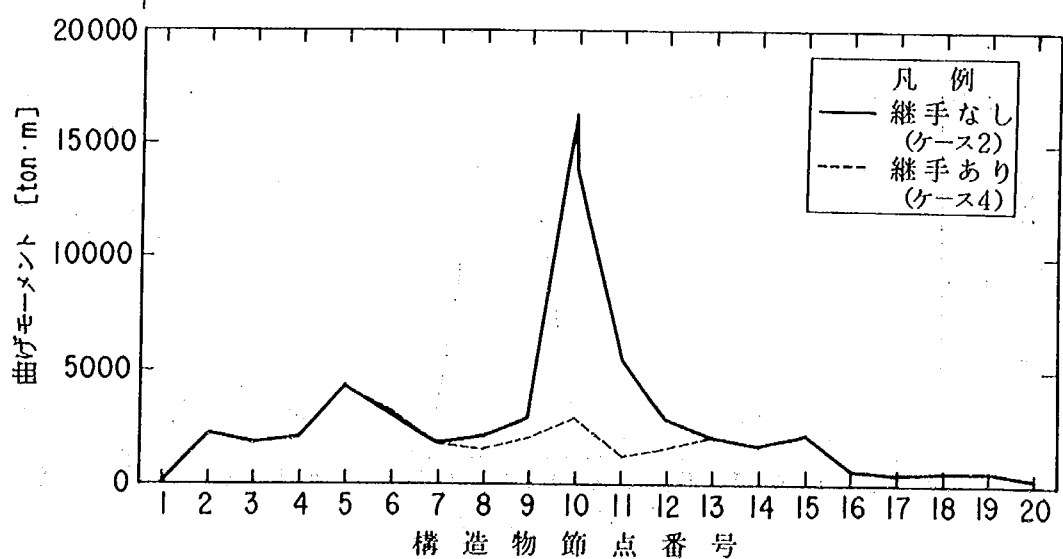
図 4.27 可とう性継手の有無が本線トンネル最大軸力に与える影響
(本線トンネル軸直角方向加振)



(a) 本線トンネルA

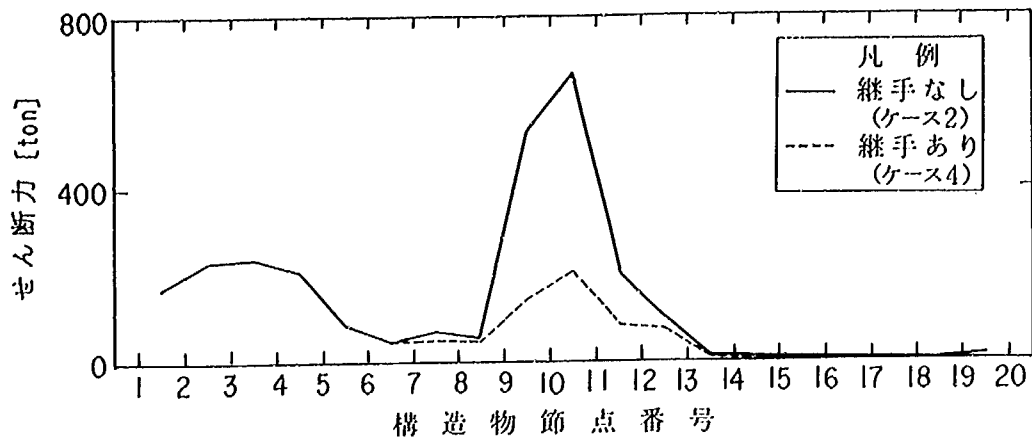


(b) 本線トンネルB

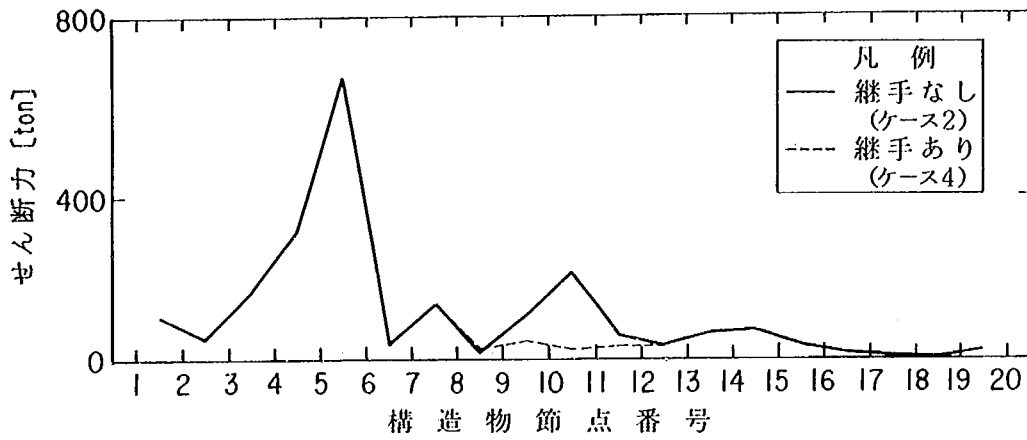


(c) 本線トンネルC

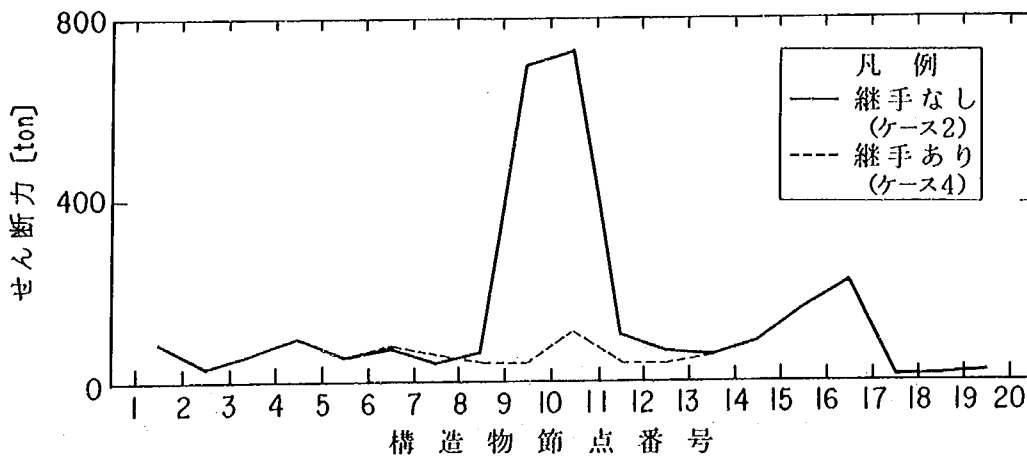
図4.28 可とう性継手の有無が本線トンネル最大曲げモーメントに与える影響
 (本線トンネル軸直角方向加振)



(a) 本線トンネルA



(b) 本線トンネルB



(c) 本線トンネルC

図 4.29 可とう性継手の有無が本線トンネル最大せん断力に与える影響
(本線トンネル軸直角方向加振)

表 4.4 地震応答解析による最大断面力

(a) 本線トンネル

		本線トンネルの軸方向に加振			本線トンネルの軸直角方向に加振		
		軸力(ton)	曲げモーメント (t・m)	せん断力 (ton)	軸力(ton)	曲げモーメント (t・m)	せん断力 (ton)
継 手 な し (ケ ー ス 2)	本線トンネルA	10,088	2,381	95	48	10,005	649
	本線トンネルB	9,559	5,572	214	15	12,665	633
	本線トンネルC	8,365	3,286	122	65	16,108	722
継 手 あ り (ケ ー ス 4)	本線トンネルA	10,099 (1.00)	105 (0.04)	4 (0.04)	2 (0.04)	9,312 (0.93)	232 (0.36)
	本線トンネルB	9,571 (1.00)	251 (0.05)	10 (0.05)	1 (0.07)	12,665 (1.00)	633 (1.00)
	本線トンネルC	8,263 (0.99)	147 (0.05)	5 (0.04)	3 (0.05)	6,069 (0.38)	218 (0.30)

注) カッコ内はケース 2 の断面力に対する比

(b) 連絡横坑

		本線トンネルの軸方向に加振			本線トンネルの軸直角方向に加振		
		軸力(ton)	曲げモーメント (ton・m)	せん断力 (ton)	軸力(ton)	曲げモーメント (ton・m)	せん断力 (ton)
継 手 な し (ケ ー ス 2)	本線トンネル A～B間	3	4,732	348	3,114	1,786	129
	本線トンネル B～C間	0.4	6,491	481	3,796	2,008	147
継 手 あ り (ケ ー ス 4)	本線トンネル A～B間	0.02 (0.01)	208 (0.04)	15 (0.04)	430 (0.14)	86 (0.05)	6 (0.05)
	本線トンネル B～C間	0.008 (0.02)	290 (0.04)	22 (0.05)	630 (0.17)	94 (0.05)	7 (0.05)

注) カッコ内はケース 2 の断面力に対する比

5. 結 論

シールドトンネルが併設され、ある間隔で連絡横坑を設けた場合の影響につき、動的応答解析により検討した。本検討により得られた結論をまとめると以下になる。

(1) 連絡横坑を設置することにより、本線トンネルに生じる曲げモーメントおよびせん断力は、連絡横坑の近傍において増加するが、本線トンネルの軸力はほとんど変わらない。また、本線トンネル間を連絡横坑で結ぶことにより、当然連絡横坑にも断面力が生じる。したがって、併設トンネルを解析する場合には、従来、一般に行われてきたように、トンネル軸方向の地盤条件の変化のみを考慮するだけでは不十分であり、これに直角方向の地盤条件の変化を正しく考慮して解析を行う必要がある。なお、本解析では、トンネル軸に直角方向の地盤条件が得られなかったために、任意に定めた。したがって、断面力の絶対値については、こうした地盤条件を十分検討し直した上で再検討する必要がある。

(2) 二次覆工を含んだ場合のシールドトンネルの剛性の評価方法を提案し、これを用いて二次覆工の全断面が引張力に対して有効に働くとした場合と、鉄筋のみが引張力に対して働くとした場合の両ケースに対する断面力の比較を行った。これによれば、全断面有効とした場合に比較して二次覆工鉄筋のみが有効とした場合の断面力は、ほぼ両者の剛性比に等しい $\frac{1}{10}$ 程度に減少した。ただし、二次覆工が耐震性に与える影響を検討するためには、リング間継手部に生じる変形をもとに別途評価していく必要がある。また、本来動的解析上、二次覆工剛性をどのように評価していくべきかについても、二次覆工の特性に対する実験による検討等と合わせて別途検討していく必要がある。

(3) 本線トンネルと連絡横坑間の接続部に可とう性継手を設けることにより、本線トンネル及び連絡横坑に生じる断面力を減少させることができる。ただし、本線トンネルの軸方向に加振した場合に本線トンネルに生じる軸力は、この方向に対する連絡横坑の影響がもともと小さいために可とう性継手を設けてもほとんど減少しない。

参 考 文 献

- 1) 川島一彦, 大日方尚巳, 志波由紀夫, 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60年10月
- 2) 川島一彦, 大日方尚巳, 志波由紀夫, 加納尚史: シールドトンネルの耐震性に関する研究 — (その 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 —, 土木研究所資料, 第 2277 号, 昭和60年12月
- 3) 川島一彦, 大日方尚巳, 志波由紀夫, 加納尚史: シールドトンネルの耐震性に関する研究 — (その 3) 鉄筋コンクリートシールドセグメントの載荷実験 —, 土木研究所資料, 第 2381 号, 昭和61年 4 月
- 4) 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.
- 5) Tamura, C., and Suzuki, T.: A Quasi-Three-Dimensional Ground Model for Earthquake Response Analysis of Underground Structures —, Construction of Ground Model —, 生産研究, 東京大学, 39巻1号, 昭和62年1月
- 6) 川島一彦, 大日方尚巳, 志波由紀夫, 加納尚史: 応答変位法によるシールドトンネルの耐震解析法, 土木技術資料, Vol.28-5, 昭和61年5月
- 7) 川島一彦, 大日方尚巳, 志波由紀夫, 加納尚史: 覆工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, 土木技術資料, Vol.28-10, 昭和61年10月

シールドトンネルの耐震性に関する研究 (その4) トンネル軸直角方向の地盤条件の変化を考慮した伴設シールドトンネルの地震応答解析

ISSN 0386-878

土研資料第2496号

昭和62年2月(1987)

川島一彦 大日方尚巳
加納尚史

要 旨

本資料は、3本伴設されたシールドトンネルを連絡横坑で連結した場合の耐震上の影響について、トンネル軸直角方向の地盤条件の変化を考慮し得るプログラムにより動的応答解析を行って、連絡横坑とシールドトンネルの結合条件およびトンネルの剛性評価方法について検討した結果をとりまとめたものである。

キーワード：伴設シールドトンネル，連絡横坑，地震応答解析，動的解析

郵便はがき

四十円切手
をはいて
下さい

305-□□

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所

耐震研究室 行

No. 93

No. 93

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第 2496 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名

印