

# 土木研究所資料

第1253号

応答変位法による地中構造物横断面の  
耐震設計法および最終耐力に関する研究

昭和52年4月

建設省土木研究所

## ま え が き

本報告は応答変位法に基づく地中構造物の横断面の耐震計算法を提案し、具体例に適用した結果、および、応答変位法に基づく地中構造物断面の耐力および変形性能に関する検討の結果をとりまとめたものである。

昭和52年4月

|            |     |      |
|------------|-----|------|
| 地震防災部耐震研究室 | 室長  | 栗林栄一 |
|            | 研究員 | 川島一彦 |
|            | 技官  | 柴田松雄 |
|            | 技官  | 宮田忠明 |

## 第 I 編

# 応答変位法による地中構造物横断面の 耐震設計法に関する研究

## 目 次

### I 編 応答変位法による地中構造物横断面の耐震設計法に関する研究

|                                   |    |
|-----------------------------------|----|
| 1. 概 説 .....                      | 5  |
| 2. 震度法による耐震計算の具体例の調査 .....        | 6  |
| 2.1 震度法に基づく耐震計算法の仮定条件 .....       | 6  |
| 2.2 震度法に基づく耐震計算法の適用例 .....        | 6  |
| 2.3 震度法に基づく耐震計算法の問題点 .....        | 7  |
| 3. 応答変位法に基づく横断面の耐震計算法 .....       | 9  |
| 4. 計算例 .....                      | 14 |
| 4.1 対象地点 .....                    | 14 |
| 4.2 入力地震動 .....                   | 14 |
| 4.3 計算条件 .....                    | 15 |
| 4.4 表層地盤の地震時変位振幅の算定 .....         | 16 |
| 4.5 解析モデル .....                   | 18 |
| 4.6 断面力の算定および常時荷重による断面力との重畳 ..... | 18 |
| 5. 震度法による耐震計算結果との比較 .....         | 22 |
| 5.1 震度法による耐震計算 .....              | 22 |
| 5.2 応答変位法と震度法の結果の比較、検討 .....      | 23 |
| 6. 結 論 .....                      | 24 |
| 参考文献 .....                        | 25 |

## 1. 概 説

軟質な地盤中に埋設される沈埋トンネルや共同溝等の線状の地中構造物の縦断方向の耐震計算には、地震時の地盤の応答変位に基づく応答変位法が適用されている。一方、横断面の耐震計算は震度法が慣用されている事例が多いが、はっきりした耐震計算法が提示されていないのが現状である。質量の大きいマッシブな構造物にあっては、自重に起因する慣性力とそれに抵抗する力を中心とした震度法による耐震計算は合理的な方法と考えられるが、構造物の単位体積重量が周辺地盤の単位体積重量よりも軽い沈埋トンネルや共同溝等の地中構造物にあっては、慣性力による効果よりも地盤の地震時の変位もしくは変形を取り入れた計算法を用いる方がより実際の状況に近いのではないかと考えられる。

本報告は上記の観点から、地中構造物横断面の耐震設計の事例の調査およびこの種の構造物の耐震計算に震度法を適用する際の問題点を検討し、応答変位法による耐震計算法の手順を提示するものである。なお、この方法の具体の適用例として大阪湾岸道路沈埋トンネルの計画横断面を参考としてとり挙げ、震度法による結果との比較検討を行なった。

## 2. 震度法による耐震計算の具体例の調査

### 2.1 震度法に基づく耐震計算法の仮定条件

地中構造物横断面方向の耐震計算法として従来震度法が慣用されてきているが、震度法に基づく耐震計算法の基本的な考え方はつぎのとおりである。

- (1) 地盤および構造物は地震時に同一方向に慣性力を受ける。
- (2) 構造物に作用する地震荷重としては一般に、地震時土圧（主働土圧、受働側反力）、慣性力（構造物および上載土）、構造物底面における抵抗力を想定する。
- (3) 地震時における上記の荷重および反力のつり合いより構造物の断面各部に作用する応力を求める。

### 2.2 震度法に基づく耐震計算法の適用例

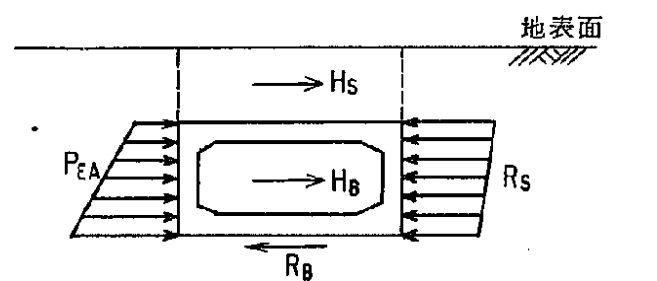
地中構造物の横断方向の耐震計算に震度法を適用する場合の具体的な方法を示した技術基準類は非常に少ない。これは一般に地中構造物においては常時における設計計算で断面諸元が決定される場合が多かったことと、慣習的に地中の施設に対しては耐震設計を行なってこなかったことなどによると考えられる。したがって既往の技術基準類には震度法による地中構造物横断面の耐震計算法に対する特設の規定は見当たらないので、従来の設計の事例および文献などをもとにして適用例を調べることにした。その結果、震度法による耐震計算において想定する荷重は基本的には図2-1に示す通りであり、上載土の慣性力を作用させる方法により、つぎの2つのタイプに大別できるようである。すなわち、1つは図2-2に示すように上載土の慣性力を全部構造物の上床版に作用させる方法で、この方法を適用している例としてはカナダの Deas Island トンネル（カナダ）<sup>(2)</sup>、

我國の東京港海底トンネルおよび建設省で計画された東京湾横断道路トンネルなどがこの方法である。もう1つは図2-3に示すように上載土部分両側面に作用する地震時主働土圧および地震時受働土圧のバランスを考慮して上載土の慣性力を上床版に作用させる方法で、次式でつり合いを満足させるものである。

- i)  $PAES + H_s \leq PEPS$  のとき

$$H_{se} = 0$$

- ii)  $PAES + H_s > PEPS$  のとき



ここに、

- $P_{EA}$  : 地震時主働土圧  
 $H_B$  : 構造物本体に作用する慣性力  
 $H_s$  : 上載土に作用する慣性力  
 $R_s$  : 側面における受働土圧に基づく反力  
 $R_B$  : 底面における反力

図2-1 震度法による耐震計算で考慮する基本的な地震時荷重

$$H_{se} = (P_{AES} + H_s) - P_{EIS}$$

..... (2-1)

この方法を適用している例としては、一部の地下鉄および水道施設などが挙げられる。

また、震度法を適用する場合の地震時主働土圧の算定方法には物部・岡部の地震時主働土圧係数を用いる方法および地震時の土の内部摩擦角  $\phi$  を次式により減少させて、常時の土圧と同様に主働土圧係数を求める方法が一般によく用いられているようである。

$$\phi_e = \phi - \tan^{-1} k_h$$

..... (2-2)

ここに

$\phi$  : 常時の土の内部摩擦角       $k_h$  : 水平震度

このうち前者の方法では土中に含まれる水に対する取扱い方法によってさらに2つに分けられ、その1つは土中の水に対しても地震時慣性力が作用するとして合震度  $\theta_o$  を次式によって求める方法

$$\theta_o = \tan^{-1} \left( \frac{k_h}{1 \pm k_v} \cdot \frac{r_t}{r_t - r_w} \right) \quad \text{..... (2-3)}$$

ここに、  $k_h$  : 水平震度

$k_v$  : 鉛直震度 (上向き  $k_v$  : -、下向き  $k_v$  : +)

$r_t$  : 土の湿潤単位体積重量

$r_w$  : 土中水の単位体積重量

であり、他の1つは水中の水に対する地震時慣性力は無視するとして、合震度  $\theta_o$  を求める方法

$$\theta_o = \tan^{-1} \left( \frac{k_h}{1 \pm k_v} \right) \quad \text{..... (2-4)}$$

である。

### 2.3 震度法に基づく耐震計算法の問題点

沈埋トンネルあるいは共同溝等の地中構造物は、一般に構造物のみかけの単位体積重量が周辺の地盤の湿潤単位体積重量よりも軽い場合が多い。このような構造物にあっては地震時に構造物に作用する慣性力は周辺地盤より小さいこと、構造物が周辺の地盤におおわれているため

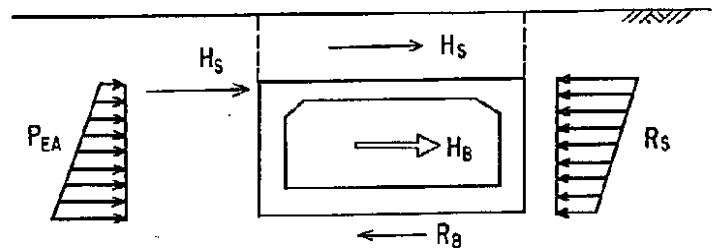


図 2-2 震度法による荷重 (その 1)

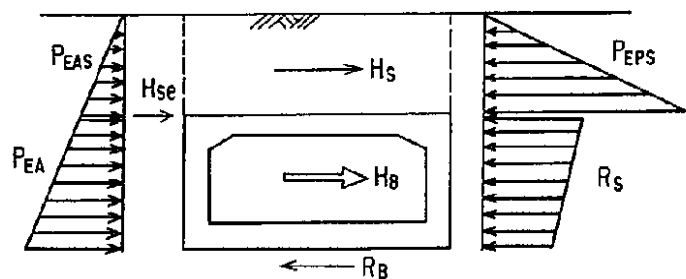


図 2-3 震度法による荷重 (その 2)

かけの減衰が大きいこと等の理由により、地震時に構造物自身がそのまわりを取り巻く地盤を押しつけて独自の振動を励起されるようなことは起こりにくく、一般に周辺の地盤に生じた変位もしくは変形の一部が伝えられて構造物に変位、変形が生じるといわれている。このような構造物に対しては、慣性力の代りに地震時の地盤の変位もしくは変形を地震力として考慮した方がより設計として実態に近いといえよう。すなわち、震度法に基づく耐震計算では前節に述べたように、構造物に作用する慣性力および主働土圧が受働土圧および底面の反力によって抵抗されると考えている場合が多い。しかしながら沈埋トンネルあるいは共同溝のような周辺の地盤より軽い構造物にあっては構造物に作用する慣性力は比較的小さく、また、このような構造物が埋設される場所は一般に軟質な沖積層が厚く堆積した、地盤の基本固有周期の比較的最長い場合が多く、このような場合には構造物の周辺の地盤に生じる加速度は大きいものではないであろう。このような条件下においては、構造物横断面の耐震計算で力のつり合いだけを考慮した震度法による設計を行なうことはいたずらに構造物断面寸法を増大させるばかりで、より重要な変位もしくは変形に対する配慮を欠く恐れがある。

さらに、地震時土圧は構造物近傍の周辺地盤が地震時に塑性平衡状態になる時に発揮されるものであるが、上記のような軟質な地盤では $10^{-3}$ 程度のオーダーのせん断ひずみが生じると言われており、局部的に構造物との相対変位によって大きなひずみが生じるとしても、土圧の概念で規定できるような広い範囲にわたって大きなひずみが発生する可能性は少ないのではないかと考えられる。上述のような理由により、軟質な地盤中に埋設された沈埋トンネル、共同溝等の地中構造物の横断面方向の耐震計算は、周辺地盤の地震時の変形に基づいて解析する応答変位法がより妥当ではないかと考えられる。

### 3. 応答変位法に基づく横断面の耐震計算法

構造物横断面には常時の状態において、自重、土圧、水圧等のいわゆる常時の荷重が作用している。構造物に作用する地震力を地盤の地震時の変形によって表わし、常時の荷重および地震力は互いに独立であると仮定すれば、応答変位法に基づく耐震計算の手順は図3-1に示すように、常時の荷重要素によって生じる断面力の算定、地震時の荷重要素によって生じる断面力の算定、および両者の断面力の重ね、の3つに分けられよう。この場合の具体的な荷重要素〔単位奥行(1m)当り〕を以下に提示する。

(I) 常時の荷重

(ii) 上床版

a) 自重(鉛直荷重)

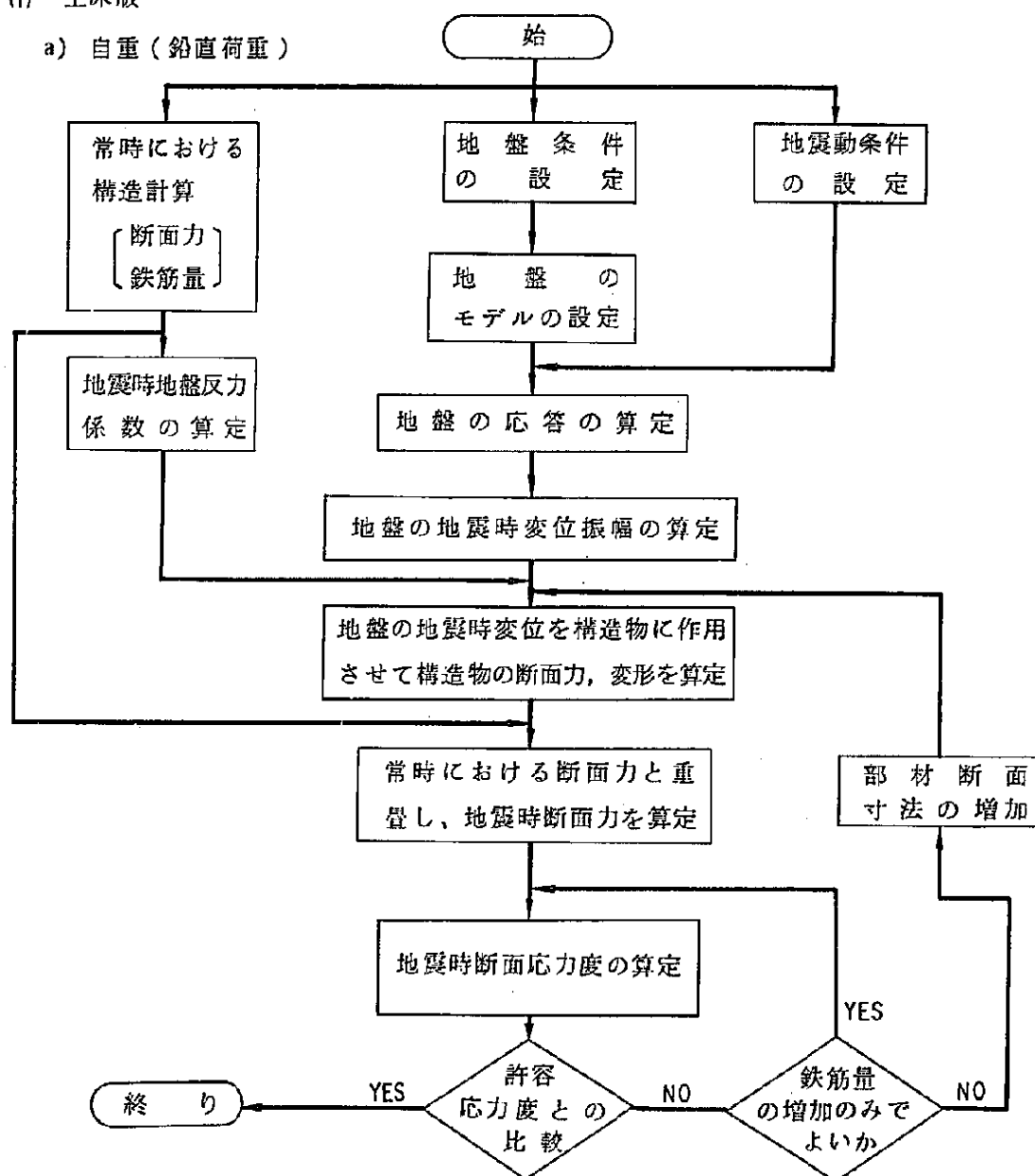


図3-1 応答変位法に基づく地中構造物横断面の耐震計算法

b) 上被土砂重量による鉛直荷重  $p_v$

$$p_v = (\gamma_t - \gamma_w)(h_s - h_w) + \gamma_t h_w \quad (\text{t/m}) \dots\dots\dots (3-1)$$

c) 水圧  $p_w$  (鉛直荷重)

$$p_w = \gamma_w(h_s - h_w) \quad (\text{t/m}) \dots\dots\dots (3-2)$$

(ii) 側壁

a) 自重 (鉛直荷重)

b) 静止土圧  $p_o$  (水平荷重)

地表面から深さ  $z(\text{m})$  の点において

$$p_o(z) = (\gamma_t - \gamma_w) K_o z \quad (h_s \leq z \leq h_o) \quad (\text{t/m}) \dots\dots\dots (3-3)$$

c) 水圧  $p_w$  (水平荷重)

地表面から深さ  $z(\text{m})$  の点において

$$p_{wz} = \gamma_w(z - h_w) \quad (h_s \leq z \leq h_o) \quad (\text{t/m}) \dots\dots\dots (3-4)$$

(iii) 下床版

a) 自重 (鉛直荷重)

b) 地盤反力  $q_{vo}$  (鉛直荷重)

$$q_{vo} = K_{vo} u_{vo} \quad (\text{t/m}) \dots\dots\dots (3-5)$$

c) 水圧  $p_w$  (鉛直荷重)

$$p_w = \gamma_w(h_B - h_w) \quad (\text{t/m}) \dots\dots\dots (3-6)$$

ここに、

$\gamma_t$ : 周辺地盤の湿潤単位体積重量 ( $\text{t/m}^3$ )

$\gamma_w$ : 地下水もしくは海水の単位体積重量 ( $\text{t/m}^3$ )

$h_s$ : 地表面から構造物上床版までの深さ (土被り厚) (m)

$h_w$ : 地表面からの地下水位までの深さ (m)

$K_o$ : 周辺地盤の静止土圧係数

$K_{vo}$ : 常時での構造物底面の鉛直方向地盤反力係数 ( $\text{t/m}^2$ )

$u_{vo}$ : 常時での構造物底面の鉛直方向変位 (m)

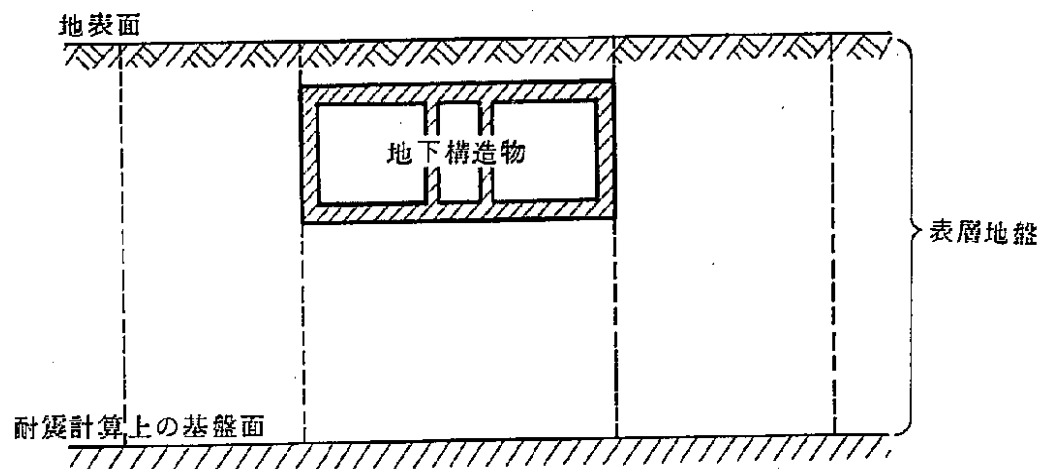
$h_B$ : 地表面から構造物底面までの深さ (m)

(2) 地震時

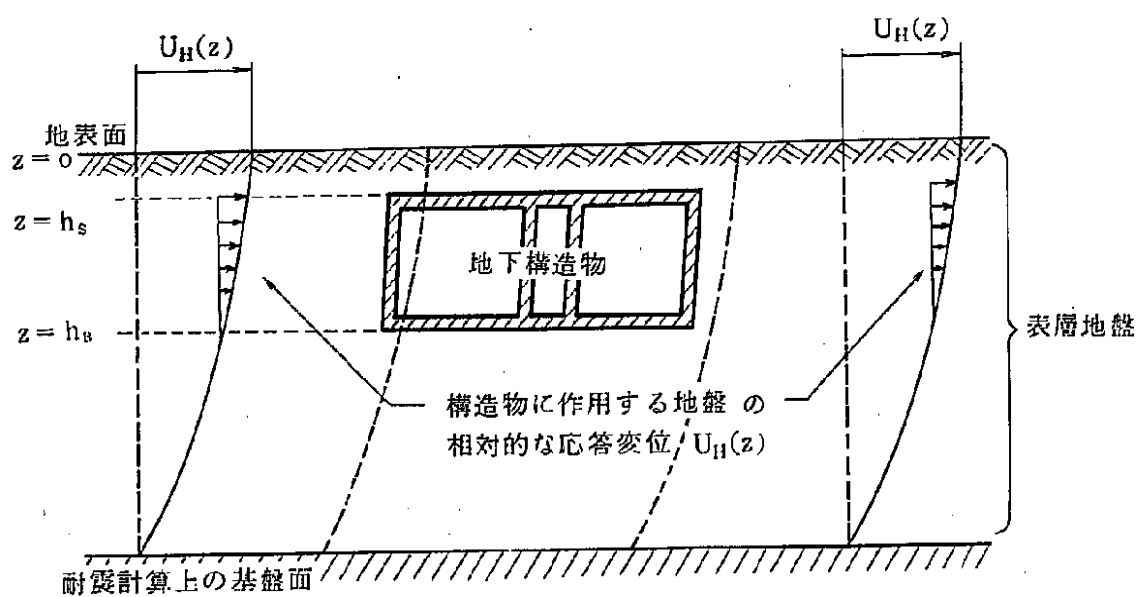
地震時に構造物周辺の地盤が図 3-2 (b) に示すように変位もしくは変形を生じると、これらの一部が伝えられて構造物に変形が生じる。このような地盤および構造物の相互の運動をばねによって弾性的に保持された骨組構造物系の力学モデルによって表示するものとすれば、地中構造物には埋設条件および地盤との接触条件に応じて以下の荷重が作用すると考えられる。

(i) 側壁

構造物側壁には、上下床版間の地盤の応答変位振幅の相対的な差に比例して次式の水平荷



(a) 常時の変形状態



(b) 地震時の変形状態

図 3-2 地盤の地震時せん断変形による地下構造物の変形

重を作用させる。

$$q_H(z) = K_H(z) \cdot [u_H(z) - u_H(h_b)] \quad (h_s \leq z \leq h_b) \quad \dots\dots\dots (3-7)$$

ここに、

$q_H(z)$  : 深さ  $z$  の点における水平方向荷重 ( $t/m^2$ )

$K_H(z)$  : 深さ  $z$  の点における水平方向地盤反力係数 ( $t/m^3$ )

$u_H(z)$  : 深さ  $z$  の点における地盤の水平方向変位振幅 (m)

$u_H(h_b)$  : 構造物下床版変位 ( $z=h_b$ ) における地盤の水平方向変位振幅 (m)

$h_s$  : 地表面から構造物上床版までの深さ (土被り厚) (m)

$h_b$  : 地表面から構造物底面までの深さ (m)

地盤の水平方向変位振幅は、地盤の堅さが深さ方向（ $z$  方向）に著しく変化している場合には、離散型のせん断振動モデルもしくは多重反射に基づく計算法等により算定することとなるが、地盤の堅さが深さ方向におおむね一様と見なせる場合には次式で算定することができる。

$$u_H(z) = \frac{2}{\pi^2} T S_v \cos \left( \frac{\pi z}{2H} \right) \dots\dots\dots (3-8)$$

ここに、

$T$  : 地中構造物が埋設されている周辺地盤（表層地盤）の基本固有周期（sec）

$S_v$  : 基盤に作用させる速度応答スペクトル値（m/sec）

$H$  : 表層地盤の厚さ（m）

（3-7）式で算定される水平荷重は、地盤が構造物を押す側の側壁（図3-2（b）において左側の側壁）に対してはそのまま適用することができようが、地盤が構造物を引張る側の側壁（図3-2（b）において右側の側壁）においては地盤と構造物の接触条件に応じて、いろいろな考え方をすることができる。すなわち、微小な相対変形の間は地盤と構造物ははなれないから（3-7）式で算定される水平荷重をそのまま作用させるという考え方、地盤は引張力をほとんど受けもたないから、地盤から構造物には力は伝わらないとする考え方、あるいは受働土圧の一部を反力として期待できるのではないかとする考え方などができよう。このような考え方に対応して、地盤が構造物を引張る側の側壁部分は図3-3に示すように、いろいろな解析モデルを想定することができる。次章に示す計算例では設計として安全側になるという理由から最初の考え方に基づいて地盤の変形を構造物に作用させた。

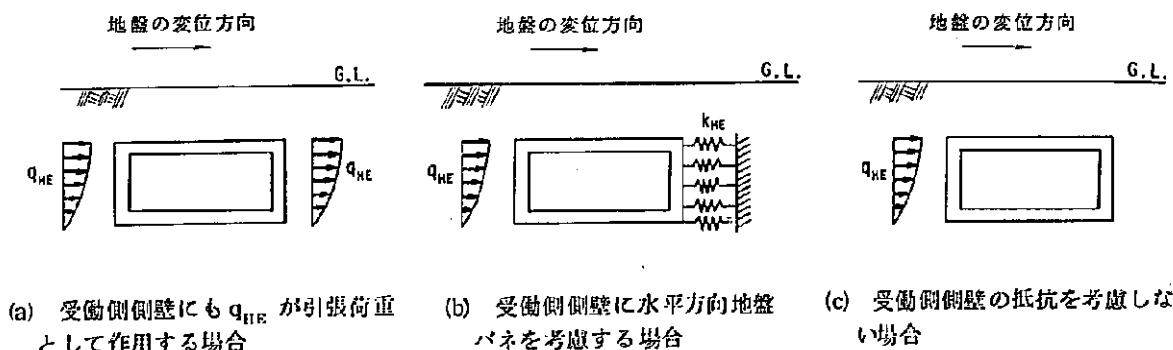


図3-3 受働側の構造物と土の接触条件に対する考え方とそのモデル化の一例

### (iii) 上床版

構造物が地中深くに埋設されている場合には、構造物上面の地盤（上載土）は底面あるいは側面の地盤と同様に、構造物に変形を伝える役割を果たすと考えられる。しかしながら構造物が地表面近くに埋設されている場合には、地震時における上載土と側面の地盤の運動の一体性は乏しくなり、周辺地盤に生じる変形が上載土を通して構造物に伝えられる割合は比較的小

さいものとなろう。したがって、このような場合には上載土の影響を無視して計算を進めてもよいと考えられる。構造物がどの程度の深さに埋設されていれば、上載土から伝えられる地盤の変形の影響を考慮する必要があるかについては現在の所、十分な資料が備えられていないが、地中および地表の円筒形基礎の水平方向ばね定数に関する解析的な研究の例からは、土被り厚さが構造物の幅の $\frac{1}{2}$ 程度以上というのが一応の目安となろう。したがって、このような場合には上床版に作用させる水平方向荷重は次式で表示される。

$$q_{HA} = \begin{cases} 0 & h_s < \frac{1}{2} B \\ K_{SA} [u_H(h_s) - u_H(h_B)] & h_s \geq \frac{1}{2} B \end{cases} \dots\dots\dots (3-9)$$

ここに、

$q_{HA}$  : 上床版に作用させる水平方向荷重 ( $t/m^2$ )

$K_{SA}$  : 上床版位置のせん断に対する地盤反力係数 ( $t/m^3$ )

$u_H(h_s)$  : 構造物上床版位置 ( $z=h_s$ ) における地盤の水平方向変位振幅 (m)

$h_s$  : 地表面から上床版までの深さ (土被り厚さ) (m)

$h_B$  : 地表面から構造物底面までの深さ (m)

$B$  : 構造物の幅 (m)

### (iii) 下床版

下床版位置における地盤の変位振幅  $u_H(h_B)$  に比例した力が下床版に作用すると考えられるが、(3-7)式および(3-9)式によって算定される力がいずれも  $u_H(h_B)$  を基準として求めているので、このような取扱いをする場合には地盤から下床版に作用する外力はない。しかしながら、構造物横断面をばねによって弾性的に保持された骨組構造系のモデルに置換しているため、(3-7)式および(3-9)式による外力の下で算定される水平および鉛直方向変位に比例した底面反力が生じることとなる。

## 4. 計 算 例

大阪湾岸道路六甲アイランド～ポートアイランド間に計画されている鉄筋コンクリート方式の沈埋トンネル横断面の設計案を参考に応答変位法に基づく計算法を適用し、震度法による耐震計算法との結果と比較した。

### 4.1 対象地点

解析の対象とする地盤の位置は図4-1に示す第1地点(地表面より基盤面までの深さ $h=87.5\text{m}$ )および第2地点( $h=55.0\text{m}$ )の2地点とした。前者は表層地盤の厚い地点、後者は表層地盤の薄い地点のそれぞれ代表点と考えた。

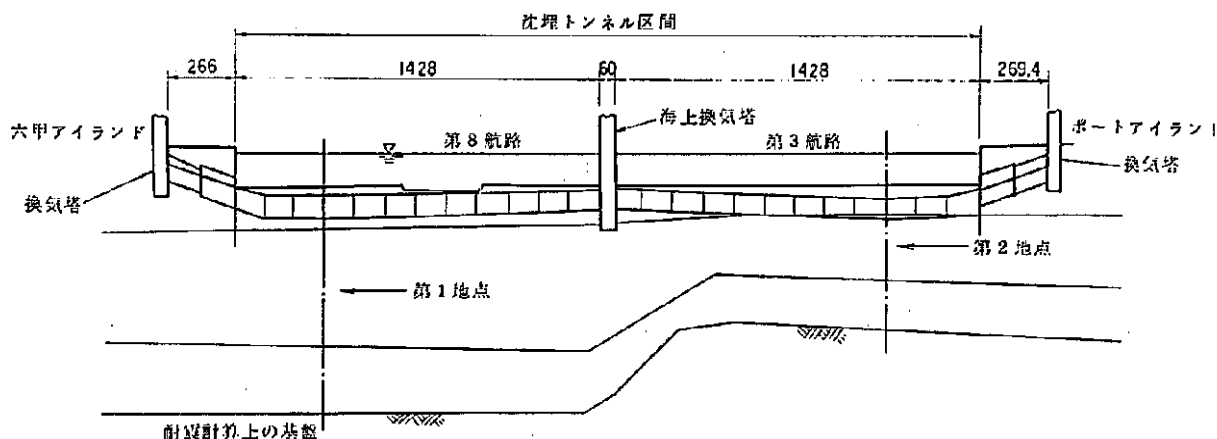


図4-1 解析の対象とした沈埋トンネル断面位置

### 4.2 入力地震動

入力地震動は図4-1に示した耐震計算上の基盤面で与え、1968年4月1日の日向灘沖地震による板島橋における地震動記録、および1973年6月17日の根室半島沖地震による静内橋の地震動記録の2つをそれぞれ応答スペクトルの形で使用した。<sup>[6]</sup> 前者の地震動はマグニチュード $M \approx 7.5$ で $\Delta \approx 100\text{km}$ の地点の地表面で観測された地震動をその地点の基盤における地震動に変換したものであり、後者はマグニチュード $M \approx 7.4$ で $\Delta \approx 300\text{km}$ の地点における地表面下40mの砂礫層中で観測された地震動である。

これらの地震動の絶対加速度応答スペクトル曲線を図4-2に示す。なお、入力加速度の最大値は基盤面で150ガルとした。

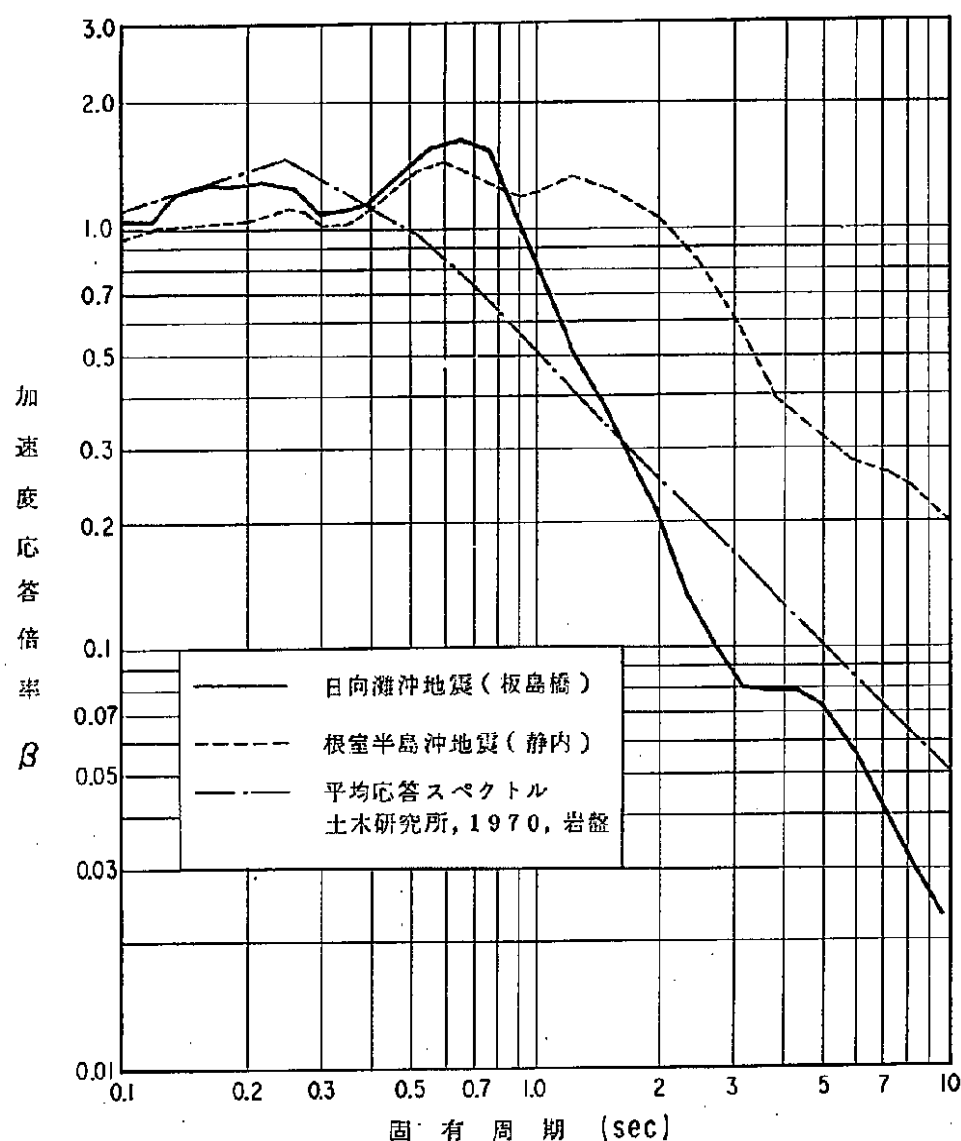


図 4-2 基盤に作用させた入力地震動の加速度応答  
スペクトル曲線 ( $h=20\%$ ,  $A_{max}=150g\alpha$ )

#### 4.3 計算条件

計算に仮定した条件は以下の通りである。

##### (i) コンクリート

弾性係数  $3.5 \times 10^5 \text{ Kg/cm}^2$  ( $\sigma_{ck} = 400 \text{ Kg/cm}^2$ )

##### (ii) 地盤反力係数

地震時鉛直方向地盤反力係数  $K_v = 1.0 \text{ Kg/cm}^3$

地震時水平方向地盤反力係数  $K_H = 1.0 \text{ Kg/cm}^3$

地震時水平方向せん断ばね係数  $K_s = 0.4 \text{ Kg/cm}^3$  (第1地点)

$K_s = 0.5 \text{ kg/cm}^3$  (第2地点)

## (四) 静止土压系数

$$K_0 = 0.5$$

(iv) 水 压

H.H.W.L. (TP + 2.124 m) より考慮する。

(V) 上載土

土被り厚 4.60 m とする。(ヘドロ層 3.1 m を含む)

(vi) 單位體積重量

構造物本体のコンクリート：2.50 t/m<sup>3</sup>

保護コンクリート：2.35 t/m<sup>3</sup>

上載土平均單位體積重量：1.50 t/m<sup>3</sup>（土：2.0 t/m<sup>3</sup>、ヘドロ：1.3 t/m<sup>3</sup>）

海水 : 1.025 t/m<sup>3</sup>

(vii) 沈埋トンネル横断面の形状寸法

図 4-3 に示す。

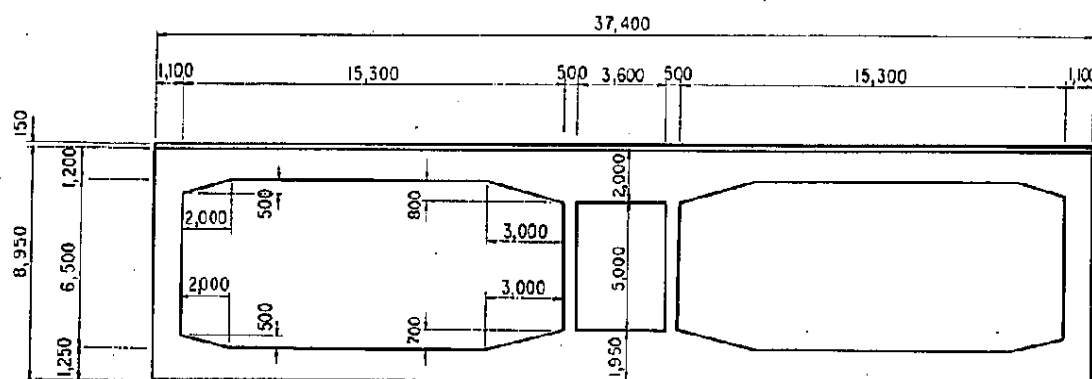


図4-3 沈埋トンネル横断面〔単位 mm〕

(viii) その他

受働側の地盤と側壁の接触条件は図 3-3(a)のように仮定した。震度法による設計計算結果との比較を考へて、上載土に作用する慣性力を考慮した。

#### 4.4 表層地盤の地震時変位振幅の算定

表層地盤の構成は、図 4-1 に示す第 1 地点および第 2 地点とも海底面から下向きに順に上部粘土層、上部砂泥互層、中部粘土層となっている。それぞれの地盤の堅さは必ず依存性に関する室内実験の結果から定め、地震時に生じる地盤のせん断ひずみ応答のレベルに応じた補正を施した。このようにして算出した地盤の応答変位の分布を図 4-4 (第 1 地点) および図 4-5 (第 2 地点) に示す。

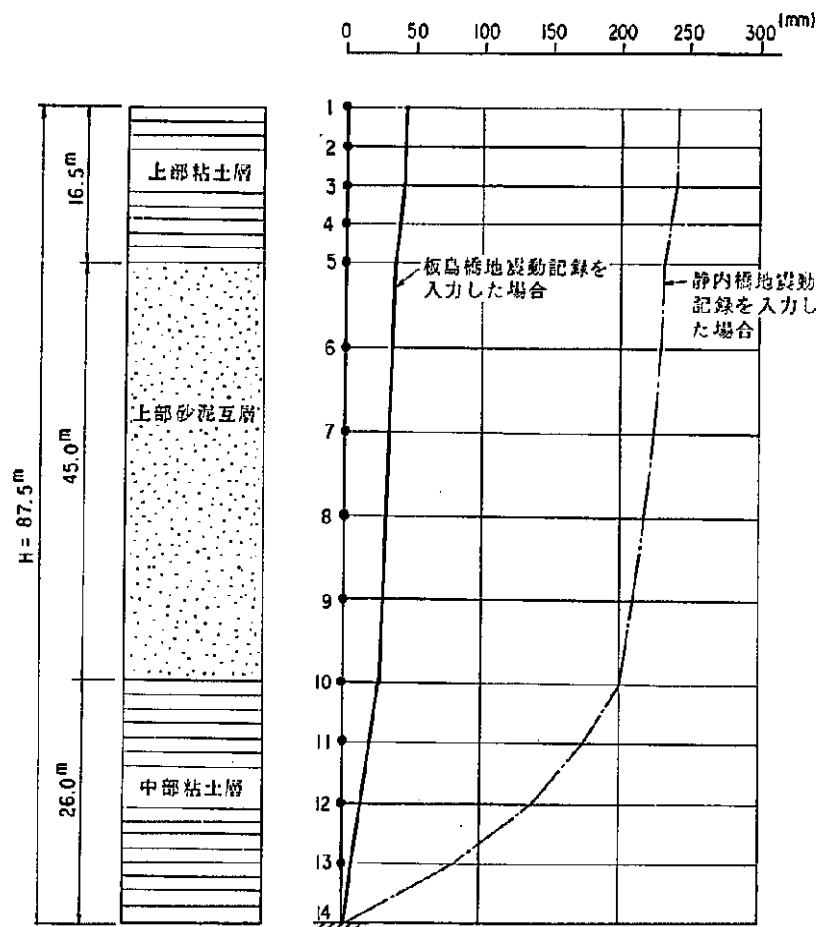


図 4 - 4 第 1 地点の表層地盤の応答変位分布

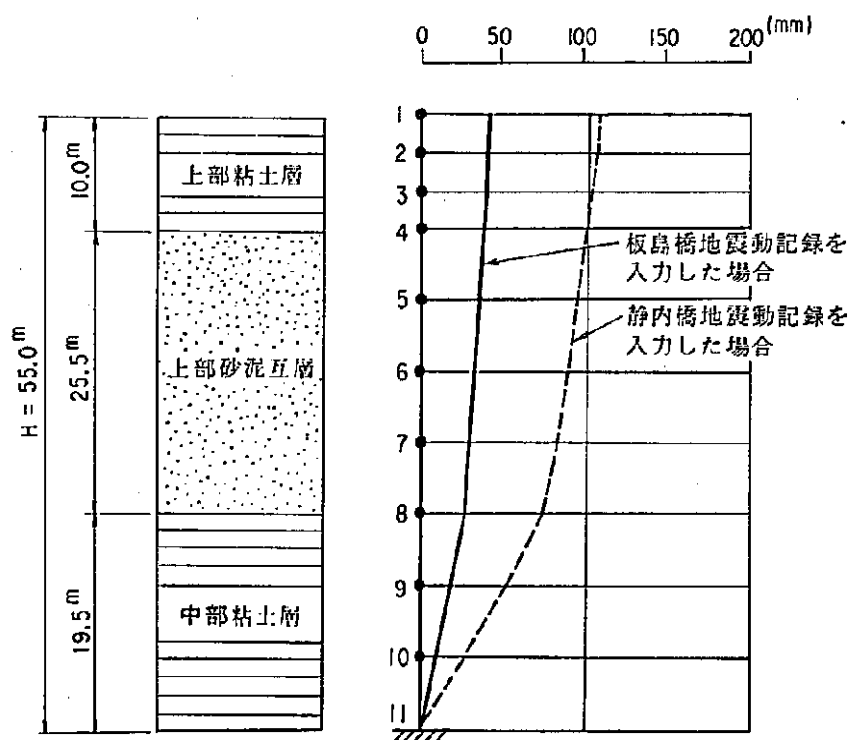


図 4 - 5 第 2 地点の表層地盤の応答変位分布

#### 4.5 解析モデル

沈埋トンネルの横断面を図4-6に示すようにモデル化し、前節で算定した地震時の地盤の変位振幅を水平反力ばねを介して作用させた。この際、構造物と地盤との間のばね反力係数は、それぞれ以下のように仮定した。

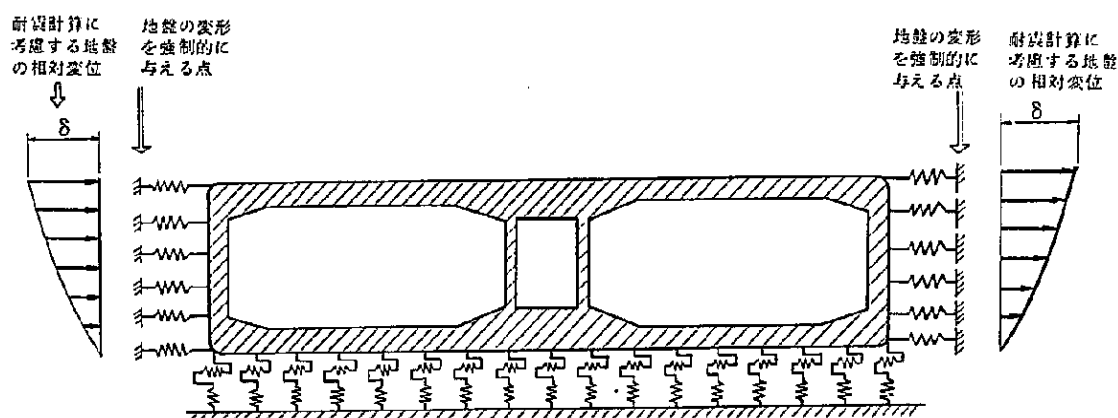


図4-6 地盤のせん断変形による沈埋トンネル横断面の応力解析モデル

$K_H \simeq 1.0 \text{ Kg/cm}^3$ 、 $K_V \simeq 1.0 \text{ Kg/cm}^3$ 、 $K_S \simeq 0.4 \text{ Kg/cm}^3$  ..... 第1地点

$K_H \simeq 1.0 \text{ Kg/cm}^3$ 、 $K_V \simeq 1.0 \text{ Kg/cm}^3$ 、 $K_S \simeq 0.5 \text{ Kg/cm}^3$  ..... 第2地点

ここに、 $K_H$ 、 $K_V$ 、 $K_S$ はそれぞれ水平方向、鉛直方向およびせん断に対するばね反力係数である。なお、沈埋トンネルに作用させた上床版と下床版との間の地盤の相対変位振幅  $u_n$  (図4-6参照)は表4-1に示す通りである。

表4-1 構造物に作用させた地盤の相対変位振幅 (mm)

#### 4.6 断面力の算定および常時荷重による断面力との重畳

地盤の変形を構造物に作用させた場合の曲げモーメント、およびせん断力の分布を図4-7(第1地点)

|      | 静内橋地震動 | 板島橋地震動 |
|------|--------|--------|
| 第1地点 | 6.3    | 4.2    |
| 第2地点 | 8.3    | 4.1    |

および図4-8(第2地点)に示す。この結果より、入力地震動の違いにより構造物に生じる断面力は大きく異なるのが認められるが、これは2つの地震動の性質が本地点の地盤の周期特性に照らして表われる特性の違いを表現しているものである。

一方、常時における荷重、すなわち構造物の自重、水圧、および土圧の分布は図4-9に示すとおりである。沈埋トンネルの埋設深度が深いことに起因して水圧の占める割合が他の荷重に比較して大きい。図4-7および図4-8に示した地盤の変形によって生じる断面力と図4-9に示した常時荷重によって構造物に生じる断面力を加え合わせて両者の重畳を図るものとすれば、応答変位法による地震時断面力の分布は図4-10(第1地点)および図4-11(第2地点)の通りとなる。入力地震動の違いにより構造物に生じる断面力にそれ程の違いが認め

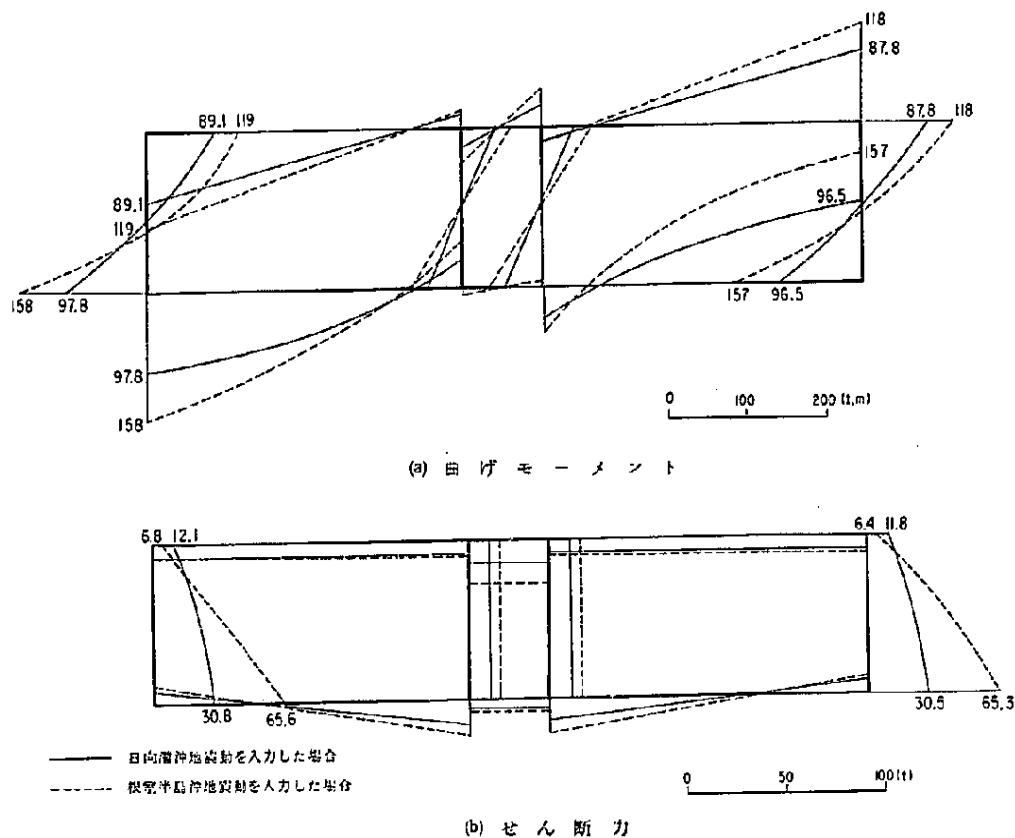


図 4 - 7 地盤の変形を構造物に作用させた場合の断面力の分布 (第 1 地点)

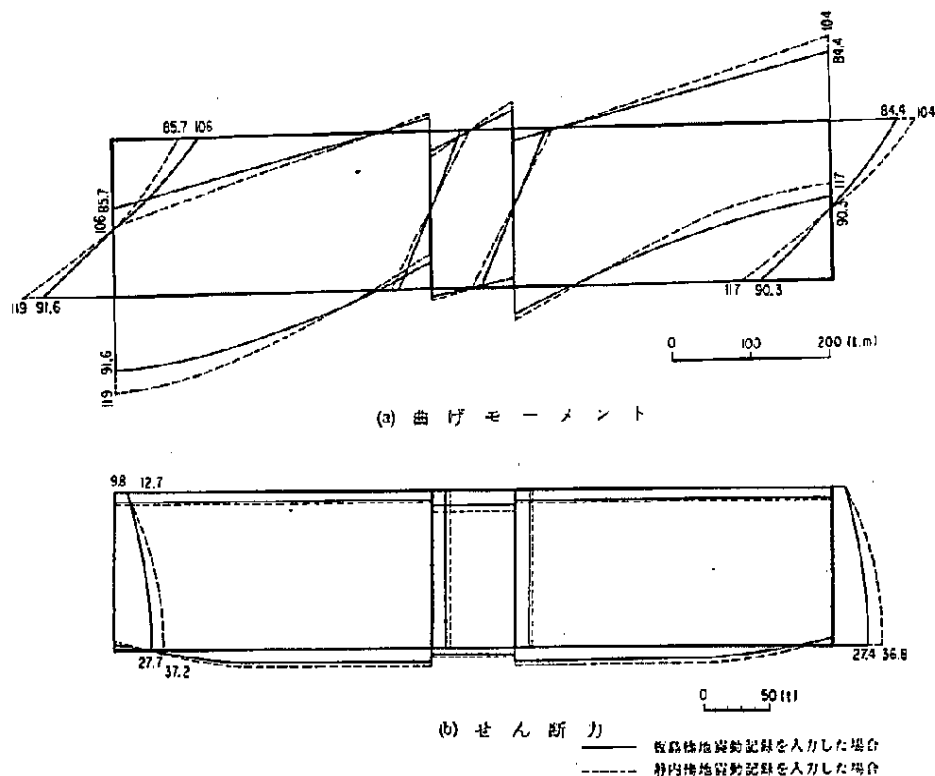


図 4 - 8 地盤の変形を構造物に作用させた場合の断面力の分布 (第 2 地点)

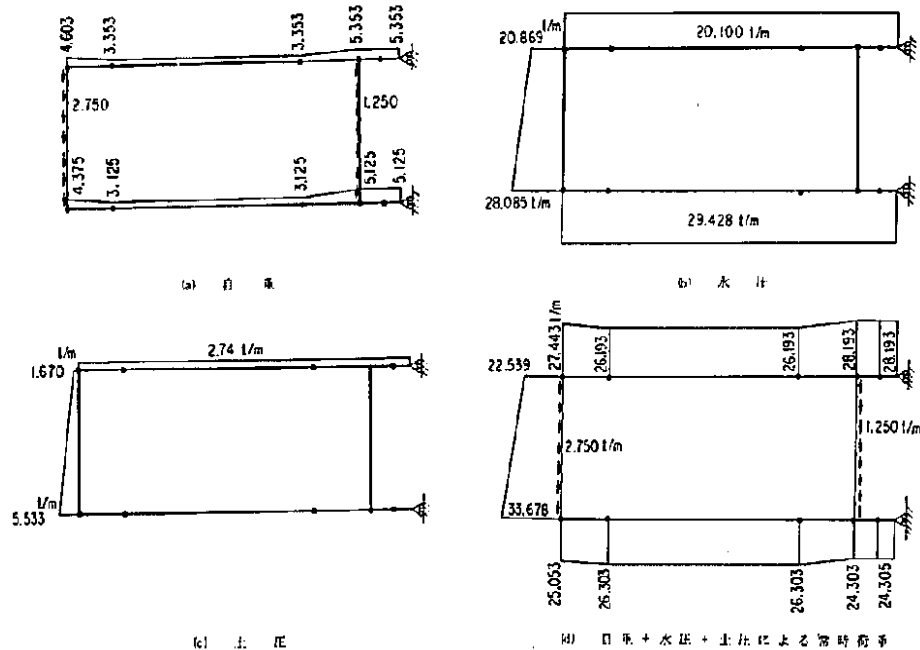


図 4-9 常時に作用する荷重

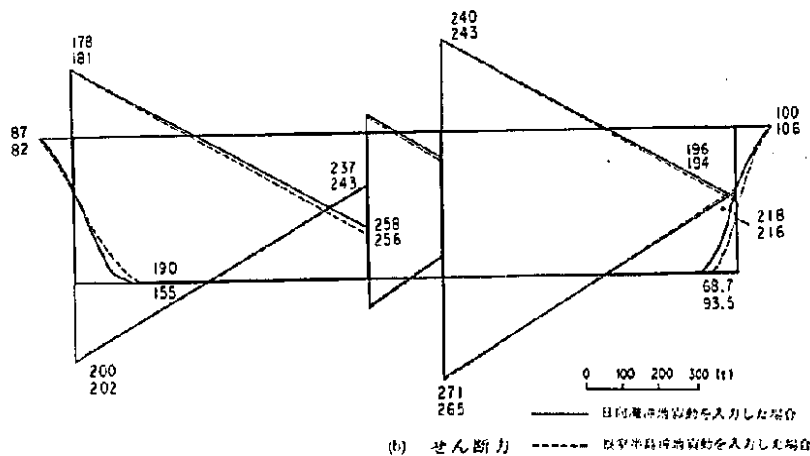
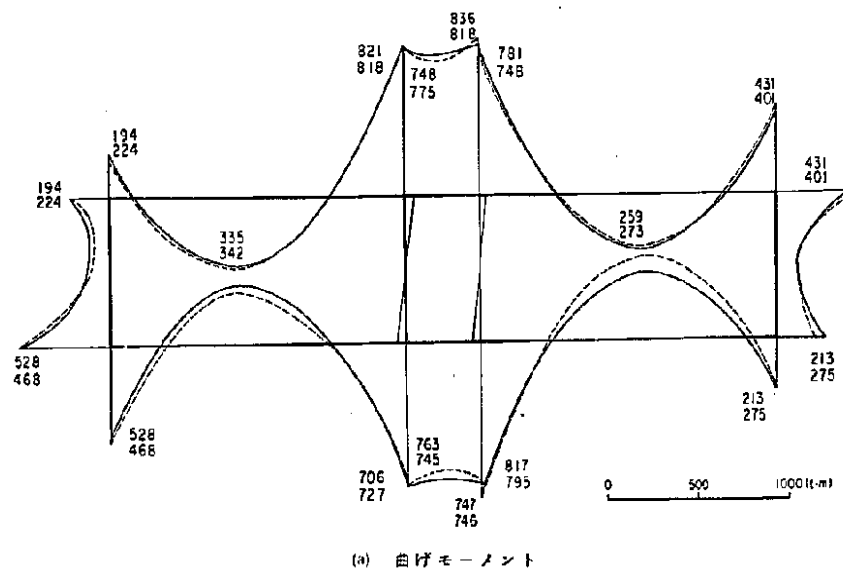
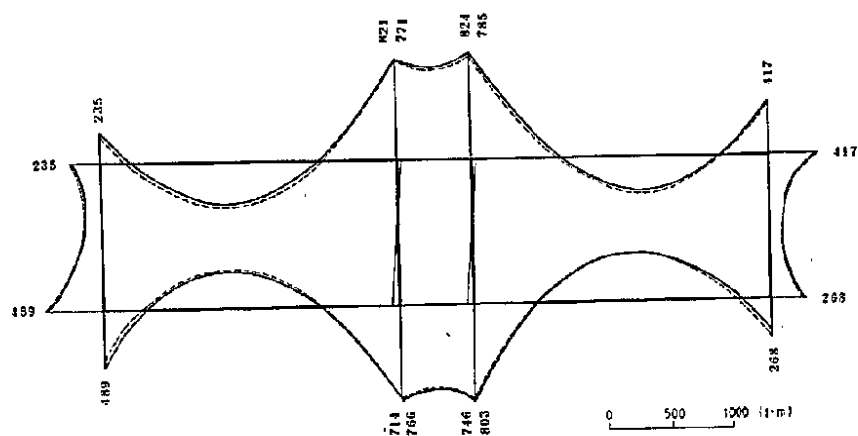
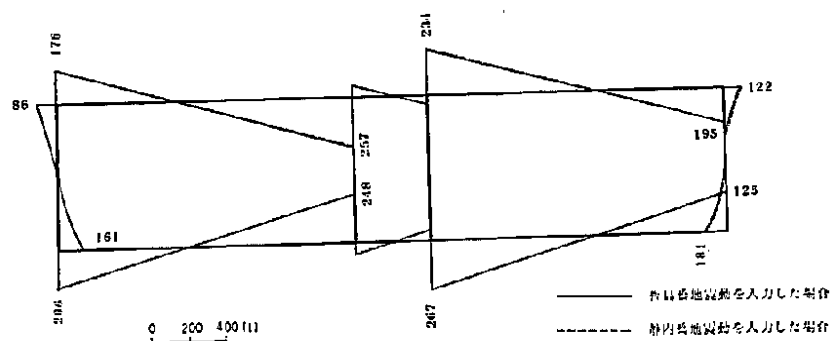


図 4-10 応答変位法による断面力の分布 (第 1 地点)



(a) 曲げモーメント



(b) せん断力

図 4-11 応答変位法による断面力の分布 (第 2 地点)

られないが、これは上記のように水圧の影響が支配的なためである。

## 5. 震度法による耐震計算結果との比較

### 5.1 震度法による耐震計算

震度法による耐震計算では図2-3に示す考え方で構造物の慣性力、主働土圧、受働土圧および土の慣性力、沈埋トンネル底面のせん断抵抗力を定め、図5-1に示すような荷重の分布を得た。

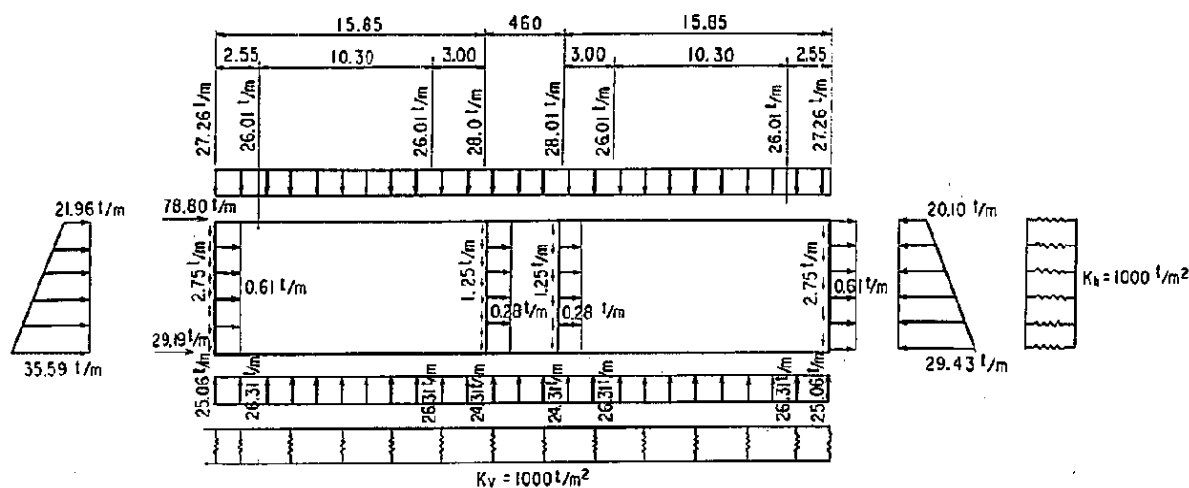


図5-1 震度法による地震時荷重の分布

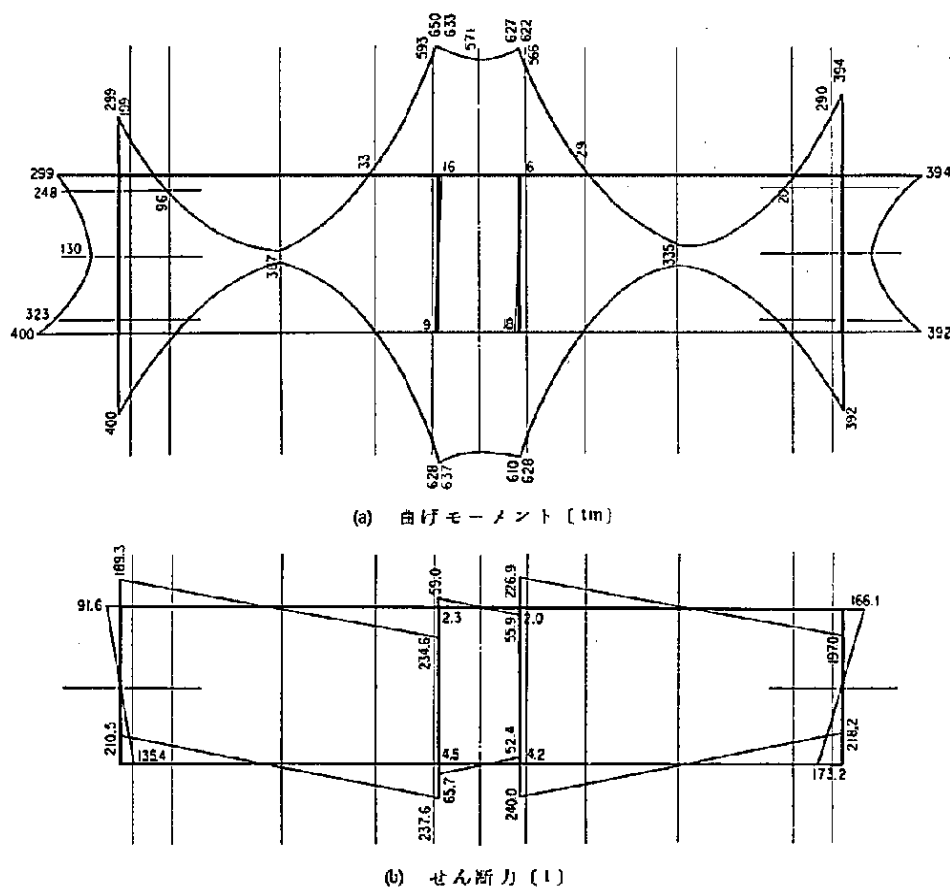


図5-2 震度法による地震時断面力の分布

ここに、設計に用いた水平震度  $k_h$  は

$$\left. \begin{array}{ll} \text{沈埋トンネル} & k_h = 0.22 \\ \text{周辺地盤} & k_h = 0.18 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (5-1)$$

とした。計算の結果、求められた曲げモーメントおよびせん断力の分布を図5-2に示す。なお、震度法による耐震計算は第1地点および第2地点とも同じ結果となる。

## 5.2・応答変位法と震度法の結果の比較、検討

図4-10および図4-11に示した応答変位法による計算の結果と図5-2に示した震度法による結果を比較すると以下の通りである。

- (1) 水圧の影響がともに支配的であるので、両計算法の違いがうすまって表われているが、両者はおおむね同一の結果を与えている。
- (2) 側壁の隅角部においては震度法による結果が、ダクト隅角部においては応答変位法による結果が、それぞれ10%程度、他よりも大きな断面力を与えている。

## 6. 結 論

地中構造物横断面方向の耐震計算法の現状について調査するとともに、震度法に基づく耐震計算法をこの種の構造物に適用する際の問題点を検討し、地中構造物の動的特性を考慮した地震時の周辺地盤の応答変位に基づく耐震計算法を提案した。また、この計算法を大阪湾岸道路沈埋トンネル計画案に適用し、震度法による結果との比較検討を行なった。この結果、以下の結論が得られた。

- (1) 軟質な地盤中に埋設され、かつ、構造物のみかけの単位体積重量が周辺地盤の単位体積重量よりも軽いような地中構造物の横断面方向の耐震計算には、地震時の地盤の変位もしくは変形の一部が構造物に伝えられて構造物に変形をもたらすという応答変位法が適用可能ではないかと考えられる。
- (2) 大阪湾岸道路沈埋トンネル設計案を参考とした試算の結果では、応答変位法による耐震計算の結果求められた断面力は、震度法による計算で求めた断面力とおおむね同一の結果となった。
- (3) 応答変位法による耐震計算では、地盤の地震時せん断変形に基づき構造物上縁および下縁位置における地盤の相対的変位差に比例する力を構造物に作用させる。従って、背の低い地中構造物にあっては過小な、背の高い地中構造物にあっては過大な地震力の見積りになっていないかを今後さらに検討する必要がある。
- (4) 受働側の構造物と地盤の接触条件の取扱いは今後さらに吟味していくことが必要であろう。

## 参考文献

- 1) 土木学会：沈埋トンネル耐震設計指針(案)、土木学会沈埋トンネル耐震設計研究委員会、昭和50年3月。
- 2) 土木学会：沈埋トンネルの耐震性に関する調査研究報告書(昭和46年度、47年度、48年度)、土木学会沈埋トンネル耐震設計研究委員会、昭和47年3月、昭和48年3月、昭和49年3月。
- 3) 栗林、川島、宮田：地震時における地盤の変形を考慮した基礎杭の応力算定法、土木研究所資料第972号、建設省土木研究所、昭和49年10月。
- 4) 栗林、川島、木本、宮田：基礎杭と地盤の動的相互作用に関する実験、土木研究所資料第1039号、建設省土木研究所、昭和50年4月。
- 5) 栗林、他：東京湾横断道路トンネルの耐震計算法および地震応答解析、土木研究所資料第953号、建設省土木研究所、昭和49年4月。
- 6) 栗林、川島、宮田：地震動入力の設定手法に関する研究、土木研究所資料第1192号、建設省土木研究所、昭和52年2月。
- 7) 岩崎、龍岡、高木：砂のせん断変形係数と減衰の歪依存性について、第13回土質工学研究発表会、昭和52年5月。
- 8) 岩崎、龍岡、吉田：地盤の動的変形特性に関する実験的研究(I)、土木研究所報告、第148号、昭和52年3月。

## 第 II 編

### 地中構造物横断面の 最終耐力に関する研究

## 目 次

### Ⅱ 編 地中構造物横断面の最終耐力に関する研究

|                       |    |
|-----------------------|----|
| 1. 概 説 .....          | 31 |
| 2. 解析方法の概要 .....      | 32 |
| 3. 解析モデル .....        | 34 |
| 3.1 地震外力のモデル化 .....   | 34 |
| 3.2 材料特性の設定 .....     | 35 |
| 3.3 要素分割 .....        | 37 |
| 4. 計算結果 .....         | 38 |
| 4.1 地盤が右に変位した場合 ..... | 38 |
| 4.2 地盤が左に変位した場合 ..... | 44 |
| 5. 結 論 .....          | 50 |
| 参考文献 .....            | 51 |

## 1. 概 説

構造物の耐震設計では部材各部を与えられた荷重条件のもとで設計するだけでなく、構造系が全体としてどのような耐力および変形性能を有しているかを検討することが望ましい。震度法による耐震計算では力のつり合いを中心に設計を進めているため、部材各部の強度のチェックが唯一の検討項目となるが、応答変位法による耐震計算では、構造物と地盤の相対変位という概念を導入しているため、強度とともに変形性能に対する配慮を加えることができる。例えば、構造物が非常に可撓性に富んだ構成となっている場合には、たとえ作用地震力が耐力を上回ったとしても十分な変形性能が保持されている場合には、構造物の地震時安全性が確保されるということがあり得よう。

本報告は、このような観点から、コンクリートの圧潰、引張亀裂、鉄筋の引張および圧縮塑性化、鉄筋とコンクリートの間のボンド（付着）応力度の減少を考慮した鉄筋コンクリート構造物の非線形解析法を用いて、地中構造物横断面の耐力および変形性能に関して検討したものである。解析の対象はⅠ編でとり挙げた大阪湾岸道路沈埋トンネル計画案とし、Ⅰ編と同一の計算条件を用いた。

## 2. 解析方法の概要

地中構造物横断面を有限要素法を用いて図2-1に示すようにモデル化した。使用した要素はコンクリート、鉄筋および両者を結ぶボンド効果を表現する3種類である。計算に用いたこれらの要素の仮定条件を簡単に説明すると以下の通りである。詳細については参考文献(1)を参照されたい。

### (1) コンクリート

コンクリートの引張域におけるひび割れ、および圧縮域における降伏、もしくは圧潰等の現象に基づく非線形の性状を計算して取り入れるため、図2-2に示すように有効ひずみ  $e_1^*$ 、 $e_2^*$  をもとにした降伏曲面を仮定した。

ここに有効ひずみは次式により表わした。

$$\begin{aligned} e_1 &= e_1^* - \nu_2 e_2^* \\ e_2 &= e_2^* - \nu_1 e_1^* \end{aligned} \quad (2-1)$$

また、単軸の応力状態におけるコンクリートの応力、ひずみ関係は図2-3に示すように仮定した。

### (2) 鉄筋

鉄筋は引張もしくは圧縮を受け持つ線要素としてモデル化し、その応力、ひずみの関係は図2-4に示すようにバイーリニアールな関係を仮定した。

### (3) 付着 (ボンド)

鉄筋とコンクリートの間に作用する付着力は、両者間の相対変位の大きさに応じて図2-5に示すような応力、すべりの関係を仮定した。

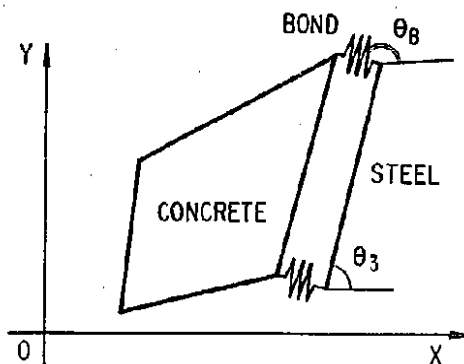


図2-1 鉄筋、コンクリート、付着のモデル化〔1〕

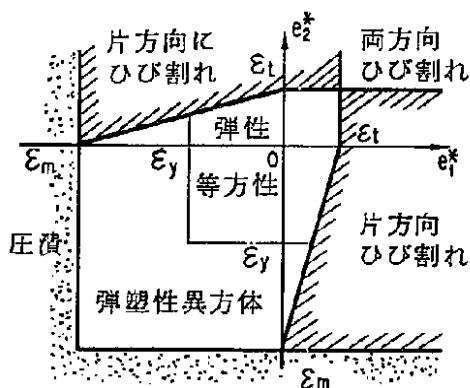


図2-2 コンクリートの降伏曲線のモデル化〔1〕

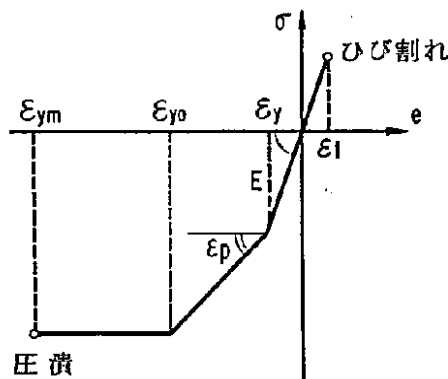


図2-3 コンクリートの応力-ひずみの関係のモデル化〔1〕

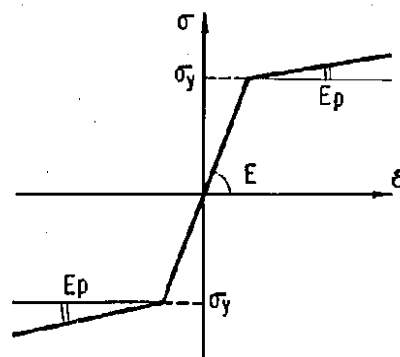


図2-4 鉄筋の応力-ひずみ関係のモデル化〔1〕

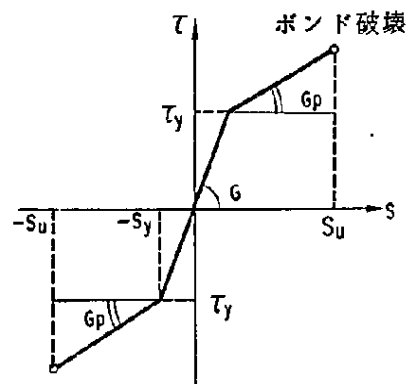


図 2 - 5 ボンドによる応力-すべり  
関係のモデル化〔1〕

### 3. 解析モデル

#### 3.1 地震外力のモデル化

地震荷重として応答変位法の考え方により、沈埋トンネルの単位奥行き（ここでは、計算の便宜上 15cm 奥行きとした）当たりの横断面に作用する常時の荷重および地震時の地盤の変形による荷重を考慮した。常時の荷重は、構造物の自重、土圧、水圧から成り、荷重の分布は 1 編の図 4-9 に示した通りである。また、地震時の地盤の変形による荷重は 1 編の 4 章 4 節で算定した値を用いることとしたが、計算を簡単にする目的から図 3-1 に示すように地盤の相対的な変形が、構造物底面を 0 とし、構造物上面で最大となる逆三角形形状に分布すると仮定した。

地震時に構造物周辺の地盤が振動し始めると構造物には常時に作用していた構造物の自重、土圧、水圧に加えて周辺の地盤の変形の一部が伝えられ始める。いま、地震時における水圧の増加および構造物に作用する慣性力はともに小さいと仮定でき、かつ、常時の荷重と地震時の

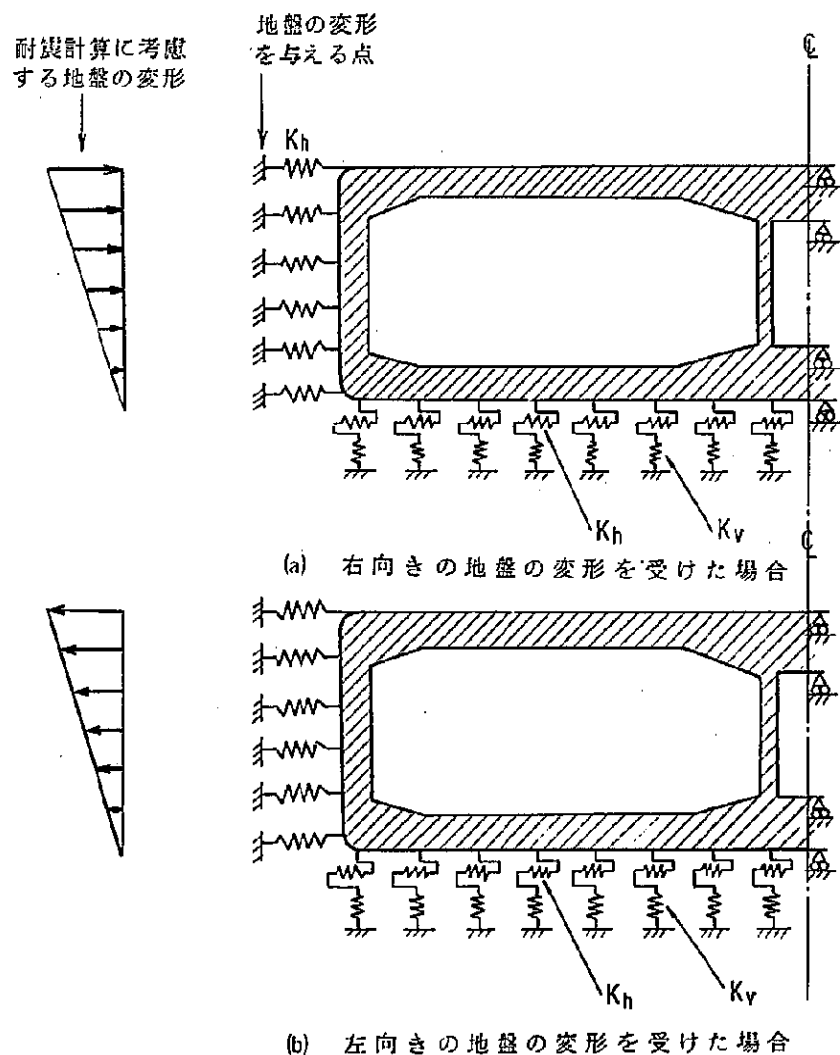


図 3-1 地盤の地震時せん断変形による地中構造物の応力解析モデル

地盤の変形によって構造物に作用する荷重が互いに独立であると仮定できれば、地震時に構造物に作用する全荷重は次式で与えられる。

$$P = P_S + P_E(t) \quad \dots\dots\dots (3-1)$$

ここに、

$P$  : 地震時に構造物に作用する全荷重

$P_S$  : 常時の荷重(自重、土圧、水圧)

$P_E$  : 地震時の地盤の変形により構造物に作用する荷重で時間  $t$  によって変化する。

$P_E(t)$  が時間によってどのように変化するかは、地盤の地震応答から定めることができる。一般に沈埋トンネルが埋設される地盤は軟質な沖積層が厚く堆積した地盤であることが多く、地盤の基本固有周期は 1~2 秒の比較的長い場合が多い。したがってこのような場合には  $P_E(t)$  を時間には特に関係なく序々に増加する関数と見なしてもよいであろう。したがって、本計算では  $P_E(t)$  を 0 からスタートし、漸増し、やがて構造物の最終耐力に至る時間には関係ない一様増加関数と取り扱った。すなわち、

$$P_E(t) = a \cdot i \quad \dots\dots\dots (3-2)$$

ここに、 $i$  は荷重漸増法における載荷ステップ数を表わし、係数  $a$  は 1 回の載荷ステップで作用させる荷重きざみを表わす。係数  $a$  は本計算法の精度を考慮して 10~20 の荷重漸増ステップで構造物が最終崩壊に至るように、0.2 トン(奥行 15 cm あたり)とした。また、解析に際しては、図 3-1 に示すように地盤が右向きに変形した場合および左側に変形した場合の両者をそれぞれ独立に検討した。

### 3.2 材料特性の設定

#### (1) コンクリート

各種の実験結果によれば、コンクリートの引張亀裂および圧潰の発生はコンクリートの強度により決まるというよりむしろある一定のひずみに達すると生じると言われている。このような考え方にに基づき本計算例では引張亀裂および圧潰の発生するひずみをそれぞれ 0.01% および 0.3% と仮定した。このようにして定めたコンクリートの応力-ひずみの関係を図 3-2 に示す。

#### (2) 鉄筋

鉄筋の応力-ひずみ関係のモデル化(図 2-4 参照)は SD35 鉄筋が使用されていると想定して、

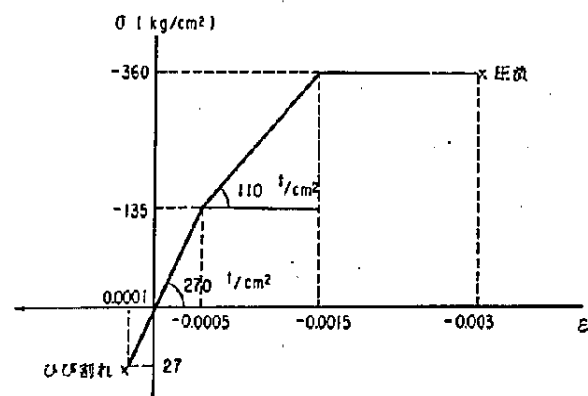


図 3-2 計算で仮定したコンクリートの  
応力-ひずみ関係図

$$\sigma_y = 3,500 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E = 2.1 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2 \quad \dots\dots\dots (3-2)$$

$$E_p = \frac{1}{100} E$$

とした。

(3) 付着 (ボンド)

鉄筋とコンクリートの間の付着は一般にコンクリートの強度、剛性、付着長、鉄筋周長、かぶり等によって変化するとされている。図 2-5 に示したバイリニアの付着による応力-ひずみ関係のモデル化では弾性剛性  $G$ 、塑性剛性  $G_p$ 、ボンド降伏せん断力  $\tau_y$  およびボンド破壊すべり量  $S_u$  を定めることが必要である。これらの特性に及ぼすコンクリートの強度、鉄筋周長、付着長、かぶりの影響を既往の実験結果を参考に調べた結果、表 3-1 に示す結果が得られた。これらの結果を相互に比較すると弾性剛性、ボンド降伏すべり量およびボンド破壊すべり量は鉄筋の種類やコンクリートの性質によって著しくは変化しないものと考えられた。しかしボンド降伏せん断力は D-51 においては他に比較して幾分低めの値となる傾向が認められたため図 3-3 に示すようにボンドによる応力-ひずみの関係を仮定した。

表 3-1 付着に及ぼすコンクリート強度、鉄筋周長、かぶり、付着長の影響

| コンクリート<br>強 度<br>(Kg/cm <sup>2</sup> ) | 鉄筋周長<br>(cm) | かぶり<br>(cm)      | 付 着 長<br>(cm)     | $\tau$ -S 曲線   |               |                             |                                   | 引用文献 |
|----------------------------------------|--------------|------------------|-------------------|----------------|---------------|-----------------------------|-----------------------------------|------|
|                                        |              |                  |                   | $S_y$<br>(cm)  | $S_u$<br>(cm) | $G$<br>(t/cm <sup>3</sup> ) | $\tau_u$<br>(Kg/cm <sup>2</sup> ) |      |
| 418                                    | $\phi$ -19   | 12.5             | 330               | 0.002<br>0.005 | 0.03          | 6                           | 33                                | (1)  |
| 431                                    | D-19         | 12.5             | 330               | 0.002<br>0.005 | 0.04          | 8                           | 70                                |      |
| 283                                    | $\phi$ -16   | 7.5              | 5, 7.5,<br>10, 15 | 0.003          | 0.02          | 8                           | 50                                |      |
| 301                                    | D-16         | 7.5              | 5, 7.5,<br>10, 15 | 0.003          | 0.06          | 10                          | 160                               |      |
| 333                                    | D-38         | 10.              | 75, 60,<br>40     | 0.005          | 0.03          | 8                           | 64                                | (2)  |
| 300<br>390                             | D-25<br>D-19 | 10.<br>2.        | 4.8, 6.6          | 0.006<br>0.002 | 0.05<br>0.03  | 10<br>15                    | 250<br>85                         | (3)  |
| 300<br>350                             | D-51         | 6.25<br>10<br>20 | 100               |                |               |                             | 35<br>41<br>94                    | (4)  |

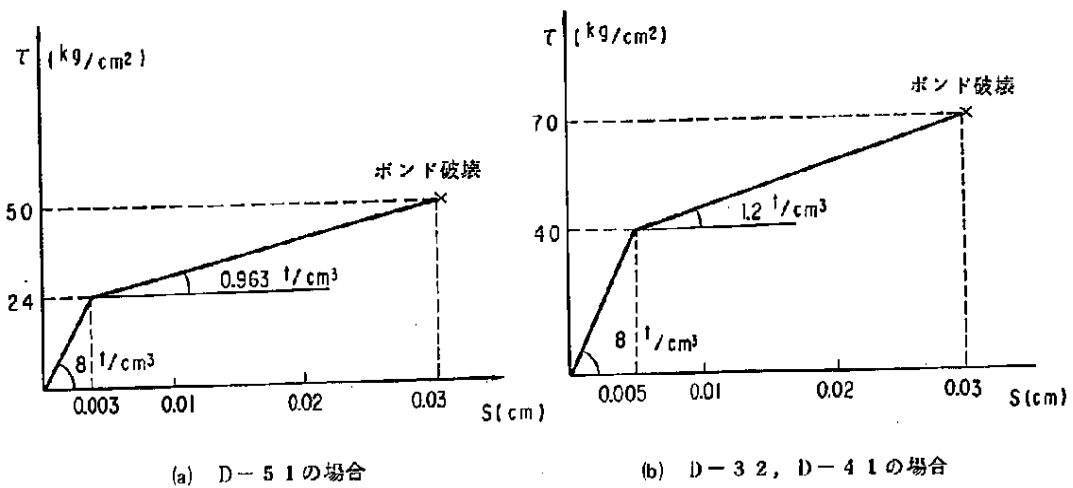


図 3-3 計算で仮定した付着の応力-すべりの関係

### 3.3 要素分割

コンクリートおよび鉄筋の要素分割図を図 3-4 に示す。コンクリートの引張亀裂や圧潰、あるいは鉄筋の降伏といった現象は隅角部に生じるのが普通であるので、2 章に示した非線形要素は構造物横断面の隅角部側に使用し、残りの中央部側は弾性の要素によってモデル化した。図中で太い実線が主鉄筋を、太い破線がフープ筋を表わしている。

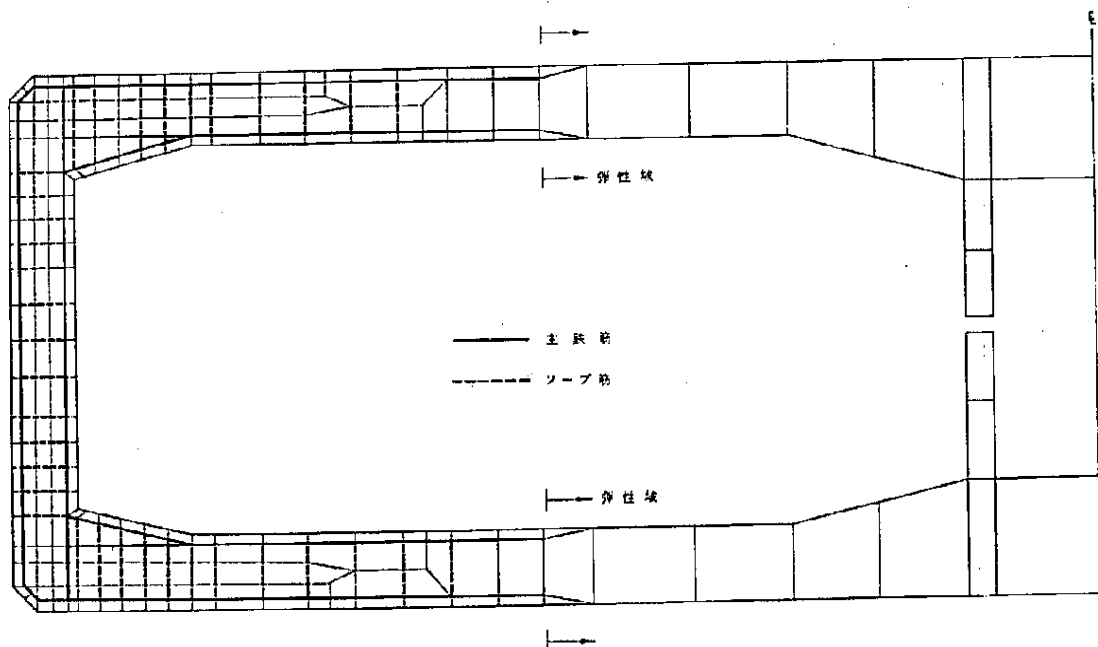


図 3-4 横断面のモデル化

## 4. 計算結果

### 4.1 地盤が右に変位した場合

沈埋トンネル側面に作用させた全荷重（15 cm 奥行当り）と横断面の代表的な 2 点（側壁中央点および上端）における変位の関係を図 4-1 に示す。構造物は第 15 ステップの荷重漸増の段階で最終耐力に至っているが、この途中の各ステップにおけるコンクリートおよび鉄筋の主な塑性化の状況は表 4-1 に示す通りである。参考のため、常時の段階（ステップ 1）、耐力に至る中間の段階（ステップ 7）、および最終耐力に至った段階（ステップ 14）における変形図、コンクリート主応力図、コンクリートクラック分布図および鉄筋に生じた軸力図をそれぞれ、図 4-2、4-3、4-4、4-5 に示す。

以上の結果より、地盤が右に変位した場合の沈埋トンネルの耐力および変形性能は以下の通りである。

- (1) コンクリートは常時の荷重によって側壁、上床版の隅角部および上床版下側にクラックが生じるが著しいものではない。地盤が大きく変形するにつれて、クラックは側壁および上下床版の隅角部に集中するようになるが、この傾向は下床版の隅角部においてより著

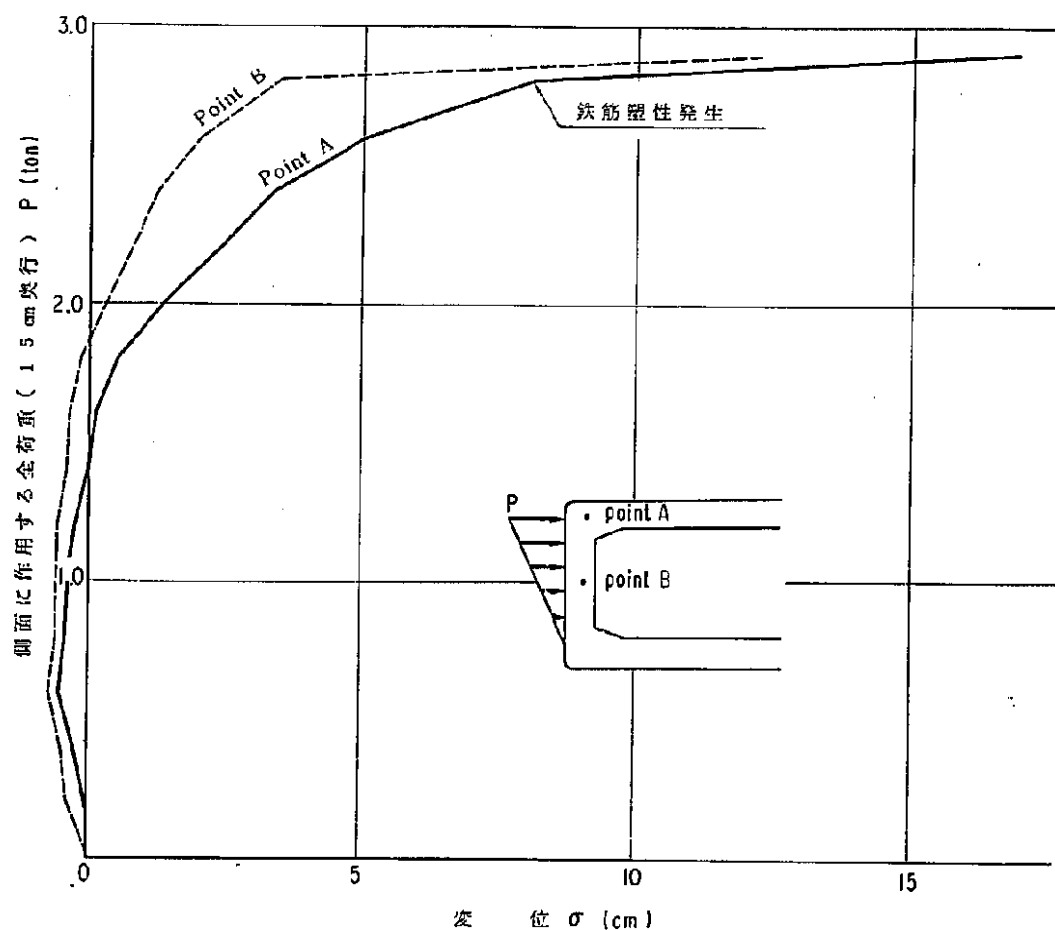
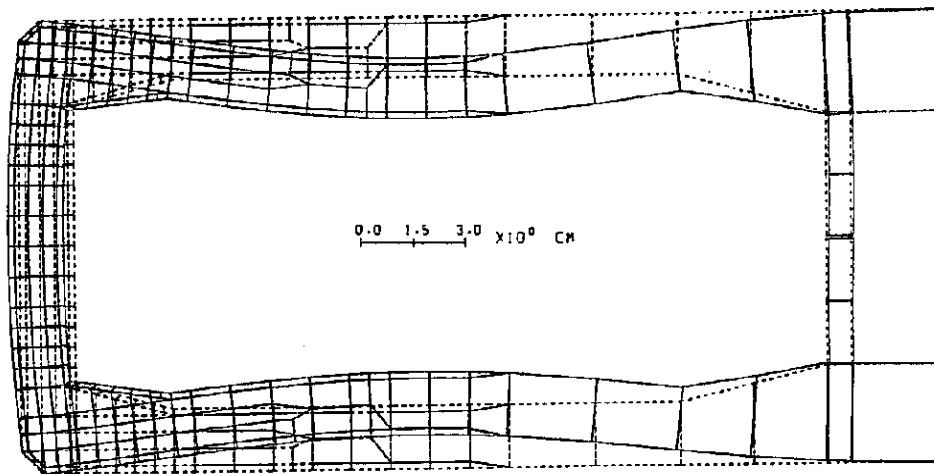
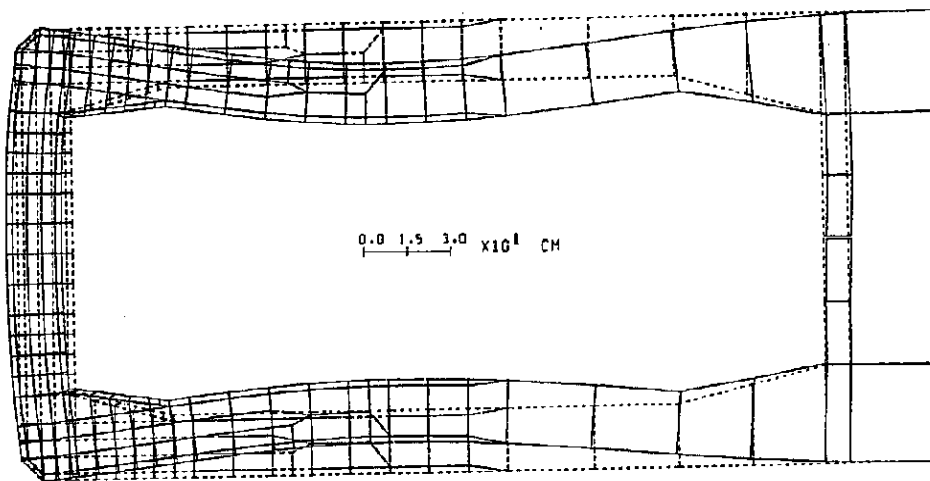


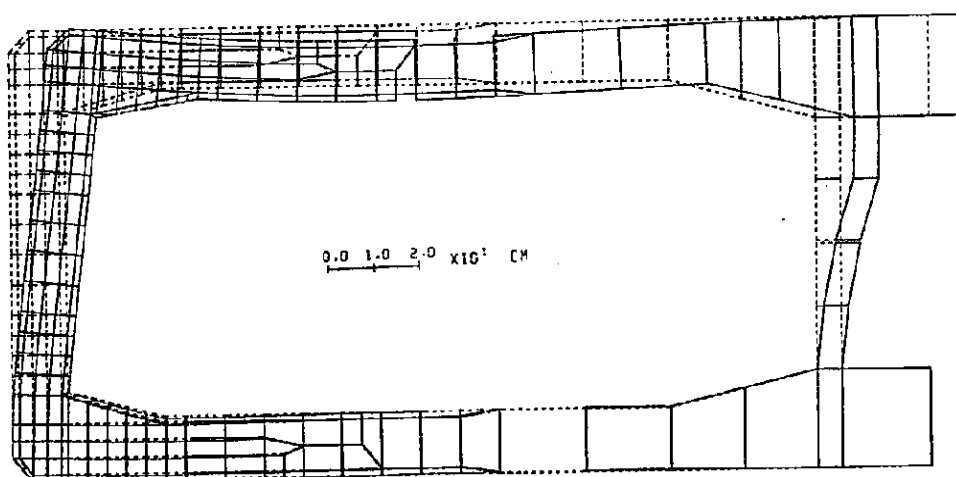
図 4-1 荷重—変位図（地盤が右に変位した場合）



(a) 常時 (ステップ1)

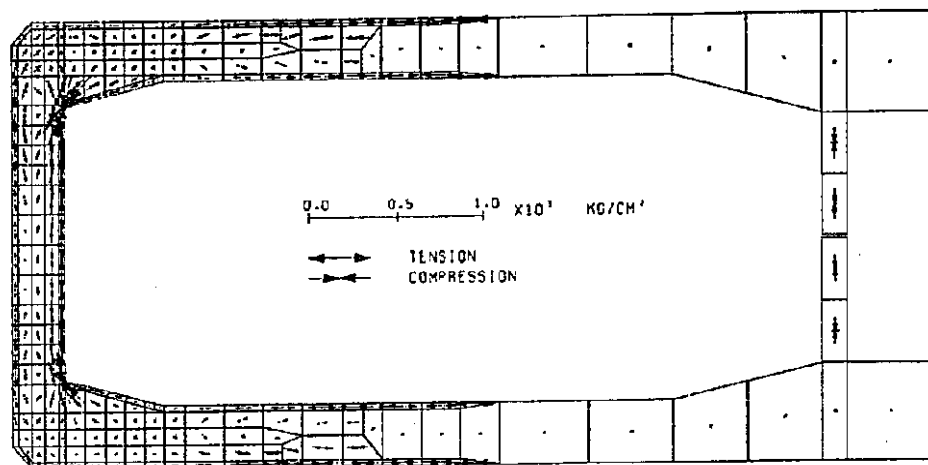


(b) ステップ7

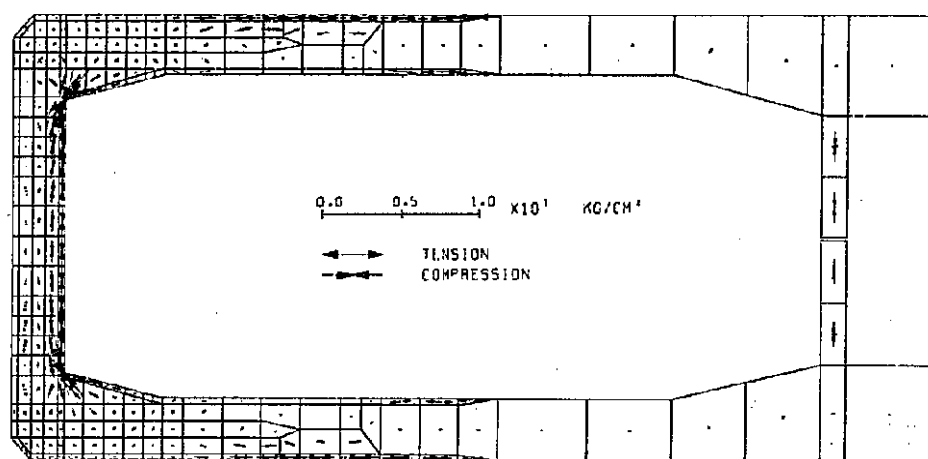


(c) 最終耐力 (ステップ14)

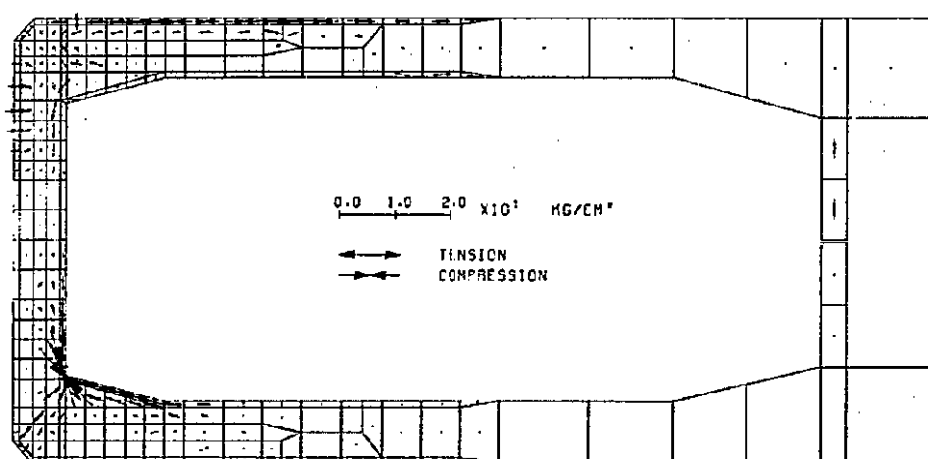
図4-2 変位図 (地盤変位右向き)



(a) 常時 (ステップ1)

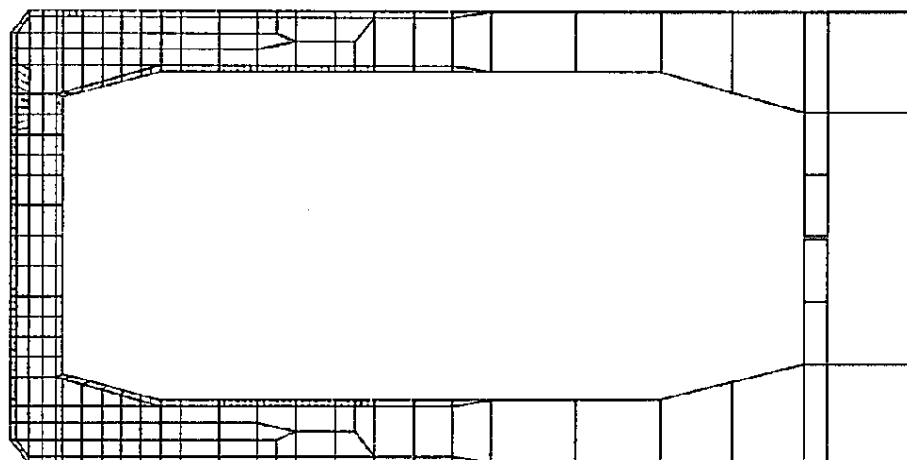


(b) ステップ7

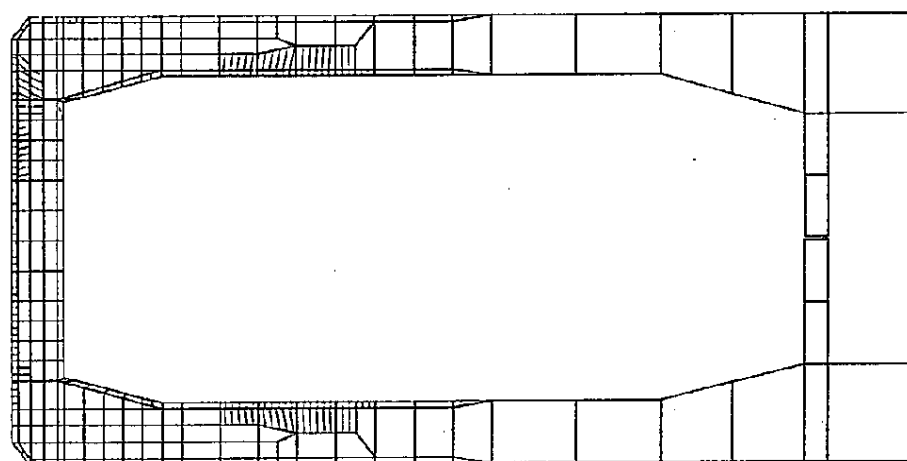


(c) 最終耐力 (ステップ14)

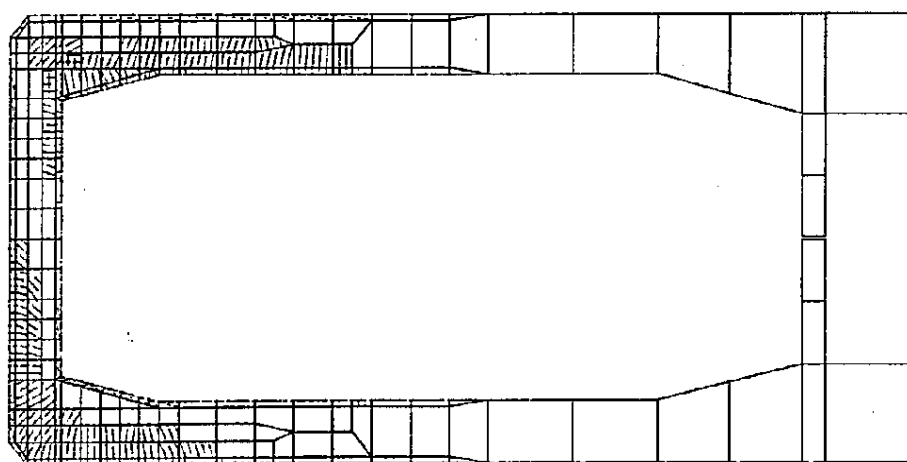
図 4-3 コンクリートの主応力図 (地盤変位右向き)



(a) 常時 (ステップ1)

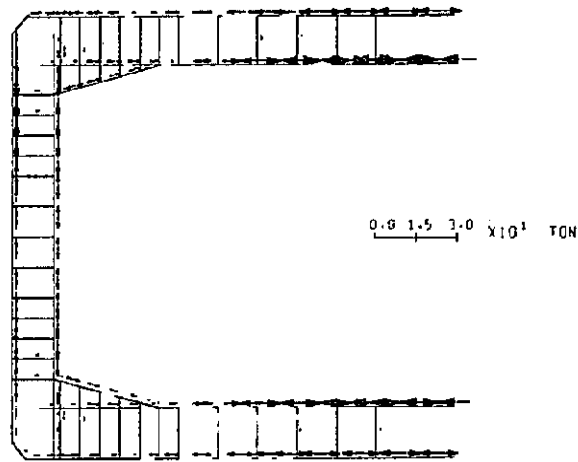


(b) ステップ7

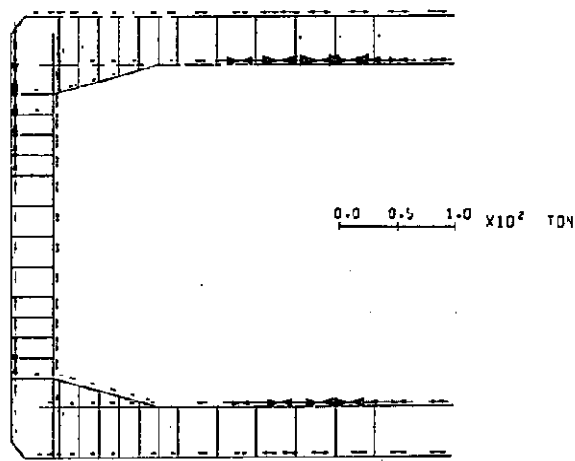


(c) 最終耐力 (ステップ14)

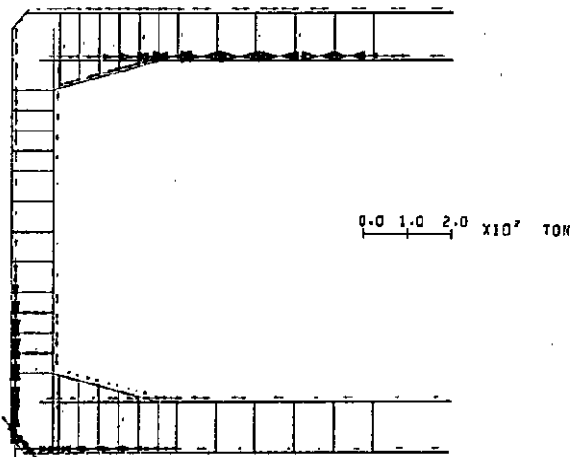
図4-4 クラッキング (地盤変位右向き)



(a) 常時 (ステップ1)



(b) ステップ7



(c) 最終耐力 (ステップ14)

図4-5 鉄筋の軸力 (地盤変位右向き)

表 4-1 各ステップでのコンクリートおよび鉄筋の塑性化  
の状態（地盤が右に変位した場合）

|    | モデル A             |                |                        | 摘 用               |
|----|-------------------|----------------|------------------------|-------------------|
|    | コンクリート            | 鉄 筋            | ボンド                    |                   |
| 1  | 亀裂 } 発生<br>塑性 }   |                |                        | 常時の荷重             |
| 2  | 亀裂域増大             |                |                        | 地震時荷重作用開始         |
| 3  | 上部隅角部で亀<br>裂域増大   |                | 塑 性 発 生                | ボンド塑性は1個所<br>のみ   |
| 4  | "                 |                | ボンド破壊発生                | ボンド破壊発生は1<br>個所のみ |
| 5  | 亀裂進展なし            |                |                        |                   |
| 6  | 下部隅角部で亀<br>裂進展    |                |                        |                   |
| 7  | "                 |                |                        |                   |
| 8  | "                 |                |                        |                   |
| 9  | "                 |                |                        |                   |
| 10 | "                 |                | 下部隅角部で新たに<br>塑性発生      | 全体剛性の低下顕著         |
| 11 | "                 |                | "                      |                   |
| 12 | 上部ハンチ部近<br>傍で亀裂増大 |                | 下部隅角部で塑性お<br>よびボンド破壊発生 |                   |
| 13 | 上下隅角部で亀<br>裂増大    |                | 上下隅角部で塑性発<br>生         |                   |
| 14 | "                 | 下部隅角部で塑<br>性発生 | "                      | 変形急増              |
| 15 | "                 |                | "                      | 耐力に至る             |

しい。この部分においては最終耐力に至るステップ14においてクラックはわずかの領域ながら、側壁を貫通するまでに成長する。

- (2) コンクリートには圧潰は生じない。また、鉄筋も最終耐力に至って始めて塑性域に入るため、構造物の急激な耐力の減少は避けられよう。
- (3) ボンドの塑性化は、10スラップ目あたりから著しくなり、12スラップ目からボンド破壊が生じるにおよんで構造物の変形は急増し始める。
- (4) 引張鉄筋が塑性化するまでに構造物上床版は下床版に対しおおよそ7cmの相対変位をすることができ、1編で示した計算結果では基盤に150ガルの地震動を作用させた場合の

地盤の相対的な応答変位は1 cm以下であったことを考慮すれば、本横断面は最終耐力に至るまでに充分な変形性能を有しているといえよう。

#### 4.2 地盤が左に変位した場合

沈埋トンネル側壁に作用させた全荷重(15 cm奥行き当り)と横断面の代表的な2点(側壁中央点および上端)における変位の関係を図4-6に示す。構造物は第10ステップの荷重漸増の段階で最終耐力に至っているが、この途中の各スラップにおけるコンクリートおよび鉄筋の主な塑性化の状況は表4-2に示す通りである。参考のため、常時の段階(ステップ1)、耐力に至る中間の段階(ステップ5)および最終耐力に至った段階(ステップ10)における変形図、コンクリート主応力図、コンクリートクラック分布図および鉄筋に生じた軸力図をそれぞれ図4-7、4-8、4-9、4-10に示す。

以上の結果より、地盤が左に変位した場合の沈埋トンネルの耐力および変形性能は以下の通りである。

- (1) コンクリートは常時の荷重によって側壁、上床版の隅角部、および上床版下側にクラックを生じるが著しいものではない。これまでは地盤が右側に変位した場合と同様である。

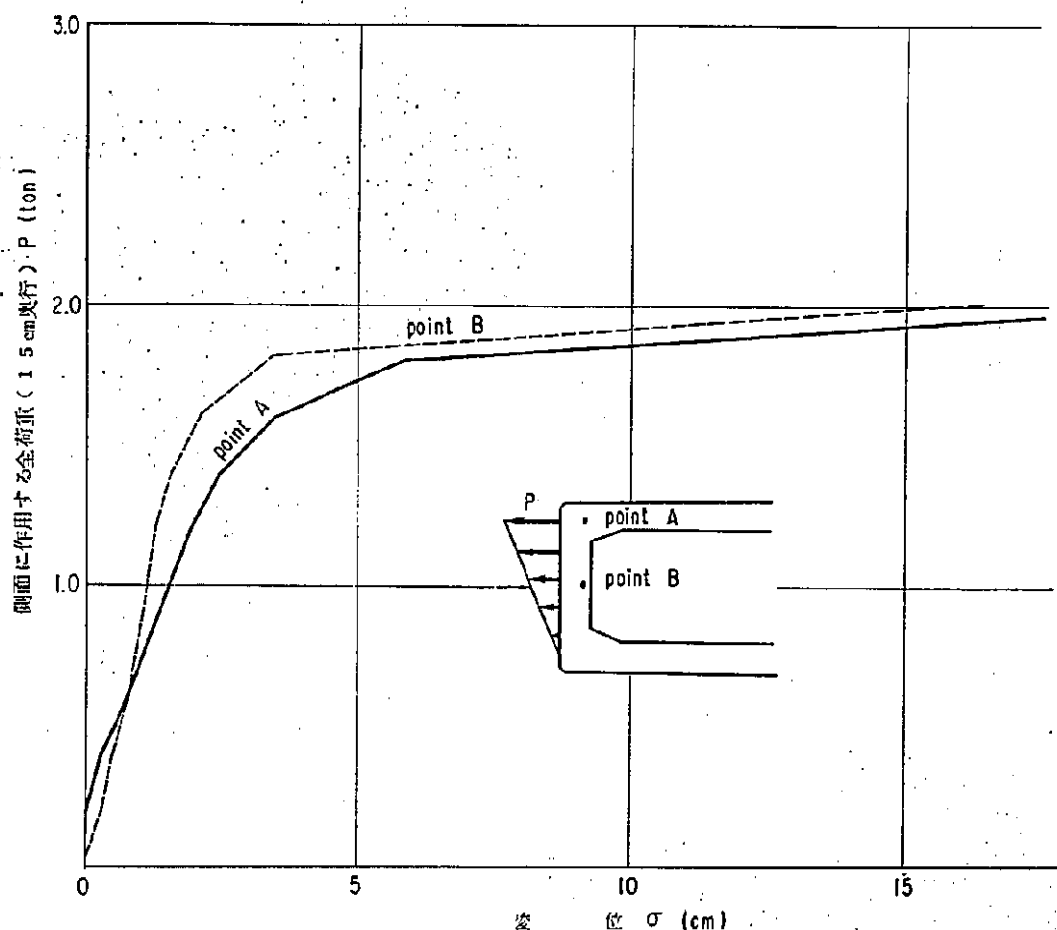
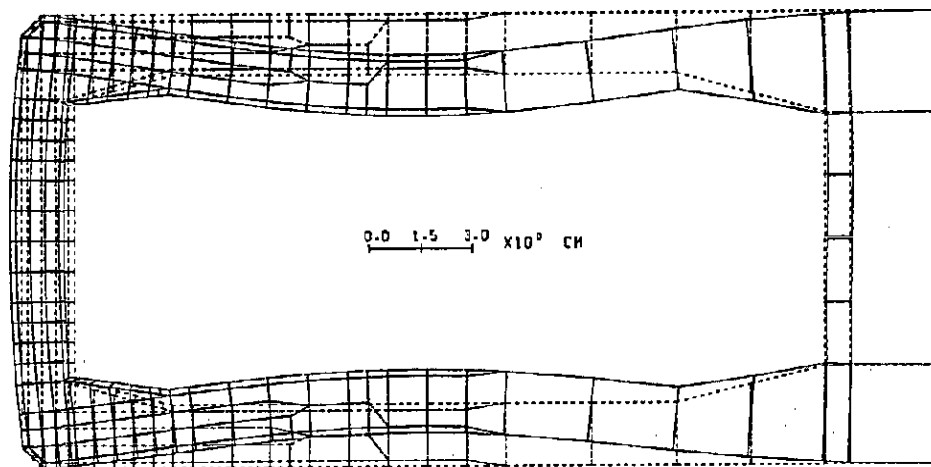
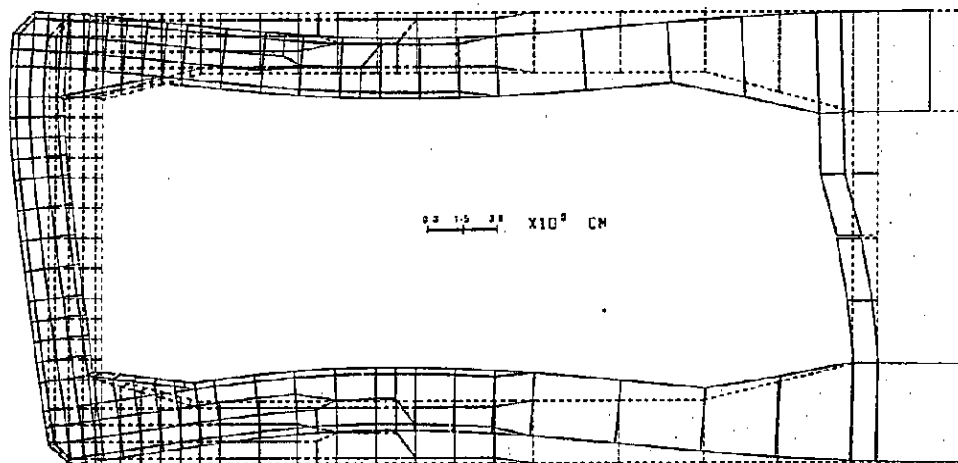


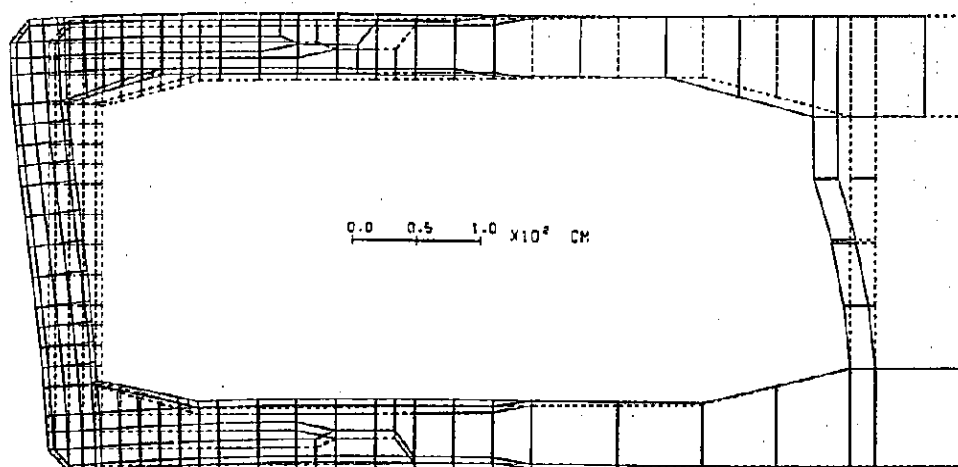
図4-6 荷重-変位図(地盤が左に変位した場合)



(a) 常時 (ステップ1)

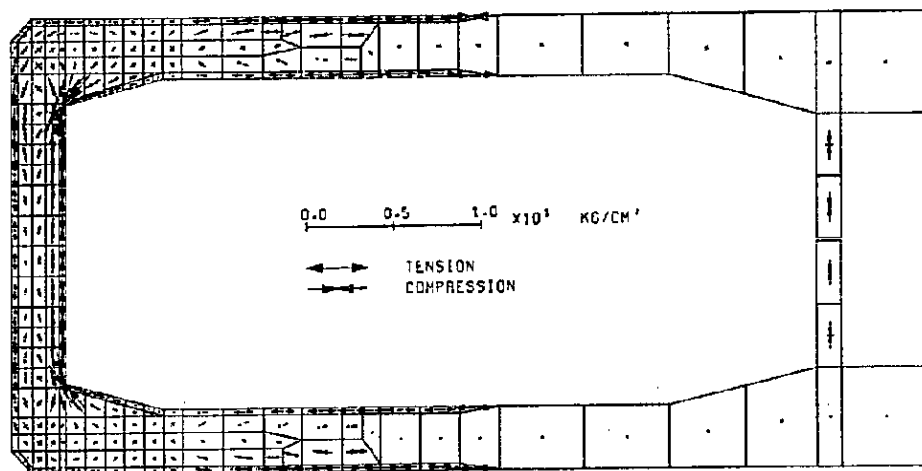


(b) ステップ5

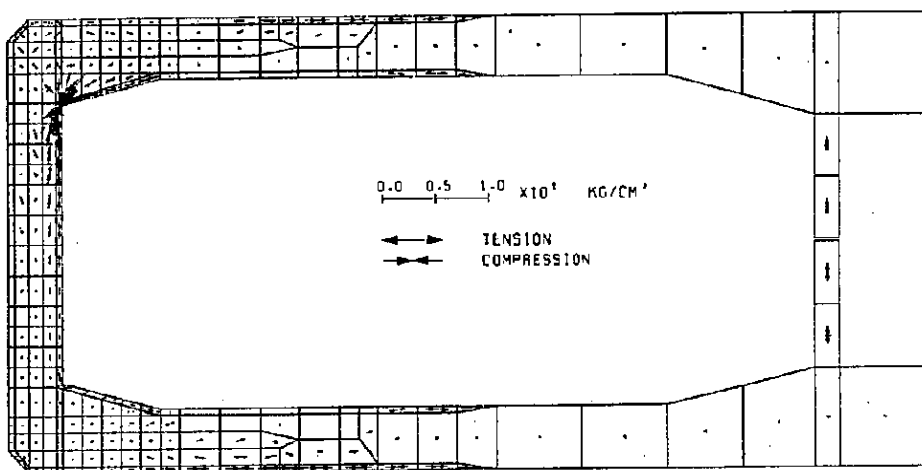


(c) 最終耐力 (ステップ10)

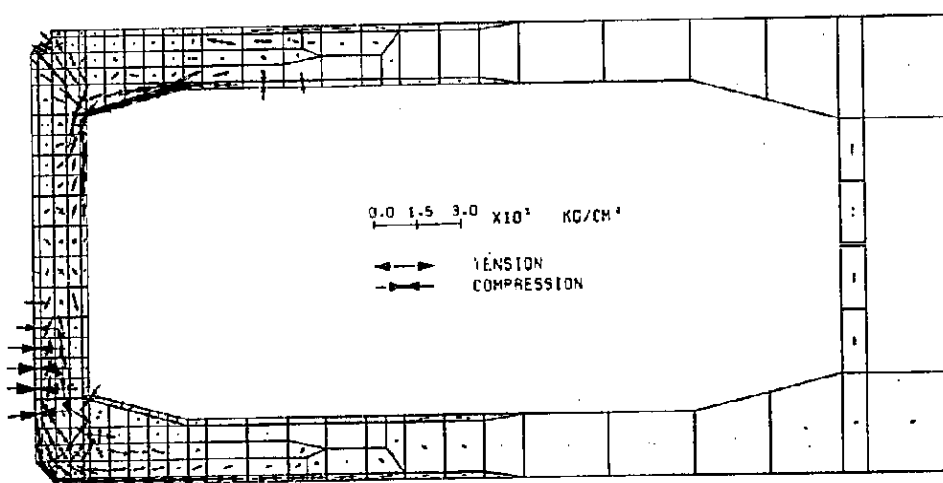
図4-7 変位図 (地盤変位左向き)



(a) 常時 (ステップ1)

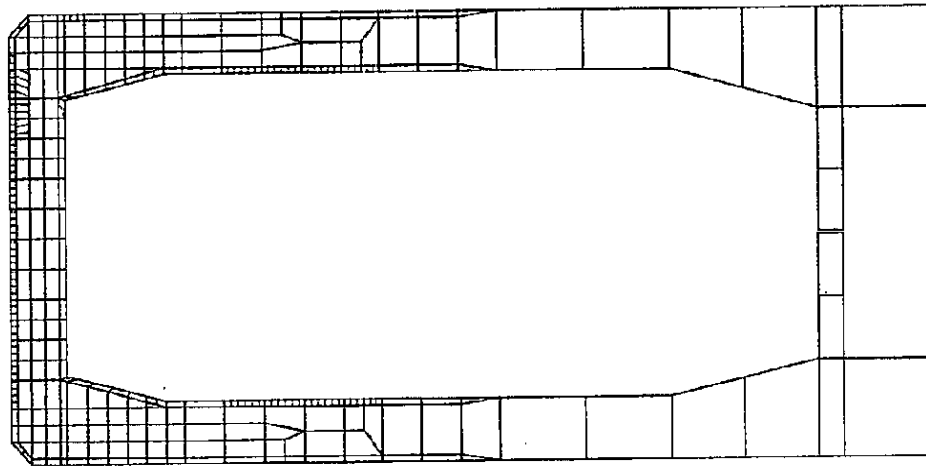


(b) ステップ5

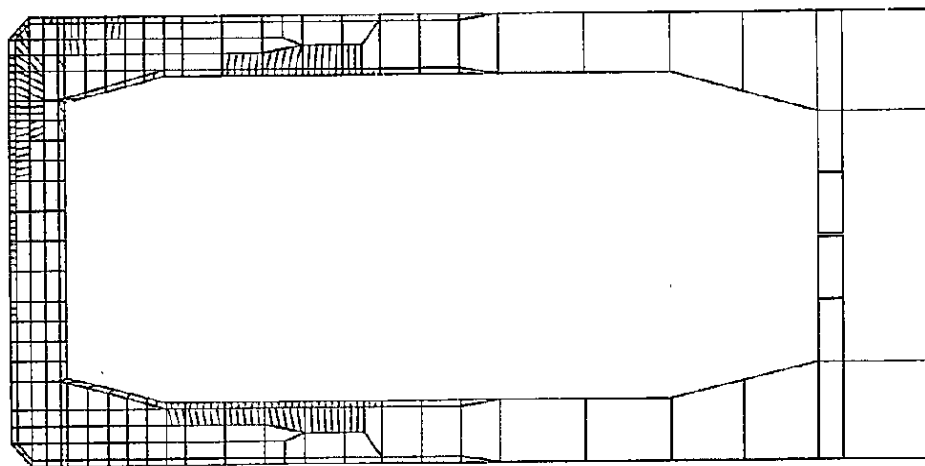


(c) 最終耐力 (ステップ10)

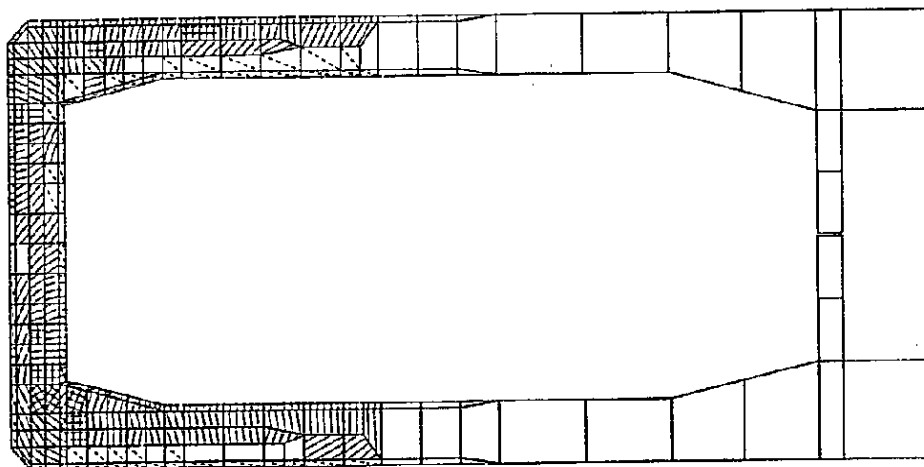
図4-8 コンクリートの主応力図 (地盤変位左向き)



(a) 常時 (ステップ1)

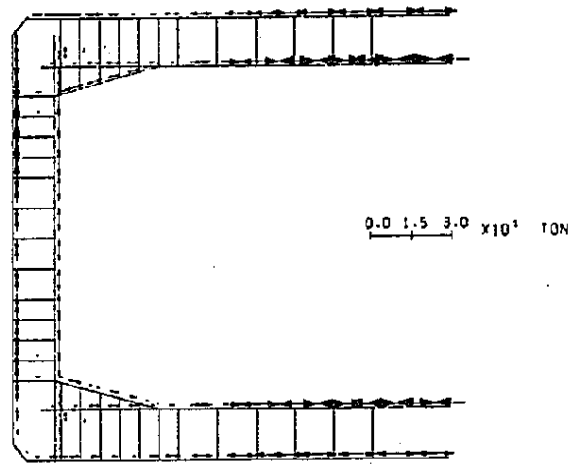


(b) ステップ 5

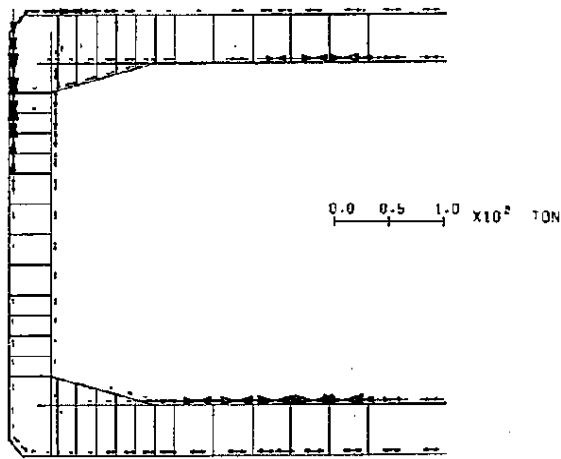


(c) 最終耐力 (ステップ10)

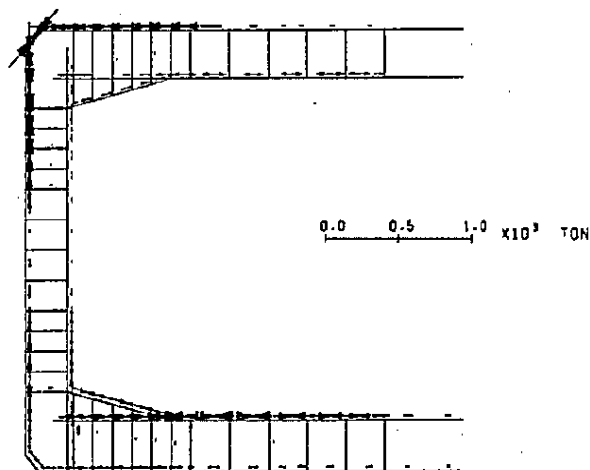
図 4-9 クラッキング (地盤変位左向き)



(a) 常時 (ステップ 1)



(b) ステップ 5



(c) 最終耐力 (ステップ 10)

図 4 - 10 鉄筋の軸力 (地盤変位左向き)

表 4-2 各ステップでのコンクリートおよび鉄筋の塑性化  
の状態（地盤が左に変位した場合）

|    | モデル B           |         |                  | 摘 用          |
|----|-----------------|---------|------------------|--------------|
|    | コンクリート          | 鉄 筋     | ボンド              |              |
| 1  | 亀裂 } 発生<br>塑性 } |         |                  | 常時の荷重        |
| 2  | 亀裂域増大           |         |                  | 地震時荷重作用開始    |
| 3  | 上部隅角部で亀裂域が増大    |         | 塑性発生             | ボンド塑性は1個所のみ  |
| 4  | 更に上部隅角部で亀裂域増大   |         | ボンド破壊発生          | ボンド破壊発生は1個のみ |
| 5  | "               |         | 上部隅角部で新たに塑性発生    |              |
| 6  | "               |         | ボンド破壊発生          |              |
| 7  | "               |         | 上部隅角部で新たに2個所塑性発生 |              |
| 8  | 下部側壁端に亀裂発生      |         | 下部隅角部で新たに塑性発生    |              |
| 9  | 上下隅角部で亀裂域増大     |         | 8個所で塑性発生         | 変形急増         |
| 10 | 全域に亀裂増大         | 数個所で塑性化 | 全域に塑性進行          | 耐力に至る        |

しかし、その後、地盤が大きく変形するにつれ、側壁と上床版の隅角部におけるクラックはそのまま進展し、やがて9ステップあたりから急激に成長する側壁と下床版の隅角部におけるクラックとともに10スラップでは上床版、側壁、下床版のほぼ全域に断面を貫通するクラックが生じるにおよんで、最終耐力を迎える。側壁上部におけるクラックの進展の早いことが、地盤が右に変形した場合に比較し最終耐力が低くなっている原因であろう。この対策としては側壁上部の外側主鉄筋を密にすることが有効であろう。

- (2) コンクリートには圧潰は生じない。鉄筋は10スラップに至ってから塑性化に入る。
- (3) ボンドの塑性化および破壊は5ステップ目あたりから著しくなり、地盤が右に変形した場合に比較し最終耐力が低くなっている原因と考えられる。
- (4) しかしながら、引張鉄筋が塑性化するまでに構造物上床版は下床版に対し、およそ5cmの相対変位をすることができ、最終耐力に至るまでには十分な変形性能を有していると言えよう。

## 5. 結 論

応答変位法に基づく地中構造物横断面の耐力および変形性能に関する解析法を調査し、これを大阪湾岸道路沈埋トンネル計画案に適用した。この結果、以下の結論が得られた。

- (1) 構造物に作用する常時の荷重は一定に保持し、周辺地盤の地震時のせん断変形に比例した静的な地震力を構造物側面に作用させて耐力および変形性能を解析した結果、構造物の最終耐力およびその時の上下床版間の相対変位は、地盤が右へ変位した場合にはそれぞれ  $2.7 \text{ ton} / 15 \text{ cm}$  奥行および  $7 \text{ cm}$ 、地盤が左へ変位した場合にはそれぞれ  $1.7 \text{ ton} / 15 \text{ cm}$  奥行および  $5 \text{ cm}$  となった。基盤における入力地震動を  $150$  ガル程度とした場合に沈埋トンネル周辺地盤に生じる上下床版の間の相対変位振幅はおおよそ  $1 \text{ cm}$  と推定される。したがって沈埋トンネル横断面は周辺地盤の運動に追従する変形性能を備えている。
- (2) 沈埋トンネル横断面の耐力は、コンクリートの引張亀裂およびボンド強度の塑性化と破壊によって誘因され、引張側の鉄筋が塑性化を迎えるに至って最終耐力に達した。またコンクリートの圧潰は生じなかった。
- (3) 沈埋トンネル上下床版間の相対変位が  $5 \text{ cm}$  程度となった時に、側壁および上下床版に生じるコンクリートの引張亀裂は横断面を貫通する程著しくなる。水面下深く埋設される地中構造物で変形性能を期待する場合には、防水性に対する配慮が必要であろう。

#### 参考文献

- 1) 武藤, 菅野, 宮下, 井上: 有限要素法による鉄筋コンクリート部材の3次元弾塑性解析, 日本建築学会論文報告集, 第249号, 昭和51年11月, pp. 25-34。
- 2) 武藤清 他: 鉄筋コンクリート部材の弾塑性解析, 関東地震50周年記念地震工学シンポジウム, 1973年。
- 3) 森田司郎 他: 鋼とコンクリートの付着に関する基礎的研究, 建築学会論文報告集, 昭和42年1月。
- 4) 森田司郎 他: 繰返し荷重下における鉄筋とコンクリート間の付着特性に関する研究, 建築学会論文報告集, 昭和50年3月。
- 5) 森田司郎 他: 太径異形鉄筋D-51の付着試験, 建築学会大会論文集, 昭和51年10月。
- 6) 鹿島建設: 太径異形鉄筋のU型定着法に関する基礎実験, 研試76-310A号, 昭和51年。
- 7) 島田, 田: 鉄筋の付着強度試験, セメント, コンクリート 46 304, June 1972。
- 8) Ferguson, P.M.: Reinforced Concrete Fundamentals, John Wiley & Sons, Inc, 1973。
- 9) Blume, J.A., Newmark, N.M. and Corning, L.H.: Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions, Portland Cement Association, 1961。