

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8) シールド管渠の地震応答に及ぼす立坑の影響—

昭和63年2月

建設省土木研究所
地震防災部耐震研究室

「Copyright © (1990) 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、土木研究所長の文書による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8) シールド管渠の地震応答に及ぼす立坑の影響—

耐震研究室 室長 川島 一彦
研究員 杉田 秀樹
加納 尚史

要 旨

下水道管路施設は、既往の地震において度重なる被害を受けており、耐震設計法の開発が急務である。

本資料は、地震時に立坑周辺の下水道シールド管渠に生じる断面力を明らかにし、下水道施設の耐震設計法に資することを目的として、地震応答解析により検討した結果をとりまとめたものである。

キーワード：下水道シールド管渠，立坑，地震応答解析，動的解析

目 次

1. まえがき	1
2. 解析手法の概要	2
3. 解析対象地盤, シールド管渠及び立坑	11
3.1 対象地盤	11
3.2 シールド管渠	11
3.3 立 坑	14
4. 解析モデル	17
4.1 地盤モデル	17
4.2 シールド管渠モデル	18
4.3 立坑モデル	21
4.4 解析ケース	29
4.5 入力地震動	29
5. 解析結果	31
5.1 地盤の応答	31
5.2 シールド管渠の応答	35
5.3 立坑の応答	39
5.4 シールド管渠に生じる断面力	40
5.5 立坑との取付部でシールド管渠に生じる断面応力	47
6. まとめ	54
謝 辞	55
参考文献	56

1. まえがき

上・下水道、電気、電話及びガス等のいわゆるライフライン施設は、都市の機能を支える重要な構造物であり、地震による被害が都市域の震後の生活に及ぼす影響は大きい。下水道管路施設は、近年の主要な地震ごとに被害を受けている^{1)~5)}が、大部分が地中に埋設されていることから被災箇所の把握及び復旧は極めて困難である。我が国の下水道整備率はまだ低いレベルにとどまっており、施設普及率を早期に高めることが緊急の課題であるが、同時に可能な範囲において、下水道施設の設計に際して地震の影響を取り入れ、耐震性の向上をはかることも必要とされている。

シールド工法で下水道管渠を建設する場合、シールド機械を地中に搬入するための立坑（発進立坑）が必要となり、この立坑はシールド管渠の建設後も取り壊されないのが普通である。シールド管渠と立坑とは、地震時の挙動が異なるために、両者の連結部付近には大きな断面力が生じやすく、耐震性の弱点となることが予想される。したがって、シールド管渠と立坑間の連結部付近の挙動に着目して、連結部を剛結とした場合にシールド管渠及び立坑に生じる断面力、及び連結部をフリーとした場合にシールド管渠と立坑間に生じる相対変位を地震応答解析により検討した。

2. 解析手法の検討

地震応答解析の手順を図2-1に示す。解析対象とするシールド管渠、立坑の諸元、および入力地震動を定めた後、以下の手順でシールド管渠および立坑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

下水道シールド管渠に沿う表層地盤を、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、これらの質点を伸縮バネとせん断バネを用いて相互に連結する。

② シールド管渠の力学モデル（等価剛性梁モデル）の作成

シールド管渠本体の力学モデルを作成する。モデル化手法は、管渠の覆工を弾性床土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、リング継手、および二次覆工から構成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

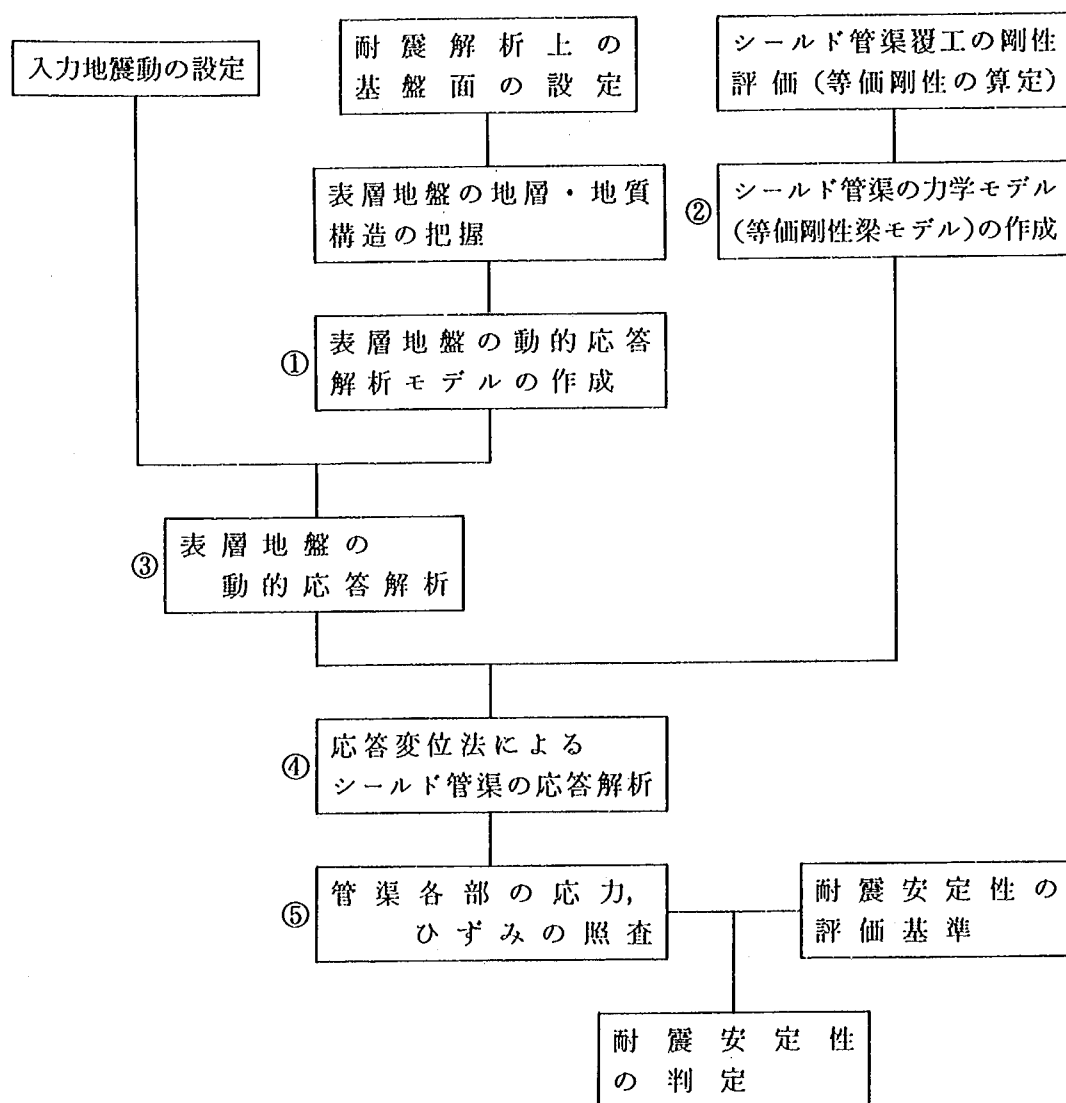


図2-1 シールド管渠の動的応答解析の手順

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管渠の軸剛性、曲げ剛性を評価し、管渠の覆工をこれと等価な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、シールド管渠の軸剛性は、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管渠の引張側に着目し、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面板の曲げ剛性から算定することとした。

表層地盤およびシールド管渠の地震応答解析モデルを示すと図 2-2 のようになる。

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、各地盤質点位置での応答変位を算定する。この応答変位はシールド管渠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算定する。

④ 応答変位法によるシールド管渠の応答解析

③で算定された地盤質点の応答変位を、地盤と管渠を結ぶバネを介して静的にシールド管渠に作用させることにより、シールド管渠の応答を算定する。

⑤ シールド管渠の各部の応力、ひずみの照査

シールド管渠各部の応答値と、覆工部材の許容応力、許容ひずみ等とを比較し、シールド管渠の耐震性を判定する。

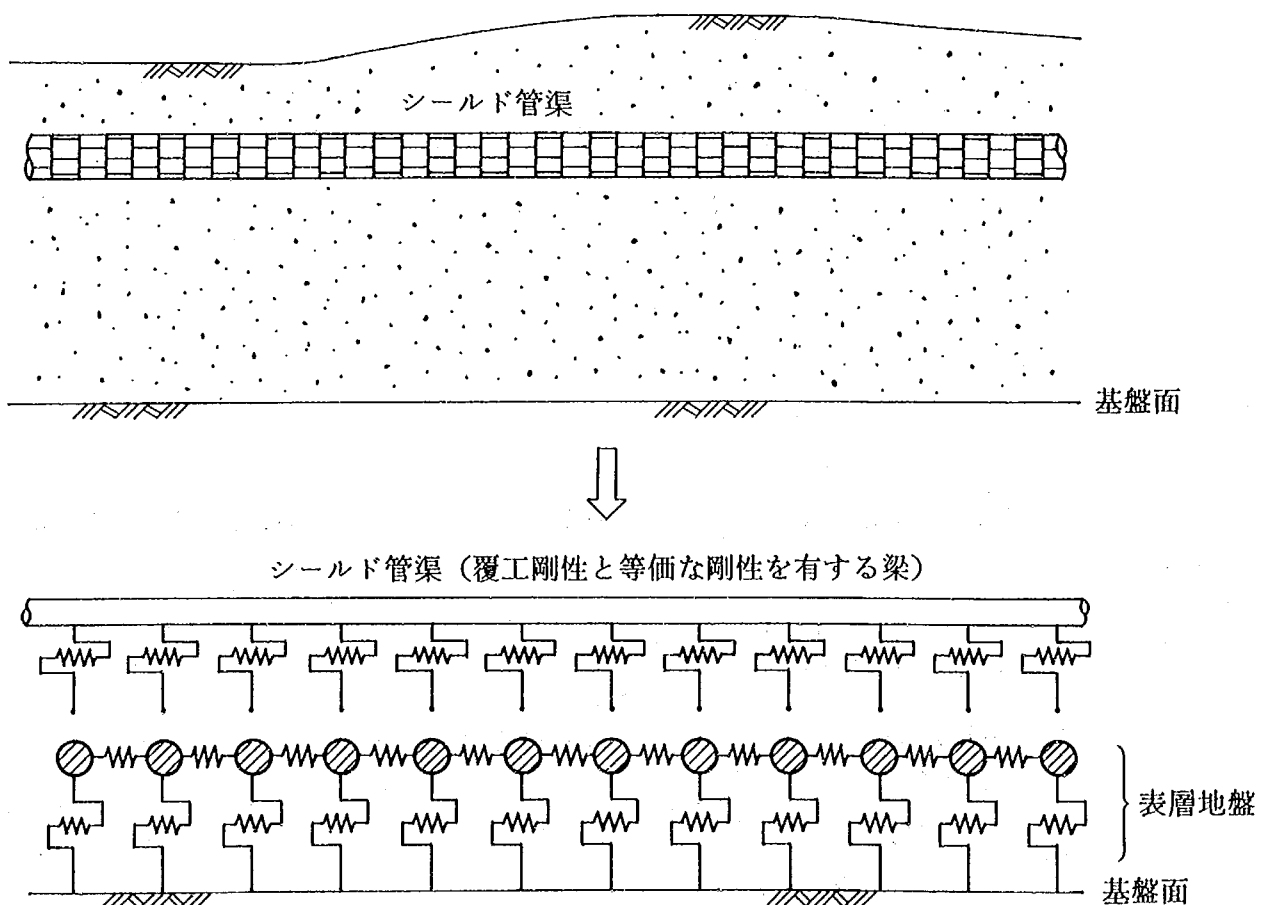


図 2-2 表層地盤およびシールド管渠の解析モデル

なお、本解析には、土木研究所で開発した地中構造物の地震応答解析プログラム『DAST-M』を使用した。『DAST-M』では、立坑のロッキングを考慮した解析を行うことができる。

以下に、シールド管渠のモデル化手法を示す。表層地盤のモデル化手法については、詳細を参考文献6)に示している。

(1) シールド管渠の等価軸剛性の評価

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は次式で与えられる。

$$(E \cdot A)_{eq}^T = \frac{1}{\frac{E_s \cdot A_s}{l_s \cdot n \cdot k_j} + 1} \cdot E_s \cdot A_s \quad (2-1)$$

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 : セグメントの幅 (リング長)

n : リング継手の個数

k_j : リング継手の引張バネ定数

式(2-1)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、二次覆工をセグメントとリング継手から構成される直列バネに対して並列バネと仮定すると、二次覆工を含むシールド管渠の軸方向の引張等価剛性は式(2-1)から次式のように表わされる。

$$(E \cdot A)_{eq}^T = \frac{1}{\frac{E_s \cdot A_s}{l_s \cdot n \cdot k_j} + 1} \cdot E_s \cdot A_s + E_L \cdot A_L \quad (2-2)$$

ここに、

E_L : 二次覆工のヤング率

A_L : 二次覆工の断面積

ここで、リング継手のバネ定数 k_j は、ボルトの軸剛性 k_B と継手金具面板の曲げ剛性 k_p から次式により算定する。

$$k_j = \left(\frac{1}{k_p} + \frac{1}{k_B} + \frac{1}{k_p} \right)^{-1} \quad (2-3)$$

$$k_p = \frac{192 E_p \cdot I_p}{l_p^3} \quad (2-4)$$

$$k_B = \frac{E_B \cdot A_n}{\frac{A_n}{A_B} \cdot l_{B1} + l_{B2} + l_{B3}} \quad (2-5)$$

ここに、

E_p : 金具面板のヤング率

I_p : 金具面板の断面二次モーメント

l_p : 金具面板のスパン長 (定着板の中心間距離)

E_B : ボルトのヤング率

A_n : ネジ切り部の有効断面積

A_B : ボルト軸部の断面積

l_{B1} : ボルト軸部の長さ

l_{B2} : ネジ切り部の長さ

l_{B3} : ナット部の有効長

(2) シールド管渠の等価曲げ剛性の評価

二次覆工を含むシールド管渠の等価曲げ剛性は次式で与えられる⁸⁾ (図2-3 参照)。

$$\begin{aligned}
 (EI)_{eq} = & E_s \cdot r^3 \cdot t \left\{ (\pi - 2\phi) \left(\frac{1}{2} + \sin^2 \phi \right) - 3 \sin \phi \cdot \cos \phi \right\} \\
 & + E_s \cdot r^3 \cdot t \cdot \frac{1}{1 + \frac{E_s \cdot A_s}{n \cdot k_j \cdot l_s}} \left\{ (\pi + 2\phi) \left(\frac{1}{2} + \sin^2 \phi \right) + 3 \sin \phi \cdot \cos \phi \right\} \\
 & + E_L \cdot r' \cdot t' \cdot \pi (r'^2 + 2r^2 \cdot \sin^2 \phi)
 \end{aligned} \quad (2-6)$$

ここに,

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

r : セグメントの断面中心半径

r' : 二次覆工の断面中心半径

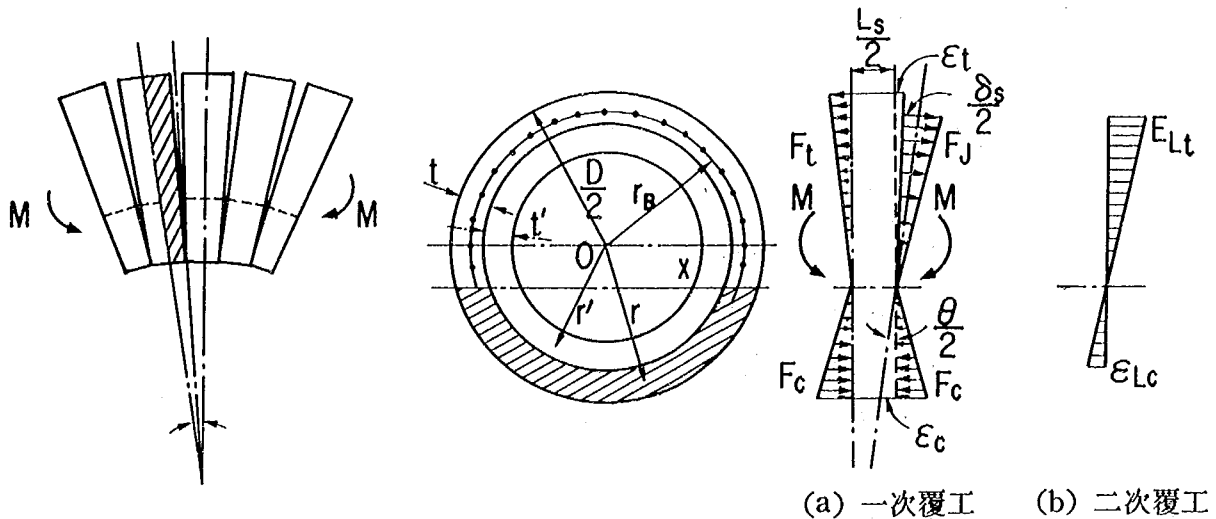


図2-3 覆工の曲げ剛性の算定モデル

l : セグメント厚

l' : 二次覆工厚

ϕ : 中心軸位置の中心角

l_s : リング長

式(2-6)は、覆工の長手方向に曲げモーメントが作用した場合に、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て、以下の仮定に基づいて導かれたものである。

- 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 リング接合面において、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べて短いことから、中立軸位置は管渠の長手方向に一定とする。
- ④ セグメント、二次覆工、およびリング継手の剛性は線型とする。

ここに、中立軸の断面中央からの距離 x は、次式を解いて与えられる。

$$\phi + \cot \phi = \pi \left\{ \left(1 + \frac{E_L \cdot A_L}{E_s \cdot A_s} \right) \left(1 + \frac{n \cdot k_j \cdot l_s}{E_s \cdot A_s} \right) - \frac{1}{2} \right\} \quad (2-7)$$

$$\phi = \sin^{-1} \frac{x}{r} \quad (2-8)$$

ここに、

E_L : 二次覆工の全断面積

(3) シールド管渠の等価ねじり剛性の評価

リング継ぎボルトの締付け力に比較して、ねじりモーメントが小さいと仮定すれば、ねじりモーメントによるセグメント間のずれは生じず、セグメントリングを剛性が一様な円環と考えることができる。ここでは、シールド管渠の等価ねじり剛性は、セグメントリングのねじり剛性と二次覆工リングのねじり剛性の和として、次式で評価することとした。

$$(GJ)_{eq} = G_s \cdot J_s + G_L \cdot J_L \quad (2-9)$$

ここに、

G_s : セグメントのせん断弾性係数

G_L : 二次覆工のせん断弾性係数

J_s : セグメントの断面極二次モーメント

J_L : 二次覆工の断面極二次モーメント

(4) 地盤とシールド管渠を結ぶバネの評価

地盤とシールド管渠を結ぶバネは、地盤の剛性から次式により算定する⁹⁾。

$$\left. \begin{aligned} K_{1X} &= k_1 \cdot G_s \cdot l \\ K_{1Y} &= k_2 \cdot G_s \cdot l \\ K_{1Z} &= k_3 \cdot G_s \cdot l \end{aligned} \right\} \quad (2-10)$$

ここに,

K_{1X} : 管軸方向の地盤バネ定数

K_{1Y} : 管軸直角方向の地盤バネ定数

K_{1Z} : 鉛直方向の地盤バネ定数

$k_{1,2,3}$: 係数で, ここでは $k_{1,2}=1, k_3=3$ とした。

l : シールド管渠の要素長

本検討では, 立坑のロッキングに伴って生じるシールド管渠のねじれを評価するために, 地盤と管渠とを結ぶねじり抵抗バネを設定し, 以下のように評価した。

ねじり抵抗バネの評価モデルを示すと図2-4の通りである。シールド管渠が $\Delta\theta$ だけねじれた状態を想定すると, この時の管渠外周の変位量 $\Delta\delta$ は次式で与えられる。

$$\Delta\delta = R \cdot \Delta\theta \quad (2-11)$$

ここに,

R : シールド管渠の外径

管渠外周の単位面積あたりに作用するせん断力 $\Delta\tau$ は次式で与えられる。

$$\Delta\tau = k_s \cdot \Delta\delta \quad (2-12)$$

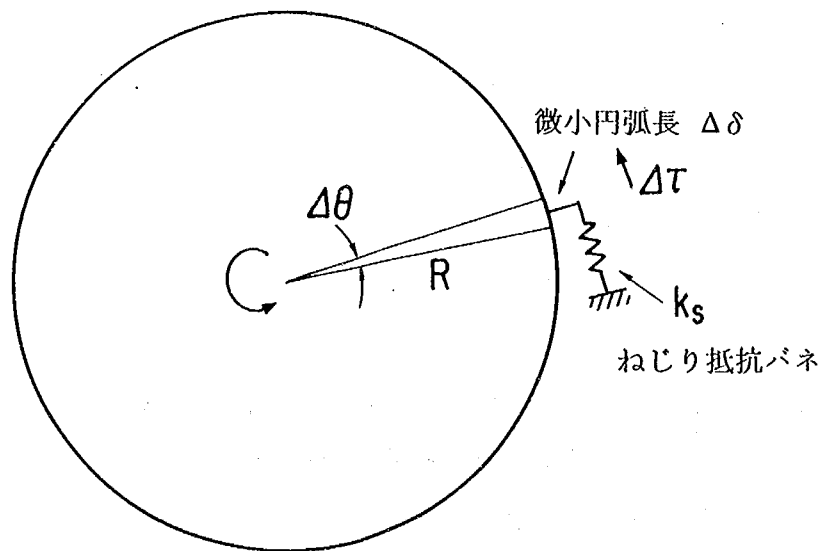


図2-4 ねじり抵抗バネの算定モデル

ここに、 k_s は単位面積あたりのせん断バネ定数であり、次式で与えられる。

$$k_s = \frac{G_s}{2\pi R} \quad (2-13)$$

したがって、シールド管梁が $\Delta\theta$ だけねじりを生じた場合の管梁に生じるねじりモーメント ΔM_T は次式で与えられる。

$$\Delta M_T = \int_0^{2\pi} \tau \cdot R^2 d\phi = 2\pi \cdot R^3 \cdot k_s \cdot \Delta\theta \quad (2-14)$$

したがって、シールド管梁の単位長さあたりのねじり抵抗バネ K_{q4} は次式により算定される。

$$K_{q4} = \frac{\Delta M_T}{\Delta\theta} = 2\pi \cdot R^3 \cdot k_s \quad (2-15)$$

(5) 立坑底面と基盤を結ぶバネの評価

立坑底面と基盤を結ぶバネ定数は、「道路橋示方書下部構造編」に従い、以下に示すように評価する。

鉛直バネ

$$\begin{aligned} K_Z &= k_v \times A \\ &= k_{v0} \cdot \left(\frac{\sqrt{A}}{30} \right)^{-(3/4)} \end{aligned} \quad (2-16)$$

$$k_{v0} = \frac{1}{30} \cdot E \quad (2-17)$$

ここに、

K_Z ：立坑底面と基盤を結ぶ鉛直方向バネ定数

A ：立坑底面の断面積

E ：基盤の弾性係数

K_v ：鉛直方向の地盤反力係数

せん断バネ

$$\begin{aligned} K_X &= K_Y = k_s \times A \\ &= \lambda \cdot k_v \cdot A \end{aligned} \quad (2-18)$$

ここに、

K_X ：立坑底面と基盤を結ぶトンネル軸方向バネ定数

K_Y ：立坑底面と基盤を結ぶ軸直角方向バネ定数

A ：立坑底面の断面積

k_s ：水平方向の地盤反力係数

λ ：鉛直地盤反力係数に対する水平方向せん断バネ定数の比

ロッキングバネ

X, Y 軸まわりのロッキングバネ定数は、立坑底面の X, Y 軸まわりの断面 2 次モーメントを用いて、各々次式で与えられる。

$$\begin{aligned} K_{\theta x} &= k_v \cdot I_x \\ K_{\theta y} &= k_v \cdot I_y \end{aligned} \quad (2-19)$$

ここに、

$K_{\theta x}$: 立坑底面と基盤を結ぶトンネル軸方向のロッキングバネ定数

$K_{\theta y}$: 立坑底面と基盤を結ぶトンネル軸直角

I_x : 立坑底面のトンネル軸方向の断面 2 次モーメント

I_y : 立坑底面のトンネル軸直角方向の断面 2 次モーメント

ねじりバネ

立坑底面が図心軸まわりに $\Delta\theta$ だけ回転する時に生じるねじりモーメント ΔM_T は次式で与えられる (図 2-5 参照)。

$$\Delta M_T = \int_A k_s \cdot r \sin \Delta\theta \cdot r \cdot dA \quad (2-20)$$

一方、

$$\left. \begin{aligned} \sin \Delta\theta &\doteq \Delta\theta \\ r &= \sqrt{x^2 + y^2} \\ dA &= dx dy \end{aligned} \right\} \quad (2-21)$$

であるから、これらを式 (2-20) に代入すると、 ΔM_T は次のようになる。

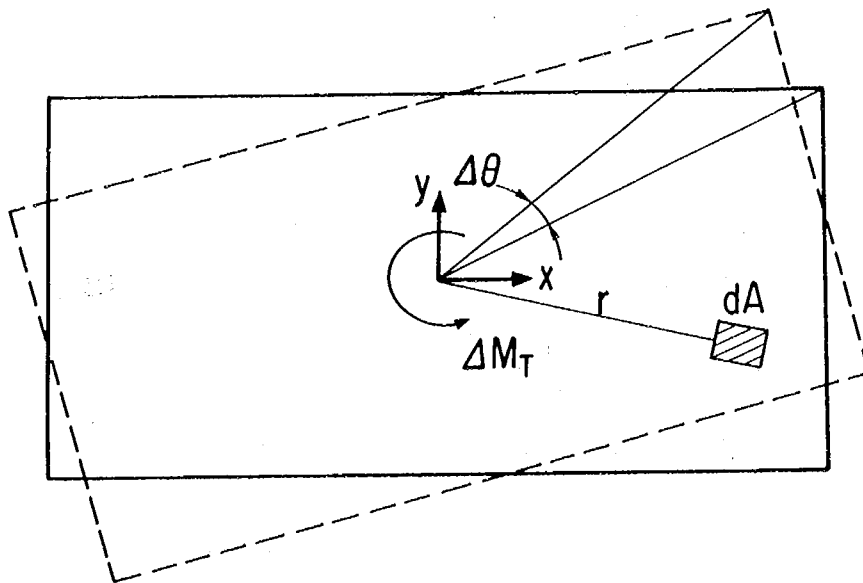


図 2-5 立坑底面のねじりバネ定数の算定モデル

$$\begin{aligned}\Delta M_T &= \int_{-b}^b \int_{-a}^a k_s (x^2 + y^2) \cdot \Delta \theta \cdot dx dy \\ &= \frac{4}{3} \cdot ab \cdot (a^2 + b^2) k_s \cdot \Delta \theta\end{aligned}\quad (2-22)$$

したがって、ねじりバネ定数 K_T は次式により算定される。

$$\begin{aligned}K_T &= \frac{\Delta M_T}{\Delta \theta} \\ &= \frac{4}{3} \cdot ab \cdot (a^2 + b^2) k_s\end{aligned}\quad (2-23)$$

(6) 地盤と立坑を結ぶバネの評価

地盤と立坑を結ぶバネは、地盤反力係数を用いて以下のように算定する。

$$\left. \begin{aligned}K_{IX}^i &= 2 \cdot K_{HX} \cdot B_X^i \cdot l^i \\ K_{IY}^i &= 2 \cdot K_{HY} \cdot B_Y^i \cdot l^i\end{aligned} \right\} \quad (2-24)$$

ここに、

K_{IX}^i, K_{IY}^i : 第 i 番目の立坑質点と地盤とを結ぶ管軸方向、および管軸直角方向のバネの定数

B_X^i : 質点 i でモデル化された立坑部分の管軸直角方向の断面幅

B_Y^i : 質点 i でモデル化された立坑部分の管軸方向の断面幅

l^i : 質点 i でモデル化された立坑部分の鉛直方向の長さ

K_{HX}, K_{HY} : 管軸方向、および管軸直角方向の地盤反力係数で、次式で与えられる

$$\left. \begin{aligned}K_{HX} &= k_{HO} \left(\frac{\sqrt{B_X}}{30} \right)^{-3/4} \\ K_{HY} &= k_{HO} \left(\frac{\sqrt{B_Y}}{30} \right)^{-3/4}\end{aligned} \right\} \quad (2-25)$$

ここに、

B_X, B_Y : 管軸直角方向、および管軸方向の立坑の断面積

k_{HO} : 平板載荷試験の値に相当する水平方向の地盤反力係数で、次式で与えられる

$$k_{HO} = \frac{1}{30} \cdot \varphi \cdot E \quad (2-26)$$

ここに、 φ は立坑の側面が k_{HO} に及ぼす影響を表わす係数で、ここでは 0.2 を仮定する。

3. 解析対象地盤，シールド管渠及び立坑

3-1 対象地盤

解析の対象とした地盤条件を図3-1に示す。地盤は均質一様な表層地盤と基盤からなり，基盤は深さ17.5mと29.5mの水平区間（各200m）と勾配6%の傾斜区間（200m）とから構成されるものとした。したがって，解析対象領域は傾斜区間の3倍で600mとなる。

解析対象地盤の物性値を表3-1に示す。基盤層は N 値=50， $V_{so}=140$ m/sの砂質地盤とした。また表層地盤は， N 値=5， $V_{so}=140$ m/sの砂質地盤のケース（表層地盤Ⅰ）と， N 値=20， $V_{so}=220$ m/sの砂質地盤のケース（表層地盤Ⅱ）の合計2ケースとした。

表層地盤の地震時のせん断波速度は，中・大規模地震を想定し，微小ひずみ時のせん断波速度を80%に低減した値を用いた。

3-2 シールド管渠

解析の対象としたシールド管渠の断面を図3-2に示す。シールド管渠は，外径3.8m，延長600mの下水道用RCシールド管渠であり，覆工の基本寸本及び継手の数については，日本下水道協会規格「下水道シールド工事用コンクリート系セグメント」を参考にして定めた。すなわち，セグメントはA，B，およびKセグメントの3種類から構成されるものとし，セグメント厚150mm，セグメント幅900mm，コンクリートの設計基準強度は420 kg/cm²とした。また，二次覆工は厚さ250mmの無筋コンクリート製で設計基準強度は210 kg/cm²とし，長手方向に打ち継目がないものとした。

リング継手としては，図3-3に示すビルトアップ式継手を用いるものとし，図3-2に示したように，AおよびBセグメントでは3個，Kセグメントでは1個，1リング接合面あたり合計16個を用いるものとした。

なお，覆工剛性等の諸元は表3-2に示す通りである。

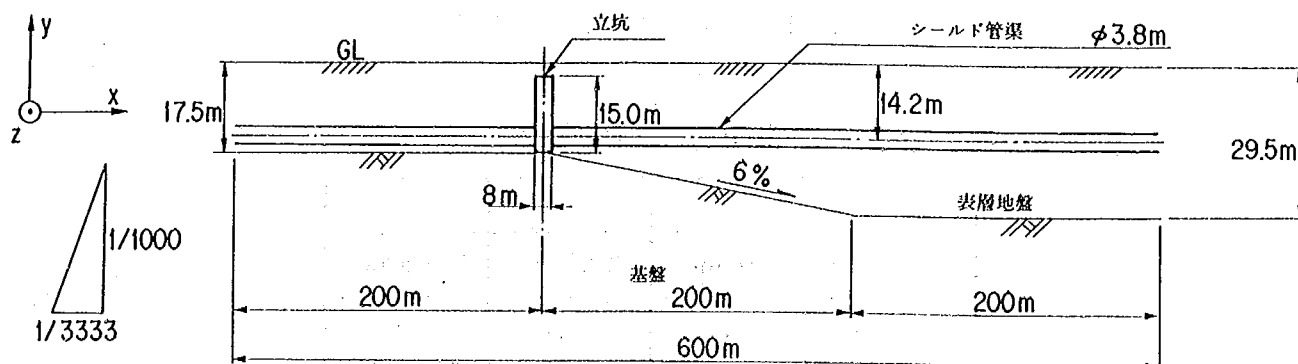


図3-1 解析対象とした地盤および構造物

表 3-1 地盤の物性値

	N 値	微小ひずみ 時のせん断 波速度 V_{so} (m/s)	解析で使用 するせん断 波速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (t/m ³)	せん断 弾性係数 G_s (t/m ²)
基 盤 層	50	300	300	1.8	16,530
表層地盤 I	5	140	112	1.8	2,304
表層地盤 II	20	220	176	1.8	5,689

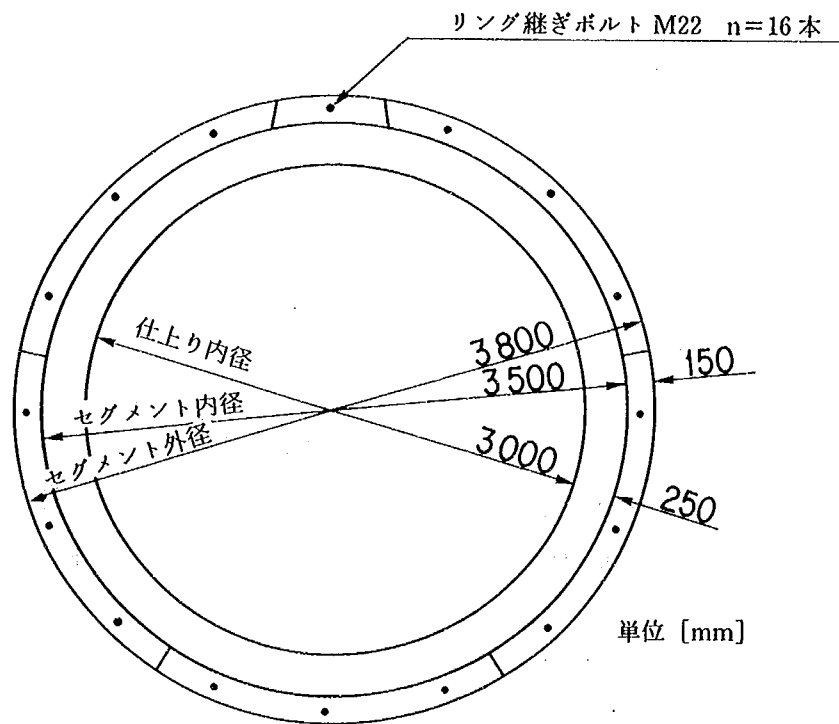
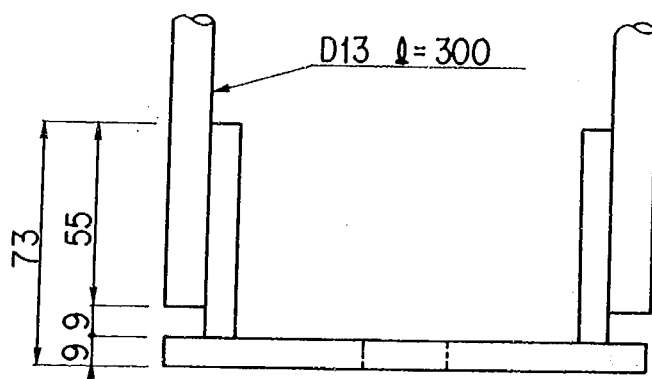
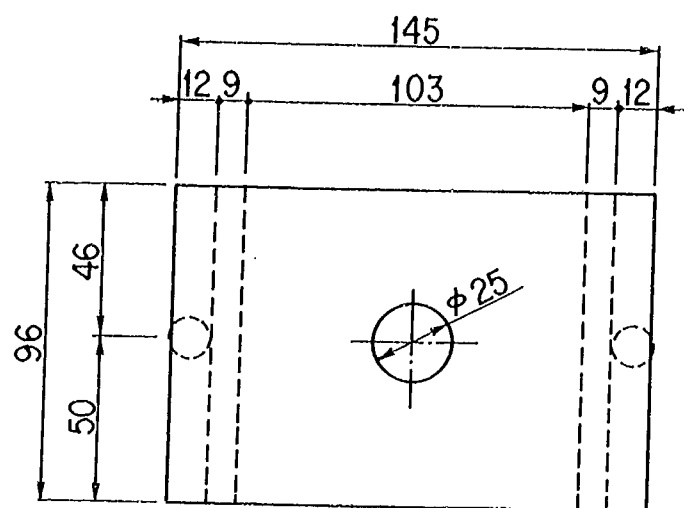


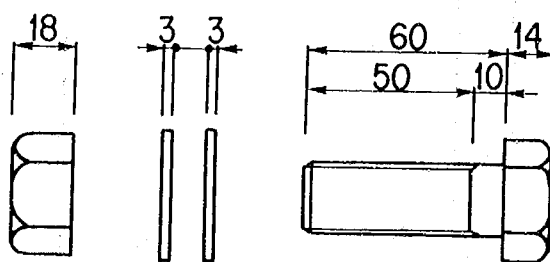
図 3-2 シールド管渠の断面

表 3-2 覆工の諸元

	セグメント	二次覆工
ヤング率 E (tf/m ²)	3.6×10^6	2.6×10^6
ポアソン比 ν	0.17	0.17
断面積 A (m ²)	1.720	2.553



(a) リング継手金具



単位 [mm]

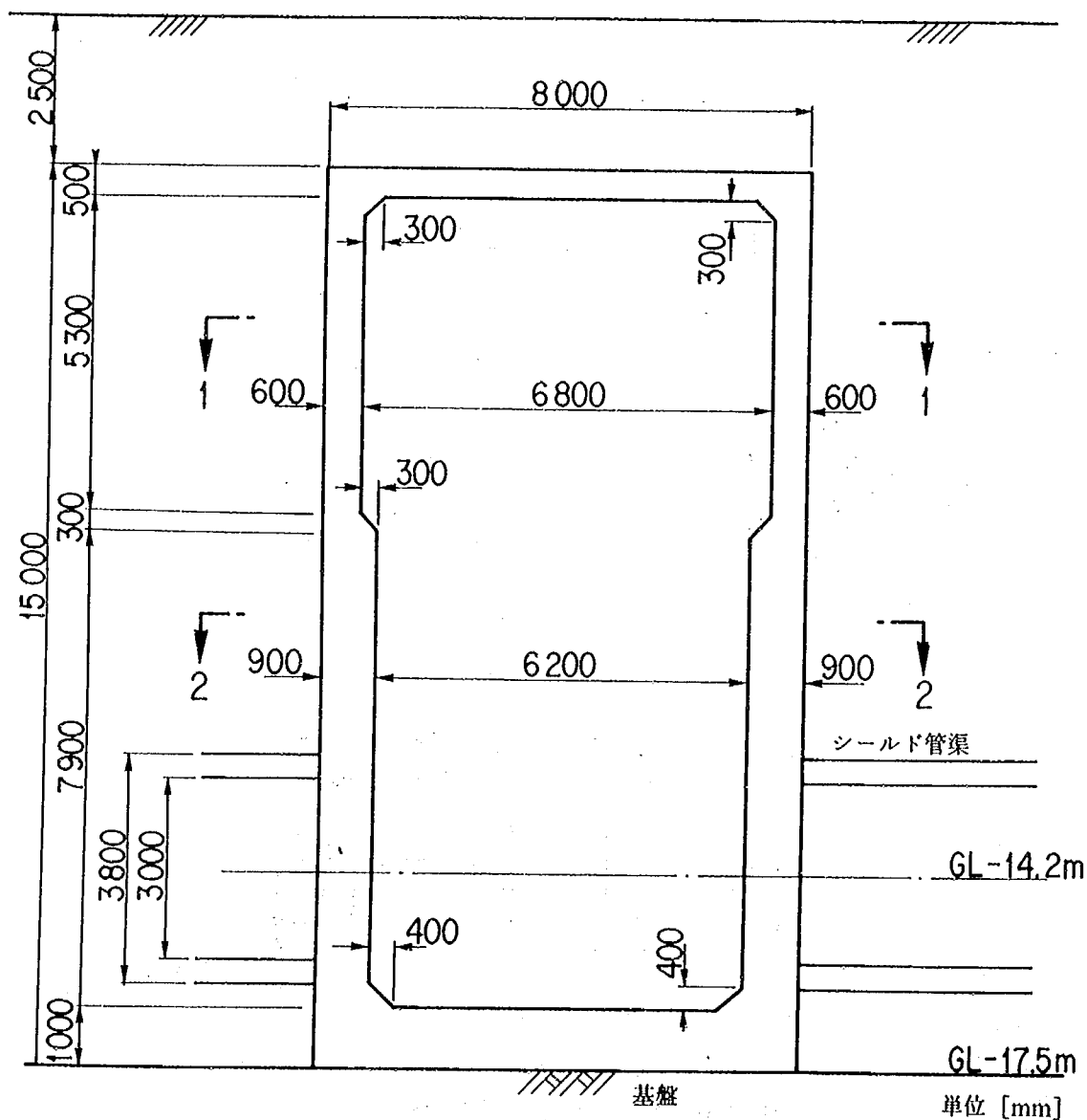
(b) リング継ぎボルト (M22)

図 3-3 リング継手金具及び継ぎボルト

3-3 立坑

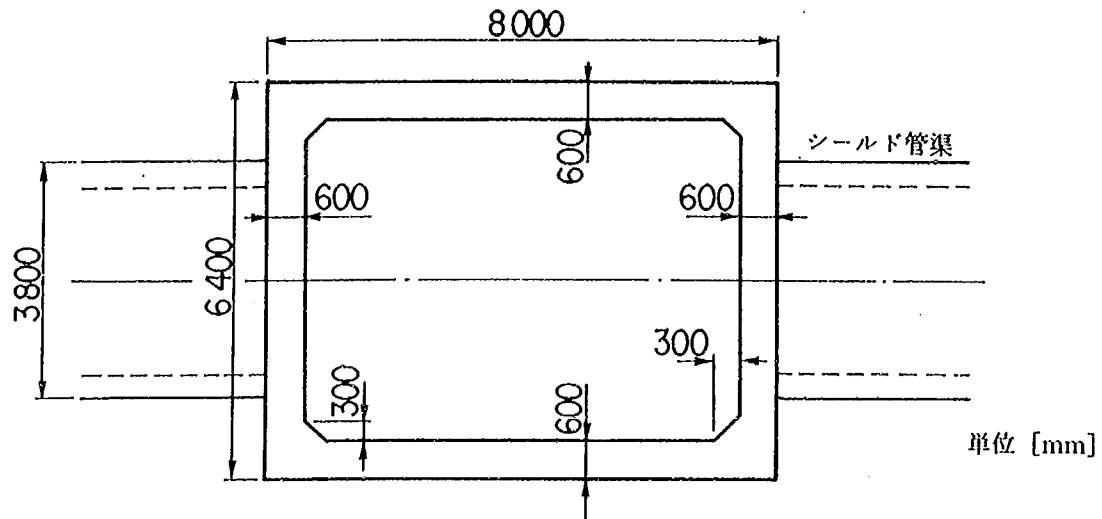
解析の対象とした立坑を図3-4に示す。この立坑は、水平断面が8.0 m×6.4 m、高さが15.0 m、壁厚が600 mm～900 mmであり、完全に地中に埋設され、底面が深さ17.5 mの基盤上に支持されているものとした。また、シールド管渠は深さ14.2 mの位置で立坑の側面に連結されているものとした。

なお、立坑の剛性等の諸元は表3-3に示す通りである。



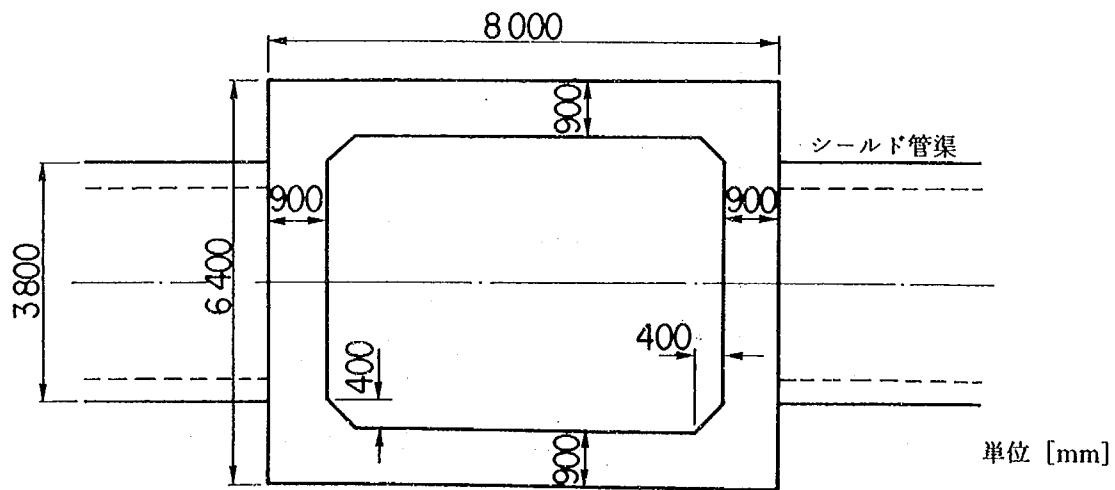
(a) シールド管軸方向断面

図3-4 立坑断面図



(c) 1-1 断面

図 3-4 立坑断面図



(d) 2-2 断面

図 3-4 立坑断面図

表 3-3 立坑の諸元

	1-1 断面	2-2 断面
ヤング率 E (tf/m ²)	2.6×10^6	2.6×10^6
ポアソン比 ν	0.17	0.17
断面積 A (m ²)	16.02	23.00

4. 解析モデル

4-1 地盤モデル

地盤の応答解析に際して、図4-1に示すように、解析対象地盤（600 m）を20 m 毎に分割し、合計31個のバネ～質点系にモデル化した。

地盤質点相互を結ぶバネ K_2 、および地盤質点と基盤を結ぶバネ K_3 は、表層地盤が均等一層構造であることから、地盤振動のせん断一次モードを正弦波と仮定した簡便法⁹⁾により算定した。また、地盤の減衰定数は10%とした。

地盤の固有周期、および有効質量を示すと表4-1の通りである。

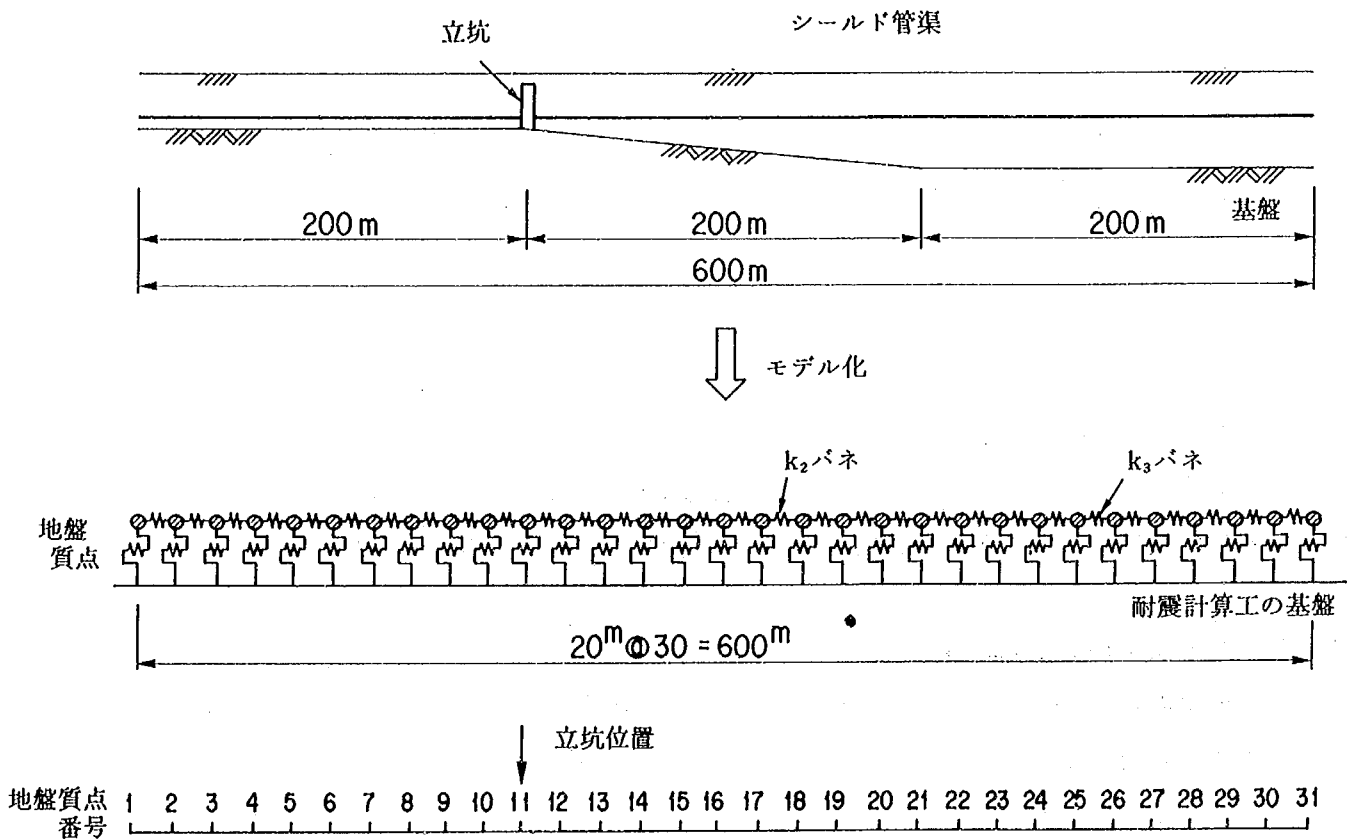


図4-1 地盤モデル

表 4-1 地盤の物性値

地盤質点 番号	層厚	表 層 地 盤 I			表 層 地 盤 II		
		V_s [m/s]	固有周期 [s]	有効質量 [tf]	V_s [m/s]	固有周期 [s]	有効質量 [tf]
1~11	17.5	112	0.625	31,264.8	176	0.39773	31,264.8
12	18.7	112	0.66786	33,408.7	176	0.425	33,408.7
13	19.9	112	0.71071	35,552.6	176	0.45227	35,552.6
14	21.1	112	0.75357	37,696.4	176	0.47955	37,696.4
15	22.3	112	0.79643	39,840.3	176	0.50682	39,840.3
16	23.5	112	0.83929	41,984.2	176	0.53409	41,984.2
17	24.7	112	0.88214	44,128.1	176	0.56136	44,128.1
18	25.9	112	0.925	46,271.9	176	0.58864	46,271.9
19	27.1	112	0.95786	48,415.8	176	0.61591	48,415.8
20	28.3	112	1.01071	50,559.7	176	0.64318	50,559.7
21~31	29.5	112	1.05357	52,703.6	176	0.67045	52,703.6

4-2 シールド管渠モデル

シールド管渠は 2. で述べた方法を用いて、全長 600 m を 20 m 毎に合計 30 個の梁要素にモデル化した。梁要素の剛性、および地盤と管渠を結ぶバネ定数 K_1 を示すと以下の通りである。

(1) シールド管渠の等価軸剛性

ボルトの軸剛性 k_B 及びリング継手金具面板の曲げ剛性 k_p は、式 (2-5) 及び式 (2-4) から、それぞれ次のように算定する。

$$\begin{aligned}
 k_B &= \frac{2.1 \times 10^7 \times 3.03 \times 10^{-4}}{\frac{3.03}{3.80} + 0.010 + 0.014 + 0.0108} \\
 &= 1.941 \times 10^6 \text{ tf/m}
 \end{aligned} \tag{4-1}$$

$$\begin{aligned}
 k_p &= \frac{192 \times 2.1 \times 10^7 \times 5.832 \times 10^{-9}}{0.112^3} \\
 &= 1.674 \times 10^4 \text{ tf/m}
 \end{aligned} \tag{4-2}$$

式 (4-1)、式 (4-2) および式 (2-3) から、リング継手の引張剛性 k_r は次のようになる。

$$k_j = \frac{1}{\frac{1}{1.674 \times 10^4} + \frac{1}{1.941 \times 10^5} + \frac{1}{1.674 \times 10^4}}$$

$$8.02 \times 10^3 \text{ tf/m}$$

シールド管渠の等価軸剛性 $(EA)_{eq}^T$ は、式 (2-1) から次のようになる。

$$\begin{aligned} (EA)_{eq}^T &= \frac{3.6 \times 10^6 \times 1.720}{1 + \frac{3.6 \times 10^6 \times 1.720}{16 \times 8.02 \times 10^3 \times 0.9}} + 2.6 \times 10^6 \times 2.553 \\ &= 6.75 \times 10^6 \text{ tf} \end{aligned}$$

(2) シールド管渠の等価曲げ剛性

シールド管渠の中立軸の位置は、式 (2-7) および式 (2-8) から次のようになる。

$$\begin{aligned} \cot \phi + \phi &= \pi \times \left\{ \left(1 + \frac{2.6 \times 10^6 \times 2.553}{3.6 \times 10^6 \times 1.720} \right) \times \left(1 + \frac{16 \times 8.02 \times 10^3 \times 0.9}{3.6 \times 10^6 \times 1.720} \right) - \frac{1}{2} \right\} \\ &= 5.060 \end{aligned}$$

$$\therefore \phi = 0.2031$$

$$x = 1.825 \times \sin(0.2031)$$

$$= 0.368 \text{ m}$$

シールド管渠の曲げ剛性 $(EI)_{eq}$ は、式 (2-6) から次のようになる。

$$\begin{aligned} (EI)_{eq} &= 3.6 \times 10^6 \times 1.825^3 \times 0.15 \times \left(0.8863 + \frac{2.5109}{1 + \frac{3.6 \times 10^6 \times 1.720}{16 \times 8.02 \times 10^3 \times 0.9}} \right) \\ &\quad + 2.6 \times 10^6 \times 1.625 \times 0.25 \times \pi \times \{ 1.625^2 + 2 \times 1.825^2 \times \sin^2(0.2031) \} \\ &= 1.27 \times 10^7 \text{ tf} \cdot \text{m}^2 \end{aligned}$$

(3) シールド管渠の等価ねじり剛性

式 (2-9) により、シールド管渠の等価ねじり剛性 $(GJ)_{eq}$ は次のようになる。

$$\begin{aligned} (GJ)_{eq} &= 1.5 \times 10^6 \times \left\{ \frac{\pi}{32} (3.8^4 - 3.5^4) \right\} + 1.1 \times 10^6 \times \left\{ \frac{\pi}{32} (3.5^4 - 3.0^4) \right\} \\ &= 1.61 \times 10^7 \text{ tf} \cdot \text{m}^2 \end{aligned}$$

(4) 地盤とシールド管渠を結ぶバネ

① 管軸、管軸直角、鉛直方向バネ

式(2-10)より、次のようになる。

表層地盤 I

$$K_{1x} = 1.0 \times 2304 \times 20 = 46080 \text{ t/m}$$

$$K_{1y} = 1.0 \times 2304 \times 20 = 46080 \text{ t/m}$$

$$K_{1z} = 3.0 \times 2304 \times 20 = 138240 \text{ t/m}$$

表層地盤 II

$$K_{1x} = 1.0 \times 5689 \times 20 = 113780 \text{ t/m}$$

$$K_{1y} = 1.0 \times 5689 \times 20 = 113780 \text{ t/m}$$

$$K_{1z} = 3.0 \times 5689 \times 20 = 341340 \text{ t/m}$$

② ねじり抵抗バネ

表層地盤 I

$$K_{g4} = 1.0 \times 2304 \times 1.9^2 = 8317 \text{ t} \cdot \text{m/rad/m}$$

$$K_{1T} = 8317 \times 20 = 166300 \text{ t} \cdot \text{m/rad}$$

表層地盤 II

$$K_{g4} = 1.0 \times 5689 \times 1.9^2 = 20537 \text{ t} \cdot \text{m/rad/m}$$

$$K_{1T} = 20537 \times 20 = 410700 \text{ t} \cdot \text{m/rad}$$

4-3 立坑モデル

立坑は、図4-2に示すように、6質点に分割した。梁要素の剛性、各質点の質量、および立坑と地盤を結ぶバネ定数は以下の通りである。

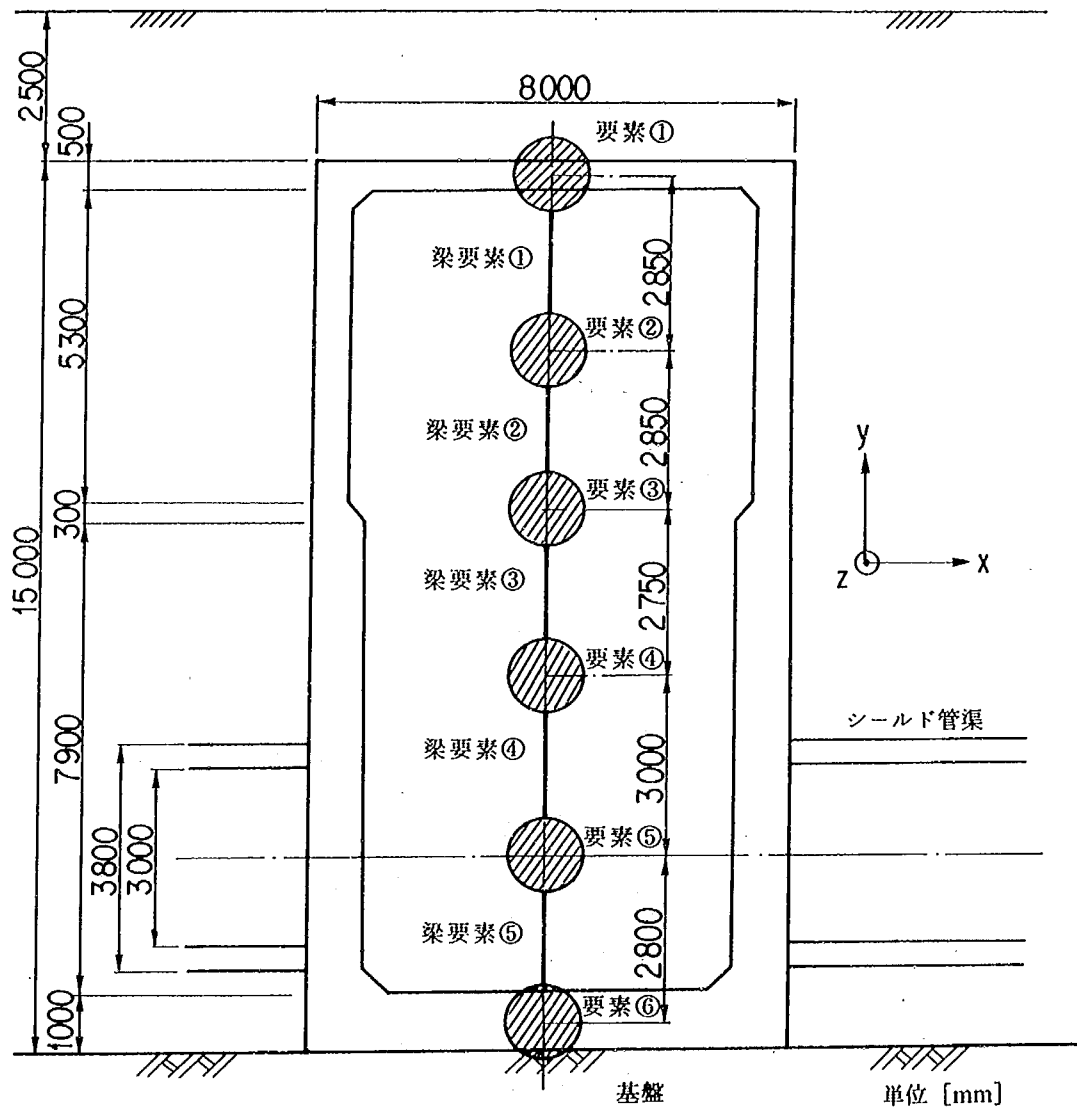


図4-2 立坑モデル

(1) 梁要素の剛性

断面積

$$\text{梁要素 ①, ②} \quad A_{11} = A_{12} = 16.02 \text{ m}^2$$

$$\text{梁要素 ③, ④, ⑤} \quad A_{33} = A_{44} = A_{55} = 23.00 \text{ m}^2$$

断面 2 次モーメント

$$\begin{aligned} \text{梁要素 ①, ②} \quad I_{x1} = I_{x2} &= \frac{1}{12} \times 8.0 \times 6.4^3 - \frac{1}{12} \times (8.0 - 0.6 \times 2) \times (6.4 - 0.6 \times 2)^3 \\ &= 95.09 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_{y1} = I_{y2} &= \frac{1}{12} \times 6.4 \times 8.0^3 - \frac{1}{12} \times (6.4 - 0.6 \times 2) \times (8.0 - 0.6 \times 2)^3 \\ &= 136.81 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_{z1} = I_{z2} &= \frac{4 \cdot A_c^2}{f 1/t \cdot ds} \\ &= \frac{0.6 \times 4 \times (8.0 - 0.6)^2 \times (6.4 - 0.6)^2}{2 \times 8.0 + 2 \times 6.4 - 4 \times 0.6} \\ &= 167.47 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

ここに, A_c : 各辺の肉厚の 2 等分線によって囲まれた面積 (m^2)

t : 各辺の肉厚 (m)

ds : 各辺の肉厚の 2 等分線上の周長 (m)

$$\begin{aligned} \text{梁要素 ③, ④, ⑤} \quad I_{x3} = I_{x4} = I_{x5} &= \frac{1}{12} \times 8.0 \times 6.4^3 - \frac{1}{12} \times (8.0 - 0.9 \times 2) \times (6.4 - 0.9 \times 2)^3 \\ &= 124.47 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_{y3} = I_{y4} = I_{y5} &= \frac{1}{12} \times 6.4 \times 8.0^3 - \frac{1}{12} \times (6.4 - 0.9 \times 2) \times (8.0 - 0.9 \times 2)^3 \\ &= 181.71 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_{z3} = I_{z4} = I_{z5} &= \frac{0.9 \times 4 \times (8.0 - 0.9)^2 \times (6.4 - 0.9)^2}{2 \times 8.0 + 2 \times 6.4 - 4 \times 0.9} \\ &= 217.84 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

軸剛性

$$\begin{aligned} \text{梁要素 ①, ②} \quad EA_{11} = EA_{12} &= 2.6 \times 10^6 \times 16.02 \\ &= 4.17 \times 10^7 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{梁要素 ③, ④, ⑤} \quad EA_{33} = EA_{44} = EA_{55} &= 2.6 \times 10^6 \times 23.00 \\ &= 5.98 \times 10^7 \text{ t} \end{aligned}$$

曲げ剛性

$$\text{梁要素 ①, ②} \quad EI_{x1} = EI_{x2} = 2.6 \times 10^6 \times 95.09$$

$$= 2.47 \times 10^8 \text{ t} \cdot \text{m}^2$$

$$EI_{Y①} = EI_{Y②} = 2.6 \times 10^6 \times 136.81$$

$$= 3.56 \times 10^8 \text{ t} \cdot \text{m}^2$$

$$\text{梁要素 ③, ④, ⑤ } EI_{X③} = EI_{X④} = EI_{X⑤} = 2.6 \times 10^6 \times 124.47$$

$$= 3.24 \times 10^8 \text{ t} \cdot \text{m}^2$$

$$EI_{Y③} = EI_{Y④} = EI_{Y⑤} = 2.6 \times 10^6 \times 181.71$$

$$= 4.72 \times 10^8 \text{ t} \cdot \text{m}^2$$

ねじり剛性

$$\text{梁要素 ①, ② } GI_{Z①} = GI_{Z②} = 1.13 \times 10^6 \times 167.47$$

$$= 1.89 \times 10^8 \text{ t} \cdot \text{m}^2$$

$$\text{梁要素 ③, ④, ⑤ } GI_{Z③} = GI_{Z④} = GI_{Z⑤} = 1.13 \times 10^6 \times 17.84$$

$$= 2.46 \times 10^8 \text{ t} \cdot \text{m}^2$$

(2) 質点の質量

$$\text{質点 ① } \text{重量 } W \text{ ①} = 113.71 \text{ tf}$$

$$\text{質量 } M \text{ ①} = 113.71/9.8 = 11.60 \text{ t}$$

$$\text{質点 ② } \text{重量 } W \text{ ②} = 114.14 \text{ tf}$$

$$\text{質量 } M \text{ ②} = 114.14/9.8 = 11.65 \text{ t}$$

$$\text{質点 ③ } \text{重量 } W \text{ ③} = 138.79 \text{ tf}$$

$$\text{質量 } M \text{ ③} = 138.79/9.8 = 14.16 \text{ t}$$

$$\text{質点 ④ } \text{重量 } W \text{ ④} = 165.31 \text{ tf}$$

$$\text{質量 } M \text{ ④} = 165.31/9.8 = 16.87 \text{ t}$$

$$\text{質点 ⑤ } \text{重量 } W \text{ ⑤} = 166.75 \text{ tf}$$

$$\text{質量 } M \text{ ⑤} = 166.75/9.8 = 17.02 \text{ t}$$

$$\text{質点 ⑥ } \text{重量 } W \text{ ⑥} = 183.96 \text{ tf}$$

$$\text{質量 } M \text{ ⑥} = 183.96/9.8 = 18.77 \text{ t}$$

(3) 立坑底面と地盤を結ぶバネ

鉛直バネ

式 (2-16) より, 立坑底面と基盤を結ぶ鉛直方向バネ定数 K_z は次のようになる。

$$K_z = \frac{1}{30} \times 3 \times 1653 \times \left(\frac{\sqrt{800 \times 640}}{30} \right)^{-\frac{3}{4}} \times 5120$$

$$= 7834 \text{ kg/cm}^3 = 7.83 \times 10^5 \text{ t/m}$$

せん断バネ

λ を $\frac{1}{4}$ として、式(2-18)より、次のようになる。

$$K_x = K_y = \frac{1}{4} \times 1.53 \times 10^4 \times 51.2 = 1.96 \times 10^6 \text{ t/m}$$

ロッキングバネ

式(2-19)より、次のようになる。

$$\begin{aligned} K_{\theta x} &= 1.53 \times 10^4 \times \frac{1}{12} \times 8.0 \times 6.4^3 \\ &= 2.67 \times 10^6 \text{ t} \cdot \text{m/rad} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_{\theta y} &= 1.53 \times 10^4 \times \frac{1}{12} \times 8.0^3 \times 6.4 \\ &= 4.18 \times 10^6 \text{ t} \cdot \text{m/rad} \end{aligned}$$

ねじりバネ

式(2-23)より次のようになる。

$$\begin{aligned} K_T &= \frac{4}{3} \times 4 \times 3.2 \times (4^2 + 3.2^2) \times 3825 \\ &= 1.71 \times 10^6 \text{ t} \cdot \text{m/rad} \end{aligned}$$

(4) 地盤と立坑を結ぶバネの評価

式(2-26)及び式(2-25)より、地盤反力係数 k_{H0} , k_{HX} , k_{HY} は次のようになる。

表層地盤 I

$$\begin{aligned} k_{H0} &= \frac{1}{30} \times 1.2 \times 3 \times 230.4 \\ &= 27.6 \text{ kg/cm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_{HX} &= 27.6 \times \left(\frac{\sqrt{1500 \times 640}}{30} \right)^{-\frac{3}{4}} \\ &= 2.02 \text{ kg/cm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_{HY} &= 27.6 \times \left(\frac{\sqrt{1500 \times 800}}{30} \right)^{-\frac{3}{4}} \\ &= 1.86 \text{ kg/cm}^3 \end{aligned}$$

表層地盤 II

$$\begin{aligned} k_{H0} &= \frac{1}{30} \times 1.2 \times 3 \times 568.9 \\ &= 68.3 \text{ kg/cm}^3 \end{aligned}$$

$$k_{ux} = 68.3 \times \left(\frac{\sqrt{1500 \times 640}}{30} \right)^{-\frac{3}{4}}$$

$$= 5.00 \text{ kg/cm}^3$$

$$k_{uy} = 68.3 \times \left(\frac{\sqrt{1500 \times 800}}{30} \right)^{-\frac{3}{4}}$$

$$= 4.60 \text{ kg/cm}^3$$

式(2-24)より、地盤と立坑を結ぶバネ K_{1x} 及び K_{1y} は次のようになる。

表層地盤 I

質点 ① $K_{1x}^1 = 2 \times 2020 \times 6.4 \times \left(\frac{2.85}{2} + 0.25 \right)$

$$= 43309 \text{ t/m}$$

$$K_{1y}^1 = 2 \times 1860 \times 8.0 \times \left(\frac{2.85}{2} + 0.25 \right)$$

$$= 49848 \text{ t/m}$$

質点 ② $K_{1x}^2 = 2 \times 2020 \times 6.4 \times \left(\frac{2.85}{2} + \frac{2.85}{2} \right)$

$$= 73690 \text{ t/m}$$

$$K_{1y}^2 = 2 \times 1860 \times 8.0 \times \left(\frac{2.85}{2} + \frac{2.85}{2} \right)$$

$$= 84816 \text{ t/m}$$

質点 ③ $K_{1x}^3 = 2 \times 2020 \times 6.4 \times \left(\frac{2.85}{2} + \frac{2.75}{2} \right)$

$$= 72397 \text{ t/m}$$

$$K_{1y}^3 = 2 \times 1860 \times 8.0 \times \left(\frac{2.85}{2} + \frac{2.75}{2} \right)$$

$$= 83328 \text{ t/m}$$

質点 ④ $K_{1x}^4 = 2 \times 2020 \times 6.4 \times \left(\frac{2.75}{2} + \frac{3.00}{2} \right)$

$$= 74336 \text{ t/m}$$

$$K_{1y}^4 = 2 \times 1860 \times 8.0 \times \left(\frac{2.75}{2} + \frac{3.00}{2} \right)$$

$$= 85560 \text{ t/m}$$

質点 ⑤ $K_{1x}^5 = 2 \times 2020 \times 6.4 \times \left(\frac{3.00}{2} + \frac{2.80}{2} \right)$

$$= 74982 \text{ t/m}$$

$$K_{1r}^5 = 2 \times 1860 \times 8.0 \times \left(\frac{3.00}{2} + \frac{2.80}{2} \right) \\ = 86304 \text{ t/m}$$

質点 ⑥ $K_{1x}^6 = 2 \times 2020 \times 6.4 \times \left(\frac{2.80}{2} + 0.50 \right) \\ = 49126 \text{ t/m}$

$$K_{1r}^6 = 2 \times 1860 \times 8.0 \times \left(\frac{2.80}{2} + 0.50 \right) \\ = 56544 \text{ t/m}$$

表層地盤II

質点 ① $K_{1x}^1 = 2 \times 5000 \times 6.4 \times \left(\frac{2.85}{2} + 0.25 \right) \\ = 107200 \text{ t/m}$

$$K_{1r}^1 = 2 \times 4600 \times 8.0 \times \left(\frac{2.85}{2} + 0.25 \right) \\ = 123280 \text{ t/m}$$

質点 ② $K_{1x}^2 = 2 \times 5000 \times 6.4 \times \left(\frac{2.85}{2} + \frac{2.85}{2} \right) \\ = 182400 \text{ t/m}$

$$K_{1r}^2 = 2 \times 4600 \times 8.0 \times \left(\frac{2.85}{2} + \frac{2.85}{2} \right) \\ = 209760 \text{ t/m}$$

質点 ③ $K_{1x}^3 = 2 \times 5000 \times 6.4 \times \left(\frac{2.85}{2} + \frac{2.75}{2} \right) \\ = 179200 \text{ t/m}$

$$K_{1r}^3 = 2 \times 4600 \times 8.0 \times \left(\frac{2.85}{2} + \frac{2.75}{2} \right) \\ = 206080 \text{ t/m}$$

質点 ④ $K_{1x}^4 = 2 \times 5000 \times 6.4 \times \left(\frac{2.75}{2} + \frac{3.00}{2} \right) \\ = 184000 \text{ t/m}$

$$K_{1r}^4 = 2 \times 4600 \times 8.0 \times \left(\frac{2.75}{2} + \frac{3.00}{2} \right) \\ = 169280 \text{ t/m}$$

$$\begin{aligned} \text{質点 ⑤} \quad K_{1x}^5 &= 2 \times 5000 \times 6.4 \times \left(\frac{3.00}{2} + \frac{2.80}{2} \right) \\ &= 185600 \text{ t/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_{1y}^5 &= 2 \times 4600 \times 8.0 \times \left(\frac{3.00}{2} + \frac{2.80}{2} \right) \\ &= 213440 \text{ t/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{質点 ⑥} \quad K_{1x}^6 &= 2 \times 5000 \times 6.4 \times \left(\frac{2.80}{2} + 0.50 \right) \\ &= 121600 \text{ t/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_{1y}^6 &= 2 \times 4600 \times 8.0 \times \left(\frac{2.80}{2} + 0.50 \right) \\ &= 139840 \text{ t/m} \end{aligned}$$

以上のように定めた、立坑を含むシールド管渠の解析モデルを示すと図4-3の通りである。また、シールド管渠および立坑の等価剛性は表4-2に示す通りである。

表4-2 等価剛性一覧

等 価 剛 性		シールド 管渠	立 坑				
			梁要素①	梁要素②	梁要素③	梁要素④	梁要素⑤
軸 剛 性 $(EA)_{eg}(\text{tf})$		6.75×10^6	4.17×10^7	4.17×10^7	5.98×10^7	5.98×10^7	5.98×10^7
曲 げ 剛 性 ($\text{tf} \cdot \text{m}^2$)	$(EI_x)_{eg}$	1.27×10^7	2.47×10^8	2.47×10^8	3.24×10^8	3.24×10^8	3.24×10^8
	$(EI_y)_{eg}$	1.27×10^7	3.56×10^8	3.56×10^8	4.72×10^8	4.72×10^8	4.72×10^8
ねじり剛性 $(GJ)_{eg}(\text{tf} \cdot \text{m}^2)$		1.61×10^7	1.89×10^8	1.89×10^8	2.46×10^8	2.46×10^8	2.46×10^8

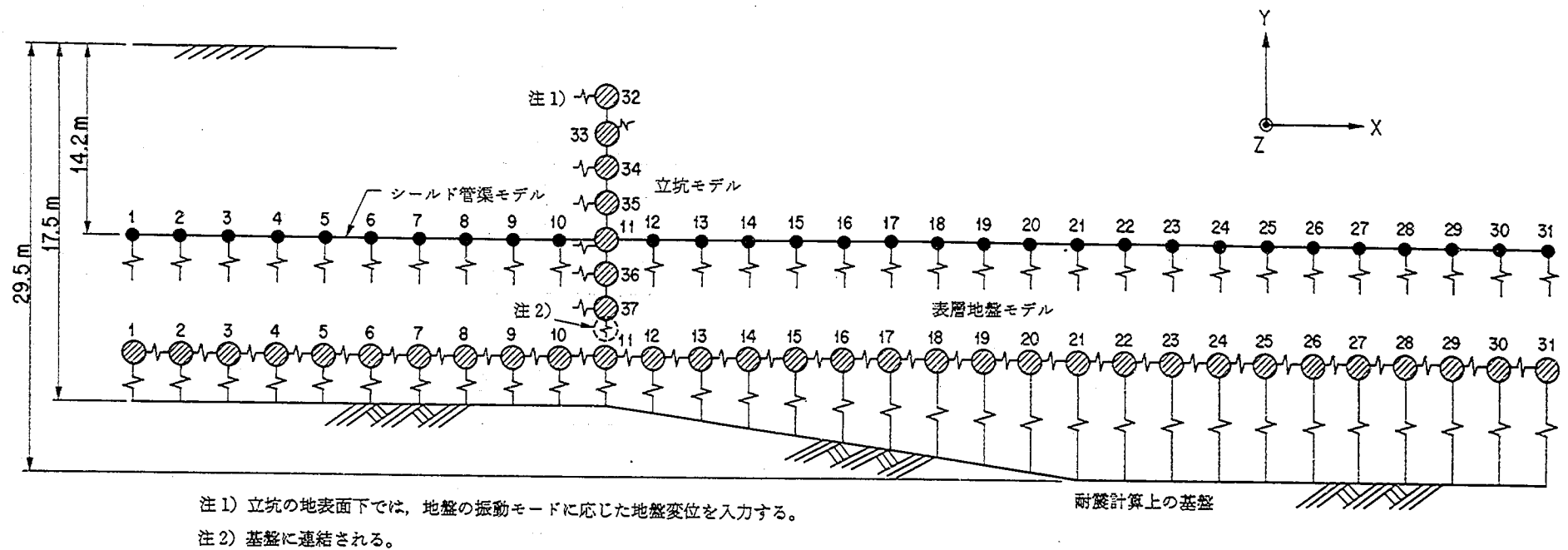


図4-3 立坑を含むシールド管渠の地震応答解析モデル

4-4 解析ケース

解析ケースは、表 4-3 に示すように地盤条件の違い（表層地盤 I，表層地盤 II），シールド管渠と立坑の連結条件の違い（剛性，フリー），および加振方向の違い（管軸方向，管軸直角方向）を組み合わせた 8 ケースと，立坑がシールド管渠に及ぼす影響を検討するために立坑がないとしたケースの合計 10 ケースとした。ここに，連結条件がフリーとは，立坑とシールド管渠との間の相対的な並進および回転が全ての方向について自由であることを示している。

表 4-3 解析ケース

ケース No.	立坑の有無	加振方向	シールド管渠と立坑の連結条件	地盤条件 (表層地盤)
1	有り	軸 方 向	剛 結	I
2	有り	軸 方 向	剛 結	II
3	有り	軸 方 向	フ リ ー	I
4	有り	軸 方 向	フ リ ー	II
5	有り	軸直角方向	剛 結	I
6	有り	軸直角方向	剛 結	II
7	有り	軸直角方向	フ リ ー	I
8	有り	軸直角方向	フ リ ー	II
9	無し	軸 方 向	———	I
10	無し	軸直角方向	———	I

4-5 入力地震動

入力地震動としては，動的解析用入力地震動 L_2 (図 4-4 参照) を用いた。地震動 L_2 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一種地盤上の加速度応答スペクトルを推定¹⁰⁾ し，これが 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と固有周期 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¹¹⁾。

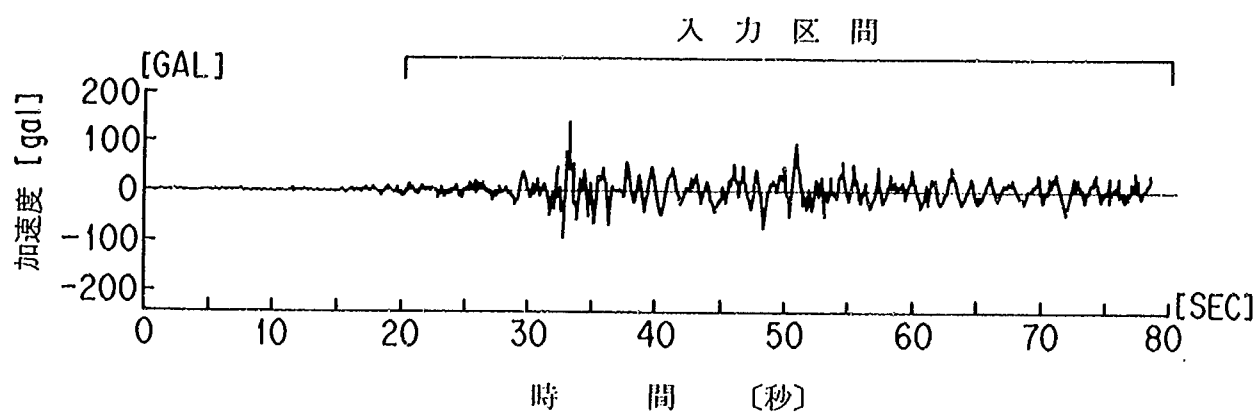


図4-4 基盤入力地震動 L_2

5. 解析結果

5-1 地盤の応答

地盤の各質点における固有周期を表層地盤 I, および, II について図 5-1 に示す。図 5-1 によれば, 地盤の固有周期は, 表層地盤が薄い区間では 0.625 秒 (表層地盤 I) ~ 0.398 秒 (表層地盤 II), また表層地盤が厚い区間では 1.054 秒 (表層地盤 I) ~ 0.670 秒 (表層地盤 II) である。

地盤の固有値解析結果を示すと表 5-1 の通りである。表層地盤 I, II ともに管軸方向 (X 軸方向) には 1 次~8 次モード, 管軸直角方向 (Y 軸方向) には 1 次~12 次モードを考慮することにより, それぞれ全有効質量の 99.5% に達するため, 時刻歴応答解析ではこれらのモードを考慮することとした。主要な振動モードとして, X 軸方向については 1, 6 次モード, また Y 軸方向については 1, 10 次モードを図 5-2 に示す。

地盤各点における地表面位置での最大応答変位及び最大応答加速度の分布を示すと図 5-3 の通りである。これによれば, 最大応答変位の分布は, 表層地盤 I, II とも図 5-1 に示した固有周期の分布によく対応しているのがわかる。また, 最大応答加速度の分布は必ずしも固有周期の分布に対応しておらず, 表層地盤 I では表層地盤の厚い方が, また表層地盤 II では表層地盤の薄い方が大きな値を示している。また, 加振方向の違いによる応答値の差異は顕著でない。

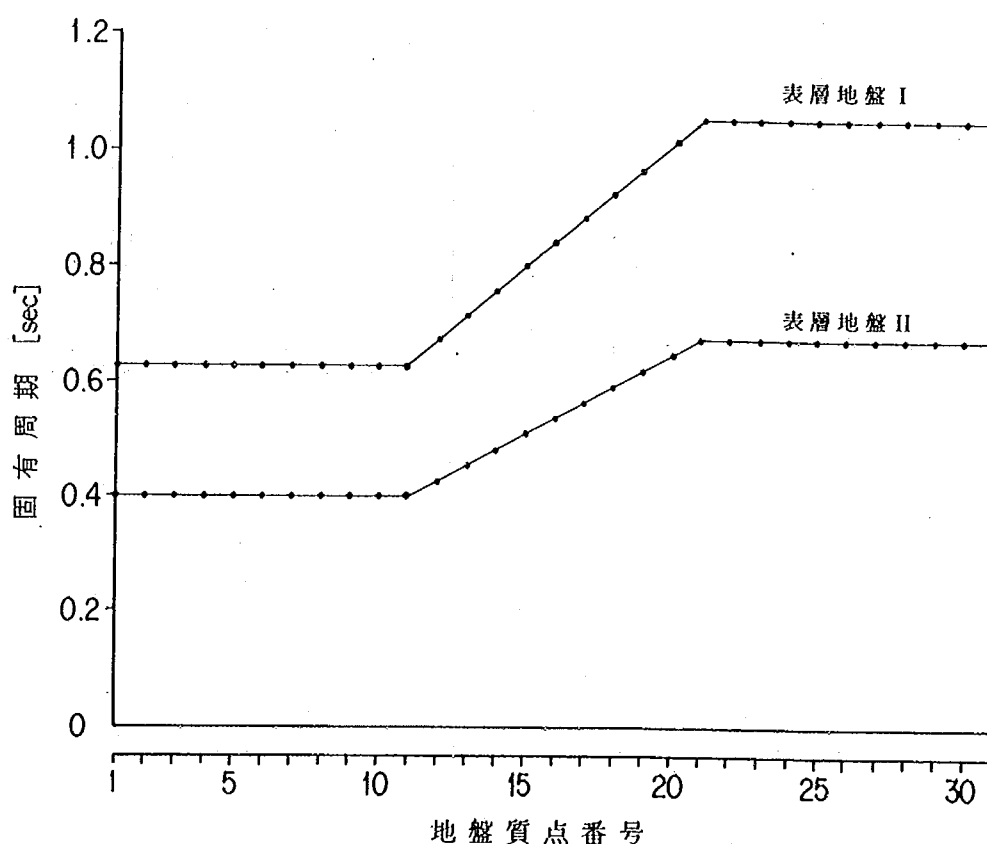


図 5-1 固有周期の分布

表5-1 地盤の固有値解析結果

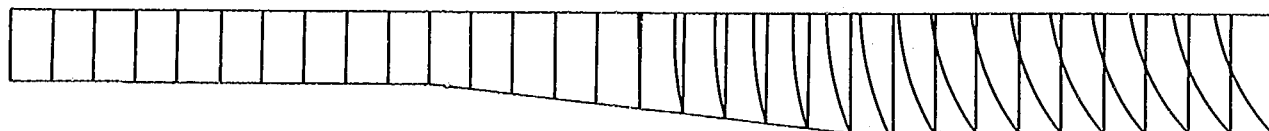
(a) 表層地盤 I

加振方向	次数	固有周期 (sec)	刺激係数	有効質量比 (%)
X 軸 方 向	1	1.04	-3.62	51.17
	2	0.94	-1.44	7.92
	3	0.82	-1.33	6.47
	4	0.73	-1.33	6.22
	5	0.66	-1.34	5.96
	6	0.62	-3.01	21.74
	7	0.60	0.00	0.00
	8	0.58	-0.42	0.47
Y 軸 方 向	1	1.05	-3.44	45.92
	2	1.00	-1.29	6.40
	3	0.93	-1.03	4.06
	4	0.86	-1.13	4.76
	5	0.80	-1.08	4.30
	6	0.75	-0.95	3.21
	7	0.71	-0.85	2.56
	8	0.68	-0.85	2.46
	9	0.64	-0.94	2.99
	10	0.62	-3.04	22.21
	11	0.62	0.18	0.10
	12	0.61	-0.58	0.86

(b) 表層地盤 II

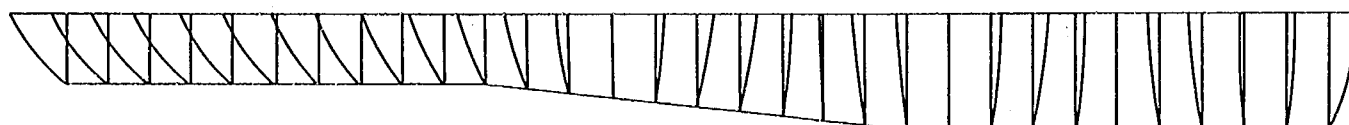
加振方向	次数	固有周期 (sec)	刺激係数	有効質量比 (%)
X 軸 方 向	1	0.66	-3.62	51.17
	2	0.60	-1.44	7.92
	3	0.51	-1.33	6.47
	4	0.46	-1.33	6.22
	5	0.42	-1.34	5.96
	6	0.40	-3.01	21.73
	7	0.39	0.00	0.00
	8	0.37	-0.42	0.47
Y 軸 方 向	1	0.67	-3.44	45.92
	2	0.64	-1.29	6.40
	3	0.59	-1.03	4.06
	4	0.55	-1.13	4.76
	5	0.51	-1.08	4.30
	6	0.48	-0.95	3.21
	7	0.45	-0.85	2.56
	8	0.43	-0.85	2.46
	9	0.41	-0.94	2.99
	10	0.40	-3.04	22.21
	11	0.39	0.18	0.10
	12	0.39	-0.58	0.86

$T_1 = 1.038 \text{ s}$ (地盤 I)
 $= 0.661 \text{ s}$ (地盤 II)
 有効質量比 = 51.2%

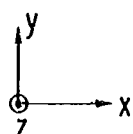


1 次モード

$T_6 = 0.621 \text{ s}$ (地盤 I)
 $= 0.395 \text{ s}$ (地盤 II)
 有効質量比 = 21.7%



6 次モード



(a) X 軸方向加振時 1 次モード

$T_1 = 1.047 \text{ s}$ (地盤 I)
 $= 0.666 \text{ s}$ (地盤 II)
 有効質量比 = 45.9%

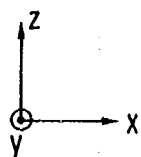


1 次モード

$T_{10} = 0.624 \text{ s}$ (地盤 I)
 $= 0.397 \text{ s}$ (地盤 II)
 有効質量比 = 22.2%



10 次モード



(a) Y 軸方向加振時 1 次モード

図 5-2 地盤の主要振動モード

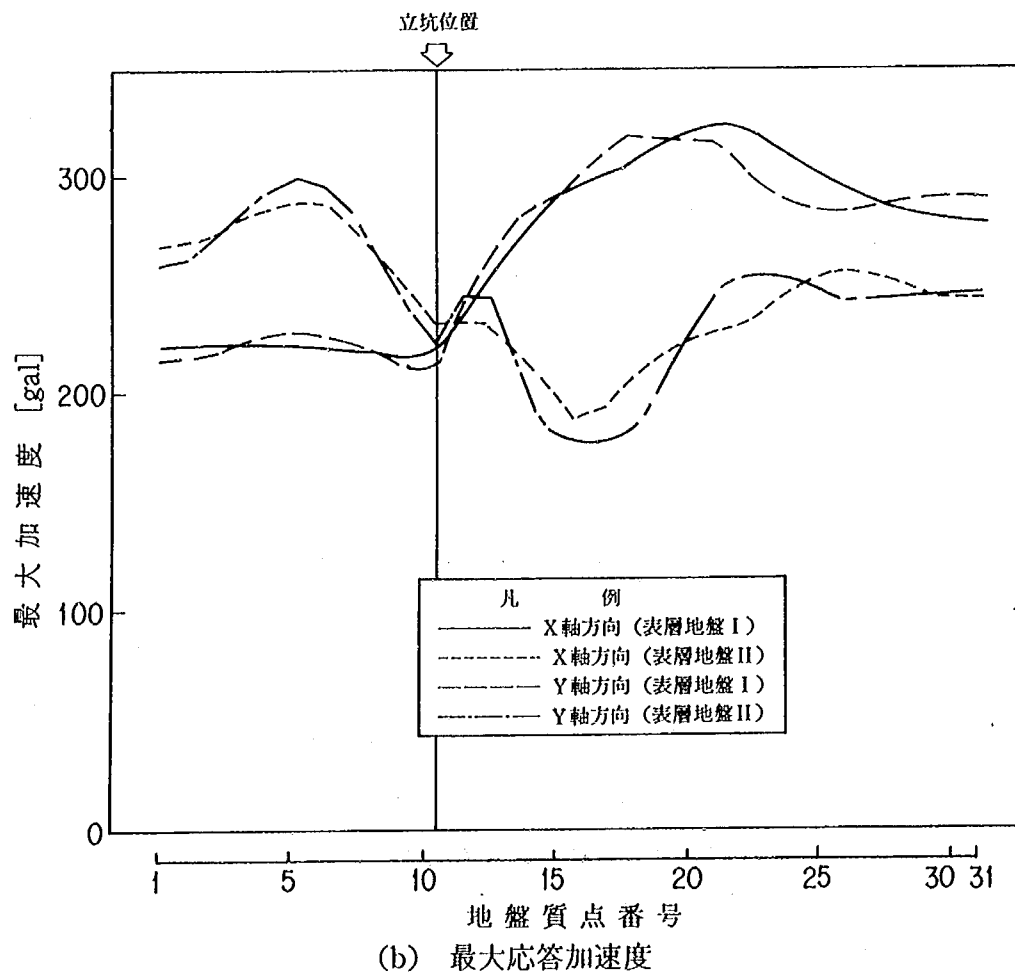
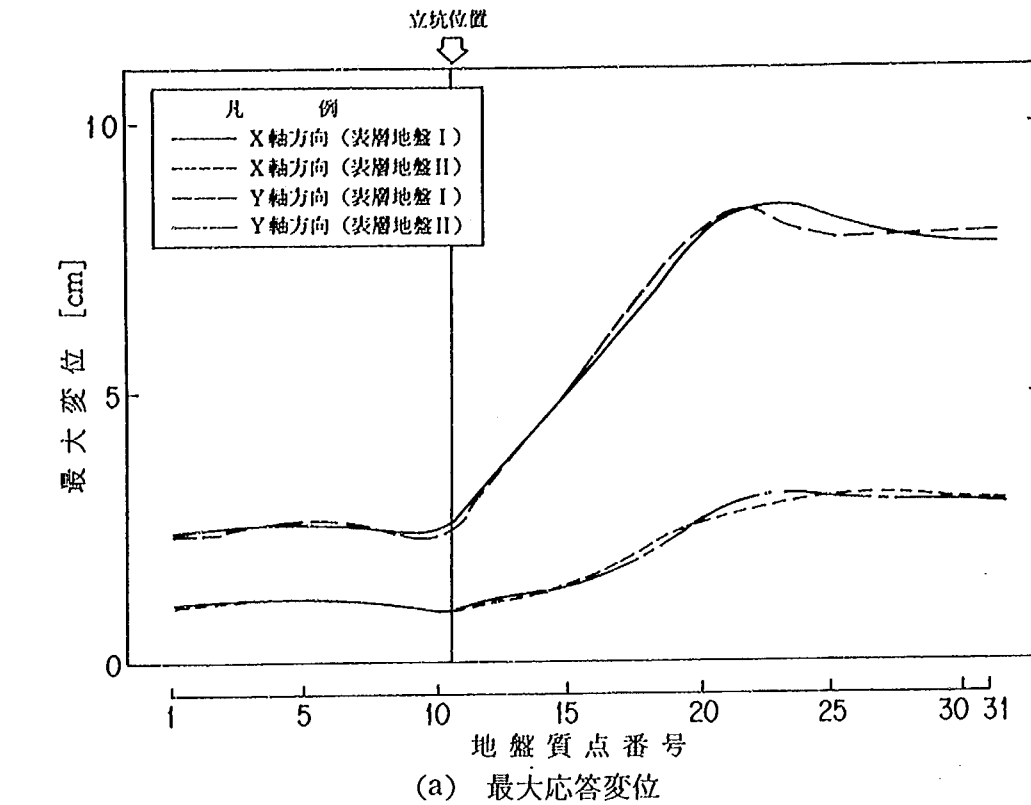


図 5-3 地盤の最大応答値

5-2 シールド管渠の応答

(1) 管軸方向加振時

シールド管渠の X 軸方向変位を示すと図 5-4 の通りである。

図 5-4 によれば、シールド管渠の X 軸方向変位の分布は、図 5-1 に示した表層地盤の最大応答変位の分布によく対応しており、表層地盤が厚い区間で大きな値となっている。表層地盤 I、II の場合を比較すると、全区間で表層地盤 I の場合の方が大きな値を示しており、表層地盤 II の場合はその 4 割程度である。シールド管渠と立坑の連結条件が剛結の場合とフリーの場合を比較すると、立坑から離れた位置では両者に大きな違いはないが、立坑の近傍 20~120 m においては両者で異なっている。連結条件がフリーの場合には立坑の両側で相対変位が生じており、表層地盤 I の場合は約 1.3 cm、表層地盤 II の場合は約 0.3 cm である。

シールド管渠と立坑の連結条件が剛結の場合には、立坑が Y 軸回りのロッキングをするのにもない、シールド管渠には Z 軸方向変位、および Y 軸回りの回転角が生じることになる。シールド管渠に生じた Z 軸方向変位、および Y 軸回りの回転角を示すとそれぞれ図 5-5、および図 5-6 の通りである。

図 5-5 によれば、シールド管渠の Z 軸方向変位は表層地盤 I、および表層地盤 II でそれぞれ最大約 1.2 cm、および約 0.3 cm 程度である。また、図 5-6 によれば、シールド管渠の Y 軸回りの回転角は

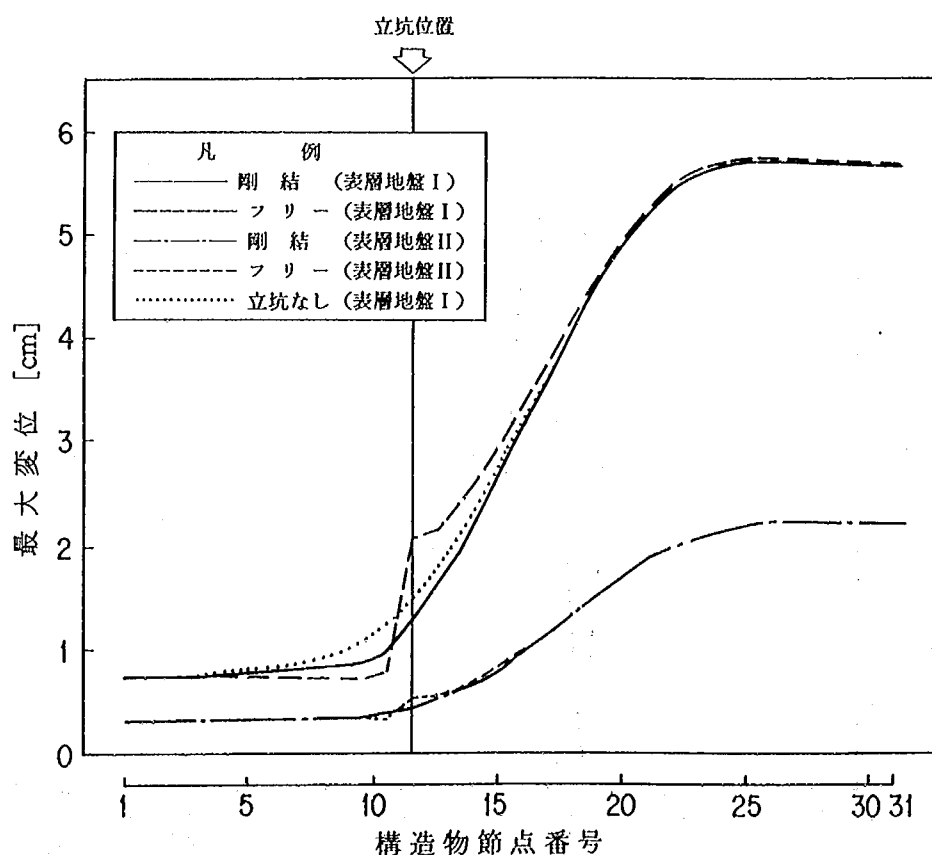


図 5-4 シールド管渠の X 軸方向最大変位

表層地盤 I, および表層地盤 II でそれぞれ最大約 $1.2 \times 10^{-3} \text{rad}$, および約 $0.5 \times 10^{-3} \text{rad}$ 程度である。ここに, 立坑のロッキングが影響する範囲は, Z 軸方向変位および Y 軸回りの回転角ともほぼ同じで, 立坑の両側各々約 60 m の区間である。

(2) 管軸直角方向加振時

シールド管渠の Y 軸方向変位, および Z 軸回りの回転角を示すとそれぞれ図 5-7, および図 5-8 の通りである。

これらの図によれば, シールド管渠の Y 軸方向変位, および Z 軸回りの回転角の分布は, 管軸方向加振時と同様に, 表層地盤の最大応答変位の分布によく対応している。表層地盤 I, II の場合を比較すると, 全区間で表層地盤 I の方が大きい値を示しており, 表層地盤 II の場合はその 4 割程度である。ただし, シールド管渠と立坑との連結条件による違いは, Y 軸方向変位および Z 軸回りの回転角ともほとんど生じていない。これは, シールド管渠と立坑の各々が Y 軸方向には同じような挙動をして, 互いに拘束し合うことが少なかったためと考えられる。

シールド管渠と立坑が剛結の場合には, 立坑が X 軸回りのロッキングをするのにもない, シールド管渠には X 軸回りのねじれが生じることになる。シールド管渠に生じた X 軸回りのねじれ角を示すと図 5-9 の通りである。

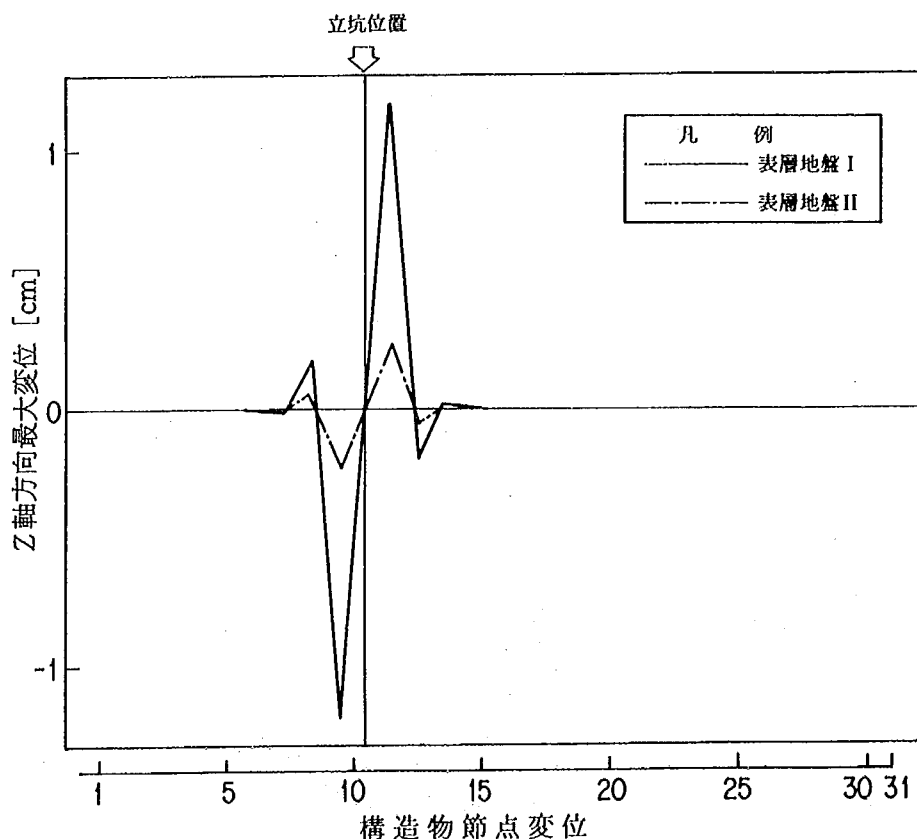


図 5-5 シールド管渠の Y 軸方向最大変位

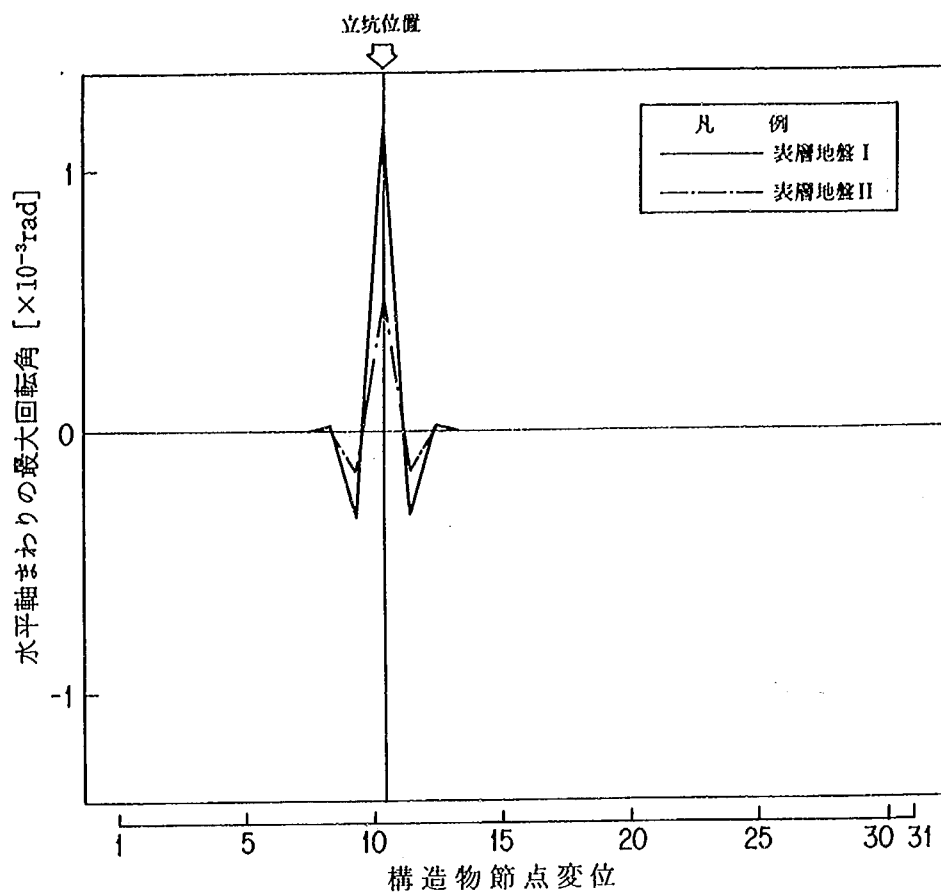


図 5-6 シールド管渠の Y 軸まわりの最大回転角

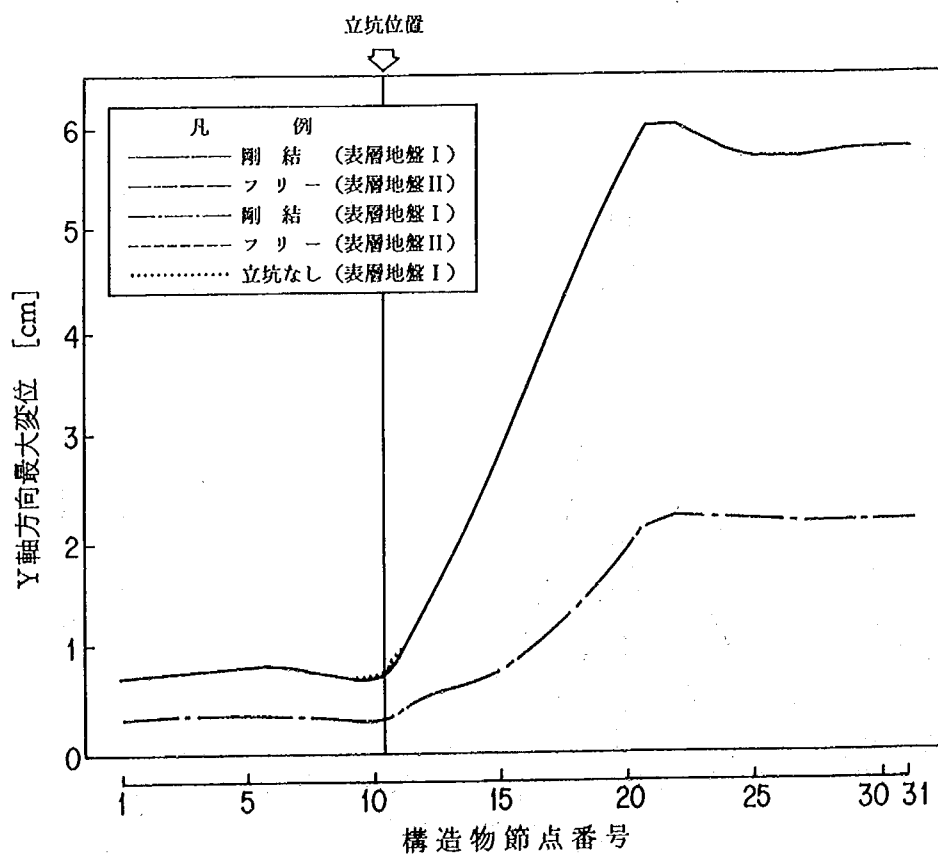


図 5-7 シールド管渠の Y 軸方向最大変位

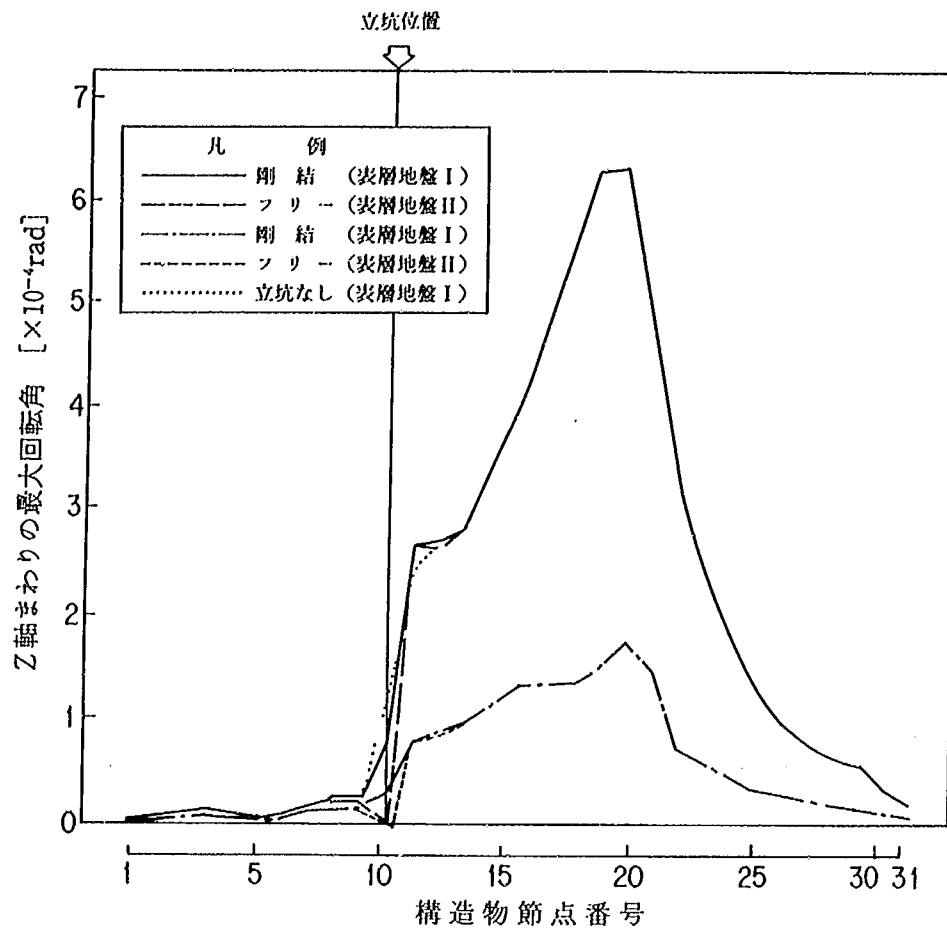


図 5-8 シールド管渠の Z 軸まわりの最大回転角

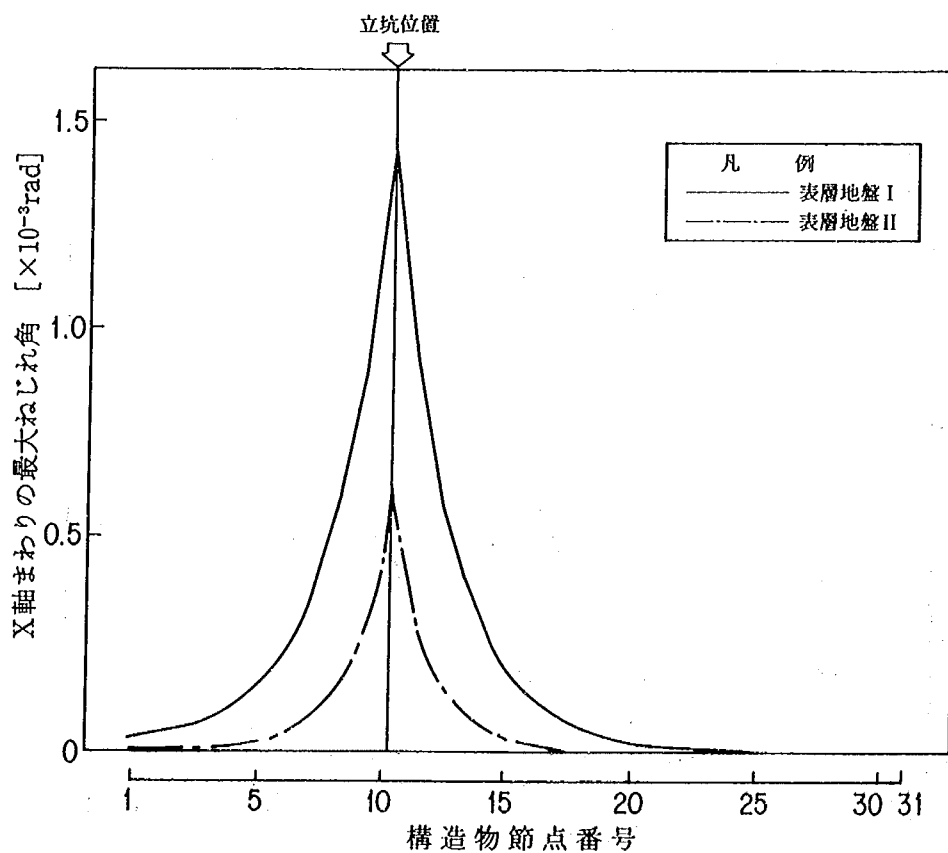


図 5-9 シールド管渠の X 軸まわりの最大ねじれ角

図5-9によれば、シールド管渠のX軸回りのねじれ角は、表層地盤Ⅰ、およびⅡでそれぞれ最大約 $1.4 \times 10^{-3} \text{rad}$ 、および約 $0.6 \times 10^{-3} \text{rad}$ である。立坑のロッキングが影響する範囲は、管軸方向加振時に比べて広く、立坑の両側各々120 m（表層地盤Ⅱ）～260 m（表層地盤Ⅰ）の区間である。

5-3 立坑の応答

(1) 管軸方向加振時

立坑のX軸方向変位を示すと図5-10の通りである。また、立坑のY軸回りの回転角を示すと図5-11の通りである。

図5-10及び図5-11によれば、立坑はX軸方向の並進とY軸回りのロッキングを同時に生じているのがわかる。X軸方向の並進は底部で最大0.7 cm程度、頂部で最大2.4 cm程度であり、Y軸回りの回転角は高さ方向にはほぼ一様で最大 $1.5 \times 10^{-3} \text{rad}$ 程度である。表層地盤Ⅰ、Ⅱの場合を比較すると、変位、回転角ともに表層地盤Ⅰの場合の方が大きな値を示しており、表層地盤Ⅱの場合はその4割程度である。シールド管渠と立坑の連結条件が剛結の場合とフリーの場合を比較すると、回転角はフリーの場合の方が1割～2割程度大きい、変位は底部で剛結の場合が大きく、頂部でフリーの場合の方が大きい。

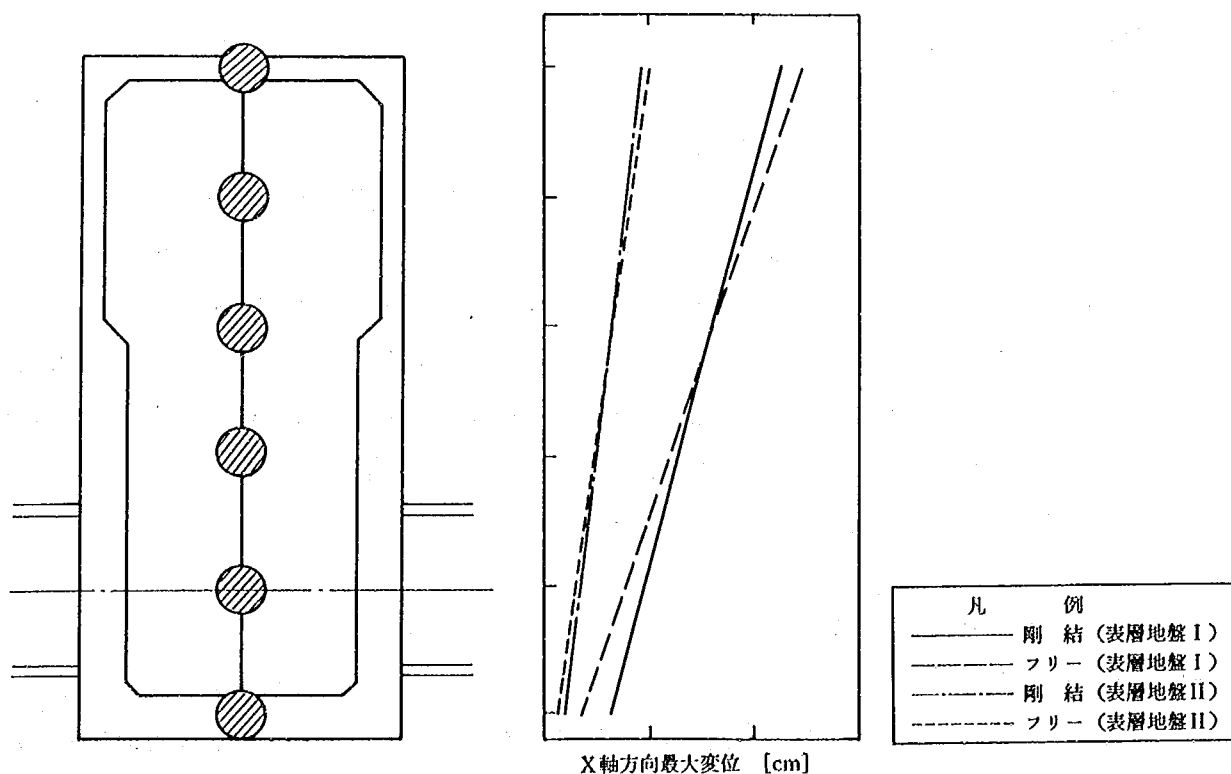


図5-10 立坑のX軸方向最大変位

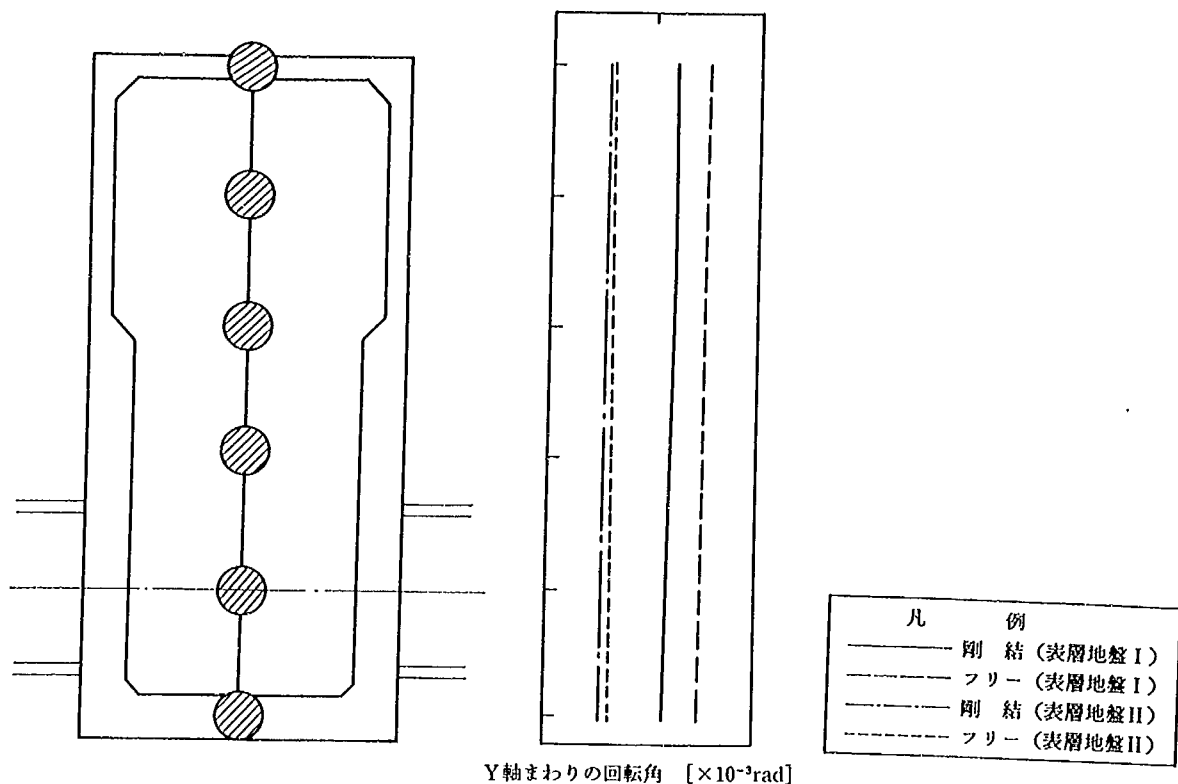


図 5-11 立坑の Y 軸まわりの最大回転角

(2) 管軸直角方向加振時

立坑の Y 軸方向変位, Z 軸回りのねじれ角, および, X 軸回りの回転角を示すとそれぞれ図 5-12, 図 5-13, および, 図 5-14 の通りである。

これらの図によれば, Y 軸方向変位は底部で最大 0.3 cm 程度, 頂部で最大 2.39 cm 程度であり管軸方向加振時に生じた X 軸方向変位と同程度である。X 軸回りの回転角は最大 $1.5 \times 10^{-3} \text{rad}$ 程度であり管軸方向加振時に生じた Y 軸回りの回転角と同程度である。Z 軸回りのねじれ角はシールド管渠との連結条件が剛結の場合に限り生じているが, 大きさは最大でも X 軸回りの回転角の 1/20 程度である。表層地盤 I, II の場合を比較すると, 変位, 回転角ともに表層地盤 I の場合の方が大きく, 表層地盤 II ではその 3 割~4 割程度である。シールド管渠と立坑の連結条件が剛結の場合とフリーの場合の差は, 5-2, (2) に示した理由により, ほとんど生じていない。

5-4 シールド管渠に生じる断面力

(1) 管軸方向加振時

シールド管渠に生じる軸力を示すと図 5-15 の通りである。また, シールド管渠と立坑の連結条件を剛結とした場合にシールド管渠に生じる Y 軸回りの曲げモーメント, および, Z 軸方向のせん断力を示すとそれぞれ図 5-16 及び図 5-17 の通りである。

シールド管渠に生じる軸力の最大値は, 基盤の傾斜区間の下端付近で生じており, シールド管渠と

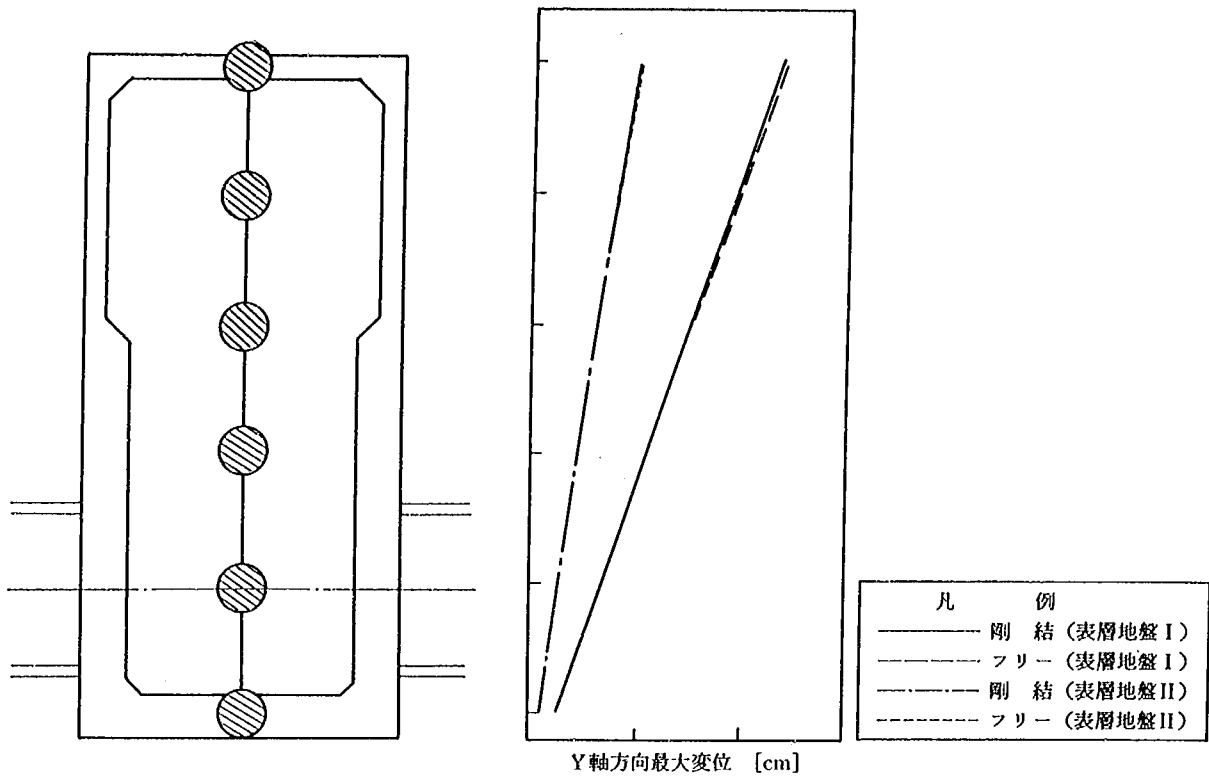


図 5-12 立坑の Y 軸方向最大変位

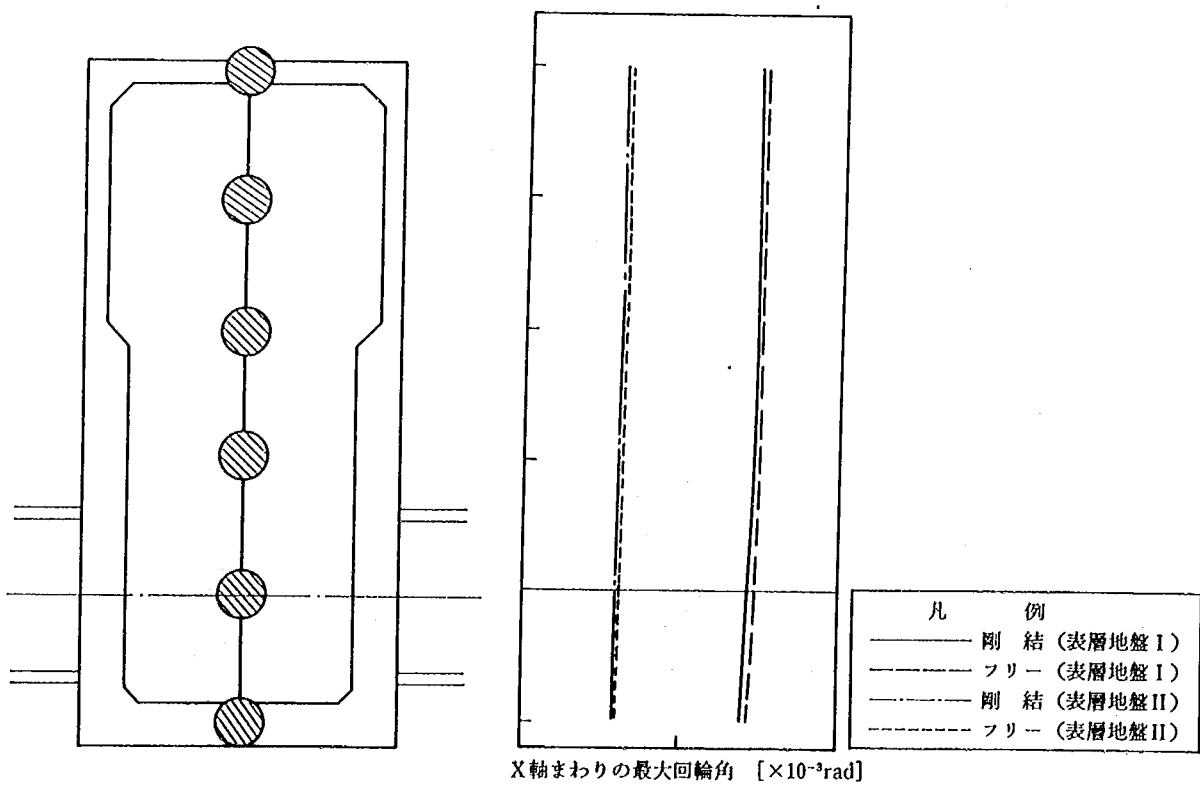


図 5-13 立坑の X 軸まわりの最大回転角

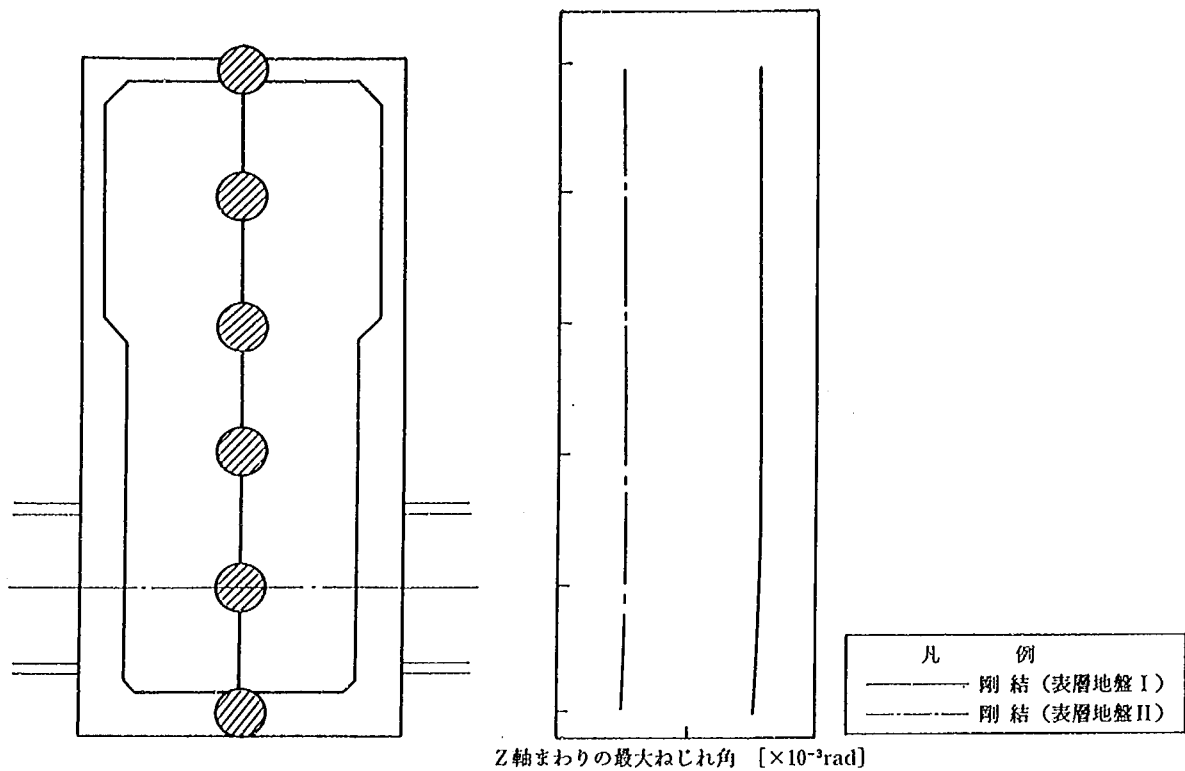


図 5-14 立坑の Z 軸まわりの最大ねじれ角

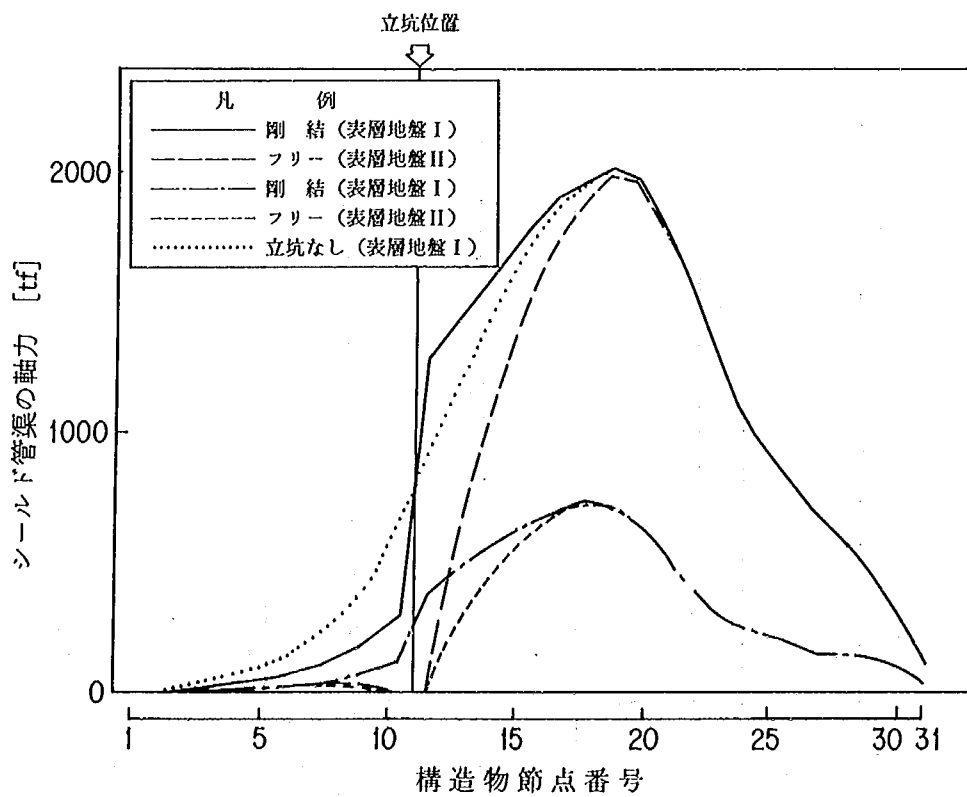


図 5-15 シールド管渠の軸力

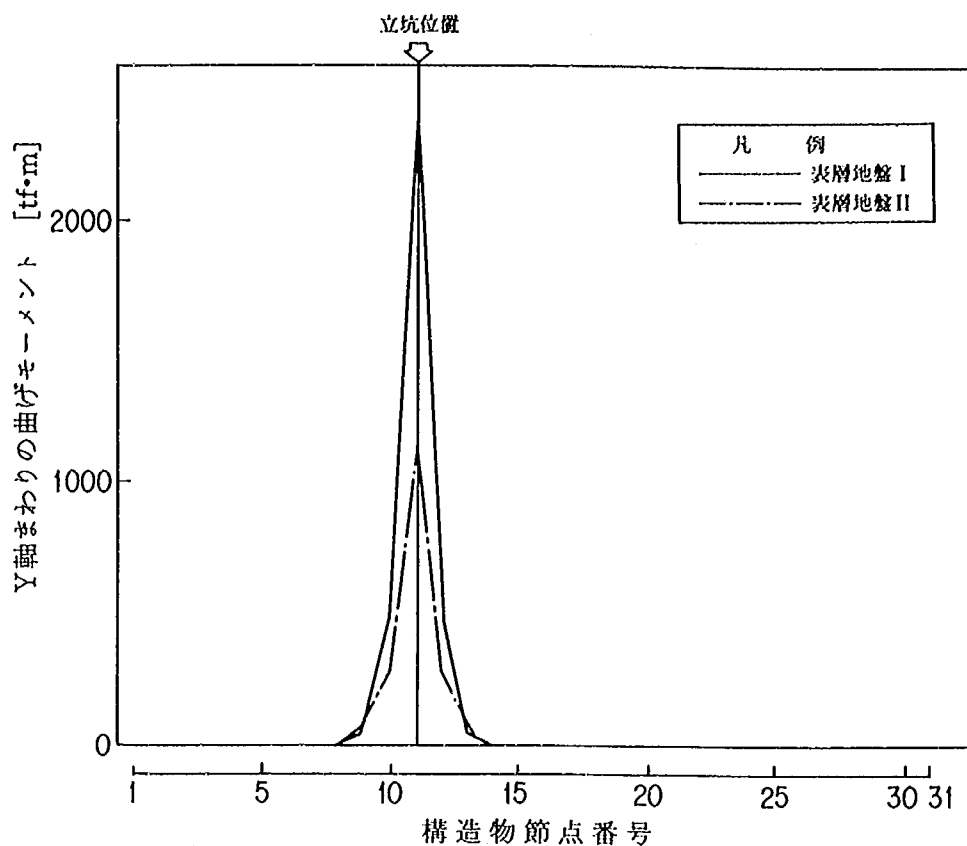


図 5-16 シールド管渠の Y 軸まわりの曲げモーメント

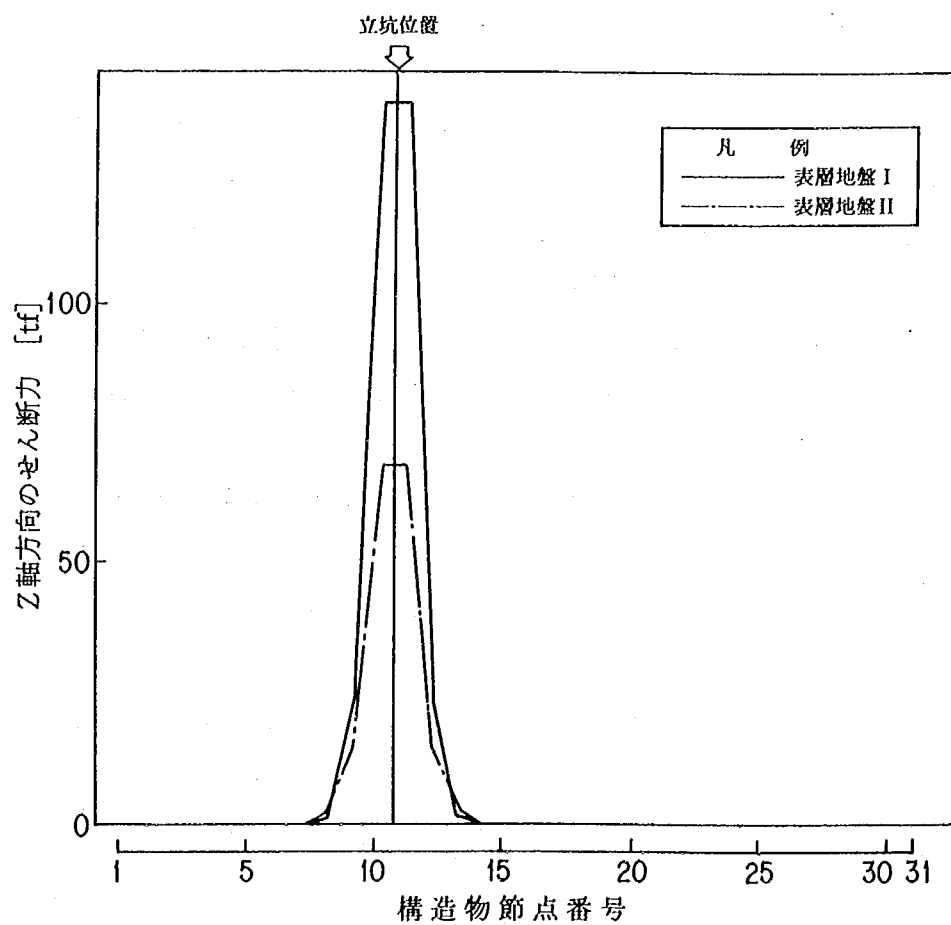


図 5-17 シールド管渠の Z 軸方向のせん断力

立坑の連結条件によらず、表層地盤 I で 2000 tf 程度、表層地盤 II で 740 tf 程度である。シールド管渠と立坑の連結条件が剛結の場合とフリーの場合を比較すると、立坑から離れた位置では両者に大きな違いはないが、立坑の両側約 200 m の範囲では剛結の場合の方が大きな値を示している。連結条件が剛結の場合には、立坑がない場合に比べて 1.4 倍程度の軸力が立坑位置に生じている。

シールド管渠に生じる Y 軸回りの曲げモーメント、および、Z 軸方向のせん断力は、ともに立坑の両側約 60 m の範囲に生じている。曲げモーメントの最大値は、表層地盤 I、および II でそれぞれ約 2200 tf・m、および約 1000 tf・m 程度である。せん断力の最大値は、表層地盤 I、および II でそれぞれ約 140 tf、および約 70 tf 程度である。

(2) 管軸直角方向加振時

シールド管渠に生じる Z 軸回りの曲げモーメント、および Y 軸方向のせん断力を示すと図 5-18、および図 5-19 の通りである。また、シールド管渠と立坑の連結条件を剛結とした場合にシールド管渠に生じる X 軸回りのねじりモーメントを示すと図 5-20 の通りである。

シールド管渠に生じる Z 軸回りの曲げモーメントは、基盤の傾斜区間の上端と下端で突出しており、最大値はシールド管渠と立坑の連結条件によらず、表層地盤 I で 250 tf・m 程度、表層地盤 II で 80 tf・m 程度である。シールド管渠と立坑の連結条件が剛結の場合とフリーの場合を比較すると、立坑から離れた位置では両者に違いはなく、立坑の両側 20 m の範囲では剛結の場合の方が大きな値を示している。連結条件が剛結の場合には、立坑がない場合に比べて 1.6 倍程度の曲げモーメントが立坑位置に生じている。

シールド管渠に生じる Y 軸方向のせん断力は、上記 Z 軸回りの曲げモーメントと同様の分布を示し、最大値は表層地盤 I で 12 tf 程度、表層地盤 II で 4 tf 程度である。連結条件による差異は立坑の両側 20 m の範囲に限って認められ、この範囲では剛結の場合の方が大きな値を示す。連結条件が剛結の場合には、立坑がない場合の 1.8 倍程度のせん断力が生じている。

シールド管渠に生じる X 軸回りのねじりモーメントは、立坑の両側 200~250 m の広範囲にわたって生じている。最大値は立坑位置に生じており、表層地盤 I で約 420 tf・m、表層地盤 II で約 230 tf・m 程度である。

上述した各種断面力の立坑位置での最大値をとりまとめて示すと表 5-2 の通りである。

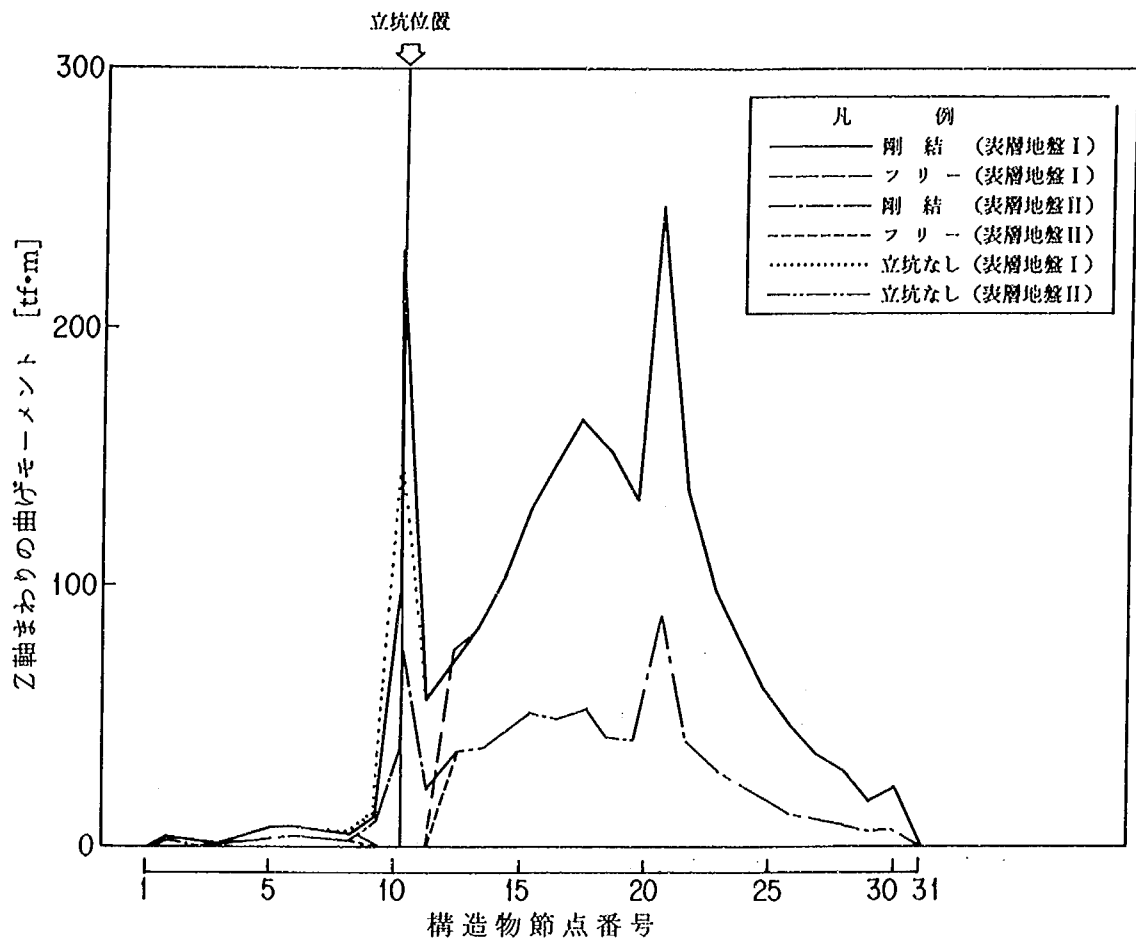


図 5-18 シールド管渠の Z 軸まわりの曲げモーメント

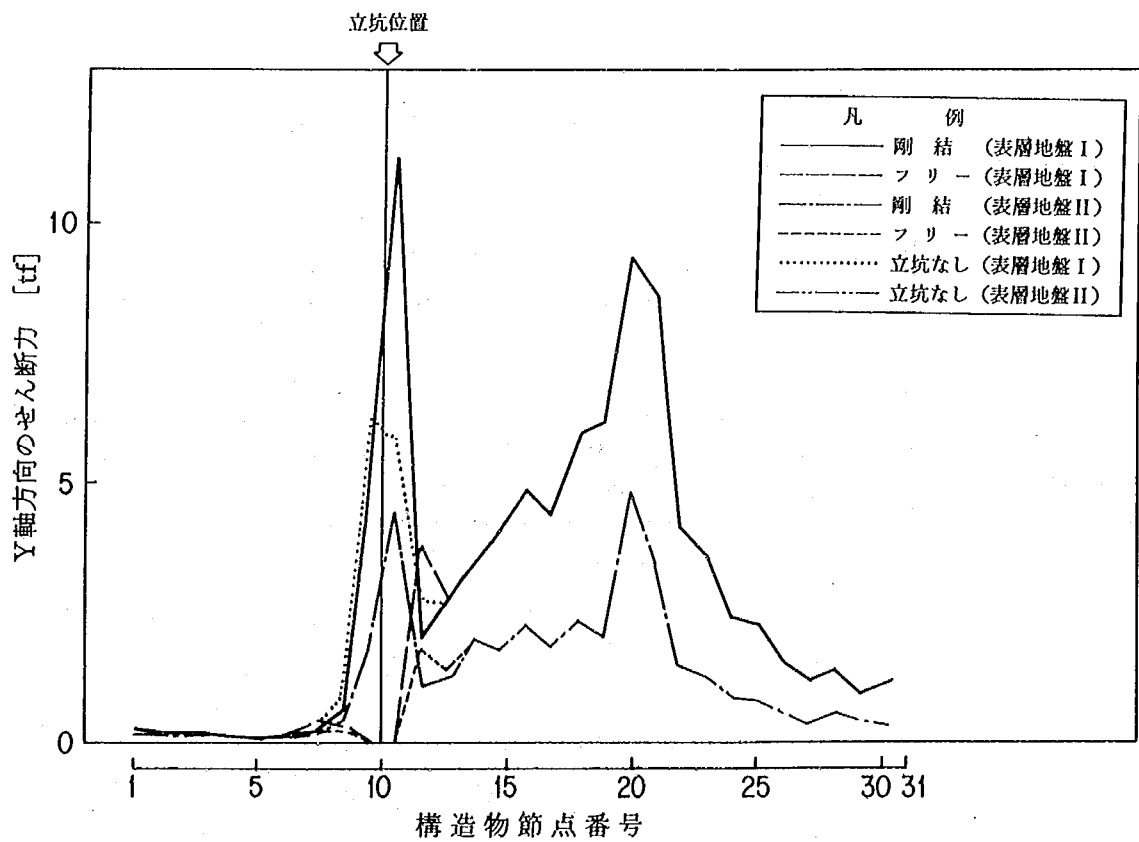


図 5-19 シールド管渠の Y 軸方向のせん断力

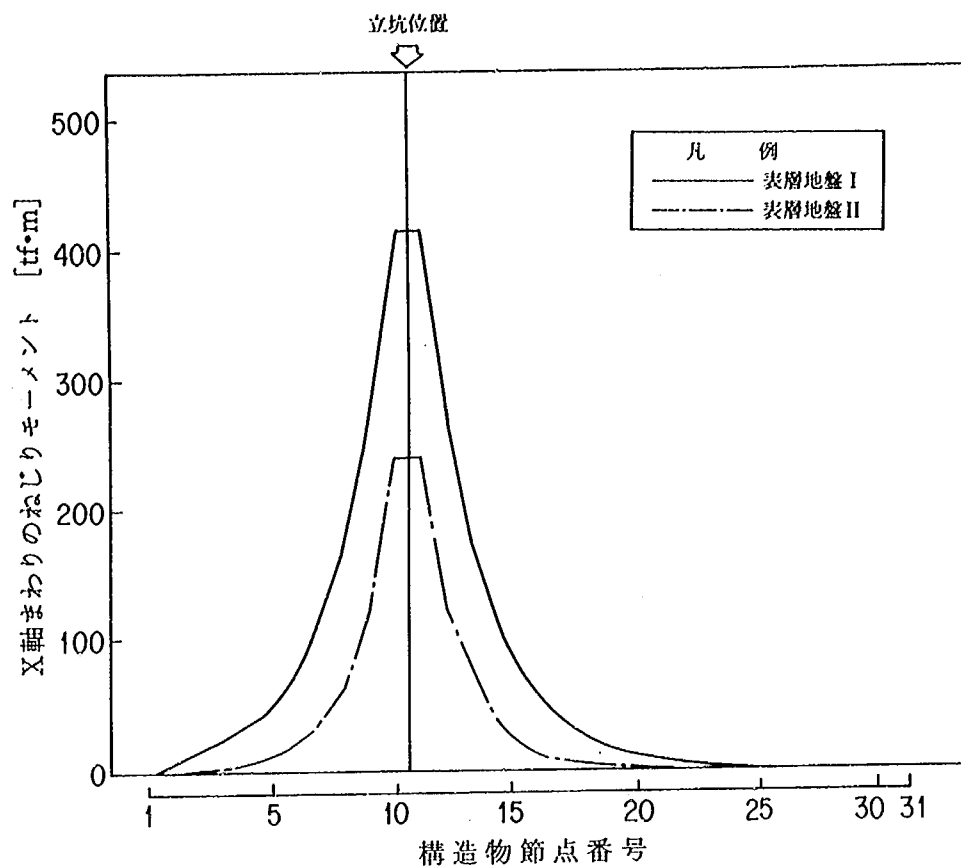


図 5-20 シールド管渠の X 軸まわりのねじりモーメント

表 5-2 立坑との連結部におけるシールド管渠の最大断面図

立坑の有無	直 応 力 に 関 わ る 断 面 力				せん断応力に関わる断面力		
	地盤 種別	軸 力 [tf]	Y軸まわりの 曲げモーメント [tf・m]	Z軸まわりの 曲げモーメント [tf・m]	Z軸方向の せん断力 [tf]	Y軸方向の せん断力 [tf]	ね じ り モーメント [tf・m]
無 し	I	931	—	142	—	6.0	—
有 り (剛結の場合)	I	1295	2326	232	140	11.0	416
	II	380	1104	77	68	4.0	242

5-5 立坑との取付部でシールド管渠に生じる断面応力

(1) 断面応力の計算手順

断面応力の計算は、以下の手順で行った。

1) 軸力による軸応力の算定

セグメント応力

シールド管渠に軸力 P が作用した場合に、一次覆工が分担する力 P_s は次式で与えられる。

$$P_s = \frac{K_T}{K_T + K_L} \times P \quad (5-1)$$

ここに、

P : シールド管渠に作用する軸力

K_T : 一次覆工の軸剛性で式 (5-2) で与えられる。

K_L : 二次覆工の軸剛性で式 (5-3) で与えられる。

$$K_T = \frac{K_s}{1 + \frac{K_s}{K_j}} \quad (5-2)$$

$$K_L = \frac{E_L \cdot A_L}{l_s} \quad (5-3)$$

ここに、

K_s : セグメントの軸剛性で式 (5-4) で与えられる。

K_j : リング継ぎボルトの軸剛性

E_L : 二次覆工コンクリートのヤング率

A_L : 二次覆工の断面積

l_s : リング長

$$K_s = \frac{E_s \cdot A_s}{l_s} \quad (5-4)$$

ここに、

E_s : セグメントコンクリートのヤング率

従って、セグメントに生ずる軸応力は次式で与えられる。

$$\begin{aligned} \sigma_s &= P_s / A_s \\ &= \frac{K_T}{K_T + K_L} \times P / A_s \end{aligned} \quad (5-5)$$

二次覆工応力

シールド管渠に軸力 P が作用した場合に、二次覆工が分担する力 P_L は次式で与えられる。

$$P_L = \frac{K_L}{K_T + K_L} \times P \quad (5-6)$$

従って、二次覆工に生ずる軸応力は次式で与えられる。

$$\begin{aligned} \sigma_L &= P_L / A_L \\ &= \frac{K_L}{K_T + K_L} \times P / A_L \end{aligned} \quad (5-7)$$

リング継ぎボルトの張力

シールド管渠に軸力 P が作用した場合に、リング継手に作用する張力 P_B は式 (5-1) を用いて次式で与えられる。

$$\begin{aligned} P_B &= \frac{P_s}{n} \\ &= \frac{K_T}{K_T + K_L} \times P / n \end{aligned} \quad (5-8)$$

ここに、

n : 1 リング接合面あたりのリング継ぎボルトの数

2) 曲げモーメントにする軸応力の算定

セグメント応力

シールド管渠に曲げモーメント M が作用した場合に、セグメントの圧縮縁に生じる軸応力 σ_{sc} は次式で与えられる。

$$\sigma_{sc} = \frac{E_s I_s}{(EI)_{eq}} \cdot \frac{M}{I_s} \cdot \left(\frac{D_0}{2} - x \right) \quad (5-9)$$

また、引張縁に生じる軸応力 σ_{sT} は次式で与えられる。

$$\sigma_{sT} = \frac{1}{(EI)_{eq}} \cdot \frac{E_s \cdot I_s}{1 + \frac{E_s \cdot A_s}{I_s \cdot K_j}} \cdot \frac{M}{I_s} \left(\frac{D_0}{2} + x \right) \quad (5-10)$$

ここに、

$(EI)_{eq}$: シールド管渠の等価曲げ剛性で、式 (2-6) で与えられる。

I_s : セグメントの断面 2 次モーメント

A_s : セグメントの断面積

K_j : リング継ぎボルトの剛性

D_0 : 一次覆工の外径

x : 中立軸の図心軸からの距離

二次覆工応力

シールド管渠に曲げモーメント M が作用した場合に、二次覆工の圧縮縁に生じる軸応力 σ_{Lc} は次式で与えられる。

$$\sigma_{Lc} = \frac{E_L \cdot I_L}{(EI)_{eq}} \cdot \frac{M}{I_L} \left(\frac{D_i}{2} - x \right) \quad (5-11)$$

また、引張縁に生じる軸応力 σ_{LT} は次式で与えられる。

$$\sigma_{LT} = \frac{E_L \cdot I_L}{(EI)_{eq}} \cdot \frac{M}{I_L} \left(\frac{D_i}{2} + x \right) \quad (5-12)$$

ここに、

E_L : 二次覆工のコンクリートのヤング率

I_L : 二次覆工の断面 2 次モーメント

D_i : 二次覆工の外径

リング継ぎボルトの張力

シールド管渠に曲げモーメント M が作用した場合に、リング継ぎボルトに生じる張力 P_B は次式で与えられる。

$$P_B = \frac{1}{(EI)_{eq}} \cdot \frac{K_j \cdot l_s}{1 + \frac{l_s \cdot K_j}{E_s \cdot A_s}} \cdot M \cdot (r + x) \quad (5-13)$$

ここに、

r : ボルトサークル半径

3) セン断力によるせん断応力の算定

シールド管渠に、せん断力 F が作用した場合に、一次覆工と二次覆工が分担する力の関係は明らかでない。このため、一次覆工及び二次覆工が各々全てのせん断力を負担するとした場合のせん断応力を算定することとする。

セグメント応力

せん断力がセグメント内で横断面方向に一定であると仮定すれば、セグメントに生じるせん断力 τ_s は次式で与えられる。

$$\begin{cases} \tau_{sy} = F_y / A_s \\ \tau_{sz} = F_z / A_s \end{cases} \quad (5-14)$$

ここに、

τ_{sy} : セグメントに生じる Y 軸方向のせん断応力

τ_{sz} : セグメントに生じる Z 軸方向のせん断応力

F_y : シールド管渠に生じる Y 軸方向のせん断力

F_z : シールド管渠に生じる Z 軸方向のせん断力

二次覆工応力

せん断力が二次覆工内で横断面方向に一定であると仮定すれば、二次覆工に生じるせん断応力 τ_L は次式で与えられる。

$$\begin{cases} \tau_{Ly} = F_y/A_L \\ \tau_{Lz} = F_z/A_L \end{cases} \quad (5-15)$$

ここに,

τ_{Ly} : 二次覆工に生じる Y 軸方向のせん断応力

τ_{Lz} : 二次覆工に生じる Z 軸方向のせん断応力

リング継ぎボルトのせん断力

リング継ぎボルトに作用するせん断力 S_f は次式で与えられる。

$$\begin{cases} S_{fy} = F_y/n \\ S_{fz} = F_z/n \end{cases} \quad (5-16)$$

ここに,

S_{fy} : リング継ぎボルト 1 本あたりに作用する Y 軸方向のせん断力

S_{fz} : リング継ぎボルト 1 本あたりに作用する Z 軸方向のせん断力

4) ねじりモーメントによるせん断応力の算定

シールド管渠に、ねじりモーメント M_x が作用した場合に、リング接合面における力の分担関係は (3) と同じく明らかでない。このため一次覆工及び二次覆工が各々全てのねじりモーメントを負担するとした場合のせん断応力を算定することとした。

セグメント応力

せん断力がセグメント内で横断面方向に一定であると仮定すれば、セグメントに生じるせん断応力 τ_s は次式で与えられる。

$$\tau_{se} = M_T/A_s \left(\frac{R_i}{2} - \frac{t_L}{2} \right) \quad (5-17)$$

ここに,

τ_{se} : セグメントに生じる円周方向のせん断応力

二次覆工応力

せん断力が二次覆工内で一定であると仮定すれば、二次覆工に生じるせん断応力 τ_L は次式で与えられる。

$$\tau_{Le} = M_T/A_L \left(\frac{R_i}{2} - \frac{t_L}{2} \right) \quad (5-18)$$

ここに,

l_{Le} : 二次覆工に生じる円周方向のせん断応力

R_i : 二次覆工の外径

l_L : 二次覆工厚

リング継ぎボルトのせん断応力

リング継ぎボルトに作用するせん断応力 S_J は次式で与えられる。

$$S_J = M_T / n \left(\frac{R_i}{2} - \frac{l_L}{2} \right) \quad (5-19)$$

ここに,

S_J : リング継ぎボルトに作用するせん断応力

表 5-2 に示した最大断面力から, 立坑位置でシールド管渠の覆工各部に生じる断面応力 (軸応力, せん断応力) を計算すると表 5-3 のようになる。実際の地震時にシールド管渠の覆工に生じる断面応力は, 軸力やモーメントによる断面応力の合成値であるため, 表 5-3 には軸力と曲げモーメントの合

表 5-3 シールド管渠の覆工に発生する応力

(1) 軸応力

立坑の有無	地盤種別	軸 応 力 を 発生させる 断面力	セグメント応力 σ_s [kgf/cm ²]		二次覆工応力 σ_L [kgf/cm ²]		ボルト張力 P_B [tf]
			引 張 σ_{sr}	圧 縮 σ_{sc}	引 張 σ_{LT}	圧 縮 σ_{LC}	
無 し	I	F_x	1.0	1.0	35.9	35.9	0.98
		M_y	—	—	—	—	—
		M_z	0.2	6.1	6.1	4.0	0.17
		$F_x + M_y$	—	—	—	—	—
		$F_x + M_z$	1.2	7.1	42.0	39.9	1.15
有 り	I	F_x	1.3	1.3	49.9	49.9	1.36
		M_y	2.7	101.0	100.9	65.8	2.85
		M_z	0.3	10.1	10.1	6.6	0.28
		$F_x + M_y$	4.0	102.3	150.8	115.7	4.21
		$F_x + M_z$	1.6	11.4	60.0	56.5	1.64
有 り	II	F_x	0.4	0.4	14.7	14.7	0.40
		M_y	1.3	48.8	47.9	31.2	1.35
		M_z	0.1	3.3	3.3	2.2	0.09
		$F_x + M_y$	1.7	49.0	63.1	46.2	1.77
		$F_x + M_z$	0.5	3.7	17.9	16.8	0.49

表5-3 シールド管渠の覆工に発生する応力

(2) せん断応力

立坑の有無	地盤種別	せん断応力を発生させる断面力	セグメント応力 τ_s [kgf/cm ²]	二次覆工応力 τ_L [kgf/cm ²]	ボルトせん断力 S_t [tf]
無し	I	F_y	0.1	0.2	0.5
		F_z	—	—	—
		M_x	—	—	—
		$F_y + M_x$	0.1	0.2	0.5
		$F_z + M_x$	—	0.2	—
有り	I	F_y	0.2	0.4	0.9
		F_z	2.0	5.5	11.7
		M_x	0.0	10.4	0.0
		$F_y + M_x$	0.2	10.8	0.9
		$F_z + M_x$	2.0	15.9	11.7
有り	II	F_y	0.1	0.2	0.3
		F_z	1.0	2.7	5.7
		M_x	0.0	5.8	0.0
		$F_y + M_x$	0.1	6.0	0.3
		$F_z + M_x$	1.0	8.5	5.7

成応力（単純和）も併せて示している。ただし、 F_x と M_z （ F_y と M_z ）は発生時刻が必ずしも等しくなく、 F_x と M_y （ F_y と M_x ）は加振方向が異なる場合の値であることに注意する必要がある。

(2) 軸応力

セグメントに生じる軸応力の最大値は圧縮 102.3 kgf/cm²（ $F_x + M_z$ の場合）、引張 4.0 kgf/cm²（ $F_x + M_z$ ）であり、セグメントコンクリートの圧縮耐力および引張耐力（それぞれ 420 kgf/cm²、42 kgf/cm²）を下回っている。値自体は小さいが、立坑がある場合には、立坑がない場合の 1.3～1.7 倍程度の軸応力が発生している。

二次覆工に生じる軸応力の最大値は圧縮 115.7 kgf/cm²（ $F_x + M_z$ ）、引張 150.8 kgf/cm²（ $F_x + M_z$ ）である。引張軸応力は、二次覆工コンクリートの引張耐力（21 kgf/cm²）を大きく上回るものであり、立坑との取付部においてクラックが生じることになる。本検討では、二次覆工は限りなく大きな力を負担できるとして計算を行っているが、実際のシールド管渠では、二次覆工にクラックが生じれば二次覆工の剛性は低下し、断面力は一次覆工側で負担されることになる。さらに、二次覆工が無筋であれば、全ての断面力は一次覆工側で負担されることになり、管渠の破断が生じる可能性もある。

リング継ぎボルトに生じる張力の最大値は 4.21 tf（ $F_x + M_z$ ）であり、ボルトの許容引張力 4.2 tf と

同程度である。上述した二次覆工のクラックが生じれば、ボルトの張力もさらに大きくなり、ボルトの降伏、破断が生じる可能性もある。

(3) せん断応力

二次覆工に生じるせん断応力の最大値は $15.9 \text{ kgf/cm}^2 (F_Y + M_X)$ であり、二次覆工コンクリートのせん断耐力 21 kgf/cm^2 を下回っている。立坑がある場合には、立坑のロッキングにより F_Y および M_X が生じるが、これらの合成応力は立坑がない場合に生じる最大せん断応力 $0.4 \text{ kgf/cm}^2 (F_Z)$ の約 40 倍である。

リング継ぎボルトに生じるせん断応力の最大値は $7654.9 \text{ kgf/cm}^2 (F_Y + M_X)$ であり、ボルトの許容せん断応力 800 kgf/cm^2 を大きく上回っている。

以上の結果をまとめると以下のようになる。

- ① 立坑との取付部位置におけるシールド管渠の断面応力を、立坑がある場合とない場合について比較すると、立坑がない場合には断面応力が覆工各部の耐力をほぼ下回っているのに対し、立坑がある場合には二次覆工の軸応力およびリング継ぎボルトのせん断応力がそれぞれ耐力を上回り、計算上、本検討で対象としたシールド管渠は、立坑との取付部において損傷を生じることになる。
- ② 表層地盤がⅠの場合とⅡの場合を比較すると、管渠の変位や断面力と同じく、表層地盤Ⅰの方が大きい。

6. まとめ

下水道シールド管渠について、シールド管渠と立坑間の連結部付近の挙動に着目した地震応答解析を行い、立坑の存在がシールド管渠の地震時応答に及ぼす影響について検討した。本検討により得られた結論をまとめると以下の通りである。

- (1) 立坑の存在は、シールド管渠の挙動および発生断面力に大きな影響を及ぼす。影響は、立坑の両側各 20～300 m にわたって生じており、この区間では立坑がない場合に比べて挙動、発生断面力とも大きくなる。
- (2) (1)に示す立坑の影響は、主として立坑がロッキングすることによるものである。特に、立坑がシールド管軸まわり、および、水平軸まわりのロッキングをすることにより、シールド管渠には鉛直方向変位、水平軸まわりの回転角、および、管軸まわりのねじれ角が新しく発生した。
- (3) 立坑との取付部位置におけるシールド管渠の断面応力を、立坑がある場合とない場合について比較すると、立坑がない場合には断面応力が覆工各部の耐力をほぼ下回っているのに対し、立坑がある場合には二次覆工の軸応力およびリング継ぎボルトのせん断応力がそれぞれ耐力を上回り、計算上、本検討で対象としたシールド管渠は、立坑との取付部において損傷を生じることになる。
- (4) 立坑との連結条件をフリーとした場合には、立坑との取付部でシールド管渠にはなんら断面力が生じないが、かわりに立坑との間に相対変位および相対回転角が生じる。本検討では、最大相対変位は管軸方向に 14.6 mm、最大相対回転角は水平軸まわりに $1.5 \times 10^{-3} \text{ rad}$ (0.04°) であった。この程度の変形量であれば、通常は可とう性継手を設けることにより吸収することが可能と考えられる。

謝 辞

本検討に進めるにあたり、横浜市下水道局建設部の方々に御協力を頂いた。ここに記して厚く謝意を表する次第である。

参考文献

- 1) 川島一彦・大日方尚巳・後藤勝志・加納尚史：昭和58年日本海中部地震による下水道管路施設の被害調査——(その1)被害の特徴——，土木研究所資料，第2244号，昭和60年3月
- 2) 川島一彦・大日方尚巳・後藤勝志・加納尚史：昭和58年日本海中部地震による下水道管路施設の被害調査——(その2)被害状況写真集——，土木研究所資料，第2237号，昭和60年3月
- 3) 川島一彦・大日方尚巳・加納尚史：日本海中部地震による下水道管渠被害の解析，下水道協会誌，Vol.23 No.271，昭和61年12月
- 4) 川島一彦・大日方尚巳・後藤勝志・加納尚史：日本海中部地震による下水道管渠被害の特徴，土木技術資料，第28巻6号，昭和61年6月
- 5) 川島一彦・大日方尚巳・後藤勝志・加納尚史：日本海中部地震による下水道管渠被害の解析，土木技術資料，第29巻1号，昭和62年1月
- 6) 川島一彦・大日方尚巳・加納尚史：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——，土木研究所資料，第2496号，昭和62年2月
- 7) 川島一彦・杉田秀樹・加納尚史：シールドトンネルの耐震性に関する研究——(その5)軸方向正負交番荷重を受けるシールドトンネル模型の載荷実験——，土木研究所資料，第2649号，昭和63年7月
- 8) 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
- 9) 建設省土木研究所：新耐震設計法(案)，土木研究所資料，第1185号，昭和52年3月
- 10) 荒川直士・川島一彦：応答スペクトル特性を調整した時刻歴地震応答解析用入力地震動波形，土木技術資料，Vol.26-7，pp.392-397，1984.7
- 11) 川島一彦・相沢興：強震記録の重回帰分析に基づく加速度応答スペクトルの距離減衰式，土木学会論文集，第350号，I-2，1984.10

シールドトンネルの耐震性に
関する研究
—(その8) シールド管渠の地震応答
に及ぼす立坑の影響—

ISSN 0386-5878
土研資料第2815号
1988年2月
地震防災部耐震研究室
川島一彦・杉田秀樹
加納尚史

要 旨

下水道管路施設は、既往の地震において度重なる被害を受けており、耐震設計法の開発が急務である。

本資料は、地震時に立坑周辺の下水道シールド管渠に生じる断面力を明らかにし、下水道施設の耐震設計法に資することを目的として、地震応答解析により検討した結果をとりまとめたものである。

キーワード：下水道シールド管渠，立坑，地震応答解析，動的解析

○

郵便はがき

305-□□

切手をは
つて下さい。

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

耐震研究室 御中

No. 170

No. 170

配布先氏名

配布先住所

○

○

土木研究所資料第 2815 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

⑩

土木研究所資料第 2815 号

シールドトンネルの耐震性に関する研究

—(その 8) シールド管渠の地震応答
に及ぼす立坑の影響—

○