

シールドトンネルの軸方向剛性確認実験

AN EXPERIMENTAL STUDY ON THE EVALUATION OF THE AXIAL STIFFNESS OF SHIELD TUNNELS

上原 精治*・三上 博**・石田 智朗***・小泉 淳****

By Seiji UEHARA, Hiroshi MIKAMI, Tomoaki ISHIDA and Atsushi KOIZUMI

When designing an earthquake-proof of shield tunnels, it is necessary to take into due consideration the axial force which arises from phase differences in seismic wave transmission in the axial direction. The important point of the analysis is whether the evaluation of the axial tensile stiffness of the tunnel is valid.

In order to investigate the axial stiffness of shield tunnels, tensile loading tests were conducted using a specimen of actual size with primary and secondary linings, which corresponds to a shield tunnel of about 14 m O. D..

The results clarified the relationship for the entire lining strain-stiffness, and information was obtained concerning the behavior of lining components, such as cracks in the secondary lining and bond failure of reinforcing bars. Further more, in order to characterize the behavior of long undersea tunnels during earthquakes, seismic response was calculated from the strain-stiffness relationship of the lining obtained by these tests.

Keywords : shield tunnel, axial stiffness, loading test, seismic response analysis

1. ま え が き

本実験は、シールドトンネルの耐震設計に際して必要となる軸方向の剛性評価の判断資料を得ることを目的として実施したものである。

一般にトンネルの耐震性の検討には、応答変位法に基づき、トンネル覆工を弾性支承上のはりとしてモデル化し、地盤の応答変位を支承に作用させて覆工に生じる応力を解析する方法が用いられる。この方法の適用にあたっては、トンネルの軸方向の剛性を適切に評価することが重要である。しかしながら、シールドトンネルは多数のセグメントおよびボルト継手等で構成される一次覆工とその内面に構築される二次覆工とから成る構造であり、さらに二次覆工コンクリートにひびわれが発生した場合には、その剛性をどのように評価するなど、トンネル全体の剛性評価が難しい問題となっている。特に地震応答解析の際には、二次覆工部分のモデル化に際して、

ひびわれ発生とこのときに生ずる鉄筋の付着切れ長（自由長）を考慮した剛性評価が必要である¹⁾。

したがって、このようなシールドトンネル覆工の軸方向引張り剛性を評価するために、今回実際のセグメント、二次覆工の配筋および継手構造を再現した、トンネル覆工の一部を軸方向に切り出した実物大供試体を用いて、引張り載荷実験を実施した²⁾。

本報告は、今回行った実験についてその概要を示し、実験結果を考察するとともに、実験で得られたトンネルの剛性を用いて、軸方向地震応答解析を実施し、これに検討を加えたものである。

2. 実験概要

(1) 供試体および実験ケース

実験に用いた供試体の形状寸法は図-1に示すとおりである。

一次覆工であるセグメントは厚さ 650 mm、二次覆工

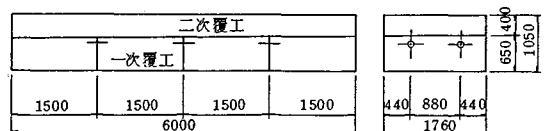


図-1 供試体形状

* 正会員 住友建設(株)技術研究所主任研究員
(〒329-04 栃木県河内郡南河内町仁良川 1726)

** 正会員 住友建設(株)技術研究所主任(同上)

*** 正会員 日本国土開発(株)エンジニアリング本部
(〒107 港区赤坂 4-9-9)

**** 正会員 工博 東洋大学助教授 工学部土木工学科
(〒350 川越市鯉井中野台 2100)

は厚さ 400 mm であり、供試体の幅 1760 mm は、外径 14 m のシールドトンネル覆工のリング継手 2 か所分を想定している。また、長さ 6000 mm はセグメントリング 4 リング分を想定したものである。

供試体は一次覆工 4 リング分を 6 か所の継手でボルト締めし、その後二次覆工コンクリートを直打ちで打設して作製した。また二次覆工にはトンネル軸方向に鉄筋を連続的に配筋してある。供試体の各部材は表-1 に示す規格のものを使用した。

実験は、リング継手構造および二次覆工配筋の粗密(鉄筋径)の違いに着目し、表-2 に示す 4 ケースについて実施した。このうち、Case-4 は、継手金具アンカー鉄筋を重ね継手で連結したものである(図-11 参照)。

(2) 載荷方法

載荷装置の概要を図-2 および写真-1 に示す。載荷は供試体端部にアンカー付きの金物を埋め込み、これを 8 本の PC 鋼棒で引張る方式とした。加力は 8 台の油圧ジャッキを用い、供試体を均等な純引張状態に保つために、変位計と連動させた自動制御システムで管理した。

載荷方法は、変位制御による多サイクル方式とし、供試体の降伏を確認した後も可能な範囲で同様な載荷を継続した。

(3) 計測方法と項目

計測は各ステップごとに行い、荷重および各部の変位、ひずみ等の値を、デジタル自動ひずみ測定器を用いて測定した。また、各サイクルの処女変位時においては、ひびわれの観察を行い、その分布形状をトレースした。

計測項目を表-3 に示す。また図-3 は各部材に貼り付けたワイヤストレインゲージの配置を示したものである。なお、中央継手位置の二次覆工鉄筋については、付着切れ現象の挙動をとらえるために、特に 5 cm ピッチでワイヤストレインゲージを配置している。

3. 実験結果

(1) 変位とひびわれ発生状況

図-4~図-7 に軸方向引張力と供試体変位の関係を示す。縦軸は継手ボルト 1 か所あたりに換算した軸方向引張力を、横軸は 1 リング当たりの軸方向供試体伸び量を示している。軸方向引張力については、図の右端に実物のシールドトンネル全断面に換算した軸力も併記した。

各ケースの実験結果を比較してみると、軸方向供試体伸び量が 2 mm 程度、軸力が 170~190 tf 程度までの間はおおむね同様の挙動を示していた。この間における供

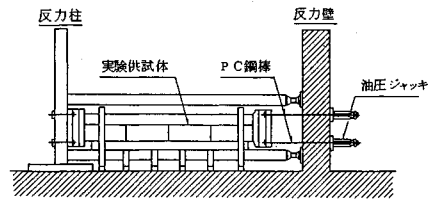


図-2 載荷装置概要

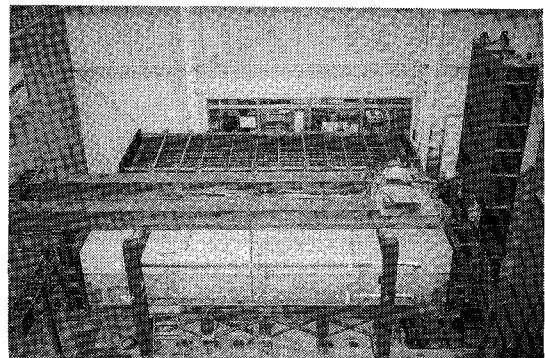


写真-1 実験状況

表-1 供試体部材の規格

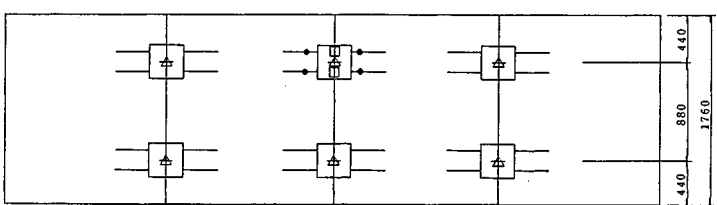
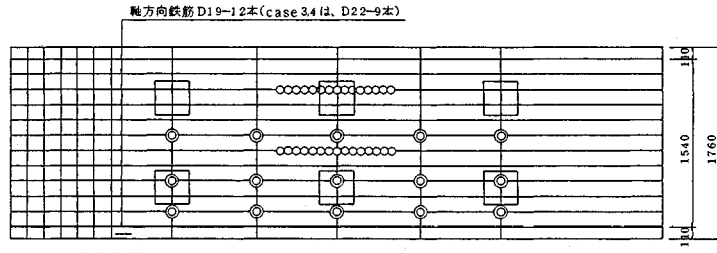
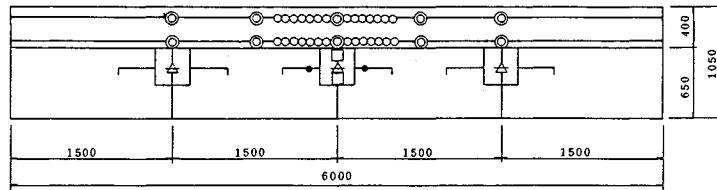
部 材 名 称	規 格
一次覆工コンクリート	$\sigma_{ck}=480 \text{ kgf/cm}^2$
二次覆工コンクリート	$\sigma_{ck}=240 \text{ kgf/cm}^2$
鉄 筋	SD35
リング継手ボルト	M36高力ボルト F10.9

表-2 実験ケース

	リ ン グ 継 手	二次覆工配筋
Case-1	ダクタイル製金具継手	D19 @150
Case-2	長尺ボルト継手	D19 @150
Case-3	ダクタイル製金具継手	D22 @210
Case-4	〃 (アンカー筋連結)	D22 @210

表-3 計測項目

計 測 項 目	測 定 機 器	数 量	備 考	
載 荷 重	圧力変換器	4台	200 tf	
変 位	供試体全伸び量	変位計	4台	3リング分の伸び量
	供試体伸び量	〃	12台	1リング当たりの伸び量
	供試体端部変位量	〃	8台	妻部プレート変位量
一 次 覆 工	継手ボルト軸力	ワイヤストレインゲージ(W. S. G)	6点	溝加工ボルト(2枚/点)
	継手金具ひずみ	〃	8点	
二 次 覆 工	アンカー鉄筋軸力	〃	4点	(2枚/点)
	リング継手部開き量	π 型変位計	8点	
	鉄 筋 軸 力	W. S. G (溝加工鉄筋)	60点	付着切れ部を着目
〃 (表面貼付)		30点	(1枚/点)	
クラック開き量	π 型変位計	8台		



- 二次覆工鉄筋軸力 (挿埋め込みW.S.G)
- ◎ 二次覆工鉄筋軸力 (表面貼り付けW.S.G)
- アンカー鉄筋軸力 (表面貼り付けW.S.G)
- △ 進手ボルト軸力 (表面貼り付けW.S.G)
- 進手金具面びずみ (表面貼り付けW.S.G)

図-3 ワイヤストレインゲージ取付け位置

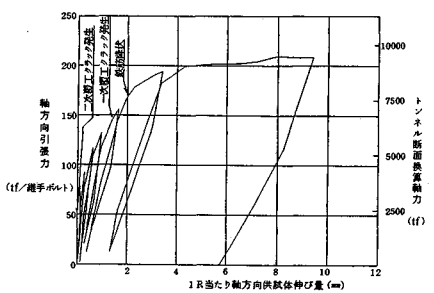


図-4 軸方向引張力と供試体変位の関係 (Case-1)

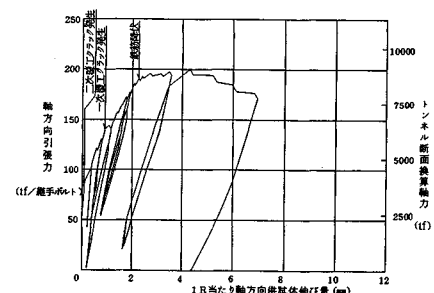


図-5 軸方向引張力と供試体変位の関係 (Case-2)

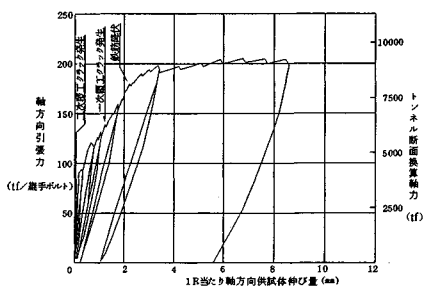


図-6 軸方向引張力と供試体変位の関係 (Case-3)

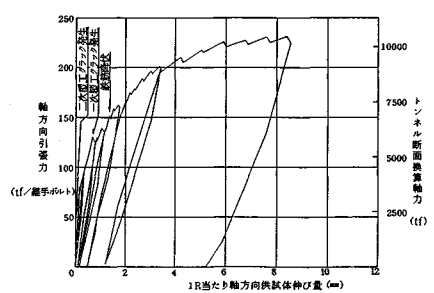


図-7 軸方向引張力と供試体変位の関係 (Case-4)

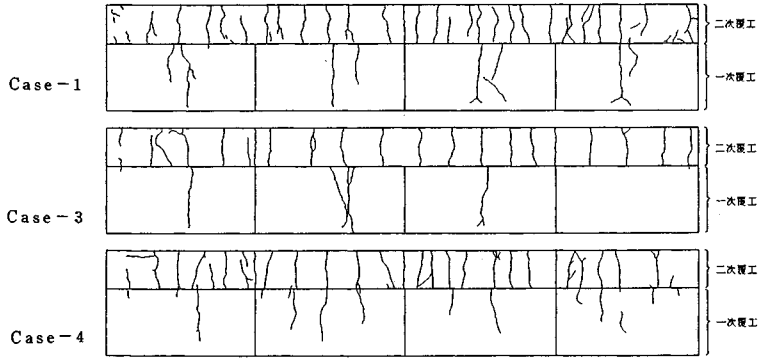


図-8 ひびわれ図

試体各部の挙動を軸力との関係からみると、各ケースともおおむね以下のものであった。

- a) 軸力 50 tf で二次覆工にひびわれが発生し剛性低下が始まる。
- b) 軸力 140~150 tf で一次覆工にもひびわれが発生する。
- c) 軸力 170~190 tf で二次覆工鉄筋が降伏する。

この間、二次覆工にひびわれが発生した直後から、一次覆工と二次覆工間の全面にわたって付着切れが進行し、二次覆工にはほぼ等間隔にひびわれが発生した。

Case-1~3 の各ケースでは、この後軸方向引張力が 200 tf 程度、軸方向供試体伸び量が 2 mm 程度で供試体の剛性が完全に低下し、軸力の増加がほとんどみられなくなったが、Case-4 については、他のケースと異なり、軸方向の供試体伸び量が 4 mm を越えた段階からも、若干軸力の増加がみられ、最終的には、変位量が 8.5 mm、軸力は 230 tf 程度の段階まで達した。後述のひびわれ観察結果から推察すると、Case-1~3 の各ケースでは、一次覆工の鉄筋がひびわれ位置で最終的に降伏に至っていたものと考えられる。一方、一次覆工継手のアンカー筋を主筋に直結したタイプ Case-4 では、一次覆工にひびわれは発生したが、その幅が広がっていないことから、鉄筋は降伏に至っていないと思われる。このような差が破壊近くでの剛性に影響を与えていたものと考えられる。

図-8 に Case-1, 3 および Case-4 の供試体について、実験最終状態までの間に発生したひびわれの分布図を示す。

各ケースとも、初期のひびわれは、一次覆工継手部直上の二次覆工部分に生じている。以後、荷重の増加に伴って、一次覆工と二次覆工間に付着切れが生じたことから、二次覆工の各部に新たなひびわれが生じ、最終的には図のようなほぼ等間隔なひびわれ発生状態となった。二次覆工のひびわれ間隔は最終的には Case-1, 2 では 20~25 cm 程度、Case-3, 4 では 30 cm 程度となり、同一鉄筋

量では鉄筋径が大きい方が、ひびわれ間隔が広いことがわかった。なお、これは文献 3) に述べられている結果と一致している。

(2) 二次覆工鉄筋の付着切れ状況

二次覆工コンクリートにひびわれが生じると、この位置を中心にして、ある区間にわたって鉄筋とコンクリート間の付着切れが生じる。

二次覆工の剛性を算定する際に、この区間の剛性が大きく影響するため、付着切れ範囲(鉄筋の自由長)を適切に評価することが重要である。

今回の実験では、この鉄筋の付着切れ範囲を調べるために、中央継手位置の断面において、継手ボルト上および供試体中央の 2 か所の鉄筋にワイヤストレインゲージを 5 cm ピッチで貼り付け、鉄筋の軸ひずみの分布を測定した。なお、この際鉄筋表面の付着状況が変化しない

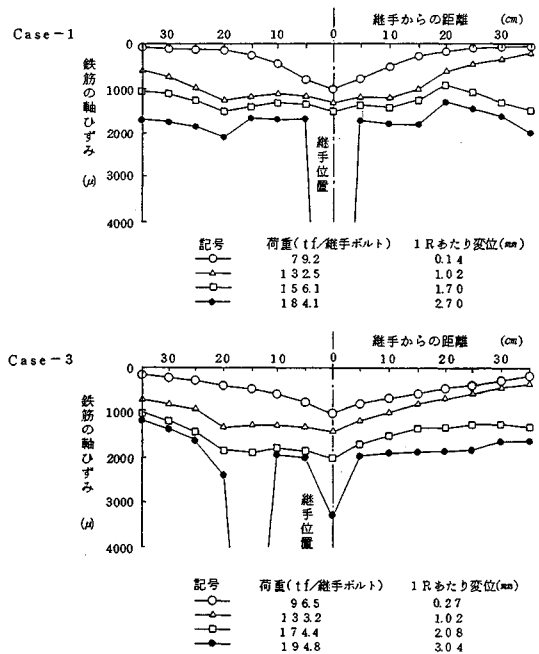


図-9 継手位置の鉄筋の軸ひずみ分布

ように、鉄筋に細幅の溝を切り込み、この中にゲージおよび配線を埋め込んだ。

図-9に Case-1 および Case-3 の実験における鉄筋の軸ひずみの分布を示す。なお、その他の各ケースにおいても、分布形状はきわめて類似していた。継手位置の二次覆工にひびわれが入った直後では、鉄筋の軸ひずみの分布は、継手位置を頂点とした山形の形状を示しているが、軸方向引張力（継手ボルト1か所当たり）が130 tf 程度から、軸ひずみ分布は、平坦な分布に変化しており、鉄筋の付着切れ範囲が広がっていることがわかる。

これより鉄筋の付着切れ範囲は、載荷初期には継手位置を中心に片側15~20 cm 程度であるが、その後軸方向引張力の増加に伴って範囲が広がり、最終的には、ほぼ全長にわたっていたものと推定される。

図-10は、実験より得られた二次覆工の剛性から、鉄筋の付着切れ範囲（見掛けの鉄筋の自由長）を図-11と以下に示す式(1)から逆算して、軸方向引張力との関係を求めたものである。

$$l_f = \frac{E_{2s} A_{2s}}{P_2} \delta \dots\dots\dots (1)$$

ここで、 l_f : 二次覆工の見掛けの自由長(付着切れ範囲)

E_{2s} : 鉄筋の弾性係数

A_{2s} : 鉄筋の断面積

P_2 : 二次覆工分担荷重

δ : 1リング当たりの供試体伸び量

見掛けの鉄筋の自由長は、クラック発生直後の軸方向引張力が75 tf 程度までの範囲では、1リング当たり20 cm 程度であるが、その後軸方向引張力の増加に伴って

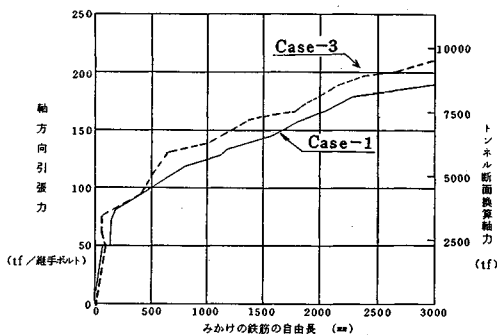


図-10 軸方向引張力と見掛けの鉄筋の自由長

比例的に増加しており、軸方向引張力が150~200 tf で1リングの全長 $l=1500$ mm に達している。したがって、この結果からも鉄筋の降伏時点では、全長にわたって付着切れ状態に至っていることが確認される。

4. 実験結果を用いた地震応答解析

実験結果から得られたシールドトンネルの剛性とひずみの関係を用いて、図-12に示す延長約9 kmの東京湾横断道路トンネルを対象として、大規模地震を想定した地震応答解析を実施した。トンネル計画位置の海底は、緩やかな舟底地形であり、地質状況は海底面から約20 mの範囲に沖積粘性土層(AC層)が堆積しており、その下部には約40~50 mの厚さで洪積の砂質土と粘性土の互層が堆積している。海底面から60~70 m以深には、 N 値70以上の密な地層が連続的に続き、工学的な基盤と考えることができる。トンネルは、沖積粘性土層と洪積層のほぼ境界付近を通過する計画となっている(文献6)参照)。

(1) 解析方法

解析は、地盤モデルの応答計算およびトンネルモデルの応答計算の概略2つの部分から構成されている。すなわち、トンネル軸に沿って作成した地盤モデルに地震動を入力し(位相差を考慮)、応答計算を実施する部分と、得られたトンネル深さにおける地盤応答変位をトンネルモデルへの地盤の強制変位として与える部分である。図-13は解析モデル概念図を示したものである。地盤モデルは、地盤質点M、地盤質点個々の振動特性を表現

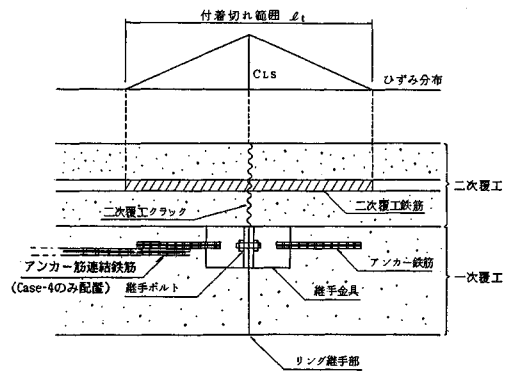


図-11 鉄筋の付着切れ機構概念図

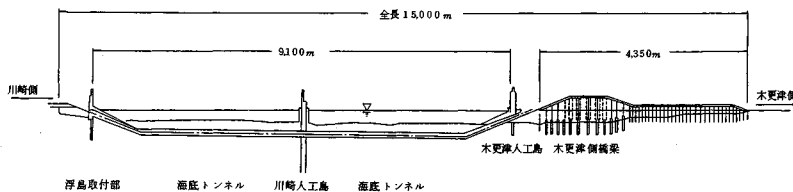


図-12 東京湾横断道路一般図

するばね K_3 および地盤質点相互の振動特性を表現するばね K_2 によって構成されている。このモデルに見掛けの伝播速度 (V_{sp}) に従って端部から順に加速度を作用させ、トンネル深さにおける地盤の応答変位を求めた^{4),5)}。トンネルは覆工をはり部材とし、トンネル-地盤間ばねで支承された弾性支承上のはりとしてモデル化している。トンネル覆工の剛性はトンネル軸方向剛性確認実験より求められたひずみと剛性の関係(図-4で示した結果)から、載荷履歴の包絡線を求め、図-14に示す曲線を設定した。この関係を用い、既往の耐震検討結果による地盤のひずみ分布から、トンネルの最大ひずみのレベルを推定し、ひずみに応じたトンネル剛性を設定した。図-15にトンネル全体のモデルを示す。

入力地震動は、当該トンネルの設計用入力地震波 L-1 を、大規模地震を想定し、最大加速度 426 gal に振幅調整したものを用いた。L-1 地震波は、1978 年宮城県沖地震における開北橋での記録を、当該地点で推定さ

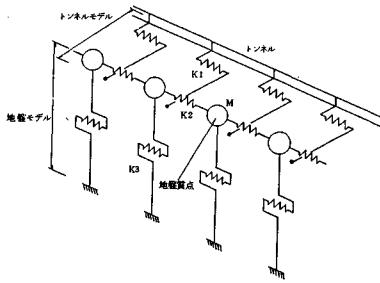


図-13 解析モデル概念図

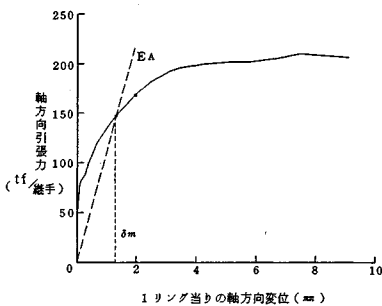


図-14 解析に用いたトンネル剛性

れる第1種地盤上の加速度応答スペクトルに合わせて、周波数領域で振幅調整したものである。地震波の見掛けの伝播速度は、既往の地震観測報告等^{7)~9)}を参考にして、 $V_{sp}=1 \text{ km/s}$ とし、その伝播方向を浮島立坑側から木更津立坑側へ向かう方向とした。

(2) 解析結果

地震応答解析結果より得られた、トンネルの最大軸ひずみ分布を図-16に示す。トンネルの軸ひずみはおおむね 3×10^{-4} 程度となった。実験結果から、このひずみ状態における覆工の状態を推察すると、各リング継手位置で二次覆工にはひびわれが入るが、鉄筋が降伏に達するような段階には至っていないものと考えられる。

図-17にトンネルの最大軸力分布を示す。トンネルに生ずる最大軸力は、海底平坦部で 4 000~5 200 tf 程度の比較的平坦な分布となっており、剛性の非線形性の効果が現われている。浮島立坑側斜路部の海底側端部にやや特異的に軸力の大きい部分があるが、この位置は、地盤条件の変化点に相当している。

以上の結果からみて、シールドトンネルの軸方向の剛性は、二次覆工の存在によって当初は、非常に高い剛性をもつが、大規模地震時においては、二次覆工にひびわれが生じ、この位置で剛性が低下する。この剛性低下の影響によりトンネルに発生する軸力は、コンクリート全断面が有効の場合に比べ比較的小さい範囲にとどまることになる。したがって、このような点から、シールドトンネル軸方向の耐震検討を行ううえで、覆工の状態の

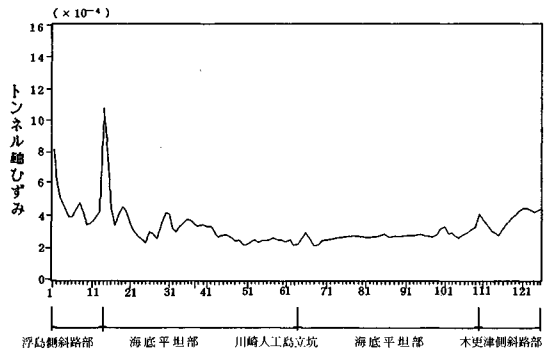


図-16 トンネルの最大軸ひずみ分布

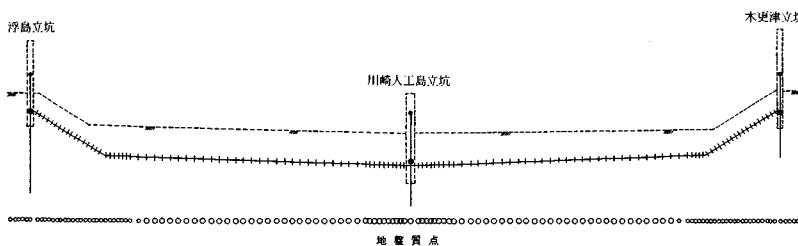
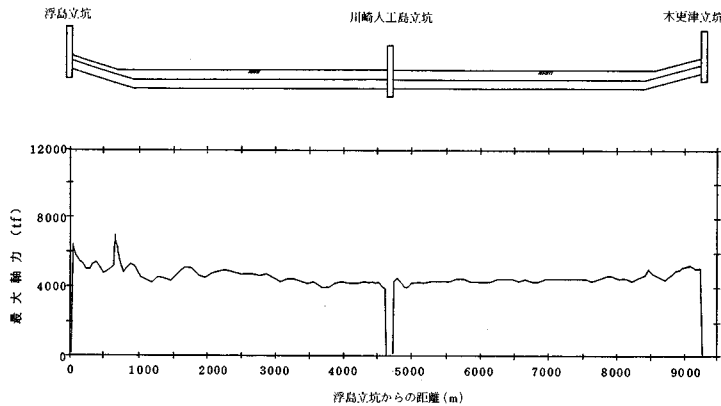


図-15 トンネル全体モデル



図—17 トンネルの最大軸力分布

変化に伴うトンネルの剛性の変化を考慮することが必要であることが確認された。今回解析に用いた手法も、今後、二次覆工の非線形的な挙動を的確に評価する手法が確立されれば、さらに有効な一手法となり得るものと考えられる。

5. まとめ

本実験より得られた事項をまとめて以下に示す。

(1) リング継手構造および二次覆工鉄筋の径やピッチを変えて4ケースの実験を行ったが、荷重と変位の関係だけに着目すれば、各ケース間に大きな差はなかった。

ただし、一次覆工継手アンカー鉄筋を主筋に直結するような補強を行ったケースでは覆工の降伏後の挙動が若干異なった。

(2) 覆工各部の挙動を軸力(継手1か所当たり)との関係からみると、各ケースともおおむね以下のようであった。

- ・軸力 50~100 tf で二次覆工にひびわれが発生し剛性低下が始まる。
- ・軸力 140~150 tf で一次覆工にひびわれが発生する
- ・軸力 170~190 tf で二次覆工鉄筋が降伏する。
- ・軸力 200 tf 程度で覆工全体が降伏する。

(3) 今回の実験では、一次・二次覆工間の付着切れにより、二次覆工にはリング継手位置以外にもほぼ等間隔でひびわれが発生した。その間隔は、鉄筋径が太い方が広く、軸方向鉄筋が D19 では 25 cm、D22 では 30 cm 程度であった。

(4) 二次覆工の見掛けの鉄筋付着切れ長は、荷重初期においてはひびわれ位置の両側で 30 cm 程度であるが、軸方向引張力の増加に伴って広がり、最終的には二

次覆工全長に及んだ。

(5) 大規模地震に対するトンネル軸方向の検討を行ううえでは、二次覆工に生じるひびわれ等による剛性低下を考慮した解析を行う必要がある。

6. あとがき

本実験によりシールドトンネル軸方向のひずみと剛性の関係および破壊に至るまでの各部の挙動について確認することができた。耐震性の検討資料として今後用いていきたいと考えている。

なお、本研究は東京湾横断道路六社研究会の活動の一環として行われたものである。また、本研究の当初からご指導、ご助言を頂きました元・東京湾横断道路(株)林 光俊氏に末筆ながらここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 川島一彦・大日方尚巳・志波由紀夫・加納尚央：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。
- 2) 三上 博・森 信介・石田智朗・林 光俊・小泉 淳：シールドトンネルの軸方向剛性確認実験, 土木学会第44回年次学術講演会講演概要集, 第3部, pp.112~113, 1989年10月。
- 3) 神山 一：改訂 鉄筋コンクリート, コロナ社, pp.140~142, 1968年。
- 4) 田村重四郎・岡本舜三・浜田政則：Dynamic Behavior of Submerged Tunnel during Earthquakes, 東京大学生産技術研究所報告, Vol.24, No.5, 1975年。
- 5) 田村重四郎・鈴木猛康：地下構造物の地震応答解析のための疑似3次元地盤モデルの提案—地盤モデルの構成—, 生産研究(東京大学生産技術研究所所報), Vol.39, No.1, pp.37~40, 1987年1月。
- 6) 吉田光雄・大石嗣雄：東京湾横断道路, 土と基礎, Vol.35, No.1, pp.7~11, 1987年1月。
- 7) 土岐憲三：構造物の耐震解析, 土木学会編, 新体系土木工学11, 技報堂出版, pp.61~64, 1981年。
- 8) 土岐憲三：強震加速度記録による位相速度の検出, 第4回日本地震工学シンポジウム講演集, pp.265~271, 1975年。
- 9) 矢作 枢・西山啓伸・浜田政則・泉 博允：沈埋トンネルの地震観測と数値解析, 第5回日本地震工学シンポジウム講演集, pp.937~944, 1977年。

(1989.11.9・受付)