

SITE MEASUREMENT AFTER THE GAIKAKU DISCHARGE CHANNEL IS OPERATED AND THE SITUATION OF THE TUNNEL

Masaki OKAJIMA • Minoru SANDOU • Masao MASUNO

Key Words : Tunnel of pressure on inside, Underground river, Discharge Channel, Measurement, Design method

内圧が作用する地下河川トンネルの、供用後のトンネル状況は、既往の論文¹⁾でその課題点について、いくつかの報告がされている。しかし、当該トンネルにおける最近の計測結果等からは、一部の課題はあるもののトンネル挙動も想定範囲内であり、構造的にも問題が無く地下河川の運用が開始された。本論文では、内圧が作用する地下河川トンネルの供用後の状況と計測結果から確認されたトンネルの挙動等について報告する。

首都圏外郭放水路は、中川流域の抜本的治水対策として倉松川、大落古利根川などの洪水を導水し、江戸川に排水するためにシールド工法により、整備された地下河川トンネル(図－1)である。平成14年6月より開始した、江戸川側の排水機場と第三立坑の区間の第一工区、第二工区トンネルの試験運用により構造物の機能および安全性の確認を行い、第三立坑から第五立坑間の第三工区、第四工区、第五工区トンネルの完成に伴い、平成18年6月より江戸川～大落古利根川までの本格運用が開始された。

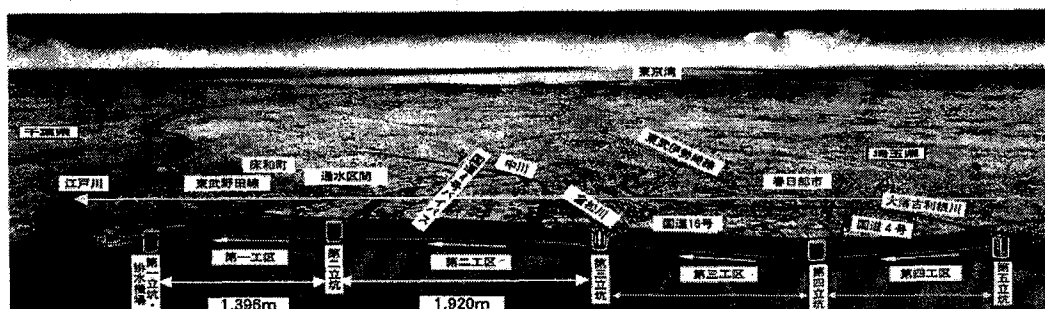


図-1 首都圏外郭放水路の全体概要図

³正会員 パシフィックコンサルタンツ株式会社 交通技術本部 トンネル部

3. トンネル概要

本シールドトンネルは、地下50mの大深度に、トンネル内径10.6mの大口径（第一工区～第四工区）で、かつ一次覆工のみで構築され、供用開始後はくり返し500kPaを越える内水圧が作用する。

各工区のセグメントの諸元を表-1に示す。

表-1 各工区のセグメントの諸元

	第一工区	第二工区	第三工区	第四工区
セグメント形式	RC			DRC
セグメント外径(m)	11.8	11.9	11.8	11.8
セグメント内径(m)	10.6			10.9
セグメント幅(m)	1.2			
セグメント桁高(m)	0.6	0.65	0.6	0.45
分割数	9等分割			
ピース間継ぎ手	水平コッター	金具継手（ボルト）	長ボルト	ASジョイント
リング間継ぎ手	楔式ピン+ホゾ	ピン・ボルト併用	長ボルト	アンカージョイント

4. 計測の全体概要

平成18年6月～11月までに発生した6洪水の内主要な5回の流入に対し、洪水流入開始から排水後までの覆工応力計測と継手目開き計測を行った（6洪水のうち5回が内水圧作用状態となった）。計測は図-2に示す長期計測の各断面に加え、第1工区、第2工区、第3工区における各継手目開き計測断面および、第4工区と第5工区の合流部断面のデータ収集を行った。

計測は表-2に示す、洪水流入6回に対して行った。

計測は第1立坑～第3立坑では、立坑上屋内に設置した記録器で、第4立坑、第5立坑では仮設計測小屋内に設置した記録器にて、自動計測により10分毎に実施した。

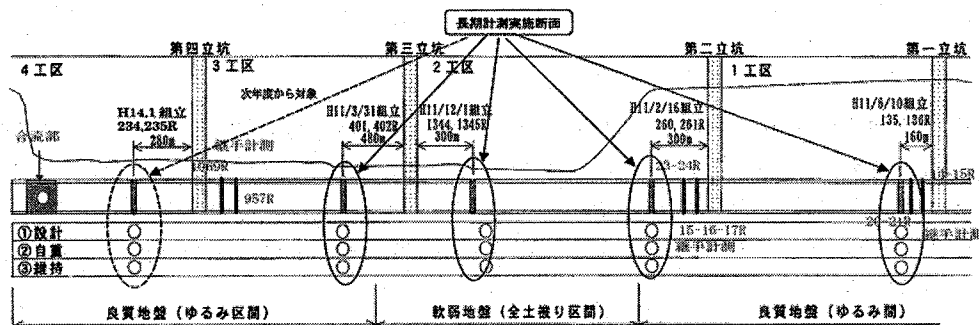


図-2 計測の全体概要

表-2 洪水流入状況

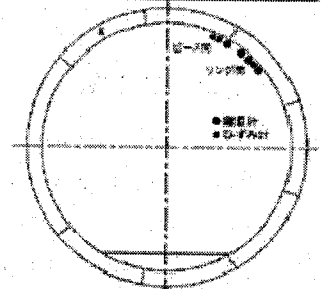
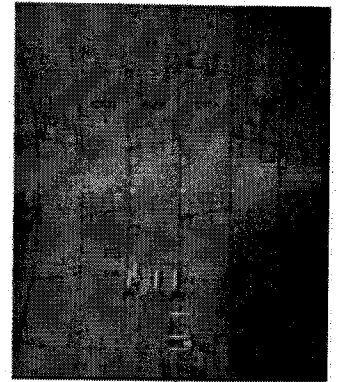
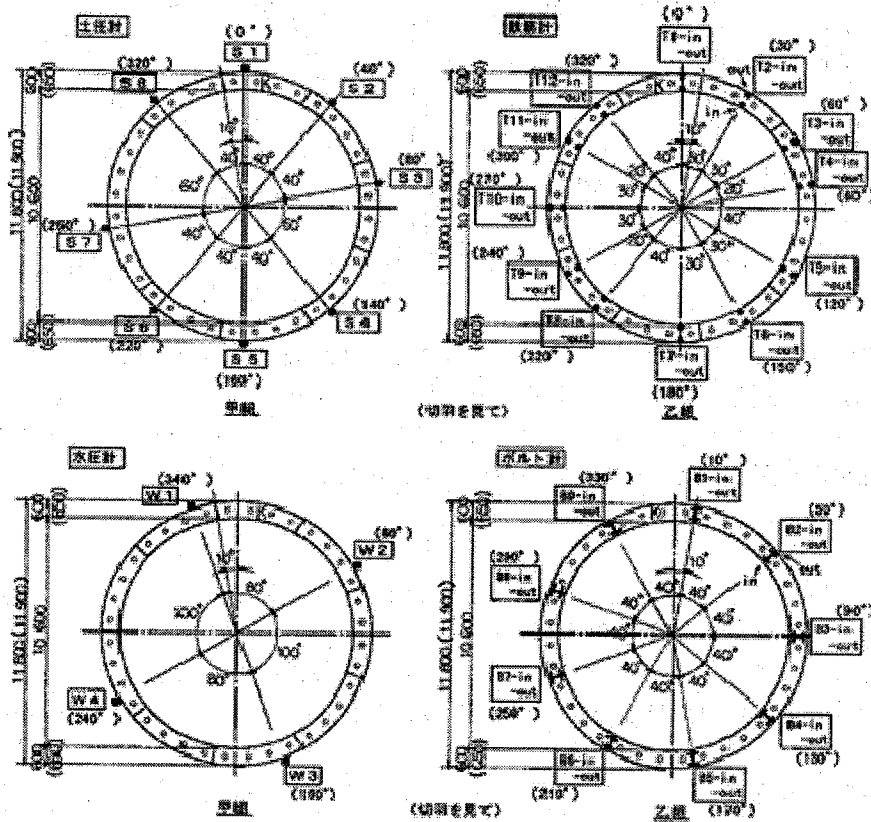
流入状況	流入回	第1回目	第2回目	第3回目	第4回目	第5回目	第6回目
全体流入期間		2006年6月16日～17日	2006年7月17日～20日	2006年8月17日～18日	2006年9月27日	2006年10月6日～8日	2006年10月24日～26日
倉松川		6月16日 7:30～17日17:00	7月17日 17:15～20日18:00	8月17日 16:20～18日17:00	9月27日 4:40～18:30	10月6日 11:35～8日18:35	10月24日 11:20～26日0:30
18号水路		6月16日 7:40～19:00	7月18日 10:00～20:40	8月17日 15:00～18日6:00	-----	10月6日 9:40～8日3:50	10月24日 18:30～25日12:40
大落古利根川		6月16日 8:00～23:00	7月18日 13:00～19日1:00	-----	-----	-----	-----
大島新田		-----	-----	-----	-----	10月6日 11:30～7日0:00	10月24日 20:10～25日6:20
中川		-----	-----	-----	-----	10月6日 18:00～7日20:30	10月25日 6:40～26日17:10
内水圧作用期間		約2日	約7日	約1.5日	内水圧作用せず	約3日	約2日

(1) 覆工応力計測

覆工応力測定における計測項目を表-2と各計測器の配置を図-3に示す。

表-2 計測項目（1断面当たりの箇所数）

計測項目	数	量	備考
土圧計	8		
水圧計	4		
鉄筋応力計	2	4	12箇所×2(in-out)
継手ボルト軸力計	1	8	9箇所×2(in-out)



継ぎ目計(第2工区の場合)

図-3 各計測リングにおける計測機器配置

5. 計測結果と考察

今回の計測結果に基づき、構造物の安全性の確認と設計手法の検証、内水圧作用時の地盤バネの作用について整理をした。

(1) 計測データの評価

計測結果は、図-4 に示すように各洪水ごとの近傍の立坑水位(作用する内水圧)と関連付けして整理した。しかし、計測データのすべてが妥当な値を示すものとは言い難く、設置されてからの、機器ケーブル等の経年劣化や、設置後の施工による変動、供用による漏水等により、センサーのレンジ以上の値を示す等の必ずしも妥当な値を示さないデータも混入していると考えた。

したがって、データを正當に評価するためには、上記のようなデータを削除する必要があると考え、以下のような計測データを削除した。

- ① 近傍のセンサーと、極端に異なる数値を示すもの
- ② その挙動が不安定で、かつ全く予想外の様相を示すもの

(2) 安全性の確認

鉄筋応力度のデータを元に、トンネルの安全性の確認を行う。各洪水毎の鉄筋の発生応力をトンネルの部位毎に整理をした。整理結果の例を図-5～図-8 に示す。

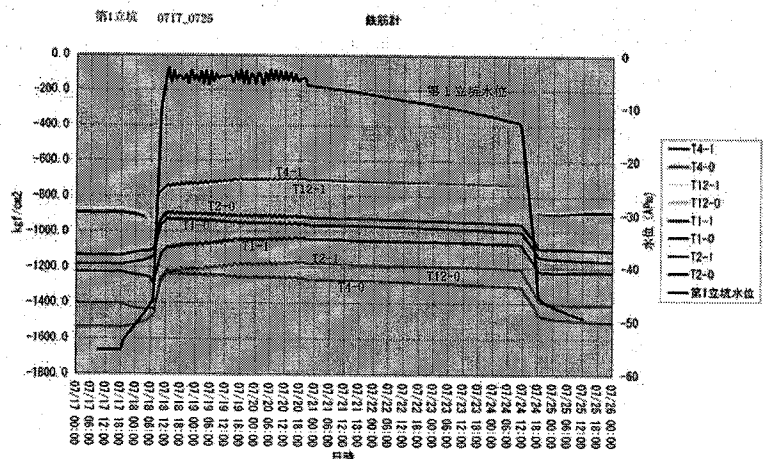


図-4 第2回洪水時の第一工区鉄筋計の計測データ

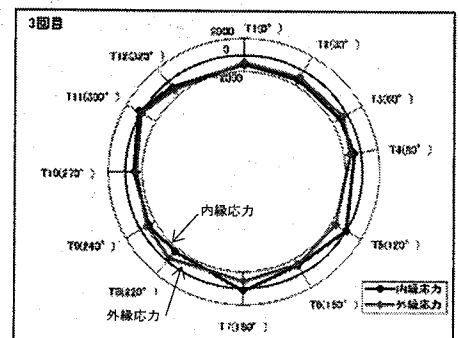


図-5 第3回目洪水における第一工区トンネル鉄筋応力

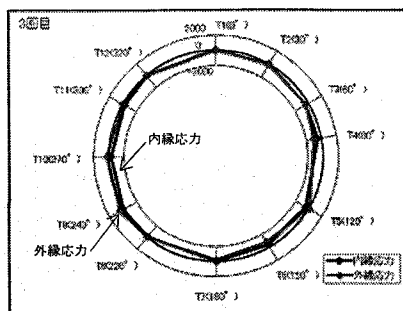


図- 6 第3回目洪水における第二工区
トンネル鉄筋応力 (A)

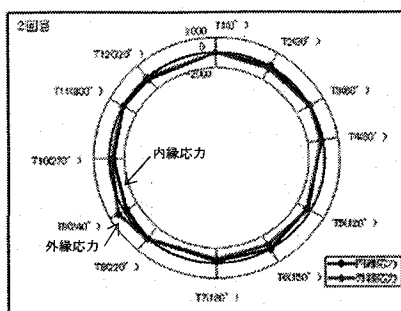


図- 7 第3回目洪水における第三工区
トンネル鉄筋応力 (A)

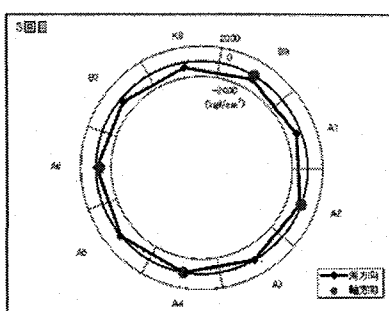


図- 8 第3回目洪水における第四工区
トンネル鉄筋応力 (A)

図-4 に1例を示したように洪水時の鉄筋応力は、どの工区においても洪水流入のない状態での圧縮状態が引張側に移行する傾向はあるが、圧縮状態のままである。その値は $2000\text{kg}/\text{cm}^2$ 以下であり、発生応力は設計許容応力度の中に収まることがわかる。したがって、洪水時においても構造物は安全であると考えられる。(注*: 各計測機器の校正値が CGS 単位系であったため、 $2000\text{kg}/\text{cm}^2$ と表記した)

(3) 設計手法の検証

内水圧トンネルの設計については、(財)先端建設技術センターより「内水圧が作用するトンネル覆工構造設計の手引き」が刊行され、内水圧トンネルの設計に使用されている。しかし、トンネル設計は多分に「経験工学」的な側面を持ち、実績によって修正されながら体系化がなされて来たものであることから、本格的供用がまだ、緒に付いたばかりの内水圧トンネルにおいては、トンネルが、予想外の挙動を示す可能性もある。

「内水圧が作用するトンネル覆工構造設計の手引き」(以下、「手引き」と呼称)では、内水圧作用時の設計土圧の考え方として、最大土圧と最小土圧を考慮して設計することとしている。「手引き」では、土水分離の地山において、ゆるみ土圧を採用するトンネルについては、最大土圧を $1.5D$ (D : 一次覆工外径)、最小土圧を $0.175D$ とし検討を行っており、これが実質上の判断基準として使用されている。本報告では、今回の計測で得られたデータを用いて、この土圧の作用を検証した。

a. 内水圧と有効土圧の関係

2 工区 A, 2 工区 B, および 3 工区における 1 回～6 回目 (4 回目は内水圧が作用せず) までの 5 洪水時における内水圧と有効土圧の計測結果の代表例を図-9～図-11 に示す。計測結果によると、内水圧作用時に、有効土圧はほとんど変化していない。したがって、内水圧作用時の土圧変化は、ほとんどないことがわかる。

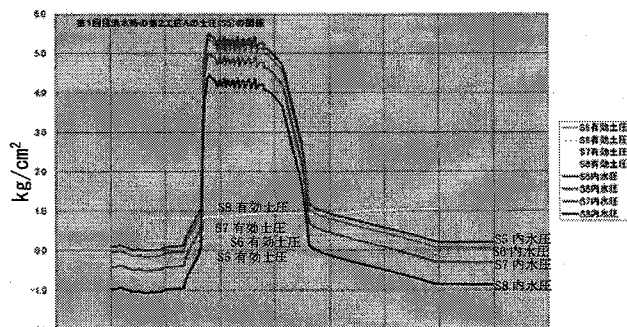


図- 9 第二工区 A の内水圧と土圧の関係(第1回目洪水)

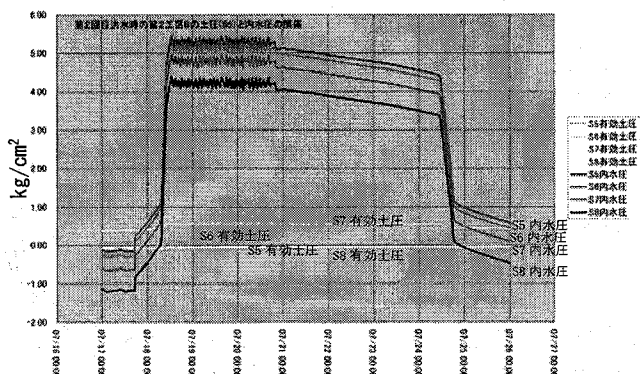


図- 10 第二工区 B の内水圧と土圧の関係(第2回目洪水)

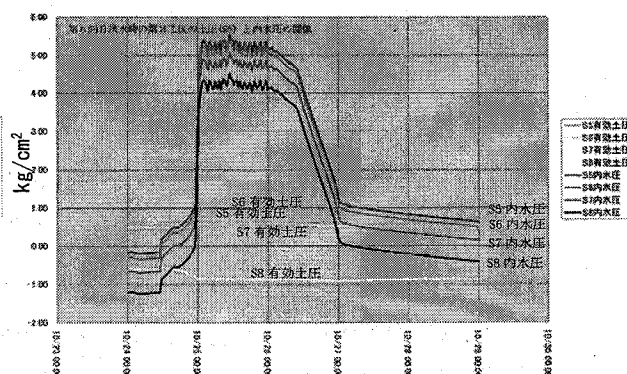


図- 11 第三工区の内水圧と土圧の関係(第6回目洪水)

b. 設計荷重の検証

一次覆工外径を 11.8m とし、土の水中単位体積重量を $\gamma' = 9.0 \text{ kN/m}^3$ とすると、

$$0.175D = 11.8 \times 0.175 = 2.065 \text{ m},$$

したがって最小土圧は

$$2.065 \times 9.0 = 18.6 \text{ kN/m}^2$$

となる。また、最大土圧は

$$1.5D \times \gamma' = 11.8 \times 1.5 \times 9.0 = 159.3 \text{ kN/m}^2$$

となる。

これに対し、先の内水圧と有効土圧の関係に示したように、計測値から求められた大半の有効土圧が、 $1.0 \text{ kg/c m}^2 = 98 \text{ kN/m}^2$ 程度を示している。

「手引き」における設計の考え方は、トンネルに作用する荷重のバランスによっては、必ずしも大きな荷重の作用時に部材に最大の応力が発生するものではないことを考慮するものである。このため、仮定の条件に基づいて、荷重の上下限を設定し、設計を行うことを推奨している。

したがって、今回の計測データが作用土圧が $1.5D \sim 0.175D$ の間に入っていることは、実際の作用土圧が「手引き」の想定範囲内にあることを示すものであり、「手引き」の土圧設定の妥当性を示すものと考えられる。

なお、比較的密実な洪積地盤における作用土圧については、いまだ不明な点があり従来からのゆるみ土圧による設計については、検討すべき課題もある。特に近年のシールド工法の場合は、施工に際して行う裏込め注入圧の残留が、セグメントの外圧として作用することが想定される。

近年の裏込め注入では、ごく短時間のうちに硬化する可塑状の注入材を $0.4 \sim 0.5 \text{ Mp}$ 以上の圧力で注入することから、地山を押付け、土圧の作用以前に地山にプレストレスを与える効果があるとともに、注入材自体の内部応力が開放される前に硬化が起こり応力を残留させてしまうことが報告されている。²⁾ したがって、本トンネルのように高い外水圧に対抗して、比較的高い裏込め注入圧を採用する場合には、緩みにくい（自立性の高い）洪積地盤におけるゆるみ土圧よりも、残留する裏込め注入圧のほうが、セグメントに作用する外圧として卓越する可能性があり、上記の計測された作用土圧 100 kN/m^2 も残留する裏込め注入圧である可能性がある。

(4) 内水圧作用時の地盤バネの作用について

内水圧作用時の地盤バネの作用については、以前より地盤バネによる反力を設計で見込めるかどうかが課題点となっており、従来の報告では発生する軸力が作用する内水圧とほぼ等しく、地盤バネの作用は見られないとする見解もある。

本検討では、今回の計測データを用いて再度地盤バネの作用について考察する。

a. 内水圧によりセグメントに発生する軸力

通常のトンネル設計において考慮する、外水圧は、セグメントリングを外側から締め付け、セグメントに圧縮方向の軸力を発生させる。これに対して、内水圧は、セグメントリングを内側から押し広げ、セグメントに外水圧と逆向きな引張り方向の軸力を発生させる。したがって、両者が同時に作用する洪水時には両者が打ち消しあい、セグメントに作用する軸力は小さなものとなることが予測される。

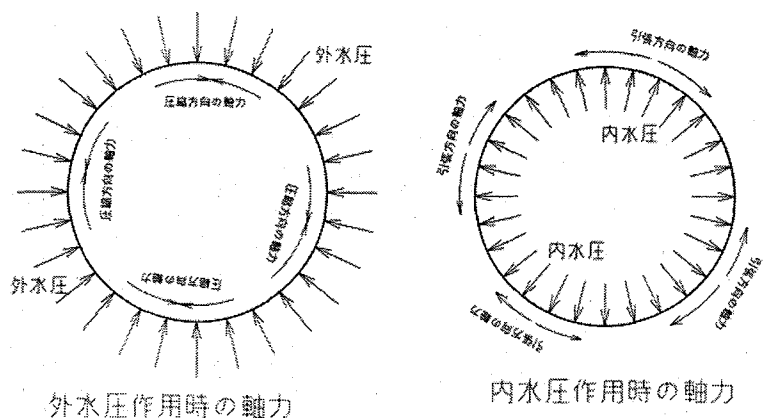


図-12 セグメントに発生する軸力と作用水圧の関係

b. 洪水時の坑内水位とそれによる軸力

洪水時の坑内水位*とそれにより、セグメントに発生すると考えられる引張り方向の軸力を表-3、表-4 に示す。軸力の計算方法は以下のとおりである。

(注*: 坑内水位は立坑水位から算定)

$$P = H_w \times \gamma_w$$

$$N = P \cdot D_i / 2$$

H_w : 坑内水位 (m) (立坑水位から

γ_w : 水の単位重量 (kN/m³)

D_i : セグメントの軸心径

$D_1 = 11.20\text{m}$ (第 1, 3 工区)

$D_2 = 11.15\text{m}$ (第 2 工区)

$D_3 = 11.35\text{m}$ (第 4 工区)

表-3 各洪水時の坑内水位

洪水(回目)	第1立坑水位 (AP)	第2立坑水位(AP)		第3立坑水位 (AP)	第4立坑水位 (AP)
		計測A	計測B		
第1回目	-2.16	-2.57		-2.55	-2.29
管内圧水位	43.38	42.67	42.51	42.20	42.46
第2回目	-2.49	-2.50		-2.48	-2.51
管内圧水位	43.05	42.74	42.58	42.27	42.24
第3回目	-3.09	-3.28		-3.25	-3.04
管内圧水位	42.45	41.96	41.80	41.50	41.71
第5回目	-2.38	-2.60		-2.15	-2.24
管内圧水位	43.16	42.64	42.48	42.60	42.51
第6回目	-1.03	-1.07		-1.00	-1.03
管内圧水位	44.51	44.17	44.01	43.75	43.72

表-4 坑内水位によりセグメントに発生する軸力 (kN) [+ : 引張り]

洪水(回目)	第1工区	第2工区		第3工区	第4工区
		計測A	計測B		
第1回目	2429.28	2378.85	2369.93	2363.20	2409.61
第2回目	2410.80	2382.76	2373.84	2367.12	2397.12
第3回目	2377.20	2339.27	2330.35	2324.00	2367.04
第5回目	2416.96	2377.18	2368.26	2385.60	2412.44
第6回目	2492.56	2462.48	2453.56	2450.00	2481.11

c. 計測データによる発生断面力の推定

各工区の計測リングにおける鉄筋の応力計測結果より、セグメントの応力状態が、全断面圧縮であることがわかった。したがって、図-13 に示す式に計測結果から得られた鉄筋の応力 σ_s , σ_s' を代入して発生断面力 N を算定した。

各洪水時の、軸力の変動値 (洪水時と非洪水時の軸力の差分) を表-5 に示す。

d. 地盤バネの作用の推定

地盤バネが作用しないものとした場合、坑内水圧が同時に作用することによってセグメントに作用する軸力は、計測における軸力の変動値 (洪水時と非洪水時の軸力の差分) とほぼ等しいものになるはずである。

しかし、表-4 と表-5 を比較すると、計測値から得られた洪水時の軸力の変動値は、上記のように、坑内水圧による発生が想定される軸力の値よりも総じて小さい。

このことから、内水圧によって拡がろうとするセグメントリングを外側から拘束する力 (内水圧の作

$$e = \frac{M}{N}$$

$$y1 = \frac{\frac{1}{2}bh^2 + n(A_s d + A_s' d')}{bh + n(A_s + A_s')}$$

$$y2 = h - y1$$

$$Ii = \frac{b}{3}(y1^3 + y2^3) + n\{A_s(d - y1)^2 + A_s'(y1 - d')^2\}$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_c &= \frac{N}{Ai} + \frac{Ne}{Ii} y1 \\ \sigma_c' &= \frac{N}{Ai} - \frac{Ne}{Ii} y2 \end{aligned} \right\}$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_s' &= n \left\{ \sigma_c - (\sigma_c - \sigma_c') \frac{d'}{h} \right\} \\ \sigma_s &= n \left\{ \sigma_c - (\sigma_c - \sigma_c') \frac{d}{h} \right\} \end{aligned} \right\}$$

図-13 セグメントに発生する断面力の算定式

表-5 計測値から求めた軸力の差分 (kN) (+: 引張り方向)

洪水(回目)	第1工区	第2工区		第3工区	第4工区
		計測A	計測B		
第1回目	2449.74	1417.56	1688.12	1328.04	611.47
第2回目	1977.49	1302.36	1634.72	1353.85	
第3回目	2087.93	1230.67	1556.29	1255.27	699.47
第5回目	1701.59	1438.42	1793.48	1550.98	732.03
第6回目	1833.39	1432.32	1595.96	1393.76	544.01

用によって発生する地盤バネ反力) が作用していることが推測される。

図-14 に、各工区毎の両者の比較を示す。

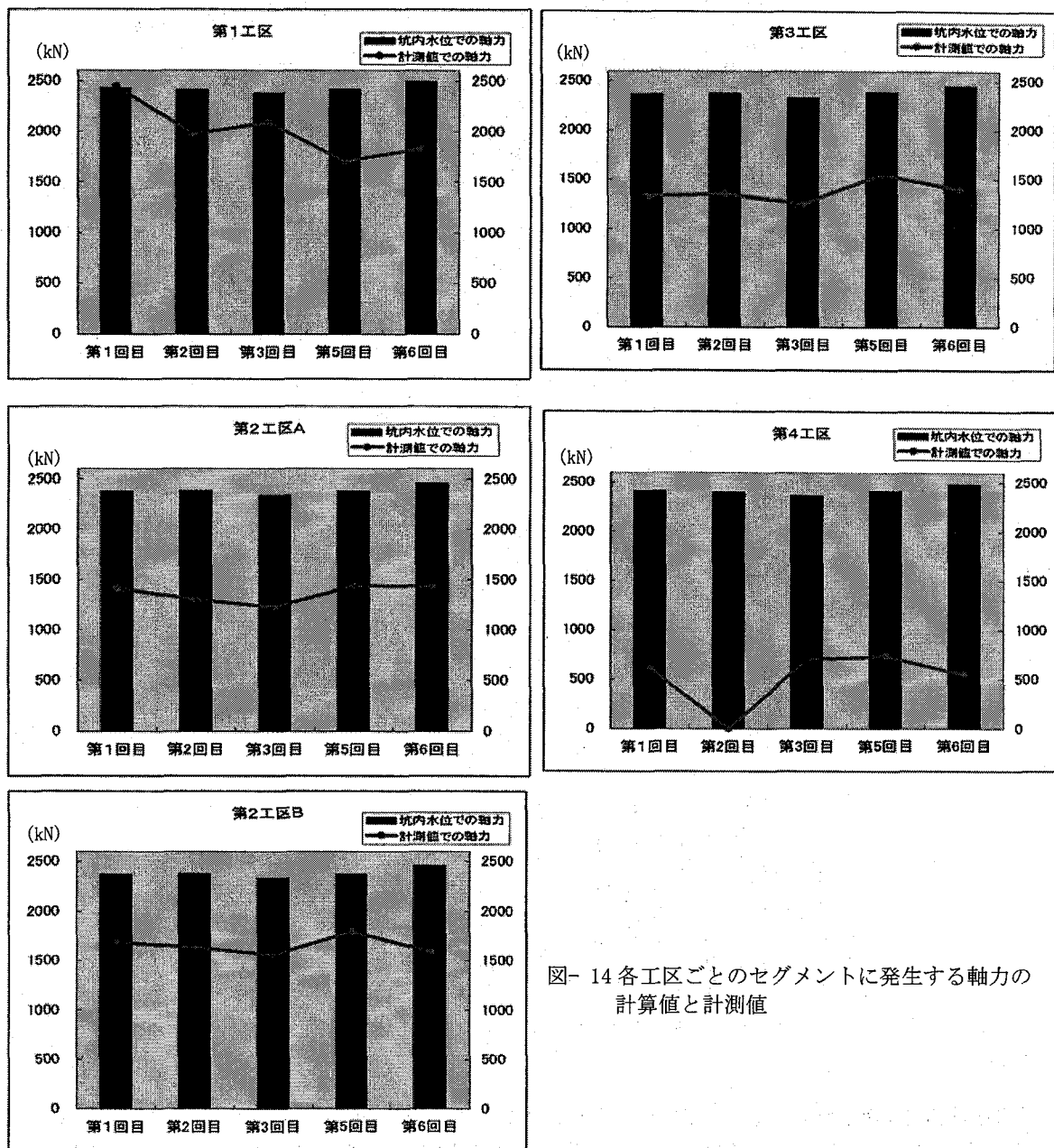


図- 14 各工区ごとのセグメントに発生する軸力の計算値と計測値

e. 内水圧作用時の地下水圧の変動について

洪水による内水圧の作用時には、降雨による地下水位の上昇の可能性が考えられる。内水圧作用時に外水圧の変動があれば図-14 に示す、セグメントに発生する軸力の計算値と計測値の差は、内外の水圧の差によって生じたものである可能性がある。

しかし、今回の観測結果によれば、地下水圧は洪水期間を通して大きな変動を見せず、洪水時に顕著な地下水圧の上昇も見られなかったことから、洪水と地下水圧の間には明確な関連は見られないことが想定された。したがって、図-14 に示す軸力の計算値と計測値の差は、内水圧の作用によって発生する地盤バネ反力によるものと推定する。

図-15 に地下水位の変動状況を示す。

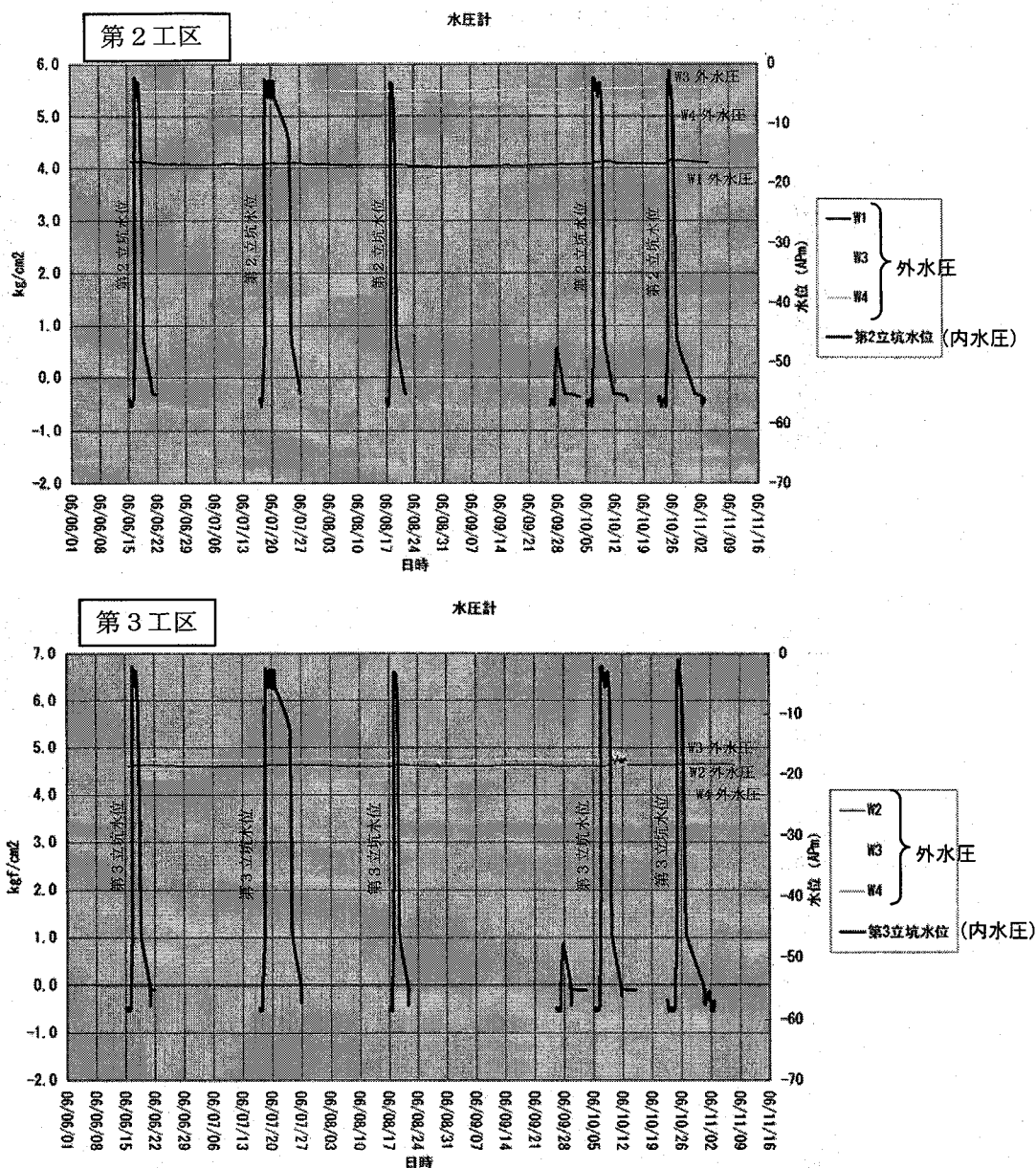


図- 15 各洪水ごとのセグメントに作用した内水圧と外水圧

6. まとめ

本格運用の開始された外郭放水路トンネルにおいては、既に報告のあったセグメントの剥落等の課題点はあるものの、今回の計測結果からトンネル挙動は想定範囲内であり、構造的にも問題が無いことが確認された。ただし、内圧が作用する地下河川トンネルは経験の浅い分野であることから、供用年月の経過とともに、さらに課題点の生じる可能性も否めない。したがって、今後も定期的な観察が必要と考える。

7. 謝辞

本論文の作成に当たって、種々のデータをご提示いただいた、国土交通省関東地方整備局江戸川河川事務所ならびに首都圏外郭放水路管理支所、その他関係各位に深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 穴蔵逃郎, 地下利用子: トンネルと地下, Vol.37,p.205-211, (社)トンネル技術協会, 2006.3
- 2) 中村, 鈴木: 円形シールドトンネル覆工の設計方法に関する基礎的研究: 第56回年次学術講演会 p.208-209, 土木学会, 2001.10