

中位の粘性土下におけるシールドトンネルに作用する土圧の設定と評価

山根 謙二¹・松永 浩²・高瀬 正司³

¹東京電力（株）工務部 送変電建設センター 管路整備グループ（〒108-0023 東京都港区芝浦四丁目19-1）
E-mail:yamane.kenji@tepcoco.jp

²正会員 東京電力（株）工務部 送変電建設センター 管路整備グループマネージャー
（〒108-0023 東京都港区芝浦四丁目19-1）

E-mail:matsunaga.hiroshi@tepcoco.jp

³正会員 東京電力（株）工務部 送変電建設センター 千葉葛南管路グループ
（〒108-0023 東京都港区芝浦四丁目19-1）

E-mail:takase.masashi@tepcoco.jp

シールドトンネルの設計における緩み土圧の適用について、中位の粘性土層から受ける鉛直土圧を緩み土圧とするための基準は明確ではなく、示方書類によっても見解が異なっている。

本稿で対象とするシールドトンネルでは、設計時にセグメント上方に位置する中位の粘性土に対し、粘着力の評価をもとに緩み土圧を適用し、設計土圧を低減することでセグメント厚さを抑制し、工事費を削減した。

ここでは、本トンネルの施工時においてセグメントへの作用土圧および鉄筋のひずみ計測を実施し、設計土圧の妥当性や安全性について検討した事例について報告する。

Key Words : *design of shield tunnel linig, loosening earth pressure, medium cohesive soil,*

1. はじめに

セグメントの設計荷重や応答には未だ不明な点が多く、軟弱地盤中に建設されたシールドトンネルでは、荷重や剛性変化によりセグメントに過大な変形が生じているものもある。本トンネルでは、中位の粘性土について、近傍でのボーリング結果の粘着力を基に、 $N > 8$ の硬質な粘性土と同等と判断し、中位の粘性土から受ける土圧を緩み土圧として設計した。しかし、通過地盤の実強度と想定値との乖離あるいは施工時荷重の残留や荷重変動により、設計以上の荷重が作用する恐れもある。

そこで、本工事では中位の粘性土から受ける土圧が支配的となるシールド到達部において、施工時にセグメントに作用する荷重やセグメントの鉄筋に発生するひずみを計測し、設計と対比することで設計荷重の妥当性の確認を試みた。

2. 工事概要

本報告で対象とする工事は、超高压地中送電線のネットワーク増強による電力供給の安定化を目的として都内に平成22年4月より工事を開始した外径2.95m、掘削延長約450mのシールドトンネル工事である。トンネル全線が洪積層である東京礫層（Tog）および東京層（Tos, Toc）を通過する。地質およびトンネル縦断線形を図-1に、土質物性値を表-1に示す。

3. 緩み土圧の適用拡大とセグメント厚さ

(1) 示方書類における緩み土圧の適用条件

セグメントを設計するにあたっては外力の設定を行うが、セグメントに作用する土圧についてトンネル標準示方書では「¹⁾土被りがトンネル外径に比べて小さい場合には、土のアーチング効果は期待できないので、緩み

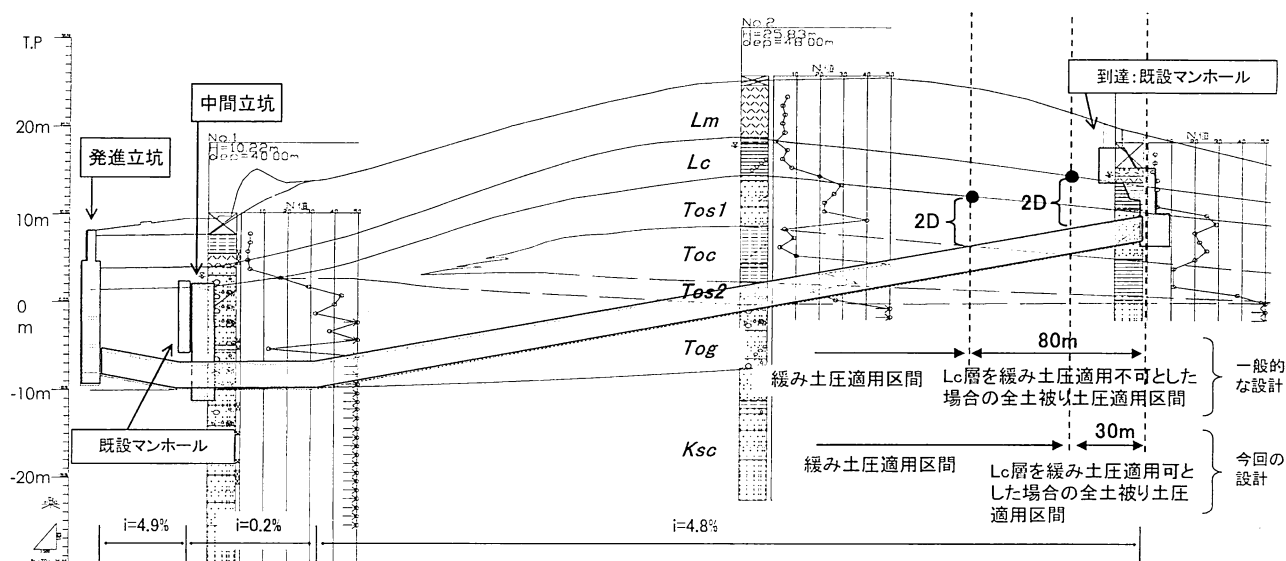


図-1 地質および縦断線形

表-1 設計用土質物性値

地層名	N値	単位体積重量 γ_t [kN/m ³]	粘着力 C [kN/m ²]	内部 摩擦角 ϕ [°]	変形 係数 E [MN/m ²]
ローム	Lm	4	16.0	17	0
	Lc	4	16.0	70	0
東京層	Tos1	25	19.0	0	30
	Toc	18	17.0	120	0
	Tos2	27	19.0	0	30
	Tog	50<	20.0	0	40
上総層	Ksc	50<	19.0	0	35

表-2 粘性土における各物性値の関係 (Terzaghi & Peck)

コンシステンシー	N値	一軸圧縮強度 qu [kN/m ²]	粘着力 c(=qu/2) [kN/m ²]
固結した	30以上	400以上	200以上
非常に硬い	15~30	200~400	100~200
硬い	8~15	100~200	50~100
中位の	4~8	50~100	25~50
軟らかい	2~4	25~50	12.5~25
非常に軟らかい	2以下	25以下	12.5以下

土圧を適用することは問題が多く、全土被り土圧を採用するのが妥当である。土被りがトンネル外径に比べて大きくなると、土のアーチング効果に比較的信頼がおけることになることから、緩み土圧を採用することも可能である」としている。また、緩み土圧の採用については粘性土の場合^{〔2〕} 硬い粘性土 ($N \geq 8$) の良質地盤で土被りがセグメント外径 (D) の1~2倍以上の場合に緩み土圧を適用していることが多く、中位の粘性土 ($4 \leq N < 8$) あるいは軟らかい粘性土 ($2 \leq N < 4$) の場合には、トンネルの全土被り重量が土圧として作用した記録もあり、緩み土圧採用にあたっては土被り、周辺地盤の強度等を詳細に検討する必要がある」としている。

日本道路協会のシールドトンネル設計・施工指針では^{〔3〕} 中位の粘性土 ($4 \leq N < 8$)、軟らかい粘性土 ($2 \leq N < 4$)、非常に軟らかい粘性土 ($N < 2$) および緩い砂質土 ($N < 15$) においては土のアーチング効果は期待できないため、これらの地層については、全土被り土圧を採

用することを原則とする」としている。

鉄道構造物等設計標準では粘性土で緩み土圧を適用できるのは $N > 4$ とし、「^{〔4〕} ローム層がトンネルの設計土圧に大きな影響を及ぼす場合、N値を用いて設計土圧を設定すると過大となる場合があるので注意が必要である」としている。

このように緩み土圧の適用については、示方書類でも基準が異なっており明確とはなっていない。

(2) 本工事における緩み土圧の適用条件

本工事箇所近傍の土質データによると、Lc層の粘着力はN値に対して比較的大きな値を示しているという特徴がある。

粘性土におけるN値と一軸圧縮強度qu、粘着力Cの関係を示したものとしては次の^{〔5〕} Terzaghi and Peckの関係式(1)がある。

$$qu = 12.5N \quad (1)$$

式(1)の関係を一覧にしたものを表-2に示す。

表-3 Lc層の粘着力の推定

収集範囲 (r: シールド到達部からの距離)	r=1km		r=300m	
	粘着力 [kN/m ²]	変形係数 [MN/m ²]	粘着力 [kN/m ²]	変形係数 [MN/m ²]
標本数: n	16	10	6	6
標本平均: m	50.52	9.87	71.90	12.76
標本(不偏)標準偏差: u	24.91	5.58	17.40	4.97
t 値 (p=5%, 自由度=n-1)	2.13	2.26	2.57	2.57
母平均の下限值(信頼度95%) $m-t \times u / \sqrt{n}$	37.24	5.89	53.64	7.54

表-4 Lc層の地盤評価によるセグメント厚さの違い

		セグメントの厚さ	
		緩み土圧 適用区間	全土被り土圧 適用区間
Lc層の 地盤評価	緩み土圧 適用不可 (従来設計)	175mm	225mm
	緩み土圧 適用可 (今回設計)	175mm	

この関係によると粘着力が50kN/m²以上の場合N値が8以上の「硬い粘性土」に相当する。また、粘着力が30～40kN/m²の「中位の粘性土」における当社シールドトンネル工事での土圧計測において、作用土圧が緩み土圧相当であったとの実績もある。これらのことから、粘着力が50kN/m²以上ある中位の粘性土に対して緩み土圧を適用することは可能と判断し、中位の粘性土における緩み土圧の適用条件を粘着力50kN/m²以上とした。

(3) ⑥ Lc層への緩み土圧適用

Lc層の粘着力についてトンネル到達部近傍のデータを公共の地盤情報および過去の土質調査記録から収集し、母平均の下限値をt-検定より推定した。半径300m範囲での分析結果は表-3に示すとおりであり、この場合は50kN/m²以上の粘着力を期待できることが判明した。

以上の結果から、シールドトンネル到達部付近でのLc層は「硬い粘性土」相当の地盤であると考え、当該層に緩み土圧を適用することとした。

(4) セグメント厚さ

本シールドトンネルのセグメント設計では、良質地盤の土被りを2D以上確保できる場合に緩み土圧を適用できることとした。

トンネルの土被りが比較的大きい発進立坑側において

は中位の粘性土の存在に関係なく緩み土圧が適用可能であり、必要なセグメント厚さは175mmとなる。一方、シールドトンネル到達側におけるローム層までの土被りが2D未満となる約80mの区間においては、従来の一般的な設計では全土被り土圧の適用となり、セグメント厚さは225mmとなる。

しかし、今回はLc層を良質地盤と考え緩み土圧を適用した結果、全土被り土圧を適用する区間は約30mに縮小された。これによりトンネル全線にわたりセグメント厚さを175mmに統一し、セグメント構造の合理化を図った。

Lc層の地盤評価によるセグメント厚さの違いを表-4に示す。

4. 施工時における土圧計測計画

上記の設定土圧の妥当性とセグメントの構造的な安全性を確認するために、施工時において実際にセグメントに作用する土圧およびセグメントの鉄筋ひずみの計測を行い鉄筋応力を確認することとした。

(1) 計測器と計測位置

セグメントに作用する土圧計測の計測器として、土圧を平均的に計測可能な350mm×600mmのパッド式土圧計および鉄筋のひずみを計測するためのひずみ計と温度計、水压を計測する間隙水压計を取り付けた。パッド式土圧計は頂部および側部に取り付け、ひずみ計は設計上、曲げモーメントの卓越する箇所4方向のセグメント内側と外側の鉄筋に取り付け、温度変化によるひずみへの影響をキャンセルするためセグメント内部に温度計を設置した。また、間隙水压計は頂部および底部に設置した。

計測を実施する断面は、トンネル上方2DがLc層となる断面1とトンネル上方2DがLm層となる断面2の2断面とした。

図-2にセグメントに取り付けた計測機器の配置、図-3に緩み土圧区間での曲げモーメント図、図-4に計測位置を示す。

(2) 計測計画

計測期間は断面1および断面2ともに平成24年1月から3月末までの3ヶ月間とし、計測値が大きな変動を示さない定常状態であることを確認した上で計測を終了する計画とした。

土圧計測データについては、計測された土圧計の値と間隙水压計の値の差から有効土圧を算定し、断面1および断面2での設計土圧と比較することとした。側方土圧については、側方土圧係数 $\lambda=0.45$ として算出した。

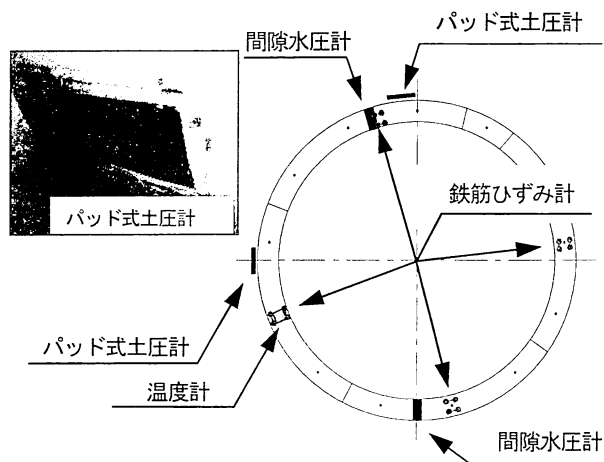


図-2 計測機器配置図

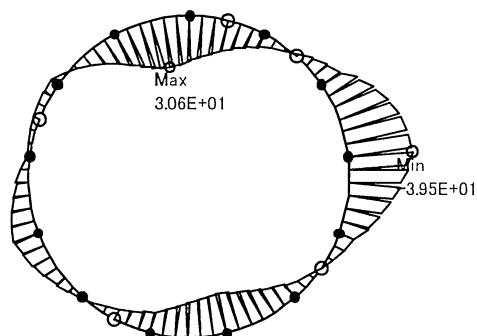


図-3 緩み土圧区間の曲げモーメント図

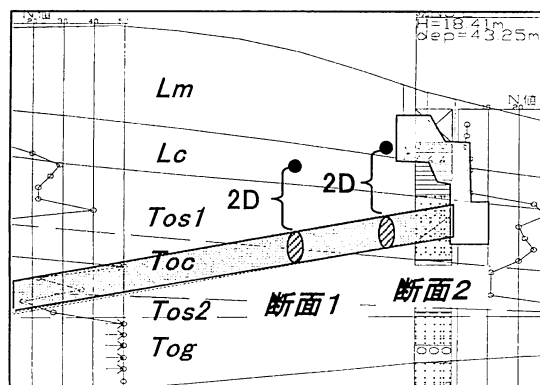


図-4 計測位置

表-5 設計土圧

	トンネル2D 上方の地層	土圧設定	方向	設計土圧
断面1	Lc層	緩み 土圧	鉛直	130 kN/m ²
			側方	63 kN/m ²
断面2	Lm層	全土被り 土圧	鉛直	220 kN/m ²
			側方	99 kN/m ²

鉄筋ひずみの計測データについては、ひずみを鉄筋応力に変換し、設計時の鉄筋応力と比較することとした。

設計においては、断面1はセグメント上方2DがLc層であるため緩み土圧を設計鉛直土圧とする区間に位置し、断面2はセグメント上方2DがLm層であるため全土被り土圧を設計鉛直土圧とする区間に位置する。緩み土圧の算定にはTerzaghiの式を用い、その大きさの下限は2D相当とした。

設計土圧を表-5に示す。

5. 計測結果と考察

計測結果について、土圧計測結果と鉄筋ひずみ計測による応力結果に分けて報告する。

(1) 土圧計測

施工時における断面1の計測結果を図-5～7に、断面2の計測結果を図-8～10に示す。

グラフ中の作用土圧はパッド式土圧計の値、水圧については間隙水圧計の値を示している。側部の水圧については頂部および底部の水圧から以下の式により算出した。

$$q_w = q_{w1} + (q_{w2} - q_{w1}) / 2 \quad (2)$$

q_{w1} :頂部水圧

q_{w2} :底部水圧

a) 掘進初日

図-5および図-8に示す掘進初日のデータは、シールドジャッキストロークと鉛直圧、側方圧、裏込注入圧を示したデータであり、ジャッキストロークの増加はマシンの掘進を示している。

シールド工法では、掘進時にセグメント背面に裏込注入を実施するが、その裏込注入材は2液可塑性の注入材であり、充填後、即座にゲル化し、1時間程度で強度を発現するものである。

断面1および断面2ともに、鉛直圧と側方圧はシールドマシンの掘進時に実施する裏込注入と同様の挙動を示しているため、頂部、側部共に裏込注入の影響を受けていることが確認できる。ただし、それら計測圧は裏込注入圧に比べ小さく、また、シールドマシンの掘進にしたがい計測圧も小さくなっている。これは先に述べたように裏込注入材が早期に固化を開始することおよびマシンの掘進にしたがい裏込注入位置が計測位置から離れることが計測値を小さくしている理由と考えられる。

裏込注入により掘進中はトンネルに均等に裏込注入圧が作用するはずであるが、掘進初日施工後の鉛直圧と側

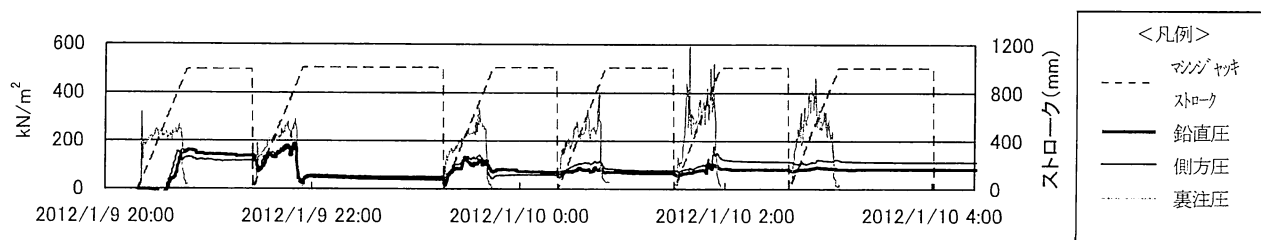


図-5 断面1 掘進初日計測結果

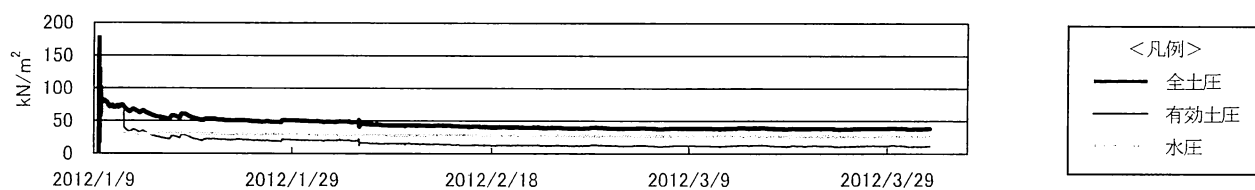


図-6 断面1 鉛直圧計測結果

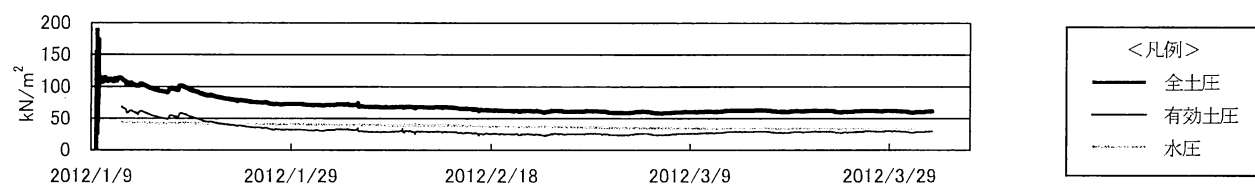


図-7 断面1 側方圧計測結果

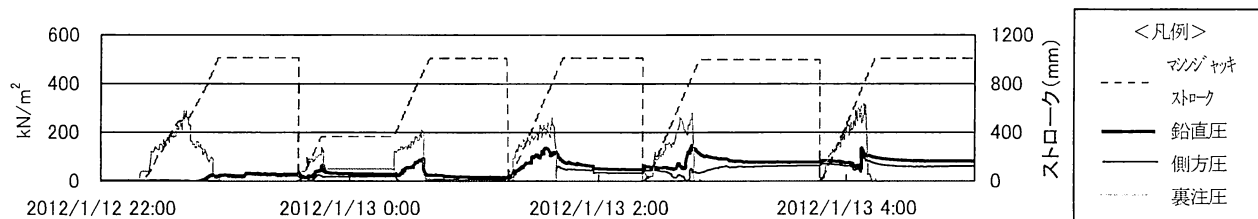


図-8 断面2 掘進初日計測結果

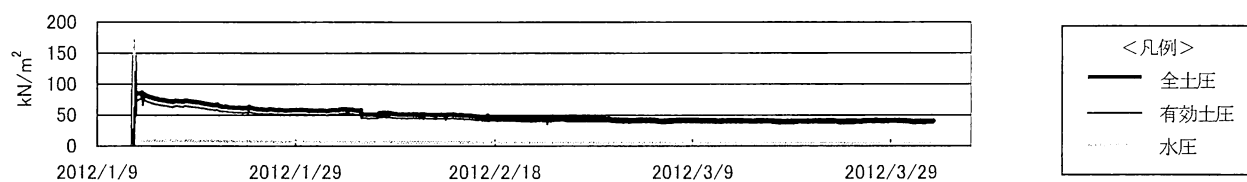


図-9 断面2 鉛直圧計測結果



図-10 断面2 側方圧計測結果

表-6 掘進初日完了後の計測結果

		作用土圧
断面1	鉛直	83 kN/m ²
	側方	113 kN/m ²
断面2	鉛直	85 kN/m ²
	側方	70 kN/m ²

表-7 計測結果（計測終了時）

		作用土圧	水压	有効土圧
断面1	鉛直	40 kN/m ²	27 kN/m ²	13 kN/m ²
	側方	62 kN/m ²	32 kN/m ²	30 kN/m ²
断面2	鉛直	42 kN/m ²	4 kN/m ²	38 kN/m ²
	側方	38 kN/m ²	13 kN/m ²	25 kN/m ²

方圧の大小に差が生じている。これは実際には地山の状況等により裏込注入圧はセグメントに均等に作用しているわけではなく、また裏込注入材が内部応力を維持したまま固化したため、計測結果のように鉛直圧と側方圧に差が生じているものと考えられる。

掘進初日完了後の計測圧を表-6に示す。

b) 全期間

掘進初日完了後から3ヶ月の間に計測圧は定常状態を示しており、今後、計測圧に大きな変動はないことが予想されることから、計測は予定通り3月末で終了とした。計測終了時での計測圧の結果を表-7に示す。

断面1において、3月末に計測された有効土圧は設計土圧に対し、鉛直方向に関しては10%程度であり、側方土圧については50%程度である。値のみを比較した場合、設計土圧に比べ計測土圧は十分小さい値であることが認められ、作用土圧としては1D相当以下であることが確認できた。なお、鉛直土圧より側方土圧で大きな値が計測されたことについては、掘進初日の裏込注入材の固化が影響しているものと考えられる。つまり、掘進初日に鉛直圧より側方圧が高い状態で裏込注入材が固化し、その固化した裏込注入材に拘束された状態で、土圧および水压が作用しているものと予想される。

断面2においても、計測圧の傾向は断面1と同様であり、計測された鉛直土圧は設計土圧の20%以下、側方土圧は25%程度である。設計土圧に比べ計測圧は十分に小さい値であることが認められた。仮に断面2について緩み土圧を算定したところ90kN/m²程度であり、その値と比較しても計測圧は十分小さく、全土被り土圧相当の土圧は作用していないと認められる。側方土圧については、設

計時の側方土圧係数 $\lambda=0.45$ に対して、計測では $\lambda=0.65$ 程度となるが、断面1同様に裏込注入材の固化の影響もあり、側方土圧が大きめに計測されたものと推測される。

(2) 鉄筋ひずみ計測による鉄筋応力の計測

セグメントの鉄筋ひずみデータについては、計測機器にて応力に変換し、セグメント内の温度変化による温度応力補正も行う。

計測結果については、3月末の計測最終時点での結果を設計応力と比較することとする。なお、設計値は、はりばねモデルを用いた応答解析による断面力から鉄筋の応力を算出している。

断面1の計測結果を図-11に、断面2の計測結果を図-12に示す。また、設計との比較を表-8に示す。

セグメントの厚さは175mm、主筋はD19×6本であり、計測値はプラスが引張、マイナスが圧縮である。

緩み土圧適用区間である断面1では、セグメント頂部、右部、左部は正曲げ、底部は内面側および外面側ともに引張の結果を示している。ただし、計測された値は全箇所でも低く、ひずみとしても 100×10^{-6} を下回る。そのため、曲げ形状を考慮しての評価は有用性が低いと判断し、計測値の大小で設計値とを比較し評価することとする。この場合、計測箇所毎での比較をした場合、計測値は設計値に対して最大でも15%以下であり、また鉄筋の許容引張応力度である200N/mm²も大きく下回っている。

全土被り適用区間である断面2での計測値は、内面側および外面側ともに全て引張の値を示しており、設計値に対しても全箇所でも低い値を示している。断面1と同様に計測箇所毎に比較すると、計測値は設計値に対して最大でも40%以下、計測値の低い箇所では2%程度となっており、200N/mm²も大きく下回っている。

断面1および断面2とも設計値に比べ計測値が低い値を示したことは、土圧計測結果が設計値に対して十分低い値を示していることと整合している。したがって、計測位置による設計値との差の大小はあるものの全箇所でも設計値を大きく下回っており、また、実際のセグメントにもひび割れは発生しておらず、いずれの断面においてもセグメントの構造的な安全性は確保されていると評価できる。

(3) セグメントに作用する鉛直土圧についての考察

本設計ではLc層を緩み土圧適用可能な良質地盤と評価し、計測土圧と設計土圧を比較することで設計土圧の妥当性の評価を試みた。しかしながら、計測された鉛直土圧は設計土圧の10%～20%程度と極めて小さい値となっており、セグメントの構造的な安全性は確認できたものの、計測された土圧のメカニズムは把握できていない。

そこで、Lc層の上層であるLm層についても緩み土圧が適用可能な層と仮定し、作用土圧を再計算し、計測土圧との比較を行う。

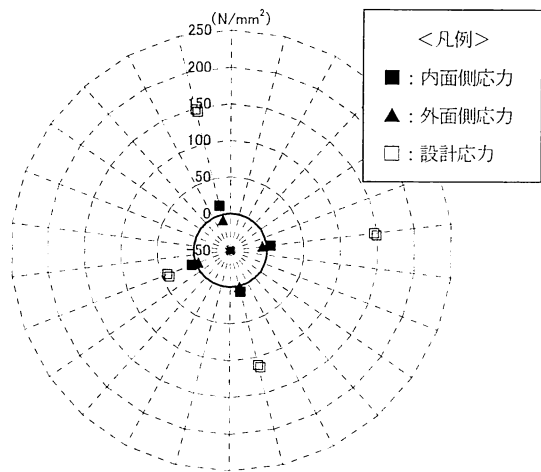


図-11 断面1の鉄筋応力

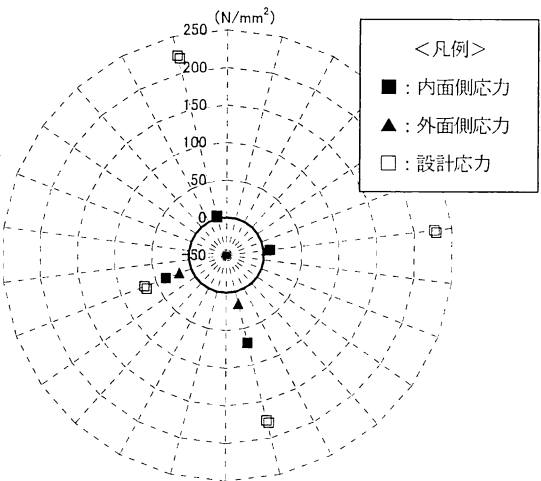


図-12 断面2の鉄筋応力

表-8 鉄筋応力比較（計測終了時）

（正：引張 負：圧縮）

		断面1 [N/mm ²]		断面2 [N/mm ²]	
		設計	計測	設計	計測
内面	頂部	147.7	12.29	223.5	3.85
	右部	-	5.15	-	8.47
	底部	110.7	8.24	175.8	69.89
	左部	-	5.72	-	35.92
外面	頂部	-	-7.20	-	2.06
	右部	146.0	-6.07	226.4	4.11
	底部	-	1.68	-	16.60
	左部	41.4	-3.47	66.5	16.81

断面1においてLm層にも緩み土圧を適用した場合の設計緩み土圧は110kN/m²程度となる。計測終了時での計測鉛直圧は13kN/m²であり、設計緩み土圧に対して12%程度である。

断面2においても同様に土圧を計算すると、設計緩み土圧は60kN/m²程度となる。計測終了時点での計測鉛直圧は38kN/m²であり、設計緩み土圧に対して60%程度である。

以上の結果より、仮にLm層に緩み土圧を適用した場合においても、断面1および断面2ともに計測圧は十分低く、とくに中位の粘性土が支配的である断面2の全土被り土圧区間においても、緩み土圧以下しか作用していない結果となった。したがって、中位の粘性土には期待した以上のアーチング効果があると考えられる。その要因としては、設計より実際のLm層の粘着力が大きい、Lc層の層厚が大きいなどが考えられる。

6. まとめ

計測断面1および断面2ともに、土圧計測結果および鉄筋ひずみ計測結果のいずれの結果も設計値を大きく下回っており、土圧と応力の関係からも今回の土圧および鉄筋応力の計測結果は概ね整合していると判断できる。

以上の結果より、本工事においてLc層を緩み土圧の適用可能な層として設計したことに関しては妥当であったと評価する。また、今回計測した緩み土圧区間および全土被り土圧区間において計測結果が設計値を大きく下回る結果となったこと、およびLm層に緩み土圧を適用した場合の土圧をも下回っていることを踏まえると、地盤には十分なアーチング効果があり、セグメントの構造的な安全性も確保されていると判断できる。

したがって、本設計のように、各種試験結果等により地盤強度を相当程度（たとえば粘着力50kN/m²以上）有していると判断でき、かつ標準的な施工方法を採用できる場合には、本設計のように中位の粘性土に緩み土圧を適用することは可能と考える。

しかし、中位の粘性土に緩み土圧を適用する際には注意が必要である。今回は地盤の粘着力をもって中位の粘性土に緩み土圧を適用可能か判断したが、地盤によっては変形係数にも注意を払う必要がある。今回の中位の粘性土であるLc層においては、トンネル近傍での平均値が12MN/m²であったが、この変形係数を大きく下回る場合は、粘着力が大きく良質地盤と判断できた場合においても、緩み土圧の適用については慎重に判断を行いたい。

今回は洪積層であるローム層を対象に中位の粘性土における緩み土圧の適用を検証したが、今後、沖積層を含

む中位の粘性土での土圧設定について、データ等の蓄積がなされ、中位の粘性土の扱いが明確になることを期待する。

7. おわりに

本シールドトンネルを施工した奥村・間・アイサワ共企業体の関係者に謝意を表すとともに、本報告が今後の工事の参考となれば幸いである。

参考文献

- 1) 土木学会：トンネル標準示方書 シールド工法・同解説, P.43, 2006.
- 2) 土木学会：トンネル標準示方書 シールド工法・同解説, P.43, 2006.
- 3) 日本道路協会：シールドトンネル設計・施工指針, P.79, 2009.
- 4) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説ーシールドトンネル, P.49, 1997.
- 5) 地盤工学会：地盤調査法, P.202, 2000.
- 6) 山根謙二, 高瀬正司, 斉藤仁, 松永浩：シールドセグメントにおける中位の粘性土への緩み土圧適用拡大による合理的設計 トンネル工学報告集第20巻, PP.327-328, 2010.11.

(2012.9.3受付)

DESIGN AND EVALUATION OF THE EARTH PRESSURE ACTING ON THE SHIELD TUNNEL LINING UNDER THE MEDIUM COHESIVE SOIL

Kenji YAMANE, Hiroshi MATSUNAGA and Masashi TAKASE

The loosening earth pressure was tried to use for the design load of the shield tunnel lining under medium cohesive soil. The actual pressure acting on the shield tunnel lining was measured during construction.

By comparison between the design values and the measurement results, the loosening earth pressure applied for the shield tunnel lining was verified.