

小断面エレメントの連続推進時における 緩み土圧の発生機構に関する研究

Study on The distribution of loosening pressure to occur in Element Jacking Method

仲山貴司¹・岡野法之²
Takashi Nakayama and Noriyuki Okano

¹正会員 工修 (財) 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 トンネル
現：東日本旅客鉄道(株) 東京工事事務所
(〒151-8512 東京都渋谷区代々木二丁目2番6号)
E-mail: taka-nakayama@jreast.co.jp

²正会員 工修 (財) 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 トンネル
(〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)

The authors conducted trapdoor tests and numerical analysis to examine the distribution of loosening earth pressure, which occurs in a series of ground excavation by Element Jacking Method. Consequently, the entire overburden pressure caused by the foregoing method was identical to those by single excavation; however, the distribution of the earth pressure indicated different results. Taking advantage of the experimental results, we developed a new simplified method to calculate the loosening earth pressure based on the foregoing jacking method. The method comprised of Protodyakonov's theory and Coulomb's theory, thereby design of linings could be readily applicable.

Key Words : tunnel, element, earth pressure, design, trapdoor test, Distinct Element Method

1. はじめに

踏切による交通渋滞の解消を目的とした鉄道と道路の立体交差化事業では、近年、安全面や経済面の利点から「エレメント推進・けん引工法」と称される非開削工法が数多く採用されている。この工法は小口径の「エレメント」を連続的に推進・けん引および接合した後、それらエレメントで閉合される空間を掘削してトンネルを構築するものである(図-1)。

この工法はトンネルの断面形状が自由に選択できるため、今後は、地下深い場所の非開削を強いられる駅部の建設などで採用される可能性もあるが、現在の手引きなど(例えば¹⁾)では、土被りの小さい場所で行われる「全土被り圧(図-2(a))」のみを設計土圧として記載している。

一般的に、土被りの大きい場所では、地盤の自立性に関連して、土圧が全土被り圧よりも低減されるため、現在の全土被りで設計すると過大に安全側、すなわち不経済になる可能性がある。

一方で、シールドトンネルにおいては、土被りの

大きい場所で、この土圧低減の効果を考慮した「緩み土圧(図-2(b))」を設計土圧に用いるが、エレメント推進・けん引工法に適用した事例はなく、既往の緩み土圧の概念をそのまま適用できるかは明らかになっていない。

そこで、著者らはエレメント推進・けん引工法の緩み土圧の発生機構を検証するため、模型実験およびシミュレーション解析を行った。

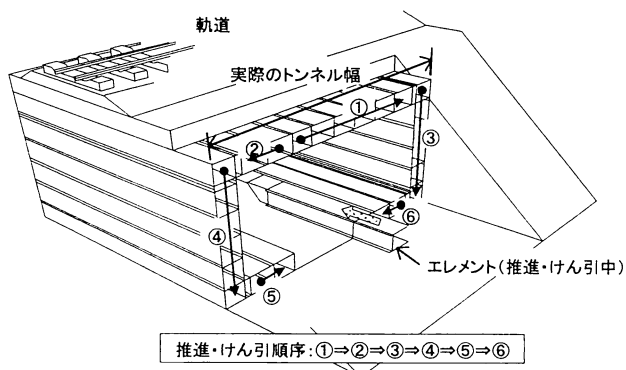
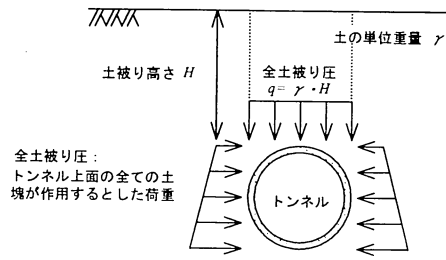
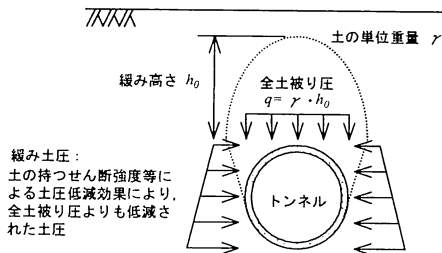


図-1 エレメント推進・けん引工法の例



(a) 全土被り圧



(b) 緩み土圧

図-2 土圧の考え方(例えば2)

2. エレメントに作用する土圧

例えば、鉄道のシールドトンネルでは①中位より良好な砂質土や粘性土で、かつ、②土被りが掘削外径より大きい場合に緩み土圧が適用される²⁾。

緩み土圧の算定方法には、設計で最も広く用いられているTerzaghiの土圧理論による方法のほか、理論解による方法だけでもCulmannの土圧理論、やProtodyakonovの土圧理論による方法など様々なものが提案されている³⁾。

Terzaghiの土圧理論とは、土中の応力再配分の際に発生するせん断抵抗で土圧が低減すると仮定して、極限平衡論から土圧を求める方法である(式(1))。

$$\sigma_v = \frac{B(\gamma - c/B)}{K \tan \phi} \cdot (1 - e^{-K \cdot \tan \phi \cdot H/B}) \quad \dots (1)$$

ここに、 σ_v ：単位幅当りの土圧、 H ：土被り高さ、 B ：緩み土圧の作用幅/2、 K ：水平、鉛直土圧の比、 ϕ ：土の内部摩擦角、 c ：土の粘着力、 γ ：土の単位重量

また、Protodyakonovの土圧理論とは、掘削時に発生するグラウンドアーチに沿う圧縮応力のみで平衡が保たれると仮定して、グラウンドアーチ内の土塊重量を緩み土圧とする方法である(式(2))。

これらの式からも分かるように、同一地盤であれば緩み土圧は作用する幅 B に支配される。

$$q = 1/3 \cdot \gamma \cdot B/f \quad \dots (2)$$

ここに、 f ：protodyakonov指数(表-1)

表-1 protodyakonov指数(f)

区分	限定	f
I	強度の優れた岩	20
II	非常に強度のある岩	13~19
III	耐久性の十分な岩	7~13
IV	かなり強度のある岩	5~7
V	平均的強度の岩	3~5
VI	強度の低い岩	1.3~3
VII	破碎岩石、高压密土	0.9~1.3
VIII	中圧密土	0.7~0.9
IX	低圧密土	0.5~0.7
X	流動地盤	0.5

ただし、これらの土圧理論は、静止土圧状態にあるときの1つのトンネル掘削に対する算定方法である。エレメント推進・けん引工法では、これは最初に掘進されるエレメントに当たるが、設計に必要となる土圧はエレメントを連続的に推進・けん引および接合させた後の完成断面の幅に対するものである。

施工の最終段階でエレメントに閉合された空間を掘削するため、完成後は、完成断面の幅を基準とした緩み土圧を適用できる可能性もあるが、少なからず施工中は、エレメントの連続推進・けん引中に土中の応力再配分が繰り返し発生するため、このときの土圧と(1)式、(2)式から求まる通常の緩み土圧との大小関係、および、それぞれの土圧で発生する部材断面力の大小関係を把握しておく必要がある。

3. 模型実験

(1) 概要

エレメントの推進・けん引中の緩み土圧を再現する模型実験を実施した。このようなトンネル掘削に関連する実験には古くから「落し戸実験」が採用されてきた。この実験とは、土槽の地盤内に落し戸を設け、土中の応力再配分を落し戸の降下で表現するものである(図-3)。落し戸の組合せで様々なトンネル掘削を模擬でき、本研究では上床版から側壁にかけての分割掘進が表現できるように落し戸を組合せた。

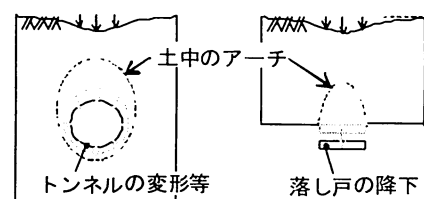


図-3 トンネル掘削と落し戸実験

(2) 実験方法

模型実験には、中央下部に落とし戸装置を設置した土槽を使用した(図-4)。落とし戸装置(図-5)は幅100mmの落とし戸を上面3枚、引き戸を側面2枚配備しており、各々の落とし戸には土圧の測定のためロードセルを取付けた。なお、以降では図-5に示すように上面の落とし戸をA1, A2, A3, 側面の落とし戸をB1, B2と呼ぶ。

地盤には浜岡砂を使用しており、空中落下により単位重量 15kN/m^3 を目標として締固めた(表-2)。また、土槽壁面と地盤の摩擦低減のためガラスコーティングを施し、落とし戸装置隅角部にある支持部には、荷重が集中しないよう低弾性のゴム板を設置した。

本報告では表-3の2ケースを示す。なお、どちらのケースも土被りは500mmとし、落とし戸・引き戸は0.1mm/分で6mmまで降下・引抜した。

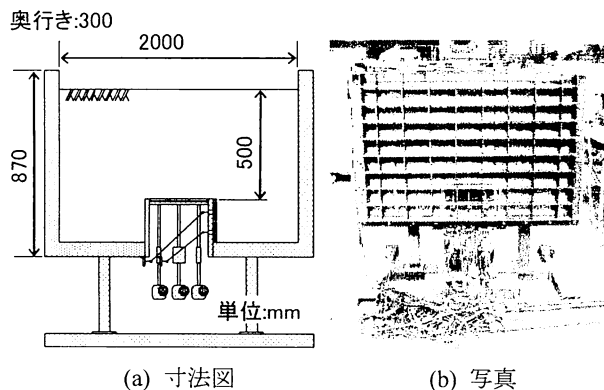


図-4 実験土槽

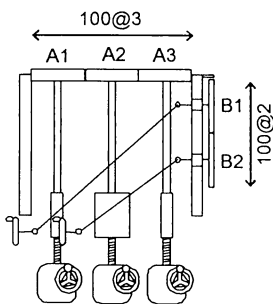


図-5 落とし戸装置

表-2 地盤条件

使用砂	浜岡砂(気中乾燥)
内部摩擦角 ϕ	$34.5(^{\circ})$
粘着力 c	0(Mpa)
土粒子の単位重量 γ_s	$24.5(\text{kN/m}^3)$
締固め方法	空中落下
地盤の単位重量 γ_t	$15(\text{kN/m}^3)$

表-3 実験ケース

Case	落とし戸・引き戸の降下手順
1	A1 \Rightarrow A2 \Rightarrow A3 \Rightarrow B1 \Rightarrow B2
2	A2 \Rightarrow A1 \Rightarrow A3 \Rightarrow B1 \Rightarrow B2

(3) 実験結果

図-6, 図-7に落とし戸A1~A3に作用した土圧変化を示す。どちらのケースも落とし戸の降下に伴い自身の土圧が大きく減少し、後続する落とし戸・引き戸が降下・引抜されるにつれて徐々に土圧が増加した。

この結果から、降下・引抜の各段階で各々の落とし戸の土圧が異なること(上面に作用する土圧が不等分布になること)、また、降下順序が異なるCase1とCase2では同じ落とし戸でも土圧の増加量が異なることが分かる。ただし一方で、降下完了した落とし戸に対して、①降下幅で既往の緩み土圧を算定した結果と、②実際の土圧の合計値を比較すると、これらがほぼ等しいことから、土圧の合計値は分割掘削の影響を受けていないことも分かる(表-4)。

よって、分割掘進による緩み土圧の合計は、全掘削幅を基準とした通常の緩み土圧の算定式で求めることができるが、Case2から、図-1の掘進順序では最初に推進・けん引したエレメントを頂点とした三角形分布となる(不等分布となる)ことが想定される。この場合、部材断面力は大きくなるため躯体には不利となる。よって、エレメント推進・けん引工法では、さらに推進・けん引順序に応じて各々のエレメントに分担させる荷重の割合を求める方法が必要となる。

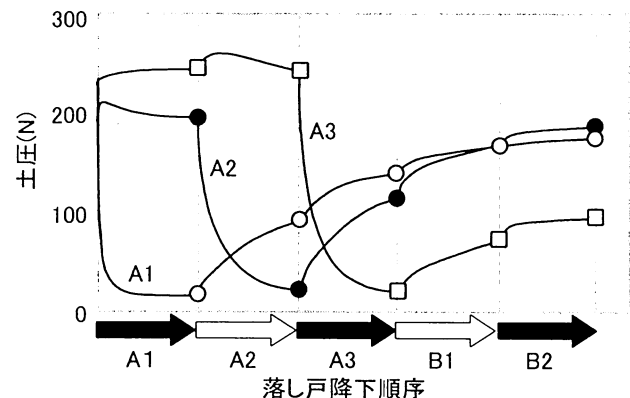


図-6 落とし戸A1~A3に作用する土圧(Case1)

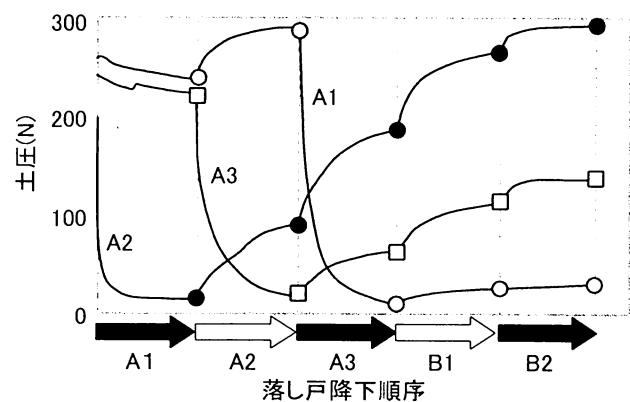


図-7 落とし戸A1~A3に作用する土圧(Case2)

表-4 上面の落とし戸に作用する荷重-Case1

	Terzaghi	Protodyakonov	Case1		
			I	II	III
①	32.7N	30.2N	17.4N	---	---
②	126.7N	120.8N	---	110.5N	---
③	264.8N	271.8N	---	---	272.7N

① : A1降下時, ② : A1~A2降下時, ③ : A1~A3降下時

I : A1の土圧, II : A1, A2の土圧合計, III : A1~A3の土圧合計

4. シミュレーション解析

(1) 概要

実験中の地盤の挙動を視覚化するため、岸川らが提案する粒状要素法³⁾による模型実験(Case1)のシミュレーション解析を実施した。

粒状要素法とは個別要素法に類似する手法であるが、支配方程式に力の釣合式を用いて静的な変形挙動を求めるものである(図-8)。解析条件は表-4に示す。なお、粒子間力を伝達するばね値はパラメータスタディから決定した。

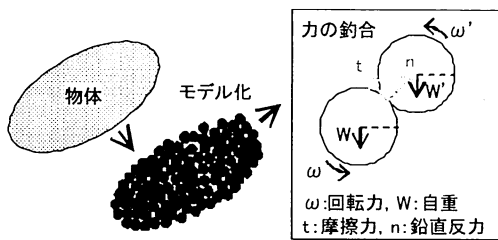


図-8 粒状要素法の概念図

表-5 解析条件

粒子間	粒子数	24719(個)
	粒子径	2.5, 3, 3.5(mm)
	鉛直ばね値	10000(N/mm)
	接触ばね値	1000(N/mm)
	単位重量	15(kN/m ³)
	内部摩擦角	34.5(°)
	粘着力	0(kN/m ²)
粒子-壁面間	鉛直バネ値	10000(N/mm)
	接触バネ値	0(N/mm)

解析では、まず、地盤を作成するために粒子を土槽フレーム上側から自由落下させ、その後に落とし戸を実験手順どおり降下させた(図-9)。

(2) 解析結果

土圧の解析値と実験値を図-10に示す。降下量に対して粒径が大きいため降下過程の土圧にばらつきが見られるが、土圧の発生傾向はある程度一致した。

また、落とし戸A1~A3まで降下したときの落とし戸上方付近の粒子移動方向を図-11に示す。落とし戸A3に向かって移動している。グラウンドアーチはこの粒子

移動方向と直交して発生するため、この状態では落とし戸A3に向かっていくつかのグラウンドアーチが発生していたものと考えられる。

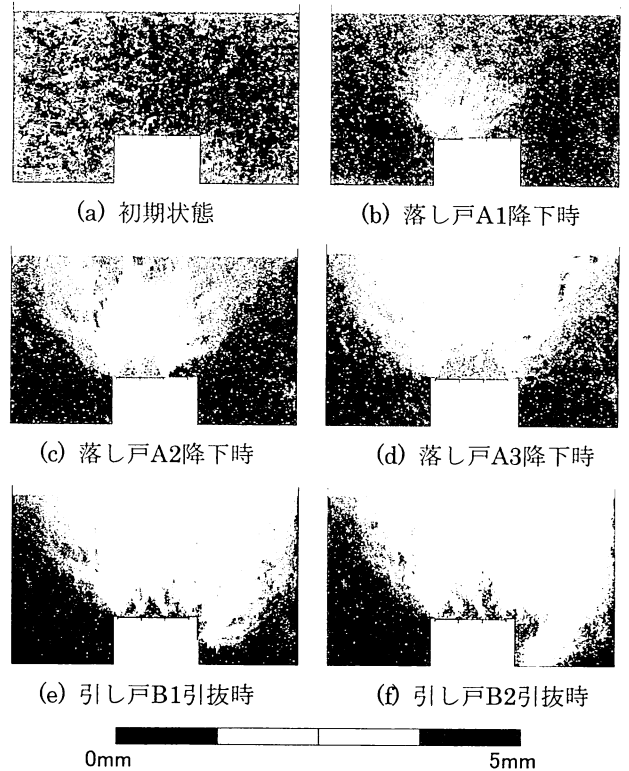


図-9 粒子移動量のコンター図

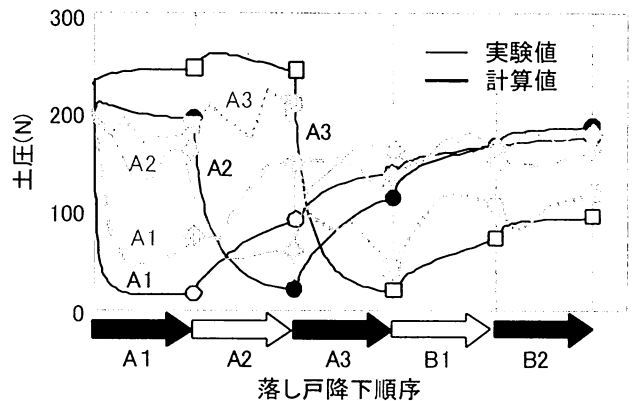


図-10 土圧の解析値と実験値

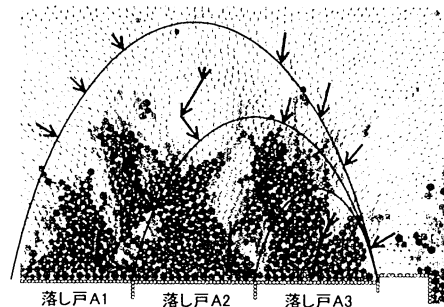


図-11 粒子移動方向

5. 土圧の算定方法の作成

(1) 概要

模型実験と粒状要素法の結果を参考に、簡易な土圧の算定方法の作成を試みた。設計で広く用いられるTerzaghiの土圧理論を基本とするのが実用上良いと考えるが、この場合には落とし戸上方に直線で発生するせん断面の摩擦係数を落とし戸降下毎に低減する必要があるため、土被りの大きい場所での施工事例がなく、かつ、推進・けん引順序が一律でないエレメント推進・けん引工法においては、現段階でこれを同定することは難しい。

そこで、本研究では未知数なく算定できるProtodyakonovの土圧理論を用いることとした。

Protodyakonovの土圧理論ではグラウンドアーチ内の土塊重量が落とし戸に作用する土圧となるため、連続に降下させたときのグラウンドアーチさえ仮定してしまえば土圧を求めることができる。

(2) 上面の土圧の算定方法

図-11の結果を踏まえて以下を仮定した(図-12)。

- ①全掘削幅(B+b)と土圧を求めるエレメントよりも後続したエレメントの掘削幅(B)を基準としたグラウンドアーチを仮定する。
- ②それぞれのグラウンドアーチから求められる緩み土圧の差を当該エレメントの土圧とする。
- ③左右に分かれる掘削の場合には境界のエレメント以外ではそれぞれ①、②を適用する。

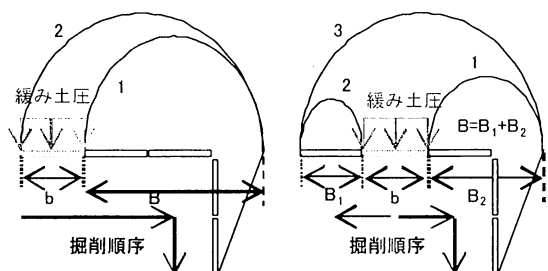


図-12 グラウンドアーチの仮定(上面)

①～③の仮定で実験の土圧を計算した結果と実験値を比較するとCase1, Case2ともにより一致が見られる(図-13, 図-14)。実際のグラウンドアーチの形成は落とし戸降下の履歴を受け複雑であると考え、現状としては、この仮定でもある程度の妥当性のある土圧が計算できるものとする。

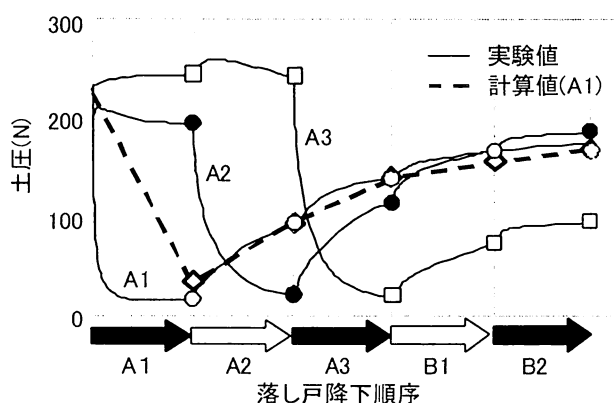


図-13 実験結果(Case2)との比較

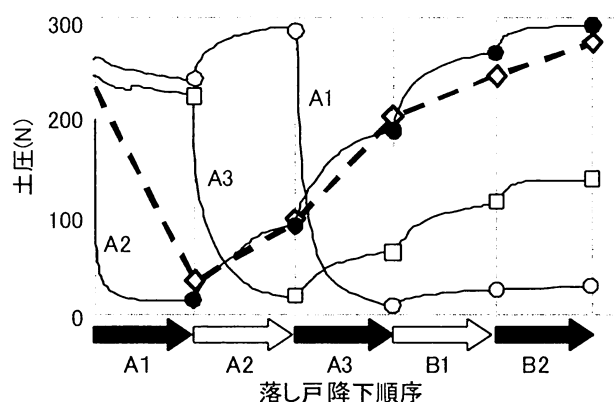


図-14 実験結果(Case3)との比較

(3) 側方の土圧の算定方法

側方の引き戸B1～B2についても上面と同様の考え方で、グラウンドアーチを仮定して土圧を算定する。なお、側方の引き戸を単独で引抜いた場合の緩み土圧は、トンネルの切羽安定に関する釣合式を解いた梅田・田村らの方法⁴⁾で求めることができる。この方法は①切羽前方土塊へ作用する上載荷重の算定にTerzaghiの土圧理論を、②切羽前方土塊のすべりにCoulombの土圧理論を適用するものである。このとき、引き戸に作用する水平土圧 p_h は(3)式で求めることができる。なお、(3)式は土圧理論の境界面の摩擦を考慮したものである。

$$p_h = \frac{\sin(45^\circ + \phi/2) - \tan \phi \sin(45^\circ - \phi/2)}{\cos(45^\circ + \phi/2) + \tan \phi \cos(45^\circ - \phi/2)} \cdot \left(\frac{\gamma D^2}{2} + \sigma_v D \right) \tan(45^\circ - \phi/2) \quad \dots (3)$$

ここに、 γ : 土の単位重量、 D : トンネル高さ、 σ_v : 緩み幅 b を基準とした Terzaghi の緩み土圧

また、この引き戸の引抜の影響による緩み幅 b は

(4)式で求めることができる。

$$b = D \tan(45^\circ - \phi/2) \quad \dots (4)$$

ここに、 D : 落とし戸 BB の高さ、 b : 緩み幅

そこで、上面に作用する土圧の算定方法の仮定と同様な考えで(図-15)で、実験の土圧を計算した。これと実験値と比較すると側面でもよい一致が見られる(図-16)。

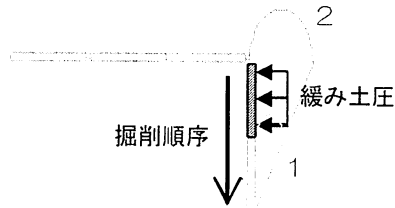


図-15 グラウンドアーチの仮定(側面)

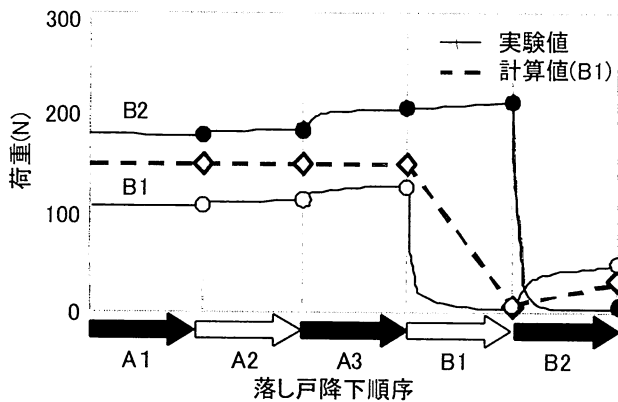


図-16 実験結果(Case1)との比較
(A3降下時までは静止土圧)

(4) 緩み土圧の最大値

模型実験では落とし戸3枚であったが、落とし戸がさらに連続した場合に、土圧が増加する影響範囲を確認するため、粒状要素法で落とし戸枚数を増やしこの影響を確認した。この結果の土圧分布は図-17に示すように4エレメント目で全土被り圧(初期土圧)に近づき収束していることが分かる。よって、前頁で仮定した①~③に加え、土圧が全土被り圧以上となるときには全土被りを作用させることとする。

なお、既往の論文において降下させた落とし戸の隣接落とし戸では土圧が全土被り以上となるという考察がなされている。これは降下前の落とし戸(Case1でA2を降下させた場合のA3)であり、本報告で対象としている降下後の落とし戸(Case1でA2を降下させた場合のA1)とは考察する落とし戸が異なるため、これに抵触するものではない。

6. ケーススタディ

最後に、この土圧の算定方法を用いて、分割掘削の際の緩み土圧(以下、偏圧)、通常の全土被り圧、緩み土圧を用いて比較設計を行い、分割掘削の部材断面力への影響度合を確認した。モデルケースには図-18の地盤、図-19のエレメント分割を仮定した。

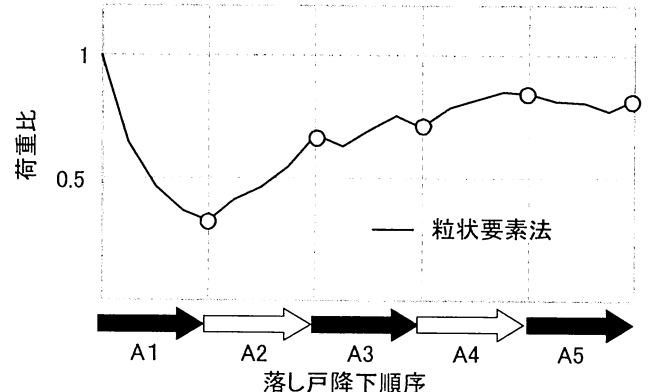
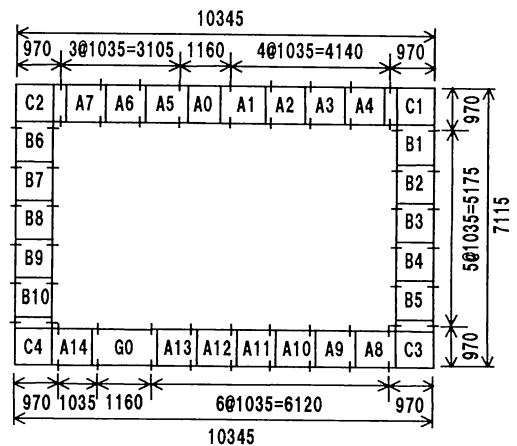


図-17 実験結果(Case3)との比較

種別	層厚	土質条件
ローム	5.0	$\gamma=14\text{kN/m}^3$ $c=50\text{kN/m}^2$ $E_0=5000\text{kN/m}^2$
シルト	10.0	$\gamma=18\text{kN/m}^3$ $\Phi=35^\circ$ $E_0=3500\text{kN/m}^2$
砂質土	50.0	$\gamma=18\text{kN/m}^3$ $\Phi=30^\circ$ $E_0=4000\text{kN/m}^2$

G.L. -15
G.L. -25

図-18 実験結果(Case3)との比較



【施工順序】

A0, A1, A2, A4, C1, A5, A6, A7, C2, B1, B2, B3, B4, B5, C3, B6, B7, B8, B9, B10, C4, A8, A14, A9, A10, A11, A12, A13, G0

図-19 実験結果(Case3)との比較

図-20, 図-21には緩み土圧と偏圧の荷重を示した。これらの荷重の合計値は変わらないものの、偏圧における床版の土圧は、上面では最初に掘進したエレメントを頂点とした山形分布、側面では上床版位置を頂点とした台形分布となる。

断面力図の一例として安全性(破壊)/上下床版の検討におけるモーメント図を図-22に示す。この結果から、偏圧は全土被り圧と緩み土圧と中程度の断面力を与えることが分かる。

表-6は全土被りを基準としたモーメント, せん断力, 軸力の断面力の比率を示したものである。この結果から、モデルケースでは、通常の緩み土圧では全土被り圧の3~5割程度の断面力の低減となるのに対して、偏圧では2~4割程度の低減となった。

よって、施工中の影響は比較的大きく、土被りの大きい場所にエレメント推進・けん引工法を適用する場合には、本報告で例示したような施工中の検討を行い、これに見合った中間支持材, エレメントの使用などの設置が必要になるものとする。

7. おわりに

著者らは、エレメント推進・けん引工法における土被りが大きい場合の土圧を検証した。この結果、施工中の影響を考慮した部材断面力の算定方法を例示することができた。今後は、実施例が発生した場合に、この妥当性の検証をしたいと考える。

図-21 偏圧

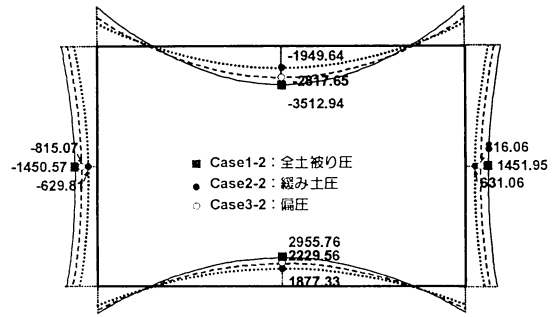


図-22 断面力の比較(モーメント)

表-5 断面力の比率

位置		偏圧/全土圧			緩み土圧/全土圧		
		N	M	Q	N	M	Q
上床	端部	0.76	0.69	---	0.75	0.61	---
	h/2	0.76	---	0.68	0.75	---	0.58
	中央	0.76	0.80	---	0.75	0.55	---
側壁	端部(上)	0.78	0.84	---	0.70	0.71	---
	h/2(上)	0.77	---	0.71	0.68	---	0.75
	中央	0.68	0.56	---	0.62	0.43	---
	h/2(下)	0.64	---	0.52	0.61	---	0.63
	端部(下)	0.60	0.56	---	0.60	0.59	---
下床	端部	0.60	0.58	---	0.66	0.70	---
	h/2	0.60	---	0.74	0.63	---	0.71
	中央	0.75	0.75	---	0.64	0.63	---

謝辞

模型実験を実施するにあたっては、(株)フジタの吉川氏にご協力頂いた。また、ケーススタディにおいては中央復権コンサルタントの中野氏、橋氏にご協力いただいた。ここに感謝の意を表す。

参考文献

- (社)日本鉄道施設協会：線路下横断工計画の手引き,2004,4
- (財)鉄道総研：鉄道構造物等設計標準・解説-シールドトンネル,2002,12
- (財)鉄道総研：変状トンネル対策工設計マニュアル,1998.10
- 垂水尚志：落し戸実験による応力解析の影響評価, 第47回 年次学術講演会,1992.4
- 菊本統, 岸田潔, 木村亮, 田村武：降下床実験による離隔のない双設トンネルに作用する土圧の評価手法の構築,土木学会論文集No.799/III-72,pp.25-36,2005.9
- 菊本統, 岸田潔, 木村亮, 田村武：降下床実験による離隔のない双設トンネルに作用する土圧の評価手法の構築,土木学会論文集No.799/III-72,pp.25-36,2005.9
- 小西真治：砂と粘性土の互層地盤の切羽安定評価に関する研究,鉄道総研報告, 特別第45号, 2001.1
- 土岐憲三, 田村武, 梅田昌彦：切羽に作用する水平土圧の簡易算定方法について,土木学会第49回年次講演会 III-689, p.1368, 1994.9

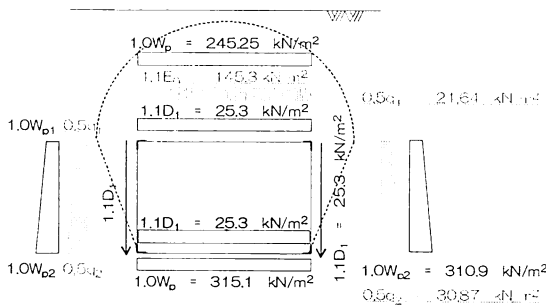


図-20 緩み土圧

