

(59) 土かぶりの大きい円形掘りトンネルの三次元模型実験の考察

前田建設工業(株) 技術研究所

神藤 健一

○ 鷺沢 栄紀

1. まえがき

土かぶりの大きい軟質地山を対象として、切羽の進行に伴う地圧現象を明らかにする目的で、トンネルの三次元模型実験を行なってきた。これらの実験は、実際のトンネル施工と同様に土槽内の模型地山に模型円形トンネルを掘進させる実験^{1),2)}(以後、掘削実験と称する)、土槽内の模型地山から鋼製円筒を瞬時に引き抜くことをトンネル掘削とみなす実験^{3),4)}、および、ロックボルト支保による実験⁵⁾とに分けられる。これらの実験については、既に報告し、①掘削に伴う地圧現象は地山材料の性質に依存する^{1),3)}、②切羽周辺の鉛直応力分布は円形状を呈する^{1),3)}、③応力再配置過程で5つの領域が存在する^{1),3)}、および、④ロックボルトの支保効果は、同じ材料でも初期地圧に大きく影響され、また、初期地圧により、有効なロックボルト長さが存在する等⁵⁾を明らかにした。

ここでは、内空変位の測定値に関して、説明変量として実験条件パラメータ $C/\gamma H$, $\tan \phi$ を用いて多変量解析を行ない、現場実測データと対比して、これらについて比較・検討した結果を報告する。

2. 実験概要

実験装置、実験方法、および、相似則等の詳細に関しては、既に報告してあるので、ここでは、掘削方法、および、内空変位測定方法について概略を述べる。トンネルは、直径 20 cm の円形断面であり、掘削は手掘りで行なった。1 掘削ごとに、掘削断面の精度を向上させるために、トンネル内周面を整形装置(トンネル内で、1 掘削長 2.5 cm に相当する長さの刃で回転運動によりトンネル内周面を正確に所定トンネル直径、掘削長に削り取る装置)で整形した。内空変位量は、所定の測定断面まで掘進し、トンネル内周面を整形した後、直ちに、トンネル内地山に測定用標点を設置し、この標点間をダイヤルゲージを改造した内空断面測定装置(1/100 mm 読み)で測定した。測定は、切羽の進行、および、時間の経過に伴って、所定の時間間隔で実施した。なお、実験条件、地山材料の土質試験結果、および、内空変位量等の測定結果に関しては、前報で報告しているので、ここでは省略する。

3. 内空変位量とバイナンバーとの多変量解析

掘削実験における内空変位量は、前報で内部摩擦角¹⁾と良い相関関係があると報告しており、また、トンネル掘削に伴う切羽進行による変位、および、粘性変位は分離され、距離、および、時間の関数で表示でき、この関数の定数は地山材料のクリープ定数に依存することを示した。さらに、土質試験結果から得られたクリープ定数⁶⁾ α , β と内部摩擦角 $\tan \phi$ との間には、図-1、および、図-2 に示すように高い相関性があるので、地山材料の粘性に関する実験条件は、内部摩擦角で代表させることができると考えられる。ここでは、内空変位量が多くの実験条件パラメータとどのように関係するかを多変量解析によって検討する。

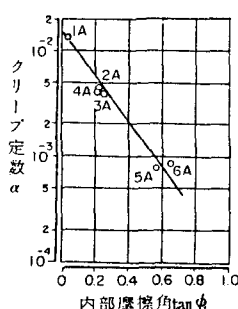


図-1 土質試験におけるクリープ定数 α と内部摩擦角 ϕ の関係図

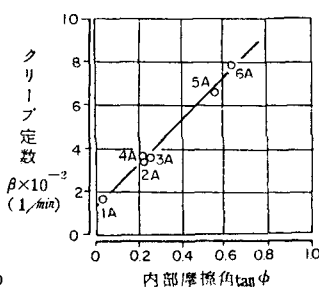


図-2 土質試験におけるクリープ定数 β と内部摩擦角 ϕ の関係図

内空変位量に寄与する実験条件としては、土かぶりに関する実験条件、地山の材料の性質に関する実験条件、および、地山の剛性に関する実験条件を考える。ここで、表-1に示すように各実験条件で、いくつかのパラメータを選び出し、多変量解析を行なった。単回帰分析の結果は表-1に示すように、内空変位量と C/rH 、 $\tan \phi$ との相関性が高いことを示している。また、多変量解析の結果は表-2に示すように、3変量 (C/rH 、 $\tan \phi$ 、 E/rH) で重相関係数が非常に高くなっているが、 E/rH の寄与率は、他の2つのパラメータに比べて極めて小さく、 E/rH を無視しても、重相関係数で 0.994 から 0.910 になる程度である。したがって、今回の実験結果の内空変位量は、図-3に示すように、 C/rH と $\tan \phi$ の2つの説明変量で、十分予測ができるものと考ええる。

次に、今回の実験結果を現場と対比する目的で、前報⁶⁾で述べた内空変位量を距離と時間の関数で表示した結果を用いて、切羽からの距離 20 D、模型における時間 20,000 分を経た時点（相似則で考えると、実物で、120 日間経過した場合に相当する）での内空変位量を算出すると、表-3のとおりとなる。この内空変位量に関して、前述したのと同様に、 C/rH 、 $\tan \phi$ の2つのパラメータで多変量解析を行なうと、重相関係数は、0.992 と大きい値を示し、予測式は、次のとおりである。（図-8 参照）

$$-\log \left(\frac{u}{D} \right) = 0.789 + 1.708 \frac{C}{rH} + 3.083 \tan \phi$$

4. 現場との対比

現場事例について、文献調査した結果を表-4に示す。表-4に示す事例は、内空変位量の実測値、地山の物性値 (q_u 、 C 、 ϕ) 等が掲載されている事例をすべて引用したので、今回、模型実験で対象とした土かぶりの大きい軟質地山を必ずしも対象としていない事例も含む。現場事例は、29例あり、これらについて、内空変位量と表-4に示した各パラメータとの間で、単回帰分析、多変量解析を行なった結果、表-5に示すように、あまり良い相関性は得られなかった。単回帰分析で一番相関のあるのは、 H/D であり、また、模型実験と同様に、 C/rH と $\tan \phi$ の2変量を使用したものは、図-4に示すように、予測値と実測値は、比較的对応しているが、バラツキが大きく、重相関係数は、0.44 と非常に小さい。この原因について、考察すると、次のとおりである。

- ① 今回の実験結果では、図-5に示すように内空変位量が $\tan \phi$ に良い相関があるのに対して、現場事例の場合、図-6に示すように、土砂については、ある程度相関が認められるが、軟岩、硬岩では、ほとんど相関が認められない。
- ② 内空変位量と q_u/rH との相関をみると、図-7に示すように、相関はほとんどないが、これを土かぶり、岩質等で層別してみると、次のようになる。すなわち、 $H/D < 1.0$ の場合、 u/D は $10^{-2} \sim 10^{-3}$ の範囲

表-1 内空変位に寄与する実験条件一覧表

相 関 係 数	土かぶりに関する 実験条件				地山材料に関する実験条件		地山の剛性に関する条件
	H/D	q_u/rH	C/rH	$\tan \phi$	$C/qu + \tan \phi$	$\tan^2(45^\circ + \frac{\phi}{2})$	E/rH
	0.364	0.689	0.752	0.888	0.884	0.886	0.287

表-2 内空変位と各説明重量との重相関係数一覧表

実験条件 (説明変量)	重相関係数 (2変量)	実験条件 (説明変量)	重相関係数 (3変量)
C/rH 、 $\tan \phi$	0.910	C/rH 、 $\tan \phi$ 、 E/rH	0.994
C/rH 、 E/rH	0.752		
$\tan \phi$ 、 E/rH	0.903		

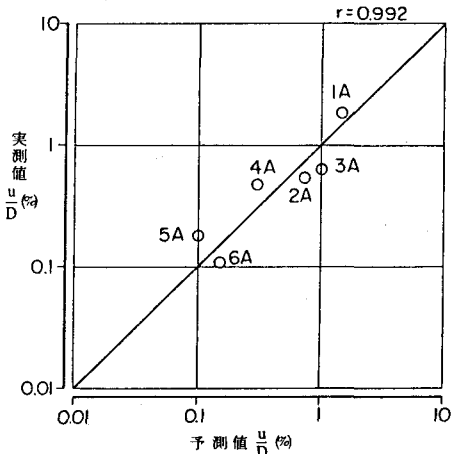


図-3 内空変位の予測値と実測値の関係図 (模型実験)
(説明変量として、 C/rH 、 $\tan \phi$ を使用した場合)

表-3 模型実験における最終変位算出値

ケース	1A	2A	3A	4A	5A	6A
u/D	0.0244	0.0124	0.0290	0.0051	0.0012	0.0021

表-4 現場事例調査一覧表

地	トンネル名	地質	地質区分	H (m)	q_u (kg/cm ²)	C (kg/cm ²)	ϕ (°)	u/D	$\frac{C}{rH}$	H/D	q_u/rH	C/rH	$\tan \phi$	$C/q_u + \tan \phi$	参考文 献
1	第一白根	泥 岩	軟 岩	150	115 ~240	50 ~80	25 ~35	4.7×10^{-1}	1.33	17.6	3.04 ~8.4 (4.74)	1.33 ~2.13 (1.73)	0.466 ~0.700 (0.583)	0.674 ~1.033 (0.854)	トンネルと地下, 第11巻11号他
2	向 山	ホルンフェルス	硬 岩	200	1150	110	59	1.7×10^{-2}	1.77	40	2.21	2.12	1.66	1.76	同 上
3	向 山	ホルンフェルス	硬 岩	250	520	95	44	1.7×10^{-2}	1.77	50	8.23	1.52	0.966	1.15	同 上
4	鶴立山 24K630	泥 岩	軟 岩	120	26.7	9.9	18.2	2.3×10^{-1}	1.64	20	1.29	0.477	0.329	0.700	トンネルと地下, 第11巻1号
5	鶴立山 35K240	泥 岩	軟 岩	250	40.6	10.5	33	1.83×10^{-1}	0.734	41.7	0.773	0.200	0.649	0.908	土木施工, 第20巻6号
6	塩 瀬	泥 岩	軟 岩	50	60	10	37	9.3×10^{-3}	2.03	5	6.00	1.00	0.754	0.921	トンネルと地下, 第13巻6号
7	塩 瀬	泥 岩	軟 岩	50	60	10.5	37	2.0×10^{-3}	1.70	5	5.20	0.913	0.754	0.929	トンネルと地下, 第13巻11号
8	折 瓜	凝灰岩	軟 岩	35	41	9	36	2.2×10^{-3}	1.66	3.5	0.564	0.556	0.727	0.947	トンネルと地下, 第13巻8号
9	折 瓜	凝灰岩	軟 岩	93	5.7	2.0	21	5.5×10^{-3}	1.26	9.3	0.333	0.117	0.384	0.735	同 上
10	第一平石	未固結マサ	土砂 (砂質土)	3	0.8 (仮定)	0.40	34	2.0×10^{-3}	2.70	0.30	1.646	0.823	0.675	1.175	第27回土木工学シンポジウム
11	取 香	未固結砂	土砂 (砂質土)	9.5	0.90	0.31	31	1.01×10^{-3}	3.00	0.95	0.535	0.184	0.601	0.945	同 上
12	大 貫	未固結砂	土砂 (砂質土)	10	0.8 (仮定)	0.33	30	9.6×10^{-4}	3.02	2.0	0.428	0.176	0.577	0.990	同 上
13	第一白根 29K721	泥 岩	軟 岩	155	137	41	55	3.45×10^{-1}	1.46	15.5	3.55	1.062	1.428	1.727	同 上
14	第一白根 29K439	泥 岩	軟 岩	25	146	30	37	4.3×10^{-3}	2.37	2.5	22.90	4.71	0.754	0.959	同 上
15	長 沢	凝灰質砂岩	軟 岩	20	73	14	43	1.04×10^{-3}	2.98	4.0	2.67	4.35	0.933	1.125	同 上
16	響ヶ丘 (貞岩との交界)	砂 岩	硬 岩	35	243	45	32	4.28×10^{-3}	2.37	7.0	26.00	4.82	0.625	0.810	同 上
17	新新宮	泥 岩	軟 岩	17	73	30.8	32	6.0×10^{-4}	3.22	3.4	22.37	9.44	0.625	1.047	同 上
18	大 崎 山	砂質凝灰岩	軟 岩	45	105	21	43	2.0×10^{-3}	2.70	4.5	12.09	2.42	0.936	1.136	同 上
19	大 刺 逆	砂 岩	軟 岩	50	1.1	0.8	34	1.04×10^{-3}	2.98	10.0	0.133	0.0984	0.675	1.402	同 上
20	第一名塩	風化凝灰岩	硬 岩	25	755	130	50	4.4×10^{-1}	3.36	2.5	118.43	20.39	1.192	1.346	同 上
21	宇佐美	安山岩	土砂 (砂質土)	30	2.04	2.0	47	1.57×10^{-2}	2.80	4.29	0.287	0.281	1.072	2.052	NATMの施工事例と今後の課題
22	宇佐美	凝灰質土	土砂 (粘性土)	35	1.3	0.6	10	2.11×10^{-3}	2.68	4.93	0.176	0.0812	0.1763	0.638	同 上
23	北 神	層状粘土	土砂 (粘性土)	230	4.5 (仮定)	2.1	43	8.8×10^{-3}	2.06	23.0	0.0964	0.0500	0.0787	0.545	トンネルと地下, 第15巻9号
24	結石地下鉄 北段下丁	凝灰質砂岩	軟 岩	12	50	6.8	46	2.0×10^{-3}	2.70	1.85	16.94	2.304	1.036	1.172	トンネルと地下, 第15巻1号
25	東横線 新田原駅区	泥 岩	軟 岩	20	50	24	9	1.0×10^{-3}	3.00	4.0	9.36	4.494	0.158	0.538	トンネルと地下, 第15巻1号
26	真 木	シルト質砂	土砂 (砂質土)	7	0.56	0.53	25.5	2.57×10^{-3}	2.59	2.14	0.229	0.217	0.477	1.423	トンネルと地下, 第15巻3号
27	結石地下鉄 三ツ上町工区	砂質泥岩	軟 岩	22.5	40	15	16	3.4×10^{-3}	2.47	4.50	7.111	2.667	0.287	0.662	NATMの施工技術の発展と地下鉄大断面NATM研究会
28	新 豊	砂 岩	軟 岩	50	35	7	30	2.0×10^{-3}	2.70	5.0	3.42	0.683	0.577	0.777	第9回施工体験研究会
29	第一高森山	凝 灰 岩	土砂 (砂質土)	50	1.0 (仮定)	0.33	20	8.0×10^{-4}	3.10	10.0	0.100	0.033	0.364	1.968	第6回施工体験研究会

表-5 現場事例相関係数一覧表

	1 変量					2 変量
	H/D	q_u/rH	C/rH	$\tan \phi$	$C/q_u + \tan \phi$	C/rH, $\tan \phi$
29例	0.620	0.326	0.393	0.083	0.205	0.440
$q_u/rH < 2$ の例	0.451	0.207	0.225	0.285	0.556	0.470

ではつき、 q_u/rH とは相関が認められない。 $H/D > 10$ の場合、硬岩・土砂では、 q_u/rH と相関が認められないが、軟岩の場合、 q_u/rH と比較的相関が良い。

- ③ $q_u/rH < 2$ の事例(13例)のみで相関をみると、 C/rH 、 $\tan \phi$ の2説明変量で多変量解析を行なった結果は、表-5に表すように、重相関係数は大きくなり、相関はよくなる。

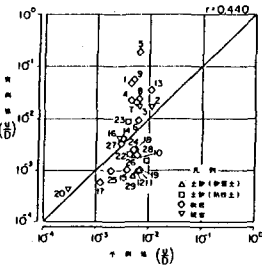


図-4 内空変位の予測値と実測値の関係図(現場事例)

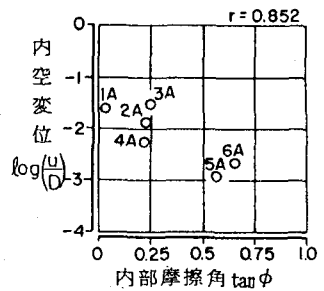


図-5 内空変位と内部摩擦角の関係図(模型の場合)

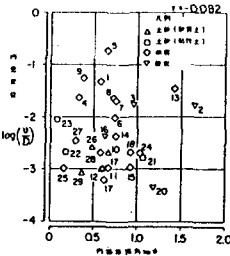


図-6 内空変位と内部摩擦角の関係図(現場事例の場合)

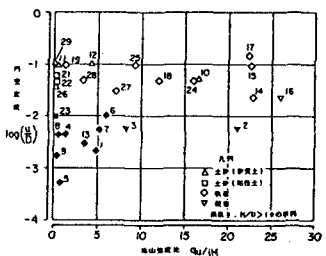


図-7 内空変位と地山強度比の関係図(現場事例)

次に、2.で述べた実験結果の多変量解析で得られた C/rH 、 $\tan \phi$ の2変量による予測式に、現場事例データを適用した結果を図-10に示す。図-10に示すように、これらの結果は非常にばらつく。この原因としては、相似則、寸法効果、施工条件の相違、支保効果、

あるいは、他の内空変位量に影響を与えるパラメータ（要因）について考える必要もあるが、次に述べるようなことが挙げられる。

① 今回の実験が素掘りなのに対して現場事例では、支保構造物により内空変位を押えているにもかかわらず、予測値に比べて実測値が非常に大きな値を示している事例が多い。これを地質的にみると、すべて、硬岩・軟岩である。また予測値に比べて実測値が小さい値（1/10程度）の事例は、土砂（粘性土、崖錐）であり、実測値と予測値がほぼ一致している事例は、土砂（砂質土）である。

② 今回の実験が、内部摩擦角 $2 \sim 33^\circ$ の地山材料（粘性土、砂質土）で、地山強度比 1.0 以下を対象に実施したのに対して、現場事例では、内部摩擦角、

地山強度比が非常に大きいものが含まれているので、そのまま実験結果を適用できない可能性もある。すなわち、No 11, 12, 19 等の地山強度比、内部摩擦角の小さい土砂（砂質土）の事例は比較的一致する。しかし、No 17 の事例のように、軟岩でもコアの C, ϕ ではなく、現位置試験によって求めた C, ϕ を適用すると、図-8 に示すように、実測値と予測値との間で比較的一致する。

③ 各事例の地質状況から判断すると、硬岩では、 $C_L \sim D$ 級、軟岩では、 D 級に相当する事例が多いので、⁷⁾ 菊地他⁷⁾ の原位置せん断試験結果から分類された物性値（ C_L 級で、 $30^\circ < \phi < 38^\circ$ 、 $5 < \tau < 10 \text{ kgf/cm}^2$ 、 D 級で、 $15^\circ < \phi < 30^\circ$ 、 $0 < \tau < 5 \text{ kgf/cm}^2$ ）を各事例に適用し、範囲で示すと図-9 のようになり、硬岩、軟岩でも予測値と実測値が比較的良好な関係になる。

以上から、今回の実験から求めた予測式は、土砂（砂質土）に対しては比較的有效と考えられるが、他の岩質の場合、原位置岩盤強度を用いれば、ある程度の予測に適用できる可能性はあるが、現状では、この地山強度の評価が難かしく、適用の可否は判断できない。また、岩石のコア強度を用いた事例解析でも、土かぶり条件を加味すれば、地山強度比、あるいは、 $C/\gamma H$ 、 $\tan \phi$ 等のパラメータで、ある程度内空変位量が予測可能と考えられ、さらに、割れ目や支保効果等のパラメータを加味し、多くの事例を収集していけば、トンネル設計の有効な手段となると思われる。

参考文献

- 1) 神藤, 鷺沢: 土かぶりの大きい円形素掘りトンネルの三次元模型実験, 土木学会第 37 回年次学術講演概要集 第 3 部Ⅲ-188, 1982
- 2) 神藤, 鷺沢: 土かぶりの大きい円形素掘りトンネルの三次元模型実験, 前田建設工業技術研究所報, vol. 23, 1982
- 3) 神藤, 鷺沢: 土かぶりの大きい円形素掘りトンネルの三次元模型実験(第2報), 土木学会第 38 回年次学術講演概要集 第 3 部Ⅲ-59, 1983
- 4) 神藤, 鷺沢: 土かぶりの大きい円形素掘りトンネルの三次元模型実験(その2), 前田建設工業技術研究所報, vol. 24, 1983
- 5) 神藤, 鷺沢: 土かぶりの大きい円形素掘りトンネルの三次元模型実験(その3), 前田建設工業技術研究所報, vol. 25, 1984
- 6) 神藤, 鷺沢: 土かぶりの大きい円形素掘りトンネルの三次元模型実験, 第16回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, 1984
- 7) 菊地他: ダム基礎岩盤の安定性に関する地質工学的総合評価について, 第14回国際ダム会議提出論文, 1982

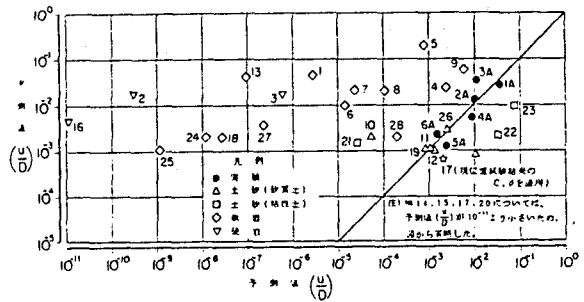


図-8 実験結果から推定した実物の内空変位の予測値と実測値（コア強度から推定）

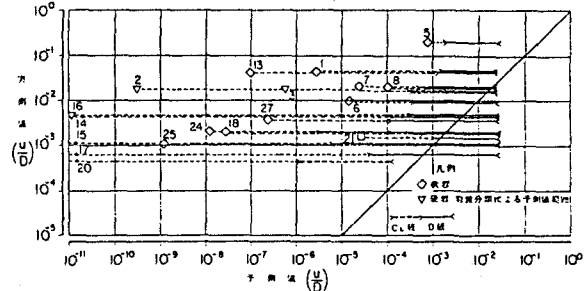


図-9 実験結果から推定した実物の内空変位の予測値と実測値（岩盤分類から推定）

(59) THREE DIMENSIONAL MODEL TEST ON AN UNLINED TUNNEL
UNDER LARGE PRESSURE OF OVERBURDEN

by Ken-ichi KANTO, MAEDA CONSTRUCTION CO., LTD
Eiki WASHIZAWA do.

Abstract

In order to verify the earth pressure phenomena around the vicinity of a tunnel excavated in large mass of overburden of soft ground, three dimensional model tests have been carried out.

The ground motion phenomena around the vicinity of proceedingly excavated face of tunnel has been observed and studied. Then the experimental results have been compared with data obtained from the actual measurement carried out in the field. Thus the followings are verified;

- 1) The stress conditions around a tunnel is closely not only depending on the characteristics of soft materials, specially by internal friction angle ϕ , but also relating to phenomena such as the fluidity of soft materials, deterioration of strength by water, increase of strength with consequent compression in soft materials and so on.
- 2) In the cases of initial stress is large and soft materials in front of tunnel face yields to the stress, the displacement of soft materials around a tunnel excavated is occurring very large in front of the face. This displacement appears as the squeezing displacement from the face and displacement by compression (consolidation) in soft materials.
- 3) Though convergence measurement is simultaneously related to C/rH and $\tan \phi$, in the case of utilizing the results in the field practically, it becomes one of the problems from now on how the physical properties are estimated.