(39) ロックボルトの最適パターンに関する実験研究

金沢工業大学　正会員　土屋 敬

THE EXPRIMENTAL STUDY ON THE OPTIMUM PATTERN OF ROCK-BOLT AS TUNNEL SUPPORT

Takashi Tuchiya　Kanazawa Institute of Technology

Large scale loading tests are performed to study the tunnel reinforcing effects of rock bolts in a 60 cm diameter tunnel bored through a 2.4 cubic meter model ground, and to establish the optimum combination of numbers and lengths of bolts for the maximum tunnel support. To create plain strain conditions the same as in the tunnel face, loading is performed through four planes by jocks (100tf*16 sets per plane), the other two planes remaining rigid. The conditions of side pressure are set at coefficients of 1.0 and 0.5. Tested are the following three combinations of bolts: 48 ten-centimeter bolts per face at 8 cm intervals, 24 twenty-centimeter bolts, and 12 forty-centimeter bolts, are tested. These combinations are chosen because the sum total length of reinforcing bolts is the same in each case. The model ground consists of low strength sandy mortal with uniaxial strength of approx. 1.0 MPa and internal friction angle of approx. 25° . A non-friction wall separates the model ground at the center of the tunnel axis to enable the testing of two combinations on the both sides under the same conditions. A different set of combinations is compared on a new model ground. The displacement of the tunnel wall, the stress and strain of the model ground, and the distribution of axial force of the bolts are measured, and the destroyed shape of the tunnel wall is also observed. The results show that the optimum combination is a large number of short bolts.

1.まえがき

本研究は、トンネル試験装置による模型試験の外圧試験方式によるもので、目的は以下の通りである。

1）ロックボルトによるトンネル補強の有効な条件（範囲）を明らかにする。

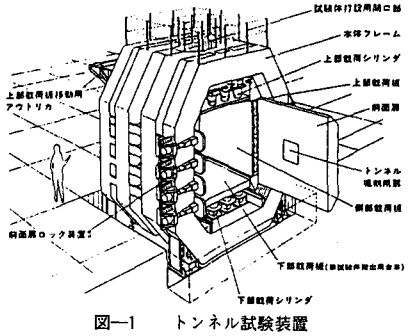
2）トンネルの安定に最も有効なロックボルトの長さと本数の組合せを追求する。

3）側圧係数に代表される荷重形態に応じたロックボルトの最適配置を求める。

2.試験方法

（1）　トンネル試験装置

装置は載荷板・加圧装置、反力フレームから構成される。トンネル直径は60cm、これは鉄道トンネルの場合新幹線断面の1/15、在来線単線断面の1/10である。トンネル壁面から載荷板までの離れは半径の3倍の90cmとし、試験体の一辺は2.4mとする。トンネル軸方向にも同じ長さを持たせた立方体とした。



図—1　トンネル試験装置

表—1　供試体の種類

側圧係数	試験体番号	ボルトパターン	長さ l (cm)	本数 N	l×N (cm)	1軸強度 q_u(MPA)	粘着力 c (MPA)	摩擦角 φ°
1.0	S-1	NB	－	－	－	0.83	0.24	25
	S-2	B4012	40	12	480	0.91	0.32	21
		B2024	20	24	480			
	S-3	B2012	20	12	240	1.02	0.31	26
		B2024	20	24	480			
	S-4	B1048	10	48	480	0.96	0.32	22
		B4012	40	12	480			
0.5	S-5	NB	－	－	－	1.01	0.25	24
	S-6	B4012	40	12	480	1.02	0.28	24
		B2024	20	24	480			
	S-7	B2012	20	12	240	1.07	0.35	24
		B2024	20	24	480			
	S-8	B1048	10	48	480	1.20	0.30	26
		B2024	20	24	480			
(軸方向ピッチ；8cm)					平均	1.00	0.30	24

載荷応力は軟岩程度は試験可能な様に2.7MPaとし、一面当りの必要な加圧力は16MNとなり、1MNジャッキを4行4列に配列した。トンネル軸は水平方向とし前後面の反力壁にはトンネルのための開口部を設けた。載荷面は上下左右の4面とし、載荷板には十分な剛性を持たせた。装置の全景を図-1に示す。

(2)　供試体の材料

a）地山材料　　強度1MPa、内部摩擦角φ=25(±3)の低強度モルタルとし、装置内に直打ちした。

b）ロックボルト材料　相似律の検討によれば構造物の変形、変位は、1／α（α：幾何倍率）に、応力は1：1に対応することが分かる。トンネル径は約1／10であるからボルトも約1／10とし、ＩＳＯ規格ネジM4を用いる。この模擬ボルトの引張強度は5.36KNであった。現場で実際に用いられている4回ねじり鋼棒の別に行なった試験によれば破断強度は、345kNであり模擬ボルトの強度5.36kNは幾何倍率1／64＝(1／8)^{2}に等しく相似律を満足する。長さは１～4mを対象に10～40cmとした。ボルトの標準ピッチは密な場合を想定し、現場で80cm、模型でトンネル軸方向に8cm、横断方向には24分割とし7.8cmとした。

(3) 試験体の種類

実施した8種類のボルトパターンを表-1に示す。ボルトパターン記号は、前の2桁の数字はボルト長（cm）を、あとの2桁の数字は一断面当りのボルト本数を表わす。ボルトはトンネル1断面当りの設置総延長を原則として一定、すなわちボルト長１×設置本数N=480cm／断面とし（軸方向ピッチは一定）とし、ボルトの長さ及び設置密度の相違がトンネルの補強効果に与える影響を実験的に検討することとした。

(4)　計測項目及び数　表-2に示す通りである。

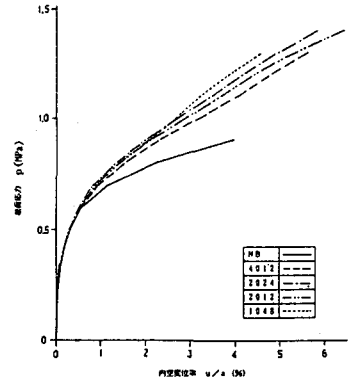
(5)　載荷方法

載荷条件は等圧圧縮（側圧係数K=1.0）と不等圧圧縮（K=0.5）の2種類とした。両者とも1ステップ鉛直方向応力p_U=0.05MPaの段階載荷とし、各ステップでは10分間荷重を持続した。（以下p_Uをpと記す）

表—2　計測項目および数量一覧

計測項目	計　測　点			
（計器精度）	供試体番号S－1	S－2，3	S－5	S－4，6，7，8
地山内変位 (0.1%)	5点×2測線＝10点 (2.5.5.10, 20.40cm)	6点×2測線×2断面＝24点 (1.2.4.10, 20.40cm)	5点×2測線　＝10点 (1.2.3, 5.20cm)	5点×2測線×2断面 ＝20点 S-4.6.7(1.2.3.5.20cm) S-8　(2.4.8.10.20cm)
地山内ひずみ (1%)	5点×2方向＝10点 (5.10.20, 30.40cm)		5点×2測線×2断面＝20点 (2.5.5.10, 20.40cm)	5点×2方向×2測線 (2.5.5.　×2断面＝40点 10.20.40cm)
地山内応力 (2%)	6点×2方向＝12点 (5.10.20, 30.40.60cm)		5点×2測線×2断面＝20点 (2.5.5.10, 20.40cm)	5点×2方向×2測線 (2.5.5.　×2断面＝40点 10.20.40cm)
ボルト軸力 (2%)	5点×3本　＝15点	5点×3本×2断面　＝30点		5点×3本×2断面　＝30点
内空変位 (0.1%)	8点×2面＝　16点	16点	16点	16点
載荷板変位 (1%)	4点×4面＝　16点	16点	16点	16点
合計点数	79点	86点	82点	162点

注：　2測線 …… 水平、鉛直　　2方向 …… r、θ



図—2　載荷応力と内空変位率との関係

3.等圧下（側圧係数K=1.0）でのロックボルトの補強効果と最適パターン

K=1.0の時はほぼ一様な変位、応力、破壊を示した。

(1) 内空変位（８測点の平均）に見られる効果

各設計パターンの内空変位を比較した図-2によりボルトの効果が明確に分かる。p=0.5MPaまではボルトの有無にかかわらず内空変位の差が生じていない。この時の内空変位率は約0.3%であった。pが増大するに従いボルトの有無による内空変位の差が徐々に現われ、p=0.9MPa付近では、ボルトのない場合は、ある場合に比べ約2倍の内空変位となった。次にトンネル壁面に大きなクラックが生じ崩落に至る。パターンの違いによる内空変位率の比較をすると、ボルトを多く用いた1048が最も内空変化が小さくなった。また応力が地山強度を越えた場合でもボルトの存在により大きな崩落を生じずトンネルは全体的には安定している。さらにp=1.3MPa付近で支保の違いによる内空変位を比較すると、最も変位の大きくなった4012はu/a=5.7%、最も変位の小さくなった1048はu/a=4.6%であり、4012は1048の1.24倍となった。

(2)　地山内ひずみに見られる効果

地山内のひずみの計測結果をボルトなしのS-1と、ボルト有りのS-4の4012と1048について図-3に示す。

ボルトのない場合、半径方向ひずみεrは載荷応力の低い段階では圧縮ひずみでありpの増加に伴い次第に増加するが、pが0.7～0.8MPa以降では中間位置の20cm、30cm位置で低下あるいは引張側の挙動を示し、この付近で徐々に地山の破壊が進行している様子が分かる。

ボルトのある場合のについて、まずεθについては2.5～20cmの範囲はほとんど同じであり、深さ40cm

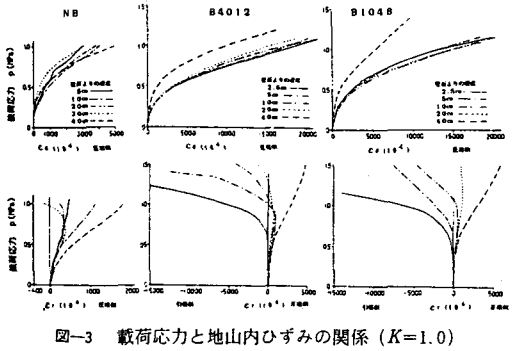
とは、大きく違っている。B1048がB4012より近傍部でもやや小さいが、40cmでは約半減しており効果的であることを示している。次にεrを見ると4012,1048ともひずみの深さ位置による相違が明確にみられる。深さ40cmでのひずみはpの増加に伴い圧縮側の増加を示したのに対し、深さ2.5,5,10,20cmのひずみはpが0.4～0.5MPa付近より壁面に近いものから順次引張側に転じた。これらの結果は、pの増加に伴ってトンネル内空への押し出し変位を生ずる領域が徐々にトンネル壁面より内奥部へと拡大して行く状況を示している。4012では1.25MPaを越えると壁面より20cm範囲はすべて引張に転じているが、1048ではほぼ同じ荷重の1.10MPaで10cm範囲内は引張となるが、20cm位置ではなお圧縮性を保っている。

(3) 地山内応力に見られる効果

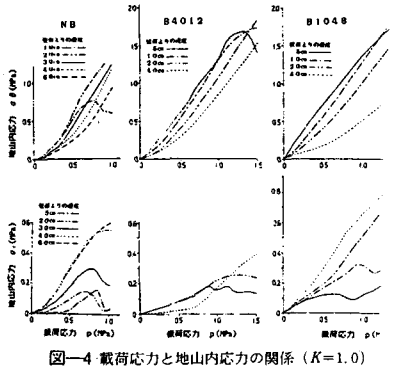
図－4に地山内応力計測結果の内代表的な3例を示す。ボルトなしの場合接線方向応力σθはpの増加に伴って大きくなり、pが0.7～0.8MPaでピークに達した後、急激な低下を示した。また半径方向応力σrはpの増加に伴って増大し、深い測点ほど全般に大きな値を示した。しかし深さ30cmではpが0.7-0.8MPaに達した時点でピークを示し、それ以降はσθと同様に低下の方向に転じ、pが1.0MPa付近で約0.1～0.2MPaとなった。これらの挙動については、トンネル周辺地山の破壊が影響していると考えられる。

ボルトのある場合についてまずσθに着目すると、4012ではpの増大にともないσθが増加するが、深さ5cmでのσθは、pが1.35MPaでピークを示し、その後は急激に減少する。また深さ10cmのσθもpが1.5MPa付近でピークを示した。しかし、深さ20, 30cmのσθはまだまだ増加傾向にある。これに対し1048では地山内のどの位置のσθも増加の傾向を示している。

次にσrを見ると、4012では深さ5cmのσrはpが0.9MPa付近でピークを示しその後徐々に低下する傾向を示した。深さ20cmのσrもp=1.3MPa付近でピークを示し以後低下の傾向を示した。1048では深さ5cmのσrはpが0.6MPa付近でピークを示し、その後やや減少するが、0.85MPa付近より再び増加に転じpが1.35MPa付近で1回目より大きなピークを示した。深さ10cmのσrも0.95MPaで1回目のピークを示し、いったん減少に向かうが1.15MPa付近より増加に転じ1.5MPa付近で2回目のピークを示した。このように短い



図—3　載荷応力と地山内ひずみの関係（K=1.0）

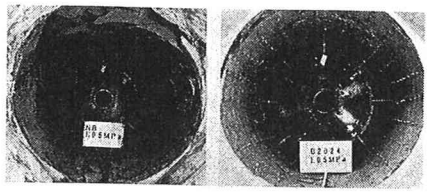


図—4 載荷応力と地山内応力の関係（K=1.0）

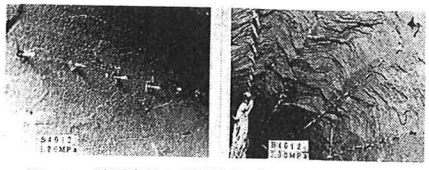
ボルトでは長いボルトに比べ低い載荷応力で地山内応力の減少が始まるが、その後再び増加し長いボルトより大きな応力を示した。深さ20cmでは、4012ではピークを示したが、1048の場合は応力は増加し続け1.5MPaでは前者の約4倍を示した。このような地山内応力の挙動からボルトのトンネル支保効果が説明できる。すなわち載荷荷重の増大に伴い地山内応力は増加するが、あるレベルに達すると地山の破壊が生じ減少する。ボルトがないと破壊はこのまま進行するが、ボルトがあるとボルトに引張力が生じ、反力として地山に圧縮力が与えられるため3次元的な応力状態が保持され地山は安定を保つことができる。

(4) 破壊状況に見られる効果

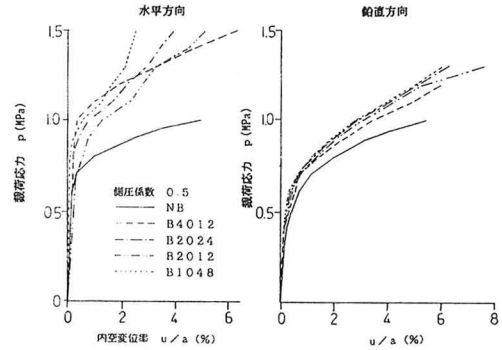
pが1.05MPaにおけるトンネル壁面の状態をボルトなしのＮＢと2024について図-5に示す。ＮＢでは完全に破壊しているが、2024ではわずかに鱗片状の剝離が見られる程度である。その後のpの増加に伴う変化を4012について図-6に示す。1.2MPaでは剝離が顕著になり、ボルトのベアリングプレートが地山にめり込みよく支えて状態が観察される。実験終了の直前の2.0MPaでは剝離はすべて崩落し、ボルトヘッドとヘッドを結んだトンネル軸に平行なＶ型の欠落部が生じる。しかしこの状態でもトンネルは完全な崩壊には至らず、ボルトのある場合は非常に粘りのあることが分かる。また剝離がほとんど隣接するボルト間で発生することからしてもボルト本数を多くすることの有利性が窺われる。



図—5　壁面の変状状況（K=1.0，p=1.05 MPa）



図—6　壁面変状の進行状況（K=1.0，B4012）



図—7　載荷応力と内空変位率の関係（支保パターンでの比較）

3.不等圧条件下での（K=0.5）ロックボルトの補強効果と最適パターン

K=0.5ではK=1.0と異なり、変形は上下方向が水平方向より大きいが、破壊は側壁部に生ずる。

（1）内空変位に見られる効果

図－7においてまず全体的に水平変位と垂直変位を比較する。垂直変位は裁荷応力の小さい段階から漸増し常に水平変位より大きい変位を示したが、安定している。水平変位はp=0.7MPa付近までほとんど生じていないで、それ以後発生し、p=1.0MPa付近から急増し不安定な動きを示した。

次にパターン別の比較を行う。K=0.5のこの場合も、ロックボルト総量を同じくした比較において短いロックボルトを数多く用いたものの変位が小さい。なおこの差は水平変位に関してより明確である。

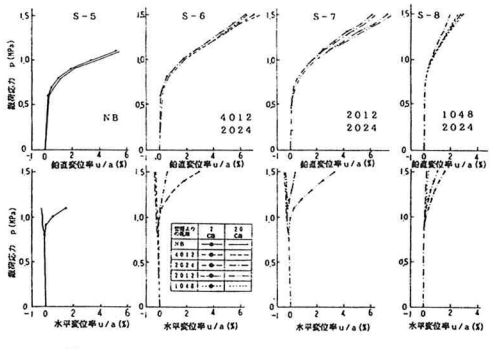
（2）地山内変位にみられる効果

試験体S-5～S-8のトンネル壁面よりの深さ2ｃｍ，20ｃｍでの載荷応力pと地山内変位との関係を図-8にしめす。鉛直方向変位を見ると各試験体とも深さの違いによる変位の差はほとんどなく地山は一体となってトンネル内空側への移動が生じている。一方、水平相対変位を見ると、各試験体ともp=0.8～0.9 MPaまでは、深さ2cm、20cmともほとんど変位しない。逆に若干地山内に押し込まれており、これは側圧係数が小さい場合の弾性的な挙動として十分考えられる。載荷応力が1.0MPa以上になると、トンネル周辺地山の破壊により深さ2cm位置の地山内変位は内空側への変位を示した。p=1.5MPaにおける壁面より2cm位置での変位を比較すると、ボルト総延長を同じくする4012、2024，1048を2024を基準としての変位比率は、5.0：1.0：0.64であり、ここでも短いボルトが有効との結果となった。

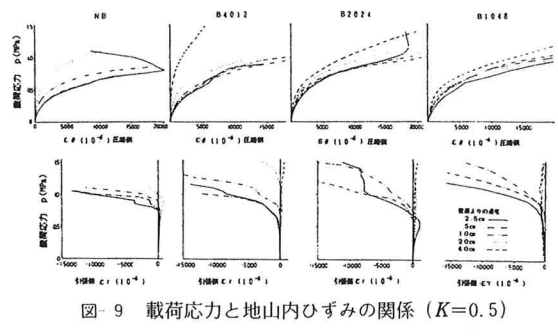
(3)地山内ひずみに見られる効果

試験体S-5，6，8の側壁部でのpとεθ、εrの関係を図-9に示す。εθはpの増加に伴い全般的に圧縮側のひずみが増大するが、。深さ2.5cmではＮＢにおいてはp=0.8MPaで,2024ではp=0.55MPaでピーク値を示し、その後減少に転じている。これはゲージの近傍の他の位置においてクラックが発生しひずみを吸収するため、ゲージ位置でひずみが減少する現象であろう。4012,1048ではこの現象は見られない。

εrはpの小さい段階ではほぼ０であり，p=0.55～0.80MPaで急激に引張ひずみに転ずる。ＮＢでは



図—8　載荷応力と地山内変位率の関係（K=0.5）



図－9　載荷応力と地山内ひずみの関係（K=0.5）

40cmまでの全位置が引張側となったが，4012では40cm位置が，2024,1048では40cm，20cm位置が圧縮側で残った。以上のようにεθ、εrは、ボルトの有無及びパターンにより変化し、ボルトによる補強効果は十分認められる。ボルトの使用総延長を同じくする場合、短いボルトを数多く用いたパターンで、引張ひずみを生ずる領域の深度が浅くなり、ここでも短いボルトが有効となった。

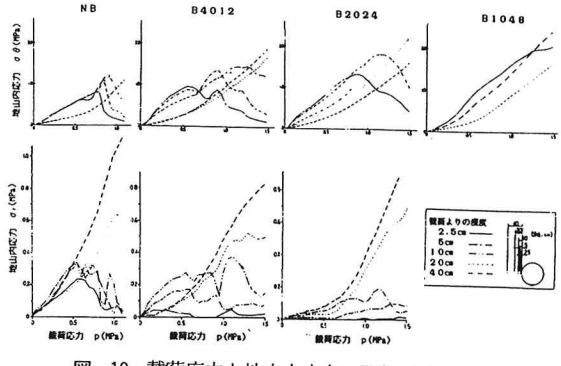
(4)地山内応力に見られる効果

試験体S-5，6，8の側壁部におけるpとσθ、σｒの関係を図-10に示す。ＮＢについては、σθはp=0.7～0.9MPaの範囲で深さ2.5から10cmのσθは順次ピークを示し以後急激に低下する。一方、σｒはp=0.5 ～0.55MPaで深さ2.5、5、10cmにおいてピークを示し、その後急激に低下する。これらの地山内応力の挙動は、ＮＢでは、p=0.55MPaで深さ20cmまで地山の破壊が進行したことを示している。

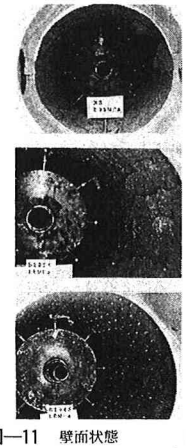
ボルトのある場合、まず4012についてはpの増加に伴いσθは増大し、p=0.55MPa付近で深さ2.5cm、5cmのσθは第1回目のピークを示したが、急激には低下せず、その後再び増加の傾向となりp=0.9MPaで第2回目のピークを示し、以後低下の傾向となった。σrも2.5cmのσｒの値が小さいもののσθとほぼ同一の挙動を示した。ＮＢと異なり、ピークが二度生ずるのは、一度地山は破壊するが、ボルトの効果により再び一体化され応力は増加を示し、pが0.9MPa付近になるとボルトの付着力が低下しボルトが滑り始めるため破壊が再び進行し応力が低下するものと考えられる。2024のσθはＮＢ、4012でピークが見られたp=0.55MPaを越えて増加し続けるが、p=0.85MPa付近で深さ2.5cmのσθがピークを示し、以後徐々に低下を示した。p=1.15MPa付近になり深さ5cmのσθもピークを示し、以後低下の方向に転じた。4012と2024を比較すると、深さ2.5cmでσθがピークを示したのは、4012でp=0.55MPa、2024でp=0.85MPa、深さ5.0cmで4012で1回目がp=0.55MPa、第2回目が0.9MPa、2024ではp=1.15MPaとなり、明らかに2024すなわちボルト本数を多く用いた方がトンネル支保効果が大といえる。σθのピーク値を比較すると、深さ2.5cmでσθの値が2024は4012の約1.5倍、深さ5.0cmで同じく約1.3倍となった。1048については、σθのみしかデータは得られていないがp=1.5MPaまでの全荷重域にわたり全測点の地山内応力が安定して増加傾向を示した。深さ2.5cmのσθについても1.25MPa以降は増加率は減少するものの、まだピークは示していない。最大値を見ると深さ2.5cmで1048の最大値が2024のピーク値の約1.6倍なった。このように地山内応力のデータからも最短の10cmのボルトを数多く用いるパターンが有効であるとの結果が得られた。

(6)破壊状況に見られる効果

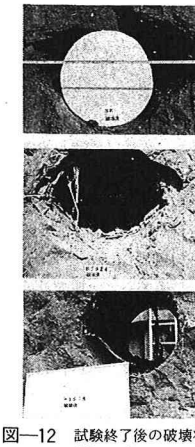
図-11にＮＢ破壊時のpが1MPa付近の壁面の状態を示す。ＮＢでは側壁部のくさび型破壊が発生している。ボルトがこれを拘束しようとしていることがよく分かるが、2024ではかなり変形が顕緒なのに対し,1048ではまだ少ない。図-12は破壊(p=2.0MPa)後の状態を示す．ＮＢでは深いくさび型破壊が発生しているのに対し、1048ではこのような破壊は全く観察できずわずかに表面が剝落している程度である。



図—10　載荷応力と地山内応力の関係（$K=0.5$）



図—11　壁面状態
（$K=0.5$，1 MPa）



図—12　試験終了後の破壊状態
（$K=0.5$）

5　まとめ

均質地山における合理的な設計パターンの提言

1）1.0～1.5mの短いボルトを数多く用いるパターンの採用

2）側圧係数が小さい場合、天端部のボルトの省略