投稿論文(和文)
PAPERS

土木学会論文集 No. 534／VI-30，55-67，1996.3

トンネルプレライニングの設計法に関する一考察

米山　秀樹[1]・指田　健次[1]

[1]正会員　日本国土開発株式会社　技術本部技術開発研究所（〒243-03 神奈川県愛甲郡愛川町中津4036-1）

都市近郊の土被りの薄いトンネルをＮＡＴＭで施工する場合には，切羽の安定性確保や地表沈下防止を目的として，先受け工を併用する場合が多い．しかしながら，先受け効果が３次元的であることや計測の困難さなどから，現状では，合理的な設計法が確立されているとは言いがたい．

本論文は，近年開発が進められている各種の先受け工のうち，トンネル横断方向への応力伝達が期待できるプレライニングの設計法について考察するものである．提案するプレライニングの設計法は，地山特性曲線法による土圧の算定と限界状態設計法による安全性の照査を基本としている．設計法の妥当性は，現場計測結果により検証した．

Key Words : *pre-lining, ground characteristic curve method, limit state design method, field experiment*

１．まえがき

大都市域において整備される道路，鉄道などの新線は，土地の有効活用の観点から地下に計画されることが多くなっている．従来，都市トンネルは開削工法またはシールド工法によって施工されてきたが，最近では，郊外の洪積層からなる地山などにおいて，非開削でかつ経済的に施工できる山岳方式のＮＡＴＭを採用する例が見受けられるようになった．このような都市トンネルへのＮＡＴＭの導入は，解析技術，止水技術の進歩のほかに，トンネル掘削に伴うゆるみや変位を抑制する補助工法，すなわち「先受け工」の技術開発の進展によるところが大きい．

近年開発が進められている各種の先受け工のうち，コンクリートやモルタルでトンネル横断方向にも連続したシェルを形成する先受け工を「プレライニング」と呼ぶことがある[1)]．プレライニングの先受け機能はそのアーチシェル構造によるものと考えられ，トンネル横断方向への応力伝達が期待できない梁構造の先受け工に対し，切羽の安定性確保や沈下の抑制という先受け効果の点で有利な面があると予想される．しかしながら，先受け効果が３次元的なものであることや計測の困難さなどから，プレライニングの先受け機構についてはいまだ十分に解明されておらず，その設計手法についても確立されていないのが現状である．

本研究は，地山特性曲線法による土圧の算定と限界状態設計法による安全性照査を基本とする設計法を提案し，その妥当性を現場計測結果との比較により検討するものである．

２．設計法

(1) 設計方針

提案するプレライニングの設計手順を図-1に示す．

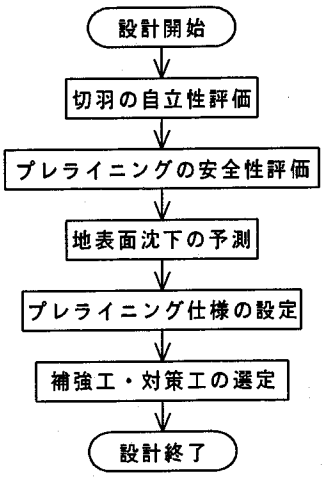

図-1　プレライニングの設計手順

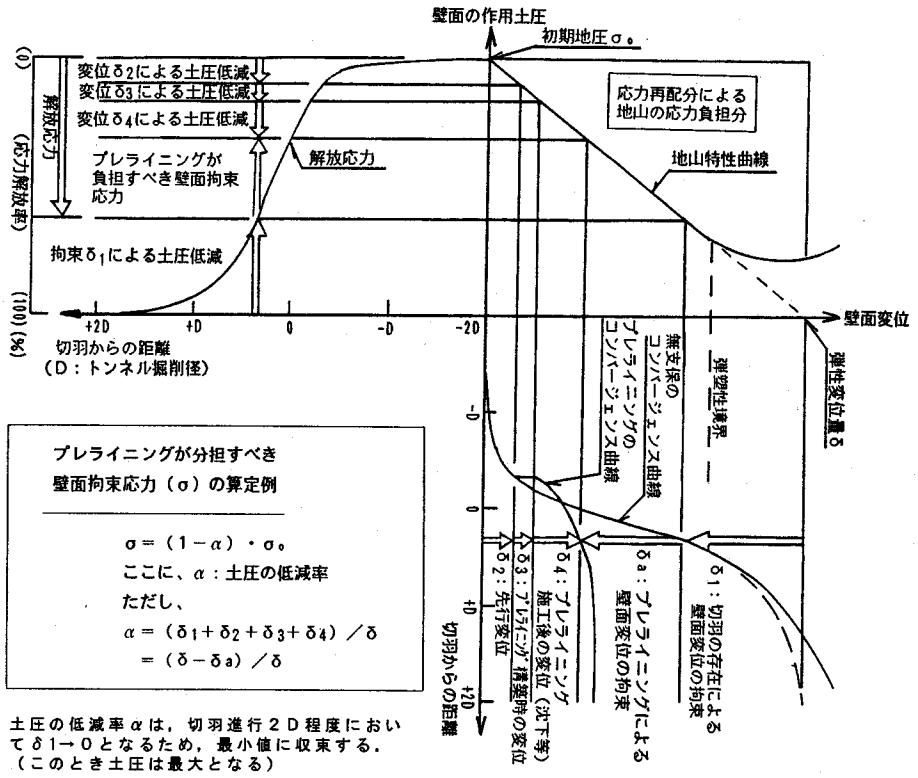

図-2 土 圧 低 減 の 概 念 図

プレライニングの先受け長さ，剛性，補強方法等を設計計算により定量的に求めるためには，以下の評価・検討を行う必要がある．

①切羽の自立性の評価

②プレライニングの安全性評価

③地表面沈下の予測

切羽の自立性評価については，シールド工法では，切羽前方に仮定したすべり面におけるつり合いで評価する村山ら[2]の方法がある．山岳工法においてプレライニングを施す場合には，プレライニング構造が切羽前方のすべり土塊上部の荷重を一部負担するものと考えてよいであろう．したがって，プレライニング施工時の切羽の自立性は，村山の評価法などにおいて，すべり土塊上部のゆるみ荷重を適切に低減することにより評価できるものと考えられる．

プレライニングの安全性評価では，プレライニングに断面破壊が生じないこと，地盤の支持力不足による過大な沈下が生じないこと，を確認する必要がある．この評価を行うためには，現場計測結果等を反映した土圧の算定法を定めなければならないが，その具体的方法については(2)で論じる．

地表面沈下の予測は，基本的にＦＥＭ解析によることになるが，切羽の進行やプレライニング構築時の沈下を考慮するため，適切な応力開放率を与えたステップ解析とする必要がある．

(2) 土圧の算定法

a) 土圧低減の概念[3]

プレライニングに作用する土圧は，地山の変位を全く許さずに施工することが可能であれば，初期地圧に等しくなるであろう．しかし，実際にはプレライニングの施工前後において若干の変位が発生し，再配分された応力を地山が負担することなどから，初期地圧に匹敵する土圧がそのままプレライニングに作用するとは限らず，土圧は低減するものと考えられる．土圧の低減要因としては，①切羽近傍においては切羽が一種の支保としての役割を果たす[4]，②プレライニング施工前に地山の先行変位が発生する，③プレライニング施工時に地山の変位が発生する，④プレライニング施工後に沈下・内空変位が発生する，等の項目を挙げることができる．トンネル壁面の作用土圧，壁面変位量と切羽位置との相互関係[5]を整理し，図-2に示す．

図-2において，プレライニングの作用土圧は，プ

表-1 地盤物性の代表値

地盤の状態	単位体積重量 γ (tf/m³)	弾性係数 E (tf/m²)	ポアソン比 ν	側圧係数 λ
柔い粘性土（N値４程度）	1.60	800	0.45	1.0, 0.5
堅い粘性土（N値20程度）	1.75	4,000	0.40	0.5
緩い砂質土（N値10程度）	1.80	1,000	0.35	0.5
密な砂質土（N値50程度）	2.00	10,000	0.30	0.5

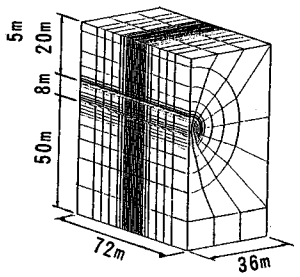

図-3 解析モデル

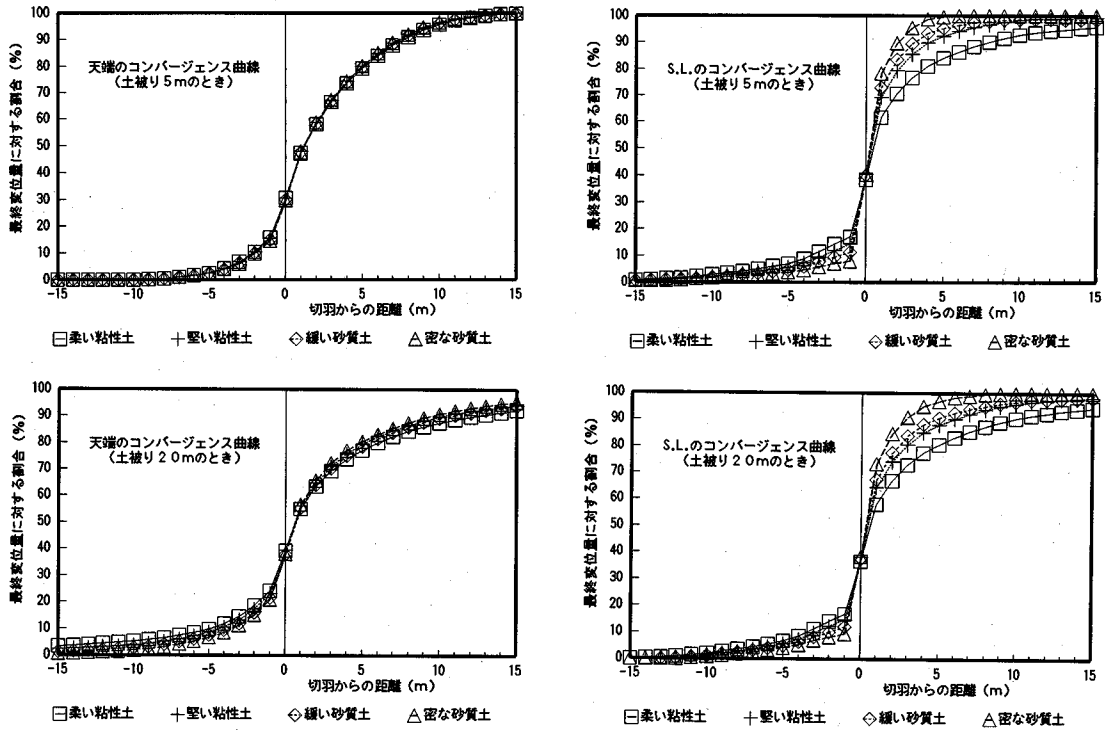

図-4 ３次元ＦＥＭ解析結果（λ＝0.5の場合）

レライニングが分担すべき壁面拘束応力に等しいものと考えることができる．したがって，地山特性曲線が既知であるとすれば，切羽の存在による壁面変位拘束量や各種の要因による地山の変位量に見合った低減率をコンバージェンス（トンネル内径収縮量）曲線から求め，初期地圧に低減率を乗じることにより作用土圧を算定できることがわかる．ただし，無支保の場合のコンバージェンス曲線は，未固結地山では実施工によるデータを得ることは困難であるため，３次元ＦＥＭ解析等により求めておく必要がある．また，プレライニングのコンバージェンス曲線は，施工事例が少ない現時点では解析的に求め，今後，実施工時の計測データの集積により補完することが適当な方法であると考えられる．

b)無支保の場合のコンバージェンス曲線

未固結地山の代表的な地盤物性を**表-1**のように想定し，地盤の種類と土被り厚さの違いが無支保の天端およびＳ．Ｌ．（スプリングライン）のコンバージェンス曲線に与える影響を３次元ＦＥＭ弾性解析により検討した．解析プログラムはＡＤＩＮＡを用いた．解析モデルを**図-3**に，解析結果を**図-4**に示す．

図-4より，天端のコンバージェンス曲線には土被り厚さの影響が，Ｓ．Ｌ．のコンバージェンス曲線には地盤の種類による影響が，それぞれ卓越していることがわかる．また，これらの曲線に与える側圧係数の影響は小さいため，実際に地山の条件を与えられて個々の設計を行う場合には，３次元ＦＥＭ解析を省略し，**図-4**の結果から無支保のコンバージェ

ンス曲線を推定することは十分に可能であろう．

c) プレライニングのコンバージェンス曲線

プレライニングのコンバージェンス曲線は，まず，プレライニング先端より奥の先行変位については，壁面変位の抑制が期待できないことから，無支保のコンバージェンス曲線に近いものと考えられる．つぎに，プレライニング施工時に切羽前方では一時的に壁面変位が増大する．その後，プレライニング材料の硬化とともに壁面変位が抑制され，切羽通過後の最終変位量は結果的に無支保の場合の数分の一に留まるものと予想される．実施工でのこのようなコンバージェンス曲線は，プレライニング施工前の坑外からの傾斜計等による地中先行変位計測，プレライニング施工後の坑内からの天端・脚部沈下および内空変位計測により求めることができる．

d) 地山特性曲線

地山特性曲線は，ＮＡＴＭの基本原理を示す際のFenner-Pacher曲線として知られ，あるトンネル内径収縮量においてトンネル支保圧が極小値を有することを示す，きわめて概念的な曲線である．この極小値においてＮＡＴＭ支保の最適設計がなされるという考え方から，近年，地山特性曲線を実験的に検証する試みが梨本ら[6]によって，また解析的に導こうとする試みが木山ら[7]，稲葉ら[8]によってなされている．しかし，現状では実地山の特性曲線を事前に求めるのは困難であり，したがって，実際にこの曲線をトンネルの設計に適用している例は少ない．

一方，プレライニングの設計では，プレライニングが壁面変位を拘束し地山が弾性範囲内にあることを前提として，より簡易に，地山特性曲線の右下がりの部分のみを考えるものとする．この右下がりの部分については，ほぼ直線と考えてよい[4),7)]ことから，地山特性曲線を求めるには，たとえば，トンネル天端とＳ．Ｌ．の位置における初期地圧および無支保の弾性変位量を２次元ＦＥＭ弾性解析等により求め，これらを**図-2**のように直線で結べばよい．

(3) 限界状態設計法による安全性の照査[9]

掘削線の外周に沿って連続的にコンクリート等を充填する方式のプレライニングを対象として，安全性照査法を考察する．

プレライニングのような無筋コンクリートの場合，従来の許容応力度法では，ひび割れを許容しない考え方に基づいた設計となる[10]．しかし，プレライニングは，軸力を主体とする地中構造物であり，荷重の偏心量が断面内に入って圧縮側にコンクリートの有効断面が残り，かつその部分が圧縮破壊を生じなければ，一部外縁にひび割れが発生しても，構造物は耐荷力を失うことはないであろう[11),12)]．したがって，このような無筋コンクリートの安全性を評価する場合には，限界状態設計法によることが合理的であると考えられる[13)]．

プレライニングの設計目的は，一般に「施工の安全性確保および地表面沈下の抑制」にあるといえる．この設計目的を満足するためには，地山については切羽の安定性や地表面沈下の検討が，プレライニング自体については，①プレライニングに断面破壊が生じないこと，②地盤の支持力不足による過大な沈下が生じないこと，の検討が必要になる．したがって，プレライニングの構造体については，断面破壊の終局限界状態における安全性と，剛体安定の終局限界状態における安全性の検討[14)]を行えばよい．

断面破壊の終局限界状態については，曲げモーメントと軸方向力が作用する場合の安全性について検討する．プレライニングに比較的均等な土圧が作用する場合には，せん断やねじりが問題となることは少ないことから，通常は，これらに対する検討は省略することができる．

剛体安定の終局限界状態については，鉛直支持に対する検討（脚部沈下に対する安全性の検討）を行う．プレライニングは地中構造物であり，転倒ならびに水平支持に対する安定は実際上問題とならないことが自明であるので，これらについては省略することができる．

安全性の照査は，通常，つぎの二つの状態に対して行うものとする．

a) 掘削直後

コンクリート充填後数時間の耐力の小さい構造物に対し，掘削による応力開放が進まない切羽近くで，比較的小さい土圧が作用する状態

b) 最大荷重時

コンクリート充填後数日を経過した耐力の大きい構造物に対し，掘削による応力開放が進んだ切羽後方２Ｄ（Ｄ：トンネル掘削径）近くで，ほぼ最大値となった土圧が作用する状態

安全性照査の結果は，充填材料の目標強度の設定，サイクルタイムの設定，補強工の選定等に反映させる．掘削直後のプレライニングの耐力が不足する場合には，材料強度やプレライニングの厚さ等の設定の見直し，または，掘削開始までのプレライニング養生時間を延長するなどのサイクルタイムの見直しを行う必要がある．プレライニング脚部地盤の支持力が不足する場合には，脚部支持地盤への注入工，仮インバート工等の対策工を計画する．また，プレライニングに支保機能を持たせる場合において，最大荷重時の耐力が不足する場合には，プレライニング内面への鋼製支保工の建て込み，コンクリート吹付け等の補強工が必要となる．

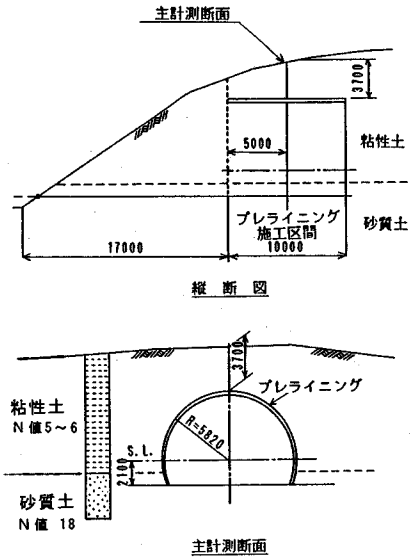

図-5 実証実験場所の地形および地質

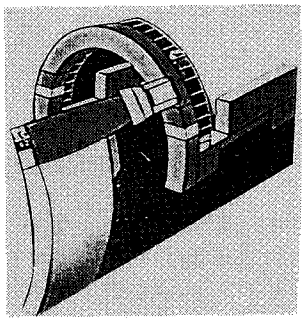

図-6 プレライニングの施工

表-2 地盤物性の推定値

地盤物性	粘性土 N値＝5～6	砂質土 N値＝18
弾性係数（E）(kgf/cm²)	62	105
ポアソン比 （ν）	0.32	0.30
単位体積重量（γ）(gf/cm³)	1.60	1.90

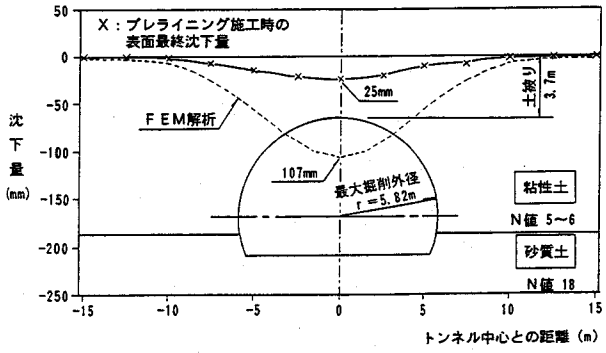

図-7 地表面沈下

3．現場計測結果

プレライニング工法の実証実験および試験施工時の計測結果を以下に示し，その先受け・支保効果について考察する．ここで採用したプレライニングは，掘削線の外周に沿って連続的にコンクリートを充填する方式のもので，切羽進行後はプレライニングが支保としての機能も発揮する工法である．

(1) 実証実験[15]

実証実験場所のトンネル周辺の地形および地質を**図-5**に示す．トンネルの土被りは約 3.7 m，地質はN値５～６程度の黄褐色を呈するシルト質粘土が主体であるが，トンネル脚部付近には，N値18程度のほぼ均質な細砂層（礫径３～20 mm を含む）が存在する．

プレライニングは，**図-6**に示すように，チェーンカッタで切削しながらコンクリートを即時充填して構築する．構築されたコンクリートアーチ（以下リングと呼ぶ）はトンネルのインバート付近まで達するため，本坑の全断面掘削が可能となる．充填するコンクリートは厚さ 32 cm，掘削前の先受け長は 2.8 m，１回の掘進長は 2 m とした．プレライニングは５リング構築し，最終的な施工延長は10 m である．主計測断面は，施工延長 10 m の中央断面とし，地表面沈下量，リング軸線方向のひずみ（以下軸ひずみと呼ぶ），内空変位量などを計測した．

主計測断面における地表面沈下の測定結果を**図-7**に示す．同図における破線は，**表-2**に示すN値より推定した地盤物性を用いてＦＥＭ線形弾性解析（素堀り解析）により算出した沈下曲線である．ただし，応力解放率は，主計測断面の前後 5 m 間の掘削であることを考慮して，図-4を参考に 73 %とした．この最大沈下量 107 mm は，地山の弾性変形のみを許容して施工した場合の，理想的な支保の下での沈下量とみなすことができる．一方，地表面沈下の実測値はこの解析結果の１／４以下であり，このことから，プレライニングが地山の弾性変形を拘束していること，したがって荷重負担が大きくなることが推察される．

主計測断面付近におけるプレライニングの軸ひずみ測定結果を**図-8**に示す．コンクリートひずみ計は，掘削前に３リング目のプレライニングを妻側より約 20 cm 削孔し埋設，その後，無収縮モルタルで充填した．ひずみ計の設置位置はプレライニング厚さの中央，設置方向はトンネル横断方向であり，同時

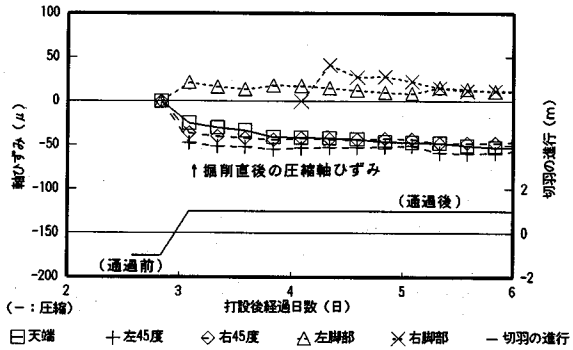

図-8 プレライニングの軸ひずみ

表-3 若材令コンクリートの弾性係数

材令	ベースコンクリート			急結剤添加コンクリート		
	圧縮強度 (kgf/cm²)	弾性係数 (kgf/cm²)	単位重量 (gf/cm³)	圧縮強度 (kgf/cm²)	弾性係数 (kgf/cm²)	単位重量 (gf/cm³)
1 h	—	—	—	38	97,000	2.25
2 h	—	—	—	53	113,000	2.23
3 h	23	79,000	2.28	71	125,000	2.22
6 h	30	99,000	2.28	74	136,000	2.19
12 h	42	117,000	2.27	82	137,000	2.22
1 d	49	131,000	2.28	104	154,000	2.23
2 d	126	181,000	2.27	162	200,000	2.25
7 d	333	249,000	2.30	322	243,000	2.28
28 d	440	302,000	2.31	417	283,000	2.28

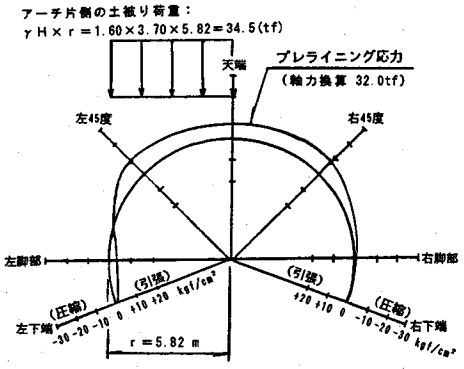

図-9 軸応力分布（軸ひずみより算定）

にコンクリート温度を測定して温度補正を行った．図-8における軸ひずみは温度補正後の値であるが，プレライニングの上部では，掘削直後に約 50 μの圧縮軸ひずみが発生している．

掘削は，急結剤添加のコンクリート打設後２日を置いて開始しており，表-3から弾性係数を 2.0 × 10^5 kgf/cm²，掘削直後であるのでクリープ係数を０と仮定して概算の軸圧縮応力σを算定すると，図-9に示すように σ＝10.0 kgf/cm²となる．したがって，1 m 当たりの軸圧縮力は 32.0 tf で，プレライニングの荷重負担は，アーチ片側における土被り荷重 34.5 tf の 90 %を越えていることがわかる．

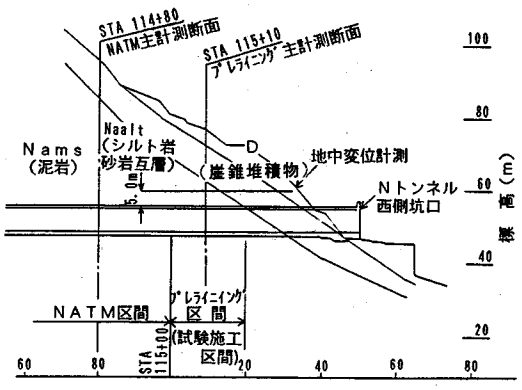

図-10 試験施工区間周辺の地形および地質

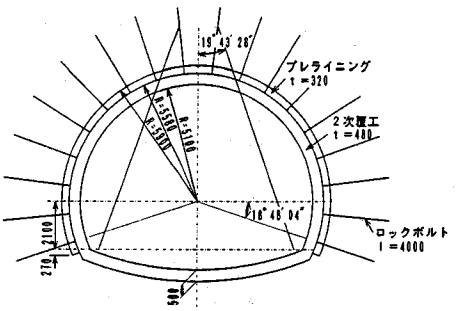

図-11 試験施工区間の標準断面図

以上のように，実証実験では，プレライニングを施工した場合の地表面沈下量は比較的小さくなり，一方でプレライニングの軸圧縮力は大きくなった．すなわち，地山の変形を抑制することがプレライニングの荷重負担を大きくしたものと考えられる．

(2) 試験施工[15),16)]

試験施工は，延長約 1400 m のＮトンネル坑口付近で，土被り約 20 m の風化シルト質泥岩中にプレライニングを 10 リング， 20 m の掘進を行ったものである．試験施工区間周辺の地形および地質を図-10に示す．同図に示すように，試験施工を実施した坑口付近は急傾斜となっており，地表部は崖錐に覆われている．プレライニング周辺の地山は，地質的には一様なシルト質泥岩であるが，破砕されて亀裂が多い．一部の堅硬なシルト質泥岩は，ＲＱＤが 60～80 %，一軸圧縮強度は 50～70 kgf/cm² である．

主計測断面は，プレライニング施工延長区間 20 m の中央断面とした．また，先受け工のない区間と比較するために，通常のＮＡＴＭ区間にも主計測断面を設けた．ＮＡＴＭ区間の地質はプレライニング施工区間と同様であるが，土被りは約 40 m である．

プレライニング施工区間の標準断面を図-11に示

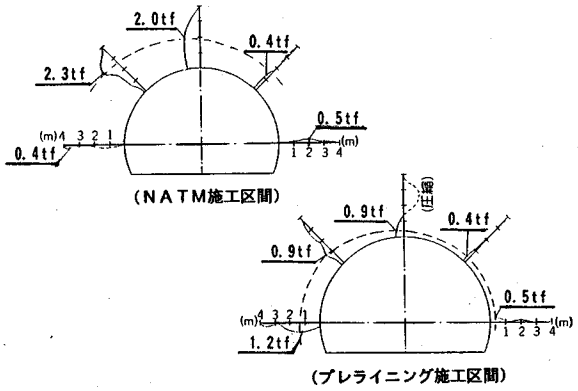

図-12 ロックボルト軸力分布図

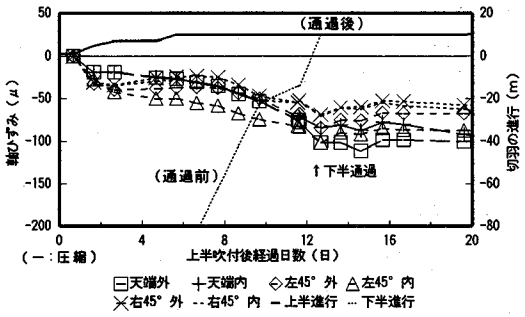

図-13 軸ひずみ経時変化（NATM上半）

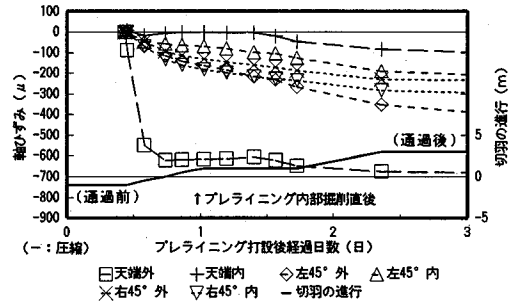

図-14 軸ひずみ経時変化（プレライニング上半）

す．上記主計測断面の地山等級はDI[17]で，NATMで施工する場合の支保は，吹付けコンクリート厚さ 15 cm，鋼製支保工 H-125@1.0 m である．プレライニング施工区間のシステムロックボルトは，NATM区間と同様に，長さ 4.0 m のロックボルトを円周方向に 1.2 m ピッチ，延長方向に 1.0 m ピッチで配置した．また，プレライニングの先受け長が掘削前 2.8 m，掘削後 0.8 m と比較的短いため，掘削時の切羽の安定性確保を目的として鏡吹付けと鏡ボルト（ファイバーボルト l = 4.0 m）を施工している．なお，掘削方法はNATM区間が上下半掘削であるのに対し，プレライニング施工区

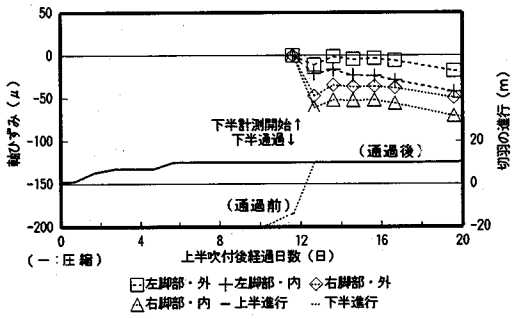

図-15 軸ひずみ経時変化（NATM下半）

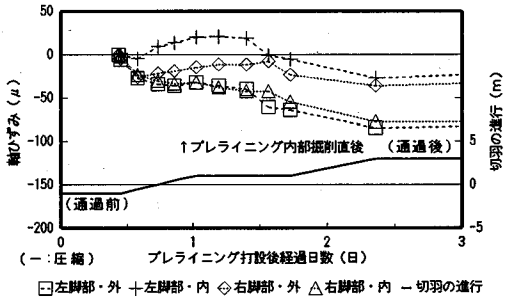

図-16 軸ひずみ経時変化（プレライニング下半）

間は，実証実験と同様に全断面掘削である．

計測は，プレライニング施工区間では，地中変位量，ロックボルト軸力，プレライニングの軸ひずみ，内空変位量などを計測した．また，NATM区間においても，比較のために同様の計測を実施した．

切羽 10 m 進行後のロックボルト軸力分布図を図-12 に示す．ロックボルト軸力の最大値は，NATM区間では 2.3 tf であるのに対し，プレライニング施工区間では 1.2 tf とほぼ 1/2 程度であった．また，軸力分布図において，各ボルトの軸力が最大となる点を結び，その内側をゆるみ領域とみれば，トンネル天端におけるNATM区間のゆるみ領域が 2.0 m 程度であるのに対し，プレライニング施工区間の天端では 0.5 m 程度と小さくなっている．これは，プレライニングが，とくに天端付近において，地山のゆるみを抑制した結果であると見ることができる．なお，脚部においては，全断面で施工したプレライニングの方が，ロックボルトの軸力および地中変位とも大きくなる傾向があった．地表面沈下は，これらの区間の上部では見られなかった．

温度補正後の軸ひずみ測定結果のうち，上半部分を図-13および図-14に，下半部分を図-15および図-16にそれぞれ示す．ここで，ひずみの初期値は，NATMの場合は吹付け後で切羽掘進の直前（切羽後方1 m），プレライニング区間では，プレライニングの内部掘削直前（切羽前方 1 m）となることに留

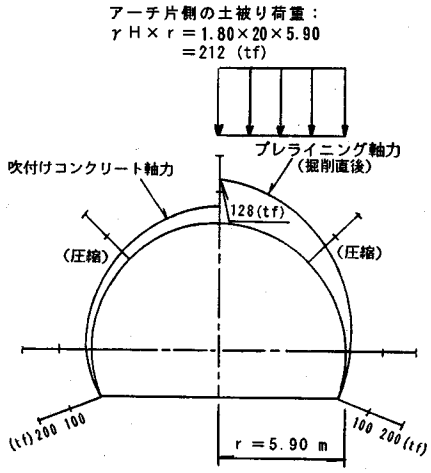

図-17 軸力測定結果

表-4 試験施工サイトの地盤条件

周辺地山 ・弾性係数 ・ポアソン比 ・側圧係数	風化シルト質泥岩 20,000tf/m² 0.35 0.8
土被り厚さ	20m
単位体積重量 ・泥岩部 ・土被り20mの平均値	 1.90tf/m³ 1.80tf/m³

意する必要がある．なお，ひずみ計の設置方法は実証実験時と同様であるが，試験施工では，各測点とも中心軸を挟んで内外２本のひずみ計を設置している．

図-13および**図-15**から，切羽通過時のＮＡＴＭの吹付けコンクリートの軸ひずみは，最大 100 μ 程度（下半通過時の上半部のひずみ）と小さく，計測位置によるひずみの変化も比較的小さいことがわかる．一方，**図-14**および**図-16**から，切羽通過時のプレライニングの軸ひずみは，トンネル天端付近で内外平均 300 μ 程度と大きく，逆に脚部付近では 内外平均 50 μ 程度と小さくなっており，計測位置によるひずみの変化が大きいことがわかる．

ＮＡＴＭとプレライニングの各測点に設置した内外の軸ひずみを平均し，**表-3**の弱材令時の弾性係数を乗じて，１ｍ当たりの概算の軸力を算定した結果を**図-17** に示す．ここで，ＮＡＴＭの吹付けコンクリートの軸力は，上・下半切羽とも 20 m 進行した後の値である．このとき，鋼製支保工の軸力は１～３ tf であった．一方，プレライニングの軸力は切羽が１ｍ通過した時点の値であり，掘削直後であるのでコンクリートのクリープ係数は０と仮定して算出した．また，比較のため，それぞれ切羽の左右同

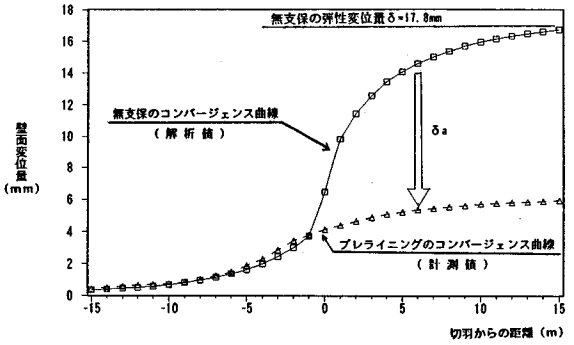

図-18 無支保（解析値）とプレライニング（計測値）のコンバージェンス曲線の比較

位置の軸力を平均して示している．

図-17から，プレライニングに作用する軸圧縮力は，すでに切羽通過直後において，最終的にＮＡＴＭの吹付けコンクリートに作用する軸圧縮力の約３倍に達していることがわかる．

このように，プレライニングを施工した場合には，ゆるみ領域は比較的小さくなり，一方で，プレライニングの軸圧縮力は比較的大きくなる．すなわち，実証実験の場合と同様に，地山の変形を抑制することがプレライニングの荷重負担を大きくしているものと考えられる．**図-17**に示したように，掘削直後のプレライニング １ｍ当たりの軸圧縮力の最大値は天端付近における約 128 tf であり，これは，アーチ片側に全土被り荷重が作用するとしたときの １ｍ当たりの軸圧縮力 212 tf の約 60 %となっている．

４．土圧算定法の妥当性の検討

Ｎトンネルで実施したプレライニングの試験施工結果から，土圧算定法の妥当性を検討する．

試験施工サイトの地盤条件は**表-4**に示すとおりである．この地盤条件から推定できる無支保のコンバージェンス曲線と，天端沈下計測およびトンネル天端付近に設置したパイプひずみ計による先行変位計測から求めたプレライニングのコンバージェンス曲線を比較して**図-18**に示す．同図において，δ_aは両曲線の変位量の差であり，プレライニングによる壁面変位の拘束量とみることができる．したがって，土圧の低減率αは，無支保の場合の最終変位量（弾性変位量）をδとして，次式となる．

$$\alpha = (\delta - \delta_a) / \delta \qquad (1)$$

コンバージェンス曲線から低減率αを求めて算定したプレライニングの作用土圧σ_aと，計測したコンクリートひずみから軸圧縮応力を求め，これをト

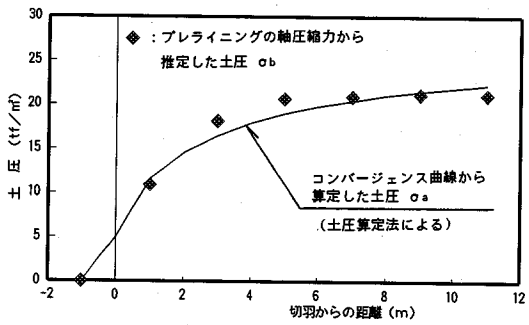

図-19 コンバージェンス曲線から算定した土圧とプレライニングの軸圧縮力から推定した土圧の比較

表-5 土圧の低減率算定結果

無支保のコンバージェンス曲線より求まる土圧の低減率 α_1、α_2
（ α_1：切羽の壁面変位拘束による土圧の低減率　α_2：先行変位による土圧の低減率 ）

低減率	掘削直後の検討		最大荷重時の検討	
	鉛直土圧	水平土圧	鉛直土圧	水平土圧
α_1	0.54	0.38	0.00	0.00
α_2	0.15	0.17	0.06	0.12

切削時の変位量より求まる土圧の低減率 α_3

低減率	掘削直後の検討		最大荷重時の検討	
	鉛直土圧	水平土圧	鉛直土圧	水平土圧
α_3	0.11	0.18	0.11	0.18

ンネル半径で除して推定したプレライニングの作用土圧σ_bを比較して**図-19**に示す．ここで，プレライニングには掘削直後から土荷重が作用し，切羽の進行 11 m に約12日間を要していることから，軸応力の算定においては，コンクリートのクリープひずみを考慮した．弱材令コンクリートのクリープ係数は材令により変化する[18]が，ここでは，材令１週程度のクリープ係数 (0.7)をその代表値として与えた．したがって，**図-19** のσ_bは概算値であり，必ずしも両者の土圧が精度よく一致することを示すものではないが，提案する算定法によって求めた土圧が，計測されたプレライニングの軸圧縮力の変化の傾向をよくあらわしているものと見ることができる．

5．安全性照査法の妥当性の検討

先に示した実証実験と同様の条件，すなわち，土被りが 3.7 m で，**図-5**に示す地盤に２車線道路トンネルを施工する場合について検討する．

(1) 土圧の算定

プレライニングの先受け長を 3 m とし，照査する断面を掘削直後（切羽付近）と最大荷重時（切羽後方 20 m 付近）の２断面とする．

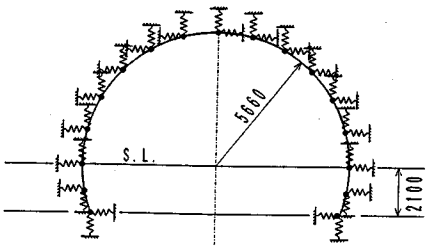

図-20 プレライニングの骨組み図

表-6 地盤バネの算定結果

バネの種類	バネ定数
脚部鉛直方向支承のバネ（縦断方向１mあたり）	1931 (tf/m)
脚部水平方向支承のバネ（縦断方向１mあたり）	747 (tf/m)
鉛直方向の見かけのバネ（１㎡あたり）	40 (tf/m)
水平方向の見かけのバネ（１㎡あたり）	162 (tf/m)

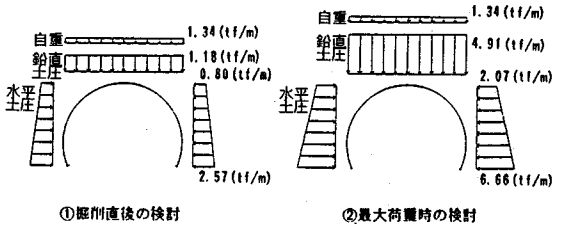

図-21 荷重図

照査断面における壁面変位拘束量δ_1および先行変位量δ_2をそれぞれ最終変位量で除した値をα_1およびα_2とすると，これらは，**図-4**の土被り 5 m のコンバージェンス曲線（柔い粘性土）を参考にして求めることができる．ただし，安全側の設計となるように，照査位置は，掘削直後の検討ではプレライニングの妻側（掘削前の時点では切羽前方 1 m），最大荷重時の検討ではプレライニングの先端側（掘削前の時点では切羽前方 3 m）とした．また，切削時の変位量δ_3は別途実施した切羽付近の２次元ＦＥＭ解析で求め，最終変位量で除して切削による土圧の低減率α_3を得た．鉛直および水平土圧の低減率算定結果を**表-5**に示す．

(2) 骨組解析

プレライニングの骨組み図を，**図-20**に示す．同図で，脚部の鉛直・水平方向はバネ支承とし，全周にはプレライニングの変位と土圧との関係を与える見かけの地盤バネを設定した．支承部のバネは脚部の地盤反力係数から，見かけの地盤バネは**図-2**の地山特性曲線の右下がりの直線の関係を満足するように算定し，**表-6**のとおりとした．荷重は，**表-5**の低減係数を用いて算定した．荷重図を**図-21**に示す．

表-7 解析結果

①掘削直後の検討

地盤反力	反力（ｔｆ）	
鉛直方向	12.42	
水平方向	3.76	
部材力	軸力 (tf)	曲げモーメント (tf·m)
脚部	12.8	0.00
S.L.	12.5	-1.09
+15°	12.6	-1.40
+30°	12.3	-1.40
+45°	11.7	-0.91
+60°	10.9	0.04
+75°	10.2	1.00
天端	9.9	1.40

②最大荷重時の検討

地盤反力	反力（ｔｆ）	
鉛直方向	31.46	
水平方向	8.95	
部材力	軸力 (tf)	曲げモーメント (tf·m)
脚部	32.3	0.00
S.L.	31.6	-4.20
+15°	31.9	-5.63
+30°	31.1	-5.47
+45°	29.3	-3.43
+60°	26.9	-0.05
+75°	24.9	3.13
天端	24.3	4.43

（軸力(+)：圧縮力、曲げモーメント(+)：内空側引張）

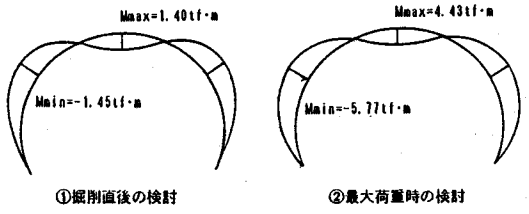

図-22 曲げモーメント図

骨組み解析の結果を表-7に，曲げモーメント図を図-22に示す．

(3) 曲げモーメントおよび軸方向力に対する安全性の検討

a) 設計断面耐力の算定

プレライニングの充填に用いるコンクリートの強度発現は，同一の基本配合であっても適用される急硬材あるいは急結剤の添加・撹拌方式によって異なることがある．したがって，材料強度の特性値は，現場において適用する添加・撹拌方式で試験を行って求める必要がある．本ケースの場合の材料強度の特性値 f_{ck} は，表-8のとおりであった．設計強度 f_{cd} は，材料係数 γ_d を1.3として求めた。

軸圧縮耐力の上限値 N_{oud} は，プレライニング 1 m 当たりの断面積 A_c を 0.3 m^2 ，部材係数 γ_b を 1.3 として，次式により算定した．

$$N_{oud}=0.85\,f_{cd}\cdot A_c/\gamma_b \qquad (2)$$

部材断面耐力は，荷重の偏心量 e が断面内に入って断面幅 t の 1/2 以上が圧縮側有効断面として残ること，圧縮側の部分において圧縮破壊を生じないことを条件に算定した．すなわち，設計軸方向耐力 N_{ud}，設計曲げ耐力 M_{ud} は，部材係数 γ_b を1.15として次式により算定した。

表-8 材料強度の特性値 f_{ck}

材令 (時間)	特性値 f_{ck} (kgf/cm²)	材令 (時間)	特性値 f_{ck} (kgf/cm²)	材令 (日)	特性値 f_{ck} (kgf/cm²)
2	22.2	12	42.5	7	228
4	30.0	16	45.7	14	248
6	34.6	20	48.2	21	260
8	37.9	24	50.3	28	268

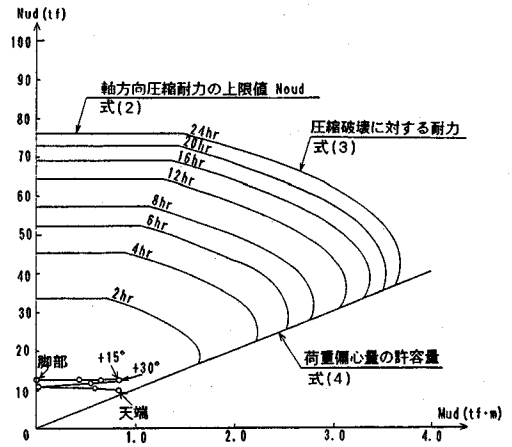

図-23 安全性照査結果（掘削直後）

$$N_{ud}=\{(t-2e)\times 0.85\,f_{cd}\}/\gamma_b \qquad (3)$$

$$M_{ud}=N_{ud}\times t/3 \qquad (4)$$

b) 設計断面力の算定

設計断面力は，設計軸方向力については表-7に示す値とした．設計曲げモーメントについては，本プレライニングがトンネル軸方向にも湾曲していることから，アーチシェル構造の内部応力を３次元と２次元のＦＥＭ解析で比較検討した．その結果，３次元解析の場合の曲げモーメントは常に２次元解析の場合の 60 % に満たないことが確認できたため，ここでは、表-7に示す曲げモーメントの値の 60 %を設計曲げモーメントとした．

c) 安全性の照査

掘削直後の場合は，図-23に示すように，設計断面力に構造物係数 γ_i （＝ 1.0 ）を乗じた値が材令２時間の設計強度より算出したＭ－Ｎ曲線の内側にすべて入ることから，プレライニング構築後から切羽掘進までの時間を２時間以上とした施工サイクルであれば，掘削直後のプレライニングの安全性は確保されるものと考えられる．

最大荷重時の場合は，図-24に示すように，設計断面力に構造物係数 γ_i （＝ 1.0 ）を乗じた値の一

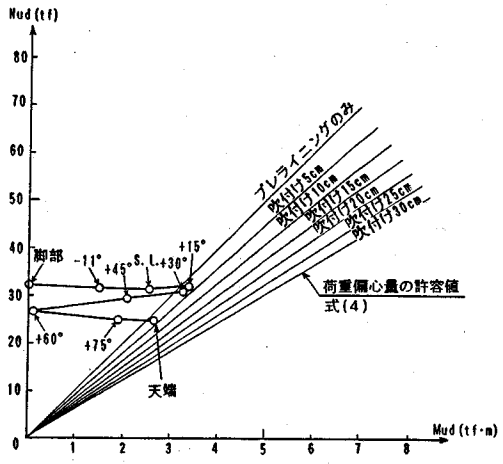

図-24 安全性照査結果（最大荷重時）

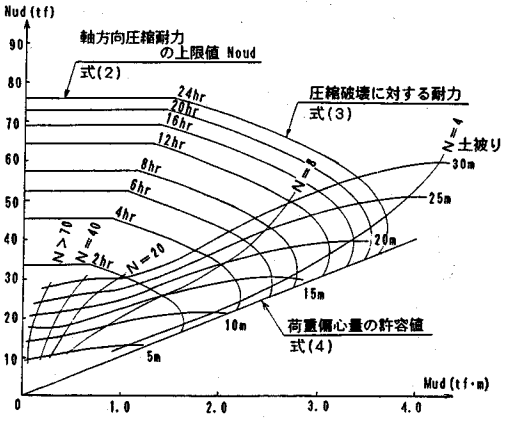

図-25 簡便法による安全性照査（掘削直後）

部が，プレライニングのみの断面で算出したM－N曲線の外側に出ている．したがって，プレライニングのみを支保としては最大荷重時の安全性は確保されず，切羽が進行した時点で適切な補強工を必要とするものと考えられる．たとえば，補強工としてプレライニング内面にコンクリートを吹き付ける場合には，**図-24**より，平均吹付け厚さを 5 cm 以上とすればよいことがわかる．

(4) 安全性照査法の妥当性

実証実験では，坑口側の第１リングでは切羽の進行に伴い 5 mm 以上の内空変位が生じたため，鋼製支保工を立て込み，吹付けを行った．しかし，第２～第５リングは，安全性照査で予想されたように補強工を必要とせず，プレライニングの先受け支保効果を発揮した．このように，本設計法によれば，支保効果をもつプレライニングに対する合理的な設計が可能になるものと考えられる．ただし，**図-9**に示した軸圧縮力の実測値と**表-7**に示した解析結果は，とくに脚部において一致していない．これは，地山中に直打設されるプレライニングの外周に実際には摩擦力が作用するためであると考えられるが，今後の検討課題である．また，曲げモーメントの解析値についても，実地山における偏圧やわずかなプレライニングの沈下で変動すると考えられることから，実施工時には，プレライニングの沈下や内空変位を詳細にモニターし，変状に先んじて補強工や補助工法を施す体制が不可欠である．

(5) 簡便法による安全性の照査

施工機械の制約によりプレライニングの構造条件があらかじめ決まる場合には，土被りと地盤条件を

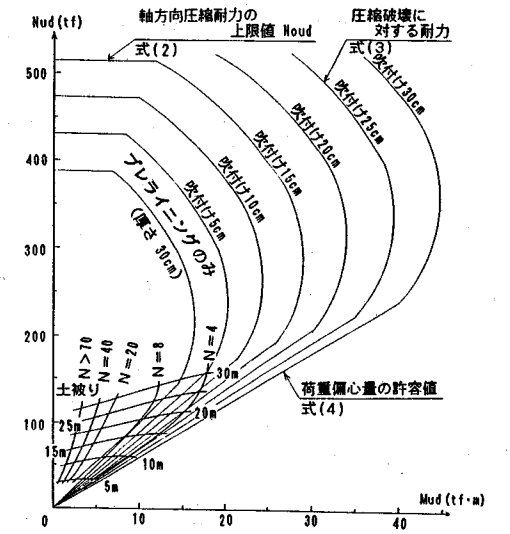

図-26 簡便法による安全性照査（最大荷重時）

変えて安全性照査を事前に行っておくことにより，簡便な設計が可能となる．**図-25**および**図-26**は，２車線道路トンネル程度でプレライニング厚が 30cmの場合の照査結果をまとめたものである．同図によって，土被り厚さとＮ値から簡便に安全性を評価することができる．

6．結論

トンネル横断方向への応力伝達が期待できるプレライニングの設計法について考察し，地山特性曲線法による土圧の算定と限界状態設計法による安全性

照査を基本とする設計手法を提案した．現場計測結果と設計計算値との比較により得られた新しい知見，および本工法の適用に際しての留意点を列挙すると，以下のとおりである．

(1) プレライニングは地山の変形を抑制し，ゆるみ領域を小さくするが，一方で，プレライニングの荷重負担は大きくなる．

(2) 提案する算定法によって求めた土圧は，試験施工時のプレライニングの軸圧縮力の変化の傾向をよくあらわしている．

(3) 限界状態設計法による安全性照査を実証実験に適用した結果，支保効果を期待するプレライニングに対し，補強工の必要性を評価する有効な手法であることが明らかとなった．

(4) 実施工時には，プレライニングの沈下や内空変位を詳細にモニターし，変状に先んじて補強工や補助工法を施す体制が不可欠である．

(5) プレライニングの構造があらかじめ決まっている場合には，土被りや地盤条件を変えて安全性照査を事前に行っておくことにより，簡便法による設計が可能となる．

なお，ここで提案した設計手法は，今後，計測データを集積することにより，土圧の算定法や部分安全係数などを見直してゆくことを前提としている．また，切羽の自立性評価法については，プレライニングの先受け長の影響のほかに，プレライニングの沈下や変形の影響を考慮にいれた評価手法を今後検討してゆく予定である．

謝辞：本論文は，New PLS工法設計指針（案）の作成時に筆者らが担当した部分をベースにしたものである．同研究会の（株）間組世一英俊氏，蓮井昭則氏，五洋建設（株）武内秀木氏，東急建設（株）岩崎礼栄雄氏，（株）大林組対馬祥一氏らには多くのご助言を頂いた．その際，東京都立大学今田徹教授，（社）日本建設機械化協会建設機械化研究所亀岡美友氏のご指導を頂いた．また，日本道路公団櫻井裁之氏，西尾宗雄氏には，貴重な現場計測の機会を与えて頂いた．ここに関係の皆様に深甚な謝意を表します．

最後に，本論文の取りまとめにあたり，ご指導とご助言を賜った京都大学足立紀尚教授に改めてお礼を申し上げます．

参考文献

1) 先端建設技術センター：最新技術を用いたトンネル支保構造の研究開発（その３）報告書，pp.190-192,1993.
2) 村山朔郎，遠藤正明，橘場友則：機械化シールドの掘削性能に関する土質力学的考察，第１回土質工学研究発表会，pp.75-78, 1966.
3) 武内秀木，米山秀樹：プレライニングに作用する土圧の算定法について，第28回土質工学研究発表会，pp.2325-2328, 1993.
4) 谷本親伯：土木特殊工法シリーズ４　ＮＡＴＭ－１，森北出版，pp.42-49, pp.147-157,1984.
5) 佐藤正彦，安川正春，北川隆，一條俊之，曽我誠意：特性曲線法によるトンネルの先行変位の考察，第７回岩の力学国内シンポジウム講演論文集，pp.355-360, 1987.
6) 梨本裕，高森貞彦，今田徹：孔内除荷模型実験による地山特性曲線とトンネルの最適設計，土木学会論文集，No.444/VI-16, pp.41-48, 1992.
7) 木山英郎，藤村尚，西村強：ＤＥＭ解析によるFenner-Pacher型支保特性曲線の実現と考察，土木学会論文集，No.394/III-9, pp.37-44, 1988.
8) 稲葉英憲，森田隆三郎，中塚静夫：山岳トンネルの新技術(35)，トンネルと地下，第21巻３号，pp.64-72, 土木工学社，1990.
9) 土木学会：コンクリート標準示方書［設計編］（昭和61年制定），1986.
10) 土木学会：コンクリート標準示方書解説（昭和55年版），pp.95-96, 1980.
11) 日本道路公団：設計要領 第三集　第９編トンネル，p. 74, 1985.
12) 朝倉俊弘，小島芳之，安東豊弘，佐藤豊，松浦章夫：トンネル覆工の力学挙動に関する基礎的研究，土木学会論文集，No.493/III-27, pp.79-88, 1994.
13) 併進工法研究会：掘削・覆工併進工法　直打ちコンクリート工法（山岳編），pp.49-59, 吉井書店，1991.
14) 土木学会：コンクリート標準示方書［設計編］（昭和61年制定），pp.72-73, 1986.
15) 宮地明彦，米山秀樹：New PLS工法の開発（その３）実証実験および試験施工における計測結果，日本国土開発技術研究報告，No.13, pp.191-203, 1994.
16) 櫻井裁之，西尾宗雄，米山秀樹，河上清和：New PLS工法の試験施工　北陸自動車道（Ⅱ期線）名立トンネル，トンネルと地下，第24巻５号，pp.381-387, 土木工学社，1993.
17) 日本道路公団：設計要領 第三集　第９編トンネル，p. 34, 1985.
18) 日本コンクリート工学協会：コンクリート便覧，pp.70-73, 技報堂，1979.

（1995.1.5 受付）

A CONSIDERATION ON DESIGN FOR TUNNEL PRE-LINING

Hideki YONEYAMA and Kenji SASHIDA

In order to prevent a tunnel face from landslide and ground surface from subsidence, new technics so-called pre-supporting are usually used with NATM at the shallow covered tunnels in urban area. However it seems that the reasonable design for pre-supporting has not yet established owing to the difficulty in measuring and evaluating the three dimensional pre-supporting effects.

Among those new technics, this paper describes the method of design particulaly for pre-lining which is able to transmit the stress to circular direction. The proposed design method is based on the ground characteristic curve method for estimating the earth pressure on pre-lining and the limit state design method for evaluating the structural safety of pre-lining. The appropriateness of the design method was verified by the result of field experiments.