

ECLトンネル周辺地盤の受働限界プレス圧力に関する簡易予測モデル

杉山 博一 後藤 茂

(技術研究所)

(技術研究所)

Calculation Models for the Passive Earth Pressure of the Ground Surrounding ECL Tunnels

by Hirokazu Sugiyama and Shigeru Goto

Abstract

This paper presents three different calculation models for the limit pressing pressure at passive state in ECL tunnelling. Centrifuge model tests have been conducted to understand the ground movements with controlling the pressing pressure, and to verify the validity of the models. Following conclusions may be drawn by these studies. (1) Calculated passive earth pressure derived from “applied Terzaghi’s model” indicates the pressure when the ground surface starts uplifting. (2) The failure surface observed in the tests may be well expressed by “logarithmic spiral model”. (3) Calculated passive earth pressures derived from the “logarithmic spiral model” and “wedge model”, which is a simple one, are conservative.

概 要

ECL トンネル周辺地盤は高流動鋼繊維補強コンクリートの圧力により支持される機構であるため、この圧力をもとに覆工断面力を求める設計法について検討してきた。この場合、コンクリートの圧力をできるだけ高くできると覆工の断面力が軸力卓越型となり、覆工の設計において有利となるが、液圧で支持された ECL 周辺地盤の破壊メカニズムについては明らかになっていないため限界値の設定ができない。そこでネオプレン製のゴム袋に水を満たしたラバーバルーンを介して地盤に圧力を作用させ、載荷・除荷を繰り返す遠心模型実験を行い、地盤の受働破壊に関する挙動を観察した。また、ECL 周辺地盤の受働破壊メカニズムを表現できる破壊モデルを構築し、その結果を実験結果と比較したところ、受働破壊圧についてある程度説明できることを確認した。

§ 1. はじめに

ECL 工法は、シールド工法におけるセグメントの代わりに場所打ちコンクリートにより覆工を行うことが工法の特徴である。ECL 工法は覆工体の構築方法によって数種類に分類されるが、岡南共同溝工事において採用された鋼繊維を混入させた高流動コンクリート（以下、高流動 SFRC）を連続的に打設する方法は、図-1 に示すように、地盤と内型枠の間に高流動 SFRC を加圧充填しながら連続的に覆工体を構築するものである（以下、本論文では本方法によるものを ECL と記す）。

筆者らは、ほぼ液体とみなせる高流動 SFRC の圧力が地盤を支持していることに着目し、高流動 SFRC のプレス圧に対する地盤反力を ECL 覆工体の外力とする設計方法について研究を行っており、図-2 はその荷重体系の概念図である^{1),2),3),4)}。高流動 SFRC は、まだ固まらない状態では図-2 に示すような液体状の圧

力分布となるため、それにもなつて周辺地盤の土圧分布も変化せざるを得ない。ただし、この圧力分布では浮力により上下方向の力がつり合わないため、トンネル上下の土圧変化が起こること（上半部では地盤反力の増加、下半部では土圧が低下する）によりつり合うと考えた。この圧力分布を外力とした設計を行う場合、圧力をできるだけ高く設定できれば、計算上の覆工断面力は軸圧縮力が増加するため、曲げ引張強度が鉄筋コンクリートに比較して低い高流動 SFRC でも対応できるケースが増えることになる。この観点から、ECL 周辺地盤に影響がでない程度にプレス圧力が高く設定できる範囲を示すことが重要となってくるが、液圧で支持されたトンネル周辺地盤の受働破壊メカニズムについては明らかとなっていない。

そこで本研究では、設計面だけでなく施工面からも重要である高流動 SFRC のプレス圧力の管理値を求めるため、液圧で支持された地盤の挙動を観察できる遠心模型実験を行い、圧力変化に伴う周辺地盤の変形に

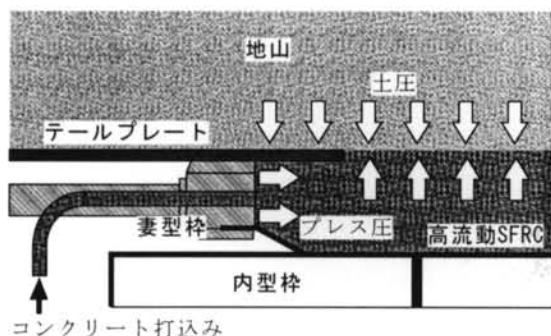


図-1 ECL工法の覆工コンクリート打込み概念図

着目しながら高流動 SFRC のプレス圧力の制御範囲を明らかにすることとした。さらに、施工管理上の上限値よりさらに上側にある地盤の受働破壊圧を検討するための実験も行い、破壊モデルによる計算結果と比較し、その妥当性についても検討した。なお、本論文ではトンネル内空側に地盤が変形する状態を主働状態、トンネル外側に変形するような状態を受働状態と記す。

§ 2. ECL における圧力の制御範囲と地盤の破壊メカニズムの適用性

ECL における高流動 SFRC のプレス圧力の管理幅には明確な基準は設けられていないが、以下のような設定方法が提案されている⁹⁾。

$$P_m < P_c < (P_w + P_c) / (1.0 \sim 1.3) \quad (1a)$$

$$\text{または、} P_w + 50(kPa) < P_c \quad (1b)$$

$$\text{または、} \rho g H_d \cong P_c \quad (1c)$$

ここで、 P_c : コンクリートの設定打設圧力、 P_m : 泥水圧 (土圧 + 水圧 + 調整加圧) < 全土圧、 P_w : 水圧、 P_c : 地盤の破壊圧 (孔内水平載荷試験等による)、 $\rho g H_d$: 全土被り圧

式(1a)~(1c)の中から現場の施工条件に合わせて設定されることになるが、ちなみに、前述した岡南共同溝工事では、コンクリートのプレス圧力は「泥水圧 + 50kPa」を設定値として施工された。ここで式(1a)では、地盤の破壊圧 (孔内水平載荷試験等による) を上限値とすることができると明記されている。しかし、シールドを用いるタイプの ECL は一般的に軟弱地盤で用いられることから、孔内水平載荷試験のような局

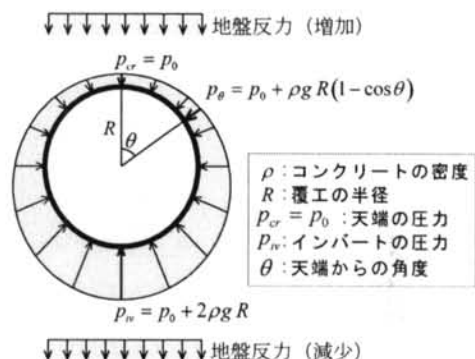


図-2 まだ固まらない高流動 SFRC の圧力分布の反力としての土圧と地盤反力を外力とした設計用荷重体系の概念図

所的な土要素の破壊を考慮するだけでは不十分で、地盤全体をモデル化した検討が必要となる場合もある。

ここで、ECL で適用が可能と思われる破壊条件についてまとめる。

まず、土要素の破壊に着目した理論としてランキンの土圧理論⁶⁾や、割裂破壊理論⁷⁾等がある。ランキンの土圧理論は、主応力の方向が明確な場合は適用することができるが、今回のような ECL への適用は難しい。一方、割裂破壊は岩石や粘性土など透水性が小さく、引張強度を有する地盤において、局所的な水圧が作用した場合に生じる地盤の破壊現象であるが、砂質地盤でも透水性や注入液の粘性などの条件によっては割裂破壊が生じることが報告されている⁸⁾。ただし、透水性の大きい砂質地盤では粘性の高い流動体による割裂時の圧力はラバーバルーンを用いた地盤破壊実験で得られる圧力 (極限空洞内圧) とほぼ同じになるとも報告されている⁹⁾。本論文では受働破壊 (極限空洞内圧) に着目して検討するが、施工条件によっては割裂破壊を考慮する必要がある。

一方、地盤全体の安定を超える外力に対しては ECL のプレス圧に対する反力が得られなくなり、地盤の安定が保てなくなる。そのような地盤全体系の極限圧力を定量的に求めているものの代表例が Terzaghi のゆるみ土圧¹⁰⁾である。これは、主働状態でのトンネル上部地盤の極限安定圧力を求めるものである。この理論を応用し、作用するせん断力の向きを逆にすることで受働状態での極限圧力を求めることができる。しかし、適用性については検討されておらず、実験的に確認する必要がある。また、前述した割裂破壊 (水圧破砕) に関連して、割裂が生じない条件のもとで極限まで空洞が破壊されずに保持できる圧力を求めるための理論が極限空洞内圧理論である。これらの研究の多くはボーリング孔において水圧により地盤を破壊させること

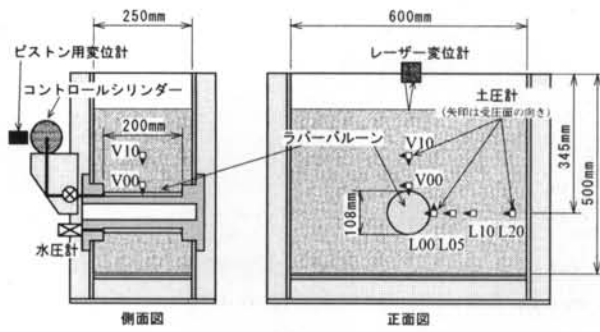


図-3 遠心载荷用実験土槽の概要図

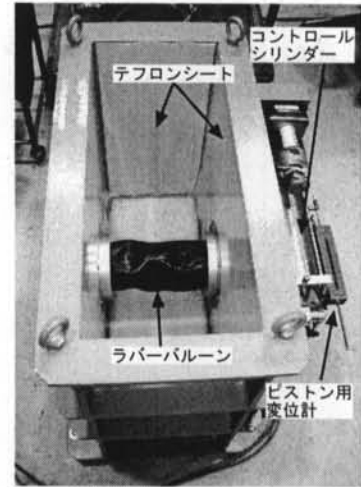


写真-1 遠心载荷用実験土槽

が前提であるため、等方的な地盤応力状態として検討されており、今回のような ECL 周辺の応力状態とは異なる。また、松尾は鉄塔等の構造物基礎が風の影響により引揚・転倒することを設計において考慮するため、基礎の引揚抵抗に関する地盤破壊メカニズムを検討している¹¹⁾。基礎が引揚により地盤が受働破壊を生じる場合、そのすべり線が対数らせんと直線で近似されることを実験と数値計算により検証している。このモデルを適用する場合、ECL を考慮したモデルに修正する必要がある。

§ 3. ラバーバルーンを用いた载荷・除荷実験

高流動 SFRC の圧力変化によって生じる地盤の挙動を実験的に確認するため、液圧状の圧力分布を応力境界として与えた場合の定性的な破壊現象を捉える目的で遠心力場において载荷・除荷実験を行った。実験では水を封入したラバーバルーン（以下、バルーンと記す）により ECL を模擬するため、実験結果は実際と異なる可能性があるが、この点については今後確認する必要がある。

3.1 実験装置および方法

図-3は ECL 模型（バルーン）と土槽が一体となった遠心载荷用実験装置の概要図であり、写真-1はその全体を写したものである。土槽の内寸は横 600mm、高さ 500mm、奥行き 250mm であり、土槽の中央には脱気水を無負荷の状態で充満させたときの直径が 108mm となるバルーンが設置されている。なお、バルーンの奥行きは 200mm であるため完全な平面ひずみ状態とはなっていないが、土圧の計測や地盤変形の観

察はトンネル軸方向中央の断面で行っており、完全な平面ひずみ状態でないことが実験結果へ与える影響は小さいと思われる。また、土槽壁面には摩擦除去を目的としてテフロンシートが貼ってあり、さらにシリコンオイルを塗布した上にメンブレンを貼りつけた。

バルーンはコントロールシリンダーと直結されており、モーターにより一定速度でピストンを強制変位させることによりバルーンの体積を変化させることができる。なお、バルーンはネオプレンゴム製であるため、バルーン膨張時にはその張力により内部の圧力が伝達されなくなる可能性があるが、気中でシリンダー全容量分の水を送って膨張させた場合でも水圧の増加量は 5~6kPa 程度と、実験レベルでのバルーンの圧力（100~500kPa）に対して小さいことから、バルーンの張力による圧力補正の必要がないことを確認している。

実験は所定の遠心加速度を作用させた後、コントロールシリンダーを作動させてバルーンの体積を増減させることにより载荷および除荷を行い、そのときのバルーン内の水圧、バルーン周辺の土圧、および地表面変位を計測した。表-1は各実験ケースにおける土圧計の設置位置と計測した土圧の方向を示したものである。なお、土圧計の設置時には小型水準器を用いて設置方向を明確にしている。

また、バルーン内の水圧は図-3の側面図に示されるようにインポート位置に設置された水圧計で計測されるため、バルーンの天端および中心位置での圧力を求める場合は計測値に実験時の遠心加速度を考慮した高さの違いによる補正を行った。

3.2 実験条件

表-2は各実験ケースにおける実験条件である。実験は遠心加速度、模型地盤の密度、バルーンの埋設深

表-1 各実験における土圧計の設置位置と方向

実験 ケース名	設置方向	土圧計設置位置*					
		L00	L05	L10	L20	V00	V10
30g2D-D	鉛直				●		●
	水平	●		●	●		
30g2D-L	鉛直			●			●
	水平	●		●	●		
50g1D-1	鉛直	●				●	
	水平		●	●	●	●	
50g1D-2	鉛直	●				●	
	水平	●				●	
50g2D-1	鉛直						●
	水平			●	●		●
50g2D-2	鉛直					●	●
	水平			●		●	

※土圧計設置位置：L;バルーン側方，V;バルーン直上，数字;バルーンからの距離(cm)を示す（図-3参照）。

表-2 実験条件

実験 ケース名	遠心 加速度 (m/s ²)	模型地盤の 乾燥密度 (g/cm ³)	トンネル 直径 (cm)	土被り (cm)	載荷 方法
30g2D-D	30×9.8	1.54 (71%) ^{※1}	10.8 (3.24 m) ^{※2}	20 (6 m) ^{※2}	繰返し
30g2D-L		1.45 (42%) ^{※1}			
50g1D-1	50×9.8	1.54 (71%) ^{※1}	10.8 (5.4 m) ^{※2}	10 (5 m) ^{※2}	
50g1D-2				20 (10 m) ^{※2}	
50g2D-1					
50g2D-2					

※1; 相対密度, ※2; 相似則で換算した値

さ等の条件を変えて全部で4ケース、6回行った。ケース50g1Dおよび50g2Dは実験の再現性を確認することと、終局的な地盤破壊状態を確認するため、同じ条件で2回実験を行っている。また、載荷方法は、基本的にECL施工時の高流動SFRCの圧力変動による状態を観察するため、繰返し載荷によって行ったが、50g2D-2では処女状態での受働破壊圧を観察するために、単調載荷によって受働破壊状態を観察した。

模型地盤は豊浦砂を用い、空中落下法により模型地盤全体が均一な密度となるように作成した。ただし、トンネル下部については解体可能な容器に空中落下法で作成した地盤をトンネル下に挿入し、容器周辺の地盤を作成した後に側壁部を引抜く形で作成した。この一連の作業による密度の乱れは多少あるが、対策せずにゆるく詰まる場合よりも影響が小さいと考えた。

実験時の模型地盤はすべて乾燥状態で行った。なお、遠心模型実験と同程度の密度、および拘束圧で行ったCD三軸試験より、豊浦砂の有効せん断抵抗角 ϕ' は約41°であった。

§ 4. 実験結果

4.1 バルーンの体積変化と圧力変化の関係

図-4は実験の代表的な例として、ケース30g2D-Lにおけるバルーンの体積変化量（コントロールシリンダーの断面積×ピストンの変位）とバルーン圧力の経時変化であり、バルーンの体積変化に伴いバルーン圧力が変化していることが分かる。

図-5はバルーンの体積変化に伴うトンネル半径方向のひずみとバルーン中心の圧力との関係である。なお、半径方向のひずみは、バルーン全体が真円のまま

半径方向に変形すると仮定し、バルーンの体積から計算されるバルーンの半径 r と初期値($r_0=5.4\text{cm}$)から計算したものの $((r-r_0)/r_0)$ である。バルーンの圧力は遠心加速度を作用させた段階である程度の圧力が発生するが、この圧力はバルーンの体積が変わらない条件で得られるものであり、既報³⁾で報告した圧力と同じである。既報で、この圧力はバルーン中心深度で計算される鉛直土圧と水平土圧の平均値となることを示したが、この値をここでは初期圧と定義する。実験では最初に受働側のみの載荷・除荷を数回繰り返した後、主動側を含めた載荷・除荷を行った。図から分かるように、受働側のみの載荷・除荷を行っている場合は地盤全体に大きな乱れがないため除荷、再載荷の経路が一致しているが、主動側を含めた載荷・除荷ではトンネル周辺が大きく乱され、除荷、再載荷の経路がループを描く挙動に変わっていることが分かる。

4.2 バルーンの圧力変化と周辺土圧の関係

図-6はケース50g1D-1におけるバルーン圧力と、バルーンから側方に5cm、10cm、20cm離れた位置で計測された水平土圧の経時変化である。図から分かるように、バルーンに近いほどバルーンの圧力変化の影響を受けているが、バルーンから20cm(約2D)離れた位置ではほとんど影響を受けていないことが分かる。

図-7は同じくケース50g1D-1において、バルーンの接線方向に実測した土圧(P_{e1} , P_{e2})と、バルーン内の水圧(P_{w1} , P_{w2})を主応力とみなした場合のそれらの平均応力とせん断応力の関係で表したものであり、プロットされている点はいわゆるモール円の頂点の軌跡にあたる。破壊時のモール円の包絡線の傾きである ϕ' と破壊時のモール円の頂点の傾きである β には $\sin \phi' = \tan \beta$ の関係があることから、CD三軸試験の

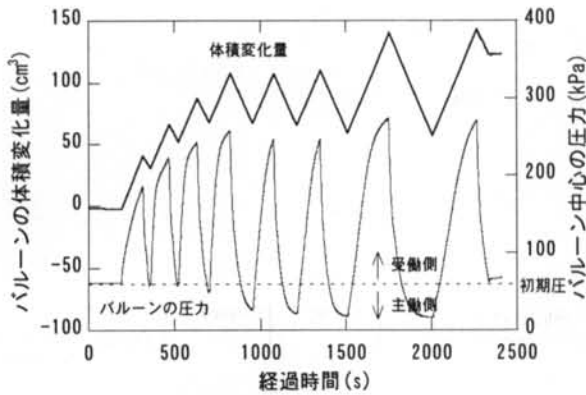


図-4 代表的な載荷例 (ケース 30g2D-L)

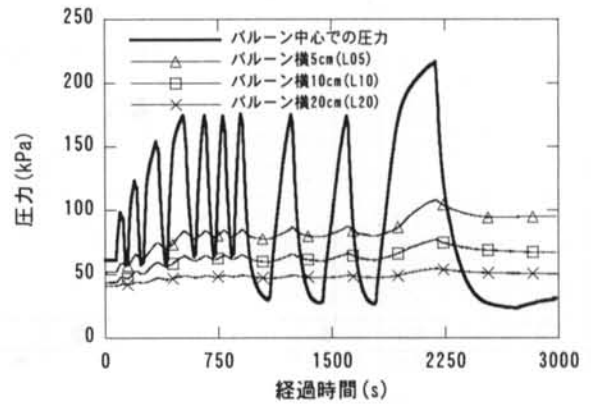


図-6 バルーン圧力および周辺土圧の経時変化 (ケース 50g1D-1)

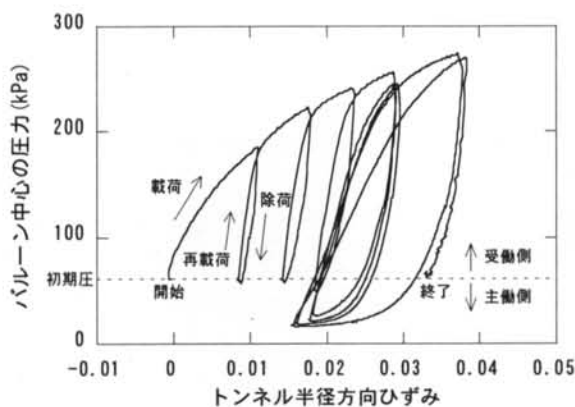


図-5 バルーン体積変化に伴うバルーン圧力の変化 (ケース 30g2D-L)

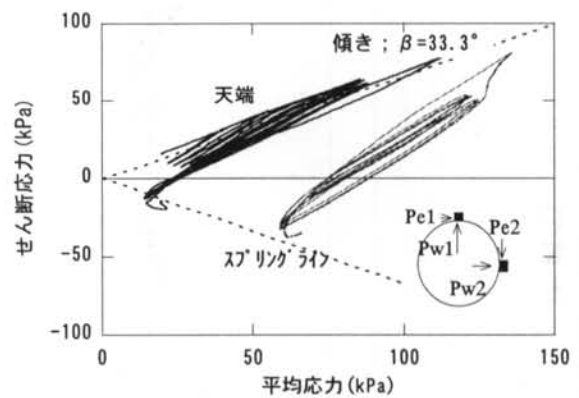


図-7 天端および側壁部の応力状態 (ケース 50g1D-1)

結果より得られている $\phi' = 41^\circ$ を代入すると $\beta = 33.3^\circ$ が得られ、それを図中に点線として示した。図より、天端位置ではほぼ破壊包絡線に沿った挙動をしていることから、天端付近はほぼ塑性状態に達していると思われる。

4.3 バルーンの圧力変化と地表面変位の関係

図-8~11 はバルーンの天端圧力とバルーン直上の地表面変位の関係である。図中の丸数字は載荷・除荷の回数 (順番) を示しており、アンダーラインのある丸数字については、主動側を含めた載荷・除荷を行っていることを示している。ただし、記載していない丸数字については図中では判別しにくいことと、地表面隆起時の圧力が明確でないことから割愛した。また、図中の○印は載荷時に地盤が隆起し始めた時点を囲ったものであり、さらに比較のために土被り圧と Terzaghi のゆるみ土圧の範囲を網掛けで示した。なお、地表面変位については計測値を相似則により補正した値を示した。

まず、圧力の上限側として地表面が隆起し始める圧力に着目すると、バルーン初期圧よりも大きい受働側のみで載荷・除荷している場合は土被り圧よりも大きな圧力であっても地表面の隆起は見られない。しかし、主動側を含めた載荷・除荷を行うと隆起しはじめる圧力が徐々に低下し、最終的には土被り圧に近づいていることが分かる。これは主動側を経験したことによりトンネル周辺の地盤全体が大きな影響を受け、地盤のせん断抵抗が低下した結果であると考えられる。しかし、実際の ECL の施工では今回の実験レベルのような大変形を起こすことはないことから、50g1D-1 (図-10) のような土被り比が小さいケースを除いて、施工時における圧力の上限值は土被り圧よりも大きな圧力とすることができる可能性を示している。

逆に、除荷時の挙動について着目すると、除荷はバルーンの体積を減少させて与えるため、除荷開始時から地表面が沈下し始めており、地盤の沈下が始まる圧力は明確に決定できなかった。なお、この現象を実際の施工に置きかえて考えた場合、高流動 SFRC を打設

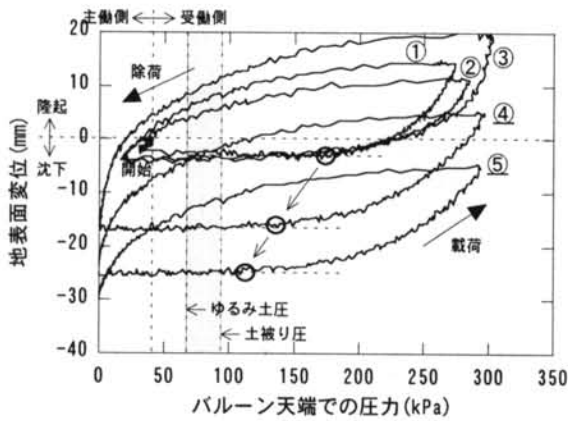


図-8 バルーン圧力と地表面変位の関係
(ケース 30g2D-D)

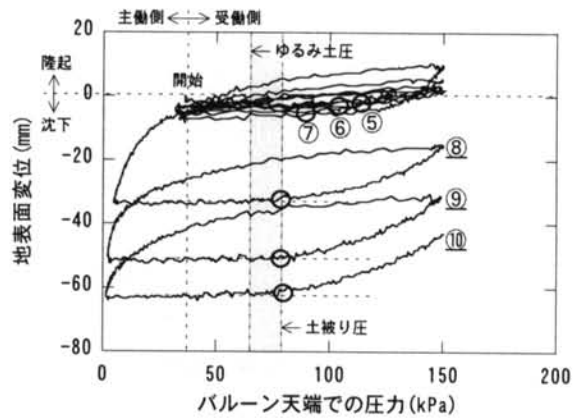


図-10 バルーン圧力と地表面変位の関係
(ケース 50g1D-1)

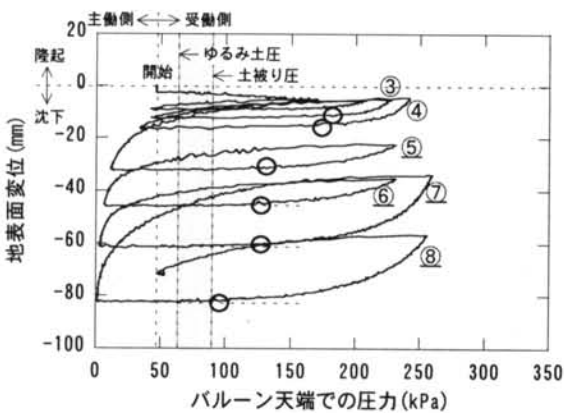


図-9 バルーン圧力と地表面変位の関係
(ケース 30g2D-L)

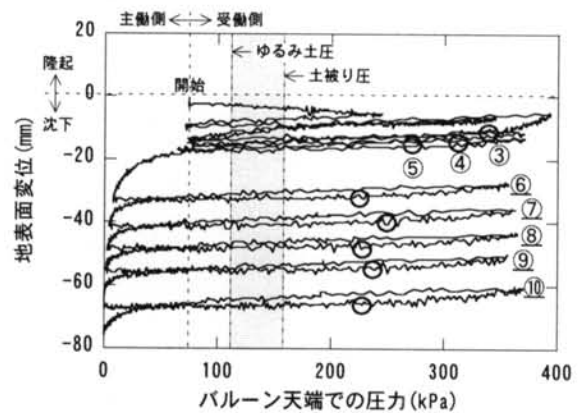


図-11 バルーン圧力と地表面変位の関係
(ケース 50g2D-1)

せずに妻型枠を引き込んだことに相当すると考えられるが、その場合には地表面に少なからず影響が出てくることを示している。グラフからも分かるように、ゆるみ土圧以下になると沈下が大きくなることから、下限値を設定する場合はゆるみ土圧とすれば十分と思われるが、施工条件等を考慮する必要がある。

4.4 受働破壊時の地盤の状況

受働破壊時の状況を観察するため、ケース 50g1D-2 および 50g2D-2 ではバルーン圧力のピーク値が現れるまで載荷を続けた。図-12 はバルーンの半径方向ひずみ（体積変化）とバルーン圧力の関係であり、両ケースともにバルーン圧力はある時点でピークとなり、それ以降は強制的にバルーンの体積を増加させてもピーク圧より低い圧力になった。

写真-2 はケース 50g1D-2 の実験後の地盤を切り出した状況である。模型地盤には作成する途中で 20mm の間隔で着色した砂を薄くまいてある。写真から分かるように、受働破壊後の地盤にはトンネル肩部から若干曲線みを帯びたすべり線が発生し、地表面近くにな

る不明瞭ながらも広がりを見せていた。

§ 5. 圧力載荷時（受働側）の終局状態に関するメカニズムの検討

4章では遠心模型実験の結果よりバルーンの圧力変化に伴う周辺地盤の挙動について検討した。本章では、SFRC 打設圧力の上限側として地盤の受働破壊に着目し、その終局状態のメカニズムについて検討する。ここでは地盤全体系の破壊に着目した3種類の破壊モデルを検討し、その適用性について考察する。

5.1 Terzaghi のゆるみ土圧理論を応用したモデル

Terzaghi のゆるみ土圧理論は図-13 に示すようなすべり線における地盤のせん断抵抗力を考慮することにより主働状態でのトンネル天端における土圧（図中の σ_{wp} ）を求めるものである。この考え方を応用し、すべり線に作用するせん断力の方向を逆に仮定すれば受働時の圧力（図中の σ_{vp} ）を求めることができる（以

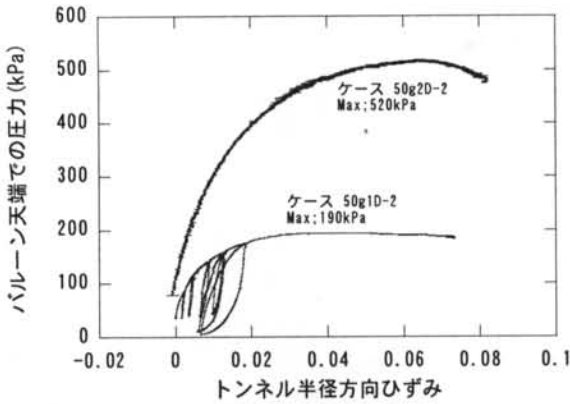


図-12 バルーン圧力のピーク値

下、Terzaghi の応用モデルと称す)。なお、ここではモデルの簡略化のため、主動状態を想定している Terzaghi のゆるみ土圧の土塊モデルをそのまま受働状態に適用して導いた。計算式は以下の通りとなる。

$$\sigma_{vp} = \frac{B_1(\rho g + c/B_1)}{K_0 \tan \phi} \left[\exp\left(\frac{K_0 \tan \phi H}{B_1}\right) - 1 \right] + p_0 \exp\left(\frac{K_0 \tan \phi H}{B_1}\right) \quad (2)$$

ここで、 B_1 ；影響幅、 H ；土盛り、 ρg ；地盤の単位重量、 c ；地盤の粘着力、 ϕ ；内部摩擦角、 K_0 ；静止土圧係数

この式に実験条件を代入して計算した結果と実験結果との比較については後述する。

5.2 対数らせん破壊理論を応用した破壊モデル

前述したように松尾は送電用鉄塔基礎の引揚抵抗力について検討し、実験結果に基づいて対数らせんと直線とを合成したすべり線を仮定した破壊モデルを示している。ここでは、松尾のモデルと異なり、図-14に示すようにすべり線を対数らせんのみでモデル化し（以下、対数らせんモデルと称す）、トンネル周面および地表面とのすべり線の交差角を境界条件として規定するが、すべり線の発進点 c （天端からの角度を θ とする）は未知とした。なお、 c 点ではトンネル法線方向および接線方向が主応力となるため、すべり線はトンネル法線方向に対して $\pm(\pi/4 - \phi/2)$ の角度で出ることが予想されるが、このモデルでは法線に対して上側（地表面側）になると考えた。

図-14においてひとつのすべり線 cd を考えてみる。すべり線 cd は O_0 を中心として、 $O_0d = \rho_0$ とした場合、

$$\rho = \rho_0 e^{(\delta - \alpha) \tan \phi} \quad (3)$$

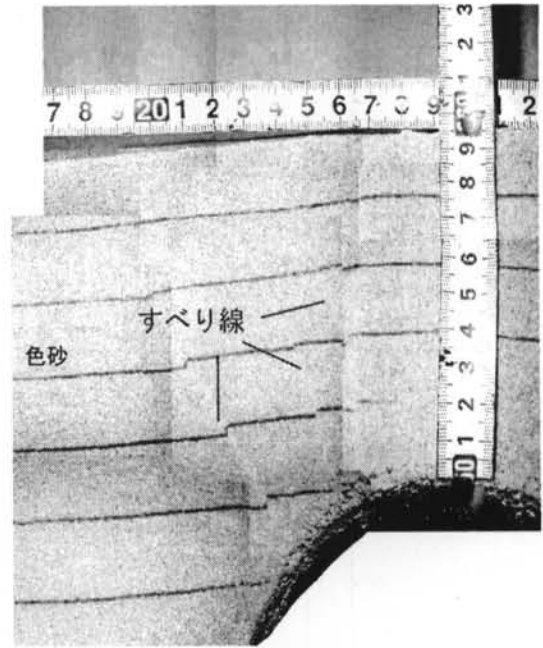


写真-2 受働破壊後の地盤の変形状況
(ケース 50g1D-2)

で表される対数らせんであり、対数らせん上の点は中心 O_0 の座標を (x_0, y_0) とすると、次の形で表される。

$$\begin{aligned} x &= -\rho_0 e^{(\delta - \alpha) \tan \phi} \sin \delta + x_0 \\ y &= \rho_0 e^{(\delta - \alpha) \tan \phi} \cos \delta + y_0 \end{aligned} \quad (4)$$

ここに、 δ ：対数らせん上の点までの反時計回りにとった角度、 $\alpha = \pi/4 + \phi/2$ 、 ϕ ：土の内部摩擦角

この図においてすべり線に囲まれた土塊 $abcd$ に着目する。なお、モデルを簡略化するため、土塊 $abcd$ とトンネルが重なる部分（ b 点付近）については計算を簡略にするため土塊として取り扱った。土塊 $abcd$ に作用する力として、土塊重量 W 、バルーンから受ける力 P_b 、およびすべり線において作用しているせん断抵抗力 F_1 、接触面 ab で受ける水平土圧の合力 P_1 が考えられる。なお、今回の実験では粘着力のない砂地盤を用いたことから粘着力に関する力は省略している。これらの力に関する O_0 点を中心とする回転モーメントの合計が0となることを前提にすべり線ごとにバルーン圧力 p_b を求め、図-14の上側に示すようなグラフより圧力 p_b が最小となるすべり線で破壊するとした。以下に各力による O_0 点を中心とする回転モーメントを示す。なお、すべり線に作用するせん断抵抗力 F_1 は O_0 点を通る方向に作用し、回転モーメントには寄与しないため、記述は省略する。

5.2.1 土塊重量による回転モーメント

土塊重量 W 、および重心位置については式(4)を用いて求めた。計算方法については割愛するが、土塊に

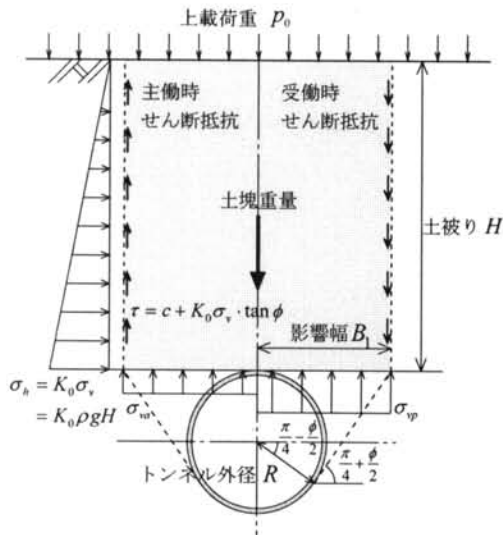


図-13 Terzaghi のゆるみ土圧の算定モデル

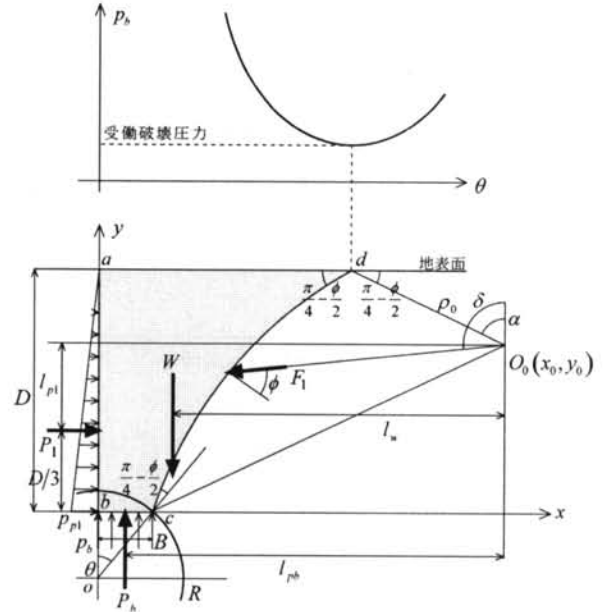


図-14 対数らせん破壊理論を応用した破壊モデル

作用する回転モーメント M_w は次のように表される。

$$M_w = W \cdot l_w \quad (5)$$

ここに、 l_w ; 中心 O_0 から土塊の重心までの距離

5.2.2 バルーンの圧力による回転モーメント

バルーン圧により作用する回転モーメント M_b は次のように表される。

$$M_b = P_b \cdot l_{pb} = p_b \cdot B \cdot l_{pb} \quad (6)$$

ここに、 B ; バルーン圧を受ける幅、 l_{pb} ; 中心 O_0 から力 P_b までの距離

5.2.3 接触面 ab から受ける力による回転モーメント

点 b における側方土圧 p_{p1} はバルーン圧 p_b の影響を受け変化することを考慮し、バルーン圧 p_b に対する主働土圧であると仮定すると次のように表される。

$$p_{p1} = K_a p_b \quad (7)$$

ここに、 K_a ; 主働土圧係数

なお、この仮定は図-7で示した天端位置の応力関係からも妥当であると言える。

式(7)から求めた p_{p1} を底辺とする三角形分布の圧力が作用すると仮定して力 P_1 を求め、力 P_1 は点 b からの距離が $D/3$ の位置に作用すると考えると、その回転モーメント M_{p1} は次のように表される。

$$M_{p1} = P_1 \cdot l_{p1} = \frac{1}{2} K_a p_b D \cdot l_{p1} \quad (8)$$

ここに、 D ; c 点までの土被り

5.2.4 すべり破壊が生じる位置と圧力の算定

以上に述べたすべての力の回転モーメントの合計が 0 となる式より圧力 p_b について整理すると次のように表される。

$$p_b = \frac{W \cdot l_w}{B \cdot l_{pb} + \frac{1}{2} K_a \cdot D \cdot l_{p1}} \quad (9)$$

式(9)の圧力 p_b を対数らせんごとに求め、その中の最小値となるところをすべり線と考える。

図-15は実験条件を考慮した場合の発進点 c の天端からの角度 θ とバルーン圧 p_b との関係を示したものであり、また、最小値となる圧力とすべり線の発進点 c までの天端からの角度を併記した。また、図-16は得られた結果をもとに描いたすべり線(対数らせん)である。実験結果との比較については後述する。

5.3 直線的すべり線を仮定した簡易破壊モデル

前述した対数らせんを用いた計算は、考え方は簡単であるが、対数らせんで囲まれた土塊の面積や重心を求める計算が複雑である。そこで、より簡易な計算方法を提案するため、図-17(a)に示すようなすべり線を直線で近似させる方法(以後、直線近似モデルと称す)を考案した。

直線近似モデルでは、すべり線をトンネル天端から角度 θ の傾きをもつ直線としたときに囲まれたトンネル上部の土塊に作用する鉛直方向の力の釣り合いを検討する。この場合、土塊に作用する力は、地盤の重量 W とバルーンから受ける上向きの力 F_b 、また、すべり線において受ける力はすべり線に対して法線方向に作用

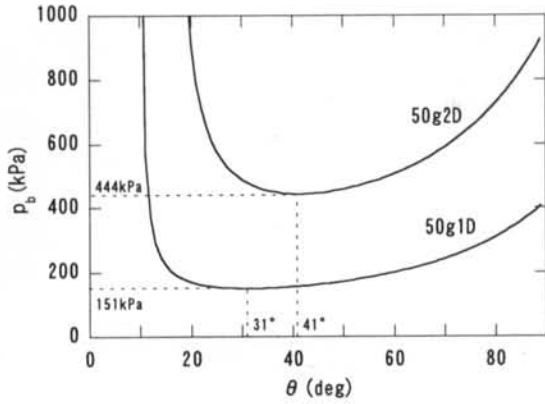


図-15 対数らせんモデルによる計算結果(すべり線発進点の天端からの角度とバルーン圧の関係)

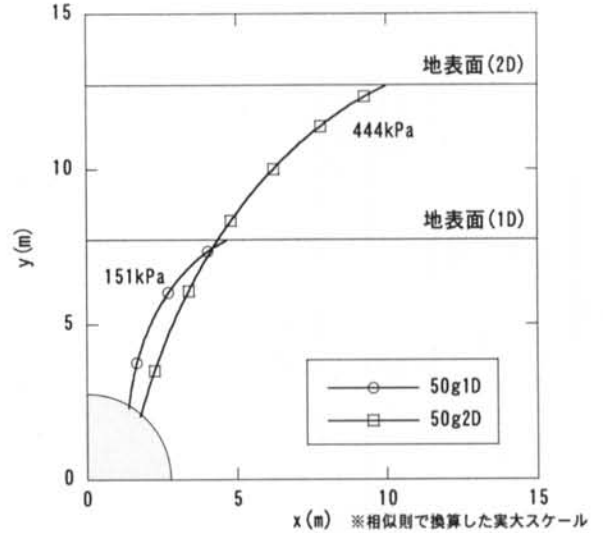


図-16 対数らせんモデルから得たすべり線

する力 F_θ と接線方向に作用する力 F_r を考慮する。これら4つの力の鉛直方向成分に着目してつりあいを考えることとした。

5.3.1 すべり土塊の重量

まず、土塊重量 W は土塊の面積に地盤の単位体積重量を乗じると次のように表される。

$$W = \left\{ \frac{(D+R)^2 \tan \theta}{2} - \frac{R^2 \theta}{2} \right\} \rho_g g \quad (10)$$

ここに、 ρ_g : 地盤の密度、 g : 重力加速度

5.3.2 バルーンから受ける力

次に、バルーンの圧力から受ける力の鉛直成分 F_{bv} は図-17(b)に示すような深度方向に増加する液圧 $p(\theta)$ の鉛直成分を積分して求める。

$$F_{bv} = \int_0^\theta p(\theta) \cos \theta \cdot R d\theta \quad (11)$$

$$= R \left\{ p_{top} \sin \theta - \rho_w g R \left(\frac{\theta}{2} - \sin \theta + \frac{\sin 2\theta}{4} \right) \right\}$$

5.3.3 すべり線に作用する力

すべり線に作用する力として、図-17(a)に示すようにすべり線の法線方向の力 F_θ と接線方向の力 F_r を考え、その鉛直成分 $F_{\theta v}$ 、 F_{rv} を求める。なお、ここでは簡単のため、地盤の粘着力は考慮しない。図-17(c)はすべり線に生じる応力の模式図である。

まず、トンネル近傍の応力状態は前述したように、半径方向および接線方向の圧力が主応力であり、また破壊状態であると考えられるので、バルーン圧 $p(\theta)$ を最大主応力としたときモール円に接する最小主応力とした。また、接線方向応力 σ_θ がすべり線に沿って線形的に減少し、地表面においてゼロになると仮定した。

そして、この圧力分布の鉛直方向成分をすべり線に沿って積分したものをすべり線法線方向に関する力 $F_{\theta v}$ とする。

$$F_{\theta v} = \frac{1}{2} \int_0^{\frac{D+R}{\cos \theta} - R} \sigma_\theta \sin \theta ds \quad (12)$$

$$= \frac{1}{2} \times \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} p(\theta) \times \left(\frac{H+R}{\cos \theta} - R \right) \times \sin \theta$$

一方、すべり線接線方向に生じている応力については、豊浦砂を用いた中空ねじりせん断試験において最大せん断応力は拘束圧(すべり線における法線方向応力)の約0.6倍である¹²⁾ことから、すべり線法線方向応力 σ_θ を0.6倍した値とし、この鉛直方向成分をすべり線に沿って積分した値をすべり線接線方向に関する力 F_{rv} とする。

$$F_{rv} = \frac{1}{2} \int_0^{\frac{D+R}{\cos \theta} - R} (0.6 \times \sigma_\theta) \cos \theta ds \quad (13)$$

$$= \frac{0.6}{2} \times \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} p(\theta) \times \left(\frac{H+R}{\cos \theta} - R \right) \times \cos \theta$$

5.3.4 力のつりあいから求めたバルーンの天端圧力

前述した4つの鉛直方向の力の和が0になることから、それぞれの力の方向を考慮すると次のつりあい式が導かれる。

$$W - F_{bv} - F_{\theta v} + F_{rv} = 0 \quad (14)$$

式(14)は、 θ を独立変数、 p_0 を従属変数とした式にできるが、式は整理された形にはならないため割愛する。

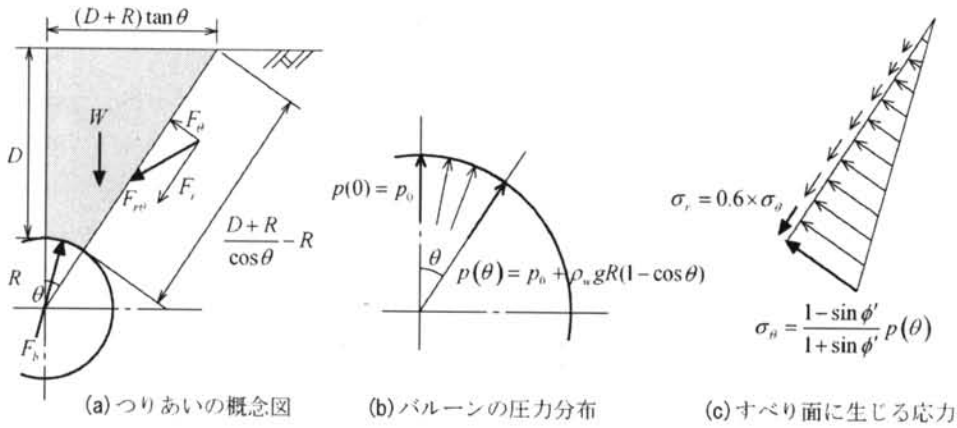


図-17 直線近似モデルの力のつりあい概念図、および境界面に作用する圧力の詳細図

図-18 は実験条件を式に代入し、すべり線の角度 θ を変化させたときのバルーンの天端圧力 p_0 をプロットしたものであり、このグラフにおいて最小の p_0 となる角度 θ において破壊することを示している。図から分かるように、ケース 50g1D ではすべり線の天端からの角度が 30° 、天端圧力 p_0 が 172kPa 、ケース 50g2D ではすべり線の角度が 40° 、天端圧力 p_0 が 489kPa のところで最小値となり、ここですべり破壊が生じる結果となった。

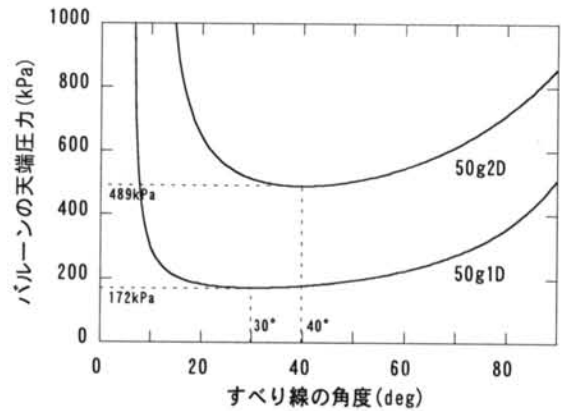


図-18 直線近似モデルによる計算結果(すべり線の角度と限界圧力の関係)

5.4 破壊モデルの計算結果の比較と考察

以上に3つの破壊モデルを示し、それぞれにおいて受働破壊圧およびすべり線の方向を算定した。これらの妥当性を評価するため、図-19 および図-20 はそれぞれケース 50g1D-2 および 50g2D-2 で観察されたすべり線(写真-2を参照)をスケッチしたものに各破壊モデルより得られたすべり線を重ねて描いたものと、それぞれの計算から得られたバルーンの限界圧力を示す。また、表-3に実験値と計算値を比較したものを示す。

Terzaghi の理論を応用したモデルから得られる圧力は、実験で得られた圧力～地表面沈下の関係(図-8～11)に当てはめた場合、地盤があまり乱されていない状態での地表面隆起時の圧力とほぼ同じか安全側であり、施工時の管理値として用いることは可能であろうが、受働破壊に関する限界値とは異なることが分かる。

対数らせんモデルから求めた受働破壊圧については実験値における受働破壊時ピーク圧力の80～85%程度であり、実験値より安全側の値を示している。すべり線については、載荷・除荷を繰り返し行ったケース 50g1D-2 では地盤が乱されたことにより3本のすべり線が出ているため比較は難しいが、圧力載荷を1回で

行ったケース 50g2D-2 ではバルーン近傍でのすべり線の角度はほぼ等しいと言える。

直線近似モデルについては、実験における受働破壊時ピーク圧力よりも安全側の値を示している。しかし、すべり線については実験結果とは異なっている。ただし、すべり線の発進点や、地表面における影響範囲に関しては実用上問題ない程度に再現できており、対数らせんモデルより簡便な直線近似モデルでも受働破壊に関する検討ができると考えられる。

§ 6. 結論

高流動 SFRC を用いた ECL トンネルにおいて、高流動 SFRC のプレス圧力の制御範囲のうち受働破壊時の地盤の挙動について検討した。遠心模型実験ではラバーバルーンを用いた載荷・除荷実験を行い、地盤の破壊メカニズムを検討した。また、受働破壊に関する破壊モデルを検討し、実験結果と比較した。得られた知見は以下の通りである。

表-3 実験値と計算値の比較

実験 ケース名	実験値			計算値		
	土被り圧 (kPa)	地表面隆起時 の圧力 (kPa)	受働破壊時 ピーク圧力 (kPa)	Terzaghi の応用モデル から求めた圧力 (kPa)	対数らせんモデルから 求めた受働破壊圧 (kPa)	直線近似モデルから 求めた受働破壊圧 (kPa)
30g2D-D	91	180	—	132	—	—
30g2D-L	85	180	—	124	—	—
50g1D-2	75	90	190	90	151	172
50g2D-2	151	270	520	220	444	489

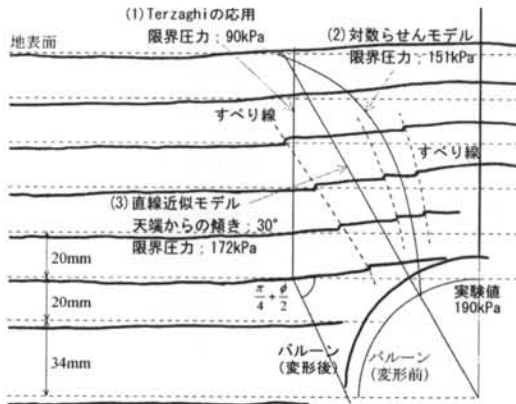


図-19 受働破壊圧と想定すべり線の比較
(ケース 50g1D-2)

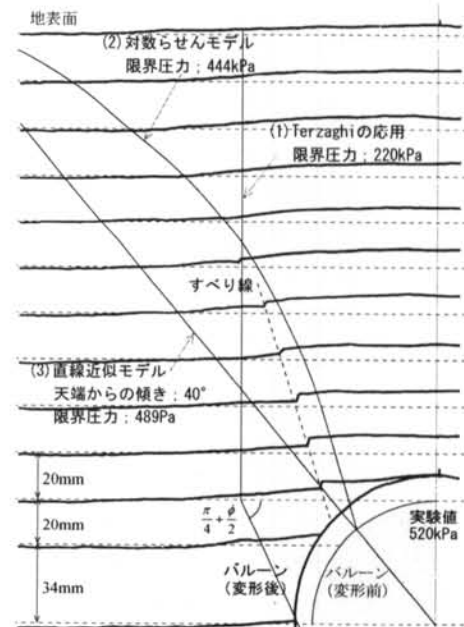


図-20 受働破壊圧と想定すべり線の比較
(ケース 50g2D-2)

- ① 圧力の上限值側に関して、地盤の乱れが少ないときは地盤が隆起し始める圧力は計算される初期鉛直土圧よりも高い値であったが、地盤が乱されてくると隆起時の圧力は降下し、次第に初期鉛直土圧（土被り圧）に近づいた。
- ② 受働破壊させたときの圧力はあるピーク値を示し、それ以降は強制的にバルーンの体積を増加させてもピーク圧より低い圧力となった。また、受働破壊させた後の地盤を観察した結果、すべり線はトンネル肩部付近から地表面に向かって広がる形状であった。
- ③ Terzaghi の応用モデルから得られた受働破壊圧は、遠心模型実験における地盤の乱れが少ないときの地表面隆起時の圧力のある程度表現できていた。
- ④ 受働破壊時のピーク圧力については、今回の実験の範囲内では対数らせんモデル、直線近似モデルともに実験結果より安全側の値が得られていた。

<参考文献>

- 1) 後藤茂, 杉山博一, 荻迫栄治, 川口博之, 阿曾利光, 渡辺真帆: "SFRC を用いた ECL 工法の覆工体設計方法に関する研究 (その 1)", 土木学会第 55 回年次学術講演会概要集, III-B114, 2000
- 2) 後藤茂, 杉山博一, 荻迫栄治: "SFRC を用いた ECL 工法の覆工体設計方法に関する研究 (その 3)", 土木学会第 56 回年次学術講演会概要集, III-B101, 2001
- 3) 杉山博一, 後藤茂, 今田徹: "鋼繊維補強コンクリートを用いた ECL トンネルの覆工体に作用する土圧の評価", 土木学会論文集, No.694 / III-57, pp.107~116, 2001.12
- 4) 杉山博一, 後藤茂, 西村和夫: "SFRC を用いた覆工体設計方法に関する研究 (その 4)", 土木学会第 57 回年次学術講演会概要集, III-176, 2002
- 5) 併進工法設計施工研究委員会編: "併進工法設計施工法 (都市トンネル編)", 産業図書, pp.166~167, 1992
- 6) たとえば, 山口柏樹: "土質力学", 技報堂出版, 1990
- 7) たとえば, 田村昌仁, 森麟, 徐知遠: "土などの割裂現象に関する基礎的研究", 土木学会論文集, No.475 / III-24, pp.19~28, 1993.9
- 8) 森麟, 田村昌仁, 千柄植: "砂質地盤における割裂発生機構", 土木学会論文集 No.388 / III-8, pp.61~70, 1987.12
- 9) Mori, A., Tamura, M., and Fukui, Y.: "Fracturing pressure of soil ground by viscous materials", Soils and Foundations, Vol.30, No.3, pp.129~136, 1990.9
- 10) たとえば, 土木学会編: "トンネル標準示方書 [シールド工法編]・同解説", 土木学会, p.43, 1996
- 11) 松尾稔: "送電用鉄塔基礎の引揚抵抗力について", 土木学会論文集, 第 105 号, pp.9~18, 1964.5
- 12) たとえば, 地盤工学会編: "土質試験の方法と解説 (第一回改訂版)", 地盤工学会, pp.624~625, 1990