

粘性土地盤における縦シールド切羽の安定に関する 遠心載荷模型実験

CENTRIFUGE MODEL TEST ON CUTTING FACE STABILITY DURING VERTICAL SHIELD CONSTRUCTION IN COHESIVE SOILS GROUND

横山博一¹⁾・伊東三夫¹⁾・阪本隆広²⁾・田中 弘²⁾・山田清臣³⁾

Hirokazu YOKOYAMA, Mitsuo ITOU, Takahiro SAKAMOTO, Hiroshi TANAKA and Kiyoomi YAMADA

A series of centrifuge model test is carried out for investigating the cutting face stability of vertical shield tunneling in cohesive soil ground. Test results show that shear stresses near cutting face ground are increased as a slurry pressure at the cutting face of a tunnel is decreased and the cutting face ground collapse when the induced shear stresses exceed an undrained shear strength of the cutting ground. Based on test data, a relation of overburden pressures against failure pressures at the cutting faces of vertical tunnels is studied. From the obtained relationship, required slurry pressure for the cutting face stability can be determined.

Key Words: vertical shield tunnel, cutting face, centrifuge model test, cohesive soils

1. 研究目的

一台のシールドで立坑から横坑までを連続して施工できる縦横連続シールド工法は、通常行われるシールド発進時の補助工法の省略、工期の短縮、立坑用地の縮小化や騒音・振動などの低減化等、施工性・安全性・経済性の各面での効果が期待できる工法である。著者らは、都市部でのシールド工事において上述の効果を期待して、既に3カ所の立坑現場で本工法を採用してきた。ただし、施工実績が少ないことから、実際に設計・施工を行うに際しては従来の横シールド工事などの経験に頼らざるを得ない課題も残してきた。例えば、これまでの縦横連続シールド工事における縦シールド掘進の切羽泥水圧の設定法は、地盤性状に応じてランキン主働土圧、リバース杭の施工実績、ならびに地下連続壁工法の泥水圧設定方法等を考慮して適宜設定しており、縦シールドの泥水圧設定法を明確に規定したものではない。切羽泥水圧は縦横連続シールド工法の安全性および経済的な推進反力体の設計に関わる問題であり、合理的な切羽泥水圧設定法を構築することは重要な課題の一つと考えられた。

本研究では、遠心載荷模型実験により縦シールドの切羽安定機構を解明し、切羽安定を満足させるのに必要な切羽泥水圧の合理的な評価手法を構築することを目的とする。

2. 対象地盤

縦シールドの切羽安定問題は、通常の横シールドでの切羽安定問題とは異なり、土留め工事等における掘

-
- 1) 東京都 下水道局
 - 2) 正会員 日本工営(株)
 - 3) 正会員 工学博士 日本大学 教授

削底盤の安定問題に類似している。掘削底盤の安定が損なわれる現象としては、ヒービング、ボイリング、盤膨れ、パイピングが挙げられるが、縦シールドの切羽安定を考える場合、以下の理由により、粘性土地盤において発生するヒービング現象に対する対応が重要な問題になると考えられる。そこで、本研究では対象地盤を粘性土地盤とする。

- 1) 透水性のよい砂質土地盤の場合、チャンバー内には少なくともその地点での地下水压相当の切羽泥水圧を作用させる必要がある。この時、砂質土では土水分離の計算が正確に実施できるため、この地下水位を事前に評価することは比較的容易である。したがって、砂質土地盤において地下水位差が主要原因となって発生するボイリングやパイピングのような現象は、密閉型シールドである本工法では起こりにくい。
- 2) 盤膨れは被圧地下水が原因となって発生するものであり、事前に被圧地下水の有無を調査し、それと同等の切羽泥水圧を作用させることにより対応可能である。

3. 実験模型

図-1に実験模型概略図を示す。縦シールド模型としては鉛直方向に二分割した「半断面模型」と、実際の縦シールドと同様の円筒形の「全断面模型」を用いた。模型縮尺は1/150で、外径約11mの縦シールドを想定している。容器側面はガラス面になっており、チャンバー付近の地盤挙動を目視することができる。縦シールド模型切羽部には、実験開始までの間、初期地盤状態を一定に保持するための押さえ板が取り付けられており、実験開始時に内部に後退する構造となっている。

模型地盤材料としては、東京都内の立坑工事現場から採取した現状土とカオリンを混合調整した粘性土 ($G_s=2.70\text{g/cm}^3$, $F_s=90.4\%$, $I_p=17.4$, $C_u/p=0.29$) を用いた。

計測項目は、半断面模型のケースでは土中土圧、チャンバー内圧力、地中変位(薄肉のりん青銅板にひずみゲージを貼付したものを土中に埋めて変位を感知する)である。また、ガラス面に接する地盤に標点を設置して写真解析による標点変位観測も行った。全断面模型のケースでは、土中土圧およびりん青銅板ひずみを計測している。

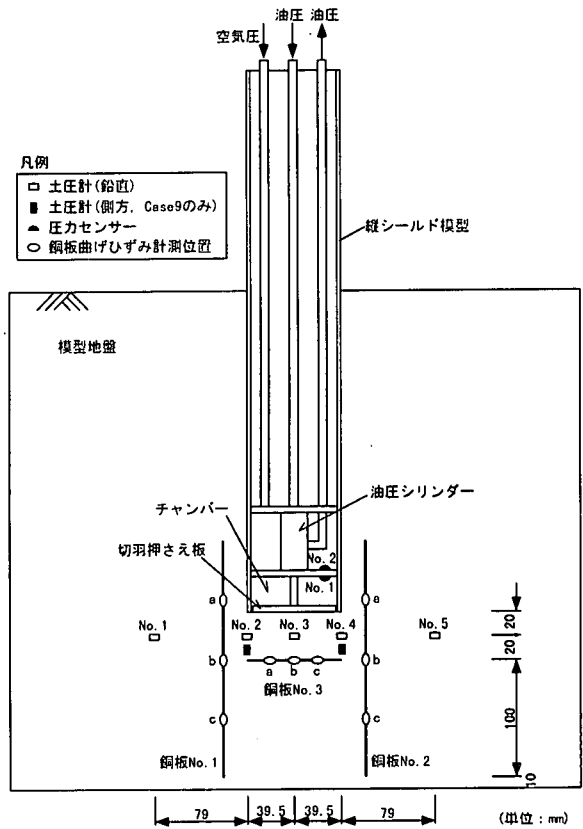


図-1 実験模型概略図

4. 実験手順

実験手順を以下に示す。

- ① 地盤材料を容器に入れ、ケースごとの計画地盤強度となるように大型圧密装置により事前圧密を行う。
- ② 圧密終了後の地盤に縦シールド模型、土中土圧計、りん青銅板ひずみ計、標点を設置する。
- ③ 装置を遠心載荷装置に設置し、圧力系統の配管、計器類の配線を行う。
- ④ チャンバー内に泥水を注入する。

- ⑤ 縦シールド模型と地盤との密着性を高めるため、1 時間程度の事前遠心載荷を行う（この時、地盤が正規圧密領域に入らないように遠心加速度を決定する）。
- ⑥ 遠心加速度を所定値(150G)まで上昇させる。この時、チャンバー内泥水圧も上昇させる。
- ⑦ 切羽押さえ板を後退させて切羽を開放してから、チャンバー内泥水圧を徐々に低下させる。この間、土中土圧、チャンバー内泥水圧、りん青銅板ひずみの計測を連続的に行う。
- ⑧ 切羽の崩壊が顕著になった時点で実験を終了する。
- ⑨ 遠心載荷実験終了後直ちにコーン貫入試験と湿潤密度試験(模型解体時の試料採取)を行う。

5. 実験ケース

表－1 に実験ケースを示す。模型種類、切羽深度、地盤強度を変化させて計 9 ケースの実験を行った。

6. 実験結果

どのような状態をもって縦シールド切羽地盤の崩壊と見なすかについて、現時点では明確に定義されていないのが実状である。そこで、今回の実験で計測した地盤変位挙動(りん青銅板ひずみ、標点写真計測)より、縦シールド切羽地盤の崩壊時を決定することとした。

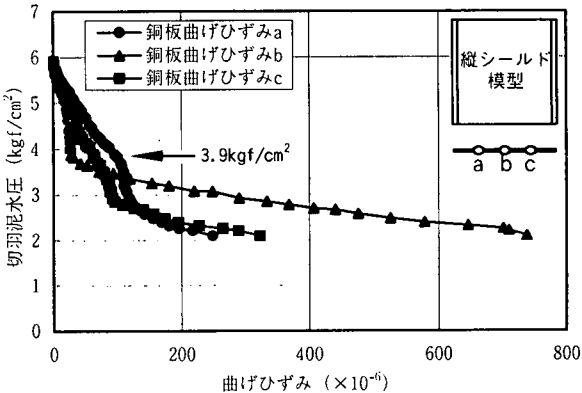
(1)切羽崩壊時の評価

実験結果の一例として、図－2 に Case9 の切羽泥水圧とりん青銅板曲げひずみの関係を、図－3 に切羽泥水圧と標点変位との関係をそれぞれ示す。りん青銅板曲げひずみ、標点変位ともに、切羽泥水圧を下げ始めた初期段階においては、比較的緩やかに値が変動しているが、切羽泥水圧をさらに低下させると、値の変動勾配が急になる時点が見い出せる。この勾配変化点における切羽泥水圧を読みとると、りん青銅板曲げひずみの場合は 3.9kgf/cm^2 ($=382.5\text{kN/m}^2$)、標点変位の場合は 4.5kgf/cm^2 ($=441.3\text{kN/m}^2$) と若干異なる。これら 2 種類の計測データに見られる勾配変化時点での切羽泥水圧が異なるのは、りん青銅板設置位置よりも、標点設置位置の方が切羽に近いためであると考えられる。また、図－2 に示すりん青銅板ひずみの場合、切羽断面の中心部の挙動(ひずみ b)に比べて、切羽断面端部の挙動(ひずみ a, c)の方が、勾配変化点が遅れている。これらの挙動から粘性土地盤の縦シールド切羽地盤の崩壊は、進行性破壊を示すことが認められる。

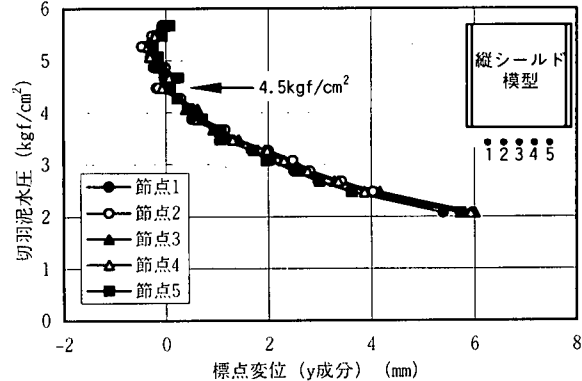
したがって、ここでは切羽直下 1cm(実換算

表－1 実験ケース ($1\text{kgf/cm}^2=98.1\text{kN/m}^2$)

Case No.	対象地盤	計画地盤強度	立坑模型	切羽深度
1	粘性土	軟弱地盤 非排水せん断強度 $C_u=0.4\text{kgf/cm}^2$	半断面	20m
2				40m
3				60m
4			全断面	40m
5		硬質地盤 非排水せん断強度 $C_u=0.8\text{kgf/cm}^2$	半断面	20m
6				40m
7				60m
8			全断面	40m
9		硬質地盤 非排水せん断強度 $C_u=1.2\text{kgf/cm}^2$	半断面	40m



図－2 切羽泥水圧とりん青銅板曲げひずみとの関係



図－3 切羽泥水圧と標点変位との関係

1.5m)に設置してある標点変位データから読みとった勾配変化点を切羽崩壊時とし、その時の泥水圧を切羽崩壊泥水圧と定義した。同様の考え方で求めた、各ケースの切羽崩壊泥水圧を表－2に示す。

(2)縦シールド切羽地盤の崩壊形態

図－4にCase9の標点変位ベクトル図を、図－5に最大せん断ひずみ分布図をそれぞれ示す。なお、崩壊形態の特徴を把握しやすいように、(1)で決定した切羽崩壊時点ではなく、実験の最終段階における図で示している。

図－4より、標点変位ベクトルは切羽面直下で大きく、チャンバー内に入り込む様子がわかる。崩壊範囲について言うと、切羽から0.5D₀(D₀:縦シールド外径)程度離れた下方地盤では、地盤変位が非常に小さくなる。また、縦シールド断面より外側の地盤領域では、縦シールド断面内に呼び込まれる方向にベクトルが表示されているが、その影響範囲は極めて限られており、実験終了時点で見ても地表まで及ぶという程度ではない。

また、図－5からも、大きなせん断ひずみが発生しているのは切羽面直下の地盤領域のみで、それ以外の部分におけるせん断ひずみは小さいことが読みとれる。

以上から、縦シールド切羽地盤の崩壊形態は、切羽面直下の地盤領域でのみ生じているのが特徴である。

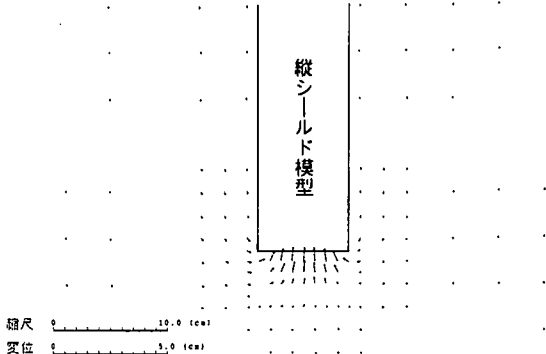
7. 縦シールド切羽安定の考え方

実験結果から判断すると、縦シールド切羽地盤の崩壊は、切羽面直下の地盤領域でのみ生じており、少なくとも切羽崩壊が始まる時点では、ヒービング安定検討の際に一般的に仮定するような、立坑壁面背面側の地表面から掘削底面まで連続するすべり破壊形態とは異なる。

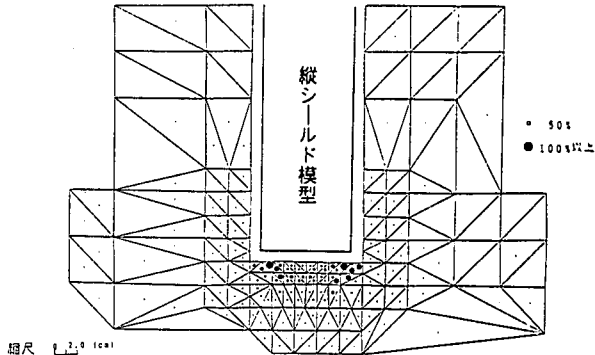
そこで、図－6に模式するような切羽崩壊モデルによって、切羽崩壊機構を考えることとした。このモデルは、切羽面直下地盤に想定した仮想崩壊領域に、鉛直軸方向応力 σ_v (切羽泥水圧)と水平軸方向応力 σ_h (側方土圧)が作用する2軸応力問題として切羽崩壊機構を捉えたものである。図－7に切羽面直下の仮想崩壊領域のモール円が変化する様子を示す。つまり、切羽泥水圧 σ_v が減少することによって仮想崩壊領域が三軸伸張状態となり、それによって発生する最大せん断応力が切羽地盤の持つ非排水せん断強度 C_u に達した時点で切羽が崩壊すると思われるものである。

表－2 各ケースの切羽崩壊圧[単位:kgf/cm²(kN/m²)]

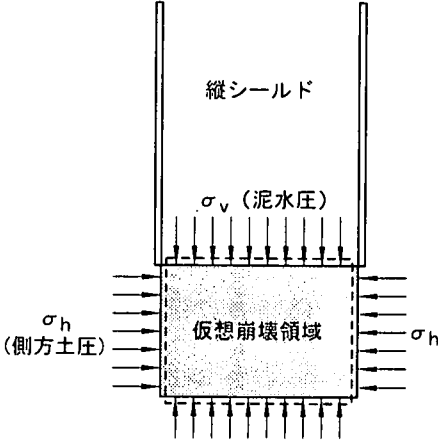
Case No.	切羽崩壊圧	Case No.	切羽崩壊圧
1	3.3(323.6)	5	2.5(245.2)
2	6.0(588.4)	6	4.9(480.5)
3	8.7(853.2)	7	8.0(784.5)
4	6.0(588.4)	8	5.0(490.3)
-	-	9	4.5(441.3)



図－4 標点変位ベクトル図



図－5 最大せん断ひずみ分布図



図－6 三軸伸張状態を考えた切羽崩壊モデル

図-6, 7にモデル化した切羽崩壊機構の妥当性を検証するために、側方土圧についても計測を行ったCase9のデータを用いて作成した仮想崩壊領域におけるモール円の変化の様子を図-8に示す。図中の一番右に位置する小さいモール円が切羽泥水圧を低減させ始めた直後の状態を示すものであり、切羽泥水圧を低下させるにしたがい、モール円は徐々に大きくなりながら、左へシフトしていく。なお、この状態でのモール円は右端が側方土圧(σ_h)、左端が切羽泥水圧(σ_v)であり、切羽面直下の仮想崩壊領域が三軸伸張状態となっていることがこの実験値より確認できる。

図中には、6節(1)で定義した切羽崩壊時のモール円を太い円で示してあるが、この時のせん断応力 $\tau = 0.67 \text{ kgf/cm}^2 (65.7 \text{ kN/m}^2)$ は、実験直後にすばやく実施したコーン貫入試験値から推定した切羽部の非排水せん断強度 $C_u = 0.95 \text{ kgf/cm}^2 (93.2 \text{ kN/m}^2)$ よりも小さい。この理由は、崩壊が三軸伸張状態のもとで生じているためと考えられる。一般に三軸伸張状態での土の強度は、三軸圧縮状態での強度の60~80%程度であることが知られている(静止土圧係数 K_0 が1.0以下であることに起因すると考えられる)¹⁾。非排水せん断伸張強度を得るための三軸伸張試験は実施していないが、切羽面直下地盤の伸張強度は、コーン貫入試験値から推定した非排水せん断強度よりも小さいものと考えられる。仮に一般的な知見に準じて、伸張強度が圧縮強度の70%であるとする、切羽面直下の仮想崩壊領域の伸張強度は $0.95 (93.2 \text{ kN/m}^2) \times 0.7 = 0.67 \text{ kgf/cm}^2 (65.7 \text{ kN/m}^2)$ と推定される。この場合、切羽崩壊時のモール円と地盤強度線はほぼ接する状態となるから、図-7にモデル化した切羽崩壊機構で実験値(縦シールド切羽地盤の崩壊)を説明できることになる。

図-9は、式-1で定義した崩壊応力比 R_f と切羽部の非排水せん断伸張強度 C_u との関係を実験ケースに対して求めたものである。これより、切羽部の非排水せん断伸張強度が大きくなると崩壊応力比は小さくなる傾向がわかる。

崩壊応力比(R_f)=切羽崩壊圧/切羽深度の全土被り圧

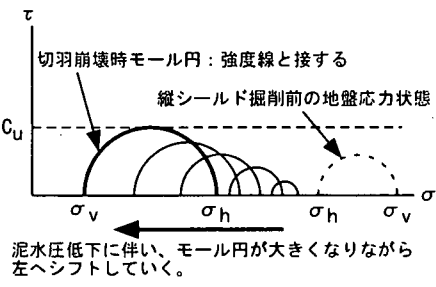


図-7 切羽面直下の仮想崩壊領域の
応力変化

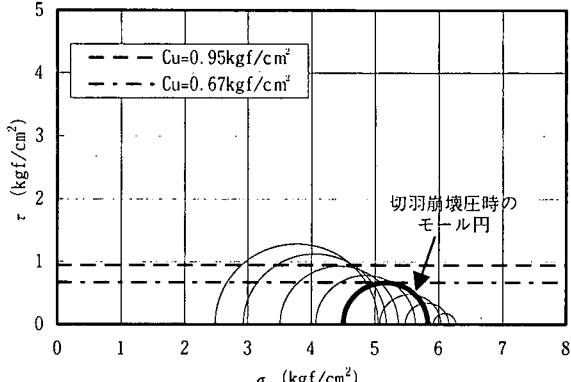


図-8 仮想崩壊領域のモール円

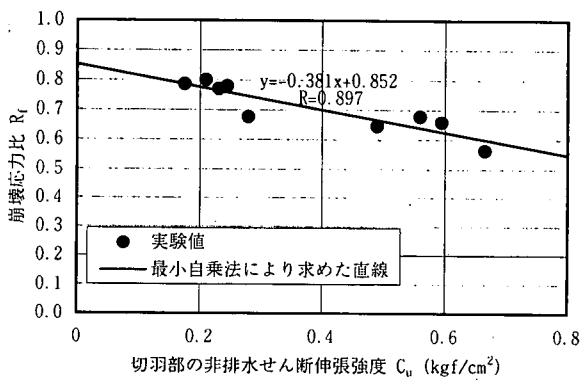


図-9 崩壊応力比と切羽部非排水せん断伸張強度
との関係

8. 非排水せん断強度と崩壊応力比との関係

崩壊応力比が地盤の非排水せん断強度に依存することを前節で述べた。これらの関係は、以下の要領で理論的に誘導できる。

ここで、切羽崩壊圧を σ_{vf} 、切羽面直下の仮想崩壊領域の側方土圧を σ_{h1} とすると、仮想崩壊領域の最大

せん断応力 $\tau_{\max}$ は、式-2 で表される。

$$\tau_{\max} = \frac{\sigma_h - \sigma_{vf}}{2} \dots\dots\dots (式-2)$$

切羽崩壊は、この最大せん断応力 $\tau_{\max}$ が非排水せん断伸張強度 C_u に達した時点で生じるので、式-3 が成立し、若干の式変形を施すと式-4 が得られる。

$$C_u = \frac{\sigma_h - \sigma_{vf}}{2} \dots\dots\dots (式-3)$$

$$\sigma_{vf} = \sigma_h - 2C_u \dots\dots\dots (式-4)$$

崩壊応力比 R_f は、式-1 で定義したように、切羽崩壊圧 σ_{vf} を切羽部全土被り圧で除したものであるから、 R_f は式-5 に示すように、側方土圧係数 K を切片とし、 $-2/(\gamma_t H)$ を勾配とする一次式で表される。

$$R_f = \frac{\sigma_{vf}}{\gamma_t H} = \frac{\sigma_h}{\gamma_t H} - \frac{2C_u}{\gamma_t H} = K - \frac{2}{\gamma_t H} C_u \dots\dots\dots (式-5)$$

ここで、 γ_t ：地盤の湿潤密度、 H ：切羽深度、 K ：側方土圧係数 $[= \sigma_h/(\gamma_t H)]$ である。
式の形からも明らかであるが、崩壊応力比の特徴として以下のことが言える。

- 1) 切羽部の非排水せん断伸張強度が大きくなると、崩壊応力比は小さくなる。
- 2) 切羽深度が大きくなると、式-5 の勾配が小さくなる。つまり、切羽深度が大きくなるほど切羽部の非排水せん断伸張強度の変化に対する崩壊応力比の変化は小さいものとなる。

Case1 から 8 の実験では、切羽面直下の仮想崩壊領域の側方土圧を計測していないため、実験中の測定値に基づいた側方土圧係数を求めて評価することはできないが、崩壊応力比 R_f 、地盤の湿潤密度 γ_t 、切羽深度 H 、切羽部の非排水せん断伸張強度 C_u を式-5 に代入することで側方土圧係数 K を逆算することができる。表-3 に逆算により求めた側方土圧係数 K と切羽部の非排水せん断伸張強度 C_u とを示す。非排水せん断強度が大きくなると、側方土圧係数が小さくなるという妥当な傾向を示す。これより、Case1 から 8 までの実験においても、7 節以降で考察した切羽崩壊機構が成立する切羽崩壊現象を再現した実験になっていると見なせる。

表-3 逆算により求めた各ケースの側方土圧係数

Case	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$C_u(\text{kgf/cm}^2)$	0.18	0.21	0.23	0.25	0.28	0.49	0.56	0.60	0.67
K	0.88	0.85	0.81	0.84	0.82	0.77	0.78	0.81	0.73

9. 計算例

縦シールド掘進時の切羽泥水圧は、施工時の安全性、周辺地盤への影響、経済的な掘進反力体の設計等に係わるため、その合理的な設定手法を構築することが課題として挙げられた。著者らは、粘性土地盤を対象とした遠心載荷模型実験により、縦シールド切羽地盤の崩壊機構を明らかにしたとともに、掘削地盤の湿潤密度、非排水せん断強度、側方土圧または側方土圧係数に基づいて、縦シールド切羽地盤の安定を保持する必要泥水圧を事前に算定できる評価式を誘導した。

図-10 は、現場実績値と式-5 から求めた必要切羽泥水圧を示したものである。当現場では、初めての工事であったため、高目の原設計値から若干切羽泥水圧を低下させている。必要泥水圧を与える提案式の値は実績値とよく整合しており、提案式の妥当性を示している。

【参考文献】1) (社)地盤工学会：「新規制定地盤工学会基準・同解説」，1996

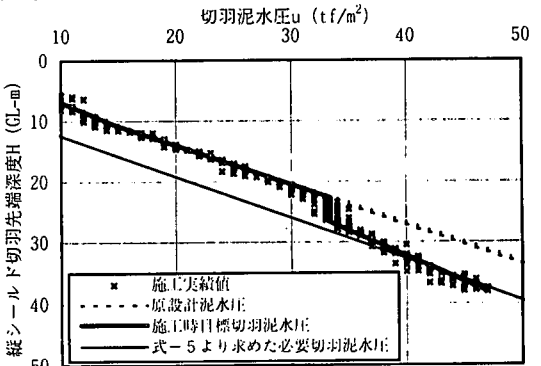


図-10 施工実績と提案式による切羽泥水圧