

鋼矢板控え壁を有する自立式土留工の安定性 砂地盤を対象として

豊澤康男* , 堀井宣幸* , 玉手 聡* , 衛藤 誠** ,
佐藤光雄** , 江口 充** , 藤田範夫***

Satability of Counterforted-type Sheet Pile Retaining Wall.
For Sandy Ground

by Yasuo TOYOSAWA* , Noriyuki HORII* , Satoshi TAMATE* , Makoto ETOH** ,
Mitsuo SATO** , Mitsuru EGUCHI** and Norio FUJITA***

Abstract: About 100 workers die in accidents during excavation at construction sites every year in Japan. There are many construction processes involved in the assembly of retaining walls such as installing wales, struts, braces etc, as well as dismantling such materials, and the complexity of these processes is one of the main causes of such accidents.

The cantilever sheet pile retaining method is the simplest method of earth support, as there is no need to install and dismantle earth supports inside the excavation site. Although this method is an effective way to avoid accidents, it can only be used for shallow excavation. Especially in soft ground, the penetration depth tends to be deeper and the costs higher when designed by some standard designs.

In order to overcome these problems, the counterforted-type sheet pile method (SCB method) was developed. The SCB method uses counterfort retaining walls with some intervals along the conventional cantilever retaining wall. These counterfort-type walls stabilize the retaining wall and allow deeper excavation. However, there have been few researches on the mechanisms of deformation and collapse of retaining walls made using this method, even though it is likely to be increasingly used in the near future.

The safety and risks of this method should be understood and a reasonable design method developed. In this study, centrifuge model tests were carried out for clarifying the mechanisms of deformation and collapse, and the following conclusions were drawn.

- 1) The counterforted-type retaining wall effectively reduces the inclination of the wall and bending moment generated due to excavation.
- 2) The installation interval between counterfort walls greatly affects the stability of the retaining wall. The inclination of the retaining wall was reduced to 60% compared to that of a conventional cantilever retaining wall when the interval between counterfort walls was less than 70% of the retaining wall length.
- 3) The results of centrifuge tests, in which failure occurred due to excess excavation, showed that compared with the conventional cantilever retaining wall, the counterfort retaining wall has greater stability and resistance to toppling failure of the retaining wall. It is suggested that the penetration depth can be decreased by using the counterforted-type retaining wall.

Keywords; Safety, Sheet pile, Retaining wall, Centrifuge model test, Collapse

* 建設安全研究グループ Construction Safety Research Group
** (株)さとうベネック Sato Benec Co.,Ltd, *** ヒロセ(株) Hirose Co.,Ltd

1. 研究目的

建設業における労働災害はここ数年減少傾向にあるものの、全産業に対して依然高い割合を占めている。このうち掘削関連工事においては、土砂崩壊災害、建設機械災害、墜落災害、飛来・落下災害が多く見られ、毎年100名程が死亡している状況である¹⁾²⁾。

掘削工事の土留め工に関しては、大きく分けて 鋼矢板工法、SMW (Soil Mixing Wall) 工法などの自立式土留め工法、自立式土留め工法以外の土留め工法として切りばり式やグラウンドアンカー式がある³⁾。

自立式土留め工法は、土留め壁の施工手順が簡素であり、かつ掘削内部に腹おし・切りばり等を設置しないため、掘削空間が広く使え、腹おし・切りばり等の設置・解体作業が必要ないという利点がある。

しかしながら鋼矢板による自立式土留め工法は変位や応力が大きくなりやすいため、適用範囲が掘削深さのごく浅い場合に限られており⁴⁾、かつ軟弱地盤においては根入れが長大になり費用が増大する傾向があった。

一方、掘削深さが自立式の適用範囲を超えている場合などでは、上記の 切りばり式やグラウンドアンカー式等の土留め工法が採用されるが、これらの工法では掘削作業と平行して切りばり・腹おしの掛け払い作業が必要であるため、これらの作業に伴う墜落災害、飛来・落下災害、建設機械災害の危険があった。

これら従来工法の問題点を解決するために、通常の自立式土留め壁の背面に控え壁及び支圧壁を設置する控え壁式自立鋼矢板工法 (SCB工法 - Sheet pile counterforted-type bracing method) が開発された。Fig. 1 に本工法の概要図を示す。

この工法によると、鋼矢板を打つと同時に控え壁と支圧壁用の鋼矢板を設けることで、従来は切りばりや

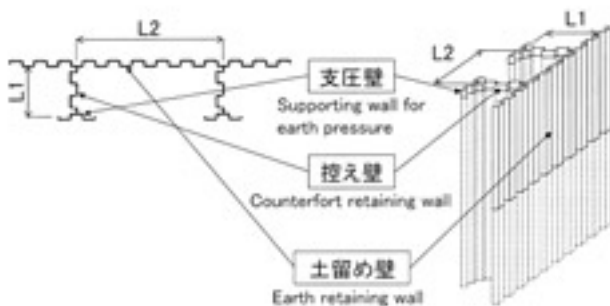


Fig. 1 Figure of sheet pile counterforted-type bracing method (SCB Method)
控え壁式自立鋼矢板工法 (SCB工法)
概要図

アンカーなどが必要であった掘削深さまで自立式土留め工でより安全により深い掘削が行えると考えられる⁵⁾⁶⁾。

しかしながら、本工法における土留め壁の変形・崩壊メカニズムについては研究成果が少なく、その安全性に関して十分な知見がない状況である。本工法は今後普及していく可能性があり、あらかじめ本工法による危険性、安全な設計法等について検討を加える必要があると考えられる。

そこで本研究では、遠心力载荷試験装置を用いて掘削過程を再現した模型実験を行い、変位、応力等を測定することで本工法における土留め壁の変形・崩壊メカニズムを把握するとともに、安全な仮設設計を行うための知見を得ることを目的とした。

なお、本研究は当研究所と当該工法を開発したSCB工法研究会 (ヒロセ株, 朝日工業株, 株さとうベネック) との共同研究として行われたものである。

2. 遠心模型実験

実際の土留め壁に作用する力 (土圧等) を P とすると、重力場における縮尺 $1/n$ 土留め壁模型に作用する力は P/n^2 となる。これに重力加速度の n 倍の遠心力を加えると模型に作用する力は P/n となり、実物の $1/n$ 模型に $1/n$ の力を加えることができる。このことにより実物と同じ自重応力状態を模型地盤内に再現し、模型に実物と同じ挙動を生じさせることができる (Fig. 2)。本実験では $1/50$ 模型に $50G$ の加速度を作用させた遠心場において掘削を行い、土留め壁の変形・崩壊時の応力や変位などの測定を行った。

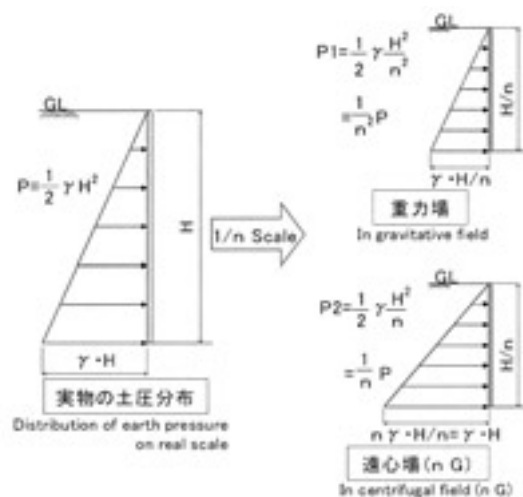


Fig. 2 Distribution of earth pressure on model wall and real wall.
実物と模型における土圧分布図

2.1 遠心力载荷試験装置

遠心力载荷試験装置は、ビームの端部に模型地盤を装填した箱型の試料容器を吊り下げて回転させることで模型地盤に遠心加速度を加えることができる装置である。ビームを高速で回転させると重力加速度（鉛直方向）と遠心加速度（水平方向）の合成加速度方向に試料容器は振り上がり、模型地盤には常に試料容器の底に向う加速度が作用する。当研究所の遠心力载荷試験装置は、最大半径2.3m、最大加速度200G（重力の200倍）、最大積載重量4.9kN（500kgf）の能力を有する。本研究では、50Gの遠心加速度を作用させ実験を行った。

2.2 土留め壁模型

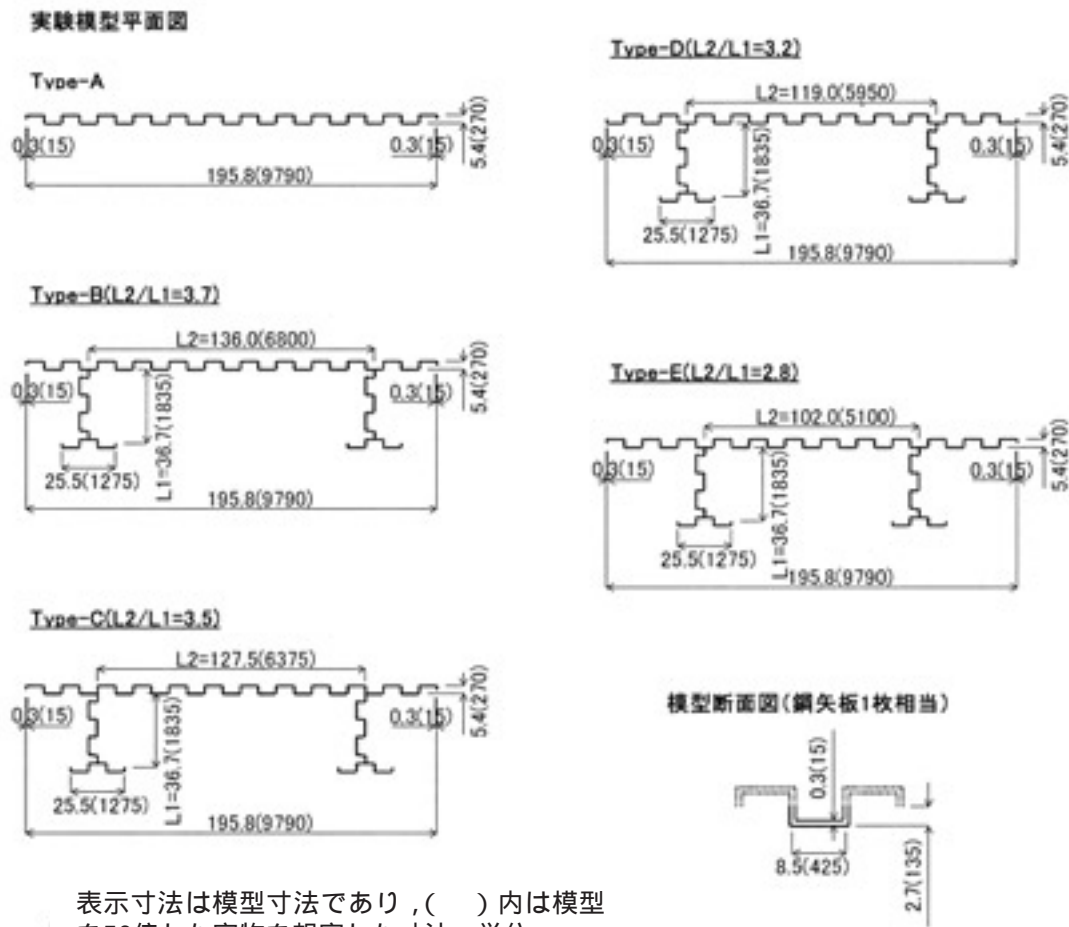
型鋼矢板の縮尺約 1 / 50の土留め壁模型（幅195.8mm × 高さ200mm）を相似則をほぼ満たすように厚さ0.3mmのアルミ板で作成した。模型は控え壁設

置間隔のみを変化させた4タイプと控え壁・支圧壁無し1タイプの計5タイプを作成した。Fig. 3に各タイプの土留め壁模型図を示す。なお、矢板1枚相当の断面形状及び矢板長（土留め壁長）、控え壁長、支圧壁長は不変とした。

2.3 模型地盤

試料容器（内寸、幅200mm × 長さ500mm × 高さ400mm）にあらかじめ2.2で述べた土留め壁模型を据え付け、落下高さ約220mmから豊浦標準砂を空中落下させ、相対密度 $D_r = 35\%$ を目標に模型地盤を作成した。相対密度 D_r は、試料容器内に作成した模型地盤の体積と重量を測定して密度 ρ_d を求め、(2)式により間隙比 e を算出した。なお、 e_{max} は最大間隙比、 e_{min} は最小間隙比、 G_s は土粒子実質部分の比重、 ρ_w は水の密度とする。

Fig. 4に模型地盤図を示すとおり、土留め壁模型は、頭部2cmが地表面から出ており、18cmが砂地盤に埋まった状態とした。



表示寸法は模型寸法であり、()内は模型を50倍した実物を想定した寸法。単位：mm

Fig. 3 Models of sheet pile retaining wall. 鋼矢板土留め壁模型図

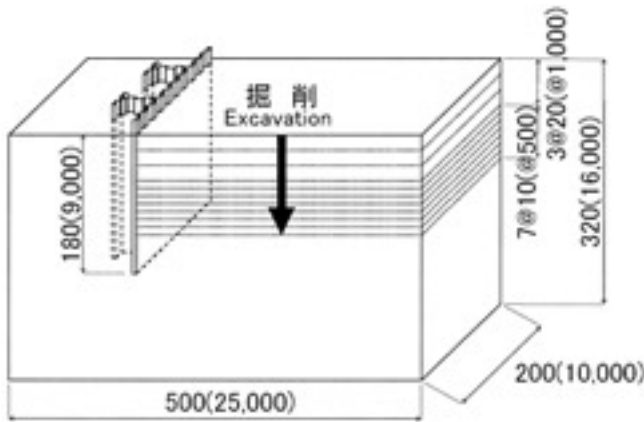


Fig. 4 Model ground. 模型地盤図

Table 1 Test conditions. 実験条件

Type	相対密度 Relative density Dr(%)	控え壁長 Length of counterfort retaining wall		L2/L1
		L1(mm)	L2(mm)	
A	37.5			
B	36.3	36.7	136	3.7
		1835	6800	
C	34.6	36.7	127.5	3.5
		1835	6375	
D	34.2	36.7	119	3.2
		1835	5950	
E	36.2	36.7	102	2.8
		1835	5100	

* 上段: 模型寸法, 下段: 実物を想定した寸法(上段の50倍)

$$Dr = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \times 100 (\%) \quad (1)$$

$$e = \frac{G_s \rho_w}{\rho_d} - 1.0 \quad (2)$$

2.4 遠心模型実験方法

2.3で述べた縮尺1/50模型地盤 (Table 1 に示す 5タイプ) を用いて実験を行った。各タイプとも遠心加

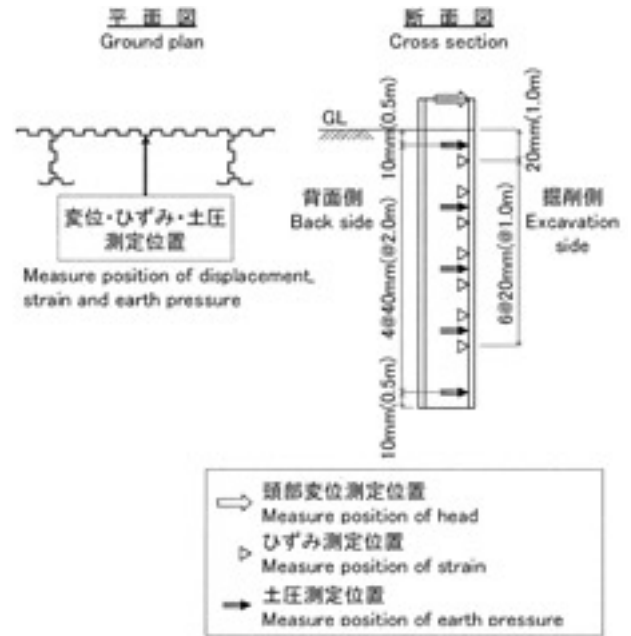


Fig. 5 Positions for measuring. 測定位置図

速度が50Gに達した後、試料容器上部に取り付けた掘削機械³⁾を用いて、深さ60mm (実物寸法3.0m) までは20mm (同1.0m) ごと、それ以深については10mm (同0.5m) ごとに掘削し、最終的に130mm (同6.5m) まで掘削を行った。なおType-Cについては本工法の崩壊メカニズムを把握するために、土留め壁が転倒崩壊するまで掘削を行った。

測定項目は土留め壁の曲げ応力 (ひずみ), 土留め壁頭部の水平変位及び土留め壁に作用する土圧である。応力 (ひずみ) は土留め壁模型の背面側中央にGL - (地表面から) 20mmからGL - 140mmまで20mmピッチで計7箇所貼り付けたひずみゲージで、土留めの頭部変位は土留め壁の中央にレーザー変位計 (LB-02) を設置して経時的に測定を行った。また土圧は、土留め壁模型の背面側中央にGL - 10mmからGL - 170mmまで40mmピッチで計5箇所に土圧計 (PS-2 KC) を取り付け土圧の測定を行った。さらにCCDカメラ (41万画素) によるビデオ撮影も同時に行った。Table 1 に実験条件を、Fig. 5 に測定位置図をそれぞれ示す。

3. 実験結果及び考察

Photo 1 ~ 4 及びPhoto 5 ~ 8 は、それぞれType-A (自立式) 及びType-B (L2/L1=3.7) において掘削深さが実地盤換算で0.0m, 2.0m, 4.0m, 6.5mでの模型地盤の様子を撮影したものである。以下、掘削深さなど寸法値は実物に換算した値で示す。



Photo. 1 Sequence of excavation(Type-A 0.0m)
掘削実験状況 (Type-A 0.0m)



Photo. 5 Sequence of excavation(Type-B 0.0m)
掘削実験状況 (Type-B 0.0m)



Photo. 2 Sequence of excavation(Type-A 2.0m)
掘削実験状況 (Type-A 2.0m)



Photo. 6 Sequence of excavation(Type-B 2.0m)
掘削実験状況 (Type-B 2.0m)



Photo. 3 Sequence of excavation(Type-A 4.0m)
掘削実験状況 (Type-A 4.0m)



Photo. 7 Sequence of excavation(Type-B 4.0m)
掘削実験状況 (Type-B 4.0m)



Photo. 4 Sequence of excavation(Type-A 6.5m)
掘削実験状況 (Type-A 6.5m)



Photo. 8 Sequence of excavation(Type-B 6.5m)
掘削実験状況 (Type-B 6.5m)

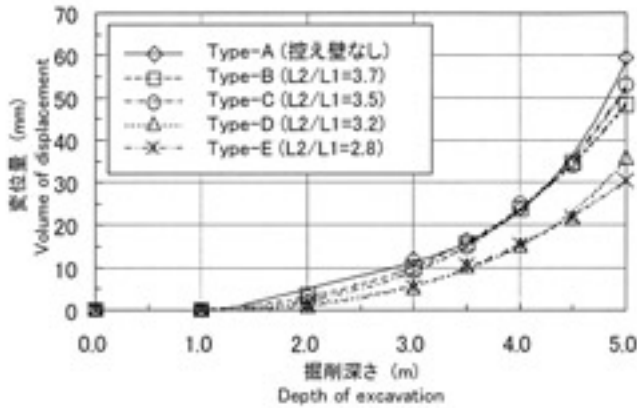


Fig. 6 Excavation depth and horizontal displacement of retaining wall.
掘削深さと土留め壁頭部の変位

Type-Aでは、視覚的には掘削深さ6.0mまでは特に変化は見られなかったが、掘削深さ6.5mにおいて土留め壁の変位が大きくなり、掘削底面付近の深さから背面側にすべり線が生じた。Type-Bについては深さ6.5mまで掘削を行っても土留め壁の変位は小さく、視覚的に判別できるような変形やすべり線の発生は見られなかった。Type-C, D, EについてもType-Bと同様であった。なお、Type-Cの実験では、掘削開始前に矢板と掘削機が接触したため、地盤強度の低下が生じたと考えられるが、参考のため当該実験結果も掲載した。

3.1 掘削による土留め壁頭部の変位

Fig. 6 は掘削深さと土留め壁頭部の変位量（模型寸法を50倍して実物を想定した寸法）の関係である。

掘削深さ5.0mでは、控え壁+支圧壁のないType-Aよりも控え壁+支圧壁を設置したType-B～Eで変位が小さくなり、その設置間隔が狭いほど（控え壁間隔 L_2 が小さいほど）変位がより小さくなる傾向を示した。このことから通常の自立式土留めに比べ背面に控え壁+支圧壁を設置した自立式土留めのほうが掘削に伴う土留め変位を抑制し、その設置間隔が狭いほど土留め壁の変位抑制効果があることが分かる。

Type-B ($L_2/L_1=3.7$) 及びType-C (同3.5) では、掘削深さ4.5mまではType-A（控え壁+支圧壁なし）と同程度の変位量であり、掘削深さ5.0mにおいて控え壁+支圧壁による変位抑制の効果が現れた。自立式土留めの適用範囲とされる掘削深さ $3.0 \sim 4.0\text{m}^4$ より浅い場合には、Type-B, C程度の控え壁設置間隔では変位抑制の効果が少ないが、それ以深になると自立式では変位が急激に増大するのに比べ、控え壁+支圧壁を

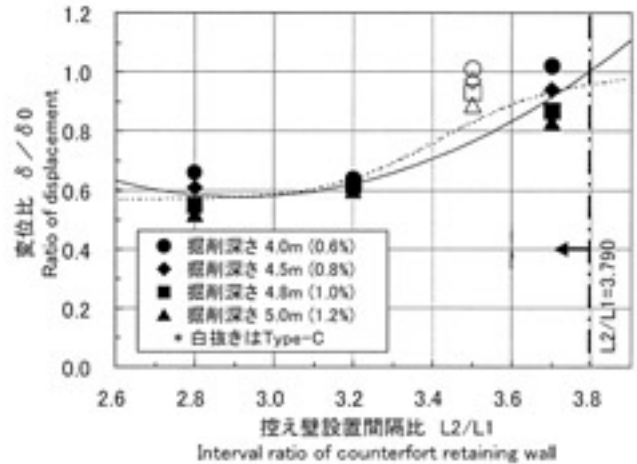


Fig. 7 Relation between ratio of displacement and interval ratio of counterfort retaining wall.
変位比（自立式土留め工の変位との比）と控え壁設置間隔比の関係

設置した場合には変位の増大傾向が比較的緩やかであり、変位の抑制に効果があることが分かる。

Type-D ($L_2/L_1=3.2$) 及びType-E (同2.8) については、Type-B (同3.7), Type-C (同3.5) に比べ掘削深さが浅い場合においても変位抑制の効果が顕著であった。またType-DとEは掘削深さ4.5m付近までは同程度の変位量を示し、それ以深において抑制効果に差が現れた。控え壁+支圧壁による変位抑制の効果を低深度から得るためにはType-D程度の控え壁設置間隔が必要となるが、掘削深さが4.5m未満の場合には控え壁の設置間隔をType-Dより小さくしても変位抑制の効果には大差がないと思われる。

控え壁長さに対する控え壁設置間隔の比 L_2/L_1 をパラメータとし、控え壁有り (Type-B, C, D, E) の変位量を控え壁無し (Type-A) の変位量 δ_0 で無次元化した変位比（自立式土留め工の変位との比） δ/δ_0 を表したものがFig. 7である。土留め長さ9mに対して控え間隔が6m（控え壁長1.8m）の土留め模型地盤において、自立式の土留めに比べて土留め変位量が6割程度となった。

控え壁の設置間隔 L_2 が狭くなるほど変位比（自立式土留め工の変位との比） δ/δ_0 は減少又はある値に収束し、逆に控え壁の設置間隔 L_2 が広がっても変位比（自立式土留め工の変位との比）は自立式の場合 ($\delta/\delta_0=1.0$) を超えることはなく $\delta/\delta_0=1.0$ に収束すると考えられる。そのため両者の関係は図中の点線で示すようなS字型になると考えられる。変位抑制の効果を考慮すると、その変曲点付近までが本工法がより有効に働く範囲と推定される。なお、上述した理由か

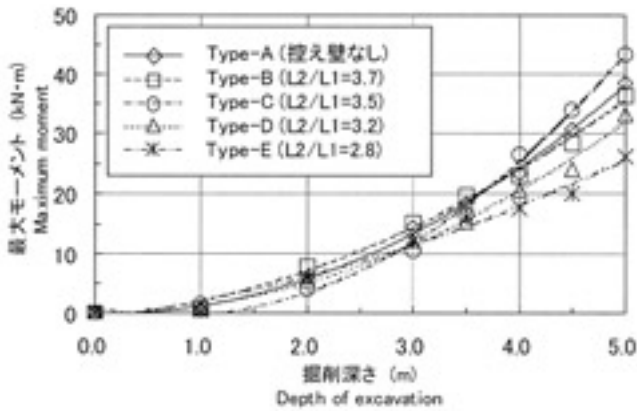


Fig. 8 Excavation depth and maximum moment of retaining wall.
掘削深さと土留め壁に生じる最大曲げモーメントの関係

らType-Cの実験結果は参考までに掲載したものである。

3.2 掘削によって生じる土留め壁の曲げモーメント

掘削深さ（模型寸法を50倍し実物を想定した寸法）と土留め壁に生じる最大曲げモーメントの関係をFig. 8に示す。ここでいう最大曲げモーメントとは、各掘削深さにおいて土留め壁に生じる曲げモーメントの最大値である。なお、この最大曲げモーメントは土留め壁模型の弾性係数と鋼矢板一枚当たりの断面係数を考慮した補正係数をひずみに乗じることにより求めた。

掘削深さ5.0mにおいて控え壁+支圧壁のないType-Aよりも控え壁+支圧壁を設置したType-B~Eで最大曲げモーメントが小さく、その設置間隔が狭いほど最大曲げモーメントがより小さくなるという傾向を示した。しかしながらその傾向は最大曲げモーメントでは変位の場合のような大きな差は現れず、Type-B、Type-Cについては掘削深さ5.0mまでではType-Aとほぼ同等といえる。

Type-D ($L2/L1=3.2$) 及びType-E (同2.8) については、掘削深さ3.5m程度まではType-B、Cと同様Type-Aと大差はないが、掘削深さがそれ以深になると最大モーメント抑制の効果が現れた。最大モーメントに関しては、控え壁の設置間隔をType-D程度まで狭くするとその抑制効果が得られることが分かった。変位の場合と同様に、控え壁長さに対する控え壁設置間隔比 $L2/L1$ をパラメータとし、控え壁有り (Type-B, C, D, E) の最大曲げモーメント M を控え壁無し (Type-A) の最大曲げモーメント M_0 で無次元化した最大曲げモーメント比 M/M_0 を表したものがFig. 9で

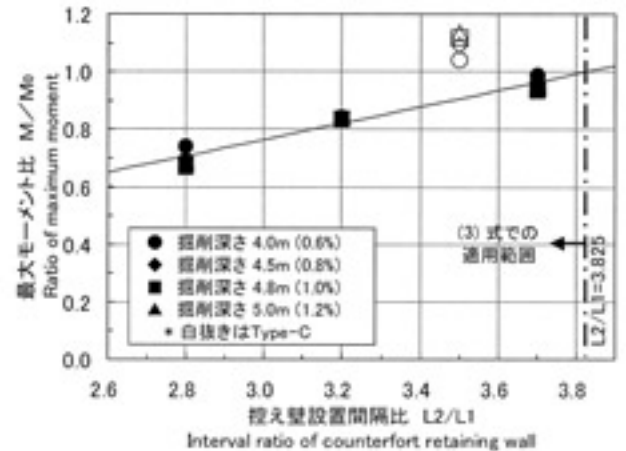


Fig. 9 Relation between ratio of maximum moment of retaining wall and interval ratio of counterfort retaining wall.

最大モーメント比と控え壁設置間隔比の関係

ある。

変位比（自立式土留め工の変位との比）の場合と同様に、控え壁のある場合の曲げモーメントがない場合の曲げモーメントを超えることはないと考えられるため、最大曲げモーメント比は $M/M_0=1.0$ に収束すると思われる。しかしながら今回の実験範囲では、最大曲げモーメント比 M/M_0 と控え壁設置間隔比 $L2/L1$ の関係はほぼ線形になり、かつ M/M_0 と $L2/L1$ の関係式において $M/M_0=1.0$ となる $L2/L1$ が、変位比（自立式土留め工の変位との比） δ/δ_0 と $L2/L1$ の関係式におけるそれよりも大きくなるため、最大曲げモーメント比 M/M_0 と $L2/L1$ の関係は下記の(3)式にて表されるものと考えられる。

$$M/M_0 = 0.285 \times (L2/L1) - 0.09 \quad (3)$$

($L2/L1 > 3.825$)

3.3 土留め壁に生じる曲げ（ひずみ）と土圧の関係

Fig. 10 ~ Fig. 17はType-A, B, D及びEにおける各掘削深さでの土圧とひずみ（掘削深さ5.0mまで）を表したものである。掘削が進むにつれてひずみは増加するが、逆に土圧は各タイプとも減少する傾向にあった。ひずみはどのタイプにおいても、掘削底面深さから1.0m深い位置で最大の値を示した。

土圧はType-A（自立式）からType-E ($L2/L1=2.8$) になるにつれて大きくなり、ひずみは土圧とは逆にType-A（自立式）からType-E ($L2/L1=2.8$) に

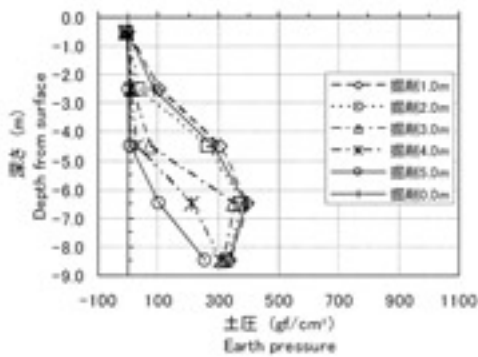


Fig. 10 Distributions of earth pressure (Type-A) 掘削過程における土圧分布の変化 (Type-A)

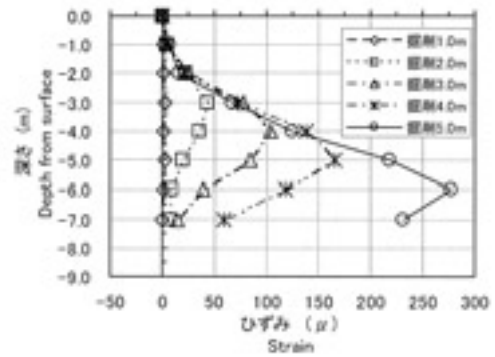


Fig. 14 Distributions of strain (Type-A) 掘削過程におけるひずみ分布の変化 (Type-A)

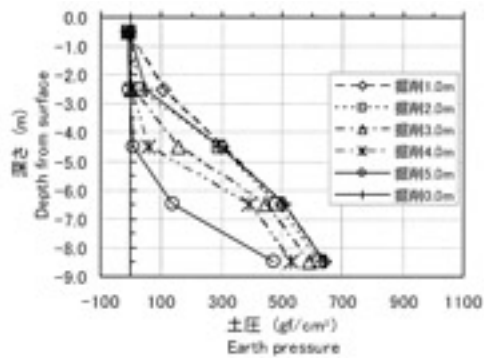


Fig. 11 Distributions of earth pressure (Type-B) 掘削過程における土圧分布の変化 (Type-B)

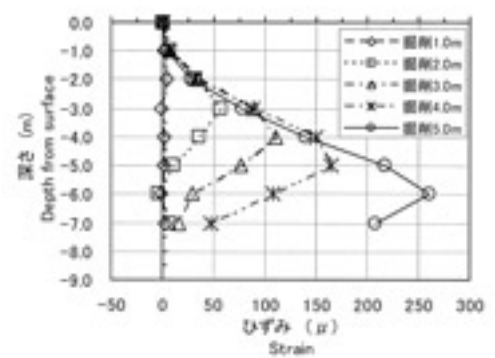


Fig. 15 Distributions of strain (Type-B) 掘削過程におけるひずみ分布の変化 (Type-B)

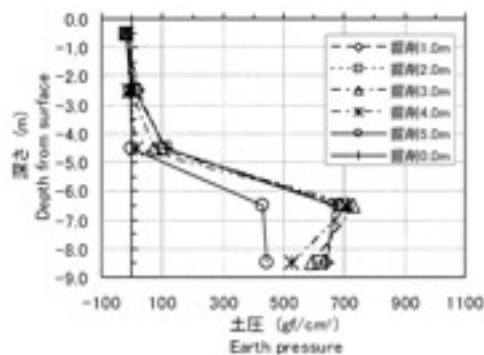


Fig. 12 Distributions of earth pressure (Type-D) 掘削過程における土圧分布の変化 (Type-D)

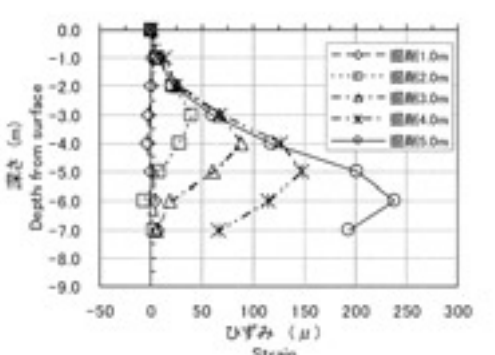


Fig. 16 Distributions of strain (Type-D) 掘削過程におけるひずみ分布の変化 (Type-D)

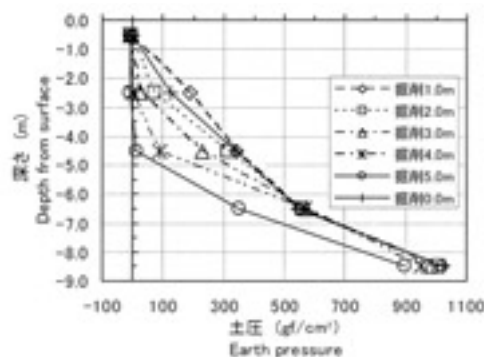


Fig. 13 Distributions of earth pressure (Type-E) 掘削過程における土圧分布の変化 (Type-E)

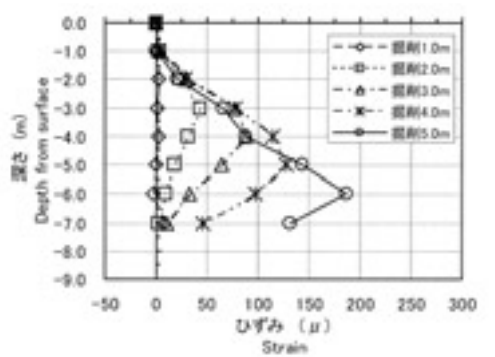


Fig. 17 Distributions of strain (Type-E) 掘削過程におけるひずみ分布の変化 (Type-E)

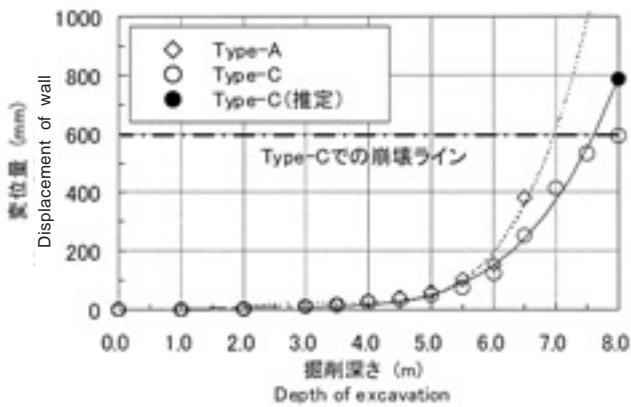


Fig. 18 Relation between depth of excavation and displacement.

掘削深さと土留め変位の関係

なるにつれて小さくなった。

これらから、掘削が進行し土留め壁の変形が生じると地盤の主働化などによって背面側土圧は減少し、控え壁の設置間隔が狭くなるほど土留め壁全体として変形が抑制されるため、その分だけ背面側の土圧が大きくなったと考えられる。

3.4 土留め壁の崩壊状況

Type-C ($L2/L1=3.5$) では、本工法による土留め壁の崩壊メカニズムを把握するために土留め壁が転倒崩壊するまで掘削を行った。掘削深さと土留め壁頭部の変位の関係を示したのがFig. 18である。XY軸とも実験における測定結果を50倍し、実物を想定した寸法に直してある。なお、比較のために崩壊まで至ってないがType-A (控え壁 + 支圧壁なし) の変位量も図中に示した。

今回の実験では掘削深さ8.0m (根入れ長1.0m) まででは変位が増大するものの土留め壁は崩壊することなく掘削できた。しかし、さらに掘削を進めたところ土留め壁が大きく変位して崩壊に至った。なお掘削深さ8.0mにおいて変位量の増加が頭打ちとなっているが、これは頭部変位が大きくなるにつれて掘削機械が土留め壁のそばまで寄れなくなり、土留め壁の足元に砂が残るようになったため変位の増大が抑制されたものと思われる。このことから、掘削深さ約7.6m (根入れ長1.4m) で変位量が600mmとなった近辺で模型土留め壁の足元の砂が残っていなければ崩壊したものと考えられる。

Type-C ($L2/L1=3.5$) における掘削深さに対する土留め壁頭部の変位の比 (%) と掘削深さに対する根入れ長の比の関係をFig. 19に示す。なお比較のため

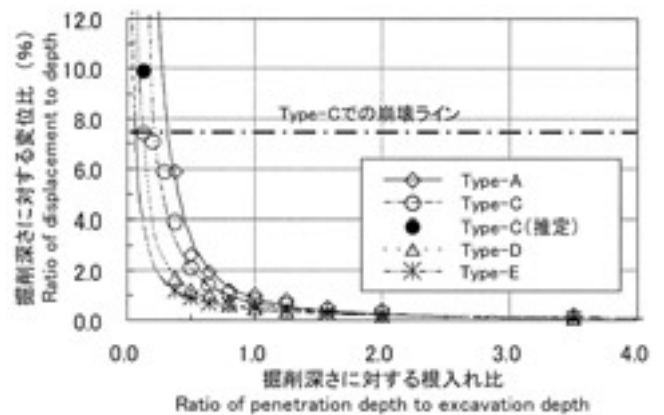


Fig. 19 Relation between ratio of displacement and ratio of penetration depth.

変位比 (掘削深さに対する土留め壁頭部の変位の比) と根入れ比の関係

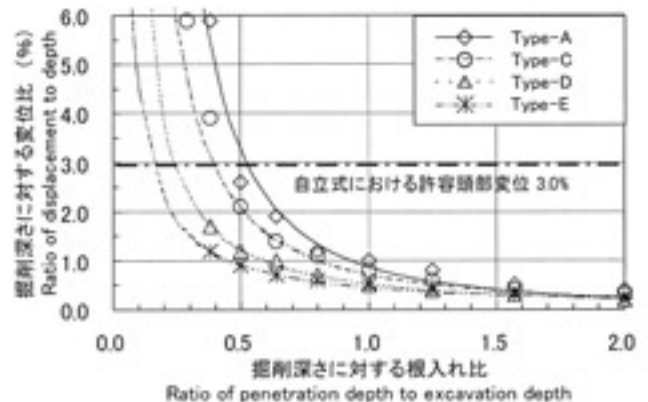


Fig. 20 Relation between ratio of displacement and ratio of penetration depth.

変位比 (掘削深さに対する土留め壁頭部の変位の比) と根入れ比の関係 (拡大図)

に、崩壊まで至ってないType-A (自立式), D ($L2/L1=3.2$), E (同2.8) の変位比 (掘削深さに対する土留め壁頭部の変位の比) も図中に示した。

Type-Cでは概ね掘削深さに対する根入れ長の比0.2, 変位比 (掘削深さに対する土留め壁頭部の変位の比) 7.5%において崩壊が生じた。Fig. 19によるとType-A (控え壁 + 支圧壁無し), C ($L2/L1=3.5$) では根入れ比が1.0より小さくなるあたりから変位比 (掘削深さに対する土留め壁頭部の変位の比) が徐々に増加したが、その増加傾向はType-Aに比べType-Cの方が緩やかであった。またType-D ($L2/L1=3.2$), E (同2.8) では根入れ比が0.5程度まで変位比 (掘削深さに対する土留め壁頭部の変位の比) の増加傾向は緩やかであった。

Fig.20 はFig. 19での根入れ比2.0以下、変位比 (掘

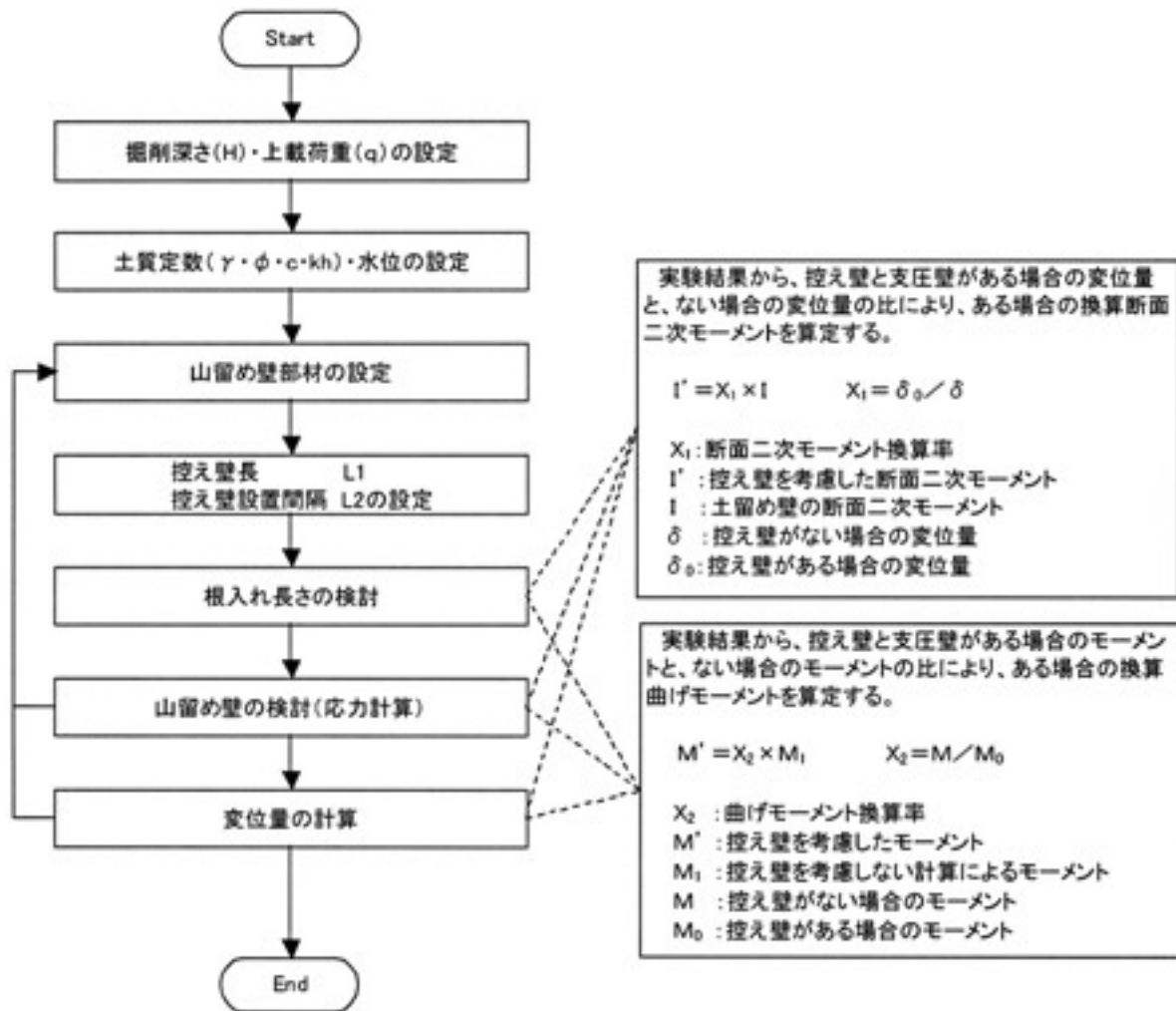


Fig. 21 Flow of design for counterforted-type sheet pile retaining wall.
 控え壁式自立鋼矢板工法設計フロー(案)

削深さに対する土留め壁頭部の変位の比) 6.0%以下の範囲を拡大したものである。同じ根入れ比の場合、控え壁+支圧壁のないType-Aよりも控え壁+支圧壁を設置したType-C~Eで変位量が小さく、Type-D、Type-EではType-Aの変位量に比べほぼ1/2程度であった。

また、通常の自立式における土留め壁頭部変位の許容量とされる変位比(掘削深さに対する土留め壁頭部の変位の比) 3.0%⁴⁾では、Type-A(控え壁+支圧壁無し)で根入れ比0.5程度であるのに対し、Type-C($L2/L1=3.5$)では0.4程度であり、Type-D(同3.2)及びType-E(同2.8)では根入れ比0.2程度まで低減されている。本工法では、自立式と同程度の根入れ比の場合、自立式に比べ変位量が低減され、崩壊に対してより安全であり、また自立式と同程度の変位量を想定したとすると、本工法の採用により根入れ長の低減が可能であると言える。

4. 控え壁式自立鋼矢板工法の設計方法の考え方

上記の実験結果から、従来の自立式土留め工法の設計手法において、変位比(自立式土留め工の変位との比) δ / δ_0 並びに最大曲げモーメント比 M / M_0 を考慮した、控え壁式の場合の換算断面二次モーメント $I (= [\delta_0 / \delta] \times I)$ 及び換算曲げモーメント $M (= [M / M_0] \times M_1)$ を用いることにより、本工法における根入れ長、土留め壁部材の検討及び変位の計算等の設計が行えると考えられる。Fig.21にこの考え方に基づく設計フロー案を示す。ただし、本工法の設計手法を確立するためには、現場計測結果との整合性、粘性土など異なる地盤条件における本工法の効果の確認を行う必要があると考える。

5. 結 論

参考文献

従来の自立式土留め壁背面に控え壁及び支圧壁を設置する控え壁式自立鋼矢板工法（SCB工法）について、その変形・崩壊メカニズムを把握するために、遠心場において掘削を行う遠心模型実験を行った。その結果、以下のような知見を得た。

- 1) 控え壁 + 支圧壁を設置した土留め壁においては土留め壁頭部の変位量（すなわち土留め壁の傾斜）及び土留め壁に生じる曲げ応力の両者が通常の自立式に比べて小さくなり安定性が向上する。
- 2) 控え壁の設置間隔が狭いと土留めの変位及び土留め壁に生じる曲げ応力が抑制される。遠心模型実験においては、土留め長さ 9 m に対して控え間隔が 6 m（控え壁長 1.8m）の土留め模型地盤において、控えのない自立式の土留めに比べて土留め変位量が 6 割程度となった。
- 3) 変位量及び最大曲げモーメントについて控え壁無しの場合に対する控え壁有りの場合を表した比率（ $\delta / \delta_0, M / M_0$ ）は、控え壁設置間隔が影響しており、「控え間隔 / 土留め壁長」が 0.7 以下において本工法がより有効に働くものと推定された。
- 4) 本工法では通常の自立式と同程度の根入れ比の場合、自立式に比べ変位量が低減され、自立式と同程度の変位量を想定すると、根入れ長の低減の可能性が示された。

- 1) 豊澤康男，堀井宣幸，玉手聡「溝掘削工事における土砂崩壊による死亡災害の分析」産業安全研究所特別研究報告 NIIS-SRR-14, pp.7-18, 1995.
- 2) 豊澤康男「矢板壁の施工と労働災害」基礎工 VOL28, NO.7, pp.15-18, 2000.
- 3) 豊澤康男，堀井宣幸，玉手聡「遠心模型実験における一段式アンカー土止めの掘削に伴う変形・崩壊挙動」産業安全研究所研究報告，NIIS-RR-97, pp.35-46, 1998.
- 4) 「道路土工 - 仮設構造物指針」社団法人 日本道路協会，平成11年 3 月.
- 5) 佐藤光雄，宇留嶋貞二，西山正成，竹内啓介「矢板壁の平面打込み形状と山留めの自立性について」第36回地盤工学研究会発表会 平成13年度発表講演集（2分冊の2），pp.1869-1870, 2001.6.
- 6) 首藤 剛，児島義彦，羽田野忠臣，藤田範夫「自立性の向上を目的とした土留めの施工例」第36回地盤工学研究会発表会 平成13年度発表講演集（2分冊の2），pp.1871-1872, 2001.6.

（平成15年 1 月31日受理）