

軟岩におけるバケット系掘削機の刃先作用力に関する実験的研究

室 達朗*・深川良一**・渡辺裕明***

本研究の目的は、軟岩に対するバケット系掘削機の刃先に作用する非定常掘削抵抗と刃先の軌跡、及び掘削土量について実験的考察を行うことである。刃先に作用する掘削抵抗は掘削距離、鉛直貫入力、軟岩のせん断強度及び刃先のすくい角の関数として表され、そして、刃先の貫入抵抗係数は軟岩のせん断強度の増加と共に大きくなるが、すくい角約10°のとき最小値となることを明らかにした。また、種々の実験・解析結果に基づき、刃先の軌跡を算出し、さらにその軌跡から掘削土量を導き出し、諸因子による影響を明らかにした。

Keywords : soft rock, unsteady excavation, locus, cutting edge, volume

1. ま え が き

実際のバケット系掘削機械は、掘削深さの変化する非定常掘削機構を有しているものが多いにもかかわらず、未だにその詳細な掘削の機構は解明されていない。そこで本研究は、軟岩を対象とした非定常掘削に関する基礎的な解析と考察を行ったものである。種々の実験結果を基礎として、主に刃先作用力と掘削土量について解析を展開した。最終的には実機へ適用し、実験・解析の妥当性を確かめた。ここで用いたパラメータは、すくい角、掘削距離、鉛直貫入力、軟岩のせん断強度であるが、この内軟岩のせん断強度以外は、掘削機械の諸元で定まるものである。よって、軟岩の力学特性が得られれば、直ちに刃先作用力および掘削土量が算出できる実験式とプログラムを確立すること、同時に、それらが実機に対して有益な設計指針を与えるものであるか否かを確認することを、本研究の目的としている。

2. 軟岩供試体

本研究は軟岩を対象としたものであるが、軟岩と呼ばれる岩石に対する定義に確かなものはない。ISRMのmanual index test¹⁾によれば、一軸圧縮強度が約245~4900 kPaの岩石を極度に弱い岩石としている。本研究では、海底の軟弱な岩盤となりうるこの程度の強度を持つ岩石を軟岩と定義し、実験・解析を進めた。実験で用いる軟岩は、本来なら天然のものを現場から採取してくるのが最良であるが、それは極めて困難である。また、自然状態のままの軟岩は様々な風化作用を受け、層理・亀裂等の存在が基礎的な掘削実験には好ましくない。そ

Table 1 Combination ratios and mechanical properties of soft rock model

cement water ratio C/W (%)	4.9	13.8	38.5
soil S (N)	284.2	269.5	225.4
cement C (N)	8.53	24.30	67.62
water W (N)	175.4	176.2	175.8
unconfined compressive strength S_c (kPa)	173±72	1023±433	2636±597
radial compressive strength S_r (kPa)	20.6±9.8	104.9±44.1	303.8±67.6
shear strength S_s (kPa)	37.2±16.7	198.0±82.3	553.7±121.5

ここで、ここでは、亀裂および層理等のない軟岩供試体を設計・製作し、実験に供した。供試体は、乾燥シルト質ロームと普通ポルトランドセメントと水を混合攪拌して製作した。Table 1に、3種類の供試体の配合比を示している。混合攪拌した試料を、平面歪条件のもとで150 cm×30 cm×5.4 cmの鋼製容器に打設し、室内で7日間湿潤養生させた後、掘削実験に用いた。同時に、直径5 cm、長さ10 cmの円柱供試体を作成し、一軸圧縮試験、圧裂引張試験に供した。配合の異なる3種類の供試体のそれぞれの一軸圧縮強度 S_c (kPa)、圧裂引張強度 S_r (kPa) およびせん断強度 S_s (kPa) の平均値を同表に示した。ここで、せん断強度 S_s は次式²⁾により算出した。

$$S_s = \frac{S_c \cdot S_r}{2\sqrt{S_r(S_c - 3 \cdot S_r)}} \quad (\text{kPa}) \dots\dots\dots (1)$$

なお、掘削深さを一定とした定常掘削試験³⁾では、軟岩の破壊形式は掘削刃のすくい角60°まではせん断破壊することが判明しており、以後軟岩の物性値はせん断強度

* 正会員 工博 愛媛大学教授 工学部 土木海洋工学科 (〒790 松山市文京町3)
 ** 正会員 工博 愛媛大学助教授 工学部 土木海洋工学科
 *** 学生会員 工修 愛媛大学大学院生

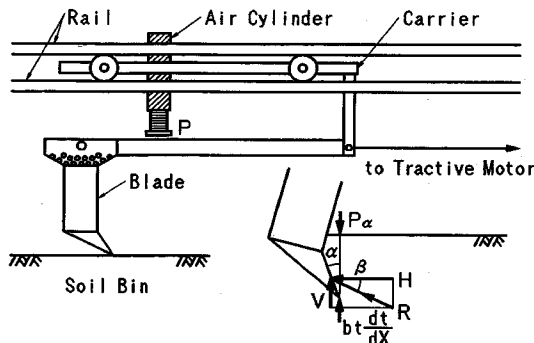


Fig.1 Excavation test apparatus of rock mass

で代表させることとした。

3. 非定常掘削実験

実験装置は Fig.1 に示すように、エアシリンダー、台車、掘削刃、土槽よりなる。また、図には描かれていないが、牽引装置として 0.4 kW のモータも備えている。掘削刃は根元の取り付け位置を変えることにより、すくい角を $-20^{\circ} \sim 60^{\circ}$ まで 10° 間隔で変えることができる。 P (N) はエアシリンダーによる鉛直荷重、 P_{α} (N/cm) は、エアシリンダーによって刃先に与えられる鉛直貫入力である。 H (N/cm) は水平掘削抵抗、 V (N/cm) は鉛直掘削抵抗、 R (N/cm) は H と V の合力である合掘削抵抗を表す。また、 $bt \cdot dt/dX$ はくい込み抵抗を表し、 b (kPa) は貫入抵抗係数、 t (cm) は掘削深さ、 X (cm) は掘削距離である。 β (deg) は、 R が作用する方向の水平面からの角度、 α (deg) はすくい角を表す。すくい角とは、地盤の垂線と掘削刃面との間の角度のことである。力の方向は、それぞれ同図に示す矢印の方向を正として解析した。

非定常掘削実験では、掘削刃取付部に作用している軸力および曲げモーメントを掘削刃に貼付した歪ゲージにより測定した後、刃先部に作用する H 、 $V+bt \cdot dt/dX$ に換算した。同時に、超音波変位計により t を測定し、刃先の通った軌跡を求めた。実験は、 α を -20° から 10° 間隔で 60° までの 9 種類とし、 P_{α} は、 $30.87 \sim 432.0$ N/cm の間でセメント水比 C/W が 4.9% については 4 種類、 13.8%、 38.5% については 5 種類ずつ変えて行った。よって一つのすくい角について 14 種類、合計 126 種類の実験を行い、解析・考察した。刃幅は 5 cm、刃先角は 30° 、牽引速度は 7.3 cm/min で一定とした。

4. 掘削抵抗

Fig.2 は、実験結果の一例として $\alpha=10^{\circ}$ 、 $C/W=13.8\%$ 、 $P_{10}=183.8$ N/cm (添字はすくい角を表す) の場合の X と H 、 V の関係を示したものである。図より、 H は小さな上下動を繰り返しながら掘削が進むに従い

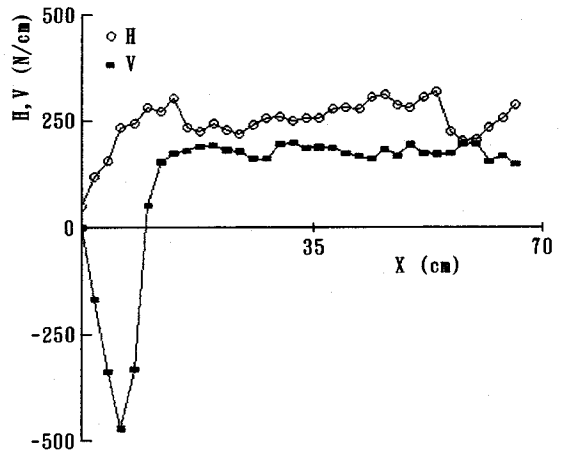


Fig.2 Relations between horizontal and vertical excavation force H , V and excavation length ($\alpha=10^{\circ}$ $C/W=13.8\%$ $P_{10}=183.8$ N/cm)

Table 2 H_{α} Constants in Eq. (2) after regression analysis

	H 1	H 2	H 3	H 4	Rc
H_{-20}	0.457	0.122	1.04	4.48×10^{-3}	0.917
H_{-10}	1.05	7.19×10^{-2}	0.973	-1.82×10^{-3}	0.948
H_0	1.39	0.123	0.723	0.163	0.848
H_{10}	1.04	0.154	0.852	8.99×10^{-3}	0.926
H_{20}	0.974	0.218	0.756	0.172	0.934
H_{30}	1.96	0.190	0.801	3.79×10^{-3}	0.802
H_{40}	2.20	0.192	0.490	0.218	0.841
H_{50}	1.31	0.217	0.582	0.156	0.798
H_{60}	2.45	2.67×10^{-2}	0.707	5.21×10^{-3}	0.704

わずかずつではあるが増加し、 V は掘削開始後一度負値で極小値をとった後、これも小さな上下動はあるが、一定値に落ち着く傾向がある。そして、その一定値は P_{10} とほぼ等しくなっている。一方、くい込み抵抗 $bt \cdot dt/dX$ は、後述する式 (12) に示すように、 P_{10} と V_{10} の差で与えられるので、図より明らかに、 V の極小値を与える X において、刃先ののげ面に作用するくい込み抵抗が最大値に達し、さらに X が増加するとすくい面に作用する鉛直掘削抵抗が大きくなり、次第にくい込み抵抗は減少するのである。小さな上下動の原因としては、掘削刃の刃先前方の土は対数線状のすべり線が入って破壊するので、すべり線が入った直後は抵抗は小さくなり、掘削が進んで破壊されていない部分の土に刃先が達すると、抵抗が大きくなるためであると考えられる。上記の H 、 V の挙動より、 R の作用角 β は初期において負となり、その後、正へと移行している。つまり、 R は掘削開始後時計回りに回転していることが分かる。

こうした実験結果より、各 α に対する H_{α} 、 R_{α} を従

Table 3 R_α Constants in Eq. (3) after regression analysis

	R 1	R 2	R 3	R 4	Rc
R_{-20}	0.971	0.175	0.927	2.07×10^{-2}	0.894
R_{-10}	1.07	9.61×10^{-2}	0.900	8.86×10^{-2}	0.941
R_0	2.68	0.155	0.704	6.98×10^{-2}	0.846
R_{10}	1.13	0.168	0.816	0.149	0.915
R_{20}	1.18	0.216	0.731	0.223	0.863
R_{30}	1.77	0.191	1.01	-5.92×10^{-2}	0.730
R_{40}	0.933	0.393	0.470	0.609	0.866
R_{50}	0.117	0.435	1.15	0.303	0.854
R_{60}	1.07	0.230	0.780	0.298	0.788

Table 4 V_α Constants in Eq. (5) and Eq. (6) after regression analysis

	V 1	V 2	V 3	V 4	V 5	V 6	Rc
V_{-20}	-0.268	-0.881	1.87	6.27×10^{-2}	0.448	4.05×10^2	0.746
V_{-10}	-4.45×10^{-3}	0.326	1.37	3.03	-0.294	3.40×10^{-2}	0.764
V_0	-0.127	0.507	0.715	5.61×10^{-2}	0.761	-4.85×10^{-2}	0.766
V_{10}	-2.19×10^{-2}	1.04	0.661	0.270	0.841	-0.341	0.802
V_{20}	-2.46	0.240	0.697	4.88	0.750	-0.641	0.789
V_{30}	-2.82	0.340	0.670	25.5	0.760	-0.948	-
V_{40}	-5.39	0.210	0.660	1.37×10^2	0.750	-1.25	-
V_{50}	-9.54	8.00×10^{-2}	0.650	6.87×10^2	0.740	-1.55	-
V_{60}	-16.2	-5.00×10^{-2}	0.640	3.32×10^2	0.730	-1.85	-

属変数とし、 X, P_α, S_s を独立変数として、一般式を

$$H_\alpha = H1 \cdot X^{R1} \cdot P_\alpha^{R2} \cdot S_s^{R3} \dots \dots \dots (2)$$

$$R_\alpha = R1 \cdot X^{R2} \cdot P_\alpha^{R3} \cdot S_s^{R4} \dots \dots \dots (3)$$

とて重回帰分析を行った。Table 2 に H_α の回帰分析結果を、Table 3 に R_α の回帰分析結果を示している。表中の R_c は相関係数を表す。

また、 V_α は前述のように $X=X_p$ において一度極小値 V_p をとった後、一定値 P_α に落ち着くという挙動であるので、笈田の式⁴⁾を次のように変形して回帰した。

$V_\alpha =$

$$P_\alpha \left[1 - \frac{\sqrt{1 - \frac{P_\alpha}{V_p}} \exp\left(\frac{X}{X_p} \ln\left[1 + \frac{V_p}{P_\alpha} \left(\sqrt{1 - \frac{P_\alpha}{V_p}} - 1\right)\right]\right)}{\sqrt{1 - \frac{P_\alpha}{V_p}} \left(1 - 2 \frac{V_p}{P_\alpha}\right) + 2 \frac{V_p}{P_\alpha} - 2} \right] \times \left[1 - \exp\left(\frac{X}{X_p} \ln\left[1 + \frac{V_p}{P_\alpha} \left(\sqrt{1 - \frac{P_\alpha}{V_p}} - 1\right)\right]\right) \right] \dots \dots (4)$$

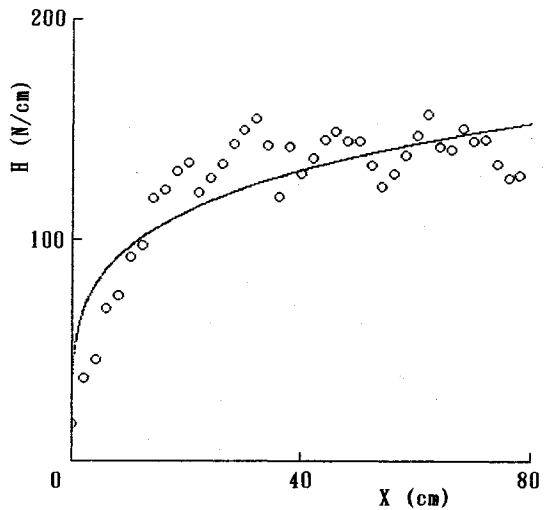


Fig.3 Relation between horizontal excavation force H and excavation length X ($\alpha=20^\circ$ $C/W=4.9\%$ $P_{20}=82.42$ N/cm)

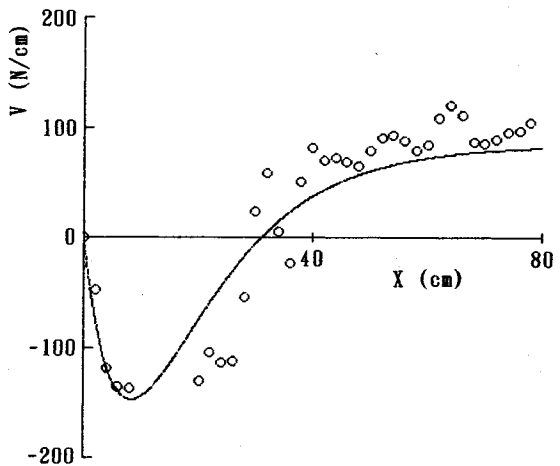


Fig.4 Relation between vertical excavation force V and excavation length X ($\alpha=20^\circ$ $C/W=4.9\%$ $P_{20}=82.42$ N/cm)

$$V_p = V1 \cdot P_\alpha^{V2} \cdot S_s^{V3} \dots \dots \dots (5)$$

$$X_p = V4 \cdot P_\alpha^{V5} \cdot S_s^{V6} \dots \dots \dots (6)$$

その回帰分析結果をTable 4 に示す。 $\alpha \geq 30^\circ$ になると、極小値 V_p を示す X_p がかなり増大し、実験の掘削距離である $X \leq 80$ cm の範囲では、 V_α には一定値に落ち着く挙動が見られなかったため、 $\alpha=0^\circ \sim 20^\circ$ の $V1 \sim V6$ を用いてそれぞれについて単回帰分析を行い、 $\alpha \geq 30^\circ$ の $V1 \sim V6$ を推測した。

Fig.3, Fig.4 は、上記のような回帰分析結果と実験結果を比較したものである。**Fig.3** は X と H の関係を、**Fig.4** は X と V の関係を示したものであり、条件は両図とも $\alpha=20^\circ$ 、 $C/W=4.9\%$ 、 $P_{20}=82.42$ N/cm である。

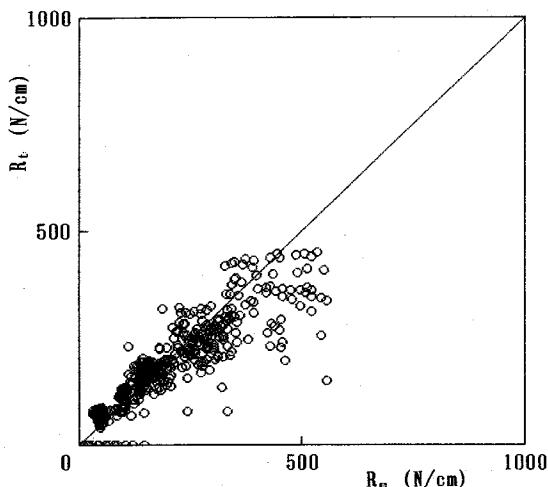


Fig.5 Relation between calculated value R_t and measured one R_e of resultant excavation force R ($\alpha = -10^\circ$)

図中のデータは実測値であり、曲線は $\alpha = 20^\circ$ の回帰曲線を表す。 H 、 V 共に、実測値と回帰曲線は良く一致している。

さらに、すくい角が α° のときの H_α 、 V_α 、 R_α とすくい角が 0° のときの H_0 、 V_0 、 R_0 との関係を、それぞれ α の関数によって表すことができれば、 H_α 、 V_α 、 R_α は、 X 、 P_α 、 S_s および α の関数で表すことができる。 畠⁶⁾によれば、粘性土および砂質土において、次式の関係が得られている。

$$\frac{H_\alpha}{H_0} = 10^{-m\alpha} \quad (m: \text{定数}) \dots\dots\dots (7)$$

ここに、定数 m は砂質土に対して 0.45、粘性土に対して 0.22 である。本研究においても、前述の H_0 の回帰式により算出した値で、 H_α の回帰式により算出した値を除いた値の常用対数を従属変数とし、 α を独立変数として単回帰分析を行った。 $\alpha = 0^\circ$ を境にして、 $\alpha < 0^\circ$ と $\alpha \geq 0^\circ$ では傾向が異なっていたので、二つを別々に回帰した。 R_α についても同様の分析を行い、その結果次式を得た。

$$\alpha < 0^\circ$$

$$\log(H_\alpha/H_0) = 8.64 \times 10^{-3} \alpha \dots\dots\dots (8)$$

$$\log(R_\alpha/R_0) = 2.16 \times 10^{-3} \alpha \dots\dots\dots (9)$$

$$\alpha \geq 0^\circ$$

$$\log(H_\alpha/H_0) = -2.02 \times 10^{-3} \alpha \dots\dots\dots (10)$$

$$\log(R_\alpha/R_0) = 1.17 \times 10^{-2} \alpha \dots\dots\dots (11)$$

Fig.5は、 $\alpha = -10^\circ$ において、 R の実測値 R_e と式 (9) の回帰式による算定値 R_t を比較したものである。図中の直線は傾きが 45° の直線であり、 $R_e = 500$ 付近を除いて R_e と R_t の両者は良く一致している。なお、軟岩の S_s が増加すると R_e が増大するが、岩石の破壊様式は連

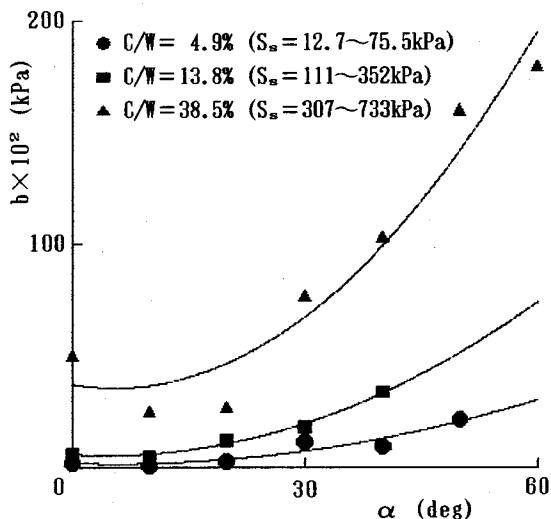


Fig.6 Relation between coefficient of penetration resistance b and rake angle α ($P_\alpha = 31.75 \sim 432.0$ N/cm)

続的な弾塑性破壊から断続的な剛塑性破壊へ移行し実測値のばらつきが大きくなるため、 R_e と R_t の相関性は低下している。

5. 貫入抵抗係数

貫入抵抗係数 b (kPa) とは、定常掘削には現れず非定常掘削にのみ存在するくい込み抵抗を決定する上で重要な係数であり、掘削刃のくい込みやすさの程度を表す指標である。 b の値は畠による次式⁶⁾により算出した。

$$P_\alpha - V_\alpha = bt \frac{dt}{dX} \dots\dots\dots (12)$$

右辺の $bt \cdot dt/dX$ がくい込み抵抗を表す。くい込み抵抗が小さいほど掘削刃は良く貫入するので、 b の値が小さいほど掘削刃はくい込みやすいことになる。各 C/W において実験データを用いて式 (12) により得られた b を、 $\alpha (\geq 0^\circ)$ の2次関数として表し回帰分析を行った結果、以下の式が成立した。

$$C/W = 4.9\%$$

$$b = 0.951\alpha^2 - 11.2\alpha + 1.91 \times 10^2 \quad (R_c = 0.947) \dots\dots\dots (13)$$

$$C/W = 13.8\%$$

$$b = 2.21\alpha^2 - 22.0\alpha + 5.78 \times 10^2 \quad (R_c = 0.995) \dots\dots\dots (14)$$

$$C/W = 38.5\%$$

$$b = 5.29\alpha^2 - 60.2\alpha + 3.64 \times 10^3 \quad (R_c = 0.970) \dots\dots\dots (15)$$

Fig.6に、 $P_\alpha = 31.75 \sim 432.0$ N/cm における α と b の関係を示している。 S_s の値はそれぞれ、 $C/W = 4.9\%$ で $12.7 \sim 75.5$ kPa、 $C/W = 13.8\%$ で $111 \sim 352$ kPa、

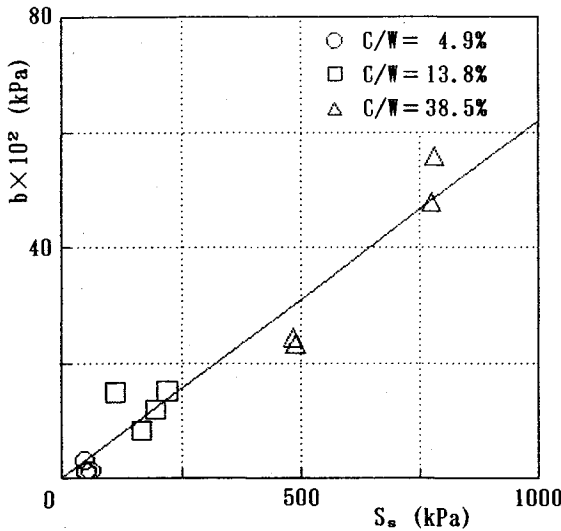


Fig.7 Relations between coefficient of penetration resistance b and shear strength S_s ($\alpha = -20^\circ$ $P_\alpha = 30.87 \sim 310.0$ N/cm)

$C/W = 38.5\%$ で $307 \sim 733$ kPa である。図中のデータは各 α , C/W での平均値であり、曲線は式 (13)~(15) の回帰曲線を表す。いずれの C/W の場合も、 b が最小となるのは、つまり掘削刃が最もくい込みやすいのは、 $\alpha = 10^\circ$ の場合であり、島⁷⁾の切削強度指数 0.225 N/cm³ の土について行った実験結果とよく一致している。すなわち、 $\alpha = 10^\circ$ においては、掘削刃のにげ面と刃先の進行軌跡との交差角が最低となりくい込み抵抗のにげ面での作用域が最も減少するために、くい込み抵抗 $bt \cdot dt/dX$ は最小値をとり刃先は最もくい込み易くなるのである。また、 $\alpha \leq 0^\circ$ で実験を行った α の数が少ないので断定はできないが、 $\alpha \leq 0^\circ$ の場合は、そのまま α の符号を負にした結果が予想される。つまり、 b 軸を対称軸として線対称に近い曲線が $\alpha \leq 0^\circ$ 側にも描かれると思われる。

Fig.7 は、 $\alpha = -20^\circ$, $P_\alpha = 30.87 \sim 310.0$ N/cm における S_s と b の関係を表している。図中のデータは実測値である。図より、 S_s の値が大きくなると、 b の値も大きくなっている。ここでは $\alpha = -20^\circ$ の場合を一例として示したが、他の α でも同様の結果が得られた。即ち、軟岩強度が強くなると、 α にかかわらず掘削刃はくい込みにくくなること分かる。

6. 刃先の軌跡

非定常掘削における刃先の軌跡は、掘削深さ t が変化するため説明が困難である。逆に、刃先の軌跡を正確に求めることができれば、掘削土量を算定することができ、さらには作業能力をも導き出すことができる。また、刃先の軌跡は 4 節で述べた鉛直貫入力 P_α の他に鉛直掘削

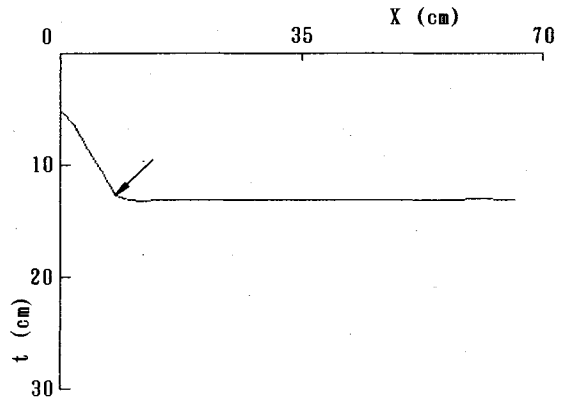


Fig.8 Relation between excavation depth t and excavation length X ($\alpha = 10^\circ$ $C/W = 13.8\%$ $P_{10} = 183.8$ N/cm)

抵抗 V_α とも密接に関係しており、軟岩のせん断強度 S_s をパラメータとして考察する必要がある。このように、刃先の軌跡を明確にすることは、非定常掘削機構を解明していく上で非常に有効である。

まず、実験結果の一例として、Fig.8 に $\alpha = 10^\circ$, $C/W = 13.8\%$, $P_{10} = 183.8$ N/cm の場合の刃先の軌跡、即ち X と t の関係を示す。図より t は、掘削開始後に急に深くなった後、ほぼ一定となっている。前図 Fig.2 に示す V_α と t の挙動とを対応させてみるとよく分かるが、 t が一定となり始める X は、 V_α が一定値に落ち着き始める X と一致している。 t が一定となるということは、刃先の貫入がなくなりくい込み抵抗がほぼ 0 になることであるので、式 (12) は $P_\alpha = V_\alpha$ となり、 V_α が一定値 P_α に落ち着くわけである。また、式 (12) の dt/dX は軌跡の勾配であり、掘削刃のにげ角 $\gamma = 50^\circ$ と一致するときの X は $7.5 \sim 8.0$ cm の間となり、その位置を同図に矢印で示した。この位置は V_α が極小値をとった直後である。

次に、5 節で述べた式 (12) を積分することによって、刃先の軌跡の算定値 $t = f(X)$ を導いた。積分する際、 V_α には 4 節で算出した鉛直掘削抵抗実験式を代入して行った。また、 b および初期条件としての初期貫入深さ t_0 が必要であるが、実験で得られた b , t_0 は限られた条件下でのものである。よって、 b , t_0 に一般性を持たせるため、 P_α , S_s を独立変数とし、実験より得られた b , t_0 を従属変数として重回帰分析を行い、 b および t_0 を P_α , S_s の関数で表し、それらを代入して積分を行った。数学的に積分を行うことは非常に困難であると思われたので、SIMPSON の数値積分法を用いて計算機により積分値を算出した。

上記のような積分により得られた軌跡の算定値 $t = f(X)$ と実測値を比較したものが、Fig.9 である。 $\alpha = 10^\circ$ において、 P_α , S_s が異なる場合を二例示している。

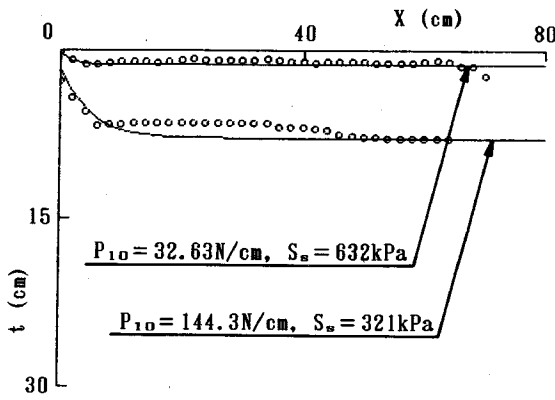


Fig.9 Relations between excavation depth t and excavation length X for various penetration force P_{10} and shear strength S_s ($\alpha=10^\circ$)

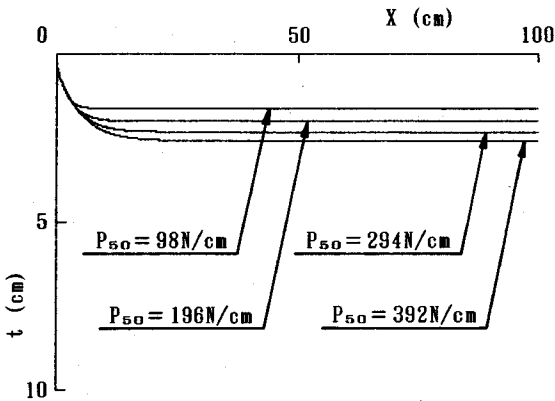


Fig.10 Relations between excavation depth t and excavation length X for various penetration force P_{50} ($\alpha=50^\circ$, $S_s=588$ kPa)

図中のデータが実測値であり実線が算定値であるが、いずれの場合も両者は良く一致している。

Fig.10 は、 $\alpha=50^\circ$ 、 $S_s=588$ kPa において、 P_{50} が変化した場合の t の算定値曲線を示したものである。当然のことであるが、 P_{50} が大きくなると t も深くなっている。しかし、 α が小のものに比べると、 P_α が増加しても t の値にそれほど大きな差はない⁸⁾。これは、 α が大きくなるとにげ角が小さくなり、供試体と接するにげ面の面積が大きくなり深く貫入しないためである。にげ面とは掘削刃の裏面のことであり、にげ角とは水平面とにげ面がなす角度のことである。また、 t が一定となる理由としては次のように考える。まず、掘削し始めた初期の部分ではまだ掘削した土も少ないので、掘削刃は深く貫入しようとする。しかし、掘削が進んで掘削刃前方に土が盛り上がってくると、掘削刃の貫入エネルギーは小さくなり、掘削エネルギーの大半が掘進エネルギーに変換されてしまう。故に、掘削刃に与えられるエネルギー

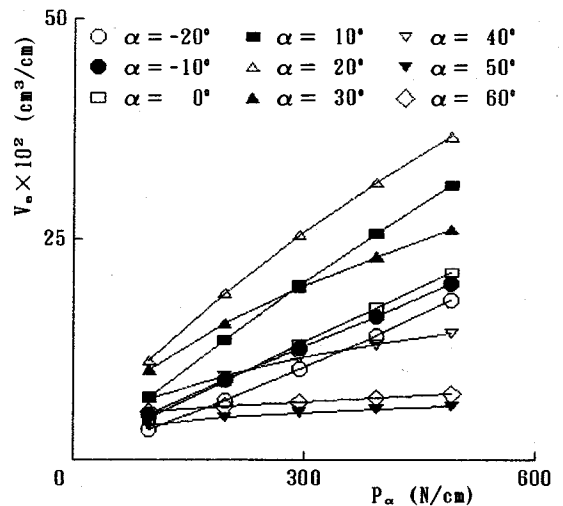


Fig.11 Relations between excavation volume V_e and penetration force P_α for various rake angle α ($S_s=196$ kPa)

のすべてが掘進エネルギーとして費やされ、貫入エネルギーが0となったとき、 t が一定となるわけである。なお、掘削刃の単位刃幅当たりの貫入エネルギーについては、軟岩のせん断変形に要する仕事量及び掘削刃にげ面における摩擦仕事量を考慮する必要があり、今後の研究課題としたい。

7. 掘削土量

定常掘削では、掘削深さ t は既知であるので掘削土量の算定は容易である。しかし、非常掘削では t が変化するため、掘削土量を正確に求めることは極めて困難である。それゆえ、掘削土量を的確に予想することは、非常掘削機構を知る上で、重要かつ不可欠なことである。本節では、前節で算出した刃先の軌跡の算定値曲線を用いて、さらに様々な条件下における掘削土量 V_e (cm^3/cm) を算定することができるプログラムを作成し、解析・考察した。この節で掘削土量 V_e とは、掘削距離 $X=100$ cm、奥行き 1 cm の場合の、 X 軸と算定値曲線 $t=f(X)$ で囲まれた部分の面積とした。つまり、掘削刃が 100 cm 掘削を行った際の単位幅当たりの掘削土量を取り扱っている。

Fig.11 に、 $S_s=196$ kPa の場合の P_α と V_e の関係を示す。図中のデータは上記のようにして算出したものである。図よりまず、いかなる P_α においても $\alpha=20^\circ$ が V_e 最大となっている。そして、 P_α が増加していくと、 $\alpha=10^\circ$ も $\alpha=20^\circ$ に次いで有効な V_e が得られるようである。また、 α が大きくなると、 P_α の増加に対する V_e の増加の勾配が他と比べて緩やかなものとなっている。特に、 $\alpha=50^\circ$ 、 60° では、 V_e において P_α を変化させる効果は非常に小さいといえる。これは、にげ面及びにげ

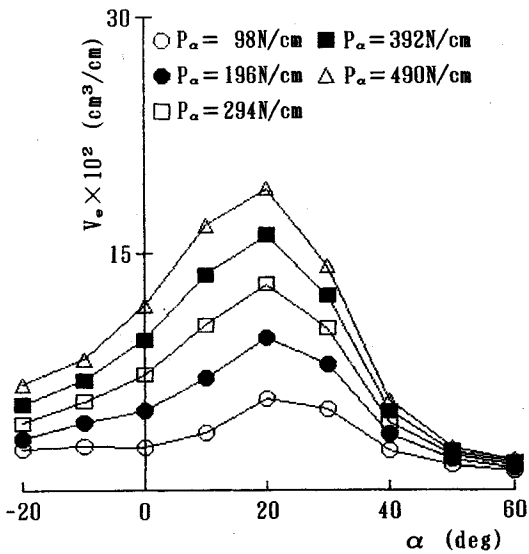


Fig.12 Relations between excavation volume V_e and rake angle α for various penetration force P_α ($S_s=588$ kPa)

角が掘削において影響を及ぼしているものと考えられる。

Fig.12 は、 $S_s=588$ kPa における α と V_e の関係である。前図同様図中のデータは算定値である。すべての α で P_α が大きくなると V_e も増加しているが、前図の説明で述べたように、 $\alpha \geq 40^\circ$ では P_α による V_e の変化は小さい。 $\alpha < 0^\circ$ でも、 $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ と比べると同様のことがいえるが、これはすくい面の影響であると推測される。ここでは例として $S_s=588$ kPa の場合を示したが、他の S_s での解析からもこの図とほぼ同様の結果が得られた。つまり、 P_α 、 S_s に関わらず、常に効果的な V_e が期待できるのは、 $\alpha=10^\circ$ 、 20° である。

次に、 S_s と V_e の関係について調べたが、この二つの関係は、 S_s の減少に対して V_e が増加する直角双曲線に近い関数形で表される傾向がある。よって、 V_e を従属変数とし、 S_s 、 P_α を独立変数として重回帰分析を行い、 V_e (cm³/cm) を S_s (kPa)、 P_α (N/cm) の関数として各 α (deg) ごとに表すと、以下の式が成立した。

$$V_{e-20} = 8.39 \times 10^2 S_s^{-0.766} P_\alpha^{0.771} \dots\dots\dots (16)$$

$$V_{e-10} = 1.06 \times 10^3 S_s^{-0.758} P_\alpha^{0.753} \dots\dots\dots (17)$$

$$V_{e0} = 1.36 \times 10^2 S_s^{-0.558} P_\alpha^{0.926} \dots\dots\dots (18)$$

$$V_{e10} = 2.74 \times 10^2 S_s^{-0.612} P_\alpha^{0.923} \dots\dots\dots (19)$$

$$V_{e20} = 9.50 \times 10^2 S_s^{-0.592} P_\alpha^{0.720} \dots\dots\dots (20)$$

$$V_{e30} = 1.11 \times 10^3 S_s^{-0.530} P_\alpha^{0.578} \dots\dots\dots (21)$$

$$V_{e40} = 4.62 \times 10^3 S_s^{-0.776} P_\alpha^{0.452} \dots\dots\dots (22)$$

$$V_{e50} = 2.43 \times 10^3 S_s^{-0.602} P_\alpha^{0.253} \dots\dots\dots (23)$$

$$V_{e60} = 4.05 \times 10^4 S_s^{-1.053} P_\alpha^{0.206} \dots\dots\dots (24)$$

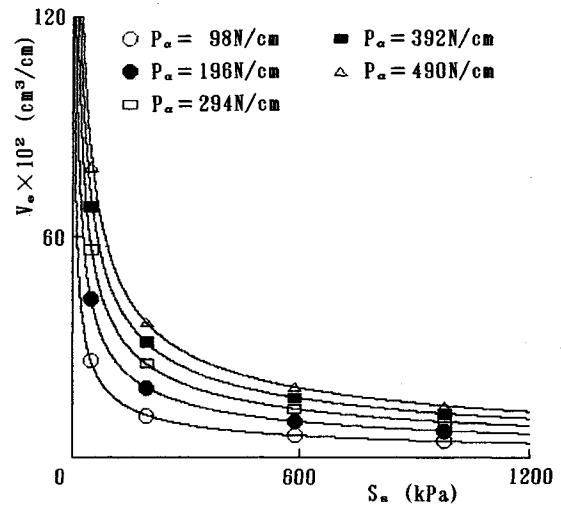


Fig.13 Relations between excavation volume V_e and shear strength S_s for various penetration force P_α ($\alpha=20^\circ$)

V_e の添字はすくい角を表す。Fig.13 に、 $\alpha=20^\circ$ の場合を一例として S_s と V_e の関係を示している。図中のデータはこれまで同様算定値であり、曲線は式 (20) の重回帰曲線を表すが、両者は良く一致している。すべての P_α で S_s の値が小さい方が V_e が增大するのは明白である。そして、 P_α が大になるほど、 S_s の減少に対する V_e の増加の割合は大きくなっている。また、式 (23)、(24) を見ると、 P_α の指数が式 (16)~式(22) と比べてかなり小さくなっている。即ち、 α が 50° 、 60° と大きくなると、 P_α を大きくして V_e を増大させようとするのは、あまり効果は期待できないといえる。

以上、掘削土量についてのいくつかの解析・考察を行ったが、掘削土量を多く得るといことは掘削刃が深くまで貫入することを意味し、5節で述べた貫入抵抗係数の値が小さいときに、その条件の一つを満たすものである⁹⁾。5節によれば、貫入抵抗係数が最小となるのはすくい角が約 10° のときであり、この節での解析結果とはほぼ一致している。

8. 実機への適用

この節では、本研究の実験・解析の妥当性、実用性を確認するため、7節までに得られた情報をすべて駆使して掘削土量についてシミュレーション解析を行い、実機への適用を試みた。基本的な解析手法は7節の掘削土量についてと同様であるが、実機では掘削距離によってすくい角が変化することに留意して解析した。このシミュレーション解析では、阪神高速湾岸線魚崎浜高架橋基礎に採用された連壁基礎の施工¹⁰⁾で稼働した、懸垂式油圧クラムシェル掘削機を用いた。以下にその実機の仕様を示す。

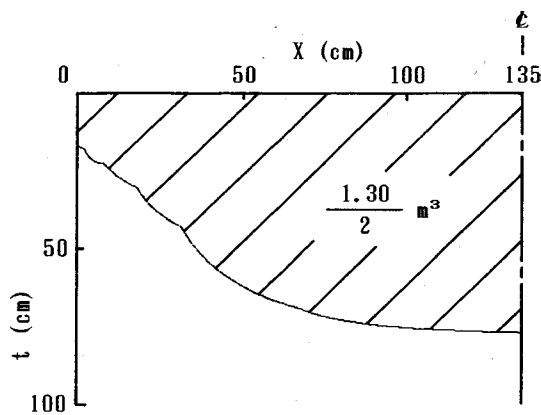


Fig.14 Relations between excavation depth t and excavation length X ($P_\alpha=612.5 \text{ N/cm}$ $S_s=196 \text{ kPa}$)

バケット幅	: 800 mm
容量	: 0.98 m^3 (平積み)
自重	: 98 kN
最大掘削可能距離	: 1350 mm
刃先角	: $20(\text{deg})$

対象地盤は N 値 30 程度の洪積砂礫層と洪積粘土層の互層地盤で地山密度 1.90 Mg/m^3 、非排水せん断強度 196 kPa である。上記のような実機の諸元及び対象地盤のせん断強度を入力情報とし、バケット刃先の軌跡と掘削土量を出力情報としてシミュレーション解析を行った。

Fig.14 に、対象地盤のせん断強度 $S_s=196 \text{ kPa}$ とした場合のシミュレーション解析結果を示す。鉛直貫入力 P_α は、実機の自重を単位刃幅あたりに換算し、 $P_\alpha=612.5 \text{ N/cm}$ としている。すくい角が -20° の掘削範囲から 10° ごとにバケットが閉合するときのすくい角 60° までの各掘削範囲において、それぞれの掘削刃の軌跡から掘削土量を算定した。累算した結果、片方のバケット翼による総掘削土量は 0.65 m^3 であり、当該バケットによる総掘削土量は 1.30 m^3 と算定された。この場合、算定掘削土量は実機のバケット容量を多少オーバーしている。実機のバケット容量は平積みでの掘削後の土量を表したものであるが、ここでの算定掘削土量は地山密度における最大掘削土量を表す。よって、実機でも算定された土量は掘削可能であるが、実際はほぼ定格容量に近い掘削実績を得ている。これは、連壁掘進中のバケットの姿勢制御を行うために、バケットの全自重を地盤に伝達していないことによると考える。また、バケット刃先部または積込上面部からの土砂の漏洩も無視することはできない。

また、ここで採用した実機以外にも、種々の自重即ち P_α および S_s において、合計 25 種類のシミュレーション解析を行った。その結果、得られた掘削土量 V'_e (m^3) と S_s の関係は、前節と同様、直角双曲線に近い関数形

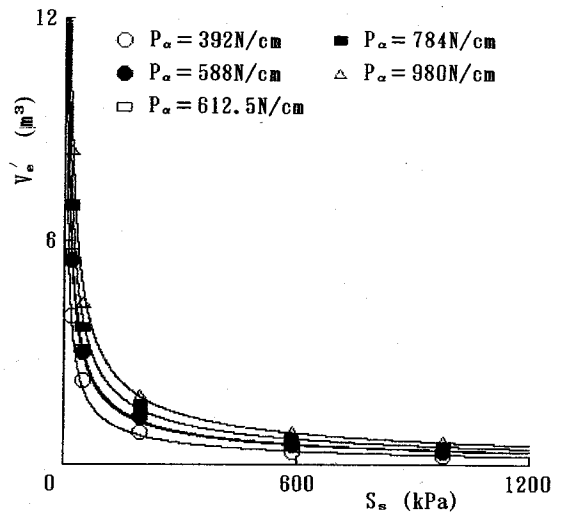


Fig.15 Relations between excavation volume V'_e and shear strength S_s for various penetration force P_α

で表され、 S_s の減少に対して V'_e が増加している。よって、 V'_e を S_s 、 P_α の関数として表し重回帰分析を行った結果、次式を得た。

$$V'_e = 0.120 S_s^{-0.696} P_\alpha^{0.928} \dots \dots \dots (25)$$

Fig.15 は、シミュレーション解析から得られた V'_e と S_s の関係を表したものである。図中の曲線が式 (25) の回帰式を表すが、データと回帰曲線は良く一致している。図より、 S_s の値が大となると V'_e は著しく減少するが、同じ S_s の軟岩盤に対して V'_e は P_α 即ち実機の自重にほぼ比例して増大することが明らかとなった。

9. 結 論

非正常掘削機構を詳細に解明し、より正確に把握していくことは、数多くあるこの機構を有した掘削機械に対して有益な設計指針を与えるものであり、重要かつ不可欠な課題である。ここでは、海底岩盤となりうる軟岩を対象とした種々の非正常掘削実験結果に基づき、その刃先作用力と掘削土量に主眼をおいて解析を行った。また、得られた実験結果および解析結果をすべて網羅したシミュレーション解析を行い、実機への適用を試み、同時に実験・解析の実用性、妥当性を検討した。以下に得られた知見を示す。

(1) すくい角が α のときの水平掘削抵抗 H_α (N/cm) および合掘削抵抗 R_α (N/cm) は、掘削距離 X (cm)、鉛直貫入力 P_α (N/cm)、軟岩のせん断強度 S_s (kPa) およびすくい角 α (deg) の関数として、式 (8) ~ 式 (11) で表すことができる。また、鉛直掘削抵抗 V_α (N/cm) は、 H_α 、 R_α を用いて次式で表される。

$$V_{\alpha} = \pm \sqrt{R_{\alpha}^2 - H_{\alpha}^2} \quad (\beta > 0: V_{\alpha} > 0, \beta < 0: V_{\alpha} < 0)$$

(2) 貫入抵抗係数 b (kPa) は、すくい角 α ($\geq 0^{\circ}$) の 2 次関数として、各セメント水比 C/W (%) ごとに式 (13)~式 (15) で表される。そして、同係数は $\alpha = 10^{\circ}$ のときに最小値をとり、軟岩のせん断強度 S_s (kPa) が大きくなると、大となる。つまり、掘削刃が最も貫入しやすいのはすくい角が 10° の場合であり、軟岩強度が強くなると、すくい角に関わらず掘削刃はくい込みにくくなる。

(3) 刃先の軌跡は、式 (12) を積分することによって算定することができる。そしてその軌跡より、すくい角が大きくなると、掘削深さ t (cm) に及ぼす鉛直貫入力 P_{α} (N/cm) の影響は、すくい角が小さいものと比べてかなり小さいといえる。

(4) 刃先の軌跡より算出された掘削土量 V_e (cm^3/cm) は、すくい角が $10^{\circ} \sim 20^{\circ}$ のときに、鉛直貫入力 P_{α} (N/cm)、軟岩のせん断強度 S_s (kPa) にかかわらず常に効果的なものが期待できる。また V_e は、 S_s の減少に対して増加する式 (16)~式 (24) の直角双曲線に近い関数形で表すことができる。そして、それらの式より、すくい角が $50^{\circ}, 60^{\circ}$ と大きくなると、 P_{α} を大きくして V_e を増大させようとするのは、あまり効果は期待できないことが判った。

(5) シミュレーション解析により算出される掘削土量は、実機のバケット容量を多少オーバーしたものを与える。しかしこれは、バケット自重の地盤への伝達率やバケットから漏洩する土砂、現場条件等を考慮に入れる必要がある。また、その掘削土量 V_e' (m^3) と軟岩のせん断強度 S_s (kPa) 及び鉛直貫入力 P_{α} (N/cm) の関係は、次式で示す直角双曲線に近い関数形で表されることが判明した。

$$V_e' = 0.120 S_s^{-0.696} P_{\alpha}^{0.928}$$

S_s が大きくなると、掘削土量 V_e' は著しく減少するが、

一定の軟岩強度 S_s を有する岩盤掘削においてはバケットの自重に相当する鉛直貫入力 P_{α} にほぼ比例することが判明した。さらに、掘削土量を増大させるには、バケット自重を増大させるばかりでなく、バケットのすくい角や刃先角を変化させてみることも一つの手段であると示唆される。なお、本研究は平成 3 年度文部省科学研究費 (一般研究 C) 課題番号 03650410 の補助を受けて遂行されたものであることを付記しておく。

参考文献

- 1) ISRM Commission on Standardization of Laboratory and Field Test: Suggested Methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abster. Vol.15, pp.225~319, 1967.
- 2) 小林良二・奥村清彦: 岩石のせん断について, 日本鉱業会誌, Vol. 87, No. 999, pp. 407~412, 1971.
- 3) 室達朗・深川良一・藤田克美: 軟岩に対する比切削抵抗と定常掘削力の発生機構, 土木学会論文集, 第 424 号, III-14, pp. 125~133, 1990.
- 4) 笈田昭: 土のせん断応力-変位曲線表示式に関する一考察, 農業機械学会誌, 第 37 巻第 1 号, pp. 20~25, 1975.
- 5) 昌昭治郎: 土の掘削について, 建設機械, Vol. 19, No. 4, pp. 30~35, 1983.
- 6) 昌昭治郎: 土の掘削機構について, 土と基礎・最近の工法, 土質工学会, pp. 1~6, 1967.
- 7) 昌昭治郎: 掘削機構の解明 (1) (その 1), 建設の機械化, 第 135 号, pp. 71~74, 1961.
- 8) 室達朗・渡辺裕明: 軟岩の非定常掘削における刃先の軌跡, 愛媛大学工学部紀要, 第 12 巻第 3 号, pp. 145~154, 1992.
- 9) 室達朗・渡辺裕明: 軟岩に対する非定常掘削機構の解明, テラメカニクス, 第 11 号, pp. 33~39, 1991.
- 10) 長野敏郎・西田隆治・鈴木睦・細井武・岩永克也・平野孝行: 小断面連壁基礎の安定解析と施工 (阪神高速湾岸線魚崎浜高架橋基礎の施工), 西松建設技報, Vol. 12, pp. 72~90, 1989.

(1992. 3. 13 受付)

EXPERIMENTAL STUDY ON EXCAVATION FORCES OF BUCKET SHOVEL AGAINST SOFT ROCK MASS

Tatsuro MURO, Ryoichi FUKAGAWA and Hiroaki WATANABE

To analyse the mechanism of unsteady excavation of soft rock mass, several experimental tests were carried out for various rake angles and normal penetration forces acting on the cutting edge. As the results, the cutting resistance in unsteady excavation could be expressed as a function of excavation length, normal penetration force, shear strength of rock material and rake angle. The coefficient of penetration resistance could be expressed as a quadratic function of rake angle, which increases with the increment of shear strength of rock material, and takes a minimum value at about 10° degrees of rake angle. And the excavation volume of soft rock mass could be expressed as some hyperbolic function of shear strength of rock material.