

層理岩盤に対するリップング作業時の掘削力特性

CHARACTERISTICS OF RIPPING EXCAVATION FORCE FOR A BEDDING ROCK MASS

室 達 朗*

By Tatsuro MURO

For a ripping operation on a bedding rock mass, the determination of an optimum direction of ripping to minimize the excavating force considering the strike and dip of bedding plane is very useful to increase the ripping performance and to reduce the fuel consumption of bulldozer. Here, 32 series of rock mass model made of cement mortar and 3 ripping operation sites have been tested to determine the characteristics of ripping excavation force to its direction and the relation between excavating force and coefficient of penetration of rippertip. As results, the direction of excavation to minimize a ripping force agrees well to that of minimum modulus of deformation of rock mass which could be calculated from a coefficient of penetration by a piston-type bore hole test.

1. ま え が き

岩盤の機械化掘削を行うリップング工法において、特に層理岩盤の掘削では走向と傾斜を考慮してどのような方向で掘削するのが最も掘削抵抗を減少させ機械の作業性能の向上に効果的であるかを究明することは省エネルギー対策上重要な課題である。リップパビリティーの判定に使用されている従来の岩盤の縦波弾性波速度や岩盤の種類、および弾性波の振動減衰量¹⁾からだけでは岩盤の走向や傾斜の方向を検知するのは困難であり²⁾、さらに掘削方向による掘削抵抗の大きさを予測することはできない。ここでは、まず層理岩盤モデルとして所定の層理間隔で種々の走向と傾斜をなすセメントモルタル供試体を作成し、岩盤の掘削方向の変形係数と掘削力の関係を求めるための室内実験を行った。次に、実際にリップング作業を行っている 3 現場を選定し、ピストン型孔内載荷試験機によって岩盤の力学的異方性を調査するとともに種々の大きさのブルドーザを使用してリップング作業時のチップに作用する掘削力を計測し、掘削方向による掘削力の変動および掘削力を最小とする掘削方向と走向との関係を求めた。さらに、与えられた岩盤の走向と傾斜に対して掘削力の大きさおよび最小の掘削力を発揮す

る方向を予測する方法として、ピストン型貫入試験から得られる貫入係数や岩盤の変形係数の有用性について考察した。

2. 室内実験

(1) 層理岩盤モデル

設計 7 日強度を 10 MPa としたセメントモルタルを使用し、層理間隔 2 cm で走向と傾斜をそれぞれ $\pi/6$ rad ごととなるように厚さ 0.1 mm の薄紙をジョイント部に入れ、7 日養生後層理岩盤モデル (寸法 40 cm × 25 cm × 25 cm) として試験に供した。走向と傾斜は Fig. 1 に示したように設定し、仮想地表面より深さ 5 cm の中央部においてモデルリップチップに集中荷重を与え、計 32 組、各組の供試体 3 個について貫入試験を行った。なお、岩盤モデルの強度と層理間隔等の寸法は実際の岩盤の約 1/10 を想定したものである。

(2) 実験方法とその結果

7 日養生後のセメントモルタルの一軸圧縮強度および圧裂引張強度は、それぞれ 10.62 ± 0.64 MPa, 1.30 ± 0.14 MPa であり、動弾性係数 E_{dyn} は 13.2×10^3 MPa、変形係数 E_{30} は 1060 ± 404 MPa であった。ジョイント部分の摩擦係数は 1.06 ± 0.06 と計測された。実験装

* 正会員 工博 愛媛大学教授 工学部海洋工学科
(〒790/松山市文京町 3)

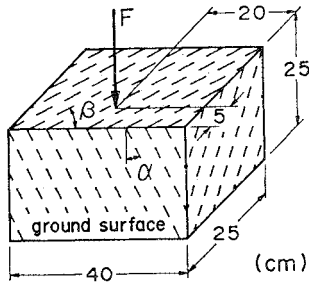


Fig. 1 Strike and angle β of rock mass model, and direction of penetration α of model tip. (Interval of bedding plane is 2 cm)

置は Photo 1 に示す最大載荷能力 300 kN のアマスラ一試験機を使用し、モデルチップ（先端径 1.0 cm、長さ 10 cm の鋼製円柱）に作用する貫入力を最大容量 50 kN のロードセルで、またその貫入量を差動変位計によって自記録させた。なお、岩盤モデルの仮想地表面と載荷面を除く 4 面は剛な鋼板によって変位拘束して実験を行った。

Fig. 2 は供試体の仮想地表面において計測した縦波および横波超音波伝播速度より算定した動弾性係数 E_{dyn} の分布を示している。図より明らかに、傾斜の大きさいかにかかわらず走向方向の E_{dyn} が最大値を示し、走向と直角方向において最小値を示している。モデルリッパチップの貫入力と貫入量の関係は、Fig. 3 にその一例を示したように層理構造によってかなり変動する。すなわち、モデルチップの貫入方向と層理方向となす角度 α の大きさによって破壊形態は異なるが、第 1 層が破壊した後、第 2 層、第 3 層、…、第 n 層へと順次破壊が進行していくために F の値は波状分布を示す。また、その波長の大きさは層間隔に対応しており、貫入量の増加とともに拘束力が増大し F の極大値は漸増していくのである。チップの最大貫入力 F_{max} (kN) と走

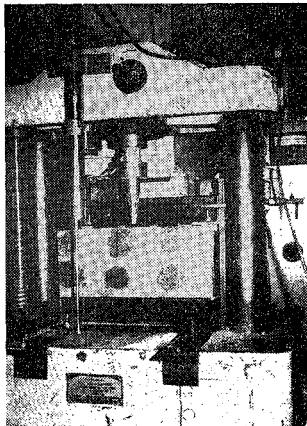


Photo 1 Penetration test apparatus of model tip to fissured rock mass model.

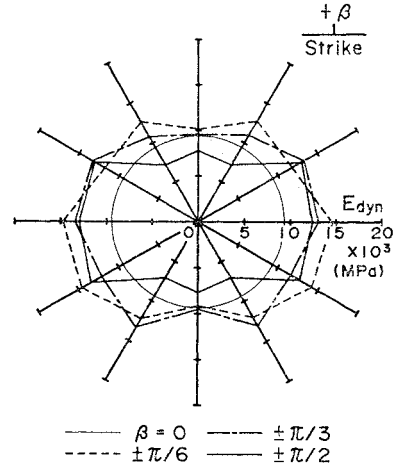


Fig. 2 Variation of dynamic modulus of elasticity E_{dyn} of rock mass model with penetrating direction of model rippertip.

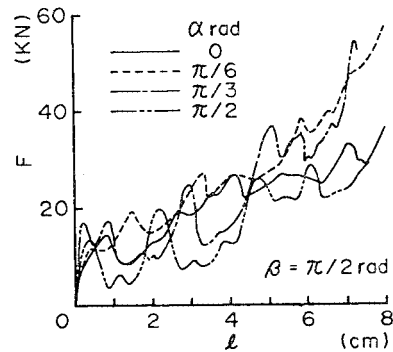


Fig. 3 Relations between penetrating force F and amount of penetration l for various angle α .

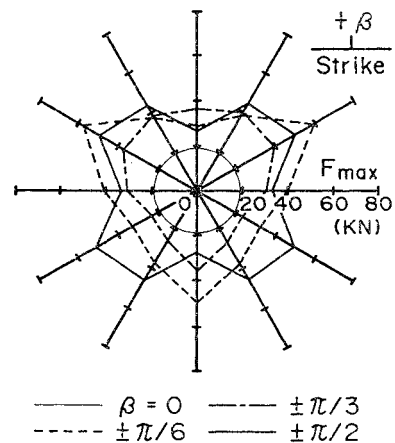


Fig. 4 Variation of maximum penetrating force F_{max} of rock mass model with penetrating direction of model rippertip.

向の貫入方向となす角 α 、水平面との傾斜角 β との関係は Fig. 4 に示したとおりである。

次に、チップの初期貫入時の単位貫入量当たりの貫入力を貫入係数 K (kN/cm) とする。Fig. 5 は K と α の関係を種々の β に対して図示したものである。

層理岩盤モデルの亀裂係数は $\beta = \pm\pi/6, \pm\pi/3, \pm\pi/2$ に対し、それぞれ走向と直角順目方向に最大値 0.221, 0.735, 0.571 をとっている。

さて、得られた E_{dyn}, F_{max} および K と α, β の関係を実験式として表わすと各 β の値に対して、一般に次式が成立する。

$$E_{dyn}, F_{max}, K = a(\alpha - b)^2 + c \dots\dots\dots(1)$$

ここに、定数 a, b, c は Table 1 に示したとおりである。また、 β は逆目を正、順目を負とし、 α は時計回りの角度を正とし 0 から π rad の範囲としている。

なお、無節理のセメントモルタル材料の縦波弾性波伝播速度は 3175 ± 192 m/s, 動ポアソン比 0.34 ± 0.02 , $E_{dyn} = (1.36 \pm 0.67) \times 10^4$ MPa, $F_{max} = 63.5 \pm 3.8$ kN および $K = 74.5 \pm 8.0$ kN/cm である。

以上、岩盤モデルの動弾性係数の約 1/8 として算定される変形係数³⁾の走向・傾斜による変動傾向は谷本ら⁴⁾の試験結果とよく一致するが、岩盤の傾斜に対する順目・逆目の力学的異方性を十分に表現していない。一方、チップの貫入係数は走向・傾斜に対して一方方向載荷より求めているので順目と逆目の差異を把握するのに有用である。この場合、図より明らかに傾斜角 $\beta = \pm\pi/6, \pm\pi/3, \pm\pi/2$ に対してそれぞれ K と F_{max} は走向と直角逆目、順目の $\pi/6$ と $5\pi/6$, 走向に対し最小値をとるなど F_{max} と K の間には高い相関性が認められる。

Fig. 6 は両者の関係を種々の β に対して求めたものであり、次式で示す実験式が得られた。

$$F_{max} = 0.564 K \quad (r = 0.97) \dots\dots\dots(2)$$

なお、逆目方向の F_{max} と K が $\alpha = \pi/6$ と $5\pi/6$ で最大値をとっているのは破壊形式が全般破壊であるのに対し、走向直角方向でのそれらが減少しているのは部分破壊によるものであり、両者の蓄積エネルギー量が異なる

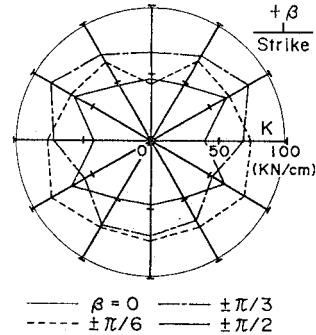


Fig. 5 Variation of coefficient of penetration K of rock mass model with penetrating direction of model rippertip.

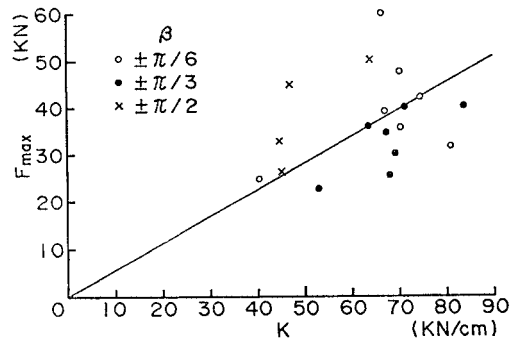


Fig. 6 Relation between maximum penetrating force F_{max} of model rippertip and coefficient of penetration K for rock mass model.

Table 1 Variation of constants a, b and c in Eq. (1) for dynamic modulus of elasticity E_{dyn} , maximum penetrating force F_{max} and coefficient of penetration K of rock mass model with various α and β .

	β rad	a			b (rad)			c		Coefficient of correlation r
		$0 \leq \alpha \leq \pi'$	$0 \leq \alpha \leq \pi/2$	$\pi/2 < \alpha \leq \pi$	$0 \leq \alpha \leq \pi$	$0 \leq \alpha \leq \pi$	$0 \leq \alpha \leq \pi$			
E_{dyn} (MPa)	$\pm \pi/6$	-1.84×10^3	0	π	1.41×10^4	0.90				
	$\pm \pi/3$	-1.50×10^3	0	π	1.32×10^4	0.88				
	$\pm \pi/2$	-2.35×10^3	0	π	1.23×10^4	0.81				
F_{max} (KN)	$-\pi/6$	+ 20.4	0.216π	0.784π	31.7	0.99				
	$-\pi/3$	+ 15.4	0.216π	0.784π	22.7	0.99				
	$-\pi/2$	- 32.8	0.226π	0.774π	49.9	0.99				
	$+\pi/3$	- 12.5	0.294π	0.706π	40.9	0.99				
	$+\pi/6$	- 29.5	0.178π	0.822π	53.0	0.91				
K (KN/mm)	$-\pi/6$	- 5.58	0.137π	0.863π	76.8	0.68				
	$-\pi/3$	+ 23.3	0.250π	0.750π	55.0	0.75				
	$-\pi/2$	- 19.7	0.225π	0.775π	57.2	0.71				
	$+\pi/3$	- 15.5	0.207π	0.793π	79.4	0.88				
	$+\pi/6$	- 17.4	0.072π	0.928π	73.5	0.95				

ためである。

3. 現地試験

(1) 岩盤特性

3か所のリッピング作業を行っている現場Ⅰ、ⅡおよびⅢにおいて現地掘削試験を実施した。現場Ⅰは比較的均質な花崗岩盤であり、現場ⅡとⅢは層理面の発達した節理やヘアークラックなどの不連続面を有する堆積岩盤である。現場Ⅱは和泉砂岩で構成された岩盤であり、その走向は $N1.38 \pm 0.26 \text{ rad}$ ($79.0 \pm 15.0 \text{ 度}$) W の方向に傾斜は $1.04 \pm 0.18 \text{ rad}$ ($59.6 \pm 10.2 \text{ 度}$) S の方向に卓越しており、**Photo 2** に示すようにその層理間隔は数 10 cm で、層理面と交差する節理が数 cm の間隔で入っているのが観察された。現場Ⅲは石灰岩の岩盤であり、その走向は $N1.34 \pm 0.32 \text{ rad}$ ($76.8 \pm 18.6 \text{ 度}$) E で傾斜は $1.13 \pm 0.30 \text{ rad}$ ($64.6 \pm 17.0 \text{ 度}$) N の方向に卓越しており、**Photo 3** に示すように層理間隔は数 m で、層理間の節理は比較的少ないことが判明した。

Table 2 は、各現場より採取した岩塊についての室内岩石試験結果、および岩盤試験として実施した縦波弾性波伝播速度や変形係数などの測定結果を示している。表中、亀裂係数は当該現場の各方向で計測した縦波伝播速度の平均値より算定した値であり、現場Ⅱが他と比較して亀裂の発達した岩盤であることがわかる。なお、岩盤の変形係数は直径 62 mm のゴムチューブを用いて等応力法によって载荷するポアホールダイラトメータ（孔内膨張計）により計測したものである。岩盤表面より数か所 65 mmφ ドリルビットで深さ約 2 m のポアホールを削孔し、ゾンデの中心位置を深さ 65 cm に設置して加圧力 p と孔壁の変位 dr を測定した。変形係数 E_d

は、孔内载荷に伴って孔壁から放射状に亀裂が発生するとして導いた Rocha らの式⁹⁾を土被り圧に対して修正した次式で示す武内ら⁹⁾の式において、 r をポアホールの半径、 S_t を岩盤の引張り強度、 ν を岩盤のポアソン比、 γ を単位体積重量、 h を土被り厚として算定した。

$$E_d = \frac{p}{dr} \left(\log \sqrt{\frac{p}{S_t - \frac{\nu}{1-\nu} \gamma h}} + 1 + \nu \right) \dots (3)$$

さらに、岩盤の圧縮強度を各現場の亀裂ブロック数より Müller⁷⁾の式を用いて算定し、今津⁸⁾の式によって岩盤の引張り強度を推定した。岩盤のポアソン比は縦波、横波弾性波伝播速度より算定し、各現場での平均値で示した。

(2) ピストン型孔内载荷試験

従来、岩盤の弾性係数を計測するための孔内载荷試験法として前述した等圧型ダイラトメータや等変位型のグッドマンジャッキなど^{9),10)}が開発されてきた。いずれの载荷方向も複数であり、単一方向での岩盤の弾性係数を測定することはできない。ここでは、**Photo 4** に示す高さ 15 cm、直径 10 cm の円筒体の側面より出入りする直径 2 cm のピストンロッドを油圧によって駆動するピストン型孔内载荷試験機を試作した。まず、岩盤に穿孔径 10 cm のドリルビットで所定の深さまで削孔し、**Fig. 7** に示したように試験孔に試験機本体 A を载荷方向と深さを設定して挿入し、油圧ポンプ B によって水平方向にピストンを孔壁中に入力させるものである。反力をとる試験機の接地面積はピストン断面積と比較して十分大きく試験機本体の岩盤に対する変位は無視することができ、単一方向の载荷を可能ならしめるものである。なお、貫入力は油圧計により、貫入量は変位変換器 C により計測する。貫入力と貫入量の関係において線形部分

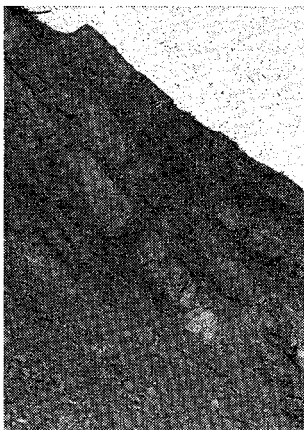


Photo 2 Site II
(Strike N79°W, Dip 60°S)

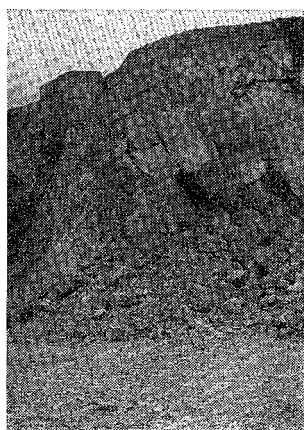


Photo 3 Site III
(Strike N77°E, Dip 65°N)

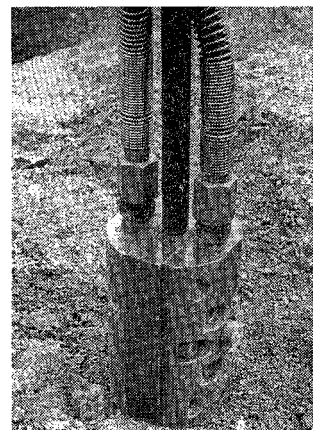


Photo 4 Pistontype Borehole Tester (P.B.T.)

の勾配を貫入係数 (kN/cm) と定義し、亀裂性岩盤の力学的異方性を定量的に計測可能とした。

まず、岩盤の掘削力を予測するために岩盤の破碎エネルギーと破碎量の関係をこの試験機を用いて計測した¹¹⁾。Fig. 8 は一例として現場 I において種々の载荷深さにおいて計測したものである。一般に、岩石の引張り破壊による破碎エネルギーは粒径の3乗および引張強度の2乗に比例し、弾性係数に反比例する¹²⁾とされており、岩盤の破碎エネルギーと破碎量は比例関係にあることが実証された。したがって、単位掘削距離当たりの掘削土量を計測すれば掘削仕事量が求まり、岩盤の水平掘削力を予測することができる。

次に、層理面の発達した現場 II と III において、岩盤の走向方向に対してそれぞれ $\pi/4$ rad をなす計8通りの

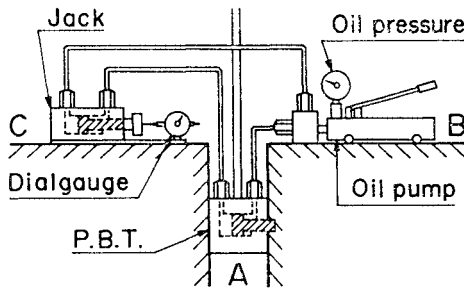


Fig. 7 Configuration of piston-type borehole tester.

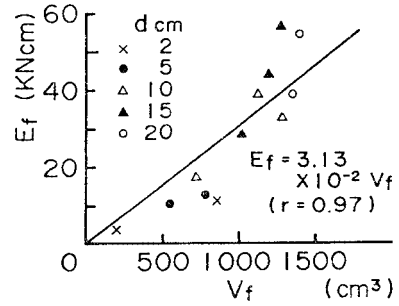


Fig. 8 Relations between fracture energy E_f and fracture volume V_f for various applied depth d . (Rock mass I)

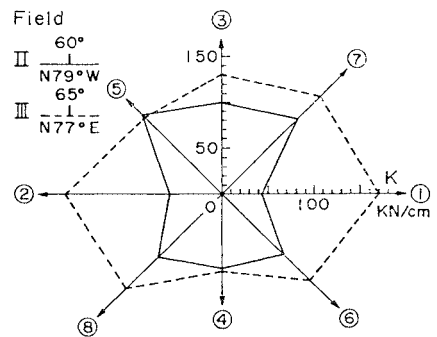


Fig. 9 Variation of coefficient of penetration K with ripping direction.

Table 2 Mechanical properties of rock sample and rock mass.

Site		I	II	III
Name of rock		Granite	Sandstone	Limestone
ROCK SAMPLE				
Apparent specific gravity	G	2.55 ± 0.04	2.62 ± 0.02	2.68 ± 0.01
Specific gravity	G_s	2.60 ± 0.03	2.75 ± 0.01	2.75 ± 0.01
Natural water content	W (%)	0.63 ± 0.16	0.33 ± 0.06	0.02 ± 0.01
Absorption	W' (%)	1.12 ± 0.34	0.66 ± 0.10	0.10 ± 0.01
Shore hardness	H_s	61.3 ± 11.5	102.3 ± 3.3	35.1 ± 2.4
Longitudinal elastic wave velocity	V_1 (m/s)	3011 ± 756	5133 ± 88	2988 ± 441
Amount of Los Angeles abrasion	U (%)	61.1	30.9	34.0
Static modulus of elasticity	E (MPa)	(6.39±2.61) × 10 ³	(5.37±2.31) × 10 ⁴	(1.97±0.98) × 10 ⁴
Poisson's ratio	ν_1	0.24 ± 0.08	0.22 ± 0.02	0.17 ± 0.02
Uniaxial compressive strength	σ_{c1} (MPa)	113.3±52.9	318.4±50.3	42.4 ± 13.1
Radial compressive strength	σ_{t1} (MPa)	8.40 ± 3.95	15.5 ± 2.9	3.8 ± 1.0
ROCK MASS				
Longitudinal wave velocity	V_2 (m/s)	1081 ± 261	533 ± 74	907 ± 20
Coefficient of crack	C_r	0.85 ± 0.08	0.99 ± 0.02	0.91 ± 0.03
Modulus of deformation	E_d (MPa)	—————	121.7 ± 40.1	342.2±291.8
Uniaxial compressive strength	σ_{c2} (MPa)	28.3 ± 13.2	54.1 ± 8.6	8.5 ± 2.6
Tensile strength	σ_{t2} (MPa)	2.1 ± 1.0	4.0 ± 0.6	0.6 ± 0.1
Poisson's ratio	ν_2	0.31 ± 0.10	0.34 ± 0.07	0.27 ± 0.17
Dynamic modulus of elasticity	E_{dyn} (MPa)	2149.7±880.4	886.2±308.8	1940.4±786.0

リッピング方向において、ピストンの貫入力と貫入量の関係をすべて 載荷深さ 60~70 cm の位置において計測した。Fig. 9 は得られた貫入係数の分布を示したものであり、現場Ⅱにおいては走向方向に小さく走向と直角で逆目方向となる③、⑥、⑦で増大すること、および現場Ⅲでは走向方向①、②で最大値を示し走向と直角で順目方向となる④で最小値をとることが判明した¹³⁾。すなわち、現場Ⅱでは層理間の節理がかなり発達しているために走向方向の特性が十分に発揮されていないが、節理の発達が比較的少ない現場Ⅲにおいては層理面が卓越しており、走向方向の貫入係数が最も高い値を示し谷本らの実験結果⁴⁾とよく一致している。

(3) 掘削力測定

3種類の岩盤において、リッピング作業時のリッパチップに作用する掘削力を計測した。測定方法はチップを先端に取り付けたリッパシャングの把持装置の直下に4枚の半導体ストレインゲージを張り付け、シャングに作用する軸圧縮力と曲げモーメントを同時に測定した。その後、チップに作用した鉛直方向力と水平方向力を算出し、掘削合力とその作用方向を解析した¹⁴⁾。Photo 5 は、掘削力測定中のリッピング装置である。

現場Ⅰでは自重 745 kN のブルドーザを使用し、チップに作用する掘削合力 P とその水平分力 P_H 、鉛直分力 P_V の分布および作用角 θ を測定し、その結果を Fig. 10 に示した。図より明らかに、平均合力は 597.8 kN であり上方から下方に向かって水平と 1.31 rad 傾斜して作用していることが判明した。本実験のデータのばらつきを明示するために枠で囲んだが、合力 P の作用方向の変動は比較的少なく安定している。なお、この現象は、岩盤掘削中、ブルドーザがリッパシャングの鉛直方向の移動を固定したまま掘削進行するので、リッパチップとブルドーザ履帯との間に岩盤を挟み込んだ状態となり、両者の間に大きな掘削力が作用していることを意味している。したがって、リッパチップに作用する掘削力は下方に向かう力となり、ブルドーザ自重より大きな力が作用する場合も見受けられる。また、その反力として履帯後部に作用する接地圧も自重反力と比較してかなり増大するのである。一方、リッパチップが鉛直に貫入する初期段階においては力の方向がチップに対して上方に向かうことはいうまでもない。

次に、現場ⅡとⅢでは走向方向と各 $\pi/4$ rad をなす①~⑧の8通りの方向について掘削試験を行った。それぞれのリッピング方向に測定した掘削合力の変動を Fig. 11 (a), (b) に示す。図中、太線で示した掘削力は合力 P の平均値であり、細線で囲んだ部分はその標準偏差を示している。掘削力はかなり変動しているが、現



Photo 5 Rippling operation under testing.

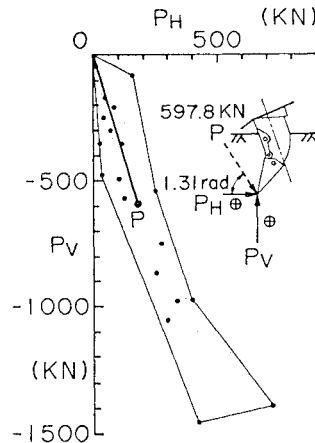
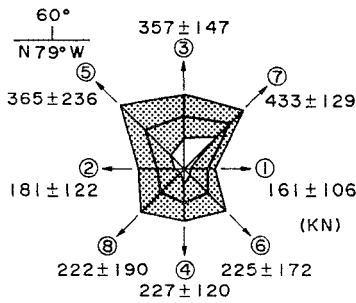


Fig. 10 Relation between horizontal excavating force P_H and vertical one P_V applied on ripper tip. (745 kN bulldozer)

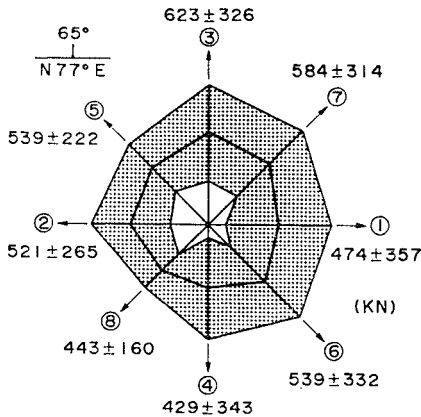
場Ⅱでは走向方向には小さな掘削力であり走向と直角方向で逆目となる方向③、⑤ および⑦で大きくなっている。この場合、掘削合力の作用角は 0.699 ± 0.360 rad であった。また、現場Ⅲでは逆目③、⑤、⑦掘削の方が順目④、⑥、⑧掘削より大きな掘削力を必要としており、走向と直角方向となる順目の方向④において最小の掘削力を示した。なお、この場合の掘削合力の作用角は 0.424 ± 0.099 rad であった。また、現場Ⅱにおいては 441 kN ブルドーザを現場Ⅲでは 500 kN ブルドーザを使用した。また、リッピング作業時の平均掘削深さはいずれの現場においても約 65 cm とした。

4. 考 察

岩盤モデル試験から明らかのように、弾性波速度から求めた動弾性係数のみでは岩盤の傾斜に対する順目と逆目の区別をすることはできず岩盤の掘削力を予測するこ



(a) Site II (441 kN bulldozer)



(b) Site III (500 kN bulldozer)

Fig. 11 Variation of excavating resultant force acting on rippertip.

とは不可能である。一方、岩盤の傾斜がほぼ鉛直である場合には、縦波弾性波伝播速度や動弾性係数の分布から掘削力の大きさを予測し得ることを示した例¹⁵⁾もある。ここでは、一般的な場合についてピストン型孔内载荷試験から求まる岩盤の破碎エネルギーと破碎量の関係、および岩盤の掘削方向によって異なる貫入係数の実測値とそれから算定される岩盤の変形係数から掘削力を予測する方法について考察する。

まず、岩盤の破碎エネルギーから岩盤の掘削力を予測するために、一例として現場 I でのリッピング作業後の掘削断面積を実測した。その結果、 $5102 \pm 416 \text{ cm}^2$ となり、岩盤の破碎エネルギーは Fig. 8 から $160 \pm 13 \text{ kN cm}$ と算定される。したがって、チップに作用する水平掘削力は平均 160 kN であると予測できる。実際に当該現場で実測された水平掘削力 P_H は Fig. 10 より $154.1 \pm 113.7 \text{ kN}$ であり、予測値の妥当性を実証している。他の層理岩盤に対してもピストン型孔内試験機の载荷方向を掘削の方向に設定して破碎エネルギーと破碎量の関係を求めておけばリッピング作業時の水平掘削力を十分予測することができる。

次に、前述した岩盤モデル試験やピストン型孔内载荷試験によって得られた貫入係数から変形係数を算定する

ために、半無限弾性地盤に対する次式で示す円板の沈下量 ρ と载荷圧力 q の関係式¹⁶⁾を適用する。

$$\rho = qB \frac{1-\mu^2}{E} I_p \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 B : 円板の直径、 I_p : 影響値、 μ : ポアソン比、 E : 静弾性係数である。

剛性円板に対しては $I_p = 0.79$ と与えられ、貫入係数 K を $\pi q B^2 / 4 \rho$ とすると

$$E = 3.16 \frac{K}{\pi B} (1-\mu^2) \dots\dots\dots (5)$$

となる。

一方、岩盤の変形係数 E_d は静弾性係数 E の約 $1/2$ で与えられる³⁾ので、岩盤モデルに対しては $B = 1 \text{ cm}$ 、 $\bar{\mu} = 0.28$ とおき

$$E_d \approx 0.463 K \text{ kN/cm}^2 \dots\dots\dots (6)$$

また、現場の岩盤に対しては $B = 2 \text{ cm}$ 、 $\bar{\mu} = 0.30$ とすると

$$E_d \approx 0.229 K \text{ kN/cm}^2 \dots\dots\dots (7)$$

で与えられる。ただし、孔内载荷試験では厳密な意味で半無限地盤への载荷ではなく、松岡ら¹⁷⁾が指摘しているようにピストン径とボーリング孔径との比が 0.2 となり 10% 程度過大評価となる。

なお、先に述べた岩盤モデル試験から得られた動弾性係数、最大貫入力および貫入係数の値を相似則⁸⁾を適用して実際の岩盤での値を直接予測することは、強度比率や亀裂構造が異なるために不可能であり、 α と β による定性的な傾向を把握するにとどめておく。

Fig. 12 は、現場 II および III において掘削方向を種々に変えてリッピング作業を行った場合の平均水平掘削力 P_H (kN) とそれぞれの方向で計測した貫入係数 K (kN/cm)、および式 (7) より算定した変形係数 E_d (MPa) の関係を示したものである。図より明らかに、

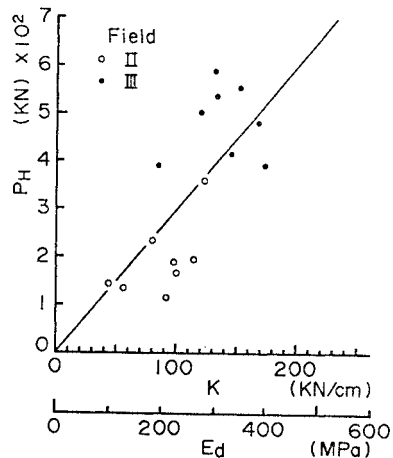


Fig. 12 Relations between average horizontal excavation force P_H , coefficient of penetration K , and modulus of deformation E_d .

Table 3 Modulus of deformation E_d , Poisson's ratio μ , compressive strength σ_{c2} , tensile strength σ_{t2} of rock mass and resultant excavation force P calculated from FEM analysis for various ripping direction at site III.

Direction	E_d (MPa)	μ	σ_{c2} (MPa)	σ_{t2} (MPa)	P (KN)
①	386.7	0.31	8.49	0.63	577
②	389.9	0.31	8.49	0.63	581
③	299.8	0.32	8.49	0.63	563
④	190.8	0.32	8.49	0.63	407
⑤	281.5	0.27	8.49	0.63	519
⑥	313.4	0.27	8.49	0.63	492
⑦	374.7	0.16	8.49	0.63	548
⑧	356.9	0.16	8.49	0.63	481

岩盤の種類、傾斜および掘削方向に関係なく両者の間には直線関係が成立し、次式で与えられる。

$$P_H = 2.99 K = 1.31 E_d \quad (r = 0.95) \dots\dots (8)$$

上式より、ピストン型孔内載荷試験から求めた貫入係数またはポアホールダイラトメータから求めた平均変形係数から容易に平均水平掘削力を予測することが可能である。

さらに、チップに作用する掘削合力を予測するために大変形問題に対する有限要素解析を行った¹⁹⁾。一例として、現場Ⅲに対する入力定数および算定された掘削合力 P を **Table 3** に示した。表より明らかに掘削合力の算定値と **Fig. 11** (b) に示した実測値とはよく一致しており、ピストン型孔内載荷試験から求めた岩盤の変形係数からの FEM 解析の有用性が実証された。

5. 結 論

走向・傾斜を有する層理岩盤を機械化掘削する場合の掘削力を最小ならしめる掘削の方向とその大きさを予測することを目的として、岩盤モデルと現地試験結果から解析を行った結果、以下に示す二、三の知見を得た。

(1) 層理構造の卓越した岩盤モデル試験では、すべての傾斜角に対してチップの貫入係数と最大貫入力は走向方向と時計回り $\pi/6$ および $5\pi/6$ の逆目方向において最大となり、 $\beta = -\pi/6$ 、 $-\pi/3$ において走向と時計回り $\pi/6$ および $5\pi/6$ の順目方向、 $\beta = -\pi/2$ において走向に直角方向の順目に対して最小となる。

(2) 層理構造の発達した石灰岩盤の掘削試験においては、傾斜角 1.13 rad に対し、掘削力は走向直角逆目方向に最大値を示し走向直角順目方向に最小値をとる。一方、層理とともに節理の発達した砂岩岩盤では掘削力は走向方向において最小となる傾向にあった。いずれに

しても、掘削力を最小とする掘削の方向はピストン型孔内載荷試験から得られる岩盤の変形係数が最小となる方向と一致することが判明した。

(3) ピストン型孔内載荷試験機は従来の孔内試験と比較して掘削方向別の岩盤の変形係数をよりの確に測定しており、岩盤モデル試験と同様にピストンの貫入係数から算定される岩盤の変形係数と掘削力の関係は高い相関性を有している。

(4) リッピング作業時のチップに作用する水平掘削力は種々の岩盤に対してピストン型孔内載荷試験から得られる岩盤の破砕エネルギーや貫入係数から十分予測することができる。また、チップに作用する掘削合力は実測された岩盤の変形係数、ポアソン比、および引張り強度を用いた大変形問題として算定する FEM 解析からも予測可能である。

なお、室内および現場実験でご協力いただいた河原荘一郎助手、元大学院学生 松永好史氏をはじめ元学生 白石貴之氏、森川宏之氏、ならびに現場試験に快くご賛同いただいた愛媛砕石(株)、日鉄鉱業(株)の関係各位に謝意を表す。

参 考 文 献

- 1) 山崎 茂：新しいリッパビリティの判定法について、小松技報, Vol. 29, No. 1, pp. 13~19, 1983 年。
- 2) 谷本親伯・皇昭治郎・玉置 淳：互層岩盤中の弾性波伝播挙動, 第 17 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, 土木学会岩盤力学委員会, pp. 111~115, 1985 年 2 月。
- 3) Stacy, T.R.: Proc. of Symp. Exploration for Rock Eng., Ed. by Z.T. Bieniawski, Vol. 2, p. 113, 1977.
- 4) 谷本親伯・皇昭治郎・西尾 朗：不連続面の剛性を考慮したポアホールジャッキ試験結果の評価, 第 17 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, 土木学会岩盤力学委員会, pp. 81~85, 1985 年 2 月。
- 5) Rocha, M., Silveira, A., Grossmann, N. and Oliveira, E.: Determination of the deformability of rock masses along boreholes, Proc. of 1st Congress of the ISRM, pp. 697~704, 1966.
- 6) Takeuchi, T. and Suzuki, T.: On evaluation of in situ deformation coefficient and c, ϕ of soft rock by borehole load test, Proc. Int. Sympo. on Weak Rock—Soft, Fractured and Weathered Rock—, Tokyo, Vol. 2, pp. 61~66, 1981.
- 7) Müller-Salzburg, L., Sauer, G. und Vardar, M.: Dreidimensionale spannungumlagerungsprozesse im bereich der Ortsbrust, Rock Mechanics, Suppl. 7, pp. 67~85, 1978.
- 8) 今津雅紀：岩石物性におけるデータベース化の試み, 第 17 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, 土木学会岩盤力学委員会, pp. 71~75, 1985 年 2 月。
- 9) Goodman, R.E., Van, T.K. and Heuze, F.E.: The measurement of rock deformability in boreholes, Proc. 10th Sympo. on Rock Mechanics, AIME, pp. 523~555, 1972.
- 10) Miki, K. and Miyagawa, J.: Correlation between the

- degree of the fracture and the results from borehole jack test, Proc. Int. Sympo. Weak Rock—Soft fractured and Weathered rock—, Tokyo, Vol. 2, pp. 41~46, 1981.
- 11) 室 達朗：孔内載荷試験によるリップパビリティの判定，テラメカニクス，第6号，pp. 86~91，1986年7月。
- 12) 真島 宏・岡 行俊：新しい粉碎理論，浮選，第38号，pp. 5~10，1969年。
- 13) 畠昭治郎・室 達朗・深川良一：亀裂岩盤に対する機械化掘削性能の向上，第18回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集，土木学会岩盤力学委員会，pp. 81~85，1986年2月。
- 14) 室 達朗・深川良一・河原莊一郎：岩盤掘削におけるリップパビリティの評価，愛媛大学工学部紀要，第XI巻第1号，pp. 329~341，1986年2月。
- 15) Muro, T. : Efficiency of ripping excavation of a jointed rock mass, Proc. of the 1st Asian-Pacific Conf. of International Society for Terrain-Vehicle Systems, Beijing, China, pp. 1010~1021, Aug., 1986.
- 16) 赤井浩一：土質力学，朝倉書店，pp. 224~234，1975年。
- 17) 松岡健一・能町純雄：無限体中の円孔に部分分布荷重が作用するときの3次元応力解析，土木学会論文報告集，第229号，pp. 11~20，1974年9月。
- 18) 柴田 徹・太田秀樹：土質模型実験における相似則，土と基礎，Vol. 28, No. 5, pp. 9~14, 1980年5月。
- 19) 松永好史・室 達朗：リップチップによる岩盤掘削力の解析，第37回土木学会中国四国支部研究発表会講演概要集，pp. 285~286，1985年5月。

(1986.4.7・受付)

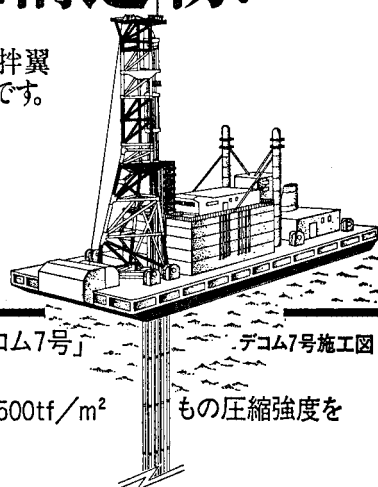
海底軟弱地盤を堅固な構造物に

画期的なデコム工法：

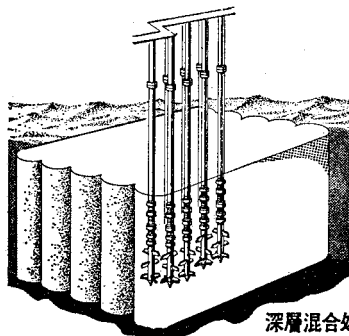
デコム工法は、スラリー状のセメント安定材を軟弱地盤に圧入し、攪拌翼によって軟弱土と硬化材を均等に混合して地盤強化をはかる工法です。

デコム工法

DEEP CEMENT CONTINUOUS MIXING METHOD



- 工法の特長：①国内最大の地盤改良船「デコム7号」は深度70mまで改良が可能。
- ②わずか1tf/m²の軟弱地盤を500tf/m²もの圧縮強度を持つ安定地盤に改良。
- ③海水汚濁の心配がない。
- ④無振動工法なので隣接構造物に振動を与えない。
- ⑤最新の施工管理システムを完備。



深層混合処理工法

Think and Act
東亜建設工業株式会社
 本社/東京都千代田区四番町5千102 TEL. 03-262-5101
 お問合せ先/本社・技術開発部