

トラフィカビリティー改善に関する現場実験 (その2)

齊藤 二郎
木村 薫
若松 雍 継

概 要

トラフィカビリティー研究のアプローチとして、M.G. Bekker や WES のおこなった研究を踏襲してゆく方法と、もう一方は実車によるフィールドテストを主にしたものが考えられるが、われわれは前者の理論的追求から少し離れ、後者の湿地ブルドーザーの履帯(三角シュー)と土の関係について現場実験を行なった。前回行なった、ブルドーザーの走行による土中応力の測定に引続いて、実作業すなわち押土時および索引時にシューから土に与える力の追跡を主眼とし、実作業時の土中応力および、シュー接地面の受ける応力の測定をおこなった。測定の結果、静止時の接地圧は土の強度 $q_c=4\sim 8 \text{ kg/cm}^2$ がでは通称接地圧と等しいが、動的になると接地圧は2倍になる。また三角シューの作業範囲は関東ロームのとき $q_c=4.0 \text{ kg/cm}^2$ 以下が有効である。

1. 序 文

装軌車輛の運行性能(トラフィカビリティー)に関する研究は、米国における WES や M.G. Bekker 等による基礎的研究がなされているが、現在建設機械に使用されている、装軌車輛のトラフィカビリティーに関する研究は少なく、国内においては沢田常松各氏と防衛庁第四研究所等の研究が上げられるが、これとても標準グロサシューを装着した普通ブルドーザーを対称としたものであり、三角シューを装着した湿地ブルドーザーに関するトラフィカビリティーの研究はこれまでなされていなかったと言って良いであろう。一方昭和29年に現在の様な湿地ブルドーザーが開発されて以来湿地ブルドーザーの軟弱地における優れたトラフィカビリティーが認められ、更に軟弱地用として接地圧の低い超湿地超々湿地ブルドーザーまで出現するようになった。この様に三角シューを装着した湿地ブルドーザーも、接地圧を下げる事より軟弱土におけるトラフィカビリティーを改善しようとしているのに対して、果して接地圧を下げる事のみがトラフィカビリティー改善の最良策といえるかどうか疑問とされる。この解明のために湿地ブルドーザーのトラフィカビリティーに関する研究を実施することにした。なお調査項目は次の通りである。

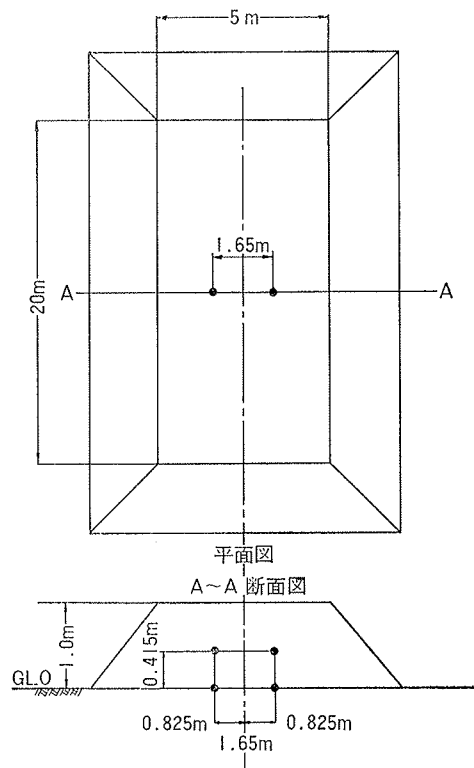
1. 静止時の接地圧および土中応力
2. 走行時の接地圧および土中応力
3. 索引時の接地圧および土中応力
4. 押土時の接地圧および土中応力

5. 各自の沈下量およびスベリ量
6. 各自の強度特性
7. 各自のセン断状況

2. 実験方法

2.1. 計器設置

現場実験は某宅地造成工事の一部に図一1に示すようなフィールドでおこなった。



図一1 土圧計の埋設図

土中応力は図-1 に示す位置に走行面下盛土内（履帯中心左右2ヶ所）に土圧計を埋設した。埋設は図-2 に示すように土圧計の下にうすく細砂をまきその上にセットした。

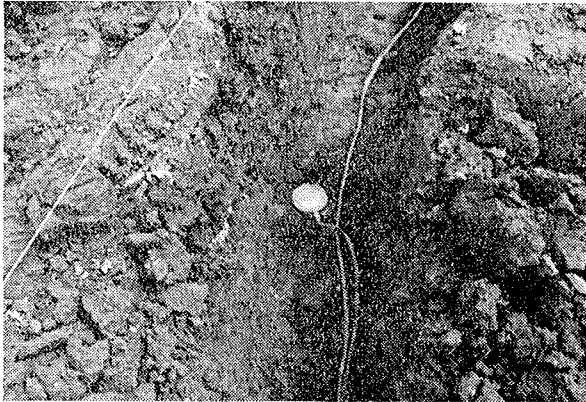


図-2

接地圧は三角シュエが受ける垂直方向を図-3 に示すように、三角シュエの一端160mm を切断し三角シュエと同断面の可動シュエを取り付け、この可動シュエの受ける垂直荷重をストレングージで測定した。

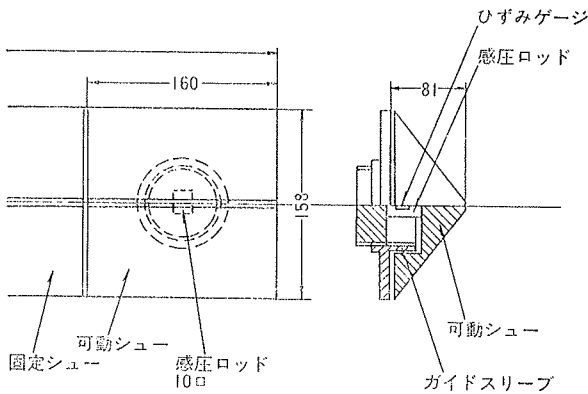


図-3 三角シュエ接地圧測定部

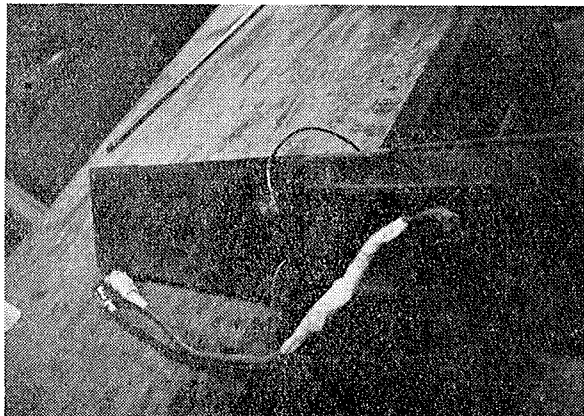


図-4

また三角シュエ接地面応力は図-4 に示すように土圧計を前面および後面のボルト穴に接着剤で固定した。押土力はブレードよりかかる応力を水平垂直にわ

け、水平は図-5 に示すように押梁にストレングージを張り、垂直は図-6 に示すごとく油圧パイプに油圧計を取り付けた。

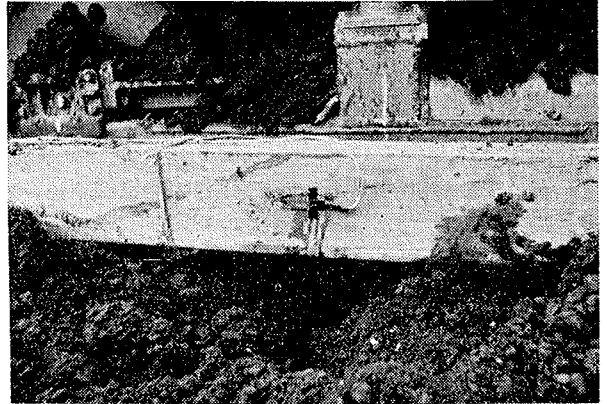


図-5

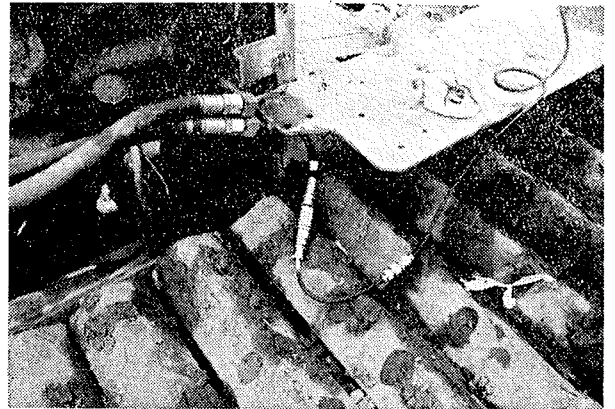


図-6

索引力はロードセルにて測定した。使用機種は表-1 に示す NTK-5 型湿地ブルドーザーを使用した。なお使用機種の重心位置はブレード付の状態ですプロケット中心より前方 1.2m 高さ三角シュエ先端より 0.461m である。また NTK-5 型の走行抵抗は平坦な土道で変速機レバーを中立にして、他の車輛で索引した時の値を図-7 に示す。

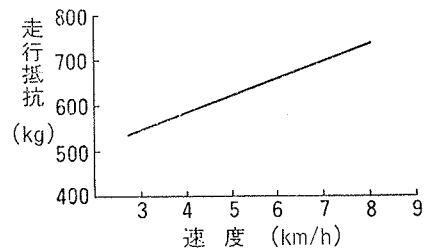


図-7 走行抵抗

2.2 実験方法

現場実験は静止時、走行時、索引時および押土時のそれぞれの土中応力、接地圧(垂直応力、接地面応力)沈下量およびスベリ量、土の強度、セン断状況を測定した。静止時の土中応力は図-8 に示すごとく、土圧

総重量	8,750 kg (実測値)	
全長	3,950 mm	
全幅	3,100 mm	
シュール幅	765 mm	
履帯中心距離	1,650 mm	
接地長	2,260 mm	
接地圧	0.26 kg/cm ²	
リンクピッチ	171 mm	
シュール高さ	81 mm	
片側シュール枚数	40	
ブレード幅×高さ	3,100 mm×880 mm	
機関最大出力	76 PS	
走行速度	F-1	3.04 km/h (実測値)
	F-2	4.19 km/h (")
	F-3	6.37 km/h (")
	F-4	9.36 km/h (")
	R-1	3.43 km/h (")
	R-2	7.13 km/h (")

表-1 機種仕様の仕様

計の深さが 38.5cm, 80cm のとき遊動輪下(A), (B) 中心 (C), スプロケット下 (D) の各々につき土圧計が履帯中心真下, 履帯端および履帯から外れた位置にある場合について調べた。また接地圧は図-8 に示す 1~3 の3ヶ所で垂直および接地面応力を測定した。

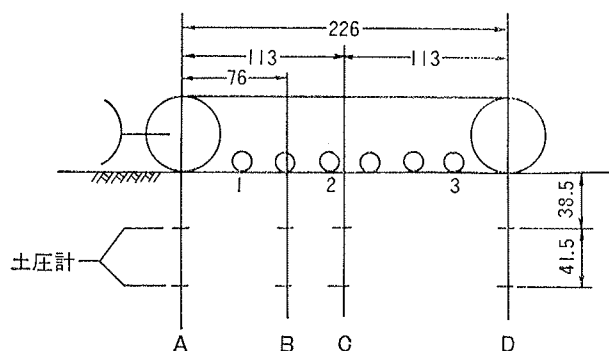


図-8 静止時の土中応力及び接地圧

走行時の土中応力は転圧と走行に分け、転圧時は盛土厚を 0.1m~1.0m まで順次盛上げてゆきながら測定した。転圧速度は前後進共1速で行ない転圧回数は4往復とした。走行は転圧終了後、盛土高 24, 87, 100 cm 上で行ない、走行速度はエンジンで全開にて前進1~4速、後進1~2速とした。なを土中応力記録と同時に土圧計の上を車体スプロケット中心が通過する時を押ボタンにより同時記録した。索引時の土中応力および接地圧は地盤強度 $q_c = 6 \text{ kg/cm}^2$ と $q_c = 3.0 \text{ kg/cm}^2$

cm² (水を撒水) の個所で図-9 に示すごとくバケットドーザーにブレーキをかけ実験車にて索引した。

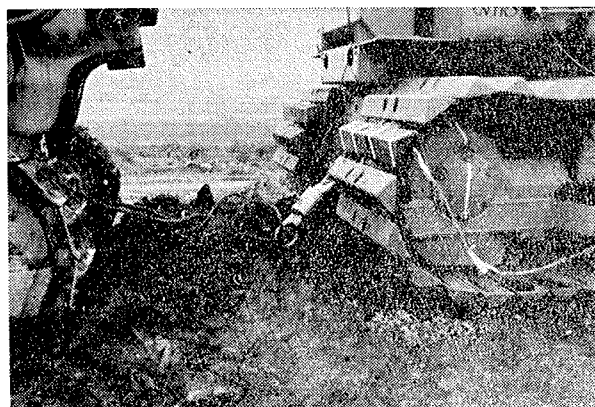


図-9

押土時は実験土(関東ローム)を1層5~10cmにまき出し、その時の土中応力、接地圧および押土力を測定した。押土速度は前進1速とし、まき出しは3~4層にまき出し、厚さは各回毎に土圧計上の地盤の高さを調べた。走行時のセン断状況は図-10に示すようにブルドーザー走行線上に鉄板(幅10cm長さ50cm厚さ2cm)を土が付着しないようにベントナイトを注入しながら打込み後壁をこわさないように鉄板を引抜き穴の中に消石灰を入れたこの上をブルドーザーを走行させた後、穴を掘り地盤の変形状況を観察した。

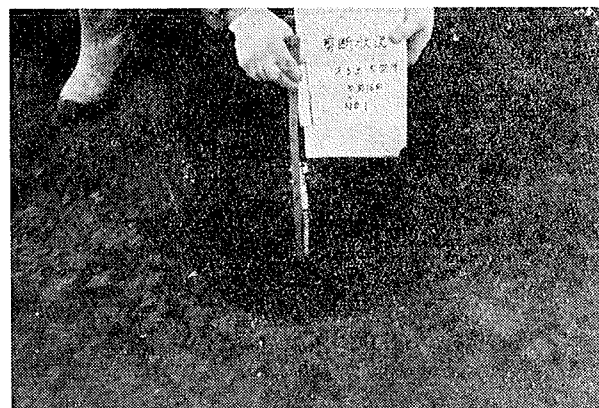


図-10

沈下量はブルドーザー通過前後においてレベル測量を行なう。スベリ量は履帯の進行状況を8mm映画に撮影して行なったが、良い結果がでなかったのでシュールに取付けた垂直応力計にてスベリ率を算出した、土質の強度試験は走行押土索引のそれぞれについてブルドーザーの通過後にコンペネトロメーター (q_c) と密度、含水比を調べた。また実験終了後(盛土高1m)の強度は平板載荷試験及びテストピットによる密度、含水比、 q_c および三軸試験を行なった。

高さ (cm)	コンペネトロメーター qc	含水比		乾燥密度	三軸圧縮試験UU			備考	
	2 4 6 8 10 (kg/cm ²)	テストピット (%)	実験時 (%)	実験時 (kg/cm ³)	主応力差 (kg/cm ²)	弾性係数E (kg/cm ²)	弾性沈下ρ (cm)		
		126.7	126.0	0.650	0.35	※24	0.90	テストピットは実験終了2日後に行なう。 ※印は平板載荷試験結果	
		99.6	126.0	0.620	0.30	28	0.77		
			110.0	0.640					
			100.0	0.670					
			100.0	0.720					
		93.5	103.0	0.690	0.82	32	0.68		
		97.6			1.26	56	0.39		
			105.0	0.670					
		97.3			0.25	45	0.48		

表一2 盛土材料関東ロームの物理及び強度試験

3. 測定結果とその検討

3.1. 実験土の物理および力学特性

現場実験に使用した盛土材料は立川ロームである。立川ロームは自然含水比110~130%に対して液性限界116%と高く練り返しによる強度低下は、はなはだし土質である。表一2に示すのは、実験時とテストピットのqc, W, γd 三軸試験結果である。

qc は盛土速度 (1日20cm施工) が遅い為、盛土下部にしたがい、ばつきあるいは圧密により強度が増加している。しかし盛土高80cmの所は水を撒き含水比を変えたので強度は下っている。ブルドーザーの走行による沈下が弾性沈下以内かまた塑性沈下をしているかを判断するため弾性沈下量ρを次式より求めた。

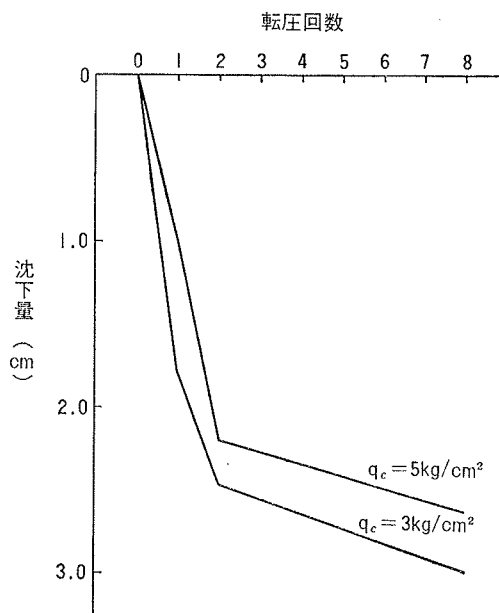
$$\rho = q \cdot B \cdot \frac{1 - \mu^2}{E}$$

q: 載荷重 g/cm² E: 弾性係数 kg/cm²
 B: 載荷巾 cm μ: ポアソン比

転圧による沈下量を図一11に示すごとく転圧2回で土はおちつきそれ以後8回までは弾性変形(0.39~0.9 cm)を示している。

3.2. 静止時の土中応力および接地圧

ブルドーザーの履帯中心真下における土中応力は図一12に示すごとく、関東ローム (qc=5 kg/cm²) の場合、およそ1m位迄車体重量の影響を受けている。このときの臨界層は1m位と推察され WES 等で一般に言われている30~40cmより、はるかに深い位置まで応力が働いている事がわかる。なお測定箇所は図一7に示す。



図一11 転圧回数と沈下量

土圧計上より履帯の位置をづらした場合は、すなわち履帯横方向の土中応力拡散角を調べてみると図一13に示すように、履帯中央は55°、遊動輪下は45°、スプロケット下は40°と履帯の位置により応力拡散度が異なっている。理論的には45°で拡散すると言われているが、この結果からは関東ローム土の場合、図一12に示すように載荷重の大きさのちがいによる影響が大きい。このことは載荷重 (接地幅が同じ時) が大きくなるほど応力拡散角が塑性流動を起こし、増大していると推察される。しかし応力拡散範囲は応力球根を考えた場合、この土中応力より載荷重に換算してみると深さ40

cm で 4742kg, 80cm の深さでは 2508kg となり, 深さ 40~50cm^{*}で急激に減少し, 深さが増すに従って 載荷重 (車体重量履帯 1 体当り 4500kg) による応力の影響が少なくなっている。載荷重の算出は, 各深さにおける土中応力を積分した。以上の土中応力をまとめると図-14に示すごとく船底形の分布を示す。

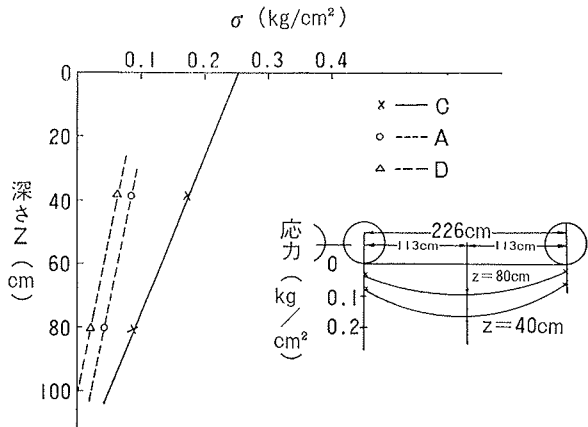


図-12 履帯(縦方向)と土中応力

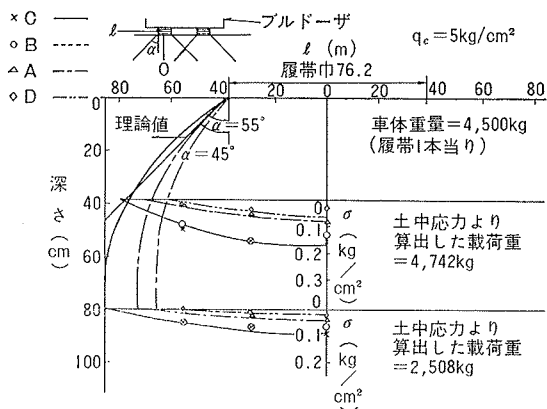


図-13 履帯(横方向)と土中応力

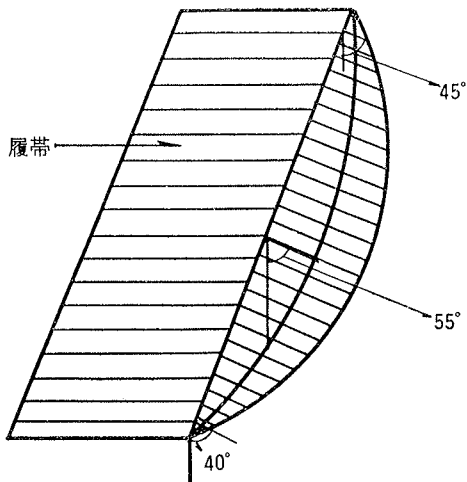


図-14 船底形土中応力分布

静止時の接地圧は図-15に示すごとく, 三角シューの二面 (接地面) に取り付けた土圧計より測定した応力を σ_5, σ_6 とし, シューの垂直方向接地圧を直接測定

し σ_7 とした。応力 σ_5, σ_6 より垂直方向の接地圧 σ_7' のを算出し, σ_7 と比較した場合前者の σ_7' の方が大きく平均値 $\sigma_7'=0.297 \text{ kg/cm}^2$ で, 後者は $\sigma_7=0.24 \text{ kg/cm}^2$ となる。この応力の差は図-16に示すように測定個所のちがいによるものと推察され, 呼称接地圧 0.26 kg/cm^2 よりシュー中央部 σ_7' が 0.297 kg/cm^2 と大きくなっている。

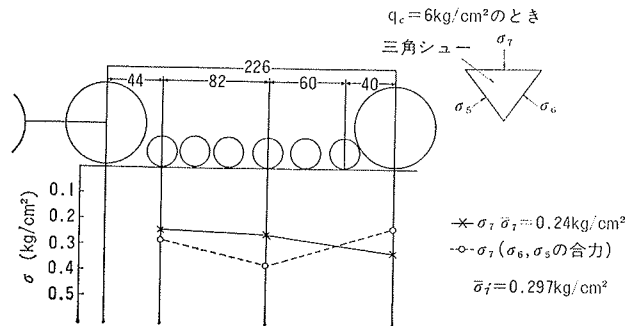


図-15 静的接地圧

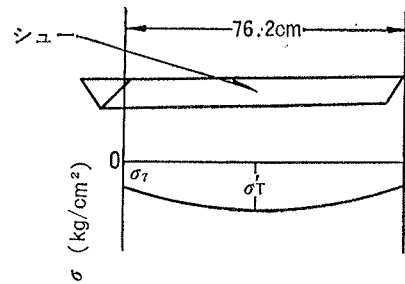


図-16 シューの応力分布

3.3. 走行時の土中応力および接地圧

走行時における土中応力は図-17に示すように静止時のそれと比較して地表面では 0.25 kg/cm^2 に対して 0.5 kg/cm^2 と 2 倍大きくなっている。しかし 40cm の所では静止時 0.175 kg/cm^2 に対して走行時は, 0.25 kg/cm^2 と 1.4 倍になり深さによる応力分散が大きく 60cm で静止時と一致している。走行により影響をうけるのは 40~60cm と考えられそれ以下の深さでは静止時の応力と同じであるので前節に記した 1m の臨界層と考えよりは 40~60cm とするのが妥当であろう。

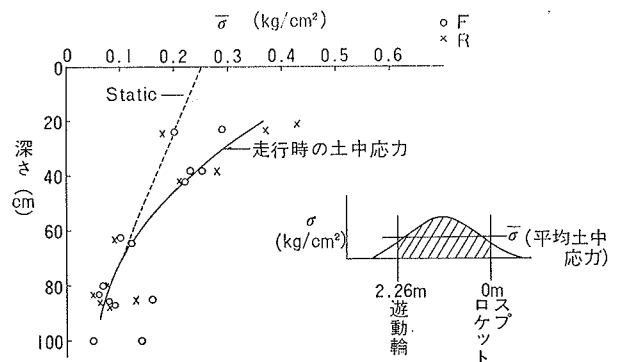


図-17 走行時の土中応力

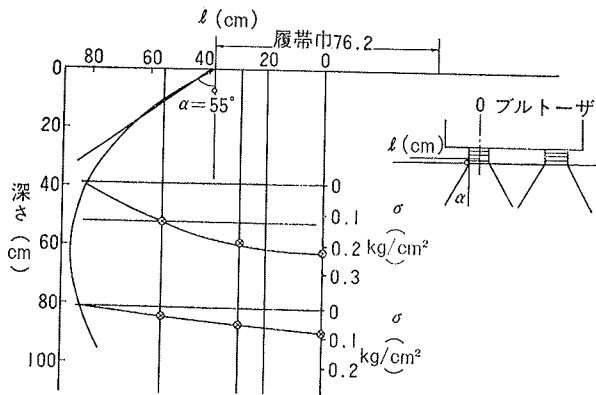


図-18 走行時の土中応力

走行による応力拡散は図-18に示すように静止時(55°)とかわらないが、応力が60cm深さまで増大しているのは走行による履帯中央部に集中荷重が働らく事と衝撃荷重によるものと推察される。なお走行時の前進と後進での応力には顕著な差はみられない。走行転圧時の土中応力は静止時のそれと異なるのは走行に伴う土中応力の変動で、この変動率を示すものとして土中応力の最大値 σ_{max} に対する土中平均値 $\bar{\sigma}$ との比を図-19に示す。

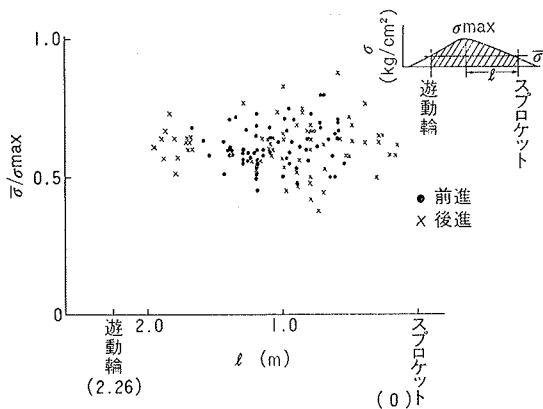


図-19 走行時の土中応力

またこの時の σ_{max} の位置を横軸にプロットした。 $\bar{\sigma}/\sigma_{max}$ 比は 0.4~0.8 にありおよそ 0.6 に収束する、これは集中荷重として平均土中応力の約 4 割増となっているが、平坦性その他によりバラッキが大きく特に一定点に収束していると言いはないが、前進の方がやや収斂度がよいように見られる。三角シューの接地圧は地盤の強度によりかなりちがう傾向を示した。

$q_e = 6.0 \text{ kg/cm}$ のときの応力分布を図-20・21に示すように σ_6 (ケルカ) は前進時に遊動輪下 0~20cm の間で $1.0 \sim 1.5 \text{ kg/cm}^2$ と非常に大きな値をとるがそれ以下スプロケットまで急激に下がっている。このことはシューが接地するとき、土を挟むようになるためと考えられる、一方 σ_5 (オスカ) は遊動輪 0~50cm まで応力は生ぜず 50~120cm までの間で働らいて、そ

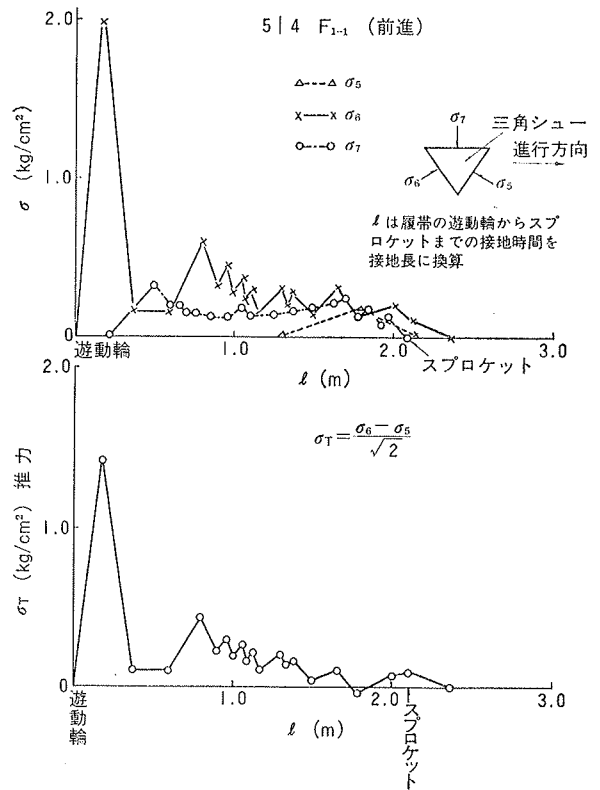


図-20 走行時の接地圧及び推力

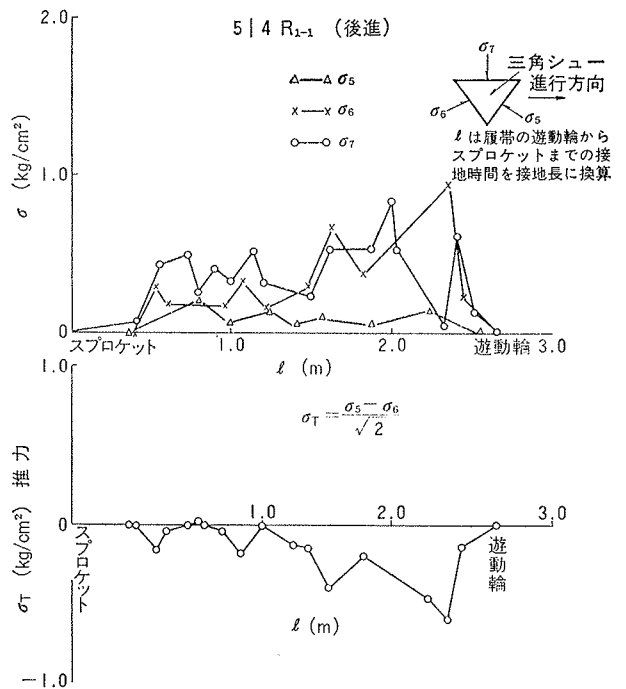


図-21 走行時の接地圧及び推力

れ以後は漸次低下している。これは σ_6 と逆の傾向を示し、シューが接地するとき土を挟むようになる。実際土を挟んでいると σ_5 も大きくなるはずであるがこれが少ないと言う事は、土を挟む力が実際には推進力になっていると考えられる。すなわち σ_6 (ケルカ) は遊動輪下 0~50cm までであるの履帯は走行抵抗 (σ_6) に

なっていると言える。後進時は進行方向にスプロケットがあるため土を挟む力が強く前のめりになるためスプロケット0~50cmまでは σ_5 が大きく走行抵抗になり遊動輪付近で推進力が発生している。以上より推進力 $\sigma_T = \sigma_6 - \sigma_5$ は履帯の前方(遊動輪)で大部分が発生し、いったん土をセン断してしまうと三角シューとして有効に働かず履帯長は50cmあれば良い事になる。

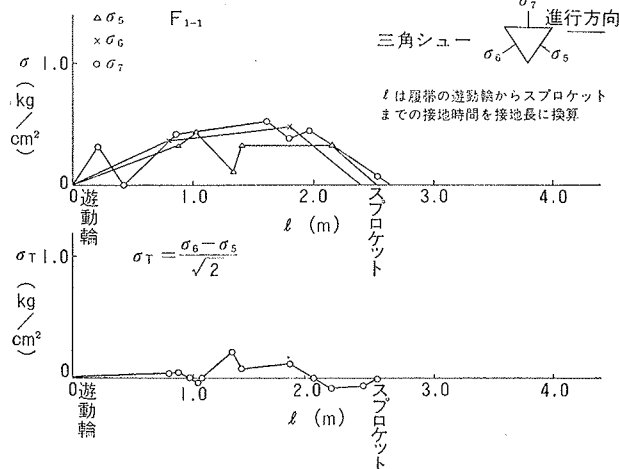


図-22 走行時の接地圧及び推力

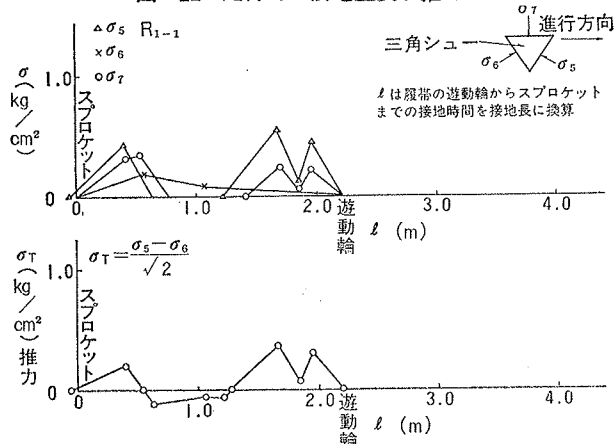


図-23 走行時の接地圧及び推力

一方 $q_c = 4.0 \text{ kg/cm}^2$ のときの応力は図-22・23に示すように、 σ_6 は履帯の沈下(強度が小さい為)によりシューと地盤とのかみあい良く履帯全長にわたり平均した推進力が発生している。接地圧も履帯全長に平均して働らきシューには推進力としてあらわれないが土のセン断がシュー全体に働らき三角シュー有効である。

3.4. 索引時の土中応力および接地圧

索引時の土中応力と深さの関係は図-24示すように、静止時および走行時の土中応力より大きいことがわかる。また深さ60cm以上では静止、走行時及び索引時の差は少なくなっている。つまり索引時の土中応力は深さによる減衰度が最も大きい。このように深さ60cm以下の浅いところでは静止時より走行時、走行時より索引時の応力が大きい点剪断力による影響の方が衝撃

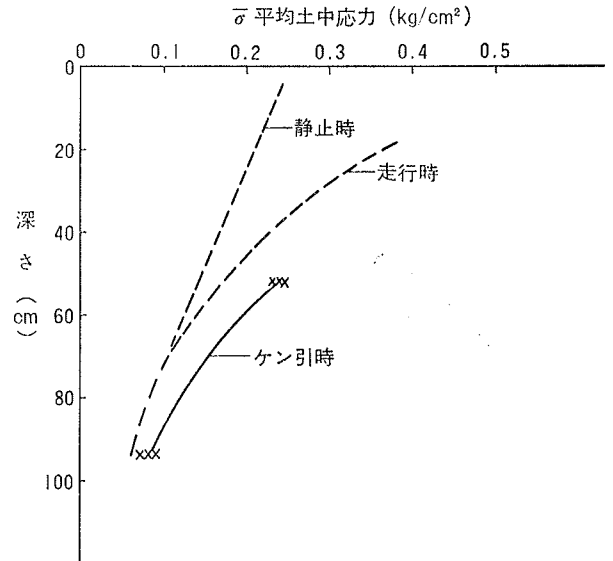


図-24 ケン引時の土中応力

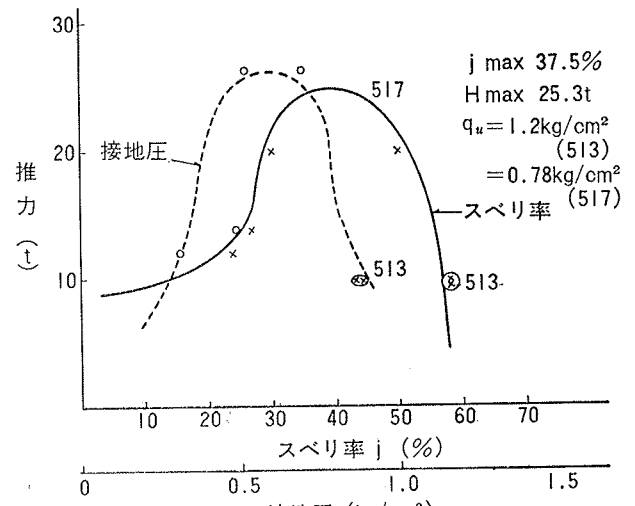


図-25 スベリ率—接地圧

月日	索引力 T (kg)	P _s (kg)	P _e (kg)	P _r (kg)	走行抵抗 R (kg)	推力 H (kg)	重心位置 x (cm)	スベリ率 J (%)	接地圧 (kg/cm²)	q _c (kg/cm²)
5-13 F ₁₋₁	6,500	1,798	17,008	30,784	600	9,176	18.4	58	0.89	5.0
5-13 F ₁₋₂	6,500	1,220	16,768	29,474	600	9,138	18.4	58	0.86	5.0
5-17 F ₁₋₁	7,500	3,962	34,992	20,696	600	19,346	12.4	50	0.60	3.5
5-17 F ₁₋₂	7,500	7,468	48,310	17,830	600	25,654	10.0	35	0.52	3.5
5-17 F ₁₋₁	7,500	15,942	34,808	11,034	600	11,526	17.5	24	0.32	3.5
5-17 F ₁₋₃	7,500	13,604	34,930	16,734	600	13,108	16.1	27	0.49	3.5

表-3 ケン引時の推力及びスベリ率

力より大きいと考えられる。表-3に示すごとく $q_c = 5.0, 3.5 \text{ kg/cm}^2$ のときの索引力スベリ率および推進力の関係は $q_c = 5 \text{ kg/cm}^2$ のとき、スベリ率58%索引力6500kgとスベリ率が大きい。これは湿地ブルドーザーとしては比較的土が硬いため三角シューが十分に土中に喰込まないためである。一方 $q_c = 3$ のときは十分に土に喰込んでいるためスベリ率も小さく24~50%

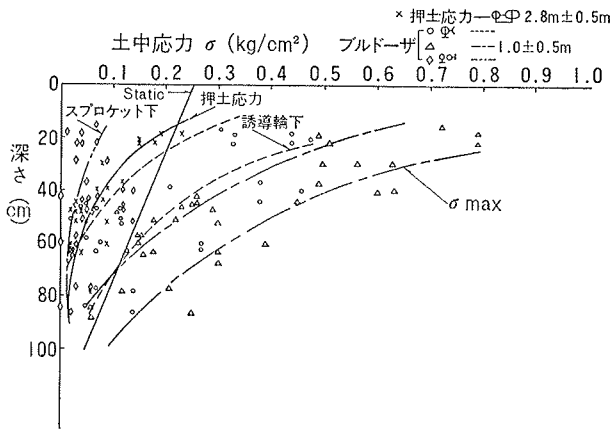


図-26 押土時の土中応力

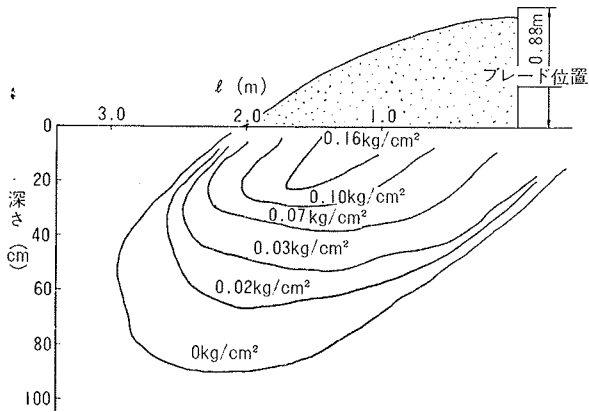


図-27 押土下の土圧等圧線

でしかも索引力 7.5t と大きい。このことは走行時と同じ傾向を示し、三角シューは軟弱土 ($q_c=5\text{kg/cm}^2$) より 3kg/cm^2 の方が有効) の最適沈下量及び最適スベリ率 (図-19) により、大きな索引力が発生する。

3.5. 押土時の土中応力および接地圧

押土作業はスタートラインでブレードの前に押土できる程度に土を置き、スタートと同時に土を5~10cmの厚さまでまき出してゆく方法を取ったため、計測時の押土量が一定せず、図-26に示すごとくバラッキが大きかった。

土中応力は静止時と比較して60cm以下の浅いところでは非常に大きな値を示し60cm以上ではあまり静止時と差が認められない。深さ20cmが最大土中応力 $0.5\sim 0.8\text{kg/cm}^2$ と静止時の3~4倍に達している。また遊動輪下とスプロケット下の土中応力は遊動輪下の方が3倍近くあり、押土により土中応力は前側に集中荷重が働らくと考えられる。一方ブレードによる土中応力は図-27に示すようにブレード刃先の力を受け前方下側に分布している。

図-28は押土時の接地圧であるが、これより垂直接地圧 σ_T は遊動輪下では小さく、それにより次第に上昇し2~3mの間でピークに達し、後は急な勾配で下降する、しかし土中応力はこれとは逆に車体前側が大き

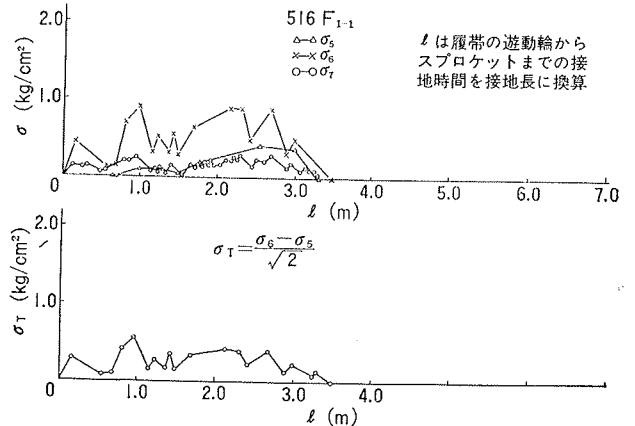


図-28 押土時の接地圧及び推力

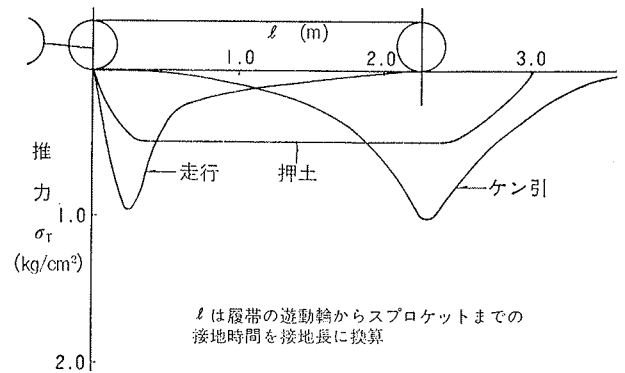


図-29 走行、ケン引、押土時の推進力

な値を示すのは、押土の土圧、ブレード刃先の応力が作用しているためと考えられる。すなわち接地圧はブレードの浮上りより前側の接地圧が減少したものと考えて良からう。

4. まとめ

以上現場実験より判明した事は下記の通りである。

- ①静止時の土中応力は普通考えられている様に接地圧分布が均一でなく全体として船底形の分布であり、影響範囲は1m位である。
- ②走行による土中応力の増加は、静止時より表面近くで2倍の値を示す、これは応力集中衝撃によるものと考えられる。したがって深い所(60m以上)ではこの影響は少ない。索引、押土時の接地圧増加は走行時のそれより大きく約3~5倍となる。これより接地圧に最も影響を与えるのは、索引や押土による剪断力で、次いで走行による応力集中衝撃による増加と言えよう。普通考えられている重心位置の移動の影響は比較的少ない。
- ③走行時の前後進別による土中応力の差異はなくピーク位置のバラッキも大きく一定点に収束しない。
- ④履帯の推進力(剪断力)は図-29に示すように走行時は遊動輪より50cm迄の所で大半が発生し、後方はかえって走行抵抗となっている。索引時は履帯が1.0~2.0mまでスベリ、ある

所まで沈下し推進力を発生している。また押土時は履帯と地盤のかみあわせが良くシュエ全体に推進力が発生する。⑤接地圧はブルドーザーの進行前方が大きく後方が小さい、これは履帯前方での締固めおよびブルドーピングによるエネルギー吸収が大きいためと推察される。⑥履帯のスベリ率等より判断して三角シュエの場合 $q_e=5.0\text{kg/cm}^2$ 以下が適していると思われる。⑦臨界層については静止時からみると1m位までと考

えられるが、走行、索引、押土時等の動的要因を受けるのは深さ40~60cmである。すなわち臨界層は関東ロームの場合40~60cmとするのが妥当であろう。⑧ブレード刃先の応力は深さ80cm位まで影響している。

参考文献

1. 日本道路公団, 大林組・東京川越盛土工事。