

衝撃による地盤支持力の測定について

浅井 新 一 郎*

要 旨 本報告は地盤の支持力を衝撃荷重によつて測定する新しい方法を紹介し、その実測値と K-値との関係について理論と実際の立場から検討を加えた。

1. 緒 言

地盤の支持力を測定することはその上の構造物を安全かつ確実に設計し、施工する上の最も基礎的な仕事であることはいままでもないが、近時土質工学の進歩と並んでその重要性が現場技術者の間に十分認識され、この方面における土木技術の進歩に寄与しつつあることは喜びにたえない。今日、一般に現場で用いられている地盤支持力の測定方法は、平板載荷試験、現場 CBR 試験、貫入抵抗試験の 3 種類がおもなものであり、それぞれ特色を持つているが、このうちでは静荷重による板の沈下を直接に測定する平板載荷試験が標準的な方法として最も現場に普及している。

しかしながらこの種の測定方法は時間的にも、また、測定装置の上でも必ずしも安心とはいいがたく、特に均一性を望まれている舗装下路盤の支持力測定方法などについても、50~100 m² について、わずか一点の代表値をつかまえるにとどまる実情で、もつと簡便な測定方法の発見が強く望まれている。

以下紹介する測定方法はこの主旨に沿つて試みたものであり、その測定値に対する解析もまだ初期的な段階であるが、現在までの資料を一応報告して御批判をあおぐこととする。

2. 静荷重と衝撃荷重

普通ある程度の支持力のある地盤に静荷重をかけて沈下量を測定しようとするれば、どうしても 3~5t 程度の荷重を付近に求めなければならず、このため現場では、トラック・ローラー等の貴重な機械を単に荷重のために使用するような結果となり、そればかりでなくこのために測定カ所もかなりの制約を受けることとなる。しかるにいまもし静荷重を衝撃荷重におきかえて測定できるものとすれば、きめわて軽量の落錘によつて静荷重による場合と同程度の載荷エネルギーを与えることは容易であろう。今かりに衝撃効率を 100% として 10 kg の落錘を用いた場合の衝撃荷重と同一エネルギーの静荷重とを

比比較してみるとおよそ表-1 のような割合になる。すなわち 10~15 kg 程度の落錘により K- 値測定の場合の載荷強度に十分見合う範囲の地耐力を測定しうることが推測される。もちろん K- 値測定の場合においても載荷速度の大小が測定値に大きく影響することを考えれば衝撃荷重による荷重-沈下の関係が K- 値のそれとかなり違ったものになるであろうことは想像にかたくない

表-1 10 kg の落錘と静荷重比較表

落 下 高	0 cm	20	40	60	100
静 荷 重	20 kg	2 010	2 840	3 470	4 480

註：地盤は完全弾性体とし 10 kg の静荷重に対する変形量を 0.001 cm と仮定す。
落下高 0 cm は荷重を地盤に接して支えたのち離した場合とする。

が、いずれにしても地盤の支持力を判定する資料になりうることは間違いないであろう。また、特に道路舗装等における実際上の荷重は、自動車による衝撃荷重と考える方が適当であり、この意味でも路盤等については静的載荷よりも動的載荷に対する沈下量を測定する方がより実際に近いのではないかと考えられる。

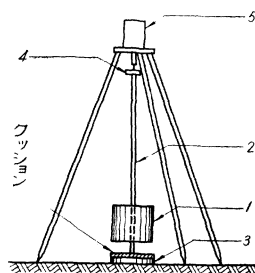
3. 測定方法

衝撃載荷による沈下量の測定はきわめて瞬間的なものであるため、一般には観測がきわめて困難であるが、載荷平板と振動計とを導杆で連絡することによりその振動波を記録し、これから沈下量を求める新しい方法により一応満足できる結果を得た。すなわち、測定装置の概略は図-1 に示すように、落錘①を導杆②をガ

写真-1



図-1



* 正員 関東地建京浜工事事務所 反町出張所長

イドとして平板③上に敷いたクッションの上に落とし、そのときの平板の振動を、これと導杆により直結された振動板④を通じて三脚上の振動計⑤に伝え、定速度で送られる記録紙上に拡大記録するようにしたもので、その測定諸元は次のとおりである。

- 落錘の重量……………11.9 kg
- 平板+クッション+振動板+導杆の重量……………1.5 kg
- クッション……よく乾燥した二子縄、厚さ 9~13 mm
- 平板……………鋼製、真径 180 mm、厚さ 14 mm
- 三脚の開き……………中心より平均 70 cm
- 振動計の拡大率……………5 倍
- 記録紙の送り速度……………30 mm/sec
- 振動バネの復元力……………600 g

なお、平板上にクッションを用いたのは落下の瞬間における平板の加速度をできるだけゆるやかにすることにより、後に述べる振動針の chattering を防止する目的と、硬い地盤上で測定する場合の平板の急振動によるクリープを防ぐようにしたものであり、これを用いない場合にくらべて測定波はかなりよく安定してきている。

4. 測定結果

以上のような方法で測定した結果、実際記録紙上に記録される振動波形は一般に写真-2 に示すとおりで、図-3 において漸減している三つのピークは落錘の rebound によるものであり、そのピッチおよび漸減量は平板および地盤の性質に相関するものと思われ、また最初の振幅 a は地盤の最大変位量を示し、 K -値と相関するものであり、 b は衝撃荷重による永久変位量を示し地盤の塑性に関係をもつことが推測される。しかしながらこれらのうち地盤強度を最も単的かつ確実に現わしうるものは a の値であつて、以下これを衝撃支持力指数 (I -値) と名づけ、実際地盤についてこれと K -値との関係を追求してみることにする。

表-2 は、強弱適当に選ばれた各種地盤上およびコンクリート舗装の上に測点を定め、まず K_{30} -値を測定した後、同一カ所での

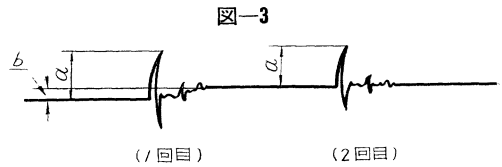
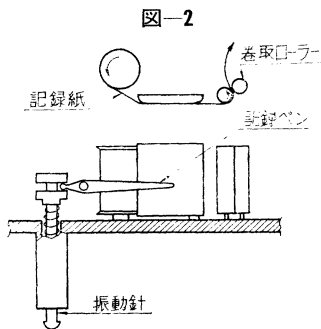
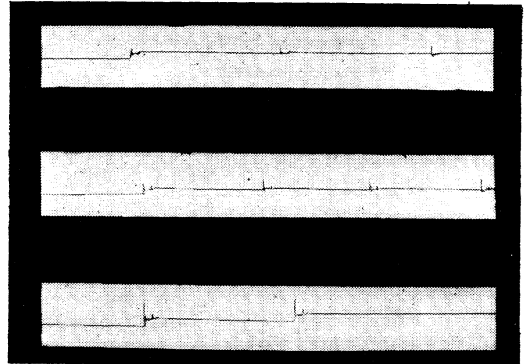


写真-2 振動波形



き続き I -値(落下高 30 cm)を 4 回測定した結果を比較したもので、この表と写真-2 から見ても明らかとなり 1 回目の落下による I -値は塑性変形の結果他よりや

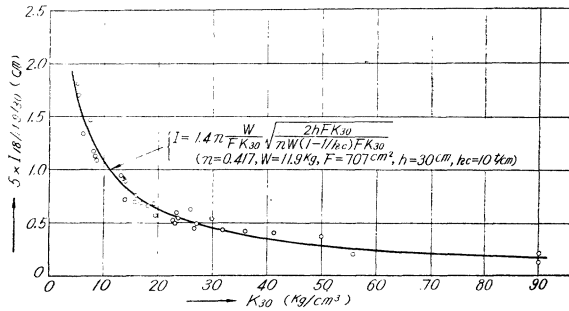
表-2 K_{30} -値と I -値の比較表

測点	K_{30} (kg/cm ²)	$\frac{5 \times I_{18/11.9/30}}{(\text{cm})}$				$\frac{(2)+(3)+(4)}{3}$ (cm)	備 考
		(1)	(2)	(3)	(4)		
1	23.0	1.00	0.55	0.51	0.50	0.52	砂層 20 cm + (錠滓+目潰土) 20 cm = 40 cm 厚のローラー転圧仕上路面
2	13.6	1.30	0.96	0.91	0.90	0.92	〃
3	18.3	1.15	0.70	0.68	0.64	0.67	〃
4	17.0	1.20	0.73	0.70	0.65	0.69	〃
5	15.9	1.20	0.72	0.70	0.67	0.70	〃
6	19.3	1.20	0.72	0.68	0.65	0.68	〃
7	14.0	1.03	0.77	0.70	0.70	0.72	〃
8	23.8	0.98	0.60	0.55	0.50	0.55	〃
9	19.8	0.85	0.60	0.57	0.53	0.57	〃
10	23.2	0.80	0.54	0.50	0.45	0.50	〃
11	27.2	0.60	0.50	0.48	0.48	0.49	〃
12	32.0	0.48	0.43	0.43	0.45	0.44	十分転圧された砂質自然土面
13	36.0	0.50	0.43	0.42	0.42	0.42	〃
14	50.0	0.38	0.38	0.33	0.40	0.37	〃
15	56.0	0.18	0.23	0.22	0.18	0.21	〃
16	90.0	0.10	0.12	0.14	0.15	0.14	コンクリート舗装(厚 23 cm)
17	14.0	0.85	0.90	0.90	0.90	0.90	転圧されたローム質盛土面
18	6.4	1.50	1.35	1.35	1.35	1.35	〃
19	5.2	1.50	1.70	1.85	1.90	1.82	〃
20	90.0	0.18	0.22	0.18	0.22	0.21	コンクリート舗装(厚 23 cm)
21	26.0	0.75	0.63	0.63	0.63	0.63	十分転圧されたローム質自然土面
22	26.7	0.46	0.46	0.44	0.45	0.45	十分転圧された砂質自然土面
23	29.9	0.61	0.57	0.54	0.53	0.55	〃
24	41.6	0.44	0.39	0.40	0.40	0.40	〃
25	23.7	0.75	0.58	0.60	0.59	0.59	〃
26	16.1	0.80	0.75	0.78	0.74	0.76	十分転圧されたローム質自然土面
27	13.5	1.00	0.93	0.95	0.94	0.94	〃
28	8.7	1.08	1.08	1.10	1.09	1.09	軽く転圧されたローム質自然土面
29	8.5	1.19	1.11	1.13	1.11	1.12	〃
30	7.6	1.52	1.53	1.42	1.48	1.48	〃
31	5.3	1.90	1.72	1.70	1.72	1.71	〃
32	8.4	1.32	1.15	1.20	1.16	1.17	〃

や大きく、同時に b の値も大きく出ているが、2 回目以降の I -値についてはほとんど一定量を示し、 b の値はきわめて小さくなつており、落下回数が増加につれて塑性変形から弾性変形に移行する過程がはつきり認められる。

図-4 は、2 回目以降の I -値の平均と K_{30} -値との相関関係をプロットしたもので、きわめて明瞭な傾向を認めることができる。なお K_{30} -値の算定には沈下量 1.25 mm における値をとつている。

図-4



5. I-値とK-値の関係

つきに I -値と K -値の理論的關係を求めてみよう。

いま W : 落錘の重量 (kg)

h : 落下高 (cm)

δ : 地盤の変形量 (I -値) (cm)

とすれば、落下のエネルギーは

$$W(h + \delta)$$

であり、このうち落下の際のガイドの摩擦その他の抵抗、音響、熱、錘の変形その他で失われるエネルギーを除き、そのまま地盤の変形にかえられるべきエネルギーは

$$nW(h + \delta)$$

で示される。ここに n は衝撃効率 (1/100%) とする。また、衝撃荷重による地盤の永久ヒズミ以外の変形を完全弾性変形と考え、 k を単位変形量を起さしめるに要する静荷重とすれば、地盤内に弾性変形として貯えられるエネルギーは、 $\frac{1}{2}k\delta^2$ となり両者のエネルギーを等しいとおけば

$$nW(h + \delta) = \frac{1}{2}k\delta^2$$

いま図-5のよ
うな挾板を通じて
衝撃荷重を加えた
ものとし、クッシ
ョン、鋼板、地盤
それぞれの変形量
を $\delta_c, \delta_s, \delta$ とし、
単位変形量に対する荷重をそれぞれ k_c, k_s, k とすれば

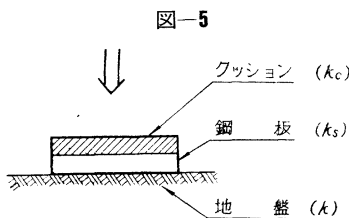


図-5

同様な關係から

$$nW(h + \delta + \delta_s + \delta_c) = \frac{1}{2}k\delta^2 + \frac{1}{2}k_s\delta_s^2 + \frac{1}{2}k_c\delta_c^2$$

弾性変形の途中における相互間の圧力をそれぞれ等しいとすれば $\delta k = \delta_s k_s = \delta_c k_c$

$$\delta_s = \frac{k}{k_s}\delta, \quad \delta_c = \frac{k}{k_c}\delta$$

$$\therefore nW\left(h + \delta + \frac{k}{k_s}\delta + \frac{k}{k_c}\delta\right) = \frac{1}{2}k\delta^2 + \frac{1}{2}\frac{k^2}{k_s}\delta^2 + \frac{1}{2}\frac{k^2}{k_c}\delta^2$$

ここに $1 + \frac{k}{k_s} + \frac{k}{k_c} = A$ とおけば

$$nW(h + A\delta) = \frac{1}{2}kA\delta^2$$

$$\delta = \frac{nW}{k} \left(1 + \sqrt{1 + \frac{2kh}{nWA}}\right) \dots\dots\dots (1)$$

これより K -値と I -値の關係を求めれば

$$\delta = I$$

$$k = FK \quad (F \text{ は } K\text{-値の載荷板面積})$$

であるから

$$\left. \begin{aligned} I &= \frac{nW}{FK} \left(1 + \sqrt{1 + \frac{2hFK}{nWA}}\right) \\ A &= 1 + \frac{k}{k_s} + \frac{k}{k_c} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2)$$

以上は地盤の変形を荷重とヒズミが正比例する完全な弾性変形と仮定した場合であるが、實際地盤は一般に塑性的な要素を含んでおり、これは載荷の際の永久ヒズミとして現われる。したがって永久ヒズミのあまり現われない、 I -値測定の際の 2~3 回以降の振動波によつて示される値 (弾性衝撃支持力指数) については、前記 (2) の理論式が十分適用できるものと考えてよいであろう。この式は、実用的な範囲では鋼板のヒズミを省略して、次のように簡略化することができる。

$$I = n \cdot \frac{W}{FK} \cdot \sqrt{\frac{2hFK}{nW\left(1 + \frac{1}{k_c}FK\right)}} \dots\dots\dots (3)$$

次にこの式に各数値を代入して、図-4 に対応する關係式を求めてみよう。測定に用いたクッションは乾燥した二子繩を渦巻状に巻いたものである。これについて k_c を測定した結果は図-6 に示すとおりで、新しいうちと古くなつてからでは多少の差があるが、實際用いたものはかなり新しいものであり、また載荷 2 t 程度までを考えれば、6 000~16 000 kg/cm と見てよいであろう。

すなわち $W : 11.9 \text{ kg}$

$h : 30 \text{ cm}$

$F : 707 \text{ cm}^2$

$k_c : 10 000 \text{ kg/cm}$

$I_{18} = 1.4 I_{30}$ (1.4 は K -値における載荷板直徑 18 cm と 30 cm の

間の換算係数)

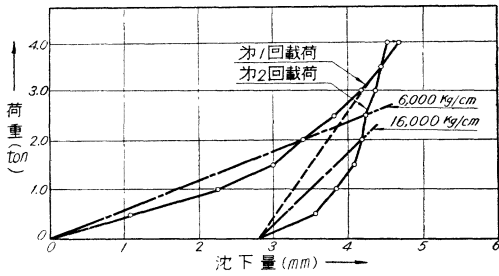
として、表-2の実測値より、式(3)における n を最小乗法により求めてみれば

$$n = 0.417$$

となる。したがって(3)式より

$K_{30} = (\text{kg/cm}^3)$	5	10	20	40	90
$I_{18/11.9/30} (\text{cm})$	0.350	0.220	0.131	0.073	0.035
$5 \times I_{18/11.9/30} (\text{cm})$	1.750	1.100	0.650	0.370	0.180

図-6 クッション(二子縄)の k_c



すなわち、図-4に示す曲線を得、実測値の傾向とほとんど一致する。次に

衝撃落下高 h を変化させた場合の I -値との関係についてよく転圧された砂質地盤Aおよび、ローム質地盤Bの上で実測した結果、同一カ所で落下高を順次10cmずつ増加してい

った場合の I -値は、図-7の破線のとおりになり、いまこの I -値を永久ヒズミ量だけさし引いた値(a-bの値)で示すと、同図実線のようになる。鎖線は、これに近い理論値を式(3)より求めたもので、弾性変形量を示す(a-b)の実測値と比較すればかなりよく一致することがわかる。

図-8は理論式より、各 K -値の地盤における落下高と I -値の関係を示したものであり、理論および実測の結果を十分検討してこのような図表をあらかじめ作製しておけば、この上に I -値の実測値をプロットすることにより、ただちにその地盤の K -値を推定することが

できるわけである。

6. 地盤の種類と I -値の関係について

図-4に示す測定値は、ローム質地盤からコンクリート舗装面に至るあらゆる性質および硬さの地盤上で得た値をまとめて表示したものであるが、地盤の性質によつては同じ弾性領域内での値であつても K -値と I -値の相関関係に差異が現われる

かもしれない。これをみきわめることはかなりむずかしい問題であり、十分慎重な実験を必要とするわけであるが、ここでははたして測定値の解析に大きく響くほどの傾向が現われるかどうかを検討する意味で、3種類の地盤を作つて資料を求めてみた。

図-9は実験場所の概況で、図のような厚さ20cmのコンクリート版の上に図-10に示すローム質、砂質、礫質3種類の地盤を三層に分けて各層ランマーで突固めながら仕上げ、この上から6tおよび10tローラーで一様に転圧して逐次支持力を増大させていつた場合の K -値と、 I -値の関係を求めたもので、その測定値は表-3に示すとおりである。

現場材料の含水量が高く思うように締固めがきかなかつたために支持力の大きな部分の資料が得られなかつたが、各平均値を図上にプロットしてみると図-11に示すように礫質地盤において K -値がやや小さく現われたほか、ほとんど前掲の理論値の上に分布し、地盤の性質に

図-8

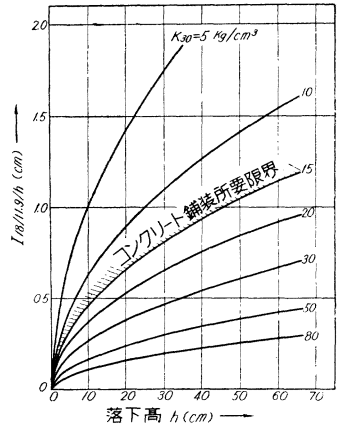


図-7

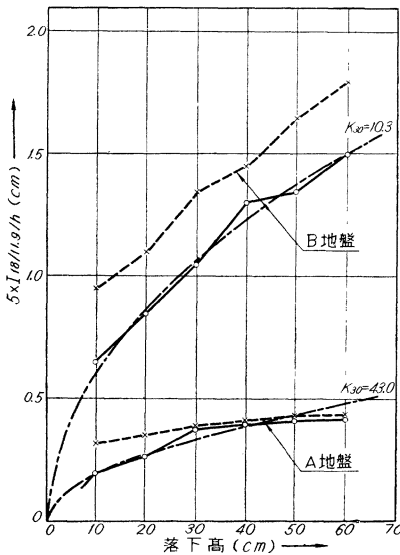


図-9

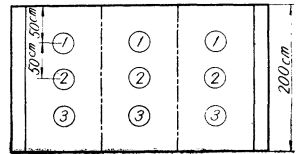
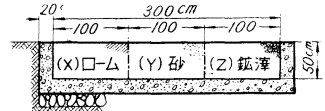


図-10

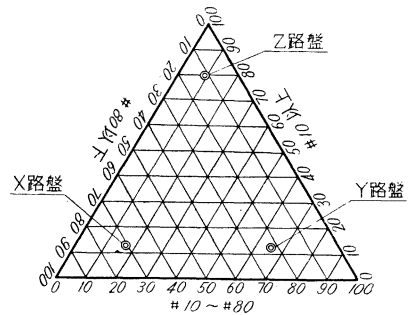
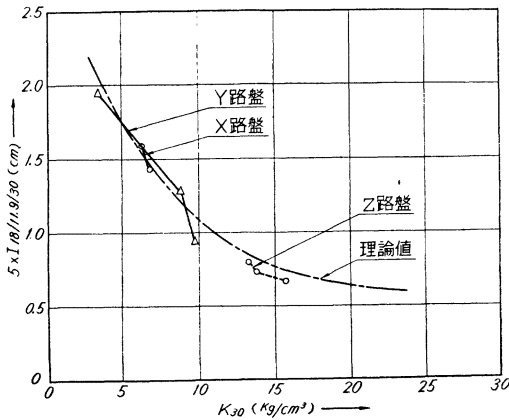


表-3

	X路盤 { ~10# 13.9% 10~80 15.7 80~ 70.4		Y路盤 { ~10# 12.6% 10~80 64.6 80~ 22.8		Z路盤 { ~10# 79.8% 10~80 9.1 80~ 11.1		備 考
	K ₃₀	5×I _{18/11.9/30}	K ₃₀	5×I _{18/11.9/30}	K ₃₀	5×I _{18/11.9/30}	
1	6.2	15.9	3.0	19.2	13.2	7.6	○ I-値は4回落下のうち後3回の平均値をとる。 ○ K-値は1.25mm 沈下 のときの値をとる。 ○ X路盤3回目の資料は地盤 かもめたため得られな かった。
2	5.2	14.6	3.1	20.3	13.6	8.6	
3	7.1	17.3	4.1	18.7	13.2	7.9	
平均	6.2	15.9	3.4	19.4	13.3	8.0	
1	5.2	14.3	13.1	9.6	14.4	6.8	
2	5.6	14.2	7.3	12.0	13.6	6.6	
3	9.6	14.4	6.1	16.8	13.4	8.5	
平均	6.8	14.3	8.8	12.8	13.8	7.3	
1			10.4	9.3	15.4	7.2	
2			9.6	9.8	14.9	6.8	
3			9.2	9.2	16.8	6.0	
平均			9.7	9.4	15.7	6.7	

どれほど影響されるかということについては一応検討する必要がある。表-4は K₃₀=20~25 kg/cm² 程度の地盤上における落下高70 cm の場合の衝撃振動が、それぞれ落下中心から20,30,50, 70 cm 離れた位置および三脚上で、いかなる振幅になつて現われるかを同一振動計により測定したもので、この関係を図に示すと 図-12 のようになり、二次振動の影響は三脚

図-11



よる差異はあまり確認できなかつた。

資料が不十分で断定的な結論を下すことはできないが、一応衝撃荷重による地盤変形の状況が静荷重による場合のそれと比較して地盤の性質によつて変る割合は、これらの値の測定精度にくらべてそれほど大きなものではないということはいえよう。

8. 二次振動の影響について

記録装置を支えている三脚は衝撃中心から約70 cm 離れているが、落下衝撃による振動が地盤、三脚を通じて三脚上の振動計へ二次的に波及することにより、測定値が

表-4 落下振動の影響表

観 測 位 置	5×振幅 (mm)			平均値 (mm)	落下地点の振動に対する比率 (%)
	(1)	(2)	(3)		
落 下 地 点	9.40	9.20	—	9.30	
落下地点よりの距離 20 cm	0.72	0.83	0.78	0.78	8.4
” 30 cm	0.58	0.70	—	0.64	6.9
” 50 cm	0.33	0.26	0.30	0.30	3.2
” 70 cm	0.16	0.28	0.24	0.23	2.5
三 脚 上	0.10	—	—	0.10	1.1

註：空白は資料が不明確なため省略す。

上振動計の位置で衝撃片振幅 (I-値相等値) の1.0%, 三脚の接地点で同じく2.5% (振幅0.05 mm) 程度であり、これから考えて振動計に対する二次的影響はほとんど無視できると同時に、振動による三脚の接地点におけるずれも一応心配ないものと思われる。写真-3は二次振動の波形を顕微鏡で拡大したものである。

9. 振動針の Chattering について

振動計の針はスプリングにより振動板に押しつけられているわけであるが、衝撃の初期における平板の加速度はきわめて大きいものと想像され、振動針と振動板との間の Chattering 現象が予想される。

いま衝撃の瞬間における平板の動きと振動針の動きを想定してみると、図-13のようになるであろう。すなわち図において平板の動きPは相当大きな加速度で始ま

図-12

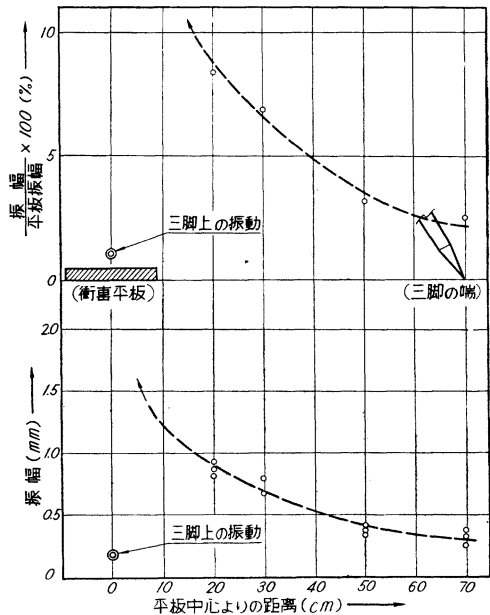
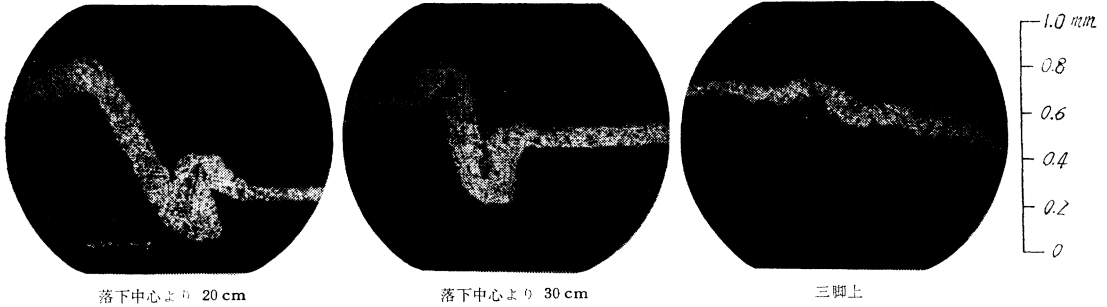


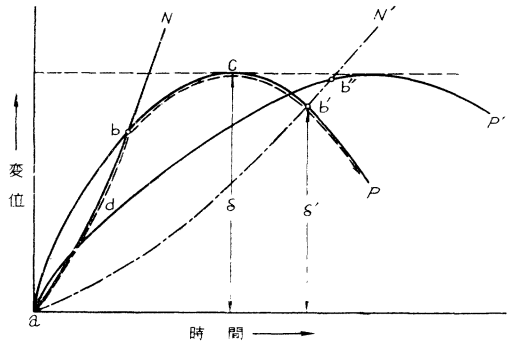
写真-3 衝撃振動の影響



り、ある時間後最大変位 c に達し復元するのに対して、振動針の動きは N 曲線のようなものと思われ、 $a \sim b$ 間に接着しない時間 (Chattering 現象) を生ずる。ここに b が c の手前であれば振動針は $a d b c$ の径路を経て最大変位 δ を記録することになるが、もし振動針のスプリングの復元力が弱ければ N 曲線は N' 曲線のようになり、針は b' で衝突して変位量としては δ' を記録することになる。また、この場合でもクッションが柔らかく P 曲線が P' 曲線に移行する場合には図のように最大変位量を記録することになり、スプリングの強弱およびクッションの硬軟については以上の関係を十分に解析して決定する必要がある。

あとがき 以上まだまだ十分といえない資料から結論めいたものを出してしまったが、その他に土性にもとづく静圧と動圧の分布範囲の相違、土性と衝撃支持力との関係、特に塑性領域における解析等、まだ未知の分野が多く、今後の研究を必要とするわけであるが、特に振

図-13



動波形そのものの解析による地盤のなんらかの性質を把握することについて今後の研究を期待できれば幸いであり、またこの種の測定方法に関する卒直な御意見を期待してやまない。

コンクリートパンフレット

各号共 A 5 判 1 部 60 円 十 10 円
 全国丸善書店などでも販売中
 他号は省略、御一報次第図書目録進呈

- 第1号 **コンクリートの常識** (改訂2版) 76 頁
 京都大学教授・工博 近藤泰夫氏執筆
- 第6号 **コンクリート重力ダムの設計** (改訂版) 66 頁
 日本大学教授・工博 内村三郎氏執筆
- 第48号 **遠心力鉄筋コンクリートクイ** 70 頁
 大同コンクリート工業 K.K.
 綾 亀一氏・中田重夫氏共同執筆
- 第49号 **空 港** 72 頁
 防衛庁施設課
 早川 精氏・鶴見登吉氏・共同執筆
- 第50号 **コンクリート・マニュアル(抜萃)** 50 頁
 京都大学教授・工博 近藤泰夫氏訳
- 第51号 **セメント彫塑** 54 頁
 女子美術大学教授 乗松 巖氏執筆

月 刊

セメント コンクリート

1 部 50 円 (十 10 円)

予 約

1 年 6 0 0 円 (各送料共)

半年 3 0 0 円

東京都港区赤坂台町 1 番地

社団法人 **日本セメント技術協会**

振替東京 196803 電話赤坂 (48) 8541~3