

鉄筋コンクリート造アパートの固有周期から見た地盤の弾性的性質

—基礎と地盤に関する動力学的研究—

山原 浩
市之瀬 紘一
広瀬 道孝

はじめに

地盤上に建つ構造物の動特性を考えると、大部分の場合、弾性体としての地盤の効果を無視することはできない。その効果は構造物の剛性が高いほど著しく、swaying および rocking のような剛体運動として現われる。

したがって、もし各種地盤に極めて剛なしかも同一の建物が数多くあれば、それらの振動性状を計測することによって、間接的に各種地盤の弾性的性質を明らかにすることができる。

各種地盤に散在する剛な同一の建物——すなわち公団住宅がその好適な条件を備えている。

この点に着目した幾多の研究は、すでに発表されている。¹⁾²⁾³⁾⁴⁾

就中、関西地区における鳥海氏の固有振動数集団計測による研究は、固有振動数と地盤の関連性を明確に表わしている。

本研究は関東地区に散在する14団地を対象に調査したものである。

鉄筋コンクリート造アパートは、新潟地震で傾斜あるいは転倒した川岸町のアパート群でうなづけるように、構造物としては壁式の極めて剛なものである。

したがってその運動は、地盤の変形による剛体運動によって、相当部分が占められていると考えられる。

一方、筆者が本所報第6号⁵⁾で発表したように、半無限弾性地盤上の剛な建物の固有振動問題に関して、理論的な解析を行ってきた。

その解析結果を実証する上にも本調査結果は、好適な資料になっている。

さらに鉄筋コンクリート造アパートは一般に地下室がなく、形状も単純であるので仮定した理想条件に近い。

その上、同一種の建物が様々な地盤条件の上に建てられているので、上部構造に現われる振動性状の差異は、直ちに地盤条件の差異として、統計的に関連づけられるのである。

地盤の弾性的性質を調べる別の方法として、各種の弾性波試験が一般に行なわれているが、試験そのものが容易ではなく、周囲の環境による制約もあって、いろいろと問題を含んでいる。

建築の分野において地盤の弾性的性質が問題になるのは、建物の振動性状を論ずる場合に多く、これを直接建物の振動性状から誘導しようとする試みは、むしろ弾性波試験による方法よりも実用的であるといえよう。

したがって本研究は、単に固有周期の地域的分布を調べることだけが目的ではなく、ボーリング調査資料を極力集め、両者の相関性を追求することに重点を置いた。

§ 1. 調査方法

本調査に使用した振動計は、振子の固有振動数 1.8c/s の動線輪型で、出力をペン書きオシロに記録した。

電源はバッテリーから交流変換して供給した。

図-1のダイアグラムに示す一式の測定機器は、すべて自動車に積んだまま、順次巡回することによって、測定能率の向上に努めた。

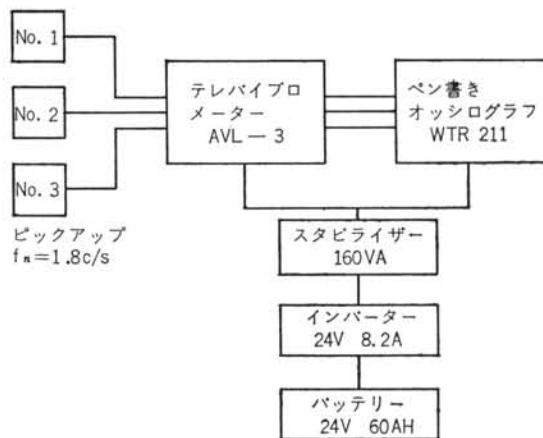


図-1

先づ予備調査として、当初幾つかの建物について振動のモードを調べてみた。

記録の1例として図-2に示すように、常時微動における運動は比較的規則的な正弦波状を呈している。

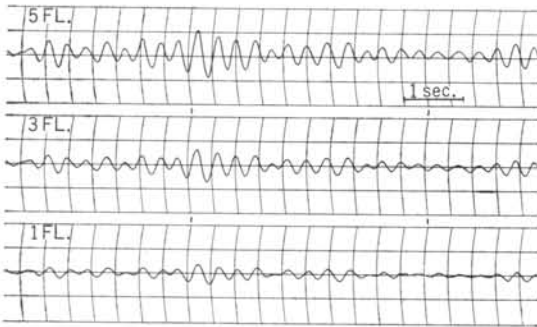


図-2

また同図より、各階は全く同位相で振動している様子がわかる。各階の同時点における振巾を、1階に対する比(振巾比)として表わすと図-3のようになる。

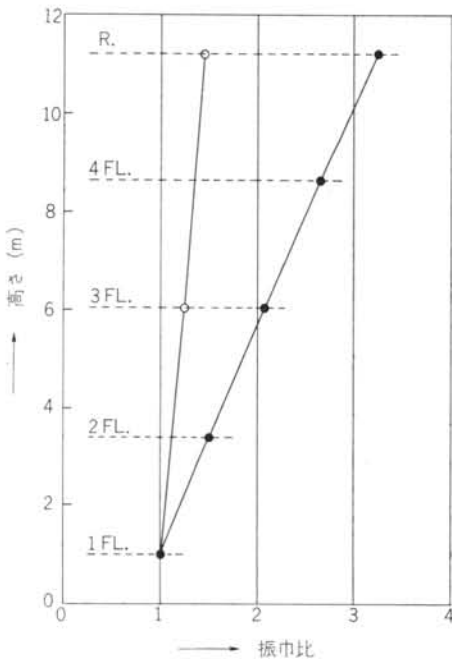


図-3

各階の振巾はほぼ直線状に分布している。

図-3に示す例では、屋上の振巾が短辺方向では1階の3.3倍に拡大されているのに対し、長辺方向では1.4倍にしか増えていない。

振巾比そのものは建物の高さ、寸法、地盤、基礎の種類等によって大巾に変化しているようだが、短辺方向が長

辺方向に比べてかなり大きい傾向だけは共通している。

図-2からも判るように、各階の周期特性は全く同一であり、3階床上で外乱に対し充分な振巾で常時微動が記録されるので、各棟の測定位置はすべて3階床上とした。

つぎに鉄筋コンクリート造アパートには、長辺方向にかなり長いものがある、その水平の振動モードも、本調査の当初に調べておいた。

その結果常時微動に顕われる水平の振動モードは、図-4に示す3種の場合が主であることがわかった。

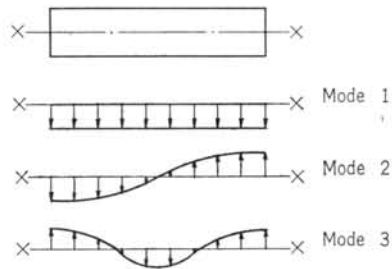


図-4

Mode 1は水平の各点が同位相等振巾で振動するモードで、いわゆる剛体状のロッキング運動に他ならない。

Mode 2は、両端自由棒としての1次のモードでありこれは振り振動のモードとは区別されよう。

Mode 3は、両端自由棒としての2次のモードである。本調査の対象としては、Mode 1の場合が最も重要な意味を持つのであり、Mode 2, 3は建物自体の水平の剛性がかなり影響し、地盤との相関性を論ずる限り望ましくない。

しかし幸いなことに、鉄筋コンクリート造アパートでは一般にMode 1の場合が圧倒的に優越しているが、特に長辺方向の長い棟にはMode 2, 3がかなりの割合で混入することがわかった。

各モードの周期は同一ではなく、各モードが集中的に交互に現われる傾向がある。

百合ヶ丘団地で、この点の予備調査を行なった結果、3階段(約42m)以下の建物は、ほぼ100% Mode 1になっているが、4階段(約56m)程度になるとMode 2が20~30%の頻度で混入し、5階段(約70m—辻堂)以上になるとMode 3の頻度も加わって、建物の剛体としての特性の大半が失われることがわかった。

したがって本調査の対象は5階段を限度とし、とくにMode 2の影響を除くために、測定位置はできるだけ各棟の中央部を択んだ。

建物の長辺方向の振動は、振巾値そのものが短辺方向

に比べてかなり小さい上、波形も不規則で、本調査の目的には不適當であるので、測定しないことにした。

したがって、本論の各棟の固有周期とはすべて短辺方向を意味している。

つぎに振動記録の整理方法であるが、これは周期—頻度の分布特性を読取ることにした。

この場合、一般に短周期の波は、一定時間内に長周期の波よりも多く現われ、周期軸を等分割すると短周期のものが著しく誇張され不合理でもある。

一定時間における波数は、その周期に反比例するから周期軸の区分は周期に比例して大きくすることが望ましい。

そこで周期軸の区分を次のように定めることにした。

第 n 番目の区分の代表値を T_n とし、両側に $0.1T_n$ の巾をとるものとすれば、

$$T_{n+1} = T_n + 0.1T_n + 0.1T_{n+1}$$

より

$$T_{n+1} = 1.1T_n / 0.9 \quad \dots\dots\dots(1)$$

また区分 T_n の上限および下限値を、それぞれ T_n 、 T_n とすれば

$$T_n = T_n + 0.1T_n = 1.1T_n = 0.9T_{n+1} \quad \dots\dots\dots(2)$$

$$T_n = T_n - 0.1T_n = 0.9T_n = 1.1T_{n-1} \quad \dots\dots\dots(3)$$

となる。基準値として $T_1 = 0.1 \text{sec.}$ と定めれば、帰納的にすべての T_n を定めることができる。

このようにして得られる区分列を表—1に示した。

本調査の振動記録は、区間 $T_n \sim T_{n+1}$ に入る周期波を T_n で代表し、周期—頻度図で表わすことにした。

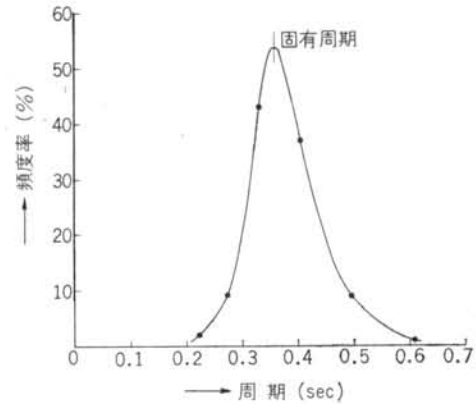
1例としてこれを図—5に示した。

なお、固有周期は周期—頻度図からピーク付近の複数点の比例配分から割り出すことにした。

n	T_n	$T_n (= T_{n+1})$	n	T_n	$T_n (= T_{n+1})$
1	0.100	0.090	11	0.744	0.669
2	0.122	0.110	12	0.909	0.818
3	0.149	0.134	13	1.111	1.000
4	0.183	0.164	14	1.358	1.222
5	0.223	0.201	15	1.660	1.494
6	0.273	0.245	16	2.029	1.826
7	0.333	0.300	17	2.479	2.231
8	0.407	0.367	18	3.030	2.727
9	0.498	0.448	19	3.704	3.333
10	0.609	0.548	20	4.527	4.074

表—1

(単位 sec.)



図—5

§ 2. 調査結果の概要

調査の対象となった団地は、東京近郊の14団地で、調査総棟数は815棟である。

団地名	矩形型 4 階建		矩形型 5 階建		星型 5 階建		箱型 5 階建		地盤の土質分類
	調査棟数	平均周期	調査棟数	平均周期	調査棟数	平均周期	調査棟数	平均周期	
百合ヶ丘	39	0.24	19	0.27	8	0.25			関東ローム砂(砂丘)
辻堂			48	0.25			5	0.21	沖積シルト
南日吉	13	0.39	32	0.44					沖積シルト
草加松原	101	0.36							沖積シルト
南浦和	28	0.30	21	0.40					沖積シルト
豊四季			104	0.36					関東ローム
高根台	92	0.28	12	0.31			18	0.27	関東ローム
赤羽台			38	0.34	9	0.35			関東ローム
西新井	41	0.33	4	0.39			3	0.26	沖積シルト
花畑			69	0.36					沖積シルト
小平			35	0.38			7	0.36	関東ローム
北三谷	43	0.35							沖積シルト
上小松	7	0.29							沖積砂
竹ノ塚	5	0.35	18	0.33					沖積シルト

表—2

(平均周期の単位 sec.)

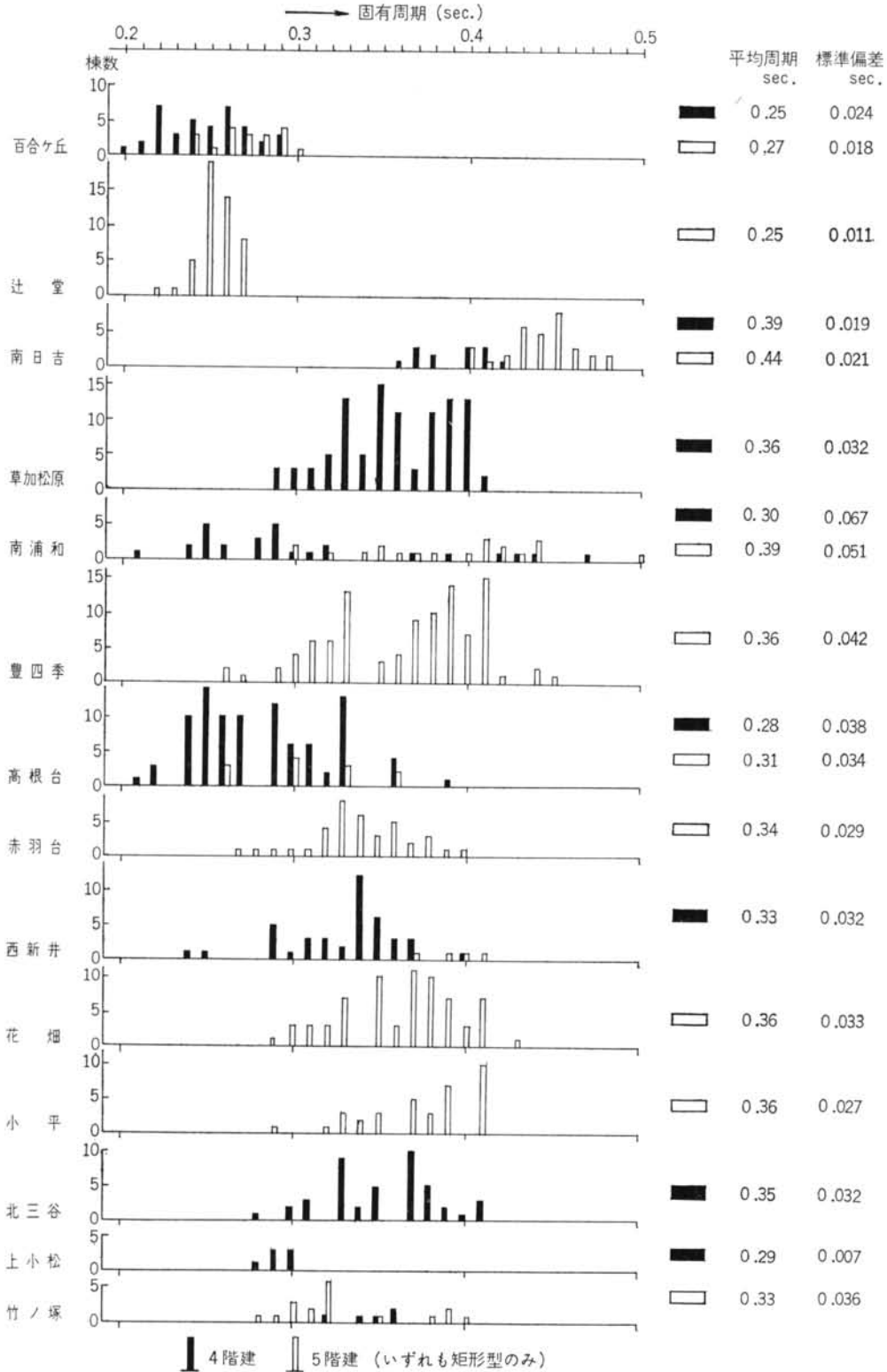


図-6

表一2は団地別に、建物の種別、調査棟数、平均固有周期および地盤の土質分類の概略を示したものである。

図一6は、各団地別に固有周期の分布を示したものである。

同図から、次のようなことがわかる。

- (1) 平均周期は各団地間にかなりひらきがあり、堅い地盤ほど周期が短く、軟らかい地盤ほど周期が延びる傾向がわかる。
- (2) 本調査対象だけについていえば、最低 0.20 sec. 最高 0.47 sec. (いずれも 4 階建) と 2 倍以上のひらきがある。
- (3) 同一団地内でも、各棟の固有周期にかなりバラツキがあり、ほぼ正規分布をなしている。
- (4) 一般に丘陵地を開いた団地のバラツキが大きい。これは整地の際にもとの地形をかなりくずし、切盛りによる地表層の厚さが大巾に変化したためであろう。
- (5) 砂丘地帯に広がる団地(辻堂)は、地盤条件がほぼ一様であり、したがってバラツキも小さい。
- (6) 沖積平野部の団地でも、規模が大きく広範囲を占める場合は、地盤条件もかなり変化し、バラツキが案外大きくなっている。
- (7) 比較的小規模の団地はバラツキが小さい。
- (8) 丘陵地帯と沖積平野にまたがって分布する団地(南浦和)は、地盤条件が急激に変化している上に、地層の構成が甚だ複雑で、バラツキは最大になっている。
- (9) 同一団地内に分布する 4 階建および 5 階建の平均周期を、マクロ的に比較すると表一3のようになり、平均して 5 階建は 15% 周期が長くなっている。

団地名	5階建の平均周期 / 4階建の平均周期	
百合ヶ丘	1.09	平均1.15
南日吉	1.13	
南浦和	1.28	
高根台	1.09	

表一3

以上の結果から、定性的に少なくとも「公団住宅のように剛な建物の固有周期は、地盤の硬軟が決定的要素になっている」ということが結論される。

§ 3. 建物の形状による修正

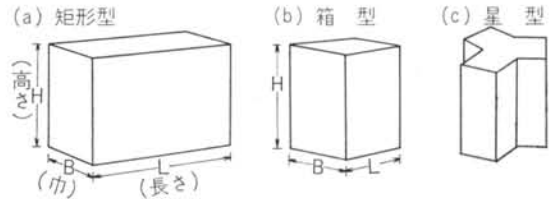
本研究の究極の目的は、建物の固有周期を利用して、地業を含めた地盤の弾性学的特性を調べようということ

にある。

したがって、もし上部構造における条件の違いが、固有周期に著しく影響するならば、何んらかの方法で同一条件に修正したもので比較しなくてはならない。

公団住宅は一見同一規格で造られているように見えるが、年式、間取りの形式等によって多少寸法上の違いがある。本調査の対象とした建物は、主として図一7(a)に示す矩形形で、参考までに(b)(c)の箱型、星型も少数加えてある。

同図に示すように、本論文では建物の高さをHなる記



図一7

号で表わし、短辺方向の長さを“巾”と呼び、長辺方向の長さを単に“長さ”と呼び、それぞれBおよびLなる記号で表わすことにしよう。

公団住宅ではこの長さが階段数によって定まり、敷地の制約によって幾段階にも変化している。

まず、長さの変化が建物の固有周期にどのように影響するものか、実測値から統計的に調べてみよう。

図一8は例として、3つの団地の同型の建物について、長さ別に固有周期の分布を示したものである。

同図から、建物の固有周期は長さに関係しないと見て差支えないことがわかる。

これは興味ある事実でもある。すなわち建物の重量または慣性モーメントは長さに比例するから、地盤のばね常数も長さすなわち接地面積に比例することになる。

しかし、地盤を半無限弾性体として矩形基礎のばね常数を理論的に計算した結果では^{5) 6)} 巾を一定にして長さをn倍にしても、ばね常数は到底n倍にはならないのである。したがって、長さが伸びるにしたがって固有周期も伸びるのではないかと予想していたのであるが、実測結果からはそのような傾向を認めることはできなかった。

むしろ、地盤のばね常数を接地面積に比例するとする、従来一般に考えられていた方法の方が、結果的に実際に近いことがわかった。

しかし、接地面積が2次的に広がる場合には、そのばね常数は面積の平方根に比例するという弾性論的な結果は、一方においてより妥当なのである。

百合ヶ丘 (矩形型 4F)

固有周期	長さ (m)				
	20	30	40	50	60
0.20sec.		1			
0.21			2		
0.22		2		2	1
0.23			2	1	
0.24		1	1	3	1
0.25		1		2	1
0.26	1	1	3		2
0.27		1	1		1
0.28		1			1
0.29				1	2
0.30					

辻 堂 (矩形型 5F)

固有周期	長さ (m)				
	40	50	60	70	
0.20sec.					
0.21					
0.22		2			
0.23		1			
0.24			1	1	4
0.25	1	1	7	4	3
0.26	1		3	4	6
0.27			3	1	2
0.28					

南 日 吉 (矩形型 5F)

固有周期	長さ (m)						
	25	30	40	50			
0.39sec.							
0.40			1	1	1		
0.41			1		1		
0.42			2				
0.43	1	1	1	2	1	1	
0.44		1	1	1	1	1	
0.45		2	1	1	3	1	1
0.46			1	1	1	1	
0.47	1		1				
0.48			2				
0.49							

図-8

したがって、本調査結果から経験的に、つぎのようなことだけを結論した方が無難であろう。

公団住宅程度の規模の建物では、巾を一定にして長さをかなり大巾に変えても、その短辺方向の固有周期には有意なる影響を受けない。

したがって、長さの異なる各種建物の短辺方向の固有周期を、直接比較しても別に問題は生じない。

また図-9に示すように、 y 方向の振動性状を論ずる限り、同図(a)のような矩形断面を持つ建物は、同図(b)のような巾を揃えた正方形断面と同等であり、さらに解析を容易にするため、等価の円形断面^{9) 7)}に置換えること

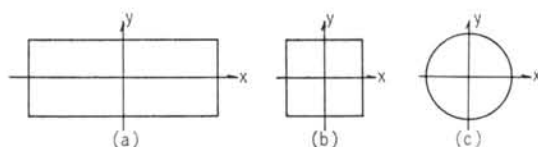


図-9

ができる。

つぎに短辺方向の長さ(巾) B であるが、年式、間取りの形式等によって幾多の種類がある。

本調査の対象の範囲では、最小5.44m、最大8.50mになっている。

巾が小さくなれば固有周期は延びるのであろうし、巾が大きくなれば当然固有周期は短縮される。

また、建物の高さ H に関しても、4階建と5階建の2つのグループに分けられ、2.6mぐらいの差がある。

高さが高くなるほど固有周期は延びることは確かである。

このように、各棟の形状寸法の違いがそれぞれの固有周期に影響するのであるから、それらの影響を修正し、何か規準化されたもので比較しないと意味がない。

そこで規準化の方法として、筆者の求めた剛な建物の固有周期の理論式を使うことにしよう。⁸⁾

参考文献8の式(9)より、剛な円形断面の建物の固有周期 T は、次式によって与えられる。

$$T = \frac{\pi a \sqrt{(2-\nu)\pi n k}}{\Sigma_1 V_s} \quad \dots\dots\dots(1)$$

a : 円形断面の半径

ν : ポアソン比

n : 密度比 ρ'/ρ ρ' : 建物の平均密度 ρ : 地盤の密度

k : 巾高比 $H/2a$, H : 建物の高さ

V_s : 地盤の横波伝播速度

Σ_1 : n および k によってきまる係数で、 $\nu=0.25$ および $\nu=0.04$ の場合について計算すると、図-10のようになる。

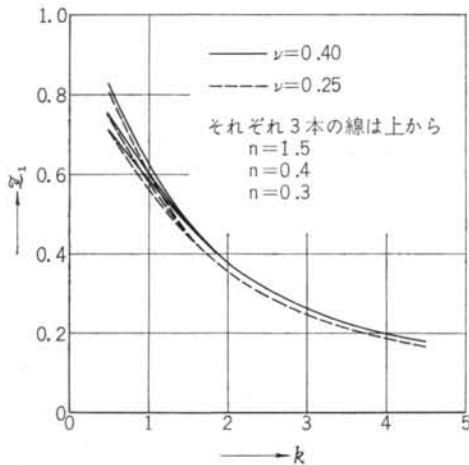


図-10

図-10より、 Σ_1 はポアソン比 ν にはあまり関係せずまた $k > 1$ であれば密度比 n にも全く影響されないことがわかる。すなわち、 Σ_1 は k のみによってほぼ一義的に定められる。

矩形断面を等価の円形断面に置換えるため

$$a = 1.1B/2 \quad \dots\dots\dots(2)$$

とおけば

$$k = H/1.1B \quad \dots\dots\dots(3)$$

となり、4、5階建の公団住宅では $k=1.2 \sim 2.2$ の範囲にすべてが含まれる。

式(2)(3)を式(1)に代入し、 $n=0.4$ とすれば、 $\nu=0.25 \sim 0.40$ の範囲では

$$T = 2.4 \frac{\sqrt{HB}}{\Sigma_1 V_s} \quad \dots\dots\dots(4)$$

となる。

式(4)で \sqrt{HB}/Σ_1 が建物の形状に関する項で、これを形状関数と呼び β で表わすことにしよう。

4、5階建の公団住宅では、この形状関数が16から27ぐらいの範囲に分布し、構造体を全く同一条件として、固有周期を直ちに地盤条件の違いとして比較することは定量的にやはり無理がある。

そこで、形状関数の規準値として、 $H=13\text{m}$, $B=6.5\text{m}$ (公団住宅の標準的な寸法) を選び、これによって定まる形状関数値を β_n とする。 ($\beta_n=22.5$)

かくして、各棟で実測された固有周期 T_m は、次式によって補正される。

$$T_n = \frac{\beta_n}{\beta} T_m \quad \dots\dots\dots(5)$$

このようにして補正された固有周期 T_n を規準周期と呼ぶことにしよう。

すなわち規準周期とは、巾6.5m、高さ13mの規準形に換算したときの固有周期という意味である。

このように規準化された周期で比較すれば、建物形状寸法の違いによる条件の差が、一応解消されるから、より密接な地盤条件との相関が得られる。

参考までに、 β_n/β の値は本調査対象では、最大1.33、最小0.85で、0.9~1.2の範囲に入るものが圧倒的に多い。

§5. 以下の規準周期とは、このような意味で修正されたものである。

§4. 支持地盤の弾性波速度

地盤上に立つ建造物の振動性状を論ずる場合、地盤を完全弾性体と見なし、実際の現象を合理的に説明される場合が多い。一般には解析を単純化するため、地盤を等方等質で半無限に続く完全弾性体と仮定している。

しかし、実際の地盤構成は甚だ複雑である上、くい等の地業によって人工的に手加えられるため、仮定する理想条件とはかなり差があるのではないと思われる。

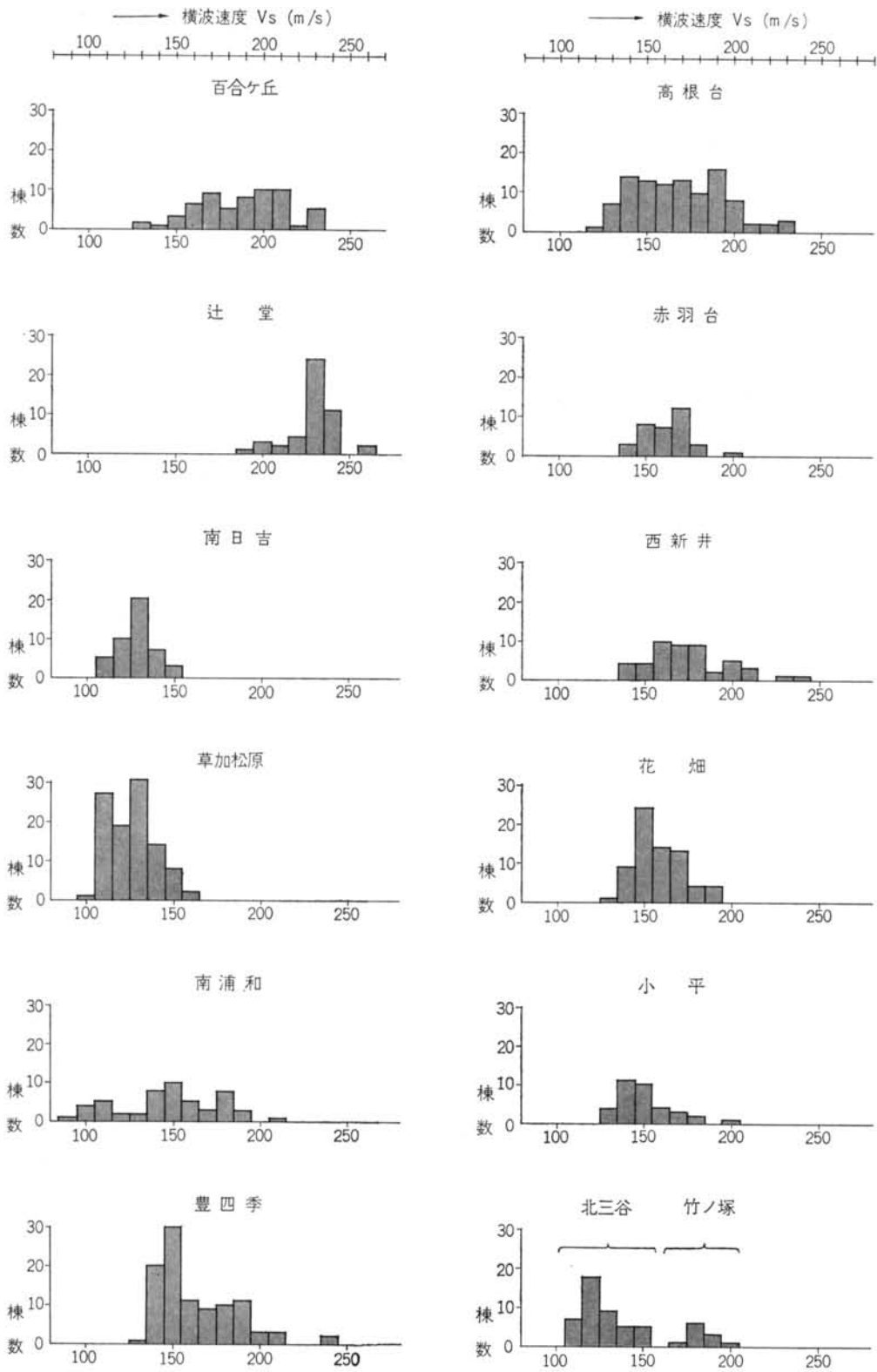


図-11

しかし、自然の地盤を弾性体とみることの妥当性は、経験的にも立証されていることである。

したがって、自然の地盤を、もし各種地業が施こされていたとしても、それらを総括して、等方等質の半無限弾性体と見なすとき、その弾性常数をどの程度に考えたら良いだろうか。

一般に、地盤の弾性常数はせん断剛性率 G で与えることが便利であり、 $G=\rho V_s^2$ なる関係を使い、結局は横波の伝播速度で代表されることになる。

このような意味での横波の伝播速度 V_s が、各種の土質分類、標準貫入試験の N 値、あるいは地業の種類規模等によって、どの範囲の値を持つか、実験的にもわかっているならば実用上甚だ便利である。

本調査の究極の目的は、各種の地盤について、このような意味での巨視的にみた地盤の横波速度を求めることにあることは繰返すまでもない。

さて、横波速度 V_s は、個々の固有周期の測定結果 T_m と建物の各寸法から、式(4)より

$$V_s = 2.4 \frac{\sqrt{HB}}{\sum_i T_m} \dots\dots\dots(6)$$

として計算される。

このようにして計算された V_s を、団地別に図-11に示した。

同図より、 V_s は90m/sから260m/sの範囲に分布し、経験的にみてほぼ妥当な値が得られた。

またこのようにして得られた V_s 値は、個々の建物について形状関数を含んだ式から計算されたものであり、前章で述べたような規準化された意味を持っている。

したがって、各団地内のバラツキが、図-6と比較してかなり小さくなっている。

§ 5. 各種地盤と弾性波速度

われわれの調査した815棟のうち、矩形形で建物の立っている地点から、10m以内にボーリング調査資料があるものが、総計102棟あった。

そのうち40例をサンプルとして、柱状図と標準貫入試験の N 値、および§4で述べた方法で求めた横波速度 V_s を、図-13に一覧した。

同図は、 V_s 値の大きいものから順に配列してある。

図-13の見方を図-12に示しておいた。

図-13より、平均 N 値（地表から深度約10mまでの平均 N 値）と V_s との関係を砂、ローム、シルト粘土の3種の土質分類によって、それぞれ図-14、図-15、図-

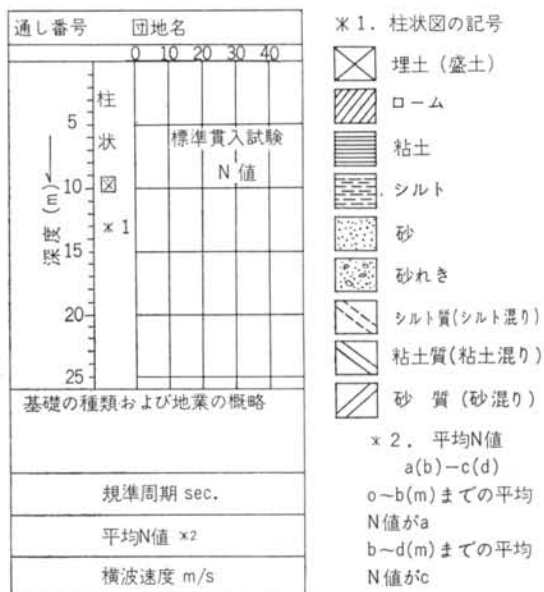


図-12

16に示した。

いわゆる関東ロームは、 N 値の割合いに V_s 値が高いので、粘性土から区別して独立に分類することにした。

平均 N 値を地表から深度約10mまでとした理由は、Boussinesqの地中応力論によると、基礎巾の1.5倍の深さになると地中応力は20%に減少し、建物の固有周期にあまり影響しない深いところの N 値の挙動が、平均 N 値に著しく効いてくるためである。

しかし、このような平均 N 値でも個々にいろいろと問題がある。

たとえば、平均 N 値が同じであっても、浅い部分の N 値が大きい場合には、固有周期は短く V_s は大きくなる。

厳密には、地中応力の分布にしたがって、浅い部分にウェイトをかけるような方法が望ましい。

しかし実用化という観点から、一応平均 N 値でまとめることにした。

図-14は砂地盤の場合であるが、ほぼ満足すべき N 値に対する V_s 値の相関が得られた。

図-15はローム層の場合であるが、くいの有無によって完全に2つのグループに分けられる。

くいの有るものは、くいの無い場合に比べて、 V_s 値が約20%大きくなっている。

このようなくいの効果は、砂地盤の場合には顕著に現われていない。

図-16は粘土およびシルト地盤の場合であるが、本調査の対象範囲では砂層との互層になっているものが多く、多くのサンプルが得られなかった。

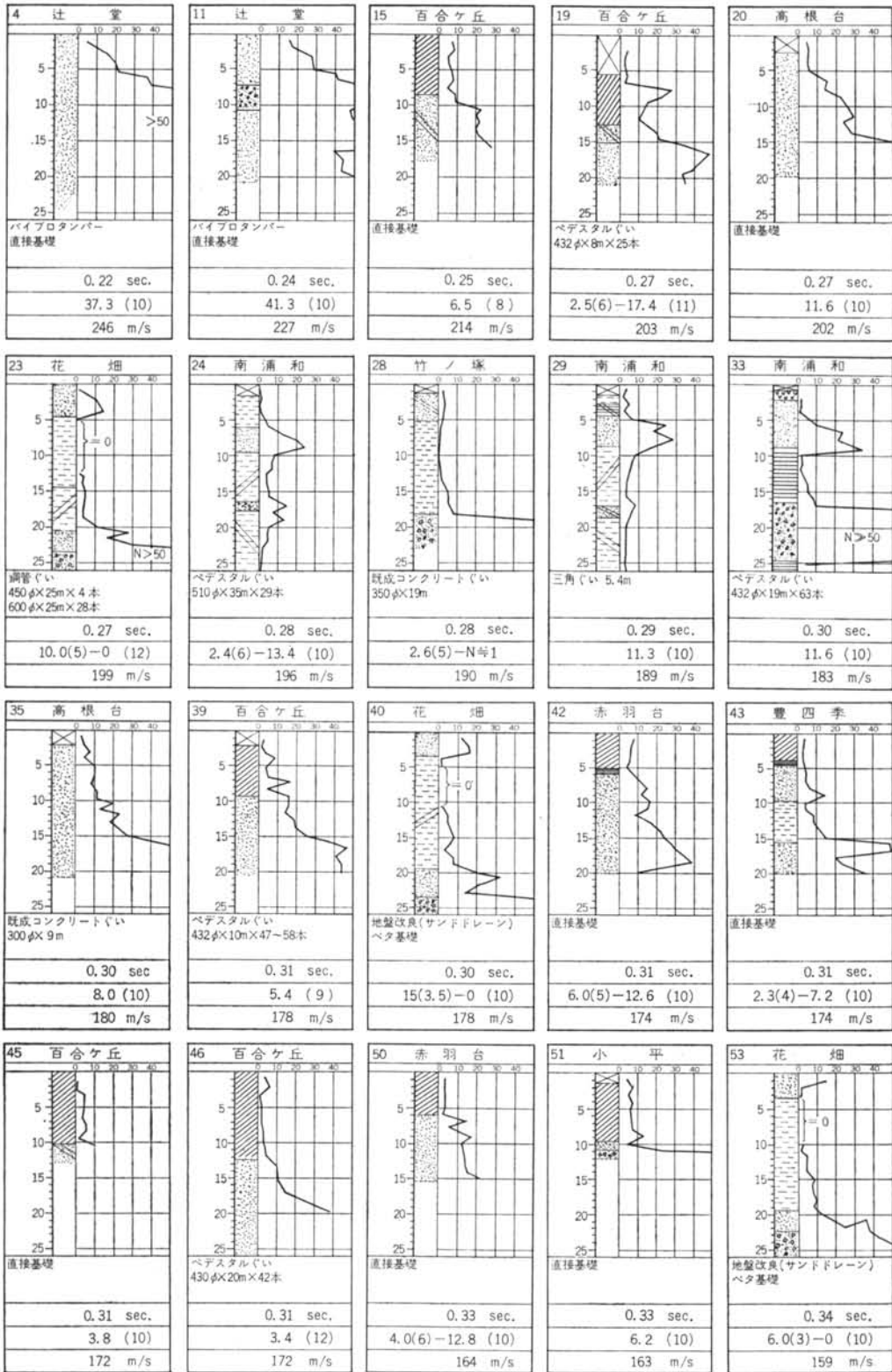


図-13-1

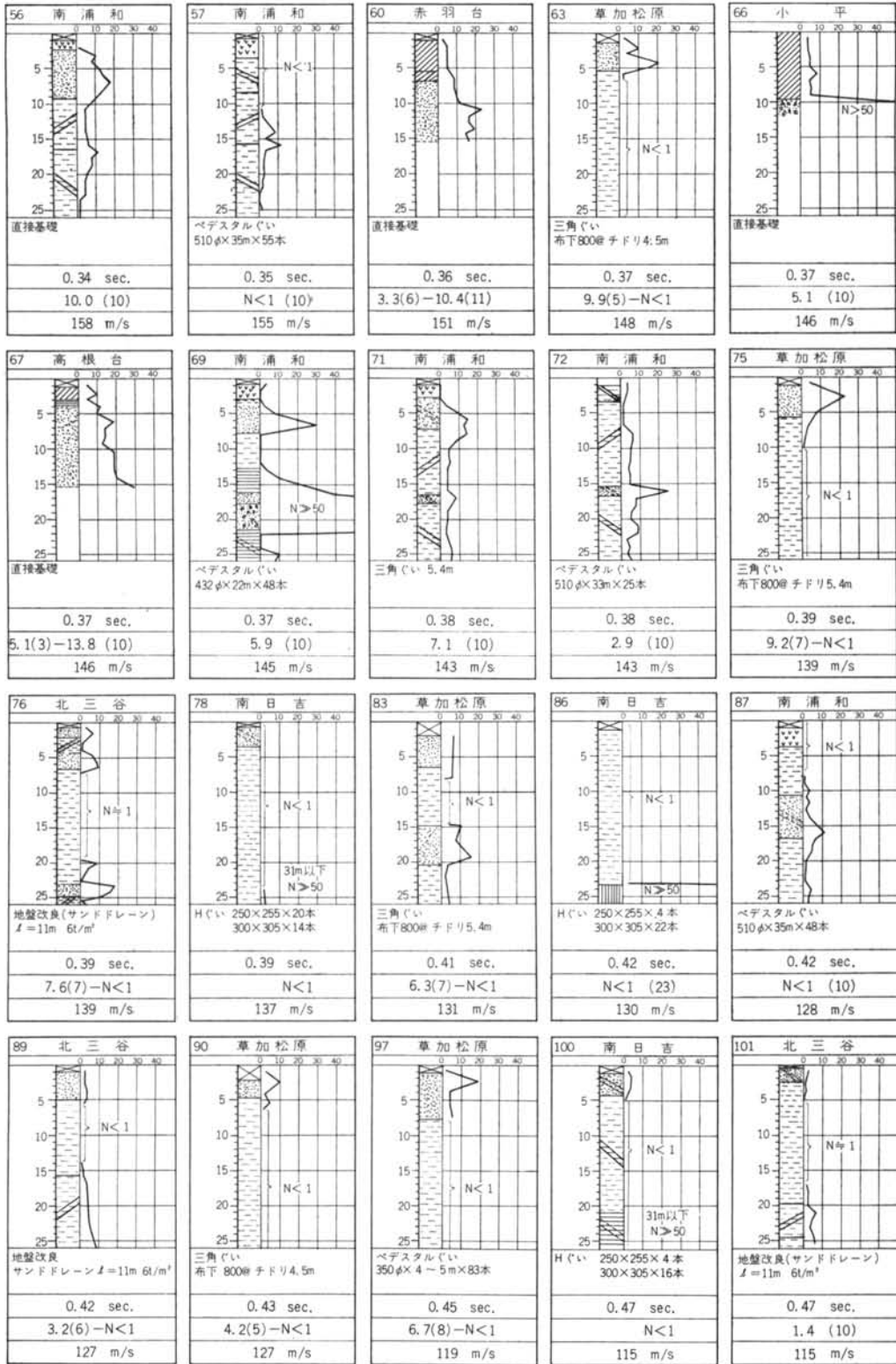


図-13-2

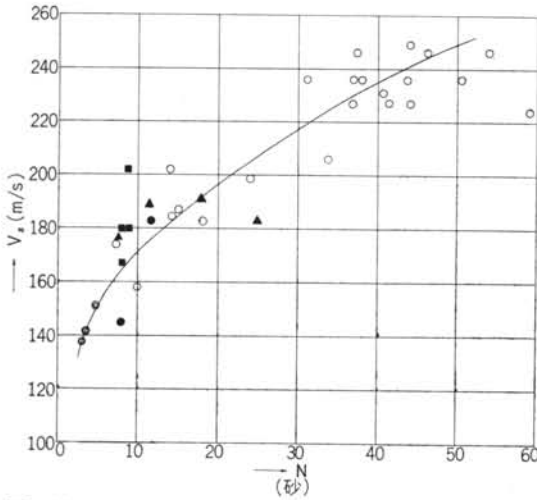


図-14

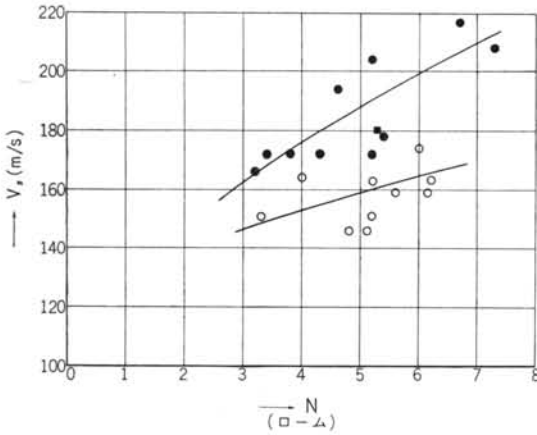


図-15

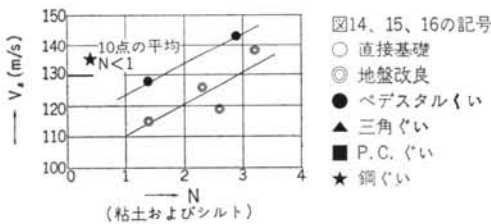


図-16

しかし、軟弱地盤に各種地業を施した場合のおよその V_s 値を知ることができる。

以上はすべて地表から深さ約10mまで、ほぼ単一種土質と見られるものであるが、そのほかに各種土質が成層をなしているものが多く、それらは上の3図にはプロットされていない。

互層をなしている各層の土質のほか、層厚および配列

順序が建物の固有周期にかなり影響する。

たとえば、シルトと砂の2層性の場合、軟弱なシルト層が上にあるか下にあるか、またそれぞれの層厚が厚いか薄いかなどがかなり影響するのである。

このような要素を含めて、成層をなしている場合の N 値と V_s 値との相関を図で示すことは甚だむずかしい。

そこで複雑な地盤構成の V_s 値を想定する場合は、図-13から類似した条件を探し出し、それに対応する V_s 値を読み取るほかない。

図-13はこのような実用性を考え、敢て尨大な図を並べた次第でもある。

ただ本調査では、硬質シルト粘土の類が不足していることが残念である。

§6. ま と め

本調査結果を以上のように考察し、地盤の弾性的性質について明らかにされた諸点を、つぎに箇条書きに整理しておこう。

(1) 一般の地盤分類法によって V_s 値を示すとつぎのようになる。いずれもくい無しの場合である。

地	盤	V_s (m/s)
縮った砂	$N=30\sim50$	220~250
中位の砂	$N=20\sim30$	200~220
	$N=10\sim20$	170~200
ゆるい砂	$N=5\sim10$	140~170
関東ローム	$N>5$	160~180
	$N=3\sim5$	140~160

表-4

(2) 砂質地盤においては、一般にくいによる V_s 値の顕著な増加は認められないが、ゆるい砂の場合にややその効果が認められる程度である。

この場合、ペDESTALぐいのような場所打ぐいよりも既成コンクリートぐいのように打込んだぐいの方が V_s 値はやや高くなっている。

また、三角ぐいのように短かくぐいの場合には、 V_s 値の改善にあまり効果がないとみて良さそうである。

以上のことから、 V_s 値改善の目的ならば、地中応力の伝達深さ（少なくとも基礎巾の2倍）までくいを打た

なくては効果を期待できないと思われる。

つぎに砂地盤における地盤改良（サンドドレーン）も、本調査の結果では V_s 値の改良にはほとんど寄与していないと見られる。

(3) 関東ロームの場合、くいによる V_s 値改善の効果は明らかで、平均約20%高くなっている。

また N 値の増加に対する V_s 値の増加の割合は、くいの有る場合の方がかなり大きいようである。

(4) 一般に軟弱地盤と呼ばれる沖積シルト、粘土地盤では、地盤そのものの V_s 値はかなり低いと思われるが、くい等によって補剛されるため、相当に改善されていると思われる。

$N < 1$ の厚い軟弱地盤であっても、鋼くいによる普通的设计（特に水平抵抗を増すため斜ぐいを打ったり、大口徑ぐいを使用するといった配慮をしないという意）で、 V_s 値は 130~140m/s になる。

平均 N 値が 1~3 で、ベDESTAL ぐいの場合 $V_s = 125 \sim 145$ m/s、地盤改良（サンドドレーン）の場合 $V_s = 110 \sim 130$ m/s で、やはり地盤改良よりくいの方が V_s 値の改善に効果がある。

(5) 建物の固有周期には地中応力の大きい比較的浅い部分の影響が大きく、平均 N 値（0~10m間）が同じでも、 N 値の大きい層が浅い方に偏っているほど V_s 値は大きくなる。

しかし、地表に近く比較的良質の砂質土があっても、その層厚が薄く（5~6m以下）、その下部に軟弱層がつづく場合は、むしろ軟弱層としての特性を示す。

したがって、短ぐいによって上部砂層を補剛しても、 V_s 値の改善にはあまり寄与しない。

しかし、軟弱層を貫通する長尺のくいを打った場合には、上部砂層の N 値および層厚がかなり影響し、ともに大きいほど V_s 値も高くなる。

(6) 関東ローム層から砂れき層につづくような地盤では前記の例ほど下部層の影響を受けない。上部層の層厚

が約 8m を越えれば、下部層の存在はほとんど無視して差支えない。

したがって平均 N 値は上部層だけについて算定すべきである。

(7) 極めて良質地盤であっても、地表に近い比較的柔らかい層の影響を大きく受け、極めて軟弱地盤であってもくい等によって補剛されるため、 V_s 値の差異は実際には、各種文献に示されている程大きくないといえよう。

—おわりに—

最近、地震による動的解析という言葉が流行している。

動的解析とは、もともと超高層の出現によって開発される設計上のテクニックであるが、このような思想は、最近比較的剛な建物にも適用されようとしている。

剛な建物であれば、基礎を完全固定とする仮定は許されない。

地盤を半無限完全弾性体と見るとき、その弾性常数をどの程度に考えたら良いか、くいや地盤改良の効果はどのようなのだろうか、いつも設計のときに問題になる。

本研究によって、このような疑問や迷いが幾分か解決されたものと自負している。

末筆ながら本研究に諸々の御便宜を惜しみなく計って下さった上、貴重な各種資料を提供して下さい、建設省建築研究所の大崎順彦博士および岸田英明博士、日本住宅公団本所設計課の阪口理氏、山内修氏、佐藤広幸氏、木原秀幸氏に、心からの謝意を表します。

また、本調査および資料の整理に協力いただいた清水建設研究所の三谷勝之君、磯畑脩君、藤井邦雄君、渡辺弘之君に、併せて敬意を表する次第であります。

<参考文献>

- 1) 横尾義真, 畑中元弘他 1 名: “地盤の性質が建物の振動性状に及ぼす影響” 日本建築学会研究報告, No. 24 (昭.28) pp. 183
- 2) 久田俊彦, 中川恭次他 2 名: “各種地盤にたつ同一建物の振動試験 (その 1)” 同上, No. 24 (昭. 28) pp. 185
- 3) 金井清他 2 名: “同上 (その 2)” 同上, No. 24 (昭. 28) pp. 187
- 4) 鳥海勲: “地震と基礎” 土質工学会, (1965-3) pp. 61
- 5) W. T. Thomson and T. Kobori: “Dynamic Compliance of Rectangular Foundations on an Elastic Half-Space” Journal of Applied Mechanics, vol, 30 (1963) pp. 579~584
- 6) H. Tajimi: “Basic Theories on Aseismic Design of Structures” Report of the Institute of Industrial

Science, University of Tokyo, vol. 8, No. 4, (1959) pp. 197

7) 同 上 pp. 202

8) 山原浩: “弾性地盤上における基礎および構造物の振動 (その1)” 清水建設研究所報, 第6号 (1965-10) pp. 68