

粘性土の動剛性率と減衰定数のひずみ依存性について

齋藤 二郎 鳥井原 誠
平間 邦興

Strain Dependency of Shear Modulus and Damping Ratios in Clay Soils

Jiro Saito Makoto Toriihara
Kunioki Hiram

Abstract

The degree of structure damage that occurs during an earthquake is influenced to a large extent by the nature of the underlying soil deposits. Therefore, dynamic analyses to evaluate the response of a structure are required to include the response of the soil. In such case, one of the most important soil properties is the dynamic shear modulus (G), and another is the damping ratio (h). Meanwhile, it has long been recognized that these two values are extremely dependent on strain.

Therefore, in order to obtain values of G and h in a broad strain range (10^{-6} – 10^{-2}), in-situ elastic wave tests (10^{-6} – 10^{-5}), resonant column tests (10^{-5} – 10^{-3}) and dynamic triaxial tests (10^{-3} – 10^{-1}) were carried out. As a result, a method by which values of G and h at various strain levels can be estimated from undrained shear strengths (S_u) was obtained.

概 要

地震などが構造物におよぼす被害の規模は、その地点における地盤の性質に大きな影響を受ける。したがって構造物の地震応答解析には必ず地盤の応答が含まれてはならない。この時、地盤の特性値として最も重要なのが動剛性率(G)と減衰定数(h)である。ところが、この二つの特性値には極端なひずみ依存性があることが広く知られている。

そこで、筆者らは広範囲なひずみ領域 (10^{-6} – 10^{-2}) における G , h を求めるため、原位置弾性波探査 (10^{-6} – 10^{-5})、円柱共振試験 (10^{-5} – 10^{-3})、ならびに動的三軸試験 (10^{-3} – 10^{-1}) を実施した。

その結果、非排水せん断強さ (S_u) から任意のひずみにおける G , h を推定する方法を提案した。

1. 序

地震などが構造物におよぼす被害の規模は、その地点における地盤の性質に大きな影響を受ける。したがって構造物の耐震設計をおこなうためには地盤を含めた地震応答解析が重要となってくる。この時、地盤の特性値として最も重要なのが動剛性率(G)と減衰定数(h)である。ところが、この二つの特性値には極端なひずみ依存性があることが広く知られている。

そこで、筆者らは広範囲なひずみ領域 (10^{-6} – 10^{-2}) における G , h を求めるため、原位置弾性波探査 (10^{-6} – 10^{-5})、室内円柱共振試験 (10^{-5} – 10^{-3})、ならびに動的三軸試験 (10^{-3} – 10^{-1}) を実施した。

その結果、ひずみをパラメータとする G と h の間には

強い相関性があることが判明した。さらに、これらの特性値と非排水せん断強さ (S_u) を比較することによって、任意のひずみにおける G , h を S_u から推定する方法を提案した。

2. 実験方法

原位置試験としては PS 検層法を実施した。この試験は地表で発生させた S 波をボーリング孔中の換振器で受信することによって、地盤中の S 波伝播速度 (V_s) を測定し、(1)式で微小ひずみ (10^{-6} – 10^{-5}) における G を求めるものである。

$$G_{ps} = \rho V_s^2 \quad \dots\dots(1)$$

ρ : 土の密度

室内試験としては円柱共振試験と動的三軸試験を実施

した。

円柱共振試験は 30 φ×60 mm に成形した中実円柱供試体の一端に強制ネジリ振動を与える試験であり、振動数を変化させることによって試料を共振状態に導く。この時の共振振動数と供試体寸法から V_s を求め、(1)式から中程度のひずみ ($10^{-5} \sim 10^{-3}$) における G を算出する。また、共振曲線の形状から h を(2)式により算出する。

$$h = \frac{1}{2} \cdot \frac{df}{f_n} \dots\dots\dots(2)$$

f_n : 共振振動数

df : f_n における増幅率の $1/\sqrt{2}$ に対応する 2 つの振動数の差

動的三軸試験は 50 φ×125 mm に成形した円柱供試体の軸方向に繰返し応力を作用させる試験である。載荷形式は図-1 に示すとおりであるが、1 Hz の正弦波でその振幅を段階的に変化させた。各段階での載荷回数は30回とした。この試験で得られた応力-ひずみ履歴曲線を図-2 に示す。この図をもとに、大ひずみ ($10^{-3} \sim 10^{-2}$) における G , h を次式によって算出する。

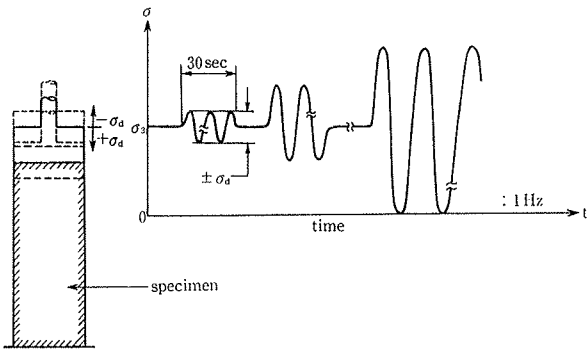


図-1 載荷形式の模式図(動的三軸試験)

$$G = \frac{\tau}{\gamma} = \frac{3}{2} \cdot \frac{\sigma}{\epsilon} \dots(3)$$

$$h = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{dW}{W} \dots(4)$$

dW : ループの面積

W : 三角形の面積

両室内試験とも原位置試験との対応をはかるため、有効土被り圧にて等方圧密した後、非排水応力制御試験をおこなった。

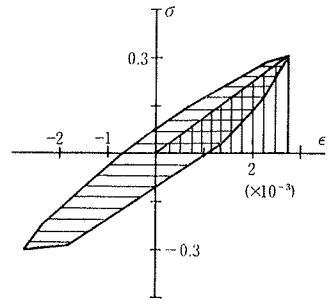


図-2 応力-ひずみ履歴曲線

室内試験に用いた試料は千葉県佐倉市臼井地区、東京都江東区豊洲地区および北海道苫小牧市郊外から採取した N 値 0 ~ 2 程度の乱さない沖積土である。これらを大略 3 種の土質に分類し、表-1 にその物理特性を示した。

3. 結果および考察

図-3 は原位置および室内試験から得られた G とせん断ひずみ (γ) の関係を両対数紙上で示したものである。各試料とも γ の増加にともなって G の減少していく傾向が明確に認められる。この傾向はシルト、粘土で特に顕著である。ここで、微小ひずみ領域の G に着目すると、すべての試料について $\gamma \leq 2 \times 10^{-5}$ では G がほぼ一定値を示し、弾性状態にあるとみなすことができる。そこで、 $\gamma = 2 \times 10^{-5}$ における G を G_0 とし、各ひずみの G を除すことによって規準化をおこなった。このうち粘土試料を例にとって図示すれば図-4 のようになる。図中の破線はデータのばらつき範囲を示し、一点鎖線は平均傾向線を示している。

図-5 はすべての土質における G/G_0 の平均傾向線を一括して表わしたものである。図中には比較のため既往のデータも併せ示した。その結果、シルトが最も大きな剛性 (G/G_0) 低下を示し、ついで粘土、有機質土の順に小さくなっている。また、Taylor-Parton ラインはシルトの平均傾向線とほぼ近似しているが、Seed-Idriss ラインはいずれの試料ともかなり異った形状を示している。

図-6 ~ 9 は自然含水比 (W_n)、間げき比 (e)、液性限界 (W_L)、塑性指数 (I_p) などの物理特性値と G の関係を示したものである。これらの図より一般的な傾向を探れば、 W_n , e , W_L , I_p が大きな試料ほど G が小さくなるのがわかる。この傾向は特にシルトにおいて顕著である。

物性値 土質名	分類 番号	W_n (%)	γ_t (g/cm ³)	e	G_s	S_r (%)	W_L (%)	I_p (%)	日本 統一 分類
organic soil	A-O-1	651.2	0.91	3.86	1.673	100.0	168.0	66.9	OH or MH
	B-O-1	482.1	1.08	7.85	1.643	100.0	NP	—	
	C-O-1	77.9	1.45	2.24	2.462	91.8	85.5	39.7	OH or MI
clay	A-C-1	97.4	1.42	2.34	2.619	100.0	72.3	39.0	CH
	A-C-2	99.7	1.40	2.27	2.656	100.0	76.8	35.3	OH
	B-C-1	73.9	1.55	1.96	2.461	99.6	64.9	43.0	CH
	B-C-2	84.9	1.50	2.19	2.587	100.0	56.7	31.3	CH
silt	A-M-1	63.7	1.59	1.63	2.713	100.0	NP	—	
	B-M-1	29.8	1.89	0.80	2.619	97.4	34.3	14.0	CL
	C-M-1	43.9	1.75	1.27	2.759	95.2	43.6	18.1	CL
	C-M-2	29.5	1.86	0.97	2.792	86.4	NP	—	
	C-M-3	31.1	1.76	1.08	2.827	80.9	NP	—	

A: 千葉 B: 北海道 C: 東京・江東区

表-1 室内試験に用いた試料の物理特性

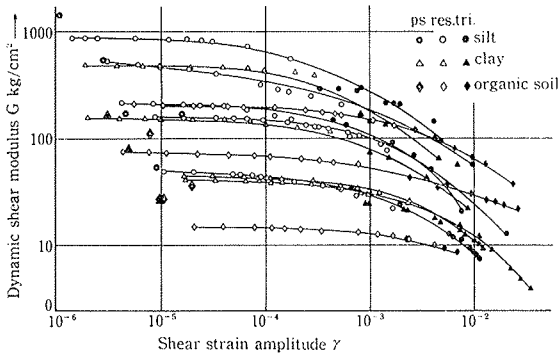


図-3 Gとγの関係(全試料)

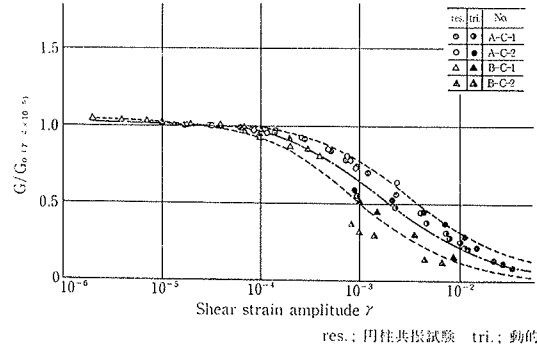


図-4 G/G₀とγの関係(粘土試料)

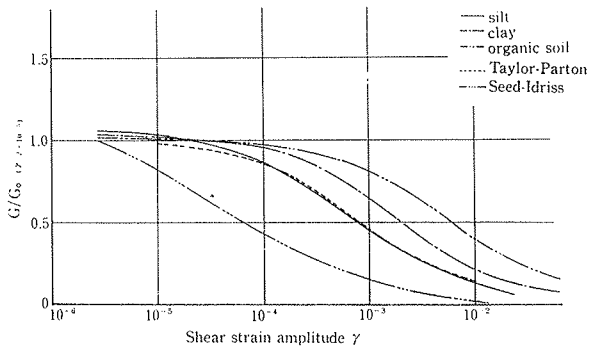


図-5 G/G₀とγの関係(全試料)

図-10は室内試験から得られたGのうち $\gamma=1 \times 10^{-5}$, 1×10^{-3} のひずみにおけるGと拘束圧 (σ_c) の関係を両対数紙上にて表わしたものである。一部の有機質土を除けばGは σ_c のほぼ1.0乗に比例して増大している。

図-11は室内試験から得られたhとγの関係を示したものである。図中には比較のため既往のデータも併せて示した。いずれの試料についてもγの増加にともなってhが増大する傾向が認められる。特にその傾向はシルトにおいて顕著であり、Seed-Idriss ラインと Taylor-Par-

ton ラインの中間的な値を示している。一方、粘土、有機質土では既往のデータに比べ、ひずみ依存性が小さいようである。ここで、微小ひずみ領域におけるhに着目すると、 $\gamma \leq 1 \times 10^{-4}$ においてhはいずれの試料とも2~4%の範囲内に分布してほぼ一定値を示している。そこで、Gと同様に規準化を図った。つまり $\gamma \leq 1 \times 10^{-4}$ におけるhを h_0 とし、任意ひずみのhでこれを除すことによって $1/(h/h_0)$ として表示したのである。

図-12はこれを粘土試料を例にとって示したものである。図中の破線はデータのばらつき範囲を、また一点鎖線はその平均傾向線を示している。

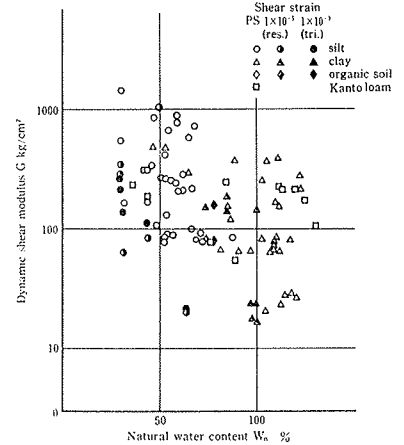


図-6 GとWₙの関係

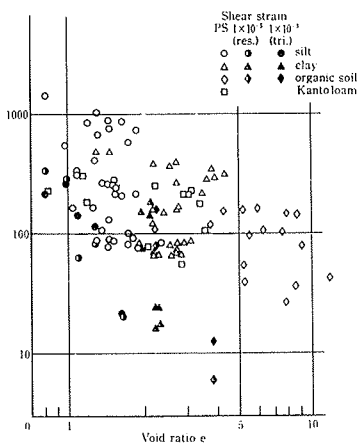


図-7 Gとeの関係

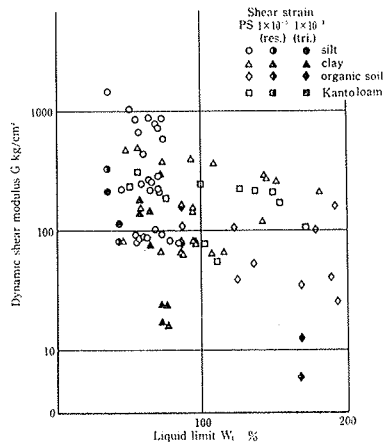


図-8 GとWₗの関係

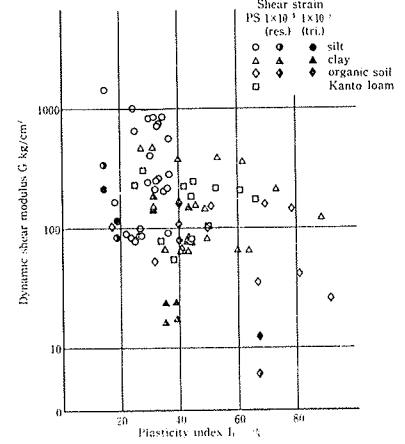


図-9 GとIₚの関係

図-13はすべての土質における平均傾向線を一括して表わしたものである。ここで、 h/h_0 の平均傾向線と図-6で示した G/G_0 の平均傾向線は非常に類似したパターンを有することがわかる。すなわち、 G/G_0 の低下率の大きな土質ほど $1/(h/h_0)$ も大きな低下率を有するものと解釈される。

そこで、これらの平均傾向線から $\gamma=1 \times 10^{-4} \sim 1 \times 10^{-2}$ のひずみ領域における G/G_0 と $1/(h/h_0)$ の関係を示したのが図-14である。この図よりいずれの土質についてもきわめて明確な直線性をもつことがわかる。そこで、これに一次回帰式を適用すれば次のように示される。

$$h = \frac{h_0}{a(G/G_0) + b} \quad \dots\dots(5)$$

a, b は土質の違いによる定数で表-2のような値となった。

ここで、 $\gamma=1 \times 10^{-4}$ におけるhの各土質ごとの平均値を h_0 とし図-5の平均傾向線の値を(5)式に代入して求めた曲線を図-11に加えて示したものが図-15である。これらの曲線は実測値を平均的にフォローしており信ぴょう性の高い状況が理解できよう。

図-16~19は室内試験から得られたhのうち $\gamma=1 \times 10^{-4}, 1 \times 10^{-3}, 1 \times 10^{-2}$ のひずみにおけるhと物理特性値の関係を示したものである。 W_n, e, W_L, I_p の大きな試料ほどhは小さな値を持つようである。そして、この傾向はひずみの増加とともに次第に顕著になっている。土質別にみれば、シルトが最も顕著である。

なお、拘束圧 σ_c とhの間には有意な傾向を見出すに至らなかった。

図-20は原位置試験から求めた G_{ps} と静的三軸試験から求めた非排水せん断強さ(S_u)の関係について、すべての試験結果を一括して両対数紙上で表わしたものである。 S_u の大きな土ほど G_{ps} も大きく、この傾向は次の一次回帰式によって表わされる。

$$G_{ps} = 586 S_u^{0.95} \quad \dots\dots(6)$$

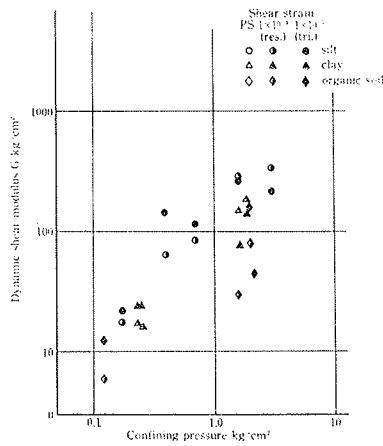


図-10 Gと σ_c の関係

土質名	定数	a	b
粘土		0.88	0.18
シルト		1.00	0.04
有機質土		0.82	0.18

表-2 a, bの値

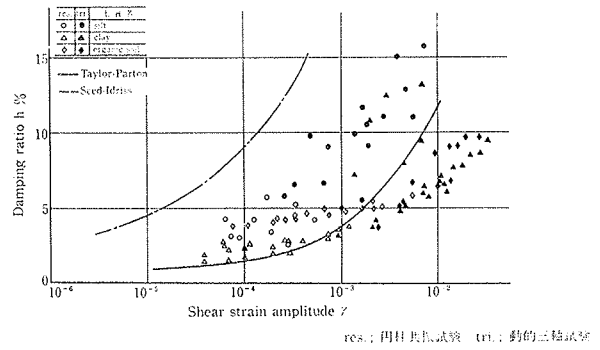


図-11 hと γ の関係

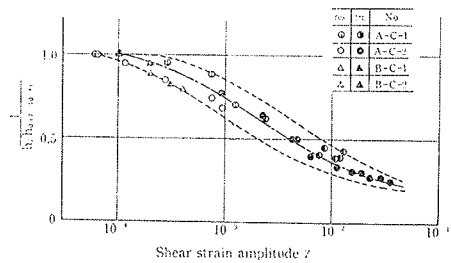


図-12 $1/(h/h_0)$ と γ の関係(粘土試料)

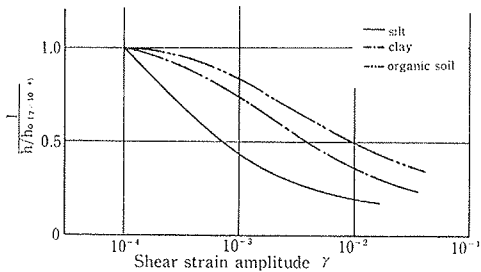


図-13 $1/(h/h_0)$ と γ の関係(全試料)

比較のため、原の実験式も併せて示したが、その差は $S_u=1.0\text{kg/cm}^2$ にて12%程度であった。

なお、室内Gと S_u の間には有意な傾向を見出すに至らなかった。

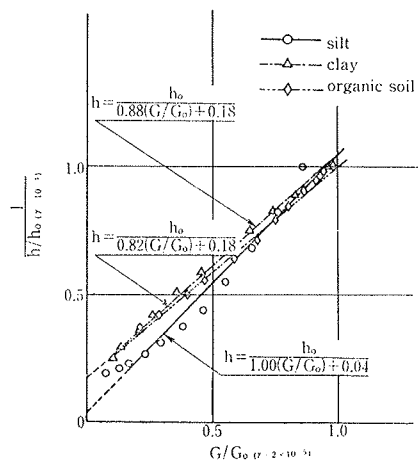


図-14 G/G_0 と $1/(h/h_0)$ の関係

4. 結論

以上の結果から、例えば実用的手法の一例について示せば次のようになろう。通常の静的土質試験から S_u に関するデータを得れば、(6)式より G_{ps} ($\gamma=1 \times 10^{-6} \sim 1 \times 10^{-5}$) が推定される。これを図-5の平均傾向線にあてはめることによって任意のひずみにおける G を、また図-15から物性を考慮した h_0 を求め、これを(5)式に代入することによって所定のひずみにおける h を推定することが可能となろう。

最後に、本研究の実施にあたっては法政大学大学院生、中村幸男君の尽力に負うところが多いことを付記して謝意を表わします。

参考文献

- 1) 斎藤, 平間, 鳥井原: 土のネジリ振動試験装置の試作と2, 3の試験結果について, 大林組技術研究所報, No. 16. (1978), pp. 56~59
- 2) Taylor, P. W. and Parton, I. M.: Dynamic Torsion Testing of Soils, Proc. 8th International Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. Vol. 1, (1973)
- 3) Seed, H. B. and Idriss, I. M.: Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analysis, Report No. EERC 70-10, University of California, (1970)

- 4) Hara, A. et al: Shear Modulus and Shear Strength of Cohesive Soils, Soil and Foundation, Vol. 14, No. 3, (1974)

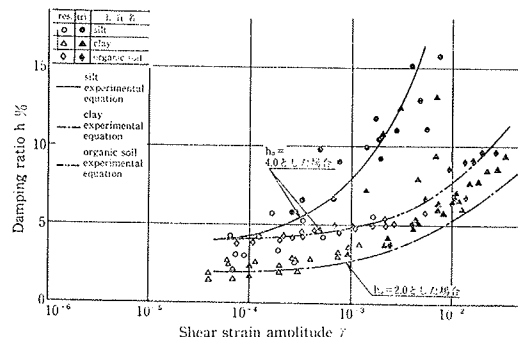


図-15 実験式から求めた h と γ の関係

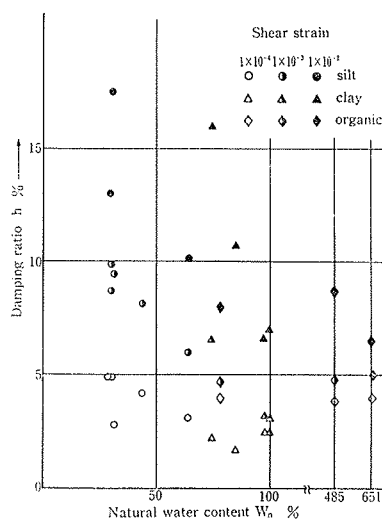


図-16 h と W_n の関係

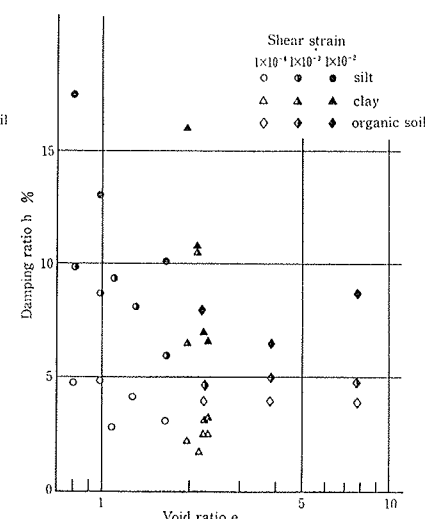


図-17 h と e の関係

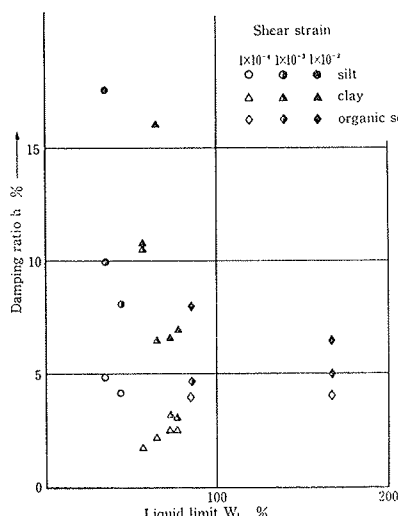


図-18 h と W_L の関係

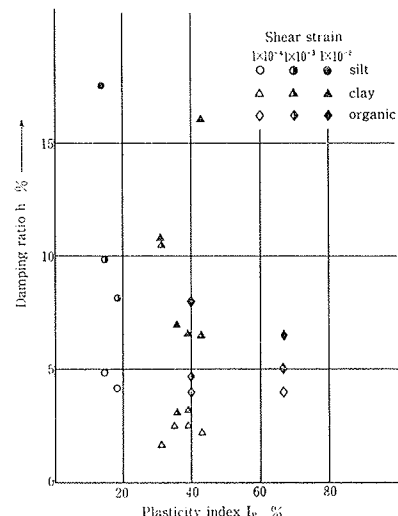


図-19 h と I_p の関係

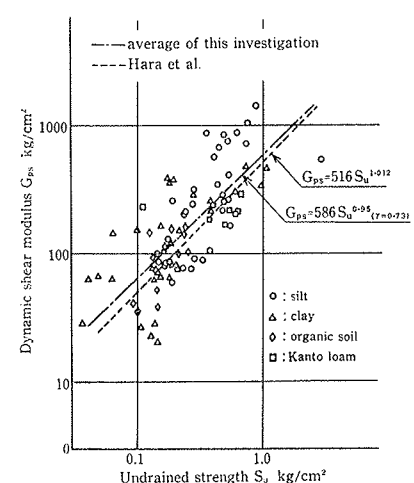


図-20 G_{ps} と S_u の関係