

圧縮性の卓越した砂中の杭の先端支持力とその評価

安福規之*・田中邦博**・村田秀一***・
兵動正幸****

本研究では、圧縮性の異なる砂を対象に三軸圧縮試験と模型杭の載荷実験を行い、地盤材料の圧縮性の違いが杭の先端支持力に及ぼす影響を実験的に検討した。主要な結果をまとめると次のようになる。1) カーボネイト系の砂やまさ土のような破砕性の大きな地盤材料は、シリカ系の砂に比べて圧縮性が大きく、せん断剛性も小さい。2) 大きなせん断抵抗角を有しているにもかかわらず、圧縮性が大きければ先端支持力は小さくなり得る。また、先端支持力の発現に圧縮性が大きく関わっていることを明確にした。

Key Words : pile, end bearing capacity, breakable sandy soil, model test, compressibility

1. まえがき

圧縮性のある地盤材料を支持地盤とする杭の先端支持力の発現特性を明らかにすることは、深い基礎の合理的な設計手法を確立するという意味で工学的に大変重要である。このような立場からの杭の支持力に関する研究は、実験的或いは解析的にかかなり古くから多くの研究者により行われてきている^{1)~14)}。しかし、その多くは硬い土粒子の比較的堅固な地盤を念頭においたものであり、破砕性の大きな柔らかい土粒子からなる地盤を対象とした支持力に関する検討は少ないように感じられる。圧縮性或いは破砕性の大きな砂質地盤の代表的なものとして、世界的な規模で見た場合には近年注目を集めているカーボネイト系の堆積地盤があり¹⁵⁾、国内においてはまさ土やしらす等、風化残積土や火山性堆積地盤が挙げられる。

カーボネイト堆積地盤は、熱帯や亜熱帯の浅い海域に広く分布し、破砕性に富んだ砂質地盤としてよく知られている。1970年代初頭より、石油や天然ガスの採掘に関連して、大型のプラットフォームを始めとする各種の海洋構造物がカーボネイト地盤上に盛んに建設され、それに相まって杭基礎の支持力に関するいくつかの問題が生じてきている。その一つは、従来の支持力公式では、この種の地盤中の杭の挙動をうまく表せ得ないということである¹⁶⁾。特に、炭酸カルシウム (CaCO₃) 成分を多く含むカーボネイト堆積地盤中に打設された杭の場合、地盤材料そのものは非常に高いせん断抵抗角を有しているにもかかわらず、低い支持力しか発現し得ないことが報告されている¹⁷⁾。また、Semple¹⁵⁾は、同じ相対密度であってもカーボネイト系の砂質地盤中の杭の先端

支持力が土粒子の堅固なシリカ系の砂質地盤の場合の半分以下にしかなり得ないことを示し、その理由として材料の圧縮性と負のダイレタンシーによる収縮特性の大きさを挙げている。しかしながら、カーボネイト砂に関連した最近の研究成果をまとめたRandolphらの報告¹⁸⁾にあるように、現状では支持力の評価に地盤材料の圧縮性を考慮に入れることの重要性は認識されているものの、それらを考慮した実用的な評価手法の確立には至っていないようである。また、研究の多くが深い基礎の周面摩擦力に焦点を合わせており、先端支持力の取り扱いに主眼を置いた実験的研究は少なく^{19), 20)}、さらなる実験結果の蓄積が望まれている。

以上のような破砕性土中の基礎の支持力に関する問題は、カーボネイト堆積地盤に特有のものではなく、日本、特に西日本に広く分布するまさ土のような破砕性の顕著な砂質土からなる地盤においても十分起こり得るものと考えられる。本研究では、このような観点から以下の事項を実験的に検討する。

(1) 4種類の砂、すなわちDogs Bay砂と称されるカーボネイト砂と中程度に風化した砂質土系のまさ土及び豊浦標準砂と秋穂砂(両者ともに堅い土粒子からなるシリカ系の砂)を用いて三軸圧縮試験を行い、各試料の力学挙動の特色を明確にする。

(2) 小さな模型杭の載荷実験を上述の4種類の試料を対象に行い、圧縮性の違いに着目して先端支持力の発現特性を検討し、特に破砕性の大きな材料において圧縮性を考慮することの重要性を示す。

(3) 三軸圧縮試験と模型杭載荷実験の結果を踏まえ、圧縮性を陽なかたちで取り入れた杭の先端支持力評価の可能性を実験的な立場から検討する。

2. 用いた試料の特性

本研究では、豊浦標準砂の他に以下に示す3種類の空

* 正会員 工博 九州大学助教授 工学部建設都市工学科
(〒812 福岡市東区箱崎 6-10-1)

** 正会員 工修 九州共立大学講師 工学部土木工学科

*** 正会員 工博 山口大学教授 工学部社会建設工学科

**** 正会員 工博 山口大学助教授 工学部社会建設工学科



Photo.1 Photomicrograph of Dogs Bay sand

Table 1 Fundamental material properties

Material	G_s	D_{max} (mm)	e_{max}	e_{min}	U_c	$CaCO_3$ (%)
Dogs Bay sand	2.72	2.0	2.451	1.621	1.92	94
Ube Masado	2.62	2.0	1.210	0.580	9.82	----
Aio sand	2.63	2.0	1.033	0.649	2.33	----
Toyoura sand	2.64	0.5	0.973	0.635	1.20	----

気乾燥した砂を用いて三軸圧縮試験及び模型杭載荷実験を行った。Table 1には4つの試料の主要な物理的性質をまとめている。

(a) Dogs Bay 砂：アイルランド西海岸から採取されたカーボネイト（石灰質）系の砂である。Dogs Bay 砂は、平状になったやや角張った軟らかい土粒子（主として海洋生物の死骸）を多く含んでいる。破碎性に富んでいることから土粒子を破碎させることなく密な供試体を作成することは難しい²²⁾。また、粒子自体に多くの間隙を内包していることから最大と最小の間隙比は、Table 1からもわかるようにシリカ系の砂である豊浦標準砂に比べて2倍程度大きい。Dogs Bay 砂は、平均値として約94%の炭酸カルシウム成分を含んでおり、典型的なカーボネイト系の砂として今までに複数の研究者によって用いられてきている^{19), 21)~23)}。なお、この種の砂は日本では沖縄地方に広く分布する²⁴⁾。

(b) 秋穂砂：山口県の秋穂海岸で採取されたシリカ系の海砂である。秋穂砂は、主として石英と長石からなるが、豊浦標準砂に比べて角張った粒子が多い。土粒子の破碎性は、Dogs Bay 砂に比べるとはるかに小さいが、豊浦砂に比べるとやや大きい²⁵⁾。

(c) 宇部まさ土：山口県宇部市で採取された広島型のまさ土である。このまさ土は中程度に風化した砂質土系のまさ土であり、主として石英、長石、雲母からなる。土粒子は総じて手でつぶせる程度に柔らかく、その破碎性は秋穂砂に比べてかなり大きい^{25), 26)}。

Photo.1は、Dogs Bay 砂の顕微鏡写真を示しているが、これから土粒子構造の複雑さが見て取れる。また、

材料の破碎性は豊浦標準砂が最も小さく、宇部まさ土が最も大きい。ここでは、破碎しにくい砂の代表として豊浦標準砂と秋穂砂を、また破碎しやすい砂の代表として宇部まさ土とDogs Bay 砂を取り上げている。

3. 等方及び三軸圧縮条件下における力学特性

各試料の力学特性を明確にするために、気乾状態の供試体を対象とした等方圧縮試験と三軸圧縮試験が、400 kPaまでの拘束圧域において排気条件下で行われた。すべての供試体は、後述の模型杭実験の試料作成方法に対応するようにタンピング法を用いて作成された。等方圧縮試験は応力制御方式で行い、側圧一定の三軸圧縮試験は、ひずみ速度0.12%/min一定のひずみ制御方式で行った。また、圧縮及びせん断中の体積変化は、三軸セル中の脱気水の変化量を二重ビューレットを介して読むことによって測定された²⁶⁾。なお、供試体の相対密度や得られた主要な結果は、Table 2にまとめられている。以下では、議論をわかりやすくするために相対密度75%の結果を中心に、主として材料の違いに着目して検討を進める。また、宇部まさ土の場合の相対密度は120%に限定されている。これは宇部まさ土の圧縮性が非常に大きかったために載荷装置の能力上、超密な条件でしか実験が実施できなかったことによる。

さて、砂の $e - \ln \sigma_m$ 関係の特性は、等方応力下とせん断応力下では著しく異なることが示されている²⁷⁾。ここでは特に、等方応力下での圧縮性の程度を評価するために、次式で定義される圧縮係数 C_p^* を導入する。

$$C_p^* = \frac{\Delta e}{\Delta (\ln \sigma_m)} \dots \dots \dots (1)$$

C_p^* はFig.1からもわかるように、 $e - \ln \sigma_m$ 曲線における任意の拘束圧での接線勾配を与える。ここに、 $\sigma_m = (\sigma_a + 2\sigma_r)/3$ は、平均有効主応力であり、この場合拘束圧 σ_r に一致する。もし、砂の $e - \ln \sigma_m$ 曲線が直線として与えられるなら C_p^* の値は拘束圧に関係なく1つ決まる。

Fig.2は、このようにして求めた C_p^* を用いて4つの試料の等方圧縮過程での圧縮性を比較したものである。対象とする応力域においてはいずれの試料も C_p^* の値は、指数関数的に増加しており、拘束圧の増加と共に圧縮性は増加することがわかる。また、 C_p^* の値は、シリカ系の砂である秋穂砂や豊浦標準砂よりも破碎性の大きなDogs Bay 砂と宇部まさ土の方が全体的に2~10倍程度大きく、これら2つの試料の圧縮性の大きさが見いだせる。特に、宇部まさ土の場合、相対密度が非常に大きいにもかかわらず圧縮性が大きいというのは特筆すべき点である。

Fig.3は、各試料のせん断過程におけるせん断剛性 $G_{0.1}$ と拘束圧 σ_r との関係を相対密度 D_r が75%の場合

Table 2 Results of triaxial compression tests of sands used

	Dr (%)	σ_r (kPa)	Cp'	G _{0.1} (MPa)	ϕ'_{sp} (Deg.)	ϕ'_{ch} (Deg.)		Dr (%)	σ_r (kPa)	Cp'	G _{0.1} (MPa)	ϕ'_{sp} (Deg.)	ϕ'_{ch} (Deg.)	
Dogs Bay sand	40	50	0.020	9.13	41.8	36.0	Toyoura sand	75	50	0.0027	13.33	22.3	31.5	
	40	100	0.030	14.52	42.3	36.0		75	100	0.0042	22.67	29.5	31.5	
	40	200	0.046	15.67	39.2	36.0		75	200	0.0056	34.33	30.0	31.5	
	40	400	0.076	23.00	34.1	36.0		75	400	0.0068	48.83	29.5	31.5	
	75	50	0.011	11.43	40.0	36.0		100	50	0.0010	13.73	23.4	31.5	
	75	100	0.019	14.67	42.5	36.0		100	100	0.0016	28.93	33.7	31.5	
	75	200	0.027	18.20	41.4	36.0		100	200	0.0027	35.87	29.3	31.5	
	75	400	0.033	31.23	36.7	36.0		100	400	0.0054	49.73	32.2	31.5	
	90	50	0.022	16.53	43.3	36.0		Aio sand	75	50	0.0073	11.87	30.4	32.5
	90	100	0.029	20.20	43.9	36.0			75	100	0.0104	12.00	31.3	32.5
90	200	0.036	25.50	42.1	36.0	75	200		0.0128	22.30	32.6	32.5		
90	400	0.046	30.73	38.3	36.0	75	400		0.0163	28.80	35.6	32.5		
Ube Masado	120	50	0.017	8.13	41.0	38.1	90		50	0.0070	14.03	32.8	32.5	
	120	100	0.030	12.07	40.6	38.1	90		100	0.0090	29.13	36.1	32.5	
	120	200	0.042	13.80	41.9	38.1	90		200	0.0130	27.93	31.2	32.5	
	120	400	0.071	20.07	41.3	38.1	90		400	0.0160	91.67	35.4	32.5	

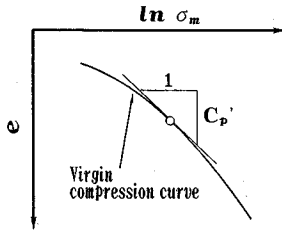


Fig.1 Definition of compressibility factor under isotropic stress condition

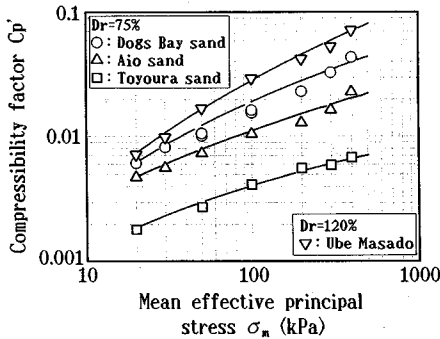


Fig.2 Comparison of compressibility under isotropic stress condition

を中心にまとめたものである。せん断剛性 $G_{0.1}$ は、せん断ひずみ $\varepsilon = 2(\varepsilon_a - \varepsilon_r)/3$ が 0.1% での軸差応力 $q = \sigma_a - \sigma_r$ と ε の関係における割線勾配を 3 で除した値で与えられ、これはいわゆるせん断弾性係数に対応するものである。この図から Dogs Bay 砂と宇部まさ土は、他の 2 つのシリカ系の砂よりもかなり低いせん断剛性を示していることがわかる。

Fig.4 は、三軸圧縮試験中に生じた最大の体積圧縮ひずみ v_{max} と拘束圧の関係を試料の違いに着目して示したものである。この図から、Dogs Bay 砂と宇部まさ土は、他の 2 つのシリカ系の砂よりも体積圧縮ひずみの生

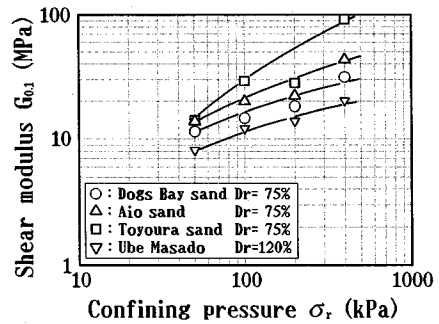


Fig.3 Comparison of shear modulus for each sand

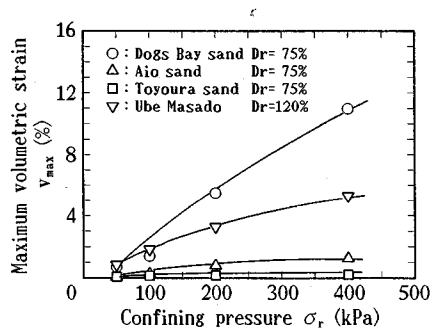


Fig.4 Comparison of compressibility due to shear

じ方が大きく、圧縮過程同様せん断過程においても Dogs Bay 砂と宇部まさ土の収縮性の大きさがうかがえる。その傾向は拘束圧の増加とともにより顕著に現れる。

砂の Mohr-Coulomb の破壊包絡線の勾配は、拘束圧の増加と共に減少することが知られ²⁸⁾、その勾配の変動は、セカントアングルの大きさでしばしば評価される。

Fig.5 は、軸差応力の最大の点で求めた各試料のセカントアングル ϕ'_{sp} と平均有効主応力 σ_m の関係をまとめたものである。 σ_m の増加に伴う ϕ'_{sp} の減少傾向は Dogs Bay 砂の場合特に著しい。しかし、対象としている応

Table 3 Results of model pile tests of sands used

	Dr (%)	σ_v (kPa)	ϕ'_{ch} (Deg.)	K_0	σ'_m (kPa)	Cp'	$q_{p10\%}$ (MPa)	q_{py} (MPa)	(S/D) _v (%)	$q_{p20\%}$ (MPa)	$q_{p100\%}$ (MPa)	N_q^*	N_q	F_f	
Dogs Bay sand	40	50	36.0	0.41	30.4	0.016	0.76			0.94	1.27	25.4		0.75	
		100			60.8	0.025	1.07	0.90	6.1	1.31	1.87	18.7		0.47	
		150			91.2	0.030	1.18	1.18	10.0	1.49	2.37	15.8	37.8	0.40	
		200			121.6	0.037	1.44			1.81	2.63	13.2		0.35	
	75	50	36.0	0.41	30.4	0.0068	1.19	1.06	7.8	1.52	3.11	62.2		1.62	
		100			60.8	0.0080	1.54	1.32	8.0	2.05	3.62	36.2		1.63	
		150			91.2	0.0130	1.82			2.44	4.45	29.7	37.8	0.97	
		200			121.6	0.0170	1.88	1.60	7.7	2.57	5.16	25.8		0.79	
	90	100	36.0	0.41	60.8	0.010	2.00	2.14	11.0	2.82	5.53	55.3		1.45	
		200			121.6	0.023	2.50	2.50	10.0	3.32	6.00	30.0	37.8	0.75	
		300			182.4	0.027	2.72	2.72	10.0	3.65	6.87	22.9		0.61	
		400			243.3	0.033	3.02	2.96	9.5	3.88	7.11	17.8		0.42	
Ube Masado	120	50	38.1	0.38	29.3	0.011	0.65	1.12	22.0	1.10	2.50	50.0		1.18	
		100			58.7	0.018	1.10	1.82	20.0	1.62	3.07	30.7	49.3	0.72	
		150			88.0	0.024	1.35	1.97	20.0	1.95	3.91	26.1		0.62	
Aio sand	75	50	32.5	0.46	32.1	0.0050	1.14	1.00	5.8	1.39	2.70	54.0		2.25	
		100			64.2	0.0090	2.20	1.85	7.0	3.00	5.50	55.0	24.6	2.25	
		150			96.3	0.0098	2.56	2.20	6.8	3.17	5.73	38.2		1.55	
		200			128.4	0.0130	3.14	2.54	7.0	4.11	6.41	32.1		1.32	
	90	100	32.5	0.46	64.2	0.0180	4.83	4.01	6.0	6.08	10.76	26.9		1.00	
		200			128.4	0.027	2.83	2.75	9.5	3.83	6.60	66		2.08	
		300			192.4	0.0092	4.05	3.97	9.5	5.43	9.91	49.6	24.6	2.01	
		400			256.7	0.0135	5.76	5.64	9.3	7.37	14.26	47.5		1.88	
	Toyoura sand	75	50	31.5	0.48	32.6	0.0018	1.85	1.50	5.2	2.36	4.93	98.4		4.50
			100			65.2	0.0030	2.93	2.46	5.6	3.87	7.32	73.2	21.9	3.65
			200			130.3	0.0047	4.00	3.60	6.2	5.29	10.60	52.9		2.45
			400			260.7	0.0060	6.91	5.80	6.4	8.87	16.04	40.1		1.85
100	100	31.5	0.48	65.2	0.0012	4.72	5.76	13.0	6.88	14.20	161.6		7.38		
	200			130.3	0.0024	6.50	8.13	13.0	9.42	19.20	96.2	21.9	4.65		
	400			260.7	0.0030	8.96	11.47	13.0	3.12	26.88	67.0		3.05		

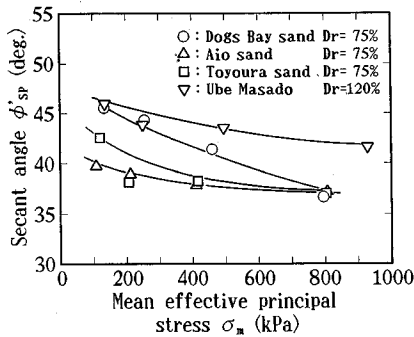


Fig.5 Comparison of secant friction angle of each sand at peak deviatoric stress

力域において、Dogs Bay 砂と宇部まさ土の ϕ'_s の平均値が、秋穂砂、豊浦標準砂のそれよりも高いことには注目すべきである。

以上のことから、対象とした試料の力学特性において強調すべきことは、Dogs Bay 砂と宇部まさ土が他の2つのシリカ系の砂よりも高いせん断抵抗角を有しているにも拘らず、これら2つの砂が相対的に小さなせん断剛性とかなり大きな圧縮性を示すということである。以下では、このような特徴を有する Dogs Bay 砂、宇部まさ土、秋穂砂と豊浦標準砂を用いた小さな模型杭実験の結果が示される。

4. 模型杭実験

(1) 実験装置

今回実験に用いた加圧砂槽と載荷装置の模式図が Fig.6 に示されている。この砂槽は、高さ 41 cm、直径 33 cm の円筒型のものであり、2つ割りの円柱壁、底盤および上盤から構成されている。なお、本装置は三浦の試作した装置を基礎として作られている⁹⁾。模型杭は砂槽の大きさ、載荷能力、また最大粒径と杭径の比が 10 以上であれば支持力に影響を与えないという報告²⁹⁾、さらに三浦の杭径を変えた実験の報告⁹⁾、³⁰⁾などを考慮して直径 2 cm の円柱型ものを採用している。この杭は、鋼製であり先端は平らである。また、周面摩擦力を軽減するために杭全体にクロムメッキが施してある。従って本実験では周面摩擦力の軸荷重に占める割合は小さいと判断され³¹⁾、以下では杭頭応力を先端支持力(杭先端応力)とみなして結果の整理が行われる。さらに、この装置は上載圧を模擬するために、ゴムメンブレンと 9 mm 厚の鋼板を介して空気圧が負荷できる仕組みとなっている。軸荷重はペロフラムシリンダーを介して空気圧によって負荷でき、その測定は 2 トンロードセルを使って行われる。

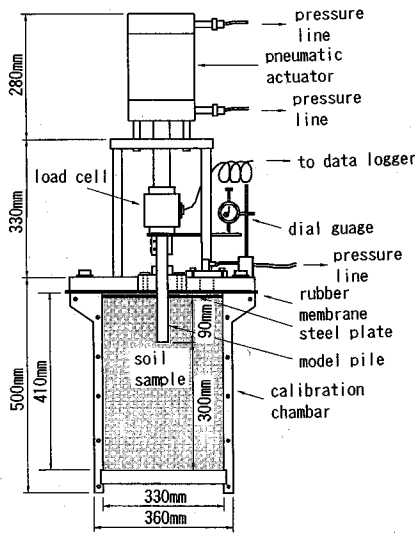


Fig.6 Model pile calibration chamber

(2) 実験方法

空気乾燥した試料(砂層)は、Table 3 に示した所定の相対密度を得るために予備実験で決定した巻き出し厚と一層当たりの突固め回数に基づいてタンピング法によって準備された。ゆる詰め試料(相対密度 40%)の場合は、ノズルを使ってゆっくり試料を巻き出すことによって、また中密の試料(相対密度 75%)は、層厚 15 mm として一層当たり 50 回程度タンピングすることによって、密詰め試料(相対密度 90~100%)の場合は、層厚 5 mm で一層当たり 100~200 回タンピングすることによってそれぞれ作成された。なお、タンパーとしては重さ 3 kgf、直径 13 cm の円柱状のものをを用い、また一回のタンピングの強さはどの場合も同じであり、土粒子が破碎しない程度とした。

模型杭は、試料の層高が 30 cm になった段階で、杭取付用の支持枠を利用して試料表面の中央に位置するように慎重に取り付けられた。さらに、上述の方法で約 9 cm 砂層を積み上げ、砂中に杭の一部を埋め込んだ。最後に、砂層表面を均した後、薄い鋼製の板を敷き、それからニトリルゴム製のメンブレンと上盤を二つ割りの砂槽にしっかり固定した。以上により、砂中に埋め込まれた杭の設置が完了する。Fig.6 は、試料のセットが完了した時点の装置の様子を模式的に示したものである。載荷実験における軸荷重の載荷は、応力制御方式で行われた。載荷ステップは、最大軸荷重の 1/20 を目安とした。それぞれのステップで軸荷重は、杭径に対する沈下量の割合(沈下速度)が 0.01%/min になるまで維持され、それ以下になった時点で沈下量 S を測定し次の荷重ステップへ進んだ。載荷は沈下量が杭径(2 cm)と同程度の値に達するまで続けた。対象とした上載圧 σ_v は、

50~400 kPa であり、また相対密度は 40~100% である。

5. 模型実験の結果と考察

(1) 杭頭応力と沈下量の関係

杭頭応力 q_p と杭径 D で正規化した沈下量 S/D の関係が上載圧をパラメーターとして Fig.7 に描かれている。Fig.7 (a), (b) には土粒子の相対的に柔らかい Dogs Bay 砂と宇部まき土の結果が、Fig.7 (c), (d) には土粒子の堅固な秋穂砂、豊浦標準砂の結果がそれぞれ示されている。図 (a), (b) の横軸のスケールが図 (c), (d) のそれぞれの 2 倍であることに注意し、相対密度 75% の Dogs Bay 砂と 120% の宇部まき土の結果を見ると、いずれの試料もシリカ系の 2 つの砂に比べて初期の剛性は小さく、その傾向は上載圧が大きくなる程、顕著であることがわかる。特に宇部まき土の場合、非常に高い相対密度であるにもかかわらず発現される杭頭応力はかなり小さい。この理由としては三浦の指摘にもあるように杭先端付近の砂の粒子破碎に起因した圧縮性の増大が挙げられよう³⁰⁾。加えて、対象とした上載圧の基ではいずれの試料も杭頭応力-沈下量曲線に明確なピークが現れず、破壊形態が局所的であることを示唆している。なお、沈下量が杭径の 10% の時の杭頭応力 $q_{p10\%}$ 、100% の時の杭頭応力 $q_{p100\%}$ 、 $\log(S/D) - \log q_p$ 曲線の明瞭な折れ点で規定される杭頭降伏応力 q_{pv} とその時の正規化沈下量 $(S/D)_v$ などの主要な結果は、Table 3 にまとめられている。

(2) 沈下量で定義した支持力の相互関係

先端の支持力をどう定義するかと言うことは、模型杭実験の結果を解釈する上で大変重要である。高野らは、多くの研究成果³¹⁻³⁾を踏まえ、a) 対数グラフ上に描いた杭頭荷重-沈下量曲線に表れる明瞭な折れ点を第1限界荷重、b) 杭先端の沈下量が杭径の 10% の時の杭頭荷重を杭の限界支持力、すなわち第2限界荷重とすることを提案している³²⁾。ここでは、模型実験の結果ではあるが、試料の違いに着目してこれら 2 つの限界荷重にそれぞれ対応する杭頭応力 $q_{p10\%}$ と杭頭降伏応力 q_{pv} の発現の仕方について検討を加える。また、後述するように実験結果と支持力公式との対応を調べるには、極限の先端支持力を定義しておくことが必要である。ここでは、平山³³⁾に習い、便宜上 $q_{p100\%}$ を物理的に意味のある極限先端支持力とみなし、以下の議論を進める。

Fig.8 は、杭頭降伏応力 q_{pv} を $q_{p10\%}$ で正規化した量 $q_{pv}/q_{p10\%}$ と正規化沈下量 $(S/D)_v$ の関係をまとめたものである。図中には、50~400 kPa の上載圧におけるすべての試料の結果が示されている。Table 3 も参照すると q_{pv} の発現の仕方において、いずれの試料も上載圧の影響は有意ではないと言える。しかし、相対密度と試料の違いの影響は見られ、結果として相対密度が大きくな

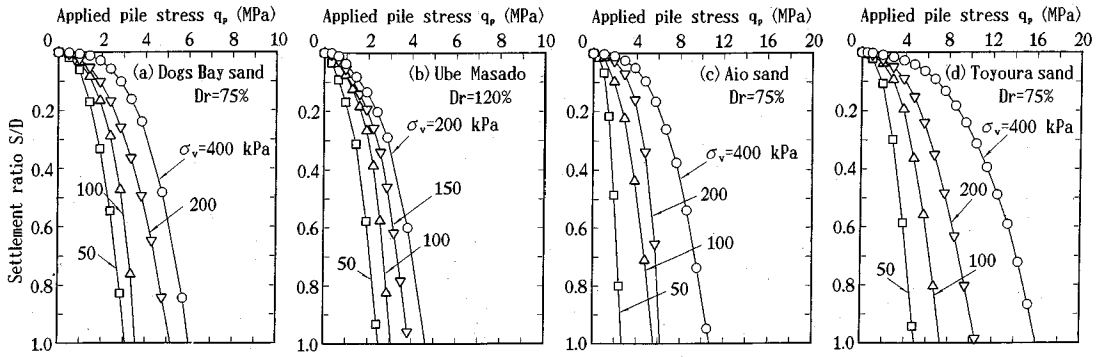


Fig.7 Relationship between applied pile stress and settlement ratio ; (a) Dogs Bay sand (Dr=75%), (b) Ube Masado (Dr=120%), (c) Aio sand (Dr=75%), (d) Toyoura sand (Dr=75%)

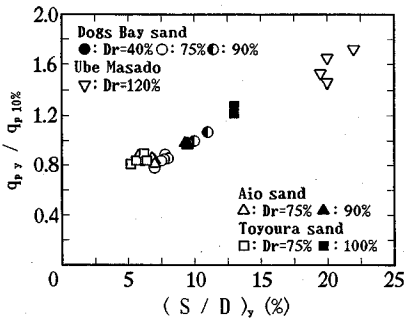


Fig.8 Relationship between yield stress ratio and settlement ratio at yielding of each sand

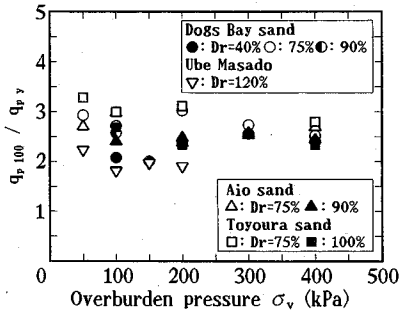


Fig.9 Relationship between applied pile stress ratio and overburden pressure of each sand

るほど、 q_{pv} の発現には相対的に大きな正規化沈下量が必要とすることがわかる。具体的には、Dogs Bay 砂、秋穂砂、豊浦標準砂の降伏応力点の位置 $(S/D)_y$ が、5～13%の範囲にあるのに対し、宇部まさ土の場合、 $(S/D)_y$ の値は20%前後であり、 q_{pv} の発現に相対的に大きな沈下量が必要とする。このことは、小さな模型実験の範疇ではあるが q_{pv} の発現に要する沈下量が試料によっては10%を越え得ることを意味し、実際の許容支持力を考える上で十分注意が必要であることを示唆している。これと同様な傾向は、Vesic³⁴⁾や Golightly and Nauroy²⁰⁾によっても指摘されている。

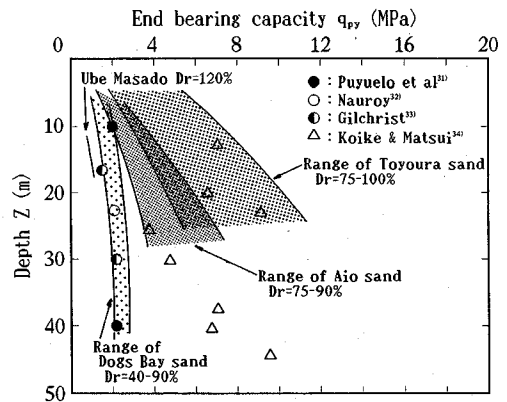


Fig.10 Comparison of experimental end bearing capacity for each sand with field test data

Fig.9は、各試料の杭頭応力比、 $q_{p100\%}/q_{py}$ と上載圧の関係と比較したものである。 $q_{p100\%}/q_{py}$ の値には、相対密度や試料の違いによって多少の幅はあるものの、上載圧の影響はあまり受けない。この結果に基づくと、杭頭応力比 $q_{p100\%}/q_{py}$ は、上載圧に関係なく

$$\frac{q_{p100\%}}{q_{py}} = 1.8 \sim 3.0 \dots \dots \dots (2)$$

と表現できる。

Fig.10は、実験結果から求めた各試料の q_{pv} と過去に行われた現場試験結果から得られた q_{pv} の対応を深さ Z に対して見たものである。図中のハッチは、各試料の実験結果の範囲を示し、プロットは現場試験結果から求めた q_{pv} を示している。Puyelo et.al.³⁵⁾、Nauroy et.al.³⁶⁾と Gilchrist³⁷⁾の結果は、比較的圧縮性の高い珊瑚質のカーボネイト砂に設置された杭のものであり、古池・松井³⁸⁾の結果はすべて砂質土もしくは砂れき質土を支持層とした杭のものである。この図から、Dogs Bay 砂と宇部まさ土の結果が、カーボネイト砂地盤の結果と良い対応を示し、秋穂砂、豊浦標準砂の結果が堅固な支持層に打ち込まれた杭の結果と良い対応関係にあることがわか

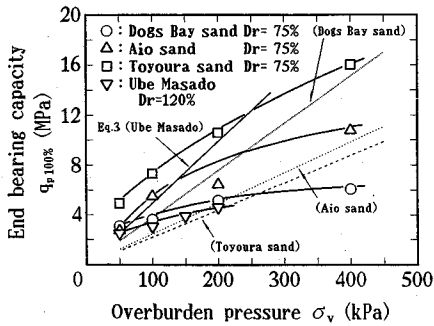


Fig.11 Ultimate end bearing capacity of each sand against overburden pressure

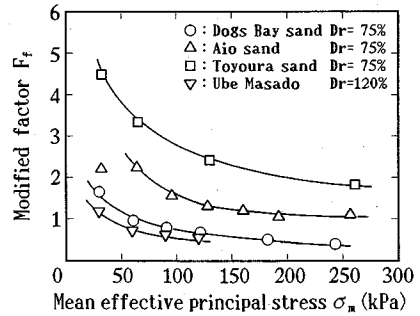


Fig.13 Comparison of modified factor of each sand

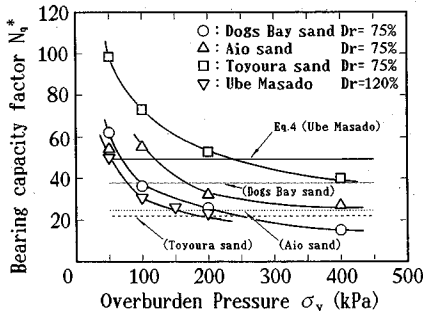


Fig.12 Bearing capacity factor of each sand against overburden pressure

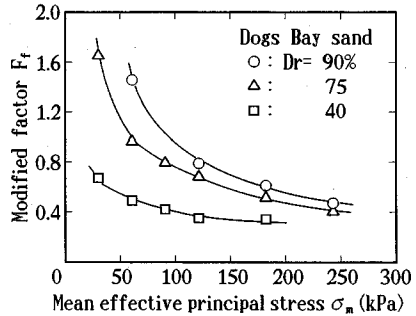


Fig.14 Modified factor of Dogs Bay sand for each relative density

る。このことは、模型実験で得られた知見が実際の問題に十分適用できることを示唆している。なお、図中の深さ Z は上載圧 σ_v を単位体積重量 γ で割ることによって計算されたものである。

(3) 極限先端支持力と上載圧の関係

深い基礎の極限の先端支持力、 q_{pult} は、通常上載圧 σ_v と次のように関係づけられる。

$$q_{pult} = N_q \sigma_v \dots\dots\dots (3)$$

N_q は、全般せん断破壊に対する支持力係数 N_q として次式を導いている。

$$N_q = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right) \exp(\pi \tan \phi') \dots\dots\dots (4)$$

また、Terzaghiは深い基礎の先端支持力を考える場合には、上式中の内部摩擦角 ϕ' を $\phi' = \tan^{-1}[2(\tan \phi')/3]$ に修正することを提案している。

Fig.11は、試料の違いに着目してまとめた極限先端支持力 $q_{p, 100\%}$ と上載圧の関係を描いている。また、Fig.12には Fig.11に示した各試料の模型実験の結果を式(5)を使って整理することによって求めた支持力係数 N_q^* と上載圧の関係がまとめられている。

$$N_q^* = q_{p, 100\%} / \sigma_v \dots\dots\dots (5)$$

図中には、比較のために式(3)と(4)で計算された q_{pult} と N_q 値も示されている。ここでは物理的に明確な意味をもつ特性状態、すなわちせん断過程で最大の体積

圧縮ひずみを与える応力状態において発揮される ϕ' の値 ϕ'_{ch} を用いて N_q の計算を行っている。この ϕ'_{ch} は、相対密度や拘束圧の大きさによらずほぼ一定値をとり、近似的に限界状態時の ϕ' の値 ϕ'_{cv} を与えることが知られている³⁹⁾。三軸圧縮試験から得られた ϕ'_{ch} の値は Table 3 にまとめられている。

まず、Fig.11を見ると、いずれの試料も極限先端支持力 $q_{p, 100\%}$ の値は上載圧の増加と共に増加するが、その増加曲線は非線形的であり、その傾向は破碎性の大きな Dogs Bay 砂や宇部まさ土ほど顕著であることがわかる。また、Fig.12において式(4)で求められた支持力係数 N_q の値に注目すると、豊浦標準砂と秋穂砂の場合は実験値を過小に評価し、Dogs Bay 砂と宇部まさ土の場合は逆に実験値を過大に評価する傾向にあることがわかる。特に、宇部まさ土の場合その傾向が顕著に現れている。さらに、Dogs Bay 砂と宇部まさ土の式(4)から得られる N_q の値は、秋穂砂、豊浦標準砂のそれより大きいにも拘らず、これら2つの試料の実験から求まる $q_{p, 100\%}$ の値は秋穂砂、豊浦標準砂のそれに比べてかなり小さく、1/2~1/3程度であることは特筆すべき点である。このような先端支持力の逆転する現象や実測の支持力係数が上載圧の増加と共に指数関数的に低下するという現象は、式(3)、(4)のような内部摩擦角のみの関数で与えられる支持力公式だけでは十分評価できな

い部分であり、支持力の評価に圧縮性の効果を取り入れることの重要性が認識できる。

6. 先端支持力に及ぼす圧縮性の影響

圧縮性の影響を支持力評価に取り入れる試みとして、ここでは式(3)、(4)で与えられる支持力公式を次式のように修正することを考える。

$$q_{pult} = F_f N_q \sigma_v \dots\dots\dots (6)$$

ここで、 F_f を修正係数と呼ぶことにすると、この係数は式(3)と式(5)の比較から

$$F_f = \frac{N_q^*}{N_q} \dots\dots\dots (7)$$

で与えられる。なお、 N_q は式(4)の ϕ' に ϕ'_{ch} を代入し計算される支持力係数、 $N_q^*(=q_{p100\%}/\sigma_v)$ は実験結果から求められる支持力係数である。Fig.13は、試料の違いに着目して整理した F_f と σ_m の関係を示し、Fig.14は、相対密度の違いに着目して描いたDogs Bay砂の F_f と σ_m の関係を示したものである。ここに、 σ_m は、平均有効主応力であり、 $\sigma_m = (1 + 2K_0)\sigma_v/3$; $K_0 = 1 - \sin\phi'_{ch}$ の関係を使って計算されている。まず、Fig.13に注目すると、Dogs Bay砂や宇部まさ土のように圧縮性の大きな試料ほど修正係数は小さく、1.0をかなり下まわる傾向にあることが認められる。すなわち実験から求まる支持力係数が古典的な支持力公式(式(4))から計算されるそれよりも小さくなることを示している。また、いずれの試料の場合もその値は σ_m の増加と共に指数関数的に減少し、最終的にはある値に収束する傾向にあることがわかる。またFig.14に注目すると、同じ試料の場合、修正係数は相対密度が小さいほどより小さく表れるものの、その差は σ_m の増加と共に消失する傾向にあることが見いだせる。

さて、式(6)を有効なものにするには、物理的に意味があり、また求めるのが簡単であるような何らかのパラメーターによって修正係数 F_f を評価することが必要である。ここでは、Fig.13とFig.14の結果を踏まえ、Fig.2に示した圧縮係数 C_p と修正係数 F_f との関連性について実験的に検討する。Fig.15がその結果であり、修正係数と圧縮係数の関係を片対数上に示している。図中には全ての試料の結果がまとめられているが、この図からデータにばらつきは多少あるものの、修正係数は試料の違い、相対密度の違い及び上載圧の大きさに関係なく圧縮係数と一義的な対応関係にあることが理解できる。つまり、修正係数は圧縮係数の増加と共に徐々に減少し、ある値(0.3程度の値)に収束する特性を示している。言い替えるとこのことは、等方圧縮試験によって圧縮係数さえ具体的に求めれば容易に修正係数がわかることを意味し、結果として式(6): $[q_{pult} = F_f N_q \sigma_v]$ とこの図を用いることによって、圧縮性を陽なカタチで取

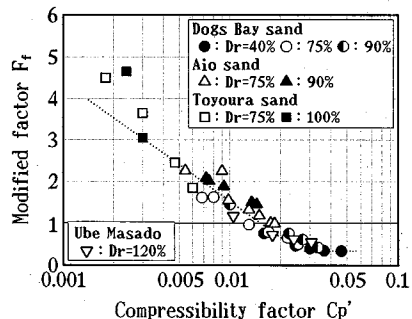


Fig.15 Relationship between modified factor and isotropic compressibility factor of each sand

り入れた先端支持力の評価を可能にする。つまり、この F_f はFig.15の結果を通して圧縮性の効果を直接反映したものであり、結果としてこの F_f を介して支持力の評価に圧縮性が取り入れられているとみなせ得る。

以上のことを整理すると次のようである。まず、ある σ_v (深さに対応)が与えられるとすると、 σ_v から $\sigma_m = (1 + 2K_0)\sigma_v/3$; $K_0 = 1 - \sin\phi'_{ch}$ の関係を使って σ_m が求まる。次いで σ_m からその材料の圧縮係数 C_p を等方圧縮試験の結果に基づいて評価する(Fig.2参照)。 C_p が求まると修正係数 F_f はFig.15(図中の点線を基準線とみなす)によって与えられる。また、 N_q は式(4)で $\phi' = \phi'_{ch}$ として計算され、最終的に q_{pult} 、正確には $q_{p100\%}$ が式(6)によって具体的に評価されることになる。前述したように、特にDogs Bay砂や宇部まさ土のような圧縮性の大きな砂を考える時、その先端支持力は古典的な支持力公式で予測されるものよりかなり小さく表れることから、設計における安全性や合理性の面からもこのような手順によって先端支持力の評価に圧縮性の効果を取り入れることは、破碎性の大きな試料に対して特に有効であり、今後積極的に検討されてよい手法であると考えられる。

7. まとめ

本研究では、圧縮性の異なる4種類の砂を対象に三軸圧縮試験及び小さな模型杭の載荷実験を行い、各試料の力学挙動の違いを調べると共に、圧縮性の違いが杭の先端支持力に及ぼす影響を実験的に検討した。主要な結果をまとめると次のようになる。

- 1) カーボネイト系の砂やまさ土のような破碎性の大きな地盤材料は、シリカ系の砂に比べて圧縮性が大きく、またせん断剛性も小さい。
- 2) 相対的に大きなせん断抵抗角を有していても、カーボネイト系の砂やまさ土のような圧縮性の大きな材料では、先端支持力がシリカ系の砂に比べて1/2~1/3といった小さな値になり得る。この先端支持力の低下の程度は、上載圧が大きい程顕著である。

3) いずれの試料においても載荷実験から求められた支持力係数は、上載圧の増加と共に指数関数的に減少し、また、その減少の仕方は試料によって異なる。2)の結果も含めてこのような特性は、Terzaghiタイプの古典的な支持力公式だけでは十分に表せ得ない。

4) 等方圧縮条件下での圧縮性と模型実験と支持力公式からそれぞれ求まる支持力係数の比(修正係数)の間には、試料の違い、上載圧及び相対密度に関係なく一義的なよい対応関係が存在する(Fig.15)。

5) Fig.15の結果に基づいて試料の圧縮性を評価し、それをPrandtlが導いた支持力係数と組み合わせることによって先端支持力の評価に圧縮性の影響を積極的に取り入れたひとつの経験的な手法を提示した。

謝辞：本研究を進めるにあたり、実験、データ整理及び試験機の改良等において多大な協力を受けた山口大学技官の山本修三氏、セントラルコンサルタンツ(株)の西川元樹氏(元山口大学大学院)及び山口大学大学院の辻昭人君に深甚の謝意を表す。また、特にカーボネイト砂の入手に便宜をはかって頂いたBradford 大学上級講師のA. F. L. Hyde 博士に深く感謝する。

参考文献

- De Beer, E.E.: Experimental Determination of the Shape Factors and the Bearing Capacity Factors of Sand, *Geotechnique*, Vol.20, No.4, pp.387~411, 1970.
- Meyerhof, G.G.: Bearing capacity and settlement of pile foundations, *Proc. ASCE Journal of the GE Division*, Vol.102, GT 3, pp.197~228, 1976.
- 山肩邦夫・富永晃司・廉慶敏：場所打ちコンクリート杭の先端荷重-先端沈下量曲線の検討，第18回土質工学研究発表会，pp.1001~1004, 1983.
- BPC Committee: Field Tests on Piles in Sand, Soils and Foundations, Vol.11, No.2, pp.29~50, 1971.
- 石堂稔：砂中の杭の鉛直支持力に関する基礎的研究，九州大学博士論文，1974.
- 岸田英明・高野昭信・佐伯英一郎：砂地盤に埋込まれたクイの荷重-沈下特性，第9回土質工学研究発表会，pp.533~536, 1974.
- 高野昭信・岸田英明：杭先端部地盤の極限支持力，第15回土質工学研究発表会，pp.921~924, 1980.
- 山田清臣：砂地盤におけるクイの先端支持力に関する実験的検討，第12回土質工学研究発表会，pp.717~720, 1977.
- Miura, N.: Point resistance of piles in sand, *Proc. 11th ICSMFE, San Fransisco*, Vol.3, pp.1445~1448, 1985.
- Vesic, A.S.: Expansion of Cavities in Infinite Soil Mass, *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ACSE*, Vol.98, No.SM 3, pp.265~290, 1972.
- 西田義親・山本善行・八木則男：砂地盤における深い基礎の先端支持力に関する一実験，土質工学研究発表会，pp.541~544, 1974.
- 山口柏樹：弾塑性解析による支持杭の先端支持力，東京工大土木工学科研究報告，No.16, pp.1~10, 1974.
- Baligh, M.M.: Cavity Expansion in Sands with Curved Envelopes, *Journal of the GE Division*, pp.1131~1146, 1976.
- Hirayama, H.: A Unified Base Bearing Capacity Formula for Piles, Soils and Foundations, Vol.28, pp.91~102, 1988.
- Semple, R.M.: Mechanical Properties of Calcareous Soils: State of the art report, *Proc. Int. Conf. on Calcareous Sediments, Perth*, pp.807~836, 1988.
- Randolph, M.F.: The Axial Capacity of Deep Foundations in Calcareous Soils, *Proc. Int. Conf. on Calcareous Sediments, Perth*, pp.837~857, 1988.
- Angemeer, J., Carlson, E. and Klick, J.H.: Techniques and Results of Offshore Pile Load Testing in Calcareous Soils, *Proc. 5th Offshore Tech. Conf., Houston*, Vol.2, pp.677~692, 1973.
- Randolph, M.F., Finnie, I. and Joer, H.: Performance of Shallow and Deep Foundations on Calcareous Soil, *Int. Seminar in Kagoshima '93*, pp.169~220, 1993.
- Houlsby, G.T., Evans, K.M. and Sweeney, M.A.: End Bearing Capacity of Model Piles in Layered Carbonate soils, *Proc. Int. Conf. on Calcareous Sediments, Perth*, pp.209~214, 1988.
- Golightly, C.R. and Nauroy, J.F.: End Bearing Capacity of Piles in Calcareous Sands, *Proc. 22nd Annual OTC*, 6239, Houston, 1990.
- Yasufuku, N., Murata, H., Hyde, A.F.L. and Golightly, C.R.: Stress-strain behaviour of carbonate sand, *Proc. 9th Asian Regional Conf. on SMFE, Vol.1*, pp.111~114, 1991.
- Golightly, C.R. and Hyde, A.F.L.: Some fundamental properties of carbonate sands, *Proc. Int. Conf. on Calcareous Sediments, Perth*, pp.69~78, 1988.
- Coop, M.R.: The Mechanics of Uncemented Carbonate Sand, *Geotechnique*, Vol.40, No.4, pp.607~626, 1990.
- 新城俊也・宮城調勝・小宮康明：さんご石灰質砂の強度特性，農業土木学会論文集，第163号，pp.95~101, 1993.
- 安福規之：広範な応力域における異方圧密砂の降伏特性と弾塑性構成式に関する研究，九州大学博士論文，1990.
- Murata, H. and Yasufuku, N.: Mechanical Properties of Undisturbed Decomposed Granite Soils, *Proc. 8th ARCSMFE, Kyoto*, Vol.1, pp.193~196, 1987.
- Miura, H., Yasufuku, N. and Yamamoto, T.: Yielding Characteristics of Sand under Triaxial Compression and Extension Stresses, *Yamaguchi University Technology Reports*, Vol.3, No.1, pp.33~45, 1982.
- 三浦哲彦・山内豊聡：砂のせん断特性に及ぼす粒子破碎の影響，土木学会論文報告集，No. 260, pp.109~118, 1977.
- 岸田英明・高野昭信・吉沢孝夫：砂地盤中のNon-displacement Pile先端部の荷重-沈下量関係に杭径が与える影響，日本建築学会論文報告集，第284号，pp.17~27, 1979.
- 三浦哲彦：杭先端付近における砂の粒子破碎と杭の支持機構，土と基礎，Vol. 32, No.2, pp.45~50, 1984.
- 安福規之・山本修三・村田秀一・辻 昭人・田中邦博：周面摩擦力を独立に測定可能な模型杭実験装置の試作と

- その適用, 第28回土質工学研究発表会, pp.1669~1670, 1993.
- 32) 高野昭信・青木一二三・小粥康夫・小笠原政文: 第1限界荷重, 第2限界荷重の意義と特徴について, 杭の鉛直載荷試験方法および支持力判定法に関するシンポジウム発表論文集, pp.47~54, 1991.
- 33) 平山英樹: 杭の鉛直支持力に関する理論と実際への適用, 土と基礎, Vol.36, No.7, pp.5~10, 1988.
- 34) Vesic, A.S.: Design of Pile Foundations, Synthesis of Highway Practice No.42, Transportation Research Board, 1977.
- 35) Puyuelo, J.G., Sastre, J. and Soriano, A.: Driven Piles in a Granular Calcareous Deposit, Proc. of Conf. on Geotechnical Engineering Practice in Offshore Engineering, Austin, pp.440~456, 1983.
- 36) Nauroy, J.F., Bruzy, F., Le Tirant, P. and Kervadec, J.P.: Design and Installation of Piles in Calcareous Formations, Proc. 3rd Int. Conf. of Numerical Methods in Offshore Piling, pp.461~480, 1986.
- 37) Gilchrist, J.M.: Load Test in tubular piles in Caralline Strata, Proc. ASCE, Journal of GE Division, Vol.3, No GT 5, pp.641~655, 1985.
- 38) 古池正宏・松井謙二: 場所打ち杭の鉛直載荷試験結果と支持力設計, 基礎工, No.5, pp.103~109, 1988.
- 39) Negussey, D., Wijewickreme, W.K.D. and Vaid, Y.P.: Constant-Volume Friction Angle of Granular Materials, Can. Geotech. J., Vol.25, pp.50~55, 1988.
- (1994.1.21 受付)

END BEARING CAPACITY OF PILE IN HIGHLY COMPRESSIBLE SANDS AND ITS EVALUATION

Noriyuki YASUFUKU, Kunihiro TANAKA, Hidekazu MURATA and Masayuki HYODO

The aim of this paper is to investigate the pile end bearing capacity in highly breakable sands such as carbonate sand and decomposed granite soil, comparing with that in the hard grained silica sands, based on a series of triaxial compression and model pile tests, and further to discuss the estimating method of pile end bearing capacity in sands, considering the material compressibility. As a result, it was found that, even if much higher internal friction angle was obtained, the low pile end bearing capacity could be observed in the case of highly compressible sands. Further, a conventional manner to predict the end bearing capacity was presented empirically, combining the compressibility to Prandtl's bearing factor for general shear failure.