

異方的堆積構造を有する海洋構造物支持地盤の支持力向上化法

川村 志麻*・三浦 清一**・佐々木徹也***

本研究では、海岸工学の情報と海底砂地盤の側方流動変形特性に基づいて、海洋構造物基礎の支持力向上化のために設けられた側壁基礎や矢板基礎の地盤破壊防止効果を調べている。海岸・海底斜面に沿って砂が運積された地盤のように強い異方性が存在する場合（例えば、谷本ら, 1974）や海底面のような傾斜地盤における矢板及び側壁基礎の適用性を調べた研究は非常に少ない。ここでは、海底異方性砂地盤の側方変形特性に基づいた矢板・側壁設置法を検討し、海洋構造物基礎の合理的な設計に寄与する基礎資料を収集することを目的とした。

1. ま え が き

波浪場にある海洋構造物一地盤系では、外力の作用方向やその大きさ、また地盤条件の違いによって破壊形態は種々変化する。本研究では、海岸工学の情報と地盤力学の視点に基づいて、海洋基礎構造物の支持力向上化のために設けられた側壁基礎や矢板基礎の地盤破壊防止効果を調べている。現在、得られている知見として、地盤力学の視点では、基礎地盤の強度変形特性は堆積構造異方性の影響を強く受けること、また構造物基礎の視点では、側壁基礎はスカート基礎（例えば Tani, 1995; Lacasse・D'Orazio, 1988）のように支持力や滑動に対する付設効果があること、及び矢板は液化化対策に代表されるように地盤の変形抑止効果を期待できることが明らかにされている。しかし、海底斜面に沿って砂が運積された地盤のように強い異方性が存在する場合（例えば、谷本ら 1974）や海底面のような傾斜地盤における矢板及び側壁基礎の適用性を調べた研究は非常に少ない。ここでは、波浪のような繰返し荷重を受ける構造物を支持する異方性地盤に設置されたそれらの設置効果を定量化し、実海域における波浪の作用方向と海底異方性砂地盤の堆積方向を考慮した側壁・矢板の合理的な設置法を検討した。

2. 試験装置と試験概要

（1）試験装置と異方性地盤の作製方法

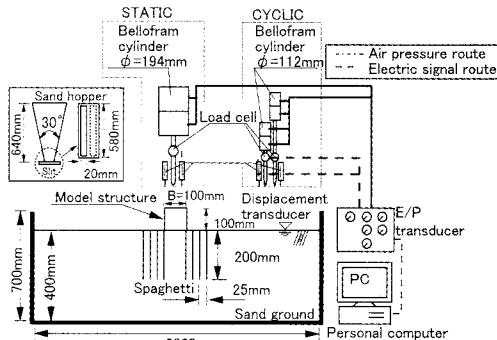
本研究で用いた試験装置を図一に示す（川村ら, 1999）。模型土槽の内寸法は幅 2000 mm, 高さ 700 mm, 奥行き 600 mm である。繰返し載荷試験では、ベロフラムシリンダーから模型構造物に任意の荷重を載荷できるようになっている。載荷装置には変位計とロードセルが具備されており、模型構造物の変位量と作用する荷重が随時測定できるようになっている。

海洋構造物支持地盤の堆積条件の違い、すなわち地盤

の異方性の違いが側壁・矢板基礎の力学挙動に及ぼす影響を調べるために、種々の異方性地盤を作製した（川村・三浦, 2003）。以下のような手順によって作製されている（図一2 参照）。

- 1) 二次元平面ひずみ模型土槽を所定の角度 θ まで傾斜させ、模型地盤の深さが 400 mm になるように豊浦砂を堆積させる（図一2(a) 参照）。
- 2) 土槽端部には、傾斜角を可変可能（鉛直方向より $0^\circ \sim 90^\circ$ ）なステンレス製の板をサンドホッパー底部に取付け、砂を堆積させている（図一2(b) 参照）。なお、落下高さ 800 mm ($Dr=80\%$ の時, スリット幅 4 mm) を基本に作製するが、右側壁部からおおよそ 200 mm の部分ではこれが難しいので、落下高さを低下させスリット幅を減少 ($Dr=80\%$ の時, スリット幅 3 mm) させて、所定の密度を確保するようにしている。いずれにしても、この影響が残る可能性があるので、Terzaghi の支持力解から得られる塑性流動域がこの範囲内に入らないように構造物の設置位置を中心から左側に 100 mm 移動させて、試験を行っている。
- 3) 堆積後、模型土槽を水平に戻す。その後地盤の乱れが生じないように余分な砂を取り除き、地盤の表面を整える（図一2(c) 参照）。

本研究では、鉛直方向と堆積面とのなす角 β (反時計回りを正) が 45, 60, 90° になるように地盤を作製した。なお、相対密度 Dr は 80% である。地盤作製後、土槽底部



図一 二次元平面ひずみ模型土槽と載荷装置

* 正 会 員 工博 室蘭工業大学助手 工学部建設システム工学科

** フェロー 工博 北海道大学大学院教授 工学研究科

*** 学生会員 室蘭工業大学大学院工学研究科

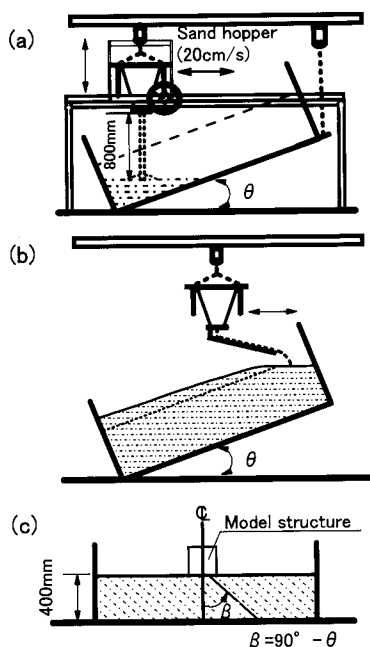


図-2 異方性地盤の作製方法

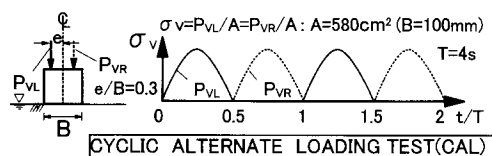


図-3 試験方法

より動水勾配 $i=0.01$ の下、地盤の堆積構造を乱さないようにゆっくりと通水し、模型地盤の飽和化を図った。

用いた模型構造物の仕様は、幅 100 mm、高さ 100 mm、奥行き 580 mm、重量 0.127 kN である。構造物には、模型地盤との接触面を完全粗とするために底面にサンドペーパー (G120) が貼付けられている。これらの装置および模型地盤を用いて一連の模型試験を行った。

(2) 試験方法と変形量の定義

本研究では、矢板基礎と側壁基礎の破壊防止対策の基礎資料を得るために、波浪のような繰返し荷重を受けて構造物がロッキングするような場合を想定した繰返し交互載荷 (CAL) 試験を実施している (図-3 参照)。載荷周期 4 s、偏心率 $e/B=0.3$ で半正弦波荷重が交互に構造物に与えられている。ここで偏心率 e/B は、例えば大型重力式構造物の場合、風、海流、波浪や船舶及び氷山の衝突により 0.25 以上であることが多いとの報告 (谷, 1995) から、0.3 としている。また、本試験装置は水平方向の荷重を考慮することで任意の荷重傾度 ($=\tan^{-1}(H/W)$, H : 水平荷重, W : 構造物の重量) を設定でき

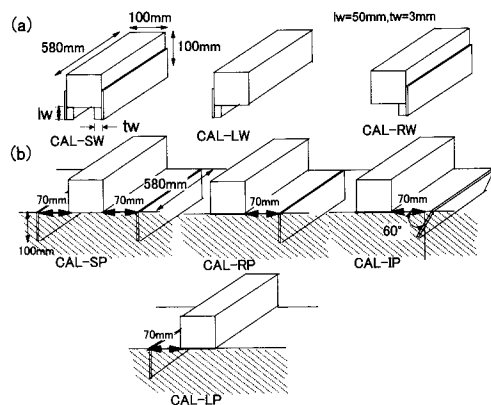


図-4 側壁、矢板の形状と設置位置

るが、本研究では、まず構造物のロッキングに起因する基本的な沈下一側方流動型の破壊防止効果を調べることを目的としているため、その影響は考慮していない。

支持力向上化の方策を検討するために、側壁基礎と矢板基礎の適用性を調べた。側壁は、過去の研究 (川村ら, 1999) より最も効果のあった形状 (模型構造物の幅 100 mm に対して、幅 $t_w=3$ mm、長さ $l_w=50$ mm の鉄板) を採用した。付設方向の相違による設置効果の変化を調べるために、両側付設条件 (CAL-SW) と片側付設条件 (CAL-LW, CAL-RW: 各々左側, 右側に付設) の 3 ケースの試験を行っている (図-4(a) 参照)。

矢板は厚さ 3 mm、長さ 100 mm の鉄板であり、設置効果が期待できる構造物底端点から 70 mm にそれを設置した (川村ら, 1999)。両側付設条件 (CAL-SP) と片側付設条件 (CAL-LP, CAL-RP: 各々左側, 右側に付設)、右側付設条件下で堆積面と矢板とのなす角が 90° (CAL-IP, $\beta=60^\circ$ 地盤のみ適用) の 4 ケースの試験を行った (図-4(b) 参照)。

以下では、構造物左右の沈下量を S_{VL} , S_{VR} とし、卓越する方の値を $S_{V\text{major}}$ と定義している (図-5 参照)。また地盤内の側方変形は、直径 1.9 mm、長さ 200 mm のス

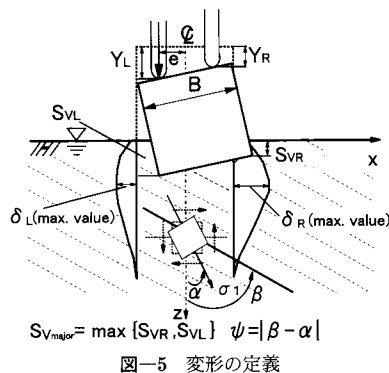


図-5 変形の定義

パゲティを構造物底端点から 25 mm 間隔で地盤内に 4 本挿入し、左右の水平変形量 δ_L , δ_R を測定することによって把握されている。また、異方性を示す尺度として堆積角 β と最大主応力方向 α とのなす角 ϕ を用いている。なお、最大主応力方向 α は Boussinesq 解により求められている (川村・三浦, 2003)。

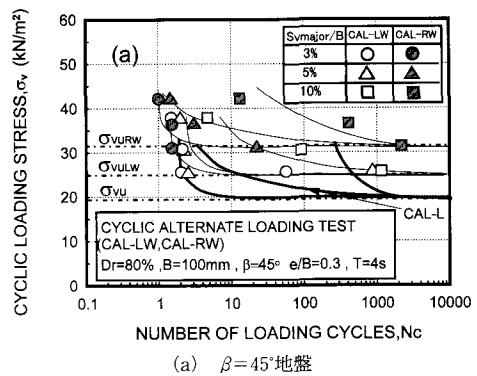
3. 試験結果と考察

(1) 側壁設置における基礎地盤の強度・変形特性

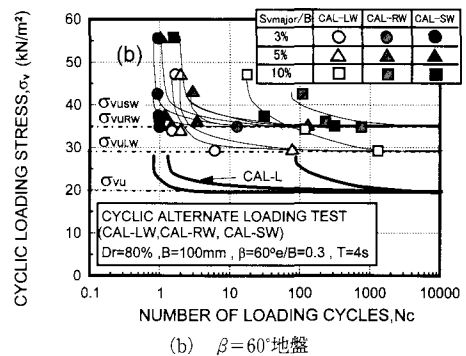
従来より、スカート基礎のような側壁を付設した基礎構造物は滑動の安定性やバイピング、洗掘に対する抵抗力が増すという設置効果が期待されている (例えば, Lacasse・D'Orazio, 1988)。ここでは、種々の異方性地盤における側壁基礎の設置効果を検討した。

図-6(a) と (b) は、 $\beta=45^\circ$ と 60° 地盤における側壁両側付設条件 (CAL-SW) と片側付設条件 (左下設置 CAL-LW と右下設置 CAL-RW) の繰返し応力 σ_v と所定の沈下量比 S_{vmajor}/B (沈下量/構造物幅) に至るに必要な繰返し回数 N_c との関係を示したものである。比較のために側壁無しの場合 (CAL) を併記している。なお、建築基礎構造設計指針 (1984) 及び既往の単調載荷試験結果 (宮浦ら, 2001) では、沈下量比 $S_{vmajor}/B \approx 10\%$ 付近で極限支持力に至ることが示されているので、 $S_{vmajor}/B \approx 10\%$ の収束値を繰返し強度 σ_{vu} と定義している。図より、側壁付設によって繰返し強度 σ_{vu} に変化が現れていることがわかる。また、側壁付設の仕方 (両側と片側の付設の違い) によって強度に明確な違いが現れている。例えば、 $\beta=60^\circ$ 地盤の場合では、CAL-SW と CAL-RW 試験の繰返し強度は一致している。一方、片側付設条件における比較では、CAL-RW の強度は CAL-LW のものよりも高くなるようである。特に、 $\beta=45^\circ$ 地盤の CAL では、構造物の沈下の卓越方向は右側になることが明らかにされており (Kawamura ら, 2004)、その流動阻止方向と考えられる左側に側壁を付設した CAL-LW の強度は、CAL-RW のものより低くなった。後述する図-8 の挿入図に示すように、繰返し強度は少なくとも側壁に作用する受働抵抗側の堆積構造特性に影響を受けるようである。

次に、側壁を両側に付設した場合に変形形態がどのように変化するかを調べた (図-7(a) と (b) 参照)。図は、 $\beta=90^\circ$ と 60° 地盤における沈下一側方変形挙動を示したものである。異方性の違いにかかわらず、側壁を付設した場合では側方流動が抑えられ、鉛直方向の変形 (沈下) が卓越している。本試験では沈下量が小さいため根入れ下の塑性域の発達は明確ではないが、変形性状はパンチング型破壊に近い変形形態を示すようである。Tani・Craig (1995) は粘土地盤におけるスカート基礎の根入れ効果を調べるために遠心力載荷実験を行い、支持地盤は



(a) $\beta=45^\circ$ 地盤



(b) $\beta=60^\circ$ 地盤

図-6 側壁設置による繰返し強度の変化

パンチング型の変形性状を呈することを確認している。このように、側壁の付設効果は上述の側方変形阻止と根入れによるサーチャージ効果に起因しているようである。

図-8 は、繰返し回数 $N_c=500, 1000, 2000$ 時の繰返し応力 σ_v を側壁無しの場合で正規化した値と、地盤の堆積面と側壁とのなす角 ω (反時計回りを正) の関係を示している。例えば、左側に側壁を設置した条件でかつ $\beta=60^\circ$ の場合では、挿入図(a)に示すように、 ω は 120° になる。また両側側壁では左右の ω のうち、小さい値をとるものとする。図より、 ω が 45° から 90° に増加するとともに、強度増加率 ($\sigma_v/\sigma_{v \text{ without side wall}}$) は減少し、 ω が 90° 以上で再び増加することがわかる。また、側壁の設置の仕方によって、片側と両側の付設効果がほぼ同値になることは非常に興味深い。このことから、地盤の堆積方向と側壁方向を考慮することで構造物基礎の合理的な設置が可能になると言える。

(2) 矢板設置における基礎地盤の強度・変形特性

図-9 は、矢板設置の場合の繰返し強度特性を示したものである。 $\beta=60^\circ$ 地盤では載荷方向の違いに関わらず、地盤の変形は右方向へ進行することから (Kawamura ら, 2004)、CAL-RP と CAL-IP 試験では変形阻止の方向

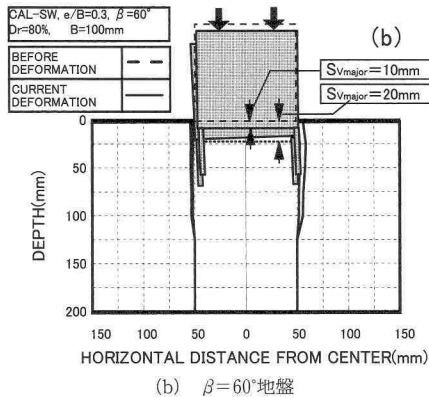
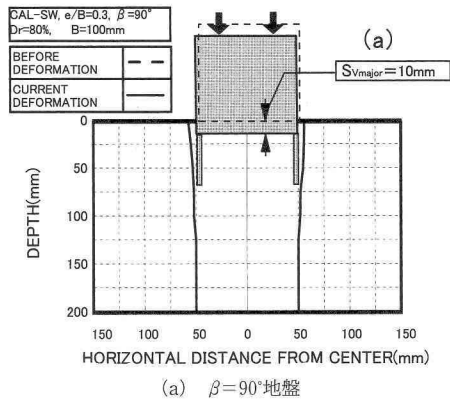


図-7 沈下一側方変形挙動

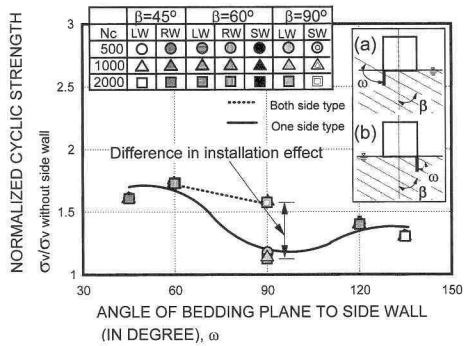


図-8 側壁設置方向の違いによる繰返し強度の変化

に矢板が設置されていることになる。図より、矢板の設置によって強度は増加していることがわかる。CAL-RP の場合の強度 (σ_{VURP}) は、CAL-SP のものと比べて若干低い値を示すが、CAL-LP の強度と比べるとかなり高い。このことは、片側設置の場合においても側方変形方向に矢板を設置すれば、ある程度の設置効果を期待できることを示している。一方、堆積面に対して直角になるように設置した CAL-IP 試験では、強度は CAL-RP 試験のものより低下した。

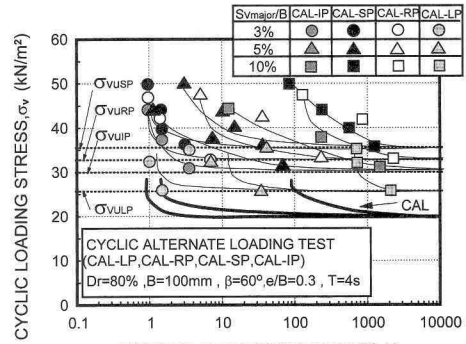


図-9 矢板設置による繰返し強度の変化

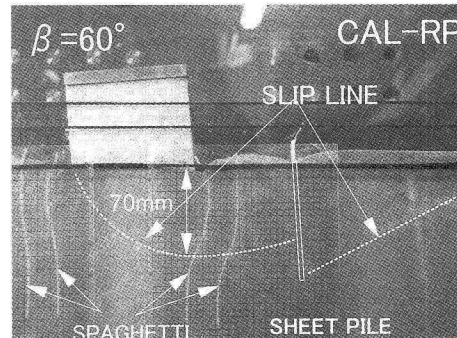


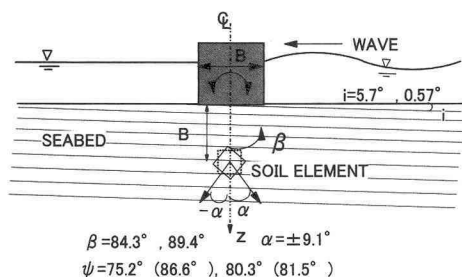
写真-1 CAL-RP 試験後のすべり線の発生状況

写真-1 は、CAL-RP 試験後（沈下量 25 mm 時点）のすべり線の発生状況を示している。矢板の変位状況（実線）は試験後、地盤を掘削し、その状況を描いたものである。写真より、内側と外側のすべり線に変化が現れていることがわかる。強度増加はこの外側塑性域の発達の方に依存しているようである。一方、写真は省略しているが、CAL-IP 試験では内側の円形すべり線最深部が CAL-RP に比べてより浅くなった。前述したように同一設置位置における繰返し強度の低下は、このことに起因しているようである。これらのことから、側方流動方向の矢板外側塑性域の抵抗能力が最大になるように、矢板の方向や角度を適切に設定すれば、側壁基礎と同様、合理的な対策工の提案が可能になると言えよう。

(3) 側壁基礎と矢板基礎の合理的な設置のための考察

ここでは、海底斜面に沿って平行に砂が堆積した場合を、本研究で言う堆積角 β を有した地盤と仮定し、その地盤条件下で側壁及び矢板の合理的な設置法を検討した。

海底勾配 i を代表的に 1/10 (5.7°), 1/100 (0.57°) とすると、本試験における堆積角 β (反時計回りを正) はそれぞれ 84.3°, 89.4° となる (図-10 参照)。仮に波力によ

図-10 海底地盤の勾配と ϕ , α , β との関係

るロッキング現象を繰返し鉛直力 ($e/B = \pm 0.3$, 反時計回りのモーメントを正) によって再現した場合, 構造物直下 (深さ $Z=B$ 地点 (B : 構造物幅)) の最大主応力方向 α は弾性解から $\pm 9.1^\circ$ と算出される (川村・三浦, 2003). なお, 支持力試験では塑性くさびの頂点がこの地点に現れるので, ここでは深さ $Z=B$ 地点の α を採用している. 上述の結果に基づいて ϕ を算出すると, $\phi = |\beta - \alpha| = 75.2^\circ (86.6^\circ)$, $80.3^\circ (81.5^\circ)$ となる. ただし, 括弧内の値は α がマイナス時のものを示す. 図-9 に基づいて設置方向を検討すると, 以下のように分類される.

- ① 1/10 勾配の場合 ($\beta = 84.3^\circ$): 港内側付設の場合の ω は 95.7° , 港外側付設の ω は 84.3° になる. それゆえ, 港外側設置の方が効果は高い.
- ② 1/100 勾配の場合 ($\beta = 89.4^\circ$): 港内側付設時の ω は 90.6° , 港外側付設時の ω は 89.4° になる. 両者の効果はほぼ同等である. 洗堀等の影響を考慮すると, 港外側の設置が有効であると考えられる.

以上のことから, 両側付設は当然のことながら, 片側付設においても波力の作用する方向と堆積角との関係を適切に評価すれば, 合理的な設置が可能である.

次に矢板基礎について同様な検討を行った. 矢板の場合では, すべりが卓越する方向にそれを設置すれば, ある程度の効果が期待でき, またその変形方向は ϕ が $50^\circ \sim 90^\circ$ の範囲では ϕ の小さい方向に進行することが明らかにされている (Kawamura ら, 2004). その事実に従って整理すると以下になる.

- ① 1/10 勾配の場合 (港外側方向の ϕ は 75.2° , 港内側方向の ϕ は 86.6°) では, 沈下一側方変形は港外側方向へ進行する. よって港外側の設置が有効である.
- ② 1/100 勾配の場合 (港外側方向の ϕ は 80.3° , 港内側方向の ϕ は 81.5°) では, 両者の ϕ の差が小さいことから, 波力によって構造物が傾斜すると考えられる方向, すなわち波浪が右方向から作用すれば, 構造

物の傾斜阻止方向の港外側の設置が有効になる.

本試験の条件では, 全ての場合において港外側の設置が有効となった. このように堆積構造の影響を考慮することによって, 側壁・矢板の合理的な設置が可能であることが示された. しかし, 本試験では外力の作用条件が異なることや海底面の斜面勾配の影響を考慮していないことから, 上述の結果は変化する可能性がある. それゆえ, 今後はさらなる検討が必要である.

4. 結 論

一連の模型試験と考察により以下のような結論を得た.

(1) 側壁および矢板の設置により確実に支持力の向上が期待できる. ただしその効果は, 地盤の堆積構造異方性や側壁設置の仕方によって種々変化する.

(2) ある勾配を有する海底砂地盤の支持力特性を堆積構造異方性に基づいて議論した. その結果, 地盤の堆積方向と波浪によって生じる最大主応力方向とのなす角 ϕ 及び基礎の設置方向と堆積方向とのなす角 ω を決定することができれば, 基礎構造物の合理的設置が可能となる.

参 考 文 献

- 川村志麻・三浦清一・横浜勝司・宮浦征宏 (1999): 繰返し力を受ける構造物支持地盤の破壊とその防止策に関する研究, 土木学会論文集, No. 624/III-47, pp. 77-89.
- 川村志麻・三浦清一 (2003): 種々の荷重条件下にある構造異方性砂地盤の支持力-側方変形挙動, 土木学会論文集, No. 736/III-63, pp. 115-128.
- 建築基礎構造設計指針 (1988): 日本建築学会, pp. 72-73.
- 谷 和夫 (1995): 海洋構造物の支持力特性—大型重力式構造物のスカート基礎—, 土と基礎, Vol. 43, No. 2, pp. 55-60.
- 谷本喜一・野田 耕・不動 亮・野口秀喜 (1974): 砂の力学的性質測定のための簡易原位置試験, 第9回土質工学研究発表会発表講演集, pp. 29-32.
- 宮浦征宏・三浦清一・川村志麻・横浜勝司 (2001): 荷重条件の相違による砂地盤の支持力-変形挙動の変化とその評価, 土木学会論文集, No. 673/III-54, pp. 121-131.
- Kawamura, S., S. Miura and H. Hayashi (2004): Wave-induced failure of anisotropic ground bearing structure subjected to ocean wave loading and oscillation of coastal structure., Proc., 14th ISOPE, Vol. 2, pp. 737-744.
- Lacasse, S. and T. B. D'Orazio (1988): Soil reaction stresses on offshore gravity platforms, ASCE, Vol. 114, GT11, pp. 1277-1299.
- Tani, K. and W. H. Craig (1995): Bearing capacity of circular foundations of soft clay strength increasing with depth, Soils and Foundations, Vol. 35, No. 4, pp. 21-35.