

砕波力を受ける海底砂地盤上のケーソン基礎の 安定性に関する実験的研究

金谷 守* ・ 西 好一** ・ 柳 山 勉***
吉田 保夫**** ・ 小笠原正治*****

1. 緒 論

四面を海に囲まれた我国では様々な形で海洋空間の有効利用が図られてきたが、今後は波浪条件の厳しい外洋に面した沿岸域の利用・開発が増加してくるものと予想される。中でも、砕波を発生するような海域では、従来にも増して大きな波浪荷重を想定しなければならず、繰り返し波力の作用に対する海底基礎地盤の耐波安定性が重要な検討項目になると考えられる。本研究では、海底の砂地盤上に設置されたケーソン基礎が繰り返し砕波力を受けた時の安定性を、特に地盤挙動の観点から検討する目的で造波水路による模型実験を実施し、砂層中の間隙水圧の変化や構造物の変位との相互関係を調べた結果について述べている。

2. 実験方法

実験装置の全体概要を図-1に示している。造波水路は、長さ50m、深さ1.2m、幅0.9mの二次元水路である。砂地盤は、図に示されているように土留壁に囲まれた3mの区間のみ実験ごとに作成することとし、層厚は水路の深さの制約から0.4mとした。使用した砂は高萩産の砂で、基本的な物理定数は、比重2.66、平均粒径0.15mm、均等係数1.88、最大・最小間隙比1.023、0.595である。砂地盤の相対密度 D_r はおおよそ50%と比較的緩い状態であり、できるだけ地盤の飽和度を高めることを意図して水中落下法によって作成した。

砂地盤作成後、幅1.0m、高さ0.85m、奥行き0.89mのアクリル製の模型構造物を地表面に設置する。模型構造物は中空構造になっており、内部におもりを固定することによって平均接地圧を調整した。実験では、模型構造物に砕波力を繰り返し作用させるため、コンクリート製潜堤を模型構造物の前面に設置することにより強制的に砕波させた。ただし、この潜堤はアングルを介して水路底面に支持されるようになっており、潜堤の自重が直

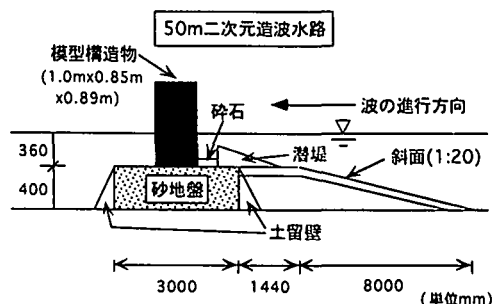


図-1 模型実験の概要

接砂地盤に作用しないよう配慮している。また、模型構造物前面には粒径15mm前後の碎石を敷き、地盤の洗掘を防止した。

3. 実験条件

今回の実験では簡単な相似則として次を考えた（吉見・時松、1975；梅原ら、1978）。幾何学的な縮尺を λ とし、時間の縮尺は、フルードの相似則から $\lambda^{0.5}$ とする。応力に関しては、地盤材料の密度が実物と模型で同じであることから縮尺は λ となる。一方、構造物の接地圧に関して、無次元応力 $\gamma' \cdot L/q$ （ γ' ：砂の水中単位体積重量、 L ：基準長さ、 q ：構造物の平均接地圧）が模型地盤と原地盤の相似な位置で等しくなるものとする縮尺は λ となる。また、波力の繰り返し载荷によって発生した間隙水圧の浸透現象については、間隙水圧の消散が圧密理論に従うと仮定し、相似率として時間係数 $k \cdot t / (m_v \cdot \gamma_w \cdot L^2)$ （ k ：透水係数、 t ：時間、 m_v ：体積圧縮係数、 γ_w ：水の単位体積重量）を用い、 m_v が有効応力にはほぼ反比例することから、透水係数の縮尺は $\lambda^{0.5}$ となる。

今回の実験では、実物の構造物の長さ30m、平均接地圧13 tf/m²（127 kN/m²）程度、水深10m程度、波の周期15秒程度、砂地盤の透水係数 10^{-4} m/s程度を想定し、幾何学的な縮尺を $\lambda=1/30$ として、基本的な条件を次の通りとした。模型構造物の幅（基礎幅） $B=1$ m、平均接地圧 $Pb=42$ gf/cm²（4.1 kN/m²）、模型構造物設置点における水深 $H=0.36$ m、波の周期 $T=2.7$ 秒とする。また、砂地盤の透水係数については、相対密度約50%にお

* 正会員 工博 (財)電力中央研究所 耐震部
** 正会員 工博 (財)電力中央研究所 耐震部
*** 正会員 工博 (財)電力中央研究所 水理部
**** (株)C.R.S. 技術部
***** 正会員 工修 関西電力(株) 土木建築室

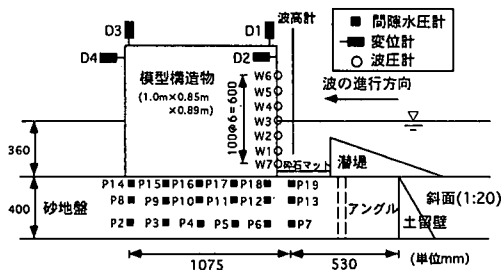


図-2 計測器と計測位置

ける透水試験の結果が約 2.8×10^{-5} m/s であることから、上記の縮尺率に従った透水係数 1.8×10^{-5} m/s を概ね満足しているものと判断される。

4. 計測項目とデータ収録

計測は以下の項目とし、各々の配置は図-2 に示す通りとした。

- ①波圧計：模型構造物に作用する波圧の計測 (W1～W7)
- ②変位計：模型構造物の変位の計測 (D1～D4)
- ③間隙水圧計：砂地盤内の間隙水圧の計測 (P2～P19)
- ④波高計：模型構造物前面の波高 (H1)、沖波の波高 (H2) の計測

波圧のサンプリング周波数は 400 Hz とし、その他は 40 Hz でデータを収録している。また、波圧の測定値には多少の不規則性があったため、波圧ならびに波力の評価にあたっては有義値 $(W)_{1/3}$, $(P_H)_{1/3}$ を代表値とした。模型構造物の水平・鉛直変位ならびに回転角は、模型底面中心を基準とし、波力載荷前の変位計設置点の座標と測定変位から計算によって求めている。

5. 実験結果と考察

(1) 模型構造物に作用する波圧

図-3 には、計測された波圧 (1 波) の経時変化の代表例 (W2, W3, W4) を示した。波圧は静水面の高さに配置された W3 が最も大きく、砕波が模型構造物に衝突した瞬間にひげ状のピーク波圧を示した後、しばらく腰かけ状の波圧が作用し、次第にゼロに近づくような波形となっている。静水面より下でも砕波が衝突した時に最大の波圧を示すが、W3 に認められるような鋭いピークにはなっていない。また、静水面より上では、静水面から離れるにしたがって波圧が急激に小さくなっていった。

(2) 砂地盤内の間隙水圧挙動

図-4 には、計測された間隙水圧の経時変化の一例を示した。水位の変動があるため、特に港外側の間隙水圧の変動が大きい。波の繰返し作用に伴い中立軸が正の方向にシフトしていることから、明らかに過剰間隙水圧の上昇が認められる。

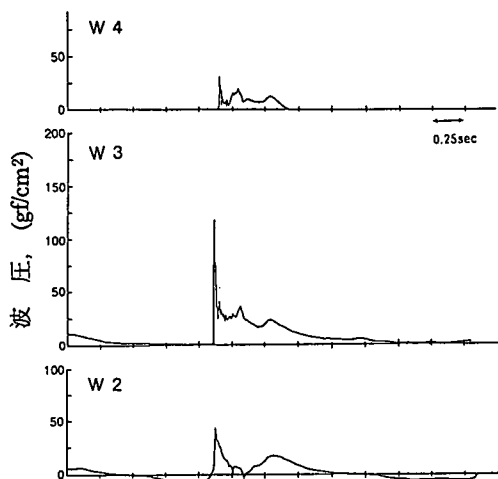


図-3 波圧の計測例

さて、模型実験で測定される間隙水圧は、地盤の変形や強度に影響を与える有効応力の変化に関連した間隙水圧 (以下、過剰間隙水圧とよぶ) と、単に全応力の変動に伴って生じる間隙水圧の両者を含んだものである。特に本実験のように、荷重条件が複雑でありかつ、地盤の透水性も影響を及ぼす可能性があるような場合には、計測された間隙水圧から過剰間隙水圧の変化を厳密に求めることは不可能である。そこで、おおよそその特徴を調べる目的で、計測された間隙水圧の平滑化処理を行い、その値を過剰間隙水圧とみなして作用波数との関係をプロットしたのが図-5 である。いずれの深度においても、過剰間隙水圧の上昇量は港外側で大きく、港内側はその半分以下しか上昇しないという特徴的な結果が得られている。また、波の載荷時間が長い上、地表に近いことから、地盤の透水性の影響によって後半部では水圧が次第に減少しているが、過剰間隙水圧の上昇が小さい港内側ほど早い時期に減少傾向に転じるのが判る。

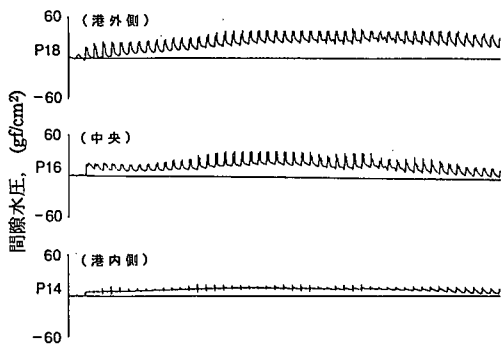
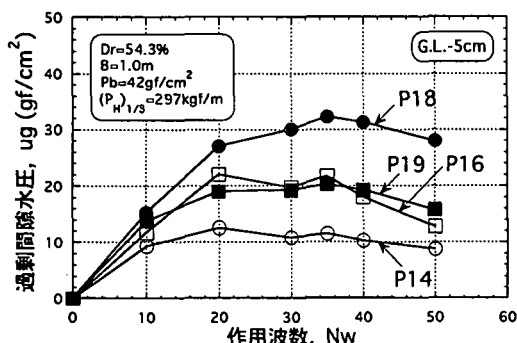
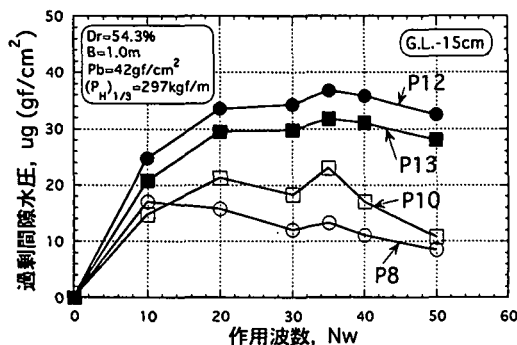


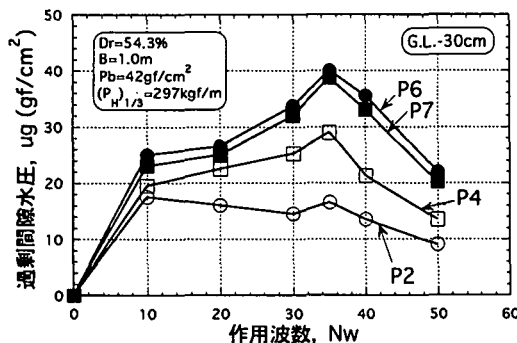
図-4 間隙水圧の計測例 (G.L.-5 cm)



(a) G. L. -5 cm



(b) G. L. -15 cm



(c) G. L. -30 cm

図-5 過剰間隙水圧と作用波数の関係

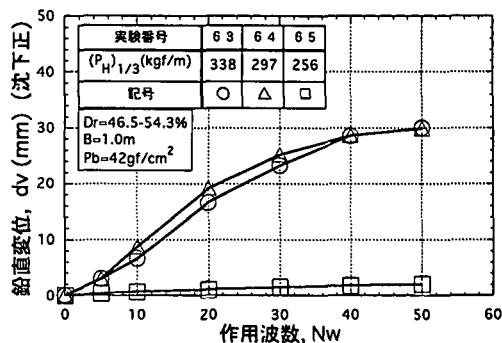


図-6 模型構造物の鉛直変位と作用波数の関係

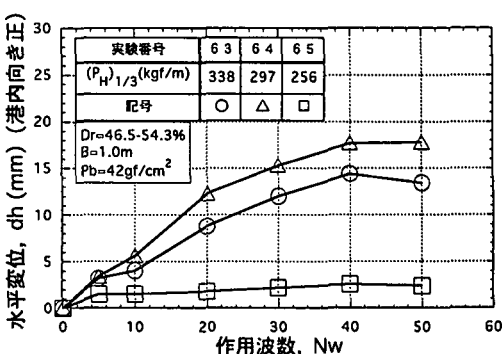


図-7 模型構造物の水平変位と作用波数の関係

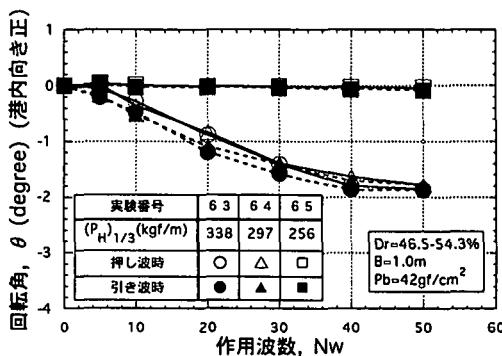


図-8 模型構造物の回転角と作用波数の関係

(3) 模型構造物の変位

図-6～図-8には、それぞれ模型構造物の鉛直変位 dv 、水平変位 dh 、回転角 θ と作用波数 N_w の関係を示した。なお、水平変位ならびに回転角はいずれも港内側への変位、回転を正とし、鉛直変位は沈下の方を正と定義している。波力が大きくなると模型構造物の変位が大きくなり、鉛直変位 dv が沈下の方に 30 mm 程度、水平変位 dh は港内側に 14～18 mm 程度というように、波力が小さい場合に比べてオーダーが異なるほどの変位を生じている。特に回転角に着目すると、波力は港内向きの方が大きいにもかかわらず、模型構造物は港外側へ回

転し、最大で 2.0 度程度まで傾斜している。これは、港外側の地盤の方が港内側より過剰間隙水圧の上昇量が大きいため、地盤の軟化が港外側地盤で顕著になっていたことを裏付けるものである。すなわち、模型構造物は大きな波力により、沈下と港内側への水平変位を伴いながら港外側に傾斜し、それは、砂地盤中の過剰間隙水圧の上昇傾向と密接な関係があることがわかる。また、波力が大きく、模型構造物の変位が大きくなるような状態は、すべて 50 波以内に発生した。なお、波力が小さいケースでは、最大で 200 波まで繰り返し波力を加える実

験も行って見たが、過剰間隙水圧がある程度上昇しても、そのまま定常状態に至るのみで、模型構造物に大きな変位を生じるような過剰間隙水圧の上昇は認められなかった。

(4) 砂地盤の軟化に対する限界波圧

一連の実験結果から、砂地盤があたかも液状化に近い状態まで軟化し、模型構造物の変位が大きくなるような限界の波圧を調べるため、各実験で得られた波圧 $(W)_{1/3}$ を地盤の軟化あり (○) と軟化なし (●) に分けてプロットしたのが図-9である。図によると静水面より上方の波圧に関しては軟化発生の有無の違いによる差はほとんど認められないのに対して、静水面下では図中の破線に示すように、軟化発生の有無の違いによる波圧の差がかなり明瞭に現われていることがわかる。

(5) 模型構造物の変位からみた地盤の安定性

図-10には、波力によって模型構造物に作用するモーメント $M=(P_H)_{1/3} \cdot ha$ (ha :波力の作用点) を基礎幅 B と鉛直荷重 P_v の積で除して無次元化した正規化モーメント $M/(P_v \cdot B)$ と作用波数 $N_w=50$ 波における鉛直変位 dv 、水平変位 dh を基礎幅 B で正規化した変位ならびに回転角 θ との関係を示している。いずれの変位成分も正規化モーメントが $0.19 \sim 0.22$ になるあたりで一斉に急増する傾向を示している。一方、地盤からみた一種のダメージの程度を表すパラメータとして模型構造物の合成変位 $\delta = \{ (dv/B)^2 + (dh/B)^2 \}^{0.5}$ を考えることとし、合成変位の大きさごとに正規化モーメントと作用波数の関係をプロットしてみたのが図-11である。両者の関係は、砂の非排水繰返しせん断強度曲線 (液状化強度曲線) と類似しており、作用波数の増加に伴って等合成変位を生ずる正規化モーメントは小さくなるが、次第に曲線はフラットになっていき、模型構造物の変位は概ね波浪荷重の大きさに依存するようになってくる。また、作用波数が $N_w=10$ 以下と小さい場合には、合成変位の大きさによって正規化モーメントに差が生じるものの、作用波数が大きくなるにしたがってそれぞれの曲線が接近し、 $N_w=20 \sim 30$ 程度以上になるとわずかな荷重の違いで模型構造物の変位が大きく異なってくるのが判る。構造物の許容変位量は、各構造物ごとに決められるものであり、今回の実験は、地盤の密度や基礎幅なども限られた条件で行われたもので、今後種々の条件で実験・解析を行う必要があるが、図-10および図-11から、本実験条件に関する限り、正規化モーメント 0.16 程度を模型構造物に残留変位が生じ始める境界値と見なすことができると考えられる。

(6) 模型構造物の変位に及ぼす載荷履歴の影響

これまでの実験結果は、すべて地盤が載荷履歴を受けない状態で模型構造物に波力を作用させた場合のもので

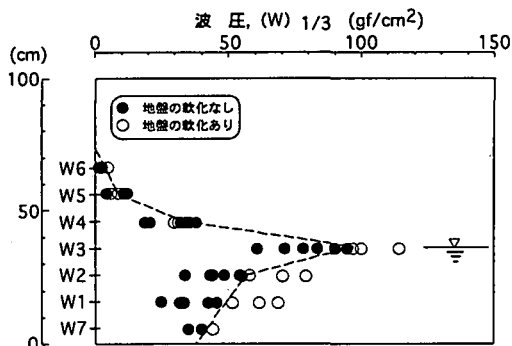


図-9 地盤の軟化の有無と波圧分布の関係

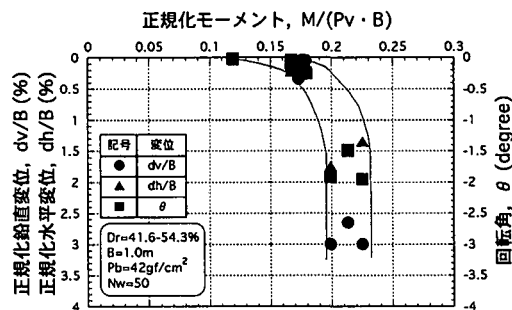


図-10 正規化モーメントと変位の関係

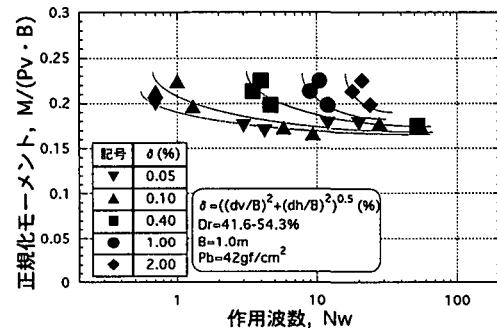
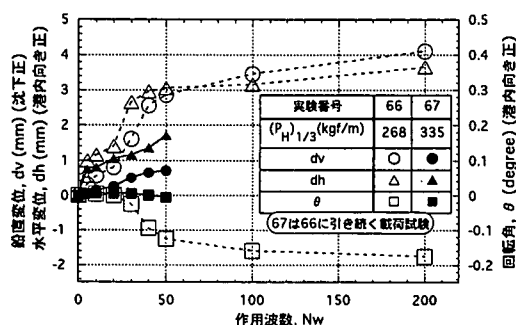


図-11 正規化モーメントと作用波数の関係

ある。実際の波浪場では大きな波浪を受ける以前にそれより小さな波浪を繰返し受けており、その力が地盤に伝達されることによって、地盤は常に繰返しせん断履歴を受けている。そこで、1ケースのみの実験ではあるが、地盤が軟化しない程度の波力を200波載荷 (実験番号66) した後、履歴を受けない状態であれば軟化が生じると考えられる大きさの波力を引き続き載荷 (実験番号67) し、載荷履歴の影響に関して調べてみた。図-12に、実験によって得られた鉛直変位 dv 、水平変位 dh 、回転角 θ と作用波数 N_w の関係を示している。実験番号67のデータは、実験番号66の実験終了時における変位をゼロ



図—12 模型構造物の変位に及ぼす波力の載荷履歴の影響

として、引き続き大きな波力を50波載荷した時の変位を表している。第2載荷時(67)に生ずる模型構造物の変位は、いずれの成分も第1載荷(66)よりも小さくなっていることから、波力の載荷履歴は地盤の安定性に影響を及ぼし、時間の経過とともに砂地盤の耐波浪安定性は次第に向上していくことが示唆される。なお、せん断履歴を受けた砂の非排水繰返しせん断強度が増加する傾向は、要素試験によっても確認されている(西ら, 1988)。

6.. 結 論

砕波のような大きな波力が構造物に作用した時の砂地盤中の間隙水圧挙動や構造物の変位を調べるため、造波水路を用いた模型実験を行った。実験から得られた結論をまとめると以下のようになる。

① 模型構造物に作用する波力が大きくなると砂地盤内の過剰間隙水圧が上昇するが、その上昇量は波力が作用する側で大きくなる。

② 過剰間隙水圧の上昇量が大きくなると地盤の軟化が発生し、模型構造物の変位も大きくなる。その時の変位モードは、鉛直方向には沈下し、水平方向には港内側に変位する形態となるが、過剰間隙水圧の上昇特性を反映して回転変位は港外側に生じる結果となった。

③ 砂地盤に軟化が生じる波圧と生じない波圧には比較的に明瞭な境界が認められた。

④ 地盤の軟化に対するダメージ度を模型構造物の合成変位としてとらえ、波力による正規化モーメント $M/(P_0 \cdot B)$ と作用波数の関係をプロットしたところ、砂の非排水繰返しせん断強度と類似した関係が得られた。

⑤ 今回の実験のように相対密度が50%程度の比較的緩い砂地盤では正規化モーメントがおよそ0.19~0.22程度を境として模型構造物の変位が急増するというデータが得られた。

⑥ 波力の載荷履歴は、地盤の安定性に影響を及ぼし、載荷履歴を受けることによって地盤の安定性は向上することが示唆される結果が得られた。

参 考 文 献

- 梅原靖文・善 功企・小黒良則 (1979): 波力を受ける防波堤基礎地盤の液状化に関する模型実験, 第14回土質工学会発表会講演集, pp. 1317-1320.
- 西 好一・金谷 守・飯島 健 (1988): 中ひずみせん断履歴を受けた飽和砂の力学特性, 土の非排水繰返し試験に関するシンポジウム—室内試験, 原位置試験および試験結果の利用—発表論文集, 土質工学会, pp. 159-164.
- 吉見吉昭・時松孝次 (1975): 構造物近傍の砂地盤における地震時の液状化, 第4回日本地震工学シンポジウム論文集, pp. 439-446.