

消波工被覆堤下の地盤内間隙水圧の波浪応答に関する 現地観測と数値計算

高山知司・安田誠宏・辻尾大樹*・谷口昇太郎**・佐々真志***・高橋重雄***・水谷雅裕****

* パシフィックコンサルタンツ(株)

** 京都大学大学院工学研究科

*** (独法) 港湾空港技術研究所

**** 国土交通省四国地方整備局高松港湾空港技術調査事務所

要 旨

高波浪時における海底砂質地盤の応答を調べるため、海底地盤上の水圧と地盤内間隙水圧を系統的に観測した。また、VOF-FEMによる数値計算を実施し、間隙水圧の波浪応答について観測結果と比較した。現地観測の結果、残留間隙水圧の長周期変動成分は、来襲波浪の波群特性に関係していることがわかった。また、上載構造物下の地盤内における間隙水圧の位相差を含んだ時系列変動は、波浪作用によって生じる構造物の運動に起因していることを数値計算で明らかにした。液状化については、構造物による上載圧の増加を考慮すると、法先自由地盤を除いて、発生する可能性は極めて低いという結論に達した。

キーワード: 間隙水圧, 波浪応答, 現地観測, VOF-FEM, 液状化

1. はじめに

近年、高波浪に起因した海岸構造物の被災が多発している。特に、消波工被覆堤においては、消波ブロックの沈下被災が数多く報告されている(五明ら, 1995, 1997)。五明らは消波ブロックの被災調査を行い、「法尻部の沈下による全体の沈下散乱」という被災形態があることを明らかにした。「法尻部の沈下による全体の沈下散乱」はFig.1に示すように、暴波の来襲時に法先地盤や法尻部が沈下し、それに伴ってマウンドや消波ブロックも沈下散乱するというものである。その原因として、法先地盤の洗掘が挙げられているが、高波浪の作用によるマウンド直下地盤の液状化の可能性も指摘されている。

本研究では、海岸構造物の沈下原因として、「波浪による海底地盤の液状化」の可能性に着目した。「波浪による海底地盤の液状化」とは、地盤の液状化が残留間隙水圧に起因した現象であると考えてい

る。地盤が液状化すると支持力を失い、その直上の海岸構造物は容易に地盤内に沈みこむ。また、液状化によって構造物まわりの砂移動や洗掘が助長されることも考えられる。これらの現象は、消波ブロックの沈下によって被覆材の天端が下がり、ケーソンに対する衝撃砕波力の発生、さらに、消波ブロックの移動にともなうケーソン側壁の陥没や中詰砂の流出というケーソン本体への被害を引き起こすことから、沈下原因の解明が重要になってきている。

本研究は、高知港東第一防波堤において、2003年および2004年に実施した、自由地盤と防波堤直下地盤(法先自由地盤、洗掘防止工下、消波ブロック下、ケーソン直下)における水圧と間隙水圧の系統的な観測に加え、高橋ら(2002)の開発したVOF-FEM法を用いて間隙水圧の波浪応答に関する数値計算を行い、高波浪時における地盤内間隙水圧の波浪応答を明らかにすることを目的としている。

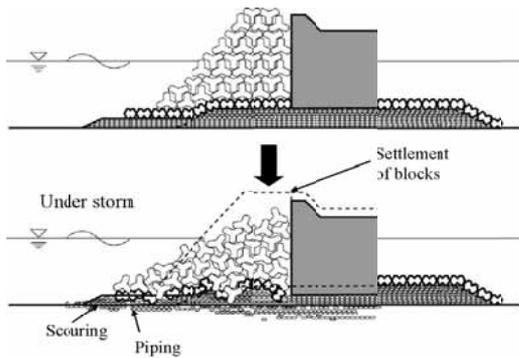


Fig.1 Destabilization of the seabed and settlement of breakwaters during a storm

2. 間隙水圧の波浪応答観測の概要

2.1 観測場所

観測場所は Fig.2 に示す高知県の高知港三里地区、東第一防波堤サイトである。南防波堤の沖、水深-30 m 地点には、NOWPHAS の波高計（海象計）が設置されている。

2.2 観測方法

(1) 計器設置状況

Fig.2 中に示す No.1 の完全自由地盤 (P 地点) と No.2 の防波堤直下の基礎地盤 (「法先自由地盤 (P1 地点)」、「洗掘防止工下 (P2 地点)」、「消波ブロック下 (P3 地点)」、「ケーソン直下 (P4 地点)」) を対象とし、自由地盤直上の水圧と地盤内の間隙水圧を、水圧計と間隙水圧計を用いて計測した。観測計器設置状況を Fig.3 に示す。

P 地点においては、地盤直上 0.5m に波圧測定用の水圧計を設置し、地盤内 3 深度 (海底地盤面を基準として、-0.67m, -1.0m, -2.0m) に間隙水圧計を設置した。P1 地点においては、地盤直上 0.5m に水圧計を設置し、地盤内 2 深度 (-0.6m, -2.0m) に間隙水圧計を設置した。ここで、高波浪時の地盤の動態の影響を受けないようにするため、水圧計は地盤表面に設置せず地盤直上 0.5m に設置した。また、P2, P3, P4 地点においては、地盤内 3 深度 (-0.6m, -1.0m, -2.0m) に間隙水圧計を設置した。

(2) 観測システム

観測データは、既設ケーソンの上部工上に設置した海上観測室に伝達される。計測信号は、海底多芯ケーブルと波圧計用ケーブルを通じて、観測室内のデータロガーに伝達される。計測の ON/OFF については、携帯電話を用いた無線制御とした。

2.3 観測データの解析方法

(1) データのグループ化

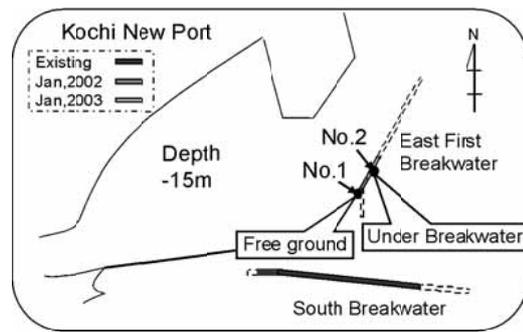


Fig.2 Observation site

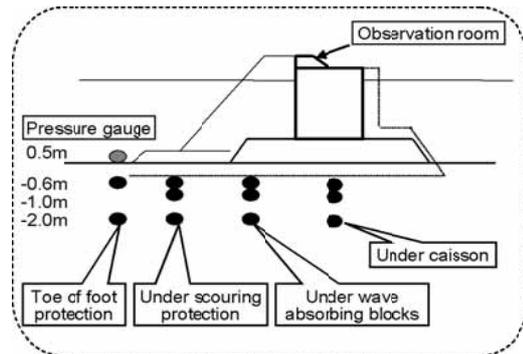


Fig.3 Measuring gauge installation

データ解析を簡素化するために、連続観測された生データは、毎正時と+30分を中心に関前後 15分ずつの 30分間を一つのグループとして、1時間を2つにグループ化している。この際、サンプリング周波数は、50Hzで観測したデータから10個に1つずつ取り出し、5Hzのデータに間引いて用いている。

(2) 水圧データの成分分離

水圧データ p_0 は、(a) 潮位変動成分 p_{0t} と (b) 波群に伴う長周期波成分 p_{0l} および、(c) 波浪による短周期成分 $p_0^{(1)}$ に分けている。

(a) 潮位変動成分 p_{0t}

潮位変動成分は、水圧データ p_0 に対してウィンドウ幅 10分で移動平均をとった成分とする。

(b) 長周期波成分 p_{0l}

長周期波成分は、水圧データ p_0 から潮位変動成分 p_{0t} を引き、有義波周期の数倍のウィンドウ幅である 40秒で移動平均をとった成分である。これは波浪の波群特性による成分と考えられる。

(c) 波浪短周期成分 $p_0^{(1)}$

波浪短周期成分は、風波による一波一波の変動成分である。この成分は、水圧データ p_0 から潮位変動成分 p_{0t} と長周期波成分 p_{0l} を引いた成分となる。

(3) 間隙水圧データの成分分離

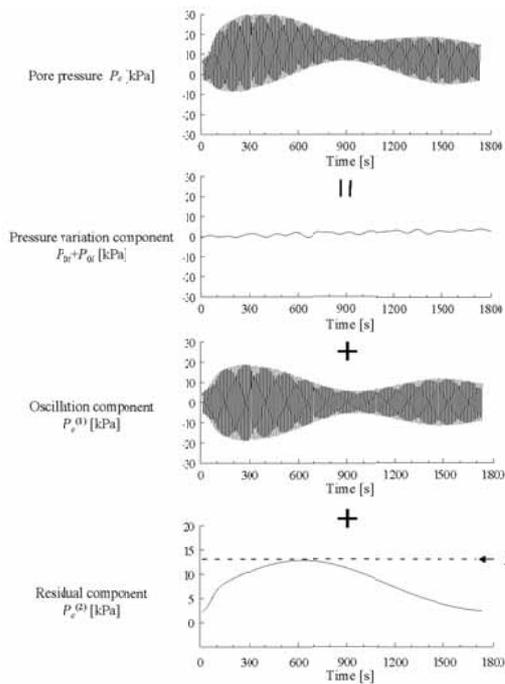


Fig.4 Component of measured pore pressure data

間隙水圧データ p_e は、上述の水圧変動成分（潮位変動成分 p_{ot} + 長周期波成分 p_{ol} ）と過剰間隙水圧に分離し、過剰間隙水圧 p_e' は (a) 残留成分 $p_e^{(2)}$ および (b) 振動成分 $p_e^{(1)}$ が重なりあったものとして考える。Fig.4 に間隙水圧データ成分の模式図を示す。

(a) 残留成分 $p_e^{(2)}$

残留成分の抽出には、まず、間隙水圧データ p_e から上述の水圧変動成分（潮位変動成分 p_{ot} + 長周期波成分 p_{ol} ）を引く。ここで、水圧変動成分（ $p_{ot} + p_{ol}$ ）は周期が長いために、地盤内にそのまま伝播すると考えており、間隙水圧から水圧変動成分を引いたものを過剰間隙水圧 p_e' としている。残留成分はその過剰間隙水圧 p_e' を有義波周期の数倍のウィンドウ幅 40 秒で移動平均をとったものとした。つまり、間隙水圧の残留成分は過剰間隙水圧の長周期変動成分である。

(b) 振動成分 $p_e^{(1)}$

振動成分は、上述の過剰間隙水圧 p_e' から残留成分 $p_e^{(2)}$ を除去した成分とした。間隙水圧の振動成分は過剰間隙水圧の短周期変動成分である。

(4) パラメータの算出

観測データから算出するパラメータとして、地盤内の間隙水圧振動成分の減衰傾向を明らかにするために (a) 振動成分振幅比を、また、地盤内に発生した残留間隙水圧による支持力の低下の割合を明らかにするために (b) 残留間隙水圧比を考えた。

(a) 振動成分振幅比

振動成分振幅比は、P および P1 については、地表面上における水圧変動 $p_0^{(1)}$ の 30 分間の 2 乗平均振幅 $\overline{p_0^{(1)}}$ に対する、地盤内 3 深度における過剰間隙水圧の振動成分 $p_e^{(1)}$ の 30 分間の 2 乗平均振幅 $\overline{p_e^{(1)}}$ の比 $\overline{p_e^{(1)}} / \overline{p_0^{(1)}}$ である。また、P2 ~ P4 については水圧計が設置できないため、水深 -0.6m における間隙水圧変動 $p_{e0.6}^{(1)}$ を水圧変動と見なし、これに対する比 $\overline{p_e^{(1)}} / \overline{p_{e0.6}^{(1)}}$ としている。この値は、波浪による水圧短周期変動が地盤内に伝わるときの減衰量を示している。

(b) 残留間隙水圧比

残留間隙水圧比は、地盤内における過剰間隙水圧の残留成分 $p_e^{(2)}$ の各グループ内の最大値 $p_e^{(2)max}$ および平均値 $p_e^{(2)mean}$ の、当該地点における有効土被り圧 σ'_{v0} に対する比である。この値は、残留間隙水圧によって地盤がどの程度不安定になっているか、つまり液状化の可能性の指標を示している。

3. 観測時の気象条件と波浪特性

3.1 観測時の台風条件

2003 年に観測した台風 0310 号は、Fig.5(a) に示すように、8 日 21 時 30 分頃に高知県室戸市付近に上陸した。観測地点に最接近したのは、8 月 8 日 21 時頃で、その時の中心気圧は 950hPa であった。2003 年 8 月 7 日 11 時から 8 月 11 日 8 時にかけて 4 日間にわたり、連続観測を実施した。

2004 年に観測した台風 0416 号は、Fig.5(b) に示すように、30 日 9 時 30 分頃に鹿児島県に上陸し、九州地方を縦断した。同日 17 時頃に山口県に再上陸した後、中国地方を北西に進み、日本海に抜けた。観測地点に最接近したのは、8 月 30 日 18 時頃で、その時の中心気圧は約 950hPa であった。2004 年 8 月 27 日 9 時から 8 月 31 日 19 時にかけて約 4.5 日間にわたり、連続観測を実施した。

2004 年に観測したもうひとつの台風 0423 号は、Fig.5(b) に示すように、20 日 13 時頃、高知県土佐清水市付近に上陸した。台風 0423 号は、2003 年の台風 0310 号と同様の経路をとり、観測地点に最接近したのは、10 月 20 日 15 時頃で、その時の中心気圧は 955hPa であった。2004 年 10 月 20 日 13 時から 10 月 22 日 13 時にかけて約 2 日間にわたり、連続観測を実施した。

3.2 観測波浪の特性

(1) 沖合波浪特性

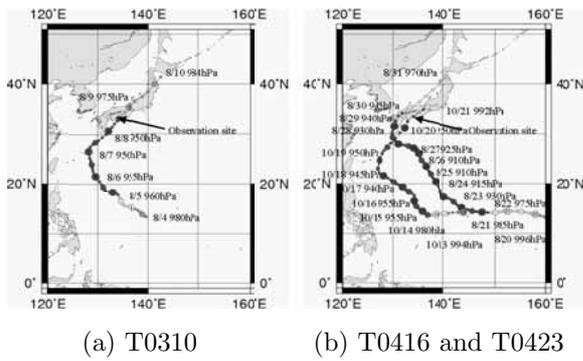


Fig.5 Tracks of observed typhoons

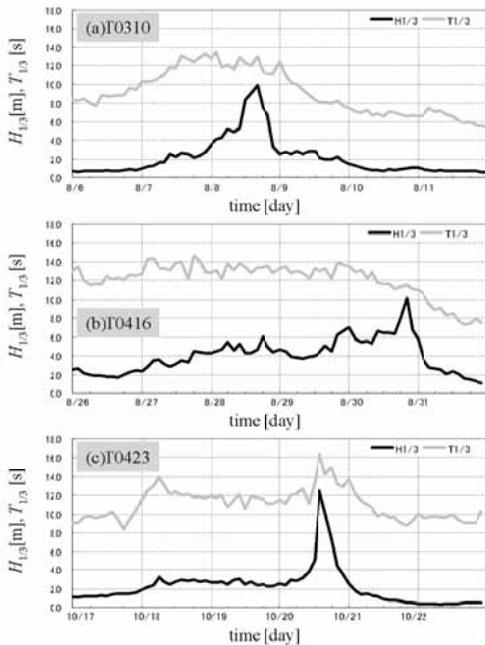


Fig.6 Observed significant wave height and period at Kochi Port

台風 0310 号観測時における沖合波浪観測結果を Fig.6(a) に示す。有義波高は 2003 年 8 月 8 日 16 時頃に約 10m でピークをむかえ、有義波周期は 13s 程度であった。また、8 日 22 時には 4m 以下になった。有義波高 8m 以上を継続していた時間は約 6 時間と比較的長時間であった。

台風 0416 号観測時における沖合波浪観測結果を Fig.6(b) に示す。有義波高は 2004 年 8 月 27 日から徐々に上昇し、28 日 18 時に約 6m で 1 度目のピーク値をとった後、有義波高は 4m 程度に減少するが、29 日 10 時頃から再び上昇し始め、30 日 20 時に約 10m で 2 度目のピークをむかえた。高波浪時の有義波周期は 13s 程度であった。有義波高 8m 以上を継続していた時間は約 3 時間であった。

台風 0423 号観測時における沖合波浪観測結果を

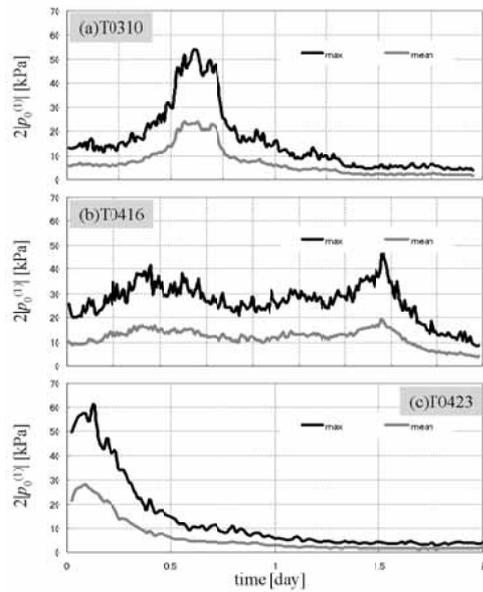


Fig.7 Observed maximum and average pressure on seabed at P1

Table.1 Observed wave characteristics

		T0310	T0416	T0423
P1	H_{max} [m]	5.51	4.80	6.25
	H_{mean} [m]	2.45	1.94	2.85
	$H_{1/3}$ [m]	3.92	3.10	4.56
	Duration time of waves higher than 2m [day]	0.87	3.75	0.40
NOWPHAS	$H_{1/3}$ [m]	10.00	10.18	12.50
	$T_{1/3}$ [s]	13.00	11.50	16.40
	Duration time of waves higher than 8m [hr]	6.00	3.00	2.00

Fig.6(c) に示す。有義波高は 2004 年 10 月 20 日 12 時頃から急上昇し、20 日 14 時頃に約 12.5m でピークをむかえた。また、その時の有義波周期は 16s 程度であった。有義波高 8m 以上を継続していた時間は約 2 時間と短い、これは台風の進行速度が速かったためである。

(2) 波圧変動特性

台風 0310 号時に P1 地点で計測された水圧変動の最大、平均両振幅の時刻歴を Fig.7(a) に示す。縦軸は水圧変動の両振幅 [kPa]、横軸は時間 [day] である。観測開始から徐々に波高は増大し、2003 年 8 月 8 日の 15 時頃 (観測 1.2 日目) に 54kPa、波高にして約 5.5m でピーク値をとった。8 日 21 時以降 (観測 1.4 日目)、波圧変動両振幅の最大値、平均値ともに徐々に減少し、9 日 1 時頃 (観測 1.6 日目) には 20kPa を下回った。

台風 0416 号時にの水圧変動の時刻歴を Fig.7(b) に示す。最大、平均両振幅とも観測開始から徐々に増大し、2004 年 8 月 28 日 6 時頃 (観測 0.9 日目) で 1 度目のピーク値約 41kPa、波高にして 4.2m をとった。その後、両振幅は減少するが、波高 2m ~

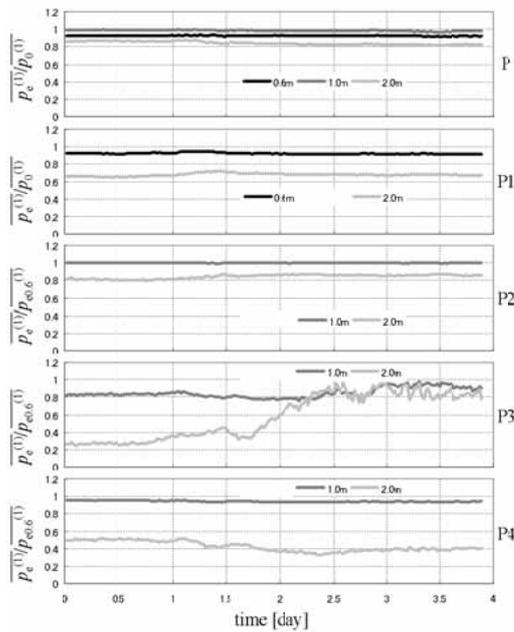


Fig.8(a) Vertical oscillation amplitude ratio on T0310

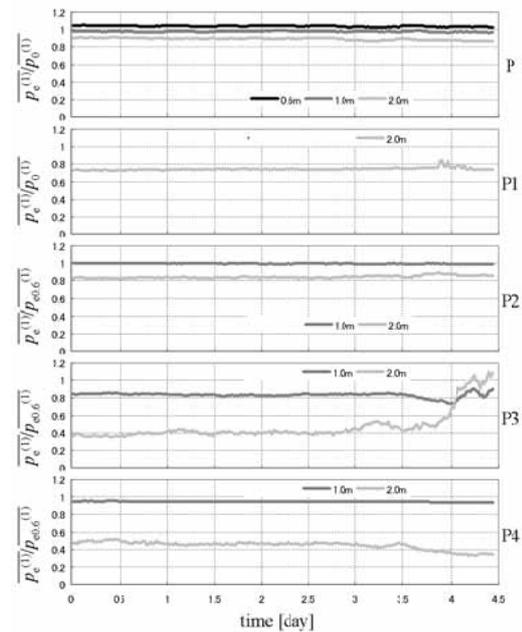


Fig.8(b) Vertical oscillation amplitude ratio on T0416

3mを維持し、30日18時30分頃(観測3.4日目)に2度目のピーク値約47kPa、波高にして約4.8mをとった。その後、波圧変動両振幅は減少し、31日13時30分頃には20kPaを下回った。

台風0423号時の水圧変動の時刻歴をFig.7(c)に示す。観測開始から急激に波高は増大し、10月20日15時30分頃(観測0.13日目)に約61kPa、波高にして約6.25mでピークをとった。その後、波圧変動両振幅は急激に減少し、20日21時30分頃には20kPaを下回った。

これらの3つの台風の波浪特性の比較表をTable.1に示す。3つの台風を比較すると、最高波高、有義波高ともにT0423号が最も大きく、T0310号、T0416号の順であった。しかし、最大波高2m以上を継続している期間はT0416号が3.75日間と最も長かった。T0416号は進行速度が非常に遅い台風で、また、Fig.5(b)の経路図に示したように一度観測サイトに近づいた後、少し遠ざかってから再び観測サイトに近づいたために、高波浪の継続期間が他の2台風と比べて長くなったと考えられる。T0423号とT0310号はほぼ同様の経路であるが、最大波高ピーク値は6.25mとT0310号の5.5mより大きかった。また、台風移動速度が速かったために、高波浪の継続期間は0.4日間で、T0310号の0.87日間より短かった。

4. 現地観測結果と考察

4.1 短周期変動特性

(1) 振動振幅比特性

振動成分振幅比として、各地点の最も浅い水圧計で計測された振動振幅で他の深度の振動振幅を除いて得られる(a)鉛直方向の振動振幅比と、P1地点の各深度の振動振幅で他地点同深度の振動振幅を除いて得られる(b)水平方向の振動振幅比の2つを考える。

(a) 鉛直方向の振動振幅比特性

(i) 振動振幅比特性

各地点の鉛直方向の振動振幅比時刻歴をFig.8(a)および(b)に示す。それぞれ台風0310号、0416号の観測結果である。全地点において深さ方向に振動振幅の減衰がみられる。特に、P3、P4地点における減衰が大きい。P3地点以外については、観測期間を通じて振幅比に大きな変動はないが、P3地点のみ振幅比に時間的な変化が見られる。上層2深度(-0.6mと-1.0m)の減衰比は観測期間を通じてほぼ一定であるが、台風が通過し波高が小さくなると-2.0mの振幅比の値は大きく、減衰は小さくなる。

3台風の観測時の鉛直振動振幅比の比較表をTable.2に示す。P3地点以外の各地点における鉛直振動振幅比は、いずれの台風でもほぼ一定である。鉛直方向に一定の割合で減衰しており、減衰比についても台風毎の違いはあまり見られない。また、P3、P4地点の-0.6mに対する-2.0mの振幅減衰が0.4程度と、P2地点の0.8に比べて大きい。これは、P3、

Table.2 Vertical oscillation amplitude ratio

	T0310			T0416			T0423		
	0.6m	1.0m	2.0m	0.6m	1.0m	2.0m	0.6m	1.0m	2.0m
P	0.99	0.93	0.84	1.04	0.98	0.89	1.04	0.97	0.89
P1	0.92	-	0.68	-	-	0.74	-	-	-
P2	-	1.00	0.84	-	1.00	0.84	-	0.96	0.83
P3	-	0.85	0.25-0.97	-	0.83	0.35-1.10	-	0.80	0.30-0.71
P4	-	0.94	0.43	-	0.95	0.45	-	0.96	0.44

P4 地点が消波ブロックやケーソンの直下に位置するため、構造物を敷設する際に地盤が締め固まったために間隙が小さくなり、透水性が低くなったからと考えられる。特に、P3 地点に関しては、来襲波浪が減少した後も、-0.6m に対する-1.0m の振動振幅比がほぼ一定であるにもかかわらず、-2.0m の振動振幅比は大きくなっている。

(ii) 振動振幅減衰特性

前述のように、P3 地点における来襲波浪に対する振動振幅比の変化に着目して、この地点での 2 深度の鉛直振動振幅比と、同時刻に P1 地点で観測された有義波周期との関係を調べてみた。P1 地点の有義波周期に対する P3 地点における間隙水圧の鉛直方向振動振幅比を Fig.9 に示す。

この図からわかるように、高波浪時の周期 12 ~ 16s では振幅比が 0.4 程度になり非常に大きな減衰を示しているが、波高が小さくなった時の周期 8 ~ 10s の波浪ではほとんど振幅の減衰が見られない。

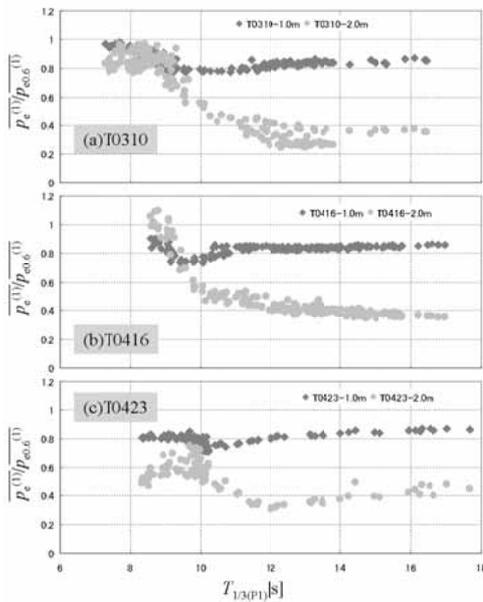


Fig.9 Vertical oscillation amplitude ratio at P3

図示していないが、P2 と P4 地点の鉛直振動振幅比は、いずれの台風についても、来襲波浪に関係なくほぼ一定の減衰を示す。しかしながら、P3

地点に着目すると上述のように、-0.6m に対する-1.0m の鉛直振動振幅比は P2, P4 地点の各深度と同様に、来襲波浪に関係なくほぼ一定の減衰を示すが、-0.6m に対する-2.0m の振幅減衰は来襲波浪によって減衰傾向が変化する。

(b) 水平方向の振動振幅比特性

水平方向の振動振幅比は、P1 地点の水圧計で計測された水圧波浪変動振幅に対する、各地点各深度の間隙水圧振動振幅の比であり、防波堤前面で起こる重複波モードがどこに位置するのかを明らかにするものである。

(i) P2 地点

P2 地点の振動振幅水平方向比と同時刻の有義波周期との関係を Fig.10(a) に示す。P2 地点では、多少のばらつきはあるが、来襲波浪に関わらず-0.6m と-2.0m の振幅比は共に変動し、8 ~ 10s の周期でそれぞれ 0.8, 0.7 であり、12 ~ 16s の周期では 1.0 ~ 1.2, 0.9 である。

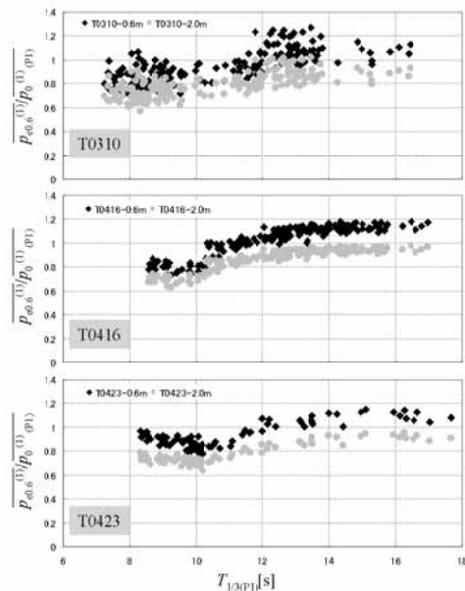


Fig.10(a) Horizontal oscillation amplitude ratio at P2

(ii) P3 地点

P3 地点の振動振幅水平方向比を Fig.10(b) に示す。P3 地点では、-2.0m の振動振幅水平方向比は来襲波浪に対してほぼ変動なく、0.5 ~ 0.6 を示しているが、-0.6m の振幅水平方向比は 12 ~ 16s の周期では 1.0 を大きく越えて 1.4 ~ 1.6 であり、8s 付近の周期では 0.5 ~ 0.6 で-2.0m の振幅比とほとんど変わらない。

(iii) P4 地点

P4 地点の振動振幅水平方向比を Fig.10(c) に示す。P4 地点では、来襲波浪に関わらず-0.6m と-2.0m は連動して変化し、8~10s 程度の周期ではそれぞれ 0.7~0.8、約 0.3 であり、12~16s の周期では 1.0~1.2、約 0.5 である。

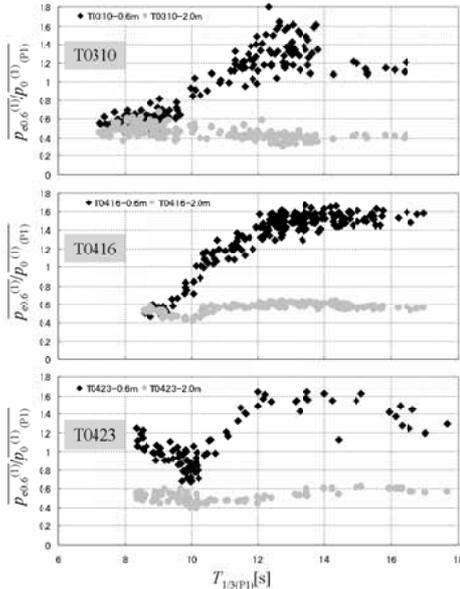


Fig.10(b) Horizontal oscillation amplitude ratio at P3

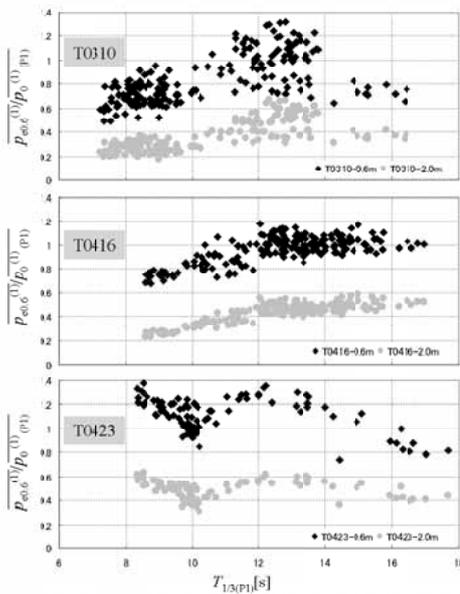


Fig.10(c) Horizontal oscillation amplitude ratio at P4

(iv) 水平方向の振動振幅比特性

各地点の水平方向の振動振幅比特性について比較すると、各地点の-0.6m の値が地盤表面にかかる水圧とほぼ同様であるとすれば、-0.6m の値を用いて防波堤前面での重複波モードを特定することができ

る。P2~P4 地点の-0.6m の振動振幅水平方向比に着目すると、各地点とも周期 12~16s で P1 の振動振幅を上回り、特に、P3 の-0.6m において大きく上回ることがわかる。

また、周期 8s 程度では各地点とも P1 の振幅を下回り、特に P3 の-0.6m の振幅が最も小さい。これは、周期 12~16s 程度の波浪が来襲した場合、P3 付近が腹として大きく変動し、P1 地点かあるいは P1 より沖側を節として変動する重複波モードであり、一方で、周期 8s 程度の波浪が来襲した場合には、P3 付近を節のように変動が小さく、P1 付近で腹のように変動が大きくなる重複波モードに変化するからである。

以上のことから、前述した P3 地点の鉛直方向の振動振幅比の変化は、来襲波浪によって重複波モードが変化したことによって起こったのではないかと考えられる。

(2) 振動位相特性

(a) 振動成分の連続記録

台風 0416 号の連続観測で得られた、最大波来襲時の振動成分の 5 分間の時系列データを Fig.11 に示す。P, P1, P2 地点については深さ方向に同じ位相で変化している。P3, P4 地点については他の地点と異なり、P3, P4 地点の-0.6m と-1.0m は同位相であるが、上層 2 深度 (-0.6m と-1.0m) と-2.0m の間に位相差が生じている。また、位相差は P4 地点に比べて、P3 地点の方が大きい。図示はしてい

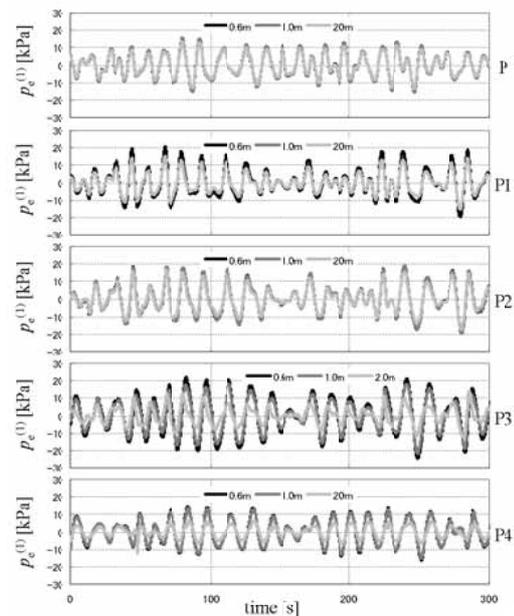


Fig.11 Time series of oscillation component variation on T0416 (04/8/30/18:30-18:35)

ないが、台風 0310 号および 0423 号についても同様の傾向が見られた。

(b) 振動成分相関係数

振動成分の相関係数を Table.3 および Fig12(a) ~ (c) に示す。3 観測ともに、P, P1, P2 地点の各深度の振動成分相関係数については、ほぼ 1.0 で相関はよい。P4 地点では、-0.6m と-1.0m の相関はよいが、-1.0m と-2.0m の相関は波高が減少するに従って小さくなり、P, P1, P2 地点と比べてかなり低くなる。また、P3 地点に関しては、P4 地点と同様に-0.6m と-1.0m の相関がよく、-1.0m と-2.0m の相関が低い。図示していないが、最大波高来襲後の P3 地点-1.0m と-2.0m の相関は著しく低下し、0 ~ 0.2 を示す。

構造物下の P3 と P4 地点において、上層 2 深度 (-0.6m と-1.0m) と-2.0m の振動成分が位相差を含んで変動するのは、波浪によって上載構造物が振動し、その運動がマウンドを介して地盤骨格の変形として間隙水圧の変動に影響を及ぼしているためと考

Table.3 Correlation coefficient of oscillation component

	T0310		T0416		T0423	
	0.6m-1.0m	1.0m-2.0m	0.6m-1.0m	1.0m-2.0m	0.6m-1.0m	1.0m-2.0m
P	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
P1	-	1.00	-	0.99	-	-
P2	1.00	1.00	1.00	0.99	0.99	0.99
P3	0.97	0.2-0.8	0.99	0.15-0.8	0.97	0.0 - 0.86
P4	1.00	0.74-0.97	1.00	0.86-0.97	0.99	0.82-0.97

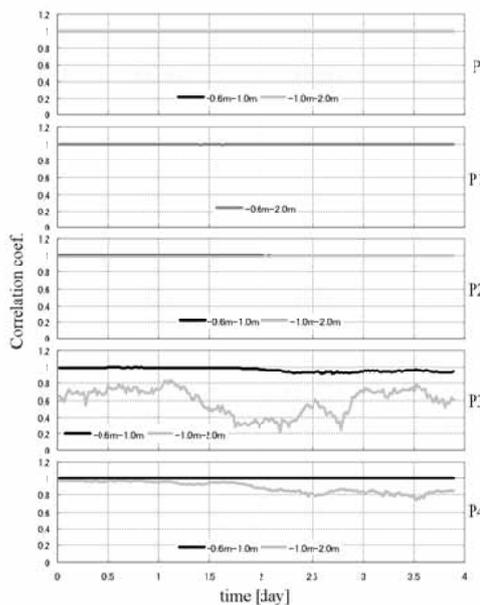


Fig.12(a) Time series of Correlation coefficient of oscillation component on T0310

えられる。-0.6m と-1.0m では、間隙水圧が波浪によって大きく変動するため、地盤骨格変形による間隙水圧変化の影響はあまり表れてこない。しかしながら、振動振幅の減衰が非常に大きい-2.0m では、波浪による間隙水圧変動の影響が小さいため、相対的に地盤骨格変形の影響が大きくなり、間隙水圧変動に現れるようになる。さらに、波高の減少過程で、P3 と P4 地点の-1.0m と-2.0m の相関係数が低くなっているのは、波高減少により構造物の振動が小さくなるにもかかわらず、波高減少に伴って地盤内に伝播する間隙水圧も小さくなるので、構造物振動の影響が大きくなり、-1.0m と-2.0m の相関が悪くなるためと考えられる。

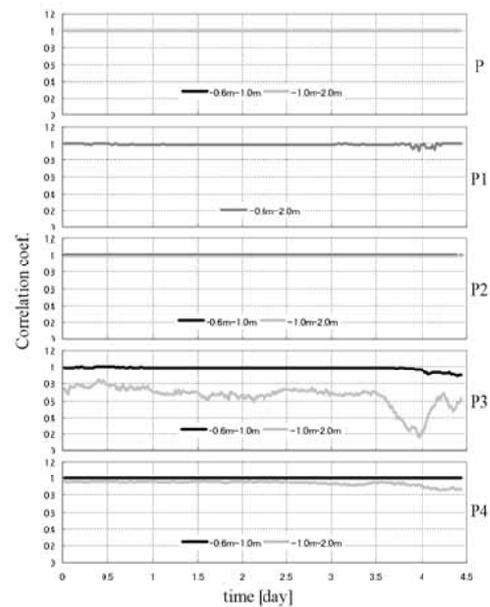


Fig.12(b) Time series of Correlation coefficient of oscillation component on T0416

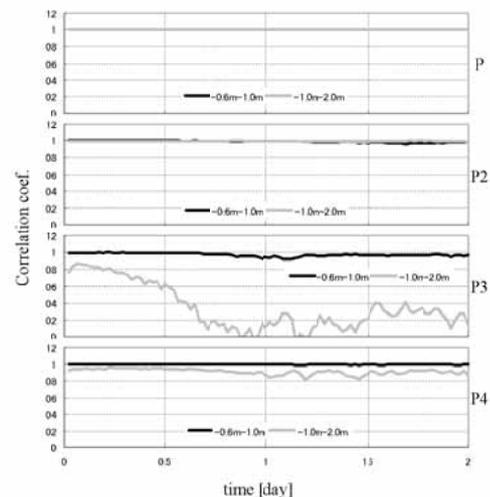


Fig.12(c) Time series of Correlation coefficient of oscillation component on T423

しかしながら、P3 地点-2.0m の位相差（相関係数）の変化と来襲波浪との関係は不明な点が多く、今後も検討を要する。

4.2 残留間隙水圧変動特性

残留間隙水圧は、40s のウィンドウ幅で移動平均をとったものであり、40s 以上の周期をもつ長周期変動が含まれる。また、残留間隙水圧には、数波で蓄積と消散を繰返して長周期で変動するものと、数百から数千波かけて徐々に蓄積するものがある。以下では、前者を残留間隙水圧変動成分とし、後者を残留間隙水圧の平均的成分とする。

台風 0416 号通過に伴う高波浪来襲時（2004 年 8 月 28 日 5 時頃）における各地点の残留間隙水圧の 30 分データを Fig.13(a) に示す。Fig.13(a) には残留間隙水圧変動成分が表れている。また、残留間隙水圧の上昇に影響を与える外力要因は、繰返しせん断応力 τ であり、これは波浪作用によって地盤内に動員される。したがって、波浪負荷によって地盤表面に作用する波圧変動が重要となる。

間隙水圧の数波で変動する残留変動特性と数波で変動する波群特性との関係を、スペクトルを比較することによって調べる。

(1) 波群特性としての波圧変動包絡波形

数波で変動する水圧の波群特性として、水圧波浪成分の振幅包絡波形を考えた。波圧の振幅包絡波形の簡易算出法として次の手順を用いた。

1) 水圧データの波浪成分 $p_0^{(1)}$ を平均化する ($p_0^{(1)}_{ave}$: 各グループの水圧波浪成分の平均)

$$p = p_0^{(1)} - p_0^{(1)}_{ave} \quad (1)$$

2) p を 2 乗して、すべて正の値にする。

$$P = p^2 \quad (2)$$

3) P を 30sec（水圧波浪成分の約 3 波）で移動平均する。

$$\overline{P}_\tau = \sum_{\tau=t-15}^{t+15} \frac{P(\tau)}{30} \quad (3)$$

4) \overline{P}_τ に $\pi/2$ を乗じ、さらに平方根をとる。

$$\bar{p} = \sqrt{\frac{\pi}{2} \overline{P}_\tau} \quad (4)$$

1) ~ 4) の処理をしたものの例を Fig.13(b) に示す。水圧波浪成分の変動データと振幅包絡波形が概ね合致していることがわかる。以下、水圧波浪変動の波群特性としてこれを用いて解析する。

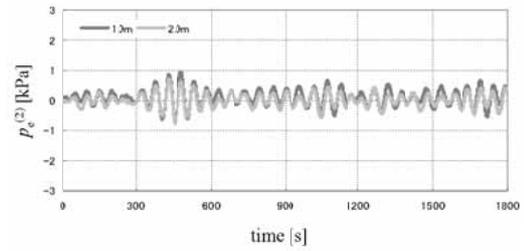


Fig.13(a) Time series of residual component

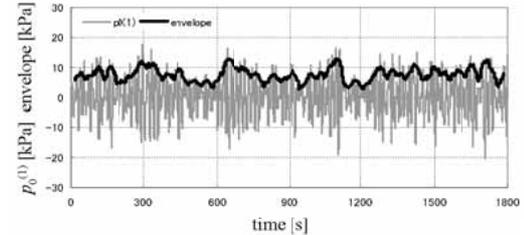


Fig.13(b) Wave component and envelope curve

(2) 周波数スペクトル解析

上述の方法で得られた水圧波浪成分の振幅包絡波形と、残留間隙水圧変動成分との関係をスペクトルの観点から調べる。フーリエ変換を用いて周波数スペクトル解析を行った。解析計算に用いたデータ数は約 9000 個、データ間隔は 0.2s である。

高波浪来襲時における P と P1 地点の波圧包絡波形と各地点の過剰間隙水圧残留間隙水圧変動成分の周波数スペクトル解析結果を Fig.14(a) ~ (c) に示す。

また、各地点の残留間隙水圧変動成分の変動周期のピークを比較したものを Table.4 に示す。いずれの台風でも、P と P1 地点の波圧包絡波形と残留変動成分のそれぞれのスペクトルピークは、ほぼ同じ周波数のところに現れている。これは、水圧波浪成分の包絡波形、つまり波群と残留間隙水圧の変動成分との間に、密接な関係があることを示している。また、P と P1 地点の-2.0m においては比較的長周期の変動（70 ~ 80s）も見られる。

次に、P2 ~ P4 地点について考察する。いずれの台風でも、P2 地点の各深度の残留変動成分は、P と P1 地点に見られるように 50 ~ 60s の周期で大きく変動していることがわかり、また、わずかではあるが-2.0m に 60s より長周期の変動（70 ~ 80s）が見られる。この周期 50 ~ 60s の変動は、P と P1 地点と同様に、同程度の周期の波群特性に影響を受けて変動したものと考えられる。しかしながら、P3, P4 地点においては、-1.0m では他地点に見られるように 50 ~ 60s 程度の周期変動を持つが、-2.0m では-1.0m と同様に 50 ~ 60s 周期の変動よりも、さら

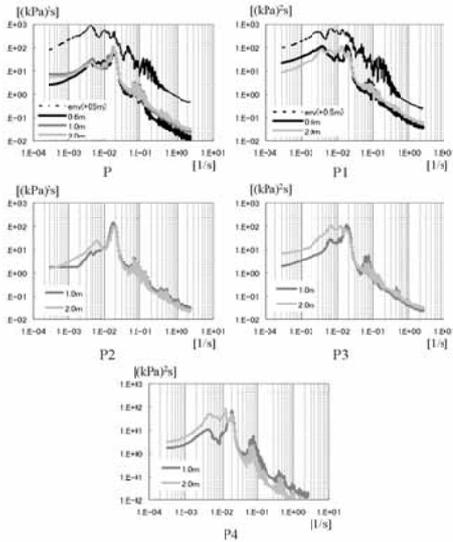


Fig.14(a) Frequency spectrum of residual component and envelope curve on T0310 (03/8/8/19:30)

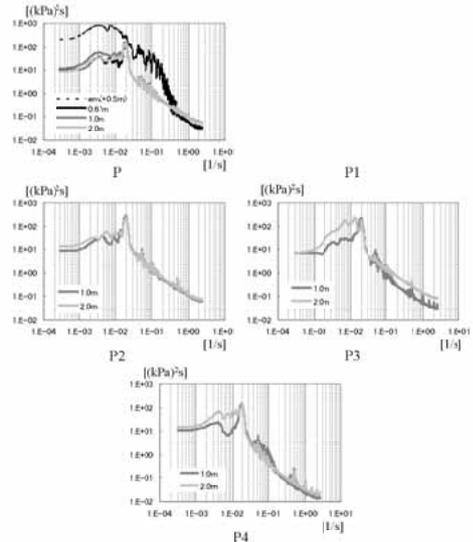


Fig.14(c) Frequency spectrum of residual component and envelope curve T0423 (04/10/20/14:30)

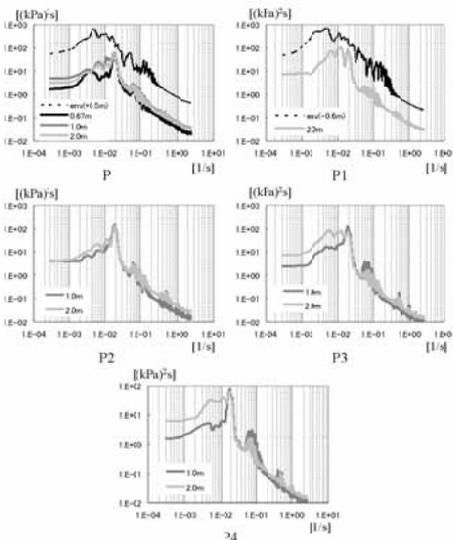


Fig.14(b) Frequency spectrum of residual component and envelope curve on T0416 (04/8/28/05:00)

Table.4 Periods at frequency spectrum praks

	T0310			T0416			T0423		
	-0.6m	-1.0m	-2.0m	-0.6m	-1.0m	-2.0m	-0.6m	-1.0m	-2.0m
P	57	57	57	55	55,84	55	55	55	55
P1	56	-	76,50	-	-	83,55,142	-	-	-
P2	-	55	55	-	53	53,83	-	50	50
P3	-	55	83,143,55	-	53	53,83	-	50	50,76,136
P4	-	50	76,50	-	53	53,80	-	50	50,71

の-2.0m,特に構造物下のP3,P4地点では周期50~60sに加えて70~80sの波群が考えられる。

4.3 残留間隙水圧特性

本節では、数百から数千波かけて徐々に蓄積する残留間隙水圧の平均的成分について考察する。

各台風来襲時に発生した各地点の残留間隙水圧(P,P1:-0.6m,P2~P4:-1.0m)の30分間最大値と平均値の変動を考える。30分平均値とは、残留間隙水圧の平均的成分を表し、30分最大値とは、残留間隙水圧の平均的成分と波群によって変動する残留間隙水圧の変動成分が重なり合ったものの中で最大の値を表している。

(1) 残留間隙水圧の変動特性

各台風通過に伴う残留間隙水圧の変動についてTable.5を用いて比較する。台風0310号観測時のP1地点-0.6mを除く各地点と、台風0416号観測時の各地点、台風0423号観測時のP3,P4地点においては、残留間隙水圧の平均値に変動が見られず、ほぼ0を示していた。これは、残留成分に数百波、数千波にわたり徐々に蓄積するような平均的成分は存在しなかったことを示している。すなわち、平均的にはほぼ0で、60sや80s程度で変動する残留

に長周期での変動がピークを持つ。

以上のことから、周期80s以上の波浪によって生じた残留間隙水圧は、-1.0m地点より浅い地盤表面近くではすぐに消散されて、その影響は残りにくい。-2.0m地点では排水性能が悪く、その影響が残るために、周期70~80sといった周期の長い成分が残るものと考えられる。また、その変動は構造物下に位置するP3地点の-2.0mでは、他地点より排水され難くなっているため、70s~80s程度の周期変動が他地点に比べて大きくなると考えられる。このことから、残留間隙水圧変動成分が影響を受けやすい特定の水圧波浪変動成分として、各地点の-0.6m,-1.0mでは周期50~60sの波群、各地点

Table.5 Maximum value of residential pore pressure

	T0310			T0416			T0416		
	0.6m	1.0m	2.0m	0.6m	1.0m	2.0m	0.6m	1.0m	2.0m
P	0.93	0.90	0.91	0.71	0.55	0.62	1.47	0.82	1.05
P1	-	-	0.62	-	-	-	-	-	-
P2	-	0.96	0.94	-	0.95	0.86	-	1.71	1.49
P3	-	0.96	0.95	-	0.88	1.21	-	1.16	1.64
P4	-	0.89	0.92	-	0.57	0.66	-	0.84	1.15

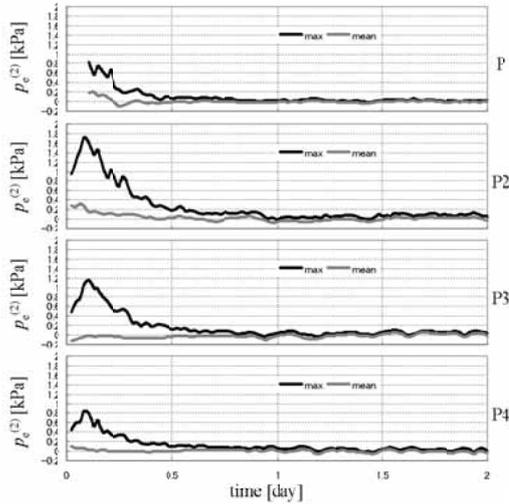


Fig.15 Time series of maximum and average residual pore pressure on T0423

間隙水圧変動成分のみが発生、消散を繰返していることになる。

台風 0423 号観測時の残留間隙水圧の時系列変化を Fig.15 に示す。この図からわかるように、台風 0423 号観測時の P 地点、P2 地点の各深度では、他の観測台風および他の地点と異なり、残留間隙水圧の平均値が 0.4kPa 程度上昇している。これは、数百波、数千波にわたり徐々に蓄積するような平均的な成分が存在していたことを示している。また、その残留間隙水圧の平均的成分の上に、数波で変動する残留変動成分が 1.4kPa 程度重なり、残留間隙水圧の最大値を示している。これは、残留成分の平均的成分よりも残留間隙水圧変動成分の方が卓越していることを示している。

(2) 液状化発生に関する考察

台風 0310 号来襲時に、P1 地点における-0.6m の計器が観測期間中に 50cm 程度鉛直下方に沈下した。これは、間隙水圧計の周辺の地盤で液状化が発生した可能性を示している。間隙水圧計周辺の地盤が部分液状化状態に達し、間隙水圧計はその自重によって沈んだと推定できる。残留間隙水圧上昇中に計器が沈下したとすれば、発生した残留間隙水圧の中に沈下した分の静水圧が含まれることになる。そ

して、計器沈下中は残留間隙水圧と沈下したことによる静水圧の増分の和が計器の残留成分として表れ、残留間隙水圧の消散後、静水圧のみが現れる。つまり、計器は部分液状化地盤を沈下して静止し、その後、残留間隙水圧が消散して静水圧のみが残ったということである。また、台風通過後の P1 地点近傍で、法先地盤が洗掘されていたことも確認されており、上載土被り圧は低下していたと考えられる。そのことが液状化や地盤の不安定化を促進させ、その結果、計器が沈下したとも考えられる。

地盤の支持力低下の指標である有効応力に対する残留間隙水圧比 $p_e^{(2)}/\sigma'_{v0}$ の時刻歴を調べる。ここで、有効応力 $\sigma'_z (= \gamma'z)$ を出すために用いた深さ z は、計器に初期設置位置からの変化がなかったものと仮定して求めた。また、地盤の水中単位体積重量 γ' については、 $\gamma' = 8.98 \text{ kN/m}^3$ として算出した。地盤上に構造物を設置していない自由地盤 (P, P1 地点) については有効応力 σ'_z は $\gamma'z$ のみであるが、地盤上に構造物を設置している P2 ~ P4 地点の有効応力 σ'_z については $\gamma'z$ 以外に上載構造物による有効土被り圧 $\gamma'z_0$ を考慮する必要がある。P2 ~ P4 地点の地盤上にかかる構造物による有効土被り圧 $\gamma'z_0$ は以下のようにして算出した。

$$\begin{aligned} \gamma'z_0 = & \rho_c g z_a + (\rho_c - \rho_w) g z_c \times (1 - n_c) \\ & + (\rho_m - \rho_w) g z_m \times (1 - n_m) \end{aligned} \quad (5)$$

ここに、 ρ_c と ρ_m はそれぞれコンクリート構造物 (ケーソン、消波ブロック) の密度 ($\rho_c = 2.3 \text{ t/m}^3$) と捨石マウンドの密度 ($\rho_m = 2.6 \text{ t/m}^3$)、 ρ_w は水の密度 ($\rho_w = 1.0 \text{ t/m}^3$) である。 z_a と z_c はコンクリート構造物の海水面からの空中高さ、海水面下の水中高さ、 z_m は捨石マウンド層厚、 n_c と n_m はコンクリート構造物の間隙率 (ケーソン: 0.0, 消波ブロック: 0.5) と捨石マウンドの間隙率 ($n_m = 0.44$) である。洗掘防止工下 (P2 地点) の有効土被り圧は、 $z_a = 0.0 \text{ m}$, $z_c = 0.0 \text{ m}$, $z_m = 2.0 \text{ m}$ として $\gamma'z_0 = 17.6 \text{ kPa}$ とし、消波ブロック下 (P3 地点) では、 $z_a = 0.0 \text{ m}$, $z_c = 12.6 \text{ m}$, $z_m = 4.0 \text{ m}$ として $\gamma'z_0 = 115.4 \text{ kPa}$ 、ケーソン直下 (P4 地点) では、 $z_a = 4.0 \text{ m}$, $z_c = 12.9 \text{ m}$, $z_m = 4.0 \text{ m}$ として $\gamma'z_0 = 289.6 \text{ kPa}$ として算出した。

(3) 残留間隙水圧比特性

台風 0310 号の観測時における、P と P1 地点の-0.6m と P2 ~ P4 地点の-1.0m の残留間隙水圧比を Fig.16 に示す。P1 地点の-0.6m において残留間隙水圧比が約 1.0 に上昇している。これは上述のよう

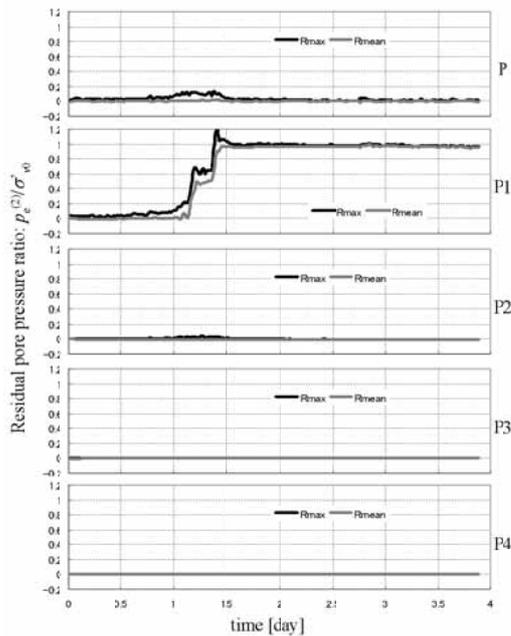


Fig.16 Residual pore pressure ratio on T0310

に、計器が沈下したためと考えられ、液状化が生じていた可能性がある。上載土被り圧が比較的小さいPとP2地点では、わずかながら、地盤の支持力低下が表れている。しかしながら、両地点とも有効土被り圧の1割強かそれ以下であり、地盤表層部以外は十分な支持力があつたと考えられる。また、P3とP4地点については地盤表面の有効土被り圧がそれぞれ約115.4kPa、約289.6kPaと非常に大きいのに対し、発生していた残留間隙水圧が1~2kPa程度と極めて小さく、到底、地盤の液状化や不安定化に達するとは考えられない。

5. 間隙水圧の波浪応答に関する数値計算

まず、流体部と地盤部の連成方法について説明する。そして、具体的な計算方法として波浪負荷モードとケーソン運動モードの2種類の計算方法を示す。

5.1 流体部と地盤部の連成方法

高橋ら(2002)のCADMAS GEO-SURFでは、VOF法に基づく数値波動水路(CADMAS SURF)で解析する流体部と、Biot(1941)の2相弾性体理論に基づく弾性FEMプログラムで解析する地盤部の連成方法として、以下の方法をとっている。計算のフローをFig.17に示す。

(1) 時間刻み幅の計算および終了判定

- 入力データによって流体部、地盤部の各初期値を求めた後、上記の「自動時間刻み幅」決定機能によって時間刻み幅 Δt を計算する。

- 入力条件の終了時刻に達しているかどうかの終了判定を行う。

(2) VOF-FEM法を用いた波浪場の解析

- 造波・境界の計算
各時刻の造波、開境界、減衰境界、放射境界等の境界面の流速、水圧を計算する。
- 流速・圧力の計算
連続式とN-S方程式をSMAC法に基づいて時間方向に離散化し、コントロールボリューム法によって空間方向に離散化して各地点の仮流速を求める。その仮流速を用いてポテンシャル関数 ϕ のPoisson方程式を解いて ϕ を求め、各セル間に定義される水平流速、鉛直流速とセル中心に定義される水圧を求める。

● 自由表面処理

計算セルごとに流体、気体、表面セルに分類し、表面セルはその方向についても分類する。VOF関数の移流方程式をEuler法によって時間方向に離散化し、コントロールボリューム法によって空間方向に離散化し、ドナーアクセプタ法によってドナーセルに含まれる水の量を上限に、各セルの移流量を決定する。

(3) FEM法を用いた地盤部の解析

● 圧力接続境界の計算

(2)で求めた境界面の水圧を、流体部との地盤境界における水圧と水圧荷重に接続する。その際、流体部ではスタッガードグリッドを採用しているため、セル中心で定義されている水圧を、格子点上で定義される地盤部の間隙水圧に補完して接続する。また、境界面の法線ベクトルの荷重項を求め、外力として地盤の境界格子点に接続する。

● 地盤の変位、速度、加速度の計算

前項の境界値によって地盤部の基礎方程式を解いて、各格子点の地盤変位を求める。地盤変位から地盤変位速度および加速度を求める。

● 地盤応力・間隙水圧の計算

得られた各格子点の間隙水圧からセル中心に補完した間隙水圧やダルシー流速を求める。また、地盤の構成則によって各セルに各地盤応力(鉛直有効応力、水平有効応力、せん断応力)を求め、地盤歪(鉛直歪、水平歪、せん断歪)を求める。

(4) 繰返し計算

- (1)に戻り、次時刻の刻み幅を求め、(3)で求めた地盤部と流体部の境界面の法線方向流速を(2)の入力値として使い、終了判定まで(1)~(3)を繰返す。

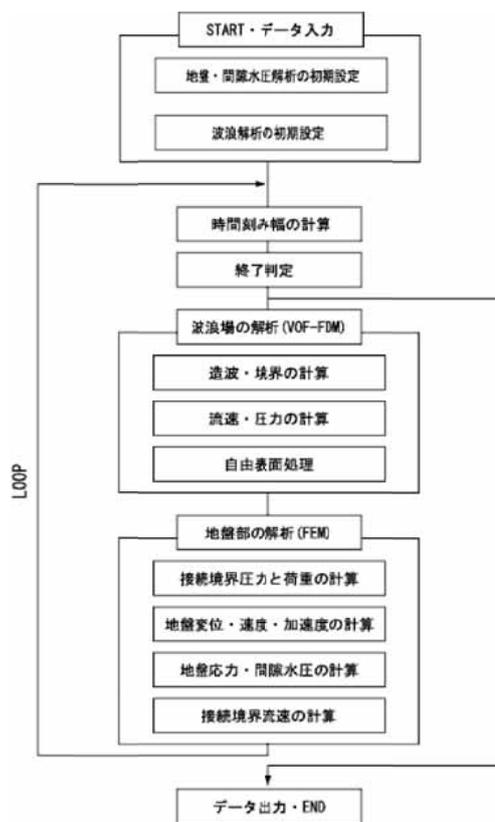


Fig.17 Simulation flowchart

本モデルは上記のように、流体部から求めた境界の水圧を地盤部の境界値に接続し、地盤部で計算された境界流速を流体部の境界値に接続する弱連成の形式を採っている。また、流体部と地盤部の時間刻み幅 Δt は同一であるが、流体部から地盤部へ、地盤部から流体部へ接続する際、 $\Delta t/2$ ずつずらしながら交互に解いている。具体的には、流体部で時刻 $t + \Delta t$ の計算で得られた境界値を、時刻 t の境界値と平均し、時刻 $t + \Delta t/2$ の境界値として地盤部へ接続するという接続方法を採用している。

5.2 計算方法

本研究では、2種類の方法によって数値計算を行った。地盤表面にかかる外力として、波浪による水圧荷重のみを考慮する 波浪負荷モードと、波浪によって引き起こされる構造物（ケーソンや捨石マウンド）の運動を考慮する ケーソン運動モードである。この2種類の計算方法について述べる。

(1) 波浪負荷モード

波浪負荷モードでは、上述のように水圧変動による外力の変動のみを考慮している。

波浪負荷モードの特徴としては、捨石マウンドやグラベルマットを動かない透水性の多孔質体としているため、消波ブロック下やケーソン等の構造物下

におけるマウンド中の水圧を精度よく計算できる。そのため、消波ブロックによる波高の減少程度や、その減少した地盤直上の水圧変動による間隙水圧の変動を精度よく解析できる。しかし、高波浪が作用した際に、ケーソンに波力が作用して起こるケーソンのスライドやロッキングは考慮しておらず、また、そのケーソン運動によるマウンドの動的変形についても考慮していない。したがって、ケーソン運動やマウンドの変形によって地盤にもたらされる間隙水圧の変化については、計算結果に含まれていない。

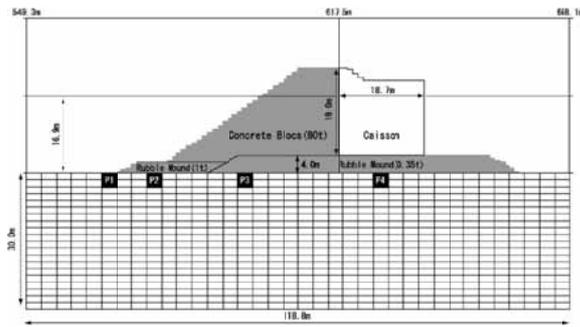
本研究において、波浪負荷モードで解析した計算条件として、解析領域を Fig.18(a) に示す。水路条件として、水路長は 780.0m、高さ 34.0m、水深 16.9m である。水平メッシュ幅 Δx については、0 ~ 200.0m までは $\Delta x=1.5\text{m}$ 、200.0 ~ 339.7m は $\Delta x=1.3\text{m}$ 、339.7 ~ 669.2m は $\Delta x=1.1\text{m}$ 、669.2 ~ 780.0m は $\Delta x=1.2\text{m}$ である。鉛直メッシュ幅 Δz については、0 ~ 5.6m までは $\Delta z=0.4\text{m}$ 、5.6 ~ 24.9m は $\Delta z=0.3\text{m}$ 、24.9 ~ 29.3m は $\Delta z=0.4\text{m}$ 、29.3 ~ 34.0m は $\Delta z=0.5\text{m}$ である。

波浪条件は現地観測で得られた主要な波浪である次の3ケース（規則波）を解析している。波高 2.0m、周期 8.0s（以下、H2T8）、波高 6.0m、周期 12.0s（以下、H6T12）、波高 6.0m、周期 16.0s（以下、H6T16）である。

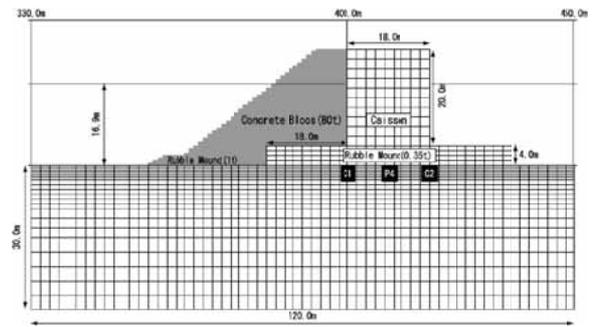
構造物の諸元については、現地観測サイトの防波堤に基づいて、高さ 4.0m の捨石マウンド（約 350kg）の上に奥行き 18.0m、高さ 20.0m（パラペットを含む）のケーソンを設置し、前面に 80t 型の消波ブロック（テトラポッド）を設けている。また、防波堤法尻部には洗掘防止工としてグラベルマット（1t）を設置している。

構造物に対する係数としては、鈴木ら（2003）にならって、捨石マウンド（0.35t）の慣性力係数 $C_M=1.2$ 、抵抗力に関する係数 $\alpha_0=1500$ 、 $\beta_0=1.8$ 、代表径 $d=0.153\text{m}$ を用いた。グラベルマット（1t）については慣性力係数 $C_M=1.2$ 、抵抗力に関する係数 $\alpha_0=1500$ 、 $\beta_0=1.8$ 、代表径 $d=0.727\text{m}$ とし、消波ブロック（80t 型）については、慣性力係数 $C_M=1.2$ 、抵抗力に関する係数 $\alpha_0=2100$ 、 $\beta_0=2.2$ 、代表径 $d=3.270\text{m}$ を用いた。

地盤部の計算領域については、長さ 118.8m、深さ 30.0m の地盤領域を水路の 549.3 ~ 668.1m に設置している。メッシュ幅はそれぞれ $\Delta x=3.3\text{m}$ 、 $\Delta z=1.5\text{m}$ である。地盤のパラメータとしては、高橋ら（2002）の砂地盤の特性にならない、せん断弾性



(a) Wave loading mode



(b) Movable caisson mode

Fig.18 Simulation grid

係数 $G=3.9 \times 10^4 \text{kPa}$, 空隙率 $n=0.45$, Voigt の粘性係数 $\beta=0$, 水の体積弾性係数 $K_f=4.2 \times 10^7 \text{kPa}$, 透水係数 $k=1.0 \times 10^{-4}$, ポアソン比 $\nu=0.3$ 等を基本としているが, ケーソンや消波ブロックの直下地盤では多少特性を変化させて計算を行っている。

(2) ケーソン運動モード

ケーソン運動モードでは, 水圧変動による外力の変動以外に, 波力によるケーソンの運動を考慮している。

ケーソン運動モードの特徴としては, 波力によるケーソンの運動を考慮しているため, その変形に伴う間隙水圧変動の変化が解析可能である。一定以上の波力がケーソンに働くと, ケーソンはロッキングやスライドなどの挙動を示す。ケーソンが水平にスライドしても地盤に対する影響は小さいが, ロッキングによって鉛直方向に変位すると, その変形がマウンドを介してケーソン直下地盤に骨格の変形として影響を及ぼす。海底地盤にもたらされた変形は間隙水圧にも影響を及ぼし, それによって液状化に至る可能性も指摘されている (Kudella et al., 2004)。

また, 捨石マウンド中の間隙水圧については, 透水性の高い軟弱な地盤としている。実際には捨石マウンドの透水係数は $k=1.0$ 程度であるが, 計算の安定性の問題で $k=1.0 \times 10^{-2}$ としている。そのため間隙水圧の伝播減衰やマウンド骨格の変形量を過大にあるいは過小に評価しており, 間隙水圧の計算値が波浪負荷モードの計算値より精度が低くなる。また, ケーソン部と捨石マウンド部を互いに離れない地盤として結合しているため, 実際と異なる挙動を示すことがある。例えば, ケーソン下端が上向きに変位すると, 弾性変形であれば, 実際には荷重の除去によって歪が元に戻るだけであるが, ケーソン運動モードの計算では, マウンドもケーソン変位にともなって膨張しようとし, 間隙水圧の変動に影響を与えることがある。

本研究において, ケーソン運動モードで解析した計算条件として, 解析領域を Fig.18(b) に示す。水路条件は水路長 530.0m , 高さ 30.0m , 水深 16.9m である。水平メッシュ幅 Δx については, 0.0 ~ 300.0m は $\Delta x=1.5\text{m}$, 300.0 ~ 500.0m は $\Delta x=1.0\text{m}$, 500.0 ~ 530.0m は $\Delta x=1.5\text{m}$ である。鉛直メッシュ幅 Δz については, 0 ~ 4.0m までは $\Delta z=0.5\text{m}$, 4.0 ~ 30.0m は $\Delta z=0.4\text{m}$ である。

解析している波浪条件, 消波ブロック, グラベルマットの諸元や用いた各係数については, (1) の波浪負荷モードと同様である。

地盤部の計算領域については, 長さ 120.0m , 深さ 30.0m の地盤領域を水路の 330.0 ~ 450.0m に設置している。水平メッシュ幅は $\Delta x=2.0\text{m}$ であり, 鉛直メッシュ幅 Δz については, 0.0 ~ 3.0m までは $\Delta z=0.5\text{m}$, 3.0 ~ 9.0m は $\Delta z=1.0\text{m}$, 9.0 ~ 15.0m は $\Delta z=2.0\text{m}$, 15.0 ~ 30.0m は $\Delta z=1.5\text{m}$ である。地盤のパラメータは上述の波浪負荷モードと同様であるが, ケーソンや捨石マウンドについても地盤として取り扱うので次のパラメータを設定した。せん断弾性係数 $G=9.0 \times 10^5 \text{kPa}$ (ケーソン) , $1.5 \times 10^4 \text{kPa}$ (捨石マウンド) , 空隙率 $n=0.0$ (ケーソン) , $n=0.5$ (捨石マウンド) , Voigt の粘性係数 $\beta=0$ (ケーソン, 捨石マウンド) , 水の体積弾性係数 $K_f=2.1 \times 10^6 \text{kPa}$ (捨石マウンド) , 透水係数 $k=1.0 \times 10^{-2}$ (捨石マウンド) , ポアソン比 $\nu=0.167$ (ケーソン) , 0.3 (捨石マウンド) を用いて計算している。ケーソンは不透水性地盤としているので, 水の体積弾性係数 K_f , 透水係数 k は定義せずに計算を行っている。

6. 計算結果と考察

6.1 波浪負荷モード

5.2(1) の波浪負荷モードで行った計算結果について以下に示す。現地観測によって得られた重複波モード特性, 振動振幅比特性について数値計算で再現を試み, 現地観測結果との比較を行う。

(1) 重複波振動モード特性

ケーソン式混成堤のような前面に構造物が存在しない防波堤の重複波モードは、常にケーソン前面を重複波の腹とし、節は来襲波浪の波長によって変化する。しかし、ケーソン前面に消波ブロック等の構造物があり、そのためにケーソン前面に勾配が存在する場合、来襲波高や水位によって入射波の反射状況が変化する。以下では、当観測サイトに来襲する波浪特性を ~ の3 ケース考え、計算結果を示す。

波浪負荷モードを用いて、H2T8、H6T12、H6T16の計算条件下で行った計算結果を Fig.19 に示す。Fig.19 では、縦軸に法先自由地盤 (P1) の水圧振動振幅に対する各地点の水圧振動振幅の比をとり、横軸は各地点の水平方向位置を示している。

H2T8 の条件で波浪を作用させた場合、各地点より P1 地点の振幅が大きくなり、P3 と P4 地点の振幅比がそれぞれ 0.6、0.2 と非常に小さい。これは入射した波が防波堤前面のコンクリートブロックによって消波されて、ケーソン前面では波高が減少していることを表している。このことから、計算条件での防波堤前面では、P1 地点付近で入射波による間隙水圧となり、P3 地点付近では消波工によって間隙水圧が小さくなることを確認した。

また、H6T12 条件では計算条件とは異なり、周期が長くなったため、波のエネルギー逸散が小さくなり、各地点の振幅比は P2 で 1.06、P3 で 1.52、P4 で 0.5 を示した。このことから、計算条件では防波堤前面の重複波モードは、P3 地点付近を重複波の腹とし、P1 地点付近を重複波の節とする変動モードであることがわかった。

H6T16 の計算条件下では、計算条件の場合とほぼ同様であるが、入射波浪の周期が長いために防波堤前面であまり消波されず、ケーソン前面での振幅比は計算条件の 0.9 より大きい、1.28 を示した。しかし、重複波モードとしては計算条件とでは P3 地点付近を重複波の腹とし、P1 地点を重複波の節として変動している点で概ね等しい。

当観測サイトにおける高波浪来襲時の波浪特性は計算条件 H6T12 と H6T16 に該当し、波高減少過程では周期も徐々に短くなり、計算条件 H2T8 程度の波浪となる。したがって、当観測サイトでは、4.1(1) で示したように、高波浪来襲時には P3 地点付近を重複波の腹とし、P1 地点付近を節とする変動モードであり、波高が減少した後は P1 地点付近から P3 地点に向かって減少する変動モードとなることが、数値計算によって再現できた。

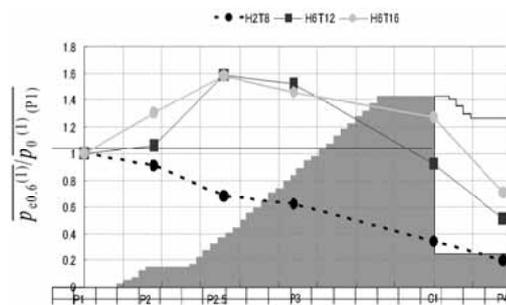


Fig.19 Simulated vertical amplitude ratio

(2) 振動振幅の水平方向分布特性

4.1(1) で示した振動振幅の水平方向比特性について、波浪負荷モードを用いて条件 ~ の下で行った計算結果について述べる。

Fig.20(a) では、P2~P4 地点の地盤内-0.75m での計算結果と-0.6m での観測結果、Fig.20(b) では-2.25m の計算結果と-2.0m の観測結果の振動振幅の水平方向比を示している。Fig.20(a) から P2~P4 地点は周期 8s 程度で 1.0 (P1 地点の振幅) より小さく、逆に周期 12s~16s では 1.0 よりも大きくなっている。これを見ても、周期 8s と周期 12~16s で起こる防波堤前面の重複波モードの変化を、精度よく再現していることがわかる。

一方、Fig.20(b) によると、P2 と P4 地点の-2.25m での振動振幅の水平方向比は周期 8s で 0.9、0.3 であり、周期 12~16s で 1.3、0.6 と観測結果を非常によく再現できている。しかし、P3 地点に関しては、周期 8s 付近での振幅比は 0.6 程度と観測結果 (約 0.7) と一致するが、重複波モードの腹に位置する周期 12~16s では、計算結果は 1.4 程度を示しているのに対し、観測結果は 0.8 程度であり、観測結果を再現できていない。これは、間隙比や透水係数、地盤のせん断弾性係数等の地盤パラメータを全地盤領域において一定として計算しており、現地の地盤特性を特定できていないためと考えている。

6.2 ケーソン運動モード

5.2(2) のケーソン運動モードで行った計算結果について以下に示す。現地観測によって得られた構造物下地盤中に見られた位相変化特性について、数値計算で再現を試み、現地観測結果との比較を行う。なお、消波ブロック下地盤 (P3 地点) における、間隙水圧変動に対する消波ブロックの不規則な沈下の影響を数値計算で再現することは非常に困難なため、本研究では、ケーソン直下地盤 (P4 地点) における、ケーソン運動による間隙水圧変動について詳しく検証している。

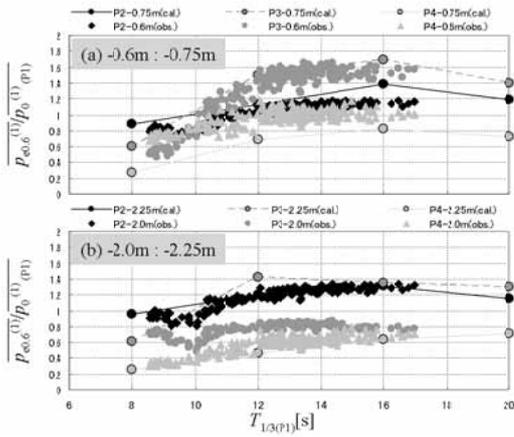


Fig.20 Comparison between simulated and observed horizontal amplitude ratio to P1

(1) ケーソン変位と間隙水圧の応答

ケーソンの波浪による運動を考慮した計算結果を以下に示す。その際、ケーソン中央部下地盤を P4 地点としているのは現地観測と同じであるが、Fig.18(b) に示したように、新たにケーソン沖側端を C1 地点、ケーソン岸側端を C2 地点としている。

(a) C1 地点 (ケーソン沖側端)

ケーソン沖側端では、波浪によって一定以上の (ケーソンの抵抗力よりも大きい) 波力がケーソン前面に作用したとき、ケーソンは底面のある点を中心に回転モーメントを受けて岸側に傾き、ケーソン下端は鉛直上方に変位する。その影響で C1 地点近傍では、元々ケーソンが存在していた場所に空間ができ、水圧はその空間に流れ込み、周辺地盤中の間隙水圧は減少する。したがって、過剰に発生していた間隙水圧は減少し、負に発生していた間隙水圧はさらに減少する。

しかし、ケーソンに大きなモーメントが作用するのは、波の峰付近がケーソン前面に達したときであり、その時に水圧から動員される変動水圧も大きくなる。したがって、水圧によって地盤表層部に発生する間隙水圧は大きくなる。C1 地点では、水圧が地盤中を伝わるものと、ケーソンの変位によって減少するものとが相殺された間隙水圧が発生している。

C1 地点における計算結果を Fig.21 に示す。Fig.20 の上から H2T8, H6T12, H6T16 の条件下で行った計算結果であり、各計算条件での地盤内第 1 層目 (-0.25m), 2 層目 (-0.75m), 3 層目 (-1.25m), 5 層目 (-2.25m) の計 4 深度の間隙水圧変動と、ケーソンの鉛直方向変位 (上方を正) を示している。Fig.20 中の u_y はケーソンの鉛直変位を示し、上方変位を正としている。

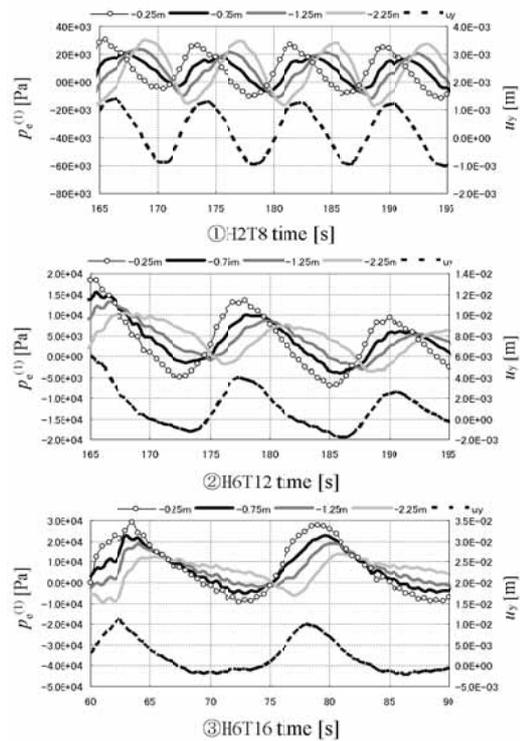


Fig.21 Caisson displacement and pore pressure variation at C1

Fig.21 に示すように、地盤内第 1 層はケーソン変位とほぼ同様に変動している。ケーソンが最も正方向に変位する波の峰時に、地表面の水圧も最も大きくなるので、相関は非常に高い。しかしながら、第 2 層, 第 3 層と深くなるにつれて、ケーソン変位や第 1 層目の間隙水圧変動との相関は悪くなり、第 2 層目以深の間隙水圧が単なる水圧伝播による変動以外に、ケーソン変位の影響によって変動していることがわかる。また、地盤内第 5 層目では第 1 層目とほぼ逆位相になっており、地盤第 5 層目の間隙水圧変動は水圧伝播による変動よりも、ケーソン変位による変動の影響が上回ることがわかる。

(b) C2 地点 (ケーソン岸側端)

ケーソン岸側端では、波力がケーソン前面に作用し、ケーソンが回転モーメントを受けて傾くと、ケーソン沖側端とは違い、ケーソン下端は鉛直下方に変位する。その変位によって C2 地点下の地盤は、間隙を圧縮させる応力が働き、間隙を減少させようとする。しかし、間隙水の変位がその骨格変位よりも遅くなるので、間隙には過剰に間隙水圧が発生する。ケーソンが大きな波力を受けて大きく傾くのは、ケーソンに波の峰付近が作用した時で、その時 C2 地点においても間隙水圧は過剰に発生している。C2 地点では、水圧によって地盤を伝わってくるものと、ケーソン変位によって発生したものとを

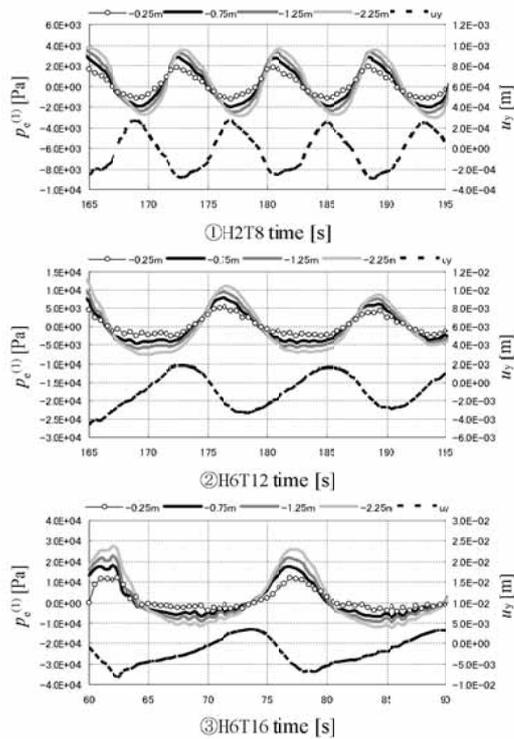


Fig.22 Caisson displacement and pore pressure variation at C2

合わせた間隙水圧が発生している。

C2 地点におけるケーソン運動モードでの計算結果を Fig.22 に示す。C1 と同様に計算条件 ~ での、地盤内第 1 層目 (-0.25m), 2 層目 (-0.75m), 3 層目 (-1.25m), 5 層目 (-2.25m) の計 4 深度の間隙水圧変動と、ケーソンの鉛直方向変位 u_y (上方を正) を示している。

Fig.22 では、全深度ともケーソンの変位の影響を大きく受けて変動しているが、地盤内第 1 層目よりも第 5 層目の間隙水圧の方が大きく変動している。これは、ケーソン運動モードではマウンドを実際より透水性の低い地盤として取り扱っているために、波浪負荷モードよりもマウンド内を伝わる間隙水圧の減衰が大きくなってしまい、水圧による間隙水圧変動よりも、ケーソン運動に伴う地盤骨格変位によって生じる間隙水圧変動の影響の方が大きくなったと考えられる。ここで、第 1 層目よりも第 5 層目の間隙水圧変動振幅が大きくなっているのは、地盤の表層部は比較的透水性の高いマウンドに接しており、骨格変形によって生じた間隙水圧が容易にマウンドへ作用するためと考えられる。また、地盤の骨格変位の影響についても、水圧による間隙水圧の伝播と同様で、地盤内深さが増すとその影響は小さくなる。したがって、間隙水圧の変動振幅は第 5 層目

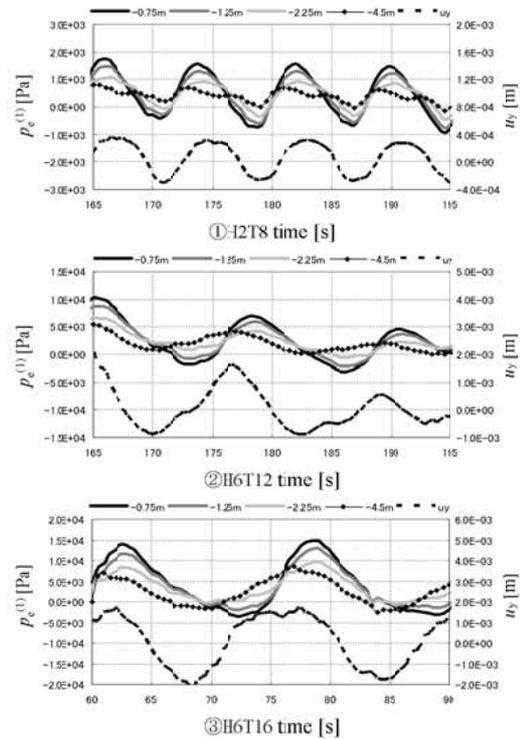


Fig.23 Caisson displacement and pore pressure variation at P4

(深さ-2.25m) 付近でピークを示すと考えられる。

(c) P4 地点 (ケーソン直下)

ケーソン中央部下では、ケーソン沖側端や岸側端のように、顕著なケーソンの変位は起きない。実際、ケーソンが中央部を中心にモーメントを受けると、底面中央部は変位せず、C1 と C2 地点のみ上下に変位する。しかし、計算結果によると大きな波力の作用するケーソン沖側端の方が、岸側端よりも大きく変位していることから、回転モーメントの中心はケーソン中心よりも岸側の底面にあることがわかる。

P4 地点における計算結果を Fig.23 に示す。計算条件 ~ での、P4 地点における地盤内第 2 層目 (-0.75m), 3 層目 (-1.25m), 5 層目 (-2.25m) および 8 層目 (-4.50m) の計 4 深度の間隙水圧変動と、ケーソンの鉛直方向変位 u_y (上方を正) を示している。

この図から、ケーソンの変位 (ケース で $\pm 1.5\text{mm}$) が他の C1 と C2 地点のケーソン変位 (で C1: $\pm 10\text{mm}$, C2: $\pm 5\text{mm}$) よりも小さくなっていることがわかる。また、間隙水圧の位相は、C1 地点よりも揃っていることから、変位の影響は小さいことがわかる。しかしながら、地盤内第 1 層目から 2 層目, 3 層目と地盤内深さが増すにつれて、間

隙水圧の振幅は減少している。これは、間隙水圧がケーソンの変位に影響されるためと思われる。具体的には、第1層目の間隙水圧が正方向に変動するとき、ケーソンは少し位相差をもって正の方向（鉛直上方）に変位する。ケーソンが上方に変位すると間隙水圧は減少するが、その影響は深さが増すにつれて大きくなり、第8層目（-4.50m）ではその影響が顕著に表れている。

次に、台風0423号通過時に得られた観測結果と比較する。2004年10月20日14時30分頃のP4地点各深度の振動成分時刻歴と、条件での計算結果をFig.24に示す。-0.6m（観測値）と-0.75m（計算値）に対して-2.0m（観測値）と-2.25m（計算値）が位相差を含んで変動していることが良く再現できている。これは、波力によるケーソン変位の影響で、-2.0mの間隙水圧が-0.6mの間隙水圧に対して位相差をもって変動していることを表している。

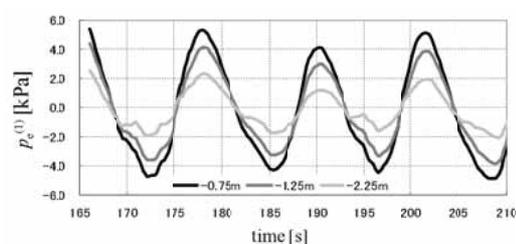
これによって、観測結果に表れた、P4地点における間隙水圧振動成分が、地盤表層部（-0.6mと-1.0m）と-2.0mの間に位相差を含んで変動する現象は、波浪によるケーソンの運動がマウンドを介して及ぼす地盤骨格の動的変形によるものであったと結論づけられる。

また、消波ブロック下（P3地点）にみられる、ケーソン直下（P4地点）と同様の振動成分の位相差は、消波ブロックの不規則な運動が招いたものと考えられる。ケーソン直下については、ある程度一定の骨格変形が地盤内に発生するが、テトラポッドのような複雑な形をした消波工であれば、局所的に地盤変形を加えるため、数10cm離れるだけで異なる骨格変形が生じることが考えられる。将来的には、消波ブロックの波浪による運動も考慮に入れた数値計算を行って、構造物の動的変形が間隙水圧に及ぼす影響を考慮する必要があるだろう。

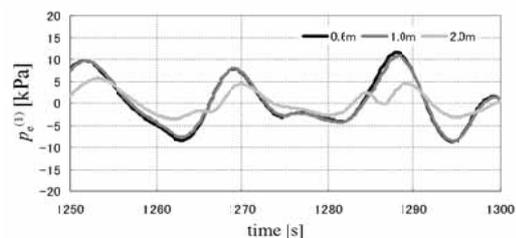
(2) ケーソン運動による地盤液状化の可能性

(1)において、波浪によるケーソン等の構造物の運動が、構造物下地盤内の間隙水圧変動に大きく影響することを明らかにした。その中でも、ケーソン沖側端とケーソン岸側端において、その影響は顕著であった。ここでは、構造物の運動の影響によって、液状化が発生する可能性を検証する。

まず、ケーソン沖側端（C1地点）については、Fig.21に示したように、ケーソン変位の影響によって、地盤内-2m付近の間隙水圧が地盤表層部の間隙水圧と逆位相で変動する。鉛直方向の間隙水圧が逆位相で変動すると、上向きに浸透圧が発生して地盤が不安定化し、それが上載圧に達すると一時的な液



(a) Simulation results on H6T12



(b) Observed data on T0423

Fig.24 Pore pressure at P4

状が発生する。現地観測でのC1地点付近のP3、P4地点では最大変動振幅は30kPa程度であった。この30kPaが、ケーソン等の構造物の運動によって逆位相で変動すると60kPaの差を持つことになり、波の谷時ではそれが上向き浸透圧になる。しかし、C1地点やP3、P4地点は地盤上に非常に重い構造物が載っているため、有効土被り圧が増大しており（P3で115.4kPa、P4で289.6kPa）、60kPa程度の上向きの圧力を受けたとしても、地盤は非常に安定したままである。したがって、C1地点近傍を含みP3、P4地点において液状化に至るような間隙水圧変動は起こりそうもないといえる。

また、ケーソン岸側端（C2地点）では、Fig.21に示したように、間隙水圧は全深度で同位相で変動しており、ケーソン変位の影響によって間隙水圧は波の峰時に上昇する傾向にある。しかし、ケーソン運動モードの計算では、マウンド地盤部の透水係数を実際よりも小さく設定しているため、間隙水圧伝播の影響が小さくなり、間隙水圧の上昇は小さい。C2地点のさらに岸寄りの地点では、上載構造物による上載圧の増大が少なく、間隙水圧変動により地盤が不安定化する可能性がある。そのため、ケーソン岸側端での間隙水圧変動を精度よく計算できるように、プログラムを改良する必要がある。Kudella et al.(2004)は実験により、ケーソン岸側端下地盤の間隙水圧変動を調べているが、薄い不透水性の粘土層で地盤を非排水状態に設定して実験しても、残留間隙水圧比で0.25程度の不安定化しか起こらなかったと述べている。したがって、かなり液状化に

とって好条件である場合を除いては、C2 地点においても液状化は起こりそうもないと考えられる。

7. 結論

本研究では、2003 年と 2004 年の 2 年間で高知港東第一防波堤観測サイトに来襲した 3 台風 (T0310, T0416, T0423) について、間隙水圧の応答観測を実施した。また、VOF-FEM プログラム (CADMAS GEO-SURF) を用いて、防波堤下地盤の波浪応答に関して数値計算を行った。得られた主要な結論を以下に示す。

1. 台風 0310 号来襲時に、法先自由地盤 (P1)-0.6m の計器に 50cm 程度の沈下が見られ、液状化等によって地盤が不安定化した可能性がある。
2. 消波ブロック下 (P3) での振動振幅比の減衰傾向の変化は、来襲波浪の周期に依存する重複波モードの変化と考えられる。数値計算によって来襲波浪の周期による重複波モードの変化を再現することができたが、減衰傾向の変化を再現することはできなかった。
3. 観測結果で得られた上載構造物 (消波ブロックとケーソン) 下地盤内の過剰間隙水圧の振動成分中に表れる上層 2 深度 (-0.6m と -1.0m) と -2.0m との間の位相差を含んだ変動は、波浪による構造物の運動によって生じることを数値計算によって明らかにした。
4. 来襲波浪の波群特性と残留間隙水圧の変動成分の間には密接な関係があり、残留間隙水圧は周期 50 ~ 60s 程度の波群周期の水圧変動によって大きな影響を受ける。また、上載構造物下地盤の深さ -2.0m の残留間隙水圧は 70s ~ 80s 程度の波群周期にも大きく影響を受ける。
5. 台風 0310 号と台風 0416 号来襲時の観測では、残留間隙水圧の平均的な成分はなく、長周期で変動する残留変動成分のみであったが、台風 0423 号来襲時の観測では、残留間隙水圧の平均的成分が最大で 0.4kPa 程度発生していた。
6. 防波堤基礎地盤内で発生する残留間隙水圧は最大でも 2kPa 以下であり、構造物による上載圧の増加を考慮すると、法先自由地盤を除いて、液状化が発生する可能性は極めて低い。

本研究では、防波堤直下地盤内の残留間隙水圧の平均的な成分と長周期で変動する成分を観測することに成功し、波群と残留間隙水圧の長周期変動成分との密接な関係も判明した。しかしながら、数百波、数千波による残留間隙水圧の蓄積が表れている場合と、全く存在せず、長周期変動成分のみが表れ

ている場合があり、残留間隙水圧が蓄積する要因を特定する必要がある。

また、数値計算については、地盤パラメータ (せん断弾性係数や透水係数、間隙比等) の感度分析を行い、現地地盤の特性を把握すると共に、現地観測結果を再現し、計算モデルの妥当性を検証する必要がある。そして、地盤の塑性変形を考慮できるように改良し、残留間隙水圧についても定量的に扱えるようにすることが今後の課題である。

謝 辞

現地観測を実施するにあたり、国土交通省四国地方整備局高松港湾空港技術調査事務所 前技術開発係長の不動雅之様をはじめ皆様、ならびに高知港湾空港工事事務所の関係各位には、多大なるご助力を賜りました。ここに謝意を表します。

参考文献

- 五明美智男・堺 和彦・高山知司・寺内 潔・高橋重雄 (1995) : 消波ブロック被覆堤のブロックの安定性に関する現状調査, 海岸工学論文集, 第 42 巻, pp.901-905.
- 五明美智男・高橋重雄・鈴木高二朗・姜 閔求 (1997) : 消波ブロック被覆堤のブロックの安定性に関する現状調査 (第 2 報) 消波ブロックの法尻沈下災害, 海岸工学論文集, 第 44 巻, pp.961-965.
- 鈴木高二朗・大寄菜々子・山本泰司 (2003) : 防波堤基礎での洗掘量の推定について, 海岸工学論文集, 第 50 巻, pp.886-890.
- 高橋重雄・鈴木高二朗・村西佳美・磯部雅彦 (2002) : 波・地盤・構造物の相互作用に関する U-形式 VOF-FEM (CADMAS GEO-SURF) の開発, 海岸工学論文集, 第 49 巻, pp.881-885.
- Biot, M.A. (1941) : General Theory of Three-Dimensional Consolidation, Jour. of Applied Physics, Vol. 12, pp.155-164.
- Kudella, M., Oumeraci, H. and Groot, M.B. (2004) : Wave-induced transient and residual pore pressure in the sand bed underneath a caisson breakwater: Processes leading to liquefaction, Proc. of 29th ICCE, ASCE, Lisbon, pp.106.

Field Observations and Numerical Simulations for the Response Properties of Pore Water Pressures in the Seabed beneath a Composite Breakwater Covered with Concrete Blocks

Tomotsuka TAKAYAMA, Tomohiro YASUDA, Daiki TSUJIO*, Shotaro TANIGUCHI**,
Shinji SASSA***, Shigeo TAKAHASHI*** and Masahiro MIZUTANI****

* Pacific Consultants Co., LTD

** Graduate School of Engineering, Kyoto University

*** Port and Airport Research Institute

**** Shikoku Regional Development Bureau, Ministry of Land, Infrastructure and Transport

Synopsis

The purpose of this study is to clarify the response properties of pore water pressures in the seabed beneath a composite breakwater. The build-up of residual pore water pressures was found in the sandy seabed during the storm waves. It has been revealed that the response properties of residual pore water pressures are closely related to the wave grouping characteristics of the specific wave periods. It was clarified that the possibility of liquefaction occurrence was extremely small except the free seabed at the toe of foot protection considering the loading stress of the structures.

Keywords: pore water pressure; response property; field observation; VOF-FEM; liquefaction