

混成防波堤基礎地盤の波浪に対する安定性に関する基礎的解析

An analysis on stability of seabed foundation of composite breakwater under waves

酒井 哲郎*・瀬水 洋**・間瀬 肇*

T. Sakai, H. Semizu and H. Mase

Effects of the triangle element size on the accuracy of a finite element calculation of the effective stresses of solid skeleton of a horizontal seabed under waves are discussed. The calculated results of the porewater pressure and stress variation are compared with those in the same seabed foundation of a composite breakwater for the same incident waves. The difference is significant, the reasons of which are the wave field change by the existence of the breakwater and the effects of the motion of the caisson and the mound.

Keywords : seabed stability, composite breakwater foundation, waves, shear stress

1. まえがき

防波堤の基礎の砂地盤の波浪に対する安定性に関しては、最近では波浪によって生じる地盤骨格の繰返しせん断応力を求め、さらにそれを入力として過剰間隙水圧の発生を予測する方法が提案されている（例えば Barends ら, 1985）。そこでは、海底地盤の地盤骨格は弾性体、間隙水は圧縮性を有し、流れは Darcy の法則に従うと仮定し、Biot(1941)の圧密の基礎式を解いてせん断応力を求めている。単純な境界条件の場合は、すでに理論解(Yamamoto et al., 1978)が得られているが、実際の問題では海底形状の複雑さや地盤定数の非均一性から有限要素法などの数値計算によらざるを得ない。

ここではまず、有限要素法によって求めた波浪による鉛直および水平方向の地盤骨格の変位の勾配として与えられる地盤骨格のせん断応力や鉛直および水平有効応力変動の精度が、三角形要素の大きさによってどの程度影響を受けるかを具体的な計算例で検討する。ついで具体的な混成防波堤を対象として、防波堤のない水平な海底地盤の場合と、防波堤が存在しかつ波力によってケーソン及びマウンドが運動する場合の、おなじ入射波に対する間隙水圧変動、鉛直および水平有効応力変動およびせん断応力を比較し、混成防波堤の基礎地盤の波に対する応答における防波堤の存在およびその運動の効果を明らかにする。

2. 地盤骨格の応力の計算精度に及ぼす有限要素分割の影響

有限要素法では一般に計算領域を有限個の要素に分割する。ここでは三角形要素を用い、各要素の節点での未知量を定義し、要素内の任意の点での未知量の値は、次式のような節点での値の線形補間で与える。

$$u = \sum_{j=1}^3 \Phi_j u_j, w = \sum_{j=1}^3 \Phi_j w_j, p = \sum_{j=1}^3 \Phi_j p_j, \quad (1)$$

$$\Phi_1 = \frac{a_1 + b_1 x + c_1 z}{2A}, a_1 = x_2 z_3 - x_3 z_2, b_1 = z_2 - z_3, c_1 = x_3 - x_2.$$

ここで u, w, p は地盤骨格の水平および鉛直変位と間隙水圧変動、 u_j, w_j および p_j は考えている三角形要素の節点 j ($j = 1, 2, 3$) での u, w, p, x_j および z_j は節点 j の座標、 A は三角形の面積である。なお ϕ_2, ϕ_3 は ϕ_1 の回転順列で与えられる。地盤骨格は弾性体とし、応力と歪は次式の Hooke の法則を満たすとする。

$$\sigma_{xx} = 2G \left(\frac{\partial u}{\partial x} \right) + \lambda \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial w}{\partial z} \right), \sigma_{zz} = 2G \left(\frac{\partial w}{\partial z} \right) + \lambda \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial w}{\partial z} \right), \tau_{xz} = G \left(\frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \right), \lambda = \frac{2\nu G}{1-2\nu} \quad (2)$$

ここで、 σ_{xx}, σ_{zz} および τ_{xz} はそれぞれ地盤骨格の水平有効応力変動、鉛直有効応力変動およびせん断応力、 G は地盤骨格のせん断弾性係数、 ν はポアソン比である。式(1)と(2)からわかるように、考えている三角形要素内では応力は一定である。従って三角形要素の大きさおよびその分割の仕方が有限要素法による応力計算の精度

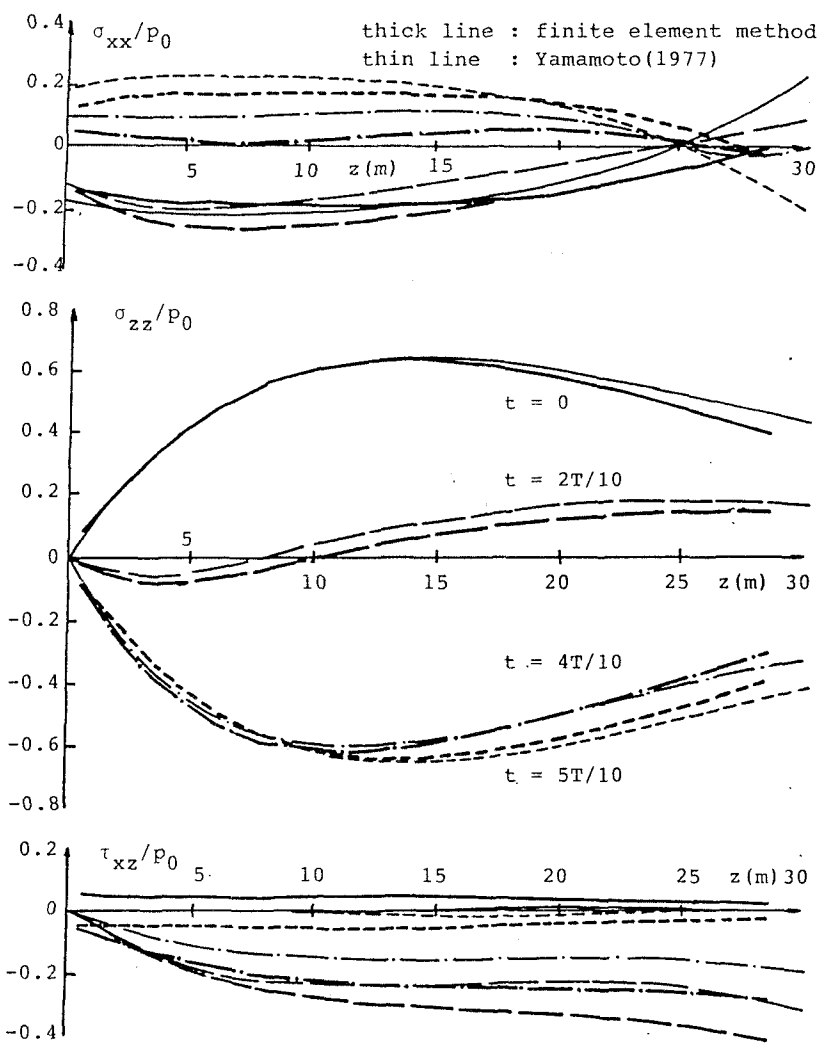
* 正会員 京都大学工学部土木工学科 (〒606 京都市左京区吉田本町)

** 佐藤工業(株)

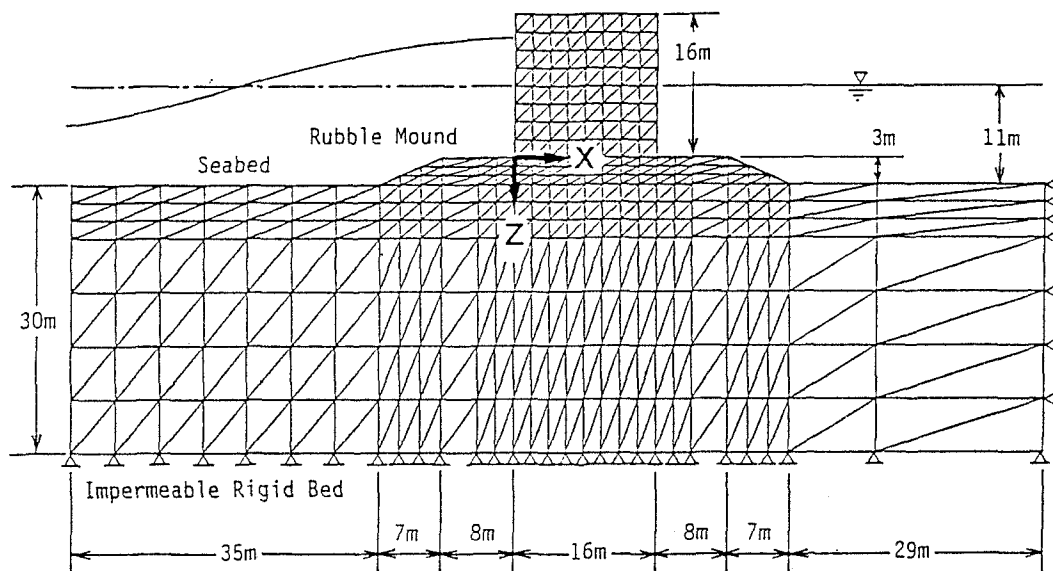
に大きく関係する可能性がある。

ここでは具体的な例として、後のケーソン防波堤の存在の効果の検討の都合上、川迫(1990)のケーソン防波堤の下の海底地盤の波浪による応力変動計算を行った例を取り上げる。すなわち水深 $h = 11\text{m}$ で層厚 30m の水平海底面を有する海底地盤を考える。波の周期 $T = 10\text{sec}$ 、波高 $H = 4.0\text{m}$ 、地盤骨格の間隙率 $n = 0.28$ 、 $\nu = 0.33$ 、 $G = 1.5 \times 10^8 \text{N/m}^2$ 、透水係数 $k = 10^{-3} \text{m/sec}$ 、間隙水の有効体積弾性係数 $\beta = 9.5 \times 10^5 \text{N/m}^2$ とした。

計算領域は波の進行方向 x には 1 波長 96m とし、地盤の分割は x 方向には 20 分割、地盤深度方向 z には地盤表面から 5m までは 1m 毎に、 5m から 15m までは 2m 毎に、 15m から 30m m までは 3m 毎で、15 分割とした。波は x の正の方向に進むものとし、左右境界では境界条件として位相のずれを考慮した Yamamoto(1977) の理論解による u 、 w および p を与えた。海底面では境界条件として p は微小振幅波理論による海底面波圧に等しいとするとともに、 $\sigma_{zz} = \tau_{xz} = 0$ とした。地盤底面では $u = w = 0$ とするとともに、



図—1 地盤骨格の応力の計算精度に及ぼす有限要素分割の影響



図—2 ケーソン防波堤とその基礎地盤 (川迫、1990)

$\delta p / \delta z = 0$ とした。ここでの計算では定常状態での地盤応答を対象としているが、計算の都合上初期状態として $u = w = p = 0$ とし、定常状態になるまで計算を繰り返した。計算時間間隔 Δt は $T/20$ である。

図一1は、 $x = 48m$ での計算結果を示している。波の1周期内の4つの位相での鉛直分布を示している。太い線が計算結果であり、細い線で Yamamoto(1977) の理論解を示している。 $t = 0$ は、波の峰の位相を意味する。水平有効応力変動 σ_{xx} に関しては、 $z = 25m$ 付近で理論解はいずれの位相でも0となり $z < 25m$ と $z > 25m$ とで符号が逆転しているが、有限要素法による計算結果では符号の逆転はなく地盤底面ではほぼ0に収束している。鉛直有効応力変動 σ_{zz} に関しては、水平有効応力と比べて特に地盤表面に近いほど両者の一致度がよい。せん断応力 τ_{xz} に関しては、水平有効応力変動と同程度の不一致がみられるが、両者とも深さ方向の符号の逆転はない。防波堤の基礎地盤の安定性が繰り返しせん断応力の大きさに関係するとすれば、とくにせん断応力における数値計算結果と理論結果の相違は注意を要する。

3. ケーソン防波堤とその基礎地盤の波浪に対する応答 (川迫、1990)

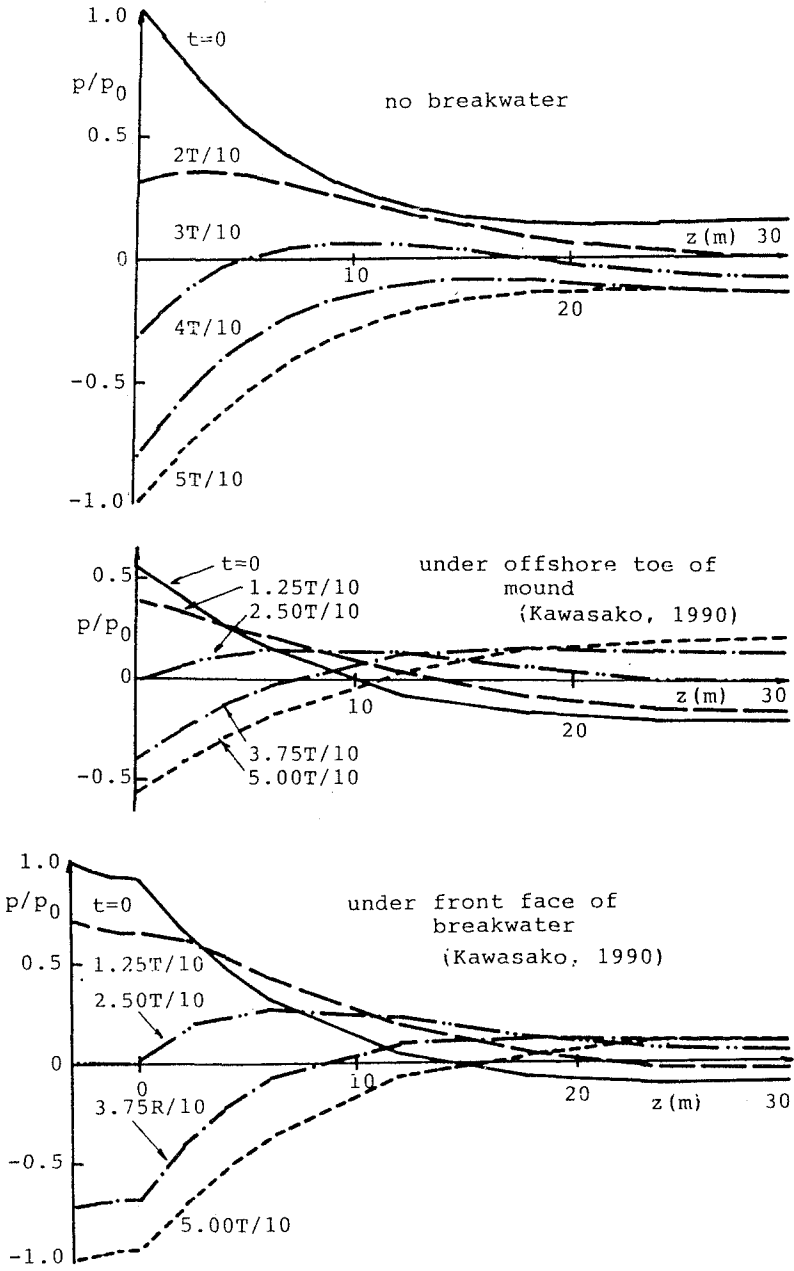
川迫(1990)は、ケーソン防波堤とその基礎地盤の波浪による応答を有限要素法を用いて計算した。ケーソンおよびマウンドの運動をも考慮するため、ともに弾性体と仮定してケーソン、マウンドともに地盤と同様三角形要素で分割した(図一2)。

ケーソン、マウンド、基礎地盤とも Biot(1941) の圧密の基礎式を満たすものとしているが、

ケーソンについては透水係数をきわめて小さくすることにより実質的には1相の弾性体として扱っている。

計算領域、水深、ケーソンの寸法、マウンド形状および寸法、地盤深さは図一2に示している。波は図の左から右に進むものとし、ケーソン前面を腹とする完全重複波を形成しているとする。ケーソン背後には波は伝達せず、静水状態とする。入射波の条件は2.の場合と同様で、周期10sec、波高4.0mとする。従って重複波の腹の位置での波高は8mとなる。重複波による海底面での波圧は微小振幅波理論によって与えた。

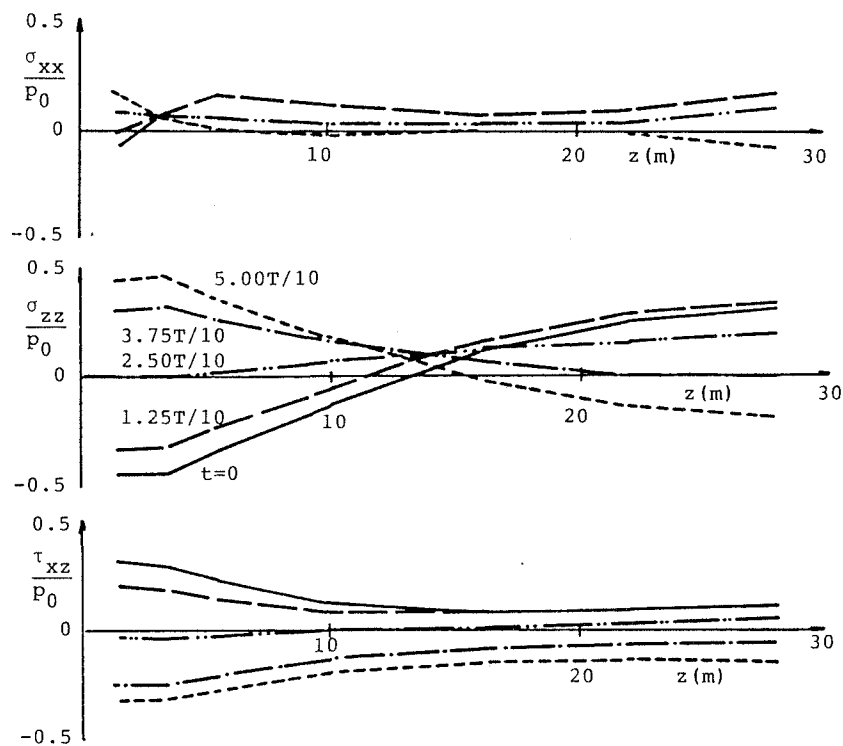
ケーソンのせん断弾性係数 $G = 10^{10} N/m^2$ 、ポアソン比 $\nu = 0.20$ 、間隙率 $n = 0.10$ とし、透水係数 $k = 10^{-10} m/sec$ とした。捨石マウンドに関しては、種々のケースを想定しパラメータの値も種々のものを与えている。基礎地盤の条件は2.の場合と同様で、地盤骨格の間隙率 $n = 0.28$ 、ポアソン比 $\nu =$



図一3 間隙水圧変動に対する防波堤の存在の影響

0.33、せん断弾性係数 $G = 1.5 \times 10^8 \text{ N/m}^2$ 、透水係数 $k = 10^{-3} \text{ m/sec}$ 、間隙水の有効体積弾性係数 $\beta = 9.5 \times 10^5 \text{ N/m}^2$ とした。

沖側海底面での境界条件は、2. の場合と同じである。岸側海底面での境界条件では、波圧が0である。地盤底面での境界条件も2. と同じである。左右境界でも2. と同じであるが、 u 、 w および p の値は岸側では重複波としての Yamamoto(1977) の理論値、岸側では $u = w = p = 0$ である。ケーソン前面では、 $\sigma_{xx} = \tau_{xz} = 0$ とするとともに p は微小振幅完全重複波の腹の位置での波圧を与えた。ケーソン背面では $\sigma_{xx} = \tau_{xz} = p = 0$ とした。初期条件は2. と同じで、すべて0とおいた。計算時間間隔 Δt は $T/24$ である。



図—4 防波堤のある場合のマウンド法先部での応力変動 (川迫、1990)

4. 波浪による間隙水圧および有効応力の変動に及ぼす防波堤の存在の影響

図—3は、間隙水圧変動 p に関して、防波堤のない場合とある場合との鉛直分布の位相変化を比較したものである。ただし防波堤のある場合の川迫の結果としては、マウンドのせん断弾性係数 $G = 6.0 \times 10^6 \text{ N/m}^2$ 、ポアソン比 $\nu = 0.40$ 、間隙率 $n = 0.25$ 、透水係数 $k = 10^{-1} \text{ m/sec}$ の結果を示している。なお、防波堤のない場合の p_0 は進行波の海底面での波圧振幅であるが、防波堤のある場合の p_0 はケーソン前面の完全重複波の腹の位置での海底面での波圧振幅であり、防波堤のない場合の2倍である。またケーソン前面の場合は $z < 0$ の部分にも計算結果が示されているが、これはマウンド内での計算結果を意味する。 p_0 の定義が異なるため値そのものの比較は出来ないが、鉛直分布の形状の位相変化に関しては、防波堤のある方が地盤深度方向の符号の変化が顕著である。なおマウンド法先部での間隙水圧変動の振幅が p_0 の半分程度にしかないのは、この位置が重複波の腹の位置からずれているため、水位の振幅が腹の位置での振幅より小さいことによる。なおマウンドのパラメータを変化させても間隙水圧変動に関してはほとんど変化しないことが分かっている (川迫、1990)。

図—4は、防波堤のある場合のマウンド法先部での地盤骨格の水平および鉛直有効応力変動 σ_{xx} 、 σ_{zz} とせん断応力 τ_{xz} の鉛直分布の位相変化を示している。これに対応する防波堤のない場合の結果は、図—1の細い線で示されたものである。この場合も p_0 の定義が異なるため値そのものを比較することは出来ないが、鉛直分布形状が全く異なることが分かる。水平有効応力変動 σ_{xx} に関しては、防波堤のある場合の p_0 が防波堤のない場合の p_0 の倍であることを考えると、防波堤のある場合の値はない場合の値とほぼ同程度である。鉛直有効応力変動 σ_{zz} に関しては、防波堤のない場合はその振幅は地盤表面での0から次第に増加した後減少するが、防波堤のある場合マウンド法先部では地盤表面から深くなるにつれて減少してほぼ0になった後再び増加し、同じ位相で符号が逆転する。せん断応力 τ_{xz} に関しては、防波堤のない場合は波の峰の位相 $t = 0$ から谷の位相 $5T/10$ までは値は負であるが、防波堤のある場合のマウンド法先部では正負に変動している。

図—5は、防波堤のある場合のケーソン前面での結果である。マウンド内を除いた $z > 0$ の部分のみに注目すると、水平有効応力変動 σ_{xx} に関しては、地盤表面から深くなるにつれてその振幅が一度増加したのち減少する点は図—1の防波堤のない場合と一致しているが、値は防波堤のある場合の方が大きく、さらにその符号が逆であることが分かる。鉛直有効応力変動 σ_{zz} に関しては両者は全く異なり、防波堤のない場合は一度増加した後減少するのに対して、防波堤ケーソン前面では単調に減少する。せん断応力 τ_{xz} に関しては、防波堤のない場合はその振幅は0から単調に増加するが、防波堤ケーソン前面では減少してほぼ0になった後再び若干増加している。また同じ位相では深さ方向に符号が逆転する。さらに波の峰の位相 ($t = 0$) では防波堤のない場合は0

であるが、防波堤ケーソン前面では負の値を有する。

また図-4と図-5とを比較すると、鉛直分布の位相変化の形状が全く異なると共に、値はケーソン前面の方が大きいことが分かる。なおマウンドのパラメータの値を変えた場合の結果(川迫、1990)はここでは示していないが、マウンド法先部ではほとんど変化せず、ケーソン前面ではマウンドのせん断弾性係数の値が大きくなるにつれて応力変動は減少する。

5. 考察

4. で述べたように、ケーソン防波堤が存在しケーソンおよびマウンドの変位をも考慮した場合は、防波堤が存在しない場合に比べて、その基礎地盤における間隙水圧変動および地盤骨格の有効応力変動とも大きく異なっている。

その原因は、1つは防波堤の存在による波の場の変化である。防波堤が存在する場合は、その前面の波の場は重複波となり、その背後では静水状態となる。

もう1つは、ケーソンおよびマウンドも波浪外力によって運動し、それがその下の地盤の応答に影響を与えている点である。上述の相違にはこの2つの影響が加わって現れている。

1. で述べたように、特にせん断応力は基礎地盤の安定性を評価する際の重要な物理量とされているので

(Barendsら、1985)、防波堤の存在によるせん断応力の変化は設計上注目に値する。

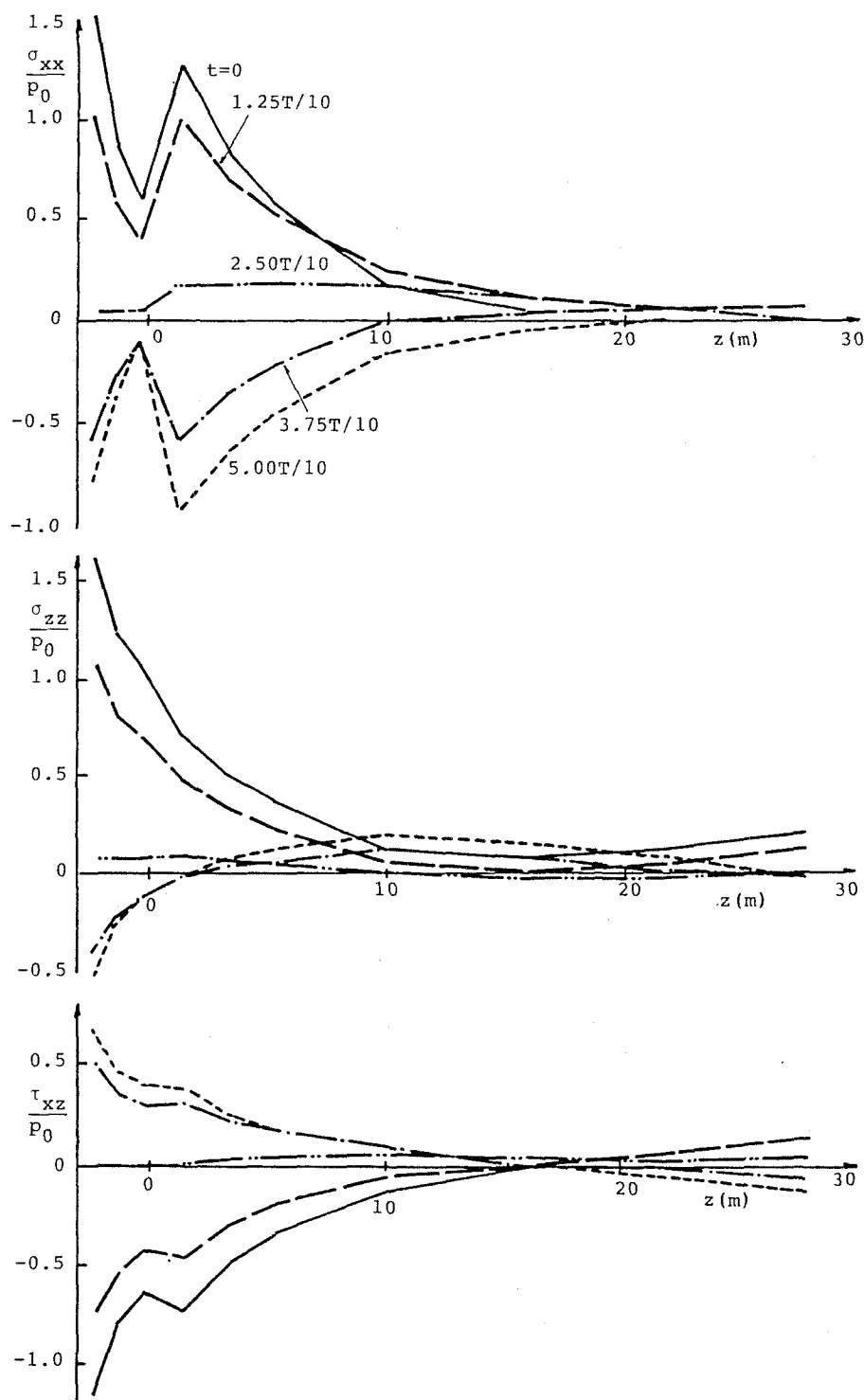


図-5 防波堤のある場合のケーソン前面での応力変動(川迫、1990)

6. あとがき

(1) 水深 11m の海域を進行する周期 10sec、波高 4.0m の波による、層厚 30m の典型的な海底砂地盤の地盤骨

格の水平および鉛直有効応力とせん断応力の変動の、有限要素法による計算における要素分割の大きさの影響を、Yamamoto(1977)の理論解と比較して検討した結果、水平方向には1波長の20分割、鉛直方向には地盤表面から1m、2m、3mと増加させながら15分割した三角形要素の場合、両者の相違は一般に地盤底面に近づくほど大きくなり、海底面波圧振幅で無次元化した応力値で最大0.1程度になる。

(2) (1)と同じ入射波で、かつ同じ海底地盤上にケーソン防波堤が存在し、ケーソン(16m x 16m)及びマウンド(幅46m、高さ3m)の変位も考慮した場合の海底地盤内の間隙水圧変動は、防波堤の存在しない場合と比べて異なり、地盤深度方向の符号の変化が顕著である。同じ条件でのマウンド法先部での応力変動は、防波堤のない場合と比較して全く異なる。またケーソン前面での応力変動も防波堤のない場合と全く異なると共に、マウンド法先部と比較して値が大きい。

(3) とくにせん断応力は防波堤基礎地盤の波浪に対する安定性を評価する上で重要なパラメータとされている(Barendsら、1985)ことを考えると、(2)で述べた防波堤のある場合とない場合のせん断応力の相違は設計上注意を要する。

最後に、本研究を進めにあたり貴重な御助言を頂いた名城大学理工学部岩垣雄一教授(京都大学名誉教授)および京都大学防災研究所の土屋義人教授に感謝の意を表す。

参考文献

Barends, F.B.J. and Calle, E.O.F.(1985) : A method to evaluate the geotechnical stability of offshore structures founded on a loosely packed seabed sand in a wave loading environment, Behaviour of Offshore Structures, Elsevier Sci. Publ. B.V., pp.643-652.

Biot, A.(1941) : General theory of three-dimensional consolidation, J. of Appl. Phys., Vol.12, pp.155-164.

川迫 郁夫(1990) : 混成防波堤周辺の海底地盤の波浪応答に関する研究、京都大学工学部土木工学科卒業論文。

Yamamoto, T.(1977) : Wave induced instability in seabeds, Coastal Sediments '77, ASCE, pp.898-913.

Yamamoto, T., Koning, H.L., Sellmeijer, H. and Van Hijum, E.(1978) : On the response of a poro elastic bed to water waves, J. of Fluid Mech., Vol.87, part 1, pp.193-206.