

大型の円柱状構造物に作用する波圧

中村 宏*・阿部 宣行*・鹿島 遼一*・長谷川 寛*

1. まえがき

円柱に作用する波力は、円柱の直径が波長に比して小さく、円柱による波の変形を無視できる場合は、Morisonの仮定にしたがい抗力と質量力の和として表わされている。しかし円柱の直径が大きくなると、波が円柱によって変形を受けるので、Morisonの仮定は不適当になる。

大型円柱に作用する波力については、Mac Camy および Fuchs¹⁾ がポテンシャル流理論によって円柱での波の回折を考察し、微小振幅波のおよぼす波力の解を導いている。また最近では Chakrabarti²⁾、山口・土屋³⁾ が円柱での波の回折の問題に有限振幅波理論を適用し、円柱に作用する波力への波の非線型性の影響を考察している。

一方、円柱に作用する波力についての実験は、その大部分が直径が小さい鋼管を対象としていて、大型円柱に作用する波圧、波力についての実験例は比較的少ない。大型円柱に作用する波圧の現地観測例はさらに少なく、橋本・白波瀬の研究⁴⁾ 以外には見当たらないようである。

現地観測は水理実験と異なり現象を支配する各種の要素をすべて計測することが困難であるが、理論や実験で得られた知見を実際の構造物で確かめることができる点でその意義は大きい。

中部電力株式会社・浜岡原子力発電所の1号取水塔は大型の円柱状構造物であるが、その側面に8個の波圧計が取付けられ、取水塔沖合に設けられた波高計による波高観測と同時に波圧観測が行われた。この観測では波向や取水塔位置での波高、水深が不明確であるが、適当な仮定を設けて計算した理論値を現地観測値と比較すれば、理論を実際構造物に適用した場合の妥当性を検証できる。

取水塔には6個の取水口があり、かつ静水面から天端までの高さが低いため、単純な円柱ではないが、ここでは取水塔を天端が十分高い円柱と考え、微小振幅波理論により計算した波圧の値を、不規則な波の作用下で実際の取水塔に生じた波圧の値と比較し、理論がどの程度妥当であるかを調べた。

2. 大型円柱に作用する波圧

(1) 微小振幅波理論による波圧式

直径の大きい円柱の側面に作用する波圧は、図-1に示すような円柱座標をとり、海底面を水平とみなした場合、微小振幅波理論では複素数表示で次のように表わされる。

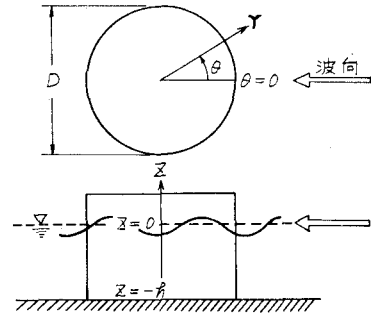


図-1 円柱座標

$$\frac{P}{wH} = -\frac{1}{\pi^2 \left(\frac{D}{L}\right)} \cdot \frac{\cosh kh \left(1 + \frac{z}{h}\right)}{\cosh kh} \cdot f\left(\theta, \frac{D}{L}\right) \cdot e^{i\sigma t} \dots\dots\dots (1)$$

$$f\left(\theta, \frac{D}{L}\right) = -\frac{1}{H_0^{(2)'}\left(\frac{\pi D}{L}\right)} + 2 \sum_{n=1}^{\infty} (i)^n \frac{\cos n \theta}{H_n^{(2)'}\left(\frac{\pi D}{L}\right)} \dots\dots\dots (2)$$

ここで、 w : 水の単位体積重量、 P : 波圧、 h : 水深、 H : 進行波波高、 L : 波長、 k : 波数、 σ : 角周波数、 D : 円柱直径、 $H_n^{(2)'} = J_n' - i Y_n'$: n 次の第2種ハンケル関数の導関数、 $i = \sqrt{-1}$ 、 n : 正の整数である。

(2) 大型円柱に作用する波圧の次元解析

大型の円柱状構造物に作用する波圧最大値 P_M に関する物理量の間には、海底勾配を一定とし、構造物表面の粗度を無視すれば、次のような関係があると考えられる。

$$\phi(P_M, H, L, h, g, \rho, \mu, D, z, \theta) = 0 \dots\dots\dots (3)$$

* 正会員 電力中央研究所土木技術研究所環境水理部

ここで、 g : 重力加速度, ρ : 水の密度, μ : 水の粘性係数, z, θ : 円柱側面上の座標である。

式(3)に π 定理を適用して次元解析を行い, 若干の変形をすると無次元波圧 P_M/wH は次式で表わされる。

$$\frac{P_M}{wH} = \frac{P_M}{\rho g H} = f\left(\frac{D}{L}, \frac{h}{H}, \frac{H}{D}, \frac{\nu}{D\sqrt{gD}}, \frac{z}{h}, \theta\right) \dots\dots\dots(4)$$

ここで、 ν : 水の動粘性係数である。式(4)の右辺の4番目のパラメーター $\nu/D\sqrt{gD}$ はフルード数とレイノルズ数の比を表わして、この値が小さければ、すなわち流体の粘性が小さく円柱の直径が大きければ、このパラメーターを無視することができる。

したがって円柱側面 (z, θ) に作用する無次元波圧最大値 P_M/wH は

$$\frac{P_M}{wH} = f'\left(\frac{D}{L}, \frac{h}{H}, \frac{H}{D}\right) \dots\dots\dots(5)$$

となる。現地観測結果の解析に当っては式(5)の右辺のそれぞれのパラメーターが P_M/wH の値におよぼす影響を検討する。

3. 現地観測の概要

浜岡原子力発電所は、浜松市と静岡市からほぼ等距離の太平洋岸に面する静岡県御前崎岬の西方約8kmの地点にある。1号取水塔は海岸から約600m沖に設けられていて。設置地点の水深は約9m, 海底勾配は1/100である。取水塔の直径は16m, 海底岩盤面からの高さは約11.2mである(図-2, 3参照)。

取水塔には図-4に示すように8個の波圧計が取付けられている。波圧計はストレインゲージ型で、その測定範囲は0~2.0kg/cm²である。波圧計受圧面のひずみ記録は信号伝送用の計装ケーブルによって陸上の信号受信装置へ送られ、増幅器を経て記録器に記録される。

また波高は海岸から約950m離れた水深13mの地

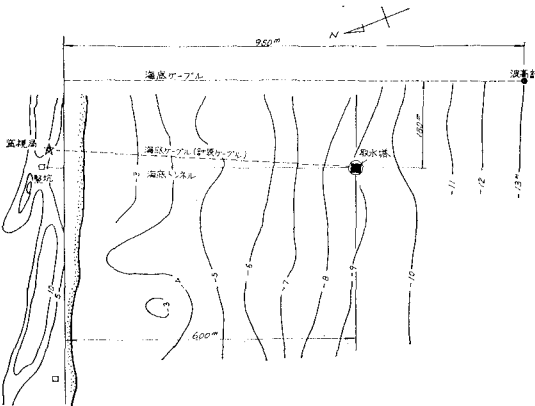


図-2 取水塔位置平面図

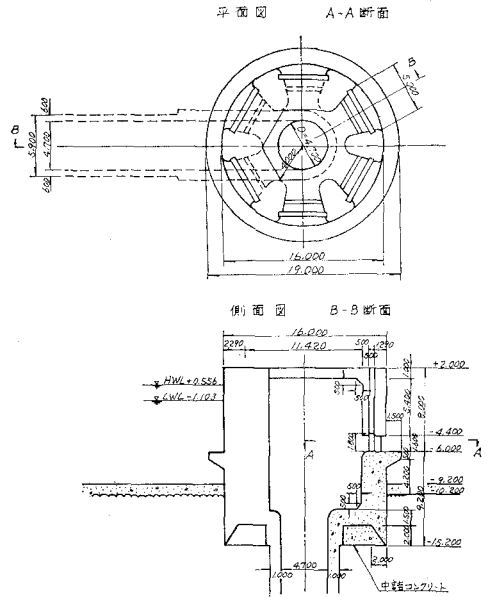


図-3 取水塔平面図および側面図

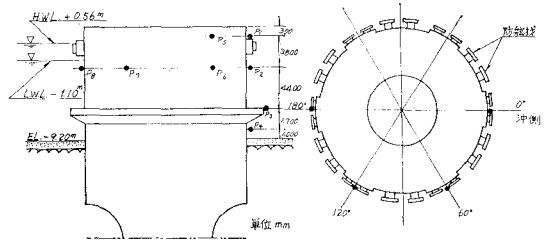


図-4 波圧計設置位置図

点で測定されていて、この地点は取水塔からは十分離れている。

取水塔に作用する波圧の測定は昭和47年9月から行われていて、約170回の測定記録が読みとられている。波圧測定記録は、同時に測定される波高測定結果と対比できるように、20分間の測定記録から最高波圧, 1/10最大波圧, 1/3最大波圧等が求められている。

観測結果の解析は最高波高1m以上の場合のデータについて行ったが、解析に用いた波高, 周期, 水深の値の範囲ならびに無次元波圧 P_{max}/wH_{max} に関する無次元量の値の範囲は以下に示す通りである。

- 最高波高 H_{max} 1.0 m~8.9 m
(有義波高 $H_{1/3}$ 0.42 m~4.9 m)
- 最高波周期 T_{max} 6.0 sec~16.0 sec
- 水深 h 8.4 m~10.0 m
- 直径・波長比 D/L_{max} 0.11~0.34
- 水深・波高比 h/H_{max} 1.1~16.0
- 波高・直径比 H_{max}/D 0.06~0.56

ただし、 P_{max} : 最高波圧, L_{max} : 最高波高, 最高波周期を有する微小振幅波の波長である。

4. 観測結果と計算結果の比較

現地観測結果を微小振幅波理論による計算値と比較するため、観測データを次のようにして整理した。すなわち、20分間の同時観測から得られた最高波高 H_{max} 、最高波周期 T_{max} の波が作用して、取水塔側面に最高波圧 P_{max} の波圧変動を生じたものと考え、 P_{max}/wH_{max} と D/L_{max} 、 h/H_{max} 、 H_{max}/D の関係を調べた。

なお、現地観測結果から上記の無次元数を求めるに当たっては、次のようなとりあつかいをした。

i) この観測では波向が正確にわからないが、波は海岸線に対しほぼ直角に入射するものとみなし、測点 2, 3, 4 は $\theta=0$ 、測点 5, 6 は $\theta=\pi/3$ 、測点 7 は $\theta=2\pi/3$ 、測点 8 は $\theta=\pi$ と考えた。

ii) 波高計設置箇所では取水塔における波の回折散乱の影響はなく、また波高計で得た波高が取水塔地点の進行波の波高であると考えた。

iii) 海底面標高は、取水塔施工前の測量で得られた El. -9.2m と考え、御前崎港潮位を取水塔地点の潮位とみなして水深を求めた。

(1) 直径・波長比と無次元波圧の関係

波圧測定点すべてについて、現地観測結果から得られた D/L_{max} と P_{max}/wH_{max} の関係を調べたが、波向に対して前面側の測定点 2, 4 での D/L_{max} と P_{max}/wH_{max} の関係を h/H_{max} をパラメーターとして示すと図-5 のようになる。

この観測結果と比較するため図中に式 (1) による計算結果を実線として示した。式 (1) によれば P_{max}/wH_{max} は D/L 、 θ 、 kh ($=\frac{2\pi D}{L} \times \frac{h}{D}$)、 z/h の関数である。したがって潮位が変れば、 h/D 、 z/h の値も変わるが、波高・波圧の同時観測記録を得たすべての時刻について、 h/D 、 z/h の値を調べると、その値は表-1 の

表-1 h/D 、 z/h の値の範囲

	値の範囲
h/D	0.52 ~ 0.64
z/h	-0.14 ~ -0.30
z/h	-0.89 ~ -0.90

ようになる。式 (1) による計算では、各波圧測定点ごとに同一の D/L について、表-1 に示した h/D 、 z/h それぞれの最大値、最小値を用いて P_{max}/wH_{max} の値を求め、図-5 には、その最大値、最小値を結ぶ曲線を示した。

図-5 に示した波圧理論値と観測値の比較は他の測定点についても行ったが、この結果は以下に示す通りである。

i) 水面下十分深いところでは、観測値の大部分は理論値以下となっているが、静水面の近くでは理論値より大きい観測値がかなりある。

ii) D/L_{max} の値が大きくなるほど、観測値は理論値に近い値、またはそれ以下の値となる。

iii) $h/H_{max} < 4$ の場合は、いずれの波圧測定点でも、観測値の大部分は理論値とほぼ等しいか、それ以下の値となるが、 $h/H_{max} > 4$ の場合は、いずれの波圧測定点でも理論値より大きい観測値がかなりある。

(2) 水深・波高比と無次元波圧の関係

波圧測定点 2, 4 について、 $D/L_{max} \doteq 0.12$ (0.11 ~ 0.13), 0.15 (0.14 ~ 0.16), 0.20 (0.19 ~ 0.21) および 0.23 (0.22 ~ 0.24) の場合の h/H_{max} と P_{max}/wH_{max} の関係を示すと図-6, 7 のようになる。この図には (1) 式から得た P_{max}/wH_{max} の値を実線で示したが、静水面に近い測定点 2 では、 h/H_{max} が増大するにつれて P_{max}/wH_{max} が増す傾向が認められ、しかも h/H_{max} の値の小さいところでは観測値は計算値より小さく、 h/H_{max} の値が大きいところでは観測値と計算値はほぼ等しいか、あるいは観測値が計算値よりも大きい。海底に近い測定点 4 では $h/H_{max} < 4$ の範囲で h/H_{max} の増大に伴う P_{max}/wH_{max} の増大の傾向が認められ、 D/L_{max} の値が小さいほど、測定点 2 における h/H_{max} と P_{max}/wH_{max} の関係に近い。

h/H の値が小さいと、 P/wH の値が微小振幅波理論による値より小さくなるのは、水理実験においても認められるが、これは波の非線型性によるものであって、山口・土屋⁹⁾ は非線型回折波理論の第 2 次近似解を実験結果と比較し、両者がよく一致することを示している。

h/H の値が大きいところで P/wH の値が微小振幅波理論による値より大きくなっているが、この原因ははっきりしない。波高が小さいと観測誤差が大きいであろうと考えられるし、また取水塔には静水面付近に防舷材が取付けられているため観測結果に影響をおよぼしている

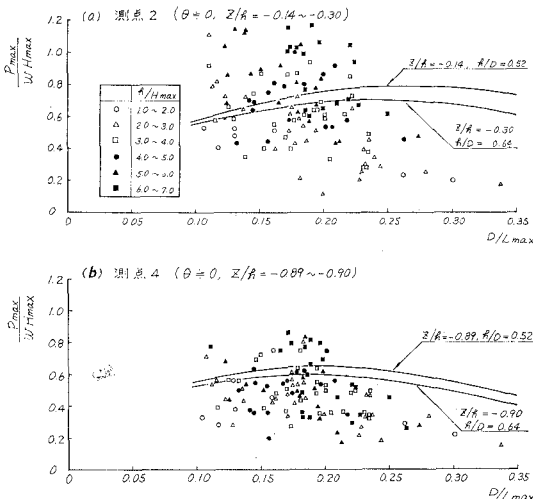


図-5 D/L_{max} と P_{max}/wH_{max} の関係

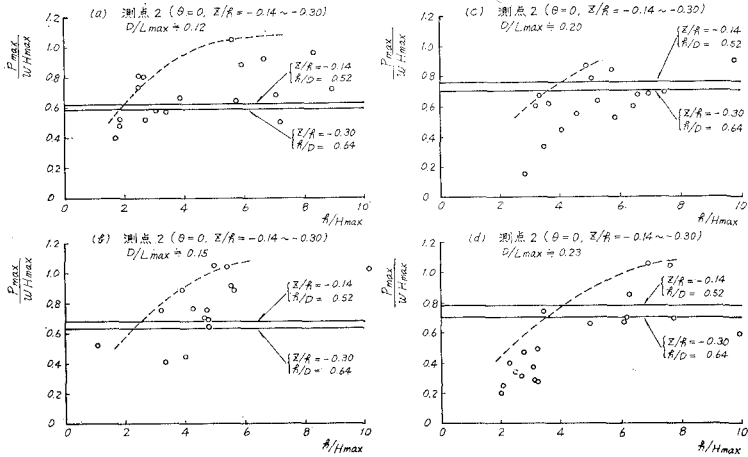


図-6 測点2における h/H_{max} と P_{max}/wH_{max} の関係

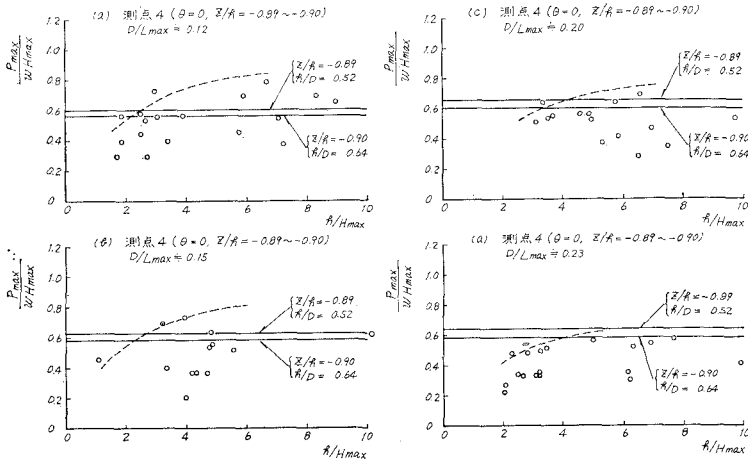


図-7 測点4における h/H_{max} と P_{max}/wH_{max} の関係

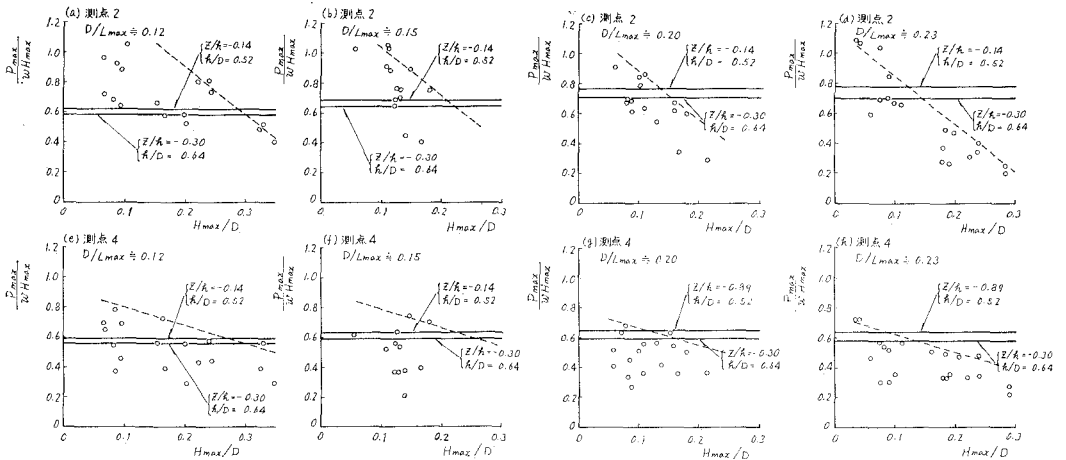


図-8 H_{max}/D と P_{max}/wH_{max} の関係

とも考えられる。

(3) 波高・直径比と無次元波圧の関係

波圧測定点 2, 4 について, $D/L_{max} \approx 0.12, 0.15, 0.20$ および 0.23 の場合の H_{max}/D と P_{max}/wH_{max} の関係を示すと 図-8 のようになる。この図には式 (1) から得た P_{max}/wH_{max} の値を実線で示したが、いずれの測定点においても H_{max}/D の増大に伴い P_{max}/wH_{max} が減少する傾向があり、 H_{max}/D の値が小さいところでは観測値は計算値よりも大きく、 H_{max}/D の値が大きいところでは観測値は計算値よりも小さくなる。

(4) 波圧の鉛直分布

$D/L_{max} \approx 0.15$ および 0.20 の場合について, $\theta=0$ における最大波圧の観測値の鉛直分布を式 (1) による計算値と比較して示したのが 図-9 である。ここでは式 (1) による計算で h/D の値として表-1 に示した中間の値, すなわち $h/D=0.58$ を用いている。図より明らかなように $D/L_{max} \approx 0.15$ の場合は $h/H_{max} < 3$ で観測値は計算値より小さな値となっており, $D/L_{max} \approx 0.20$ の場合は $h < H_{max} < 4$ で観測値は計算値より小さな値となっている。

(5) 波圧の水平分布

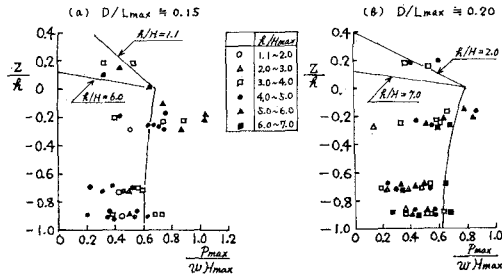


図-9 取水塔前面 ($\theta=0$) における波圧の鉛直分布

$D/L_{max} \approx 0.15$ および 0.20 の場合について, $z/h = -0.14 \sim -0.30$ における各測定点 (測定点 2, 6, 7, 8) の最大波圧の観測値の水平分布を式 (1) による計算値と比較して示したのが 図-10 である。図より明らかなように $h/H_{max} < 4$ のときは観測値と計算値はほぼ一致するか、あるいは観測値の方が計算値より小さな値となるが、 $h/H_{max} > 4$ のときは観測値が計算値より大きくなる場合がある。

図-11 は $\theta=0$ で最大波圧を生じたときの同時波圧の水平分布を, $z/h = -0.14 \sim -0.30$ について示し, 式 (1) による計算値と比較したものであるが, 波向に対して前面側の $\theta=0$ では観測値は計算値の上下にあって, その平均値は計算値とほぼ一致している。また $\theta = \pi/3$ では観測値の大部分は計算値以下となっている。しかし波向に対して背面側の $\theta=2\pi/3$ および $\theta=\pi$ では観測値は計算値より大きくなっている。このはっきりした原因はわからないが, 取水塔には取水口があって, 取水塔を波が透過するので, このため同時波圧の水平分布が単純に大型円柱として計算した波圧の水平分布と異なるのではないかと考えられる。

(6) 微小振幅波理論による波圧計算式の適用範囲

実用上の観点からは, 式 (1) で求めた波圧を設計に適用してよいのはどのような場合かを知る必要がある。図-6, 7, 8 で P_{max}/wH_{max} のほぼ上限値を通る曲線または直線を描き, P_{max}/wH_{max} の観測上限値が計算値より小さくなる h/H_{max} , H_{max}/D の範囲を求め, また他の測定点についても同様の整理を行って, 微小振幅波理論によって設計波圧を求めれば, 安全側として評価できる D/L_{max} , h/H_{max} , H_{max}/D の値の範囲を示すと 図-12 のようになる。

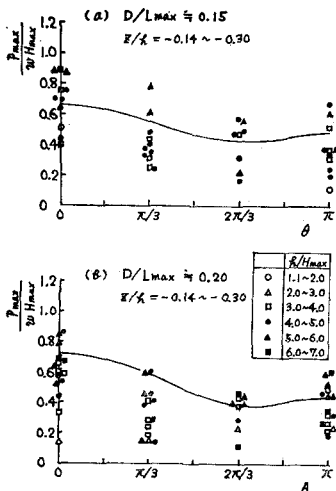


図-10 最大波圧の水平分布

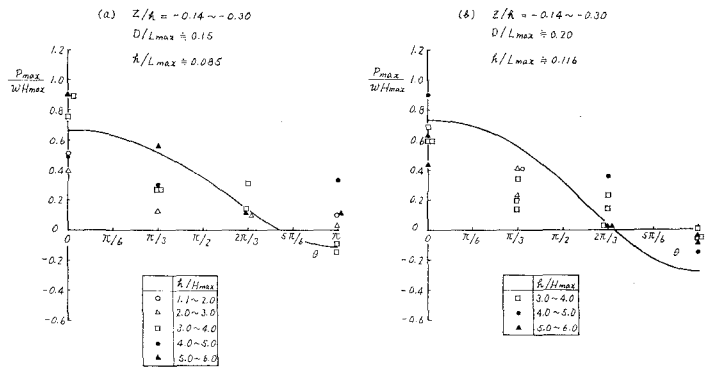


図-11 $\theta=0$ で最大波圧を生じたときの波圧の同時水平分布

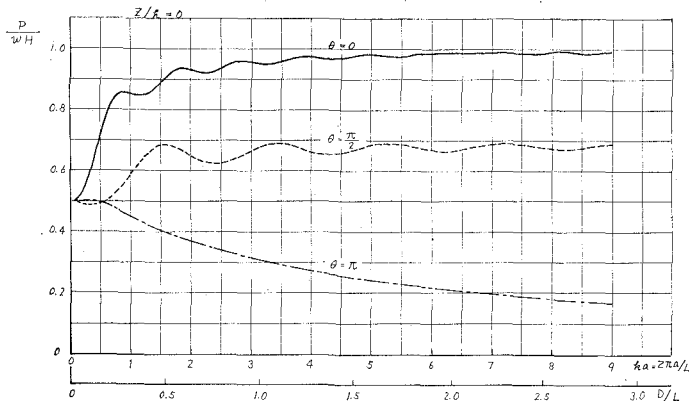


図-13 D/L と p/wH の関係

5. 円形人工島直立護岸に作用する波圧

人工島のような巨大構築物では波向に対し前面側の波高、波圧は直立壁の場合と同様であろうが、波から遮蔽されている背後の波高・波圧がどの程度になるかを予測することは護岸設計の面からも荷役施設配置の面からも重要な問題である。

微小振幅波理論による円柱側面の波圧の計算はすでに

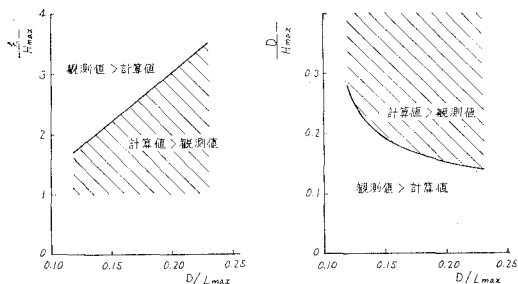


図-12 微小振幅波理論によって設計波圧を求めれば、安全側として評価できる D/L_{max} , h/H_{max} , H_{max}/D の値の範囲

述べたように精度の高い解を与えるものではないが、概略値は推定できる。

ここでは直径が波長の数倍の大きさの円形人工島を対象とし、 $z/h=0$ における D/L と p/wH の関係を計算により求めたが、その結果は 図-13 に示すとおりである。

謝辞 本研究を行うにあたり、貴重な現地観測資料をご提供くださった中部電力株式会社原子力部ならびに浜岡原子力建設所の各位に感謝致します。

参考文献

- 1) MacCamy, R.C. and Fuchs, R.A.: Wave forces on piles, a diffraction theory, Tech. Memo. No. 69, Beach Erosion Board, Corps of Eng., (1954)
- 2) Chakrabarti, S.K.: Nonlinear wave forces on vertical cylinder, Proc. of ASCE, Vol. 98, No. HY 11, (1972)
- 3) 山口正隆・土屋義人: 大口径円柱に作用する波圧・波力に及ぼす波の非線型性の影響, 土木学会論文報告集, No. 299 (1974)
- 4) 橋本 宏・白波瀬正道: 大口径円柱に作用する波圧について, 第20回海岸工学講演会論文集 (1973)