

水-地盤-護岸構造物系の地震応答解析

土岐 憲三・三浦 房紀・寺田 倫康

SEISMIC RESPONSE ANALYSES OF THE WATER-SOIL- REVTMENT STRUCTURE INTERACTION SYSTEM

By *Kenzo TOKI, Fusanori MIURA and Michiyasu TERADA*

Synopsis

Linear and nonlinear seismic response analyses were performed for the water-soil-revetment structure interaction system so as to investigate the effect of hydrodynamic pressure on the response of the structure and back-filling soil by the finite element method.

Structural responses such as acceleration, velocity and displacement were not affected very much by hydrodynamic pressure. In general, the existence of water caused higher stability of the structure and less yielding of soil, hydrodynamic pressure, however, yielded large overturning moment and low safety factor against sliding of the structure compared with those in the case of without water when the system was subjected to strong ground motion.

1. ま え が き

国土の大部分を山岳地形で占められている我国では農地や工業用地の不足を補うため古くから湖沼や浅海の埋立てがさかんに行なわれ、現在の間活動や産業活動を支える重要にして大規模な構造物は海岸付近や沿岸の埋立地にその多くが建設されている。さらに最近では沖合を埋立てて人工島を造り、そこに空港や大規模な発電所を建設する計画が進められている。このように海岸の埋立ては年々その重要性を増しており、それに伴い護岸構造物も益々大規模化の傾向にある。

地震時には慣性力の他に動水圧が護岸構造物に作用し、動水圧が護岸構造物の安全性に影響を及ぼすことが考えられる。地震時に壁体に作用する動水圧の研究は Westergaard の研究に始まり¹⁾、今なおその近似式は広く使われている。また、Zienkiewicz ら²⁾ は有限要素法を用いて剛な基盤上の重力式ダムの動水圧を考慮に入れた震動解析法を提案しており、その結果、水系についても構造物と同様なモデル化を行えば有限要素法によって動水圧の影響を十分な精度で評価し得ることを示している。Chopra ら³⁾ は Substructure method により重力式ダムに対して地盤との動的相互作用を考慮に入れた解析法を提案している。一方、護岸構造物と地盤との動的相互作用に注目した研究もいくつか行なわれている^{4,5)}。しかしながら一般の護岸構造物にみられるように、裏込土および水の存在を解析にとり入れ、水-地盤-護岸構造物系三者の動的相互作用を考慮に入れて護岸構造物の地震時挙動やその安全性を評価した研究は少ないようである。

本研究は、有限要素法を用いて水-地盤-護岸構造物からなる動的相互作用系の震動解析を行い、動水圧に関する検討およびこれが護岸構造物や裏込土の地震応答に与える影響について考察を加えたものである。

2. 有限要素法による水-地盤-構造物系の運動方程式の定式化

2.1 水系の運動方程式

Navier-Stokes の式および連続の式から、回転および水の粘性を無視すれば、動水圧 p に関して次式を得る。

$$\nabla^2 p - \frac{1}{c^2} \ddot{p} = 0 \quad \dots\dots\dots(1)$$

ここに、 ∇^2 は2次元のラプラシアン、 c は水中での音速、 $\dot{}$ は時間微分を表わす。

Galerkin 法を用いて離散化することにより式 (1) は次式のようにマトリックス表示される⁶⁾。ここでは Fig. 1 に示すように8節点アイソパラメトリックス要素⁷⁾を用いて水系をモデル化する。

$$[Q]\{\dot{p}\} + [H]\{p\} = \{B\} \quad \dots\dots\dots(2)$$

ここに、 $\{p\}$ は動水圧ベクトルであり、水系全体のマトリックス $[Q]$, $[H]$ の (k, l) 要素および外力ベクトル $\{B\}$ の k 要素は対応する自由度に対して加え合せることによって得られる。即ち、

$$\left. \begin{aligned} H_{kl} &= \sum_e h_{kl} \\ Q_{kl} &= \sum_e q_{kl} \\ B_k &= \sum_e b_k \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots(3)$$

$$\left. \begin{aligned} h_{ij} &= \int_V \left\{ \frac{\partial N_i}{\partial x} \frac{\partial N_j}{\partial x} + \frac{\partial N_i}{\partial y} \frac{\partial N_j}{\partial y} \right\} dV \\ q_{ij} &= \frac{1}{c^2} \int_V N_i N_j dV \\ b_i &= \int_S N_i \frac{\partial p}{\partial n} dS \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots(4)$$

ここに、 $\sum_e$ は全メッシュに対する和を意味する。また、 N_i は変位関数であり、 $\int_V dV$ および $\int_S dS$ は各メッシュに対する体積積分および境界面に沿う面積積分を、 n は境界面の法線を意味する。

有限要素法によって解析を行う際には、人為的な境界を設けて有限な領域で解析を行わなければならない。そこで、この境界から波動エネルギーが逸散すべき境界条件を設定する必要が生じ、その手法として Radiation Boundary Condition⁸⁾ と半無限要素⁹⁾ とが提案されている。Zienkiewicz ら¹⁰⁾ は両者の精度に関する検討を詳細に行った結果、半無限要素の方が有利であることを明らかにしている。そこで、ここでは水系の境界に半無限要素を導入してモデル化することにする。半無限要素は Fig. 2 に示すように一方向 (ここでは x 方向) に半無限の拡がりを持つ要素である。

次に境界条件として、地盤と構造物との境界面および自由水面とについて次式が満足されなければならない。

$$\text{境界面; } \frac{\partial p}{\partial n} = \rho_w \alpha_n \quad \dots\dots\dots(5)$$

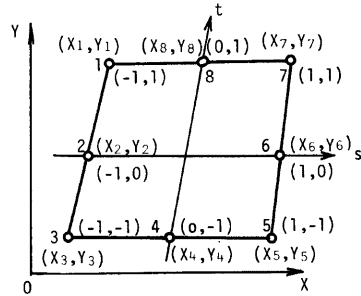


Fig. 1 An isoparametric element (8 nodal points).

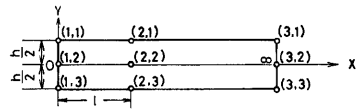


Fig. 2. Semi-infinite element.

$$\text{自由水面； } p=0 \quad \dots\dots\dots(6)$$

ここに、 ρ_w は水の密度、 α_n は境界面の法線方向の絶対加速度である。ただし、自由表面では表面波の発生はないものとしている。

2.2 水-地盤-構造物系の運動方程式

地盤-構造物系のモデル化に対しても **Fig. 1** に示す 8 節点アイソパラメトリック要素を用いる。運動方程式は次式で与えられる。

$$[M]\{\ddot{\delta}\} + [C]\{\dot{\delta}\} + [K]\{\delta\} = \{f\} \quad \dots\dots\dots(7)$$

ここに、 $[M]$ 、 $[C]$ 、 $[K]$ はそれぞれ質量、減衰、剛性マトリックスであり、 $\{\delta\}$ 、 $\{f\}$ は節点変位および外力ベクトルである。なお、減衰は Rayleigh 減衰により与えている。

水系との動的相互作用を考える場合には、外力項 $\{f\}$ は慣性力項 $\{F\}$ と境界面における動水圧 p による項 $\{P\}$ との和で与えられる。即ち、

$$\{f\} = \{F\} + \{P\} \quad \dots\dots\dots(8)$$

ここに、第 2 項 $\{P\}$ の第 i 要素は次式で与えられる。

$$P_i = \int_S N_i' \sum_j N_j p_j dS \quad \dots\dots\dots(9)$$

上式中、 N_i' は境界面の法線方向に作用している動水圧を全体座標系 (x, y) 方向の力に変換する変換係数であり、 p_j は境界面上の節点 j における動水圧である。式 (9) をマトリックス表示すると次式となる。

$$\{P\} = [L]\{p\} \quad \dots\dots\dots(10)$$

一方、境界面を通じて、地盤から水系への影響は式 (2) の外力項 $\{B\}$ で与えられるが、これは境界条件式 (5) と等価なものであり、次式で表わされる。

$$\{B\} = -\rho_w [L]^T \{a_g + \ddot{\delta}\} \quad \dots\dots\dots(11)$$

ここに、 a_g は入力加速度である。

以上より、動水圧の影響を考慮した地盤-構造物系の運動方程式は、慣性力 $\{F\} = -[M]\{a_g\}$ および式 (10) を式 (7) へ代入することによって、また水系の運動方程式は式 (11) を式 (2) へ代入することによって以下のように与えられる。

$$[M]\{\ddot{\delta}\} + [C]\{\dot{\delta}\} + [K]\{\delta\} = -[M]\{a_g\} + [L]\{p\} \quad \dots\dots\dots(12)$$

$$[Q]\{\ddot{p}\} + [H]\{\dot{p}\} = -\rho_w [L]^T (\{a_g\} + \{\ddot{\delta}\}) \quad \dots\dots\dots(13)$$

今、地動 $\{a_g\}$ が円振動数 ω なる調和波である場合を考えると、地動 $\{a_g\}$ 、節点変位ベクトル $\{\delta\}$ および動水圧ベクトル $\{p\}$ は次式で与えられる。

$$\{a_g\} = \{a_{g0}\} e^{i\omega t}, \quad \{\delta\} = \{\delta_0\} e^{i\omega t}, \quad \{p\} = \{p_0\} e^{i\omega t} \quad \dots\dots\dots(14)$$

上式を (12)、(13) 両式に代入することによって次式を得る。

$$([K] + i\omega[C] - \omega^2[M])\{\delta_0\} = -[M]\{a_{g0}\} + [L]\{p_0\} \quad \dots\dots\dots(15)$$

$$([H] - \omega^2[Q])\{p_0\} = -\rho_w [L]^T (\{a_{g0}\} - \omega^2\{\delta_0\}) \quad \dots\dots\dots(16)$$

式 (16) より動水圧ベクトル $\{p_0\}$ は次式で与えられる。

$$\{p_0\} = -([H] - \omega^2[Q])^{-1} \rho_w [L]^T (\{a_{g0}\} - \omega^2\{\delta_0\}) \quad \dots\dots\dots(17)$$

また、式 (17) を式 (15) に代入することによって地盤-構造物系の運動方程式が次式で与えられる。

$$([K] + i\omega[C] - \omega^2[M^*])\{\delta_0\} = -[M^*]\{a_{g0}\} \quad \dots\dots\dots(18)$$

ここに、

$$[M^*] = [M] + \rho_w [L]([H] - \omega^2[Q])^{-1} [L]^T \quad \dots\dots\dots(19)$$

ここで、式 (19) の右辺第 2 項は動水圧による付加質量を意味する。

(18), (19) 両式を解くことにより、与えられた円振動数 ω に対する地盤-構造物系の応答 $\{ \delta_0 \}$ および動水圧 $\{ p_0 \}$ が求まる。

3. 水-地盤-構造物系の振動特性

3.1 解析モデル

解析に用いたモデルを Fig. 3, Fig.4 に示す。それぞれ図 (a) はモデル図、図 (b) はその有限要素網である。Fig. 3 に示すモデルは表層地盤上に護岸構造物が建設されており、水が存在する場合、Fig. 4 に示すモデルは水が存在しない場合である。以下において、前者をモデル 1、後者をモデル 2 と呼ぶことにする。

この章では、地盤は構造物と共に線形弾性体と仮定し、構造物と地盤との間の剥離や滑動はないものとする。有限要素モデルの底面は固定とし、側方については鉛直方向を固定、水平方向を自由としている。また、

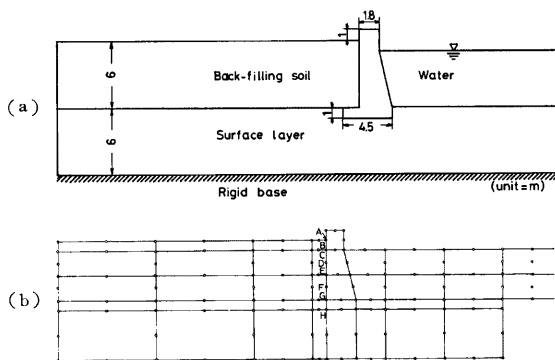


Fig. 3 General view of water-soil-structure system (a) and its finite element mesh (b); Model 1.

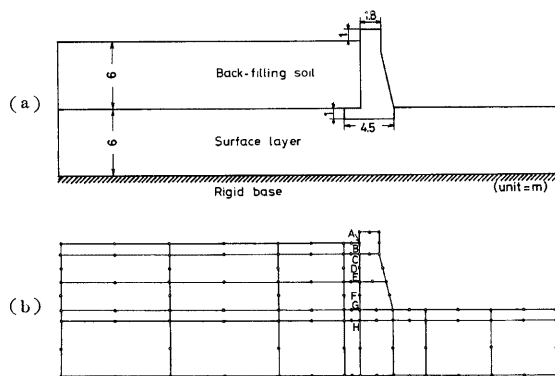


Fig. 4 General view of soil-structure system (a) and its finite element mesh (b); Model 2.

Table 1 Physical properties of the model.

	Unit weight (ton/m ³)	Shear wave velocity (m/sec)	Poisson's ratio
Structure	2.35	1600	0.17
Back-filling soil	1.70	120	0.40
Surface layer	1.80	160	0.40
Water	1.00	Velocity of sound in water 1440 (m/sec)	

Table 2 Natural frequencies of Model 2.

Mode	Natural frequency (Hz)
1	3.37
2	5.07
3	6.60
4	6.99
5	7.75

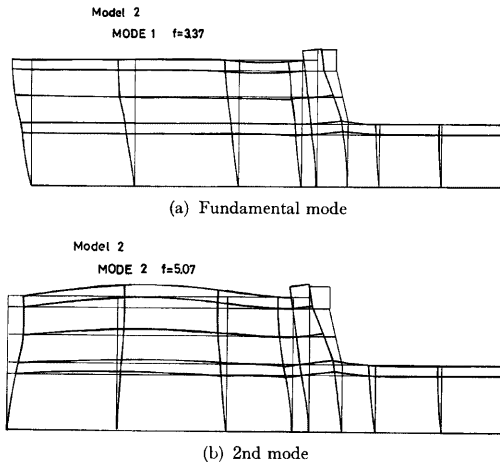


Fig. 5 Mode shapes of Model 2.

水系に関しては、側方に半無限要素を導入している。

モデルの物理定数を **Table 1** にまとめて示す。なお、地盤-構造物系の減衰定数は 5% としている。

解析に先立ち、モデル 2 の固有値解析を行った。5 次までの固有振動数を **Table 2** に、1 次および 2 次の振動形を **Fig. 5** に示す。1 次のモードは地盤のせん断振動が卓越するモードであり、2 次のモードは裏込土の上下動が卓越するモードであることがわかる。

3.2 動水圧に関する検討

(1) 動水圧の分布に関する検討

鉛直な壁体が水平運動するときの動水圧の分布は Westergaard の近似式で与えられることが良く知られている。また、傾斜した面に作用する動水圧は鉛直な面に比較して小さくなる。これは壁体に向う水粒子の運動方向が傾斜面に沿って変えられるためであり、このような場合についての近似式は Zangar¹⁴⁾ らによって提案されている。しかしながら、これらの式はいずれも壁体が剛体で地動と同じ運動をするものと仮定していることから、振動数の低い領域ではよい近似を与えることが期待できるが、構造物の共振振動数付近では動水圧を過少に評価することが考えられる。

Fig. 6 は 1 次の共振振動数 $f_0=3.37\text{Hz}$ に比較して十分低い振動数 0.29Hz での動水圧の深さ方向の分布と、水底での値の水平方向の分布とを図示したものである。図には併せて Westergaard と Zangar の近似式から求まる深さ方向の動水圧分布をそれぞれ破線および一点鎖線で示してある。Westergaard の結果に比

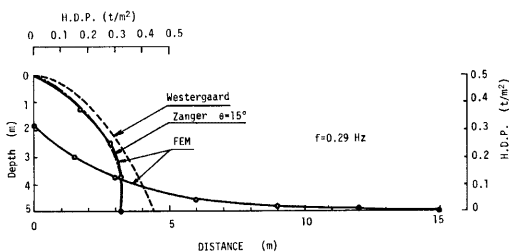


Fig. 6 Distribution of hydrodynamic pressure at low frequency (0.29 Hz).

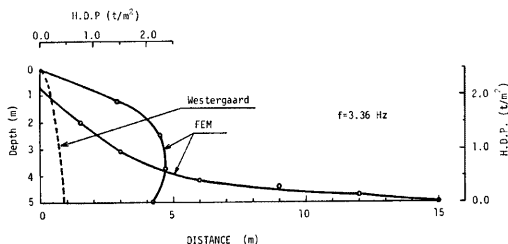


Fig. 7 Distribution of hydrodynamic pressure at the vicinity of the resonant frequency of the system (3.36 Hz).

べ本研究の有限要素法 (F E M) による結果が小さいのは、壁面の傾斜に伴う前述の理由によるものである。一方、壁面の傾斜角 θ が 15° であるときの Zanger の式による結果とは極めて良い一致がみられる。

次に Fig. 7 は共振点付近 $f=3.36\text{Hz}$ における動水圧の分布を示したものである。分布形を Fig. 6 のそれと比較すると、水深中央付近から上部での増加が著しい。これは構造物の動揺運動によって底部での加速度に比べて天端での加速度応答が増幅されているためである。また動水圧の大きさは低い振動数の時に比較して5～7倍の値となっており、もはや Westergaard や Zanger らの近似式は適用できないことがわかる。

ところで、Fig. 6, Fig. 7 両図からわかるように、水底に作用する動水圧は構造物からの距離とともに指数関数的に減少してゆき、水深の2.5～3倍の距離になるとほとんど無視できる程度になる。すなわち、水系の拡がり水深の3倍程度とっておけば十分であると思われる。

(2) 動水圧の振動数特性に関する検討

Fig. 8 はモデル1に100galの正弦波を入力した際の壁面に作用する動水圧を水深を変えて示したものである。(a)は水深1.25m, (b)は2.5m, (c)は3.75m, (d)は5m(水底)におけるものである。動水圧は式(17)から明らかなように系の応答加速度に強く依存する。そこで、護岸構造物の天端と水底位置における加速度応答倍率を示したものが Fig. 9 である。(a)は天端における水平成分, (b)は同点上下成分, (c)は水底における水平成分, (d)は同点上下成分である。Fig. 8, Fig. 9 両図からわかるように動水圧の振動数特性は構造物の加速度応答のそれとよく一致している。

動水圧は、水深が増すと水底の上下動の影響を次第に強く受けることが Fig. 8 よりわかる。すなわち、水底の上下動成分である Fig. 9 (d) には8 Hz 付近に卓越振動数が認められるが、水深が増すにつれてこれに対応する成分が卓越していく様子が Fig. 8 に認められる。

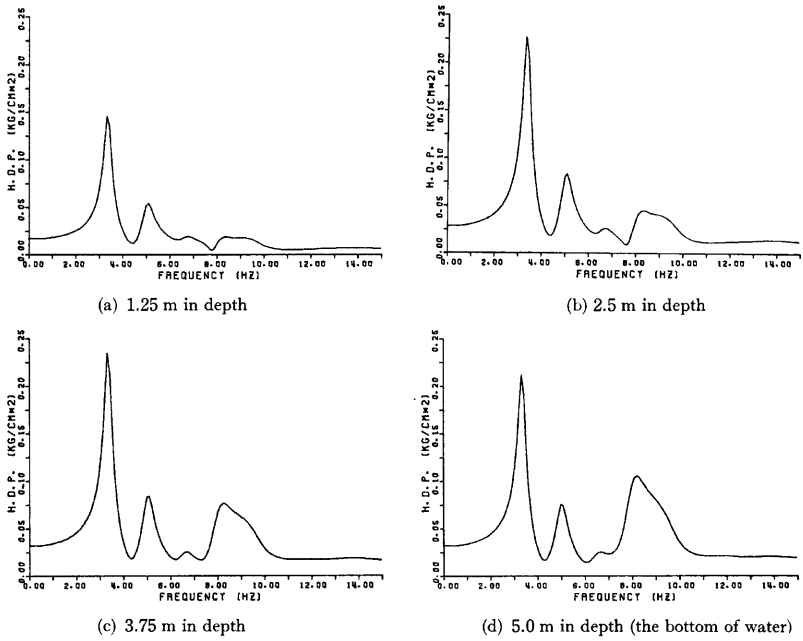


Fig. 8 Comparison of frequency response curves of hydrodynamic pressure due to horizontal sinusoidal ground motion (100 gal) at different depth.

3.3 護岸構造物の応答特性に及ぼす動水圧の影響

動水圧の影響が付加質量として地盤-構造物系の運動方程式に組み込まれることは式 (18) から明らかである。この効果を調べるために、モデル 1、モデル 2 の構造物天端における水平方向の加速度応答倍率を示したものが **Fig. 10** である。実線がモデル 1 の応答倍率であり、破線がモデル 2 のそれである。モデル 2 の

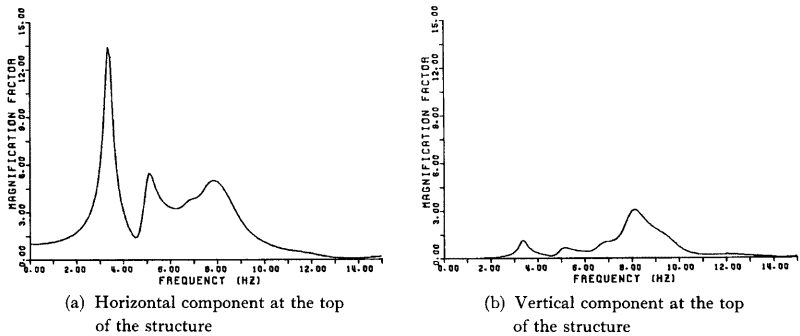


Fig. 9

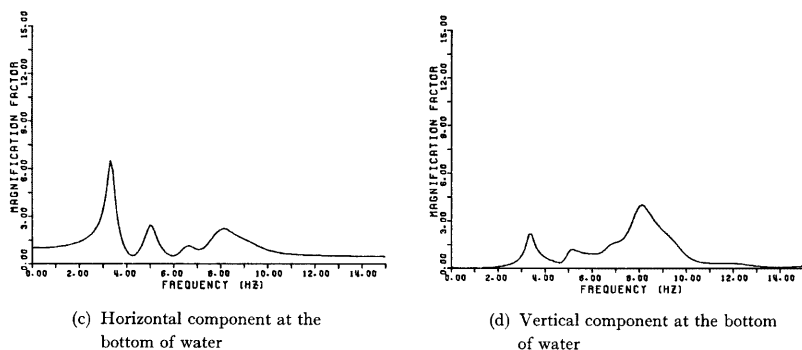


Fig. 9 Frequency response curves of the structure due to horizontal ground motion.

1 次の共振振動数は **Table 2** に示したように 3.37 Hz であり、一方、動水圧を考慮したモデル 1 のそれは 3.35 Hz となる。すなわち付加質量による 1 次の共振振動数の低下はわずか 0.02 Hz である。しかしながら、2 次および 8 Hz 付近の共振振動数にみられるように、高次になるに従い共振振動数の低下はわずかではあるが大きくなる傾向にある。次に応答倍率は動水圧によって低振動数領域においてはやや高く、逆に高振動数領域においてはやや低くなる傾向にあることがこの図より判る。しかしながら、両曲線の間に顕著な差はないと言えよう。そこで、El Centro (1940) NS 成分の最大加速度を 100 gal に修正した波形を入力とし、フーリエ逆変換により得られた構造物天端の最大応答量を **Table 3** に示す。これより、いずれの応答量もモデル 1 の方

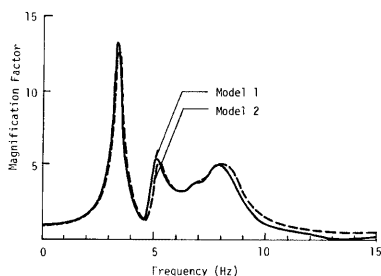


Fig. 10 Effect of hydrodynamic pressure on response acceleration of the structure due to horizontal ground motion; Model 1 and Model 2.

Table 3 Maximum response acceleration, velocity and displacement at the top of the structure (linear models).

Component	Item	Model 1	Model 2
Horizontal	Acceleration (gal)	330	313
	Velocity (kine)	14	13
	Displacement (mm)	6.0	5.9
Vertical	Acceleration (gal)	61	58
	Velocity (kine)	2.10	1.81
	Displacement (mm)	0.60	0.56

が2～5%大きい結果となっており、動水圧によって系の応答量は増大する場合のあることが示されたわけであるが、その影響はあまり大きいものではない。このことは上部、高橋ら¹³⁾の実験からも明らかにされている。

4. 護岸構造物の動的安定性

4.1 水-地盤-構造物系の非線形震動解析法

(1) 非線形地盤-構造物系のモデル化

前章での解析は地盤を弾性体と仮定し、地盤と構造物とは完全固着状態にあることを前提として行なわれたものである。しかしながら、地震時においては裏込土の沈下、護岸構造物のはらみ出し等の被害が多く報告¹³⁾されており、これらは破壊現象の範疇に入ることから前述の仮定の下ではかかる現象の解析は行えない。したがって、本章では著者らが既に提案している手法¹⁴⁾¹⁵⁾およびそれに付加質量の効果を考慮した手法により裏込土内の応力状態および護岸構造物の動的安定性に関する検討を試みる。

まず、地盤はこれを弾性-完全塑性体と仮定することによって非線形地盤とする。降伏条件としては Mohr-Coulomb の破壊条件式を用いる。次に、地盤と構造物との接触面にはジョイント要素を導入して、この面に沿って引張力が作用した際には剥離が、また Mohr-Coulomb の降伏条件より定まる降伏せん断応力以上のせん断力が作用した際には滑動の生じるモデル化を行う。本章においては計算機プログラムの関係上、地盤-構造物系については Fig. 11 に示すように4節点アイソパラメトリック要素およびジョイント要素を用いて要素分割したモデルに対して解析を行う。

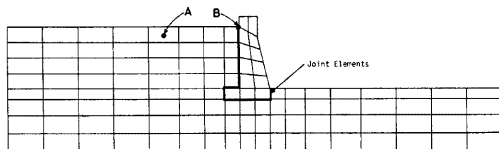


Fig. 11 Finite element mesh for nonlinear seismic response analyses.

(2) 非線形動的相互作用系への動水圧の影響の導入

前述したように、動水圧は付加質量として地盤-構造物系の運動方程式に組み込まれる。そこで、付加質量項である式 (19) 第2項の振動数特性を調べた結果が Fig. 12 である。半無限要素の $[H]$, $[Q]$ マトリックスが複素数であるため、この項も複素数となる。したがって Fig. 12 には実部と虚部に分けて水深 2.5m および水深 5 m (水底) に対応する自由度の付加質量が示してある。この図より、虚部は実部に比べて無視できる程度であること、また実部は振動数による変化はほとんどなく、振動数に独立な定数とみなせることがわかる。

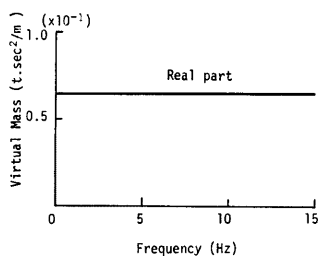
そこで、この第2項の ω に地盤-構造物系の1次の共振円振動数 $\omega_0 = 2\pi f_0 = 2\pi \times 3.37$ (rad) を代入して定数マトリックスとしたものを $[M']$ と表わせば、動水圧 $\{p\}$ は次式で表わされる。

$$\{p\} = [L]^{-1}[M'](\{a_g\} + \{\delta\}) \quad \dots\dots\dots(20)$$

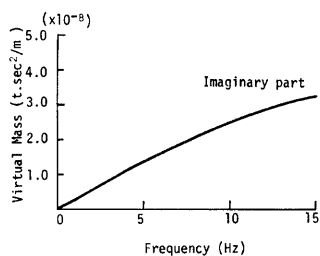
これを式 (12) に代入することによって次式を得る。

$$([M] + [M'])\{\ddot{\delta}\} + [C]\{\dot{\delta}\} + [K]\{\delta\} = -([M] + [M'])\{a_g\} \quad \dots\dots\dots(21)$$

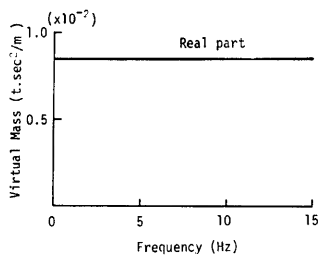
このように、ここで扱うモデルのように付加質量が近似的に定数としてみなせる場合には、時間領域での運動方程式、すなわち非線形の運動方程式に動水圧の影響を付加質量として考慮に入れることができる。



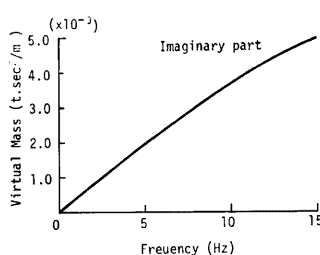
(a) Real part of virtual mass matrix component (2.5 m in depth)



(b) Imaginary part of virtual mass matrix component (2.5 m in depth)



(c) Real part of virtual mass matrix component (5.0 m in depth)

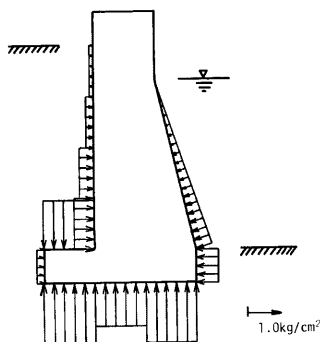


(d) Imaginary part of virtual mass matrix component (5.0 m in depth)

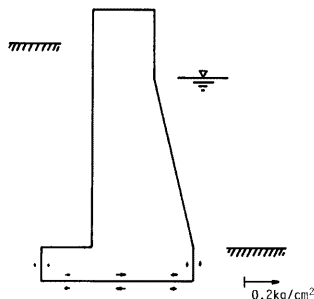
Fig. 12 Frequency characteristics of virtual mass.

(3) 初期応力状態

線形問題の動的解析においては静的つり合い状態からの変動を問題にすれば良いから重力による力を考慮する必要はない。しかしながら、地盤の降伏あるいは接触面での剥離や滑動等の現象を解析する場合には、



(a) Normal stress



(b) Shear stress

Fig. 13 Distribution of initial stresses due to gravity force; Model 1.

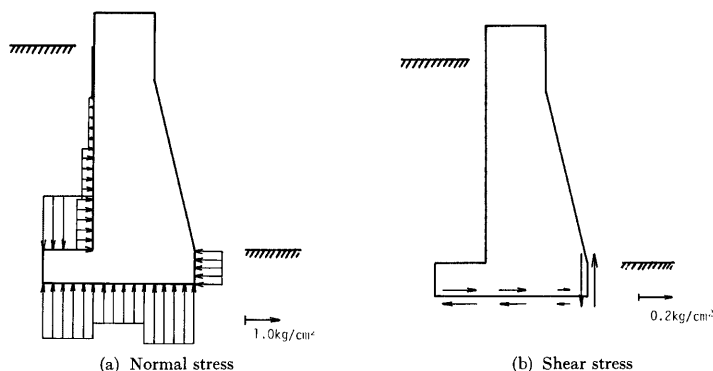


Fig. 14 Distribution of initial stresses due to gravity force; Model 2.

静水圧も含めて自重に起因する地盤内あるいは接触面における初期応力をあらかじめ算定し、その応力状態から外乱を受けるという過程を経る必要がある。この初期応力は、静水圧、地盤および構造物の自重を等価な節点外力に置換して静的問題を解くことにより求まる。

Fig. 13 はモデル 1 の地盤と護岸構造物との接触面に生じている垂直応力を (a) に、せん断応力を (b) に示したものである。**Fig. 14** はモデル 2 のそれを示したものである。両図より静水圧は垂直応力にはその分布に微妙な変化をもたらしているに過ぎないが、せん断応力には大きな変化を与え、その大きさをかなり低下させていることが明らかである。

4.2 地盤-構造物系の非線形挙動

(1) 解析モデル

以下においては、4.1 (2) で述べた方法により動水圧の影響を考慮に入れたモデルをモデル 1 と呼び、水の存在を考えないモデルは前章と同様にモデル 2 と呼ぶ。本章ではこの他に、動水圧の影響は考慮に入れずに静水圧の影響のみを考えたモデルに対しても検討を行う。このモデルをモデル 3 と呼ぶ。即ち、モデル 3 は、**Fig. 14** に示した初期応力状態から付加質量を考えずに応答計算を行うものである。なお、地盤および接触面の強度パラメータを **Table 4** に示す。

(2) 地盤および接触面の非線形応答

Table 5 は El Centro (1940) の NS 成分の最大加速度を 100gal に修正した波形を入力した際の構造物天端における最大応答量を示したものである。これより最大応答量は 3 通りのモデルともほとんど同じであることが判る。また、その大きさは、前章 **Table 3** に示した線形モデルに対するものとはほとんど同じである。

Fig. 15 は、入力加速度の主要動に対応する 2.2~2.5 秒の間に降伏した領域を斜線を施して示したものである。(a) はモデル 1、(b) はモデル 2、(c) はモデル 3 に対する結果である。また図には併せて、この時間内に滑動したジョイント要素を実線で、剝離の生じたジョイント要素を破線で示してある。最も裏込土の

Table 4 Strength parameters controlling shear strength of soils and joint element.

	Cohesion (ton/m ²)	Angle of internal friction (degree)
Back-filling soil	0, 0	40
Surface layer	3, 0	35
Joint element	0, 0	30

Table 5 Maximum response acceleration, velocity and displacement at the top of the structure (nonlinear models).

Component	Item	Model 1	Model 2	Model 3
Horizontal	Acceleration (gal)	327	310	304
	Velocity (kine)	14	13	14
	Displacement (mm)	6.2	6.1	6.0
Vertical	Acceleration (gal)	66	63	64
	Velocity (kine)	1.84	1.87	1.93
	Displacement (mm)	0.59	0.64	0.60

降伏領域の広いのは水の存在しないモデル2であり、次いで動水圧を考慮に入れたモデル1であり、静水圧のみを考慮したモデル3が最も狭い結果となっている。ところで、最も降伏し易い場所は構造物の直後よりも数m後方にあることがこの図よりうかがえる。**Fig. 16**は、**Fig. 11**中の点Aにおけるせん断応力 τ_{xy} とせん断ひずみ γ_{xy} の履歴曲線を各モデルについて示したものである。これより、塑性ひずみは各モデルともほぼ等しいことがわかる。

次に裏込土と構造物との間の滑動は**Fig. 15**より、モデル2において最も深い所までみられる。一方、モデル1およびモデル3においては滑動は地表面に近い部分に限られている。

ところで、各モデルの構造物天端の水平最大応答加速度は上述のように 300gal より少し大きい程度で

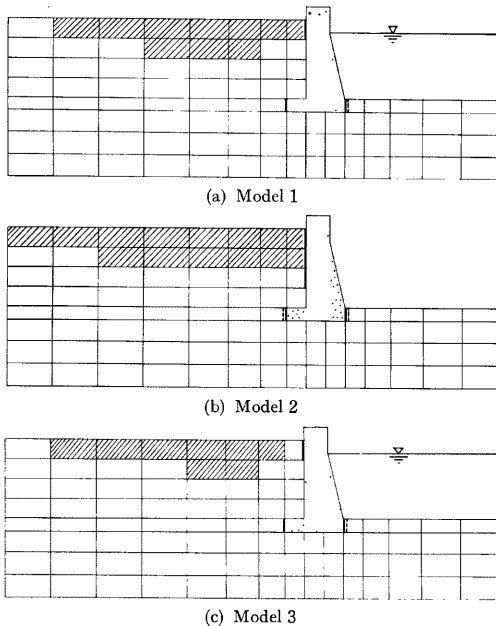


Fig. 15 Failure zone of the back-filling soil elements and slid and/or separated joint elements.

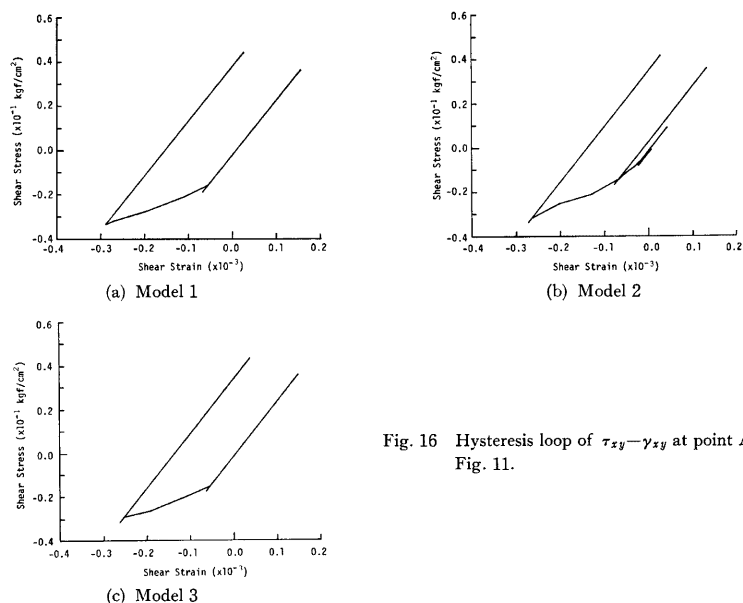


Fig. 16 Hysteresis loop of $\tau_{xy}-\gamma_{xy}$ at point A in Fig. 11.

あるが、この程度の加速度レベルでは裏込土と構造物との間に剥離は生じておらず、クラックは生じないことが判る。そこで、入力加速度の最大振幅を 200gal にして **Fig. 15** と同様に地盤の降伏領域、剥離、滑動の生じたジョイント要素を示したのが **Fig. 17** である。(a) はモデル 1、(b) はモデル 2 の結果である。このときの構造物天端における水平最大応答加速度は両モデルとも約 680gal であり、両モデルの間にはほとんど差はない。しかしながら **Fig. 17** からわかるように、モデル 2 においては裏込土のほぼ全域にわたっ

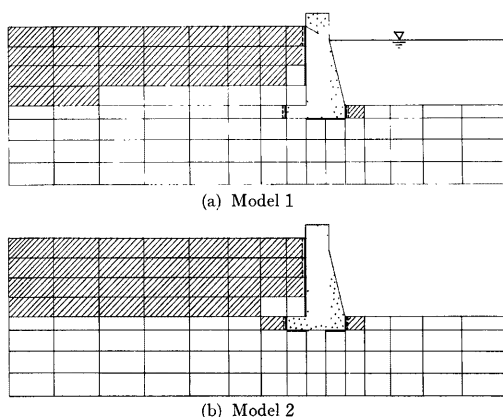


Fig. 17 Failure zone of the back-filling soil elements and slid and/or separated joint elements.

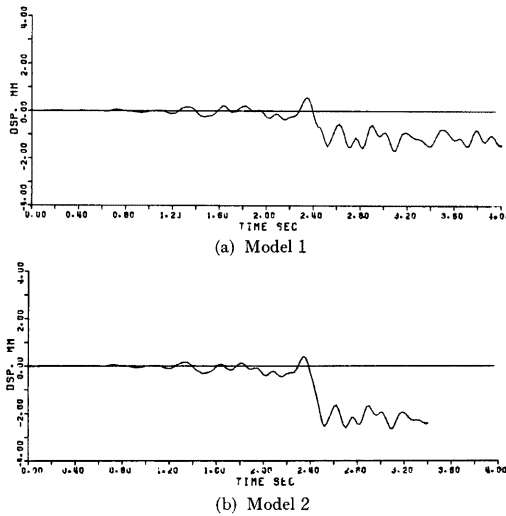


Fig. 18 Vertical displacement showing settlement at point B in Fig. 11.

で降伏が生じており、護岸構造物と裏込土との接触面での滑動も最下点（深さ 6 m）にまで達し、剥離も 3 m の深さまで達している。一方、モデル 1 では裏込土の降伏領域、滑動、剥離の生じた範囲ともにモデル 2 より狭い結果となっている。すなわち、最大応答加速度は同じでも、応答の様相にはかなりの違いがあることが判る。

Fig.18 は **Fig.11** に示す地面上の点 B における上下方向の応答変位の時刻歴であり、(a) はモデル 1、(b) はモデル 2 の結果である。応答開始後約 2.4 秒から地盤の降伏により残留変位、即ち沈下を生じながら震動している様子がこの図よりわかる。ここで、この沈下量が数 mm と小さいのは構造物底面周辺の地盤の降伏によって生じる構造物の傾斜や底面での滑り出しに伴う構造物のはらみ出し現象が生じていないのもその一因と考えられ、この様な現象が生じれば沈下量もっと大きくなるものと思われる。

(3) 護岸構造物の動的安定性

ここでは護岸構造物に作用する転倒モーメントおよび底面での滑り出しの危険性に与える動水圧の影響に関して検討を行う。転倒モーメントは構造物周辺のジョイント要素の応力より算定する¹⁶⁾。また滑り出しに対する検討は次式を用いてその安全性を評価する¹⁷⁾。

$$S.F. = \frac{\sum_i \tau_{gi} l_i}{\sum_i \tau_{ti} l_i} \Big|_{min.} \quad \dots\dots\dots (22)$$

ここに、 $S.F.$ は滑り出しに対する安全率であり、 $|_{min.}$ は時刻歴中の最小値を意味する。また、 τ_{gi} 、 τ_{ti} および l_i はそれぞれジョイント要素 i の降伏せん断応力、せん断応力、要素長である。ここでは構造物の底面に配置してある 3 つのジョイント要素から $S.F.$ を算定する。

3 通りのモデルに対して最大加速度を 100gal および 200gal に修正した El Centro (1940) NS 成分を入力した結果得られた転倒モーメントおよび滑り出しに対する安全率を **Table 6** にまとめて示す。また同表中には転倒モーメントから算出した偏心距離 e も併せて示してある。

まず転倒モーメントに関しては、入力加速度が 100 gal, 200 gal いずれの場合も水の存在を考えないモデ

Table 6 Maximum overturning moments and S.F. values.

Amplitude of input acceleration (gal)	Model	Overturning moment (ton-m)	Eccentric distance (m)	S.F.
100	Model 1	26.9	0.57	4.43
	Model 2	31.4	0.66	3.20
	Model 3	23.2	0.49	4.90
200	Model 1	44.7	0.95	1.64
	Model 2	45.1	0.95	1.62
	Model 3	38.4	0.81	1.71

ル2が最大であり、次いで動水圧の影響を考慮に入れたモデル1、最も小さいのがモデル3となっている。しかしながら、100gal入力時のモデル1の転倒モーメントはモデル2の約85%であるが、200gal入力時にはほぼ同じ大きさとなっている。転倒に対する安全性の評価は偏心距離 e を用いて行なわれ、地震時には偏心距離 e は構造物底面の敷居 B の1/3以下であれば安全とみなされる¹⁸⁾。そこで200gal入力時の $e=0.95\text{m}$ 、 $B=4.5\text{m}$ を用いれば $e/B=0.21$ を得、転倒に対しては200gal入力時においても安全であることが判る。

次に滑り出しに関しても、最も危険であるのはモデル2であり、次いでモデル1、モデル3の順となっており、また、200gal入力時にはモデル1のS.F.はモデル2のそれとほとんど同じであり転倒モーメントと同様の傾向が認められる。

以上、この章においては非線形震動解析に動水圧の影響を近似的に考慮に入れることが可能であることを示し、地盤の降伏、地盤と構造物との間の滑動や剝離現象を考慮に入れた水-地盤-護岸構造物系の震動解析を行い、護岸構造物の応答、動的安定性に関して検討を加えてきた。その結果、加速度、速度、変位の最大応答量に対しては動水圧の影響はほとんどみられなかった。次に、地盤の降伏領域、接触面での滑動や剝離の生じる範囲、さらには護岸構造物に作用する転倒モーメント、滑り出しに対する危険性に関する検討を行った結果、これらの現象に対して水の存在は安全側に作用することが明らかとなり、護岸構造物の安全性が最も危険となるのは水の存在しない場合であることが判った。しかしながら、入力加速度レベルが高くなると動水圧の影響は水が存在しない場合とほぼ同程度まで構造物の安全性を低下させる場合のあることが示された。すなわち、ここで対象とした構造物は剛性が高く重量も大きいことから比較的動水圧の影響を受けにくい、矢板式岸壁のようにたわみ性に富み、また水深がもっと深い場合には動水圧の影響はさらに大きくなることが予想される。そのような場合にはここで用いた解析手法等により動水圧を考慮に入れた上で護岸構造物の耐震安全性に対して検討を行う必要がある。

5. 結 論

本研究は有限要素法を用いて動水圧の影響を考慮に入れた水-地盤-護岸構造物系の振動解析を振動数領域で行い、動水圧の分布や振動数特性について検討を加えた後、非線形震動解析に動水圧の影響を近似的に考慮に入れることが可能であることを示し、護岸構造物系の非線形地震応答特性および構造物の動的安定性に及ぼす動水圧の影響について考察を加えたものである。本研究で得られた成果を要約すれば以下の通りである。

- (1) 壁体に作用する動水圧の大きさは、低振動数領域では Westergaard や Zangar らの近似式で十分近似できるが、系の共振振動数近傍ではこれらの近似式の与える値の数倍にも達し、もはやその大きさをこれらの近似式では推定することはできない。
- (2) 動水圧は付加質量として振動系に作用することから、固有振動数を低下させるが、本研究の対象とした

モデルのように水深が浅く、また裏込土のあるような場合にはその影響は加速度、速度、変位の最大応答量には顕著には現れない。

- (3) 水深があまり深くない場合には工学的に意味をもつ振動数領域においては付加質量は振動数に独立な定数とみなせることから、非線形問題に動水圧の影響を組み込むことが近似的に可能である。
- (4) 裏込土の降伏、裏込土と構造物との接触面における滑動および剥離、さらに構造物の転倒および滑り出し等の現象に対して水の存在は一般に安全側に作用し、構造物の安全性が最も危険となるのは水が存在しない場合であるが、入力レベルが高くなると動水圧の影響は水が存在しない場合とほぼ同程度まで構造物の安全性を低下させる場合がある。

ここで対象とした護岸構造物は剛性が高く重量も大きいことから比較的動水圧の影響を受けにくい、矢板式岸壁のようにたわみ性に富み、また水深がさらに深くなってくると動水圧の影響はさらに大きくなることが予想される。現在このようなモデルに対して検討を進めており、成果については稿を改めて公表の予定である。

また、ここでの解析は全応力によって行なわれているが、護岸構造物の被害は液状化を伴うものが少なく、今後この様な問題に対して、土と土中水との動的相互作用を考慮した有効応力解析を行なう必要がある。

参 考 文 献

- 1) Westergaard, H. M.: Water Pressure on Dams During Earthquakes, Trans. ASCE, Vol. 98, 1933, p. 413.
- 2) Zienkiewicz, O. C. and Bettess, P.: Coupled Hydrodynamic Response of Concrete Gravity Dam Using Finite Element and Infinite Element, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 6, 1978, pp. 363-374.
- 3) Chopra, A. K.: Earthquake Analysis of Concrete Gravity Dams Including Dam-Water-Foundation Rock Interaction, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 9, 1981, pp. 363-383.
- 4) 柴田徹・佐藤忠信・辰己安良：有限要素法による擁壁の動的解析，第4回日本地震工学シンポジウム，1975，pp. 455-462.
- 5) 柴田徹・佐藤忠信・辰己安良：護岸構造物の震害予測に関する考察，京都大学防災研究所年報，第20号 B-2，1977，pp. 15-32.
- 6) Zienkiewicz, O. C. and Newton, R. E.: Coupled Vibrations of a Structure Submerged in a Compressible Fluid, Proc. Int. Symp. Finite Element Tech., 1969.
- 7) Zienkiewicz, O. C.: The Finite Element Method, 3rd Ed., McGraw-Hill, 1977, pp. 148-177.
- 8) 前出 6) に同じ。
- 9) Zienkiewicz, O. C. and Bettess, P.: Diffraction and Refraction of Surface Waves Using Finite and Infinite Elements, International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 11, 1977, pp. 1271-1290.
- 10) 前出 2) に同じ。
- 11) 大原資生：最新耐震工学，森北出版，1975，pp. 128-129.
- 12) 上部達生・高橋秀彰：高マウンド防波堤に作用する動水圧の模型振動実験，土木学会第36回年次学術講演会講演概要集，1981，pp. 333-336.
- 13) 土木学会東北支部編，'78年宮城県沖地震調査報告書。
- 14) 土岐憲三・佐藤忠信・三浦房紀：強震時における地盤と構造物の間の剥離と滑動，土木学会論文報告集，第302号，1980，pp. 31-41.

- 15) 土岐憲三・三浦房紀：地盤-構造物系の非線形地震応答解析，土木学会論文報告集，第317号，1982，pp. 61-68.
- 16) 土岐憲三・三浦房紀・吉村隆：強震時における構造物の滑動と転倒に対する安全性，第16回地震工学研究発表会講演概要，1981，pp. 113-116.
- 17) 土岐憲三・三浦房紀・大竹敏雄：3次元ジョイント要素による地盤-構造物系の非線形震動解析，土木学会論文報告集，第322号，1982.
- 18) 青木重雄・平野嘉菊・平原勲：直接基礎および橋脚・橋台の設計計算例，山海堂，1979，pp. 5-6.