The University of Osaka
Institutional Knowledge Archive

Title	波を利用する海水交流施設の開発と同施設による港での海水交換の促進に関する研究
Author(s)	大村, 智宏
Citation	大阪大学, 2009, 博士論文
Version Type	VoR
URL	https://hdl.handle.net/11094/628
rights	
Note	

The University of Osaka Institutional Knowledge Archive : OUKA

https://ir.library.osaka-u.ac.jp/

The University of Osaka

波を利用する海水交流施設の開発と同施設による港での海水交換の促進に関する研究

2009 年 1 月

大　村　智　宏

目　次

第１章　序論 ･･･ 1
1.1　研究の背景と目的 ･･･ 1
1.2　論文の構成 ･･ 2
参考文献 ･･･ 4

第２章　砕波や越波を利用して流れを発生させる海水交流施設に関する検討　5
2.1　緒言 ･･･ 5
2.2　水理模型実験の概要 ･･ 7
(1) 実験装置 ･･･ 7
(2) 実験模型 ･･･ 8
(3) 実験条件および計測項目 ･･････････････････････････････････････ 11
2.3　導水管内の流速分布と管路流れ ･･････････････････････････････ 12
(1) 導水管の断面平均流速の算定方法 ･･････････････････････････････ 12
(2) 管路流れの式 ･･･ 14
2.4　導水特性 ･･･ 16
(1) model 1 の水位・流速の時系列データ ･･････････････････････････ 16
(2) model 1 および model 2 の導水性能 ･･････････････････････････ 22
(3) 天端水深と平均水位上昇量・導水効率の関係 ･･････････････････ 26
2.5　導水流量の算定法 ･･･ 26
(1) 単一マウンドの導水流量 ･･････････････････････････････････････ 26
(2) 複数マウンドの導水流量 ･･････････････････････････････････････ 28
2.6　導水流量の算定式の適用性 ･････････････････････････････････････ 29
(1) model 1 および model 2 における実験値と計算値の比較 ･････････ 29
(2) 単一マウンドにおける相対天端水深と平均水位上昇量・導水効率
の関係 ･･ 32
2.7　実海域における海水交流施設の適用計算例 ･･････････････････････ 35
(1) 波の不規則性と方向性の考慮の方法 ･･････････････････････････････ 35
(2) 海水交流施設の構造諸元が導水流量に及ぼす影響 ･･････････････ 36
a) 有義波高および管径が平均水位上昇量・導水流量に及ぼす影響 ･･ 37
b) 管路長が平均水位上昇量・導水流量に及ぼす影響 ･･････････････ 37
c) 遊水部長が平均水位上昇量・導水流量に及ぼす影響 ･･････････････ 41
2.8　結言 ･･･ 41

参考文献 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 43

第 3 章　水表面での波動運動や質量輸送を利用して流れを発生させる
海水交流施設に関する検討 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 45

3.1　緒言 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 45
3.2　平面水槽における水理模型実験の概要（実験Ⅰ）・・・・・・・・・・・・・・・・・ 47
(1) 実験装置 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 47
(2) 実験模型 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 47
(3) 実験条件および計測項目 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 49
3.3　平面場における導水特性 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 50
(1) 水位・流速の時系列データと管路流れの式の適用性 ・・・・・・・・・・・・ 50
(2) 導水性能 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 57
3.4　長水路における水理模型実験の概要（実験Ⅱ）・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 60
(1) 実験装置 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 60
(2) 実験模型 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 61
(3) 実験条件および計測項目 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 62
3.5　数値計算法の概要 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 63
(1) VOF 法（Volume of Fluid Method）・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 63
(2) 方程式系および解法 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 63
(3) 計算条件 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 66
3.6　水路における導水特性および波浪制御特性 ・・・・・・・・・・・・・・・・・ 66
(1) 水位・流速の時系列データと管路流れの式の適用性 ・・・・・・・・・・・・ 66
(2) VOF 法による水位・流速の時系列データ ・・・・・・・・・・・・・・・・・ 71
(3) 導水性能および波浪制御性能 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 76
3.7　結言 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 79
参考文献 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 81

第 4 章　渦を利用して流れを発生させる海水交流施設に関する検討 ・・・・・・・・ 83

4.1　緒言 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 83
4.2　長水路における水理模型実験の概要（実験Ⅰ）・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 84
(1) 実験装置 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 84
(2) 実験模型 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 84
(3) 実験条件および計測項目 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 85
4.3　数値計算法の概要 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 86
(1) 減衰波理論 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 86
a) 解析手法 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 86

b) 波浪境界値問題とその解法 …… 87
c) 反射率・透過率の算定方法 …… 89
d) 入力条件 …… 89
(2) VOF 法 …… 90
4.4 水路における構造体の導水特性および波浪制御特性 …… 91
(1) 渦の発生状況 …… 91
(2) 反射波・透過波の特性 …… 98
a) 異吃水二重壁式防波堤 …… 98
b) 水平版を設置した構造 …… 99
(3) 導水性能 …… 102
(4) 遊水室型海水交換防波堤の波エネルギーの逸散と平均流の生成機構 …… 105
4.5 平面水槽における水理模型実験の概要（実験Ⅱ） …… 105
(1) 実験装置 …… 105
(2) 実験模型 …… 106
(3) 実験条件および計測項目 …… 107
a) 擬似 2 次元水路における実験 …… 107
b) 模擬港における実験 …… 108
4.6 平面場における構造体の導水特性および波浪制御特性 …… 108
(1) 反射波・透過波の特性 …… 108
(2) 導水性能 …… 108
4.7 長水路における水理模型実験の概要（実験Ⅲ） …… 112
(1) 実験装置 …… 113
(2) 実験模型 …… 113
(3) 実験条件および計測項目 …… 115
4.8 水路における構造体の導水特性および波浪制御特性 …… 116
(1) 堤体幅を変化させたときの実験結果 …… 116
(2) 水深に対する通水部高を変化させたときの実験結果 …… 118
(3) マウンドを設置して通水部前面の開口率を変化させたときの実験結果 …… 121
4.9 結言 …… 124
参考文献 …… 126

第 5 章 海水交流施設による港での海水交換の促進に関する検討 …… 127
5.1 緒言 …… 127
5.2 水理模型実験の概要 …… 127

(1) 模擬港における海水交換に関する実験（実験Ⅰ） ····· 127
a) 実験装置 ····· 128
b) 実験模型 ····· 128
c) 実験条件および計測項目 ····· 128
(2) 模擬港における波・流れ場に関する実験（実験Ⅱ） ····· 129
a) 実験装置 ····· 129
b) 実験模型 ····· 129
c) 実験条件および計測項目 ····· 130
5.3 数値計算法の概要 ····· 130
(1) 模擬港における波・流れ場に関する計算（計算Ⅰ） ····· 130
a) 非定常緩勾配方程式 ····· 130
b) 海浜流の基礎方程式 ····· 131
c) 計算条件 ····· 133
(2) 潮位変化が大きい港における海水交換に関する計算（計算Ⅱ） ·· 133
a) 非線形長波方程式 ····· 133
b) 仮想粒子の導入（オイラー・ラグランジュ法） ····· 133
c) 計算条件 ····· 134
5.4 港における波・流れおよび海水交換の特性 ····· 135
(1) 模擬港における海水交換に関する実験結果（実験Ⅰ） ····· 135
(2) 模擬港における波・流れ場に関する実験結果および計算結果
（実験Ⅱ，計算Ⅰ） ····· 138
(3) 潮位変化が大きい港における海水交換に関する計算結果
（計算Ⅱ） ····· 145
5.5 結言 ····· 155
参考文献 ····· 157

第 6 章 結論 ····· 158

本論文に関する査読付き論文 ····· 161

謝辞 ····· 163

図・表・写真一覧

第 1 章

図 1.1　論文の構成

第 2 章

図 2.1　砕波や越波を利用して流れを発生させる構造体
図 2.2　平面水槽
図 2.3　実験模型（model 1）
(a) 各マウンドの断面図
(b) 平面図
図 2.4　貯水部を設けた実験模型（model 2）
(a) 各マウンドの断面図
(b) 平面図
図 2.5　流管中の検査領域
図 2.6　model 1 の水位・流速の時系列（①H_i=7.9cm, T=1.0s, Level 4）
(a) Low Crest (h_c/H_i=0.59)
(b) Mean Crest (h_c/H_i=0.04)
(c) High Crest (h_c/H_i=-0.51)
図 2.7　model 1 の水位・流速の時系列（②H_i=8.5cm, T=1.5s, Level 4）
(a) Low Crest (h_c/H_i=0.55)
(b) Mean Crest (h_c/H_i=0.04)
(c) High Crest (h_c/H_i=-0.47)
図 2.8　model 1 の水位・流速の時系列（③H_i=4.2cm, T=1.0s, Level 4）
(a) Low Crest (h_c/H_i=1.12)
(b) Mean Crest (h_c/H_i=0.07)
(c) High Crest (h_c/H_i=-0.95)
図 2.9　model 1 の水位・流速の時系列（④H_i=3.9cm, T=1.5s, Level 4）
(a) Low Crest (h_c/H_i=1.21)
(b) Mean Crest (h_c/H_i=0.08)
(c) High Crest (h_c/H_i=-1.03)

図 2.10　model 1のマウンド別の断面平均流速
(a) Low Crest
(b) Mean Crest
(c) High Crest
図 2.11　model 1の導水流量
図 2.12　model 2の導水流量
図 2.13　model 1の相対天端水深と相対平均水位上昇量の関係
図 2.14　model 1の相対天端水深と導水効率の関係
図 2.15　定常状態を仮定した場合の遊水部への流入・流出量と導水流量
図 2.16　model 1の平均水位上昇量の実験値と計算値の比較（C_I=C_R=1.0）
図 2.17　model 1の導水流量の実験値と計算値の比較（C_I=C_R=1.0）
図 2.18　model 1の平均水位上昇量の実験値と計算値の比較（C_I=C_R=0.25）
図 2.19　model 1の導水流量の実験値と計算値の比較（C_I=C_R=0.25）
図 2.20　model 2の導水流量の実験値と計算値の比較（C_I=C_R=0.25）
図 2.21　model 2の各遊水部と貯水部のあいだの導水流量の計算値（C_I=C_R=0.25）
図 2.22　単一マウンドの相対平均水位上昇量の計算値（C_I=C_R=0.25）
図 2.23　単一マウンドの無次元導水流量の計算値（C_I=C_R=0.25）
図 2.24　単一マウンドの有義波高・導水管径と平均水位上昇量の関係（不規則波：L=200.0m, B=10.0m, C_I=C_R=0.25）
図 2.25　単一マウンドの有義波高・導水管径と導水流量の関係（不規則波：L=200.0m, B=10.0m, C_I=C_R=0.25）
図 2.26　単一マウンドの導水管路長と平均水位上昇量の関係(不規則波:H_0=0.30m, D=1.5m, B=10.0m, C_I=C_R=0.25）
図 2.27　単一マウンドの導水管路長と導水流量の関係（不規則波：H_0=0.30m, D=1.5m, B=10.0m, C_I=C_R=0.25）
図 2.28　単一マウンドの遊水部長さと平均水位上昇量の関係（不規則波：L=200.0m, D=1.5m, C_I=C_R=0.25）
図 2.29　単一マウンドの遊水部長さと導水流量の関係（不規則波：L=200.0m, D=1.5m, C_I=C_R=0.25）
表 2.1　実験で用いた規則波条件と水深
写真 2.1 実験模型の配置状況

第 3 章

図 3.1　水表面での波動運動や質量輸送を利用して流れを発生させる構造体

図 3.2　平面水槽
図 3.3　実験模型の構造諸元
(a) 孔と水位の関係
(b) 断面図
(c) 平面図
(d) 立面図
図 3.4　水位・流速の時系列（12 pipes, D=10.0cm, θ=0°）
(a) Level 5 (H_i=8.4cm, T=1.2s)
(b) Level 3 (H_i=8.5cm, T=1.2s)
(c) Level 1 (H_i=8.4cm, T=1.2s)
図 3.5　水位・流速の時系列（12 pipes, D=10.0cm, θ=0°）
(a) Level 5 (H_i=4.3cm, T=1.2s)
(b) Level 3 (H_i=4.4cm, T=1.2s)
(c) Level 1 (H_i=4.0cm, T=1.2s)
図 3.6　水位・流速の時系列（12 pipes, D=15.0cm, θ=0°）
(a) Level 5 (H_i=8.7cm, T=1.2s)
(b) Level 3 (H_i=8.2cm, T=1.2s)
(c) Level 1 (H_i=8.4cm, T=1.2s)
図 3.7　水位・流速の時系列（12 pipes, D=15.0cm, θ=0°）
(a) Level 5 (H_i=4.3cm, T=1.2s)
(b) Level 3 (H_i=4.1cm, T=1.2s)
(c) Level 1 (H_i=4.2cm, T=1.2s)
図 3.8　中心流速の実験値と計算値の比較（12 pipes, θ=0°）
図 3.9　非定常・定常計算による断面流速値の比較（12 pipes, θ=0°）
図 3.10　孔数・導水管径と導水流量の関係（Level 3, H_i=6.1cm, T=1.2s, θ=0°）
図 3.11　相対波高と導水効率の関係（12 pipes, D=10.0cm, θ=0°）
図 3.12　相対波高と導水効率の関係（12 pipes, D=15.0cm, θ=0°）
図 3.13　波の入射角度の違いによる波高と導水流量の関係（12 pipes, Level 3, D=15.0cm）
図 3.14　長水路
図 3.15　実験模型の構造諸元
(a) 孔と水位の関係
(b) 平面図
(c) 立面図
(d) 断面図
図 3.16　数値計算で用いた水路および堤体の構造諸元

図 3.17　水位・流速の時系列（規則波，H_i=9.7cm，T=1.27s）
図 3.18　水位・流速の時系列（規則波，H_i=9.2cm，T=1.91s）
図 3.19　水位・流速の時系列（不規則波，$H_{1/3}$=6.0cm，$T_{1/3}$=1.19s）
図 3.20　水位・流速の時系列（不規則波，$H_{1/3}$=6.2cm，$T_{1/3}$=1.73s）
図 3.21　堤体に規則波が作用したときの流況（H_i=10.0cm，T=1.90s，VOF 法）
(a) t=15.0s+0T/8
(b) t=15.0s+1T/8
(c) t=15.0s+2T/8
(d) t=15.0s+3T/8
(e) t=15.0s+4T/8
(f) t=15.0s+5T/8
(g) t=15.0s+6T/8
(h) t=15.0s+7T/8
図 3.22　水位・流速の時系列（H_i=10.0cm，T=1.26s）
図 3.23　水位・流速の時系列（H_i=10.0cm，T=1.90s）
図 3.24　入射波高と導水管出口での中心流速の関係
図 3.25　相対波高と導水効率の関係
図 3.26　反射率
表 3.1　実験で用いた波条件と水深
表 3.2　実験で用いた波条件と水深
表 3.3　数値計算で与えた諸条件
写真 3.1 実験模型の配置状況（θ=45°の斜め入射時）

第 4 章

図 4.1　長水路
図 4.2　実験模型の構造諸元
(a) 異吃水二重壁式防波堤
(b) 水平版付き防波堤
(c) 水平版延長防波堤
図 4.3　構造体に対する解析モデル
図 4.4　数値計算で用いた水路および堤体の構造諸元
図 4.5　異吃水二重壁式防波堤に規則波が作用したときの流況（H_i=10.0cm，T=1.4s，VOF 法）
(a) t=15.6s+0T/8

(b) t=15.6s+1T/8
(c) t=15.6s+2T/8
(d) t=15.6s+3T/8
(e) t=15.6s+4T/8
(f) t=15.6s+5T/8
(g) t=15.6s+6T/8
(h) t=15.6s+7T/8
図 4.6　水平版付き防波堤に規則波が作用したときの流況（H_i=10.0cm, T=1.4s, VOF 法）
(a) t=15.6s+0T/8
(b) t=15.6s+1T/8
(c) t=15.6s+2T/8
(d) t=15.6s+3T/8
(e) t=15.6s+4T/8
(f) t=15.6s+5T/8
(g) t=15.6s+6T/8
(h) t=15.6s+7T/8
図 4.7　水平版延長防波堤に規則波が作用したときの流況（H_i=10.0cm, T=1.4s, VOF 法）
(a) t=15.6s+0T/8
(b) t=15.6s+1T/8
(c) t=15.6s+2T/8
(d) t=15.6s+3T/8
(e) t=15.6s+4T/8
(f) t=15.6s+5T/8
(g) t=15.6s+6T/8
(h) t=15.6s+7T/8
図 4.8　反射率・透過率
(a) 異吃水二重壁式防波堤
(b) 水平版付き防波堤
(c) 水平版延長防波堤
図 4.9　エネルギー逸散量
(a) 異吃水二重壁式防波堤
(b) 水平版付き防波堤
(c) 水平版延長防波堤

図 4.10　通水部における流速の時系列（H_i=8.5cm, T=1.4s）
(a) 異吃水二重壁式防波堤
(b) 水平版付き防波堤
(c) 水平版延長防波堤
図 4.11　下部通水部における無次元輸送流量
図 4.12　遊水室型海水交換防波堤の波エネルギーの逸散と平均流の生成機構
図 4.13　平面水槽
図 4.14　実験模型の構造諸元
図 4.15　集水装置の構造諸元
図 4.16　反射率（規則波）
図 4.17　透過率（規則波）
図 4.18　下部通水部での無次元輸送流量（規則波）
図 4.19　下部通水部での無次元輸送流量（不規則波）
図 4.20　集水装置を接続したときの下部通水部での無次元輸送流量（規則波）
図 4.21　実験水路
図 4.22　堤体幅を変化させるときの実験模型の構造諸元
図 4.23　水深に対する通水部高さを変化させるときの実験模型の構造諸元
図 4.24　通水部前面の開口率を変化させるときの実験模型の構造諸元
(a) 立面図
(b) 断面図
図 4.25　堤体幅を変化させたときの波浪制御性能・導水性能
(a) 反射率
(b) 透過率
(c) 無次元輸送流量
図 4.26　通水部高と垂下版喫水深を変化させたときの波浪制御性能・導水性能
(a) 反射率
(b) 透過率
(c) 無次元輸送流量
図 4.27　通水部高と設置水深を変化させたときの波浪制御性能・導水性能
(a) 反射率
(b) 透過率
(c) 無次元輸送流量
図 4.28　通水部前面の開口率を変化させたときの波浪制御性能・導水性能
（マウンド付き，高潮位 h=55.0cm）
(a) 反射率
(b) 透過率

(c) 無次元輸送流量
図 4.29　通水部前面の開口率を変化させたときの波浪制御性能・導水性能
（マウンド付き，低潮位 h=44.0cm）
(a) 反射率
(b) 透過率
(c) 無次元輸送流量
表 4.1　実験で用いた波条件と水深
表 4.2　数値計算で与えた諸条件
表 4.3　水深に対する通水部高さを変化させるときの実験模型の構造諸元
表 4.4　通水部前面の開口率を変化させるときの実験模型の構造諸元
写真 4.1 水平版付き防波堤に規則波が作用したときに生じる渦運動
(a) 峰のモード
(b) 谷のモード

第 5 章

図 5.1　港内における濁度計の配置
図 5.2　平面水槽
図 5.3　実験模型の構造諸元
図 5.4　計算対象領域および港形状（D.L.表示）
図 5.5　各防波堤型式に規則波が作用したときの港内泊地における濃度変化
（H=5cm，T=1.3s）
図 5.6　遊水室型防波堤に不規則波が作用したときの港内泊地における濃度変化（$H_{1/3}$=5.6cm，$T_{1/3}$=1.3s，導流堤付き）
図 5.7　遊水室型防波堤を設置したときのトレーサの挙動
（トレーサの位置を 1T 毎に描画した実験結果，H_i=9.1cm，T=1.8s）
図 5.8　すべて不透過堤としたときのトレーサの挙動
（トレーサの位置を 2T 毎に描画した実験結果，H_i=7.6cm，T=1.8s）
図 5.9　遊水室型防波堤を設置したときの流れの平面分布
（実験値，計測位置は水深中央部 20cm，H_i=9.1cm，T=1.8s）
図 5.10　すべて不透過堤としたときの流れの平面分布
（実験値，計測位置は水深中央部 20cm，H_i=7.6cm，T=1.8s）
図 5.11　遊水室型防波堤を設置したときの平面波高分布
（計算値，入射波高による波高比で表示，H_i=9.1cm，T=1.8s）
図 5.12　すべて不透過堤としたときの平面波高分布

（計算値，入射波高による波高比で表示，H_i=7.6cm，T=1.8s）
図 5.13　遊水室型防波堤を設置したときの流れの平面分布
（計算値，H_i=9.1cm，T=1.8s）
図 5.14　すべて不透過堤としたときの流れの平面分布
（計算値，H_i=7.6cm，T=1.8s）
図 5.15　遊水室型防波堤を設置したときの渦度分布
（計算値，H_i=9.1cm，T=1.8s）
図 5.16　すべて不透過堤としたときの渦度分布
（計算値，H_i=7.6cm，T=1.8s）
図 5.17　潮汐作用時の流況（対策工なし）
(a) t=1.25T+0.25T
(b) t=1.25T+0.5T
(c) t=1.25T+0.75T
(d) t=1.25T+1.0T
図 5.18　潮汐と導水流量 2.0m^3/s 作用時の流況
(a) t=1.25T+0.25T
(b) t=1.25T+0.5T
(c) t=1.25T+0.75T
(d) t=1.25T+1.0T
図 5.19　各計算条件での残差流
(a) 潮汐作用時（対策工なし）
(b) 潮汐と導水流量 0.5m^3/s 作用時
(c) 潮汐と導水流量 1.0m^3/s 作用時
(d) 潮汐と導水流量 2.0m^3/s 作用時
図 5.20　潮汐作用時の仮想粒子の挙動（対策工なし）
(a) t=1.25T+0.5T
(b) t=1.25T+1.0T
(c) t=1.25T+1.5T
(d) t=1.25T+2.0T
図 5.21　潮汐作用時の仮想粒子の挙動（潮通し工）
(a) t=1.25T+0.5T
(b) t=1.25T+1.0T
(c) t=1.25T+1.5T
(d) t=1.25T+2.0T
図 5.22　潮汐と導水流量 0.5m^3/s 作用時の仮想粒子の挙動
(a) t=1.25T+0.5T

(b) t=1.25T+1.0T
(c) t=1.25T+1.5T
(d) t=1.25T+2.0T
図 5.23　潮汐と導水流量 1.0m^3/s 作用時の仮想粒子の挙動
(a) t=1.25T+0.5T
(b) t=1.25T+1.0T
(c) t=1.25T+1.5T
(d) t=1.25T+2.0T
図 5.24　潮汐と導水流量 2.0m^3/s 作用時の仮想粒子の挙動
(a) t=1.25T+0.5T
(b) t=1.25T+1.0T
(c) t=1.25T+1.5T
(d) t=1.25T+2.0T
図 5.25　港奥泊地内での仮想粒子の残留割合
表 5.1　数値計算で与えた諸条件
表 5.2　数値計算で与えた諸条件
写真 5.1 遊水室型防波堤に規則波が作用したときの流況（H=7cm,T=1.8s）
(a) 導流堤なし
(b) 導流堤付き

第１章　序論

1.1　研究の背景と目的

港の基本的な施設は,荷の積み込みや陸揚げ,船の休憩を目的とする係留施設,船の航行に不可欠な水域施設，防波堤・護岸などの外郭施設により構成される．これらの基本施設に航路標識や照明，道路，用地，倉庫，広場などの機能施設が加わることで，港としての機能が発揮される．このうち防波堤は，来襲波の港内への侵入を防止し，港内の静穏性確保に当たり大きな役割を果たす重要な施設である．港の整備の進捗に伴い防波堤延長は伸展し，港内静穏度が高まることで作業性の向上やより安全な係船に貢献してきた．しかし防波堤の整備に伴い静穏性が向上するにつれて，港内泊地の閉鎖性が高まることとなり，港内泊地と港外のあいだで海水交換が少なからず阻害される事態も発生するようになった．こうして形成された閉鎖性水域では，海水温が高い時期に港内水の溶存酸素濃度が低下して硫化水素が発生し，水質・底質ともに連鎖的に悪化することがある．こうなると水産生物の生息環境に悪影響を及ぼすのみならず，安全で衛生的な水産物の供給や水辺空間の利用に支障をきたすこととなり，環境改善が必要となる．

港での水環境の改善に向けた方法として，流入する汚濁負荷物質を削減するための排水処理や，ヘドロが堆積した泊地での浚渫が行われてきたが，港内と港外のあいだで海水交換を促す海水交流施設も積極的に利用されてきた．海水交流施設は，港内の泊地内において流動化を促進し，有機物や栄養塩，溶存酸素などの物質を移流・拡散させて，港内の水環境の改善・保全を図るものであり，波や潮汐といった自然エネルギーを動力源にすることが一般的である．海水交流施設の先駆けとしては，防波堤に透過性を持たせた有孔堤や，護岸に水路を設けた潮通し工が挙げられる．これらの構造体は潮汐や海流によって海水交換が行われ，既に高度経済成長期には港内の水質汚濁防止を目的として使用されていた．しかし潮汐は往復流であることから効果が開口部付近に限定され，港内の泊地全体に対する効果の波及は必ずしも十分とは言えなかった．このため一方的に導水することにより海水交換を大幅に促進することを目指して，波浪を利用する海水交流施設の研究開発が始まった．

波浪を利用する海水交流施設として山本・間辺ら[1)-3)]は，砕波に伴う水位上昇により水頭差を獲得して導水を図る「潜堤付孔空き防波堤」を開発した．海水交換は港外水を港内へ導水し，泊地内での流動化を促すことで達成される．また潮汐や海流を利用する従来の工法とは異なり，海水への酸素供給機能を持つ点に特徴がある．この工法は各地の港で実用化されており，このうち福岡県志賀島漁港では山本ら[4)5)]によって効果調査が行われ，その有効性が実証されている．さらに

岡本ら[6]や村上ら[7]，道下ら[8]，柳瀬ら[9]，猿川ら[10]，佐藤ら[11]，小田ら[12]，塩崎ら[13]などにより波を利用する各種の海水交流施設が提案された．しかし開発された海水交流施設の機能を統合化したり，体系付けたりする試みはこれまでに実践されてこなかった．このため海水交流施設の適用範囲が限定され，普及に当たり障害となっている面は否めない．

本研究では，波を利用して流れを発生させる海水交流施設の適用性を広げることを目的として，実験的・理論解析的な方法を用いて研究開発に取り組むこととする．ここでは防波堤としての用途だけではなく，護岸においても適用できる海水交流施設の確立を目指す．また実際場での自然条件や立地条件に柔軟に適応ができる構造体とし，下記の条件を満たすことに留意する．

- 小波高時や干満差，導水路が長距離であっても導水が機能する
- 任意の場所に取水口と配水口を設定できる
- 泊地内での静穏性が確保される
- メンテナンスが少なくランニングコストが不要

加えて波を利用する海水交流施設を港に設置した場合の海水交換の促進効果についても検討する．

1.2　論文の構成

本論文では，自然エネルギーである波を利用して海水交換を促進することにより，滞留海域における水環境問題を克服する手法について論じる．波により流れを発生させる海水交流施設を対象として，実験的・理論解析的な方法を用いて研究開発に取り組むとともに，同施設を港に適用した際の海水交換の促進効果について検討する．論文の構成を**図 1.1** に示す．各章の内容は以下のとおりである．

第 2 章では，砕波や越波を利用して流れを発生させる海水交流施設として，異なる天端高を有する不透過マウンドと遊水部，直立壁，管路などから構成される構造体を対象に水理模型実験を行い，水理特性について把握する．また本施設の導水性能を評価する算定式を開発し，その有効性について検討する．

第 3 章では，水表面での波動運動や質量輸送を利用して流れを発生させる海水交流施設として，静水面付近にパイプを設けた有孔直立壁と遊水室，管路から構成される構造体を対象に水理模型実験を行い，水理特性について把握する．また実験的手法に加えて，数値計算法も併せて用いることにより検討する．

第 4 章では，渦を利用して流れを発生させる海水交流施設として，異吃水二重壁式防波堤の遊水室内に没水平版を設置し，下部に通水部を設けた構造体を対象

に水理模型実験を行い，水理特性について把握する．また実験的手法に加えて，数値計算法も併せて用いることにより検討する．

第 5 章では，港での海水交換の実態や，波を利用する海水交流施設を港に適用した場合の海水交換の促進効果について，実験的手法および数値計算法を用いて把握する．また海水交換の促進効果を評価する方法として，数値計算法の有用性について検討する．

第 6 章では，本研究で得られた結果について総括し，結論とする．

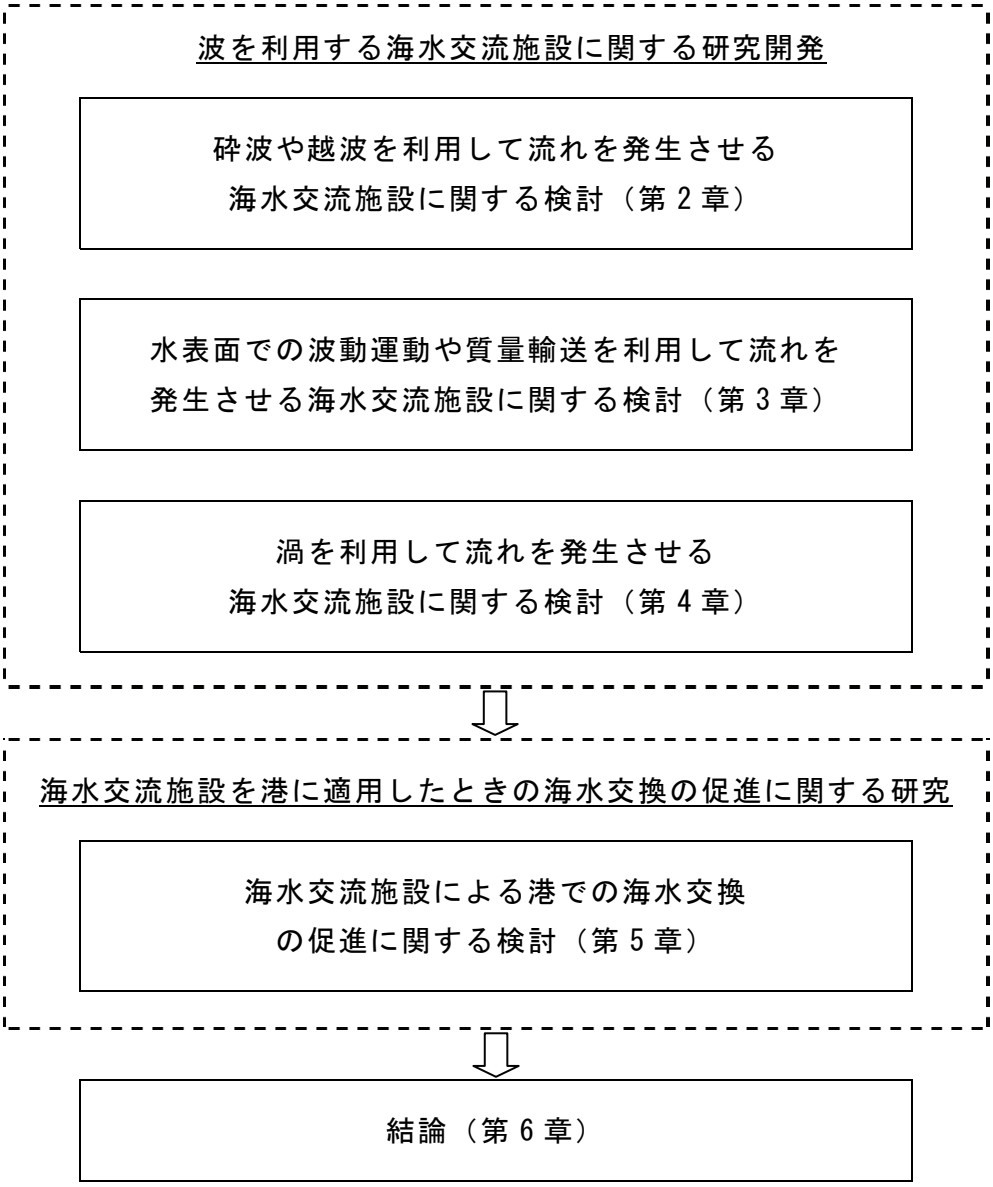


図 1.1　論文の構成

参考文献

1) 山本正昭，中泉昌光，間辺本文：潜堤付防波堤による海水交流工法の開発，第 34 回海岸工学講演会論文集，pp. 675-679，1987.

2) 間辺本文, 中泉昌光, 山本正昭:潜堤付防波堤による海水交流工法の開発（Ⅱ），第 35 回海岸工学講演会論文集，pp. 502-506，1988.

3) 山本正昭，中泉昌光，間辺本文，森口朗彦：海水導入を目的とした潜堤付孔空き防波堤の開発，水工研研報，第 13 号，pp. 11-30，1992.

4) 山本　潤，武内智行，中山哲嚴，田畑真一，池田正信：志賀島漁港外港の導水工による環境改善効果に関する現地調査，海岸工学論文集，第 41 巻，pp. 1096-1100，1994.

5) 山本　潤，武内智行，中山哲嚴，田畑真一：漁港内における溶存酸素濃度の変動機構の解明のための現地調査, 海岸工学論文集, 第 42 巻, pp. 1186-1190, 1995.

6) 岡本　博，森下敏夫：海水交換機能を持つ弁式有孔堤について，第 32 回海岸工学講演会論文集，pp. 540-544，1985.

7) 村上仁士，細井由彦，合田吉孝：複合漸変縦型スリット式防波堤の消波および海水交流特性，第 33 回海岸工学講演会論文集，pp. 412-416，1986.

8) 道下　勲，国栖広志，葛原　徹：鉛直管の水面固有振動を利用した海水交換防波堤の水理特性，第 35 回海岸工学講演会論文集，pp. 577-581，1988.

9) 柳瀬知之，谷野賢二，水野雄三，梅沢信敏，桑原伸司：有孔堤の海水交換機能に関する研究，海岸工学論文集，第 38 巻，pp. 856-860，1991.

10) 猿川　弦，水野雄三，笹島隆彦，木村克俊，高橋哲美：消波ブロック被覆型有孔堤の海水交換特性に関する研究, 海岸工学論文集, 第 40 巻, pp. 971-975, 1993.

11) 佐藤　仁，明田定満，谷野賢二，小柳一利，宮部秀一，神瀬　哲：遊水部付き有孔堤の海水交換機能について, 海洋開発論文集, Vol.10, pp. 103-106, 1994.

12) 小田一紀，真栄平宜之，中西昭人，田中彬夫：波浪によるパイプ式透過堤の海水導入特性，海岸工学論文集，第 42 巻，pp. 1116-1120，1995.

13) 塩崎禎郎，礒崎総一郎，中村　滋，堀内　博：海水交換機能を有する透過型スリットケーソンの水理特性, 海岸工学論文集, 第 43 巻, pp. 1226-1230, 1996.

第 2 章　砕波や越波を利用して流れを発生させる海水交流施設に関する検討

2.1　緒言

本章では，砕波に伴う平均水位の上昇（wave set-up）や越波を利用することにより，取水口と配水口（入口・出口）の間で水頭差を獲得し，流れを発生させる海水交流施設について取り上げて，検討を進めてゆく．

本手法を用いる海水交流施設としては，潜堤により砕波を促進し，遊水部で wave set-up を発生させて導水を図る潜堤付孔空き防波堤（山本ら [1)-3)]）や，不透過性マウンドの天端上を越波させて導水する越波導入工（中村ら [4)5)]）が，波浪利用の時代を切り拓いた工法として挙げられる．佐藤ら [6)]は潜堤付孔空き防波堤の潜堤部分を省き，遊水部のみを鉛直版 3 辺で構成した遊水部付き有孔堤を，また塩崎ら [7)]は，透過型スリットケーソンの内部に鉛直版を設けた構造を提案した．どちらの構造体も鉛直版部分を越流堰に見立てることができ，これらは越波を利用する海水交流施設に分類されるであろう．著者 [8)]も遊水部付き消波工を有する堤体に関する水理特性の検討において，離岸消波工と直立壁のあいだの遊水部で有意な水位上昇が発生することを，実験および数値計算の両者により確認している．この場合には波が消波工の沖側法面を遡上して天端上を越波し，遊水部に打ち込むことから，越波導入工の不透過性マウンドを透過性マウンドに置き換えた構造と見なすことができる．さらに消波工の内部において平均水位の上昇が起きることに着目した消波ブロック被覆型有孔堤（猿川ら [9)]，水野ら [10)]）もあり，これは砕波および越波の双方を利用する海水交流施設と言える．

これまでに実用化された波浪利用型の海水交流施設の大半は，港における防波堤としての利用を前提に研究開発されており，港奥の泊地や増養殖場，小規模内湾において実用化に至ったのはわずかである．そこで本研究では，海水交換型防波堤としての用途のみならず，適用性の自由度が高い海水交流施設の確立に取り

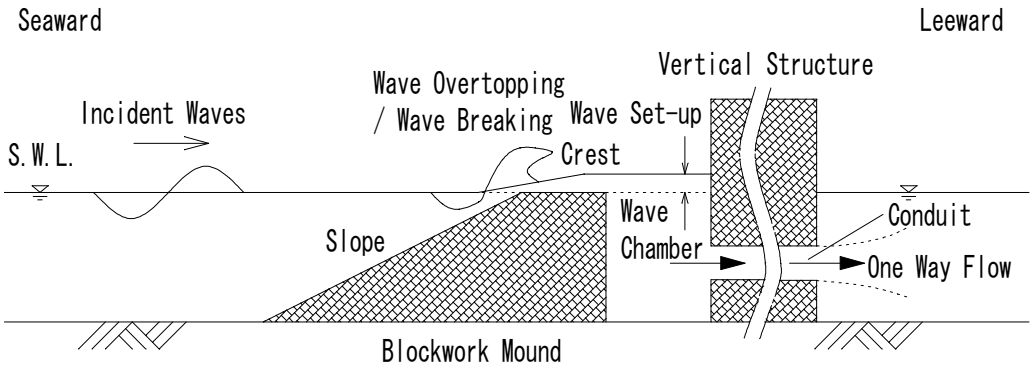


図 2.1　砕波や越波を利用して流れを発生させる構造体

組むこととする．ここでは既往の研究を踏まえて，実用性や汎用性，機能性に優れる構造形式を検討対象に選定した．

図 2.1 に選定した構造体を示す．本構造体では，静水面がマウンド天端上よりも低い位置にある時には波が斜路を遡上し，マウンド天端を越波することで遊水部での平均水位が上昇する．一方，静水面がマウンド天端上よりも高い時は，マウンドが潜堤として働くことにより，砕波が発生し wave set-up が生じる．いずれの場合にも，導水路の入口と出口の水頭差により 1 方向流れが生成される仕組みであり，この構造体は，潜堤付孔空き防波堤と越波導入工の両方の機能を兼ね備えたものとも言える．高い導水性能に加えて，ブロック積式構造としての実用化のみならずケーソン式構造や杭式構造，さらには浮体式構造への応用も可能と考えられ，広汎な利用が期待されることからこれに決定した．

しかし本海水交流施設は，作用波の諸元が同一であっても，潮位の変化により導水性能が変化することが既往の研究で判明している．これはマウンド天端高と静水面の関係が一定の範囲内に収まらないと，導水性能が十分に発現されないという制約条件が存在することを意味する．そこでこの短所を補うために次の工夫を施すこととした．まず潮位変化が大きい海域でも常時，導水機能が活かされるように，マウンド天端高が異なる複数のマウンドを用いた．また越波を一層促進してこれまでよりも高い導水性能が得られるように，マウンドを不透過性とし，斜路および天端を滑らかに製作することとした．

海水交流施設の入口と出口を結ぶ水路には，管路あるいは開水路いずれかの選択が可能であるが，ここでは管路を採用した．この理由としては，①管路を用いると導水路の入口・出口を比較的任意の位置に設定することができることや，②導水距離が長い距離に及ぶ場合や導水経路を屈曲させる必要が生じた場合にも対処できることが挙げられ,現地での適用性の向上に資すると判断したからである．入口を波浪が来襲する適当な場所に，他方の出口を海水交換の促進や酸素供給の効果が最大となる場所に設定することで，より効率的かつ効果的な海域環境の改善や保全に資するものと期待される．

既往の研究では，海水交流施設の機能向上を図るために，作用波の波高を増大させる工夫も検討されてきた．潜堤付孔空き防波堤では，凸型レンズによる集光効果に倣い，潜堤形状を円弧型にして波高を増大する検討がなされている[2)3)]．一方，中村ら[4)5)]，道下ら[11)]，川村ら[12)]，小松ら[13)]は，導波堤を V 字型に配置することで波を収斂し，波高を増大させている．こうした工夫は，小波高時に導水性能を高める長所を有するものの，荒天時に波浪が来襲する際には，波高増幅に伴って構造体に作用する波圧・波力が増大し，耐波安定性の観点からは不利となることが予想される．これを裏付けるように山本ら[3)]は，潜堤形状を円弧型にした場合に，潜堤背後の直立壁において衝撃砕波圧が発生することを実験的に明らか

にしている．海水交流施設は，設置海域で出現する海象状況の中で必要な導水機能を果たすのみならず,激浪時の波に対する耐波安定性の確保が当然求められる．そこで耐波設計上不利となる波高の増大策は講じないこととする．

本研究では，潮汐による干満差が大きく，かつ導水路が長距離に及ぶという困難な条件を克服するために，本海水交流施設について水理学的な観点から検討を進めることとする．まず複数のマウンドと遊水部，直立壁，管路から構成される実験模型を対象に水理模型実験を実施して，その導水特性について実験的に解明する．管路については，上下水道や農業用水路で用いられる管路流れに関する理論を適用し，その水理特性を明らかにする．さらに堰の越流式と管路流れの式を組み合わせて同施設の導水性能を評価する算定式を開発し，実験結果と比較することによりその有効性を検証する．

2.2　水理模型実験の概要

(1) 実験装置

水理模型実験は，**図 2.2** に示す平面水槽（長さ 40.0m，幅 22.0m，深さ 0.80m）で実施した．この水槽内に 10.1m 幅の造波板を有するピストン型造波装置を設置し，造波板から 23.0m 離れた位置に直立壁と実験模型を置いた．造波板の両端部から導波板を平行に沿わせるとともに，直立壁と導波板の一部にヘチマロンを消波材として設置した．造波板の前面から 10.3m 地点までは水平床とし，続く 4.0m 区間は 1/27 勾配の斜路とした．斜路の法肩から直立壁までの 8.7m 区間は水平床とし，モルタルで仕上げた．なおこの平面水槽では，導水に伴う水槽内での水位の上昇や低下を防止するため，水が循環するよう工夫を施した．

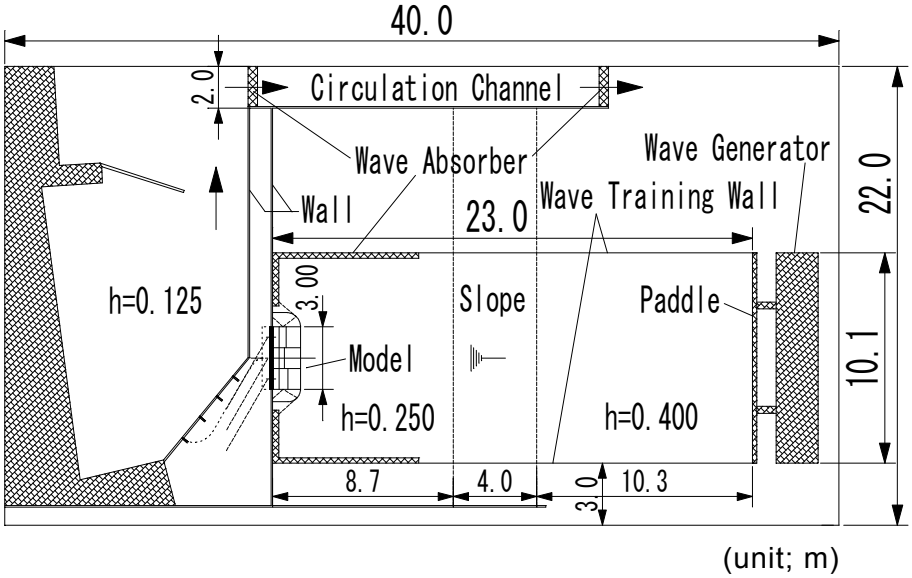


図 2.2　平面水槽

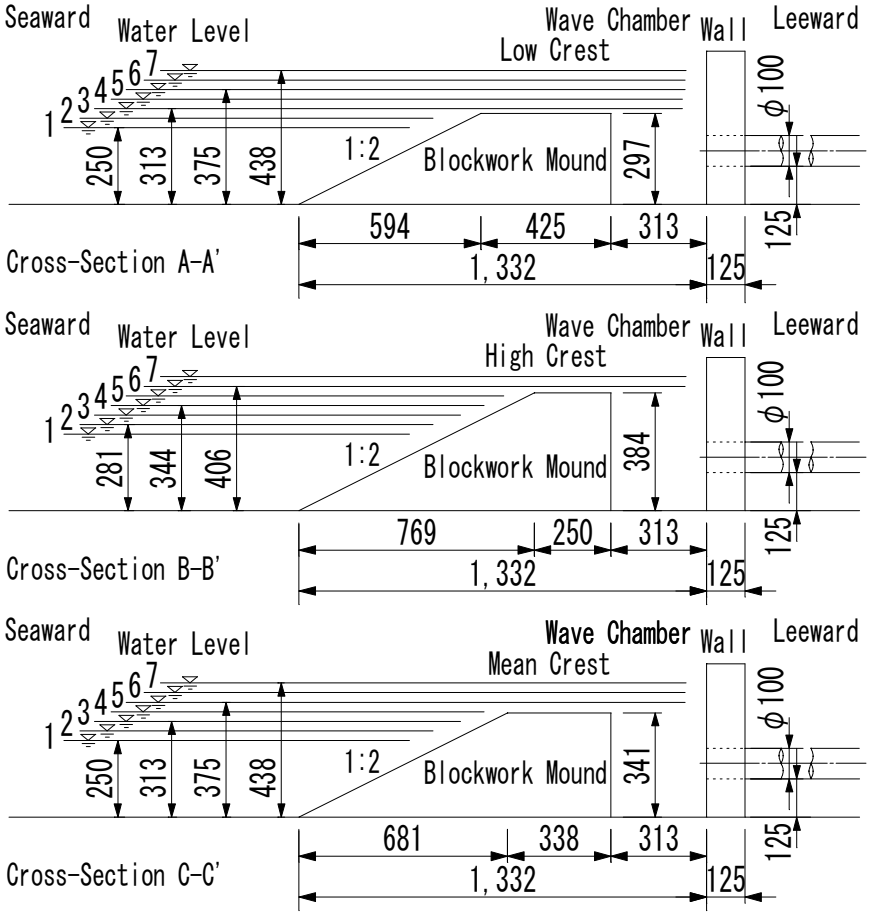
(2) 実験模型

検討対象とする海水交流施設の構造形式は，防波堤形式に限定しないものの，実験模型の構造諸元を決めるに当たり潜堤付孔空き防波堤に関する研究成果を踏まえることとした．山本[14]は同防波堤の設計法に関して次の事項を述べている．

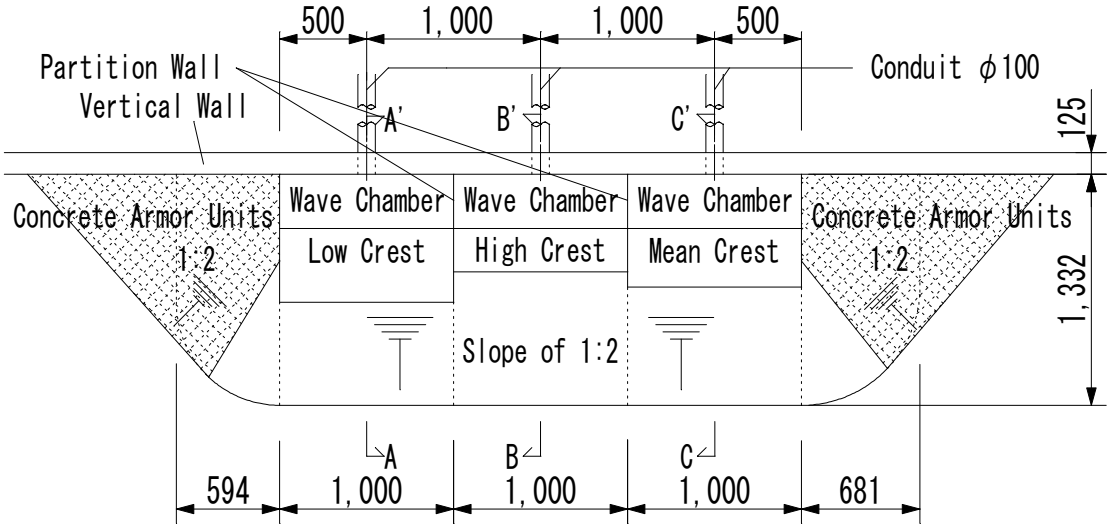
- 導水性能の観点から潜堤は，漏水が少ない構造とする．
- 潜堤の前法面は，砕波を促進し波の遡上を促す重要な役割を果たす．法面勾配は 1:1 から 1:3 とする．被覆石や被覆ブロックの安定上，天端部分は方塊ブロックとし，後法面は造らない構造が安全である．
- 潜堤の天端幅は，砕波の促進に重要な役割を果たす．天端上水深が大きい場合には，天端幅の効果が顕著に現れることから，天端幅は，機能上の設計波高の少なくとも 5 倍，できれば 10 倍程度とする．
- 遊水部の幅が最も影響を及ぼすのは，背後の直立壁に作用する波圧である．遊水部幅が増大するにしたがい導水量の増大や，透過率の減少が見られる．
- 導水孔には，開水路よりも管路を用いた方が導水効率が高く，透過率が小さい．孔の断面積 A を潜堤長 B と波高 H で除した値 $A/(BH)=1.0$ 程度で最大の導水効率となる．断面積は，$A/(BH)=0.2$～1.0 程度を目安とする．空気の破裂音を防ぐため，孔の天井高は波の谷より低位置とする．
- 潜堤の両端は，背後の直立壁に作用する波圧が大きくなることから，消波工で被覆する．
- 静水位が潜堤の天端上から$\pm H/2$ の範囲内で高い導水性能となる．

こうして決めた実験模型の構造諸元を**図 2.3，2.4** にそれぞれ示す（**写真 2.1** 参照）．**図 2.3** に示す実験模型 model 1 は，異なる 3 つの天端高を有する高段・中段・低段の各マウンドを沿岸方向に 100cm 毎に並べたものである．これは先に述べたとおり，マウンド天端高と静水面が一定範囲内でないと導水性能が十分に発揮されないという制約を克服するためであり，マウンド天端高の変化により潮位変動に対応することをねらいとしている．各マウンド背後と直立壁との間には 31.3cm 幅の遊水部を設けるとともに，高段マウンドの天端高上 1.3cm の高さを有する隔壁を，高段と中段マウンドの天端部分の境とその背後の遊水部および高段と低段マウンドのそれにそれぞれ設置して各遊水部が独立するように仕切った．

すべてのマウンドはコンクリート製の不透過堤とし前法勾配は 1:2 勾配とした．模型の両脇は，中段および低段マウンド側ともに 1:2 勾配とし，1 個当たりの質量がおよそ 180g の消波ブロックで乱積み被覆した．またコンクリートブロックの直立壁上に耐水ベニヤ板を設けて，越波を許さない構造とした．導水路は，直径 10.0cm，長さ 430cm の塩化ビニル製の円管 3 本で構成し，各遊水部の中央にそれぞれ接続した．ここでは管路内に自由水面を発生させないために，管が完全に没水する位置に敷設した．

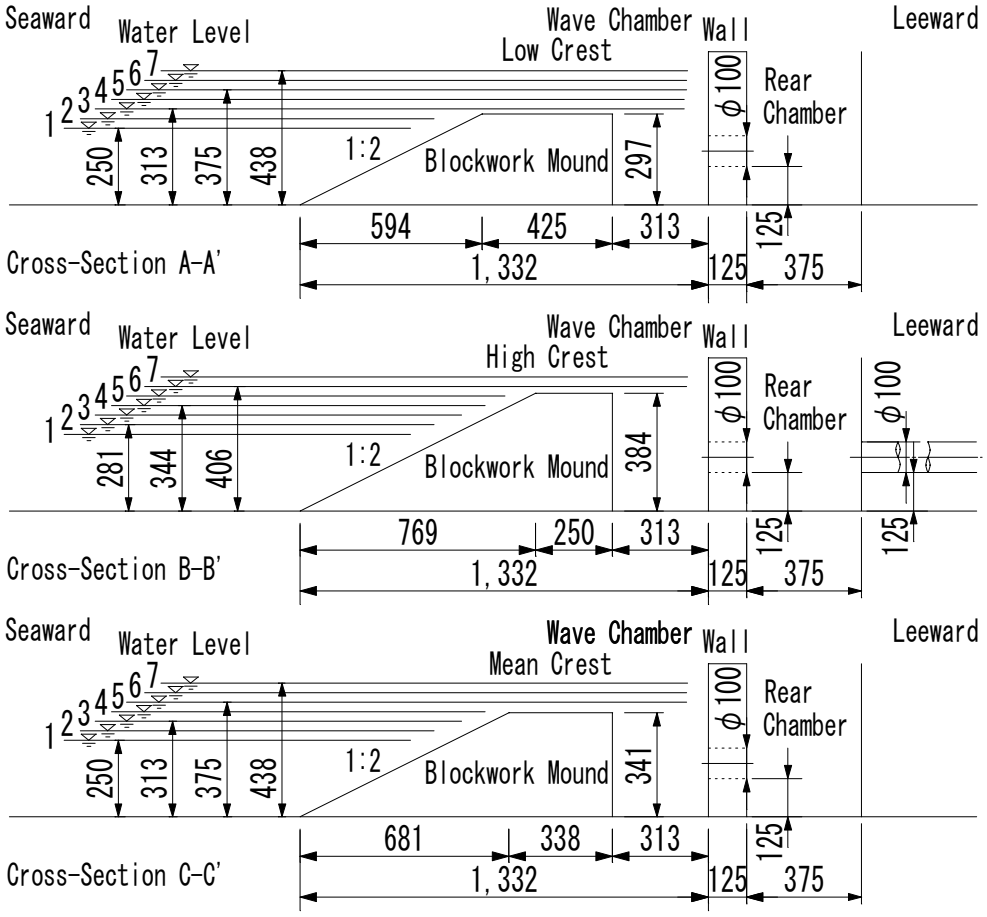


(a) 各マウンドの断面図　　(unit; mm)

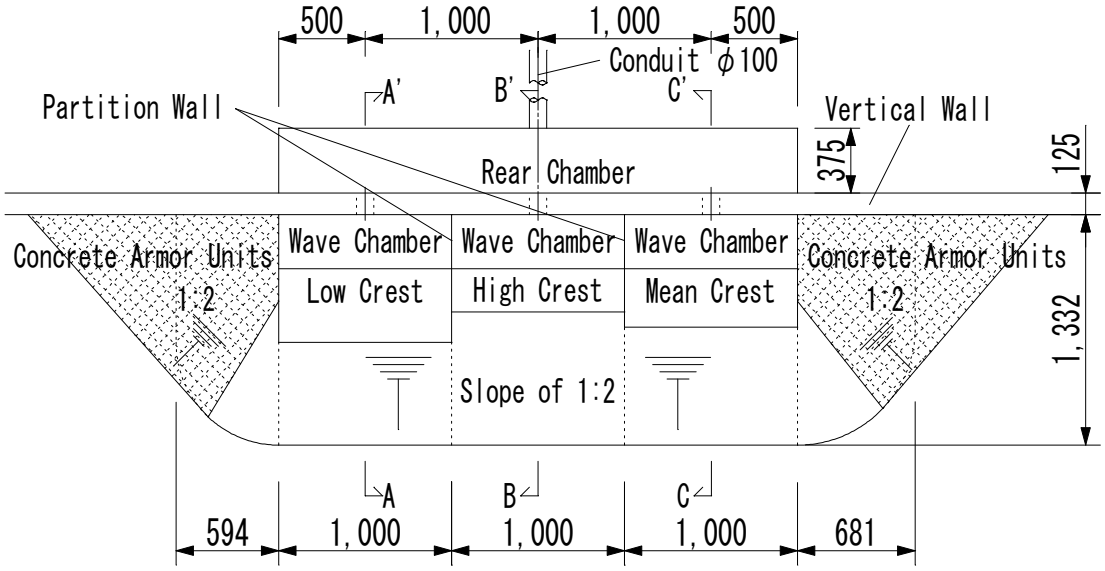


(b) 平面図　　(unit; mm)

図 2.3　実験模型（model 1）



(a) 各マウンドの断面図 (unit; mm)



(b) 平面図 (unit; mm)

図 2.4 貯水部を設けた実験模型（model 2）

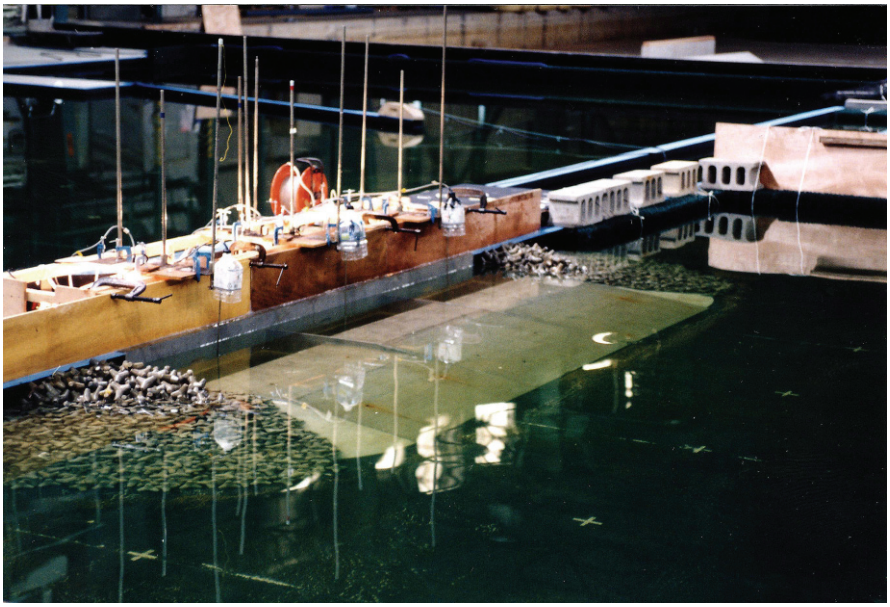


写真 2.1　実験模型の配置状況

図 2.4 に示す実験模型 model 2 は，model 1 の直立壁の背後に長さ 300cm，奥行き 37.5cm の面積を有する貯水部を設けた構造で，貯水部から導水先まで 1 本の導水管で導水できる点に特徴がある．導水路が長距離に及んだ際には，model 1 のように各マウンドに対応する各遊水部から導水路を各々設けた場合と比較して，管路長を減らすことができ，施工費用の削減効果が見込まれることから選定した．貯水部の沖側は，高段・中段・低段の各マウンドの背後にある遊水部と直径 10.0cm，長さ 12.5cm の塩化ビニル製の管で繋いだ．他方の貯水部の岸側からは，直径 10.0cm，長さ 670cm の塩化ビニル製の管を用いて導水路を形成した．貯水部を除いた高段・中段・低段の各マウンドやそれに対応する各遊水部，直立壁，消波ブロックの諸元は，model 1 のそれと同一とした．

ここで模型縮尺は，model 1，model 2 ともに 1/10～1/20 程度を想定した．

(3) 実験条件および計測項目

実験波は，**表 2.1** に示すとおり入射波高が概ね 2.0~8.0cm，周期 1.0, 1.5s の規則波とし，実験模型に対して直入射となるように作用させた．また潮位変化が導水性能に及ぼす影響を把握するために 7 水位に変化させた．**図 2.3，2.4** 中では，実験で用いた水位とマウンド天端高との関係も併せて示している．

表 2.1　実験で用いた規則波条件と水深

Wave height	H_i=2.0, 4.0, 6.0, 8.0 cm
Wave period	T=1.0, 1.5 s
Water depth	h=25.0, 28.1, 31.3, 34.4, 37.5, 40.6, 43.8 cm

計測は，容量式波高計による水位変動および I 型電磁流速計による導水管内の流速について実施した．波高計センサーは，造波板から 4.5m 地点，各遊水部の中央，各遊水部の中心線上に当たる貯水部の中央部分 3 箇所，導水管の出口から 20cm 地点に，一方の流速計センサーは，導水管の入口・出口の円管中心に配置し，サンプリング間隔 50Hz で AD 変換してデータ収集した．模型設置位置での入射波および沖波の諸元は，造波板前面の波から微小振幅波理論に基づき算出した．

2.3　導水管内の流速分布と管路流れ

(1) 導水管の断面平均流速の算定方法

導水管入口の中心流速については，入口への流入の際に発生する渦や砕波・越波に伴い生じる無数の空気塊の影響を受けて，計測に支障をきたした．一方の導水管出口ではこれらの影響が見られなかったことから，本研究では，出口の中心で計測した流速データに基づき議論を進めていくこととする．

また導水量の算定に当たっては，導水管内の断面平均流速が必要となるが，実験では中心流速を計測していることから，換算に必要な中心流速と断面平均流速の関係を明らかにしておかなければならない．本実験では，導水管の出口では壁面から境界層が発達し，かつほとんどの流れは乱流状態にあると考えられるため，次に示す方法により中心流速と断面平均流速を関係づける．

まず壁面乱流に対する Prandtl の運動量輸送理論は

$$\tau_t = \rho l^2 \left|\frac{du}{dy}\right| \left(\frac{du}{dy}\right) \tag{2.1}$$

で表されることが知られている．ここに，τ_t は乱流せん断応力，ρ は流体の密度，l は混合距離，y は壁面からの距離，u は流速である．

乱流の全せん断応力 τ は，分子粘性による内部せん断応力と乱流の Reynolds せん断応力の和で表されるが，壁のごく近傍を除けば乱流せん断応力が卓越し，粘性せん断応力を無視することができることから，$\tau = \tau_t$ として取り扱うものとする．

次に混合距離を，Karman 定数 κ を用いて壁面からの距離に比例するものとして

$$l = \kappa y \tag{2.2}$$

で関係づけ，壁面せん断応力 τ_0 を壁面摩擦速度 u_* で表現した式

$$u_* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}} \tag{2.3}$$

を併せて式(2.1)に代入し，さらに $\tau_0 = \tau$ とおくと次式が得られる

$$\frac{du}{dy} = \frac{u_*}{\kappa y} \tag{2.4}$$

上式の常微分方程式を y について積分して κ=0.4 とすると，対数速度分布の式を得る．

$$\frac{u(y)}{u_*}=\frac{1}{\kappa}\log_e\frac{y}{y_0}+c_1=5.75\log_{10}\frac{y}{y_0}+c_1 \tag{2.5}$$

ここに，y_0は長さの代表値，c_1は積分定数（$=u(y_0)/u_*$）である．

この対数速度分布式において，壁が滑面の場合には$y_0=\nu/u_*$，粗面の場合には$y_0=k_s$ととり，Nikuradse が実施した円管の実験結果に基づき積分定数を定めると，滑面・粗面のそれぞれについて

滑面の場合

$$\frac{u(y)}{u_*}=5.75\log_{10}\frac{u_* y}{\nu}+5.5 \tag{2.6}$$

粗面の場合

$$\frac{u(y)}{u_*}=5.75\log_{10}\frac{y}{k_s}+8.5 \tag{2.7}$$

となる．ここに，νは分子動粘性係数，k_sは均一粒径の砂粒を隙間無く壁面に貼り付けた場合の粒径である．

円管の断面平均流速Uは，管路流量Qを管の断面積Aで除したものであるから，管径をDとして

$$U=\frac{Q}{A}=\frac{1}{\pi D^2/4}\int_0^{D/2}u(y)2\pi(\frac{D}{2}-y)dy \tag{2.8}$$

で表され，Prandtl-Karman の壁面乱流流速式とよばれる式(2.6)および式(2.7)をそれぞれ上式に代入して積分すると

滑面の場合

$$\frac{U}{u_*}=5.75\log_{10}\frac{u_* D}{2\nu}+1.75 \tag{2.9}$$

粗面の場合

$$\frac{U}{u_*}=5.75\log_{10}\frac{D}{2k_s}+4.75 \tag{2.10}$$

を得る．

この結果，断面平均流速Uと中心流速u_cの関係は，滑面・粗面ともに

$$U=u_c-3.75u_* \tag{2.11}$$

で表される．

壁面せん断応力τ_0は，Darcy-Weisbach の摩擦損失係数fを用いて

$$\tau_0=\frac{f}{8}\rho U^2 \tag{2.12}$$

と書けることから，u_*とUの関係は，式(2.3)から次式となる．

$$u_*=\sqrt{\frac{f}{8}}U \tag{2.13}$$

したがって，U と u_c の関係は，式(2.11)，(2.13)より摩擦損失係数を介して

$$U = \frac{u_c}{1 + 3.75\sqrt{\dfrac{f}{8}}} \tag{2.14}$$

で示されることがわかる．

円管内の U と u_c の関係を求める際には，Reynolds 数により f が変化することを考慮して，Colebrook-White 式を用いる方法がより厳密な手続きとして考えられる．ここでは簡略化して，f を Manning 式の粗度係数 n を用いて表すこととする．円管の場合に f は

$$f = \frac{8gn^2}{(D/4)^{1/3}} = \frac{12.7gn^2}{D^{1/3}} \tag{2.15}$$

で記されることから，U と u_c の関係は，次式で書き表される．

$$U = \frac{u_c}{1 + \dfrac{3.75ng^{1/2}}{(D/4)^{1/6}}} = \frac{u_c}{1 + \dfrac{4.72ng^{1/2}}{D^{1/6}}} \tag{2.16}$$

ここに，g は重力加速度である．

本実験では管路に塩化ビニル製のパイプを採用しており，粗度係数は水理公式集 [15)16)] より $n = 0.010\,\mathrm{m^{-1/3}s}$ 程度と見積もられる．そして式(2.16)に $D = 0.100\,\mathrm{m}$，$n = 0.010\,\mathrm{m^{-1/3}s}$，$g = 9.81\,\mathrm{m/s^2}$ を入れると $U = 0.82u_c$ の関係が得られる．

よって本研究では，導水管の出口中心で計測した流速値に対して 0.82 倍したものを断面平均流速として取り扱うこととする．

(2) 管路流れの式

導水管内での流れについて理論的検討を進めていくため，ここではまず管路の非定常 1 次元流れを考える．

図 2.5 に示す流管中の検査領域で運動方程式をたてると

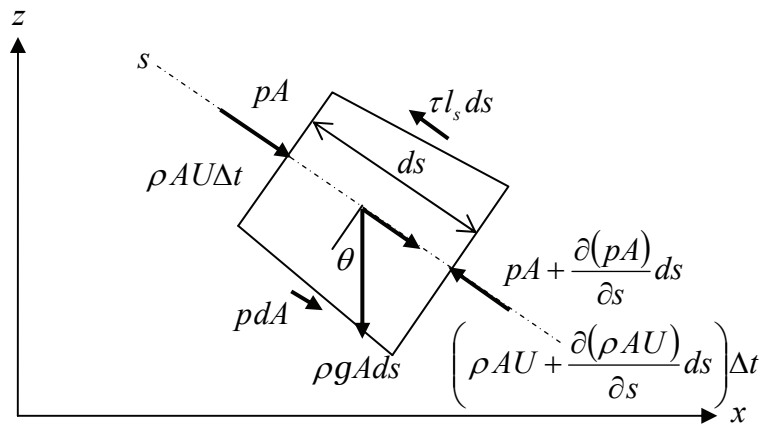


図 2.5　流管中の検査領域

$$pA-\left(pA+\frac{\partial(pA)}{\partial s}ds\right)+pdA+\rho gAds\sin\theta-\tau l_s ds=\rho Ads\frac{dU}{dt} \tag{2.17}$$

となり，上式をまとめれば

$$\frac{dU}{dt}=-\frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial s}+g\sin\theta-\frac{\tau}{\rho R} \tag{2.18}$$

と書き表せる．ここに，p は圧力，s は流れ方向の座標，l_s は断面の周長，t は時間，θ は管路軸と水平軸が成す角度，R は径深である．

また管路軸と水平軸が成す角度，壁面摩擦，全加速度については，それぞれ

$$\sin\theta=-\frac{\partial z_b}{\partial s} \tag{2.19}$$

$$\tau=\rho gRI=\rho gR\frac{\partial h_f}{\partial s} \tag{2.20}$$

$$\frac{dU}{dt}=\frac{\partial U}{\partial t}+U\frac{\partial U}{\partial s} \tag{2.21}$$

と表すことができる．ここに，z_b は管路軸線の鉛直座標，I はエネルギー勾配，h_f は ds 区間での損失水頭である．

これらの関係式を式(2.18)に代入することで，運動方程式は

$$\frac{\partial U}{\partial t}+\frac{1}{2}\frac{\partial U^2}{\partial s}=-\frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial s}-g\frac{\partial z_b}{\partial s}-g\frac{\partial h_f}{\partial s} \tag{2.22}$$

とまとめられ，上式を管路の流軸 s について積分すると，一般化された Bernoulli の定理（圧力方程式）が得られる．

$$\frac{1}{g}\int_0^s\frac{\partial U}{\partial t}ds+\frac{U^2}{2g}+z_b+\frac{p}{\rho g}+h_f=c_1 \tag{2.23}$$

一方，流管中の検査領域で連続方程式をたてると

$$\rho AU\Delta t-\left(\rho AU+\frac{\partial(\rho AU)}{\partial s}ds\right)\Delta t=\frac{\partial}{\partial t}(\rho Ads)\Delta t \tag{2.24}$$

が成立し，これをまとめると次式が得られる．

$$\frac{\partial}{\partial t}(\rho A)+\frac{\partial(\rho AU)}{\partial s}=0 \tag{2.25}$$

次に導水管の断面積が一定で，かつ流体の密度が変化しない場合を仮定する．このとき，上の連続式から断面流速は位置に無関係となり，時間のみに依存する関数 $U(t)$ となることがわかる．

一様断面の導水管の管路長を L として，管の入口と出口に対して式(2.23)を適用すると

$$\frac{L}{g}\frac{\partial U}{\partial t}+\left[\frac{U^2}{2g}+z_b+\frac{p}{\rho g}\right]_0^L+h_f=0 \tag{2.26}$$

と記される．

損失水頭h_fは，入口・出口，屈曲，摩擦の各損失から構成され

$$h_f=\left(f_e+f_o+f_b+f\frac{L}{D}\right)\frac{U|U|}{2g} \tag{2.27}$$

であることから，定断面・単一管路の非定常流れに対する支配方程式は

$$\frac{L}{g}\frac{\partial U}{\partial t}+\left(f_e+f_o+f_b+f\frac{L}{D}\right)\frac{U|U|}{2g}-\Delta h=0 \tag{2.28}$$

で書き表される．ここに，f_eは入口の損失係数，f_oは出口の損失係数，f_bは屈曲の損失係数，Δhは入口水位η_eと出口水位η_oの差であり，fは式(2.15)による．

導水管内の断面流速は，式(2.28)を差分化して計算条件を付与し，時間積分することで，時々刻々の流速値が得られる．

一方，定常状態の流れについては，式(2.28)の加速度項を 0 とすることで，断面流速を次式で表すことができる．

$$U=\begin{cases}\sqrt{\dfrac{2g\Delta h}{f_e+f_o+f_b+f\dfrac{L}{D}}} & for \quad \Delta h\geq 0\\[2ex] -\sqrt{\dfrac{2g|\Delta h|}{f_e+f_o+f_b+f\dfrac{L}{D}}} & for \quad \Delta h<0\end{cases} \tag{2.29}$$

したがって本研究では，導水管の非定常流れについては式(2.28)を，また定常状態の流れについては式(2.29)を用いて検討を進めてゆく．

2.4　導水特性

(1) model 1 の水位・流速の時系列データ

図 2.6～2.9 は，model 1 に関する実験結果の一例であり，造波開始から 60s 間の水位・流速の時系列データを低段・中段・高段の各マウンド別に示したものである．これらの図は，それぞれ① $H_i=7.9$cm，$T=1.0$s，② $H_i=8.5$cm，$T=1.5$s，③ $H_i=4.2$cm，$T=1.0$s，④ $H_i=3.9$cm，$T=1.5$s の 4 波種に対する結果であり，水位はすべて Level 4 の水深 h=34.4cm に相当する．図中では，導水管の入口・出口での水位変動η_e，η_oと導水管の出口での中心流速u_cの実験値に加えて，非定常流れの式(2.28)および断面平均流速と中心流速の関係式(2.16)より求められる計算値についても併せて示した．計算条件は，鮭川ら[17)]の研究成果を踏まえて$f_e=1.00$，$f_o=1.00$で与え，$f_b=0.29$，$L=4.30$m，$D=0.100$m，$n=0.010$m$^{-1/3}$s，$\Delta h=\eta_e-\eta_o$

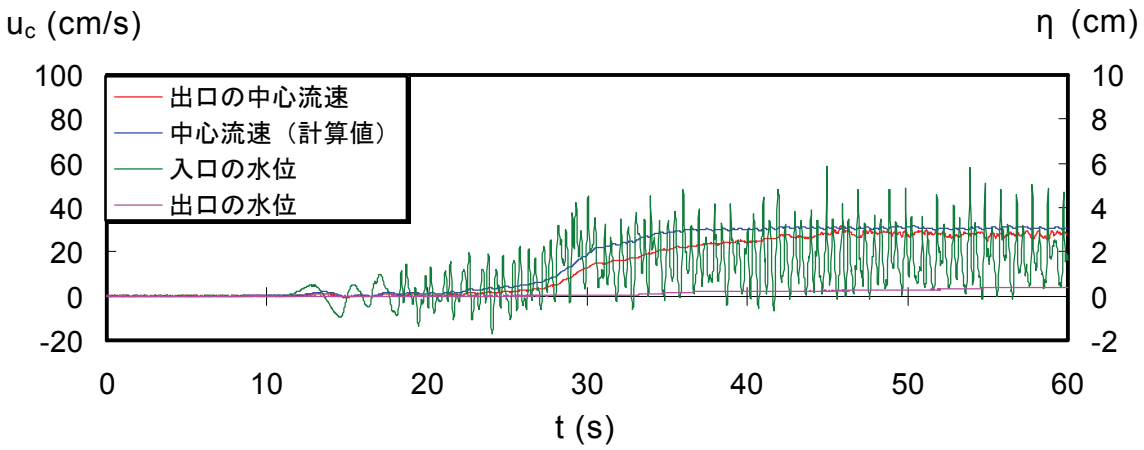
とした[15)16)]．水位差の実験値は 50Hz の離散値として得ていることから，非定常流れの式(2.28)では$\Delta t = 0.02$s で時間積分した．

これらの図からは，造波後各マウンドに到達した波の作用により遊水部での平均水位が上昇し，これに連動して導水管の中心流速が上がる様子が見て取れる．波が作用する 1 周期間で遊水部では複雑な水位変動が生じるが，これに対応する流速について見ると，数周期オーダーで時間平均化した成分が振動成分を大きく上回り，流速が大きく波打つかたちにならないことがわかる．また一部のケースを除き，波の作用時間が経過するにつれて中心流速および平均水位が一定の値を示し，定常状態が現れる．時間平均しても大きな変動が見られるのは，マウンド天端が空気中に露出し，越波により遊水部へ波が打ち込む**図 2.8(c)**，**2.9(c)**，平均水位上昇量が小さくこのため流速値それ自体が小さい**図 2.8(a)**のケースに当たる．曝気効果を有し，導水管の出口で伝達波が見られないことも特筆される．

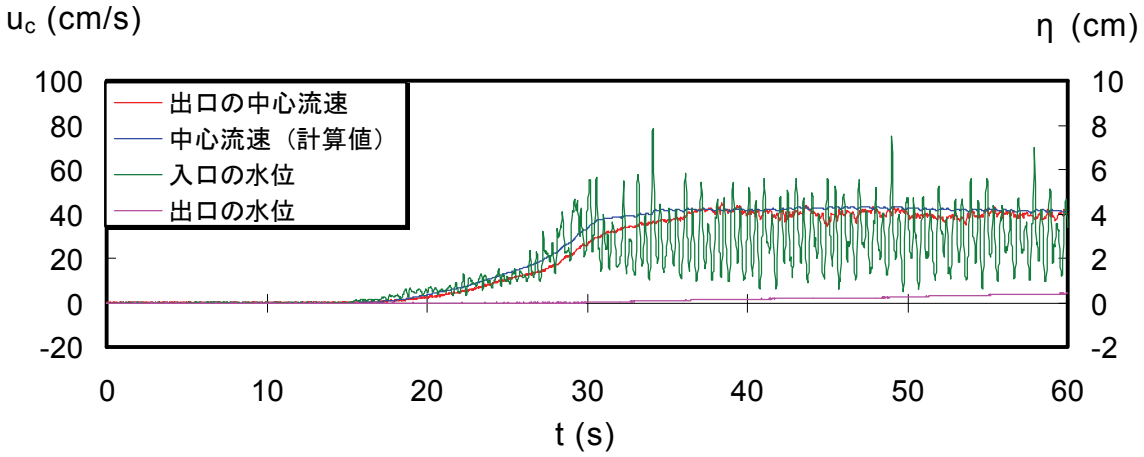
次に入射波高の影響については，波高の小さい 2 波種（③ $H_i = 4.2$cm，$T = 1.0$s，④ $H_i = 3.9$cm，$T = 1.5$s）では，静水面とマウンドの天端がほぼ一致する中段マウンドの流速が高段・低段マウンドのそれらを抑えて最も高い結果となっていることがわかる．また波高の大きい 2 波種（① $H_i = 7.9$cm，$T = 1.0$s，② $H_i = 8.5$cm，$T = 1.5$s）では，流速の大きい方から高段・中段・低段の各マウンド順の並びになっていることが見て取れる．マウンドの相対天端水深h_c / H_0にはよるものの，静水面とマウンド天端が一致するよりも天端が若干空中に露出した場合の方が，より大きい平均水位の上昇および導水流量を引き起こすものと推察する．さらに同一波高に対しては，周期の長い方がマウンド上の越波をより促進するために，平均水位上昇量および流速値ともにより大きな値を記録していると考える．

一方，導水管に対する非定常流れの式による流速の計算値と実験値を比較すると，流速の時系列については定性的な傾向のみならず，定量的にも一致度が高いことが図よりわかる．これにより非定常流れの式および断面平均流速と中心流速の関係式を用いることで，導水管内で起きる水理現象を適切に表現できることが証明される．また水理現象が定常状態となった場合には，式(2.28)中の加速度項を省略できることから，本実験の定常状態に対しては，式(2.29)が適用可能であることも明らかである．

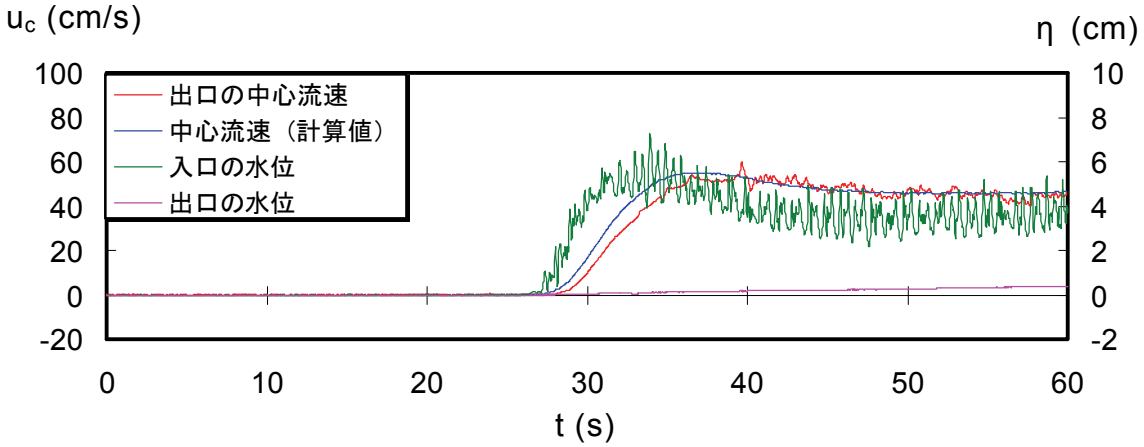
定常状態における各諸量の算定に当たっては，実験模型の設置側からの逆行波が造波板で反射され，再反射波として堤体に入射することをできる限り防ぐ必要がある[18)19)]．併せて流速・水位上昇を過大評価しないように配慮する必要もあることから，ここでは$t = 32$～60s のあいだで，水理現象が安定していると判断した 3s 間の時間平均値を採用することとした．例えば，図に示した 4 波種に対する実験結果の場合では，いずれも$t = 52$～55s の各諸量の時間平均を定常状態の値として採用した．



(a) Low Crest (h_c/H_i=0.59)

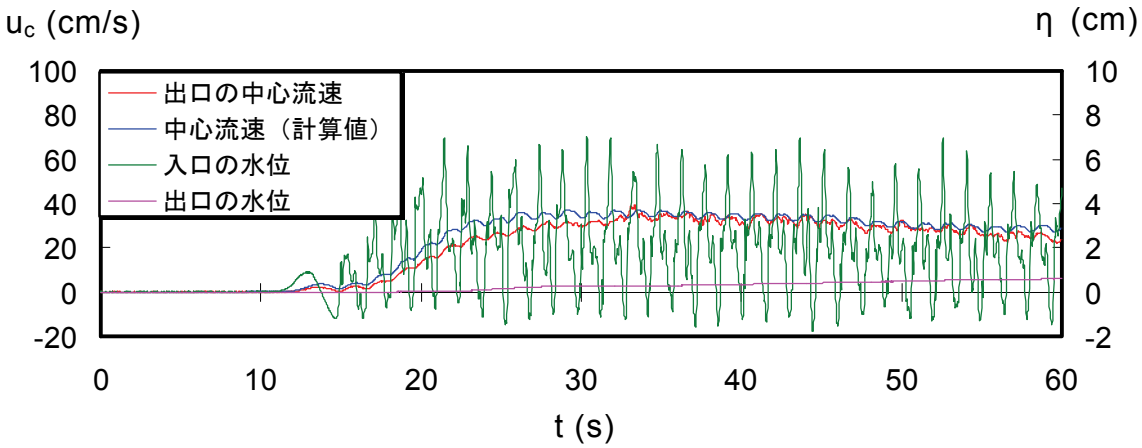


(b) Mean Crest (h_c/H_i=0.04)

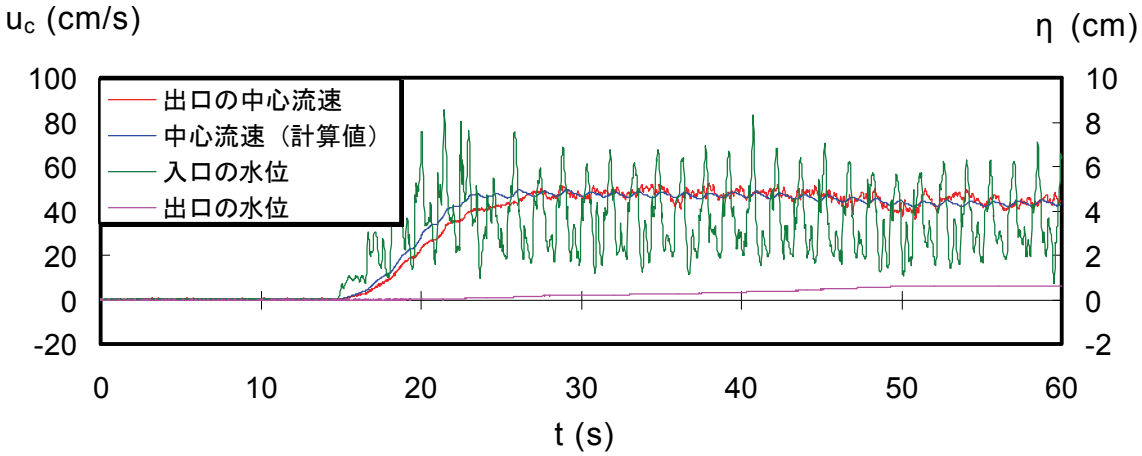


(c) High Crest (h_c/H_i=-0.51)

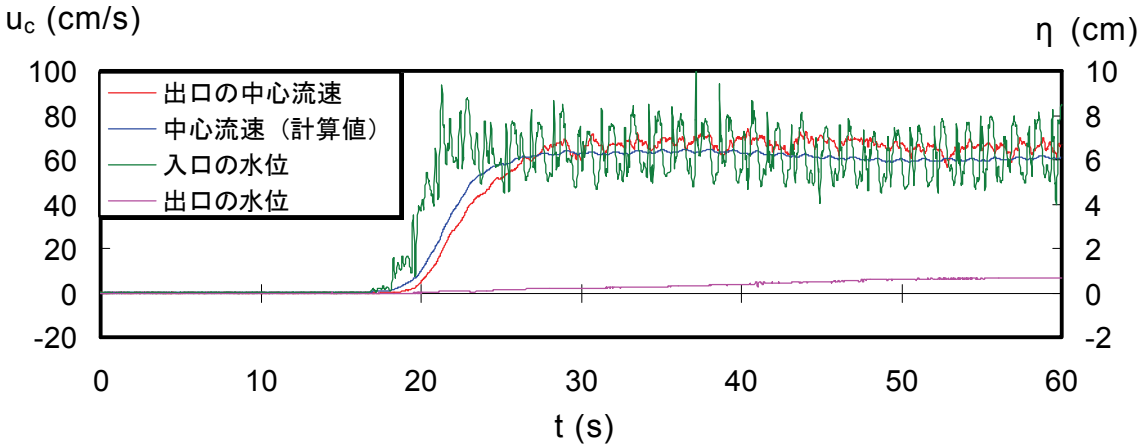
図 2.6　model 1 の水位・流速の時系列（①H_i=7.9cm, T=1.0s, Level 4）



(a) Low Crest (h_c/H_i=0.55)

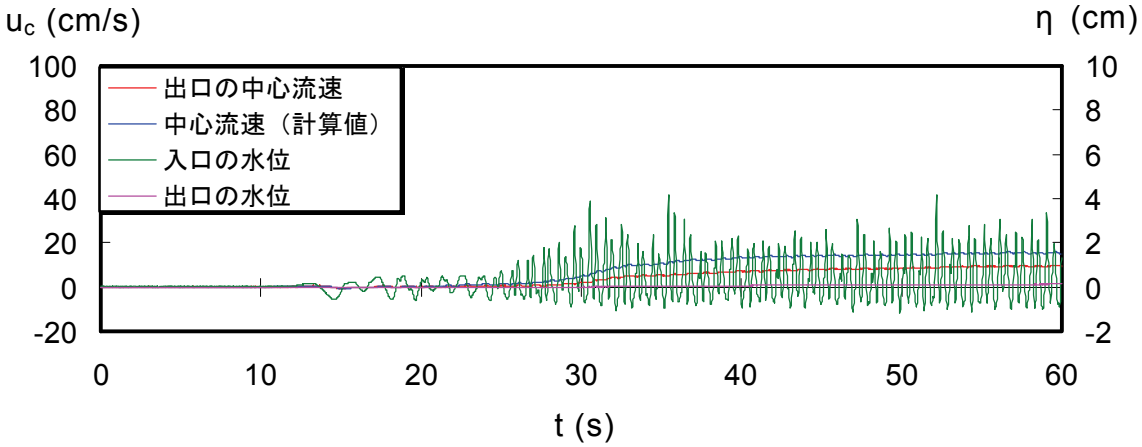


(b) Mean Crest (h_c/H_i=0.04)

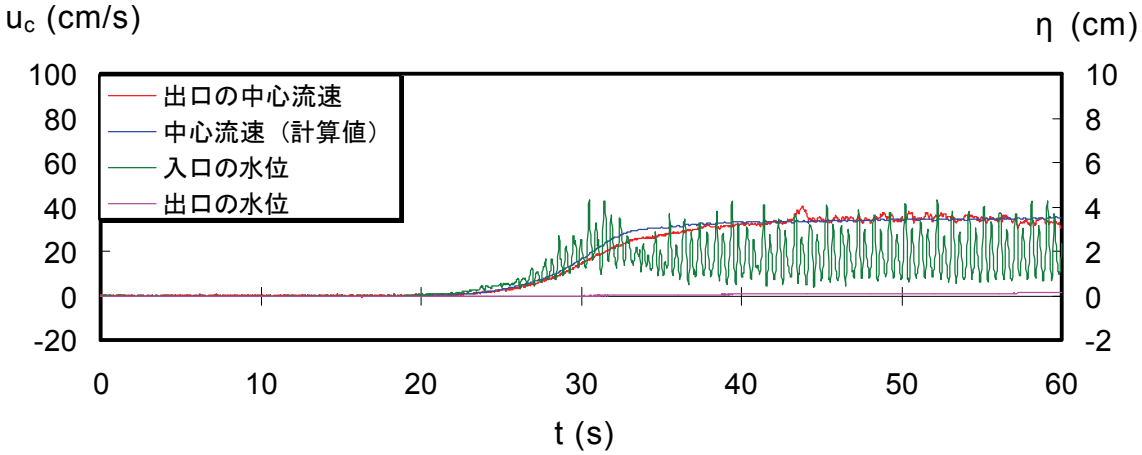


(c) High Crest (h_c/H_i=-0.47)

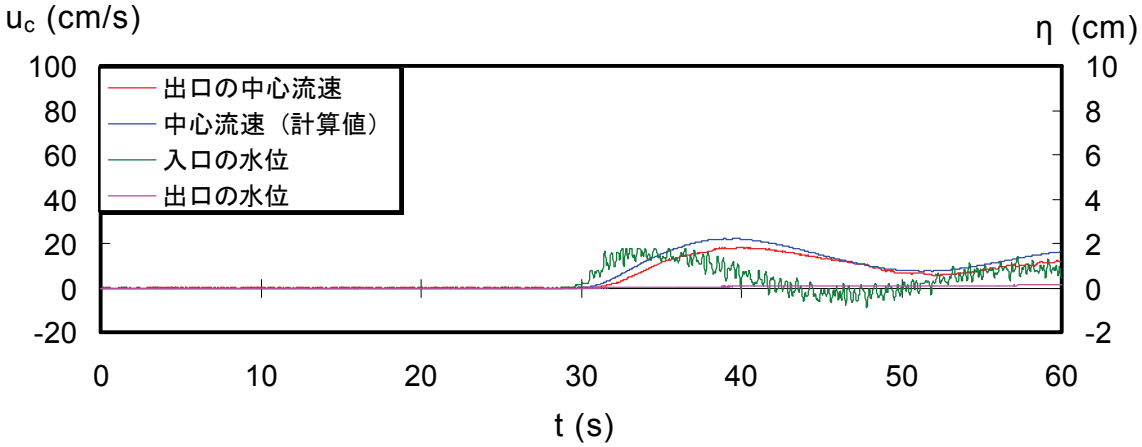
図 2.7　model 1 の水位・流速の時系列（②H_i=8.5cm, T=1.5s, Level 4）



(a) Low Crest (h_c/H_i=1.12)

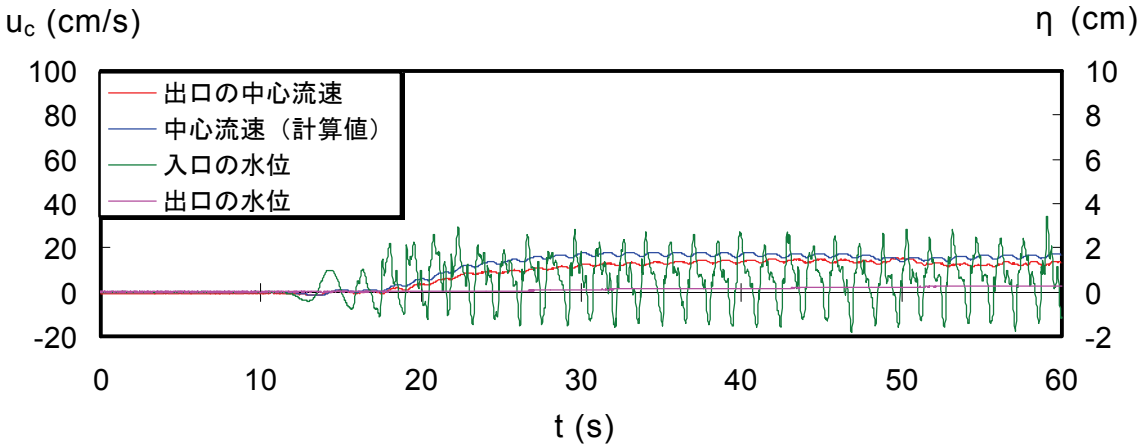


(b) Mean Crest (h_c/H_i=0.07)

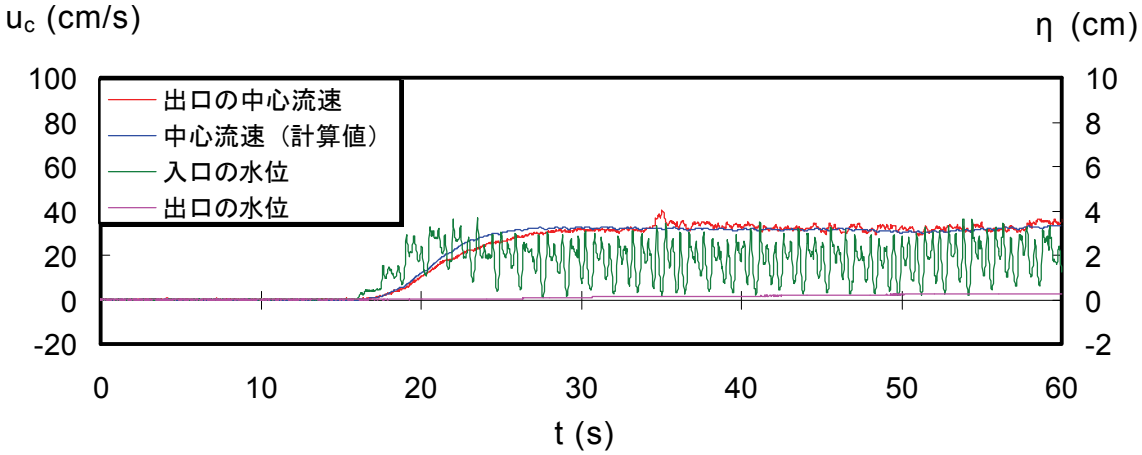


(c) High Crest (h_c/H_i=-0.95)

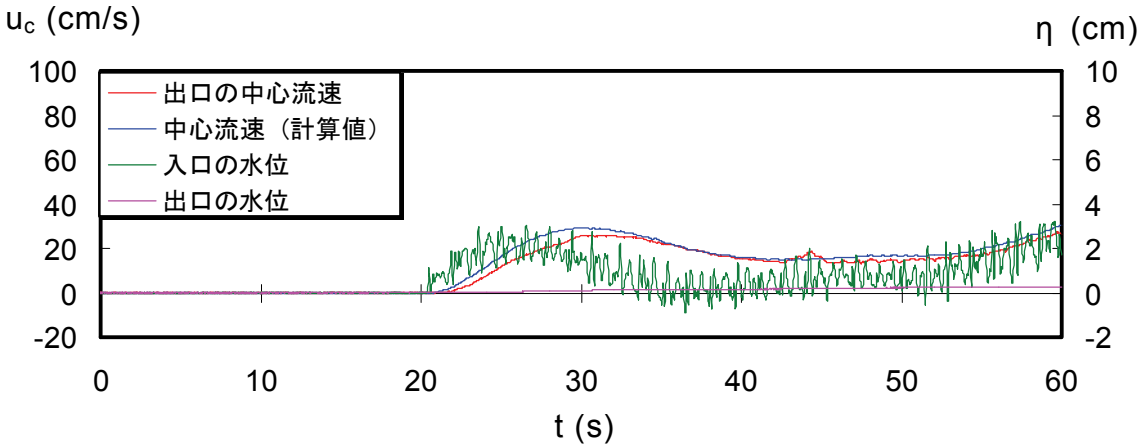
図 2.8　model 1 の水位・流速の時系列（③H_i=4.2cm, T=1.0s, Level 4）



(a) Low Crest (h_c/H_i=1.21)



(b) Mean Crest (h_c/H_i=0.08)



(c) High Crest (h_c/H_i=-1.03)

図 2.9　model 1 の水位・流速の時系列（④H_i=3.9cm, T=1.5s, Level 4）

(2) model 1 および model 2 の導水性能

図 2.10 は，定常状態における model 1 の断面平均流速 U について，水深別に整理して示したものである．上から低段・中段・高段の各マウンド別にまとめており，沖波波高 H_0 と周期 T の組み合わせに応じて流速値をプロットしている．図中の各沖波波高・周期に対応する断面平均流速は，実験値から求められる値を線形補間することで算出した．

これらの図より，静水面の変化により各マウンドの導水性能に明瞭な差異が現れることがわかる．低段マウンドでは，天端の上下に静水面が位置する水位 2，3（水深 $h=28.1$，31.3cm）を中心に流速が速く，中段マウンドでも，静水面と天端がほぼ一致する水位 4（$h=34.4$cm）や天端が空中に出る水位 3 において高い導水性能が見られる．やはり高段マウンドにおいても，天端の上下に静水面が位置する水位 5，6（$h=37.5$，40.6cm）を中心に性能が良いことが見て取れる．前項の水位・流速の時系列データにおいても触れたように，①静水面とマウンド天端が一致するよりも，天端がいくらか空中に露出した方がより大きい流速を記録すること，②同一波高に対しては，長周期の方がより流速が大きな値をとることがすべてのマウンドに共通して言える．またマウンド天端と静水面の関係が一定の範囲内に収まらないと，導水性能を十分に発揮しないことも共通している．

図 2.11，**2.12** は，定常状態における model 1 および model 2 の導水流量 Q について，それぞれ水深別にまとめて示したものである．model 1 については，低段・中段・高段の各マウンドにおける導水流量を合算したものを，一方の model 2 については，直立壁背後の貯水部から岸側に延びた導水路での導水流量を示している．図中では，沖波波高 H_0 と周期 T の組み合わせに応じて導水流量をプロットしており，各沖波波高・周期に対応する導水流量は，実験値から求められる値を線形補間することで算出した．

これらの図より，マウンドを複数設けることで，幅広い水位変化に対応して導水されることが見て取れる．先に示した**図 2.10** の単一マウンドに関する結果と比較すると，マウンド天端と静水面の関係が一定の範囲内でないと導水性能が機能しないという課題を model 1，2 ともに克服していることがわかる．このうち貯水部を設けた model 2 の導水性能は，model 1 のそれと比べて劣る実験結果となっているが，これは水位が高いときに低段・中段マウンドと貯水部を繋ぐ導水管において，沖方向への逆流が発生することが原因である．この対策としては，逆流防止用のゲートを設置する方法が挙げられるが，フラップゲートを用いることは，騒音発生と耐久性の観点から適当ではないと思われる．各導水路の構造諸元を変化させることで，性能がより高まるように改善を図る方が実用的だと言える．また model 1，2 ともに，同一波高では長周期の方がより大きな導水流量となり，導水流量に対する波周期の依存が図より読み取れる．

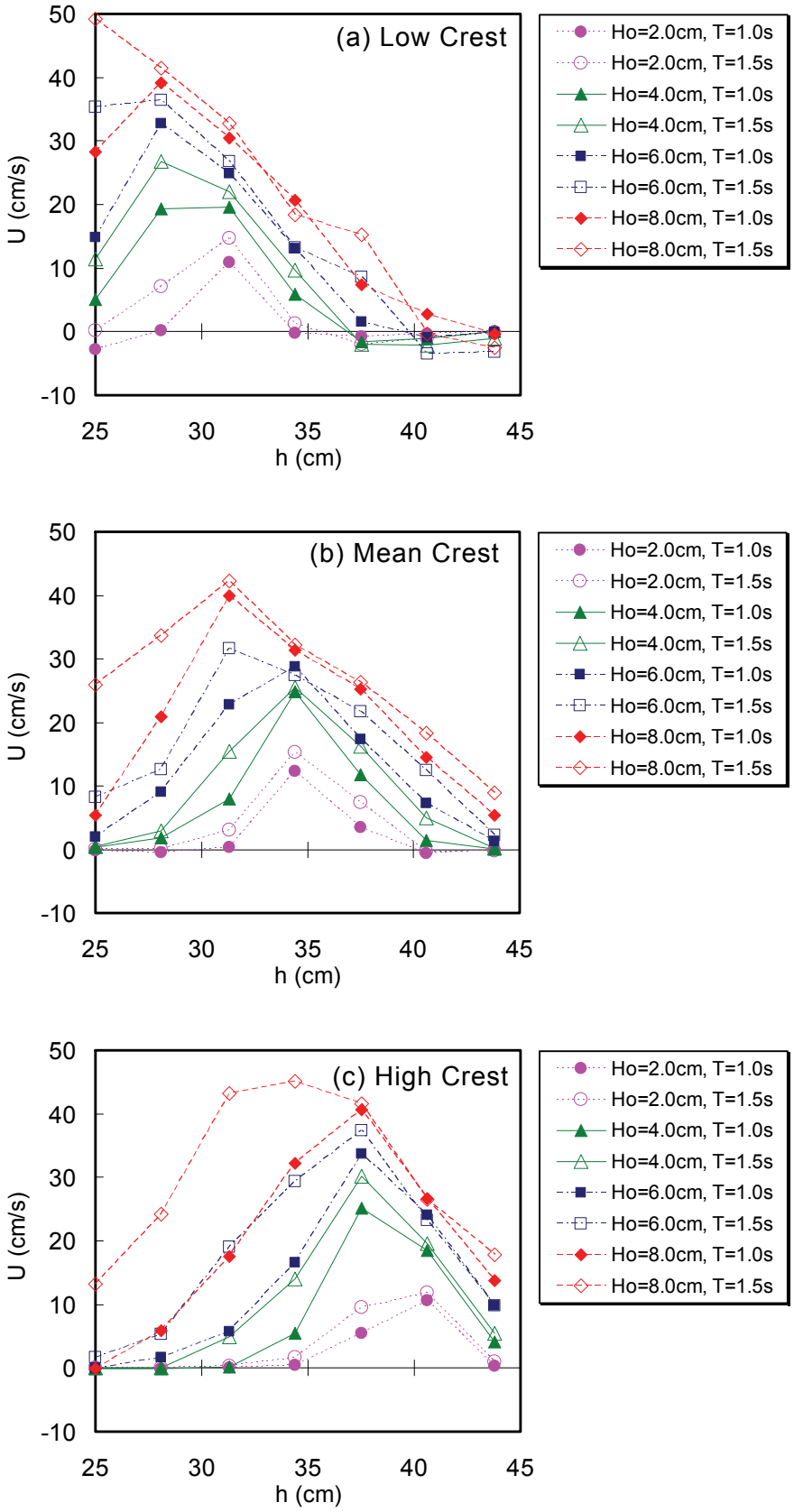


図 2.10　model 1のマウンド別の断面平均流速

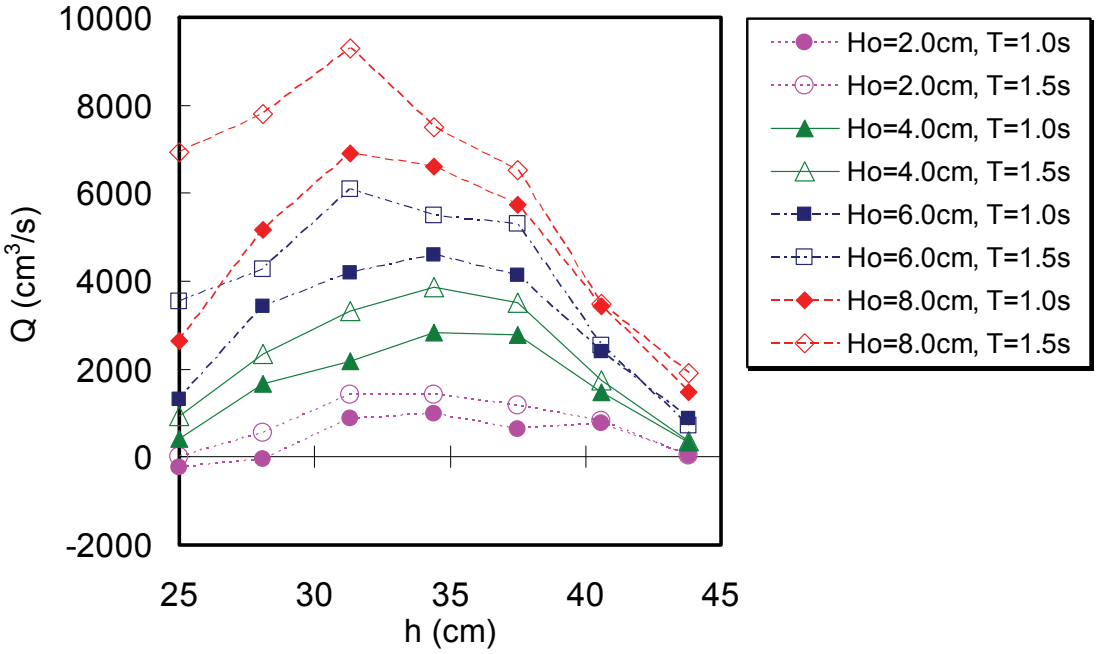


図 2.11　model 1 の導水流量

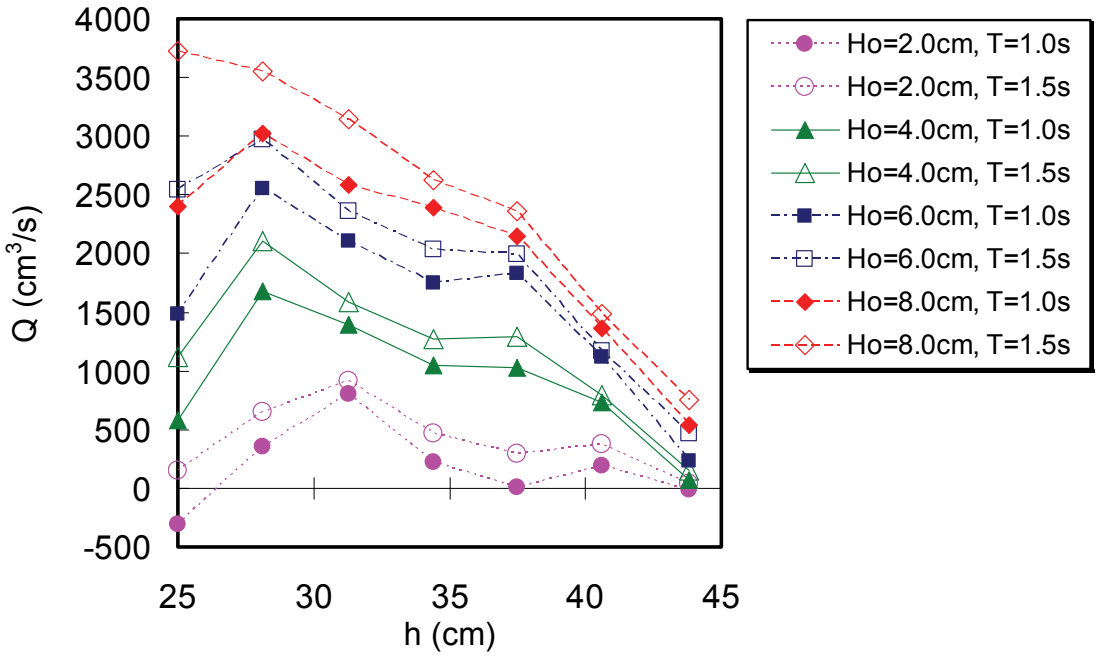


図 2.12　model 2 の導水流量

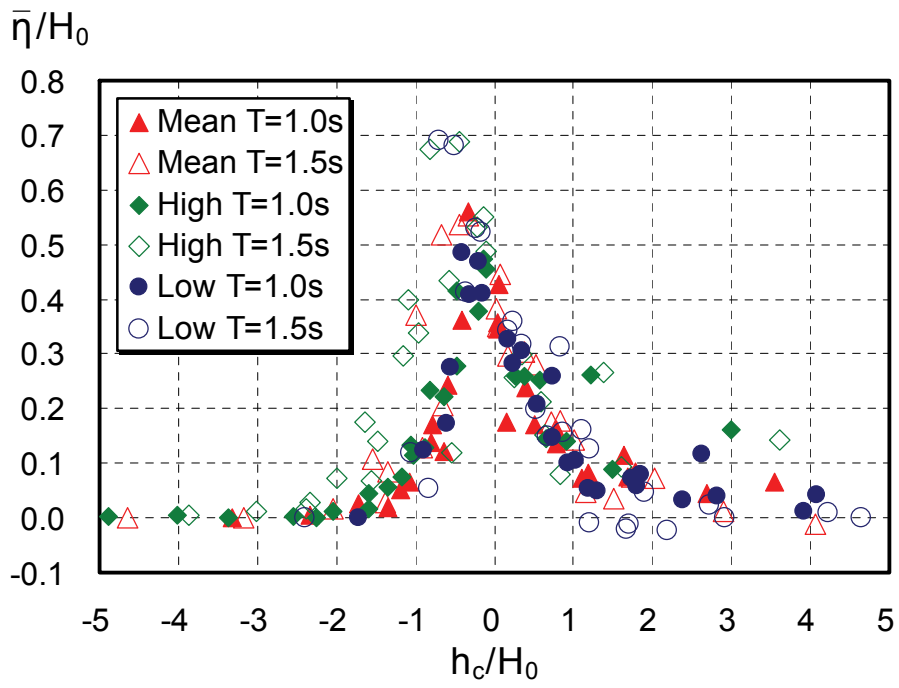


図 2.13　model 1 の相対天端水深と相対平均水位上昇量の関係

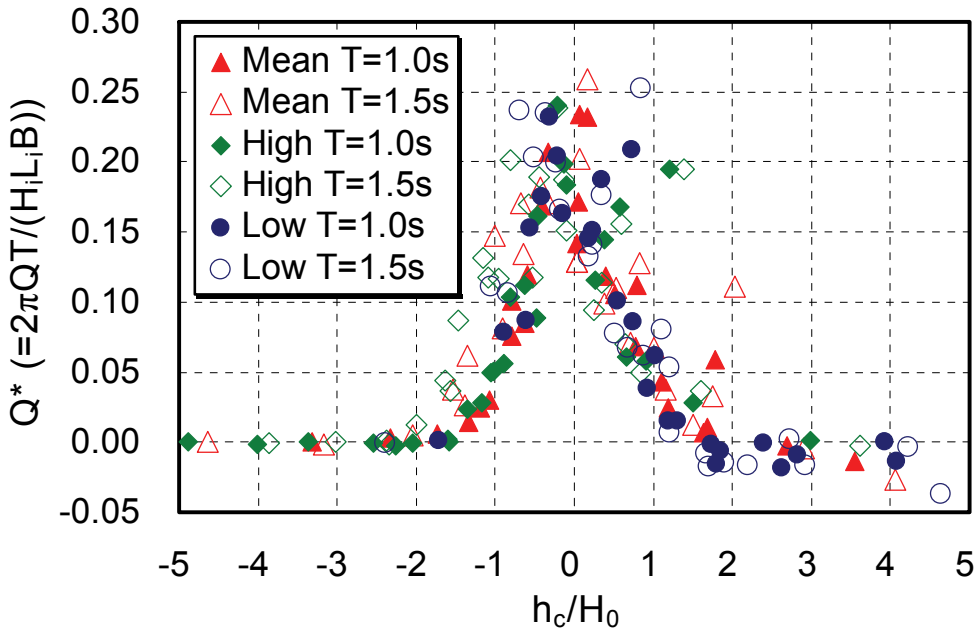


図 2.14　model 1 の相対天端水深と導水効率の関係

(3) 天端水深と平均水位上昇量・導水効率の関係

図 2.13 は，model 1 に関する相対天端水深 h_c/H_0 と遊水部での相対平均水位上昇量 $\overline{\eta}/H_0$ の関係について，実験で得られた全データを示したものである．図中では，低段・中段・高段の各マウンドおよび周期の組み合わせにより区分けした．

図より，静水面とマウンドの天端が一致するよりも天端が空中に露出する $h_c/H_0=-0.2$ 近辺で $\overline{\eta}/H_0$ =0.38～0.56 となり，最も大きい相対平均水位上昇量を記録していることがわかる．またデータにバラツキがあるものの，マウンド天端と静水面の位置関係が概ね $-1.5 \le h_c/H_0 \le 1.5$ の範囲内であれば，平均水位の上昇が発生することも見て取れる．さらにこの平均水位の上昇が生じる範囲では，$h_c/H_0=-0.2$ をピークに h_c/H_0 と $\overline{\eta}/H_0$ のあいだにほぼ線形関係が見られる．周期の影響については，やはり同一波高では長周期の方がより大きな平均水位の上昇を引き起こす傾向にあることが読み取れる．

図 2.14 は，model 1 に関する相対天端水深 h_c/H_0 と導水効率 Q^* の関係について，実験で得られた全データを示したものである．導水効率は，1 周期間における導水流量 QT をマウンド前における入射波の峰の水塊量に相当する $H_i L_i B/(2\pi)$ で除したものとして定義した．図中では，低段・中段・高段の各マウンドおよび周期の組み合わせにより区分けした．

この図は，**図 2.13** に示した相対天端水深および相対平均水位上昇量の関係と相似形を成していることがわかる．これは定常状態における平均水位上昇量と導水管内の断面平均流速の水理学的関係が，式(2.29)により表されることに起因する．このため静水面とマウンドの天端が一致するよりも天端が空中に露出する $h_c/H_0=-0.2$ 近辺で $Q^*=0.16$～0.24 となり，最も高い導水効率を記録することが図より見て取れる．また図より，①マウンドの天端と静水面の位置関係が概ね $-1.5 \le h_c/H_0 \le 1.5$ の範囲内であれば導水性能が発揮されること，② $h_c/H_0=-0.2$ をピークに h_c/H_0 と Q^* のあいだでほぼ線形関係が見られること，③同一波高では長周期の方がより高い導水効率となることも読み取れる．

2.5 導水流量の算定法

(1) 単一マウンドの導水流量

海水交流施設の導水機構を定式化して導水流量の算定モデルを構築することは，学術的な観点から水理特性の解明に役立つのみならず，最適な構造諸元を検討する際にも有益であると考えられる．そこでマウンドの天端と静水面が一致したときを対象とした山本ら [1)]の方法を拡張し，まず規則波に対する単一マウンドの導水流量の算定式を組み立てることとする．

導水路がない場合の沖波波高 H_0 と遊水部での平均水位上昇量 $\overline{\eta}_c$ の関係について間辺ら [2)]は，前法 1:2 勾配のコンクリート製の不透過マウンドを対象とした規

則波実験より，静水面がマウンド天端と一致するとき

$$\overline{\eta}_c = 0.49\ H_0 \tag{2.30}$$

で表されることを明らかにした．ここでは波周期の影響を無視したこの簡易式を踏襲するとともに，本実験結果に基づき h_c/H_0 と $\overline{\eta}/H_0$ が線形関係で，かつ $h_c/H_0 = -0.2$ において $\overline{\eta}/H_0$ がピークとなる関数形を採用する．また実験結果を踏まえて安全側の判断により，$-1.2 \le h_c/H_0 \le 1.2$ の範囲で平均水位が上昇するものとし，H_0 と $\overline{\eta}_c$ の関係を次式で表すこととする．

$$\frac{\overline{\eta}_c}{H_0} = \begin{cases} 0.49\left(1 - \dfrac{h_c}{1.2H_0}\right) & for\ \ -0.2 \le \dfrac{h_c}{H_0} \le 1.2 \\ 0.49\dfrac{7}{6}\left(1.2 + \dfrac{h_c}{H_0}\right) & for\ \ -1.2 \le \dfrac{h_c}{H_0} \le -0.2 \\ 0 & for\ \ \dfrac{h_c}{H_0} < -1.2,\ \ 1.2 < \dfrac{h_c}{H_0} \end{cases} \tag{2.31}$$

次に**図 2.15** に示すように，マウンドの天端上水深がプラスとなる場合を対象に，遊水部での水理現象について定常状態を仮定し Bernoulli の定理を適用すると，入射波が遊水部に打ち込む流入量 Q_I および遊水部から沖へ戻る流出量 Q_R は，それぞれ次式で表される．

$$Q_I = C_I \sqrt{2g\overline{\eta}_c}\ (\overline{\eta}_c + h_c)\, B \tag{2.32}$$

$$Q_R = C_R \sqrt{2g\overline{\eta}}\ (\overline{\eta} + h_c)\, B \tag{2.33}$$

ここに，C_I は流入に対する流量係数，C_R は流出に対する流量係数，$\overline{\eta}$ は導水がある場合の平均水位上昇量，B は遊水部の長さである．

一方，導水流量 Q_T については，式(2.29)を適用して

$$Q_T = \begin{cases} C_{in}\, A\sqrt{2g(\overline{\eta} - \overline{\eta}_o)} & for\ \ \overline{\eta} - \overline{\eta}_o \ge 0 \\ -C_{in}\, A\sqrt{2g\left|\overline{\eta} - \overline{\eta}_o\right|} & for\ \ \overline{\eta} - \overline{\eta}_o < 0 \end{cases} \tag{2.34}$$

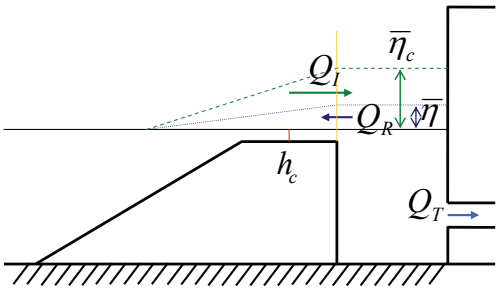


図 2.15　定常状態を仮定した場合の遊水部への流入・流出量と導水流量

$$C_{in} = \sqrt{\frac{1}{f_e + f_o + f_b + \frac{f\,L}{D}}} \tag{2.35}$$

で表される．ここに，C_{in}は導水管の流量係数，$\overline{\eta}_o$は導水管の出口での平均水位上昇量である．

また遊水部での流量の連続性

$$Q_I = Q_R + Q_T \tag{2.36}$$

が成り立ち，上述した関係式を連続の式に代入することで，Newton-Raphson 法によりただちに$\overline{\eta}$が求められる．ただし，解を求める際の制約条件として

① $0 \le \overline{\eta} \le \overline{\eta}_c$

② $h_c < 0$のときは$h_c = -h_c$とおく

の 2 条件を課した．2 番目の条件は，マウンドの天端上水深が負の値をとる場合にも本モデルが有効となるように与えたもので，先に示した相対天端水深と相対平均水位上昇量・導水効率の関係を考慮して，$h_c = 0$を境に鏡像関係が成立するものと見なして設定した．

こうして単一マウンドの場合の導水流量は，式(2.34)より得られる．

(2) 複数マウンドの導水流量

複数マウンドの各遊水部からそれぞれ導水管を設ける場合には，各遊水部での水理現象が独立していて相互干渉しないものとみなし，単一マウンドの導水流量の算定法に基づき導水流量を評価することができる．しかし直立壁の背後に貯水部を設けた場合には，もはや各遊水部での水理現象を独立事象として扱うことはできず，この影響を及ぼしあう効果を定式化する必要がある．そこで貯水部を設置した場合の導水流量や，各遊水部と貯水部のあいだでやりとりされる流量について解明するため，貯水部における流量の連続性を考慮して定式化を図ることとする．

まず各遊水部と貯水部のあいだに m 本の導水管が存在する場合，k 番目の導水管での流量$Q_{T,k}$は，式(2.34)より

$$Q_{T,k} = \begin{cases} C_{in,k}\,A_k\sqrt{2g(\overline{\eta}_k - \overline{\eta}_{wc})} & for \quad \overline{\eta}_k - \overline{\eta}_{wc} \ge 0 \\ -C_{in,k}\,A_k\sqrt{2g\left|\overline{\eta}_k - \overline{\eta}_{wc}\right|} & for \quad \overline{\eta}_k - \overline{\eta}_{wc} < 0 \end{cases} \tag{2.37}$$

で書き記される．ここに，$\overline{\eta}_{wc}$は貯水部での平均水位上昇量で，添字 k は k 番目の導水管に相当することを表す．

次に貯水部での流量の連続性を考えれば

$$\sum_{k=1}^{m} Q_{T,k} = Q_T \tag{2.38}$$

となることから

$$\sum_{k=1}^{m} C_{in,k}\, A_k\, \mathrm{sign}(\overline{\eta}_k - \overline{\eta}_{wc})\sqrt{2g|\overline{\eta}_k - \overline{\eta}_{wc}|} = C_{in}\, A\, \mathrm{sign}(\overline{\eta}_{wc} - \overline{\eta}_o)\sqrt{2g|\overline{\eta}_{wc} - \overline{\eta}_o|} \tag{2.39}$$

が成立し，この関係式を満たす$\overline{\eta}_{wc}$を Newton-Raphson 法により算定することができる．

ただし，式(2.39)の解を求める場合にも次の制約条件を課した．

① $0 \le \overline{\eta}_{wc} \le \max(\overline{\eta}_1, \overline{\eta}_2, \cdots, \overline{\eta}_k, \cdots, \overline{\eta}_m)$

② $\overline{\eta}_k + h_{c,k} < 0$ かつ $\overline{\eta}_{wc} + h_{c,k} < 0$ のときは $\overline{\eta}_k = \overline{\eta}_{wc}$ とおく

③ $\overline{\eta}_k + h_{c,k} < 0$ かつ $\overline{\eta}_{wc} + h_{c,k} \ge 0$ のときは $\overline{\eta}_k = h_{c,k}$ とおく

2, 3 番目の条件を課す際には，各マウンドの天端上水深$h_{c,k}$が負の値であってもそのまま用いることに注意を要する．

こうして，貯水部を設置した場合の導水流量Q_Tや各遊水部と貯水部のあいだの導水流量$Q_{T,k}$が得られる．

2.6 導水流量の算定式の適用性

(1) model 1 および model 2 における実験値と計算値の比較

図 2.16，2.17 は，model 1 における平均水位上昇量および導水流量について，実験値と本算定モデルによる計算値の比較をそれぞれ示したものである．図中では，低段・中段・高段の各マウンドおよび周期の組み合わせにより区分けした．計算で用いる流入に対する流量係数C_Iと流出に対する流量係数C_Rについては，マウンドの天端上水深がプラスで導水路を設けない場合には同値となることから，ここでは同値として$C_I = C_R = 1.0$で与えた．その他の計算条件は，model 1 の実験条件を付与するとともに，非定常流れの式を計算したときと同じ$f_e = 1.00$，$f_o = 1.00$，$f_b = 0.29$，$L = 4.30\,\mathrm{m}$，$D = 0.100\,\mathrm{m}$，$n = 0.010\,\mathrm{m^{-1/3}s}$，$g = 9.81\,\mathrm{m/s^2}$とし，$B = 1.00\,\mathrm{m}$，$\overline{\eta}_o = 0.00\,\mathrm{m}$を与えた．

これらの図より，データに若干のバラツキがあるものの平均水位上昇量および導水流量ともに実験値と計算値のあいだに線形関係が見られ，本算定モデルが有効であることがわかる．しかし計算値の方が実験値よりも大きい値をとる傾向にあり，C_I，C_Rについて適切な値を設定する必要があると判断した．このためC_IおよびC_Rを変化させて感度解析を実施した結果，$C_I = C_R = 0.25$に設定した場合に平均水位上昇量の実験値と計算値の対応が良いことが判明した．**図 2.18，2.19** は，このときの平均水位上昇量および導水流量について，それぞれ示したものである．$C_I = C_R = 0.25$の場合と$C_I = C_R = 1.0$の場合を比較すると，前者を採用することで，平均水位上昇量が過大とならないよう修正され，実験値と計算値に良好な一致が見られることがわかる．また導水流量についても，流量の大きい領域で

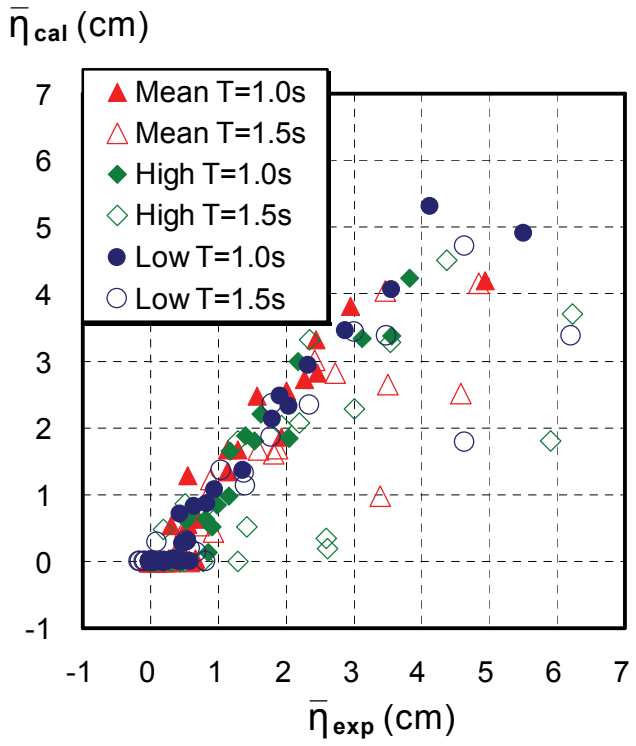


図 2.16　model 1 の平均水位上昇量の実験値と計算値の比較（C_I=C_R=1.0）

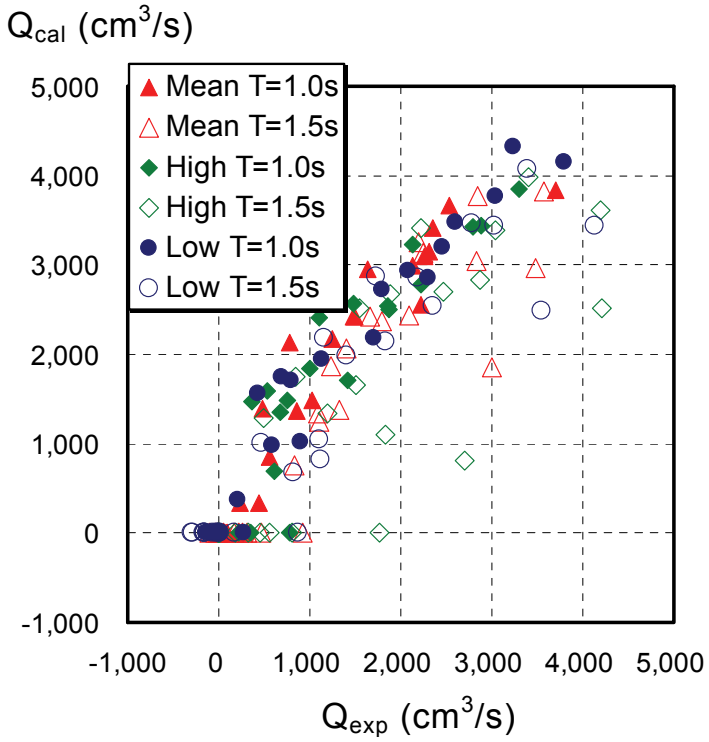


図 2.17　model 1 の導水流量の実験値と計算値の比較（C_I=C_R=1.0）

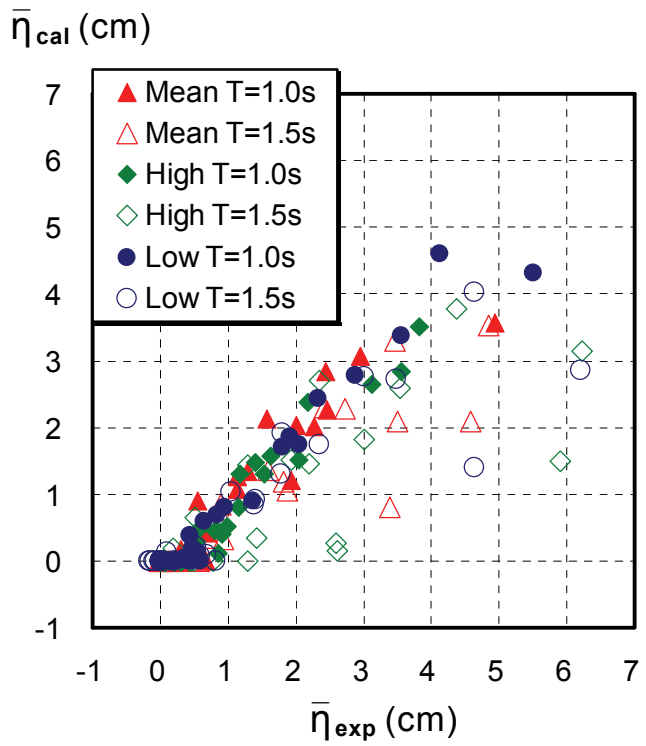


図 2.18　model 1 の平均水位上昇量の実験値と計算値の比較（C_I=C_R=0.25）

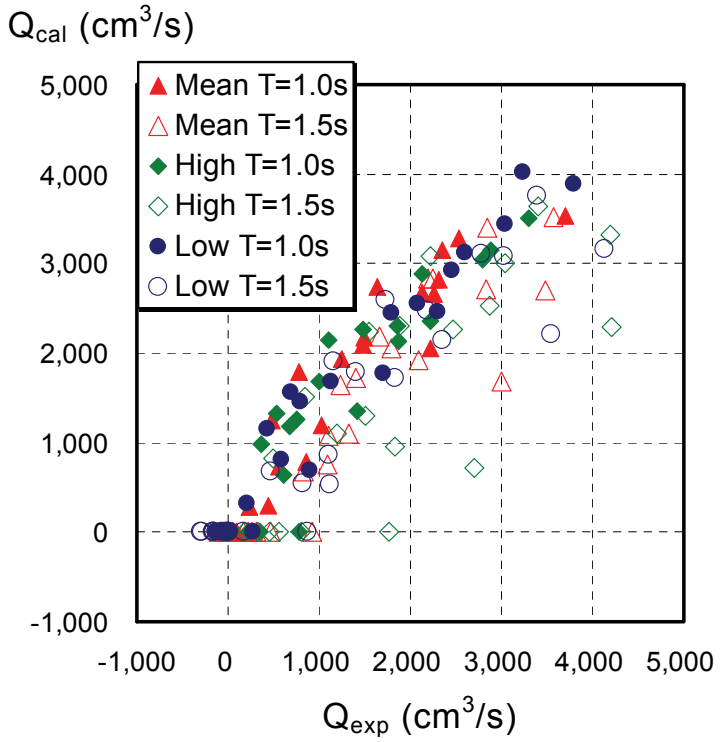


図 2.19　model 1 の導水流量の実験値と計算値の比較（C_I=C_R=0.25）

実験値と計算値の一致度が向上したことから，本モデルを計算するに際しては，$C_I = C_R = 0.25$を採用することとする．

図 2.20 は，model 2 に関する導水流量について，実験値と本算定モデルによる計算値の比較を水深別に示したものである．実験値は，先の**図 2.12** で示したものと同じであり，沖波波高H_0と周期Tの組み合わせに応じてプロットした．一方の計算値は，実験値に対応した$H_0 = 2.0, 4.0, 6.0, 8.0$cm の 4 波種についての計算結果を示している．計算条件は，model 2 の実験条件を付与するとともに，やはり$C_I = C_R = 0.25$とした．貯水部から岸側に延びた導水管に対しては，$f_e = 1.00$，$f_o = 1.00$，$f_b = 0.256$，$L = 6.70$ m，$D = 0.100$m，$n = 0.010\,\mathrm{m^{-1/3}s}$，$\overline{\eta}_o = 0.00$ m とし，遊水部と貯水部を繋ぐ各導水管に対しては，それぞれ$f_e = 1.00$，$f_o = 1.00$，$f_b = 0.00$，$L = 0.125$m，$D = 0.100$m，$n = 0.010\,\mathrm{m^{-1/3}s}$，$B = 1.00$m を与えた．また**図 2.21** には，遊水部と貯水部を繋ぐ各導水管の導水流量の計算値を示した．なおこのときの実験値については，導水管の入出口付近で発生する渦や振動流，砕波・越波に伴い生じる無数の空気塊の影響を受け，うまくデータ計測ができなかったことからここでは割愛した．

図より，幅広い水位変化に対して実験値と計算値の対応が定性的に良いのみならず，定量的にも良好な一致度が見られ，本算定モデルは model 2 で発生する水理現象を的確に表現していると言える．静水面が高くなると低段・中段マウンドにおいて沖側への逆流が発生し，これが貯水部から岸側に延伸する導水路での導水流量が増大しない原因であることも，本算定モデルは再現している．このため高い導水性能が得られる最適構造諸元を検討するに当たり，本算定モデルが有益なツールとして機能することが期待される．

提案した算定モデルは，波周期の効果を取り入れていないものの，model 1, 2 に対してそれぞれ適用した結果，その有効性が検証されたものと考える．

(2) 単一マウンドにおける相対天端水深と平均水位上昇量・導水効率の関係

図 2.22 は，model 1 の単一マウンドにおける相対天端水深h_c/H_0と相対平均水位上昇量$\overline{\eta}/H_0$の関係について，本算定モデルによる計算結果を示したものである．また**図 2.23** は，同条件下での相対天端水深h_c/H_0と無次元導水流量Q^*の関係について示したものである．導水流量の無次元化は，護岸の越波流量をまとめる際に用いる方法で定義した．各図中では，沖波波高 5 波種について示した．

これらの図より，$\overline{\eta}/H_0$およびQ^*は，$h_c/H_0 = -0.2$をピークに$-1.2 \le h_c/H_0 \le 1.2$の範囲で有意な値となることが見て取れる．また**図 2.22** より$h_c/H_0 = -0.2$をピークにh_c/H_0と$\overline{\eta}/H_0$のあいだにほぼ線形関係が見られ，先に示した**図 2.13** とほぼ相似形をなすことがわかる．さらに**図 2.23** よりh_c/H_0とQ^*の関係も，先に示した**図 2.14** とほぼ同じかたちを形成し，本算定モデルがその定式化の際に意図した結果を導き出していることが読み取れる．

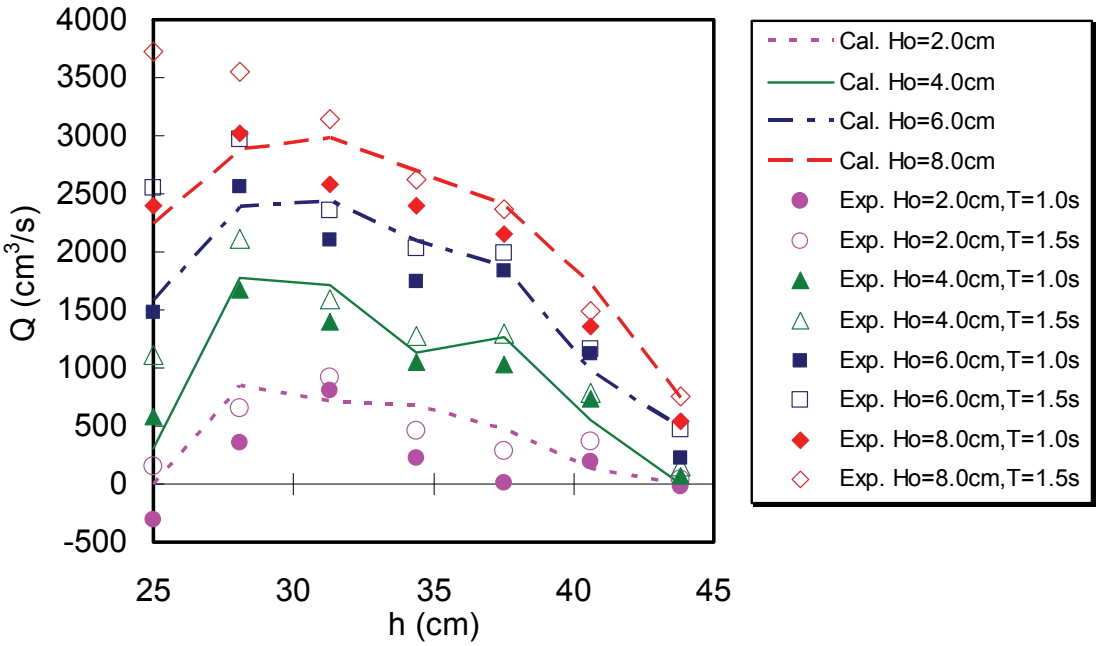


図 2.20　model 2 の導水流量の実験値と計算値の比較（C_I=C_R=0.25）

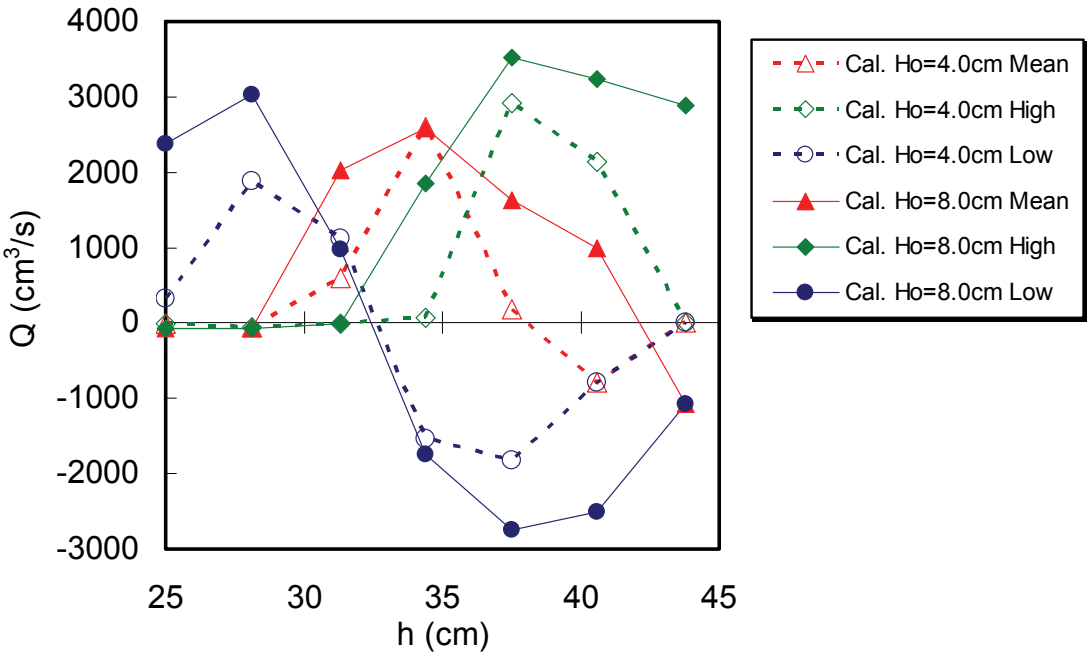


図 2.21　model 2 の各遊水部と貯水部のあいだの導水流量の計算値（C_I=C_R=0.25）

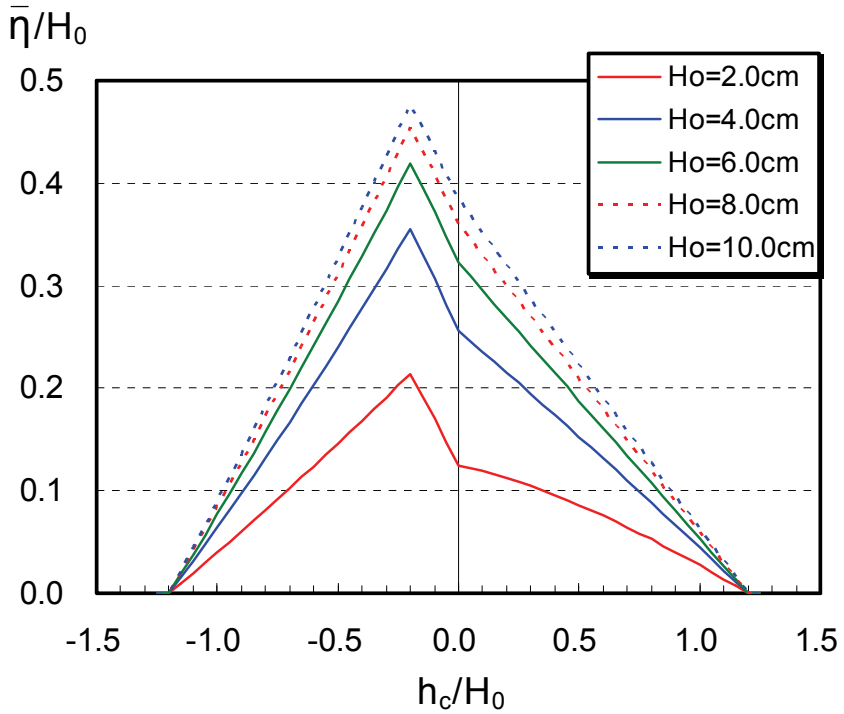


図 2.22　単一マウンドの相対平均水位上昇量の計算値（C_I=C_R=0.25）

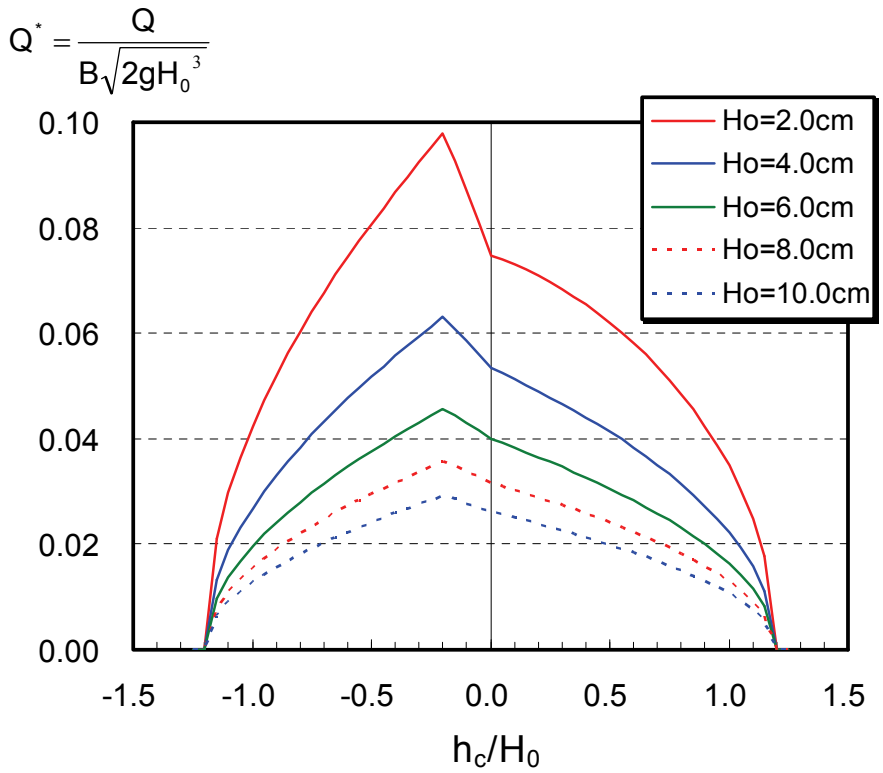


図 2.23　単一マウンドの無次元導水流量の計算値（C_I=C_R=0.25）

波高が増大するにしたがい$\overline{\eta}/H_0$は増大しQ^*は減少する傾向も併せて見られ，本算定モデルの有効性を示せたものと考える．

2.7　実海域における海水交流施設の適用計算例

(1) 波の不規則性と方向性の考慮の方法

実海域で海水交流施設の整備計画を立案する際には，現地で出現する波浪特性や潮位変化などの設計外力条件を明らかにしたうえで，これらの外力の作用下で同施設の機能性・耐波安定性が確保されるよう適切に構造諸元を設定する必要がある．実際場での波浪は多方向不規則波であり，同施設の導水流量を適切に算定するためには，波の不規則性と方向性の双方を考慮しなければならない．そこで先に定式化した規則波に対する単一マウンドの導水流量の算定式に改良を加えることにより，波の不規則性・方向性に対応する算定式を構築する．

導水路がない場合の沖波波高と遊水部での平均水位上昇量の関係について，山本ら[1)]は，前法 1:2 勾配のブロック張捨石マウンドを対象とした実験より，静水面がマウンド天端と一致するとき

規則波の場合

$$\overline{\eta}_c = 0.27\ H_0 \tag{2.40}$$

不規則波の場合

$$\overline{\eta}_c = 0.18\ H_{1/3,0} \tag{2.41}$$

で表されることを示した．ここに，$H_{1/3,0}$は不規則波中の有義波高の沖波諸量である．

これらの関係から

$$H_0 = 0.66\ H_{1/3,0} \tag{2.42}$$

が得られ，不規則波の有義波高に 0.66 倍乗じた値は，規則波の波高に相当するものと見なすことができる．式(2.42)は，エネルギースペクトルから求まるエネルギー平均波高H_{rms}と有義波高$H_{1/3}$の関係

$$H_{rms} = 0.71\ H_{1/3} \tag{2.43}$$

あるいは Rayleigh 分布から求まる算術平均波高$\overline{H}$と$H_{1/3}$の関係

$$\overline{H} = 0.63\ H_{1/3} \tag{2.44}$$

とほぼ同じ意味を示していると解釈できる．

一方，コンクリート製の不透過マウンドに関するマウンド天端と静水面が一致したときの波高と平均水位上昇量の関係や，不規則波作用下での静水面の変化が平均水位の上昇に及ぼす影響については，既往の知見がない．そこでここでは規

則波と不規則波の関係は式(2.42)を準用し，既出の式(2.31)中の波高に$0.66H_{1/3,0}$を用いることで，次式のとおり波の不規則性を組み入れることとする．

$$\frac{\overline{\eta}_c}{H_{1/3,0}}=\begin{cases} 0.66\times0.49\left(1-\dfrac{h_c}{1.2\times0.66H_{1/3,0}}\right) & for\ -0.2\le\dfrac{h_c}{0.66H_{1/3,0}}\le1.2 \\ 0.66\times0.49\dfrac{7}{6}\left(1.2+\dfrac{h_c}{0.66H_{1/3,0}}\right) & for\ -1.2\le\dfrac{h_c}{0.66H_{1/3,0}}\le-0.2 \\ 0 & for\ \dfrac{h_c}{0.66H_{1/3,0}}<-1.2,\ 1.2<\dfrac{h_c}{0.66H_{1/3,0}} \end{cases} \tag{2.31'}$$

山本ら[20]による潜堤付孔空き防波堤に関する現地観測結果を考慮すると，上式によれば平均水位上昇量を過大に見積もることはないものと判断する．しかし本来であれば，この相対天端水深$h_c/H_{1/3,0}$と相対平均水位上昇量$\overline{\eta}_c/H_{1/3,0}$の関係は，不規則波の波高分布が Rayleigh 分布にしたがうことや波の周波数スペクトル，サーフビートを考慮し，適切に定められることが望ましい．

他方の波の方向性については，入射波が遊水部に打ち込む流入量Q_Iおよび遊水部から沖へ戻る流出量Q_Rを表す式(2.32), (2.33)において，波の入射角θ（堤体の法線方向と入射波の成す角度）を考慮して遊水部の長さを$B\cos\theta$で与えて取り扱うこととする．

$$Q_I=C_I\sqrt{2g\overline{\eta}_c}\left(\overline{\eta}_c+h_c\right)B\cos\theta \tag{2.32'}$$

$$Q_R=C_R\sqrt{2g\overline{\eta}}\left(\overline{\eta}+h_c\right)B\cos\theta \tag{2.33'}$$

結局，式(2.31), (2.32), (2.33)の代わりに式(2.31)', (2.32)', (2.33)'をそれぞれ用いることで，波の不規則性・方向性を考慮した導水流量の算定式が得られる．

(2) 海水交流施設の構造諸元が導水流量に及ぼす影響

ここでは実海域に海水交流施設を整備する場合に，具体的にどのような導水性能が得られるのか試算してみる．このため単一マウンドとしてコンクリート管あるいは鋳鉄管により導水路を構築することを想定し，導水路の管路長や管径，遊水部長，波高，潮位の変化が導水流量に及ぼす影響について，導水流量の算定モデルにより検討を進める．海底地形は簡単化して一様勾配斜面とし，等水深線上に海水交流施設が整備され，波が直入射するものと仮定した．

a）有義波高および管径が平均水位上昇量・導水流量に及ぼす影響

図 2.24 は,波高および管径を変化させたときの単一マウンドにおける相対天端水深 h_c/H_0 と相対平均水位上昇量 $\overline{\eta}/H_0$ の関係について,算定モデルによる計算結果を示したものである．また図 2.25 は，同条件下での相対天端水深 h_c/H_0 と導水流量 Q の関係について示したものである．遊水部は長さ B=10.0m で，真っ直ぐな導水管路 $L=200.0$ m， $n=0.013\mathrm{m}^{-1/3}\mathrm{s}$ を有する構造諸元を想定し，計算条件を $f_e=1.00$， $f_o=1.00$， $f_b=0.00$， $\overline{\eta}_o=0.00$ m， $C_I=C_R=0.25$ で与えた．各図中では，有義波としての沖波波高 $H_0(H_{1/3,0})=0.30, 0.50, 1.00$ m，管径 D=1.50, 2.00, 2.50m の組み合わせによりそれぞれ示した．

これらの図より，$\overline{\eta}/H_0$ および Q は，$h_c/H_0=-0.13$ をピークに $-0.8<h_c/H_0<0.8$ の範囲で有意な値をとることが見て取れる．また図 2.24 より $h_c/H_0=-0.13$ をピークに h_c/H_0 と $\overline{\eta}/H_0$ のあいだに 3 本の線形関係が見られ，先に図 2.22 で示した規則波に対する計算結果と相似形を形成していることがわかる．さらに図 2.25 に示す h_c/H_0 と Q の関係も先に示した図 2.23 と相似形を形成しており,算定モデルがねらいどおりの結果を導き出していることも読み取れる．

同一管径では波高が増大するにしたがい $\overline{\eta}/H_0$ および Q ともに増大傾向にあること，同一波高のとき管径が増大するにつれて $\overline{\eta}/H_0$ は減少し，一方の Q は増大する傾向にあることが明瞭に認められる．導水流量の最大値 $Q_{\max}$ については，沖波波高 H_0=0.30m で $Q_{\max}$=0.5m^3/s 程度， H_0=0.50m で $Q_{\max}$=0.8～1.1m^3/s 程度，H_0=1.00m で $Q_{\max}$=1.7～2.9m^3/s 程度となり，対象波浪に応じて管径を適切に設定する必要があると言える．

b）管路長が平均水位上昇量・導水流量に及ぼす影響

図 2.26 は，管路長 L を変化させたときの単一マウンドにおける相対天端水深 h_c/H_0 と相対平均水位上昇量 $\overline{\eta}/H_0$ の関係について,算定モデルによる計算結果を示したものである．また図 2.27 は，同条件下での相対天端水深 h_c/H_0 と導水流量 Q の関係について示したものである．遊水部は長さ B=10.0m，真っ直ぐな導水管路 D=1.50m， $n=0.013\mathrm{m}^{-1/3}\mathrm{s}$ を有する構造諸元を想定し，有義波としての沖波波高 H_0=0.30m が作用したときの計算例であり，計算条件は先の例と同じく $f_e=1.00$， $f_o=1.00$， $f_b=0.00$， $\overline{\eta}_o=0.00$ m， $C_I=C_R=0.25$ で与えた．

これらの図より，導水管が長くなるにしたがい Q が減少し，これに伴い遊水部の $\overline{\eta}/H_0$ が増大するようすが見て取れる．各管路長における $Q_{\max}$ に着目すると，H_0=0.30m で $Q_{\max}$=0.4～0.5m^3/s の範囲でバラツキがあり，管路で発生する摩擦損失の影響が明瞭に認められる．このため管路の素材や状態に応じて粗度係数 n あるいは摩擦損失係数 f を適切に設定する必要があることがわかる．また導水路が長距離に及ぶ場合でも有効に機能することが見て取れる．なお本算定モデルは，Reynolds 数による流れの状態を考慮できる点に特長があると言える．

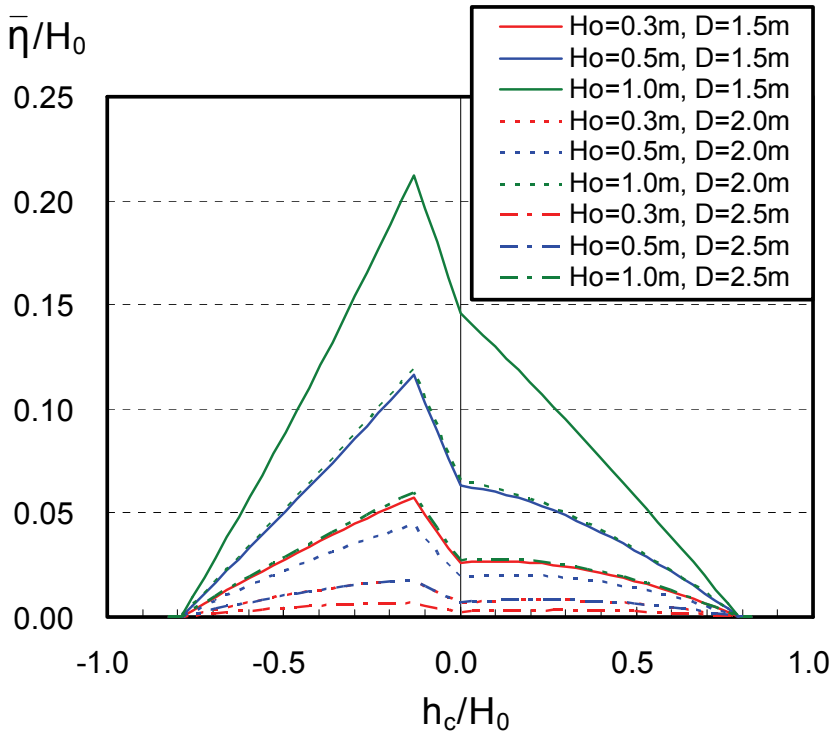


図 2.24　単一マウンドの有義波高・導水管径と平均水位上昇量の関係

（不規則波：L=200.0m, B=10.0m, C_I=C_R=0.25）

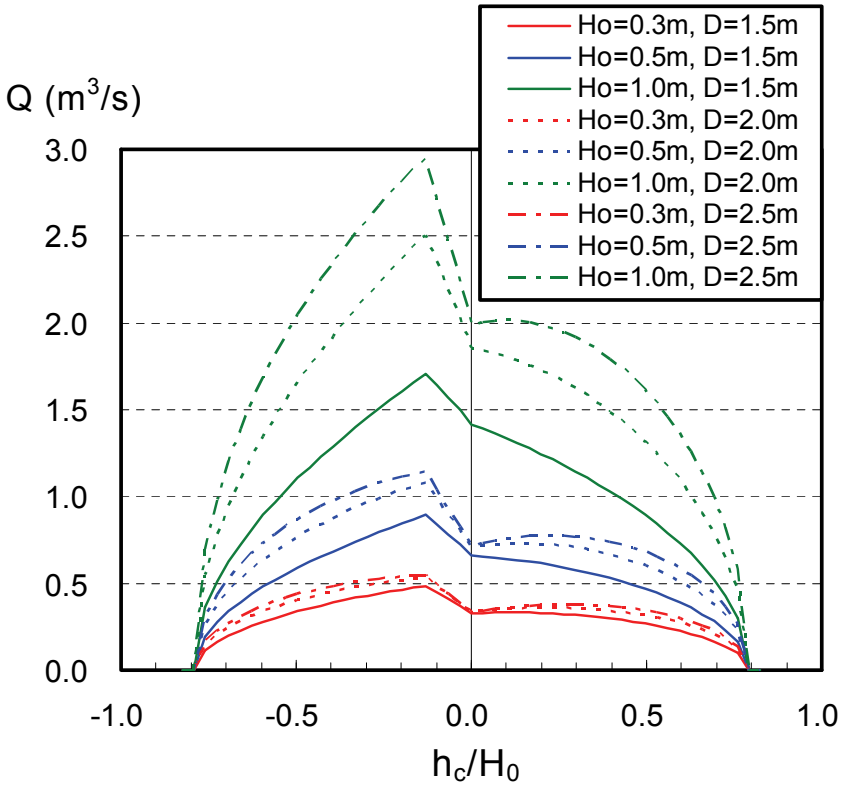


図 2.25　単一マウンドの有義波高・導水管径と導水流量の関係

（不規則波：L=200.0m, B=10.0m, C_I=C_R=0.25）

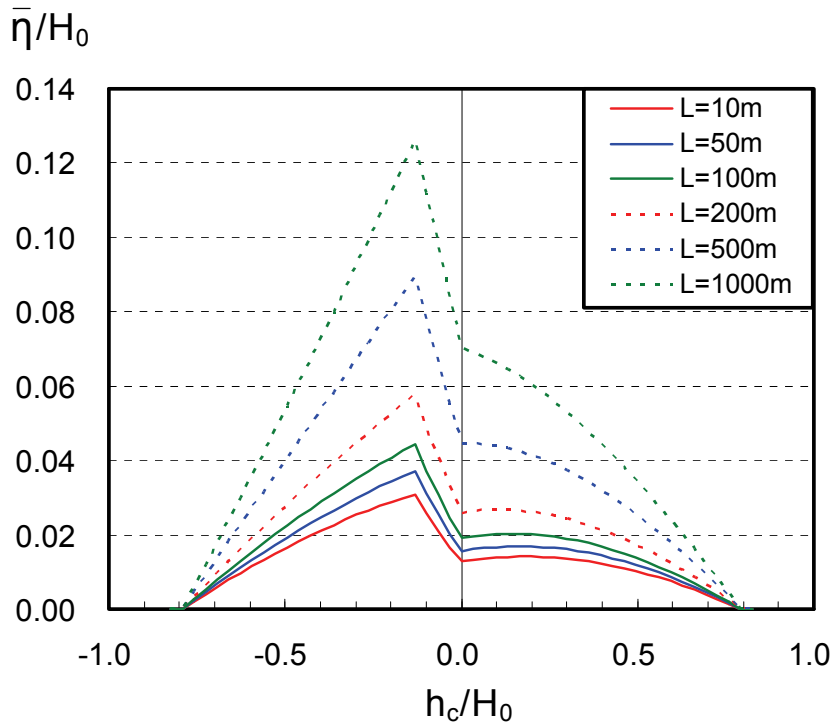


図 2.26　単一マウンドの導水管路長と平均水位上昇量の関係

（不規則波：H_0=0.30m，D=1.5m，B=10.0m，C_I=C_R=0.25）

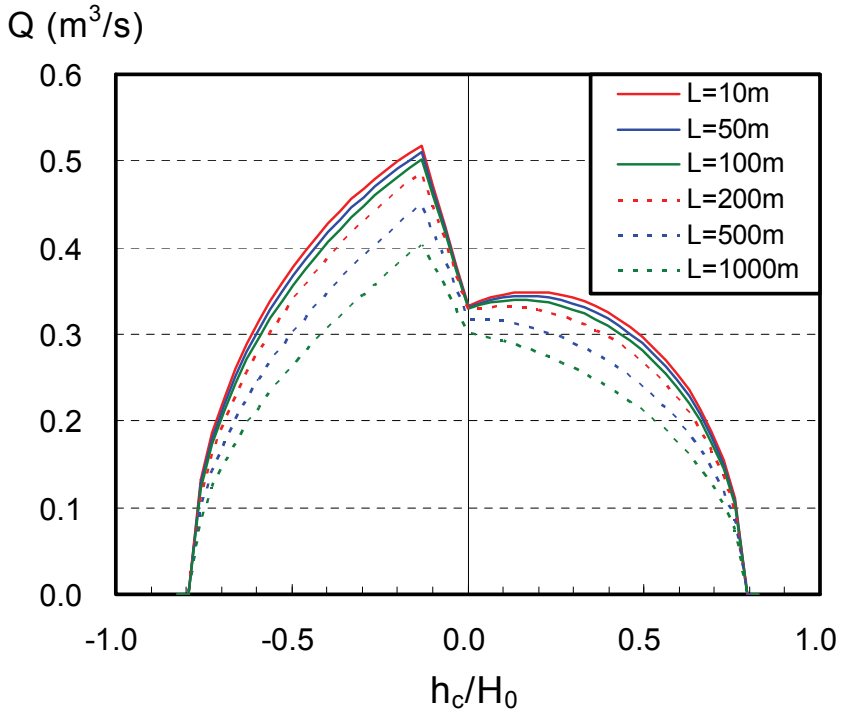


図 2.27　単一マウンドの導水管路長と導水流量の関係

（不規則波：H_0=0.30m，D=1.5m，B=10.0m，C_I=C_R=0.25）

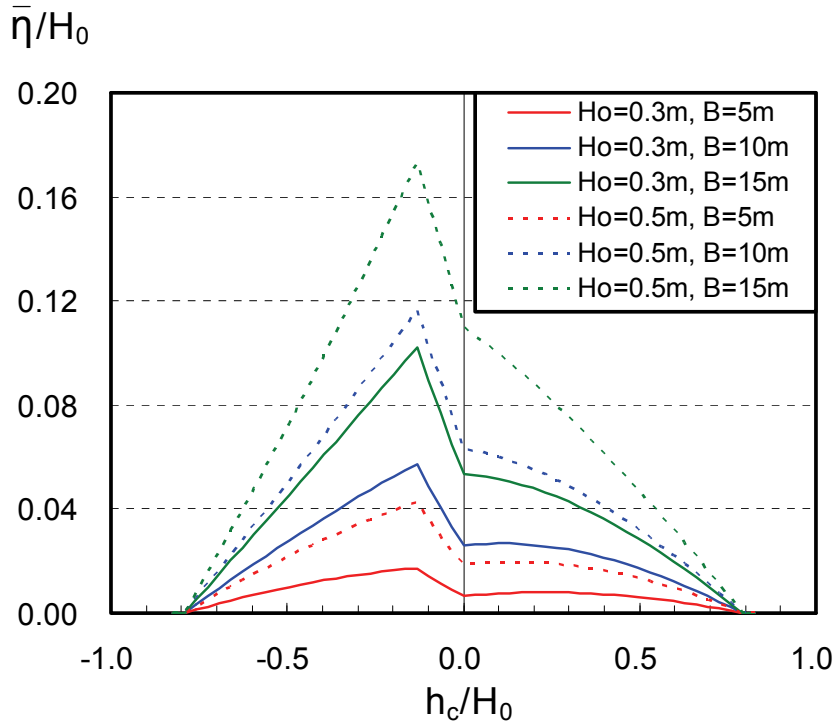


図 2.28　単一マウンドの遊水部長さと平均水位上昇量の関係

（不規則波：L=200.0m，D=1.5m，C_I=C_R=0.25）

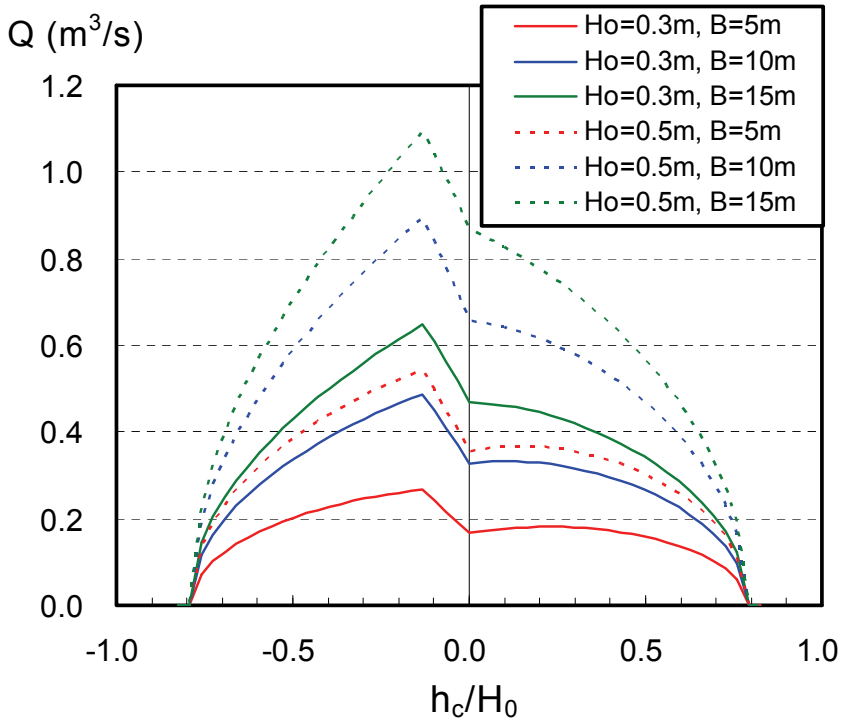


図 2.29　単一マウンドの遊水部長さと導水流量の関係

（不規則波：L=200.0m，D=1.5m，C_I=C_R=0.25）

c）遊水部長が平均水位上昇量・導水流量に及ぼす影響

図 2.28 は，波高 H_0 および遊水部長さ B を変化させたときの単一マウンドにおける相対天端水深 h_c/H_0 と相対平均水位上昇量 $\bar{\eta}/H_0$ の関係について，算定モデルによる計算結果を示したものである．また**図 2.29** は，同条件下での相対天端水深 h_c/H_0 と導水流量 Q の関係について示したものである．直線導水管の諸元は L=200.0m，D=1.50m，$n=0.013\mathrm{m}^{-1/3}\mathrm{s}$ で固定し，計算条件はやはり先の例と同じく $f_e=1.00$，$f_o=1.00$，$f_b=0.00$，$\bar{\eta}_o=0.00\,\mathrm{m}$，$C_I=C_R=0.25$ で与えた．

これらの図より，同一波高では，遊水部長さ B が増大するにしたがい $\bar{\eta}/H_0$ および Q ともに増大傾向にあり，結果の差異が大きいことから B が Q に多大な影響を及ぼしていることが読み取れる．また B が同一のときには，H_0 が大きい方が $\bar{\eta}/H_0$ および Q ともにより大きい値をとることが見て取れる．これより対象波浪に応じて遊水部長さも適切に設定する必要があると言える．

以上の試算から，遊水部長 B や管路長 L，管径 D に加えて，管路の素材や状態を表す f や n などを組み合わせることで，設計波浪 H_0 に対して潮位変化 h_c/H_0 と導水流量 Q の関係を本算定モデルにより解明できることがわかる．実海域における海水交流施設の整備計画の策定に際して，機能性・経済性の観点から最適構造諸元を検討するに当たり，本算定モデルが有効なツールであることを示した．

2.8　結言

本章では，砕波や越波を利用して流れを発生させる海水交流施設について取り上げて，異なる天端高を有する不透過マウンドと遊水部，直立壁，管路などから構成される構造体を考案し検討した．同施設の実験模型として高段・中段・低段の天端高を有するマウンドから構成される model 1 と，model 1 の直立壁の背後に貯水部を設けた model 2 を対象に，実験的研究および理論展開，解析を実施して，本施設の水理特性の解明に努めた．本章で得られた主な結論について以下に要約する．

1）マウンドを複数設けることで幅広い水位変化に応じて導水が機能することを確認した．model 2 の導水性能は model 1 のそれと比べて劣るものの，これは静水面が高いときに低段・中段マウンドと貯水部を繋ぐ導水管において沖側への逆流が発生することが原因であることがわかった．また曝気効果を有するとともに，導水管の出口で伝達波が見られないことも判明した．

2）管路の非定常流れの式および断面平均流速と中心流速の関係式を model 1 の実験結果に適用したところ，導水管の入口・出口の水位差と出口の中心流速の関係は，これらの式により表されることがわかった．規則波実験では一部のケース

を除いて定常状態が現れることから，定常状態では非定常流れの式中の加速度項を省略した定常流れの式が適用できることも明らかにした．

3）model 1 の規則波実験により，①マウンドの天端と静水面の位置関係が，相対天端水深を h_c/H_0 として概ね $-1.5 \le h_c/H_0 \le 1.5$ の範囲内であれば平均水位の上昇や導水効果が見られること，②マウンドの天端が空中に露出する $h_c/H_0 = -0.2$ をピークとして，相対天端水深と遊水部での相対平均水位上昇量の関係および相対天端水深と導水効率の関係のそれぞれにほぼ線形関係が見られること，③同一波高では長周期の方がより大きな平均水位の上昇を引き起こし，高い導水効率を記録することがわかった．

4）堰の越流式と管路流れの式を組み合わせて規則波が作用する場合の単一マウンドにおける導水流量の算定式を構築した．本算定式を model 1 に適用し，平均水位上昇量および導水流量ともに実験値と計算値の対応が良いことを明らかにした．また複数マウンドで直立壁の背後に貯水部を設けた場合についても算定式を定式化して model 2 に適用したところ，導水流量の実験値と計算値の対応に良好な一致が認められた．

5）規則波に対する導水流量の算定式に改良を加えて，波の不規則性・方向性の効果を組み込んだ算定式を構築した．そして実海域に単一マウンドの海水交流施設を整備する場合を想定して導水性能を試算した結果，遊水部長や管路長，管径が導水流量に及ぼす影響の大きいことを明らかにした．また導水路が長距離に及ぶ場合にも有効に機能することを示した．

参考文献

1) 山本正昭，中泉昌光，間辺本文：潜堤付防波堤による海水交流工法の開発，第 34 回海岸工学講演会論文集，pp. 675-679，1987.

2) 間辺本文, 中泉昌光, 山本正昭:潜堤付防波堤による海水交流工法の開発（Ⅱ），第 35 回海岸工学講演会論文集，pp. 502-506，1988.

3) 山本正昭，中泉昌光，間辺本文，森口朗彦：海水導入を目的とした潜堤付孔空き防波堤の開発，水工研研報，第 13 号，pp. 11-30，1992.

4) 中村　充，乃万俊文，萩野静也，坂下　薫：波浪利用による海水導流について，第 22 回海岸工学講演会論文集，pp. 197-200，1975.

5) 中村　充，乃万俊文：波浪エネルギーによる海水導入に関する研究，農業土木試験場報告，第 15 号，pp. 87-98，1977.

6) 佐藤　仁，明田定満，谷野賢二，小柳一利，宮部秀一，神瀬　哲：遊水部付き有孔堤の海水交換機能について, 海洋開発論文集, Vol.10, pp. 103-106, 1994.

7) 塩崎禎郎，礒崎総一郎，中村　滋，堀内　博：海水交換機能を有する透過型スリットケーソンの水理特性, 海岸工学論文集, 第 43 巻, pp. 1226-1230, 1996.

8) Ohmura, Y.: Wave overtopping of vertical structure with a detached mound for steep bottom slope, *Coastal Structures* 2007 - *Proceedings of the* 5th *Coastal Structures International Conference* -, pp. 1574-1585, 2009.

9) 猿川　弦，水野雄三，笹島隆彦，木村克俊，高橋哲美：消波ブロック被覆型有孔堤の海水交換特性に関する研究, 海岸工学論文集, 第 40 巻, pp. 971-975, 1993.

10) 水野雄三，谷野賢二，木村克俊：海水交換型防波堤に関する水理特性について，海洋開発論文集，Vol. 8，pp. 253-258，1992.

11) 道下　勲，国栖広志，葛原　徹：鉛直管の水面固有振動を利用した海水交換防波堤の水理特性，第 35 回海岸工学講演会論文集，pp. 577-581，1988.

12) 川村正司，小松英則，山本　敦，中野　晋，三井　宏：V 字状集波堤と潜堤による越流量の増大，海岸工学論文集，第 36 巻，pp. 623-627，1989.

13) 小松利光，岡田知也，松永信博，櫨田　操，藤田和夫：波浪エネルギーから

位置エネルギーへの効率的な変換に関する実験的研究，土木学会論文集，No.551/Ⅱ-37，pp. 89-99，1996.

14) 山本正昭:潜堤付海水導入工の計画と設計,水工研技報,水産土木 16,pp. 1-12,1994.

15) 土木学会編：水理公式集－昭和 60 年版－，625p，1985.

16) 土木学会編：水理公式集－平成 11 年版－，713p，1999.

17) 鮓川　登，栗﨑夏代子，富田　強，大渕真志：地下放水路の管水路状態の非定常流の数値計算，土木学会論文集，Ⅱ-36，pp. 55-67，1996.

18) 合田良実：造波水路における波浪実験の二，三の問題点について，第 15 回海岸工学講演会講演集，pp. 50-57，1968.

19) 高山知司，神山　豊：実験水路における波の伝播について，第 23 回海岸工学講演会論文集，pp. 381-385，1976.

20) 山本　潤，武内智行，中山哲嚴，田畑真一，池田正信：志賀島漁港外港の導水工による環境改善効果に関する現地調査，海岸工学論文集，第 41 巻，pp. 1096-1100，1994.

第 3 章　水表面での波動運動や質量輸送を利用して流れを発生させる海水交流施設に関する検討

3.1　緒言

本章では，水表面での波動運動や質量輸送を利用することにより，流れを発生させる海水交流施設について取り上げて，検討を進めてゆく．

本手法を用いる海水交流施設としては，小田ら [1)-4)]により研究開発が取り組まれたパイプ式透過堤が各地の港で広く実用化された工法として挙げられる．パイプ式透過堤は,直立堤の静水面付近にパイプを水平に組み入れた構造をしており，パイプの一部に狭窄部を設けたタイプが見受けられる．沖側に位置するパイプの入口に波が入射すると，送り込まれた流体がパイプ内を通過し，パイプ出口から噴流状に導水される仕組みであり，打ち込んだ水がパイプ内を通り過ぎるあいだに曝気されるという特徴も有する．このパイプ式透過堤は，簡易な構造形式で施工性・経済性に優れることから，幅広く普及した．また類似の海水交流施設としては，森田・出口 [5)]によって提案された矩形断面のスロープを堤体内に設けた構造が挙げられる．

波動運動のうち波の進行方向に対する振動流速成分を選択的に取り出すことで，導水の駆動力として利用することも検討されてきた．これに関して岡本・森下 [6)]は，直立堤の水中部分に通水孔を設け，孔の岸側開口部にフラップ・ゲートを設置した構造型式を提案した.また同じく没水型の通水管を有する透過堤としては，ラムネの瓶のように管内に絞りを設け，そのあいだに球を入れて 1 方向流を生じさせる構造体が北海道の天売港で実用化されている [7)]．さらに村上ら [8)]や柳瀬ら [9)]は，積極的に波を利用する手法として透過堤の通水部形状に工夫を加えることで，単なる潮通し工からの脱却を試みた．この通水部形状に工夫を施す工法は，北海道の瀬棚港や紋別港で実用化され，堤体前の平均水位を上昇させてより導水を促進する消波ブロック被覆型有孔堤の研究開発に着手する契機になったと言える [10)-12)]．

既往の研究では，波エネルギーが集中する水表面付近での波エネルギーを獲得することが，導水流量を確保する観点から合理的であることが判明している．また配水先の静水面付近に開口部を設けた場合には，伝達波の発生を許すこととなり，適用範囲が制約を受けることも明らかになっている．したがって水表面での波動運動や質量輸送を利用する海水交流施設に対して，導水効果および波浪制御効果ともに高い性能を要求するためには，水表面付近で取水し，水面下で配水する構造形式の採択が導き出される．

本研究では，**図 3.1** に示す静水面付近に孔を開けた直立壁と遊水室，導水路か

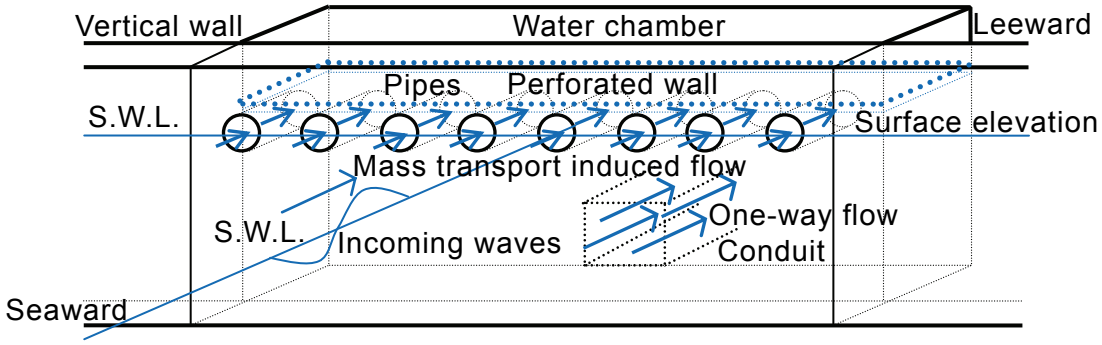


図 3.1　水表面での波動運動や質量輸送を利用して流れを発生させる構造体

ら構成される構造体を考案し，検討対象に選定した．この海水交流施設は，パイプ式透過堤と同じく円筒形の孔を直立壁の静水面付近に水平に組み入れている．また有孔壁の背後には遊水室を設けて，この遊水室と配水先のあいだを導水路で結ぶ構造とした．導水路には管路を採用したが，その理由としてはやはり前章で述べたのと同様に，①管路を用いると導水路の入口・出口を比較的任意の位置に設定できることや，②導水路が長距離に及ぶ場合や導水経路を屈曲させる必要が生じた場合にも柔軟に対処できることが挙げられる．こうすることで海水交換型防波堤としての用途のみならず，港奥の泊地や増養殖漁場，小規模内湾での適用を可能とする自由度が高い海水交流施設として，広汎な利用が見込まれると考えた．さらに入口を波浪が来襲する適当な場所に，他方の出口を海水交換の促進や酸素供給の効果が最大となる場所に設定することにより，効率的かつ効果的な海域環境の改善や保全に資することが期待される．

本海水交流施設の導水原理としては，次のことを想定した．まず沖側に位置する孔に入射した波の峰の水塊は，孔内を通過し，遊水室内に導水される．これにより遊水室内の平均水位が上昇し，導水管の出口とのあいだでヘッド差が生じて 1 方向流が生成される仕組みである．直立壁の前面で波の谷が現れる位相では，孔内で沖向きの戻り流れの発生が予想されるが，短周期波の場合には戻り流れが顕著になる前に次の波の峰が孔に作用することから，遊水室内で有意な平均水位の上昇が起きることを期待した．併せてパイプ式透過堤と同様に，打ち込んだ水が孔内を通り過ぎるあいだに曝気されることも付帯機能として期待した．ここで直立壁に開ける孔については，形状によらず導水効果を発現するものと推測したが，鋳鉄管やコンクリート管の規格品が存在し，施工性に優れるパイプ（円孔）形状を選定することとした．なお作用波の波高を増大させて導水性能の向上を図ることは，構造体に作用する波圧・波力が増大し，耐波安定性の観点から望ましくないことから，やはり講じないこととした．

まず本海水交流施設の実験模型に対して規則波を作用させる水理模型実験を平面水槽において実施して，作用波や静水面の変化が同施設の導水性能に与える影

響について解明する．同施設の最適構造諸元についても同時に検討を進める．ここでは同施設の導水管を対象として，管路流れの式および断面平均流速と中心流速の関係式の適用性についても議論する．続いて平面実験結果を踏まえた大縮尺模型による断面実験を長水路で実施して，規則波・不規則波を作用させて導水特性を明らかにする．また本構造形式は，直立消波構造体として機能することが見込まれることから，波浪制御効果についても把握に努める．さらに実験的研究に加えた方法論として，Navier-Stokes 方程式の直接解法のひとつである VOF 法（Volume of Fluid Method）も併せて用いることにより，断面実験に対応する数値計算を実施して検討を加える．

3.2　平面水槽における水理模型実験の概要（実験Ｉ）

(1) 実験装置

水理模型実験は，**図 3.2** に示す平面水槽（長さ 40.0m，幅 22.0m，深さ 0.80m）で実施した．水槽内には 10.1m 幅の造波板を有するピストン型造波装置を設置し，造波板から 23.0m 離れた位置に直立壁と実験模型を置いた．造波板の両端部から導波板を平行に沿わせるとともに，直立壁と導波板の一部にヘチマロンを消波材として設置した．造波板の前面から 10.3m 地点までは水平床とし，続く 4.0m 区間は 1/27 勾配の斜路とした．斜路の法肩から直立壁までの 8.7m 区間は水平床とし，モルタルで仕上げた．なお本平面水槽では，導水に伴う水槽内での水位の上昇や低下を防止するため，水が循環するように施した．

(2) 実験模型

実験で用いた模型の構造諸元を**図 3.3** に示す(**写真 3.1** 参照)．この実験模型は，

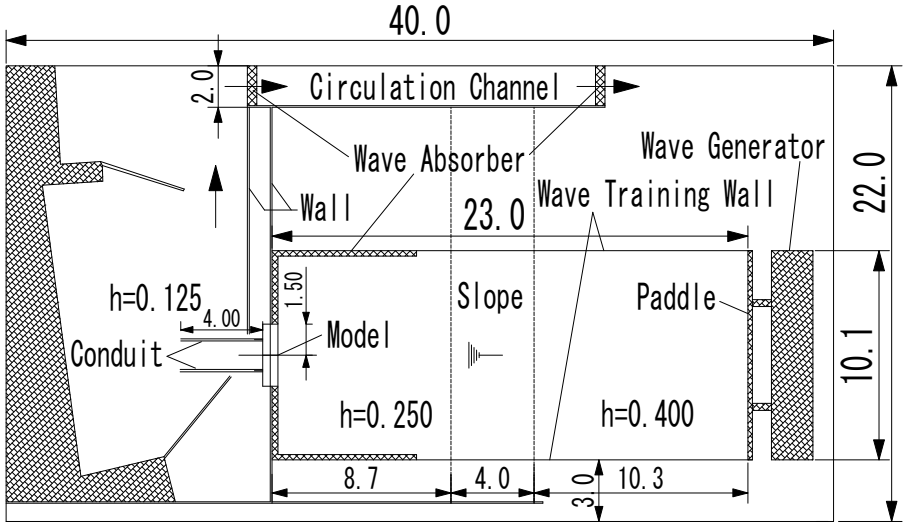
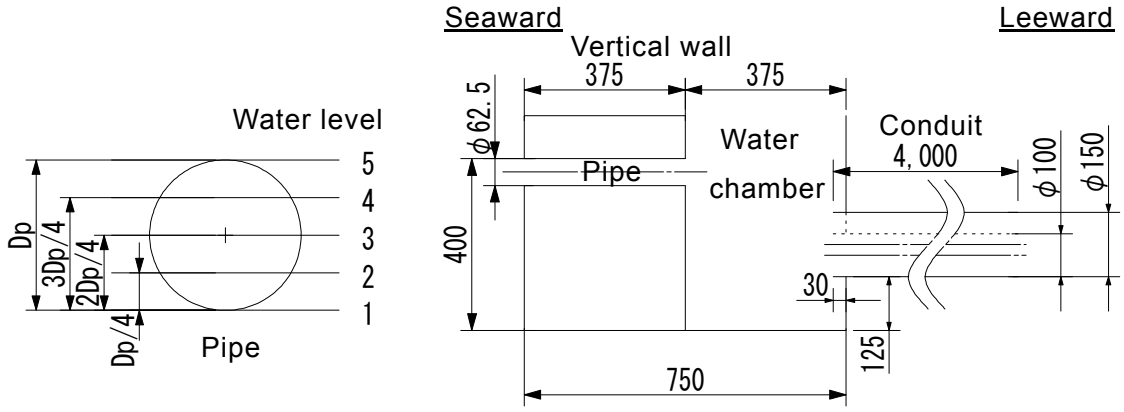
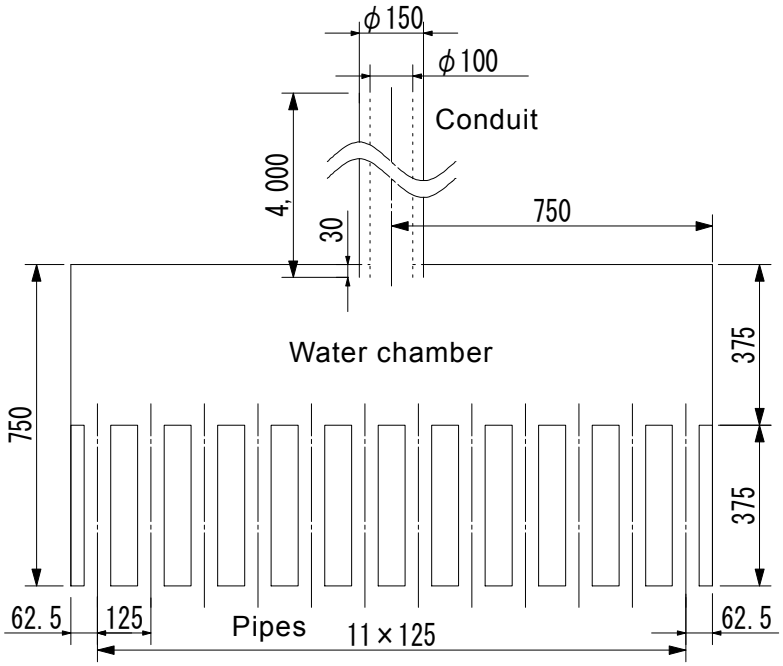


図 3.2　平面水槽

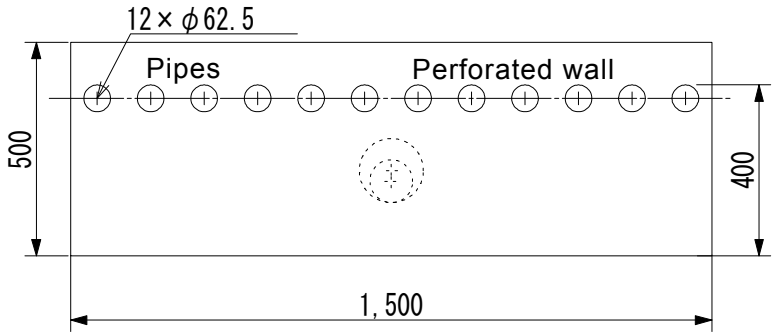


(a) 孔と水位の関係

(b) 断面図



(c) 平面図



(d) 立面図

(unit; mm)

図 3.3　実験模型の構造諸元

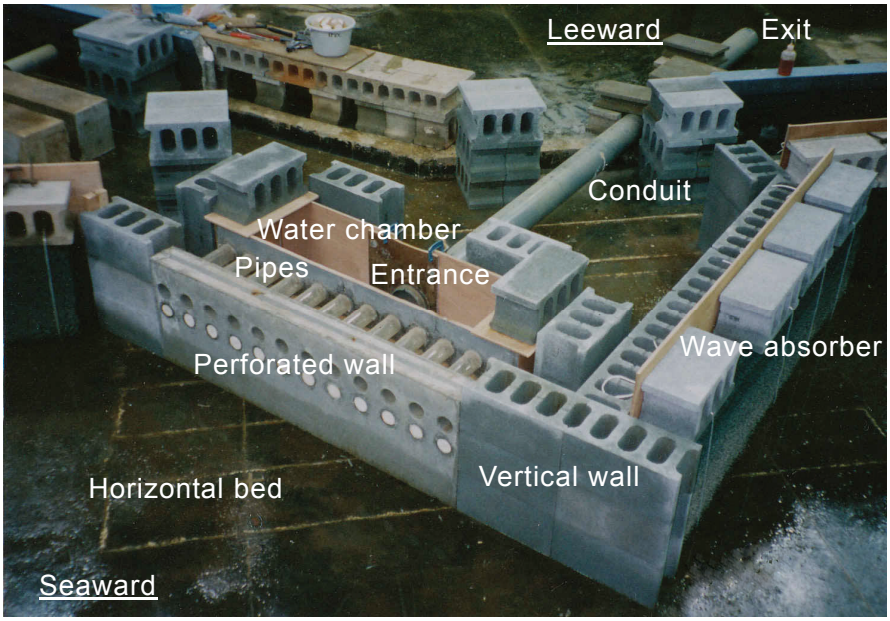


写真 3.1　実験模型の配置状況（θ=45°の斜め入射時）

直立壁に同一諸元のパイプを水平に組み入れ，その背後に遊水室および導水路を設けた構造である．直立壁はコンクリートと耐水ベニヤ板で製作し，長さ 150.0cm，幅 37.5cm，高さ 50.0cm とした．また直立壁上に耐水ベニヤ板を設け，越波を許さない構造とした．パイプは内径 D_p=6.25cm，長さ 37.5cm のアクリル製とし，内径の上端が直立壁底部から 40.0cm 位置で，かつ孔の中心間隔が 2D_p となるよう直立壁に 12 本配置した．さらに遊水室は，長さ 150.0cm，奥行き 37.5cm の水域面積を有するよう耐水ベニヤ板で作成した．導水路は，導水先まで 1 本の導水管により導水することを想定し，2 種類の塩化ビニル製の円管（内径 D=10.0, 15.0cm，共に長さ L=400.0cm）を用いて遊水室の中央に接続した．ここでは管路内における自由水面の発生を防止するため，管が完全に没水する位置に敷設した．本実験で想定した模型縮尺は 1/16～1/36 程度である．

なお本実験に先駆けて予備実験を実施し，パイプを同一レベル 2 段配置した場合についても検討した．しかし上段のパイプに静水面が位置するときに下段のパイプから沖側へ戻り流れが顕著に見られ，導水性能を確保する観点から適当ではないと判断を下した．このため**写真 3.1** に示すように下段に配置したパイプ孔を完全に塞ぎ，同一レベル 1 段配置を検討対象として選択した．また導水路に開水路を用いた場合や，パイプに加工を加えた場合についても予備実験で検討したが，利点が見出せなかったことから検討項目から省くこととした．

(3) 実験条件および計測項目

実験波は，**表 3.1** に示すとおり入射波高が概ね 2.0~8.0cm，周期 1.2s の規則波とし，実験模型に対して直入射および 45°斜め入射となるよう作用させた．また

表 3.1　実験で用いた波条件と水深

	Regular waves
Wave height	H = 2.0, 4.0, 6.0, 8.0 cm
Wave period	T = 1.2 s
Water depth	h = 33.8, 35.3, 36.9, 38.4, 40.0 cm (5 Water levels)

潮位変化が導水性能に及ぼす影響について把握するため，パイプ内径の下端から上端までのあいだで 5 水位に変化させて実験した．**図 3.3** 中には，実験で用いた水位とパイプ内径の関係も併せて示している．

計測は，容量式波高計による水位変動および I 型電磁流速計による導水管内の流速について実施した．波高計センサーは，造波板から 4.5m 地点，直立壁前面，遊水室の中央，導水管出口から 20cm 地点に，一方の流速計センサーは，導水管の入口・出口の円管中心に配置し，サンプリング間隔 50Hz で AD 変換してデータ収集した．模型設置位置での入射波および沖波の諸元は，造波板前面の波から微小振幅波理論に基づき算出した．

3.3　平面場における導水特性

(1) 水位・流速の時系列データと管路流れの式の適用性

ここでは導水管内で生じる水理現象を対象に，実験結果および前章で述べた管路流れの理論式の本実験結果に対する適用性について論じる．既述したとおり，定断面・単一管路に対する非定常流れの式は式(2.28)で，管の断面平均流速と中心流速の関係は式(2.16)でそれぞれ表記される．**図 3.4～3.7** は，両式を本実験に適用した結果の一例であり，造波開始後 60s 間の水位・流速の時系列データを同一波種・同一管径として水位別にそれぞれ示したものである（一部ケースにおいて導水管入口の中心流速の計測値が欠損）. これらは堤体模型に対して波が直入射し，配置した 12 本のパイプ孔がすべて開いたときの実験ケースに相当する. 図中では計算値に加えて，導水管の入口・出口での水位および中心流速の実験値についても併せて示した．計算条件は，鮏川ら [13]の研究成果を踏まえて，管路の入口・出口の損失係数をそれぞれ $f_e = 1.00$， $f_o = 1.00$ に設定するとともに，その他条件を $f_b = 0.00$， $L = 4.00\,\mathrm{m}$， $D = 0.100,\ 0.150\,\mathrm{m}$， $n = 0.010\,\mathrm{m}^{-1/3}\mathrm{s}$， $\Delta h = \eta_e - \eta_o$ で与えている [14)15)]. また水位差の実験値は，50Hz の離散値として得たことから，$\Delta t = 0.02\mathrm{s}$ で時間積分して計算を進めた．

まず実験結果について着目すると，造波を始めて堤体模型に達した波の作用により遊水室で平均水位が上昇し，これに連動して導水管の中心流速が上がる様子が見て取れる．パイプ孔から遊水室へ波が流入することにより発生する高周波数成分が見られるが，これに対応する管出口の中心流速は，数周期オーダーで時間

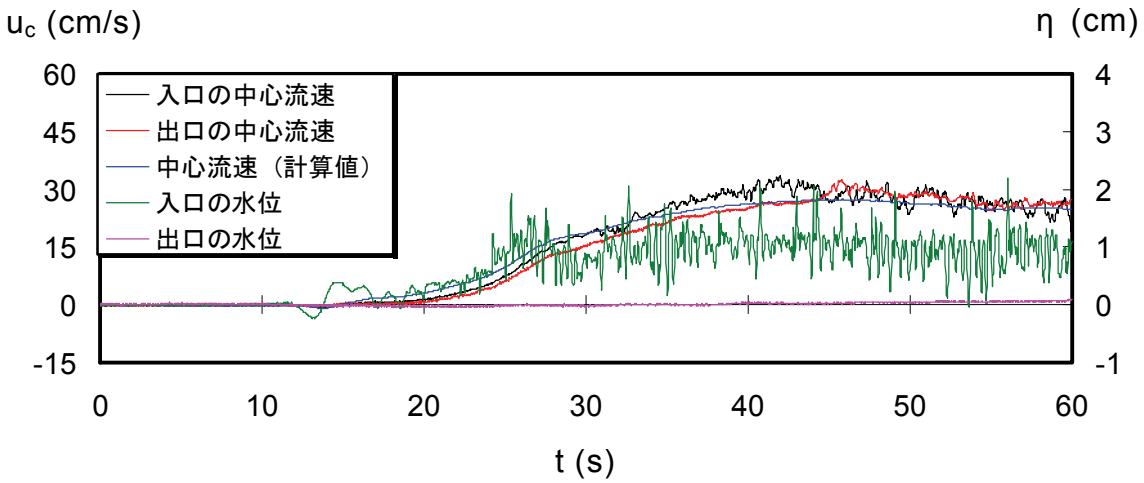
平均化した定常成分が振動成分を大きく上回り，流速が大きく波打つかたちにならないことがわかる．また一部のケースを除き，波の作用時間が経過するにつれて中心流速および平均水位が一定値を示す定常状態が出現する．ここで水位の定常成分に大きな時間変動が見られるのは，静水面がパイプ下端に位置し越波・越流状態で遊水室に波が打ち込む**図 3.5(c)**，**3.6(c)**，**3.7(c)**に示す実験ケースが該当する．さらに静水面がパイプ内にあれば入射波高の大小にかかわらず導水が機能することや，導水管出口で伝達波が発生しないこともこれらの図より読み取れる．波がパイプ内を通過する際に曝気されることや，導水管の入口近辺で渦が発生し，この渦が管内へ取り込まれていく状況も実験で確認された．

定常状態における各諸量の算定に当たっては，実験模型の設置側で反射された逆行波が造波板で反射され，再反射波として入射波に混入する状況をできる限り防ぐことが必要である[16)17)]．併せて流速・水位の時間平均値を過大評価しないよう留意しなければならない．このため時系列結果を勘案し，水理現象が安定したと判断した$t=45$～50s のあいだ 5s 間の各諸量の時間平均値を定常状態の値として採用することとした．また導水管の流速については，管入口の流速が渦流の影響を受けていたことからこれを棄却し，管出口での流速値を用いた．

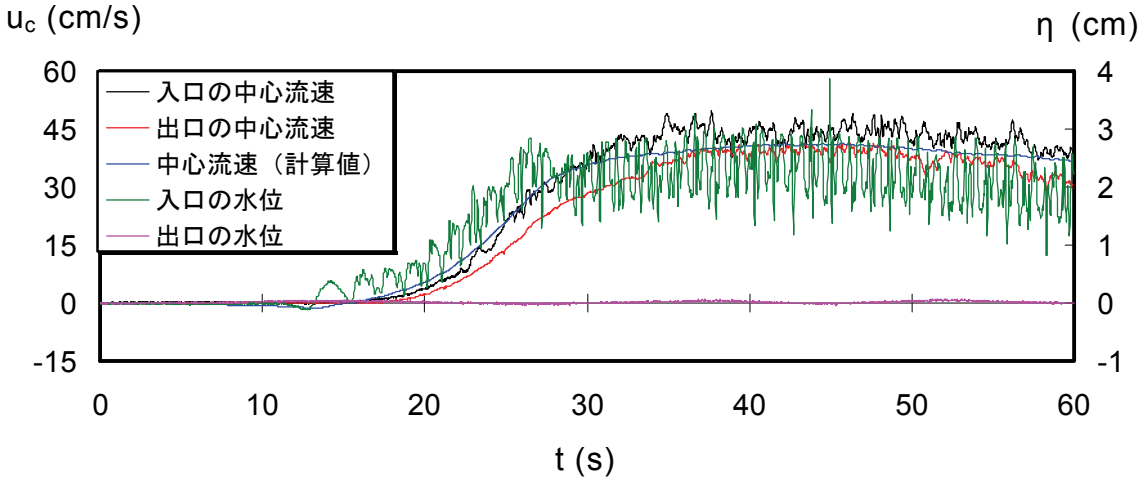
次に導水管の中心流速について，非定常流れの式による計算値と実験値を比較すると，時系列の定性的な傾向は似通っていることが図よりわかる．また入射波高が大きい波種（$H_i=8.2$～8.7cm，$T=1.2$s）では，計算値と導水管出口で計測した値のあいだで定量的にも良好な一致が見られる．一方の小波高の波種（$H_i=4.0$～4.4cm，$T=1.2$s）では，計算値と実験値のあいだでおよそ 2～4 割の差異が見受けられる．その理由として，これらのケースでは遊水室での平均水位の上昇量および導水管内での流速が比較的小さく，Reynolds 数により変化する摩擦損失係数fの与え方や，水位の計測精度・場所の影響によることが推察される．

定常状態における導水管内の中心流速について，管路出口での計測値$\overline{u_c}_{,\exp}$と計算値$\overline{u_c}_{,cal}$の関係を**図 3.8** に示す．堤体模型に対して直入射とし 12 本のパイプを開いたときの実験結果をプロットしたものであり，図中では水位・管径の組み合わせにより区分けした．図より，実験値と計算値の対応が定性的に良いのみならず，流速の実験値がおよそ 20cm/s を超えると定量的にも良好な一致度が見られることがわかる．このことからも式(2.28)，(2.16)により，導水管内で生じる流れの現象を表せることが実証されたと考える．

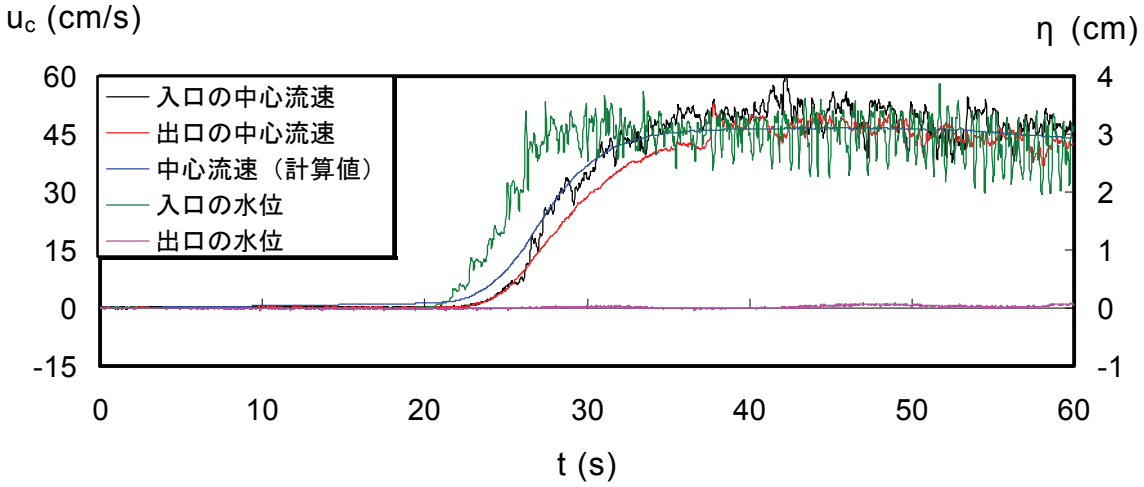
水理現象が定常状態となる場合には，式(2.28)中の加速度項を省略でき，式(2.29)が適用可能となるが，これを本実験に適用した結果を**図 3.9** に示す．この図は，定常状態とした$t=45$～50s における導水管内の断面流速について，式(2.28)による計算値$U_{cal,\,unsteady}$と式(2.29)による計算値$U_{cal,\,steady}$の関係を示したものである．本実験の定常状態の管路流れを式(2.29)により表現できることが図から読み取れる．



(a) Level 5 (H_i=8.4cm, T=1.2s)

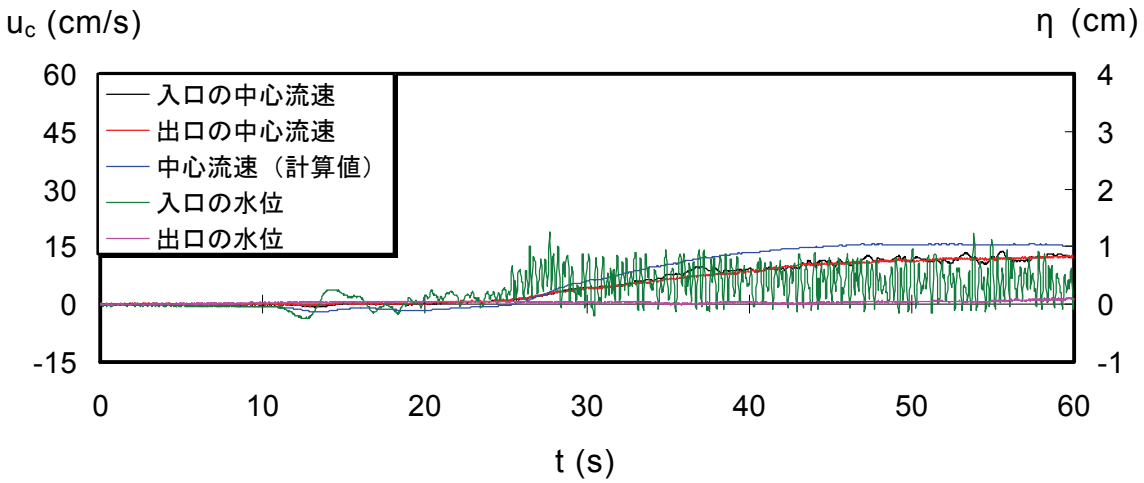


(b) Level 3 (H_i=8.5cm, T=1.2s)

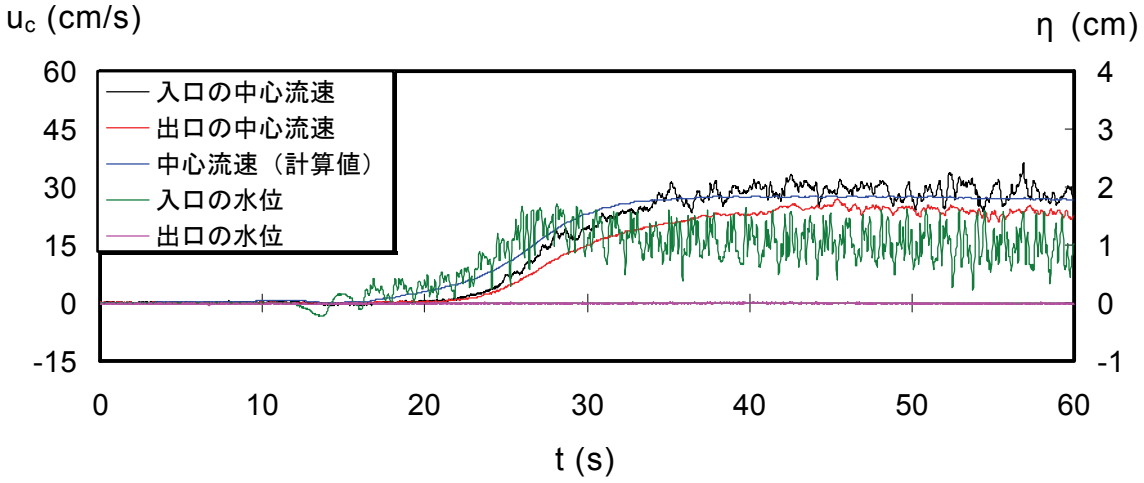


(c) Level 1 (H_i=8.4cm, T=1.2s)

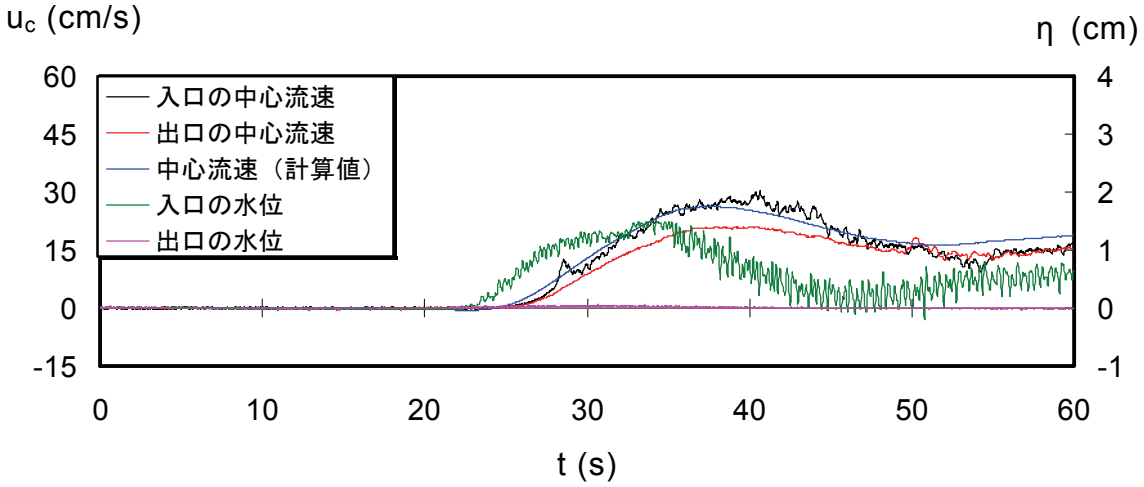
図 3.4　水位・流速の時系列（12 pipes, D=10.0cm, θ=0°）



(a) Level 5 (H_i=4.3cm, T=1.2s)

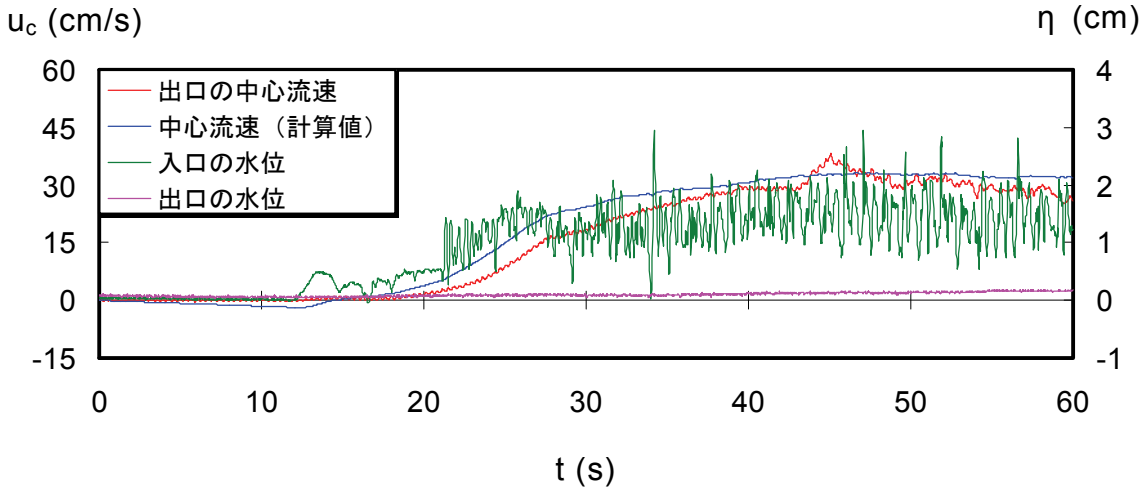


(b) Level 3 (H_i=4.4cm, T=1.2s)

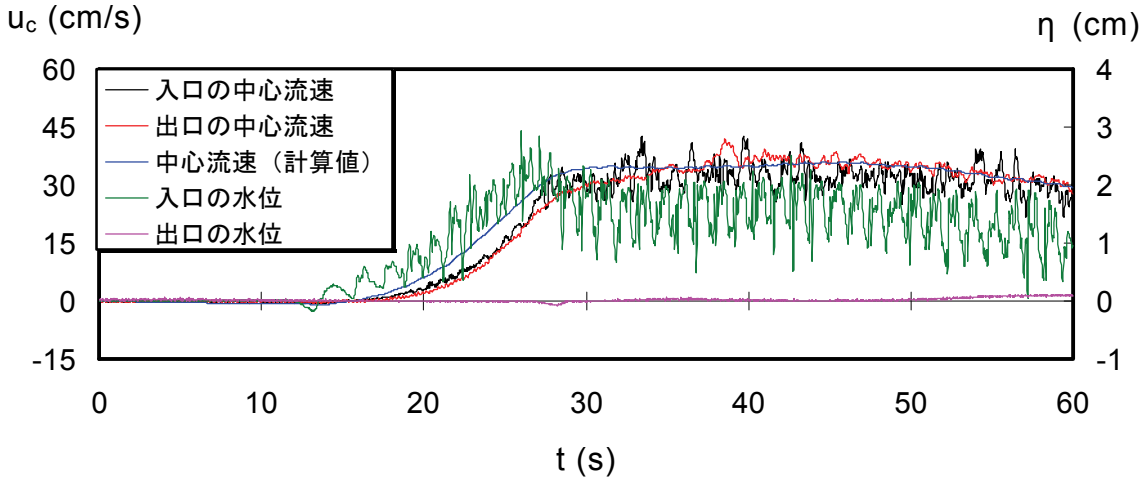


(c) Level 1 (H_i=4.0cm, T=1.2s)

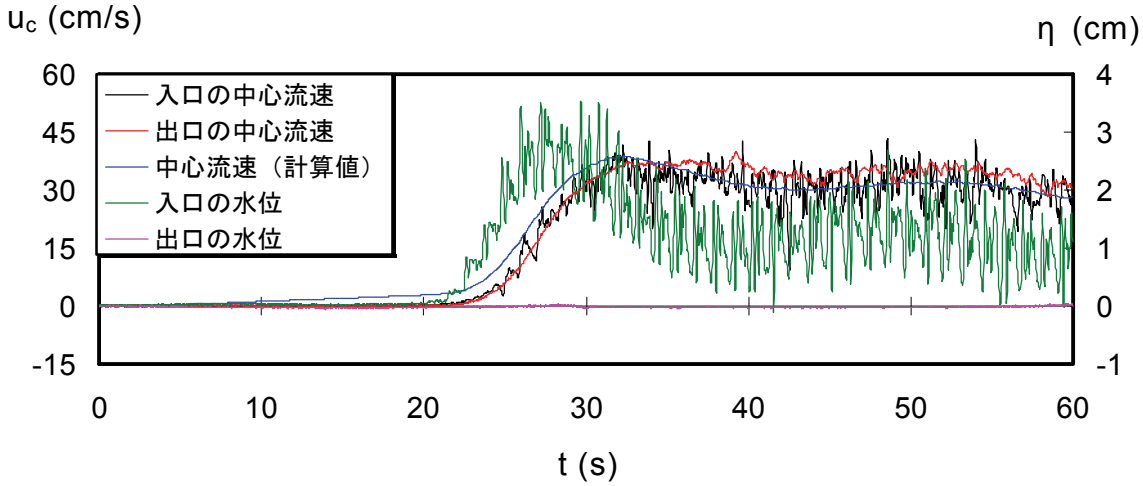
図 3.5　水位・流速の時系列（12 pipes, D=10.0cm, θ=0°）



(a) Level 5 (H_i=8.7cm, T=1.2s)

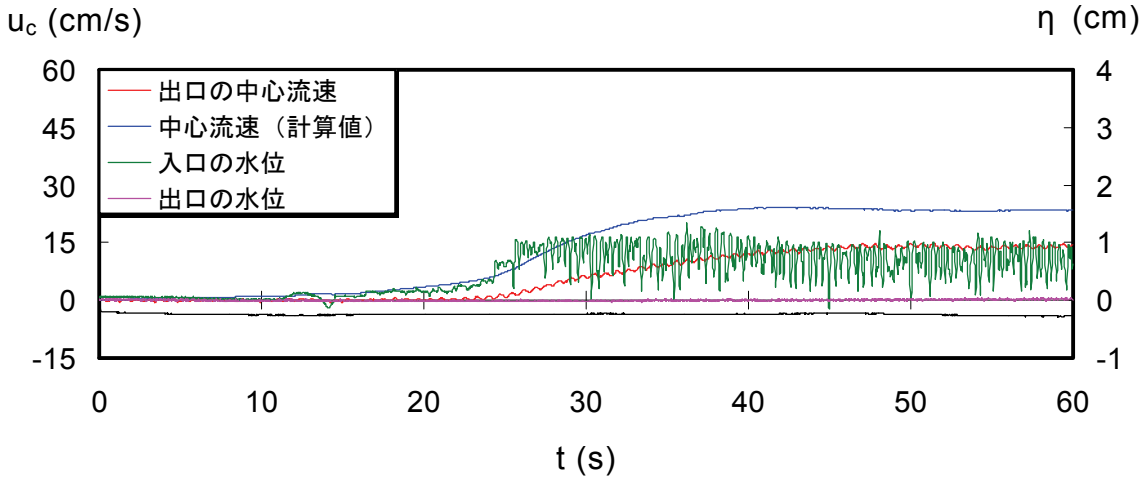


(b) Level 3 (H_i=8.2cm, T=1.2s)

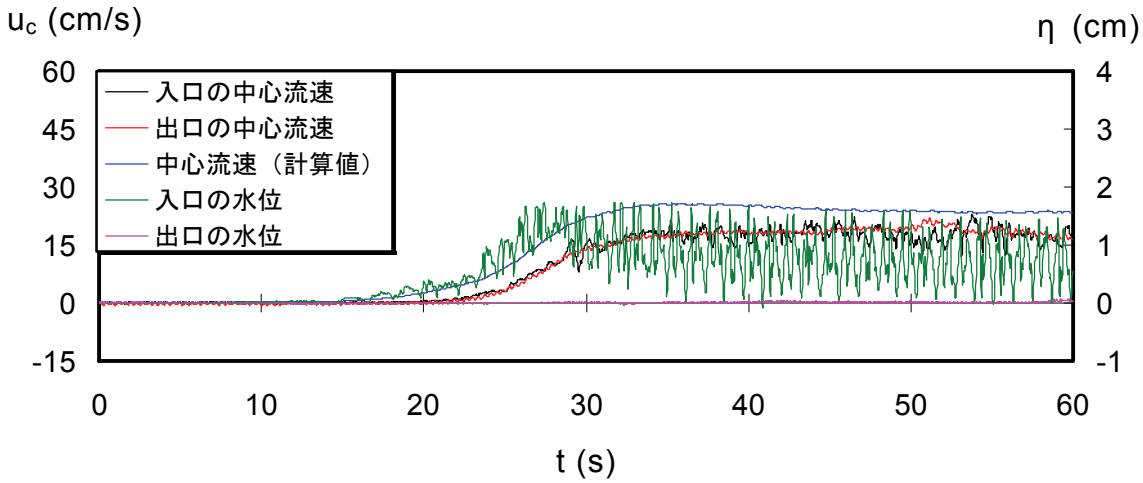


(c) Level 1 (H_i=8.4cm, T=1.2s)

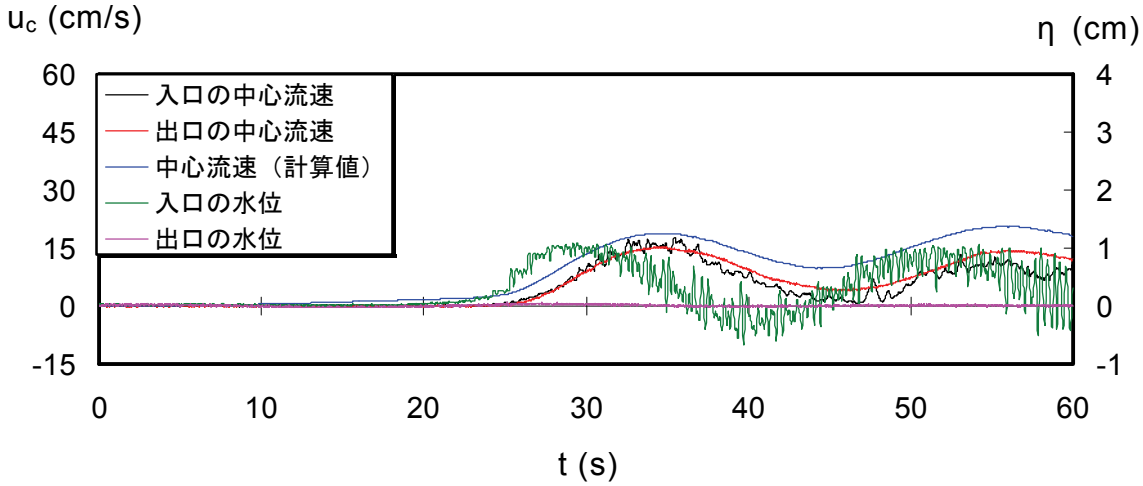
図 3.6　水位・流速の時系列（12 pipes, D=15.0cm, θ=0°）



(a) Level 5 (H_i=4.3cm, T=1.2s)



(b) Level 3 (H_i=4.1cm, T=1.2s)



(c) Level 1 (H_i=4.2cm, T=1.2s)

図 3.7　水位・流速の時系列（12 pipes, D=15.0cm, θ=0°）

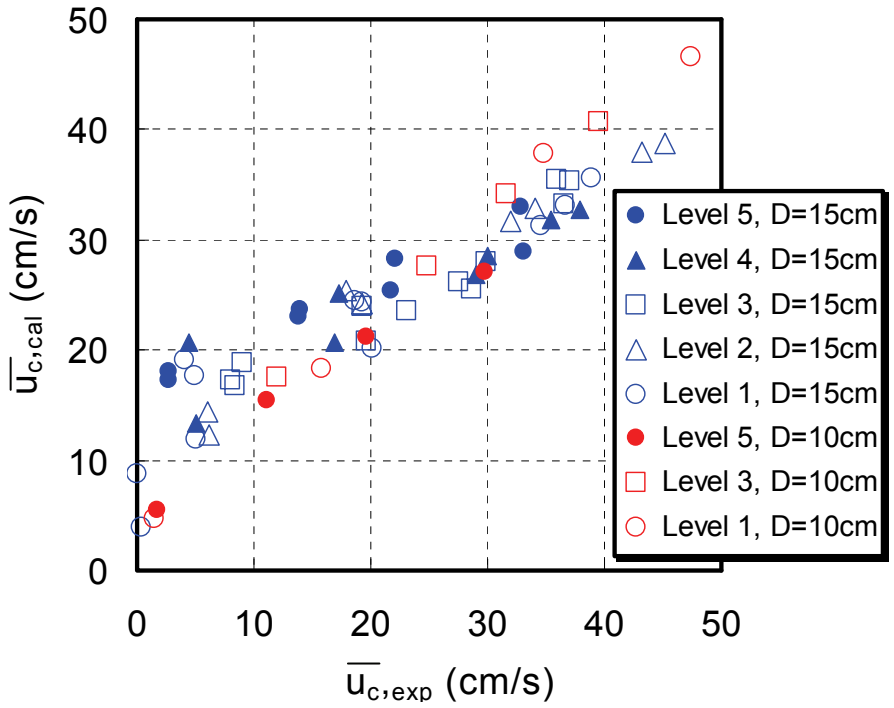


図 3.8　中心流速の実験値と計算値の比較（12 pipes, θ=0°）

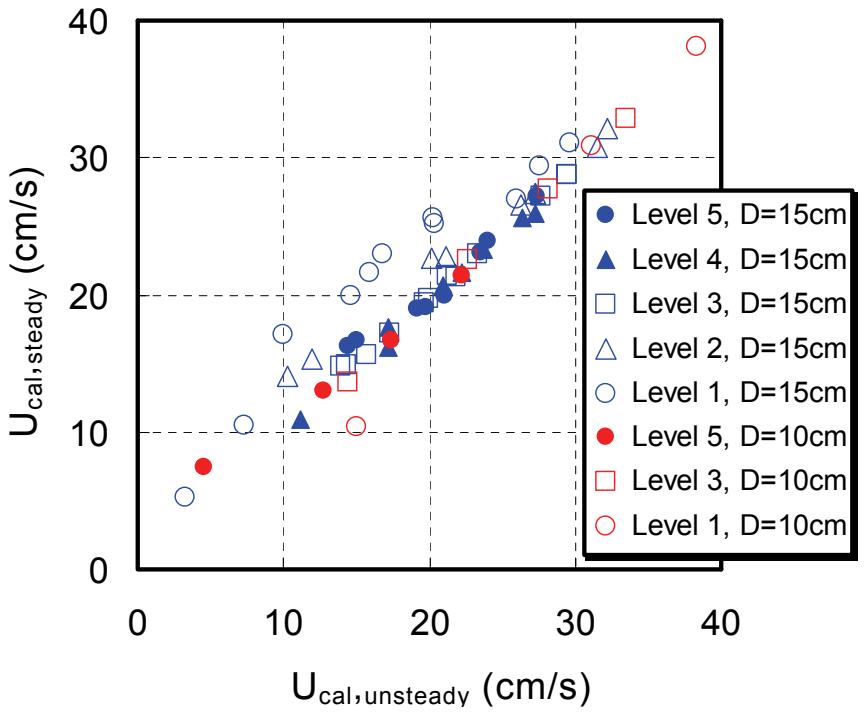


図 3.9　非定常・定常計算による断面流速値の比較（12 pipes, θ=0°）

(2) 導水性能

図 3.10 は，パイプ孔の有効本数（孔の開いている本数）n_pと定常状態における導水管による導水流量Qの関係について，導水管径Dによりそれぞれ記号で区別し示したものである．導水流量は，式(2.16)より求まるようにD=10.0cm では 0.82 倍，D=15.0cm では 0.83 倍を導水管の出口で計測した中心流速値に乗じることで断面平均流速値を算定し，これに管の断面積を乗じて算出した．実験条件は，静水面がパイプ中央に位置する Level 3 で，入射波高H_i=6.1cm，周期T=1.2s の規則波が堤体模型に対して直入射した場合に相当する．パイプ孔は堤体模型の中央部から左右対称となるように開けて，有効本数以外の孔は完全に塞いだ．

図より，導水管径の違いが導水流量に大きな影響を及ぼしていることが見て取れる．いずれの導水管径の場合でも，パイプ孔の有効本数が増えるにつれて導水流量が増大するものの，D=15.0cm では有効本数と導水流量の関係がほぼ線形関係をとるのに対し，D=10.0cm ではn_p=6 を超えてから導水流量の増加が鈍化していることがわかる．ここで導水管の流量係数C_{in}は，式(2.35)よりD=10.0cm の場合にはC_{in}=0.57，D=15.0cm の場合にはC_{in}=0.62 と算出されるが，導水管の流れ易さを表す指標としては，式(2.34)中で流量係数に管の断面積Aを乗じた$C_{in}A$を挙げることができる．本指標で比較すると，D=15.0cm の場合にはD=10.0cm の場合の 2.4 倍の流れ易さを有することとなり，この要因が導水流量の実験結果の差となって表れたと考える．また定常状態においては，パイプ孔から遊水室に流入する流量と遊水室から導水管により流出する流量が釣り合うこととなり，1 本当たりのパイプ孔の断面積A_pと有効本数n_pを乗じることで遊水室への流入量の目安を表す指標n_pA_pと導水管の流れ易さの指標$C_{in}A$の関係を，入射波条件に応じて適切に定めることが重要であると考察する．これらの$C_{in}A$とn_pA_pの比をとり本実験に対して適用すると，D=10.0cm の場合には$C_{in}A/(n_pA_p)$=0.12，一方のD=15.0cm の場合には$C_{in}A/(n_pA_p)$=0.30 を得る．前者よりも後者の方がより効率的に導水が行われることから，導水効率の観点からは$C_{in}A/(n_pA_p)$=0.30 以上となるように本海水交流施設の構造諸元を設定すれば良いと言える．

図 3.11，**3.12** は，堤体模型に対して波が直入射し，パイプ孔の有効本数が 12 本のときの相対波高H_i/D_pと導水効率Q^*の関係について，水位別にそれぞれ記号で区別し示したものである．**図 3.11** はD=10.0cm としたときの実験結果であり，**図 3.12** はD=15.0cm のときのそれに相当する．導水効率は，1 周期間の導水流量QTを堤体前における入射波の峰の水塊量に当たる$H_iL_iB/(2\pi)$で除して定義した．なおここでは予備実験で実施した 2 段配置・パイプ孔の有効本数 24 本の場合についても，参考として併せて図示した．2 段とした場合には，現在あるパイプ列の各孔の中心から 10.0cm 真下にそれぞれの孔の中心がくるようパイプを配置し，静水面は上段パイプ孔の中心位置に当たるよう設定した．

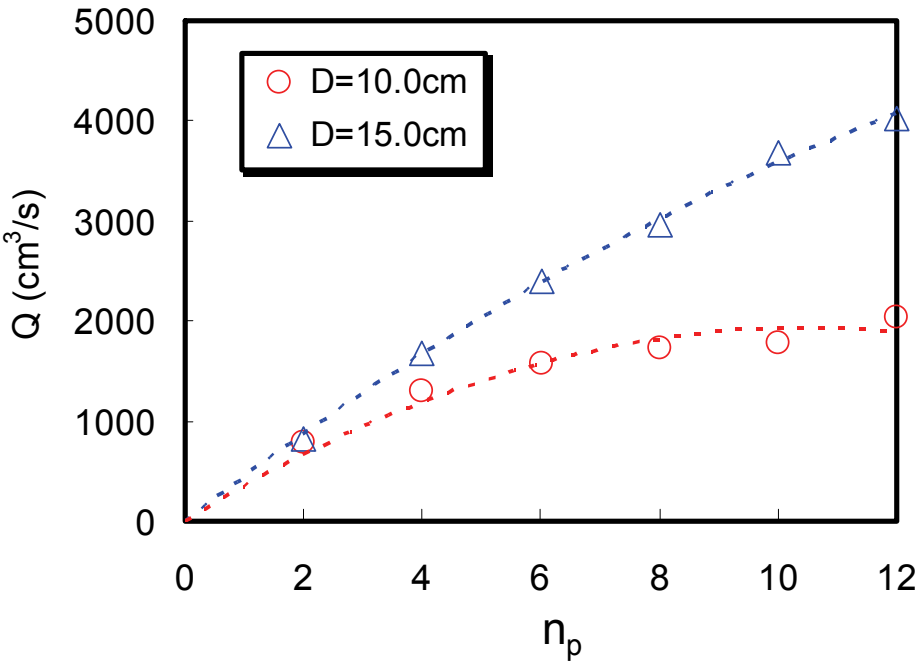


図 3.10　孔数・導水管径と導水流量の関係（Level 3, H_i=6.1cm, T=1.2s, θ=0°）

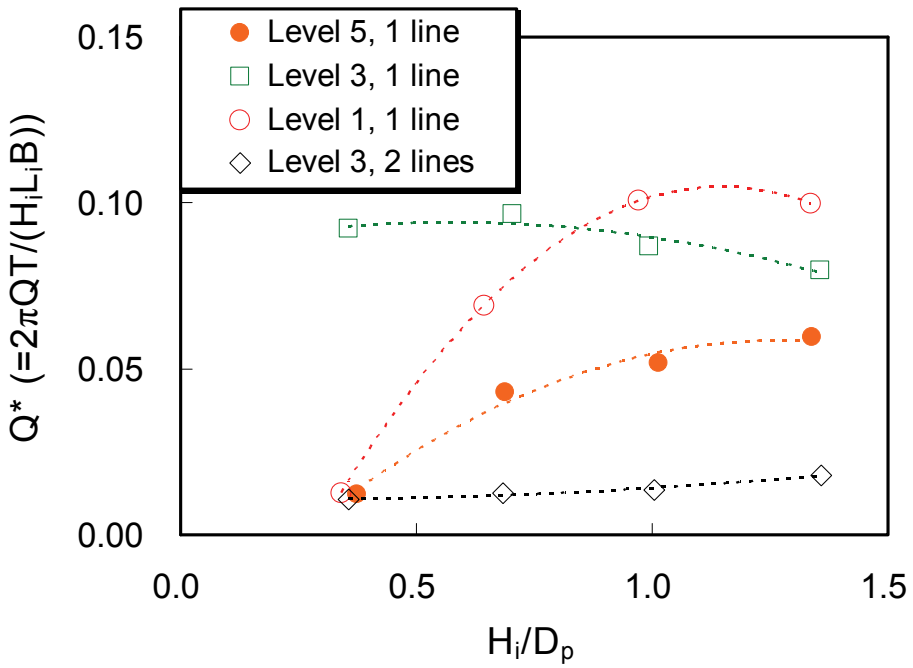


図 3.11　相対波高と導水効率の関係（12 pipes, D=10.0cm, θ=0°）

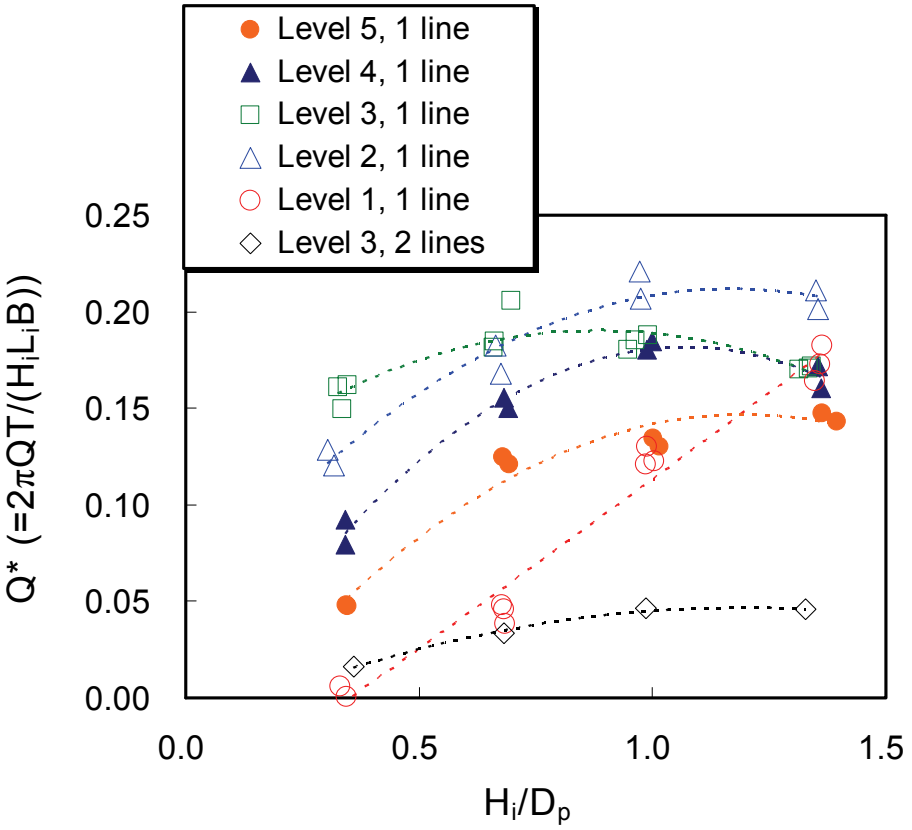


図 3.12　相対波高と導水効率の関係（12 pipes, D=15.0cm, θ=0°）

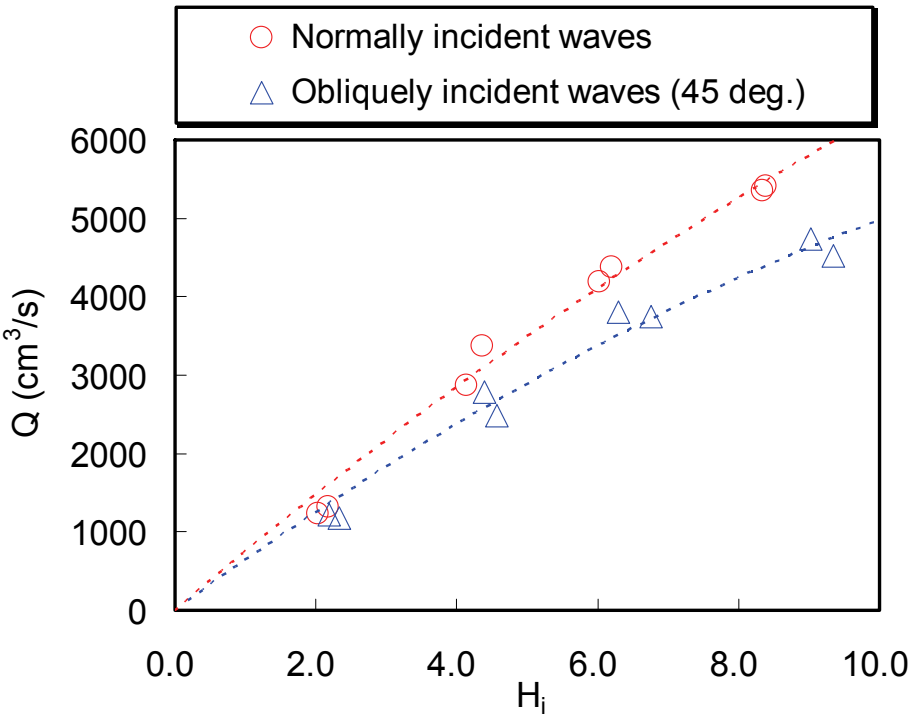


図 3.13　波の入射角度の違いによる波高と導水流量の関係
（12 pipes, Level 3, D=15.0cm）

これらの図より，導水管径の違いにかかわらず，パイプ孔上端から下端までのあいだに静水面が位置すれば導水が機能することが見て取れる．特に静水面がパイプ中央に位置する Level 3 では，D=10.0cm でQ^*=0.08～0.10，D=15.0cm でQ^*=0.15～0.19 となり，入射波高の大小によらず安定した高い導水効率となることがわかる．ただし**図 3.10** でも見られたように，導水管径が導水効率に及ぼす影響は，やはりこれらの図においても顕著に認められる．導水管径をD=15cm としたときの導水効率の最大値$Q^*_{\max}$は，静水面が Level 2 で入射波高がパイプ孔の径とほぼ同じH_i/D_p=0.97 とそれより入射波高の大きいH_i/D_p=1.35 において$Q^*_{\max}$=0.21 程度を記録している．導水管径をD=15.0cm に選択したときには，前章で取り扱った海水交流施設の実験結果と比べても遜色ない導水性能を有することが明らかとなった．なおいずれの導水管でもパイプを 2 段配置した場合には，1 段配置した場合と比較して導水効率が大幅に劣る結果となった．これは下段のパイプ孔を通じて遊水室から沖側への戻り流れが発生することが原因である．

図 3.13 は，パイプ孔の有効本数が 12 本でD=15.0cm，Level 3 としたときの入射波高H_iと導水流量Qの関係について，堤体模型に対して波が直入射した場合と 45°斜め入射とした場合をそれぞれ記号で区別し示したものである．図より，波が堤体模型に対して斜め入射する場合でも導水が機能することがわかる．実験値に対する近似曲線に着目すると，直入射時と比べて斜め入射波の場合では，最大で 20%の導水流量の低減が見られる．実務上は，入射波高を入射角で補正した$H_i\cos\theta$を直入射波による導水流量の実験結果に対して適用すれば，斜め入射時における導水流量を推定できるものと考察する．

3.4　長水路における水理模型実験の概要（実験Ⅱ）

(1) 実験装置

断面実験は，**図 3.14** に示す長水路（長さ 100.0m，幅 1.00m，深さ 1.50m）で実

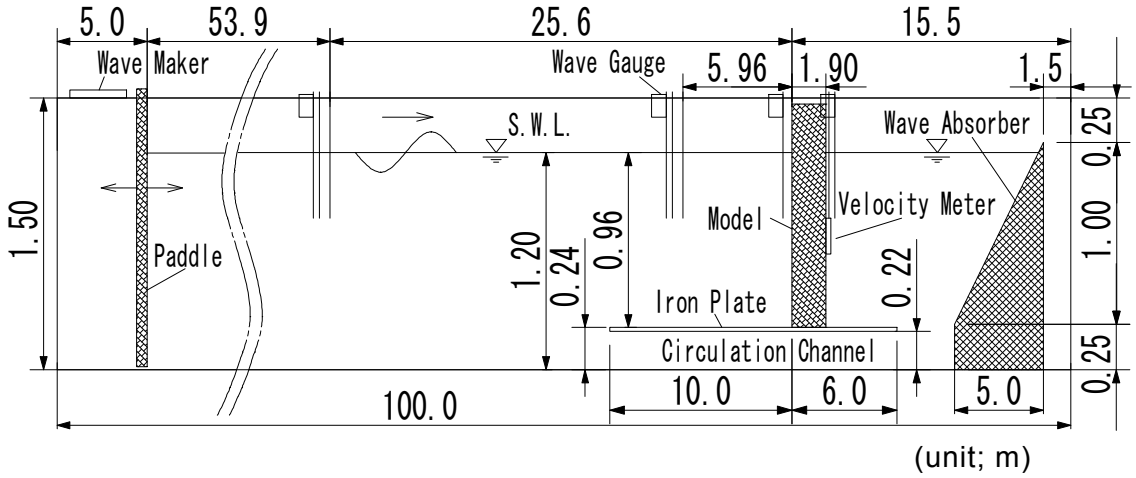


図 3.14　長水路

施した．本水路の一端には反射波吸収制御式ピストン型造波装置を，他端には反射波を防止するために砕石およびヘチマロンより構成される消波工を設置した．水路は水平床とし，実験模型による導水に伴い模型の前後で水位差が生じることがないよう，厚さ 2.0cm の鉄板を長さ 16.0m 区間にわたり敷き詰めた．こうすることで高さ 22.0cm の通水部を設け，嵩上げした水平床下で水が循環するよう施した．また実験模型は，造波板から 79.5m 離れた嵩上げ床上に模型の前面壁が当たるように設置した．模型の前面壁から沖側への嵩上げ床の長さは 10.0m，一方の前面壁から岸側へは 6.0m とした．

(2) 実験模型

断面実験で使用した模型の構造諸元を**図 3.15** に示す．本実験模型は，防波堤型式を想定したものであり，外形を長さ 100.0cm，幅 190.0cm，高さ 126.0cm として主に耐水ベニヤ板で製作した．堤体内には，同一諸元のパイプを同レベル 1 段配置として前面壁から堤体内部の遊水室まで水平に組み入れるとともに，遊水室か

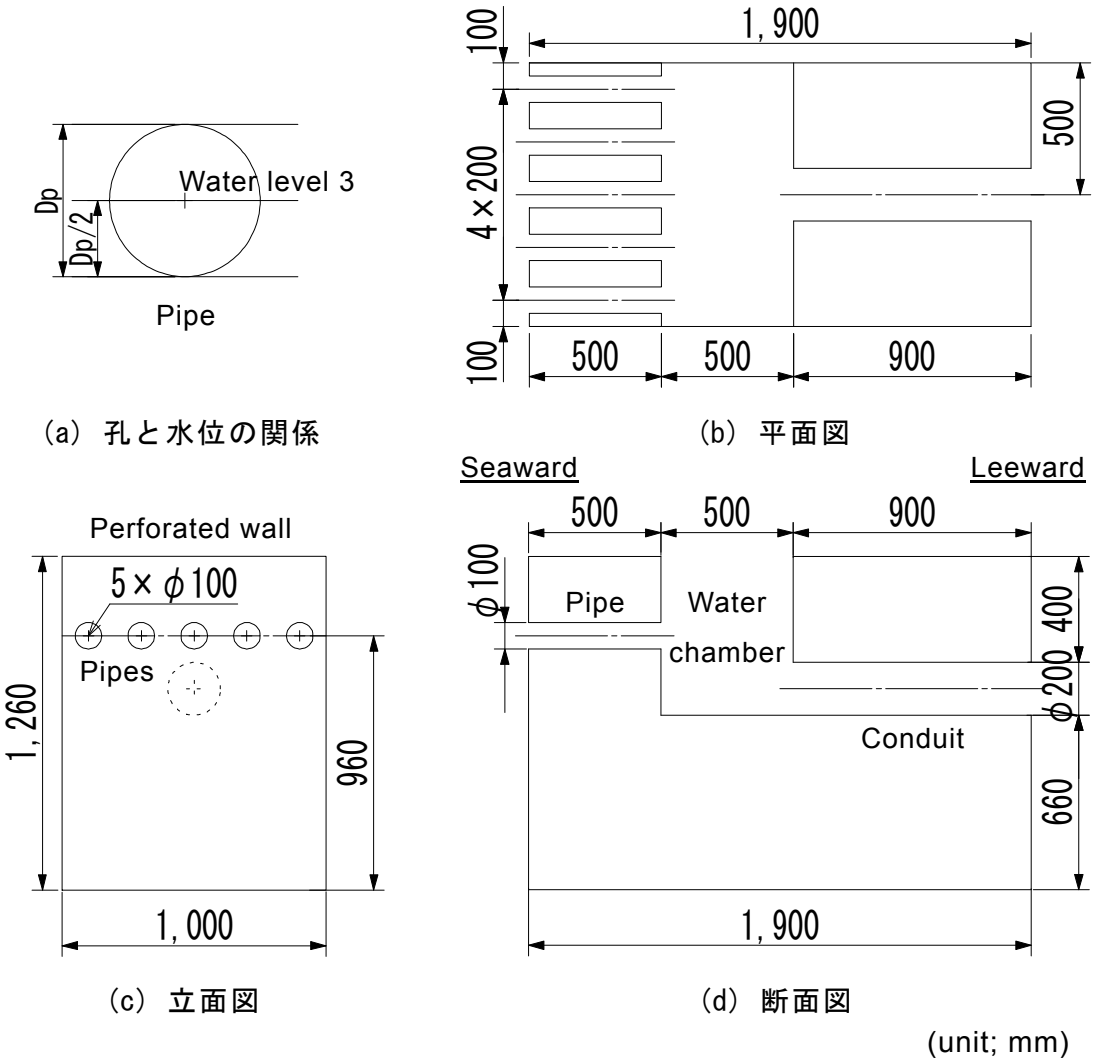


図 3.15　実験模型の構造諸元

ら後面壁までを没水型の導水管路で繋ぐ構造とした．パイプには，内径が D_p=10.0cm，長さが 50.0cm のアクリル製を使用し，パイプ孔の中心が直立壁の底部から 96.0cm 位置，かつ孔の中心間隔が 2 D_p となるように 5 本配置した．また遊水室は，長さ 100.0cm，奥行き 50.0cm とし上床版を取り付けず開放状態とした．さらに導水路には，内径 D=20.0cm，長さ L=90.0cm の塩化ビニル製の円管を使用した．このとき後面壁の開口率は 3.3%である．実験の実施に当たっては，前面壁上に耐水ベニヤ板を設け，越波を許容しないこととした．本実験で想定した模型縮尺は 1/10 程度である．

これらの構造諸元は，ケーソン堤として側壁と隔壁のあいだ 1 スパンにパイプを組み込むとともに，その背後の隔壁間の 1 スパンに遊水室を設けることを念頭に置いて決めたものである．また先だって実施した平面実験結果も踏まえて，導水性能を表す指標 $C_{in}A/(n_p A_p)$が 0.30 以上となるように設定した．さらに実際場における潮位変化や，施設の維持管理に際してパイプや導水管内に人が入る可能性があることを勘案し，実機のパイプおよび導水管路の内径が 1.0m 以上となるよう想定した．このようにして定めた模型諸元に対して上記の指標を適用すると，$C_{in}A/(n_p A_p)$=0.55 となる．

(3) 実験条件および計測項目

実験波は，**表 3.2** に示す波諸元を有する規則波および Bretschneider・光易型スペクトルの不規則波とした．水位は，**図 3.15** 中でも示したとおりパイプ孔の中心位置に静水面が相当する Level 3 とした．計測は，容量式波高計による水位変動および I 型電磁流速計による導水管内の流速について実施した．**図 3.14** 中にも示すように波高計センサーは，造波板からおよそ 54m 離れた水路床上と，実験模型の前面壁からおよそ 3m 沖側の嵩上げ床上にそれぞれ 3 本を，模型の前面壁から 50cm 位置および遊水室の中央ならびに模型の後面壁から 50cm 位置にそれぞれ 1 本ずつの計 11 本を配置した．一方の流速計センサーは，導水管路の出口の中心位置に配置した．これらの計測機器により得られるデータは，PC によりサンプリング間隔 50Hz で AD 変換しデータ収集をした．取得した時系列データに対し，水理現象が安定してから規則波で 10 波程度，不規則波で 250 波程度を平均化処理して各諸量の値を算定した．入射波の諸元および反射率については，合田ら[18]による入・反射波の分離推定法により求めた．

表 3.2　実験で用いた波条件と水深

	Regular waves	Irregular waves
Wave height	H = 3.0, 5.0, 7.0, 10.0 cm	$H_{1/3}$ = 2.0, 4.0, 6.0 cm
Wave period	T = 1.27, 1.91 s	$T_{1/3}$ = 1.15, 1.60 s
Water depth	h = 96.0 cm	h = 96.0 cm

3.5　数値計算法の概要

(1) VOF 法（Volume of Fluid Method）

自由水面を有する非圧縮性粘性流体の流体現象を解析的に取り扱う方法のひとつに VOF 法（Volume of Fluid Method）が存在する．VOF 法は，Hirt ら [19) 20)]の研究グループによって研究開発に取り組まれた計算方法で，波動などの流体運動の解析において有力な手法として知られている．またソースプログラムが公開されていることもあり，数値流体力学（CFD）の分野では，粒子法などとならび広く用いられてきた．日本では VOF 法の系統に当たる計算方法として，海岸工学の分野では CADMAS-SURF (SUper Roller Flume for Computer Aided Design of MAritime Structure) Ver. 4.0 が開発された [21)]．本計算法の特長としては，基礎方程式中に Porous Body（多孔質体）モデル [22)]が組み込まれ，消波ブロックや捨石などの透過性構造物が取り扱える点が挙げられる．さらに数値波動水路において無反射造波境界を実現し，複雑な波動現象に対して適用可能であることが，さまざまな研究者・技術者によって報告されている．

ここでは数値流体力学の観点から本海水交流施設に係る水理現象を解明するために CADMAS-SURF Ver. 4.0 を適用し，導水効果および波浪制御効果について検討する．併せて計算結果を実験結果と比較することで現象の再現性を検証する．

(2) 方程式系および解法

基礎方程式は，式(3.1)～(3.3)に示すとおり 2 次元非圧縮性粘性流体に対する Navier-Stokes 方程式に Porous Body モデルを導入した式である．数値計算は，これらの方程式を Staggered Mesh として Control Volume 法により空間的に離散化し，SMAC 法 [23)]（Simplified Marker and Cell method）による時間発展型として進める．その際に内部流体として計算することができない自由表面については，式(3.4)に示す VOF 関数 F の移流方程式に Donor-Acceptor 法を適用して取り扱う．

運動方程式：

$$\lambda_v \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial \lambda_x uu}{\partial x} + \frac{\partial \lambda_z wu}{\partial z} = -\frac{\gamma_v}{\rho}\frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x}\left\{\gamma_x \nu_e \left(2\frac{\partial u}{\partial x}\right)\right\} + \frac{\partial}{\partial z}\left\{\gamma_z \nu_e \left(\frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z}\right)\right\} - D_x u + u q_s(z,t) - R_x \tag{3.1}$$

$$\lambda_v \frac{\partial w}{\partial t} + \frac{\partial \lambda_x uw}{\partial x} + \frac{\partial \lambda_z ww}{\partial z} = -\frac{\gamma_v}{\rho}\frac{\partial p}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial x}\left\{\gamma_x \nu_e \left(\frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z}\right)\right\} + \frac{\partial}{\partial z}\left\{\gamma_z \nu_e \left(2\frac{\partial w}{\partial z}\right)\right\} - D_z w + w q_s(z,t) + \frac{\nu}{3}\frac{\partial q_s(z,t)}{\partial z} - R_z - \gamma_v g \tag{3.2}$$

連続方程式：

$$\frac{\partial \gamma_x u}{\partial x}+\frac{\partial \gamma_z w}{\partial z}=q_s(z,t) \tag{3.3}$$

VOF 関数 F の移流方程式：

$$\gamma_v \frac{\partial F}{\partial t}+\frac{\partial \gamma_x uF}{\partial x}+\frac{\partial \gamma_z wF}{\partial z}=Fq_s(z,t) \tag{3.4}$$

ここに，t：時間，x，z：それぞれ水平・鉛直方向の座標，u，w：それぞれ水平・鉛直方向の流速，ρ： 水の密度，p：圧力，v_e：分子動粘性係数および渦動粘性係数の和，g：重力加速度，γ_v：空隙率，γ_x，γ_z ：それぞれ水平・鉛直方向の面積透過率，λ_v，λ_x，λ_z：それぞれ構造物の存在による慣性力，D_x，D_z：それぞれ水平･鉛直方向のエネルギー減衰帯における係数，$q_s(z,t)$：造波ソース，R_x，R_z：それぞれ水平・鉛直方向の Porous Body からの抵抗力である．

これらの基礎方程式中にある構造物の存在による慣性力および Porous Body からの抵抗力については，それぞれ式(3.5)，(3.6)に示すようにモデル化される．またエネルギー減衰帯 [24]（式(3.7)）および Sommerfeld の放射条件（式(3.8)）を組み合わせることで，式(3.9)に示す造波ソースを任意の位置に設定することが可能である．

構造物の存在による慣性力：

$$\left.\begin{aligned}\lambda_v&=\gamma_v+(1-\gamma_v)C_M\\ \lambda_x&=\gamma_x+(1-\gamma_x)C_M\\ \lambda_z&=\gamma_z+(1-\gamma_z)C_M\end{aligned}\right\} \tag{3.5}$$

ポーラスボディからの抵抗力：

$$\left.\begin{aligned}R_x&=\frac{1}{2}\frac{C_D}{\Delta x}(1-\gamma_x)u\sqrt{u^2+w^2}\\ R_z&=\frac{1}{2}\frac{C_D}{\Delta z}(1-\gamma_z)w\sqrt{u^2+w^2}\end{aligned}\right\} \tag{3.6}$$

エネルギー減衰帯における係数：

$$\left.\begin{aligned}D_x&=\theta_x\sqrt{\frac{g}{h}}\,(N+1)\left(\frac{x-x_0}{l}\right)^N\\ D_z&=\theta_z\sqrt{\frac{g}{h}}\,(N+1)\left(\frac{x-x_0}{l}\right)^N\end{aligned}\right\} \tag{3.7}$$

Sommerfeld の放射条件：

$$\frac{\partial f}{\partial t}+C\frac{\partial f}{\partial x}=0 \tag{3.8}$$

造波ソース：

$$q_s(z,t) = \frac{2U_s(z,t)}{\Delta x_s} \tag{3.9}$$

ここに，C_M：慣性力係数，C_D：抗力係数，Δx，Δz：それぞれ水平・鉛直方向の格子間隔，h：水深，l：エネルギー減衰帯の長さ(=2 波長)，x_0：エネルギー減衰帯の開始位置，N：分布関数の次数(N=2)，θ_x，θ_z：無次元係数(θ_x=0.6，θ_z=0.6)，f：物理量，C：波速，Δx_s：造波ソースでの格子間隔，$U_s(z,t)$：造波用流速（ストークス波第 5 次近似解あるいはクノイド波第 3 次近似解）である．

表 3.3　数値計算で与えた諸条件

計算領域	長さ(x-) 45.0m,　高さ(z-) 1.26m
計算格子	x 方向: 計 3,078格子 x = 0.0～19.6m, Δx=2.0cm, 980格子 x=19.6～20.0m, Δx=2.0～1.0cmで漸減, 27格子 x=20.0～23.8m, Δx=1.0cm, 380格子 x=23.8～24.0m, Δx=1.0～0.5cmで漸減, 27格子 x=24.0～27.0m, Δx=0.5cm, 600格子 x=27.0～27.2m, Δx=0.5～1.0cmで漸増, 27格子 x=27.2～30.0m, Δx=1.0cm, 280格子 x=30.0～30.4m, Δx=1.0～2.0cmで漸増, 27格子 x=30.4～45.0m, Δx=2.0cm, 730格子
	z 方向: 計 199格子 z=0.00～0.40m, Δz=1.0cm, 40格子 z=0.40～0.60m, Δz=1.0～0.5cmで漸減, 27格子 z=0.60～1.26m, Δz=0.5cm, 132格子
波条件	規則波; H=3.0, 5.0, 7.0, 10.0cm,　T=1.26, 1.90s
水深	h=0.96m
造波ソース	x=12.0m　(T=1.90sのとき) x=18.0m　(T=1.26sのとき)
境界条件	Sommerfeldの放射条件（x=0.0, 45.0m） エネルギー減衰帯（両端から2波長分）
構造体設置位置	x=25.0m
移流項	中心差分と風上差分の割合 9:1
VOF関数F	フリー
その他境界・諸量	スリップ
ポーラス値下限値	0.0001
気泡上昇速度	0.2m/s
水滴落下速度	フリー
造波時間	静水状態から30s間
時間積分間隔	CFL条件および粘性項の安定条件より 定まる時間積分間隔に0.25を乗じた時間
データ出力間隔	0.02s

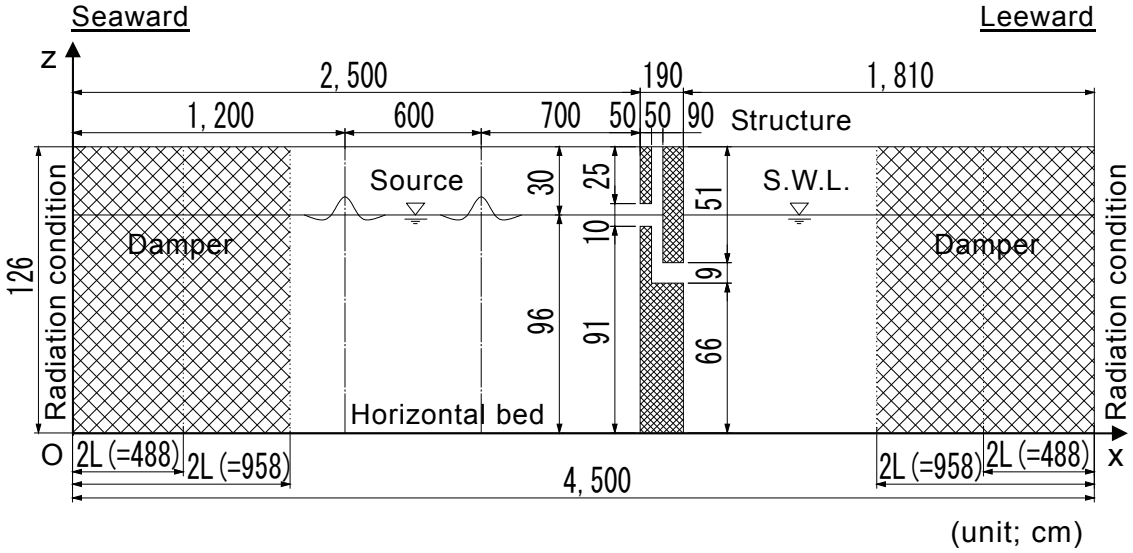


図 3.16　数値計算で用いた水路および堤体の構造諸元

(3) 計算条件

数値計算の対象とした水路および堤体の構造諸元を図 3.16 に,与えた諸条件を表 3.3 に示す．これは数値計算による水理現象の再現性を水理模型実験結果と比較するために，実験で用いた水路および堤体模型とほぼ同一諸元で設定したものである．長さ方向の構造形状が一様ではない堤体を断面としてモデル化するに際しては，堤体沖側の開口部をパイプ内径で代表することとした．一方の岸側の開口部については，実験模型におけるパイプ 1 本当たりに対応する導水管路の断面積を算出し，この断面積を有する円管の内径として設定した．この定義によると円管内径は 8.9cm であり,数値を丸めて 9.0cm で与えた.作用波は, H=3.0～10.0cm, T=1.26, 1.90s の規則波とし，造波ソースにより波を起こした．また数値水路の両端部では，エネルギー減衰帯および Sommerfeld の放射条件を課し，無反射水路とした．計算格子は可変メッシュであり，堤体の設置位置および水表面付近の格子を細分化した．なお波の作用時間は短いことから嵩上げ床は設けていない．

3.6　水路における導水特性および波浪制御特性

(1) 水位・流速の時系列データと管路流れの式の適用性

まず長水路における断面実験の結果および導水管に対する管路流れの理論式の適用性について論じる．

図 3.17, 3.18 は，波高が大きい波条件である入射波高 H_i=9.7cm，周期 T=1.27s および H_i=9.2cm，T=1.91s の規則波を作用させた場合について，造波を始めてから 120s 間にわたる導水管の入口・出口での水位および導水管出口での中心流速の時系列データをそれぞれ示したものである．また図 3.19, 3.20 には，入射波高 $H_{1/3}$=6.0cm，周期 $T_{1/3}$=1.19s および $H_{1/3}$=6.2cm，周期 $T_{1/3}$=1.73s の不規則波を作用

させた場合について，造波を始めてから 240s 間にわたる水位・流速をそれぞれ示した．これらの図中では実験値に加えて，既に述べた定断面・単一管路に対する非定常流れの式(式(2.28))および管の断面平均流速と中心流速の関係式(式(2.16))による計算値についても併せて示した．計算条件は，やはり鮏川ら[13]の研究成果を踏まえて，管路の入口・出口の損失係数をそれぞれ f_e=1.00，f_o=1.00 とし，その他条件を f_b=0.00，L=0.90m，D=0.20m，n=0.010m$^{-1/3}$s，$\Delta h = \eta_e - \eta_o$ で与えた[14)15)]．また水位の実験値は 50Hz の離散値として得たことから，この実験値を用いて $\Delta t = 0.02$s で時間積分することで計算を進めた．

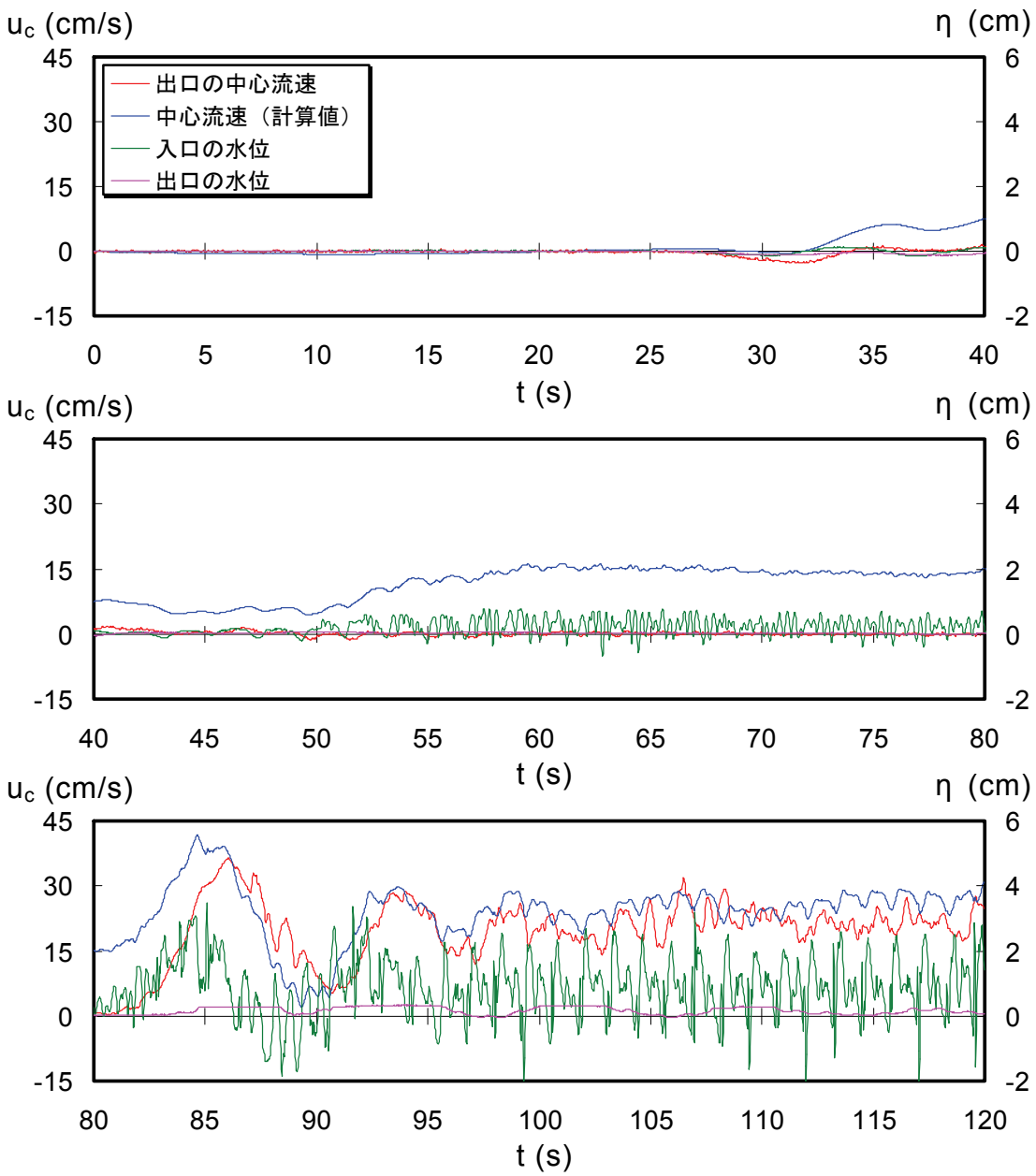


図 3.17　水位・流速の時系列（規則波，H_i=9.7cm，T=1.27s）

これらの図からは平面実験結果と同様に，堤体に作用する波によりパイプ孔を通じて波が遊水室内に流入し，これによって遊水室内の水位が上昇して導水される様子が見て取れる．また水位変動には，作用波の基本周波数に加えて，波が打ち込むことで発生する高周波数成分が見られる．さらに規則波のときの流速には，時間平均化した定常成分に作用波の周期に対応した振動成分が乗っていることもわかる．これは本実験での導水管路が比較的に短いために生じた現象であると言える．一方の不規則波のときの流速では，波周期に応じた振動成分よりも波群による数周期オーダーの変動成分の存在が顕著に見受けられる．

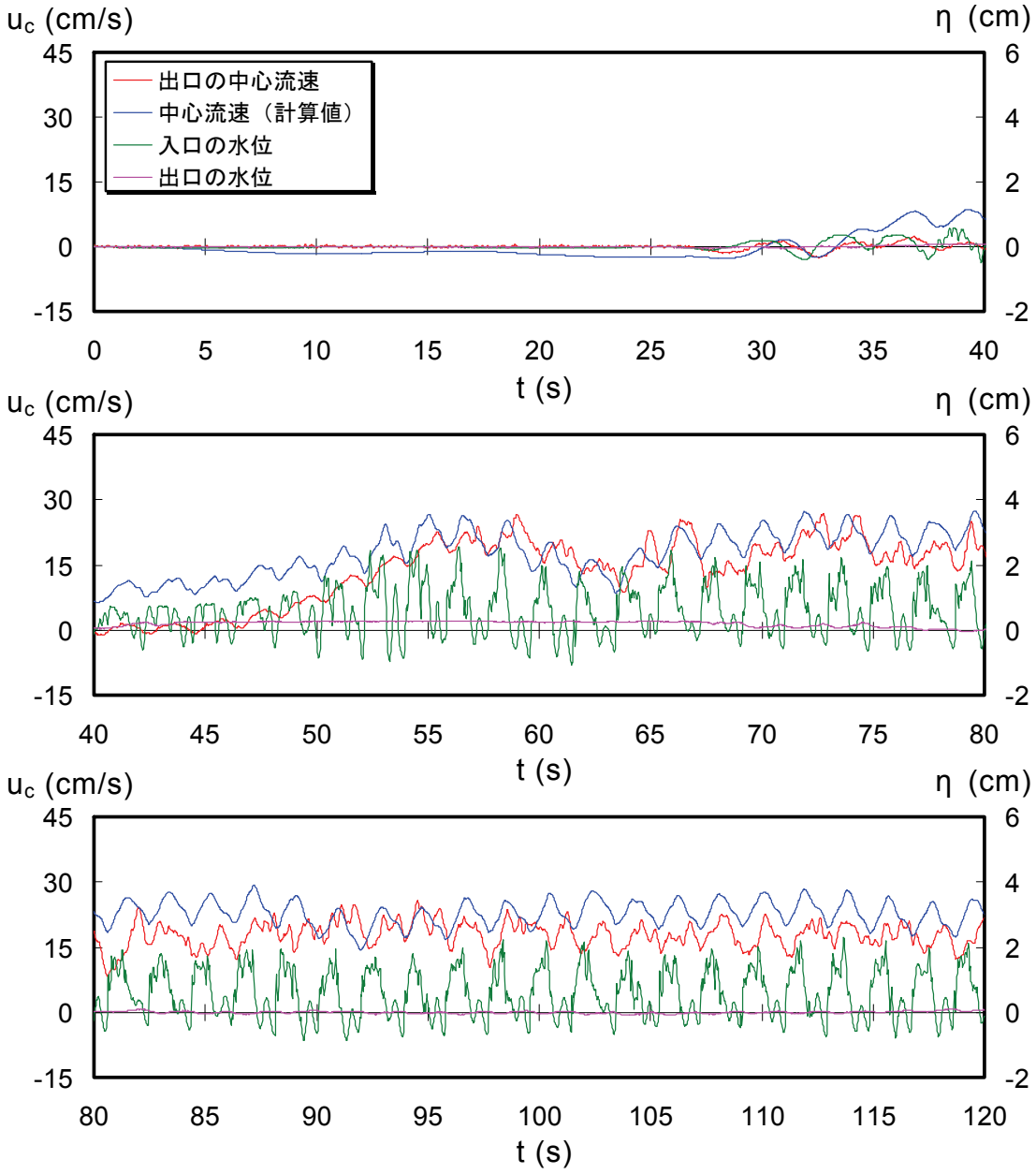


図 3.18　水位・流速の時系列（規則波，H_i=9.2cm，T=1.91s）

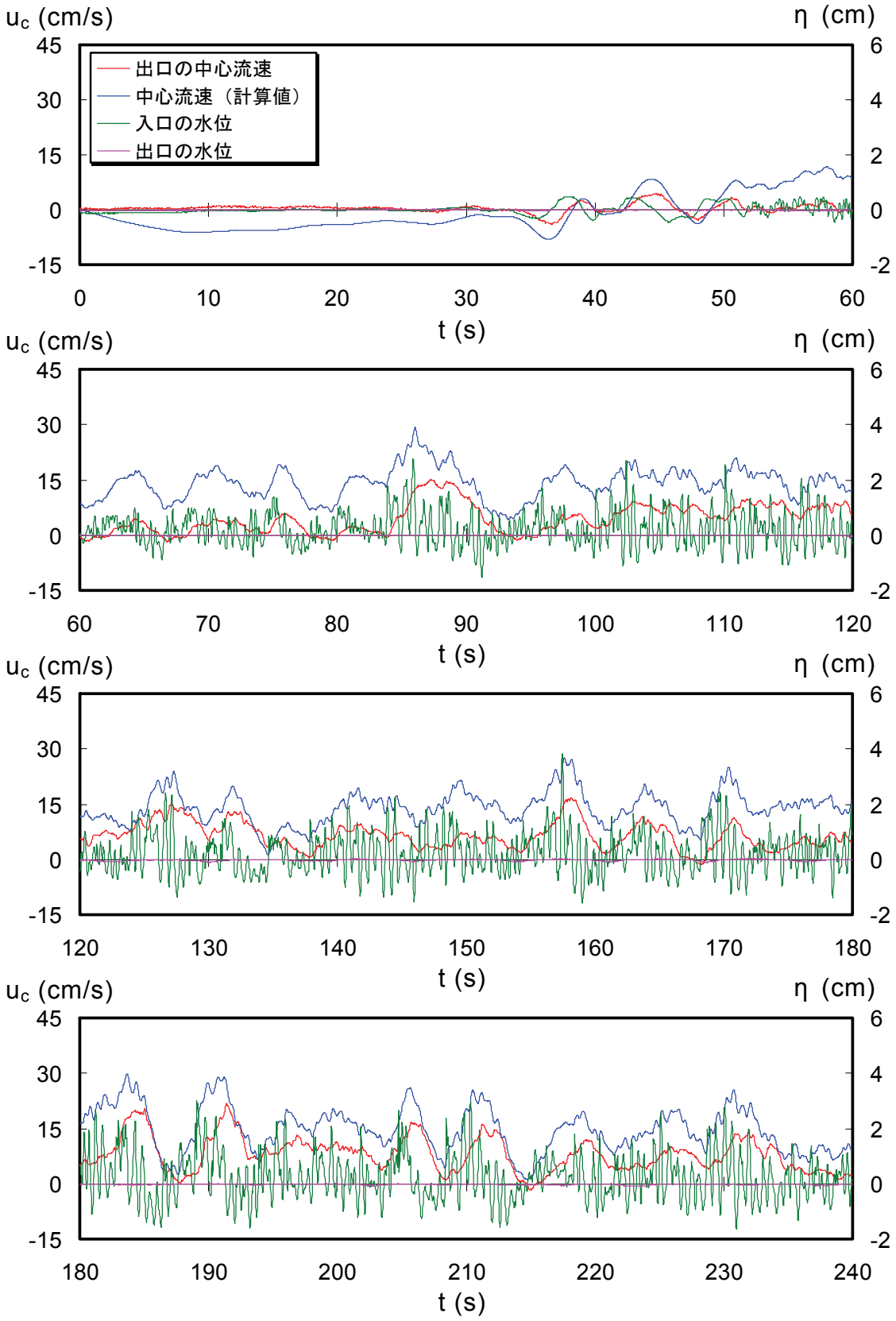


図 3.19　水位・流速の時系列（不規則波，$H_{1/3}$=6.0cm，$T_{1/3}$=1.19s）

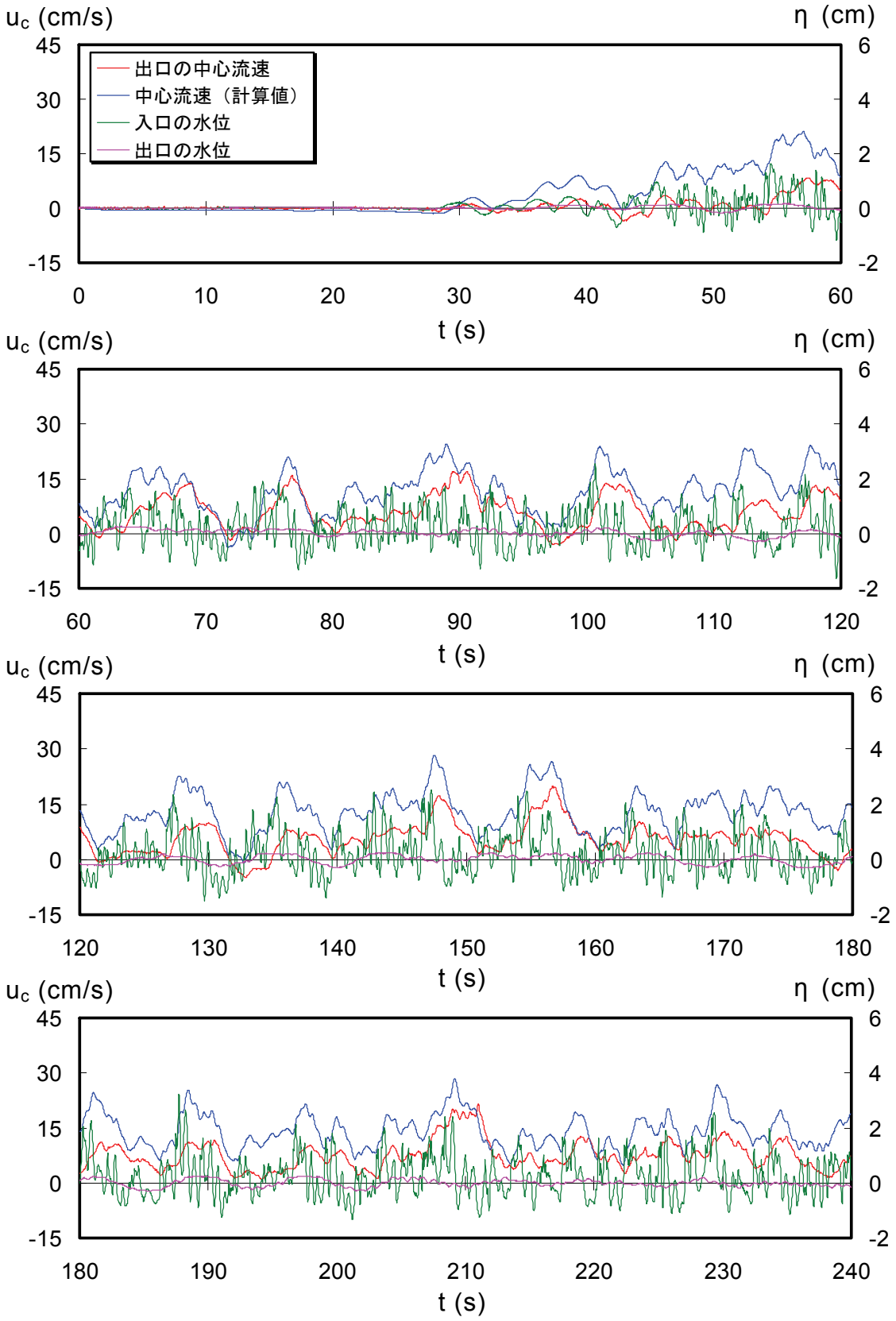


図 3.20　水位・流速の時系列（不規則波，$H_{1/3}$=6.2cm，$T_{1/3}$=1.73s）

流速の計算値と実験値を比較すると，規則波・不規則波ともに時系列の定性的な傾向は似通っていることが図よりわかる．しかし定量的な一致を見るには至っておらず,今後の検討課題として残る.これは平面実験のときにも述べたとおり，遊水室での平均水位の上昇量および導水管内での流速が比較的小さく，Reynolds 数により変化する管の摩擦損失係数 f の与え方や，水位の計測精度・場所が影響しているものと推察する．またこれらの要因に加えて，管路長と管径の比が 4.5 と小さいことの影響や，不規則波が作用する場合には，管内の流れが非定常状態を取り続けることから，摩擦損失係数の設定および管の断面平均流速と中心流速の関係付けについて，今と異なる取り扱いが必要であることも考えられる．

本実験では，作用波の基本周波数とそれよりも高周波数の成分よりなる伝達波はほとんど発生しないことや，波がパイプ孔内を通過する際に曝気されることも確認できた．

(2) VOF 法による水位・流速の時系列データ

図 3.21 は，VOF 法による数値計算結果の一例として，H_i=10.0cm，T=1.90s の規則波を作用させたときの堤体周辺での流況を図示したものである．造波開始後 15s からの 1 周期間を対象として，T/8 毎に水表面および流速ベクトルを表示したもので，VOF 関数 F=0.5 を水表面と定義してコンター描画した．

これらの図からは，堤体に作用する波により沖側開口部を通じて段波が遊水室内に流入し，これによって遊水室内の水位が上昇して導水路内で 1 方向流が生成される様子が見て取れる．直立壁前面で波の谷が出現する位相においては，開口部で沖向きの流れの発生が見られるものの，短周期波浪であるが故に，戻り流れが大規模になる前に次の峰が作用し，再び波が送り込まれることも見てわかる．本数値計算結果は，水理模型実験で観察された現象をほぼ再現していると言え，水表面での波動運動を利用して流れを発生させる海水交流施設の水理特性を検討するに当たり，VOF 法が有益な手段であることが示唆される．

図 3.22，3.23 は，波高が大きい波条件に相当する入射波高 H_i=10.0cm，周期 T=1.26s および H_i=10.0cm，T=1.90s の規則波を堤体に作用させた場合を代表例として取り上げて，造波開始後 30s 間にわたる各地点での水位と導水管出口での水平流速の時系列データをそれぞれ示したものである．これらの図中では，入・反射波の分離推定法 [18]により堤体の反射率を算定する際に用いる水位として，T=1.26s の場合には水路の左端から 23.00m および 23.61m 地点を,他方の T=1.90s の場合には 20.00m および 21.20m 地点の水位を示した．また堤体の直前および直背後の地点に加え，遊水室内の最も沖・岸側と中央での水位も併せて図示した．

これらの図からは，遊水室内に打ち込んだ波により遊水室内の水位が上昇し，導水される様子が読み取れる．また遊水室内では，作用波の基本周波数成分に加え,沖側開口部より波が打ち込むことで発生する高周波数成分の存在も見られる．

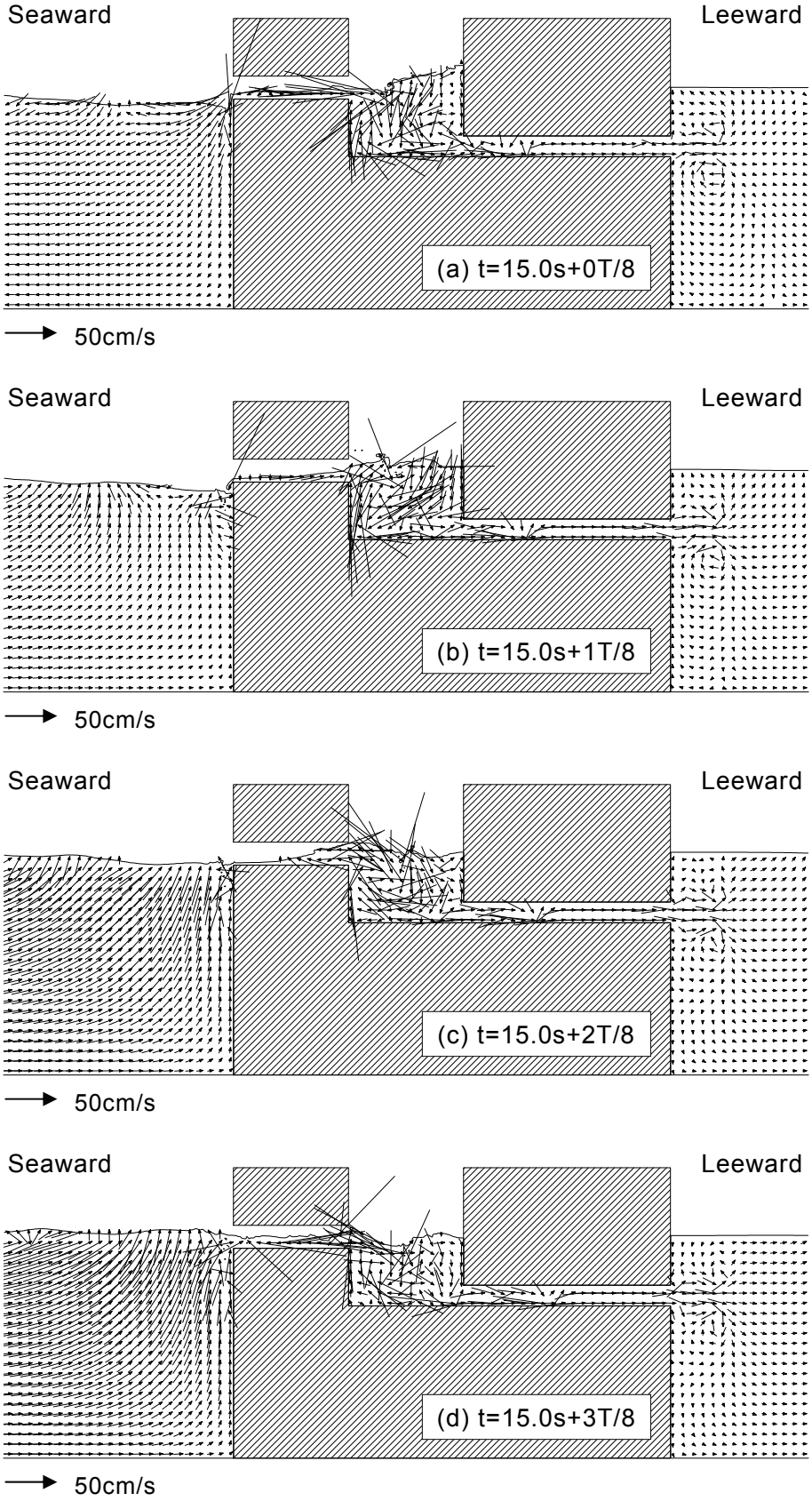


図 3.21　堤体に規則波が作用したときの流況（H_i=10.0cm, T=1.90s, VOF 法）

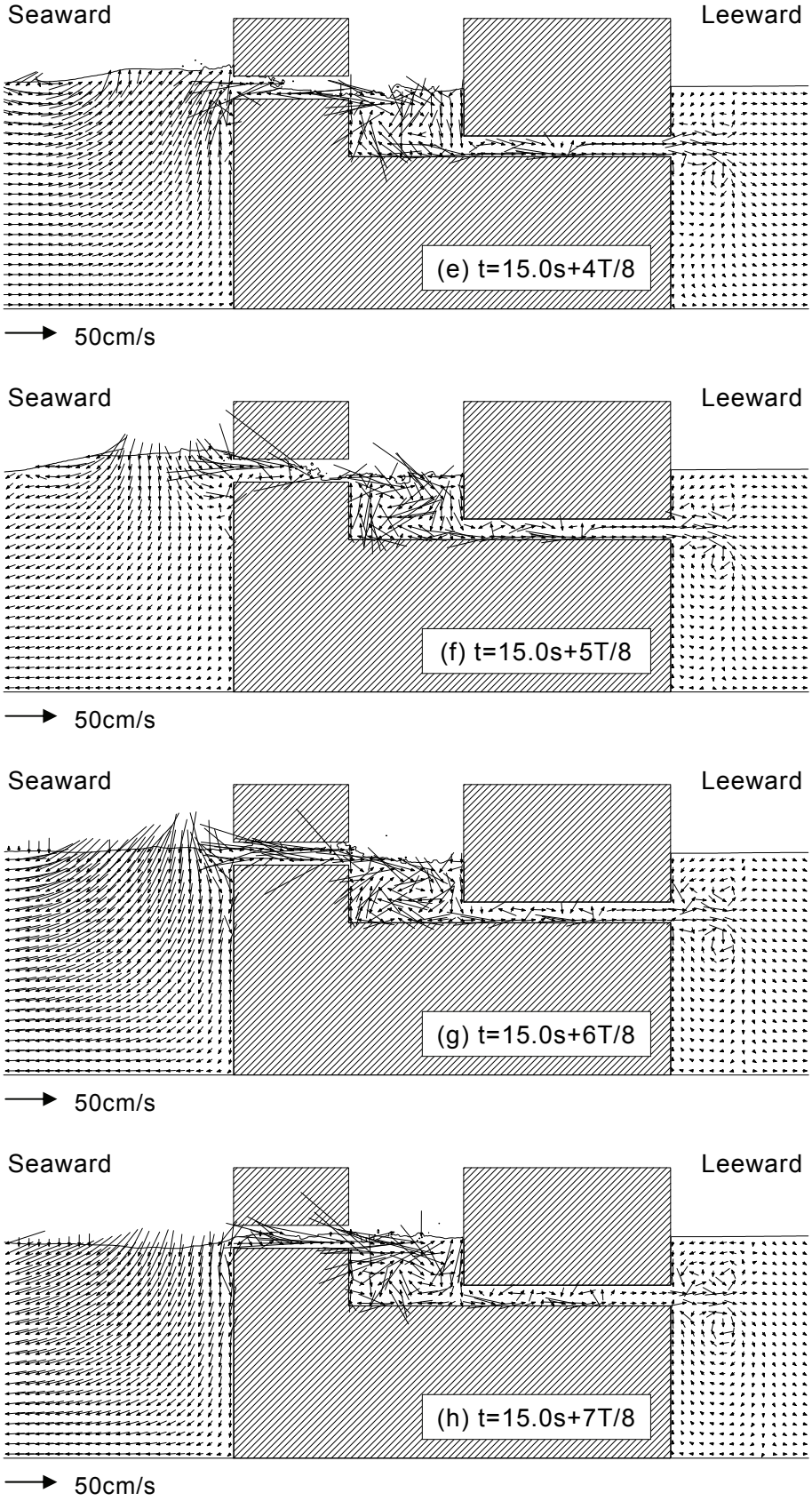

Seaward
Leeward
(e) t=15.0s+4T/8
50cm/s
Seaward
Leeward
(f) t=15.0s+5T/8
50cm/s
Seaward
Leeward
(g) t=15.0s+6T/8
50cm/s
Seaward
Leeward
(h) t=15.0s+7T/8
50cm/s

図 3.21　（続き）

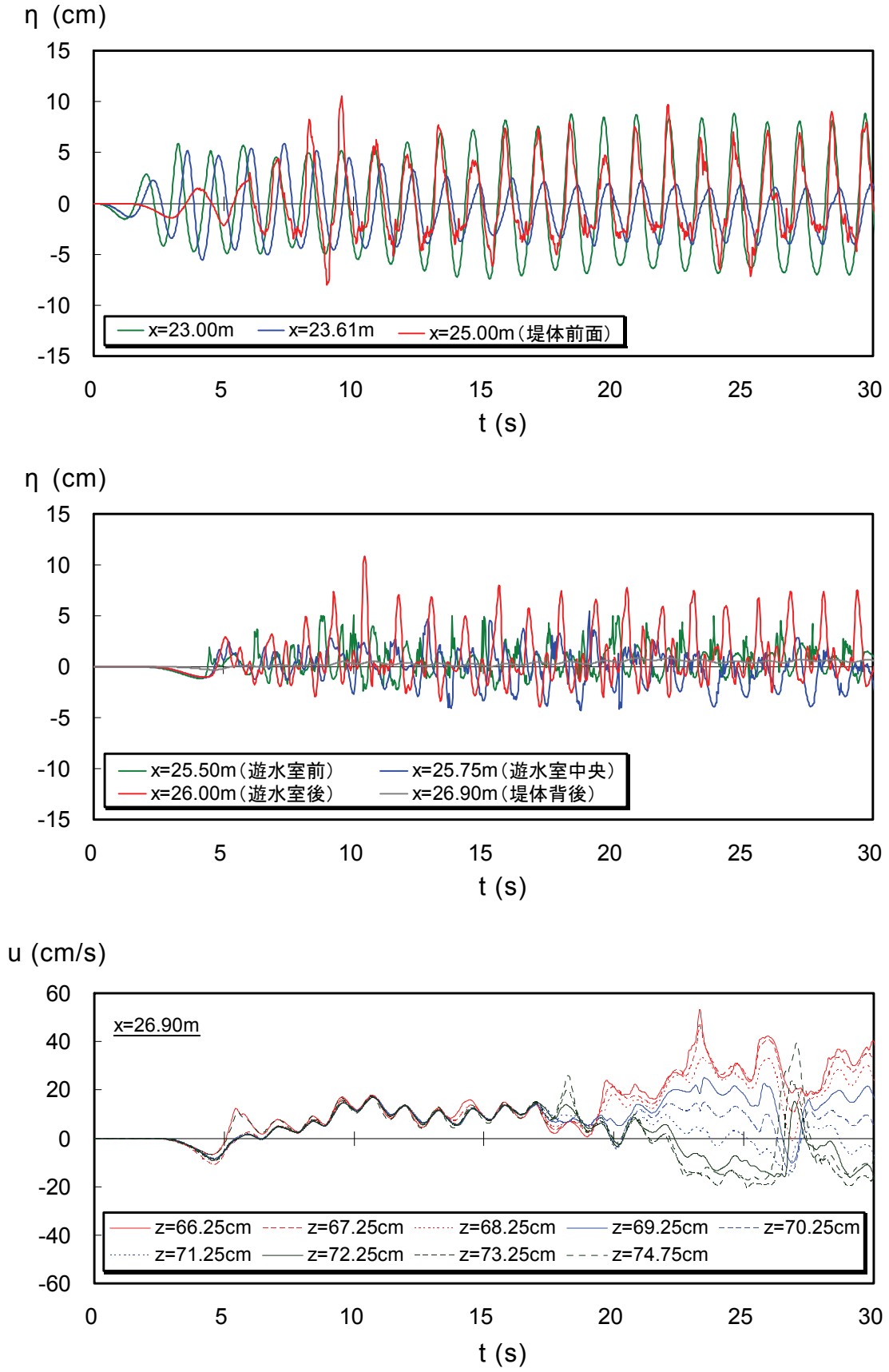


図 3.22　水位・流速の時系列（H_i=10.0cm, T=1.26s）

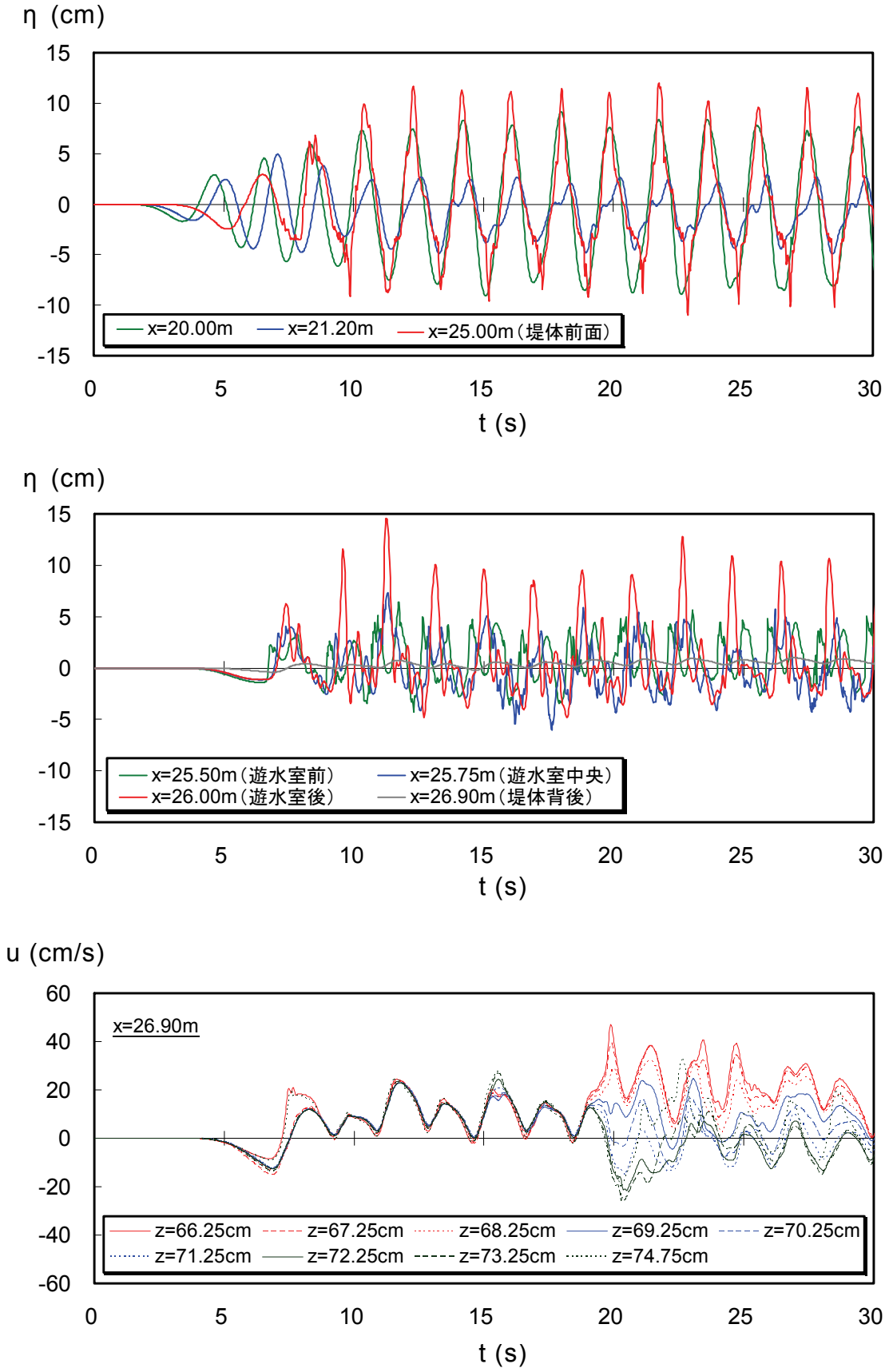


図 3.23　水位・流速の時系列（H_i=10.0cm, T=1.90s）

遊水室内の岸側水位に注目すると，沖側・中央でのそれと比較してより大きい振幅が記録されているが，これは打ち込んだ波が遊水室の背後壁で反射されるためであることが**図 3.21** からもわかる．さらに流速については，作用波の周期に応じた振動成分の存在が見られる．導水されることで堤体背後に若干の伝達波が発生することや，時間経過とともに平均水位が上昇していくようすも見て取れる．

これらの時系列データの結果を考慮して，入・反射波の分離については，堤体で反射された波が進行波に混入し現象が安定したと判断を下した t=14.96～25.18s までの 512 データを全波種で用いることとした．また導水流量については，導水管出口での水平流速が一様分布となる時間帯の平均値を求めることにより，定常状態における導水流量を算定することにした．周期 T=1.26s の場合には造波開始後 12s からの 5T 間の平均値を，一方の T=1.90s の場合には 15s からの 5T 間（ただし H_i=10.0cm では 10s からの 4T 間）のそれとした．

(3) 導水性能および波浪制御性能

図 3.24 は，堤体に対する入射波高 H_i と導水管出口での中心流速の時間平均値 $\overline{u_c}$ の関係について，規則波・不規則波毎および周期別にそれぞれ記号で区別し示したものである．不規則波の場合の入射波高としては，有義波高 $H_{1/3}$ を用いた．また単位の次元が合っていないものの，実験結果に対して線形近似したときのそれぞれの関係式および相関係数 R^2 についても併せて示した．

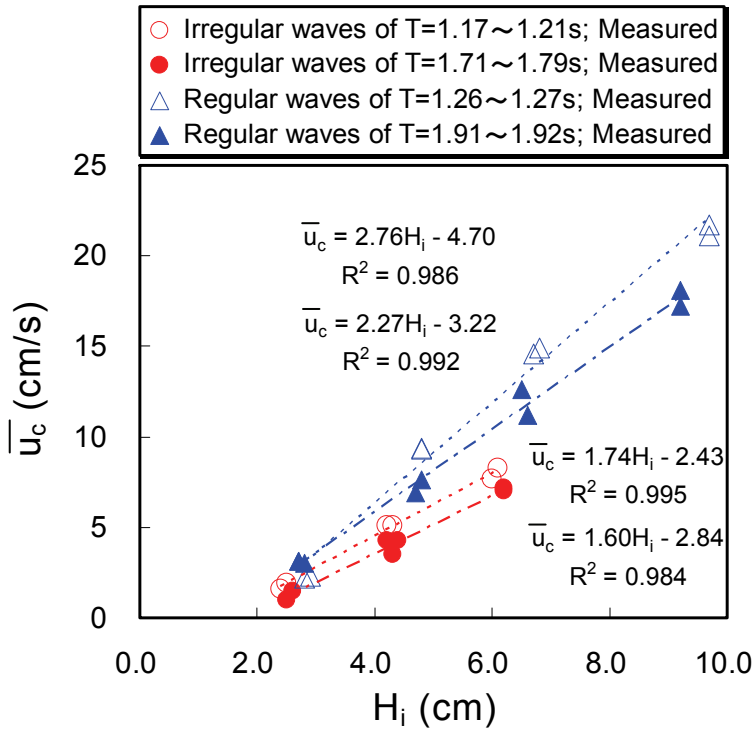


図 3.24　入射波高と導水管出口での中心流速の関係

図より，規則波・不規則波ともに波高が増大するにしたがい導水流速が増大することがわかる．この波高と導水流速の関係は，ほぼ線形関係を成しており，短周期波の方が，導水性能がより高い傾向にあることが見て取れる．また不規則波・規則波の関係について着目すると，それぞれを線形式で近似したときの傾きの比は，白抜き記号の波条件では 0.63，他方の塗りつぶし記号の波条件では 0.70 と求められる．先に示した不規則波での各種波高の関係式(2.43), (2.44)と対比すると，規則波実験での入射波高 H_i と導水流速（あるいは導水流量）の関係において，不規則波の算術平均波高 $\overline{H}$ あるいはエネルギー平均波高 H_{rms} を H_i として扱えば，不規則波が作用するときの導水流速が得られると解釈できる．波の入射角の影響も併せて考慮すると，不規則波作用時の導水流速は，直入射とした規則波実験での波高値に対し 0.63 $H_{1/3}\cos\theta$ を代入することで，実用上は推定できるものと考える．

図 3.25 は，相対波高 H_i/D_p と導水効率 Q^* の関係について，規則波・不規則波および周期別にそれぞれ記号で区別し示したものである．導水流量については，導水管径 D=20.0cm，粗度係数 $n=0.010\,\mathrm{m}^{-1/3}\mathrm{s}$ として式(2.16)より算定される関係を援用して，導水管の出口で計測した中心流速値に 0.84 を乗じることで断面平均流速値を算定し，これに管の断面積を掛け合わせて算出した．そして導水効率は，1 周期間の導水流量 QT を堤体前での入射波の峰の水塊量に相当する $H_i L_i B/(2\pi)$ で除したものと定義した．図中では実験値に加えて，VOF 法による計算値についても併せて示した．

図より，規則波・不規則波による実験結果ともに，波高が増大するにつれて導水効率が増大しており，周期の短い方が，効率がより高いことが見て取れる．また規則波による実験値のうち周期が短い T=1.26s 程度の場合には，H_i/D_p=0.48～0.97 の範囲で導水効率が Q^*=0.16～0.19 を記録しており，先に示した平面実験結果の**図 3.12** と比較すると，ほぼ同じ結果となっていることがわかる．実際場における本海水交流施設の導水流量を推定するに当たっては，**図 3.11**，**3.12**，**3.25** に示す規則波実験で得られた相対波高と導水効率の関係に対して，パイプ孔の断面積 A_p と有効本数 n_p を乗じた $n_p A_p$ と導水管の流れ易さを表す $C_{in}A$ を考慮しつつ，入射波高に 0.63 $H_{1/3}\cos\theta$ を用いて適切に内挿補間すれば良いものと考える．さらに規則波による実験値と計算値をほぼ同一周期の波種で比べると，T=1.26s 程度の場合では H_i/D_p=0.67 程度において，T=1.91s 程度の場合では H_i/D_p=0.48 程度で計算値との対応が比較的に良好であることが読み取れる．計算結果は，実験結果と同じく，波高が増大するにつれて導水効率が増大することや，周期の短い方が，導水効率がより高い傾向にあることも示しており，一定程度，有効であることがわかる．しかし全波種を通しては，定量的な一致が良いとは言えない．本計算では，水平・鉛直方向の断面構造を対象としていることから，奥行き方向に

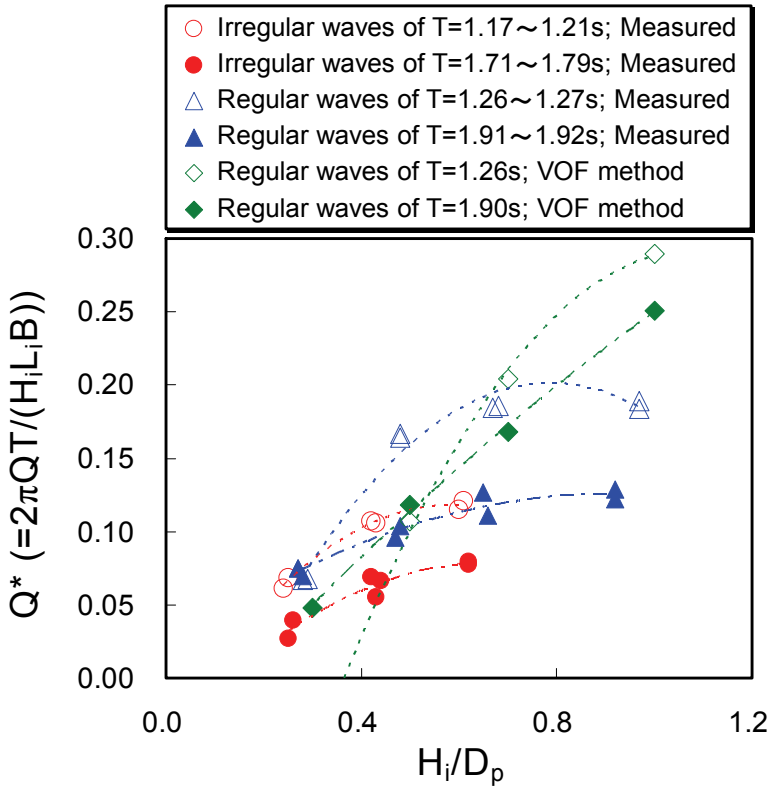


図 3.25　相対波高と導水効率の関係

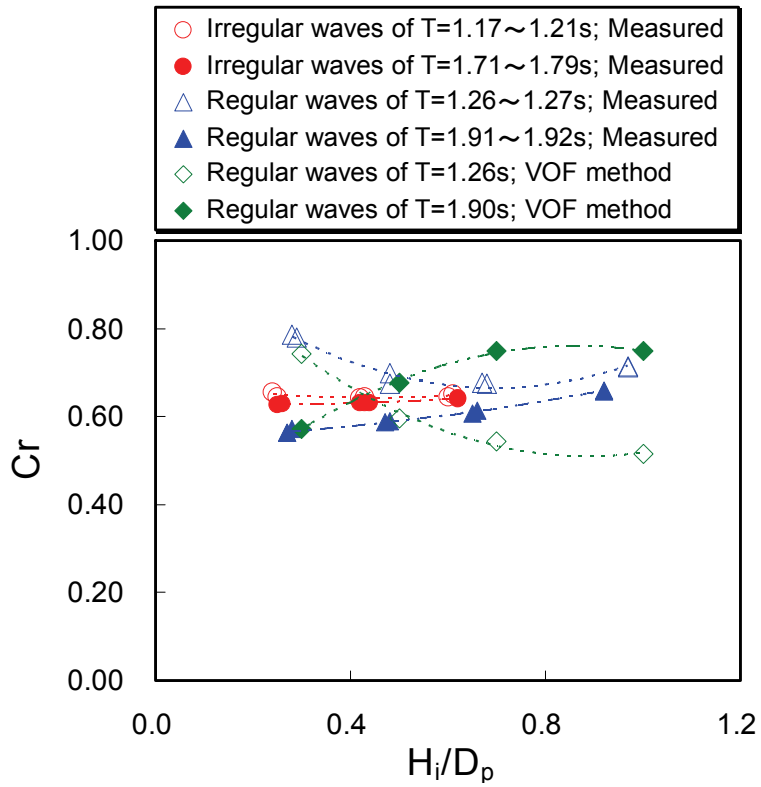


図 3.26　反射率

同一形状のときの導水特性を再現していることになる．そのため本構造体で生じる 3 次元の流体運動を再現していないことに主な原因があると考察される．定量的な精度を追求するための 3 次元 VOF 法の適用による検討は,今後の課題として残される．

図 3.26 は，相対波高 H_i/D_p と反射率 Cr の関係について，規則波・不規則波および周期別にそれぞれ記号で区別し示したものである．図中では，VOF 法による計算値についても併せて示した．図より，規則波による実験値・計算値ともに，波高・周期の違いにより反射率が変化することが見て取れる．また波高が小さいときには，実験値と計算値の一致度が高いものの，全波種では定性的な傾向を示すに留まることがわかる．やはり本構造体で発生する 3 次元流体運動を，本計算では表現していないことが，原因として挙げられる．他方の不規則波による実験値では Cr =0.63～0.66 の範囲にあり，波種が反射率に及ぼす影響はほとんど見られないことが明らかとなった．

3.7　結言

本章では，水表面での波動運動や質量輸送を利用して流れを発生させる海水交流施設について取り上げて，静水面付近にパイプを設けた有孔直立壁と遊水室，管路から構成される構造体を考案し検討した．同施設の実験模型を用いて平面水槽および断面水路において実験的研究に取り組むとともに，断面実験に対応した VOF 法による数値計算を併せて実施して，本施設の水理特性の解明に努めた．本章で得られた主な結論について以下に要約する．

1）複数のパイプを同一高さで堤体の長手方向に 1 段配置とした場合には，作用波によってパイプ内に打ち込んだ波が遊水室へ流入し，これに伴い遊水室で平均水位が上昇することにより，管路を通じて導水されることがわかった．パイプを上下の 2 段配置とした場合には，上段のパイプに静水面がくるときに下段のパイプ孔を通じて遊水室から沖側に戻り流れが発生することから，1 段配置を選択するべきであることを明らかにした．また波がパイプ内を通過する際に曝気されることも確認した．

2）静水面がパイプ内に位置するときには，入射波高の大小や導水管径の違いにかかわらず，導水機能が働くことがわかった．特に静水面がパイプ中央にくるときには，高い導水効率となることが判明した．また波が堤体模型に対し 45°で斜め入射する場合でも導水が機能することを明らかにした．さらに波高が増大するにつれて導水効率が増し，短周期波浪の方が，導水効率がより高いことも判明した．

3）導水管の中心流速について，管路の非定常流れの式および断面平均流速と中心流速の関係式による計算値と平面水槽における実験値を比較すると，時系列の定性的な傾向は似ており，入射波高が大きい波種では定量的にも良好な一致が認められた．また定常状態における計算値と実験値を比較すると，流速の実験値が概ね 20cm/s を超えると定量的に一致することが判明した．一方，断面実験では，定性的な傾向は似るものの，定量的には一致しないことを明らかにした．

4）パイプ孔および導水管の構造諸元が導水流量に大きな影響を及ぼすことを明らかにした．1 本当たりのパイプ孔の断面積と有効本数を乗じることで遊水室への流入量の目安を表す指標と，導水管の流量係数に管の断面積を乗じて導水管の流れ易さを表す指標の関係を，入射波条件に応じて適切に定めることが重要であることを示した．

5）本海水交流施設において 1 方向流が生成される過程を，2 次元の VOF 法を使った数値計算により概ね再現できることを明らかにした．しかし導水効率および反射率について実験値と計算値を比較すると，定量的な一致は認められなかった．3 次元 VOF 法による検討が今後の課題である．

参考文献

1) 小田一紀，長尾義三，大東秀光，田中彬夫：狭窄部を有するパイプ式透過堤の水理特性に関する研究，海洋開発論文集，Vol.4，pp. 189-194，1988.

2) 小田一紀，天野健次，大東秀光，鈴木　隆，田中彬夫：パイプ式透過堤の水理特性および曝気特性に関する研究, 海岸工学論文集, 第 37 巻, pp. 559-563，1990.

3) 小田一紀，真栄平宜之，中西昭人，田中彬夫：波浪によるパイプ式透過堤の海水導入特性，海岸工学論文集，第 42 巻，pp. 1116-1120，1995.

4) 小田一紀，真栄平宜之，山上雅実，田中彬夫：水面にパイプ孔を有する透過堤の波浪誘起導水量に関する理論的解析，海岸工学論文集，第 43 巻，pp. 1231-1235，1996.

5) 森田修二，出口一郎：スロープ水路を有する透過性防波堤に関する研究，海岸工学論文集，第 46 巻，pp. 1101-1105，1999.

6) 岡本　博，森下敏夫：海水交換機能を持つ弁式有孔堤について，第 32 回海岸工学講演会論文集，pp. 540-544，1985.

7) 開発土木研究所港湾研究室・水産土木研究室，北海道開発局港湾部港湾建設課・農業水産部水産課：海水交換型防波堤の開発研究（Ⅳ），第 37 回北海道開発局技術研究発表会講演概要集（４），pp. 173-182，1994.

8) 村上仁士，細井由彦，合田吉孝：複合漸変縦型スリット式防波堤の消波および海水交流特性，第 33 回海岸工学講演会論文集，pp. 412-416，1986.

9) 柳瀬知之，谷野賢二，水野雄三，梅沢信敏，桑原伸司：有孔堤の海水交換機能に関する研究，海岸工学論文集，第 38 巻，pp. 856-860，1991.

10) 北海道開発局港湾部港湾建設課・農業水産部水産課，開発土木研究所港湾研究室：海水交換型防波堤の開発研究（Ⅰ），第 34 回北海道開発局技術研究発表会講演概要集（４），pp. 155-166，1991.

11) 北海道開発局港湾部港湾建設課・農業水産部水産課，開発土木研究所港湾研究室, 函館開発建設部瀬棚港建設事業所:海水交換型防波堤の開発研究（Ⅱ），第 35 回北海道開発局技術研究発表会講演概要集（４），pp. 199-206，1992.

12) 開発土木研究所港湾研究室，北海道開発局港湾部港湾建設課・農業水産部水産課：海水交換型防波堤の開発研究（Ⅲ），第 36 回北海道開発局技術研究発表会講演概要集（４），pp. 163-172，1993.

13) 鮏川　登，栗﨑夏代子，富田　強，大渕真志：地下放水路の管水路状態の非定常流の数値計算，土木学会論文集，Ⅱ-36，pp. 55-67，1996.

14) 土木学会編：水理公式集－昭和 60 年版－，625p，1985.

15) 土木学会編：水理公式集－平成 11 年版－，713p，1999.

16) 合田良実：造波水路における波浪実験の二，三の問題点について，第 15 回海岸工学講演会講演集，pp. 50-57，1968.

17) 高山知司，神山　豊：実験水路における波の伝播について，第 23 回海岸工学講演会論文集，pp. 381-385，1976.

18) 合田良実，鈴木康正，岸良安治，菊池　治：不規則波実験における入・反射波の分離推定法，港湾技研資料，248，pp. 1-24，1976.

19) Nichols B. D., Hirt C. W., and Hotchkiss R. S.: SOLA-VOF: A solution algorithm for transient fluid flow with multiple free boundaries, *Los Alamos Scientific Laboratory*, LA-8355, pp. 1-119, 1980.

20) Torrey M. D., Cloutman L. D., Mjolsness R. C., and Hirt C. W.: NASA-VOF2D: A computer program for incompressible flows with free surfaces, *Los Alamos National Laboratory*, LA-10612-MS, pp. 1-137, 1985.

21) 沿岸開発技術研究センター：数値波動水路の研究・開発（CADMAS-SURF）―数値波動水路の耐波設計への適用に関する研究会報告書―，沿岸開発技術ライブラリー，12，296p，2001.

22) 榊山　勉，阿部宣行，鹿島遼一：ポーラスボディモデルによる透過性構造物周辺の非線形波動場解析，海岸工学論文集，第 37 巻，pp. 554-558，1990.

23) Amsden A. A. and Harlow F. H.: The SMAC Method: A numerical technique for calculating incompressible fluid flows, *Los Alamos Scientific Laboratory of the University of California*, LA-4370, pp. 1-85, 1970.

24) Eric Cruz，横木裕宗，磯部雅彦，渡辺　晃：非線形波動方程式に対する無反射境界条件について，海岸工学論文集，第 40 巻，pp. 46-50，1993.

第 4 章　渦を利用して流れを発生させる海水交流施設に関する検討

4.1　緒言

本章では，波により渦を生成し，生じた渦を利用して流れを発生させる海水交流施設について取り上げる．この海水交流施設は，カーテン式防波堤に関する実験的研究において偶然に発見されたものである．

まず研究開発の契機となったカーテン式防波堤について,若干の説明を加える．本防波堤は,短周期波浪の出現が卓越する海域で使用されてきた構造型式であり，カーテン壁および支持構造物，上部工から構成される．一般的には一重カーテン壁が用いられ，水深が比較的深く，潮位変化に富む海域においても施工できる．特徴としては，潮汐や潮流による堤体内外での流動を阻害しないことが挙げられる．また波浪制御機能の向上に向けた取り組みもなされており，その成果としてカーテン壁を二重に設置した異吃水二重壁式防波堤 [1)]や，三重カーテン壁とした異吃水三重壁式防波堤 [2)]が開発された．これらの構造形式では，カーテン壁間に形成される遊水室内で発生するピストンモードの波動運動により，反射波・透過波を効果的に低減できることが判明している.さらに遊水室内の下部に水平版(没水平版）を取り付けて通水部を設けた構造体では，水平版の効果によって透過波のみならず反射波の低減に対してもより有効に機能することが，一部明らかにされている [3)].

本研究では，異吃水二重壁式防波堤を原型とし，これに水平版を付加した新規構造体を対象として，その水理特性の解明を図るとともに，実用可能な海水交流施設の構造諸元の確立に関して取り組むこととする．まず導水機構を確認するに至った長水路での断面実験について述べてゆく．ここでは基本構造である異吃水二重壁式防波堤と，基本構造に改良を施した 2 機種の新規構造体を対象に，それぞれの実験模型に対して規則波を作用させて，波動運動に伴う流れの生成機構や通水量の実態を明らかにする．また本構造形式は，直立消波構造体として機能することが見込まれることから，防波施設として重要な機能である反射波・透過波の低減効果についても検討する．実験的研究に加えて，ポテンシャル波動理論に基づく減衰波理論および VOF 法（Volume of Fluid Method）の数値解析手法も併せて用いることにより，水理模型実験に対応する数値計算を実施して，計算結果と実験結果との比較からこれらの計算法の適用性を検証する．続いて平面水槽で水理模型実験をとり行い，規則波・不規則波を作用させたときの平面波浪場での水理特性を明らかにするとともに,断面実験結果や数値計算結果と比較し検討する．さらに本海水交流施設の実用化を目的に，規則波による断面実験を実施することにより，堤体通水部の長さや高さ，開口率といった構造諸元が，導水特性・波浪

制御特性に及ぼす影響について解明する.

4.2　長水路における水理模型実験の概要（実験Ｉ）

(1) 実験装置

断面実験は，**図 4.1** に示す長水路（長さ 100.0m，幅 1.00m，深さ 1.50m）で実施した. 本水路の一端には, 反射波吸収制御式ピストン型造波装置を, 他端には, 反射波を防止するために砕石およびヘチマロンより構成される消波工を設置した. また水路床から立ち上げた 1/10 勾配斜面のすり付け部および水平床は，厚さ 2.0cm の鉄板を敷き詰めて製作した．本すり付け部の法先には約 9.0cm の通水部を設けることにより，嵩上げした水平床下で水が循環するようにし，実験模型による導水に伴い模型の前後で水位差が生じることがないように工夫を施した．実験模型は，1/10 勾配斜面の法肩から 8.5m 離れた嵩上げ床上に模型の前面壁が当たるように設置した.

(2) 実験模型

断面実験で使用した実験模型の構造諸元を**図 4.2** に示す．これらの模型は，模型縮尺 1/10～1/20 程度の防波堤型式を想定したものであり，アクリル板で製作した．ここでは堤体の基本構造として，**図 4.2(a)** に示す異吃水二重壁式防波堤を用いた．この堤体は，遊水室内で生じるピストンモードの波動運動に起因する反射波の低減効果が期待できる構造体である. このため後面壁の通水部開口率は 34%とし，通常のカーテン式防波堤で用いられる一重カーテン壁のそれと比べて大きい値に設定した．また基本構造に改良を施した構造体として，遊水室内に水平版

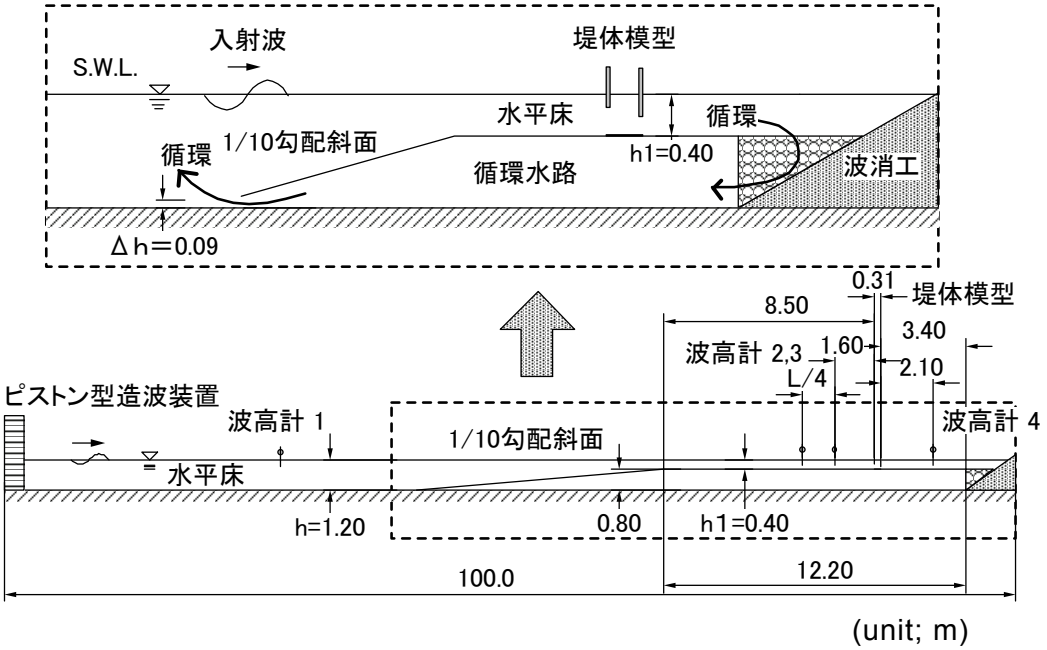


図 4.1　長水路

を設置して下部に通水部を設けた水平版付き防波堤（**図 4.2(b)**）を採用した．さらに水平版長の影響を把握するために，遊水室の下部に設けた水平版を岸側に延長した水平版延長防波堤（**図 4.2(c)**）も検討の対象に加えた．

(3) 実験条件および計測項目

表 4.1 に実験条件を一括して示す．実験波は，目標波高が H=5.0, 10.0cm の 2 波高，目標周期が T=1.00～1.95s 間の 7 周期の規則波とし，水深は h=40.0cm で一定とした．表中では，嵩上げした水平床上での実際の入射波高 H_i と波長 L に加えて，波長と遊水室幅の比 L/B_w も併せて示した．

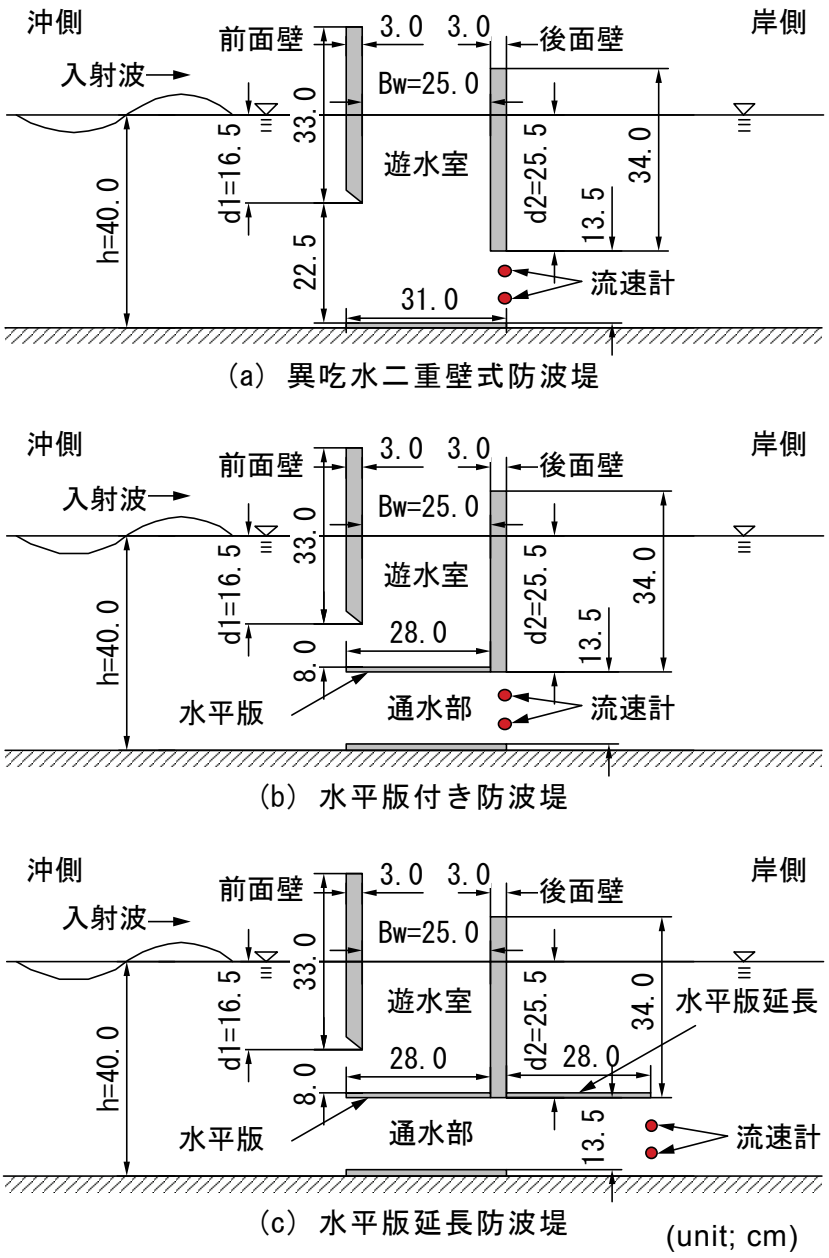


図 4.2　実験模型の構造諸元

表 4.1　実験で用いた波条件と水深

T (s)	H (cm)	H_i (cm)	h (cm)	L (cm)	L/B_w
1.00	5.0	5.0	40.0	146.3	5.9
1.20	5.0	4.7	40.0	193.5	7.7
1.20	10.0	9.3	40.0	193.5	7.7
1.40	5.0	4.2	40.0	239.1	9.6
1.40	10.0	8.5	40.0	239.1	9.6
1.50	10.0	9.5	40.0	261.4	10.5
1.65	5.0	4.4	40.0	294.3	11.8
1.65	10.0	8.9	40.0	294.3	11.8
1.80	5.0	3.7	40.0	326.7	13.1
1.80	10.0	7.6	40.0	326.7	13.1
1.95	5.0	3.9	40.0	358.7	14.3
1.95	10.0	8.3	40.0	358.7	14.3

計測は，容量式波高計による水位変動および L 型電磁流速計による下部通水路の岸側開口部での流速について実施した．波高計センサーは，**図 4.1** 中にも示すように，沖の水路床上に 1 本，実験模型の前面に 2 本，後方に 1 本の計 4 本を配置した．またこれらの計測機器によるデータは，AD 変換することで収集した．ここで構造体の反射率については，波高計 2，3 の計測値を用いて入・反射波の分離推定法 [4)]により求めた．一方の透過率については，水路に堤体を設置しない状態での波高計 4 による入射波高と，実験模型設置時のそれによる透過波高の比で定義した．

4.3　数値計算法の概要

(1) 減衰波理論

構造体の反射波・透過波の算定には，中村・井出 [5)]により展開されている線形ポテンシャル波動理論に基づく減衰波理論を用いた．この算定法は，カーテン式防波堤などの隅角部を有する構造体を対象に，鋭角部からの流れの剥離や渦の発生によるエネルギー逸散を近似的に考慮する方法である．本手法の概要について記述する．

a) 解析手法

想定した解析モデルを**図 4.3** に示す. 構造体は，y 軸方向に無限の長さを持ち，その断面は全く任意とする水平・鉛直方向の 2 次元モデルである．物体まわりの波動場を領域 j = Ⅰ～Ⅲまでの 3 領域に分割し，逸散が生じる水域の領域Ⅱ中に構造体が固定されている．領域Ⅰは，入射波と反射波が共存する非減衰波領域とし，領域Ⅲは，透過波のみが存在する非減衰波領域とする．一方の領域Ⅱは，構造体と波との干渉によるエネルギー逸散を考慮して減衰波領域とする．

この減衰波領域では，渦などの発生によるエネルギー逸散を近似的に考慮する

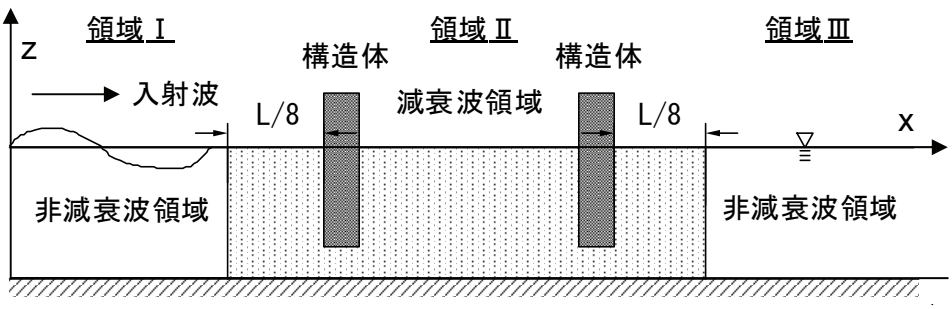


図 4.3　構造体に対する解析モデル

ために，流速に比例する抵抗が作用する仮想的な流体を想定しており，その運動方程式は，次式で与えられる．

$$\frac{\partial \vec{v}}{\partial t} = -\frac{1}{\rho}\nabla(p+\rho g z) - f_c \sigma \vec{v} \tag{4.1}$$

ここに，$\vec{v}$は流速ベクトル，tは時間，pは圧力，ρは流体密度，gは重力加速度，f_cは線形抵抗係数，σは角振動数（$=2\pi/T$，Tは波周期）である．

上式は，透過性防波堤を対象とした波変形解析で用いられた Sollitt and Cross[6] による運動方程式と類似しているが，構造体形状を直接的に考慮して波浪境界値問題として解析するために，構造体の流体力学的な慣性効果は含まれていない．式の右辺第 2 項が渦の発生などによる抵抗項を線形化したものである．

波動理論としては，取り扱いが簡単になることから線形波動理論を仮定しており，領域 I における入射波の速度ポテンシャルφ_0は，次式で与えられる．

$$\begin{aligned}\varphi_0(x,z,t) &= \mathrm{Re}\left[-\frac{igH_i}{2\sigma}\frac{\cosh k(h+z)}{\cosh kh}e^{i(kx-\sigma t)}\right] \\ &= \mathrm{Re}\left[\Phi_0(x,z)e^{-i\sigma t}\right]\end{aligned} \tag{4.2}$$

ここに，kは非減衰波領域での進行波モードの波数（$=2\pi/L$，Lは波長），H_iは入射波高，iは虚数単位，hは水深，Φ_0は入射波速度ポテンシャルの複素振幅である．

b）波浪境界値問題とその解法

式(4.1)の Rotation をとると$rot\,\vec{v}=0$となり，流体運動が無渦運動であることから速度ポテンシャルが定義される．このため減衰波領域Ⅱでの流体運動の基礎方程式は，速度ポテンシャルをΦ_{II}とする次式のラプラス方程式で表される．

$$\frac{\partial^2 \Phi_{\mathrm{II}}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Phi_{\mathrm{II}}}{\partial z^2} = 0 \tag{4.3}$$

固定物体は，流体領域Ⅱのみに存在すると仮定していることから，この領域においてΦ_{II}は，その没水表面S_Bで次式の不透過条件を満足する必要がある．

$$\frac{\partial \Phi_{\mathrm{II}}}{\partial n} = 0 \quad : \text{on } S_B \tag{4.4}$$

ここに，$\partial/\partial n$は没水表面での外向き法線微分である．

また水表面における境界条件は，線形抵抗力の効果を考慮して次式により表される．

$$\frac{\partial \Phi_{\mathrm{II}}}{\partial z} = -\left(\frac{1+if_c}{g}\right)\frac{\partial^2 \Phi_{\mathrm{II}}}{\partial t^2} \quad : \text{at } z = 0 \tag{4.5}$$

非減衰波領域である領域Ⅰ，Ⅲでの速度ポテンシャルΦ_{I}，Φ_{III}に関する水表面の条件は，上式で単にf_c=0とおくことで与えられる．また水底では，各領域に共通に不透過条件が課される．

上記の解析モデルのように各領域にポテンシャルを設定する領域分割法では，各領域間での圧力と流速の接続条件が必要になる．領域Ⅰにおける全速度ポテンシャルΦ_{I}が入射波の速度ポテンシャルΦ_0と回折散乱波の速度ポテンシャル$\Phi_{D\mathrm{I}}$の線形和で表されることに留意すると，領域Ⅰと領域Ⅱの接続境界$x = l_1$および領域Ⅱと領域Ⅲの接続境界$x = l_2$での接続条件は，それぞれ次式のとおり表される．

圧力の連続条件：

$$\Phi_0 + \Phi_{D\mathrm{I}} = (1+if_c)\Phi_{\mathrm{II}} \quad : \text{at } x = l_1 \tag{4.6}$$

$$(1+if_c)\Phi_{\mathrm{II}} = \Phi_{\mathrm{III}} \quad : \text{at } x = l_2 \tag{4.7}$$

流速の連続条件：

$$\frac{\partial(\Phi_0 + \Phi_{D\mathrm{I}})}{\partial x} = \frac{\partial \Phi_{\mathrm{II}}}{\partial x} \quad : \text{at } x = l_1 \tag{4.8}$$

$$\frac{\partial \Phi_{\mathrm{II}}}{\partial x} = \frac{\partial \Phi_{\mathrm{III}}}{\partial x} \quad : \text{at } x = l_2 \tag{4.9}$$

ここで未知である領域Ⅰにおける回折散乱波の速度ポテンシャル$\Phi_{D\mathrm{I}}$と領域Ⅱ，Ⅲでの全速度ポテンシャルΦ_{II}，Φ_{III}を算定するに当たり，グリーン関数を核関数とする湧き出し分布法を用いると，次式で表される．

$$\Phi_j(x,z) = \mathrm{Re}\left[\int_{S_j} f_j(X,Z)\, G_j(x,z;X,Z)\, dS(X,Z)\right] \quad : j = \mathrm{I}, \mathrm{II}, \mathrm{III} \tag{4.10}$$

ここに，Φ_jは各領域での未知ポテンシャル，$S_j(X,Z)$は各領域に含まれる物体表面および接続境界面(X,Z)で構成される境界線領域，$f_j(X,Z)$は$S_j(X,Z)$上で分布させる湧き出し強さの分布関数，(x,z)は波浪ポテンシャルを求める流体中の一般点，$G_j(x,z;X,Z)$はグリーン関数である．

湧き出し強さは，上式に対して運動学的な境界条件および接続条件を適用して定められる．また算定された湧き出し強さにより各領域での未知ポテンシャルが決定される．

グリーン関数として領域Ⅰ，Ⅲでは，John[7]により求められた 2 次元波動場のグリーン関数を，また領域Ⅱでは，中村ら [8]により導出された減衰波領域でのグリーン関数 G_D を用いた． G_D は次式で記される．

$$G_D(x,z;X,Z) = -\sum_{n=0}^{\infty}\frac{i}{\mu_n}\frac{\mu_n{}^2-\lambda^2}{(\mu_n{}^2-\lambda^2)h+\lambda}\cos\mu_n(h+z)\cos\mu_n(h+Z)e^{i\mu_n|x-X|} \tag{4.11}$$

ここに，μ_n は減衰波領域の波数（虚部が波高減衰を表す）であり，次式で示される分散関係式を解くことで算定される．また λ は次式により定義される．

$$\lambda = \frac{\sigma^2}{g}(1+if_c) = \mu_n \tanh(\mu_n h) \tag{4.12}$$

c）反射率・透過率の算定方法

各領域の水面変動 η_j は，水表面での力学的な境界条件より算定される．例えば領域Ⅲでのそれは次式で与えられる．

$$\eta_{\mathrm{III}} = -\frac{1}{g}\frac{\partial \Phi_{\mathrm{III}}}{\partial t} \tag{4.13}$$

反射率 C_r と透過率 C_t は，領域ⅠとⅢでの反射波高，透過波高に対する入射波高との比でそれぞれ与えられることから，次式で表される．

$$C_r = \frac{|\Phi_{D\mathrm{I}}|}{|\Phi_0|} \tag{4.14}$$

$$C_t = \frac{|\Phi_{\mathrm{III}}|}{|\Phi_0|} \tag{4.15}$$

d）入力条件

本理論では，減衰波領域の広さと線形抵抗係数 f_c の 2 つの未確定なパラメターが含まれている．この減衰波領域を設定するための目安のひとつとしては，流体粘性の効果により発生する渦領域が挙げられる．中村・井手 [5]の研究では，減衰波領域は流れの剥離やその発達した渦の影響する領域とされており，その範囲は，カーテン壁より前後では 1/8 波長分，また水深方向には水面より水底までとされている．ここでは二重壁式防波堤を原型とした構造体を対象に数値計算を行うが，その際に前面壁と後面壁で囲まれた水域も減衰波領域に存在するものと見なして，この領域とその前後の 1/8 波長までの水域を水平方向の減衰波領域に設定した．一方の減衰波領域の水深方向への拡がりは，水面から水底までとした．次に線形抵抗係数 f_c については，中村ら [1]の研究においてカーテン壁に対して用いられた f_c=0.20 を使用した．本理論は，極めて短時間で計算結果が得られることから，実験で使用する模型の構造諸元を決める際にも適用した．

(2) VOF 法

前章で取り上げた CADMAS-SURF Ver. 4.0 [9]を用いることで，構造体が有する導水効果および波浪制御効果について検討する．

計算に採用した水路諸元を**図 4.4** に，与えた諸条件を**表 4.2** に示す．この数値水路の左端では，エネルギー減衰帯および Sommerfeld の放射条件を課し，構造体からの反射波を吸収する無反射水路とした．また計算対象の構造体は，前面壁先端の刃型部を除いて先に**図 4.2** で示した各防波堤と同一諸元とした．さらに作用

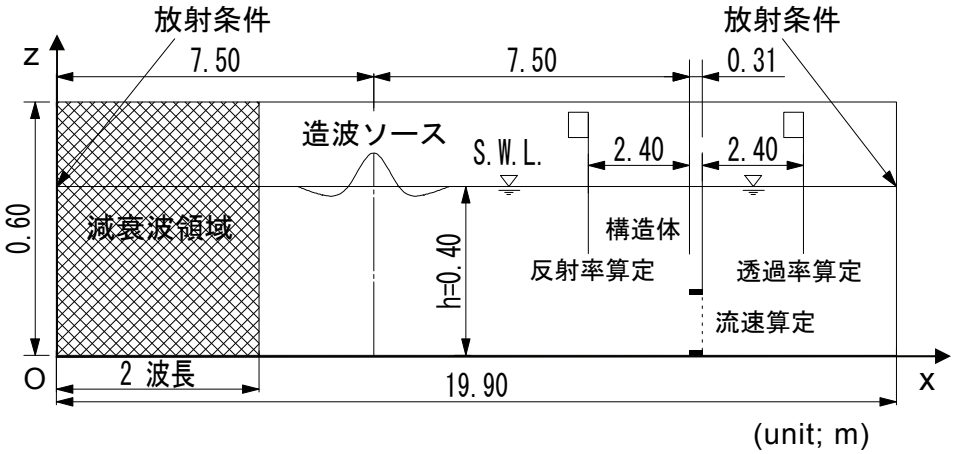


図 4.4　数値計算で用いた水路および堤体の構造諸元

表 4.2　数値計算で与えた諸条件

計算領域	長さ(x-) 19.90m,　高さ(z-) 0.60m
計算格子	x 方向: 計 1990格子, x=0.00～19.90m, Δx=1.0cm
	z 方向: 計 120格子, z=0.00～0.60m, Δz=0.5cm
波条件	規則波: H=10.0cm, T=1.20, 1.40, 1.50, 1.65, 1.80, 1.95s
水深	h=0.40m
造波ソース	x=7.50m
境界条件	Sommerfeldの放射条件（x=0.00, 19.90m） エネルギー減衰帯（x= 0.00mから2波長分）
構造体設置位置	x=15.00m
移流項	中心差分と風上差分の割合 8:2
VOF関数F	フリー
その他境界・諸量	スリップ
ポーラス値下限値	0.0001
気泡上昇速度	0.2m/s
水滴落下速度	フリー
造波時間	静水状態から17s間
時間積分間隔	CFL条件および粘性項の安定条件より 定まる時間積分間隔に0.2を乗じた時間
データ出力間隔	T/100

波条件も，実験での目標波高，周期の組み合わせを用いることで，計算結果と実験結果が比較できるように設定した．静水状態から 17s 間造波し，擬似定常状態に達したと判断した最後 5 周期分の計算結果を用いて，堤体設置有無のそれぞれのエネルギー比から求まる反射･透過率と，下部通水部での通水流量を算定した．

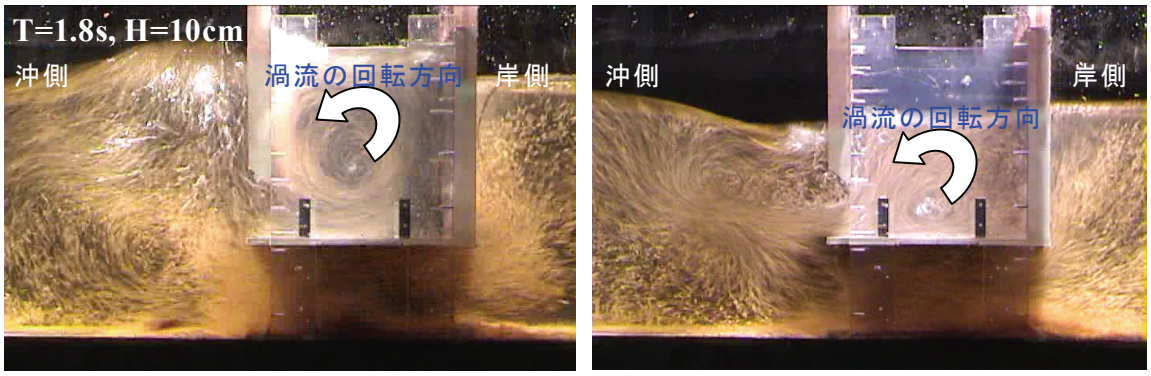
4.4　水路における構造体の導水特性および波浪制御特性

(1) 渦の発生状況

異吃水二重壁式防波堤では，遊水室内の水面が波周期に応じて上下に振動するピストンモードの波動運動が発生し，同時に前面および後面カーテン壁の下部付近で強い渦が生じることが，可視化実験で確かめられた．一方の水平版を有する構造体（**写真 4.1** 参照）では，水平版がない場合と同様に，遊水室内でのピストンモードの波動運動を駆動力とする大規模な渦の発生が見られた．また水平版により下部通水部と隔絶された遊水室内では，流体の鉛直運動が拘束されるため，押し波時に発生する大規模な渦は，1 方向回転渦として制御されることが判明した．このとき前面壁の沖側では，交番渦の発生とその移動に伴う大規模な鉛直混合が見られるとともに，前面壁の前後では，曝気が生じることも確認された．さらに下部通水部では，沖向きの平均流が生成されることを発見した．

続いて VOF 法による数値計算結果の一例として，入射波高 H_i=10.0cm，T=1.4s の規則波を作用させたときの各構造体周辺での流況を**図 4.5～4.7** にそれぞれ示す．これらの図では，造波開始後 15.6s からの 1 周期間を対象に，T/8 毎の水表面および流速ベクトルを表示した．また VOF 関数 F=0.5 を水表面と定義した．

まず異吃水二重壁式防波堤では，遊水室内の水表面が波周期に合わせて上下動するピストンモードの波動運動が生じ，前面および後面カーテン壁の近辺で複雑かつ大規模な渦が発生することが図よりわかる．これらの現象は，実験で目視確認した現象と類似しており，計算結果は実現象を概ね再現していると言える．



(a) 峰のモード　　(b) 谷のモード

写真 4.1　水平版付き防波堤に規則波が作用したときに生じる渦運動

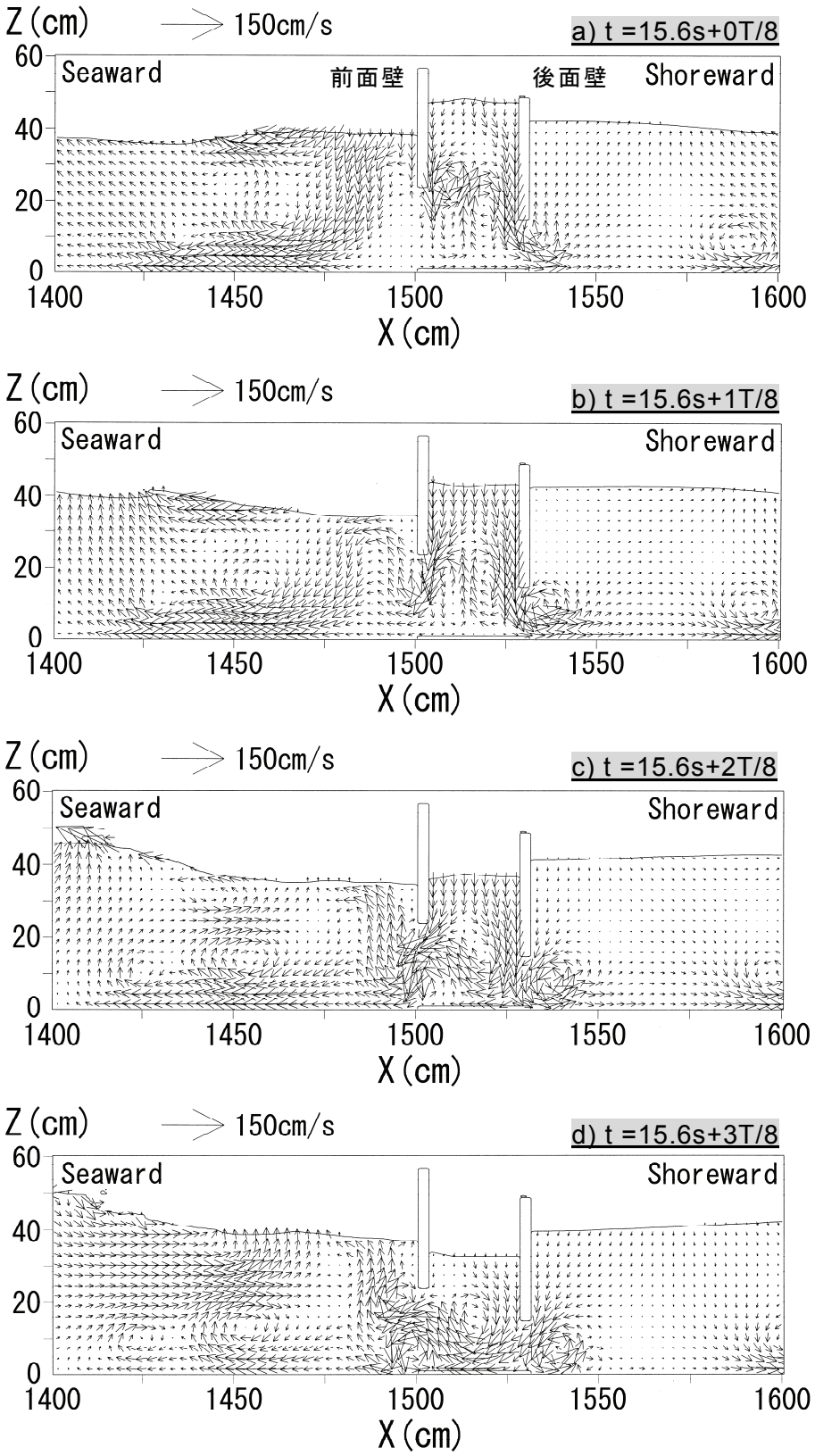


図 4.5　異吃水二重壁式防波堤に規則波が作用したときの流況

（H_i=10.0cm, T=1.4s, VOF 法）

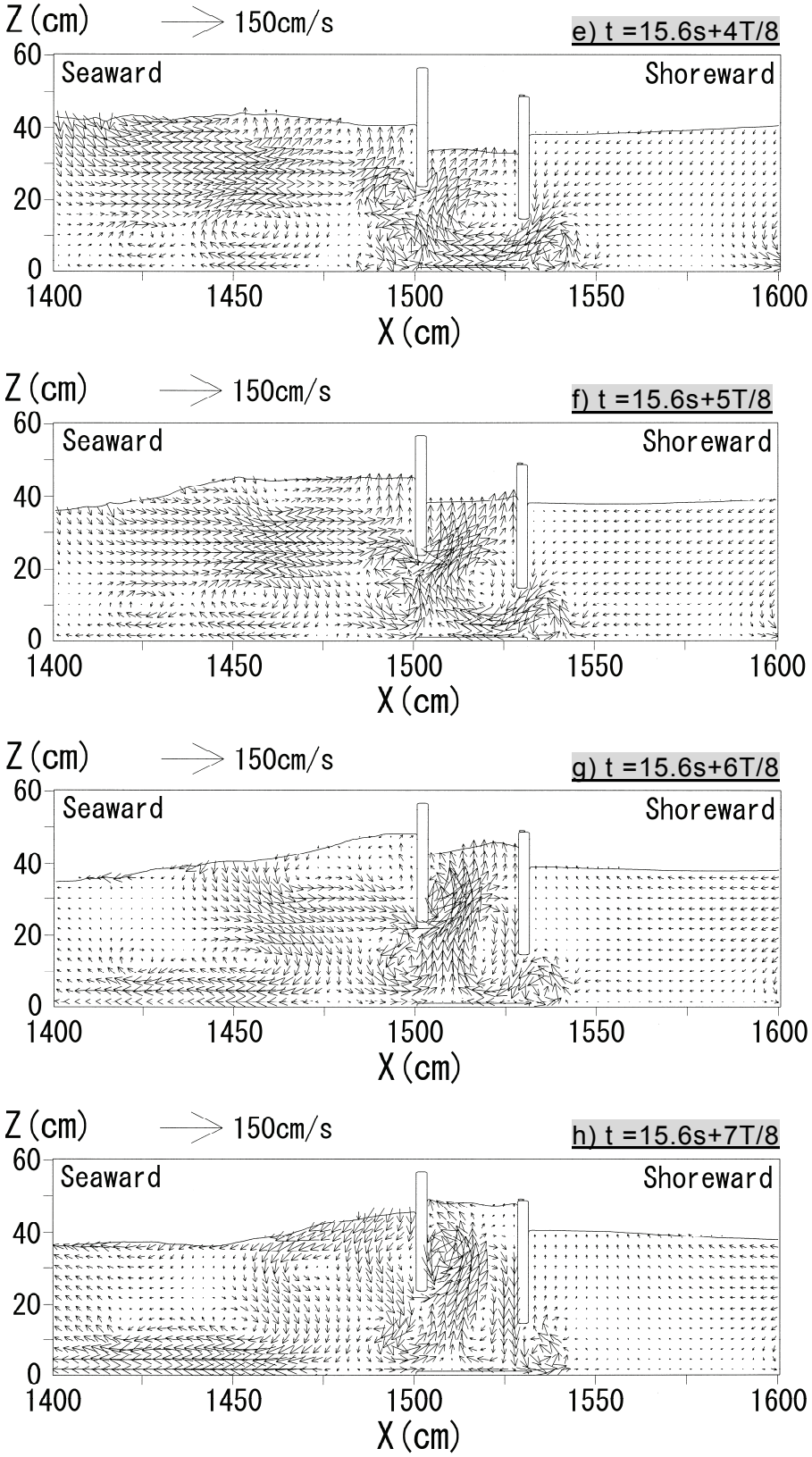

Z (cm)
150cm/s
e) t =15.6s+4T/8
Seaward
Shoreward
60
40
20
0
1400
1450
1500
1550
1600
X (cm)
Z (cm)
150cm/s
f) t =15.6s+5T/8
Seaward
Shoreward
60
40
20
0
1400
1450
1500
1550
1600
X (cm)
Z (cm)
150cm/s
g) t =15.6s+6T/8
Seaward
Shoreward
60
40
20
0
1400
1450
1500
1550
1600
X (cm)
Z (cm)
150cm/s
h) t =15.6s+7T/8
Seaward
Shoreward
60
40
20
0
1400
1450
1500
1550
1600
X (cm)

図 4.5 （続き）

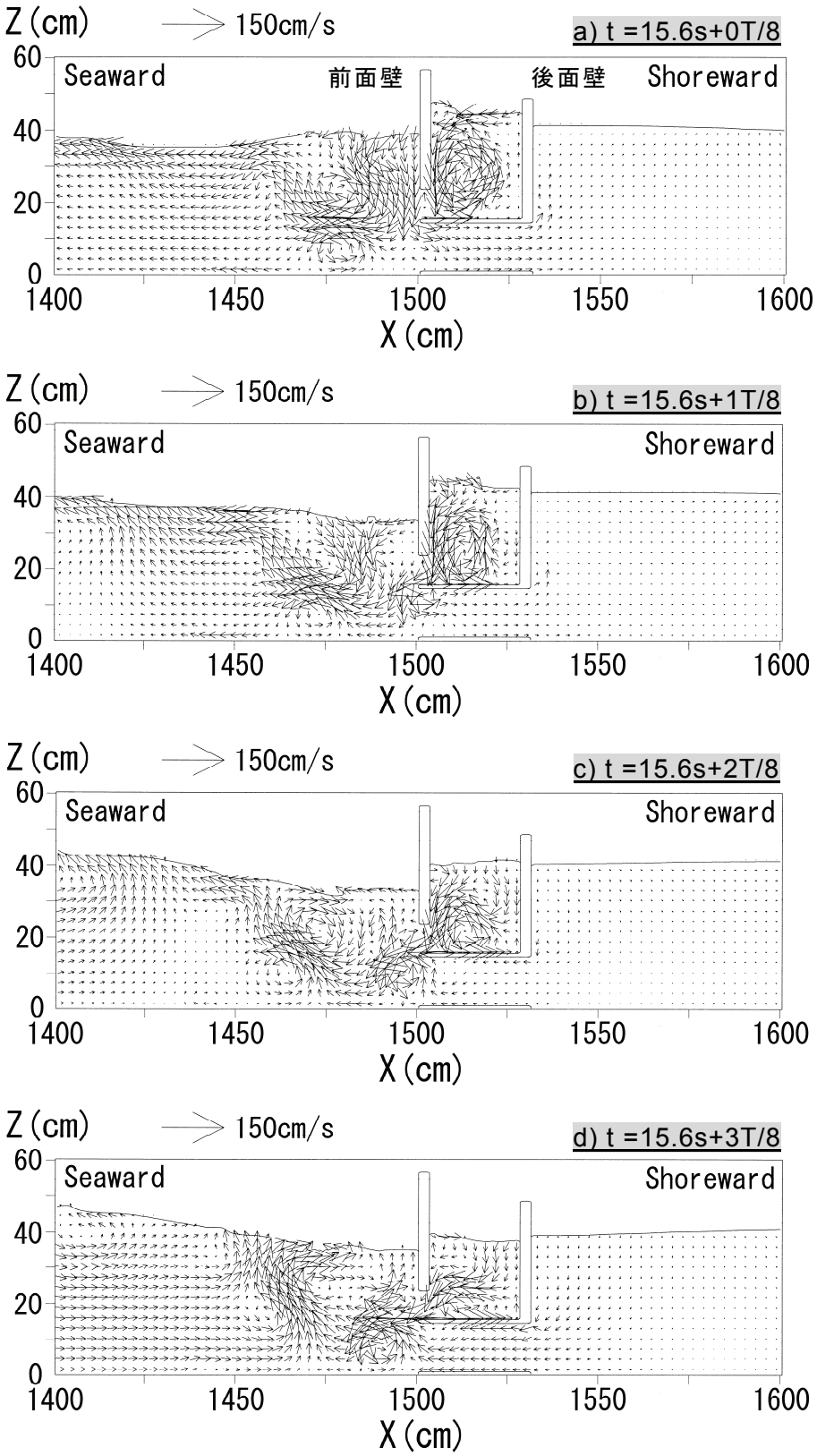


図 4.6　水平版付き防波堤に規則波が作用したときの流況

(H_i=10.0cm, T=1.4s, VOF 法)

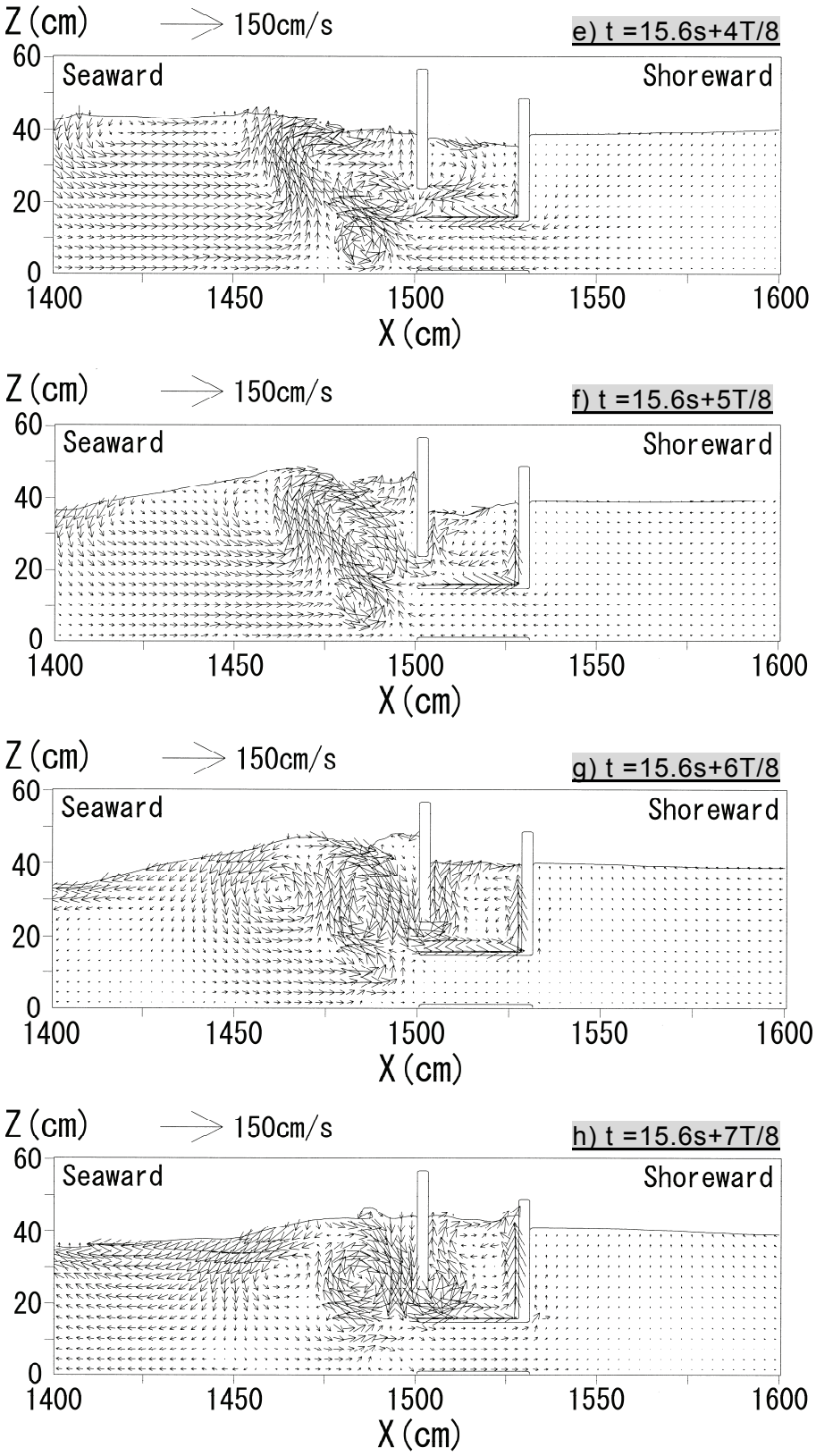

Z (cm)
150cm/s
e) t =15.6s+4T/8
Seaward
Shoreward
60
40
20
0
1400
1450
1500
1550
1600
X (cm)
Z (cm)
150cm/s
f) t =15.6s+5T/8
Seaward
Shoreward
60
40
20
0
1400
1450
1500
1550
1600
X (cm)
Z (cm)
150cm/s
g) t =15.6s+6T/8
Seaward
Shoreward
60
40
20
0
1400
1450
1500
1550
1600
X (cm)
Z (cm)
150cm/s
h) t =15.6s+7T/8
Seaward
Shoreward
60
40
20
0
1400
1450
1500
1550
1600
X (cm)

図 4.6 （続き）

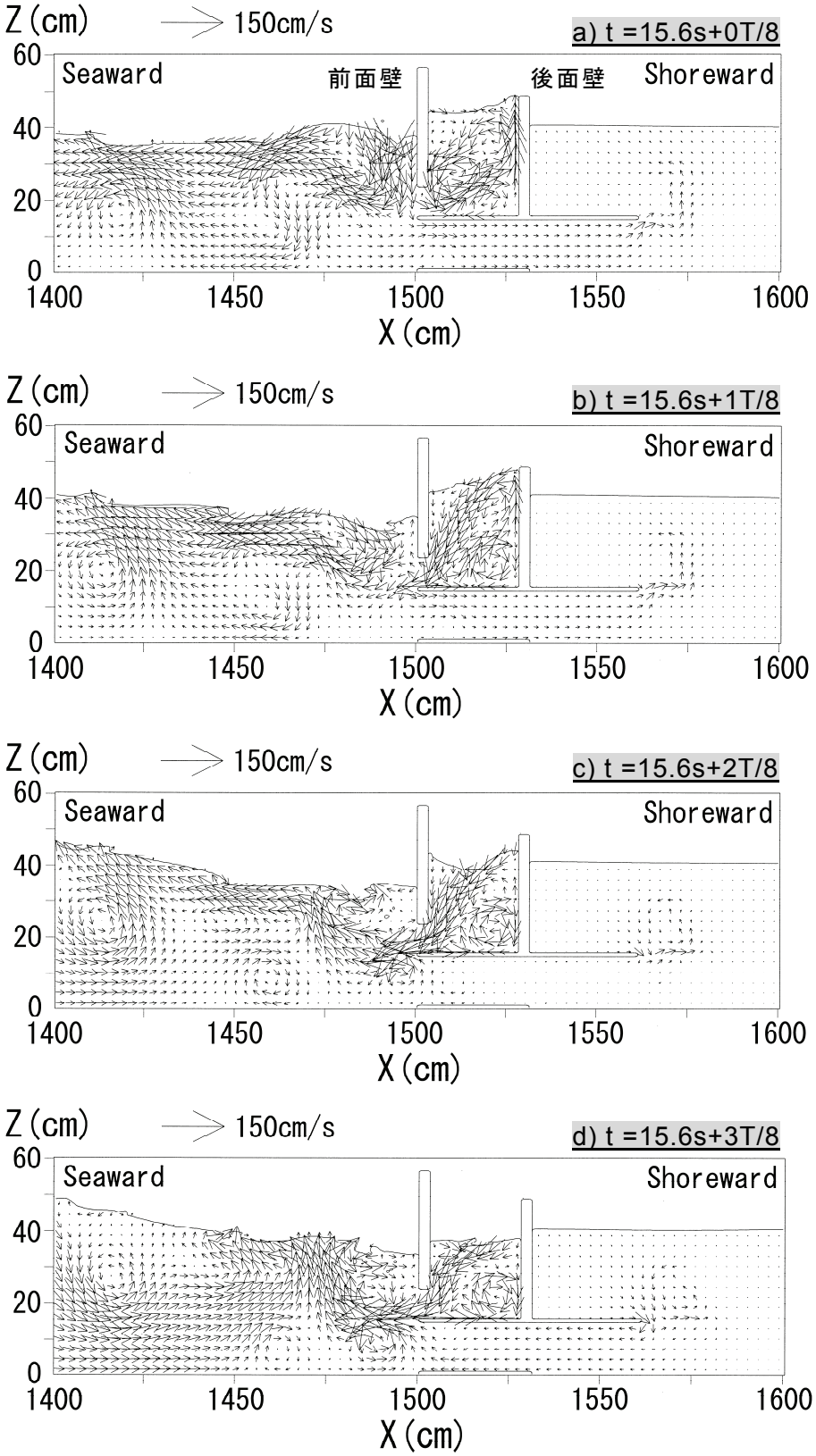
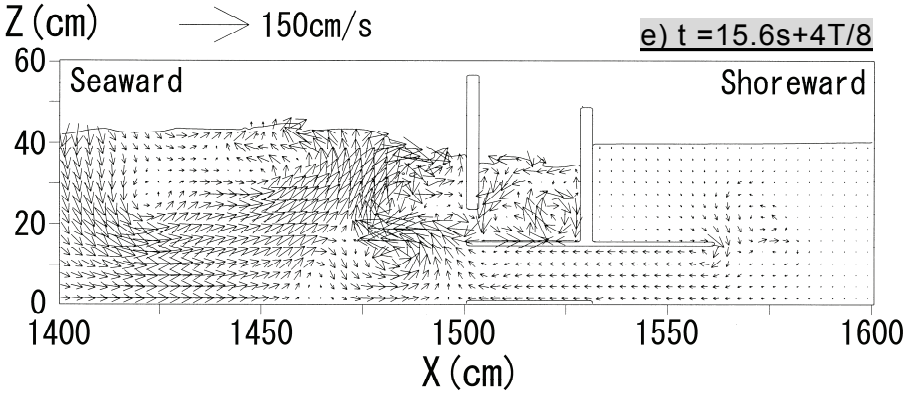
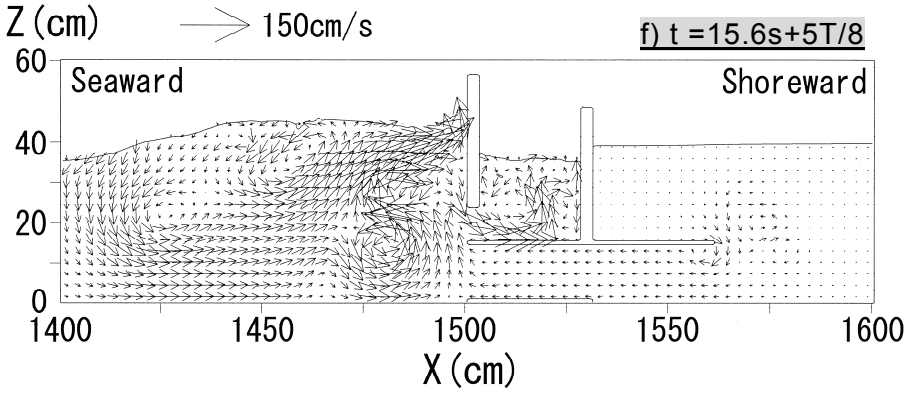
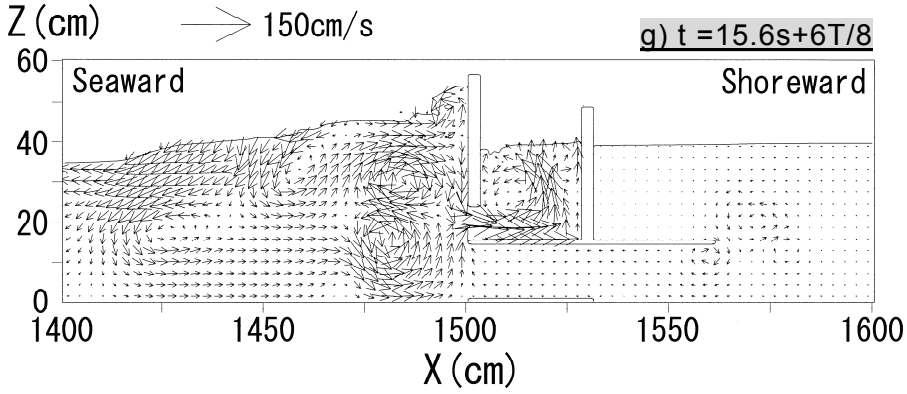


図 4.7　水平版延長防波堤に規則波が作用したときの流況

(H_i=10.0cm, T=1.4s, VOF 法)


Z (cm)
150cm/s
e) t =15.6s+4T/8
Seaward
Shoreward
60
40
20
0
1400
1450
1500
1550
1600
X (cm)


Z (cm)
150cm/s
f) t =15.6s+5T/8
Seaward
Shoreward
60
40
20
0
1400
1450
1500
1550
1600
X (cm)


Z (cm)
150cm/s
g) t =15.6s+6T/8
Seaward
Shoreward
60
40
20
0
1400
1450
1500
1550
1600
X (cm)

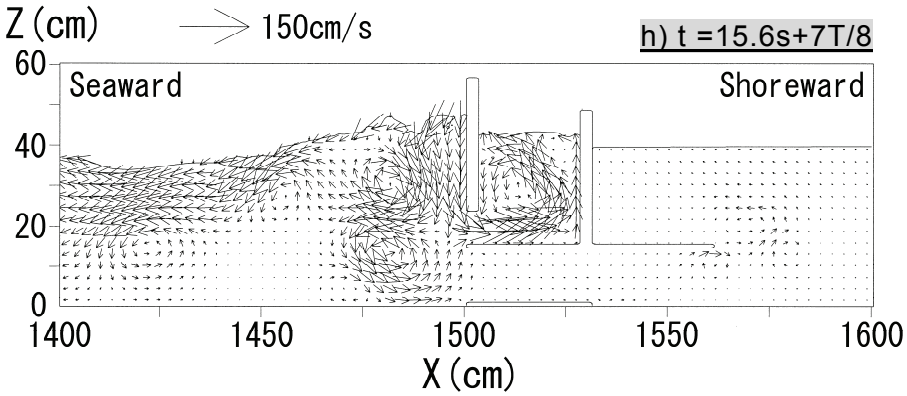

Z (cm)
150cm/s
h) t =15.6s+7T/8
Seaward
Shoreward
60
40
20
0
1400
1450
1500
1550
1600
X (cm)

図 4.7 （続き）

一方，水平版を設けることで，異吃水二重壁式防波堤の流況と比較して異なる様相を呈することが図から読み取れる．水平版付き防波堤および水平版延長防波堤ともに，異吃水二重壁式防波堤と同様に遊水室内でピストンモードの波動運動が見られるが，前面壁下端と水平版のあいだの開口部のみを介して流体が出入りすることによって発生している．この遊水室内の流体運動は，水平版の存在によって通水部の流体と無干渉な状態であり，押し波時に発生する大規模な渦は，1方向回転渦となることがわかる．また水平版により遊水室と隔絶された下部通水部内では，流体の鉛直運動が拘束されるため，後面壁下部での流速は，異吃水二重壁式防波堤のそれと比較して小さく，透過波の低減効果も認められる．さらに前面壁の沖側では，複雑な水面形とともに大規模な渦の形成・移動が見て取れ，作用波の波動運動が大規模な渦運動へと変換されることがわかる．これらの図も実験で目視確認した水理現象と似通った流況であり，計算結果は実現象を概ね再現していると判断できる．

(2) 反射波・透過波の特性

図 4.8 は，基本構造の異吃水二重壁式防波堤，水平版付き防波堤，水平版延長防波堤のそれぞれの反射率 Cr，透過率 Ct について，実験結果と数値計算結果を併せて示したものである．ここでは波周期に関するパラメターとして波長・遊水室幅比 L/B_w で無次元化し整理した．図中では，実験結果は exp，減衰波理論による計算結果は DWM，VOF 法による計算結果は VOF とそれぞれ表記している．また波から渦などへとエネルギー変換される割合を把握するため，エネルギー逸散量 E_L（$=1-Cr^2-Ct^2$）を算定した．**図 4.9** は，目標波高 10cm でのエネルギー逸散量の実験結果および計算結果を各構造体別に示したものである．

a) 異吃水二重壁式防波堤

反射率・透過率の実験値，計算値ともに，L/B_w の増加に比例して漸増することが**図 4.8(a)** より見て取れる．透過率については，$L/B_w>9.3$ の長周期側において実験値，計算値ともに $Ct>0.5$ となり，一方の反射率は，実験値，計算値ともに $L/B_w=7.8$ 付近で極小となることが読み取れる．この $L/B_w=7.8$ では，反射率の実験値は $Cr=0.22$，透過率の実験値は $Ct=0.40$ となり，最も低反射・低透過を実現する周期条件であることがわかる．これは遊水室内でピストンモードの波浪共振が発生し，前面壁下部付近に強い渦が形成され，波から渦へと効率的にエネルギー変換されるためと考えられる．このときのエネルギー逸散量は，**図 4.9(a)** より実験値では $E_L=0.78$ となり，入射波エネルギーの多くが渦などの形成に費やされていることからも裏付けられる．

VOF 法による計算値と実験値を比較すると，反射率・透過率，エネルギー逸散量ともに定性的な傾向のみならず，定量的にも一致度が高いと言える．異吃水二重壁式防波堤での強非線形波動場の再現に当たり，VOF 法が有効な手法であるこ

とが判明した．また減衰波理論についても，一定の有効性が認められる．

b）水平版を設置した構造

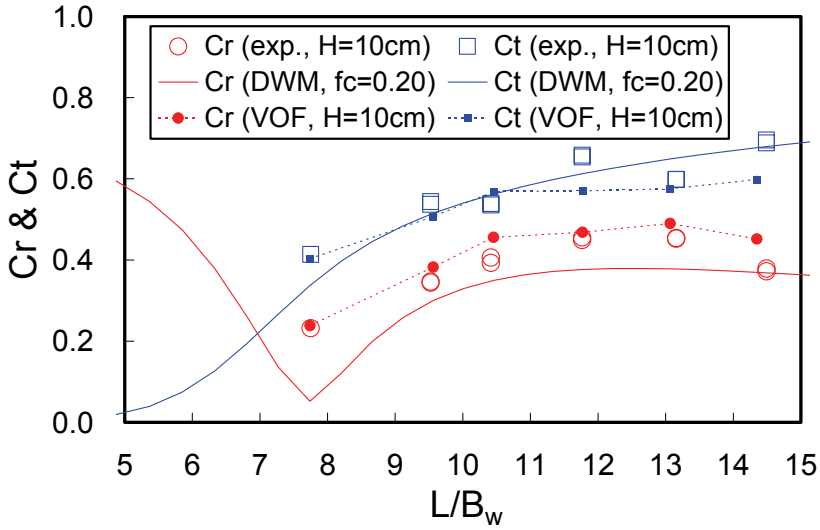
水平版付き防波堤では，反射率が極小を示す条件は減衰波理論による計算値および実験値ともにL/B_w=10 程度であり，その値はともにCr=0.20 程度をとることが**図 4.8(b)**より読み取れる．異吃水二重壁式防波堤と比較すると，反射率の極小値が長周期側に移行していることが認められる．これは遊水室内の水深が浅くなることで，見掛けの波長が短くなることに起因しているものと推測される．また**図 4.8(c)**より，水平版を延長してもほぼ同様の反射特性が見られる．このように水平版を設けることで，広い周期帯にわたり低反射特性を示すとともに，波長・遊水室幅比が相当程度大きい波周期に対しても有効となることがわかる．

一方の透過率は，L/B_wのすべての領域で実験値，計算値ともにCt <0.5 となり，水平版により低透過を実現できることがわかる．これは先にも述べたように，下部通水部での流体の鉛直運動が拘束されるためと考えられる．さらに水平版を延長した場合には，より大きな面積で水粒子運動を拘束することになり，さらなる透過波の低減が見られる．特にL/B_w=10 ではCt=0.1 程度であり，後面壁での通水部開口率を 34%と大きく設定した割に，低透過を実現していると言える．

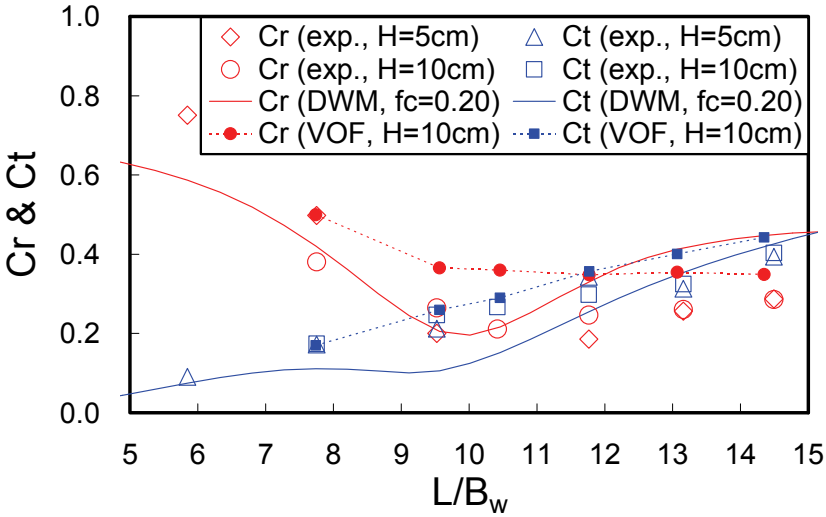
水平版の効果によってL/B_wの幅広い領域で実験値，計算値ともに大きなエネルギー逸散が生じ，逸散量の実験値は最大 9 割にも達することが，**図 4.9(b)**，**4.9 (c)**より読み取れる．また広い周期帯にわたり高い消波効率を示し，入射波エネルギーが渦などに効率的に変換されていることもわかる．L/B_wが相当大きい波周期に対しても，防波機能がより有効に働くように改善されたと言える．

以上，遊水室内に水平版を設置して通水部を設けると，反射波の低減効果をさらに増大させることが判明した．しかも透過波も大きく低減させることが可能になるなど，波浪制御効果の改善に有効な構造体であることが明らかになった．

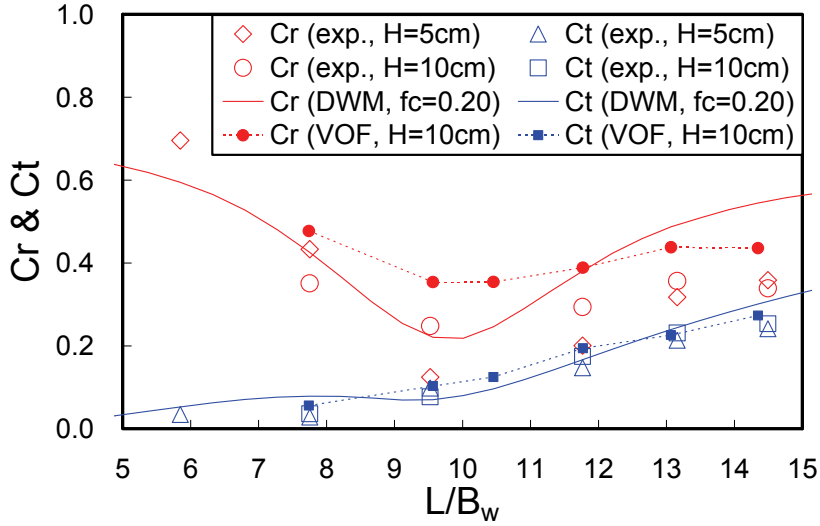
VOF 法による計算値と実験値を比較すると，透過率については，水平版付き防波堤，水平版延長防波堤ともに定性的な傾向のみならず，定量的にも良好な一致が見られる．一方の反射率については，計算値が実験値よりも 0.1 程度大きい値を示しており，異吃水二重壁式防波堤ほどの定量的な再現性は見られないものの，定性的な傾向は十分に表現していると言える．乖離の理由としては，水平版を設けることで，異吃水二重壁式防波堤より複雑な流体運動が遊水室内や前面カーテン壁の沖側で生じることになり，本計算で使用した格子サイズが荒く，これらで発生する渦を再現するのに十分ではないことが，主な原因であると推察される．原理的に VOF 法は，水理模型実験を定量的に再現できる手法であると考えられることから，大きな制約となっている計算時間の短縮を工夫しつつ，条件を見直して計算精度の向上を図ることが，今後の課題である．また減衰波理論についても，本構造体の反射率・透過率の算定に当たり一定の有効性が認められる．



(a) 異吃水二重壁式防波堤

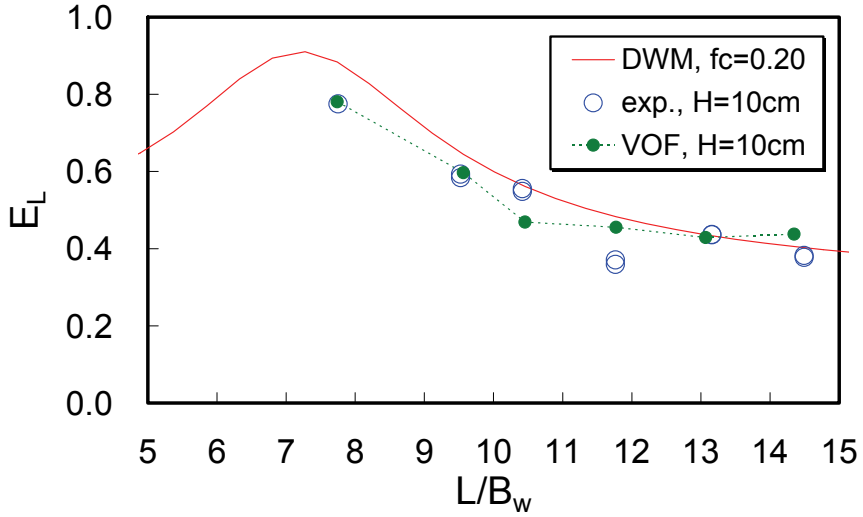


(b) 水平版付き防波堤

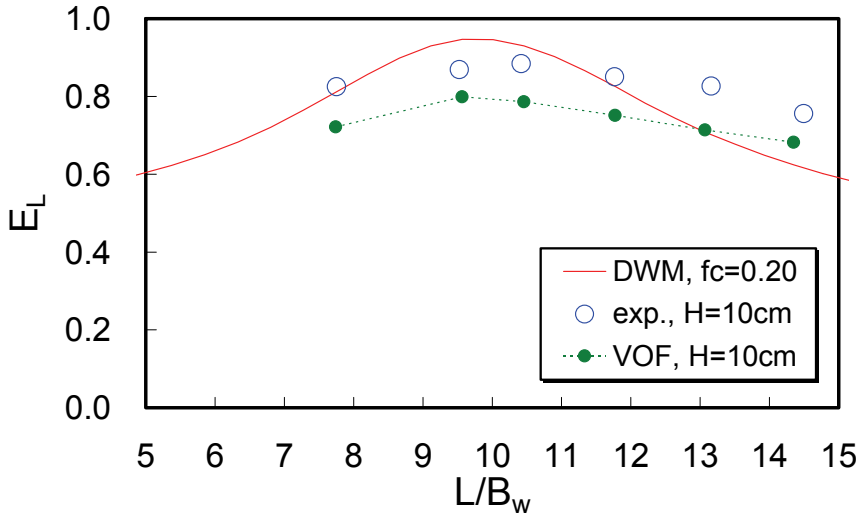


(c) 水平版延長防波堤

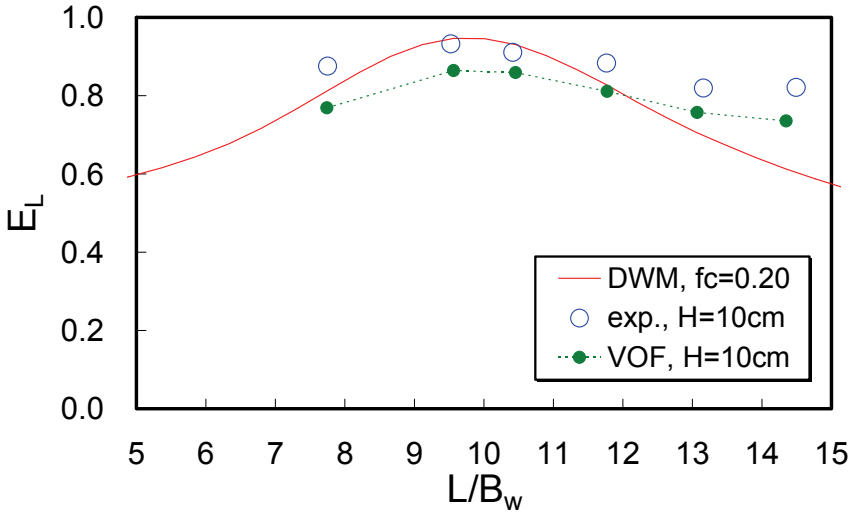
図 4.8　反射率・透過率



(a) 異吃水二重壁式防波堤



(b) 水平版付き防波堤



(c) 水平版延長防波堤

図 4.9　エネルギー逸散量

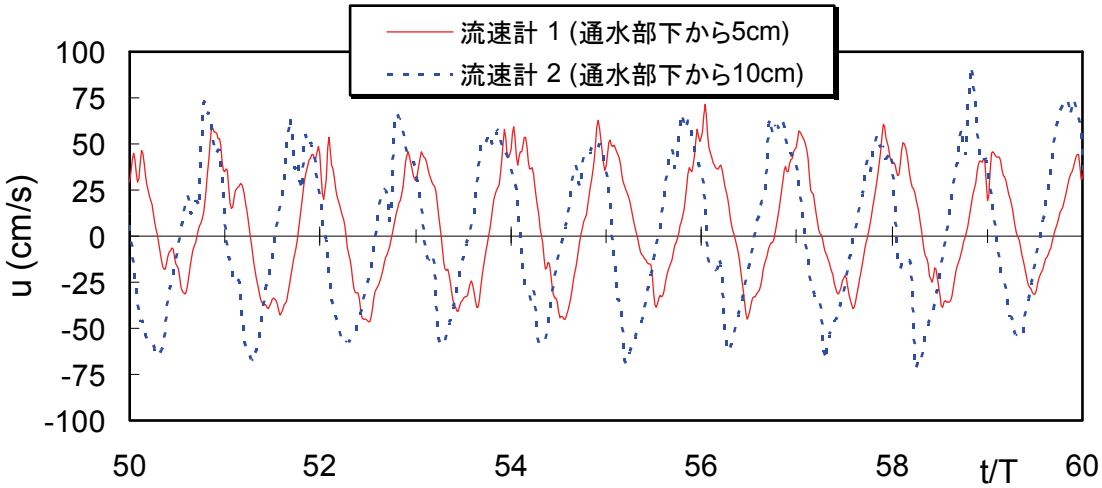
(3) 導水性能

図 4.10 は，各構造体の通水部岸側で計測した水平流速について，時系列データの一例を示したものである．作用波は，入射波高 H_i=8.5cm，周期 T=1.4s であり，定常状態になったと判断される 10s 間を取り出した（横軸は造波開始後の時間と一致しない）．符号は，岸向きの流速を正とし，沖向きを負として定義した．

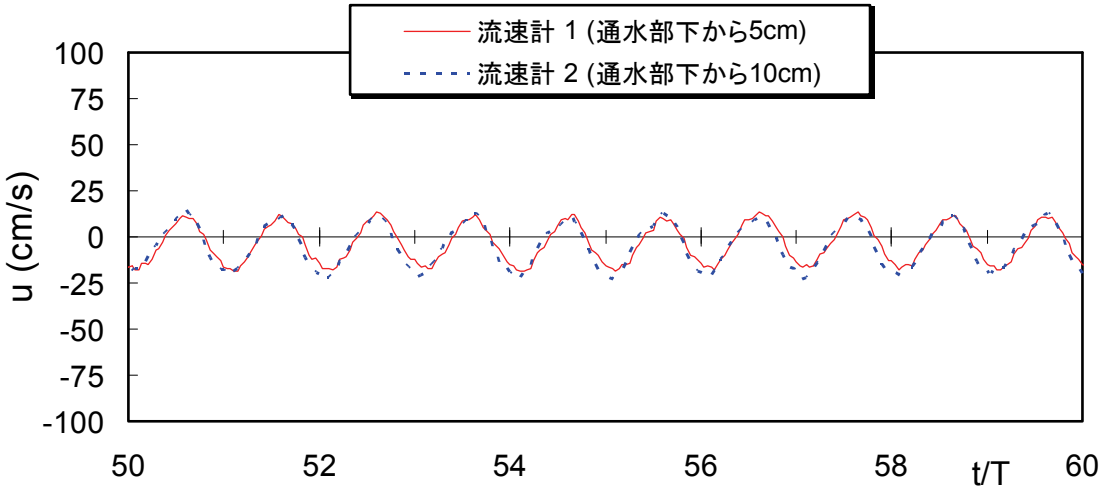
まず異吃水二重壁式防波堤については，上に配置した流速計 2 では正負の流速振幅がほぼ等しく，下に配置した流速計 1 では正の流速振幅が勝る結果となっており，岸向きの流れが卓越する傾向にあることが図より読み取れる．一方，水平版を設けると正よりも負の流速振幅が大きくなり，沖向きの流れが卓越することが見て取れる．ここで流速振幅の大きさに着目すると，水平版付き防波堤の全流速振幅の値は，異吃水二重壁式防波堤のそれと比較して 1/3 程度であり，水平版延長防波堤では，さらにその値が小さいことがわかる．先に示した透過率の実験結果と対比して考えると水平版を設置した場合には，下部通水部での流体の鉛直運動が拘束されることから流速振幅が抑制され，その結果として透過波の生成に寄与する伝達エネルギーが減少し，低透過率が実現されると解釈できる．

図 4.11 は，波長・遊水室幅比 L/B_w と各構造体の下部通水部における無次元輸送流量 Q^* との関係を示したものである．ここで Q^* は，1 周期当たりの輸送流量 QT を算定し，これを入射波の峰の水塊量に相当する $H_i LB_l/(2\pi)$（B_l は堤体長）で除して定義した．また平均輸送流量 Q は，流速計 1, 2 により計測した水平流速の時間平均値に通水部断面積を案分して乗じて算出した．補正は施していない．図中では実験値に加えて，VOF 法による計算値についても併せて示した．

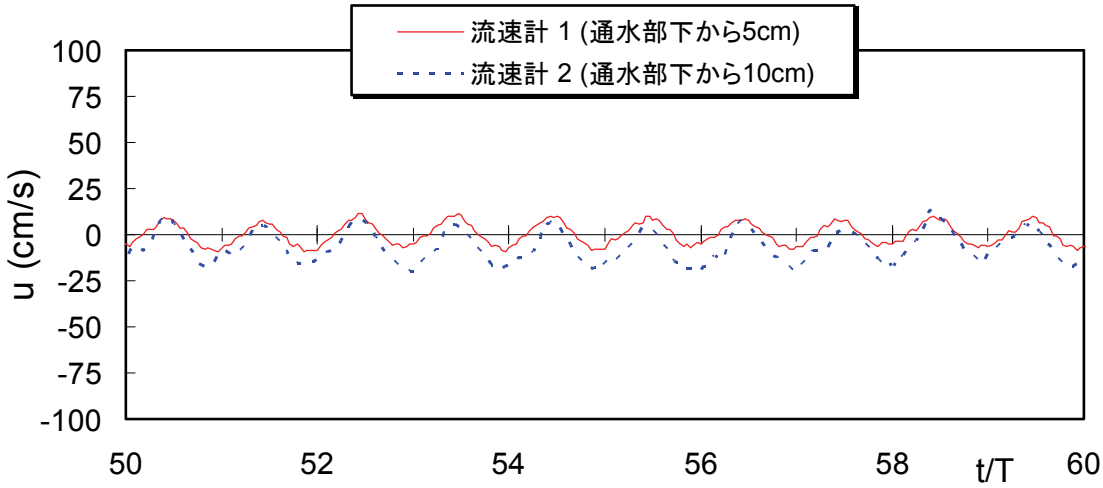
異吃水二重壁式防波堤では，透過波に伴う岸向きの流れが発生するが，水平版を設置することで沖向きの流れとなることが図よりわかる．水平版付き防波堤，水平版延長防波堤ともに，目標波高 5cm では L/B_w が 10 以下の領域で岸向きの流れとなるものの，ほぼすべての周期帯で沖向きの流れが発生する実験結果が得られた．これらの防波堤はともに，波周期が長くなるにつれて無次元流量が増大する傾向にあり，L/B_w が 12 を超える領域では，峰の水塊量の 3～6 割もの流量が沖向きに輸送されることが見て取れる．これは先に示した波浪制御特性において，入射波エネルギーが大きい長周期側でもエネルギー逸散量が高い値を示すことに関係すると思われ，波エネルギーが変換されて生成される渦と，渦によって引き起こされる輸送流量のあいだに一定の関係が成立することが推測される．また水平版付き防波堤の無次元流量と水平版延長防波堤のそれを比較すると，L/B_w が 10～13 程度を境に短周期側では水平版付き防波堤の方が，長周期側では水平版延長防波堤の方が導水性能が高いことも読み取れる．なお VOF 法による計算値は，水平版付き防波堤，水平版延長防波堤ともに沖向きの流れとなるものの，実験値とは乖離がある．これは波浪制御特性で述べたように今後の課題である．



(a) 異吃水二重壁式防波堤



(b) 水平版付き防波堤



(c) 水平版延長防波堤

図 4.10　通水部における流速の時系列（H_i=8.5cm, T=1.4s）

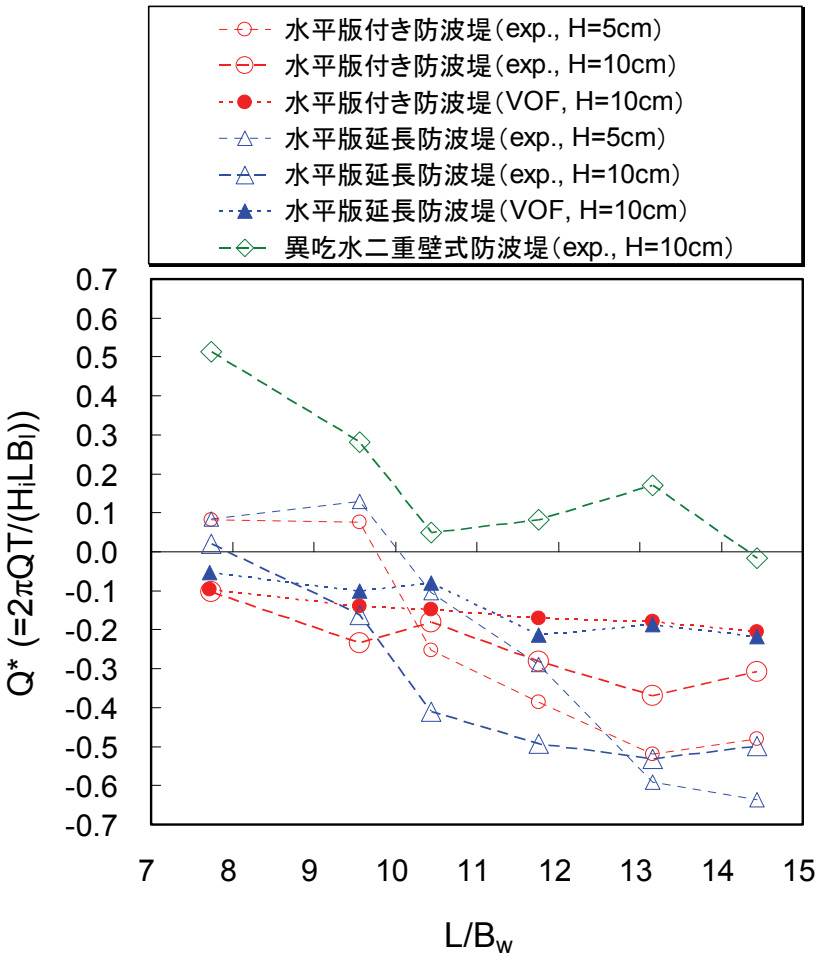


図 4.11　下部通水部における無次元輸送流量

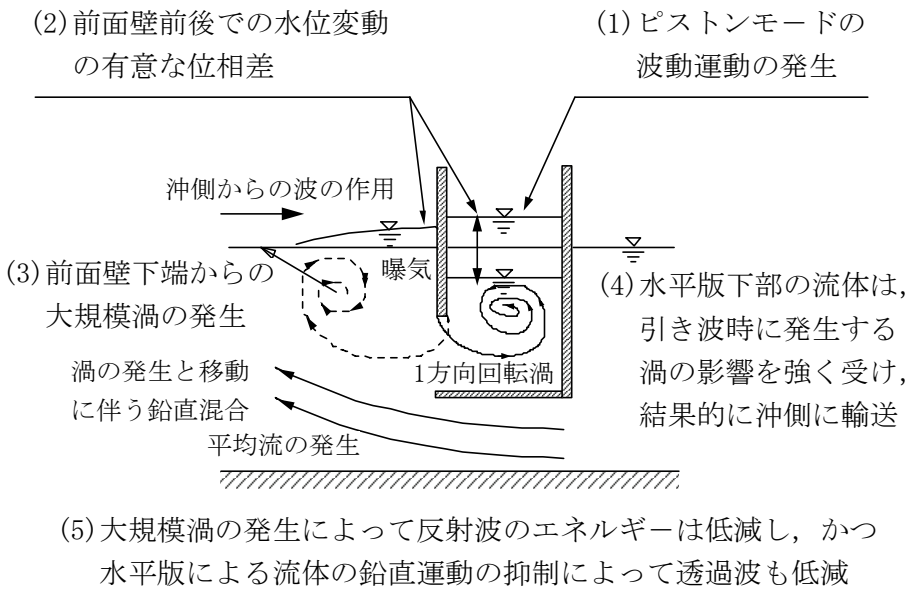


図 4.12　遊水室型海水交換防波堤の波エネルギーの逸散と平均流の生成機構

(4) 遊水室型海水交換防波堤の波エネルギーの逸散と平均流の生成機構

異吃水二重壁式防波堤の遊水室内に水平版を設けた水平版付き防波堤および水平版延長防波堤（以下では，遊水室型海水交換防波堤と言う）は，大規模渦の発生による効果的な波浪制御機能に加えて，下部通水部で沖向きの流れが発生する海水交換促進機能を有することが，これまでの検討を通じて明らかとなった．**図 4.12** は，遊水室型海水交換防波堤に関する波エネルギーの逸散と平均流の生成機構について模式的に示したものである．遊水室内では，ピストンモードの波動運動を駆動力とする大規模な 1 方向回転渦が発生し，堤体の沖側では，大規模な渦の形成と移動が生じる．作用波の波動運動が大規模な渦運動へと変換されるとともに，水平版により遊水室と隔絶された下部通水部内では流体の鉛直運動が拘束されることから，幅広い周期帯にわたり効率的な反射波・透過波の低減が実現すると解釈できる．そして平均流は，水平版の存在により通水部の流体が引き波時に発生する渦の影響を強く受けることで，ネットの流量が沖方向に輸送されると考えられる．これは押し波時に発生する遊水室内の渦の影響が，水平版の存在により通水部の流体とは無干渉な状態であることが，沖方向の流れが卓越する要因であると推察する．結果的に水平版は，渦の制御効果を持つことから，沖向きの平均流を生成する吸出しポンプのような役割を果たしていると言える．

4.5 平面水槽における水理模型実験の概要（実験Ⅱ）

遊水室型海水交換防波堤（以下では，遊水室型防波堤と略称する）は，大規模渦を発生させることにより下部通水部で沖向きの流れを生成し，かつ低い反射率・透過率を実現することが，先の断面実験で判明した．この実験では，堤体前後での水位差の発生を防ぐために床を嵩上げし，床下で水が循環するよう工夫を施したが，実際場は平面的な広がりを持ち，また不規則な波浪が出現することから，水路で現れた現象を平面場でのそれと同一と見なして良いのか否か判然としない.そこで平面波浪場における遊水室型防波堤の水理特性の解明を目的として，平面水槽において実験的研究を行うこととする．ここでは港を模擬した実験模型を水槽内に構築し，その防波堤の一部に遊水室型防波堤や下部通水型矩形堤（以下では，通水型矩形堤と略す）を設置するときの導水特性や反射・透過特性について，規則波・不規則波を作用させて明らかにする．また本水槽内では断面 2 次元的な実験も併せて実施するとともに，減衰波理論による数値計算も併用することで，実験結果と計算結果を比較して検討を進める．

(1) 実験装置

水理模型実験は，**図 4.13** に示す平面水槽（長さ 30.0m，幅 20.0m，深さ 0.80m）で実施した．本水槽は，モルタル仕上げの水平床であり，20.0m 幅の造波板を有するピストン型造波装置が設置されている．造波板の両端部より岸側に向かって

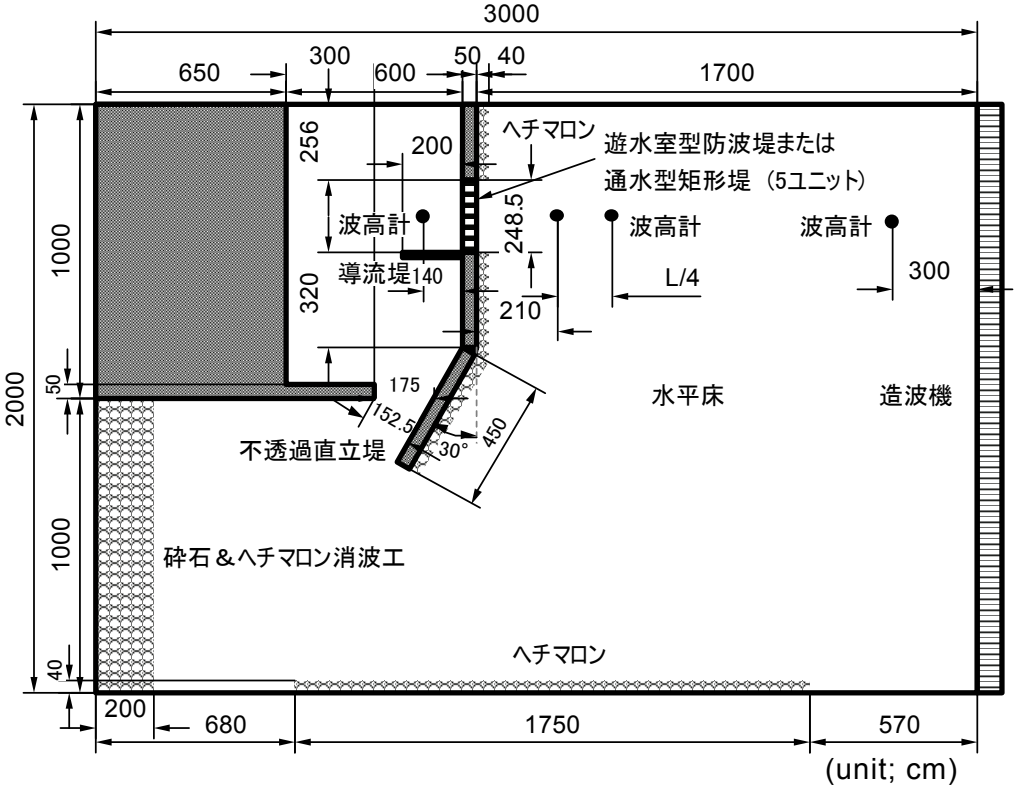


図 4.13　平面水槽

導波板が平行に敷かれており，水槽の他端には，反射波の低減用に砕石およびヘチマロンより構成される消波工が設けられている．ここでは水槽内に港を模した実験模型を製作し，造波板から 17.0m 離れた位置に外郭施設を配置した．直立壁と導波板の一部には，消波材としてヘチマロンを使用した．

(2) 実験模型

使用した実験模型の構造諸元を図 4.14 に示す．これは模型縮尺 1/10～1/20 程度の遊水室型防波堤を想定したものであり，1 基当たりの堤体幅は B=50.0cm，遊

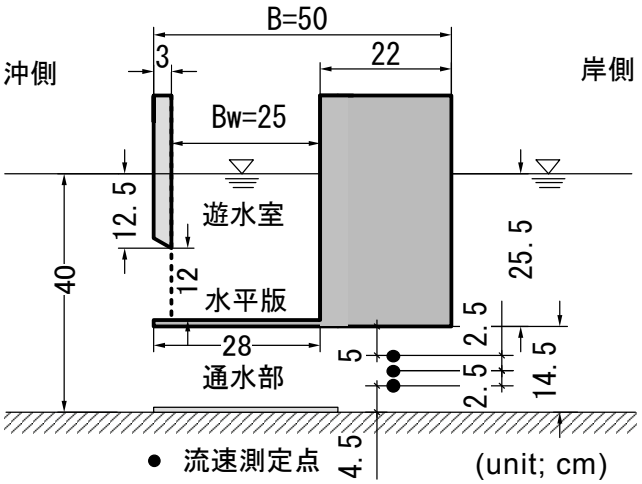


図 4.14　実験模型の構造諸元

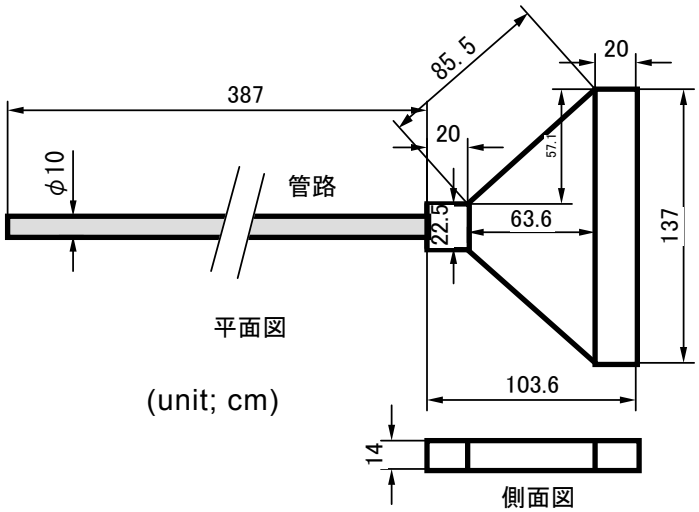


図 4.15　集水装置の構造諸元

水室幅は B_w=25.0cm，堤体長は B_l=49.5cm である．**図 4.13** 中に示す外郭施設の一部にこれらの模型を 5 基（長さ 2.5m 相当）配列した．また図中の点線で示す前面垂下板の下部開口部を，鉛直板で塞いだ通水型矩形堤も検討対象とした．さらに**図 4.15** に示す集水装置を実験模型の下部通水部の岸側に取り付けて，管路により港奥部の水を引き出すことが可能かどうかについても検討した．

(3) 実験条件および計測項目

a) 擬似 2 次元水路における実験

図 4.13 に示す水槽内に波の進行方向に対して平行に隔壁板を設置して，水路幅 2.5m，長さ 15m の擬似 2 次元水路を製作した．この水路では，造波機側を開放状態とし，他方の岸側を通水性の高いヘチマロンで消波した．こうすることで実験模型により水路内に生成される流れが，堤体前後での水位差の影響をできるだけ受けないようにした．実験模型は，水路幅いっぱいに 5 基配列した．

実験波は，目標波高が H=5.0, 10.0cm の 2 波高，周期が T=1.2～2.0s の 7 周期の規則波とし，水深は h=40.0cm で一定とした．また計測は，容量式波高計による水位変動と，電磁流速計による下部通水路での流速について実施した．波高計センサーは，入射波測定用に 1 本（波高計 1），入・反射波の分離用に 2 本（波高計 2，3），透過波測定用に 1 本（波高計 4）の計 4 本を配置した．流速計センサーは，3 本使用し，**図 4.14** 中に示す 3 地点にそれぞれ配置した．そしてこれらの計測機器によるデータは，AD 変換することで収集した．ここで構造体の反射率については，波高計 2，3 の計測値を用いて入・反射波の分離推定法[4)]により求めた．一方の透過率については，水路に堤体を設置しない状態での波高計 4 による入射波高と，実験模型設置時のそれによる透過波高の比で定義した．平均輸送流量 Q は，水平流速の時間平均値に通水部断面積を案分して乗じることで算出した．

b) 模擬港における実験

図 4.13 に示す港を対象に，導流堤（波除堤）を模した不透過堤を港内の泊地に設けた場合と，築かなかった場合について実験した．実験波は，擬似 2 次元水路での断面実験結果と比較できるように，断面実験で用いた波条件の中から代表的なものを選定した．また規則波のみならず，実際場を想定して 1 方向の不規則波も作用させた．不規則波の波諸元は，目標の有義波高が $H_{1/3}$=5.0, 7.0cm，有義周期が $T_{1/3}$=1.3, 1.4, 1.8s の組み合わせの計 6 波種とした．水深は h=40.0cm で一定とし，データの計測や処理方法についても，断面実験と同様に扱った．

4.6 平面場における構造体の導水特性および波浪制御特性

(1) 反射波・透過波の特性

図 4.16, 4.17 は，遊水室型防波堤および通水型矩形堤の反射率 Cr，透過率 Ct について，実験値と減衰波理論に基づく計算値（DWM と表記）を波長・堤体幅比 L/B で整理してそれぞれ示したものである．実験値は，平面実験で近似的に測定した反射･透過率と擬似 2 次元水路で実施した断面実験でのそれらを図示した．また減衰波理論で用いる線形抵抗係数 f_c については，先の検討結果から遊水室型防波堤では f_c=0.20 とし，通水型矩形堤では f_c=0.15 で与えた．

遊水室型防波堤の反射率，透過率は，ほぼ全ての周期帯にわたり実験値，計算値ともに通水型矩形堤のそれらと比べて小さいことが図より見て取れる．やはり遊水室を設けることで低反射率，低透過率を効率的に実現できることが，通水型矩形堤との比較により顕著に示される．また遊水室型防波堤の反射率は，特定の波周期に対して極小となることもわかる．この極小に近い波条件である L/B=4.3 の実験値は，反射率 Cr=0.13，透過率 Ct=0.08 となり，高い消波性能が認められる．これは遊水室内でのピストンモードの波浪共振により垂下版下部から強い渦が発生し，波エネルギーが大規模に逸散することに起因すると言える．さらに遊水室型防波堤の反射率は，断面実験と平面実験によるそれぞれの結果がほぼ一致しており，平面波浪場でも水路のときと同様の反射波の制御効果を持つことが判明した．なお減衰波理論については，遊水室型防波堤および通水型矩形堤の反射・透過率の算定において一定の有効性が認められる．

(2) 導水性能

図 4.18 は，規則波が作用するときの遊水室型防波堤および通水型矩形堤の下部通水部における無次元輸送流量 Q^* について，波長・堤体幅比 L/B で整理して示したものである．ここで Q^* は，1 周期当たりの輸送流量 QT を算定し，これを入射波の峰の水塊量に相当する $H_i LB_l/(2\pi)$ で除して定義した．図中では，断面実験結果と平面実験結果の両者を併せて示しており，符号は沖向きの流れを負として定義した．

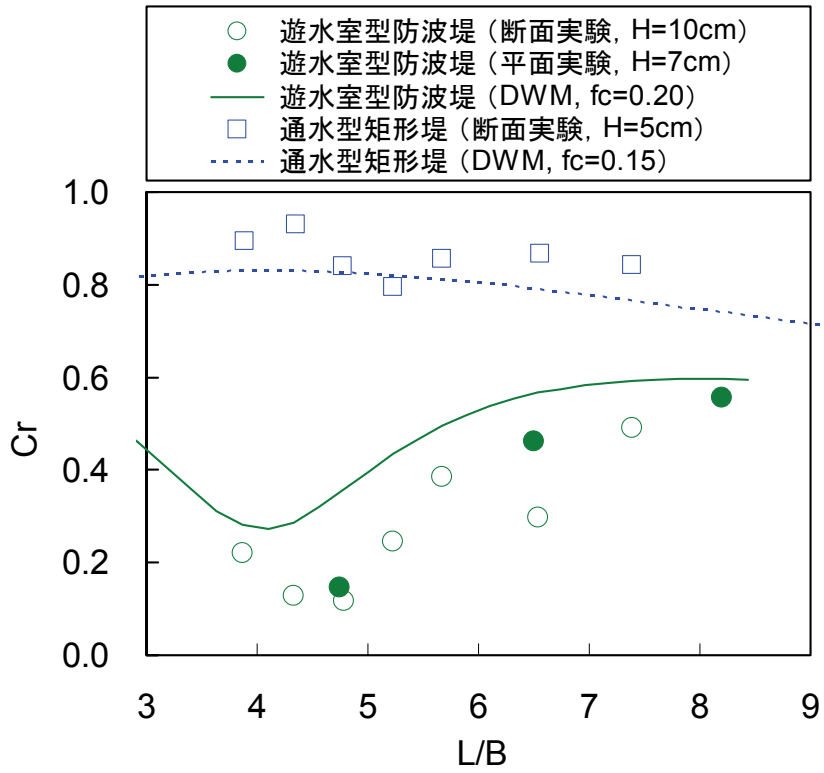


図 4.16　反射率（規則波）

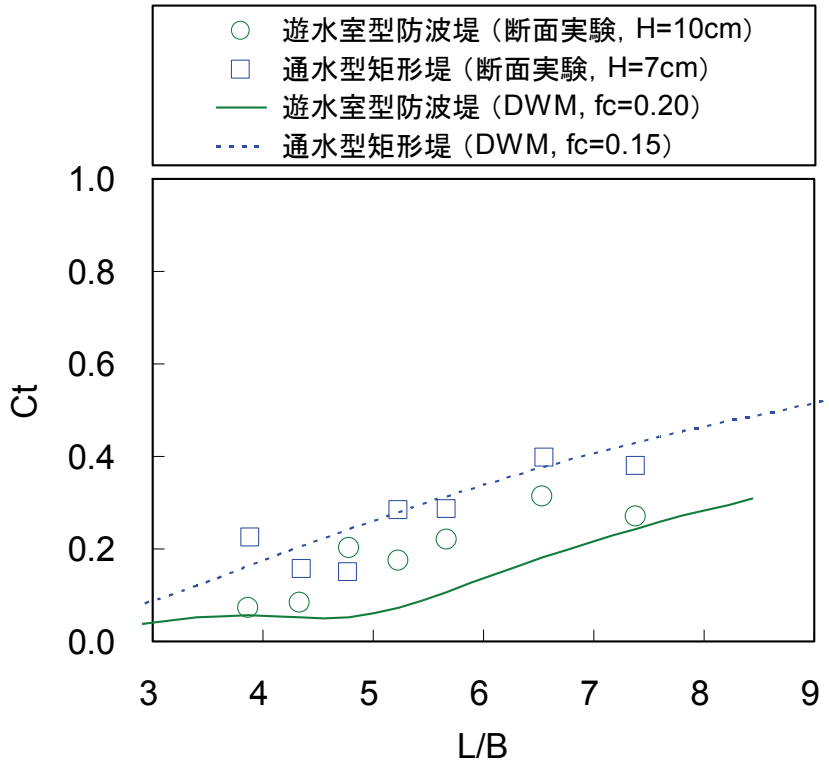


図 4.17　透過率（規則波）

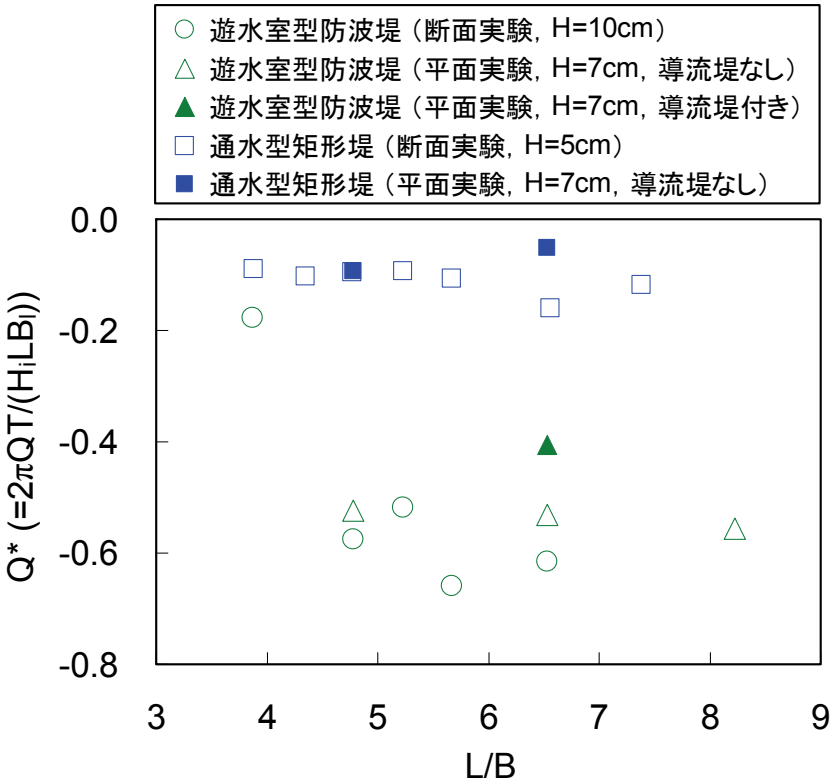


図 4.18　下部通水部での無次元輸送流量（規則波）

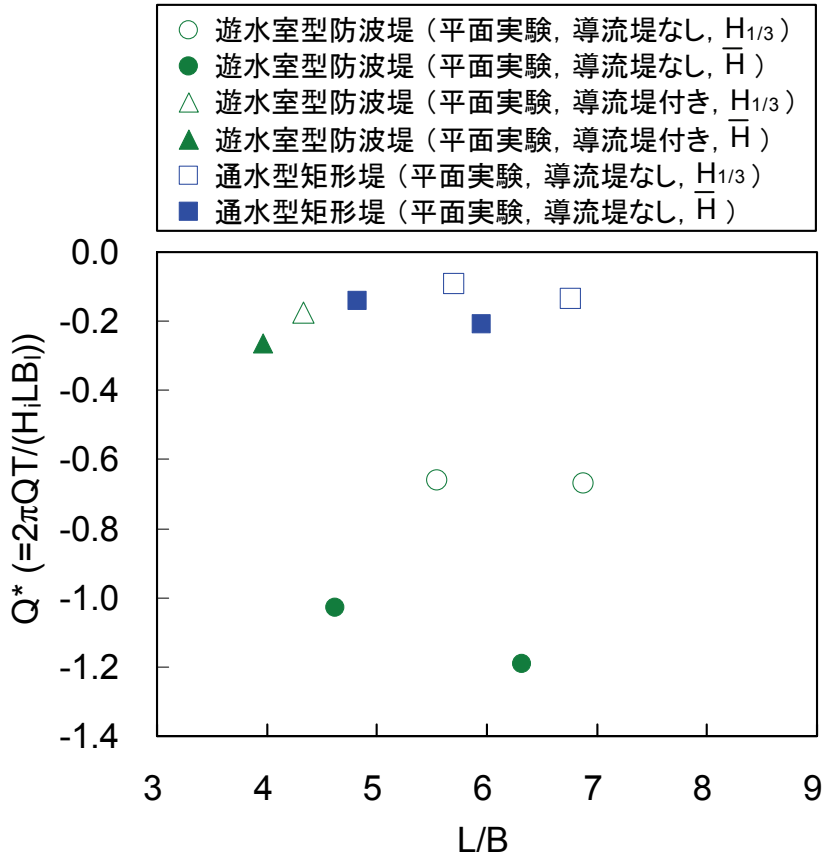


図 4.19　下部通水部での無次元輸送流量（不規則波）

遊水室型防波堤，通水型矩形堤ともに，すべての周期帯で沖向きの流れが発生することが図より見て取れる．また導流堤を設けない場合の平面実験結果と断面実験結果は，防波堤形式に拠らずほぼ等しく，平面波浪場でも水路のときと同様の導水効果を持つことがわかる．通水型矩形堤の無次元輸送流量は，-0.1 前後の値を示すのに対して，遊水室型防波堤のそれは短周期側の 1 ケースを除いて-0.6 前後を記録しており,遊水室型防波堤が高い導水性能を有することも読み取れる．この遊水室型防波堤では，**4.4** 節で述べた水平版延長防波堤の導水性能（ただしここでは波長・堤体幅比 L/B で無次元化しているのに対して，水平版延長防波堤では，波長・遊水室幅比 L/B_w でまとめていることに注意すること）と良く似た傾向を示しており，波周期が長くなるにつれて無次元流量が増大する傾向にあることが認められる．これは入射波エネルギーが大きい長周期側でも低反射率，低透過率となり，高いエネルギー逸散を実現することに関係すると思われる．やはり波エネルギーが変換されて生成される渦と，渦によって引き起こされる輸送流量のあいだに一定の関係が成立することが推測される．なお導流堤を設置することで，輸送流量が低下する傾向がうかがえる．

図 4.19 は,不規則波が作用するときの遊水室型防波堤および通水型矩形堤の下部通水部における無次元輸送流量 Q^* について，波長・堤体幅比 L/B で整理して示したものである．図中では，平面実験結果を示しており，無次元輸送流量 Q^* の算定時に使用する入射波高の諸元には，有義波高 $H_{1/3}$ および算術平均波高 $\overline{H}$ を用いた．また波長には，有義周期より算定される値を用いた．

不規則波が作用した場合でも遊水室型防波堤，通水型矩形堤ともに，すべての周期帯で沖向きの流れが発生することが図より見て取れる．有義波高による無次元輸送流量では，通水型矩形堤で-0.1 程度を，一方の導流堤を設けない場合の遊水室型防波堤で-0.6 程度を記録しており，不規則波が作用する場合でも規則波のときと同様に導水機能が有効であることがわかる．また遊水室型防波堤が高い導水性能を有することや，遊水室型防波堤および通水型矩形堤ともに不規則波の代表波として有義波高を採用すると,**図 4.18** で示した規則波による実験結果との対応が良いことも認められる．

図 4.20 は,遊水室型防波堤に集水装置を取り付けて規則波を作用させたときの無次元輸送流量 Q^* について，波長・堤体幅比 L/B で整理して示したものである．Q^* は 1 周期当たりの管路での輸送流量 QT を算定し，これを集水装置取り付け部の長さに対応する入射波の峰の水塊量で除して定義した．管路での平均流量は，管の中心で計測した流速を時間平均し，これに管の断面積を乗じて算出した．

図より遊水室型防波堤に集水装置を接続した場合でも，すべての周期帯で沖向きの流れが発生することがわかる．しかし無次元輸送流量は-0.1 程度の値を示しており，**図 4.18** で示した集水装置がないときと比較して 2～3 割程度の輸送流量

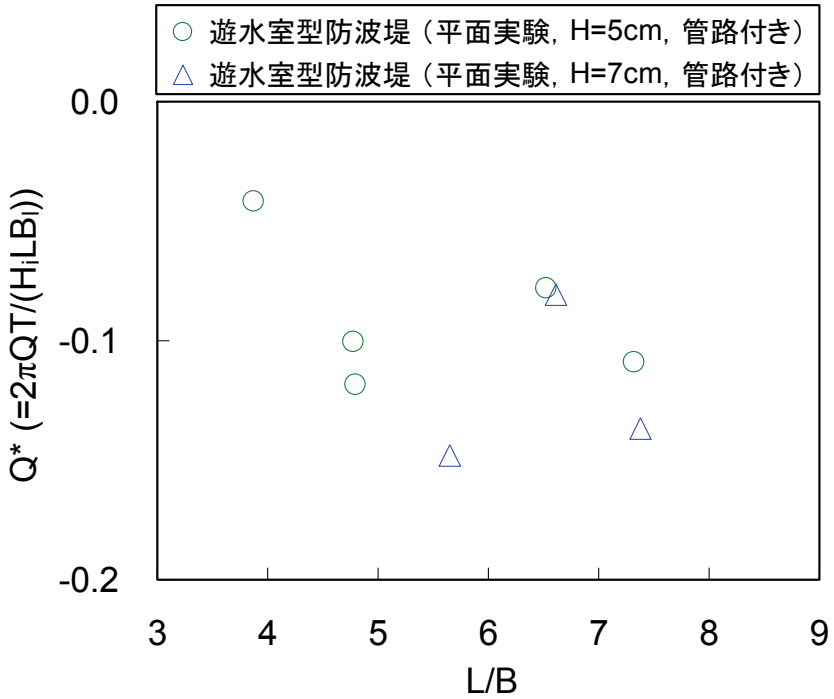


図 4.20　集水装置を接続したときの下部通水部での無次元輸送流量（規則波）

に留まる．この理由としては，2.3 節で述べた管路流れの式からも明らかなように，集水装置で流れが発生することにより摩擦損失，入口・出口損失，屈曲損失が働くことが挙げられる．

以上，遊水室型防波堤は，平面波浪場でも水路のときと同様に，高い導水性能や効率的な反射波の制御効果を持つことが明らかとなった．不規則波が作用する場合でもすべての周期帯で沖向きの流れが発生し，代表波として有義波高を採用すると，規則波のときと同様の導水性能を示すことも判明した．これらの結果より，遊水室型防波堤の波エネルギーの逸散と平均流の生成機構が実際場で有効に機能することが，実証されたものと考える．また管路を用いることにより，港奥部の水を港外に吸い出すことが可能となることもわかった．

4.7　長水路における水理模型実験の概要（実験Ⅲ）

これまでの検討結果から遊水室型防波堤は，不規則波が作用する平面波浪場においても大規模渦を発生させることにより下部通水部で有意な沖向きの流れを生成し，かつ低い反射率・透過率を実現することがわかった．しかし本防波堤を実用化するに当たっては，防波堤の構造諸元が機能性に対してどのような影響を及ぼすのか，その概要を明らかにし，設計に供する指標を提示する必要がある．ここでは本防波堤の下部通水部の高さや開口率，堤体幅，さらに捨石マウンドの有無が導水性能や波浪制御効果に与える影響について，断面実験により検討を進めてゆく．

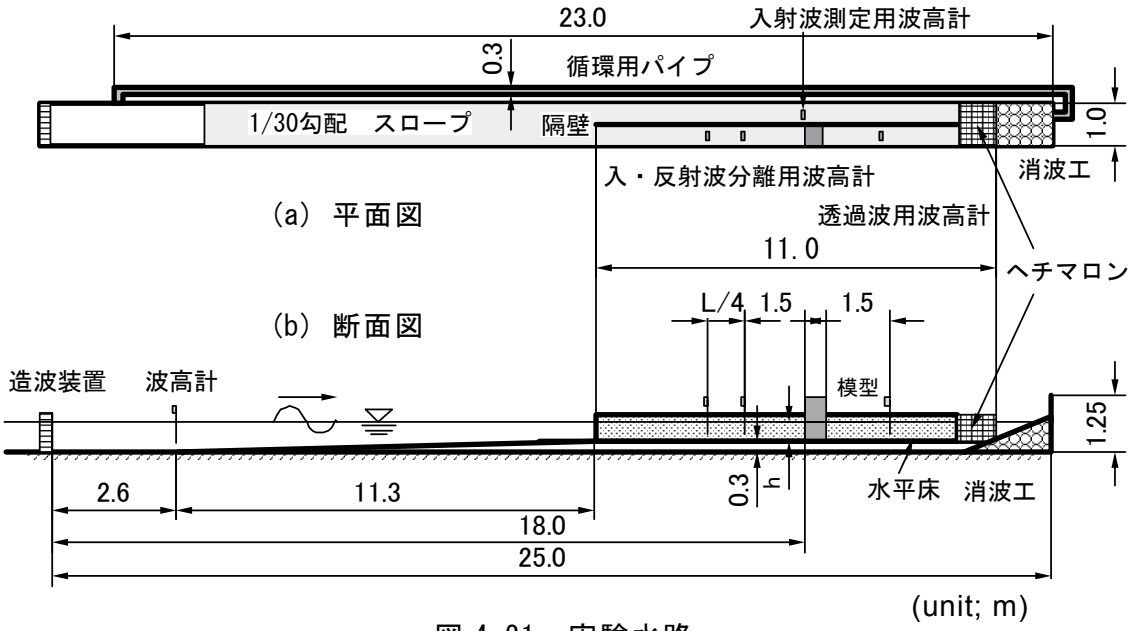


図 4.21　実験水路

(1) 実験装置

断面実験は，**図 4.21** に示す実験水路（長さ 25.0m，幅 1.00m，深さ 1.25m）で実施した．本水路の一端にはピストン型造波装置を設置し，他端には反射波を防止するために砕石およびヘチマロンより構成される消波工を設けた．また水路床から 1/30 勾配の不透過性の斜面を立ち上げ，斜面法肩から背後を水平床とした．水路内には水路幅をほぼ 2 分するように隔壁を築き，一方の水路は入射波諸元の測定用とした．他方の水路には，造波板から 18.0m 離れた位置に実験模型を設置して，反射・透過波，流速が測定できるようにした．さらに水路終端の消波工部で水が回流する構造とし，模型の前後で水位差が生じないように工夫を施した．

(2) 実験模型

断面実験で使用した実験模型の構造諸元を**図 4.22～4.24** に示す．これらの模型

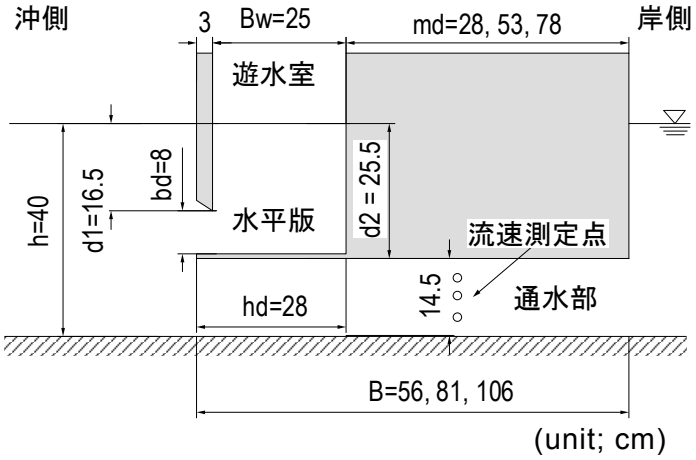


図 4.22　堤体幅を変化させるときの実験模型の構造諸元

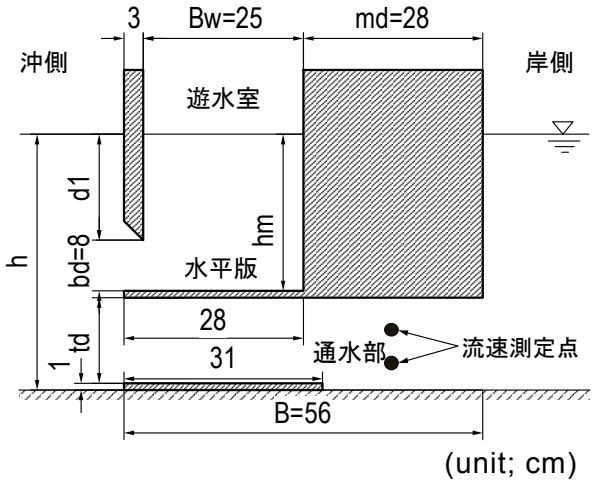
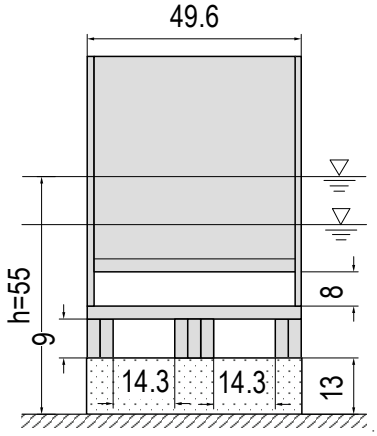
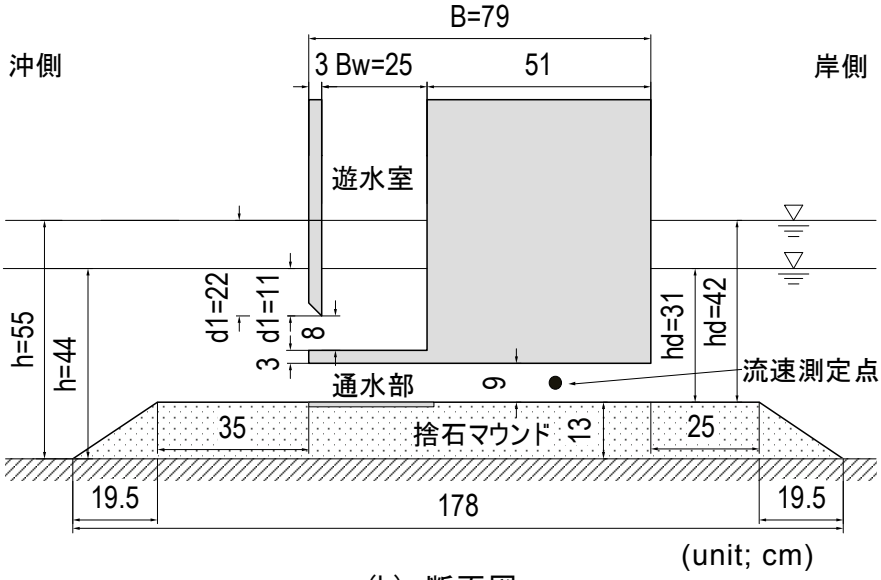


図 4.23　水深に対する通水部高さを変化させるときの実験模型の構造諸元



(a) 立面図



(b) 断面図

図 4.24　通水部前面の開口率を変化させるときの実験模型の構造諸元

は，いずれも模型縮尺 1/10～1/20 程度の防波堤型式を想定したものである．このうち**図 4.22** に示す模型は，防波堤の堤体幅（下部通水部の長さ）が機能性に及ぼす影響について解明するために使用したものであり，**図 4.2(b)** に示した水平版付き防波堤の堤体背後に通水部高さが一定となるように矩形体を付加した構造とした．堤体幅は B=56, 81, 106cm の 3 種類である．次に**図 4.23** に示す模型は，通水部高さが機能性に与える影響について調べるために用いたものである．ここでは**表 4.3** に示すように，水深 h を固定したうえで通水部の高さ t_d および前面垂下版の吃水深 d_1，水平版上の水深 h_m を連動して変化させた場合と，d_1 および h_m を固定したうえで t_d および h を連動して変化させた場合を検討の対象とした．水深に対する下部通水部高さは，t_d/h=0.13~0.34 の範囲である．最後に**図 4.24** に示す模型は，実際場では堤体下部に捨石マウンドを設けることが一般的に行われることから，捨石マウンドを敷き，さらに下部通水部での前面開口率 R_c を変化させたときの導水特性および波浪制御特性の把握を目的として使用したものである．通水部前面の開口部は，ボックス・カルバート構造を想定して矩形断面を有する 2 つの暗渠で構成した．ここでは潮位変化による機能の違いの有無を明らかにするために，図中で示す高潮位・低潮位の 2 種類の水深を設定した．このときに変化させた諸元は，**表 4.4** に示すとおりである．

(3) 実験条件および計測項目

実験波は，目標波高が H=5.0, 10.0, 15.0cm の 3 波高，周期が T=1.0～2.4s の範囲の規則波とした．また計測は，容量式波高計による水位変動と，電磁流速計に

表 4.3　水深に対する通水部高さを変化させるときの実験模型の構造諸元

通水部高 t_d (cm)	設置水深 h (cm)	垂下版吃水深 d_1 (cm)	水平版上水深 h_m (cm)	通水部高・水深比 t_d/h
5.0	40.0	25.0	33.0	0.13
9.0	40.0	21.0	29.0	0.23
13.5	40.0	16.5	24.5	0.34
5.0	31.5	16.5	24.5	0.16
9.0	35.5	16.5	24.5	0.25

表 4.4　通水部前面の開口率を変化させるときの実験模型の構造諸元

通水部前面開口率 R_c	設置水深 h (cm)	マウンド上水深 h_d (cm)	垂下版吃水深 d_1 (cm)
0.82	44.0	31.0	11.0
0.82	55.0	42.0	22.0
0.57	44.0	31.0	11.0
0.57	55.0	42.0	22.0
0.46	44.0	31.0	11.0
0.46	55.0	42.0	22.0

よる下部通水部での流速について実施した.波高計センサーは**図 4.21** で示した位置に，一方の流速計センサーは**図 4.22～4.24** で示した位置にそれぞれ配置した．またこれらの計測機器によるデータは，AD 変換して収集した．ここで反射率については入反射波の分離推定法 [4)]により，他方の透過率については入射波測定用の波高と堤体模型背後の透過波高の比をとることで算定した．平均輸送流量Qは，水平流速の時間平均値に下部通水部の断面積を案分して乗じることで算出した．

4.8　水路における構造体の導水特性および波浪制御特性

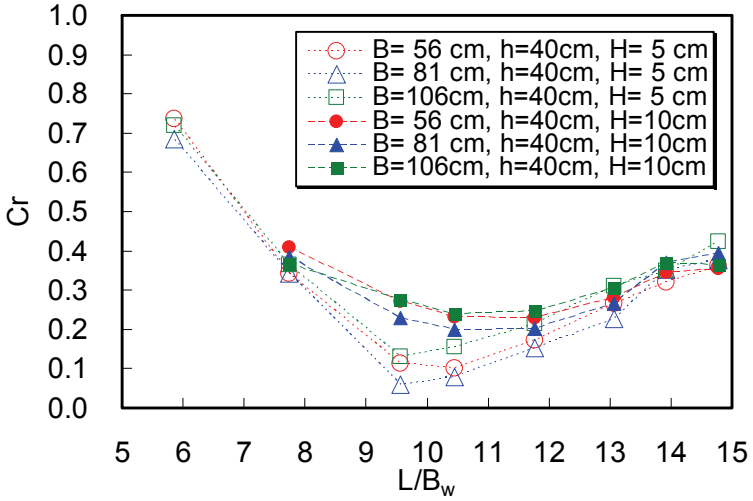
(1) 堤体幅を変化させたときの実験結果

図 4.25(a)～(c)は，遊水室型防波堤の堤体幅Bを変化させたときの反射率Crおよび透過率Ct，ならびに下部通水部における無次元輸送流量Q^*の実験値について,波長･遊水室幅比L/B_wで整理してそれぞれ示したものである.ここでQ^*は，1 周期当たりの輸送流量QTを算定し，これを入射波の峰の水塊量$H_i LB_l/(2\pi)$で除して定義した．図中の符号は，負が沖向きの流れを意味する．

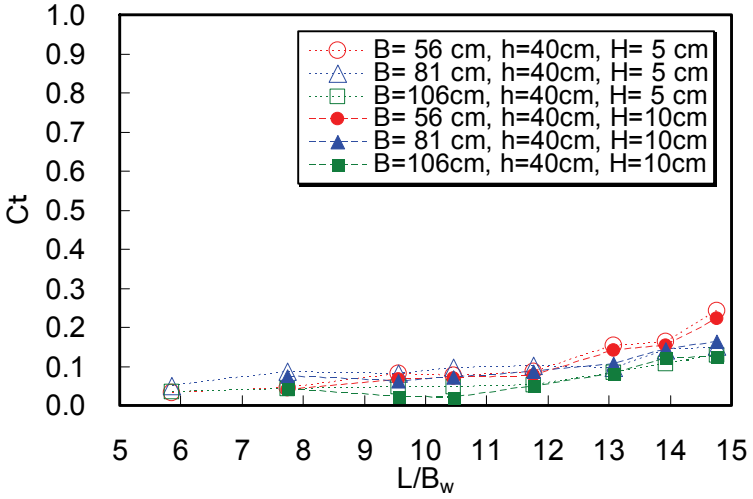
反射率について着目すると，堤体幅を変化させても反射波の制御効果に対しては，あまり影響を及ぼさないことが図よりわかる．これは本防波堤が，遊水室内で発生するピストンモードの波動運動を駆動力とする大規模渦の形成と移動によって，作用波エネルギーを逸散させる機構を有するためである．遊水室の諸元が同じであれば堤体幅は,反射率に対して影響を与える要因とはならないと言える．また反射率が極小を示す条件は，いずれの堤体幅・波高の組み合わせでもL/B_w=10 前後であり，その値はCr=0.06~0.24 であることが読み取れる．しかし波高の大小については，より低反射を実現する周期帯で有意な相違が見られ，小波高の方がより効率的に反射波を低減できることが認められる．本実験結果は，先に**図 4.8(c)** に示した水平版延長防波堤の実験結果とほぼ同様の反射特性を示しており，広い周期帯にわたり低反射特性を備えるとともに，L/B_wが相当程度大きい波周期に対しても有効であると言える．

一方の透過率については，堤体幅が大きい方がより低透過を実現することが図より見て取れる．これは堤体幅が大きくなれば下部通水部での流体の鉛直運動がより大きな面積で拘束され，その結果，透過波の低減に一層寄与すると考えることができる．実験模型は，水深に対する通水部高さを 1/3 程度と比較的大きめに設定したものの，L/B_wのすべての領域で低透過を実現することがわかる．またB=56cm とした結果は，**図 4.8(c)** に示した水平版延長防波堤の実験結果とほぼ同じ透過特性が認められる．

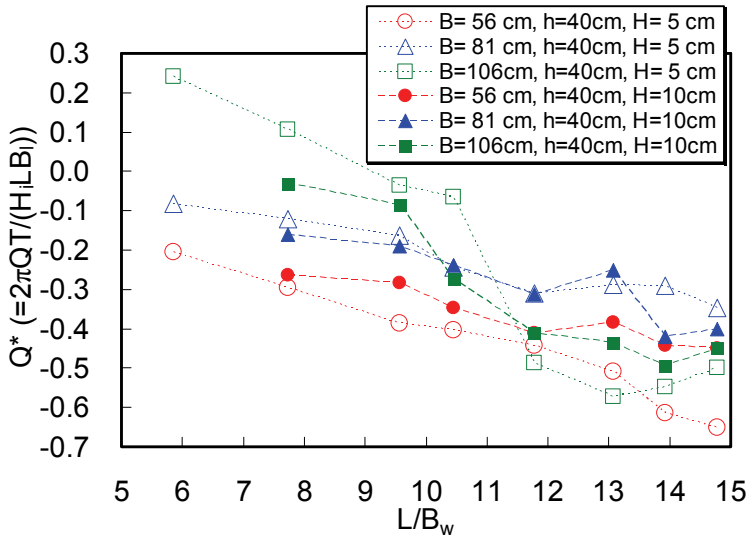
下部通水部における無次元輸送流量については，ほぼすべての堤体幅・波高の組み合わせで沖向きの流れが発生することが図より見て取れる．また波周期が長くなるにつれて無次元流量は増大傾向にあり，L/B_wが 12 を超える周期領域では，



(a) 反射率



(b) 透過率



(c) 無次元輸送流量

図 4.25 堤体幅を変化させたときの波浪制御性能・導水性能

峰の水塊量の 3～6 割に当たる沖向きの導水が認められる.やはりこれは入射波のエネルギーフラックスが大きい長周期側でも，低反射および低透過を実現することに関係すると推察される．すなわち長周期側では，波エネルギーが変換されて生成される渦の強さや規模がより増大し，この渦によって引き起こされる輸送流量も結果としてより増大することが推測される．図中で周期帯が L/B_w<11 では，堤体幅が大きくなるにしたがい沖向きの流量は減少するものの，それよりも周期が長い領域では，堤体幅の大きい B=106cm が最も優れた導水性能を示す場合があることもわかる.さらに波高の大小により導水性能が異なる傾向も見て取れる．本実験で B=56cm とした結果は，**図 4.11** に示した水平版延長防波堤の実験結果とほぼ同じ導水特性が認められる.

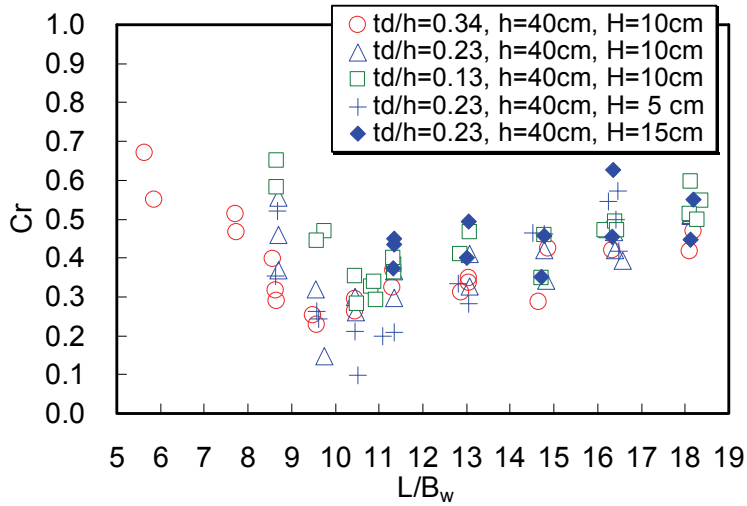
(2) 水深に対する通水部高を変化させたときの実験結果

図 4.26(a)～(c)は，水深 h を固定したうえで通水部高 t_d および前面垂下版吃水深，水平版上水深を連動して変化させたときの反射率 Cr および透過率 Ct，ならびに無次元輸送流量 Q^* の実験値について，波長・遊水室幅比 L/B_w で整理してそれぞれ示したものである.

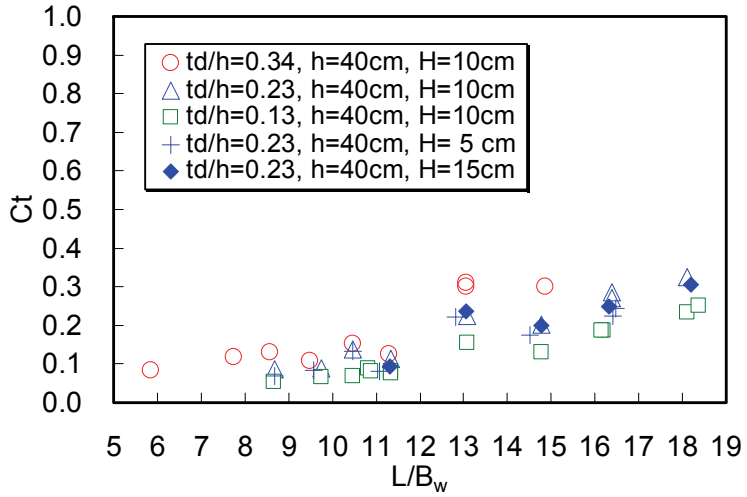
図より反射率については，極小値を示す条件が L/B_w=10 前後となるものの，通水部高・水深比 t_d/h が減少するにつれて，極小値を示す条件が若干長周期側に移行することがわかる．これは t_d/h の減少に伴って水平版上の水深が増大し，遊水室内の見掛けの波長が増加することに起因すると解釈できる．反射波の制御効果としては，やはり広い周期帯にわたり低反射特性を備えるとともに，L/B_w が相当程度大きい波周期に対しても有効であることが認められる．また t_d/h=0.23, 0.34 のときと比べて t_d/h=0.13 では，より大きい反射率を記録する傾向が読み取れるとともに，極小値を示す波条件付近では，小波高の方が低反射を実現する様子もうかがえる．一方，透過率については，t_d/h の減少に伴ってより低透過を実現できることが図より見て取れる．これは下部通水部での開口率が小さくなれば透過率は比例して小さくなるという結果を示している．波高による透過率の違いは見られない.

下部通水部における無次元輸送流量については，すべての条件で沖向きの流れの発生が見られ，かつ波周期が長くなるにつれて流量は増大傾向にあることがわかる．条件別に比較すると，t_d/h=0.23, 0.34 のときと比べて通水部断面積が小さい t_d/h=0.13 では，導水性能が明らかに劣ることが見て取れる．また t_d/h=0.23 の場合には，小波高の方が無次元輸送流量は大きな値を記録し，波高による導水性能の相違も認められる.

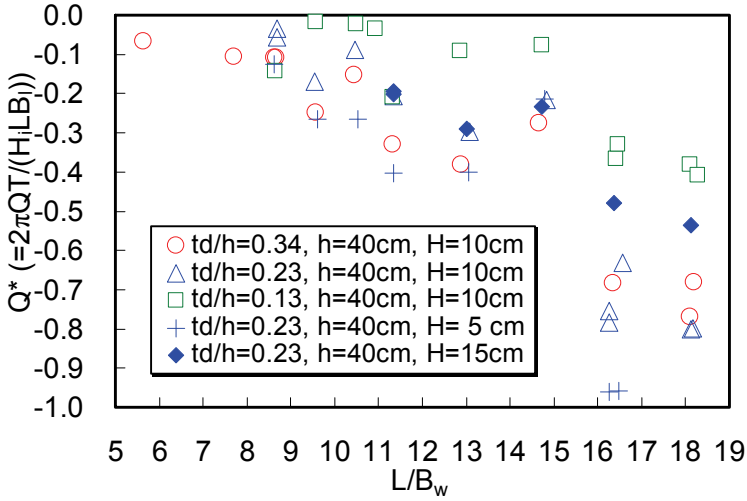
次に垂下版吃水深および水平版上水深を固定したうえで，通水部高 t_d および水深 h を連動して変化させたときの反射率 Cr および透過率 Ct，ならびに無次元輸送流量 Q^* の実験値について，波長・遊水室幅比 L/B_w で整理したものを**図 4.27**(a)



(a) 反射率

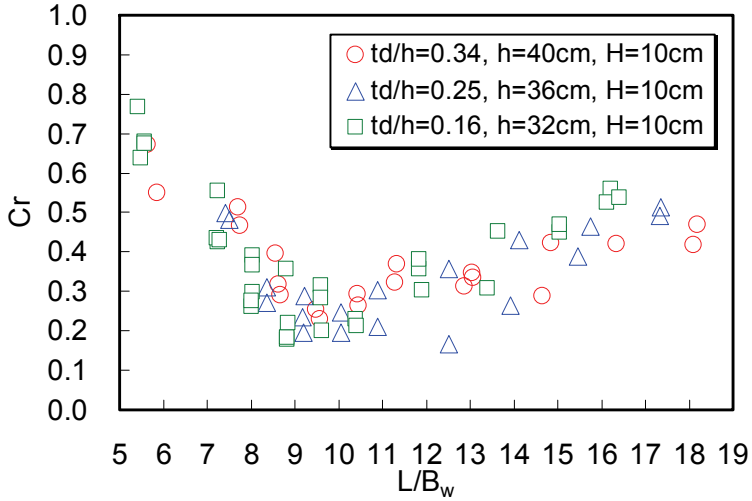


(b) 透過率

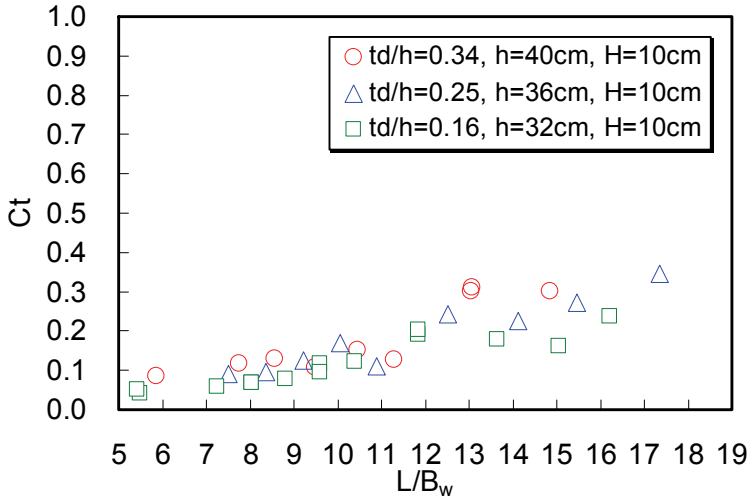


(c) 無次元輸送流量

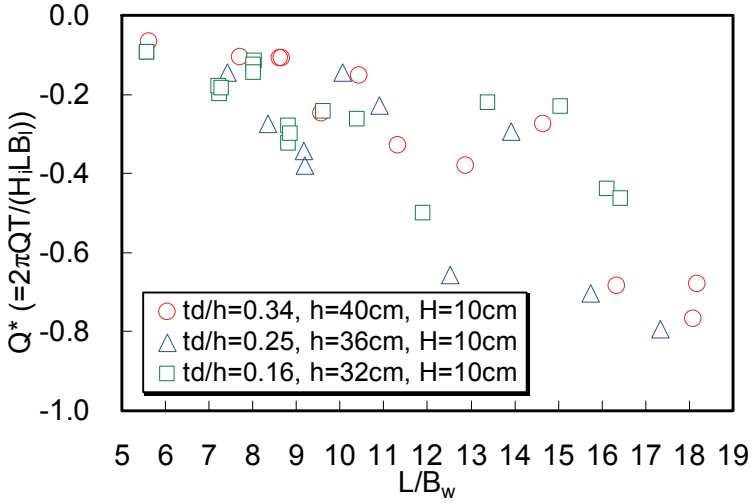
図 4.26　通水部高と垂下版喫水深を変化させたときの波浪制御性能・導水性能



(a) 反射率



(b) 透過率



(c) 無次元輸送流量

図 4.27　通水部高と設置水深を変化させたときの波浪制御性能・導水性能

～(c)にそれぞれ示す．

反射率については，極小値を示す条件がL/B_w=10 前後となるものの，水平版上の水深は変化せず，遊水室内の見掛けの波長は変わらないことから，t_d/hによる極小条件の違いは明確には見られない．やはり広い周期帯にわたり低反射特性を示すとともに，L/B_wが相当程度大きい波周期に対しても有効であることがわかる．またt_d/h=0.25, 0.34 のときと比べてt_d/h=0.16 では，長周期側でより大きい反射率を記録する傾向が見受けられる．一方，透過率についても，t_d/hの減少に伴ってより低透過を実現できることが図より明らかである．無次元輸送流量については，やはりすべての条件で沖向きの流れの発生が見られ，かつ波周期が長くなるにつれて，その流量は増大傾向にあることがわかる．条件別では，t_d/h=0.25 としたときに総じて導水性能が高い傾向を示すことが見て取れる．

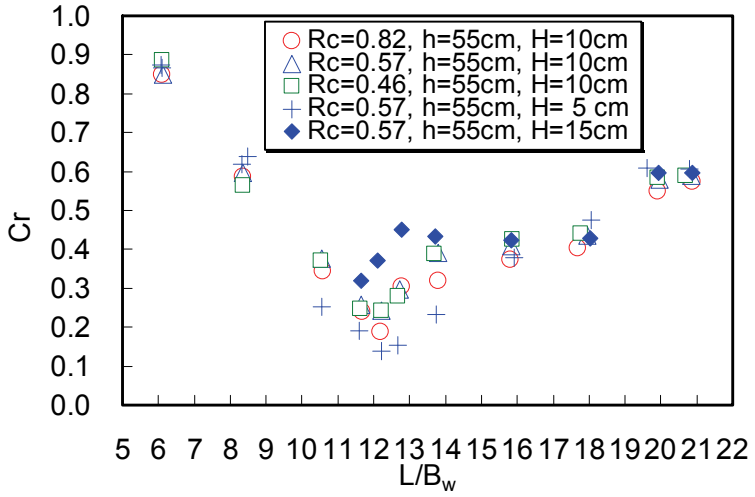
(3) マウンドを設置して通水部前面の開口率を変化させたときの実験結果

図 4.28(a)～(c)は，堤体下部に捨石マウンドを設け，かつ下部通水部での前面開口率R_cを変化させたときの反射率Crおよび透過率Ct，ならびに無次元輸送流量Q^*の実験値について，波長・遊水室幅比L/B_wで整理してそれぞれ示したものである．このとき水深は，高潮位に相当するh=55cm である．

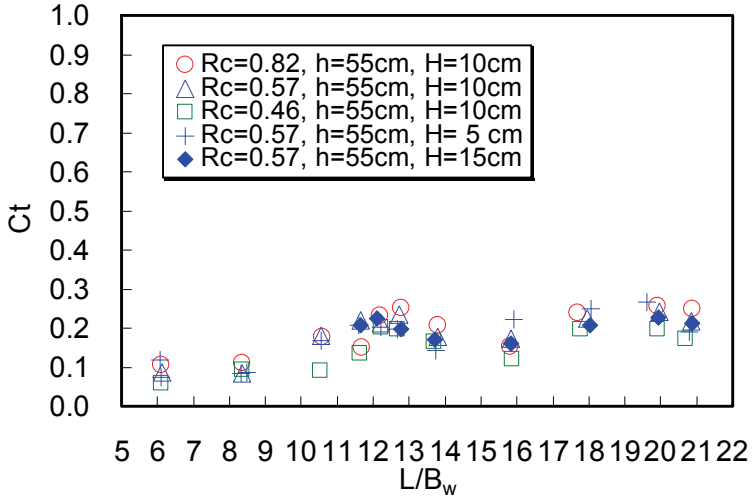
反射率については，前面開口率の違いによらずL/B_w=12 程度で極小をとる反射特性を持つことが図より読み取れる．また堤体下部に捨石マウンドを設けた場合であっても，遊水室内で発生するピストンモードの波動運動を駆動力とする大規模渦の形成と移動によって，波エネルギーを逸散させることができることから，広い周期帯にわたり低反射特性を示すとともに，L/B_wが相当程度大きい波周期に対しても有効に機能することがわかる．開口率による反射率の違いはほとんど見られないものの，極小値を示す波条件付近では，小波高の方がより低反射率となることが認められる．一方，透過率についても，L/B_wのすべての領域で低透過を実現することが図よりわかる．開口率が小さくなるにつれて透過率も若干小さくなる傾向がうかがえるが，波高による透過率の違いは見られない．無次元輸送流量については,全条件で沖向きの流れが見られ,かつ波周期が長くなるにつれて，その流量は増大傾向にあることが図よりわかる．開口率の大きいR_c=0.82 のときは，R_c=0.46, 0.57 と比較して，長周期側でより大きい流量であることが見て取れる．

次に捨石マウンドを設け，かつ前面開口率R_cを変化させて，低潮位に当たる水深h=44cm とした際の反射率Crおよび透過率Ct，ならびに無次元輸送流量Q^*の実験値について，波長・遊水室幅比L/B_wで整理したものを**図 4.29**(a)～(c)にそれぞれ示す．

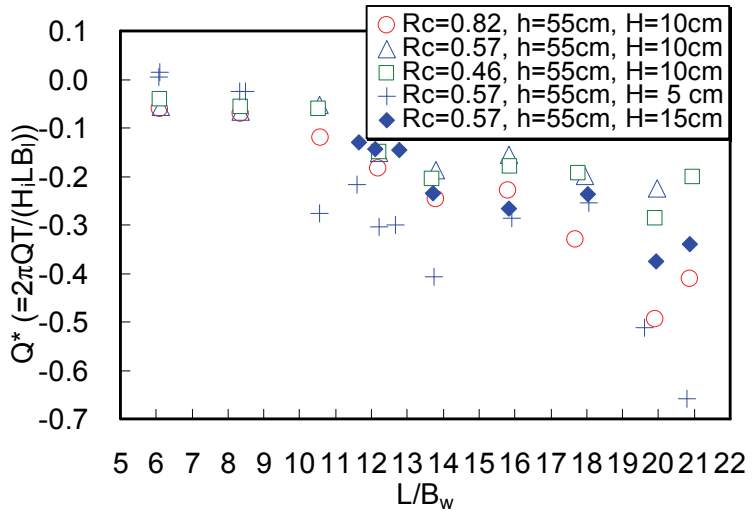
反射率については，やはり低潮位であっても幅広い周期帯にわたり低反射特性を示すとともに，L/B_wが大きい波周期に対しても有効に機能することが図より見



(a) 反射率

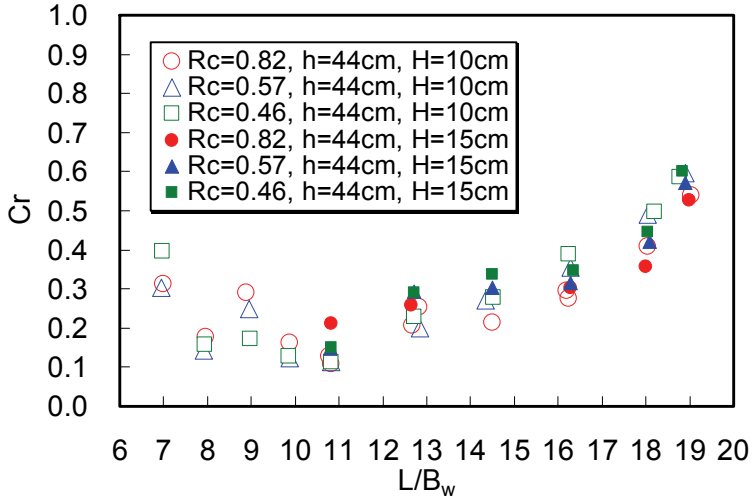


(b) 透過率

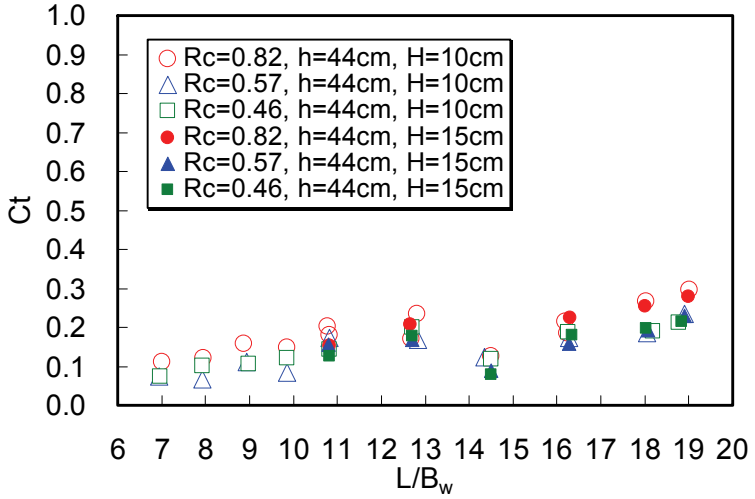


(c) 無次元輸送流量

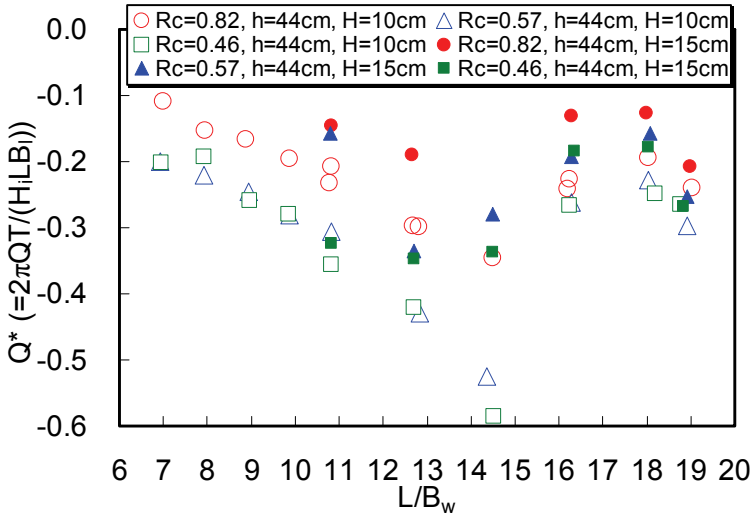
図 4.28 通水部前面の開口率を変化させたときの波浪制御性能・導水性能
（マウンド付き，高潮位 h=55.0cm）



(a) 反射率



(b) 透過率



(c) 無次元輸送流量

図 4.29　通水部前面の開口率を変化させたときの波浪制御性能・導水性能
（マウンド付き，低潮位 h=44.0cm）

て取れる．高潮位の場合の反射特性と比べると，より低反射を実現することが認められる．また開口率による反射率の違いは顕著には見られず，波高が大きいときでも反射波の制御機能が有効であることもわかる．図からは，前面開口率の違いによらずL/B_w=11 程度で極小をとることが読み取れる．これは低潮位の場合には高潮位の場合よりも遊水室内での見掛けの波長が短くなることから，高潮位の場合の実験結果と比較して，極小条件が短周期側に移行した結果になったと解釈できる．一方，透過率についても，L/B_wのすべての領域で低透過を実現することが図よりわかる．開口率が小さくなるにつれて透過率も若干小さくなる傾向がうかがえるが，波高による透過率の違いは見られず，高潮位の場合の実験結果とほぼ同じ透過性能を示すことが見て取れる．無次元輸送流量については，高潮位の場合と同様に全条件で沖向きの流れが見られるものの，波周期が長くなるにつれて流量が増大する傾向が，L/B_w=15 程度を境に減少に転じることが図よりわかる．開口率の大きいR_c=0.82 のときの流量が，R_c=0.46, 0.57 のときのそれらを下回ることが特筆される．

以上，遊水室型防波堤の堤体幅や水深に対する通水部高を変化させた場合に加えて，堤体下部にマウンドを設置した場合も対象として実験研究に取り組んだ．その結果，いずれの場合においても遊水室内で発生するピストンモードの波動運動を駆動力とする大規模渦の形成と移動により，下部通水部で有意な沖向きの流れを生成し，かつ低い反射率・透過率を実現することが明らかとなった．

4.9　結言

本章では，渦を利用して流れを生成する海水交流施設について取り上げて，異吃水二重壁式防波堤の遊水室内に没水平版を設置して，下部に通水部を設けた構造体（水平版付き防波堤，水平版延長防波堤，あるいは遊水室型防波堤と称す）を考案し検討した．同施設の実験模型を用いて平面水槽および断面水路において実験的研究に取り組むとともに，断面実験に対応した減衰波理論および VOF 法による数値計算を併せて実施して，本施設の水理特性の解明に努めた．本章で得られた主な結論について以下に要約する．

1）水平版付き防波堤や水平版延長防波堤では，異吃水二重壁式防波堤と同様に遊水室内の水面が波周期に応じて上下に振動するピストンモードの波動運動が発生し，この波動運動を駆動力として大規模渦が引き起こされることを確認した．また遊水室内で押し波時に発生する大規模渦は，常時 1 方向回転渦として制御されることが判明した．さらに前面カーテン壁の沖側では交番渦の発生とその移動に伴う大規模な鉛直混合が起き，前面壁の前後では曝気が生じることもわかった．

2）水平版付き防波堤や水平版延長防波堤では，下部通水部の流速振幅が沖側に卓越して沖向きの平均流が発生することがわかった．また波周期が長くなるにつれて無次元流量が増大する傾向が認められた．水平版の存在により通水部の流体が引き波時に発生する渦の影響を強く受けるとともに，押し波時に発生する遊水室内の渦の影響が水平版の存在により通水部の流体とは無干渉な状態であることが，ネットの流量が沖方向に輸送される要因であると考える．

3）水平版付き防波堤や水平版延長防波堤では，異吃水二重壁式防波堤と比較して，幅広い周期帯にわたり低反射特性を示すとともに，長周期の波に対しても反射波をより低減することを明らかにした．また透過率についても，より低透過を実現することが判明した．これらの防波堤では，作用波の波動運動が大規模な渦運動に変換されるとともに，水平版により遊水室と隔絶された下部通水部内では流体の鉛直運動が拘束されることから，効率的な波浪制御が実現すると考える．

4）水平版付き防波堤や水平版延長防波堤での流況を，VOF 法を使った数値計算により概ね再現できることを明らかにした．また透過率について計算値を実験値と比較すると，両防波堤ともに定性的な傾向のみならず，定量的にも良好な一致が確認された．しかし反射率については，定量的な再現性は得られなかった．輸送流量については，両防波堤ともに沖向きの流れとなる計算結果は得られたものの，実験値とは乖離が見られた．これは今後の課題である．減衰波理論については，両防波堤の反射率・透過率の算定に当たり一定の有効性が認められた．

5）遊水室型防波堤の反射率および無次元流量は，平面波浪場でも水路のときとほぼ同じ効果が得られることがわかった．不規則波が作用する場合でも沖向きの流れが発生し，代表波として有義波高を採用すると，規則波のときと同様の導水性能を示すことも判明した．さらに集水装置を接続すると，管路により港奥部の水を港外に吸い出すことが可能となることを明らかにした．

6）堤体幅の変化が反射率に対してあまり影響を及ぼさないことや，幅の大きい方がより低透過を実現することを明らかにした．また波高や周期，潮位の変化により無次元輸送流量や反射率が変わることがわかった．さらに通水部高・水深比が減少するにつれてより低透過を実現するものの，最小の実験条件では大きな反射率を記録し，かつ低い導水性能を示す傾向にあることが判明した．捨石マウンドを設けた場合でも導水や波浪制御が有効に機能することを確認した．

参考文献

1) 中村孝幸，神野充輝，西川嘉明，小野塚孝：渦流れの増大現象を利用した垂下板式の反射波低減工について, 海岸工学論文集, 第 46 巻, pp. 796-800, 1999.

2) 中村孝幸，中山哲嚴，河野　徹，久保田二郎：有効周期帯拡大のための異吃水三重式カーテン防波堤の消波特性と断面設定法, 海岸工学論文集, 第 50 巻, pp. 661-665，2003.

3) 中村孝幸，高木伸雄，中山哲嚴，河野　徹：ピストンモード波浪共振を利用する低反射・低透過構造の海水交換型防波堤の開発，海岸工学論文集，第 49 巻，pp. 661-665，2002.

4) 合田良実，鈴木康正，岸良安治，菊池　治：不規則波実験における入・反射波の分離推定法，港湾技研資料，248，pp. 1-24，1976.

5) 中村孝幸，井手善彦：波の逸散現象を考慮した隅角物体まわりの波変形と作用波力の算定法，海洋開発論文集，Vol.13，pp. 177-182，1997.

6) Sollitt, C.K. and Cross, R.H.: Wave transmission through permeable breakwaters, *Proceedings of the* 13*th International Conference on Coastal Engineering*, ASCE, pp. 1827−1846, 1972.

7) John, F.: On the motions of floating bodies II, *Comm. Pure Appl. Math.*, Vol.3, pp. 45-101, 1950.

8) 中村孝幸，石丸満久：ブロック堤体内でのエネルギー逸散機構を考慮した波変形の解析法に関する研究，海岸工学論文集，第 43 巻，pp. 106-110，1996.

9) 沿岸開発技術研究センター：数値波動水路の研究・開発（CADMAS-SURF）―数値波動水路の耐波設計への適用に関する研究会報告書―，沿岸開発技術ライブラリー，12，296p，2001.

第 5 章　海水交流施設による港での海水交換の促進に関する検討

5.1　緒言

本章では，海水交流施設の設置による港での海水交換の促進に関して検討を進めてゆく．

港での水環境問題は，本質的には現地観測により環境データを取得し，水質・底質に関する物質循環モデルや，これに生物相を加えた生態系モデルを用いることにより，現状の評価や改善計画の策定について検討が加えられることが望まれる．しかしモデルの入力条件を設定する際に必要な環境データは，事業の事前調査で取得された一部を除き，ほとんど存在しないことが一般的な実態であろう．またこれらのモデルを港に適用した場合の妥当性や有効性についても，十分に検証されているとは言えない．当面は，物質循環モデルや生態系モデルを代替する手法により港での水環境問題を評価せざるを得ないと考えられる．

本研究では，従来，湾内外での水の入れ換わりを評価する際に用いられてきた海水交換の概念を港に適用して，港内の泊地内に存在する水が港外の水と入れ換わる海水交換を指標とすることにより，港での水環境問題を便宜的に評価する．まず波を利用する海水交流施設による港での海水交換の促進効果を検証するために，平面水槽内に模擬港を築き，その外郭施設の一部に第 4 章で述べた港内水吐出型の海水交流施設を設置した場合の海水交換について，実験的手法により検討する（実験Ⅰ）．次に物理場の評価手法として，波・流れに関する数値解析手法の適用性を明らかにするために，やはり平面水槽内に模擬港を構築し，港内水吐出型の海水交流施設を設置した場合を対象に水理模型実験を実施して，この実験結果と実験に対応する計算結果を比較し議論する（実験Ⅱ，計算Ⅰ）．そして最後に潮位変化が比較的大きい港を想定し，第 2 章および第 3 章で取り上げた港外水導入型の海水交流施設の設置有無による海水交換の相違について，数値解析手法を用いて検討する（計算Ⅱ）．なおここでは水深が浅い小規模な港内泊地を検討の対象としており，水平方向および水深方向の海水密度の違いは考慮していない．

5.2　水理模型実験の概要

(1) 模擬港における海水交換に関する実験（実験Ⅰ）

平面波浪場における港での海水交換の実態解明や，波を利用する海水交流施設の設置による海水交換の促進効果の実証を目的に，平面水槽で実験的研究を行う．ここでは水槽内に港を模擬した実験模型を構築し，その防波堤の一部に第 2 章から第 4 章で取り上げた海水交流施設の代表として港内水吐出型の遊水室型海水交換防波堤（以下では，遊水室型防波堤と略す）や，下部通水型矩形堤（以下では，

通水型矩形堤と略す）を設置したときの海水交換特性について，規則波・不規則波を作用させて検討する．

a）実験装置

水理模型実験は，先に**図 4.13** に示した平面水槽（長さ 30.0m，幅 20.0m，深さ 0.80m）で実施した．前章で述べたとおり，この水槽の一端には 20.0m 幅の造波板を有するピストン型造波装置が，他端には消波工が設置されており，水槽内に模擬港を配置した．

b）実験模型

先に**図 4.13** 中に示した模擬港の不透過防波堤の一部に，やはり先に**図 4.14** で示した遊水室型防波堤の実験模型を長さ 2.5m にわたり配列した．ここでは**図 4.14** 中に点線で示す前面垂下板の下部開口部を，鉛直板で塞いだ通水型矩形堤も比較検討の対象とした．また模擬港の構造諸元は，小規模な港内泊地を有し，かつ不透過な構造体により囲まれて閉鎖性が高い港を想定して設定したものである．模型縮尺は，1/10～1/20 程度を想定した．

c）実験条件および計測項目

実験波には，規則波と 1 方向不規則波を用いた．規則波の諸元は，目標波高および周期が H=5.0cm，T=1.3s と H=7.0cm，T=1.8s の 2 波種とし，不規則波の諸元は，目標の有義波高・有義周期が $H_{1/3}$=5.0cm，$T_{1/3}$=1.3s の 1 波種とした．水深は h=40.0cm で一定である．

実験では，カオリン粘土を濁度とした希釈実験と球形トレーサによる流況観測の両者を実施した．港内濁度の希釈実験では，港の開口部を閉じた状態でカオリン粘土の濁度が港内の泊地で均一の濃度となるように撹拌し，波の作用開始と同時に開口部を開放した．そして約 90 分にわたり波を継続して作用させ，濁度の希

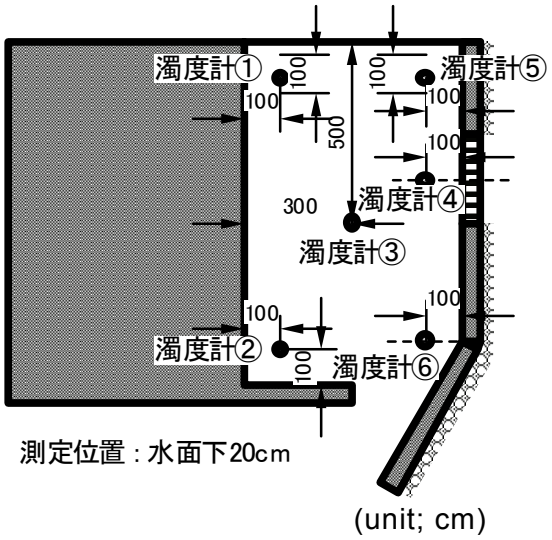


図 5.1　港内における濁度計の配置

釈度合を図5.1中に示す濁度計6台により連続的に測定した.また流況観測では,水槽上部からビデオカメラを用いて流況を撮影し,撮影した映像を画像解析した.データ計測は，容量式波高計による水位変動についても実施し，濁度計によるデータとともにAD変換して収集した.

(2) 模擬港における波・流れ場に関する実験（実験Ⅱ）

港での波浪場・流動場や，海水交流施設の設置による流動化の促進効果を解明するに当たり，波・流れに関する数値解析手法の適用性を検証するため，平面水槽で実験を行い,得られた実験結果と実験に対応する計算結果を比較し検討する.ここでは水槽内に模擬港を構築し，その防波堤の一部に港内水吐出型の海水交流施設である遊水室型防波堤を設置したときの波・流れ場について，規則波を作用させて実験的に解明する.

a) 実験装置

水理模型実験は，図5.2に示す平面水槽（長さ40.0m，幅10.0m，深さ0.80m）で実施した．本水槽には，モルタル仕上げの水平床に10.0m幅の造波板を有するピストン型造波装置が設置されている．また造波板の両端部より岸側に向かって導波板が平行に敷かれている．この水槽内に模擬港を製作し，直立堤の一部に消波材としてヘチマロンを配置した.

b) 実験模型

遊水室型防波堤の実験模型の構造諸元を図 5.3 に示す．この模型は，堤体幅 B=56.0cm，遊水室幅 B_w=25.0cm，1基当たり堤体長 B_l=49.5cm であり，図5.2中で示す模擬港の外郭施設の一部にこれらの模型を 5 基（長さ 2.5m 相当）配列した．また模型の前後に鉛直板を取り付けて下部通水部を塞ぎ，すべての外郭施設を不透過構造とした場合についても比較検討の対象とした．この模擬港の構造諸

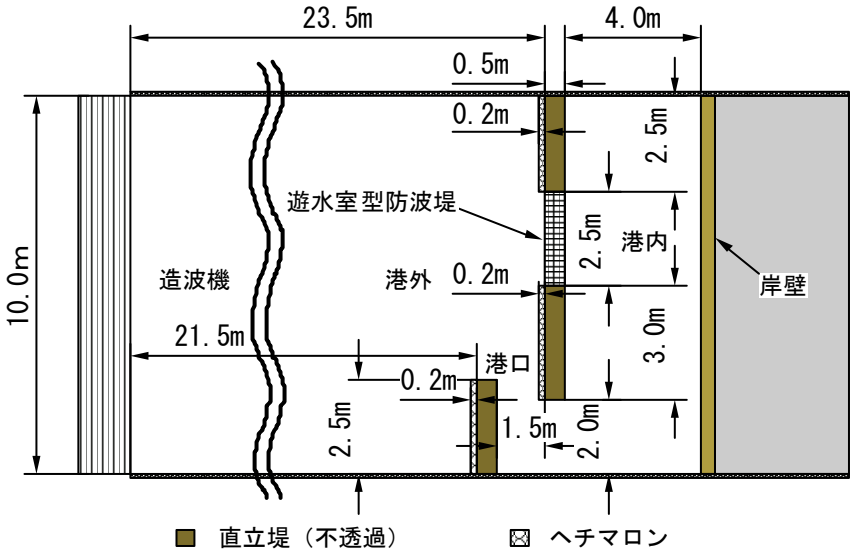


図 5.2　平面水槽

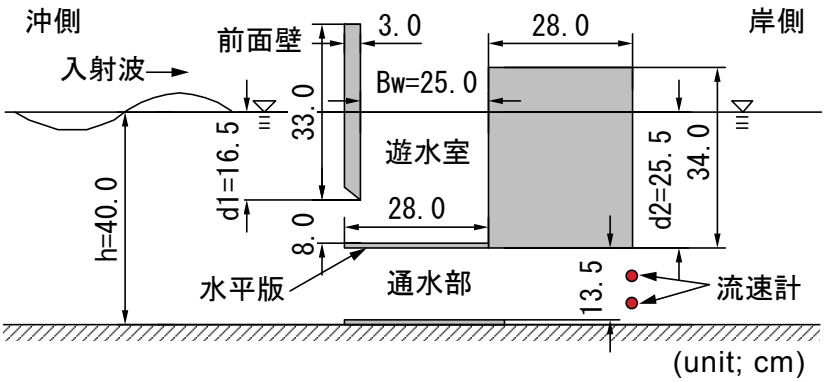


図 5.3　実験模型の構造諸元

元についても，小規模な港内泊地を有し，かつ不透過な構造体により囲まれて閉鎖性が高い港を想定して設定した．模型縮尺は，1/10～1/20 程度を想定した．

c）実験条件および計測項目

実験波には，入射波高および周期が H_i=9.1cm，T=1.8s と H_i=7.6cm，T=1.8s の波諸元の規則波を，遊水室型防波堤を設置した場合とすべて不透過堤とした場合に対してそれぞれ作用させた．水深は h=40.0cm で一定である．

計測は，容量式波高計による水位変動と，電磁流速計による流速変動について実施し，各データともに AD 変換して収集した．波高計センサーは，遊水室型防波堤列の中央法線方向に入・反射波の分離用 [1]に 2 本，透過波測定用に 1 本を配置した．一方，流速計センサーは，遊水室型防波堤列中央での下部通水部 2 箇所（底から 5.0, 10.0cm）に配置するとともに，模擬港での平面的な流速分布を把握するために格子状（0.8m 間隔）に置いた．格子状に配置したときの計測位置は，水深の半分に当たる底から 20.0cm とした．また参考として，直径が約 7cm のゴムボールをトレーサとして使用し，その移動状況を水槽の上からビデオ撮影して流況を解析した．

5.3　数値計算法の概要

(1) 模擬港における波・流れ場に関する計算（計算Ｉ）

港での波浪場・流動場や，海水交流施設の設置による流動化の促進効果を解明するに当たり，数値解析手法の適用性を検証するため，波・流れに関する数値解析手法を用いて前節で述べた実験Ⅱに対応する数値計算を実施して検討する．

a）非定常緩勾配方程式

まず模擬港に規則波が作用するときの波浪場の算定方法について述べる．使用する波動方程式は，式(5.1)～(5.3)に示す非定常緩勾配方程式（西村ら [2]）である．これらの式中には砕波減衰項が組み込まれており，砕波減衰係数は Mohammad・渡辺 [3]により式(5.4)のとおり定式化されている．また砕波指標には，磯部 [4]が提案した式(5.5)を用いている．透過波の取り扱いについては，酒井ら [5]の手法に基

づき処理した．

運動方程式：

$$\frac{\partial Q_x}{\partial t}+c^2\frac{\partial \eta}{\partial x}+f_D Q_x=0 \tag{5.1}$$

$$\frac{\partial Q_y}{\partial t}+c^2\frac{\partial \eta}{\partial y}+f_D Q_y=0 \tag{5.2}$$

連続方程式：

$$\frac{\partial \eta}{\partial t}+\frac{1}{n}\left(\frac{\partial (nQ_x)}{\partial x}+\frac{\partial (nQ_y)}{\partial y}\right)=0 \tag{5.3}$$

砕波減衰係数：

$$\begin{aligned} f_D &= \alpha_D\sqrt{\frac{g}{h}}\sqrt{\frac{\hat{Q}-Q_r}{Q_s-Q_r}}\tan\beta \\ Q_s &= 0.4\,(0.57+5.3\tan\beta)\sqrt{gh^3} \\ Q_r &= 0.135\sqrt{gh^3} \end{aligned} \tag{5.4}$$

流速・波速比による砕波指標：

$$\left(\frac{\hat{u}}{c}\right)_b=0.53-0.3\exp\left(-3\sqrt{\frac{h_b}{L_0}}\right)+5\tan^{1.5}\beta\exp\left(-45\left(\sqrt{\frac{h_b}{L_0}}-0.1\right)^2\right) \tag{5.5}$$

ここに，t：時間，x，y：それぞれ水平方向の直交座標軸，η：水位，Q_x，Q_y：それぞれx，y方向の線流量，f_D：砕波減衰係数，c：波速，n：群速度と波速の比，α_D：係数（砕波帯で 2.5 をとる），g：重力加速度，h：静水深，$\hat{Q}$：線流量の振幅，$\tan\beta$：海底勾配，$\hat{u}$：静水位での水平流速振幅，L_0：沖波波長であり，添字のbは砕波点での値を表す．

これらの式を，空間にはスタッガード・メッシュを採用して差分化し，リープ・フロッグ法による時間発展型として計算を進める．また構造体の反射率については，谷本・小舟[6)]の手法に基づき処理した．

b）海浜流の基礎方程式

続いて流動場の算定方法について述べる．使用する流れの方程式は，式(5.6)～(5.8)に示す波平均量の運動量保存則を基礎式とする．これらの式は，Navier-Stokes 方程式を鉛直方向に積分し，時間平均化することで得られる．運動方程式中にはラディエーションストレス項が存在するが，この項は流れの駆動力となるものであり，波浪場に関する計算結果より求められる[7)]．また底部剪断力も波浪場の計算結果より算定される[7)]．水平混合項は，式(5.9)に示す水平混合係数を用いて評価した[8)]．

運動方程式：

$$\frac{\partial U}{\partial t}+U\frac{\partial U}{\partial x}+V\frac{\partial U}{\partial y}$$
$$=-g\frac{\partial \overline{\eta}}{\partial x}-\frac{1}{\rho(h+\overline{\eta})}\left(\frac{\partial S_{xx}}{\partial x}+\frac{\partial S_{xy}}{\partial y}+\overline{\tau_x}\right)+\frac{\partial}{\partial x}\left(\varepsilon\frac{\partial U}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(\varepsilon\frac{\partial U}{\partial y}\right) \tag{5.6}$$

$$\frac{\partial V}{\partial t}+U\frac{\partial V}{\partial x}+V\frac{\partial V}{\partial y}$$
$$=-g\frac{\partial \overline{\eta}}{\partial y}-\frac{1}{\rho(h+\overline{\eta})}\left(\frac{\partial S_{yx}}{\partial x}+\frac{\partial S_{yy}}{\partial y}+\overline{\tau_y}\right)+\frac{\partial}{\partial x}\left(\varepsilon\frac{\partial V}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(\varepsilon\frac{\partial V}{\partial y}\right) \tag{5.7}$$

連続方程式：

$$\frac{\partial \overline{\eta}}{\partial t}+\frac{\partial U(h+\overline{\eta})}{\partial x}+\frac{\partial V(h+\overline{\eta})}{\partial y}=0 \tag{5.8}$$

水平混合係数：

$$\varepsilon=N\,l\sqrt{g(h+\overline{\eta})} \tag{5.9}$$

ここに，U，V：それぞれx，y方向の断面平均流速，$\overline{\eta}$：平均水位，$\overline{\tau_x}$，$\overline{\tau_y}$：それぞれx，y方向の時間平均化した底部剪断力，ε：水平混合係数，S_{xx}，S_{xy}，S_{yx}，S_{yy}：それぞれラディエーションストレス（波の運動に伴う過剰運動量フラックス），ρ：水の密度，N：定数（=0.01），l：離岸距離である．

これらの式を，空間にはスタッガード・メッシュを採用して差分化を図り，非

表 5.1　数値計算で与えた諸条件

計算領域	長さ(x-)：28.0m，幅(y-)：10.0m
計算格子	x方向：計 280格子，Δx=10.0cm
	y方向：計 100格子，Δy=10.0cm
規則波条件	H_i=9.1cm, T=1.8s（遊水室型防波堤を設置したとき，実験値） H_i=7.6cm, T=1.8s（すべて不透過堤のとき，実験値）
水深	h=0.40m
造波境界（波）	無反射造波境界（x=0.0m）
反射・透過率（波）	側方境界（y=0.0, 10.0m）：Cr=1.00 岸側境界（x=28.0m）：Cr=0.95 不透過構造体：Cr=0.95，ヘチマロン：Cr=0.70（実験値） 遊水室型防波堤：Cr=0.45, Ct=0.30（実験値より設定）
境界条件（流れ）	側方境界（y=0.0, 10.0m）：不透過・スリップ 沖側・岸側境界（x=0.0, 10.0m）：不透過・スリップ 不透過構造体：不透過・スリップ 遊水室型防波堤：U= -2.6cm/s（実験値より設定，5sまで漸増）
時間差分	Δt=T/100（波），Δt=0.01s（流れ）
造波時間	静水状態から30T（波），静水状態から60s（流れ）

定常解法として計算を進める．また移流項は 1 次の風上差分で評価する．

c）計算条件

波浪場・流動場の計算では，**図 5.2** で示した平面水槽とまったく同一の水域を計算対象領域とした．また模擬港の一部に設けた遊水室型防波堤の導水流量については，実験結果に基づき計算条件を設定した．計算条件を**表 5.1** にまとめて示す．

(2) 潮位変化が大きい港における海水交換に関する計算（計算Ⅱ）

潮汐による干満差が比較的大きい海域に位置する港を対象として，海水交換の実態や，第 2 章や第 3 章で取り上げた港外水導入型の海水交流施設を整備したときの海水交換について，流れに関する数値解析手法を用いて検討する．

a）非線形長波方程式

使用する方程式は，式(5.10)～(5.12)に示す非線形長波方程式である．これらの式は，水深方向を平均化したもので，2 次元単層モデルとも呼ばれる．水平混合項は，式(5.13)に示す渦動粘性係数により評価し[9]，コリオリの力は省略した．

運動方程式：

$$\frac{\partial U}{\partial t}+U\frac{\partial U}{\partial x}+V\frac{\partial U}{\partial y}=-g\frac{\partial \eta}{\partial x}+A_h\left(\frac{\partial^2 U}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 U}{\partial y^2}\right)-\frac{{n_b}^2 g\sqrt{U^2+V^2}}{(h+\eta)^{4/3}}U \quad (5.10)$$

$$\frac{\partial V}{\partial t}+U\frac{\partial V}{\partial x}+V\frac{\partial V}{\partial y}=-g\frac{\partial \eta}{\partial y}+A_h\left(\frac{\partial^2 V}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 V}{\partial y^2}\right)-\frac{{n_b}^2 g\sqrt{U^2+V^2}}{(h+\eta)^{4/3}}V \quad (5.11)$$

連続方程式：

$$\frac{\partial \eta}{\partial t}+\frac{\partial U(h+\eta)}{\partial x}+\frac{\partial V(h+\eta)}{\partial y}=0 \quad (5.12)$$

渦動粘性係数：

$$A_h=\alpha U_*(h+\eta) \quad (5.13)$$

ここに，A_h：水平方向の渦動粘性係数，n_b：底面の粗度係数，α：係数，U_*：摩擦速度である．

これらの式についても，スタッガード・メッシュを採用して差分化し，リープ・フロッグ法による時間発展型として計算を進める．また移流項については，2 次の風上差分に相当するドナーセル法により評価することとした．

b）仮想粒子の導入（オイラー・ラグランジュ法）

ここでは流動場を算定するのみならず，海水交換の状況を可視化し，併せて定量的な評価を試みることとする．一般的には，水質・底質データを介在させて水温や塩分，DO（溶存酸素量），COD（化学的酸素要求量）などを指標とし，これらの濃度に関する移流拡散方程式を解くことにより，海水交換を評価することが

できる．しかし水環境データが存在しない場合でも海水交換を評価できるように，この度は流動場の計算結果を利用して仮想粒子の動きを追跡するオイラー・ラグランジュ法を採用し，検討を進めてゆく．この仮想粒子の移動については式(5.14)に示すように，仮想粒子の存在する位置(x_0, y_0)での流速値に時間差分間隔Δtを乗じることで，移動後の位置(x_1, y_1)を陽的に求めることとした．また仮想粒子が壁面にぶつかる場合には，鏡像法により処理を施した．なお本計算では，乱流拡散による仮想粒子のバラツキは考慮していない．

$$
\begin{aligned}
x_1(t+\Delta t) &= x_0(t) + U(x_0, y_0, t)\Delta t \\
y_1(t+\Delta t) &= y_0(t) + V(x_0, y_0, t)\Delta t
\end{aligned}
\tag{5.14}
$$

c）計算条件

計算は**図 5.4** に示す港および水域を対象として実施した．この港は複数の港内泊地より構成され，かつ埋立てによって港が沖だし拡張されていることが図より見てわかる．港奥泊地の閉鎖性が高く，港外との海水交換が図られ難いことが想定される港形のため，検討対象として選定した．また本港に海水交流施設を整備した場合の配水口（1 格子）は，特に海水交換が行われ難いと予想される港奥泊地の海水交換を促進する観点から，図中に示す位置に設定した．一方の取水口（1 格子）は，埋立地を跨いだ沖側護岸に設定した．さらに埋立地に潮通し工を設けた場合についても取り上げた．潮通し工は，幅 2.5m，水深が D.L.-2.0m の矩形断面開水路とした．

表 5.2 に与えた計算条件を示す．静水深は平均水面に設定し，潮位差が大きい海域を想定して M2 分潮相当の長波を沖側境界（**図 5.4** 中の上辺）で 3.25 周期のあいだ作用させた．側方境界は不透過である．また海水交流施設による導水流速

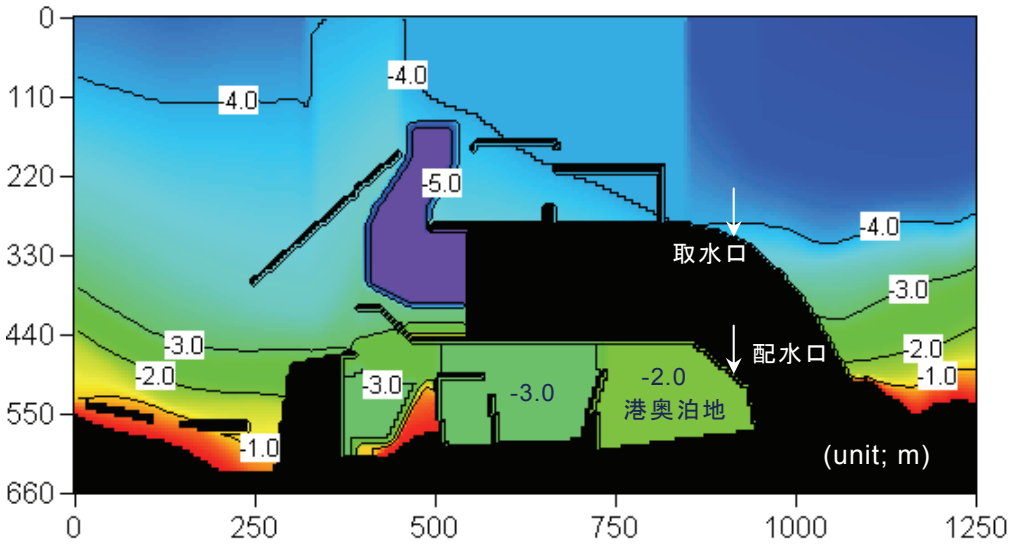


図 5.4　計算対象領域および港形状（D.L.表示）

表 5.2　数値計算で与えた諸条件

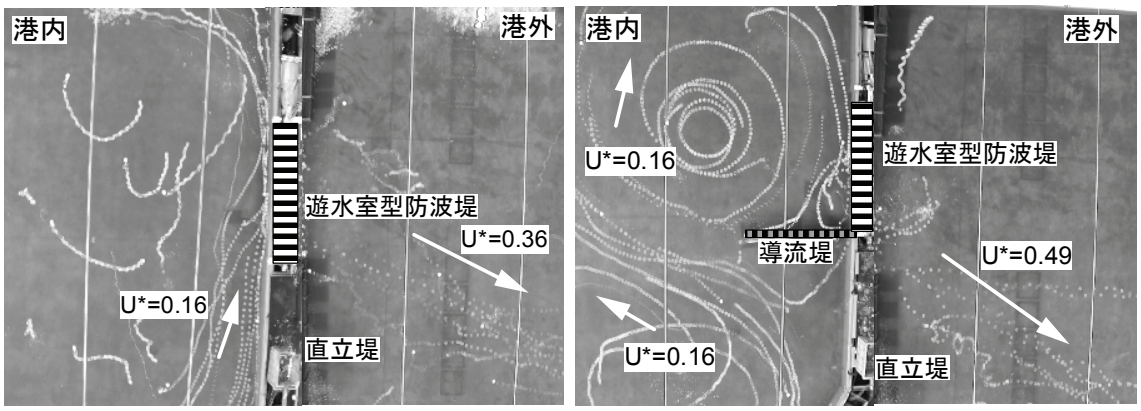
計算領域	岸沖方向(x-)：660.0m，沿岸方向(y-)：1250.0m
計算格子	x 方向：計 264格子，Δx=2.5m
	y 方向：計 500格子，Δy=2.5m
潮汐条件	M2分潮相当：潮差 2.7m，周期 T=12h25min
平均水面	D.L. +1.55m
粗度係数	n_b=0.025m$^{-1/3}$s
渦動粘性係数	α=5.93に設定[10]，U_*はManning式により評価
境界条件	沖側境界（x=0.0m）：開放境界・強制水位 側方境界（y=0.0, 1250.0m）：不透過・スリップ 構造体：不透過・スリップ 配水口流速：$U_c=Q_c/(h+\eta)/\Delta y$（0.25$T$まで漸増） 導水工による導水流量：$Q_c$=0.5, 1.0, 2.0m^3/s
仮想粒子	港奥泊地に1格子当たり1個配置（格子中央），計4,228個
時間差分間隔	Δt=0.15s（仮想粒子の移動計算も同じ）
計算時間	静水状態（平均水面）から3.25T 仮想粒子の移動計算は1.25T（満潮時）から開始

については，計算開始から 0.25 周期後にわたり漸増させて与えた．さらに流動場の安定性を確保するため 1.25 周期分計算した後に仮想粒子を配置し，2.0 周期のあいだの動きを追跡した．

5.4　港における波・流れおよび海水交換の特性

(1) 模擬港における海水交換に関する実験結果（実験Ｉ）

写真 5.1 は，模擬港を構成する防波堤の一部に遊水室型防波堤を設置し，波高 H=7cm，周期 T=1.8s の規則波を作用させたときの同防波堤周辺における平面的流況を示したものである．写真右側が導流堤を付けた場合で，一方の左側が導流堤を設けなかった場合の流況図に相当する．図中では，球形トレーサの軌跡を 2s



(a) 導流堤なし　　(b) 導流堤付き

写真 5.1　遊水室型防波堤に規則波が作用したときの流況（H=7cm, T=1.8s）

毎で 300s 間にわたり描画した流跡線とともに，これらのトレーサの動きより算定される無次元流速U^*を併せて示した．ここでU^*は，進行波の静水面位置における水平流速振幅（$=\pi H/(T\coth kh)$）を分母に用いて算出した．

遊水室型防波堤の下部通水部を通じて港内水が港外側に流出することから，この導水に伴って平面的に流動化が促進されることが図より見て取れる．港外では，遊水室型防波堤からの導水によって沖向きの流れが形成されており，場所によっては比較的に速い流れも見受けられる．また港内では，遊水室型防波堤による流出量を補償するために港口部から港内に向かって水が流入し，同防波堤に向かう流れが形成されることがわかる．導流堤の有無による流況の違いは明瞭に表れており，設けた場合では，導流堤を挟むそれぞれの水域で異なる回転方向を有する 2 つの大規模渦（循環流）の発生が認められる．本ケースの場合には，導流堤が港内泊地における流動化の促進に寄与していると判断できる．通常，港には突堤や波除堤が築かれることから，これらの堤体を利用して平面的に大規模渦を発生させることは可能と考えられる．泊地内に発生する流れを利活用することで，効率的かつ効果的な海水交換の実現に資することが示唆され，実際場ではそれぞれの港形に応じて流動場の検討が重要であると言える．

図 5.5 は，模擬港に波高H=5cm，周期T=1.3s の規則波を作用させたときの港内泊地における濃度の経時変化について，防波堤型式別に示したものである．図中では，横軸に作用波の波数を，縦軸には無次元濃度C_aをとって表しており，C_aには全計測点の平均値を採用した．また無次元濃度C_aは，造波を始めてからの濃度Cを造波開始時の初期濃度C_0で除すことで定義した．

不透過堤の場合には，濃度は終始あまり変化せず，港内と港外のあいだで海水交換がほとんど行われていないことが図よりわかる．また通水型矩形堤の場合でも，導水性能が高くはないことから濃度の低下が緩やかであることが見て取れる．一方，遊水室型防波堤の場合には，波の作用時間に比例して順次濃度の低下が認められ，通水型矩形堤の場合と比べて海水交換の促進効果が優れていることがわかる．また導流堤の有無による濃度の違いも認められ，設けた方が結果として，泊地全体の海水交換がより促されることが読み取れる．これは先の球形トレーサによる表層流況で取り上げたように，導流堤の存在により港内泊地に形成される大規模渦（循環流）が海水交換に影響を及ぼしたためと考えられる．

図 5.6 は，遊水室型防波堤を設置した模擬港に有義波高$H_{1/3}$=5.6cm，有義周期$T_{1/3}$=1.3s の 1 方向不規則波を作用させたときの港内泊地における濃度の経時変化について示したものである．ここでは代表的な測点の濃度変化と全計測点の平均値を，経過時間を有義波周期で除した波数によりまとめた．図からは，不規則波の作用下でも規則波のときと同様に，波が作用するにつれて濃度が下がる傾向が見て取れ，泊地内の海水交換を促進するに当たり遊水室型防波堤の有効性が認め

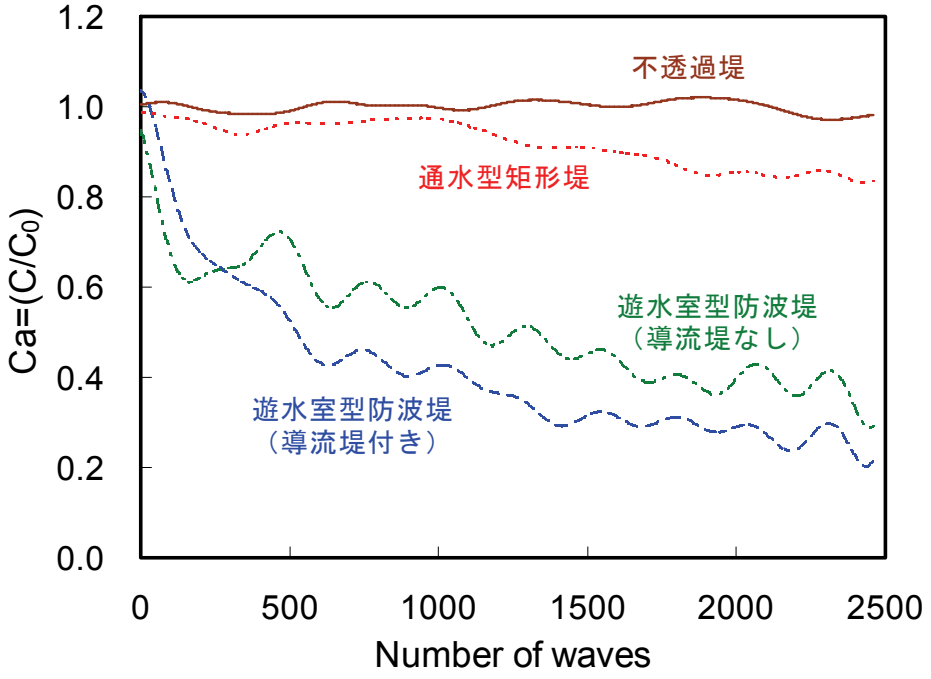


図 5.5　各防波堤型式に規則波が作用したときの港内泊地における濃度変化
（H=5cm，T=1.3s）

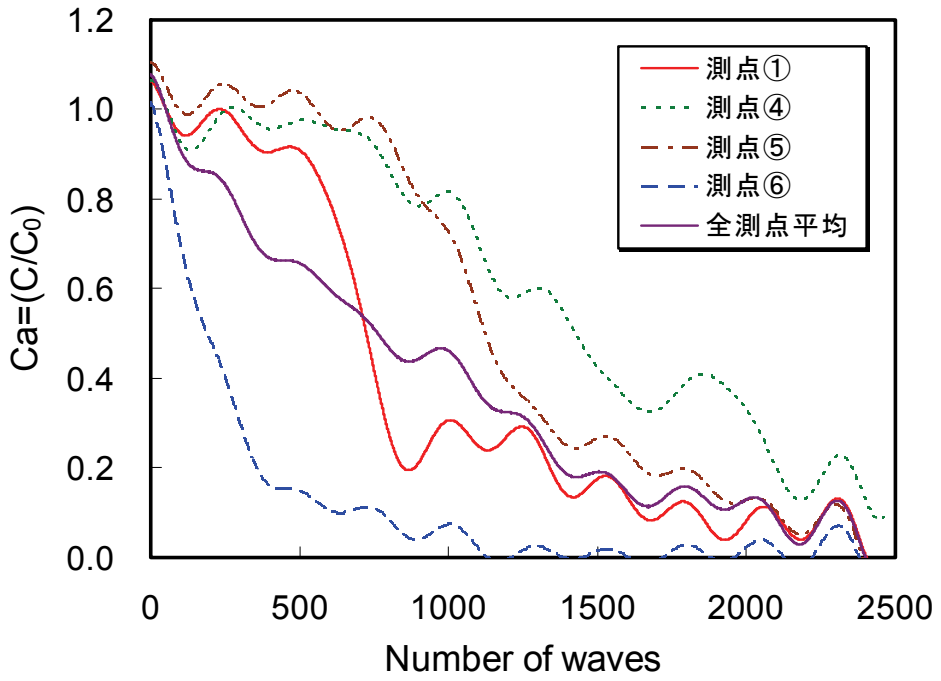


図 5.6　遊水室型防波堤に不規則波が作用したときの港内泊地における濃度変化
（$H_{1/3}$=5.6cm，$T_{1/3}$=1.3s，導流堤付き）

られる．これは前章で述べたように本防波堤では，不規則波が作用したときの有義波高による導水性能が，規則波の波高によるそれとほぼ同じであることに関係すると考察する．また港内泊地に形成される大規模渦（循環流）の影響により，港奥部の測点①での濃度低下が顕著に見られ，泊地全体の海水交換が図られることがわかる．

港内に存在する水量は，港内泊地の水域面積を単純化して 1,000cm×600cm とし，これに水深 40cm を乗じることで概算を見積ることができる．そしてこの水量を遊水室型防波堤による 1 周期当たりの通水流量で除すと 2,780 が得られる．換言すれば 2,780 波分の波が作用すると，港内泊地に存在する全水量が遊水室型防波堤の下部通水部を通じて流出することを意味する．本実験で用いた模擬港は単純な形状であることや，導流堤により港内泊地に形成される大規模渦（循環流）の効果もあり，泊地内の全水量に相当する水を遊水室型防波堤により流出させることで，ほぼ泊地全体の海水交換が達せられる結果になったと解釈できる．

(2) 模擬港における波・流れ場に関する実験結果および計算結果

（実験Ⅱ，計算Ⅰ）

図 5.7 は，遊水室型防波堤を設置した模擬港に対し，入射波高 H_i=9.1cm，周期 T=1.8s の規則波を作用させたときのトレーサの動きについて示したものである．各トレーサを 1 周期毎にラグランジュ的に追跡することで，図中に描画した．また**図 5.8** は，外郭施設をすべて不透過堤とし，入射波高 H_i=7.6cm，周期 T=1.8s の規則波を作用させたときのトレーサの動きを示したものである．この場合には，トレーサの動きが緩慢であったことから，各トレーサを 2 周期毎に追跡し描画した．

遊水室型防波堤を設置した場合には，同防波堤の導水効果によって防波堤を挟む港内側と港外側の両水域で，各トレーサが大きく移動することが図より見て取れる．港内泊地では，背後岸壁から遊水室型防波堤に向かうトレーサの動きが認められるとともに，港外側の水域では，同防波堤から沖側へのトレーサの移動が見られる．特に港内泊地では，10 周期強のあいだに背後岸壁から遊水室型防波堤までの離岸距離に相当するトレーサの移動が確認され，移動の駆動力である表層流速が速いことがうかがえる．一方，すべて不透過堤とした場合には，遊水室型防波堤を設置した場合と比べて，トレーサの動きが緩やかであることがわかる．また港内の泊地では，背後岸壁から不透過堤に向かうトレーサの移動が確認できる．さらに不透過堤の前面水域では，沖向きに移動するトレーサと岸向きのものの両方が混在することが見て取れる．

図 5.9，5.10 は，遊水室型防波堤を設置した場合とすべて不透過堤とした場合について，平均流速の平面分布をそれぞれ示したものである．これらの図より，遊水室型防波堤を設置することで，背後岸壁の前面水域で最大 6.8cm/s の流速値

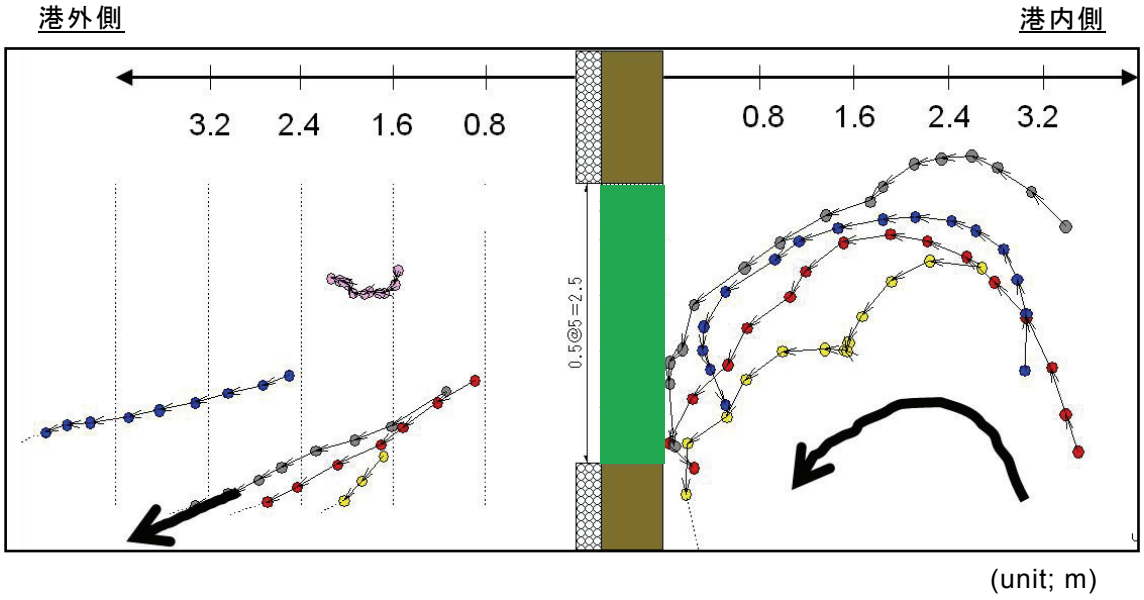


図 5.7　遊水室型防波堤を設置したときのトレーサの挙動
（トレーサの位置を 1T 毎に描画した実験結果，H_i=9.1cm，T=1.8s）

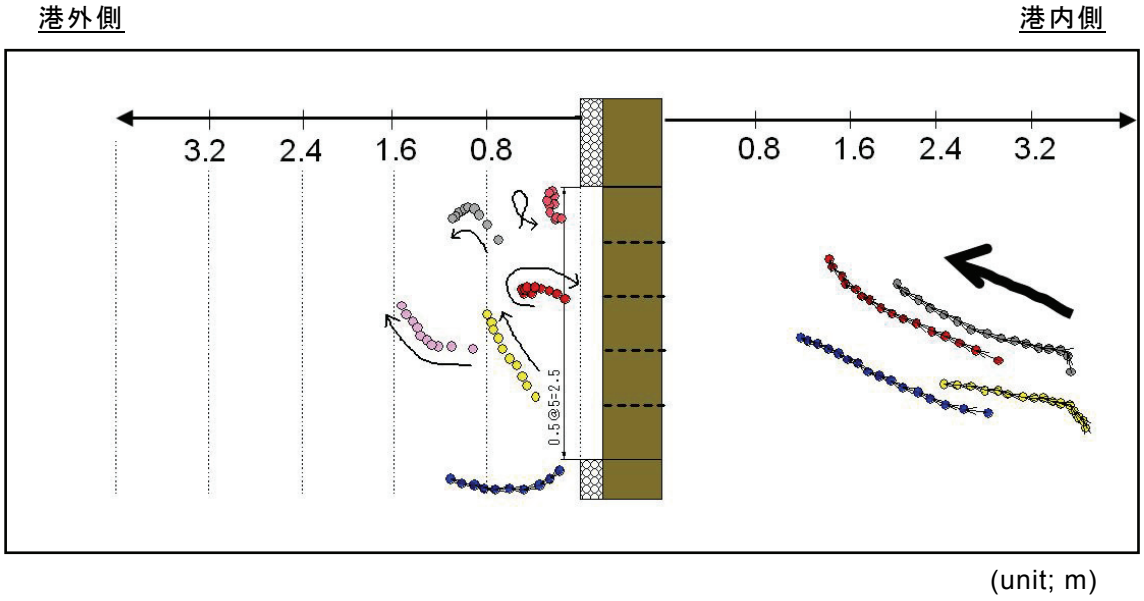


図 5.8　すべて不透過堤としたときのトレーサの挙動
（トレーサの位置を 2T 毎に描画した実験結果，H_i=7.6cm，T=1.8s）

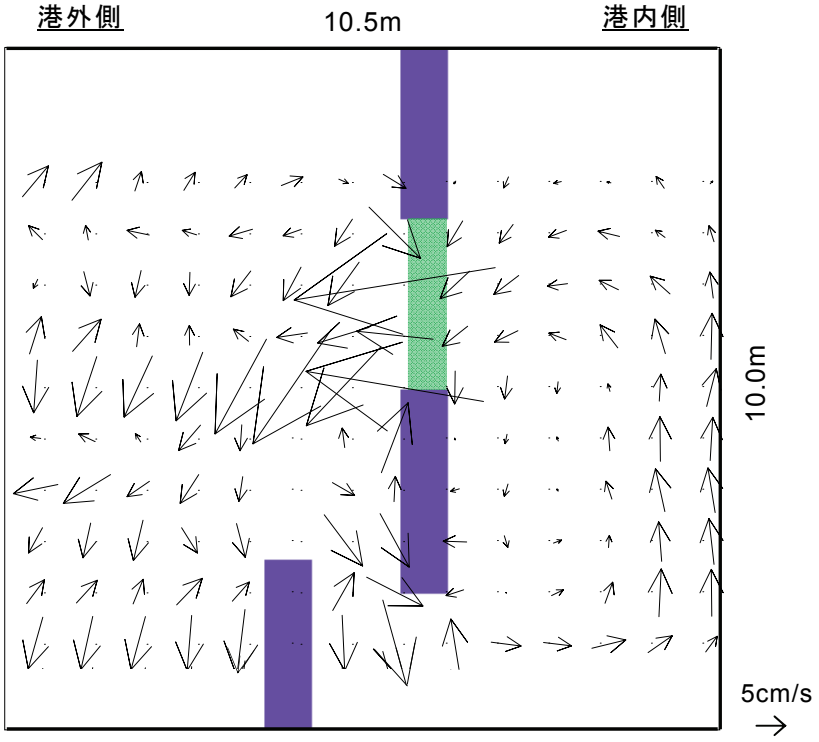


図 5.9　遊水室型防波堤を設置したときの流れの平面分布
（実験値，計測位置は水深中央部 20cm，H_i=9.1cm，T=1.8s）

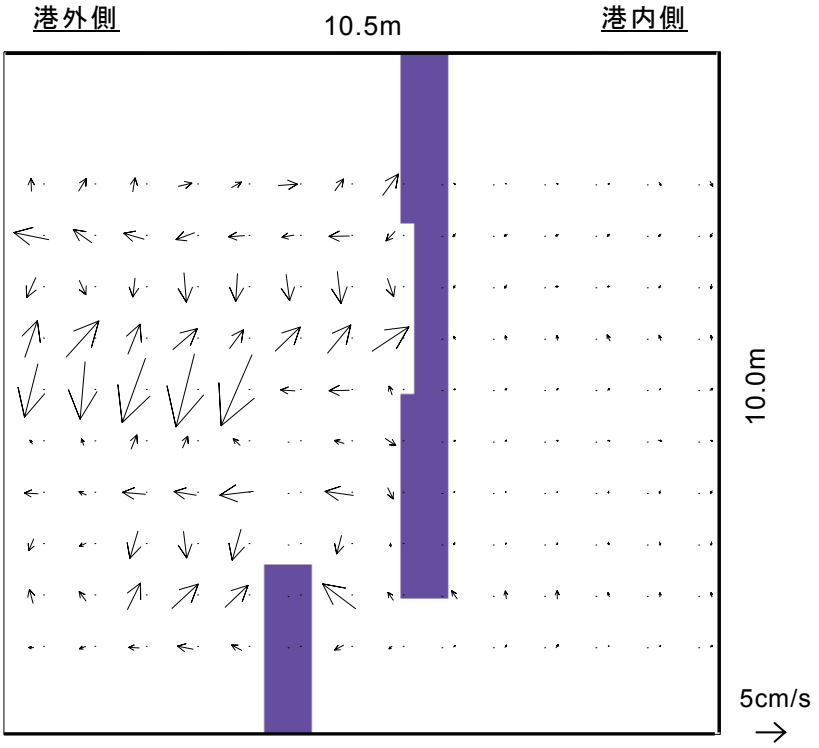


図 5.10　すべて不透過堤としたときの流れの平面分布
（実験値，計測位置は水深中央部 20cm，H_i=7.6cm，T=1.8s）

を記録するなど，同防波堤の導水効果に伴う港内泊地での有意な流れの形成が認められる.遊水室型防波堤は,下部通水部を通じて港内水を港外に流すことから，この失われた水量を補うために港口部では，港外から港内に向かう流れが発生することがわかる．また港内泊地および港外水域では，大規模渦（循環流）が形成されることも見て取れる． さらにこれらの流れの方向は，トレーサ実験においてトレーサの動く方向と整合していることも確認できる．しかし流速ベクトルの大きさに着目すると,トレーサを大きく移動させる駆動力ではないことが読み取れ，水表面付近での流速は，水深中央部での流速よりも大きいことが推察される．一方，すべて不透過堤とした場合には，港内泊地の過半の水域で 0.5cm/s 未満の流速であり，泊地内の流動が小さいことがわかる．ただしこれらの図で注意しなければならないことは，波による水面変動が有意に存在する場合，水深方向の 1 計測点での平均流速それ自体は，波の有限振幅性のために，本来流れ場に対して定義される平均流速と同じにならないことである．特に港外側や港口部といった水面変動が大きい水域では，この傾向が強いことが予想される．

図 5.11, 5.12 は，遊水室型防波堤を設置した場合とすべて不透過堤とした場合について,非定常緩勾配方程式による平面波高分布をそれぞれ示したものである．これらの図では，各格子での波高を入射波高で除した波高比で表示している．また港内での平均波高比には，図中に示す港口部の点線箇所より港内側水域における波高比の平均値を採用した．一方，**図 5.13, 5.14** は，非定常緩勾配方程式より算定されるラディエーションストレスを駆動力とした流動場の計算結果を，遊水室型防波堤を設置した場合とすべて不透過堤とした場合についてそれぞれ示したものである．図中では，流速ベクトルに加えて，流速の大きさに対応するコンター線を描画し，併せて色の変化で表示した．

まず波高分布については，両者ともに港外側で入・反射波の重なりによる波の腹・節モードが明瞭に見られることが**図 5.11, 5.12** よりわかる．またそれぞれの防波堤で反射率が異なることから，位相干渉の結果として波高の分布パターンが異なることも認められる．さらに港内の泊地では，遊水室型防波堤の場合にはすべて不透過堤とした場合と比較して,港内の静穏性が若干劣ることが見て取れる．このため透過波が発生する海水交流施設を適用する際には，透過波を考慮したうえで港内静穏度を検討する必要があると言える．

次に流れの分布については，すべて不透過堤とした場合に対して遊水室型防波堤を設置することで，港内泊地および港口部，同防波堤の沖側の広い水域において流動化がより促進されることが**図 5.13, 5.14** より見て取れる．また遊水室型防波堤の場合には，港内泊地および港外水域で大規模渦（循環流）が形成され，背後岸壁の前面水域で最大 5.2cm/s の流速値となるなど，港内泊地での流況は実験結果を一定程度再現していると判断される．他方，すべて不透過堤とした場合に

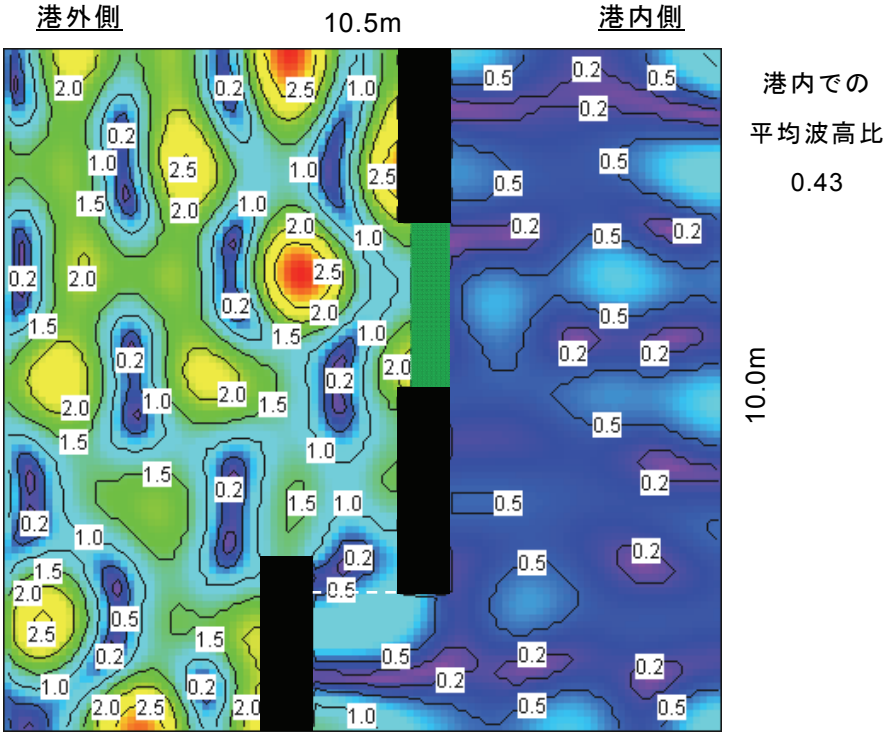


図 5.11　遊水室型防波堤を設置したときの平面波高分布
（計算値，入射波高による波高比で表示，H_i=9.1cm，T=1.8s）

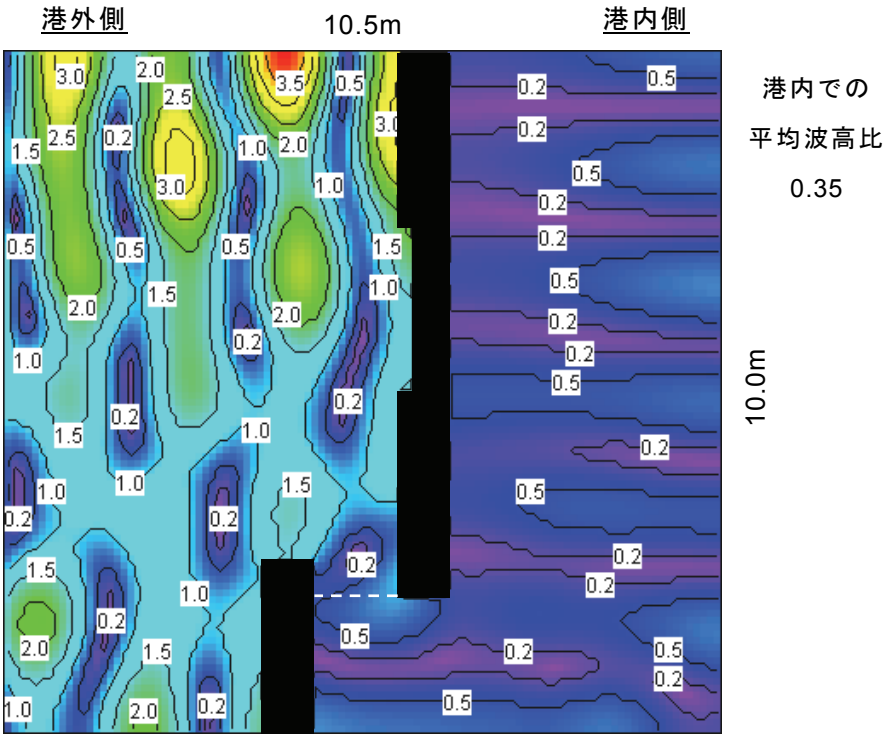


図 5.12　すべて不透過堤としたときの平面波高分布
（計算値，入射波高による波高比で表示，H_i=7.6cm，T=1.8s）

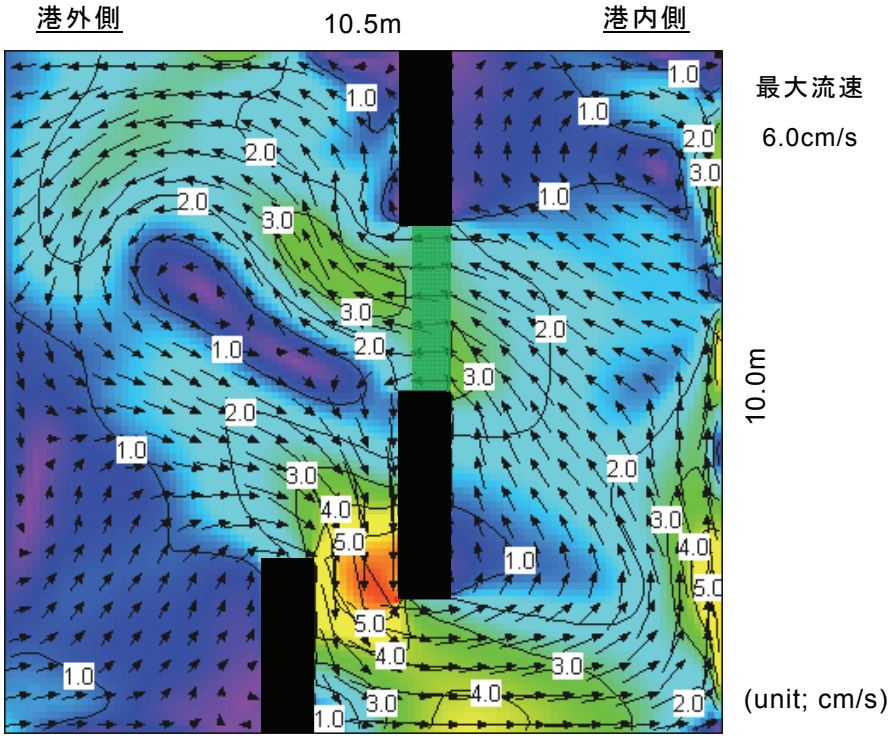


図 5.13　遊水室型防波堤を設置したときの流れの平面分布
（計算値，H_i=9.1cm，T=1.8s）

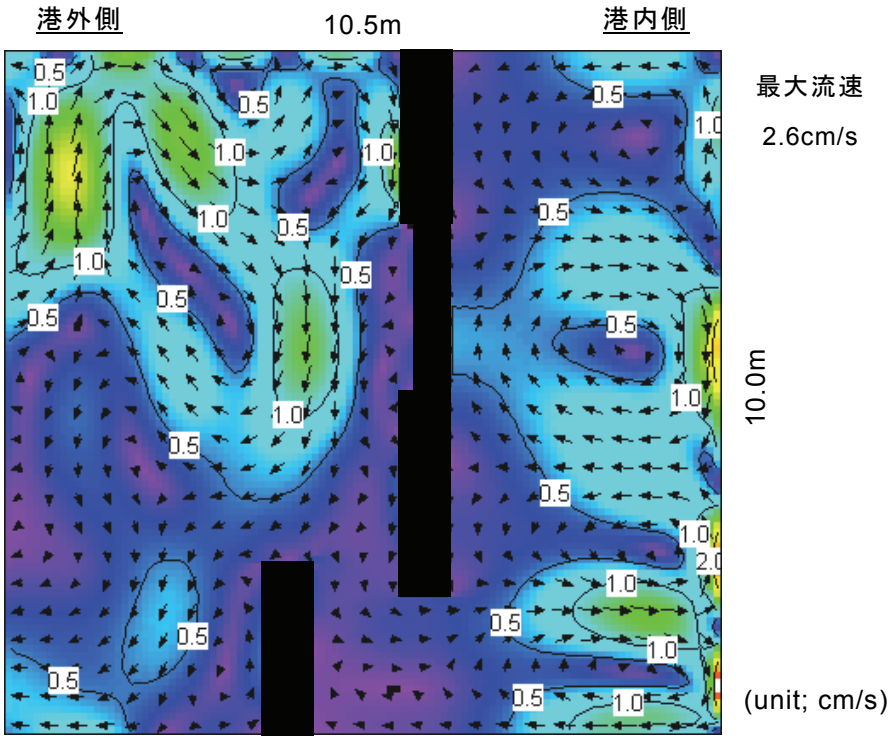


図 5.14　すべて不透過堤としたときの流れの平面分布
（計算値，H_i=7.6cm，T=1.8s）

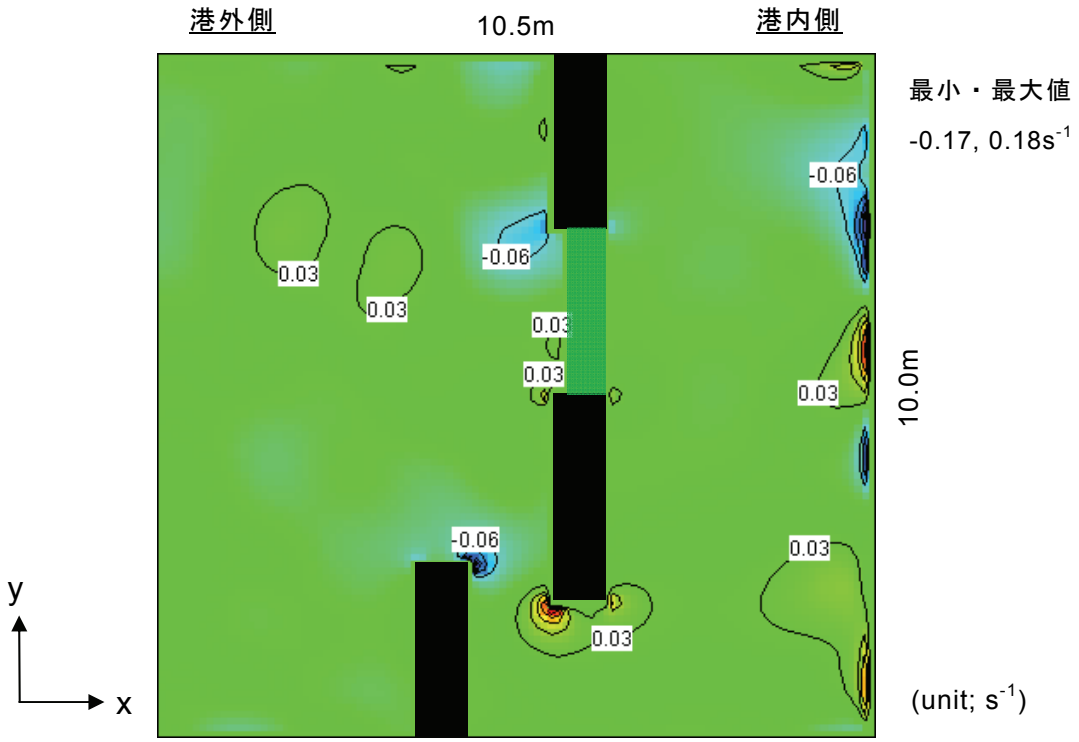


図 5.15　遊水室型防波堤を設置したときの渦度分布
（計算値，H_i=9.1cm，T=1.8s）

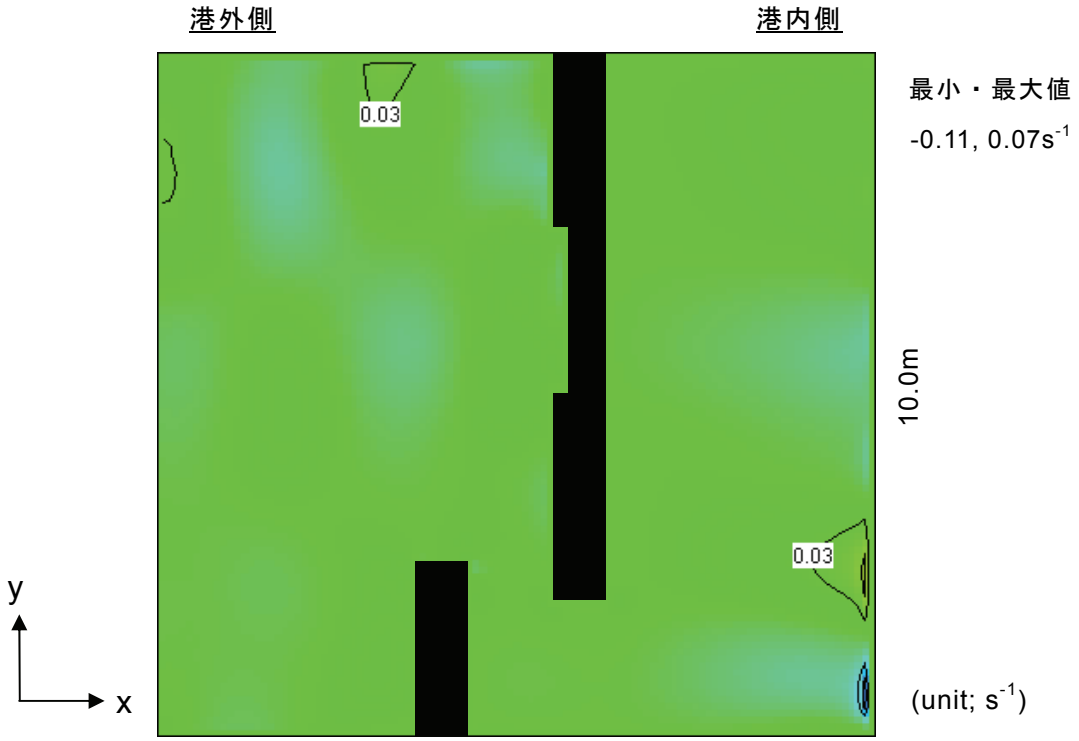


図 5.16　すべて不透過堤としたときの渦度分布
（計算値，H_i=7.6cm，T=1.8s）

は，港内泊地の過半の水域で 0.5cm/s 未満の流速値となり，実験と同様に泊地内の流動が弱いことが認められる．本流動場の計算は，鉛直方向を平均化した単層モデルであり，流れの 3 次元性は無視しているものの，港の海水交換に密接な関係を有する港内外での平面的な流況は，本手法を適用することでその概況を把握することができると言える．

図 5.15, 5.16 には，遊水室型防波堤を設置した場合とすべて不透過堤とした場合を対象に，流動場の渦度分布をそれぞれ図示した．図中ではコンター線および色の変化により表示した．また渦度は，$(\partial V/\partial x - \partial U/\partial y)$として各格子の計算結果より算定したものであり，側方境界および岸側境界，構造体に接する格子については，渦度の算定から除外している．

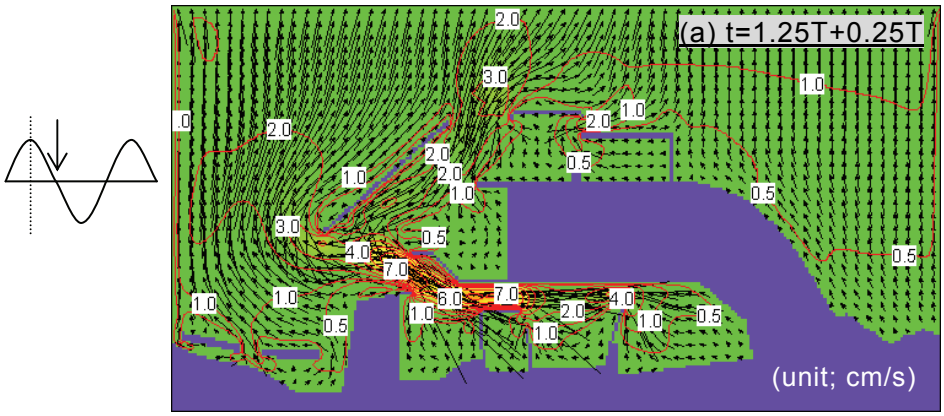
遊水室型防波堤を設置した場合には，港口部に存在する防波堤の堤頭部および遊水室型防波堤の沖側両端部において正負の値の渦度が生じることが**図 5.15** より認められる．一方，すべて不透過堤とした場合には，防波堤の近辺で正負の有意な値の渦度が発生していないことが**図 5.16** より見て取れる．このことから漂砂海岸において遊水室型防波堤を採用するに当たっては，同防波堤付近での漂砂や港口部からの砂の流入による港内埋没に注意する必要があると言える．

(3) 潮位変化が大きい港における海水交換に関する計算結果（計算Ⅱ）

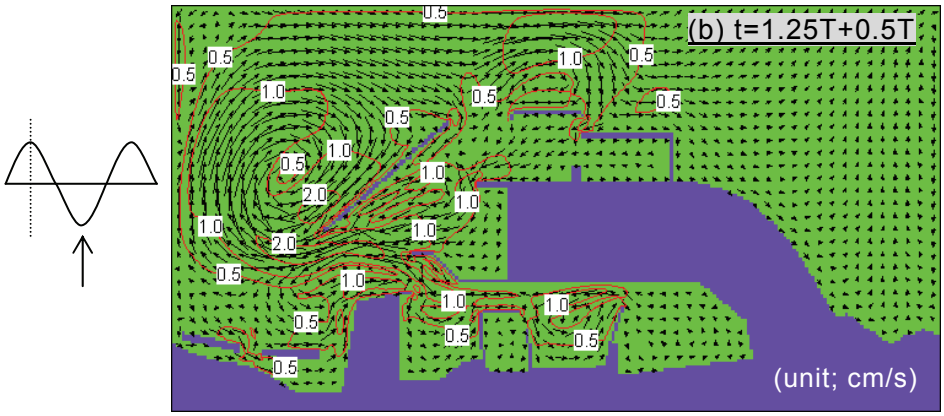
対象港に潮汐が作用したときの流況を**図 5.17** に，また潮汐に加えて海水交流施設による導水流量 $2.0\mathrm{m}^3/\mathrm{s}$ が同時に作用すると仮定したときの流況を**図 5.18** にそれぞれ示す．図中では，流速ベクトルに加えて，流速の大きさに対応するコンター線を描画し，併せて色の変化で示した．これらの図は，計算開始後 $1.25T$ からの 1 潮汐間を対象に $T/4$ 毎に表示したものであり，上から順に下げ潮最強時，干潮時，上げ潮最強時，満潮時の各流況にそれぞれ相当する．

港への入退潮に伴い港口部や港内の航路水域では，下げ潮最強時および上げ潮最強時に速い流速の出現が**図 5.17** より認められる．特に上げ潮最強時には，この速い流速を駆動力として各泊地内に大規模渦の形成が見られ，憩流状態となる満潮時にもこの大規模渦が継続することがわかる．しかし下げ潮最強時や干潮時における港奥泊地内の流速は 1.0cm/s 未満が大半であり，水域全体での流動性が低いことも読み取れる．一方，海水交流施設による導水が加わることで，港奥泊地では，どの時間帯であっても時計廻りの回転方向を有する大規模渦が存在することが**図 5.18** より見て取れる．またこの港奥泊地内での流速は，潮汐のみが作用するときと比べてより速い値となっており，海水交流施設による流動促進効果が確認できる．

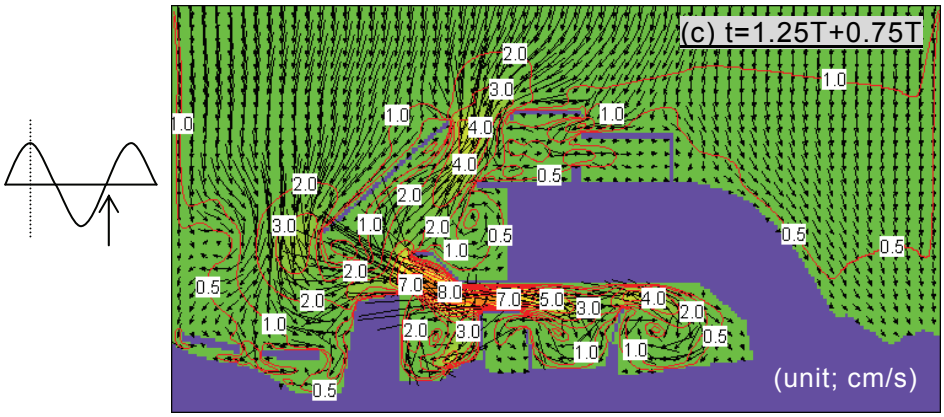
図 5.19 には，各計算条件での残差流を算定してそれぞれ図示した．図中では，残差流の流速ベクトルに加えて，流速の大きさに対応するコンター線を描画した．この残差流は，計算開始後 $2.25T$ からの 1 潮汐間の流速を平均化することで算出



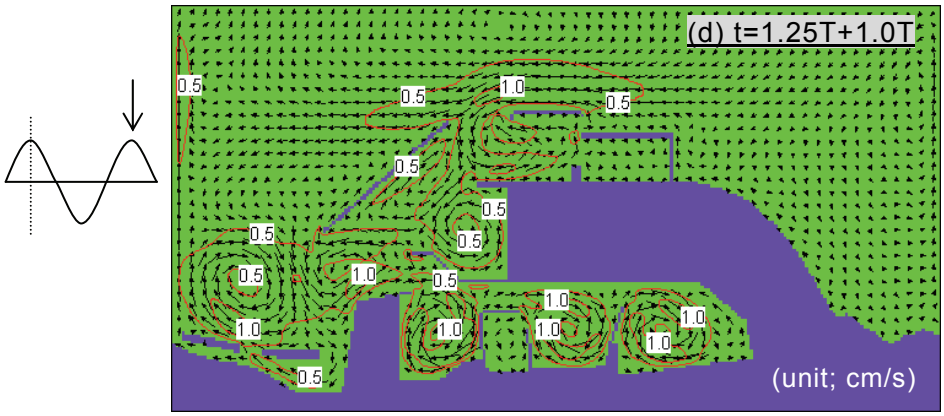
最大流速
7.8cm/s



最大流速
2.3cm/s



最大流速
8.0cm/s



最大流速
1.8cm/s

図 5.17　潮汐作用時の流況（対策工なし）

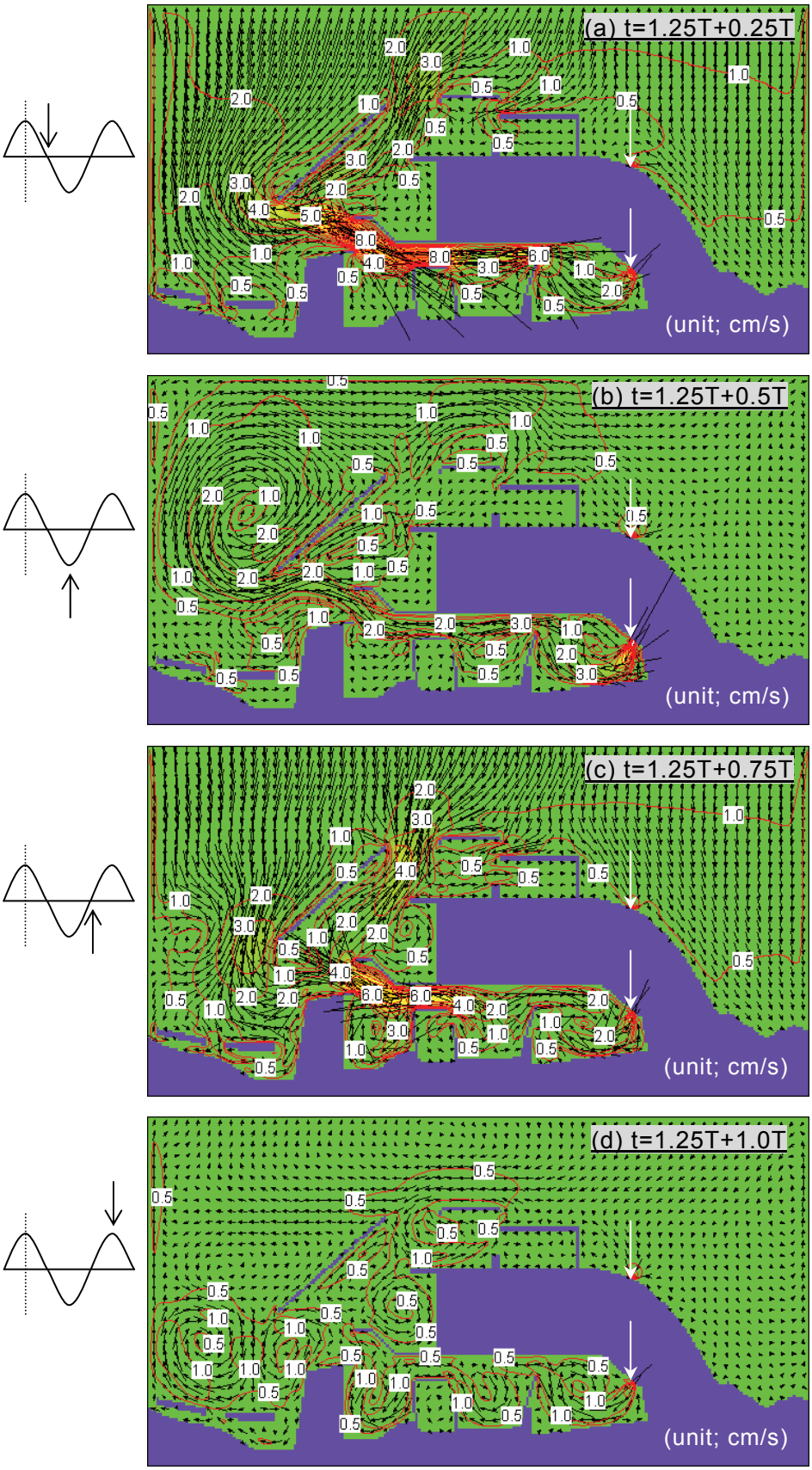
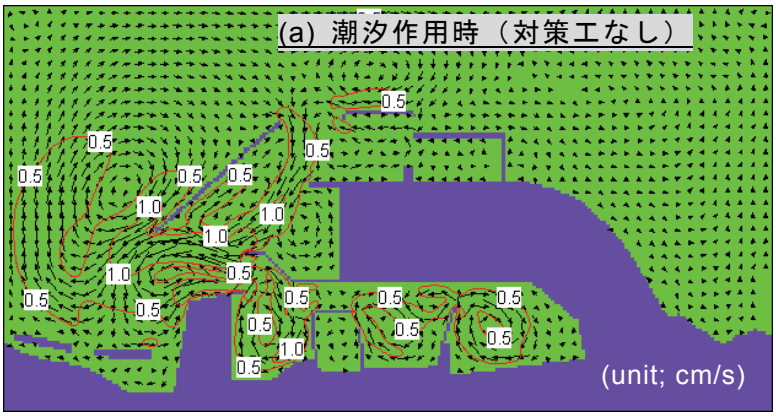
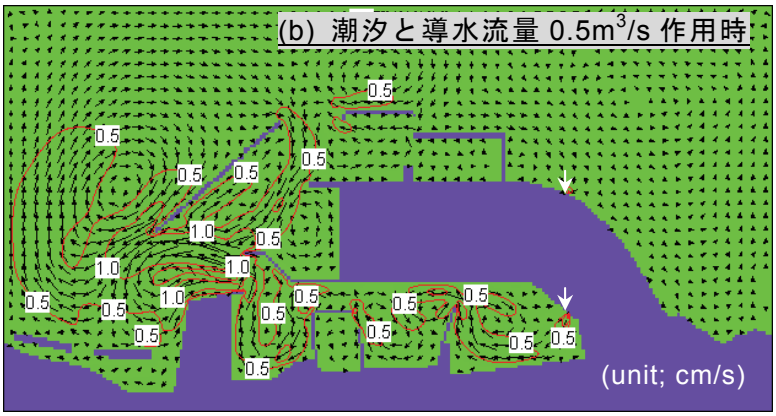


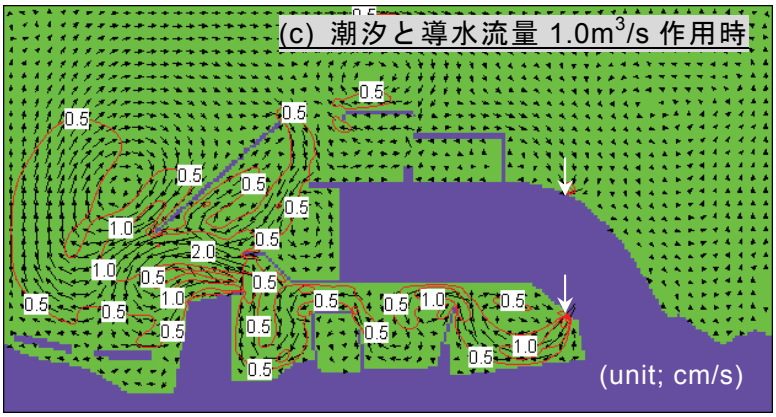
図 5.18　潮汐と導水流量 2.0m³/s 作用時の流況



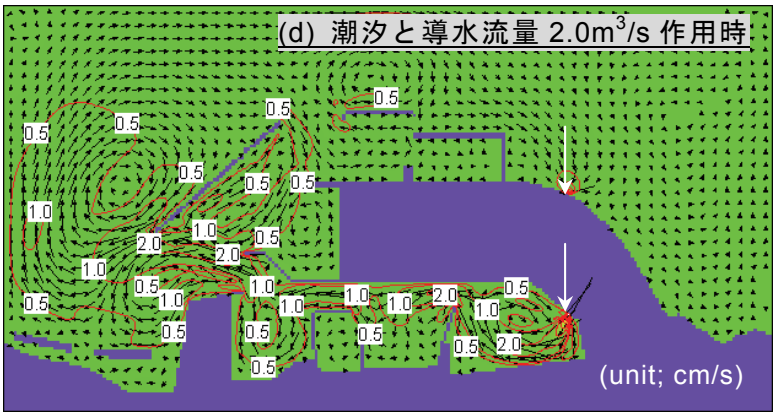
最大流速
1.8cm/s



最大流速
5.2cm/s



最大流速
10.5cm/s



最大流速
20.9cm/s

図 5.19　各計算条件での残差流

したものである．

潮汐のみが作用するときには，波の非線形効果によって潮汐残差流が発生し，港内の泊地において大規模渦の形成が図より認められる．また潮汐の作用に海水交流施設による導水が加わることで，潮汐のみが作用するときと比べて残差流が変化することもわかる．港奥の泊地内では，導水流量が増すにつれて残差流の流速が増大することも見て取れ，海水交流施設による流動促進効果を確認することができる．

図 5.20～5.24 は，港奥泊地内に配置した仮想粒子の動きをオイラー・ラグランジュ法により追跡し，その時々の仮想粒子の位置を計算条件毎に示したものである．これらの図は，計算開始後 $1.25T$（満潮時）からの 2 潮汐間を対象として $T/2$ 毎に表示したものであり，計算条件は，対策工なし，潮通し工，海水交流施設の設置による導水流量 0.5, 1.0, 2.0m^3/s の順にそれぞれの図が相当する．

すべての計算条件において，仮想粒子を可視化することで海水交換の状況を明瞭に把握できることがこれらの図よりわかる．潮汐は往復流であることから，満潮時に配置した仮想粒子が 2 潮汐経っても港内の泊地に多数留まることも見て取れる．また潮通し工を設けた場合では，埋立地を跨ぐ開水路の距離が長いことから，港の内外での海水交換に及ぼす影響がほとんど見られず，対策工がない場合と比べて仮想粒子の移動状況があまり変化しないことが確認できる．しかし海水交流施設を設置することにより，港奥泊地内で海水交換が促進されることが認められる．導水流量が増加するにつれて港奥泊地内に留まる仮想粒子の数が減少することが読み取れ，海水交流施設の設置効果が実証された結果と言える．この理由としては，港奥泊地への導水が下げ潮時には港内水を港外へより押し出す役割を果たすとともに，上げ潮時には港口部を通じた港外水の流入を抑制する効果を持つことが挙げられる．なおこれらの図から海水交流施設を設置する場合には，本手法に基づき海水交換を評価し，配水口を設ける位置を適切に設定することが重要であると言える．

図 5.25 は，仮想粒子の計算結果を定量的に取り扱うために，港奥泊地内に初期に配置した仮想粒子数 N_0 のうち，その時々において同泊地内に残存する割合を $N(t/T)/N_0$ でまとめて示したものである．やはり満潮時からの 2 潮汐間にわたる仮想粒子数の変化を計算条件毎に表示した．

対策工がない場合では，半周期後の仮想粒子の残留割合が 0.49 となる．港奥泊地内の水深が満潮時に 4.9m，干潮時に 2.2m で満潮時の水量が干潮時には 0.45 倍に減少することを考慮すると，仮想粒子の残留割合がほぼ港奥泊地内の水量を代表することがわかる．また先に仮想粒子を可視化した際にも述べたように，潮汐は往復流であることから，対策工がない場合や潮通し工を設けた場合には，干潮時から満潮時にかけて仮想粒子が再流入することが見て取れる．一方，海水交流

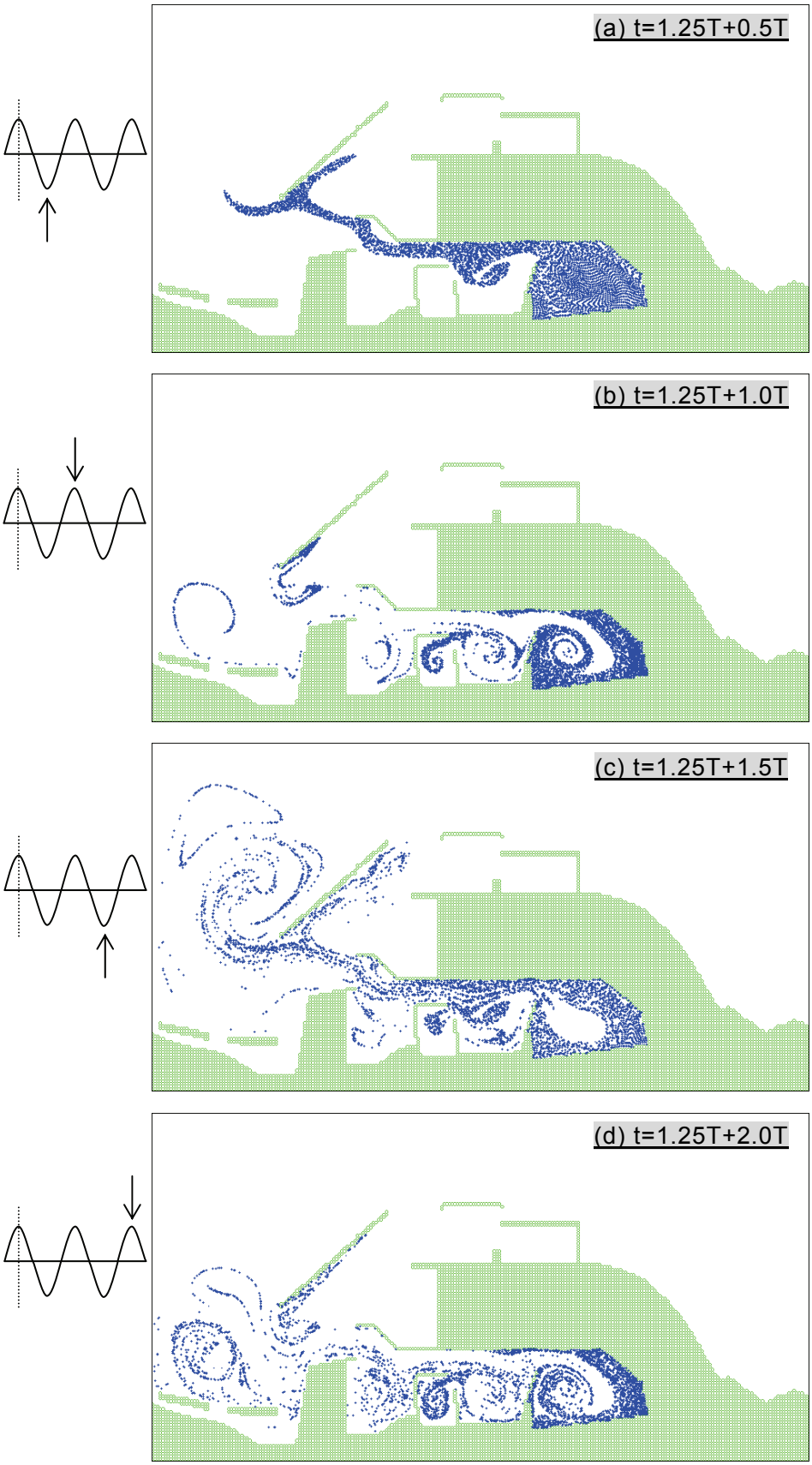


図 5.20　潮汐作用時の仮想粒子の挙動（対策工なし）

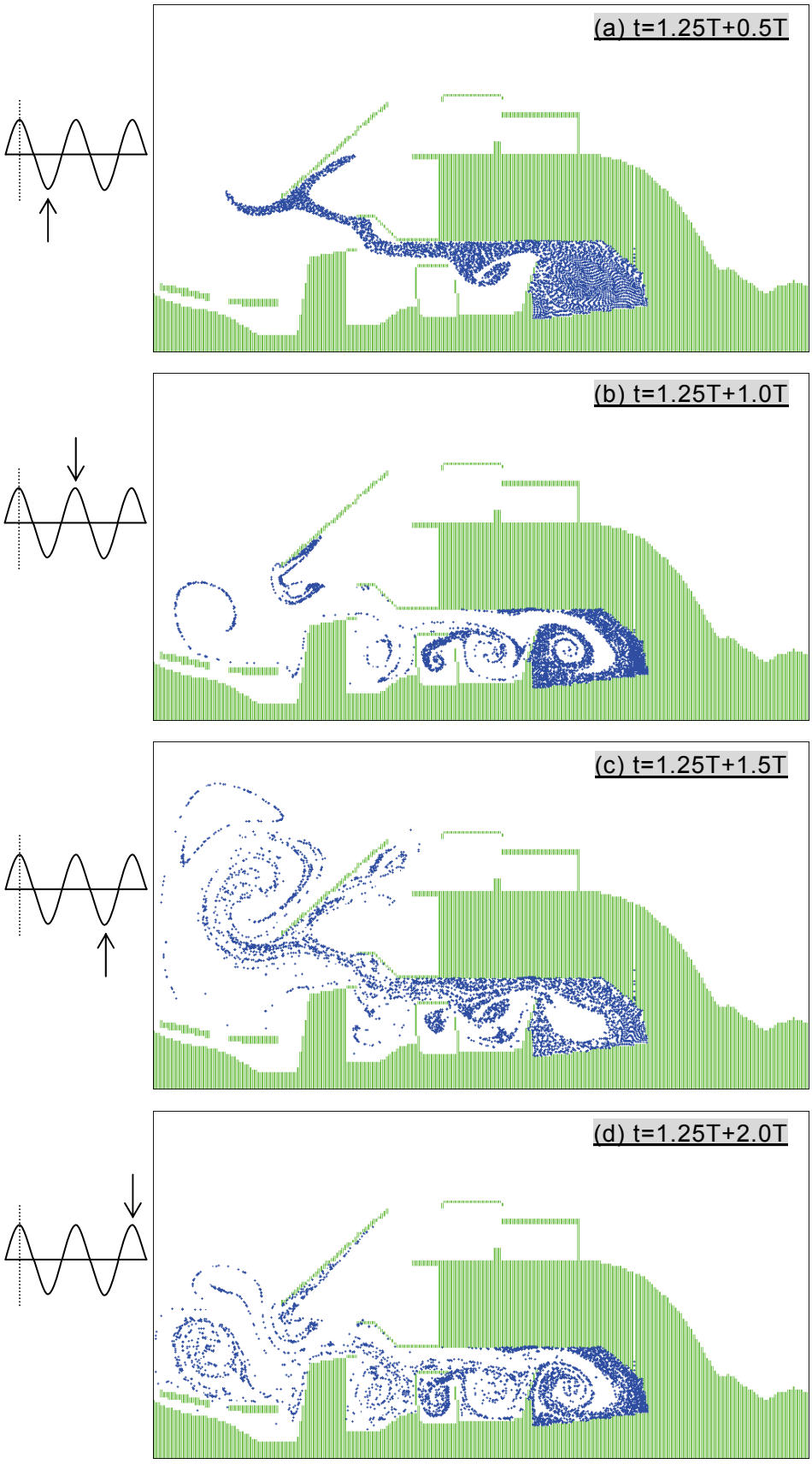


図 5.21　潮汐作用時の仮想粒子の挙動（潮通し工）

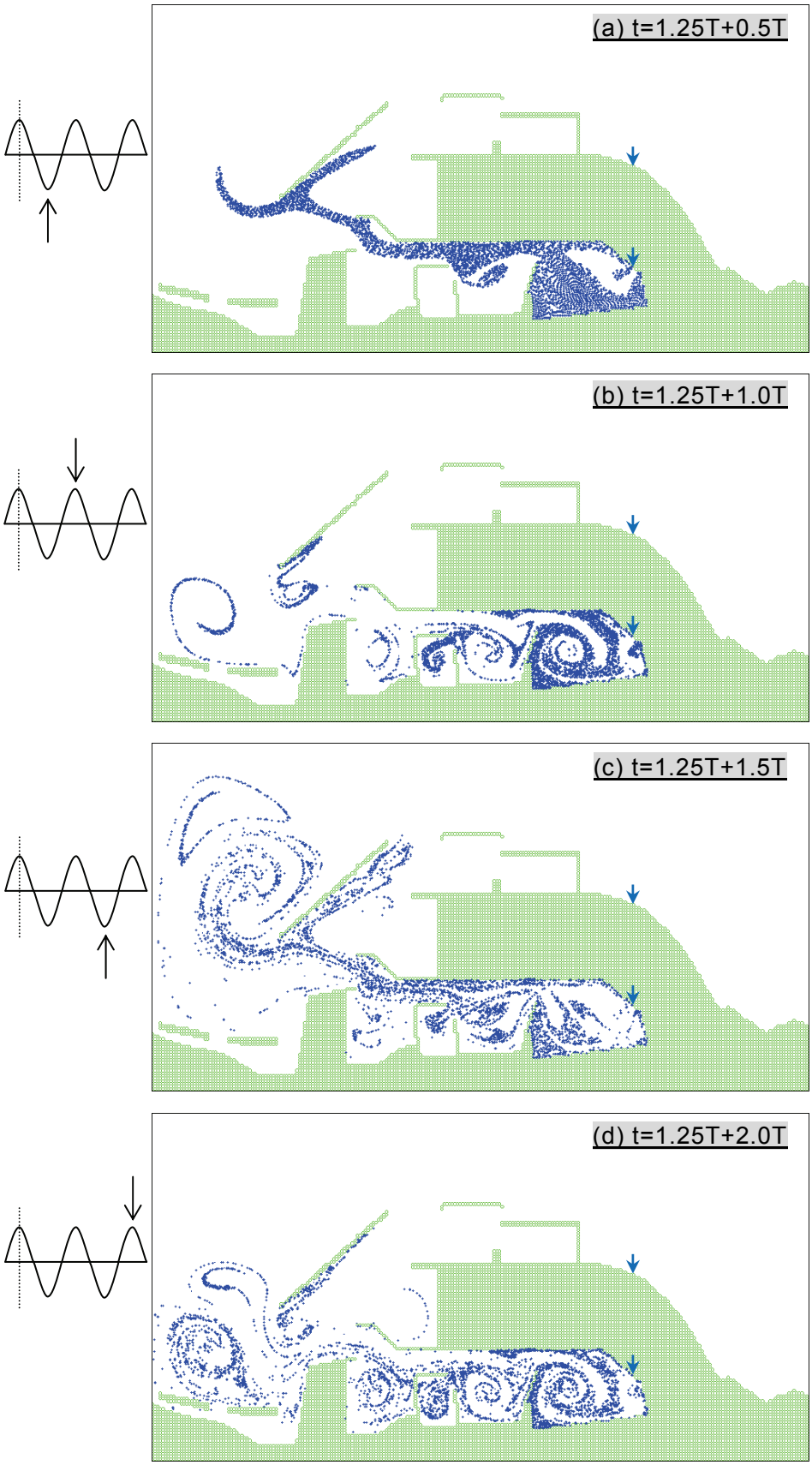


図 5.22　潮汐と導水流量 0.5m^3/s 作用時の仮想粒子の挙動

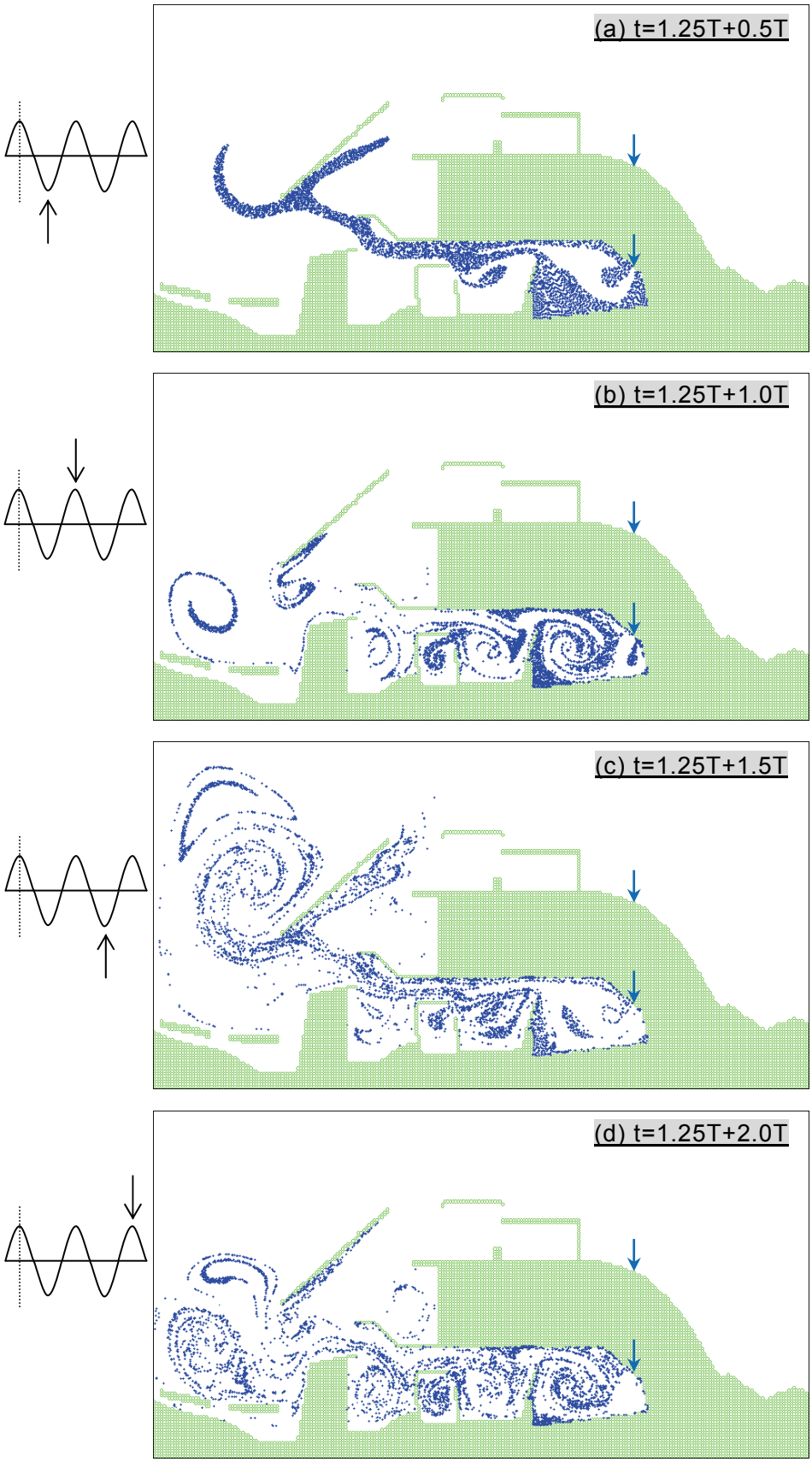


図 5.23　潮汐と導水流量 1.0m^3/s 作用時の仮想粒子の挙動

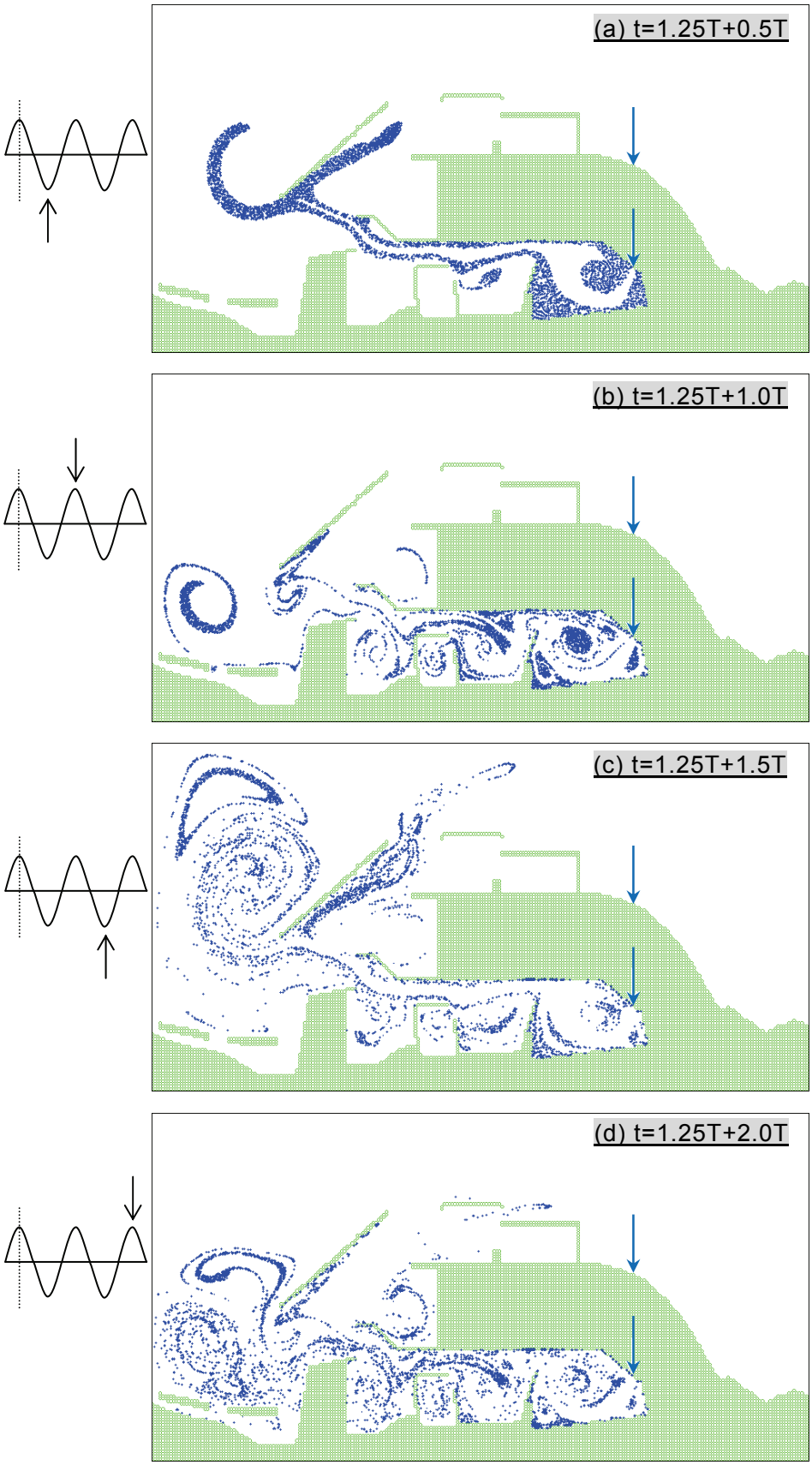


図 5.24　潮汐と導水流量 2.0m^3/s 作用時の仮想粒子の挙動

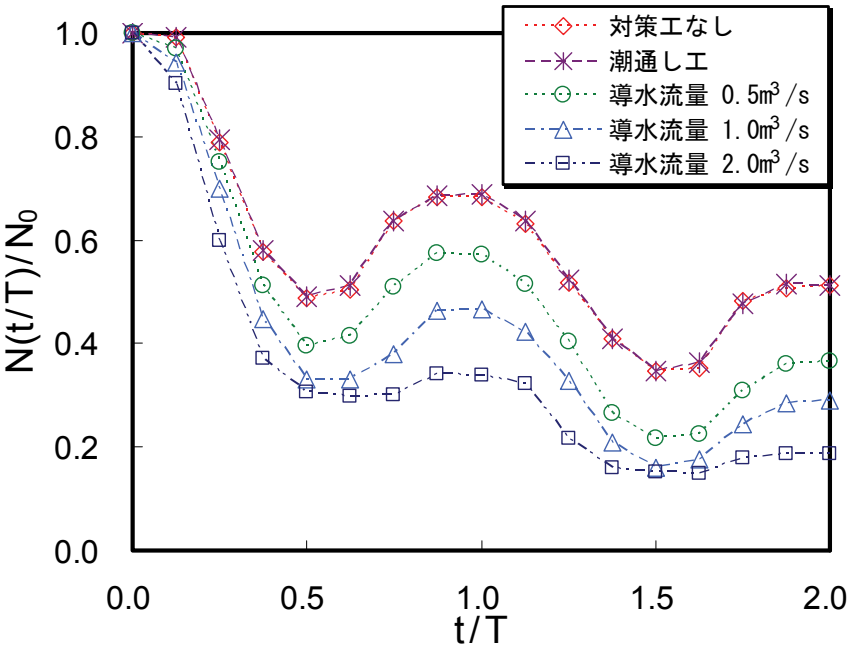


図 5.25　港奥泊地内での仮想粒子の残留割合

施設を設置した場合には，導水流量が増加するにつれて港奥泊地内に留まる仮想粒子の数が減少することが読み取れ，港奥泊地内で海水交換が促進されることが明らかである．やはり港奥泊地への導水が，下げ潮時に港内水を港外へより押し出す役割を果たすとともに，上げ潮時に港口部を通じた港外水の流入を抑制する効果を持つことが定量的に実証されたと考える．

5.5　結言

本章では，波を利用する海水交流施設の代表として，港内水吐出型の遊水室型防波堤を港に設置した場合を対象に，流れ場の実態や海水交換の促進効果について，実験的手法により検討した．また港における波・流れ場の実態や，海水交流施設による海水交換の促進効果を評価するに当たり，数値解析手法の適用性についても検討を進めた．本章で得られた主な結論について以下に要約する．

1）港の防波堤の一部に遊水室型防波堤を設置すると，同防波堤の下部通水部を通じて港内水が港外側に流出することから，この流出量を補償するために港口部では港内に向かう流れが発生し，広い水域において平面的に流動化が促進されることを確認した．また流動化に伴って港内泊地および港外の水域では，大規模渦（循環流）が形成されることも判明した．

2）港の防波堤の一部に遊水室型防波堤を設けた場合には，波の作用時間に比例

して港内の濁度濃度が順次下がる傾向が確認され，通水型矩形堤や不透過堤を設置した場合と比較して,同防波堤が海水交換の促進効果に優れることを実証した．海水交換は，水域に形成される大規模渦が影響を及ぼしていると考えられ，この大規模渦を利活用することで，効率的かつ効果的な海水交換の実現に資することが示唆された．

3）波・流れ場に関する数値計算では，遊水室型防波堤を設置した場合およびすべて不透過堤とした場合ともに，港内泊地での流況が実験結果を一定程度再現することがわかった．流動場の計算で用いた単層モデルは，流れの 3 次元性を考慮していないものの，港の海水交換に密接な関係を有する港内外での平面流況は，本手法を適用することでその概況をつかむことができると言える．

4）透過波が発生する海水交流施設を適用する際には，透過波を考慮したうえで港内静穏度を検討する必要があることを，数値計算により明らかにした．また漂砂海岸において遊水室型防波堤を採用するに当たっては，同防波堤付近での漂砂や港口部からの砂の流入による港内埋没に注意する必要があることを示した．

5）潮汐による干満差が比較的大きい港を対象とした検討では，港外水導入型の海水交流施設の設置によって，港奥泊地ではどの時間帯であっても大規模渦が存在するようになることを，数値計算により明らかにした．潮汐のみが作用するときにも，波の非線形効果によって潮汐残差流が発生し，港内の泊地に大規模渦の形成が認められるものの，同施設による導水流量が増すにつれて港奥泊地内での残差流の流速が増大することを確認した．

6）仮想粒子の動きを可視化することで港での海水交換状況を視覚により把握することができ，仮想粒子数により海水交換を定量的に評価できることを明らかにした．海水交流施設による導水流量が増加するにつれて海水交換が促進されることを仮想粒子の移動より確認するとともに，同施設の設置位置を適切に設定することの重要性を示した．

参考文献

1) 合田良実，鈴木康正，岸良安治，菊池　治：不規則波実験における入・反射波の分離推定法，港湾技研資料，248，pp. 1-24，1976.

2) 西村仁嗣，丸山康樹，平口博丸：直接数値積分による波の場の解析，第 30 回海岸工学講演会論文集，pp. 123-127，1983.

3) Mohammad Dibajnia，渡辺　晃：波浪場と海浜縦断地形変化の数値計算モデル，第 34 回海岸工学講演会論文集，pp. 291-295，1987.

4) 磯部雅彦：放物型方程式を用いた不規則波の屈折・回折・砕波変形の計算法，第 33 回海岸工学講演会論文集，pp. 134-138，1986.

5) 酒井哲郎，佐藤孝夫，岩垣雄一：任意反射率・任意透過率の防波堤による平面的な波浪変形の数値計算，第 25 回海岸工学講演会論文集，pp. 98-102，1978.

6) 谷本勝利，小舟浩治：数値波動解析法による港内波高分布の計算，第 22 回海岸工学講演会論文集，pp. 249-253，1975.

7) 堀川清司編：海岸環境工学，東京大学出版会，582p，1985.

8) Longuet-Higgins, M.S.: Longshore currents generated by obliquely incident sea wave, 1, 2, *J. Geophys. Res.*, Vol.75, No.33, pp. 6778-6801, 1970.

9) 土木学会編：水理公式集－平成 11 年版－，713p，1999.

10) Elder, J.W.: The dispersion of marked fluid in turbulent shear flow, *Journal of Fluid Mechanics*, Vol.5, 1959.

第 6 章　結論

本論文では，自然エネルギーである波を利用して海水交換を促進することにより，滞留海域における水環境問題を克服する手法について論じた．波により流れを発生させる海水交流施設を対象として，実験的・理論解析的な方法を用いて研究開発に取り組むとともに，同施設を港に適用した際の海水交換の促進効果について検討した．本研究で得られた結果を総括すると以下のとおりである．

第 2 章では，砕波や越波を利用して流れを発生させる海水交流施設として，異なる天端高を有する不透過マウンドと遊水部，直立壁，管路などから構成される構造体を考案し検討した．その結果，マウンドを複数設けることで，幅広い潮位変化に対して導水が有効に働くように改善されることを確認するとともに，導水特性について明らかにした．また導水機構を考察して，単一のマウンドにおける導水流量の算定式を構築するとともに，複数のマウンドで直立壁の背後に貯水部を設けた構造体に関しても定式化し，これらの算定モデルの有効性を検証して示した．

第 3 章では，水表面での波動運動や質量輸送を利用して流れを発生させる海水交流施設として，静水面付近にパイプを設けた有孔直立壁と遊水室，管路から構成される構造体を考案し検討した．その結果，複数のパイプを同一の高さで堤体の長手方向に 1 段配置とした場合には，作用波によってパイプ内に打ち込んだ波が遊水室へ流入し，これに伴い遊水室で平均水位が上昇することにより，管路を通じて導水されることを確認した．また波高が増大するにつれて導水効率が増すことや，短周期波の方が，導水効率が優れることを明らかにした．さらに斜め入射時や静水面が変化する場合における導水特性を示した．

第 4 章では，渦を利用して流れを発生させる海水交流施設として，異吃水二重壁式防波堤の遊水室内に没水平版を設置し，下部に通水部を設けた構造体を考案し検討した．その結果，この構造体では，遊水室内の水面が波周期に応じて上下に振動するピストンモードの波動運動が発生し，この波動運動を駆動力として大規模な渦を引き起こすことを確認した．また大規模渦の発生により，幅広い周期帯にわたり効率的な反射波・透過波の低減が実現することや，下部通水部で沖向きの平均流が生成されることを明らかにした．さらに本構造体の構造諸元が導水性能や波浪制御効果に与える影響について示した．

第 5 章では，海水交流施設を港に適用した場合の海水交換の促進効果について検討した．その結果，同施設による導水に伴って平面的に流動化が促進され，港内の泊地では大規模渦（循環流）が形成されることを確認した．港に潮汐のみが作用するときにも波の非線形効果によって潮汐残差流が発生し，港内の泊地に残差流による大規模渦が形成されることや，同施設による導水流量が増すにつれて港奥泊地内での残差流の流速が増大することを明らかにした．このように港での海水交換を促進するに当たり海水交流施設の有効性を示した．さらに数値解析手法については，海水交換の促進効果を評価する有効な手段であることを示した．

本論文に関する査読付き論文

1) Ohmura, Y.: Mass transport induced flow in seawater exchange structures with perforated wall, *Coastal Engineering* 2008 - *Proceedings of the* 31st *International Conference* –, pp. 3509-3521, 2009.

2) Ohmura, Y.: Wave set-up induced flow in seawater exchange structures with blockwork mounds, *Coastal Engineering* 2006 - *Proceedings of the* 30th *International Conference* –, pp. 4374-4385, 2007.

3) 中村孝幸，大村智宏，兼貞　透：港湾における遊水室型海水交換防波堤の効果について，海洋開発論文集，Vol. 23，pp. 889-894，2007.

4) 中村孝幸，中山哲嚴，大村智宏，槙本一徳，兼貞　透：遊水室型海水交換防波堤の効果に及ぼす通水部構造と基礎マウンドの影響について，海岸工学論文集，第 53 巻，pp. 736-740，2006.

5) Ohmura, Y., Nakamura T., and Ohi K.: Excitation of vortex induced currents by piston mode wave resonance in double-curtain walled breakwaters, *Coastal Engineering* 2004 - *Proceedings of the* 29th *International Conference*-, pp. 3787-3799, 2005.

6) 中村孝幸，大村智宏，槙本一徳，大井邦昭：波による渦流れを利用する遊水室型海水交換防波堤の効果的な断面について，海洋開発論文集，Vol. 21，pp. 541-546，2005.

7) 中村孝幸，大村智宏，槙本一徳，大井邦昭：波による渦流れを利用する海水交換防波堤の港湾域における効果について，海岸工学論文集，第 52 巻，pp. 711-715，2005.

8) 大村智宏，中村孝幸，大井邦昭，高橋通夫：渦流制御を利用する海水交換促進型防波堤の平面波浪場における効果について，海洋開発論文集，Vol. 20，pp. 227-232，2004.

9) 大村智宏，中村孝幸，大井邦昭，中山哲嚴：下部通水式海水交換型防波堤の波浪制御効果に及ぼす通水路の影響について，海洋開発論文集，Vol. 19，pp. 547-552，2003.

10) 中村孝幸，大村智宏，大井邦昭：渦流制御を利用する海水交換促進型防波堤の効果について，海岸工学論文集，第 50 巻，pp. 806-820，2003.

11) 大村智宏：円孔式海水導入工の開発研究，水産工学，第 39 巻，第 2 号，pp. 131-138，2002.

12) 大村智宏：新世紀の水産基盤整備の一展望と海水導入工による水域環境保全技術の現状，水産工学，第 38 巻，第 1 号，pp. 69-77，2001.

13) 大村智宏，中山哲嚴，前川拓司：潮位差が大きい漁港での波浪エネルギーによる海水交換の検討，海岸工学論文集，第 44 巻，pp. 986-990，1997.

謝辞

本論文は，著者が水産庁および独立行政法人水産総合研究センターで従事してきた調査研究のうち，海水交流施設に係る研究について取りまとめたものです．

大阪大学大学院 出口一郎教授には主査として，大阪大学大学院 中辻啓二教授および大阪大学大学院 荒木進歩准教授には副査として,論文のご高閲を賜りました．先生方からいただきました貴重なご指導・ご助言によりまして，論文を完成するに至りました．ここに深く感謝いたしまして，衷心より厚く御礼申し上げます．愛媛大学大学院 中村孝幸准教授および大阪大学名誉教授 椹木 亨博士には，共同研究を通じまして，学術的に貴重なご指導・ご助言を頂戴いたしました．両先生に深甚なる謝意を表しまして，心より厚く御礼を申し上げます．

著者が所属する水産総合研究センター水産工学研究所の関係者には，前身に当たる水産庁水産工学研究所の時代からの長きにわたり，調査研究の実施に際して格別のご配慮をいただきましたことに感謝いたします．先駆者として海水交流施設に関する研究開発に取り組んでこられた元水産工学研究所長 山本正昭博士には漁港施設および海岸施設とこれらの施設に係る水理現象について，高木儀昌室長には漁場の施設についてご教授いただきました．お二方に加えまして，中山哲巌室長，山本 潤主任研究官（現 独立行政法人土木研究所）をはじめとする水産工学分野の研究者との諸活動を経ることで，著者は水産土木工学や海岸工学に関する専門知識や知見を獲得し，貴重な経験を積んでゆくことができました．さらに養殖研究所長 中野 広博士をはじめ異なる専門分野の方々との交流や，そこで頂戴しました多様なご意見・ご助言も，広い視野でのものの捉え方や多様な考え方，自然科学系の研究方法論の会得につながり，研究を実践していくうえで大いに役立ちました．ここに深甚なる謝意を表しまして，厚く御礼申し上げます．

水産庁・地方公共団体の水産行政部局や業界団体の関係諸氏には，水産関係公共事業を通じてご支援・ご尽力を賜りました．幸運にも著者が海水交流施設に関する研究開発に取り組むことができましたことは，皆さまのお力添えによるところが大きく，深く感謝の意を表しまして，厚く御礼申し上げます．小林 学氏（国際気象海洋株式会社），佐伯信哉氏（株式会社荒谷建設コンサルタント），また当時愛媛大学に在籍していた大井邦昭氏（現 技研興業株式会社）をはじめとする学生諸氏には，実験の遂行に当たり一方ならぬご協力を仰ぎました．深甚なる謝意を表しまして，厚く御礼申し上げます．

著者はこれまでに，諸先輩方や同僚，友人，親族など実に多くの方々とめぐり会い，支えられて今日に至りました．皆さまより頂戴しましたご厚情に対しまして，ここに深く感謝の意を表しまして，重ねて心より厚く御礼申し上げます．