

運輸省港湾技術研究所

港湾技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE

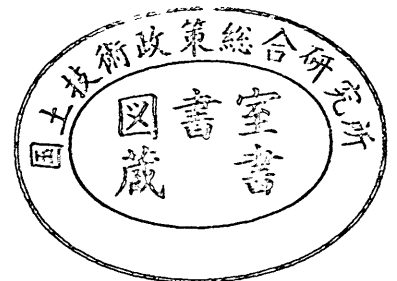
MINISTRY OF TRANSPORT

VOL. 38

NO. 3

Sept. 1999

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第 38 卷 第 3 号 (Vol. 38, No. 3), 1999 年 9 月 (Sept. 1999)

目 次 (CONTENTS)

1. Nonlinear Model for Wave Fields with Current
..... Md. Hasanat ZAMAN and Tetsuya HIRAISHI 3
(流れが考慮できる非線形波浪の計算モデルについて
..... エムディ・ハサナット ジャーマン・平石哲也)
2. 液化した砂地盤による消波システムの開発
... 姜 閔求・高橋重雄・山本 悟・三浦裕信・高野忠志・下迫健一郎・鈴木高二朗 29
(Development of a New Wave Absorbing System Using a Sand Liquefaction
..... Yoon-Koo KANG, Shigeo TAKAHASHI, Satoru YAMAMOTO, Hironobu MIURA,
Tadashi TAKANO, Ken-ichiro SHIMOSAKO and Kojiro SUZUKI)
3. 海面水位の変動が内湾域への水環境に及ぼす影響
— 大船渡湾での貧酸素水塊の形成と消滅機構 —
..... 日比野忠史・豊田政史・西守男雄・細川恭史・鶴谷広一 91
(Consequence of Sea level Distribution for an Estuary Environment along Japanese Coastal Waters
— Generation and Breakdown Mechanisms for Anoxic Layers in Ohfunato Bay —
..... Tadashi HIBINO, Masashi TOYOTA, Dan-o NISHIMORI, Yasushi HOSOKAWA
and Hiroichi TSURUYA)
4. 数値処理からみた CVM (仮想評価法) の信頼性分析
— 船舶事故による流出油対策の評価への適用事例 —
..... 鈴木 武 125
(An Analysis on the Reliability of CVM in Data Treatment Process
— The Application to Value the Countermeasures against Oil Spill Caused by Ship Accidents —
..... Takeshi SUZUKI)
5. 海成粘土地盤の間隙比 - 有効土被り圧関係に関する統一的な解釈
..... 土田 孝 153
(Unified Interpretation on the Void Ratio-Overburden Pressure Relationship of Marine Deposits
..... Takashi TSUCHIDA)

6. 低改良率で改良された杭式深層混合処理地盤の鉛直支持力
..... 北誥昌樹・中村 健・森永真朗・宇高 泰 181
(Centrifuge Model Tests on Bearing Capacity of Column Type DMM Ground with Low
Improvement Ratio
..... Masaki KITAZUME, Takeshi NAKAMURA, Masao MORINAGA and Yasushi UDAKA)
7. コンテナターミナルにおける荷繰り最小化による荷役効率化
..... 門前唯明・田邊俊郎・中島 晋 199
(Increasing the Container-Handling Efficiency by Minimizing of Rehandling at a Container Terminal
..... Tadaaki MONZEN, Toshiro TANABE and Susumu NAKASHIMA)
8. ファジィ制御および泥水リサイクルによるドラグサクシオン浚渫船の高効率化
..... 加藤英夫・谷本裕史・原田貴久 209
(Efficiency Improvement of Trailing Suction Hopper Dredger by Soil-water Mixture Recycling
System and Automatic Operation System with Fuzzy Control
..... Hideo KATO, Hirofumi TANIMOTO and Takahisa HARADA)

液状化した砂地盤による消波システムの開発

姜 閔求¹・高橋重雄²・山本 悟³・三浦裕信⁴・高野忠志⁵・下迫健一郎⁶・鈴木高二朗⁵

要 旨

液状化消波システムは、砂地盤の下から注水し上向き浸透流を強制的に発生させ、その間隙水圧を大きくすることによって、砂地盤を液状化させ、この上を通過する波を減衰させる新しい波浪制御システムである。小型および大型水理模型実験を行うとともにFEMを用いた数値計算を行い、このシステムの有効性を確認した。また、装置の経済性や信頼性の向上を図るため、上向き浸透流発生装置を用いて砂地盤の液状化について検討するとともに消波効果の向上策について検討した。本報告書の主要な結論は以下の通りである。

- ① 砂地盤の長さが1波長程度で厚さが水深程度であれば、波高伝達率が0.2~0.4となる大きな消波効果が期待できる。砂地盤層が厚いほど、また水深が浅いほど消波効果が大きく、同一水深では、水深波長比が0.06~0.25の波に対しては周期に関わらずかなり安定した消波効果が得られる。不規則波に対しても規則波の場合とほぼ同程度の消波効果が得られる。
- ② 地盤条件が適切であれば、模型の縮尺や砂の粒径に関わらず同様の消波効果が得られており、この結果より現地でも模型と同様の消波効果が得られる。
- ③ FEMによる数値計算の結果は水理実験結果とよく一致しており、数値計算の結果を用いて液状化消波システムの消波性能の算定図を示した。
- ④ 液状化装置として重要なことは均一な液状化地盤をつくりだすことであり、均一な液状化は消波効果の向上と必要な流量の減少に効果がある。液状化装置として、注水パイプによる上向き浸透流発生装置(基本型)が適切であり、透水材を用いた装置(応用型)はかえって不均一な液状化を助長する。注水パイプによる装置では、注水パイプ間隔が重要であり、必要な注水パイプ間隔を示した。
- ⑤ 波作用によって地盤の締め固まりが生じ、それによって不均一な液状化となりやすく消波効果が低下する。波作用による地盤締め固まりは、砂地盤の粒径が小さいほど、また作用波の周期が長いほど強くなる。
- ⑥ 締め固まりによる消波効果の低下への対策を検討し、この装置を設計方法の確立し、ほぼ実規模の装置の設計例を示した。

液状化消波システムは、構造物を必要せず、しかも消波が必要なときだけ稼働させることができるので、防波堤の開口部や重要な船舶のための波除堤としての利用が期待できる。

キーワード：液状化消波システム、上向き浸透流、液状化、消波効果、地盤の締め固まり、波浪制御構造物、防波堤

¹ 水工部耐波研究室 〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1, 運輸省港湾技術研究所
TEL: 0468-44-5011, FAX: 0468-42-7846, Email: kang@cc.phri.go.jp

² 水工部耐波研究室長

³ 前水工部耐波研究室(現第三港湾建設局神戸機械整備事務所)

⁴ 前水工部耐波研究室(現第一港湾建設局酒田港湾工事事務所)

⁵ 水工部耐波研究室

⁶ 水工部主任研究官

Development of a New Wave Absorbing System Using a Sand Liquefaction

Yoon-Koo KANG¹, Shigeo TAKAHASHI², Satoru YAMAMOTO³,
Hironobu MIURA⁴, Tadashi TAKANO⁵, Ken-ichiro SHIMOSAKO⁶,
Kojiro SUZUKI⁵

Synopsis

To dissipate wave energy using damping produced by the movement of liquefied sand, a liquefied sandbed wave barrier (LSWB) consisting of horizontal pipes buried in the sandbed are being developed at PHRI. By pumping water through the pipes, the pore pressure in the sand bed is increased and "sand liquefaction" occurs; an effect that significantly decreases the shear modulus of the sandbed by large movement of the sand due to wave action causing wave energy dissipation by friction among the sand particles during their wave-induced movement.

To investigate the wave damping effect of LSWB, we have carried out the hydraulic model experiments with the small and large scale, and the finite element method calculations. It was found that the wave-damping effect of the LSWB is significant, i.e., the wave transmission coefficient can be 0.2–0.4 through a LSWB with one wavelength and the sandbed thickness of the water depth. When the water depth is shallow and the sandbed thickness is deep, then wave damping is large. The wave damping effect of LSWB is considerably stable for the period of acting wave.

For the improvement of the wave damping effect, it is very important to produce a homogeneously liquefied sandbed and to prevent compaction of the liquefied sandbed by cyclic wave loading. We investigated the optimal conditions for producing a uniform liquefied sandbed using a basic sand tank generating only upward seepage flow. It results that the small pipe interval produces a homogeneously liquefied sandbed. It was also confirmed that the critical interval of water supply pipe required under wave action is about 10% the thickness of the sandbed.

Based on our results, we plan to test a prototype LSWB being constructed in a very large wave flume (184m long, 3.5m wide, and 12m deep). The new wave-absorbing system can be employed as a wave barrier designed to produce a calm sea area, and may be especially suitable for damping waves at a harbor entrance.

Keywords : liquefied sandbed wave barrier (LSWB), seepage flow, liquefaction, wave damping, sandbed compaction, breakwater, wave energy dissipation

¹ Research Engineer, Maritime Structures Laboratory, Hydraulic Engineering Division

3-1-1, Nagase, Yokosuka 239-0826, TEL : 0468-44-5011, FAX : 0468-42-7846, Email : kang@cc.phri.go.jp

² Chief of Maritime Structures Laboratory, Hydraulic Engineering Division

³ Formerly, Research Engineer, Maritime Structures Laboratory, Hydraulic Engineering Division

(Presently, Kobe Machinery Improvement Office, The 3rd District Port Construction Bureau, Ministry of Transport)

⁴ Formerly, Research Engineer, Maritime Structures Laboratory, Hydraulic Engineering Division

(Presently, Sakata Port Construction Office, The 1st District Port Construction Bureau, Ministry of Transport)

⁵ Research Engineer, Maritime Structures Laboratory, Hydraulic Engineering Division

⁶ Senior Research Engineer, Hydraulic Engineering Division

目 次

要 旨	29
1. まえがき	33
2. 小型水理模型実験による消波に関する基礎実験	34
2.1 実験方法	34
2.2 上向き浸透流試験	34
2.3 液状化地盤の流動化と平坦化	35
2.4 消波性能実験	38
2.5 まとめ	40
3. 地盤による消波の理論と FEM 数値計算	40
3.1 地盤による消波に関する理論	40
3.2 波と地盤の相互作用の FEM 数値計算	42
3.3 まとめ	46
4. 大型水理模型実験による消波効果の検討と計算によるその予測	46
4.1 大型水理模型実験の目的と方法	46
4.2 上向き浸透流試験の結果	48
4.3 消波効果に関する実験結果	49
4.4 実験結果と FEM 数値計算結果の比較	51
4.5 液状化消波システムの消波性能の予測	52
4.6 まとめ	53
5. 上向き浸透流発生装置による砂地盤の液状化に関する実験	53
5.1 実験の目的	53
5.2 実験の方法	54
5.3 注水による液状化の進行状況（地盤固さの全体平面分布，基本型）	58
5.4 地盤の液状化に及ぼす注水パイプ間隔の影響	60
5.5 均一な液状化地盤形成に必要な限界注水パイプ間隔	64
5.6 応用型による液状化の状況	65
5.7 まとめ	65
6. 液状化した砂地盤の締め固まりと波の減衰	66
6.1 水理模型実験の方法	66
6.2 注水パイプ間隔による地盤の均一性と消波効果（新潟砂による実験結果）	69
6.3 波作用による地盤の締め固まり	72
6.4 細粒砂による消波効果（相馬硅砂 6 号による実験結果）	73
6.5 消波効果向上法	75
6.6 まとめ	76

7. 液状化消波システムの設計法	76
7.1 設計パラメータと設計フロー	76
7.2 注水パイプシステムの設計	76
7.3 設計例（大規模波動地盤総合水路の試設計の例）	78
7.4 まとめ	79
8. あとがき	80
参考文献	80
付録	82
付録-A. 波高伝達率の実験結果（6章の付図）	82
付録-B. 流出量に及ぼす注水孔と流量係数の影響	85
付録-C. 注水孔の大きさの算定式	87

1. まえがき

波を制御する施設として重力式の防波堤をはじめ種々の波浪制御構造物があり、最近では新形式の波浪制御構造物の開発も活発に行われている。ただし、これらの多くが在来構造の改良を目指したもので、混成防波堤のケーソン部の改良等が中心であり、波浪制御技術のさらなる発展を図るためには、新たな視点が必要になっている。液状化消波システムは、構造物を使わない全く新しい防波システムであり、図-1.1に示すように、ポンプによって砂地盤を液状化させ、この地盤の動きによって波のエネルギーを吸収させ波を消すものである。

地盤の液状化とは、地震時の現象としてよく知られているように、砂粒が水圧によって持ち上がってバラバラとなって柔らかくなってしまふ現象である。液状化消波システムは、この災害を引き起こす現象を逆に利用し、柔らかくなった砂地盤で波を消そうとするものである。砂地盤を液状化させるには、砂地盤に地震のような振動を与え、せん断変形による過剰な間隙水圧を発生させ、液状化させる方法がある。一方、図-1.1のように砂地盤の中からポンプで水を供給することによっても砂地盤を液状化させることが可能である。これは、浸透流による液状化で、浸透圧によって砂粒が持ち上がるために発生するものであり、矢板などのパイピング破壊などに見られる現象と同じものである。液状化消波システムはこの後者の液状化を利用するものである。

液状化された地盤はかなり軟らかい地盤となり、波によって動くようになり、このときに砂粒同士がこすりあってエネルギーを消費 (Coulomb Damping) する。このエネルギーは波からきており、波のエネルギーはこの摩擦エネルギーとなって消えているのである。

このシステムは、流れを妨げないものであり、船舶の航行の支障にならない見えない防波堤であり、種々の適用が考えられる。たとえば、現在の港の港口部に適用することにより、港口部を広くとって、船舶の航行をより安全にするとともに、港口部からの波の進入を抑えることができる。また、任意の時に稼働できるため、離島などのフェリーが着岸するとき、周辺の波を防ぐことも考えられる。このシステムでは、ポンプを動かすエネルギーが必要であるが、そのエネルギーは消波を行うときだけ必要となり、これを波力発電防波堤などの波エネルギー変換装置から供給することも考えられている。

海底地盤による消波、あるいは波高減衰 (Wave Damping) については古くから検討がなされており、

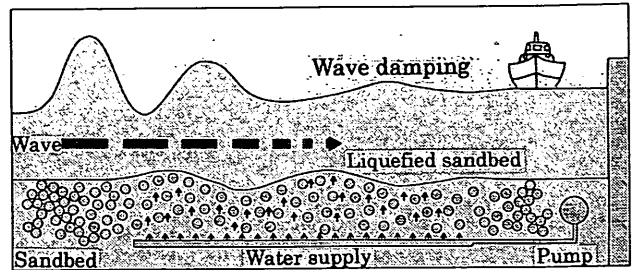


図-1.1 液状化消波システムのイメージ図

- ① 海底摩擦による減衰 (Putnum・Johnson, 1949),
- ② 地盤への浸透水による減衰 (Reid・Kajiura, 1957),
- ③ 地盤の動きによる減衰 (Gade, 1958)

の3つがある。前者2つの波高減衰はかなり小さいが、軟らかい粘土地盤における③の地盤の動きによる消波効果は大きい。実際、ミシシッピデルタと呼ばれる海域では、異常波浪時には漁船が逃げ込む海域があり、この軟らかい地盤による消波があるためと考えられている。この軟らかい地盤の運動については Biot の理論 (1962) に基づく Yamamoto ら (1983) の研究が本格的な研究の最初であり、この消波効果については Yamamoto・Takahashi (1985) が理論的にとりまとめている。ただし、砂地盤では地盤が固く、こうした地盤の動きによる消波効果は得られない。著者らは種々の新しい波浪制御構造物の検討のなかで、砂地盤を液状化させると、顕著な消波効果が得られることを実験的に発見している (高橋・下迫・山本・三浦, 1994)。

本報告は、液状化消波システムの実用化を目指したこれまでの研究成果をとりまとめたものであり、基本的なメカニズムから実用化のための種々の問題点の検討までをまとめたものである。いくつかの部分についてはすでに学会の論文等で報告しているが、全体の経緯 (図-1.2) を含めてとりまとめて報告するのは今回が初めてである。

まず、第2章では、このシステムの最初の実験であり、液状化した地盤の基本特性と消波に関する基礎的な検討のための小型水理模型実験について述べる (高橋・下迫・山本・三浦, 1994)。

第3章では、波と地盤の相互作用に関して、Biot の理論に基づく有限要素法による数値計算法の開発と、それを用いた消波効果の計算について述べる (朴・高橋・鈴木・姜, 1996)。

第4章では、大型水理模型実験と数値計算結果に基づいて模型実験の相似則の問題を検討するとともに、現地システムの消波性能の予測法を述べる (姜・高橋・鈴木

・三浦・朴, 1997)。

第5章では、上向き浸透流を発生させる水槽を用いて、砂地盤をより均等に液状化させる方法について検討を行う。

第6章では、波作用による砂地盤の締め固まりとそれによる消波効果の変化について調べるとともに、消波効果の向上策について検討を行う(姜・高橋・高野, 1999)。

第7章では、液状化消波システムの設計方法を確立するとともに、実用化システムの試設計例を示す。

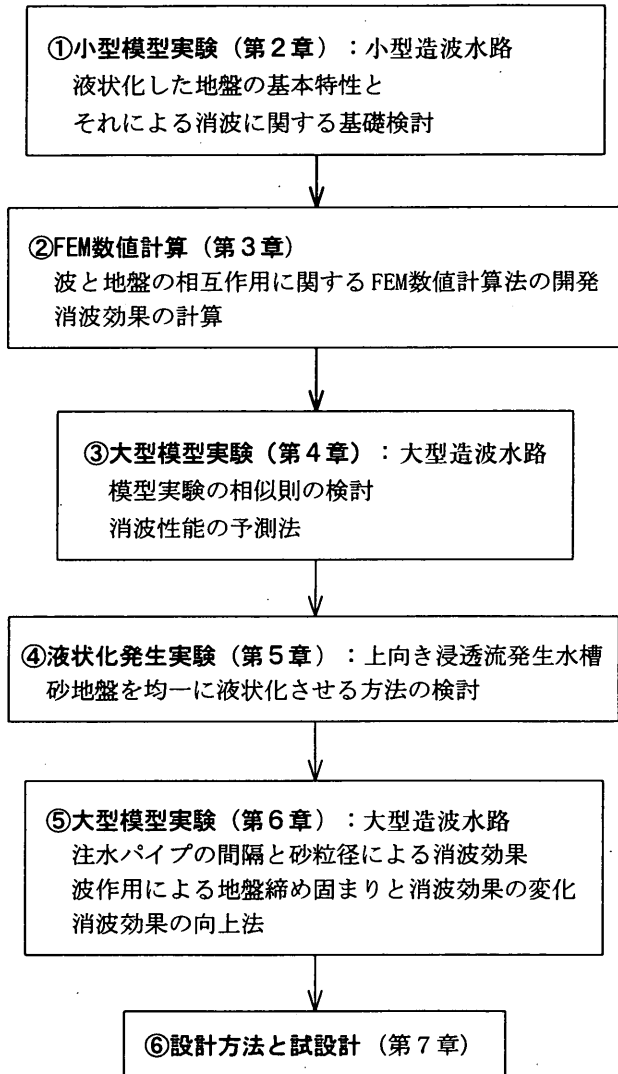


図-1.2 液状化消波システムの開発経緯

2. 小型水理模型実験による消波に関する基礎実験

2.1 実験方法

小型水理模型実験は、二次元の小型造波水路(長さ36m, 幅0.48m, 高さ1m)で行った。図-2.1は、液状化

消波システムの断面図とパイプの配管や計測器の配置を示した平面図である。すなわち、砂地盤を液状化させる試験装置は、造波水路内に砂地盤層を設け、この底面にパイプを埋設し、このパイプから砂地盤内に水を給水するものである。その砂地盤の長さは11.4mであり、注水パイプは、長さ4m, 内径(D_p)13mmであり、直径(D_h)2mmの穴を側面に3cm間隔にあけてあり、このパイプ6本を8cm間隔で水路の長手方向に平行に敷設した。したがって、液状化を対象とした地盤の長さ B_L は11.4mのうちの4mである。パイプの一端はポンプにつながっており、途中にバルブを設けて流量を調整できるようにした。写真-2.1は注水パイプの配管(上側)と造波水路に設置した状況(下側)を示したものである。

実験に用いた砂地盤の厚さ h_s は20cmと40cmの2種類であり、間隙水圧計、波高計、砂面計等を用いて計測を行った(表-2.1)。間隙水圧計は、水路底面から高さ1, 10, 15cmに置かれ、底面付近のものは中央付近にある二本の注水パイプの間においてあり、パイプから4cm離れている。

まず、液状化した砂地盤の特性を把握するための上向き浸透流実験と流動特性試験を行った。つづいて行った消波性能実験では周期1.0s~2.83sの規則波を作用させた(表-2.2)。実験で用いた砂は、新潟港の浚渫砂で、予備実験を通して細粒成分がなくなったきれいな砂になっており、そのときの粒径の中央粒径 D_{50} は0.39mmと比重 G_s は2.65, 間隙率 n は0.45である。

2.2 上向き浸透流試験

図-2.2は、パイプから水を供給したときの圧力と流量の関係を示すもので、横軸に上向き浸透流速 V_d をとり、縦軸には図-2.1に示した10本の間隙水圧の平均より求めた動水勾配 H_g (=間隙水圧/砂地盤の高さに相当する水圧)を示しており、この線の勾配の逆数が透水係数 k である。また、縦軸には体積の変化率 R_v (=地盤高の上昇分/地盤厚さ h_s)も示している。ここで、動水勾配 H_g がある限度(限界動水勾配)以上のとき、砂は顕著な膨張をみせて流動化する。これはボイリングあるいはクイックサンドと呼ばれる砂の液状化現象の一つである。通常の試験の場合、動水勾配と流速はダルシー則にそって線形な関係を示し、限界動水勾配の圧力以上の上昇はなく、ボイリング状態となる。限界動水勾配 H_{gcr} は、砂粒子の水中重力と砂粒子に働く上向き浸透力が釣り合っている状態になるときの地盤内の動水勾配であり、理論的には砂の比重 G_s , 間隙率 n を用いて次式で求められる。

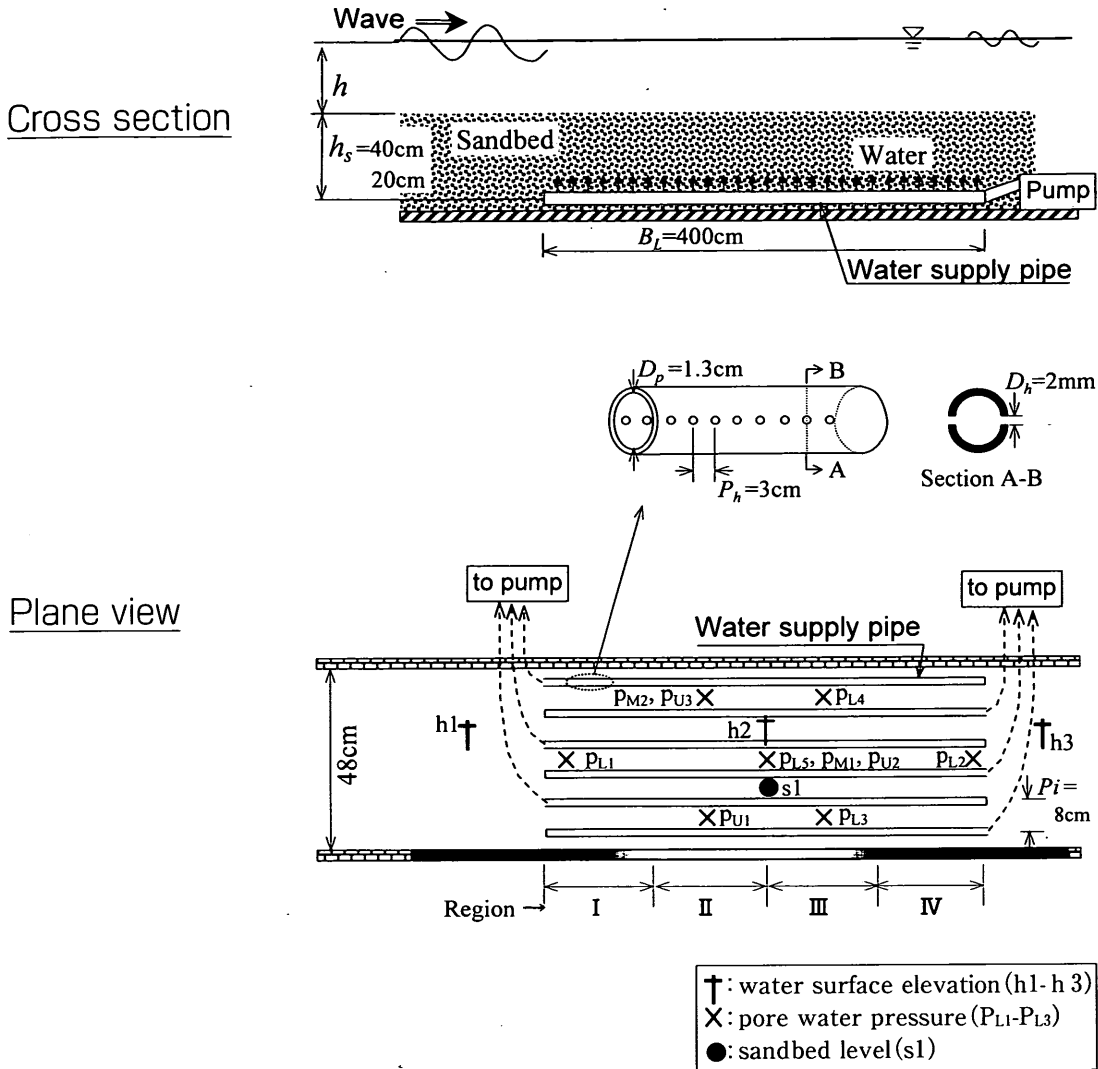


図-2.1 液状化消波システムの概要と計測器の配置

$$H_{gr} = (G_s - 1)(1 - n) \quad (2.1)$$

今回の実験では、砂の比重 $G_s = 2.65$ で、間隙率 n は 0.45 であるため、限界動水勾配 H_{gr} は 0.91 が得られる。しかし、実線で示した実験結果では、理論計算による限界動水勾配の 70% 程度まではほぼ線形であるが、それ以上ではボイリングが一部発生しており、圧力の増加は頭打ちとなっている。このパイプによる給水では、かならずしも水が一様に入っていないために、部分的なボイリングが生じたものと考えられる。本報告でいう液状化は、この部分的なボイリング状態も含めており、完全なボイリング状態だけではない。なお、図-2.2より実験に用いた砂の透水係数 k は 0.14cm/s となり、きれいな砂の透水係数に相当する。また、砂地盤が限界動水勾配

になったときの間隙水の上昇流速は 0.12cm/s となり、長さ 4m と幅 0.48m の砂地盤面積に対して $2300\text{cm}^3/\text{s}$ の流量となる。このとき、水が空隙率 $n = 0.45$ の砂地盤 40cm を通過するには、約 150 秒かかり、砂地盤中の水の動きは小さいことが理解できる。

2.3 液状化地盤の流動化と平坦化

液状化した砂地盤の特性の一つはもちろん砂の流動化である。写真-2.2に示したように、砂面は常に水平を保とうとしており、液状化した砂面ではリップルができない、リップルができないため、液状化した砂地盤では砂が移動しにくいとも考えられる。実際、何ケースも波を作用しても、実験の範囲では砂の移動は認められなかった。しかしながら、液状化は洗掘の原因とも考えられてい

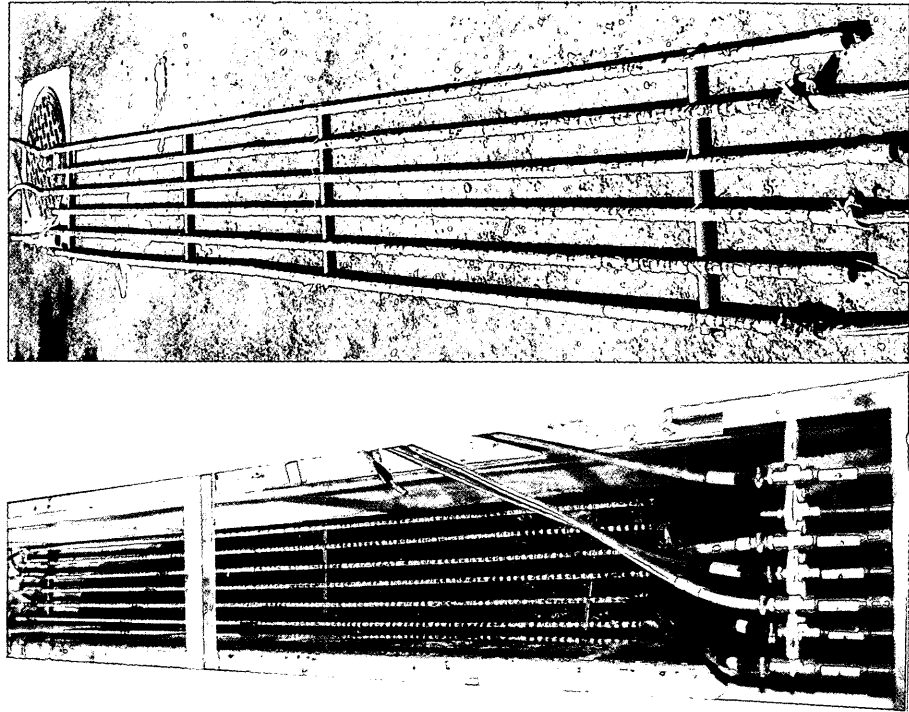


写真-2.1 液状化消波システム：注水パイプ（上側）とそれを設置した造波水路（下側）

表-2.1 計測項目と計測場所

計測項目	計測器	計測場所	計測器の番号
波高	波高計	沖側	h1
		地盤中央	h2
		岸側	h3
間隙水圧	間隙水圧計	地盤下層	p_{L1} (37.5), p_{L2} (37.5) p_{L3} (38.0), p_{L4} (38.0) p_{L5} (39.0)
		地盤中層	p_{M1} (30.0), p_{M2} (30.0)
		地盤上層	p_{U1} (25.0), p_{U2} (25.0) p_{U3} (25.0)
地盤高	砂面計	地盤中央	s1 (h2 と同じ断面)
流量	流量計	給水部	

() 中の数字は、地盤厚さ 40cm を基準とした場合の間隙水圧計の設置深さ (cm) である。

表-2.2 実験波

地盤厚さ h_s (cm)	水深 h (cm)	周期 T (s)	波高 H (cm)	波の性質
40.0	25.0	1.00	8.0	規則波
		1.60	8.0	
		2.00	8.0	
	50.0	1.41	14.0	
		2.26	16.0	
		2.83	16.0	
20.0	25.0	1.00	7.0	規則波
		1.60	8.0	
		2.00	8.0	
	40.0	1.00	10.0	
		1.60	15.0	
		2.00	15.0	

る。したがって、実験波では上向き浸透流の流速が十分ではなかったと考えられるので、地盤に噴流を作用させてそれによる変化を調べた。具体的には、流速 104cm/s (流量 520cm³/s) の噴流を砂地盤上高さ 20cm の位置で水平から下に角度 20° で作用させたときの砂の舞い上がりを調べて、通常の砂地盤と液状化した砂地盤とを比較した。

液状化した方がやや舞い上がりが大きいですが、結果的に洗掘された深さは通常の砂地盤の方が 13cm で、液状化した地盤はほとんど洗掘されていない。これは、洗掘されても流動化した砂でそこが埋め戻されるためである。砂の舞い上がりが大きいのも、液状化した砂地盤では、舞い上がる砂が常にそこに供給されるためとも考えられる。

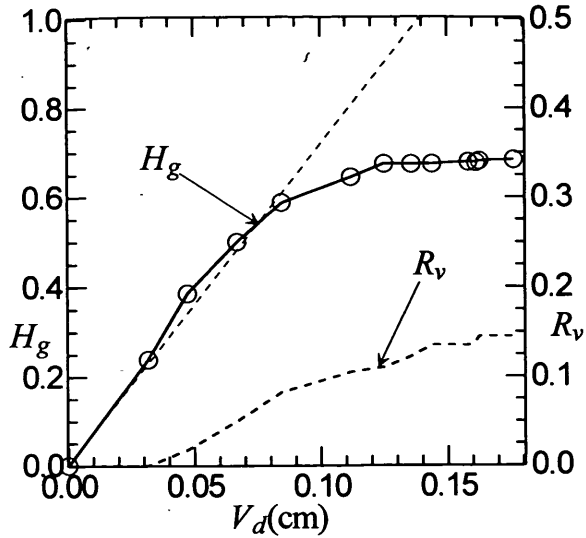


図-2.2 上向き浸透流試験結果

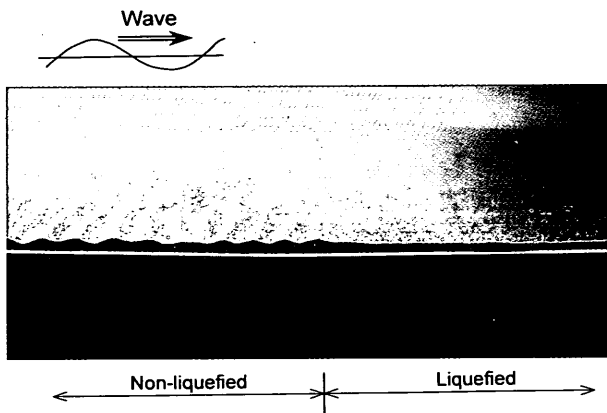


写真-2.2 液状化した地盤の流動化

埋め戻しの現象をさらにはっきり示すために、まず給水を止めた状態で砂地盤に穴を掘りマウンドを造った後(写真-2.3 (a)), 給水を再開した場合の砂地盤の変化を調べた。間隙水圧は限界動水勾配の70%程度であるので完全なボイリング状態ではなく、マウンドはある程度残るが穴はかなり埋め戻されている(写真-2.3 (b))。そこに波を作用させると砂地盤が動き、完全に埋め戻される(写真-2.3 (c))。液状化は洗掘とも大きく関わっているとは考えられるが、この簡単な実験では流れによ

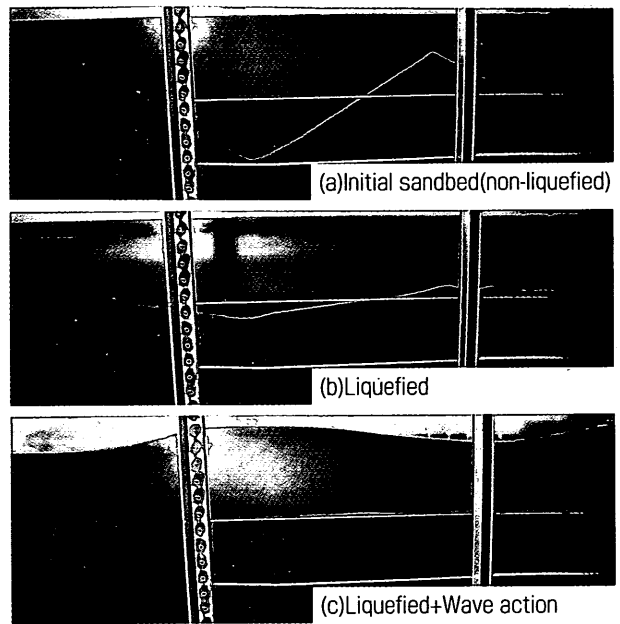


写真-2.3 液状化した地盤の平坦化

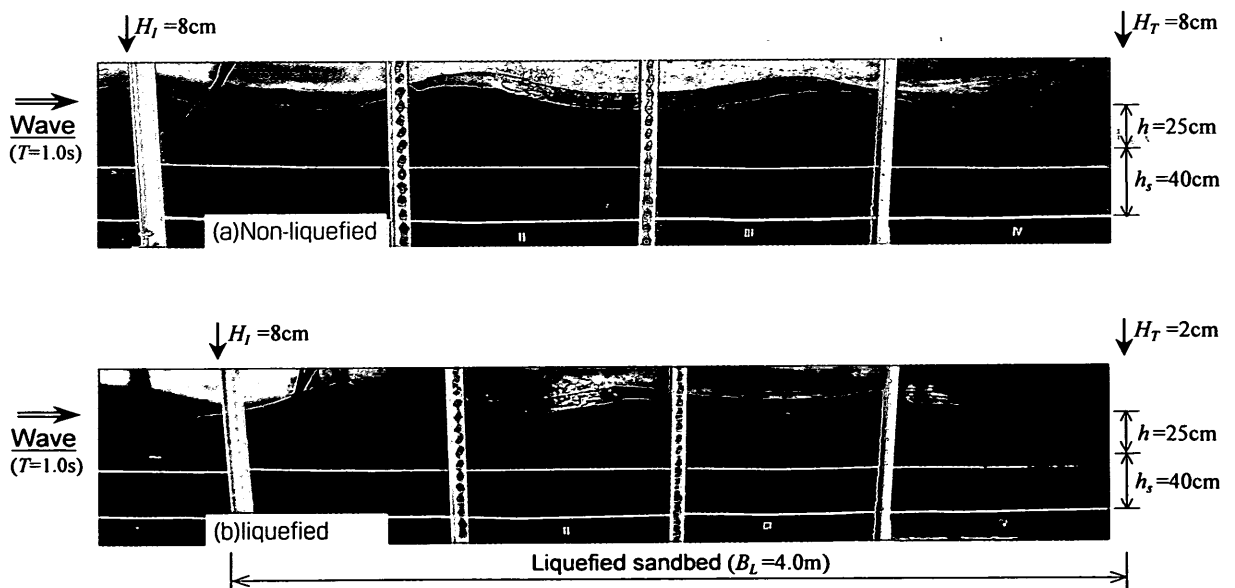


写真-2.4 液状化した砂地盤による波の減衰の例

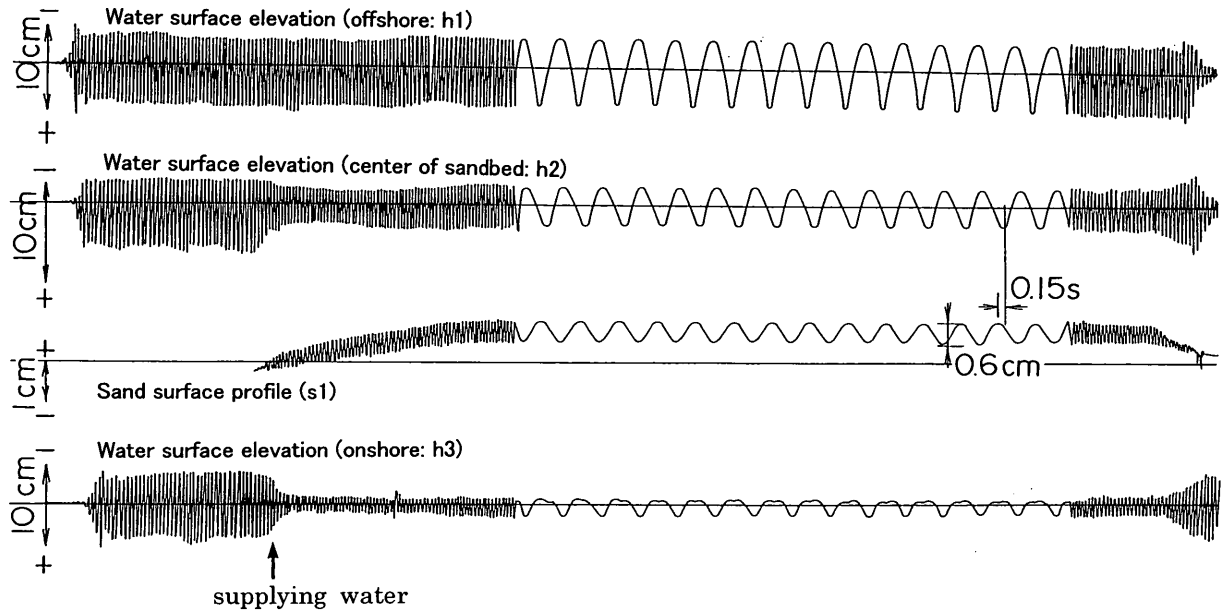


図-2.3 測定波形記録例

る砂の舞い上がりもそれほどではなく、たとえば洗掘されても埋め戻されており、液状化した地盤が洗掘されやすいとは必ずしも言いがたいことが分かった。

2.4 消波性能実験

(1) 波形記録の例

前節で述べた液状化状態のときに波を作用させると、砂地盤は大きく動く。このとき砂粒子の間の摩擦によってエネルギーが消費される。このエネルギーはもともと波から与えられたものであり、波エネルギーが消費されたことになるので、岸に向かうほど波高が小さくなる。すなわち、液状化した砂によって消波されたことになる。

写真-2.4は、砂地盤の厚さ $h_s = 40\text{cm}$ 、地盤上の水深 $h = 25\text{cm}$ で、入射波の周期 $T = 1\text{s}$ 、波高 $H = 8\text{cm}$ の波が作用した場合の波の減衰様子を示す一例であり、波高 8cm の波が液状化した地盤上を通過するうちにかなり小さくなることが分かる。図-2.3はその条件の波形記録の例である。4つの波形のうち上段、中段上、下段が波高、中段下が砂の上面動きの波形である。砂面の動きは砂面計で計測している。地盤に水を供給し始めると、波に連動して砂が上下に動き、地盤上を通過した波の波高が大きく低下し伝達率は 0.25 となっている。このときの動水勾配 H_g は 0.47 である。砂地盤の位相が水面より 0.15 秒程度早く、上下に 0.6cm 程度動いている。

(2) 流量速度と波高伝達率

図-2.4と図-2.5は、液状化消波システムによる消波効果を示したものであり、波高伝達率 K_T (=伝達波高

$(h_3)/$ 入射波高 (h_1)) の変化を表している。横軸は、上向き浸透流速 V_d を砂の透水係数 k ($=0.14\text{cm/s}$) で除した等価動水勾配 $H_{ge}(=V_d/k)$ である。これは、間隙水圧の相対的な大きさを表す動水勾配の無次元量でもあり、また浸透流速の無次元量でもある重要な指標である。なお、波高伝達率 K_T は計測時間1分間程度の平均より求めている。

まず図-2.4は、地盤の厚さ h_s が 40cm の場合で、それぞれ3種類の波と二つの水深について実験した結果を示している。水深 $h = 25\text{cm}$ では、限界動水勾配の50%程度で伝達率は最も小さくなり、30%以下に達することがある。すなわち、前掲図-2.3の測定例で示した $T = 1.0\text{s}$ 、 $H = 8\text{cm}$ のケースでは、等価動水勾配 H_{ge} が 0.47 で波高伝達率が 0.25 であり、 $T = 1.6\text{s}$ 、 $H = 8\text{cm}$ で波高伝達率が 0.28 となっている。 $T = 2.0\text{s}$ 、 $H = 8\text{cm}$ でも、 0.42 と比較的小さい値である。ただし、水深が2倍で周期が $2^{0.5}$ 倍の場合には、等価動水勾配が 0.7 程度でも波高伝達率は 0.6 程度とやや高いままである。

図-2.5は、前図と同様の波条件であり、地盤の厚さを 20cm と $1/2$ 倍にした場合である。この地盤厚さで水深が 25cm のケースでは、等価動水勾配 H_{ge} が 1.2 程度でも波高伝達率 K_T はやや高く、 0.58 から 0.7 程度となっている。水深 h が 40cm のケースでは、周期を同じにし、波高を約2倍にしているが、波高伝達率は 0.7 から 0.9 とかなり高くなってしまふ。

図-2.6は、波作用時の間隙水圧を調べたものであり、間隙水圧の波による変動成分(片振幅) p^+ とゼロレベルの給水前からの上昇分 \bar{p} を示している。横軸は砂地盤

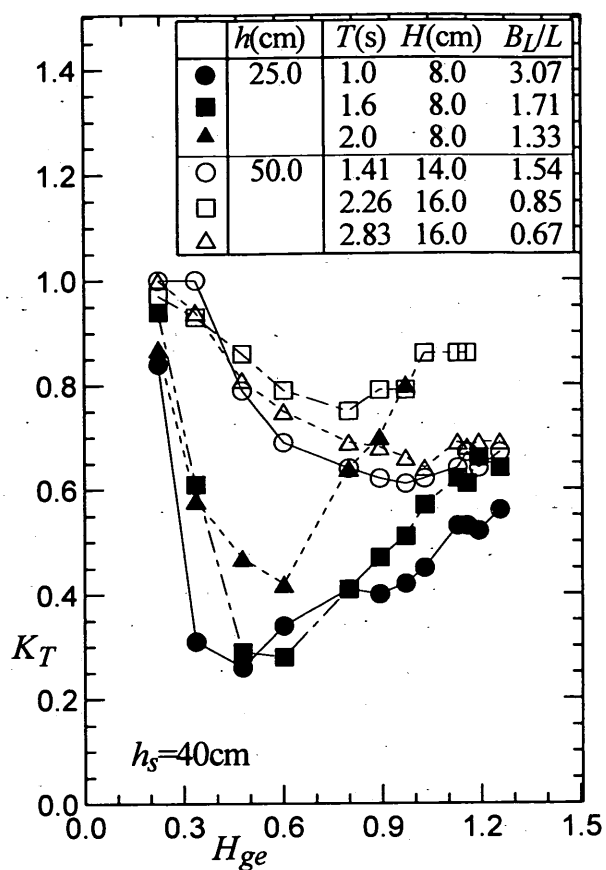


図-2.4 等価動水勾配 H_{ge} と波高伝達率 K_T ($h_s = 40\text{cm}$)

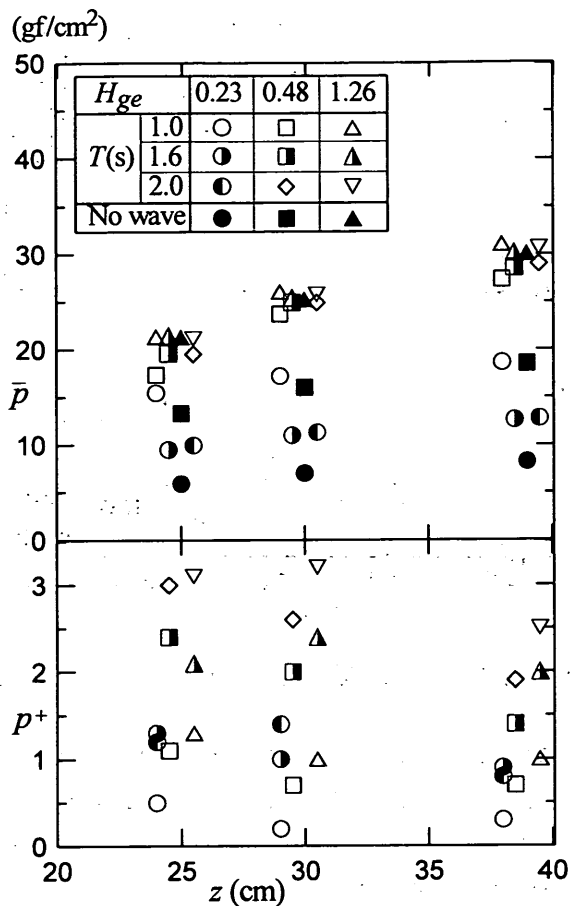


図-2.6 波作用による間隙水圧の変化
($h_s = 40\text{cm}$, $h = 25\text{cm}$, $H = 8\text{cm}$)

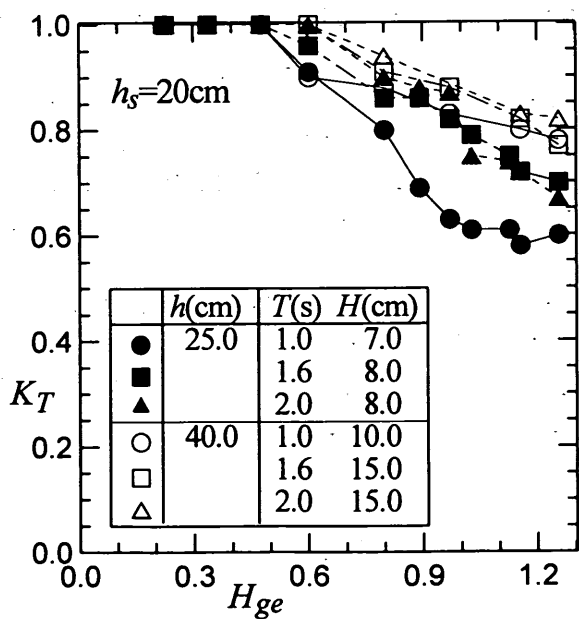


図-2.5 等価動水勾配 H_{ge} と波高伝達率 K_T ($h_s = 20\text{cm}$)

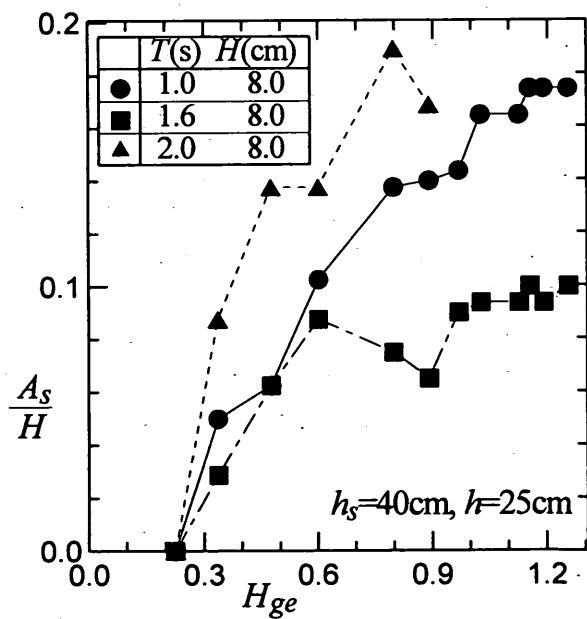


図-2.7 等価動水勾配 H_{ge} と砂面動きの振幅 A_s の変化

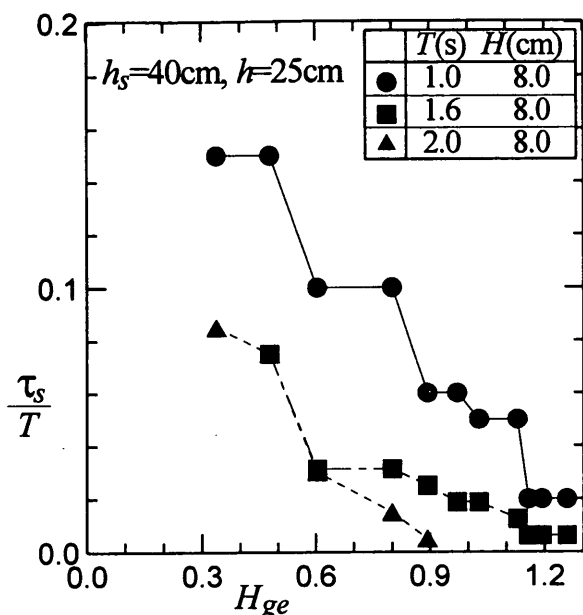


図-2.8 等価動水勾配 H_{ge} と砂面動きの位相差 τ_s の変化

表面からの間隙水圧計の深さ z をとり、図-2.1 に示した P_{L5} (下層), P_{M1} (中層) および P_{U2} (上層) の間隙水圧計より計測した間隙水圧を示している。同じ等価動水勾配 H_{ge} で波作用前 (No wave: 静水時) の間隙水圧のゼロレベルが同じであっても、波の作用によって間隙水圧のゼロレベルが変わることが興味深い。これは、波の剪断作用によって発生する過剰間隙水圧によるものと考えられる。この傾向は、砂地盤の限界動水勾配と静水時の動水勾配の差が大きい (静水時の動水勾配が小さいほど) ときに顕著になる。これは、少しでも上向き浸透流があると波によって液状化が発生しやすくなる可能性を示しており、特に注目すべき点である。なお間隙水圧の変動成分を見ると、供給した等価動水勾配 H_{ge} が大きいほど大きくなっており、やはり地盤が液状化するほど波の圧力が砂地盤内に伝播している。同様な結果は、著者らの他の研究 (高橋ら, 1997) から得られている。

図-2.7 と図-2.8 は、波作用時の砂面の動きを測定した結果で、それぞれ波高に対する砂面の全振幅 A_s の比と砂面と水面の無次元位相差 τ_s/T (τ_s : 砂面と水面の位相差) を示している。図より、等価動水勾配 H_{ge} が大きいほど砂面の動きが大きくなり、位相差は 0 に近づいているのが分かる。周期が 1s で等価動水勾配が 0.6 付近では、砂面の全振幅は波高の 10% 近くあり、位相も周期の約 1/10 (40°) 程度進んでいる。データはばらついているが、これは砂面の振動が必ずしも正弦波的でないことによる読み取りの困難さも一因になっている。特に周期の長い場合は液状化した地盤上を通過しながら分

裂する場合や乱れた波形によってデータのばらつきが生じる。

図-2.4~図-2.8 より、以下のことがいえる。

- ① 基本的には、地盤層が厚いほど、水深が浅いほど波高伝達率は小さくなる。周期の影響は、 B_L/L が大きい (周期が短い) ほど波高伝達率は小さくなるようであるが、まだ明確にはいえない。これについては第 4 章と第 6 章に詳しい。
- ② 最適な動水勾配は、波の波高や波長によって変わる可能性がある。すなわち、波の作用によって砂の流動性が促進される傾向があり、それによって最もエネルギーを消費する動水勾配が見かけ上変化する事も考えられる。
- ③ 図-2.4 の水深が 50cm のケースは、図-2.6 の水深が 25cm の場合と比べると、水深だけでなく地盤厚さ h_s 、波長 L 、波高がほぼ 2 倍となっている。ただし、地盤の長さ B_L は同じままである。したがって実験縮尺が 2 倍になった場合には、 B_L が 1/2 になってもそれほど波高伝達率の変化は少ないことが分かる。これは、模型が大きいほど波高伝達率が小さくなる可能性を示している。これについては第 4 章で検討する。

2.5 まとめ

本章では、液状化した砂地盤による消波装置を開発し、小型水理模型実験を行い、液状化した砂地盤の基本性質や装置の有効性について検討した。得られた主要な結論は次の通りである。

- 1) 液状化した砂地盤は、砂の流動化により常に水平を保とうとしており、洗掘された砂地盤も流動化した砂で埋め戻されるため、液状化した砂地盤が洗掘されやすいとは言い難い。
- 2) 最適な動水勾配では波の減衰がかなり大きいことが明らかになっており、基本的には、地盤層が厚いほど水深が浅いほど波高伝達率は小さくなる。
- 3) 少しでも上向き浸透流があると波の作用によって砂地盤の液状化が発生しやすくなる可能性が高い。

3. 地盤による消波の理論と FEM 数値計算

3.1 地盤による消波に関する理論

(1) Biot 理論の適用

Biot (1941, 1962) により提案されている二層弾性体理論は、Yamamoto ら (1978, 1981) による研究によって、

波と地盤の相互作用に適用されるようになっており、最近では多くの研究者が用いるようになってきている(土木学会(1994,「海岸波動」参照)。また、Biotの理論は、地震に対する地盤や構造物の応答計算に早くから適用されており、有限要素法解析が防波堤の地震時の挙動解析などに用いられている(上部ら,1987)。さらに、衝撃砕波力などの衝撃力が防波堤ケーソンに作用したときの動的応答計算も同様な方法によって行われている(高橋ら,1994)。

(2) 地盤による消波に関する簡略式

Yamamoto・Takahashi(1985)は、波と地盤の連成運動を解く計算法を提案している。すなわち、Biotの理論と微小振幅波理論を連成して解くものであり、多層地盤について波による地盤の運動とそれによる波の減衰について数値的な解を与えることができる。その研究のなかで、半無限の地盤における波の減衰について線形の簡略式をも示しており、これによって地盤による消波の基本的な性質が分かる。

すなわち、入射波の波高 H_I が距離 x だけ進行して減衰を受けるときの波高 H_T は、次式で与えられる。

$$H_T = H_I \exp(D_w x) \quad (3.1)$$

ここで、 D_w は波の減衰係数であり、浸透水による減衰を無視して、地盤粒子間の摩擦による減衰を簡単に表すと次式のようにになる。

$$D_w = -k_w U_{zi}(0) / (n_g H_I \cosh k_w h) \quad (3.2)$$

ここで、 k_w は波数、 n_g は群速度と波速度の比、 $U_{zi}(0)$ は地盤の動きの虚数部である。この式は、そこでの地盤の動きに大きな位相差があると波高が減衰することを表している。 $U_{zi}(0)$ を簡単に表すと次式のようにになる。

$$U_{zi}(0) = p_0 \delta / 2Gk_w \quad (3.3)$$

ここで、 p_0 は地盤表面の水圧振幅、 G は地盤のせん断弾性係数、 δ は地盤の減衰定数である。すなわち、地盤表面の水圧振幅 p_0 が大きいほど、地盤のせん断弾性係数 G が小さいほど、地盤の減衰定数 δ が大きいほど、そして周期が長い(波数が小さい)ほど大きくなる。したがって、波の減衰係数は水の密度 ρ_f を用いると次のように表れる。

$$D_w = -\rho_f g \delta / (4n_g G \cosh^2 k_w h) \quad (3.4)$$

ただし、この G や δ は歪みによって変わり、その歪みレベルでの値を使う必要がある。例えば、図-2.3のケースでは、 $D_w = -0.347 \text{m}^{-1}$ となる。また、 $n_g = 0.718$ 、 $k_w h = 1.206$ であるから、 $G/\delta = 1.6 \text{kN/m}^2$ となる。実験では、せん断弾性係数 G は測定していないが、仮に δ を $0.1 \sim 10$ まで考えても、 $G = 0.16 \sim 16 \text{kN/m}^2$ となり、普通の砂の $G = 10^4 \sim 10^5 \text{kN/m}^2$ 、やわらかい粘度の $10^1 \sim 10^3 \text{kN/m}^2$ に比べてもかなりやわらかいことが分かる。この式では、地盤がやわらかく減衰定数 δ が大きいほど、そして波長が長く水深が小さいほど波高減衰が大きくなることになる。しかし、半無限深さの液状化地盤が無限に続く場合であり、実際には液状化した地盤の深さや長

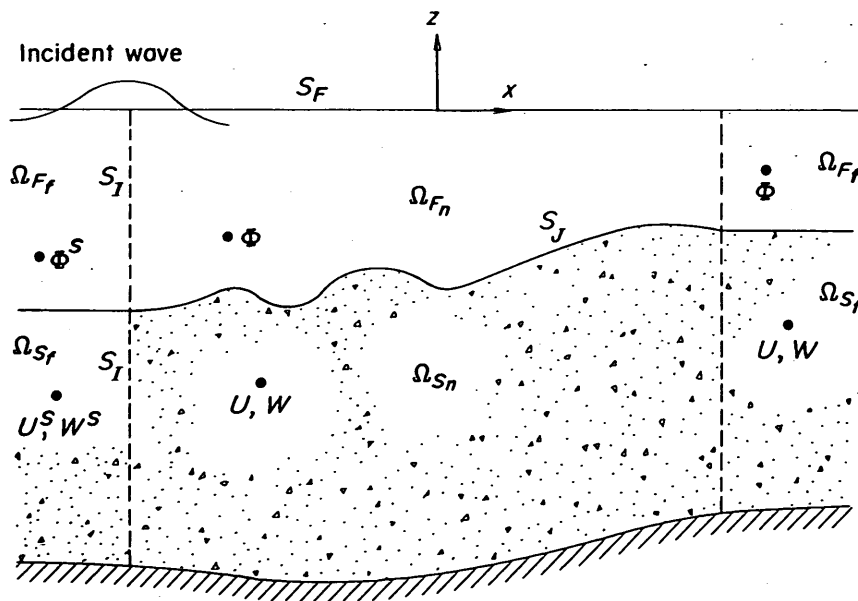


図-3.1 座標系と変数及び境界条件

さと波長の比が大きく影響すると考えられる。実験結果は以上の簡略式で表される波高減衰の傾向に比較的一致しているが、模型の縮尺によって減衰定数がどう変わるかなどの問題があるため、以降さらに検討を行う。

3.2 波と地盤の相互作用の FEM 数値計算

著者らは、複雑な形状の地盤に対して、波と地盤と構造物の相互作用を検討するために数値計算法を開発している。計算法は地震応答解析(上部ら, 1987)と同じく Biot の理論に基づく有限要素法解析である。ただし、①砂地盤だけでなく、波動場にも有限要素を適用し、同時に計算できるようにしている。すなわち、圧力と流れの連続性を水と地盤との境界で満たすようにしている。さらに、②波だけでなく地盤について無限領域を表す無限要素の導入、③地盤の深いところに対しても特殊な無限要素の導入、④加速度項の採用、そして⑤地盤の減衰項の考慮、等を行っている。ただし、計算はパソコンで簡単に行えるようにするため、断面二次元の周波数領域の線形計算である。

(1) 計算方法

a) 基礎式

水の部分はポテンシャル理論によって定式化し、地盤に対しては海底地盤を気泡の混入を考慮した圧縮性流体で満たされた多孔質弾性体として取り扱う、Biot の二相弾性理論を用いている(図-3.1)。

Biot の式については、加速度項を無視せず、砂粒子と間隙水の変位を変数とする $u-w$ form を用いている。この計算法は線形の周波数領域の計算であるため、容易に加速度項を取り入れることができる。

周波数領域の計算であることから速度ポテンシャル Φ と地盤、間隙水の変位、 U 、 W は以下のように示される。

$$u = \text{Re}\{Ue^{-i\alpha x}\} \quad (3.5)$$

$$w = \text{Re}\{We^{-i\alpha x}\} \quad (3.6)$$

$$\phi = \text{Re}\{\Phi e^{-i\alpha x}\} \quad (3.7)$$

これらを水のラプラス式、砂地盤の Biot の式に代入すると以下のように書き換えられる。

$$\nabla^2 \Phi = 0 \quad \text{in } \Omega_F \quad (3.8)$$

$$\begin{cases} \omega^2 \rho_s + \mathbf{L}^T (\mathbf{D} + a^2 \mathbf{Q} \mathbf{m} \mathbf{m}^T) \mathbf{L} \} \mathbf{U} \\ + \{ \omega^2 \rho_f + a \mathbf{Q} \nabla^2 \} \mathbf{W} = 0 \end{cases} \quad \text{in } \Omega_S \quad (3.9)$$

$$\begin{cases} \omega^2 \rho_f + a \mathbf{Q} \nabla^2 \} \mathbf{U} \\ + \{ \omega^2 \rho_f / n + i \omega n / k + \mathbf{Q} \nabla^2 \} \mathbf{W} = 0 \end{cases} \quad \text{in } \Omega_S \quad (3.10)$$

ここで、 ω : 角周波数、 ρ_s : 砂の密度、 ρ_f : 水の密度、 k : 砂の透水係数、 $Q-1 = n/K_f + (a-n)/K_s$ 、 $a = 1 - (3\lambda + 2G)/3K_s$ 、 n : 砂の空隙率、 K_f 、 K_s : 水および砂の体積弾性係数である。また、 \mathbf{m} 、 \mathbf{D} 、 \mathbf{L} は以下のとおりである。

$$\{\mathbf{m}\}^T = (1, 1, 1, 0, 0, 0) \quad (3.11)$$

$$\{\mathbf{L}\}^T = \begin{bmatrix} \partial/\partial x & 0 & \partial/\partial y \\ 0 & \partial/\partial y & \partial/\partial x \end{bmatrix} \quad (3.12)$$

$$\mathbf{D} = \begin{bmatrix} \lambda + 2G & \lambda & 0 & 0 \\ \lambda & \lambda + 2G & 0 & 0 \\ 0 & 0 & G & 0 \\ 0 & 0 & 0 & G \end{bmatrix} \quad (3.13)$$

式(3.9)は間隙水を含めた土全体の釣り合い式であり、式(3.10)は間隙水の一般的なダルシー則を示すものである。

b) 境界条件

① 波部

波部の境界条件は一般的なものであり、水面境界における力学的条件と運動学的条件から、

$$\frac{\partial \Phi}{\partial z} = \frac{\omega^2}{g} \Phi \quad \text{on } S_F \quad (3.14)$$

となる。また、沖側の境界条件は、入射波のポテンシャル Φ^i 、散乱波のポテンシャルを Φ^s として放射条件から

$$\Phi = \Phi^s + \Phi^i \quad \text{on } S_I \quad (3.15)$$

$$\frac{\partial \Phi}{\partial n} = -\frac{\partial(\Phi^s + \Phi^i)}{\partial n} \quad \text{on } S_I \quad (3.16)$$

$$\lim_{r \rightarrow \infty} \left(\frac{\partial}{\partial r} - ik_{\omega} \right) \Phi^s = 0 \quad \text{at infinity} \quad (3.17)$$

となる。ここで、 k_{ω} は入射波の波数である。

② 波と地盤の境界

波と地盤の境界では、波の圧力と流速を、砂地盤内の間隙水の圧力と流速で接続している。すなわち、

$$\frac{\partial \Phi}{\partial n} = -i\omega(U_n + W_n) \quad \text{on } S_J \quad (3.18)$$

$$\Sigma_n = i\omega \rho_f \Phi \quad \text{on } S_J \quad (3.19)$$

$$\Pi = i\omega \rho_f \Phi \quad \text{on } S_J \quad (3.20)$$

ここで、 Σ_n は土骨格の応力(境界面に鉛直な成分)、 Π は間隙水圧である。

③ 地盤部

沖側側方境界では、 U , W , Σ_n , Π について波部の場合と同じように、入射波成分と反射波成分に分けて考え、入射波成分には、Yamamotoら(1981)による解を与え、散乱波成分には放射条件を考慮している。また、構造物や壁がある場合、その面に鉛直な U , W の成分が0であるとしている。

c) 有限要素解析

解析領域を有限個の四辺形要素群に分割し、四辺形要素内の変数を二次の基底関数を用いて線形内挿する。式(3.8)～(3.9)に Galerkin 法を適用して以下の方程式を得る。

$$\sum_e \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{\phi\phi} & \mathbf{K}_{\phi u} & \mathbf{K}_{\phi w} \\ \text{sym.} & -\mathbf{K}_{uw}/\rho_f & -\mathbf{K}_{ww}/\rho_f \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \bar{\Phi}_e \\ \bar{U}_e \\ \bar{W}_e \end{Bmatrix} = \sum_e \begin{Bmatrix} \bar{f}_{S_f}^\phi \\ -\bar{f}_{S_f}^u/\rho_f \\ -\bar{f}_{S_f}^w/\rho_f \end{Bmatrix} \quad (3.21)$$

ここで、 \bar{U}_e , \bar{W}_e , $\bar{\Phi}_e$ はそれぞれ四辺形要素の各節点における土粒子と間隙水の変位、波部のポテンシャルを表す列ベクトルである。また、マトリックス $\mathbf{K}_{\phi\phi} \sim \bar{f}_{S_f}$ は次のように表される。

$$\mathbf{K}_{\phi\phi} = \int_{\Omega_f} \{ \mathbf{N}_{\phi,x} \mathbf{N}_{\phi,x}^T + \mathbf{N}_{\phi,z} \mathbf{N}_{\phi,z}^T \} d\Omega_f - \int_{S_f} \frac{\omega^2}{g} \mathbf{N}_\phi \mathbf{N}_\phi^T dS_f \quad (3.22)$$

$$\mathbf{K}_{\phi u} = -i\omega \int_{S_f} \mathbf{N}_\phi \mathbf{n}^T \mathbf{N}_u^T dS_f \quad (3.23)$$

$$\mathbf{K}_{\phi w} = -i\omega \int_{S_f} \mathbf{N}_\phi \mathbf{n}^T \mathbf{N}_w^T dS_f \quad (3.24)$$

$$\mathbf{K}_{uw} = \int_{\Omega_s} \{ -\omega^2 \rho_s \mathbf{N}_u \mathbf{N}_w^T + (\mathbf{L} \mathbf{N}_u^T)^T (\mathbf{D} + a^2 \mathbf{Q} \mathbf{m} \mathbf{m}^T) (\mathbf{L} \mathbf{N}_w^T) \} d\Omega_s \quad (3.25)$$

$$\mathbf{K}_{aw} = \int_{\Omega_s} \{ -\omega^2 \rho_f \mathbf{N}_w \mathbf{N}_w^T + (\mathbf{L} \mathbf{N}_w^T)^T a \mathbf{Q} (\mathbf{L} \mathbf{N}_w^T) \} d\Omega_s \quad (3.26)$$

$$\mathbf{K}_{\omega\omega} = \int_{\Omega_s} \left\{ -\omega^2 \frac{\rho_f}{n} \mathbf{N}_\omega \mathbf{N}_\omega^T - \frac{i\omega}{k} \mathbf{N}_\omega \mathbf{N}_\omega^T - (\mathbf{L} \mathbf{N}_\omega^T)^T \mathbf{Q} (\mathbf{L} \mathbf{N}_\omega^T) \right\} d\Omega_s \quad (3.27)$$

$$\bar{f}_{S_f}^\phi = \int_{S_f} \mathbf{N}_\phi V_n dS_f \quad (3.28)$$

$$\bar{f}_{S_f}^u = \int_{S_f} \mathbf{N}_u \mathbf{n} \Sigma_n^l dS_f \quad (3.29)$$

$$\bar{f}_{S_f}^w = \int_{S_f} \mathbf{N}_w \mathbf{n} \Pi^l dS_f \quad (3.30)$$

ここで、 $\int[\cdot]d\Omega$ は各四辺形要素の領域積分、 $\int[\cdot]ds$ は境界積分、 \mathbf{n} は境界における法線ベクトル、 n は n 方向微分を示している。

d) 特殊な要素

本計算法では、境界条件を取り扱うために、いくつかの特殊な要素を用いている。たとえば、水部の沖側境界には無限要素を用いており、地盤部の沖側境界でも無限要素を用いている。また、地盤部下部では、仮想岩盤要素を導入している。これは、Yamamoto(1981)の多層地盤の解析法を応用したもので、無限深さの地盤を取り扱えるようにしたものである。さらに、水部と地盤部の境界を取り扱うためにジョイント要素も用いている。

(2) 計算の適用例

(a) 砂地盤内と波の相互作用

図-3.2は、平坦な砂地盤上を進行波が通過する場合の計算結果であり、無限深さで透水係数 $k=0.1\text{cm/s}$ 、剪断弾性係数 $G=10,000\text{kN/m}^2$ 、空隙率 $n=0.45$ の地盤で、水深 $h=7.5\text{m}$ 、周期 $T=5\text{s}$ (波長 $L=34.7\text{m}$)、波高 $H=2\text{m}$ の場合に対する計算結果である。図には波の峰が到達した時点での間隙水圧 Π 、土骨格の鉛直変位 U_z 、間隙水の変位 W_z および剪断応力 τ_{xz} についてその実部と虚部を示している。この例のように硬い砂では波と砂地盤表面の動きは180度ずれており、その振幅も 0.064mm ($U_z/H=3.3 \times 10^{-5}$) と小さい。間隙水の地盤表面での変位はその振幅が 0.3mm ($W_z/H=1.5 \times 10^{-4}$) と地盤表面の動きより大きく、位相もは90度程度波より進んでいる。間隙水圧は表面でもちろん波圧と同じであるが、1/4波長の深さでも地盤表面の1/4とかなり小さくなっており、また位相は波と同じ位相でずれない。なお、砂地盤内の間隙水圧は引っ張りを正としているので図では負値を取っている。

こうした傾向は、すでに多くの研究によって確かめられたとおりである。図中の実線および波線で示した Yamamoto(1981)の計算値ともよく一致しており、この計算法の有効性が確かめられた。

図-3.3は、進行波の場合の間隙水圧の計算結果であり、そのピーク値を波高で無次元化している。計算では砂地盤の条件を同じくし、実験スケールと模型スケールを比較している。また、地盤下部については無限深さの地盤である場合(地盤厚さ $h_s = \infty$) と不透過な固定岩盤

層がある場合(地盤厚さ $h_s = 7.5\text{m}$ (現地), 0.375m (模型))を比較している。計算結果から、当然ではあるが周期が長い方が深部まで圧力が伝播しやすい。また、固定岩盤層がある場合はそこでの反射により、無限地盤の場合より大きな圧力が発生している。

剪断弾性係数 G と透水係数 k を同じにして、現地と実験スケール(=1/20)について計算している。地盤下部境界が半無限では間隙水圧のの相似が成り立つが、固定

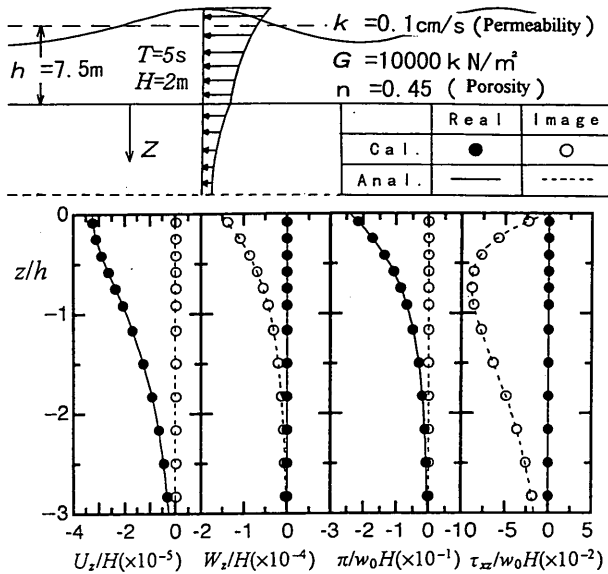


図-3.2 進行波による砂地盤の間隙水圧と変位

岩盤層の場合は成立せず、若干異なっている。これは、こうした砂地盤では間隙水圧が透水係数にはほとんど依存していないが、剪断弾性係数には依存するため、有限深さの地盤では異なってくることによっている。計算により、各パラメータの影響や相似則の問題が比較的簡単に検討できることが分かる。

(b) 地盤による波の減衰

図-3.2に示した計算では、同時に地盤の動きによる波の変化も計算できる。Yamamoto・Takahashi (1985)は、多層地盤についてこうした計算を行っており、特に地盤による波の減衰を検討して、剪断弾性係数が小さい軟らかい地盤では、波長の変化と波高の減衰が発生することを示している。

図-3.4は、図-2.3(あるいは写真-2.4)と同じ条件(砂地盤の長さ4.0m, 厚さ0.4m, 水深0.25mで、波高8.0cm, 周期1.0s)とし、計算した結果であり、砂地盤変位が最大となる瞬間の地盤の変位と水面波形の様子であるが、実験と同様な位相と振幅の地盤の波形が得られている。なお、計算では砂の剪断弾性係数 G を小さくし、 1kN/m^2 として砂のゆるんだ状態を表現し、減衰定数 δ は0.2としている。なお、減衰定数 δ は複素剪断弾性係数 G^* の虚数部であり、 $G^* = G(1 + i\delta)$ の関係にあり、複素弾性係数を用いることによって、地盤によるエネルギー減衰が表現できる。こうした地盤による波への影響が計算できるのが本計算法の特徴である。

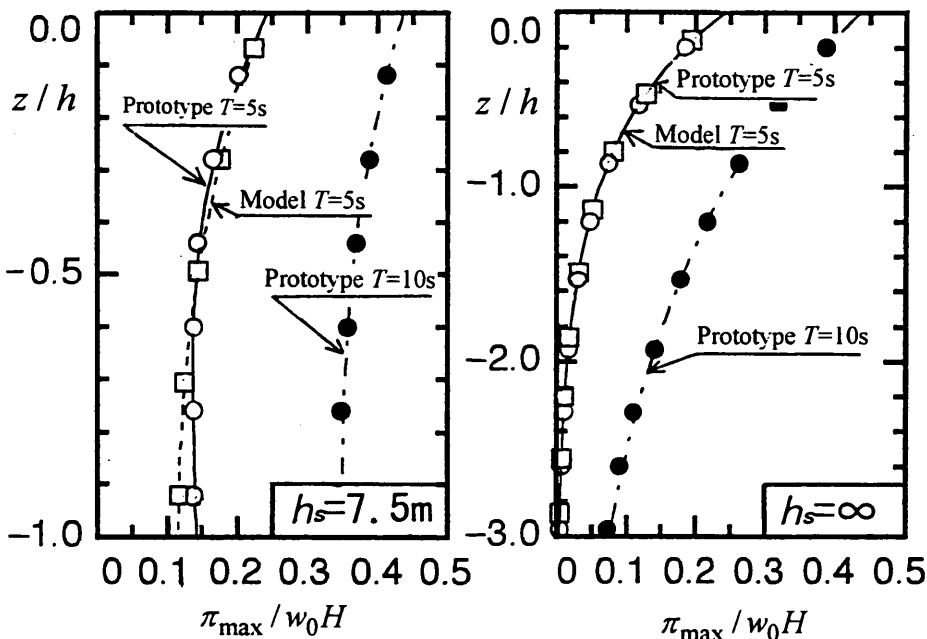


図-3.3 砂地盤の間隙水圧の変化(進行波)

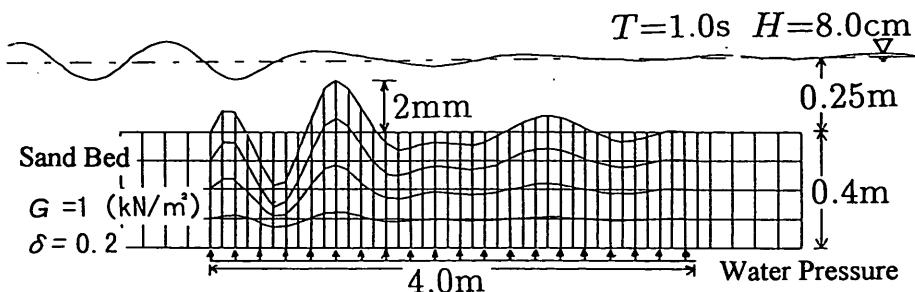


図-3.4 波による軟らかい地盤の変位

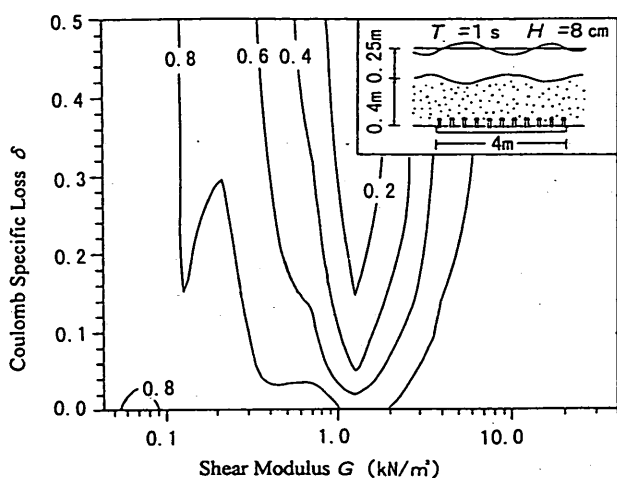


図-3.5 剪断弾性係数 G と減衰定数 δ の変化による波高伝達率 K_T の等値線図 ($h_s = 40\text{cm}$, $h = 25\text{cm}$, $T = 1.0\text{s}$)

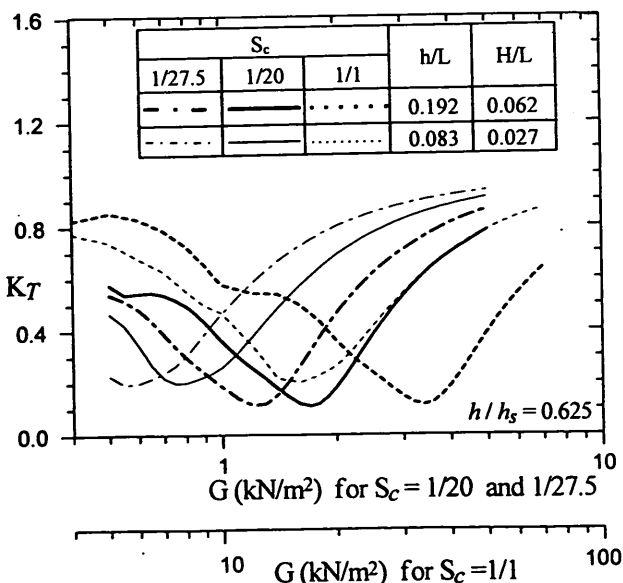


図-3.6 剪断弾性係数 G と模型縮尺 S_c の変化に伴う波高伝達率 K_T の変化 ($h/h_s = 0.625$)

図-3.5は、地盤の剪断弾性係数 G と減衰定数 δ を変化させた場合の、波高伝達率 K_T の変化を示したものであるが、剪断弾性係数 G が 1kN/m^2 程度で波高伝達率 K_T が 0.2 程度で最小をとっている。実験では剪断弾性係数の測定を行っていないが、注水量を変化させ地盤の軟らかさを変えて実験を行っており、ボイリング状態の軟らかすぎる状態ではかえって波高伝達率が大きくなる点など、計算と実験はよく似た傾向を示している。すなわち、実験における上向き浸透流速 V_d (あるいは等価動水勾配 H_{ge}) と計算におけるせん断弾性係数 G の対応がとれば、計算によって実験結果を表すことができる。なお、計算結果との比較から $\delta = 0.2$ として以後の計算を行うこととした。

図-3.6は、波高伝達率 K_T に対する模型のスケール効果について計算した例であり、横軸に地盤の剪断弾性係数 G をとって波高伝達率 K_T の変化を示したものである。図中の、スケール $S_c = 1/27.5$ は第2章の小型模型を、 $S_c = 1/20.0$ は第4章で述べる大型の模型に相当する。実験計算の際、 G は地盤層全体に一定とし、減衰定数 $\delta = 0.2$ にして計算した。この計算結果より、模型のスケール S_c によって波高伝達率はほとんど変わらないことが分かる。但し、一連の G の変化による最小となる波高伝達率 $K_{T(\min)}$ の値は、実験結果(図-2.4)より小さくなっている。その原因は、波の作用下では波形の作用によって剪断弾性係数 G がある範囲を持って変わるはずであるが、本論で用いた計算法は周波数領域で解いているため波の作用による G の変化は計算上で考慮していないことが考えられる。また、小型実験結果では明瞭ではなかったが、 $K_{T(\min)}$ が現れる G の値はスケール S_c に比例して G の大きいほう(固い方あるいは H_{ge} の小さい方)にシフトしている。これについては後述の大型実験においてさらに検討を行う。

なお、地盤の透水係数 k による波高伝達率の変化について計算した結果より、透水係数によって波高伝達率はほとんど変わらないことが分かった。これは液状化消波

システムにおいて透水係数の小さい細粒砂を用いても同じ効果が得られることを示唆しており、細粒砂の地盤を液状化させるのには少ない流量でも充分であることから、より経済的な消波システムが可能と考えられる。これに対する検討は第6章で加えている。

3.3 まとめ

本章では、波と地盤と構造物の相互作用についてFEMによる数値計算法を開発し、その適用性を検討した。本計算法は、線形計算で周波数領域の比較的簡単な計算であるが、波と地盤と構造物の相互作用を適切に表すことができる。また、液状化消波システムのような上向き浸透流による軟らかい地盤条件についても剪断弾性係数と減衰定数を適切にあたえることにより、波の減衰が計算できることが分った。

4. 大型水理模型実験による消波効果の検討と計算によるその予測

4.1 大型水理模型実験の目的と方法

(1) 実験の目的

第2章で行った実験は小規模であり、用いた砂も現地の砂であるため、相似則の問題が残されている。また限

られた実験条件であったため、波の諸元や地盤の諸元によって消波効果がどう変化するのかも十分把握されていない。本章ではこうした問題を明らかにするため、さらに比較的大型の水理模型実験を実施した。

(2) 液状化消波システム

大型水理模型実験は、当所の大型造波水路（長さ105m，幅3.0m，高さ2.5m）で行っている。この水路は、隔壁によって途中から幅0.8mの主水路と幅2m副水路に分割されている。図-4.1は、液状化消波システムの断面図とパイプの配管や計測器の配置を示すものである。大型実験における液状化消波システムは、主水路の水路床を長さ6.0m，深さ0.65mにわたって掘り下げ、その底面に注水パイプを埋設しており、この上に砂地盤層を設けた。注水パイプの一端はポンプにつながっており、途中で設けたバルブを用い流量の調節ができるようになっている。その際、注水パイプ中央までの地盤厚さ h_s は0.55mとしている。写真-4.1は、長さ1mの1セットの注水パイプと造波水路に設置した装置の平面写真である。すなわち、砂地盤中の注水パイプシステムは、注水パイプセット6つを水路の長手方向につなげた形状になっている。

大型実験における砂地盤を液状化させる試験装置のス

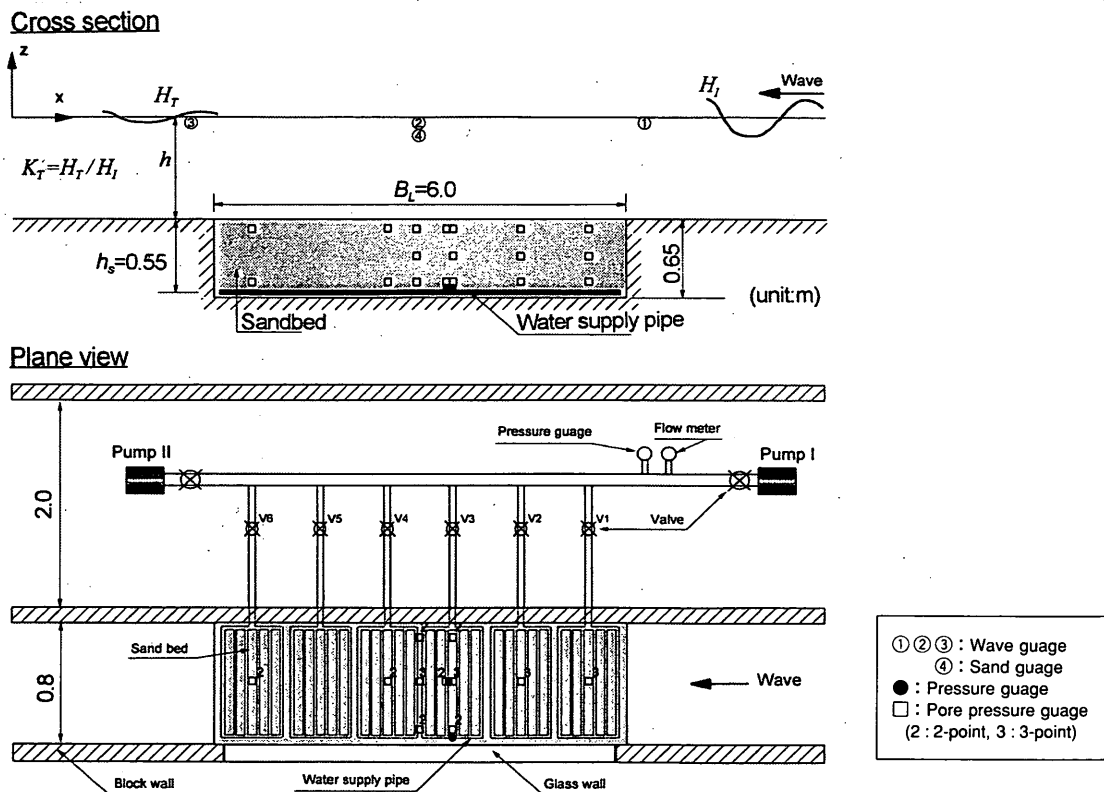


図-4.1 液状化消波システムの大型模型の断面図と配管や計測器の配置

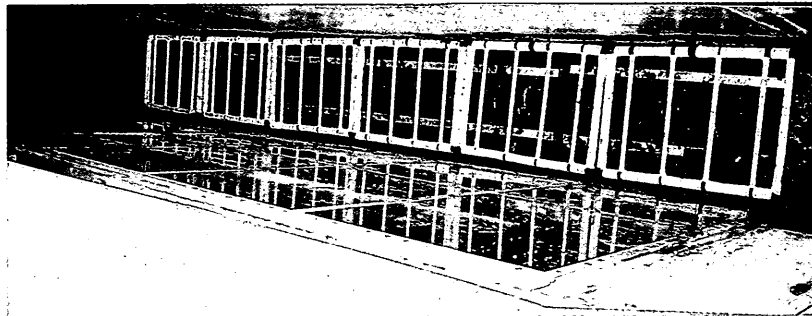
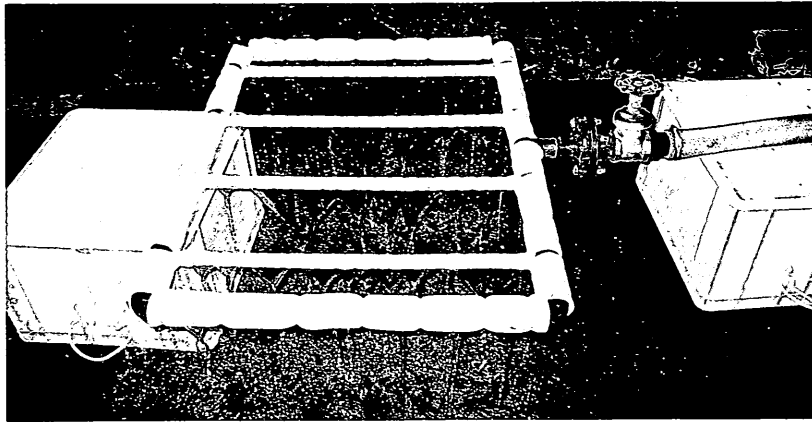


写真-4.1 注水パイプ（上側）と造波水路に設置した液状化消波システムの平面写真（下側）

表-4.1 液状化消波システムの小型模型と大型模型の比較

実験模型	縮尺 S_c	水路内の 砂地盤 長さ(m)	液状化消波システム					
			砂地盤部		注水パイプ部			埋設方向
			厚さ h_s (m)	長さ B_L (m)	孔の直径 (cm)	孔間隔 (cm)	パイプ間隔 (cm)	
小型模型 (Exp-I)	1/27.5	11	0.40	4.0	0.2	3	8	水路方向
大型模型 (Exp-II)	1/20.0	6	0.55	5.5 (6.0)	0.4	3	24	水路に直角 の方向

ケール S_c は、現地の 1/20 を想定しており、液状化対象の砂地盤の厚さ h_s は第 2 章の小型模型より 1.375 倍大きくなっている。以降、小型実験と大型実験のことをそれぞれ Exp-I と Exp-II あるいは $S_c = 1/27.5$ と $S_c = 1/20$ と称する。大型実験で用いた模型の諸元を表-4.1 に表しており、比較のため小型実験の諸元も示している。表中の Exp-II において B_L を 6.0m ではなく 5.5m としているのは、砂地盤両端の壁面の影響により、

波の作用による砂地盤の動きが制約されるため、消波装置としての実質的な長さがやや短くなるためである。また、大型模型の場合、注水パイプ間隔を 24cm、注水孔の直径を 0.4cm にしている。これは、それぞれ小型模型の 3 倍と 2 倍にしており、注水孔 1 個からの注水量を孔 1 個の占める地盤面積に十分供給できるように考慮して決めたものである。

(3) 実験砂

実験で用いた砂は、小型実験で用いた砂と同じ新潟砂である。実験前、上向き浸透流を発生させ、砂の洗浄を行ったため、細かい成分が少なくなり砂の粒度組成が変

表-4.2 実験砂

計測時期	D_{50} (mm)	D_{10} (mm)	比重 G_s	間隙率 ¹⁾ n
実験前	0.32	0.22	2.65	0.40-0.48
実験中(後)	0.39	0.25	2.65	0.41-0.47

¹⁾ 間隙率の最大と最小の範囲は、計り方によって異なることがあり、表中の間隙率の範囲は若干小さくなっている可能性がある。

²⁾ 実験中の砂の比重は計測していないので、実験前の比重を記載した。

表-4.3 実験波

波区分	水深 h (cm)	周期 T (s)	波高 H (cm)	h/L	h/h_s
規則波	34.4	1.17	6.1	0.192	0.625
			11.0		
		1.88	11.0	0.107	
		2.36	11.0	0.083	
			18.0		
	2.90	11.0	0.066		
	50.0	1.18	8.8	0.250	0.910
		1.41	8.8	0.192	
			16.0		
		2.26	16.0	0.107	
2.83		16.0	0.083		
		24.0			
3.47	24.0	0.066			
68.8	1.65	22.0	0.192	1.250	
	2.65	22.0	0.107		
	3.32	22.0	0.083		
不規則波	34.4	1.25	6.1	0.173	0.625
			11.0		
		2.55	11.0	0.076	
	50.0	1.55	8.8	0.173	0.910
			16.0		
		3.02	16.0	0.076	

¹⁾ 不規則波の周期と波高は有義周期と有義波高である。

わっている。土質試験結果を表-4.2に示しているが、新潟砂の場合、中央粒径 D_{50} が 0.39mm ($D_{10}=0.25$ mm) となっている。

(4) 実験ケースと測定

表-4.3は実験ケースを示したものである。水深 h を3種類、入射波の周期 T はそれぞれの水深に対し2~5種類、入射波高 H はそれぞれ周期に対し1~2種類の規則波を発生させている。さらに、不規則波についても実験を行った。地盤中に発生させた間隙水の上向き流速 V_d については5~9ケースに変化させている。

実験では、波高計、間隙水圧計などを用いて計測を行った。図-4.1に示したように、波高については、砂地盤に進入する前の入射波高(①)、砂地盤の中央において波高(②)および砂地盤を通過した後の伝達波高(③)を計測した。

間隙水圧計は、地盤下層(深さ45cm)、中層(深さ25cm)および上層(深さ5cm)に設置しているが、砂地盤の透水係数を求めるときに用いたのは、下層の8個である。砂面計も中央の波高計と同位置に設け、波の作用による砂地盤の動きを計測した。なお、波を作用させる消波性能実験に先立ち、上向き浸透流試験を実施し、砂の透水係数を求めている。

また、波高伝達率 K_T (入射波高に対する伝達波高の比)などを求める際には、発生させた波が安定になってから40秒間ほどのデータを用いている。

4.2 上向き浸透流試験の結果

図-4.2は、パイプからの注水によって砂地盤内に生じた間隙水圧の動水勾配 H_g および地盤の体積変化率 $R_v (= (V_1 - V_0)/V_0$; V_0 と V_1 はそれぞれ注水前と注水後の砂地盤のである) と上向き浸透流速 V_d の関係を示したものである。図-4.2には、比較のため小型実験結果も同時に示している。小型実験の場合 ($S_c = 1/27.5$)、動水勾配 H_g は $V_d = 0.08$ cm/s まで線形的に増加し、その後液状化が始まり、限界動水勾配 H_{gr} は約0.7となっている。大型実験の場合 ($S_c = 1/20$) の場合、 H_g は $V_d = 0.1$ cm/s までほぼ線形的に増加しており、限界動水勾配 H_{gr} は0.83となっている。小型実験および大型実験で用いた砂の透水係数 k は両方ともほぼ0.14cm/sで同じである。

一方、注水による砂地盤の体積変化 R_v は、たとえば上向き浸透流速 $V_d = 1.7$ cm/s (透水係数 k の1.2倍程度) のとき、大型実験では0.02、小型実験では0.14と大きく異なっている。このような顕著な差の原因は、砂地盤を液状化させるパイプシステムの違いによるものと推

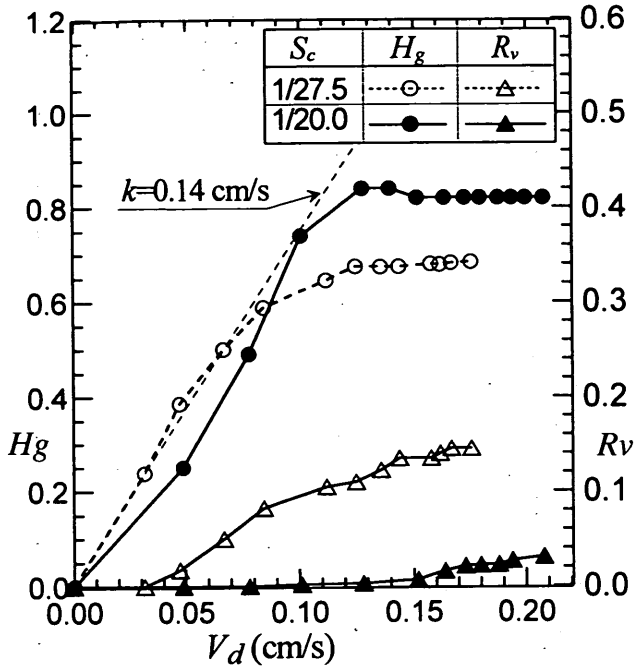


図-4.2 上向き浸透流速 V_d の変化に伴う動水勾配 H_g および体積変化率 R_v の変化

察される。すなわち、大型実験 ($S_c = 1/20$) で埋設したパイプの間隔と孔の断面積が小型実験 ($S_c = 1/27.5$) に比べて3倍程度大きくなっているため、局所的なボイリング現象が強くなり、それによって砂粒子を持ち上げる力が相対的に弱くなったためであると考えられる。しかし、限界動水勾配 H_{gr} は大型実験結果のほうが小型実験結果より大きくなっているが、これに対する原因はまだ明確ではない。

4.3 消波効果に関する実験結果

(1) 小型実験結果との比較 (規則波実験)

図-4.3は、波高伝達率 K_T (=伝達波高/入射波高) に及ぼす模型の縮尺 S_c の違い (相似則の効果) について示したものである。横軸に透水係数 k で無次元化した等価動水勾配 $H_{ge} (=V_d/k)$ をとって、 $h/h_s = 0.625$ の場合における大型実験 ($S_c = 1/20$) と小型実験 ($S_c = 1/27.5$) により得られた波高伝達率の変化を示している。

図からわかるように、等価動水勾配 H_{ge} の変化による波高伝達率 K_T の全体的な変化の傾向は、縮尺に関係なくよく似ている。また、一連の H_{ge} の変化に伴い最も小さくなる波高伝達率 $K_{T(\min)}$ の値は、多少ばらつきはあるが、縮尺に関わらずほぼ同程度になっており、 K_T に及ぼす縮尺の影響はあまり現れていないようである。ただし、次の2点について大型実験の結果は小型実験の結果と異なる傾向にある。

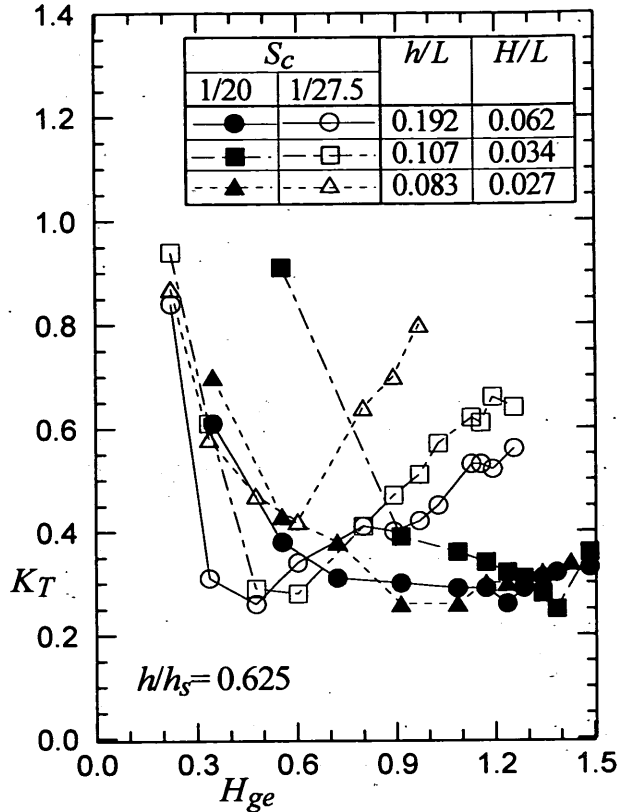


図-4.3 小型実験と大型実験による波高伝達率 K_T の比較 (規則波, $h/h_s = 0.625$)

- ① 液状化の進展とともに K_T が小さくなった後の K_T の変化が小型実験結果に比べて小さい。
- ② 同じ周期の波で最小となる波高伝達率 $K_{T(\min)}$ の現れる等価動水勾配 H_{ge} が小型実験の結果より2倍程度大きくなっている。

これらは、前節で述べたように大型実験の模型は小型模型に比べてパイプ間隔が3倍ほど広がっていることに起因すると考えられる。すなわち、 H_{ge} がある程度以上大きくなると局所的なボイリングが強くなって、液状化がそれ以上進まなかったためではないかと考えられる。したがって、この実験結果だけでは、波高伝達率におよぼす相似則の効果については言い難い。これについては次節の数値計算結果を用いて詳しく検討する。

(2) 水深・周期・波高による消波効果の変化 (規則波実験)

図-4.4は、新潟砂を用いた規則波実験結果を示すもので、横軸に等価動水勾配 H_{ge} を、縦軸に波高伝達率 K_T をとり、同図の(a), (b)および(c)に地盤厚さに対する水深の比 h/h_s 別の波高伝達率が示してある。

まず、同図の(a), (b)および(c)の比較より、波高伝達率 K_T は水深が浅い (h/h_s の小さい) ほど小さくなるこ

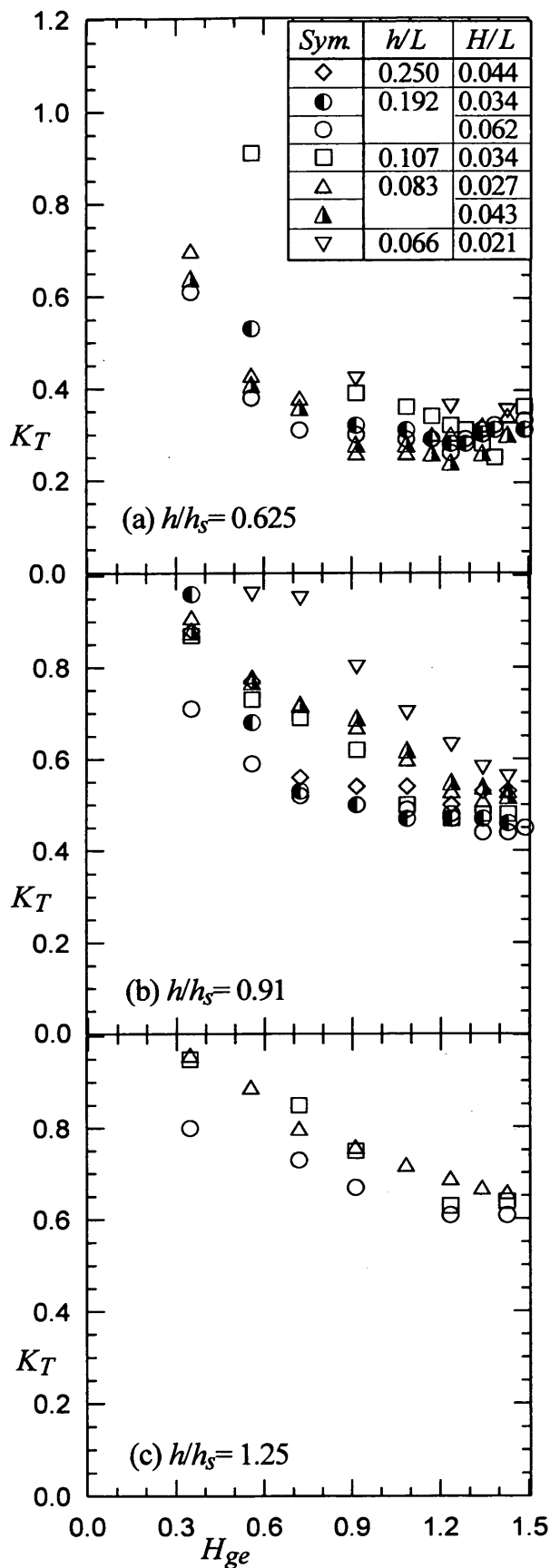


図-4.4 等価動水勾配 H_{ge} と波高伝達率 K_T の関係 ($S_c = 1/20$, 規則波)

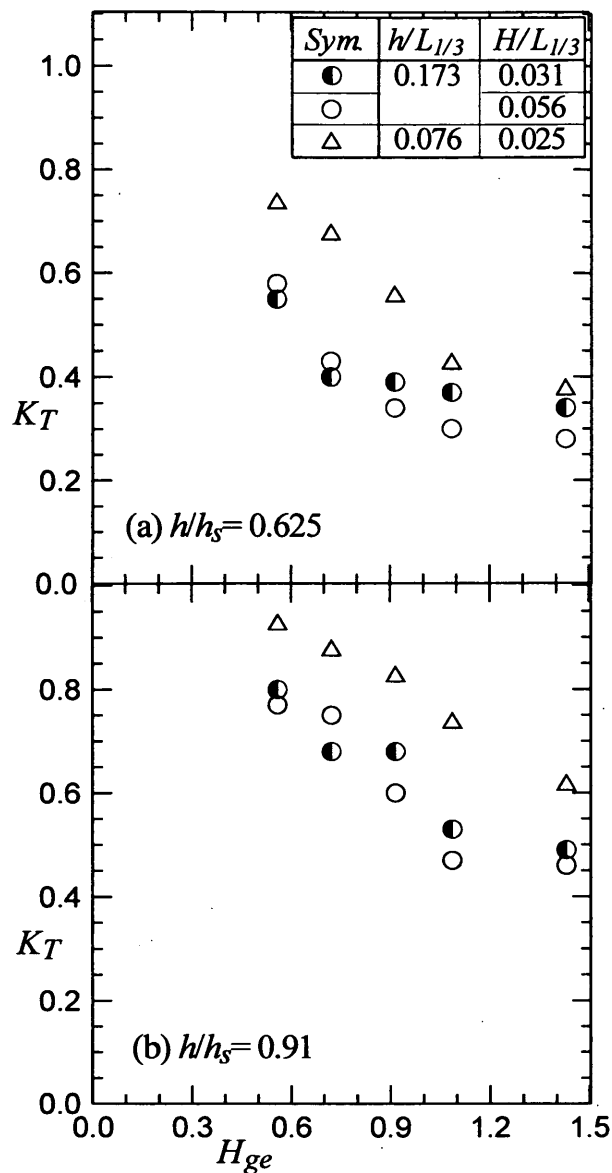


図-4.5 等価動水勾配 H_{ge} と波高伝達率 K_T の関係 ($S_c = 1/20$, 不規則波)

とが明確である。また、 h/L が小さく(周期が長く)なるほど、また h/h_s の大きいほど、 $K_{T(\min)}$ の現れる H_{ge} の値が大きいほうにシフトしていることが特徴である。これはあるレベルの消波効果を得るには、周期が長いほど、また水深が深いほど、必要な供給流量が多く(等価動水勾配 H_{ge} が大きく)なることを意味する。また h/L が 0.083~0.192 範囲の波による $K_{T(\min)}$ の値はそれほど差がないが、その以外の波による $K_{T(\min)}$ が大きくなる傾向がある(例、 $h/h_s = 0.91$ の $h/L = 0.25$ と 0.066 の場合)。

また、同じ周期の異なった波形勾配 H/L に対する結果より、波高伝達率に及ぼす波高の影響はほとんど見られなく、波高減衰率は線形であるといえる。

(3) 不規則波の場合

図-4.5は、大型実験より得られた不規則波の場合の波高伝達率 K_T を示したものである。図より、等価動水勾配 H_{ge} の増加に伴う波高伝達率 K_T の全体的な変化傾向は規則波の場合と似ている。しかしながら、規則波より $K_{T(\min)}$ が約0.1程度大きくなっており、また $K_{T(\min)}$ が現れる H_{ge} も規則波より2割程度は大きくなっている。これは、消波効果が若干落ちる波の成分 (h/L が0.083~0.192の以外の成分、図-4.4参照) が不規則波に含まれているためと判断できる。とくに、 H_{ge} が0.9より小さい領域では、波高伝達率 K_T が規則波の場合よりかなり大きくなっており、また波形勾配による $K_{T(\min)}$ の差も規則波の場合より若干大きくなっている。以上の結果より、全体的には不規則波の場合における消波効果は規則波に比べてやや落ちているといえる。

(4) 必要最小等価動水勾配

図-4.4で示したように、波高伝達率 K_T は等価動水勾配 H_{ge} の増加とともに小さくなり、それからある程度一定となる H_{ge} の領域が存在している。この領域内の最小の等価動水勾配 (以降、必要最小等価動水勾配 H_{gee} と称する) を図-4.6に示している。必要最小等価動水勾配 H_{gee} は、 h/L が小さくなるほどまた h/h_s が大きくなるほど大きくなっている。なお、この図は液状化消波システムの運営時に必要となる最小の供給流量算定の参考指標として用いられる (第7章参照)。

4.4 実験結果と FEM 数値計算結果の比較

(1) 比較方法

第3章で示したように、有限要素法 (FEM) の計算による最小の波高伝達率 $K_{T(\min)}$ は小型実験結果より小さい。また、大型実験結果とも比較してみると、数値計算による波高伝達率は剪断弾性係数 G の狭い範囲で急に小さくなっている。これらの原因としては、液状化が必ずしも均一ではなく剪断弾性係数 G のばらつきを計算上で考慮していないためと考えられる。このため、計算結果を用いて液状化消波システムの性能を直接予測することは難しい。さらに、実験結果との比較や数値計算による液状化消波システムの性能を予測するためには、計算上の剪断弾性係数 G と実験上の上向き浸透流速 (あるいは等価動水勾配 H_{ge}) の対応関係を求める必要がある。以下に、3つのステップによる剪断弾性係数 G の算定方法について述べる。

① 液状化させる前のせん断弾性係数 G_0 (N/m^2)

せん断弾性係数の計算は、地盤厚さの影響を考慮できるように次の計算式 (Yamamoto・Takahashi, 1985) を用いる。

$$G_0 = \alpha \times 10^5 (1-n) \left(\frac{\beta-n}{1-n} \right)^2 (\sigma')^{0.5} \quad (4.1)$$

$$\sigma' = 2\tau_{zz} / 3$$

$$\tau_{zz} = (\rho_t - \rho_f) g z$$

$$\alpha = 2.19, \beta = 2.17 : \text{丸みのある砂}$$

$$\alpha = 1.03, \beta = 2.97 : \text{角ばった砂}$$

ここで、 n は空隙率、 ρ_t と ρ_f はそれぞれ砂の湿潤密度と水の密度、 z は地盤表層を原点とし鉛直上向を正に取った鉛直軸を表す。本実験で用いた砂に対する α と β については、それぞれ 2.19 と 2.17 を適用している。

② 注水時のせん断弾性係数 G (N/m^2)

地震による液状化した地盤に対する数値計算では、液状化後の地盤の剪断弾性係数 G について液状化前の地盤の剪断弾性係数 G_0 に低下係数 W_{gr} を乗じて評価している。そのときの低下係数の値として $1/10 \sim 1/1000$ が用いられている (Yasuda, 1989)。注水による液状化も同様に考えることができる。ここでは、計算結果 (図-3.6) と実験結果 (図-4.4の(a)) を比較して、剪断弾性係数 G の低下係数 W_{gr} を等価動水勾配 H_{ge} の関数として以下のように表すことにした。

$$\text{Log}_{10}(1/W_{gr}) = 4.507 H_{ge}^{0.182} \quad (4.2)$$

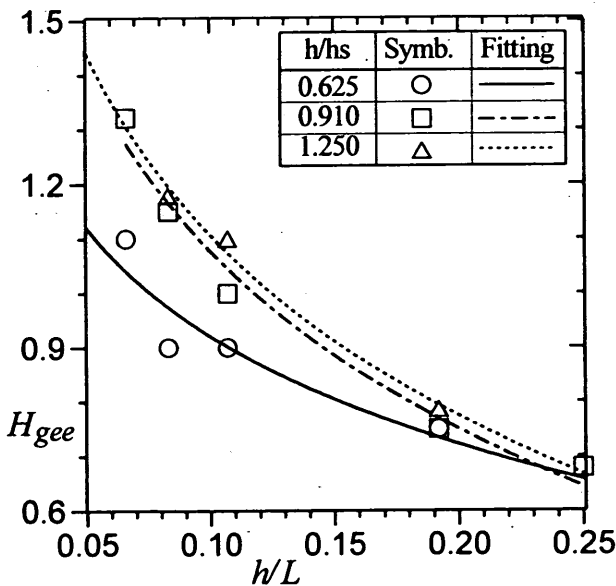


図-4.6 必要最小等価動水勾配 H_{gee} と水深波長比 h/L の関係 ($S_c = 1/20$, 規則波)

② 砂地盤全体の G のばらつきに対する補正

図-4.4の実験結果と図-3.6の計算結果を比較すると計算ではある G の範囲で急に K_T が小さくなるが、実験結果ではそうした傾向がないことが分かる。これは注水装置による注水の不均等によって地盤の剪断弾性係数 G がばらついていることや、波の作用時に波の谷や峰における G の違いが生じることなどがあるためと考えられる。実験のシステムでもこうした G のばらつきは考えられるのでこの効果も考慮することにした。具体的には、計算で得られる K_T を G のある範囲、ここでは $\log_{10} G$ に対して 0.52 の範囲で平滑化している。

なお、このように平滑化する際、地盤が均一なほど、また波作用による地盤の固さ(あるいは G) の変化が小さいほど、平滑化する G の範囲は小さくなり、また $K_{T(\min)}$ も小さくなる。

(2) 比較結果

図-4.7は、図-3.6における K_T を上述した方法で平滑化し、剪断弾性係数 G の代わりに式(4.2)より換算した等価動水勾配 H_{ge} を横軸にとって示したものである。この計算結果は、図-2.4と図-4.4の実験結果をより精度よく表していることが分かる。また、模型の縮尺が大きくなると、波高伝達率 K_T が最小となる等価動水勾配 H_{ge} は小さくなっており、図-4.3の結果とは異なる。この原因は、大型模型実験の注水パイプ間隔が広く、不均一な液状化による給水流量の損失が大きくなったと思われる。また、この結果は、砂地盤をより均一に

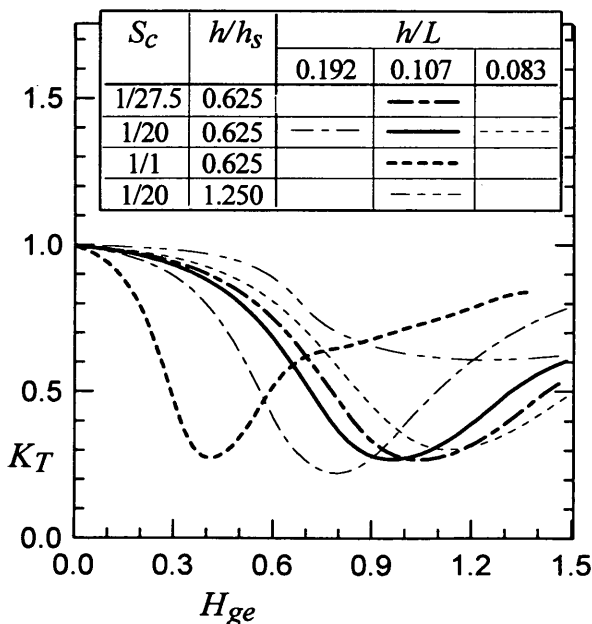


図-4.7 平滑化計算による波高伝達率 K_T と換算した等価動水勾配 H_{ge} の関係

液状化させれば、波高伝達率が最小となる等価動水勾配がさらに小さくなる可能性があることを示唆している。これについては、第6章で検討する。

一方、最小となる波高伝達率 $K_{T(\min)}$ の値は、大型実験により得られた値とほぼ同程度となっていることが分かる。すなわち、こうした平滑化を行うことにより、液状化消波システムの消波効果が充分予測できると言えるが、平滑化の方法についてはまだ検討の必要がある。

(3) 最小波高伝達率

図-4.8は、横軸に水深波長比 h/L をとって、実験結果より得られた波高伝達率の最小値 $K_{T(\min)}$ をプロットしたものであり、計算値についても線で示している。計算値はほぼ実験結果と一致している。この図より、波高伝達率の最小値は h/h_s の影響を大きく受けていることが分かる。また、 $K_{T(\min)}$ は、 h/L が 0.08 より大きい範囲で h/L によってあまり変化せず安定性のある消波効果が得られていることが分かる。しかし、 h/L が 0.08 より小さくなると $K_{T(\min)}$ は徐々に大きくなる。

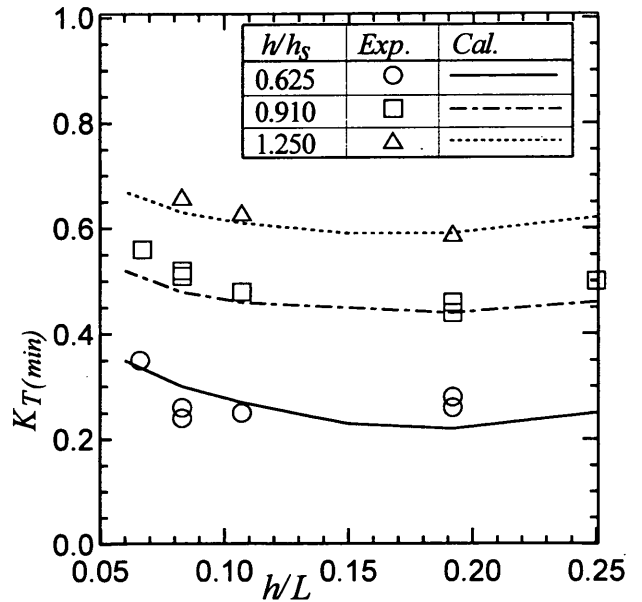


図-4.8 水深波長比 h/L と最小の波高伝達率 $K_{T(\min)}$ の関係

4.5 液状化消波システムの消波性能の予測

図-4.9は、目標とする最小の波高伝達率 K_{T0} の消波効果を得るために必要となる消波システムの長さ B_L を、波長 L で無次元化した計算結果である。ここで、最小とは最適な注水量により最適の G となったときの波高伝達率を意味する(前述の $K_{T(\min)}$ と同様)。この結果は現地にも適用できる。例えば、水深 $h=10\text{m}$ で、設計波の

周期 $T=10\text{s}$ (波長 $L=92.3\text{m}$) の海域で目標の K_{T0} を 0.2 としたとき、液状化消波システムの長さ B_L は地盤厚さ $h_s=11\text{m}$ ($h/h_s=0.91$) の場合 (図中の点 A), 2.4 波長分が必要である。この条件で、地盤の長さを 1 波長にした場合 (点 B) には $K_{T(\min)}=0.5$ の消波効果が期待できる。このようにして液状化消波システムによる消波効果の予測ができる。

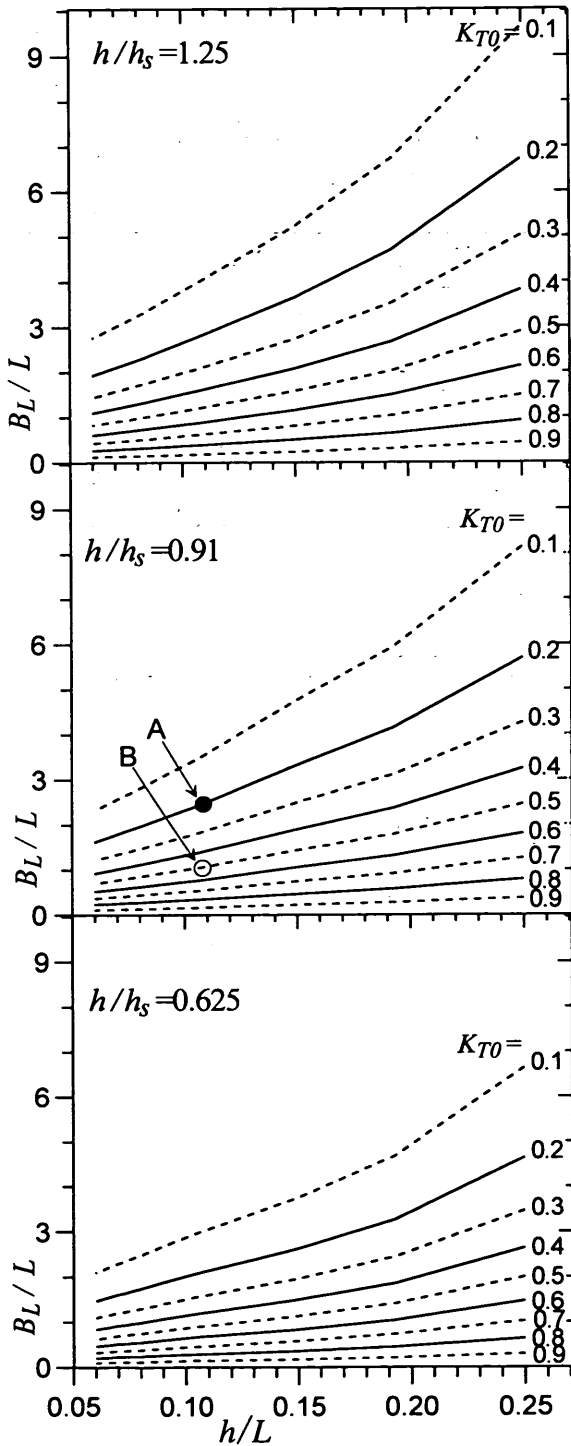


図-4.9 任意の波高伝導率 K_{T0} に必要な地盤長 B_L/L

4.6 まとめ

本章では、液状化した砂地盤による消波システムについて、水理模型実験と FEM を用いた数値計算の両面より、その消波効果について確認した。得られた結論は次のようにまとめられる。

- 1) 消波システムの消波効果は模型の縮尺によって変わらないことが明らかになった。したがって、現地では模型実験の結果と同様の消波効果が得られることが予測できる。
- 2) 砂地盤が 1 波長程度の長さで水深程度の厚さであれば大きな消波が期待できる。ただし、水深が浅いほど消波効果は大きく、同一水深では波の周期に関わらずかなり安定した消波効果が得られる。また、不規則波に対する消波効果は規則波よりやや落ちる程度である。
- 3) 安定した消波効果を得るために必要となる最小の供給流量 (最小等価動水勾配) は、地盤厚さに対して水深が浅いほど、また周期が短いほど小さくなる。
- 4) FEM による数値計算では、地盤条件を適切に入れることにより実験結果をよく表すことができる。また、その計算結果を用いて液状化消波システムの消波性能の算定図を示した。
- 5) 小型実験と大型実験の結果の違い、あるいは実験結果と数値計算結果の違いは、ボイリングの発生による不均一な液状化が原因と思われる。すなわち、より適切なパイプ間隔と孔の大きさを設定すれば、少ない流量 (小さい等価動水勾配) でより大きな消波効果が得られると考えられる。

5. 上向き浸透流発生装置による砂地盤の液状化に関する実験

5.1 実験の目的

前章までの検討により、液状化消波システムによって有効な消波が期待できることが明らかとなった。さらに本章以降では、実用化を目標に、経済的で消波性能の高いシステムの構築を目指して種々の検討を行う。特に、均一な液状化地盤を造ることが消波性能の向上に大きく影響することが、これまでの小型実験と大型実験の違い、あるいは実験結果と数値計算の違いについての検討で明らかとなっており、均一な液状化地盤の検討が不可欠である。一方、第 3 章の数値計算結果では、液状化地盤による消波効果は砂の透水係数によって変わらないことが分かっている。砂の透水係数が小さいほど地盤を液状化させる浸透流量が少なくなり、液状化消波システムの稼

動に必要なエネルギーがそれだけ小さくなる。そのため、システムの経済性を考慮すれば透水係数の小さな砂を用いる検討も不可欠である。

本章では、まずこれまで用いてきた砂地盤中に設置したパイプによる液状化装置の改良について検討する。より適切なパイプ間隔にすれば、少ない流量でより大きな消波効果が得られることが考えられる。また、前章で使った通常の砂(新潟砂)より透水係数の小さい細粒砂(相馬硅砂6号)について地盤の液状化の様子を調べる。さらに、本章では、パイプによるシステム(ここでは基本型の上向き浸透流発生装置と呼ぶ)以外の種々の液状化装置(応用型と呼ぶ)についても、その可能性について検討を行っている。

なお、本章の実験は、造波水路での実験ではなく、実験水槽(上向き浸透流発生水槽)を別途製作し、基本的な液状化性能について検討を行ったものである。

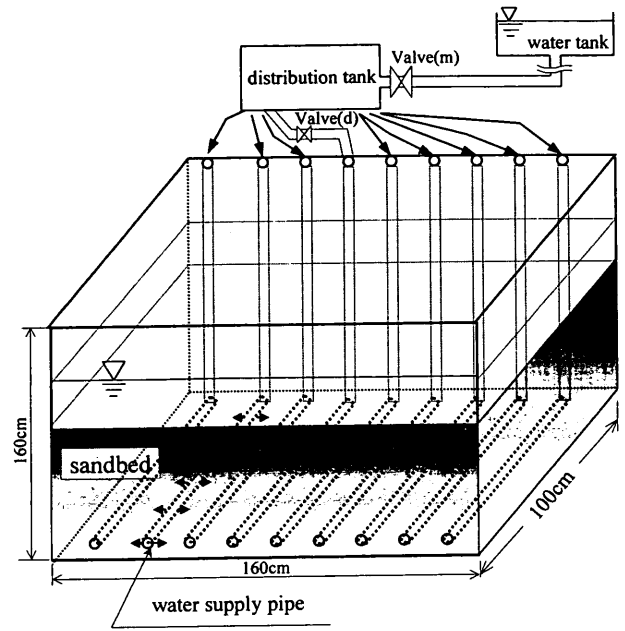


図-5.1 上向き浸透流発生システム(基本型)の概略図

5.2 実験の方法

(1) 基本型の上向き浸透流発生装置

a) 装置の概要

基本型の上向き浸透流発生装置は、図-5.1に示すように、幅1.6m、奥行1.0mおよび高さ1.6mの水槽に、パイプ列からなる注水装置を設置したものである。すなわち、内径1.3cm、長さ1mの注水用のパイプを8cm間隔で配列しており、パイプの両側には直径0.4cmの孔が5cm間隔で開いている。また、パイプは砂による目詰まり防止のため防砂シートで巻いている。

注水流量は、水タンクに取りつけてあるバルブ(同図中の Valve(m))により調節可能になっている。さらに、それぞれのパイプに開閉バルブ(同図中の valve(d))を取りつけ、それを閉じることによって実際に水が出るパイプ(以降、注水パイプと称する)の間隔 P_i を広くすることができる。なお、実験中は給水による水槽内の水位上昇の防止のため、水中ポンプを用いて排水も行っている。

b) 実験砂と初期地盤の形成法

実験で用いた砂は、新潟砂と相馬硅砂6号の2種類である。実験砂は実験を行う前に、上向き浸透流を用いて水洗した。表-5.1は水洗前後の砂に対する土質試験結果である。水洗後の新潟砂と相馬硅砂6号の中央粒径 D_{50} は、それぞれ0.39mmと0.18mmであり、水洗によって細かい成分が無くなりやや大きくなっているのが分かる。

表-5.2は基本型を用いた実験ケースを示したものである。実験条件として重要なものは、砂の粒径のほかに

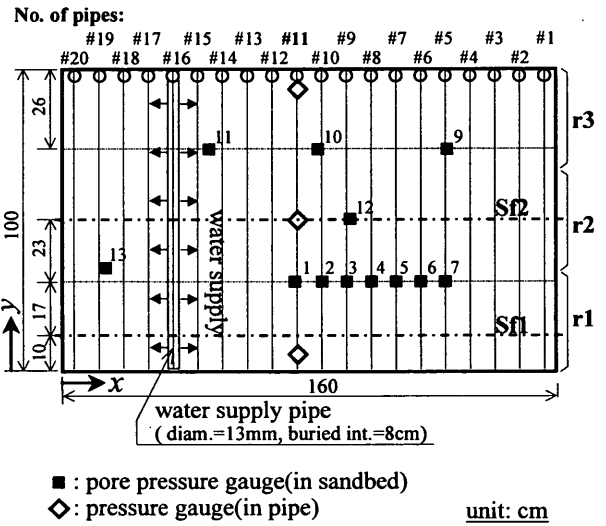


図-5.2 注水パイプの配管と計測器の配置の平面図(基本型)

地盤の厚さ h_s と注水パイプ間隔 P_i そして注水流量である。設けた砂地盤の厚さ(注水パイプの中央から地盤表層までの距離)は、新潟砂の場合は40cmであり、相馬硅砂6号の場合は40cmと55cmの2種類である。注水パイプの間隔は、8cmから48cmの5ケース、注水流量は6~8段階に変えている。

一方、初期地盤条件によっても液状化の均一性は大きく変わると考えられる。ここでは、波作用によって地盤がある程度締め固まったことを想定し、初期地盤を形成している。すなわち、

表-5.1 用いた砂の諸元

砂名称	実験前				実験中(後)			
	D_{50} (mm)	D_{10} (mm)	比重 G_s	間隙率 ¹⁾ n	D_{50} (mm)	D_{10} (mm)	比重 ²⁾ G_s	間隙率 ¹⁾ n
新潟砂	0.32	0.22	2.65	0.40-0.48	0.39	0.25	2.65	0.41-0.47
相馬硅砂6号	0.14	0.08	2.64	0.38-0.55	0.18	0.12	2.64	0.40-0.49

1) 間隙率の最大と最小の範囲は、計り方によって異なることがあり、表中の間隙率の範囲は若干小さくなっている可能性がある

2) 実験中の砂の比重は計測していないので、実験前の比重を記載した。

表-5.2 実験ケース(基本型)

砂の名称	地盤厚さ h_s (cm)	ケース	初期地盤強制 沈下率%	注水パイプ間隔 P_i (cm)	注水流量
新潟砂	40	S0	4.8	8, 16, 24, 32	6~8段階
		S1	7.1	8, 16, 24	
		S2	2.4	8	
相馬硅砂6号	55		4.8	8, 16, 24, 32, 40	
				8, 24, 32, 40, 48	

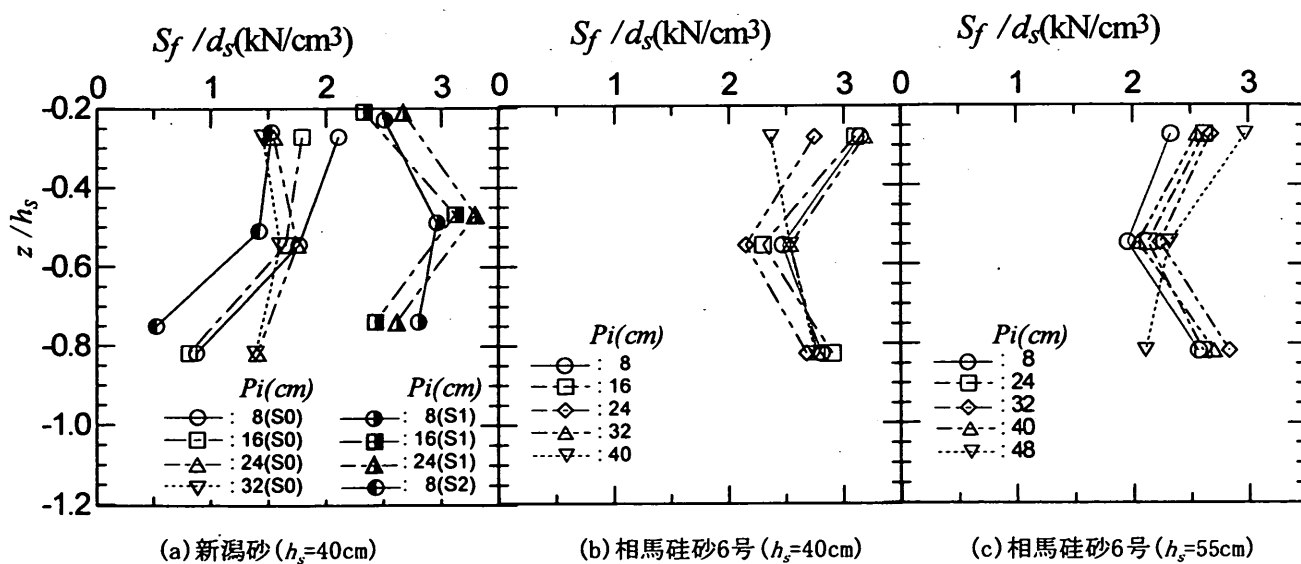


図-5.3 実験で形成した初期地盤の平均固さの鉛直分布

①上向き浸透流を用いて砂地盤を完全に液状化させる。

②注水流量を少なくし、自然沈降させるとともにパイプレータを用い地盤を強制的に締め固める。

③給水を止めて、パイプレータによる締め固める。

これらの過程を、地盤が所定の地盤固さ(沈下率)になるまで続けている。地盤の強制沈下率は、原則として4.8%程度(=2cm/42cm)とし、新潟砂については7.1%と2.4%のケースも行い、初期地盤条件の違いによる液状化の変化についても検討している。ここで、強制沈下率が2.4%のケースは、第4章の大型水理実験で波を用いて初期地盤を形成した沈下率1.8%程度(=1cm/56cm)にほぼ対応している。以降、新潟砂に対する強制沈下率4.8%、7.1%および2.4%のケースをそれぞれS0、S1およびS2と称する。

c) 計測器の配置と計測

図-5.2はパイプと計測器の配置を示した平面図である。図中のxとyは平面座標を表し、図示していないが、鉛直座標zは地盤表面を原点とし上向きを正にしている。図中のr1、r2とr3は、目視による観察区域を示し、パイピングの発生域を表すために用いられている。

パイプは、全体で20本であり、これらのパイプの中から表-5.2に示した注水パイプ間隔になるようにバルブを閉じている。ただし、パイプ#11を基準パイプとし、注水パイプ間隔にかかわらずこのパイプからは水が出るようにしている。基準パイプ#11の3カ所に注水パイプ内の圧力計測用の圧力計を設けている。間隙水圧計は、パイプ中央上側7.2cmに13個を設けている。そのうち、1から7までの間隙水圧計は注水パイプ間における間隙水圧の空間分布を調べるため設けたものであり、その他の間隙水圧計は砂地盤内の平均動水勾配を求めるためランダムに設けたものである。

注水流量の増加に伴う地盤の液状化の程度について、コーン・ペネトロメータで計った地盤の固さ S_f を用いて検討している。地盤固さの計測は、同図に示した、Sf1とSf2の線上で計っており、水平方向に $P_i/2$ 間隔、鉛直方向に3カ所(地盤厚さ $h_s=40$ cmの場合、地盤表層から深さ $d_s=10$ cm(上層)、20cm(中層)および30cm(下層)の地点；地盤厚さ $h_s=55$ cmの場合、 $d_s=15$ cm、30cmおよび45cmの地点)で測っている。代表的なケースについては地盤全体(x方向30cm間隔とy方向20cm間隔)についても測っている。また、パイプ#11上ではいずれのケースについても計測している。

なお、前面の3カ所で地盤高の変化を計測し、地盤高の変化率 R_v (=地盤高の平均変化量/地盤の初期厚さ h_s)も求めており、またパイピングの発生場所等、

液状化の様子についても観察を行った。

d) 初期地盤の形成結果

図-5.3は、形成した初期地盤について、地盤の固さ S_f を示したものであり、新潟砂($h_s=40$ cm)と相馬珪砂6号($h_s=40$ cmと55cm)のケースを示している。横軸中の d_s は、地盤表層からの地盤固さの計測地点の深さである。

図より、新潟砂の場合、ケースS0(地盤初期沈下率4.8%)とS2(地盤初期沈下率2.4%)の場合は下層が相対的に軟らかくなっており、ケースS1(地盤初期沈下率7.1%)の場合は中層のほうが多少固くなっている。相馬珪砂6号の場合、砂地盤の中層が相対的に多少軟らかくなっているが、初期地盤は鉛直方向にほぼ一様に形成されたといえる程度になっている。

また、初期強制沈下率が同じになっている相馬珪砂6号と新潟砂のケースS0による結果を比較すると、新潟砂の地盤固さ S_f/d_s が相馬珪砂6号に比べて5割程度小さくなっている。一方、初期沈下率を相馬珪砂6号より5割ほど大きくした新潟砂のケースS1の場合は、相馬珪砂6号に比べて中層が5割ほど固くなっているが、全体的にはほぼ同様に形成されている。これらの結果より、同じ初期沈下率の地盤では、粒径の細かい地盤ほど固くなる事が分かる。

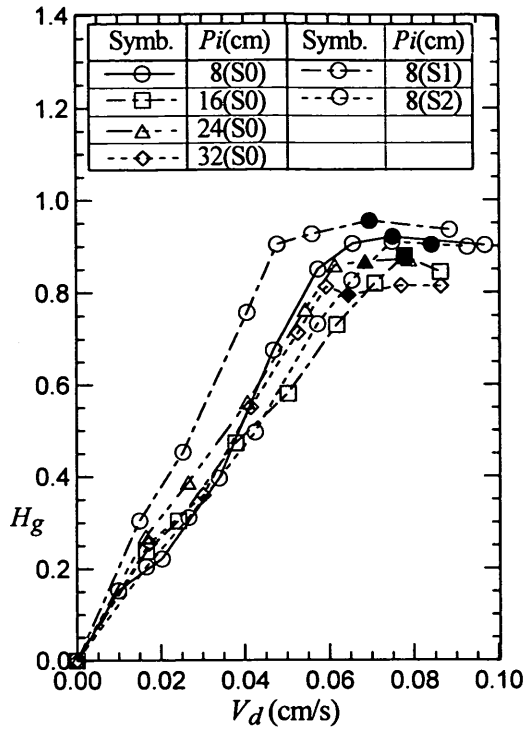
e) 砂の透水試験

図-5.4は透水試験結果の一例で、上向き浸透流速 V_d と動水勾配 H_d の関係を表したものである。図の(a)と(b)はそれぞれ新潟砂と相馬珪砂6号($h_s=40$ cmの場合)に対する結果である。図中の黒いマークは目視によって確認されたボイリングあるいはパイピング¹⁾の発生したケースである。このパイピングの発生によって地盤

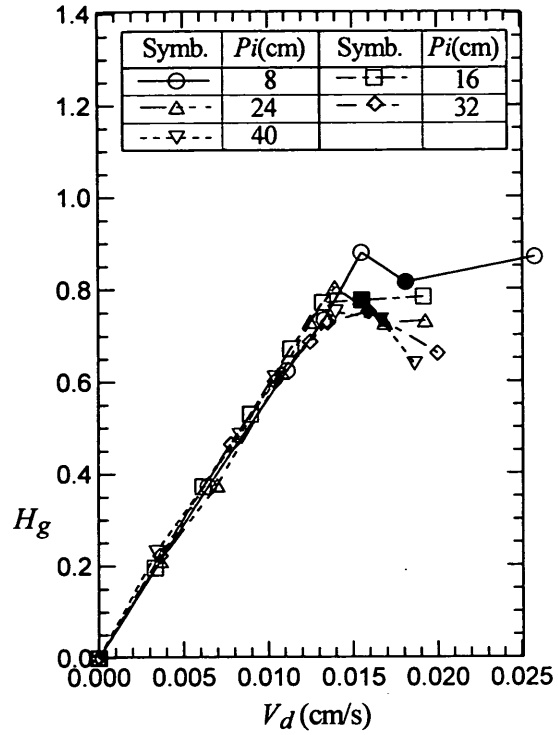
¹⁾上向き浸透流による液状化には次の3つの段階がある。

- ①砂粒子の水中重力と砂粒子に働く上向きの浸透力が釣り合っている状態(クイックサンド)になり、このとき地盤内の間隙水圧は限界動水勾配に至る。
- ②上向き浸透力が増加すると砂と水が攪乱された状態(ボイリング)になる。これが地震などによる液状化と関連する重要な現象である。
- ③さらにボイリングが激しくなると、砂抵抗の小さい部分を通して水みちができる。これをパイピングという。

ここで、上向き浸透流量の増加とともに地盤高の上昇が見られるのはボイリングの段階からであり、我々の目に見える液状化現象のほとんどはパイピングである。そのため、本文ではボイリングとパイピングが混在して使われる場合が多いが、基本的に、ボイリングが発生したということは、パイピングが認められたことと同じと考える。



(a) 新潟砂 ($h_s=40\text{cm}$)



(b) 相馬珪砂 6号 ($h_s=40\text{cm}$)

図-5.4 上向き浸透流速 V_d と動水勾配 H_g の関係の一例

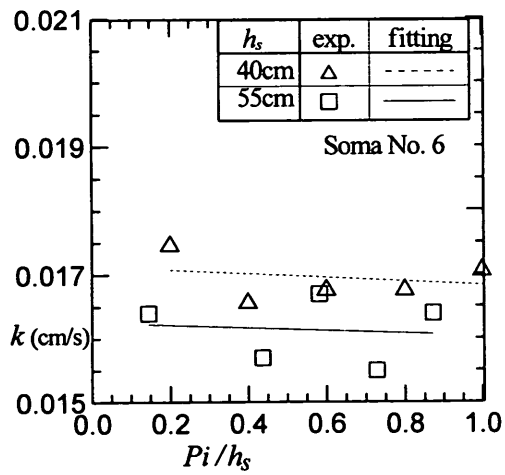
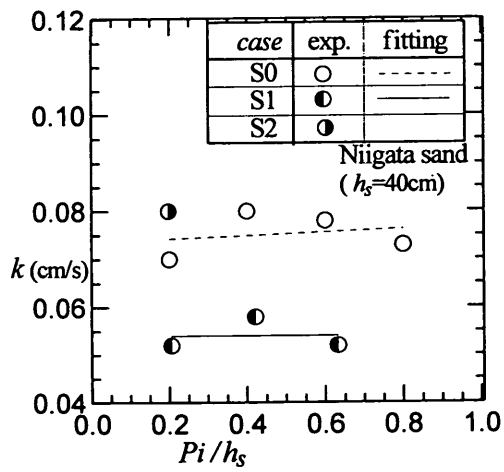


図-5.5 実験で得られた透水係数 k (基本型)

内の間隙水圧が減少し、動水勾配が小さくなる。

この図より、相馬珪砂6号の場合は新潟砂に比べて、全体的に限界動水勾配が小さくなっていることが分かる。また、パイピングの発生にともなう動水勾配の低減も大きいことが分かる。これは、

- ① 目視観測によると、パイピングの発生によって形成される水みちの大きさが粒径に関わらずほぼ同じ程度になっていた。
- ② 細砂の場合が粗砂に比べて透水性がかなり低い。

といったことから、相馬珪砂6号の場合には、新潟砂に比べ、パイピングによって漏れた流量の全流量に対する割合がかなり大きくなっているためと思われる。すなわち、パイピングが発生すると、粒径の小さい砂地盤ほど均一性が保ちにくいことを示唆している。

図-5.5は、図-5.4で示した上向き浸透流速 V_d と動水勾配 H_g の比から求める砂の透水係数 k を示したものである。横軸に注水パイプ間隔 P_i を地盤厚さで除した無次元注水パイプ間隔 P_i/h_s をとり、新潟砂と相馬珪砂6号に分けて示している。図より、実験で得られた透水係数 k は、初期地盤の固さなどでやや異なるものの、

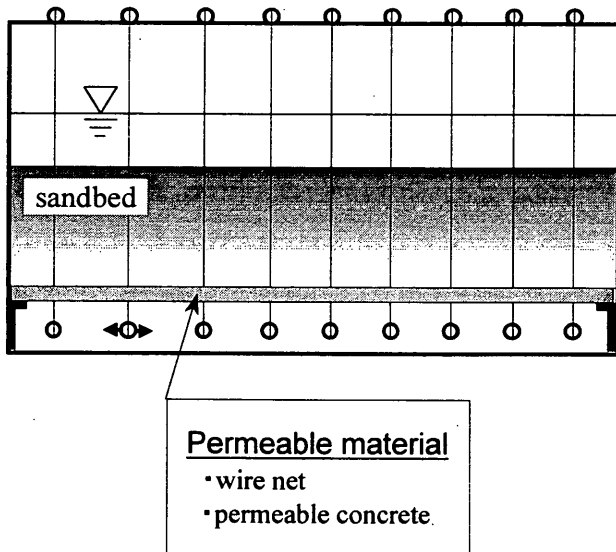


図-5.6 上向き浸透流発生装置の概略(応用型)

表-5.3 透水材層の諸元

透水材層	諸元		
金網	メッシュの大きさ: 0.154mm		
透水性 コンクリート	厚さ 5cm	平均粒径 5mm	透水係数 0.1cm/s以上

無次元注水パイプ間隔 P_i/h_s の変化には関係なくほとんど一定となっていることが分かる。

(2) 応用型の上向き浸透流発生装置

応用型の上向き浸透流発生装置は、基本型の実験と同じ水槽を用い、注水パイプの上側に透水材層(金網、透水性コンクリート)を設置し、その上に地盤層を形成したものである(図-5.6参照)。この場合、砂による目詰りは生じないため防砂シートは外している。表-5.3は、用いた透水材層の諸元を示したものである。また、用いた砂は新潟砂であり、形成した地盤の厚さ h_s (透水材層の表面から地盤表面間の距離)は35cmにしている。液状化の均一性については、コーン・ペネトロメータを用い計測した地盤の固さと目視観察によって調べた。

5.3 注水による液状化の進行状況(地盤固さの全体平面分布, 基本型)

図-5.7~図-5.9は基本型の装置について、注水による地盤の液状化の進行状況を示すものであり、パイピングの発生前後における地盤固さの平面分布を示している。図には地盤下層で計測した地盤固さ S_f を計測深さ d_s で除し、0.1ごとに示しており、①地盤の初期条件、②パイピングの発生前、および③パイピングの発生後を示している。また、図中の H_{ge} は上向き浸透流速 V_d を透水係数 k (図-5.5) で除した等価動水勾配である。図では $S_f/d_s = 0.1$ を液状化した地盤と考え、太い等値線で示している。同じバルブ開度でも供給流量(等価動水勾配)の差が多少あるため、それらを直接的に比較することは多少無理はあるが、これらの結果より、液状化の進行状況についてその概要が分かる。

(1) 注水パイプの間隔の影響

図-5.7は、基本型(ケースS0)の注水パイプの間隔による液状化の様子について示しており、新潟砂($h_s = 40\text{cm}$)に対する結果である。流量の増加に伴い地盤は軟らかくなり、地盤固さのばらつきの具合は、注水パイプ間隔の小さいものほど小さくなっている。

まず、 $P_i = 8\text{cm}$ と 16cm の場合では、 H_{ge} が大きくなるにつれて地盤固さのばらつきは小さくなり、かなり均一的になっている。しかし、 $P_i = 24\text{cm}$ と 32cm の場合では、パイピング発生後における地盤固さのばらつきが、パイピング発生前より逆に大きくなっており、固さの最大差も注水パイプ間隔が広いほど大きくなっている。

(2) 初期沈下量の影響

図-5.8は、新潟砂のケースS1(地盤の初期沈下率7.1%)における地盤固さの平面分布を示したものである。地盤の初期沈下量の異なるケース(ケースS0, 図-

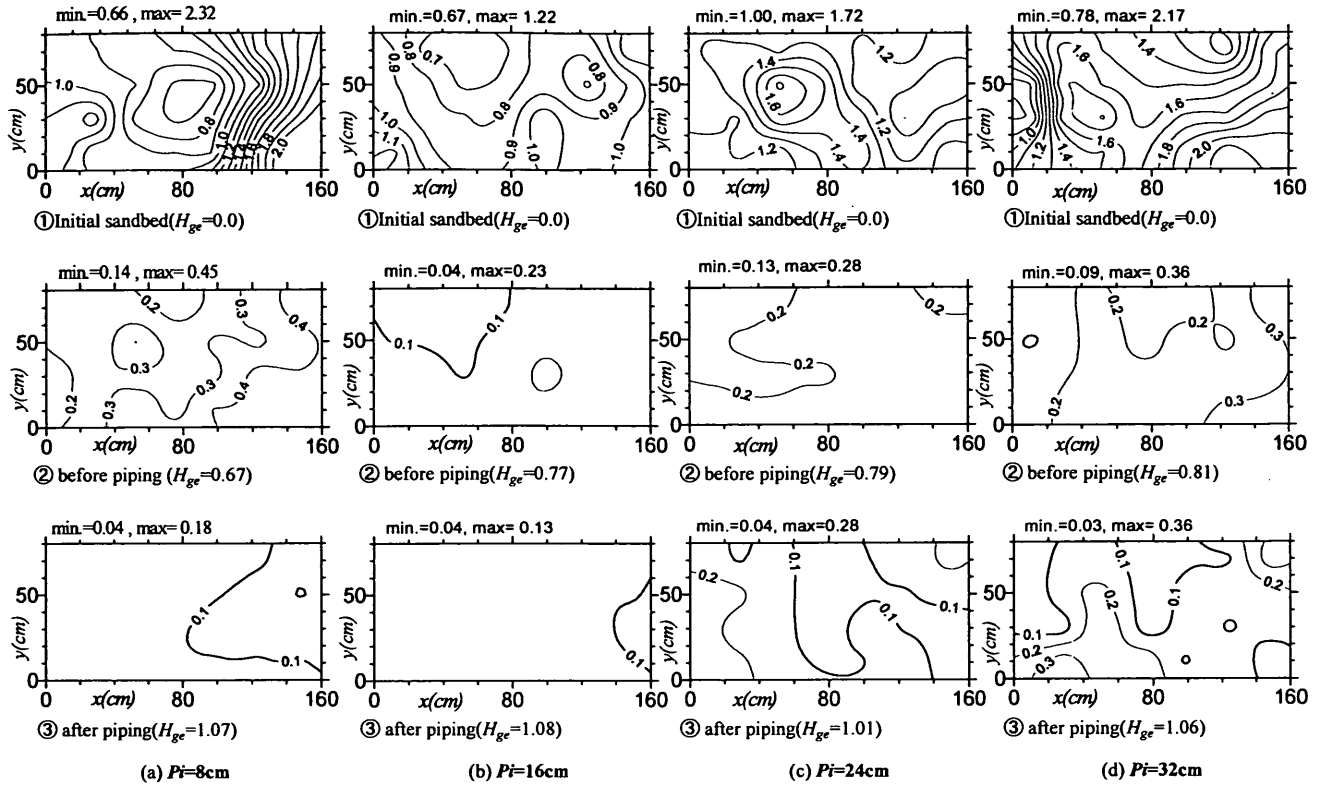


図-5.7 砂地盤の固さ S_f/d_s の平面分布 (基本型, 新潟砂, $h_s = 40\text{cm}$ (ケース S0), $d_s = 30\text{cm}$)

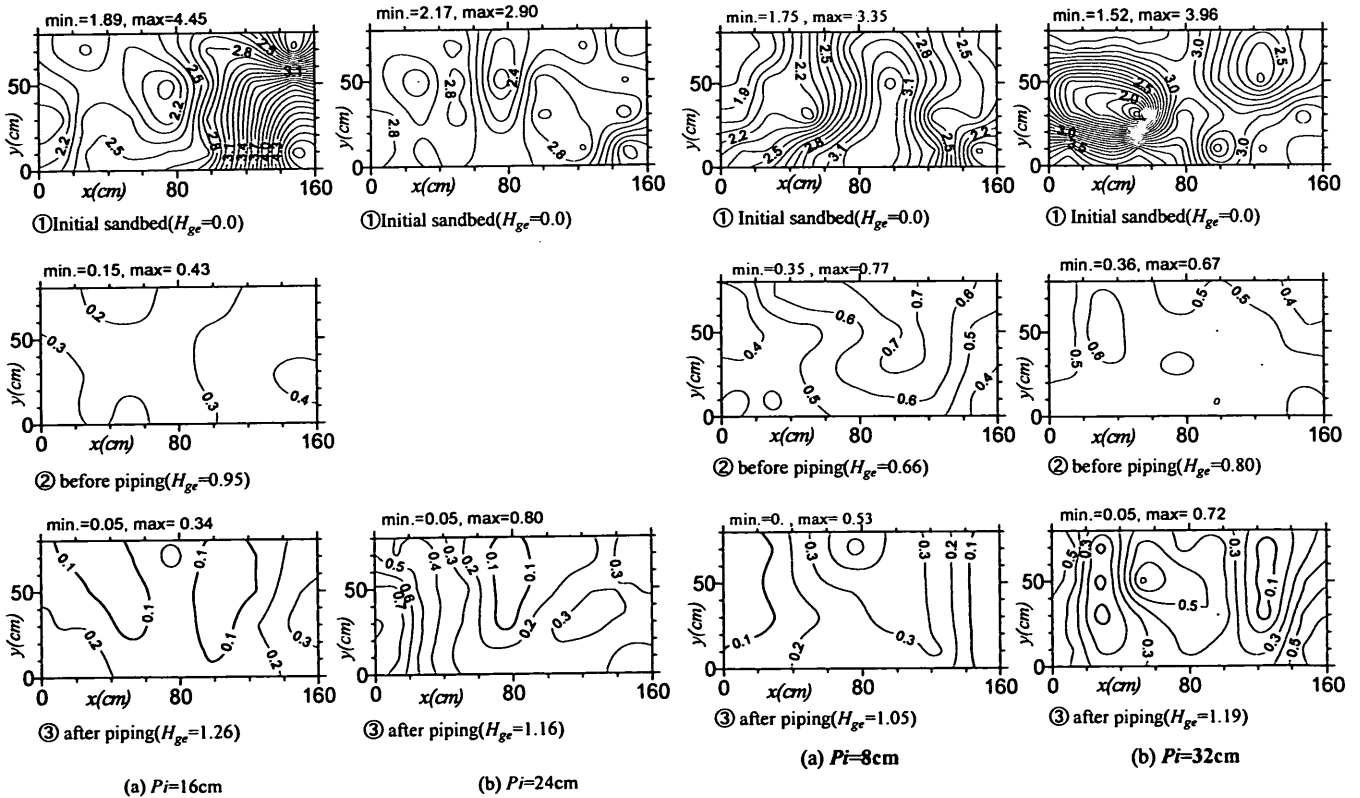


図-5.8 砂地盤の固さ S_f/d_s の平面分布 (基本型, 新潟砂, $h_s = 40\text{cm}$ (ケース S1), $d_s = 30\text{cm}$)

図-5.9 砂地盤の固さ S_f/d_s の平面分布 (基本型, 相馬 珪砂 6号, $h_s = 40\text{cm}$, $d_s = 30\text{cm}$)

5. 7) と比較すると、パイピングの発生後における地盤固さのばらつきは、ケース S1 の場合がケース S0 の場合に比べて大きくなっている。したがって、地盤の初期沈下量が小さいほど地盤が軟らかく、上向き注水による地盤の液状化は均一になりやすいことが分かる。

(3) 砂の粒径の影響

図-5. 9 は、相馬砂 6 号に対する地盤固さの平面分布を示したものである。粒径の違いによる液状化の特徴については、初期沈下率を同じにした新潟砂のケース S0 (図-5. 7) との比較により検討できる。

図より、地盤固さの全体的な変化傾向は、新潟砂の場合とほぼ同様になっているが、地盤固さのばらつき(固さの最大差)が新潟砂より大きくなっている。また、パイピングの発生後において液状化した面積は、いずれの注水パイプ間隔 P_i に対しても、相馬砂 6 号の場合が新潟砂の場合よりかなり狭くなっている。すなわち、粒径の大きな砂の場合に比べて、粒径の小さな砂がより均一的になりにくい。

つぎに、初期地盤の固さをほぼ同じにした新潟砂のケース S1 の結果(図-5. 8)と比較する。両方の砂については注水パイプ間隔を同じにしていなかったため直接的な比較はできないが、地盤固さの全体的な変化傾向より、液状化後の地盤の均一性はほぼ同程度になっていると思われる。すなわち、上向き浸透流による液状化の均一性については、粒径にかかわらず形成した初期地盤の固さからある程度判断できると考えられる。

5. 4 地盤の液状化に及ぼす注水パイプ間隔の影響

(1) 地盤固さと間隙水圧の空間分布

図-5. 10 は、等価動水勾配 $H_{ge}(=V_d/k)$ の変化に伴う地盤平均固さ \bar{S}_f/d_s の変化を示した一例である。図には、基本型の注水パイプ間隔 $P_i=8\text{cm}$ にした場合における地盤下層($h_s=40\text{cm}$ の場合、 $d_s=30.0\text{cm}$; $h_s=55\text{cm}$ の場合、 $d_s=45.0\text{cm}$) に対する結果を示している。

図より、等価動水勾配 H_{ge} の増加に伴って、地盤の平均固さ \bar{S}_f/d_s は対数的に小さくなっている。このほか、以下のことが指摘できる。

- ① 粒径が小さいほど地盤が固い。
- ② 相馬砂 6 号の場合、地盤の厚さ h_s に関わらずほぼ同程度の地盤固さになっている。

なお図示していないが、パイピングの発生した時の地盤は注水パイプ間隔が広いほど固くなっているため、以降では、 $P_i=8\text{cm}$ の限界動水勾配時の地盤固さを、液状化の判定基準として用いる。

図-5. 11(1)は $h_s=40\text{cm}$, $d_s=30\text{cm}$ のケースについ

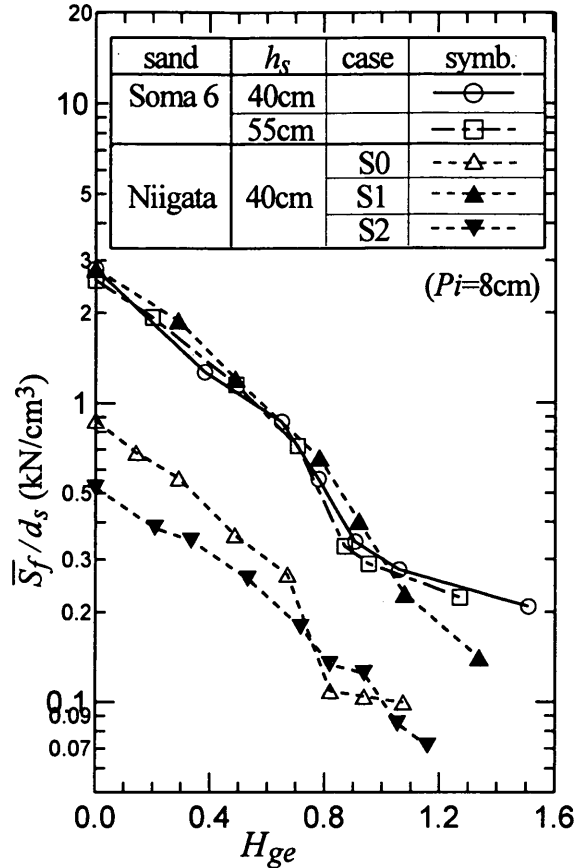


図-5.10 等価動水勾配 H_{ge} の変化に伴う平均地盤固さ \bar{S}_f/d_s の変化(基本型, $P_i=8\text{cm}$, 下層)

て、供給流量の増加に伴う地盤固さ S_f の空間分布の変化を、注水パイプ間隔 P_i 別に分けて示したものである。図の横軸は、注水パイプ #11 の地点を原点とした座標 x' を注水パイプ間隔 P_i で無次元化したものであり、軸の値が整数になるところが注水パイプのある地点である。また、図に示している地盤固さは、図-5. 2 の Sfl と Sf2 の線上で計った地盤固さの平均値である。図中の線それぞれに対する供給流量については表示していないが、基本的に流量の増加に伴って地盤固さ S_f が小さくなり、図-5. 4 の流量調節のステップよりそれぞれの線に対する供給流量が把握できる。

この図から指摘できる重要な点は、初期地盤の固さ(図中の太い点線)にばらつきがあっても、供給流量の増加に伴って地盤固さは、パイピングの発生する直前(図中の太実線)までは徐々に均一になって、パイピングの発生(図中の破線)によって地盤固さの均一性が崩れる(ばらつきが大きくなる)ことである。このような傾向は、粒径に関わらずほぼ同様であり、 P_i の大きいほど強く表れている。

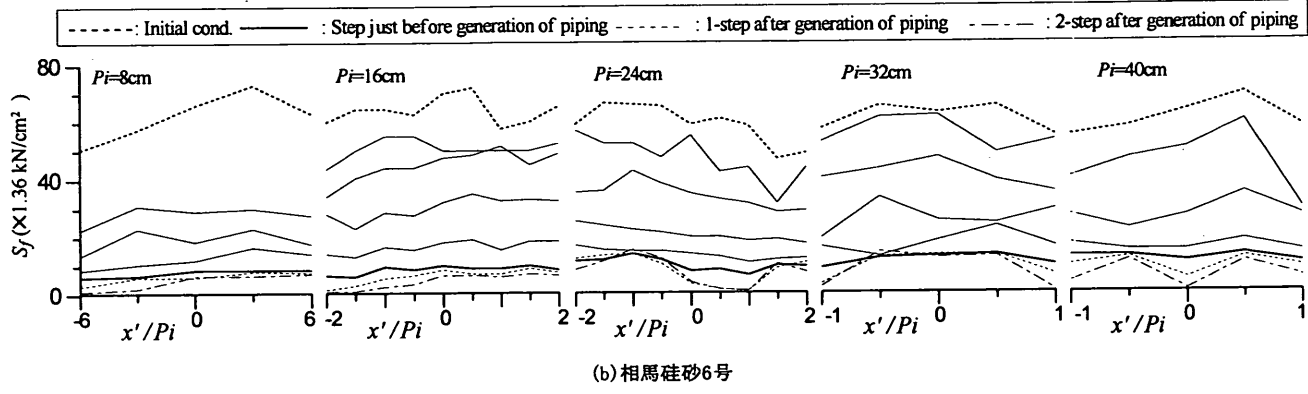
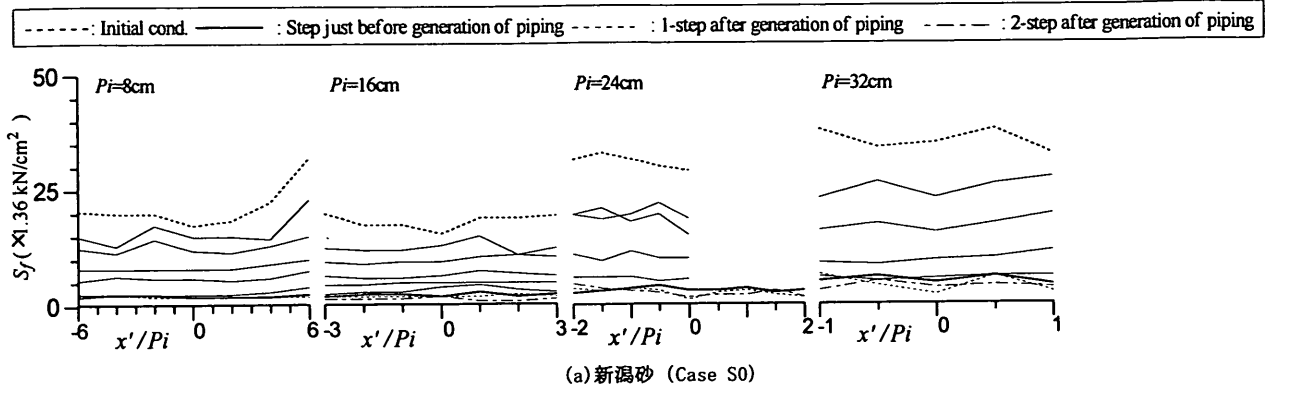


図-5.11(1) 注水流量の増加に伴う地盤固 S_f の空間分布 (基本型, $h_s = 40\text{cm}$, $d_s = 30\text{cm}$)

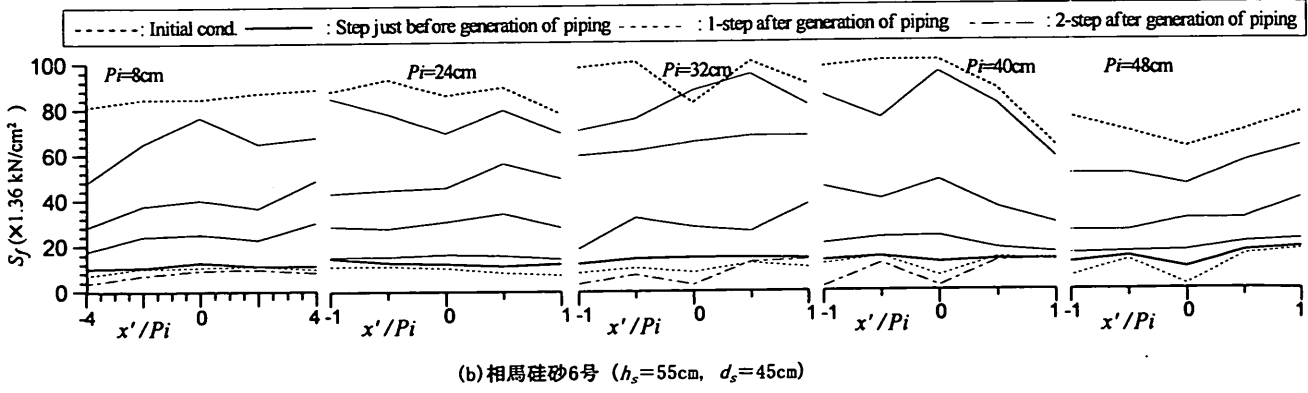
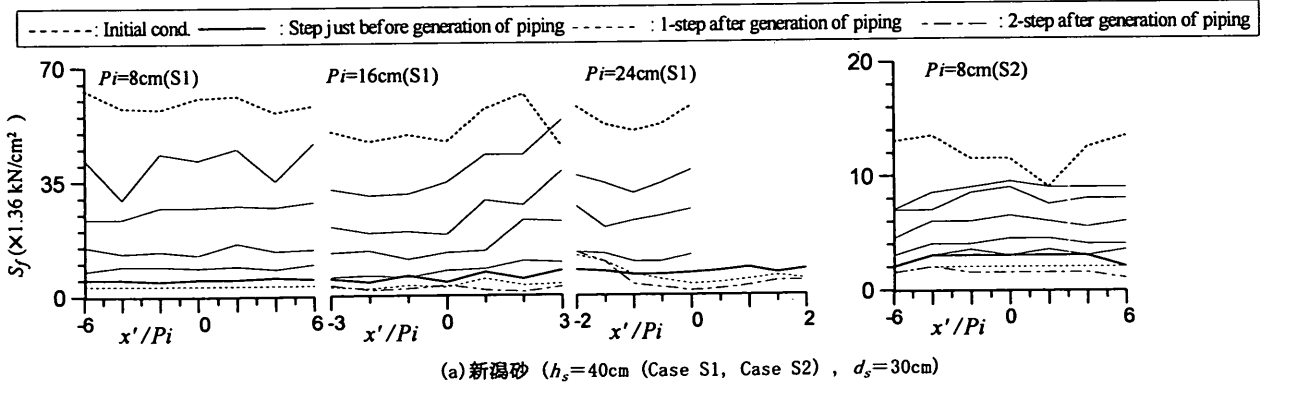


図-5.11(2) 注水流量の増加に伴う地盤固 S_f の空間分布 (基本型)

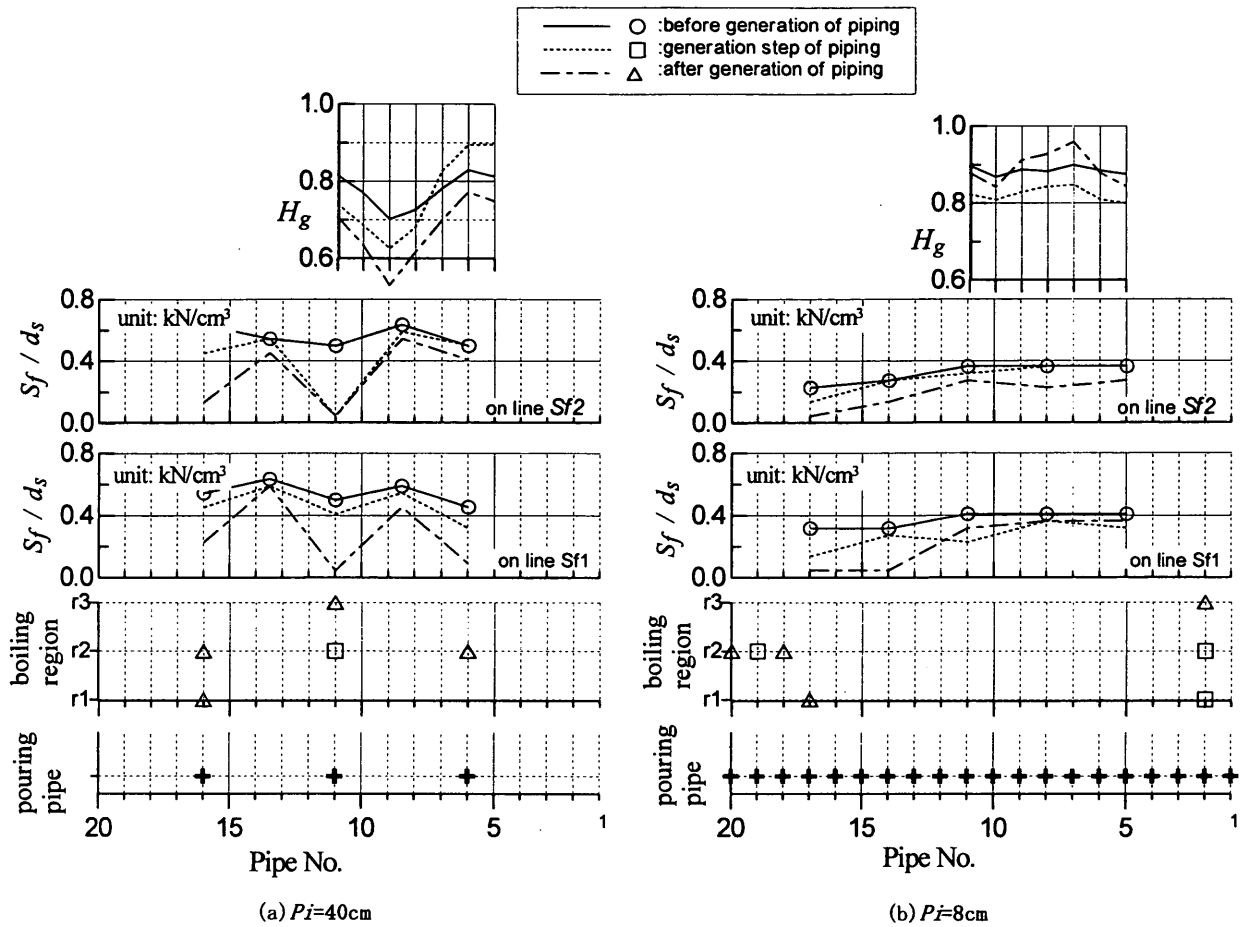


図-5.12 パイピング発生前後における地盤固さ S_f/d_s と動水勾配 H_g の空間変化 (基本型, 相馬珪砂6号, $h_s = 40\text{cm}$)

なお、 P_i が24cmより大きい場合は、パイピングが発生した後、以前より地盤が固くなる地点が生じたり、注水パイプ間における固さのばらつきが大きくなっている。

図-5.11(2)は、その他のケースについて示しているが、図-5.11(1)とほぼ同様の結果となっている。

図-5.12は、初期およびパイピングの発生前後における動水勾配 H_g および地盤固さ S_f/d_s の空間分布を示したものであり、横軸は、図-5.2で定義したパイプの番号を表している。下側の図は、注水パイプの位置を表しており、図中の+印のパイプが水の出る注水パイプとなる。例えば、 $P_i = 8\text{cm}$ の場合は、すべてのパイプが注水パイプとなり、 $P_i = 40\text{cm}$ の場合はパイプ番号6, 11, 16が注水パイプとなる。その上の図は、目視観測においてパイピングの発生した位置を示しており、縦軸の r_1, r_2, r_3 は図-5.2に示した観察区域である。下から三つ目および四つ目の図は、それぞれ S_{f1} および S_{f2} の線上での地盤固さを示している。また、一番上の図は間隙水圧から求められる動水勾配 H_g を示している。図中において、○、□および△は図-5.4で示した流量の

調節ステップとして、それぞれパイピングが発生する直前、パイピングが発生したときおよびその後を表す。

まず、注水パイプの間隔が広い場合 ($P_i = 40\text{cm}$)、注水パイプ上側の動水勾配 H_g は全般的に大きくなっており、注水パイプとの間における H_g は小さくなっている。区域 r_2 のパイプ番号11上でパイピングが発生すると、この付近の間隙水圧が漏れて小さくなる。パイピングの発生によってパイピングが発生していない地点の間隙水圧も、一般的には小さくなる傾向があるが、パイプ番号5~7上のようにパイピングの地点から離れているところの間隙水圧は上昇する傾向がある。しかし、パイプ番号8と9のように注水パイプ間の中央における間隙水圧はさらに小さくなる。

一方、注水パイプの間隔が狭い場合 ($P_i = 8\text{cm}$)、パイピングの発生とともに間隙水圧が減少しながらも、間隙水圧の均一性はある程度保っていることが分かる。図に示した間隙水圧計を設けた地点ではパイピングが発生していなかったため、パイピングの発生地点での間隙水圧の変化について説明できない。しかし、図に示さなかった他の区間で、パイピングにより減少した間隙水圧が

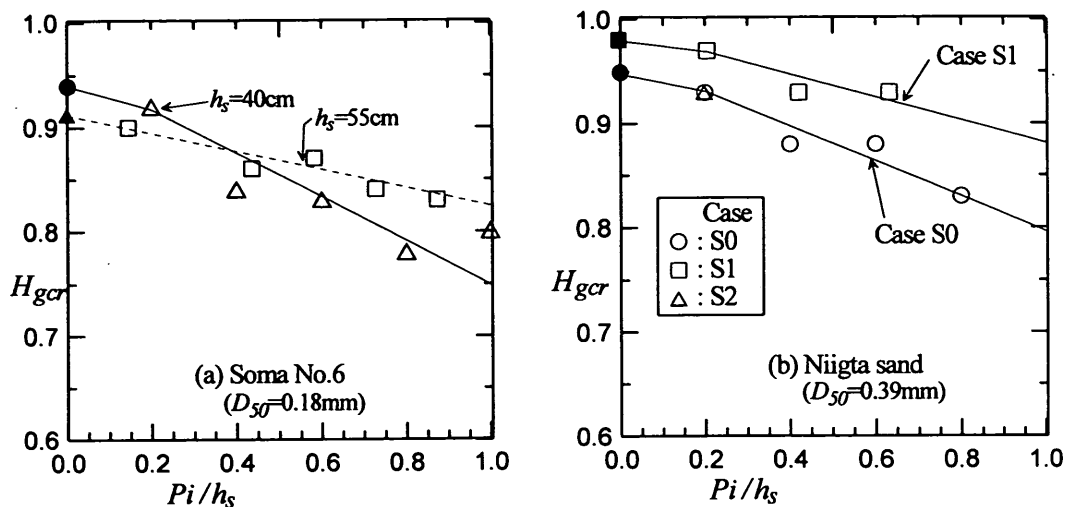


図-5.13 無次元注水パイプ間隔 Pi/h_s と限界動水勾配 H_{gcr} の関係 (基本型)

再び上昇する地点もある。このように間隙水圧が上昇した地点でパイピングが発生しながらも、間隙水圧は全体的に均等になっていくことが分かった。

すなわち、パイピングが一度発生するとその地点から圧力が抜けるため、注水パイプ間の中央まで伝わる間隙水圧は、注水パイプの間隔が広いほど小さくなる。このような現象が、限界動水勾配や地盤の不均等化などに影響を及ぼす。

(2) 透水試験結果と注水パイプ間隔の関係

図-5.13は、無次元注水パイプ間隔 Pi/h_s を横軸にとって限界動水勾配 H_{gcr} の実験値を示したものである。ここで限界動水勾配は、図-5.4に示した V_d と H_g の関係曲線においてパイピングの発生前後をスムージングして求めた最大の動水勾配 H_g である。図には式(2.1)より求めた理論値(黒マーク)も示してある。

図より限界動水勾配 H_{gcr} は、 $Pi/h_s = 0.2$ 程度で粒径に関わらず理論値に近くなっており、 Pi/h_s がそれより大きくなるにつれて小さくなる。限界動水勾配が小さくなるのは、間隙水圧に場所的なばらつきがあり、局所的なパイピングが発生してしまうためである。同じ地盤厚さ $h_s = 40\text{cm}$ の場合において粒径による限界動水勾配 H_{gcr} は、相馬珪砂6号の方が Pi/h_s の増加に伴う H_{gcr} の減衰率が新潟砂のほうより大きくなっている。これは、相馬珪砂6号の方の透水係数が小さいため、間隙水圧の場所的なばらつきが大きくなるためと考えられる。この実験結果によれば、粒径に関わらず Pi/h_s を0.2より小さくすれば、ある程度均一な液状化地盤が形成できることになる。

図-5.14は、横軸に無次元注水パイプ間隔 Pi/h_s をとり、限界動水勾配 H_{gcr} が現れたときの地盤高の変化率

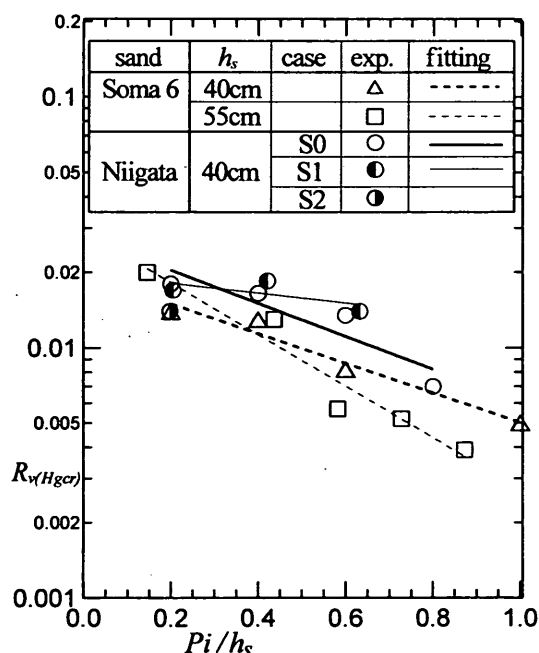


図-5.14 無次元注水パイプ間隔 Pi/h_s と限界動水勾配のときの地盤の体積変化率 $R_{v(H_{gcr})}$ の関係(基本型)

$R_{v(H_{gcr})}$ を示したものである。図より、 $R_{v(H_{gcr})}$ は、 Pi/h_s が大きいほど小さくなっている。目視観測によると、 Pi/h_s の小さい場合は、パイピング発生直前から全体的に地盤が上昇するが、 Pi/h_s の大きい(とくに、 $Pi/h_s > 0.6$) 場合は、パイピングが発生してもパイピングの発生していなかった所では地盤の上昇が生じない傾向が見られた。これは、注水パイプの間隔が広がるほど注水パイプ間の地盤を持ち上げる力が弱くなるからである。また、 Pi/h_s が大きくなるほど粒径の小さい相馬珪砂6号の $R_{v(H_{gcr})}$ が小さくなっている。この原因については、

粒径の小さいほうの透水係数が小さいため、新潟砂に比べて間隙水圧が横に充分広がらないままピークに達し、パイピングが発生するためと考えられる。

5.5 均一な液状化地盤形成に必要な限界注水パイプ間隔

(1) 均等な液状化の判定基準

上向き浸透流発生装置を用いた実験結果に基づいて、砂地盤を均等に液状化させるための注水パイプの限界間隔について以下のような判断基準を考えた。ただし、今回の実験条件内の基準であり、しかも $Pi = 8\text{cm}$ の場合の砂地盤がある程度均等な液状化地盤となった状態であることを前提としている。

基準Ⅰ：等価透水勾配 $H_{ge} (=V_d/k)$ が限界動水勾配 H_{gr} の 1.2 倍における平均地盤固さ \bar{S}_f が、 $Pi = 8\text{cm}$ の場合における限界動水勾配のときの \bar{S}_f より小さいこと。ここで、等価動水勾配を限界動水勾配 H_{gr} の 1.2 倍にした意味は、上向き浸透流発生装置を液状化消波システムとして使う場合、1.2

H_{gr} の流量で $Pi = 8\text{cm}$ の場合において限界動水勾配時の平均地盤固さより小さくなると地盤の液状化がある程度均一になったとする。

基準Ⅱ：パイピングの発生後の地盤固さ S_f が、その発生以前の S_f より小さくなること

基準Ⅲ：実験で得られた限界動水勾配 H_{gr} が理論値に近いことで、実験と理論による H_{gr} の差が小さいこと。ここでは、その差を 2% 以下とした (図-5.14 参照)。

(2) 限界パイプ間隔

表-5.4 は、本章の実験結果に対して、上記の基準に基づいて判定した結果である。砂地盤を均等に液状化させるため必要となる基本型の上向き浸透流発生装置の限界パイプ間隔 Pi_σ は 8cm ($h_s = 40\text{cm}$ と 55cm の場合、それぞれ $Pi_\sigma/h_s = 0.2$ と 0.15) となる。ただし、 $h_s = 55\text{cm}$ の場合 $Pi = 16\text{cm}$ に対しては確認していないことを考慮して判断すれば、無次元限界パイプ間隔 Pi_σ/h_s は縮尺や砂の粒径に関わらず 0.2 程度となる。

表-5.4 均等な液状化となるパイプ間隔の判定

砂の種類 (D_{50})	地盤厚さ $h_s(\text{cm})$	パイプ間隔 $Pi(\text{cm})$	1.2 H_{gr} 時の平均地盤固さ \bar{S}_f / d_s (kN/cm^3) ¹⁾	判定基準 ²⁾			総合判定
				基準Ⅰ	基準Ⅱ	基準Ⅲ	
新潟砂 (0.39mm)	40	08(S0)	(0.10)	—	○	○	○
		16(S0)	0.08	○	△	×	×
		24(S0)	0.10	△	×	×	×
		32(S0)	0.18	×	×	×	×
		08(S1)	(0.31)	—	○	○	○
		16(S1)	0.13	○	○	×	×
		24(S1)	0.31	△	×	×	×
相馬硅砂 6号 (0.18mm)	40	08	(0.33)	—	○	○	○
		16	0.26	○	○	×	×
		24	0.39	×	×	×	×
		32	0.45	×	×	×	×
		40	0.49	×	○	×	×
	55	08	(0.31)	—	△	○	○
		24	0.27	○	○	×	×
		32	0.27	○	△	×	×
		40	0.32	×	×	×	×
		48	0.36	×	○	×	×

1) 括弧内の数字は $Pi = 8\text{cm}$ の場合における限界動水勾配時の平均地盤固さである。

2) 判定の○と×はそれぞれの基準を満たしている場合であり、△は判定基準をぎりぎり満たしている場合、××は判定基準値とかなり離れている場合を表す。

ここで、限界注水パイプ間隔の決定に最も大きな影響を及ぼしたのは基準Ⅲである。第4章の大型実験により得られた限界動水勾配(図-4.2)は0.85であり、理論計算による値(=0.91)の93%と小さくなっており、上記の基準によれば地盤の液状化が均一になっていなかったと判断できる。実際、実験でも局所的なパイピングの現象が強く見られており、上記の基準により決められた限界パイプ間隔の値には妥当性がある。

ただし、前述の5.2節で示した結果を考慮すれば、粒径の小さいほど、また初期地盤が固いほど注水パイプの限界間隔は小さくなり、さらなる検討が必要である。また波作用場では、波作用によって地盤が締め固まる現象が生じるため、限界パイプ間隔をさらに小さくする必要があり、これについては第6章で検討する。

5.6 応用型による液状化の状況

図-5.15は、応用型の上向き浸透流装置を用いた場合の新潟砂に対する地盤固さ S_f/d_s の平面分布を示したものであり、同図の(a)と(b)は、それぞれ透水性材層として金網と透水性コンクリートを用いた場合の結果である。また、図中の等価動水勾配 H_{ge} を求める際、透水係数 k については、基本型の $P_i=8\text{cm}$ (ケースS0)による値($k=0.07\text{cm/s}$)を用いた。

注水流量の増加に伴う液状化の進行パターンは、周辺部のほうから液状化し、徐々に中央部のほうに広がっており、基本型の場合の傾向とはかなり異なる結果である。前述の図-5.7の(a)(基本型の場合、 $P_i=8\text{cm}$)と比較すると、初期地盤はほぼ同様に形成されており、パイピングの発生直後(ステップ③)、 S_f/d_s が0.1より小さくなっている面積は両方とも7割程度でほぼ同じになっている。しかし、地盤固さのばらつきは大きく、地盤全体における S_f/d_s の最大差は、基本型の場合0.15程度であるのに対し、応用型は0.45とかなり大きくなっている。なお、そのときの給水流量すなわち等価動水勾配は基本型に比べ応用型が1.6倍となっている。

また、同図の(a)と(b)を比較してみると、用いた透水性材層が厚い透水性コンクリートでは、周辺部のみで極端に液状化していることが分かる。このような現象は、水槽内の水が最も透水性の良い周辺部へ向かって流れるためであり、水槽と透水性材層の境界面(周辺部)が水の通り道になるためと考えられる。

液状化消波システムの実用化を考えた場合、これらの結果から、注水システムが単純かつ供給流量の少ない基本型が経済的で実用的なシステムになると考えられる。

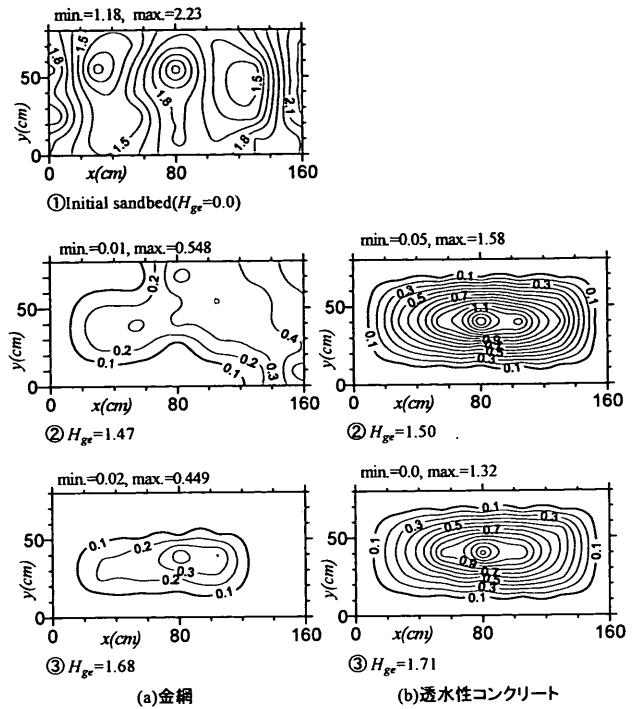


図-5.15 砂地盤の固さ S_f/d_s の平面分布(応用型, 新潟砂, $h_s=35.0\text{cm}$, $d_s=25\text{cm}$)

5.7 まとめ

本章では、砂地盤を均等に液状化させるために、上向き浸透流発生水槽を用いた基礎的な実験を行っており、得られた主要な結果は次のようにまとめられる。

- 1) 注水パイプを等間隔に設けた基本型の上向き浸透流発生装置について、次のような結果が得られた。
 - ① 上向き浸透流速の増加とともに、パイピングの発生直前で地盤固さの空間分布はかなり均等になるが、一度パイピングが発生すると地盤固さの均等さは破れて不均等になり、この不均等さの具合はパイプの間隔が広いほど強くなる。
 - ② 地盤をある程度均一に液状化させるため必要となる注水パイプの限界間隔は、粒径に関わらず地盤厚さの20%程度となる。
- 2) 注水パイプと砂地盤間に透水性材層を設けた応用型による上向き浸透流発生装置は、周辺部は軟らかくなるが中央部は固い状態のまま残る。この現象は、透水層下の水が最も透水性の良いところへ向かうため発生し、中央部の固い領域は透水層の厚さが厚くなるほど広くなった。したがって、応用型についてはさらに検討が必要である。

なお、本章の結果は波の作用しない静水状態で得られた現象であり、実際には、波の作用によって地盤が締め

固まることもあるため、波作用場における注水パイプ間隔などについてはさらに検討が必要である。これについては6章で検討する。

6. 液状化した砂地盤の締め固まりと波の減衰

液状化消波システムの実用化に向けて、消波効果を高くするためには、地盤をより均一に液状化させることが重要であり、そうした性能の良い注水装置をより経済的に造ることが重要となっている。また、液状化した地盤が波によって締め固まり、消波効果が低減することもわかっており、その対策も不可欠となっている。特に、注水装置のポンプパワーを小さくすることが求められており、流量低減のために、透水係数の小さい細粒砂を用いる場合にはこの締め固まりが問題となる。

本章では、こうした波と液状化した砂地盤の相互作用について、その実験結果を報告するものであり、液状化消波システムの実用化を促進するとともに、波に対する砂地盤の複雑な特性の解明に資するものである。まず、通常の砂（第4章で用いた新潟砂）を対象にし、均一な液状化地盤の形成と消波効果に及ぼす注水パイプ間隔の影響について調べ、次に透水係数の小さい細粒砂（相馬砂6号）を対象とした地盤の締め固まり現象と消波効果について検討を加える。

6.1 水理模型実験の方法

(1) 実験水路と液状化消波システム

本章の水理模型実験は、第4章の実験と同様に、当所の大型造波水路に長さ6m、厚さ0.65mの砂地盤を設け、液状化消波システムを設置して行っている。液状化消波システムは、第4章で用いた装置（以降、PS1と称する）に対して、注水パイプの間隔を小さくし、またその間隔が調節できるように改良したもの（以降、PS2と称する）である。図-6.1は装置の断面図とパイプの配管や計測器の配置を示した平面図である。すなわち、液状化消波システムの注水パイプシステムは、地盤表面から $h_s = 55\text{cm}$ の深さに埋設しており、内径1.6cm、長さ3mの注水用のパイプを水路幅方向に6cm間隔（2本×12列）で設け、注水パイプの両側面に5cm間隔に直径0.35cmの孔を開けたものであり、表-6.1に注水パイプシステムPS1とPS2の諸元を示している。また、パイプには、注水孔の目詰り防止を目的として防砂シート（透水係数 1cm/s 、厚さ3mm）を2重巻きしている。なお、それぞれの注水パイプの入口に開閉バルブを取り付けて、その開閉によって水が出る間隔（注水パイプ間隔 P_i ）が

調節できるようになっている。写真-6.1は、岸側の上から撮った注水パイプの一部（区間Ⅱ～区間Ⅰ）であり、写真中の白く見えるのが防砂シートを巻いた注水パイプである。

(2) 実験砂

用いた砂は、注水パイプ間隔の影響等に対する検討を目的として第4章で用いた通常の砂（新潟砂）と、流量を小さくすることを目的とした細粒砂（相馬砂6号）の2種類である。それぞれの砂は、実験を行う前、上向き浸透流を発生させ、砂の洗浄を行ったため、砂の性質が若干変わっており、その結果を表-6.2に示している。表中の透水係数 k は、かなり軟らかい地盤状況（それぞれほぼ最大間隙率の状況）で、地盤下層に設けた7箇所（表-6.4）の間隙水圧より平均的に求めた値であり、波作用による地盤の締め固まりによって変わるが、この値を基準値として用いている。

(3) 実験ケースと測定

表-6.3は実験で発生した波の条件等について示したものである。すなわち、水深 h を34.4cmと50cmの2種類にとり、周期 T をそれぞれの水深に対し2～8種類として規則波を発生させており、さらに一部のケースについては不規則波の実験も行った。実験波は、通常240秒～270秒間発生させている。地盤中の間隙水の上向き流速 V_d は5～9段階に変化させており、注水パイプの間隔 P_i は主に6cm（ $P_i/h_s = 0.11$ ）について行っているが、12cm（ $P_i/h_s = 0.22$ ）についても実施している。なお、注水パイプ間隔の影響を比較するため、 $P_i = 24\text{cm}$ （ $P_i/h_s = 0.44$ ）に対しては第4章の実験結果を用いている。

計測は、図-6.1と表-6.4に示しているように、波高（4ヶ所）、地盤内の間隙水圧（9ヶ所）、パイプ内の圧力（5ヶ所）、地盤高（2ヶ所：1ヶ所は目視、1ヶ所はビデオカメラ）、地盤固さおよび流量について実施している。

計測時間は、波作用により地盤高が安定となるまでの240秒から270秒間とし、目視観測による地盤高の計測は、波作用前と計測終了直前において6ヶ所の区間ごとに平均高さを計測している。地盤固さの計測は、区間Ⅱの中央部において鉛直3ヶ所（地盤表面から15cm、30cm、45cm下側）で、20秒から30秒間隔でコーン・ペネトロメータを用い行っている。

実験では、地盤の初期状況を極力同じにして波を作用させた。すなわち、まず新潟砂と相馬砂6号についてそれぞれ約0.193cm/sと0.084cm/sの上向き浸透流を用い、砂地盤を完全液状化させた後、自然に沈下した地盤を初期地盤にしており、そのときの地盤高を基準にし

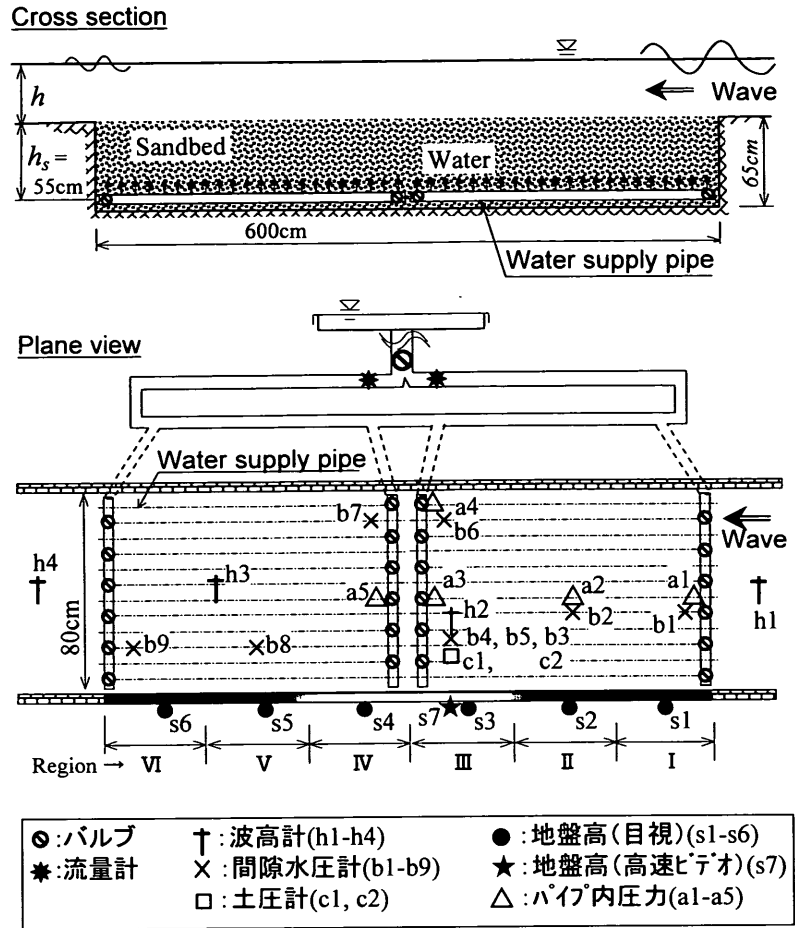


図-6.1 液状化消波システムの概要と計測器の配置

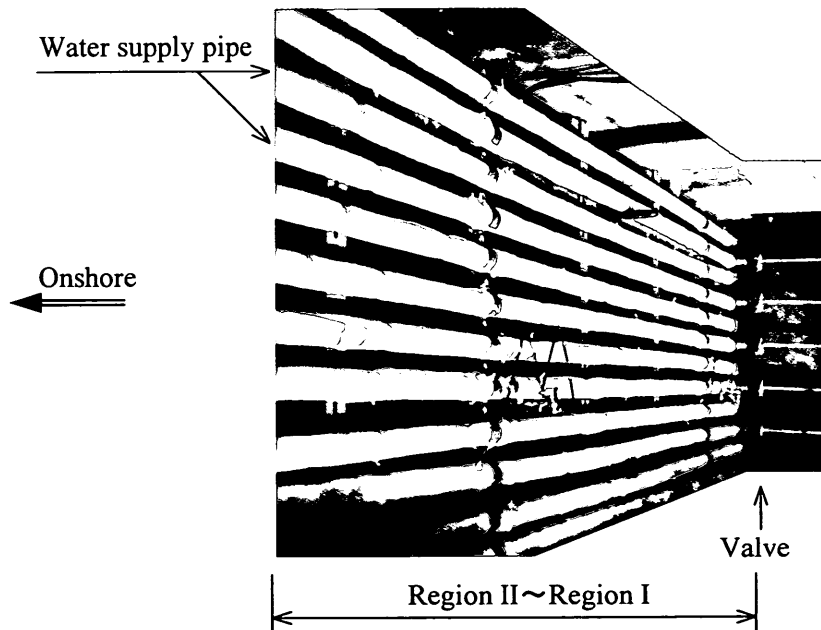


写真-6.1 注水パイプの配管の一部 (区間II～区間I, 岸側上から撮影)

表-6.1 注水パイプシステム

(単位：cm)

注水パイプシステム	注水パイプ				注水孔		砂地盤表面から注水パイプ中央までの距離 h_s
	間隔	単位長さ	管径	埋設方向	直径	間隔	
PS1	6	300	1.6	水路方向	0.35	5	55
PS2	24	75	1.3	水路に直角	0.40	5	

表-6.2 用いた砂の諸元

砂名称	実験前				実験中(後)				
	D_{50} (mm)	D_{10} (mm)	比重 G_s	間隙率 ¹⁾ n	D_{50} (mm)	D_{10} (mm)	比重 ²⁾ G_s	間隙率 ¹⁾ n	透水係数 k (cm/s)
新潟砂	0.32	0.22	2.65	0.40-0.48	0.39	0.25	2.65	0.41-0.47	0.172
相馬硅砂6号	0.14	0.08	2.64	0.38-0.55	0.18	0.12	2.64	0.40-0.49	0.042

¹⁾ 間隙率の最大と最小の範囲は、計り方によって異なることがあり、表中の間隙率の範囲は若干小さくなって可能性はありうる。

²⁾ 実験中の砂の比重は計測してはなく、実験前の比重のままにしている。

表-6.3 実験条件

砂	波区分	水深 h (cm)	周期 ¹⁾ T (s)	波高 ¹⁾ H (cm)	注水パイプ 間隔 P_i (cm)	砂	波区分	水深 h (cm)	周期 ¹⁾ T (s)	波高 ¹⁾ H (cm)	注水パイプ 間隔 P_i (cm)	
新潟砂	規則波	34.4	1.17	11.0 ²⁾	6	相馬 硅砂 6号	規則波	34.4	1.17	11.0 ²⁾	6, 12	
			2.36	11.0	6				1.88	11.0	6	
				18.0	6, 12				2.36	11.0	6	
			2.90	11.0	6, 12				2.90	11.0	6, 12	
			3.30	11.0	6				3.30	16.0	6	
			3.90	18.0	6, 12					22.0 ²⁾	6	
		50.0	1.41	16.0 ²⁾	6			3.90	18.0 ²⁾	6, 12		
			2.83	16.0	6			4.40	14.0 ²⁾	6		
				24.0 ²⁾	6			5.49	8.0 ²⁾	6		
			34.4	2.65	12.0			6	50.0	1.41	16.0 ²⁾	6
				3.50	15.0			6		3.47	20.0	6
不規則波					34.4	不規則波	2.00	12.5	6			
								3.30	16.0	6		

¹⁾ 不規則波の周期と波高は有義周期と有義波高である。

²⁾ 砕波しない最大波高である。

表-6.4 計測項目

計測項目	計測器	計測器の番号	備考
波高	波高計	h1-h4	h2 は b4 と同じ断面
間隙水圧	間隙水圧計	b1, b2, b4, b6-b9 b5	下層：平均深さ 45.54cm 中層：深さ 30.85cm, b4 と同じ場
パイプ内の圧	圧力計	a1-a5	平均深さ 55.0cm
地盤高	目視 高速ビデオカメラ	s1-s6 s7	空間ごとに平均的に計測 b4 と同じ断面
地盤固さ	コーン・ペネトロメー		b4 と同じ断面, 鉛直 3ヶ所
流量	流量計		総流量

て地盤沈下量 S_s を求めている。

(4) データ解析方法

入射波 (h1) の波高に対する伝達波 (h4) の波高の比より波高伝達率 K_T を求めている。注水時間による K_T の変化も検討するため、最初 40 秒間のデータと最後の 40 秒間のデータそれぞれに対し波高伝達率を求めており、それぞれ $K_T(1st)$ と $K_T(2nd)$ と称する。なお、第 4 章 (注水システム：PS1) の波高伝達率は $K_T(1st)$ に対応している。

波作用による地盤沈下量 S_s は、目視観測により計測した 6ヶ所の沈下量を平均して求めた。また、ビデオカメラ (s7) で一波ごとの地盤高の平均レベルの時間変化を求めた。注水パイプに近い下層に設けた 7 個の間隙水圧 (平均深さ 45.54cm) より、砂地盤の平均透水係数を求めている。なお、注水パイプ内の圧力データは、注水孔の流量係数の算定に用いている。これについては、付録-B を参照されたい。

6.2 注水パイプ間隔による地盤の均一性と消波効果 (新潟砂による実験結果)

(1) パイプ間隔と波高伝達率

図-6.2 は、消波効果に及ぼす注水パイプ間隔の影響を示したものであり、上向き浸透流速 V_d を透水係数 k で除した等価動水勾配 $H_{ge} (=V_d/k)$ を横軸にとって波高伝達率 K_T の変化を示している。ここで、 K_T を求める際、無次元注水パイプ間隔 $Pi/h_s = 0.11$ と 0.22 の場合は 240 秒間のデータより、 $Pi/h_s = 0.44$ の場合は 40 秒間のデータを使った。

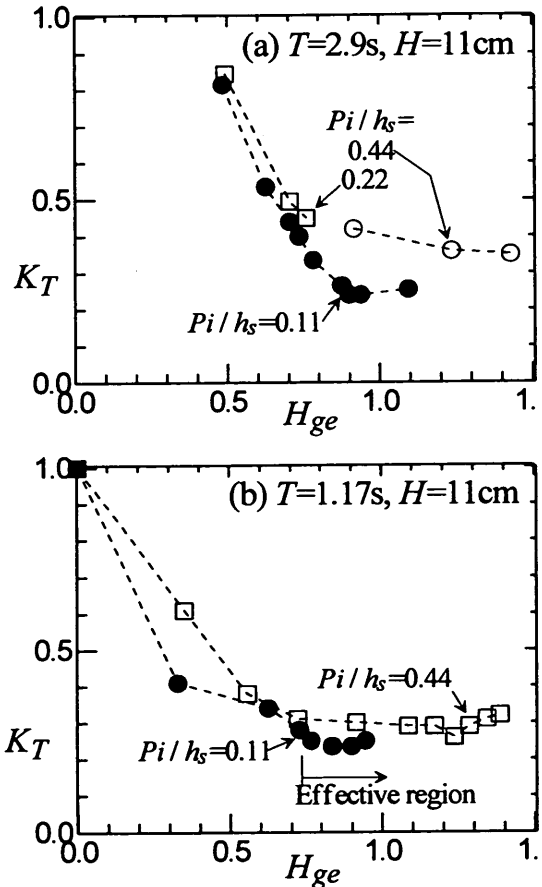


図-6.2 等価動水勾配 H_{ge} の変化に伴う波高伝達率 K_T の変化 (新潟砂, $h = 34.4\text{cm}$)

まず、同図の(a)は長い周期 ($T = 2.9\text{s}$) の結果であり、波高伝達率は等価動水勾配の増加に伴って減少し、最小となる波高伝達率 $K_{T(\min)}$ はパイプ間隔 Pi の短い方が小

さくなっている。すなわち、 $P_i/h_s = 0.44$ の場合の $K_{T(\min)}$ は 0.3 以上になっているが、 $P_i/h_s = 0.11$ の場合は 0.25 程度である。 $P_i/h_s = 0.22$ の場合は明確ではないが $P_i/h_s = 0.11$ の場合より若干大きい。また、波高伝達率が小さい値で安定となり始める最小の等価動水勾配（以降、必要最小動水勾配 H_{ge} と称する）は、パイプ間隔 P_i/h_s が短い方が小さい。例えば、 $P_i/h_s = 0.11$ の場合において必要最小動水勾配 H_{ge} は 0.85 程度で、 $P_i/h_s = 0.44$ の場合の 1.2 に比べて 3 割ほど小さくなっている。

一方、同図の(b)は短い周期 ($T = 1.17s$) の結果であり、注水パイプ間隔の差による $K_{T(\min)}$ と H_{ge} の差はあまり大きくはない。本章の水理実験で行った他のケースの結果については付図-A. 1 に示してあり、上記とほぼ同様な結果が得られている。

このように、注水パイプ間隔を小さくすれば、波高伝達率が小さくなり、必要最小動水勾配も小さくできること、またその影響は、周期が大きいほど明瞭に現れることが分かった。

(2) 地盤締め固まりの不均一性

上述した消波効果の差は、波作用によって生じる地盤の締め固まりが、岸沖方向 6m の間で不均一になることが原因の一つと考えられる。図-6. 3 は、横軸を砂地盤の岸沖方向の位置（区間 I が沖側、区間 VI が岸側）にとり、縦軸に地盤の沈下量 S_{sb} をとったものである。図-6. 3(a)、(b)は図-6. 2 と同じ波が 240s 間作用した場合の結果である。このとき等価動水勾配 H_{ge} は、図-6. 3(a)の場合 0.758 および 0.781 であり、図-6. 3(b)の場合 0.766 である。また、この場合の砂地盤の限界動水勾配は 0.77 であるため、砂地盤はほぼ液状化状態になっている。

まず図の(a)より、地盤沈下量 S_{sb} は、波の入射する沖側（区間 I と II）で大きく、岸に向かうほど小さくなる。また、沖側の区間 I と II における平均沈下量は、 $P_i/h_s = 0.11$ の場合が 1.9cm 程度で、 $P_i/h_s = 0.22$ の場合の 2.8cm より小さくなっており、沈下量の場所的な差も注水パイプ間隔の小さい方が小さい。こうしたばらつきが、消波効果の違いとなっていると考えられる。

ただし、このような沈下量の区間分布の傾向は周期の小さい場合（同図の(b)）もほぼ同様となっているが、消波効果への影響は小さい。これは、図-6. 2 でも分かるように周期の長い波のほうが軟らかい (H_{ge} が大きい) 地盤で消波効果が最適となり、地盤の不均一な締め固まりによる消波効果の低下が顕著となるためと考えられる。

図-6. 4 は、こういった不均等な地盤沈下によって生じる地盤内の透水性の区間変化を示したものである。図

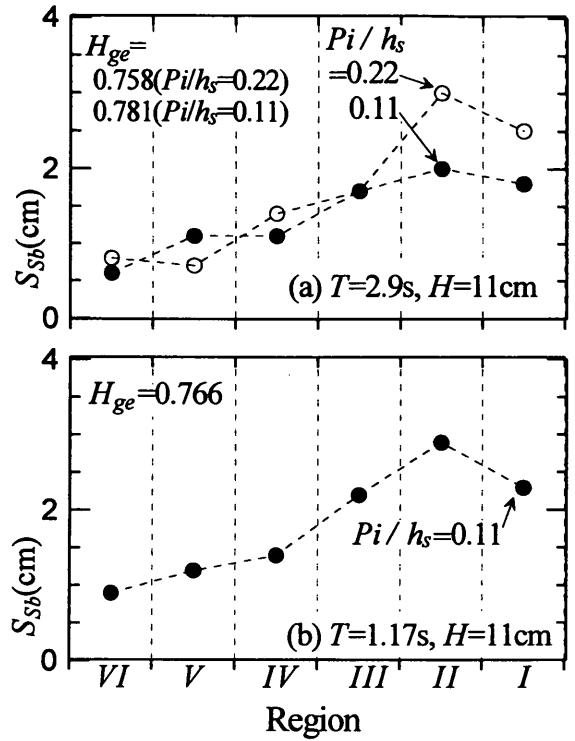


図-6. 3 波作用による地盤沈下量 S_{sb} の空間分布（新潟砂， $h = 34.4cm$ ，規則波）

に示している地盤の透水性については、上向き浸透流のない状態で周期と波高の異なる 4 つの波を作用させて形成した地盤において、上向き浸透流の透水試験より得られた透水係数を示している。図の横軸に地盤高の区間偏差 $d_{hsb} (= (H_{s,VI} - H_{s,I}) / h_s)$ をとり、縦軸には区間 VI と I の透水係数の偏差 $d_k (= (k_{VI} - k_I) / \bar{k})$ を表している。ここで、 $(H_{s,VI}$ と $H_{s,I})$ と $(k_{VI}$ と $k_I)$ において下付き添字 VI と I はそれぞれ区間 VI と区間 I を表しており、 \bar{k} は地盤下層の 7 個の間隙水圧計より求められた平均透水係数である。

図より、地盤高の区間偏差 d_{hsb} が大きくなるほど透水係数の区間偏差 d_k が大きくなっている。これは、2 つの区間における沈下量の偏差が大きいほど透水係数の偏差も大きくなることを示している。上向き浸透流量の空間分布については確認していないが、こういった現象によって、注水孔からの流出量は地盤沈下量の大きいところのほうが沈下量の小さいところより多くなっている可能性が高い。

また、波作用によって単なる沈下だけではなく、波の進行方向（岸側）に砂が若干移動したことも観察されており、これは今後解決すべき課題の一つである。

(3) 必要最小動水勾配

図-6. 5 は、注水パイプ間隔を小さくすれば、周期の

長い波でも必要最小動水勾配が小さくなることを示したものである。横軸に水深波長比 h/L を、縦軸に必要最小動水勾配 H_{ge} をとっており、無次元注水パイプ間隔 $Pi/h_s = 0.11$ と 0.44 について示している。全体的には水深波長比が小さくなるほど必要最小動水勾配 H_{ge} が大きくなっているが、 $Pi/h_s = 0.11$ では、 H_{ge} の変化の割合が小さくなっている。すなわち、注水パイプ間隔を短くすることによる供給流量 (H_{ge}) の節約効果は、水深波長比が小さいほど大きくなること分かる。例えば、 $h/L = 0.05$ で注水パイプ間隔 Pi/h_s を 0.11 にした場合、

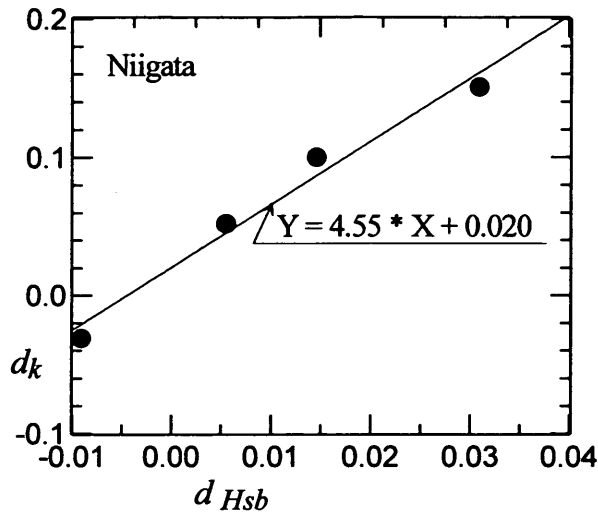


図-6.4 波作用による地盤高の空間偏差 d_{Hsb} と透水係数の空間偏差 d_k の関係 (新潟砂)

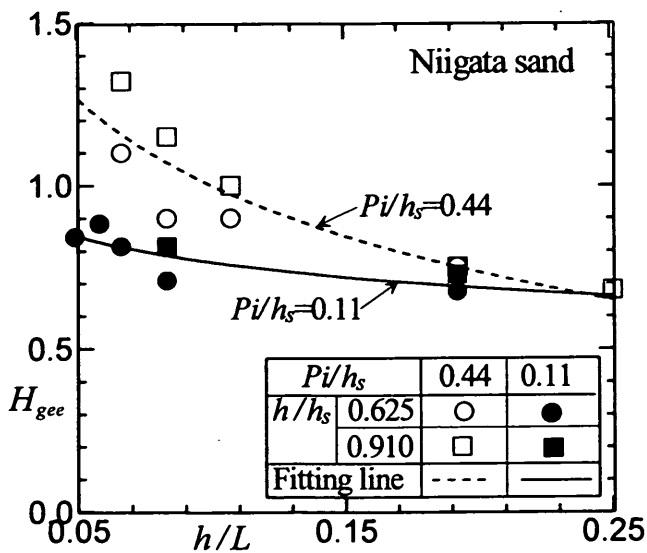


図-6.5 水深波長比 h/L の変化に伴う必要最小動水勾配 H_{ge} の変化 (新潟砂, 規則波)

必要最小動水勾配 H_{ge} は 0.83 であり、 $Pi/h_s = 0.44$ の場合の 1.26 に比べて 35% ほどの供給流量の節約効果が得られる。

(4) 最小の波高伝達率

図-6.6 は、一連の H_{ge} の変化に伴って最小となる波高伝達率 $K_{T(\min)}$ と水深波長比 h/L の関係を示した結果であり、二つのパイプ間隔について示している。注水パイプ間隔が短い $Pi/h_s = 0.11$ では、 $K_{T(\min)}$ が、 h/L に関してほとんど一定になっており、 h/h_s が 0.625 では、 0.3 の波高伝達率が得られることが分かる。また、不規則波の場合でも規則波とほぼ同様の消波効果が得られている。

また図には、計算結果も示しているが、計算ではある程度の剪断弾性係数のばらつきを考慮している。すなわち、計算で得られた K_T を剪断弾性係数 G のある範囲について平滑化している (4.4 節参照)。計算ではその平滑化の範囲として、図-4.7 と図-6.6 の場合、それぞれ $\log_{10} G = 0.52$ と 0.25 にしている。このように、そのばらつきを 4 章で示した値より小さくすると、 $Pi/h_s = 0.11$ の実験結果に適應する計算結果が得られる。

(5) 波作用場における注水パイプの限界間隔

以上のように、注水パイプの間隔を短くするほど地盤の液状化を均一に作り出しやすいことについては第 5 章の結果からも分かっている。第 5 章の結果によれば、ある程度均一な液状化地盤が形成できる限界無次元注水パイプ間隔 Pi/h_s は、粒径に関わらず 0.2 となってい

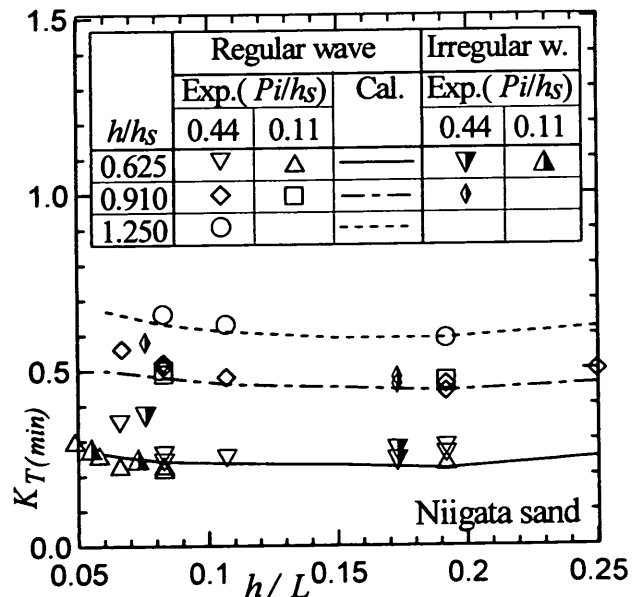


図-6.6 水深波長比 h/L の変化に伴う最小波高伝達率 $K_{T(\min)}$ の変化 (新潟砂)

る。しかし、前述のように波の作用場では、波による締め固まりがあり、無次元注水パイプ間隔は0.1程度以下が望ましいと考えられる。

6.3 波作用による地盤の締め固まり

図-6.7は、上向き浸透流の強さと波の作用による地盤の締め固まり（沈下量）の関係を示すものであり、横軸に等価動水勾配 H_{ge} 、縦軸に地盤沈下率 $R_{ssb}(=S_{sb}/h_s)$ をとっている。図に示した結果は、本研究で実施した全実験ケース（規則波）より得られたものである。地盤沈下量は、地盤沈下がほぼ安定となった240秒～270秒間の波作用の結果より求められたものである。

図から明らかなように、地盤の締め固まりによる沈下量は大きく、砂の粒径に関わらず、 $H_{ge}=0.4$ 程度で地盤沈下率 R_{ssb} はほとんど最大（約0.09）となる。 $H_{ge} > 0.4$ では、多少ばらつきはあるが、 H_{ge} を大きくすると沈下率は低減する。新潟砂の場合、沈下率が0となる H_{ge} は1.0程度となっている。新潟砂の場合、 H_{ge} が0.8～1.0程度で消波効果が高い最適な軟らかさとなるが、この範囲での沈下量は小さく、締め固まりが問題とはならない。

一方、相馬硅砂6号の場合、沈下率が0となる H_{ge} は1.7と大きく、同じ H_{ge} に対して相馬硅砂6号の場合の沈下率が新潟砂の場合より大きくなっている。これは、粒径が小さいほど地盤の締め固まりが不均一であり、パイピングの発生による流量の漏れが大きいためと考えられる。これについては第7章で説明する。相馬硅砂6号の場合でも H_{ge} を大きくすれば、波作用による地盤の締

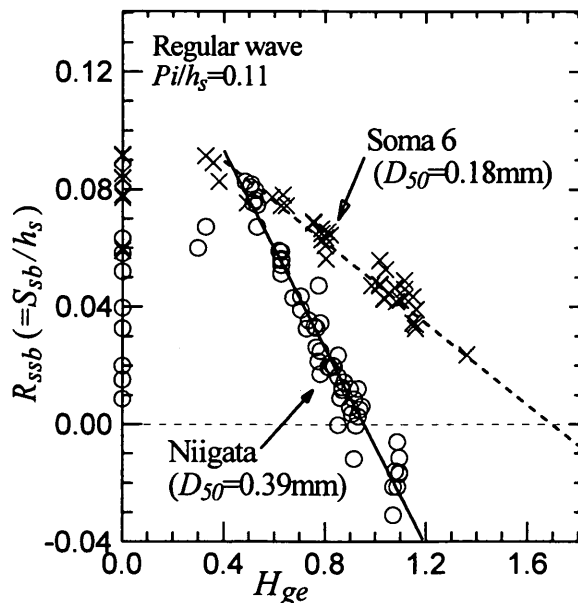


図-6.7 上向き浸透流の等価動水勾配 H_{ge} と地盤沈下率 R_{ssb} の関係

め固まりは防止できるが、こうした大きな H_{ge} の範囲では、後に述べるように必ずしも高い消波効果が得られない。これは、地盤の締め固まりが不均一で、軟らかすぎるところが現れるためと思われる。なお、相馬硅砂6号の場合、 H_{ge} が1.2程度以下では、次節で述べる締め固まりの問題が発生する。

図-6.8は、上向き浸透流の等価動水勾配 H_{ge} の増加に伴う砂地盤高 H_{sb} の区間変化を示したもので、図の左右はそれぞれ新潟砂と相馬硅砂6号による結果である。

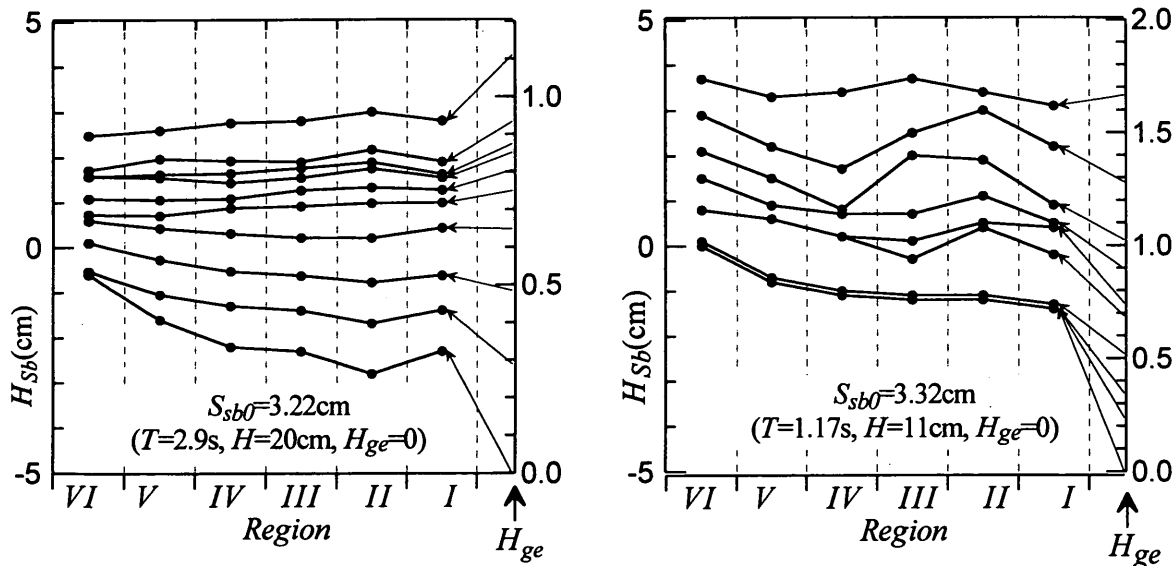


図-6.8 上向き浸透流の等価動水勾配 H_{ge} による地盤高 H_{sb} の空間変化 ($Pi = 6cm$)；新潟砂（左図）、相馬硅砂6号（右図）

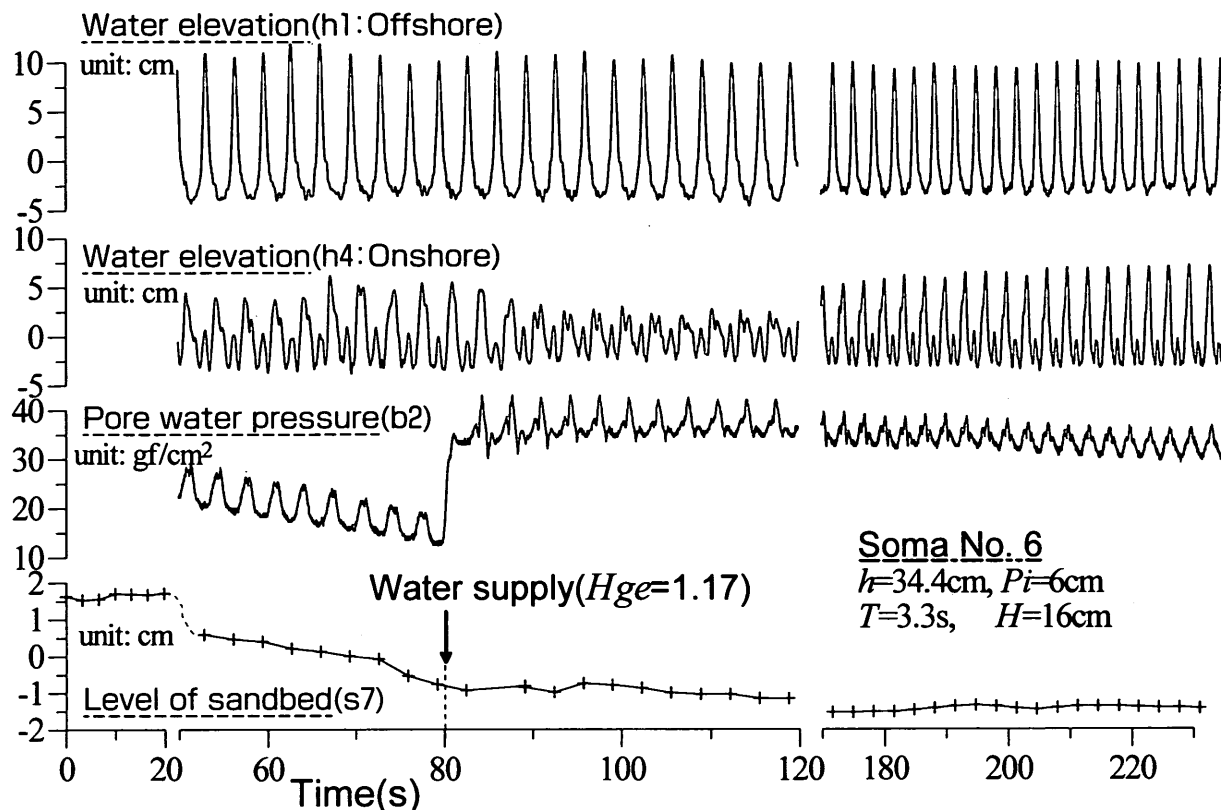


図-6.9 測定記録の例 (相馬硅砂 6 号, $h=34.4\text{cm}$, $Pi=6\text{cm}$, $T=3.3\text{s}$, $H=16\text{cm}$)

横軸に 1m 間隔の区間 (I~VI) をとり, 地盤厚さ $h_s = 55\text{cm}$ を基準とした地盤高 H_{s0} の変化を表している。例えば, 左図中の下から 1 番目の曲線の場合, 注水した等価動水勾配 H_{ge} は 0.0 であり, 2 番目の場合は 0.29 である。右横軸はそれぞれの地盤高の曲線に対する等価動水勾配 H_{ge} を表している。この際, まず上向き浸透流のない状態 ($H_{ge}=0.0$) で波を作用させ, 地盤を図中の S_{s0} ほど沈下させ, ある程度締め固めた地盤を形成してから注水による地盤高の変化を計測した。

図より, 両方とも等価動水勾配 $H_{ge}=0.0$ のときの地盤高はかなりばらついているが, 注水量 (H_{ge}) を徐々に増やしていくと, 地盤高は上昇するとともにある程度均一になっている。このように地盤高が均一になる傾向は砂の粒径によって異なる。すなわち, 粒径の大きい新潟砂の場合は, 初期地盤高にばらつきがあっても H_{ge} の増加に伴いそのばらつきは徐々に少なくなって, $H_{ge}=1.1$ 程度でほぼ均一になっている。しかし, 粒径の小さい相馬硅砂 6 号の場合は, 地盤高のばらつきの具合が, H_{ge} の増加に伴いさらに強くなって, $H_{ge}=1.7$ 程度である程度均一になっている。

また図示しなかったが, 初期地盤沈下量 S_{s0} を大きくしたときの H_{ge} の増加に伴う地盤高の変化傾向は, 新潟

砂の場合は図示している傾向とそれほど変わらなかった。しかし, 相馬硅砂 6 号の場合, $H_{ge}=1.7$ 程度では S_{s0} に関わらず地盤高は図示した結果とほぼ同様になったが, これに至る前までは S_{s0} が大きいほど地盤高のばらつきの具合がさらに強くなった。

このように注水によって地盤高のばらつきがほぼなくなる等価動水勾配 H_{ge} の値は, 波作用による地盤沈下量 S_{s0} が 0 となる H_{ge} の値 (図-6.7) とほぼ同じとなる。

6.4 細粒砂による消波効果 (相馬硅砂 6 号による実験結果)

(1) 測定記録の例

図-6.9 は, 相馬硅砂 6 号の砂地盤の実験における測定記録の一例であり, 複雑な挙動を示すことが分かる。これは注水パイプ間隔 $Pi=6\text{cm}$, 水深 $h=34.4\text{cm}$ で周期 $T=3.3\text{s}$, 波高 $H=16\text{cm}$ の波が作用した場合の実験結果である。図中, 上から 2 つはそれぞれ入射波 (h1) と伝達波 (h4) の水位変動であり, 次が地盤深さ 45.1cm での間隙水圧 (b2) で, 最後が地盤高さの平均レベル (s7) である。まず, 上向き浸透流の無いまま波を作用させ, 80 秒ほど経過した後, 給水 ($H_{ge}=1.17$) を開始している。

初期状態では地盤が比較的軟らかいため、給水がない状態で波が通過した場合でも、砂地盤は動き、ある程度消波されるが、伝達波高は徐々に大きくなる。地盤内の間隙水圧は、図には示していないが、平均レベルが40 gf/cm²近くまで上昇した後、徐々に減っていき、そのとき地盤高の平均レベルも徐々に下がっている。

80秒後に給水を始めると、まず間隙水圧が40gf/cm²近くまで上昇し地盤が液化化し、地盤高もそれに伴って若干上昇する。伝達波高は、間隙水圧や地盤高の上昇に比べるとゆっくり小さくなってからまた大きくなる。この際、波の分裂がはっきり現れている。地盤が固くなって地盤高がほぼ一定になるとともに分裂の現象は徐々に弱くなっており、間隙水圧の平均レベルが徐々に下がり、変動振幅も小さくなっている。

(2) 新潟砂と相馬桂砂6号の地盤締め固まりの比較

図-6.10は、横軸に時間をとって、波作用による地盤の沈下量 S_{sb} とそのときの波高伝達率を表したものであり、図には新潟砂(点線)と相馬桂砂6号(実線)の結果を示してある。図に表した地盤沈下量は砂地盤全体での平均の沈下量である。

まず新潟砂の場合では、注水が無い状態で波を通過させると、地盤はある程度締め固まって、80秒ほど経過した後には等価動水勾配 $H_{ge} = 0.84$ で注水を開始すると、沈下が若干戻り、波が大きく減衰し K_T が0.2まで小さくなっている。波の作用を継続させてもこうした状態が安定して続く。

一方、粒径の小さい相馬桂砂6号の場合、注水する前の沈下量が大きく、注水 ($H_{ge} = 1.05$) を開始すると沈下がかなり戻り、 K_T も0.2程度まで小さくなるが、注

水を継続しているにも関わらず、次第に地盤が沈下し、波高伝達率が大きくなってしまふ。

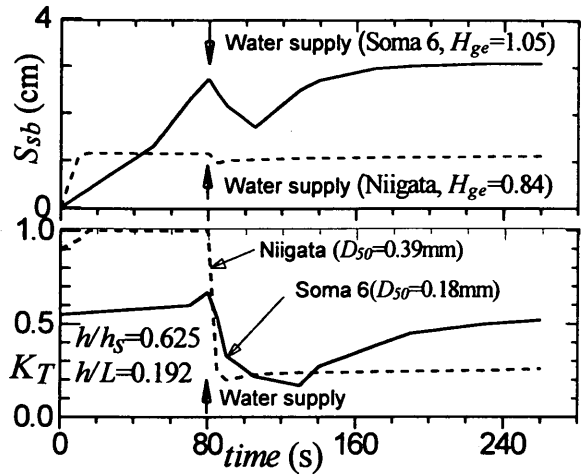


図-6.10 地盤沈下量 S_{sb} と波高伝達率 K_T の時間波形 ($P_i/h_s = 0.11, h/h_s = 0.625, h/L = 0.192$)

(3) 地盤沈下量と波高伝達率

図-6.11は、相馬桂砂6号の場合において、地盤沈下量 S_{sb} と波高伝達率 K_T の時間変化についてより詳細に示したものであり、地盤の初期条件(締め固まりの程度)によって波高伝達率の変化傾向が異なることを示した例である。この実験では、まず $H_{ge} = 2.0$ 程度で完全に液化化し、自然に沈降した状態のかなり軟らかい地盤をつくり、次に一定時間 T_s の間、上向き浸透流の無い状態で波を通過させることによって異なった初期地盤を形成し、その後注水 ($H_{ge} = 1.05$ か 1.17) を開始している。

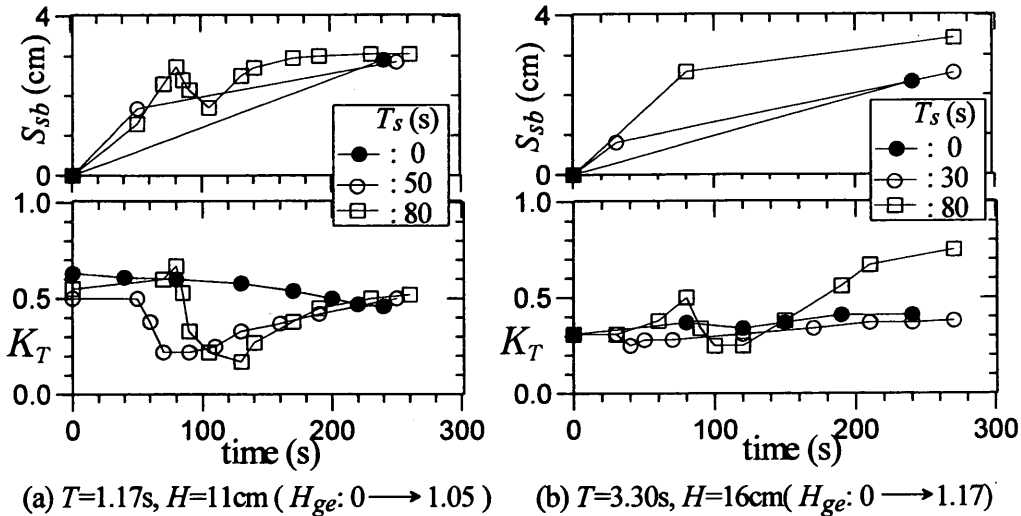


図-6.11 初期地盤の差による S_{sb} と K_T の時間変化(相馬桂砂6号, $P_i/h_s = 0.11, h/h_s = 0.625$)

図の(a)は、周期 $T=1.17s$ の場合である。 $T_s=0$ の場合を除いて、給水の開始時間 T_s に係わらず、 K_T は最小値 0.2 まで一旦小さくなり、その後 0.5 まで大きくなっている。また、地盤沈下量 S_b もほぼこれに対応している。しかし、 $T_s=0s$ の場合は、地盤がかなり軟らかい状況から波が作用するため、高い消波効果(小さい K_T) に至らないまま地盤沈下が進んでおり、 K_T の変化はわずかである。

図の(b)は、周期 $T=3.3s$ の場合である。全体的な変化傾向は $T=1.17s$ の場合とほぼ同様になっているが、 T_s が大きいほど沈下量と波高伝達率が大きくなっていることが短い周期の場合とは異なる傾向である。これは、周期が長いと地盤深くまで締め固まり、全体的に地盤の締め固まりが不均等になりやすいためと考えられる。なお、 $T_s=0s$ の場合に対する他のケースについては付図A-2に示してあり、上記とほぼ同様な結果が得られている。

また、図の(a)で最も小さくなった波高伝達率は 0.17 程度で、第3章で示した理論計算による値 0.12 に近くなっている。このことは、最適条件が完全に形成できれば、水理実験より得られる波高伝達率は理論計算の値と等しくなる可能性を示している。

6.5 消波効果向上法

(1) 地盤の締め固まりを全体的に小さくする方法

図-6.7に示したように、等価動水勾配 H_{ge} を大きく

すると波作用による地盤沈下量 S_b が 0 になる。新潟砂の場合には H_{ge} を 1.0 程度にすれば地盤の締め固まりはほとんどなくなるが、粒径の小さい相馬硅砂であっても、 H_{ge} を 1.7 まで大きくすれば地盤沈下量は 0 となる。

図-6.12は、このように供給等価動水勾配を大きくすることにより、消波効果の低下の問題点を解決した一例である。図の例は、新潟砂を対象に、供給した等価動水勾配 $H_{ge}=1.08$ にし、周期 $T=3.3s$ 、波高 $H=11cm$ の波を作用させた場合の実験結果である。図中の波形において、上から2つはそれぞれ入射波 ($h1$) と伝達波 ($h4$) の水位変動であり、次が地盤深さ $45.1cm$ での間隙水圧 ($b2$) である。波作用による地盤高の変化については図示しなかったが、このケースでは地盤が平均的に $0.9cm$ 上昇した。間隙水圧は平均レベルが波作用の最初の段階で若干の下降はあるが、その後一定になるとともに間隙水圧の変動振幅もほとんど一定である。伝達波高もほとんど変化がなく、消波効果の低下も生じない。

相馬硅砂6号の場合に対しては、供給等価動水勾配 H_{ge} を 1.7 程度にした例がないため、この問題については確認できていない。しかしながら、この砂ではあまり軟らかくすると、周期の短い波では消波効果が返って悪くなることもあり、制御が難しいと思われる。そのため、供給流量をパルス式に調節し、最適条件を維持できるようにすることも考えられる。

(2) 締め固まりのばらつきをより少なくする方法

図-6.2と図-6.3に示したように、消波効果の低下

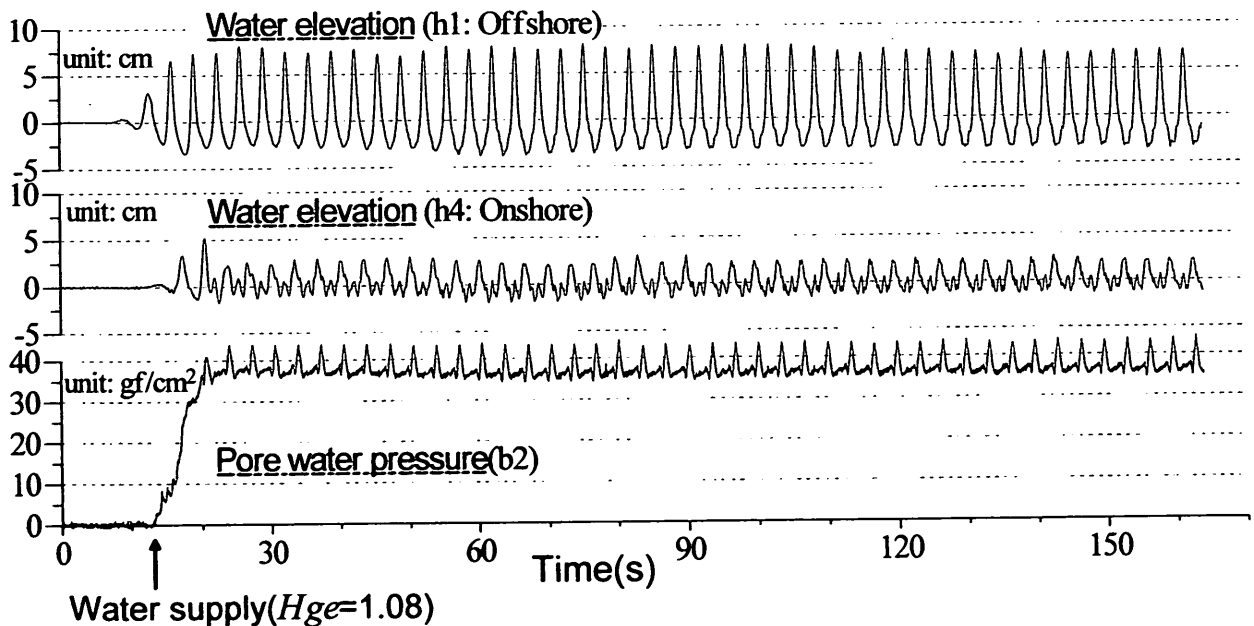


図-6.12 測定記録の例 (新潟砂, $h = 34.4cm$, $P_i = 6cm$, $T = 3.3s$, $H = 11cm$)

の原因である地盤沈下量のばらつきを小さくする方法として、波の入射する沖側のように沈下量の大きい区間では供給流量を増やし、他の区間では減らすことができるような流量の供給システム（独立給水システム）の導入が考えられる。

6.6 まとめ

本章では、液状化した砂地盤の締め固まりと波の減衰について水理実験より検討しており、得られた結論は次のようにまとめられる。

- 1) 新潟砂のような通常の砂では、注水パイプ間隔 P_i を地盤厚さの 10% 程度以下に小さくすると、
 - ① より均一な液状化地盤の形成が可能となる。
 - ② より広い水深波長比の条件で高い消波効果が安定的に得られる。
 - ③ 水深波長比の小さい波の場合ほど供給流量の節約が図れる。
- 2) 周期の長い波の場合ほど地盤状況の影響を受けやすく、不均一な地盤による消波効果の低下が大きい。
- 3) 相馬桂砂のような細砂の場合にも、高い消波効果が得られる。ただし、地盤の締め固まりと締め固まりの不均一性による消波効果の低下がある。
- 4) 地盤締め固まりを全体的に小さくすることや、締め固まりのばらつきをより少なくすることにより、消波効果の向上が可能となる。

本章の段階では、新潟砂のような通常の砂に対しては、地盤締め固まりによる消波効果の低下の問題についてはある程度解決できているが、粒径の小さい砂（相馬桂砂 6号）に対してはまだ問題が残っており、後述の第7章でそれに対する解決方法を提案する。

7. 液状化消波システムの設計法

7.1 設計パラメータと設計フロー

液状化消波システムによる消波効果は十分大きいことが分っており、その性能予測が可能になっている。本章では、これまで得られた結果に基づいてシステムの設計方法を示す。図-7.1は、設計フローを示すものであり、以下にその説明を加えている。なお、表-7.1は、それぞれのフローにおける設計パラメータをまとめたものである。

① 対象海域条件の入力

対象海域が選定された場合、水深 h と消波対象波の周期 T と波高 H の範囲（中心的な消波対象波を設計

波と称する）を決定する。この際、地盤の粒度分布、透水係数 k 等の海域の地盤状況も調べる。

② 波制御目標の決定

対象海域の利用目的を考慮して、設計波に対して目標とする最小の波高伝達率 K_{70} (4.5節で定義) を決める。また、消波対象のすべての波に対する波高伝達率の許容範囲を決める。

③ 液状化対象地盤の長さ と 厚さ の 決定

現地盤が液状化地盤として利用できるか調べる。利用できない場合は、使用できる砂の透水係数等を調べる。

消波効果の予測図（図-4.9）より、設計波に対して目標とした波の制御率 K_{70} を得るため必要となる液状化対象の地盤面積 A_b （長さ B_L ）と厚さ h_s を決める。このとき、対象とする地盤が十分広い（長い）場合は、注水パイプの埋設深さ h_s を小さくしても良いが、そうではない場合は h_s を大きくしなければならない。図-4.9に示していない条件に対しては、第3章の有限要素法による数値計算によって、必要な地盤の長さや深さを決定できる。

また、消波対象のすべての波に対して波高伝達率が許容範囲に入っているかどうかを調べる。

④ 注水流量の算定

波作用による地盤の締め固まりなどを考慮した必要な上向き浸透流速 $V_{d(\max)}$ （=最大の等価動水勾配 H_{ge} ・透水係数 k ）を算定し、注水流量 Q_s （= $V_{d(\max)}$ ・対象地盤面積 A_{sb} ）を求めるとする。この際、注水による等価動水勾配が図-6.5あるいは図-4.6の必要最小等価動水勾配 H_{ge} より小さくならないようにする。

⑤ 注水パイプシステム諸元の設定

注水パイプシステムの諸元（パイプの間隔、管径および長さ）、注水孔の諸元（孔の大きさと間隔）および防砂シートの透水性などについて、次節を参考に決定する。

⑥ 給水システム

注水パイプ入口で所定の圧力と流量が確保できるような給水動力と給水配管とする。また、液状化対象の面積が広い場合は注水パイプへの給水を独立システムにすることもある（7.2節参照）。

7.2 注水パイプシステムの設計

(1) 通常の砂（新潟砂）の場合

注水システムの設計では、静水時の不均一な液状化の防止、そして波作用による地盤の締め固まりによる不均一性の進展に十分注意する必要がある。6章までの検討

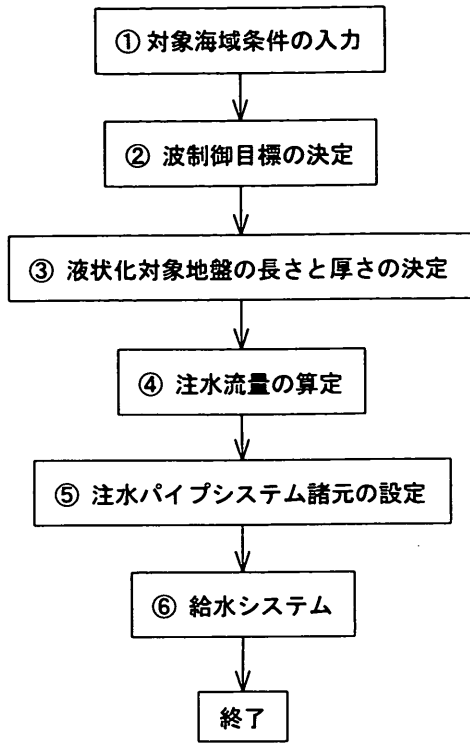


図-7.1 液状化消波システムの設計に必要なパラメーターの一覧

によって、通常の砂であれば、十分均一で締め固まりの影響も少ない注水システムの設計が可能である。

注水パイプシステム諸元については以下のように設定する。

①注水パイプ間隔

第5章および第6章の検討で明らかのように、注水パイプ間隔を短くすることが、均一な液状化地盤形成に有利であり、消波効率も良くなる。注水パイプ間隔は波の周期が長いほど、また砂の粒径が小さいほど小さくする必要があり、また地盤厚さ h_s の1割以下にすることが望ましい。

②孔の大きさと間隔

孔の大きさと間隔については、付録-Cの式(C.1)を満たすようにするとともに、最大供給流量が得られるように決定する。ただし、孔の大きさ(直径)は砂地盤の上載荷重と防砂シートの強度を考慮して5mm以下にすることが望ましい。

③注水パイプの管径と長さ

注水パイプの管径と長さについては、付録-Bの式(B.2)を用い、パイプ内の圧力分布がある程度均一になるように、孔の大きさや間隔なども考慮して決定する。ここでは、1本のパイプ内の圧力の最大差を1%以内にすれば十分である。

表-7.1 液状化消波システムの設計の概略フロー

入力パラメータ		出力パラメータ		参照
①海域の条件	水深	③液状化対象地盤	地盤長さ・幅	4.6節
	消波対象波の周期と波高(設計波)		地盤厚さ (注水パイプの深さ)	
	地盤の状況	④注水流量	最大上向き浸透流速	6.2節, 6.3節
②波の制御目標	波高伝達率	⑤注水パイプ システムの諸元	注水パイプの間隔	7.2節
			注水孔の大きさと間隔	
管径および長さ				
注水孔の流量係数(防砂シート透水性)				
注水パイプ入口での供給圧力水頭				
⑥給水システム			給水配管	管路計算
			供給動力	

④注水孔の流量係数

注水孔の流量係数は、付録-Bの式(B.3)に基づいて算定する。ただし、注水孔の目詰まり防止用の防砂シートの透水係数が砂の透水係数より小さいときは、式(B.3)の比例係数について事前検討が必要となる。

⑤注水パイプ入口での供給圧力

上述の4点のパラメータを考慮し、目標とする最大注水流量が確保できるような圧力にする。

(2) 細粒砂の場合

図-7.2に液状化消波システムにおける地盤の不均一な液状化と、波作用による地盤の締め固まりによる不均一性の進展に関連した問題点とその解決策をまとめている。細粒砂の場合には、特に締め固まりの問題が重要であり、単にパイプ間隔を地盤厚さの1割以下にするだけでは十分な解決策とはならない。

6章でも述べているが、波による締め固まりの対策法として、以下の二つが考えられる。

a) 締め固まりを全体的に小さくする方法

この方法は、供給圧力(等価動水勾配)を大きくして平均沈下量を0にする方法として、6.5節に詳しく述べている。しかし、地盤をあまり柔らかくすると、周期の短い波の場合、消波効果がかえって悪くなることもあるため、パルス式の流量供給により最適地盤条件を作り出すことが考えられる。

b) 締め固まりのばらつきをより少なくする方法

i) 流量を場所別に制御する方法

図-6.2と図-6.3に示したように、消波効果の低下の原因である地盤沈下量のばらつきを少なくする方法として、波の入射する沖側部のように沈下量が大きい領域では供給流量を増やし、他の領域では減らすことができるような流量の供給システム(独立給水システム)の導入が考えられる。

ii) パイプの孔からの流量を制御する方法

付録-Bに示したように、注水孔の流量係数は、地盤の透水係数と上向き浸透流速の関数となっているため、局所的に不均等な地盤における流量係数は局所的にばらつきが大きくなる。また、パイピングが発生するとその付近のパイプ孔からの流量係数が大きくなり、他の孔からの流量が低減し、軟らかさに大きなばらつきが発生する。こうしたばらつきは、波による締め固まりによってさらに進行する。特に周期の長い波の場合が問題になる。

したがって、パイピングが発生してもその付近のパイプ孔からの流量が増加しないように抑制することが必要となる。その方法として、(i)注水孔を小

さくする方法、(ii)流量係数を流量が増大するほど小さくする方法が考えられる。この2つの方法による効果については付録-Bの(2)に示してある。

7.3 設計例(大規模波動地盤総合水路の試設計の例)

当所で建設中の大規模波動地盤総合水路は、長さ184m、幅3.5m、最大深さ12.0mとなっており、現地スケールの1~1/5を対象したものである。そのうち、長さ67.0mの区間に深さ4mの地盤があり、液状化消波システムを設けることになっている。前述の設計フロー(図-7.1)に基づいた液状化消波システムの設計の例として、この水路のシステムの試設計について以下に述べる。

表-7.2は液状化消波システムの砂地盤などの条件を示したものである。投入予定の砂は、中央粒径 $D_{50}=0.2$ mm、透水係数 $k=0.05$ cm/sであり、注水パイプまでの深さ h_s は3.6mとしている。設計対象水深 h は3.3m($h/h_s=0.91$)とし、対象波の周期は3s~10s($h/L=0.06\sim0.25$)であり、波高伝達率 $K_{T0}=0.25\sim0.3$ の消

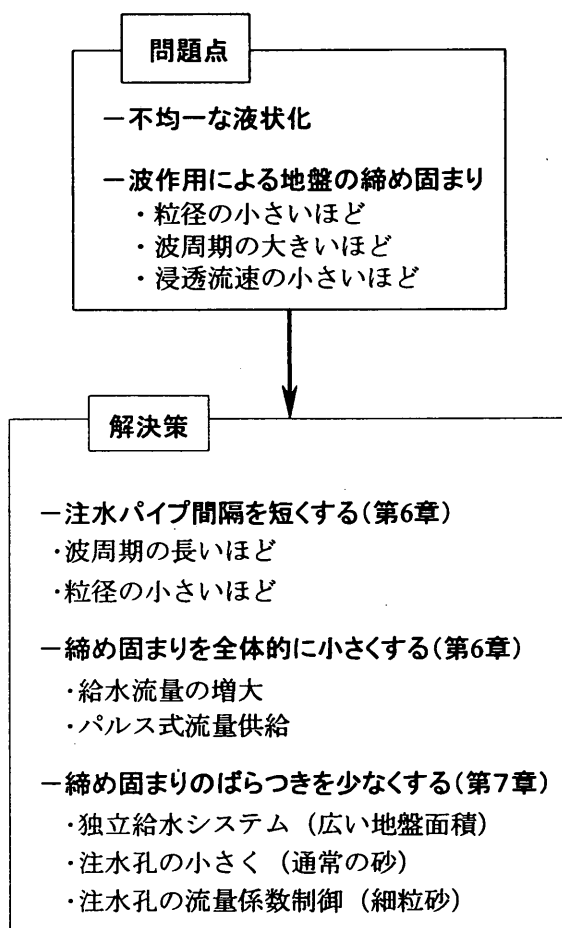


図-7.2 液状化消波システムの問題点と解決方法の概要

波効果が期待できる。ただし、中心となる周期は6s ($h/L=0.1$, $K_{T0}=0.25$) である。

また、供給可能な最大上向き浸透流速は透水係数の

表一7.2 液状化消波システムの設計入力条件
(大規模波動地盤造水路の例)

地盤部	長さ (m)	67.0
	幅 (m)	3.5
	厚さ (m) (注水パイプの深さ)	4.0 (3.6)
	砂の中央粒径 D_{50} (mm)	0.2
	透水係数 k (m/s)	0.05×10^{-2}
設計波	計画水深 (m) (最大水深)	3.3 (5.0)
	計画最大周期 (s) (波長m)	11.7 (65.6)
波制御	目標波高伝達率 K_{T0}	0.4
供給流量	最大上向き浸透流速 (m/s)	0.06×10^{-2} ($=1.2k$)
	総流量 (m ³ /分)	8.4
	全揚程 (m)	33
	出力 (kW)	75

表一7.3 注水システムの設計パラメーターの算定結果
(大規模波動地盤造水路の例)

注水パイプ部	間隔 (cm)	27.8
	総本数	240
	パイプの管径 (cm)	4.0
	1本の長さ (cm)	350
注水孔	孔の流量係数 C_d	0.021
	直径 (cm)	0.4
	間隔 (cm)	4.0
	数/1本	84×2
最大流速 (cm/s)	注水パイプの入口	50.0
	孔の流過流速	27.7
供給圧力水頭	注水パイプ入口 (m)	12.8 ($\pm 0.2m$)
	容量 (m ³ /cm)	8.4
給水ポンプ	全揚程 (m)	33
	出力 (kw)	75

1.2倍 (等価動水勾配 $H_{ge}=1.2$) にした。この値は、このシステムで用いる砂の中央粒径 ($=0.2mm$) が相馬砕砂6号 ($=0.18mm$) より若干大きいものの、6.5節で示したように、波作用による地盤の締め固まりをなくすため必要となる等価動水勾配 $H_{ge}=1.7$ より小さくしている。この理由については、注水パイプシステムの設計の際、前節で示した注水パイプシステムの設計法を十分考慮したため、等価動水勾配 $H_{ge}=1.2$ 程度にしても地盤の締め固まりによる消波効果の低下問題はある程度解決できると判断したためである。

表一7.3は注水システムの設計の結果を示すものである。すなわち、

- ①注水パイプの間隔 P_i を地盤厚さ h_s ($=3.6m$) の1割以下 ($=0.077h_s=27.8cm$) にしている。
- ②注水孔の大きさ (直径0.4cm) は付録-Cの式 (C.1) を満たすように小さくし、供給できる最大圧力水頭を $3.5h_s$ に相当する水圧程度に大きくしている。
- ③対象地盤を4つの区間に分けて、それぞれに対して独立の給水システムを採用している。
- ④注水パイプの管径 (4cm) を太くし、パイプ内における圧力のばらつきを少なくしている (パイプ内の最大圧力勾配0.4%)。

この大規模波動地盤水路の液状化消波システムは、

- ①消波効果と供給流量に及ぼす模型の相似則効果の確認
 - ②設計方法の妥当性の確認
- を目的としており、この設計に基づいて施工している。

7.4 まとめ

本章で得られた主要な結論は次の通りである。

- 1) これまで得られた結果に基づいて、液状化消波システムの設計方法を示した。
- 2) 注水システムの設計法についても、その方法を示した。通常の砂に対しては、注水パイプ間隔を小さくする方法で対処できるが、細粒砂では、さらに以下の方法を考慮する必要がある。
 - a) 締め固まりを全体的に小さくする方法
 - b) 締め固まりのばらつきをより少なくする方法
 - ①流量を場所別に制御する方法
 - ②パイプの孔からの流量を制御する方法
- 3) 液状化消波システムの設計方法に基づいて、大規模な液状化消波システムの試設計を示した。

8. あとがき

本報告は、新しい発想に基づく波浪制御構造物である液状化消波システムの開発の初期段階からこれまでの経緯をまとめたものである。小型および大型水理模型実験を行うとともにFEM数値計算により、このシステムの有効性を確認した。また、システムの経済性や信頼性の向上を図るため、上向き浸透流発生水槽を用いた砂地盤の液状化について詳しく検討した。さらに、波作用による地盤の締め固まりにより消波効果が低下する問題についても検討を行った。さらに、これらの結果に基づいてシステムの設計方法を確立し、大規模の液状化消波システムの試設計を行った。本報告の主要な結論は以下のとおりである。

- 1) 砂地盤が1波長程度の長さで水深程度の厚さであれば、波高伝達率を0.2~0.4程度まで小さくする消波効果が期待できる。砂地盤層の厚さに対する水深の比が小さいほど消波効果が大きく、同一水深では、周期に関わらずかなり安定した消波効果が得られる。不規則波に対しても規則波の場合とほぼ同程度の消波効果が得られている。
- 2) 適切な地盤条件下では、模型の縮尺や砂粒径に関わらず同程度の消波効果が得られており、現地でも模型と同様の消波効果が得られると考えられる。
- 3) FEMによる数値計算の結果は、水理実験結果をよく表しており、数値計算の結果を用いた液状化消波システムの消波性能の算定図を示した。
- 4) 液状化システムとしては、注水パイプによる上向き浸透流発生装置（基本型）が適切であることが分かった。波の作用しない静水状態では、均一な液状化状態とするための限界パイプ間隔（基本型）は、粒径に関わらず砂地盤厚さの20%程度である。しかし、液状化した地盤は波作用によって締め固まるため、波作用場での限界パイプ間隔は地盤厚さの10%以下にすることが望ましい。なお、周期が大きいほど大きな供給流量が必要であり、また注水パイプ間隔を小さくするほうが供給流量の節約が図れる。
- 5) 細粒砂の地盤では、波作用による地盤の締め固まりにより消波効果が低下する。その影響は作用波の周期が長いほど顕著となり、また粒径が小さいほど初期地盤条件によって消波効果が大きく変化する。
- 6) 波作用による地盤の締め固まりなどの問題点の解決策を提案するとともに、得られた結果に基づいて液状化消波システムの設計方法を確立し、大規模な液状化

消波システムの試設計を行っている。

なお、細粒砂の地盤における地盤の締め固まりについては、さらに検討が必要である。現在建設中の大規模波動地盤水路に液状化消波システムを設置し、実用化に向けて、このシステムのさらなる検討を行う予定である。

最後に、本研究の実施にあたり、高山知司元水工部長、小舟浩治元水工部長、南兼一郎元水工部長、鈴木康正前水工部長、加藤一正水工部長らから貴重な御助言を頂いている。また、朴 佑善客員研究員（現、韓国海洋研究所）には波と構造物と地盤の相互干渉に関する数値計算プログラムの開発にあたり大きな御協力を得ている。また実験の実施にあたり、斎藤祐一前水工部耐波研究室研究員、前田保男元水工部耐波研究室研修生、山口貴之元水工部耐波研究室研修生の諸氏に御協力を頂いた。ここに記して感謝の意を表する。

(1999年6月30日受付)

参考文献

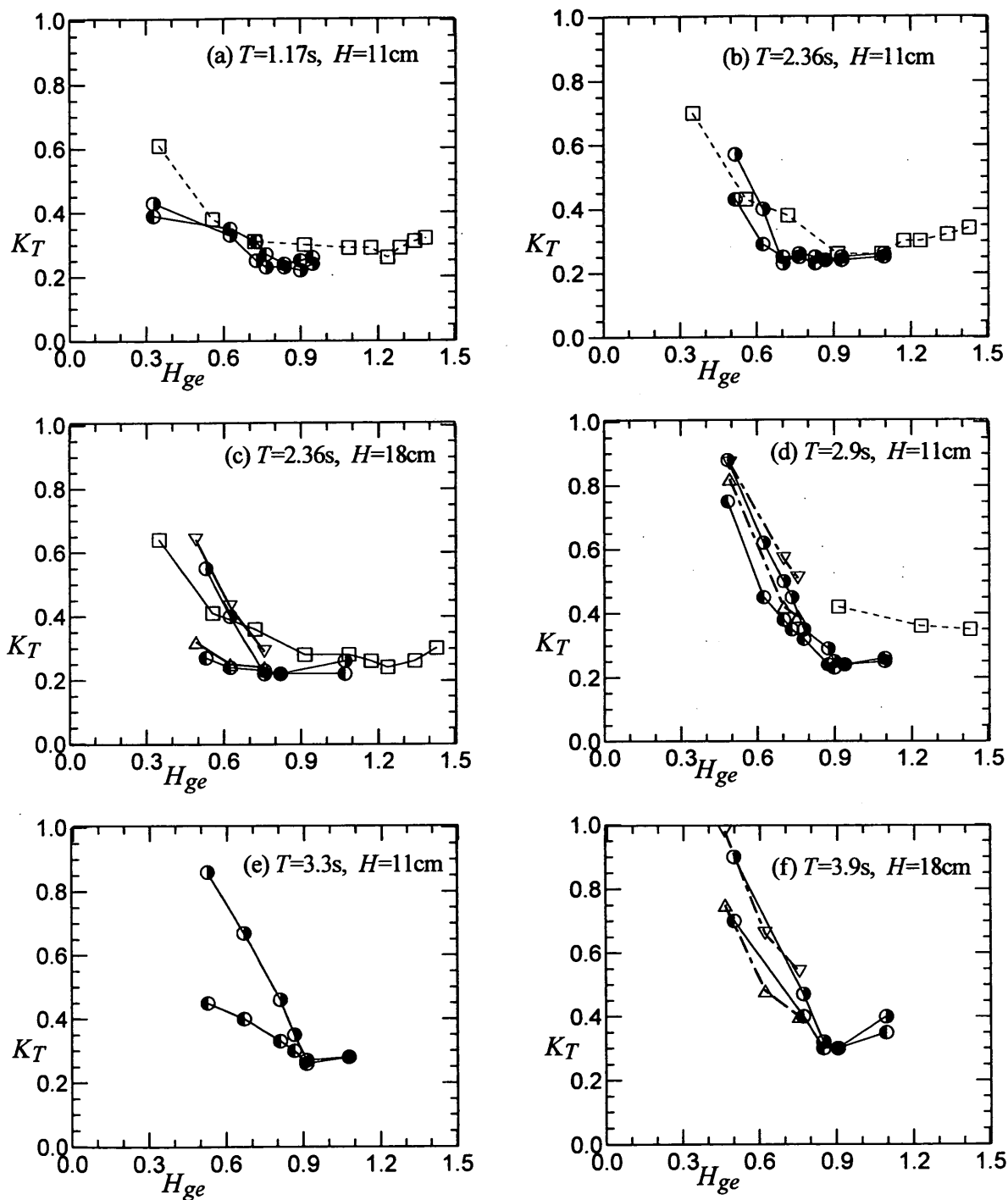
- 上部達生・守屋正平(1987)：砂地盤場の大水深混成式防波堤の指大型振動実験と地震応答解析，港研資料，No. 587，61p.
- 姜 閔求・高橋重雄・鈴木高二朗・三浦裕信・朴 佑善(1997)：砂地盤の液状化消波システムの消波効果，海岸工学論文集，第44巻，pp. 706~710.
- 姜 閔求・高橋重雄・高野忠志(1999)：液状化した砂地盤の締め固まりと波の減衰について—液状化消波システムの実用化に関する研究—，海岸工学論文集，第46巻，pp. 781~785.
- 高橋重雄・下迫健一郎・上部達生(1994)：衝撃波力に対する防波堤ケーソンの動的挙動，港研報告，第33巻，第2号，pp. 59~86.
- 高橋重雄・下迫健一郎・山本 悟・三浦裕信(1994)：液状化した砂地盤の特性とそれによる消波に関する基礎実験，海岸工学論文集，第41巻，pp. 611~616.
- 高橋重雄・鈴木高二朗・姜 閔求・常数浩二(1997)：細粒砂地盤の液状化に関する一実験，海岸工学論文集，第44巻，pp. 916~920.
- 土木学会 海岸工学委員会 研究現況レビュー小委員会(1994)：海岸波動—波・構造物・地盤の相互作用の解析法，土木学会，520p.
- 朴 佑善・高橋重雄・鈴木高二朗・姜 閔求(1996)：波—地盤—構造物の相互作用に関する有限要素法解析，海岸工学論文集，第43巻，pp. 1036-1040.
- Biot, M.A. (1941): General theory of three-dimensional

- consolidation, *J. of Applied Physics*, Vol.12, pp.155-164.
- Biot, M.A. (1962) : Mechanics of deformation and acoustic propagation in porous media, *J. of Applied Physics*, Vol.33, pp.1482-1498.
- Gade, H.G. (1958) : Effects of a nonrigid, impermeable bottom on plane surface waves in shallow water, *J. of Marine Research*, Vol.16, No.2, pp.61-82.
- Putnam, J.A. and J.W. Johnson(1949) : The dissipation of wave energy by bottom friction, *Trans. Amer. Geophys. Union*, 30, No.1, pp.67-74.
- Reid, R.O. and K. Kajiura(1957) : On the damping of gravity waves over a permeable sea-bed, *Trans. Amer. Geophys. Union*, 38, pp.662-666.
- Yamamoto, T. (1981) : Wave-induced pressures and effective stresses in inhomogeneous seabed foundations, *Ocean Eng.*, Vol.8, pp.1-16.
- Yamamoto, T., H.S.H.L. Koning and E. van Hijium (1978) : On the response of a poro-elastic bed to water waves, *J. Fluid Mech.*, Vol.87, Part1, pp.193-206.
- Yamamoto, T. and S. Takahashi (1985) : Wave damping by soil motion, *ASCE, WW*, Vol.111, No.1, pp.62-77.
- Yamamoto, T., S. Takahashi and B. Schuckman (1983) : Physical modeling of sea-seabed interactions, *ASCE, EM*, Vol.109, No.1, pp.54-72.
- Yasuda, S., H. Kiku and Y. Uchida (1989) : The mechanism and a simplified procedure for the analysis of procedure for the analysis of permanent ground displacement due to liquefaction, *Soils and Foundations*, pp.103-109.

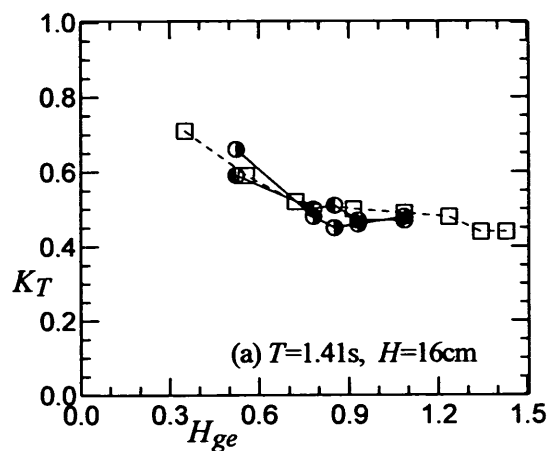
付録

付録-A. 波高伝達率の実験結果 (6章の付図)

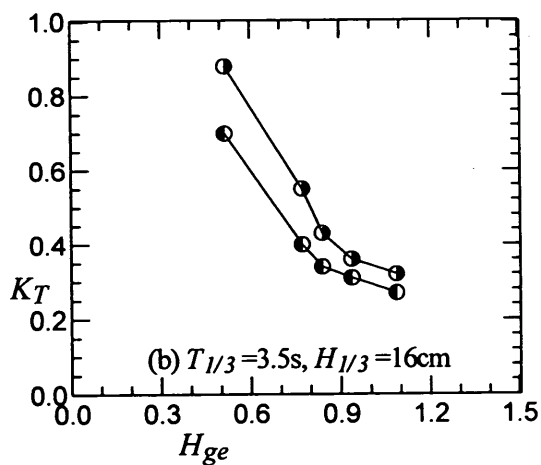
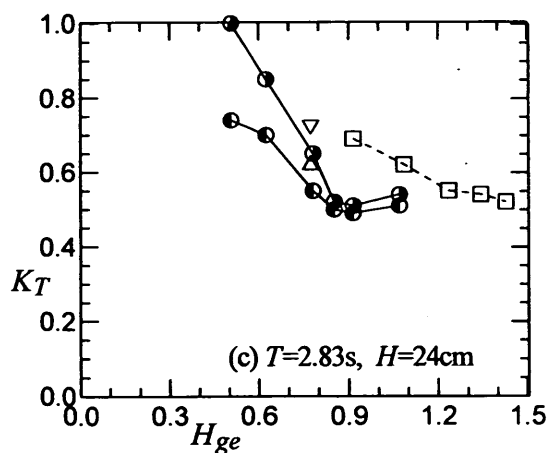
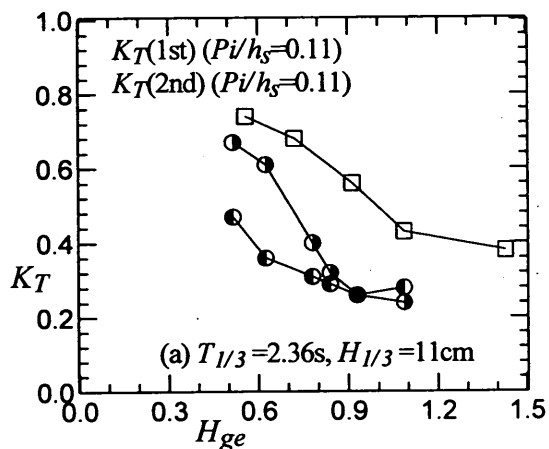
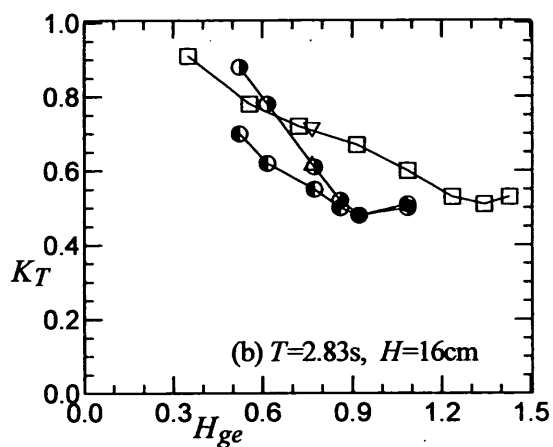
	PS2		PS1
	$Pi=6\text{cm}$	$Pi=12\text{cm}$	$Pi=24\text{cm}$
$K_T(1\text{st})$	—●—	—△—	---□---
$K_T(2\text{nd})$	—●—	—▽—	



付図-A. 1(1) 等価動水勾配 H_{ge} の変化に伴う波高伝達率 K_T の変化 (新潟砂, 規則波, $h=34.4\text{cm}$)



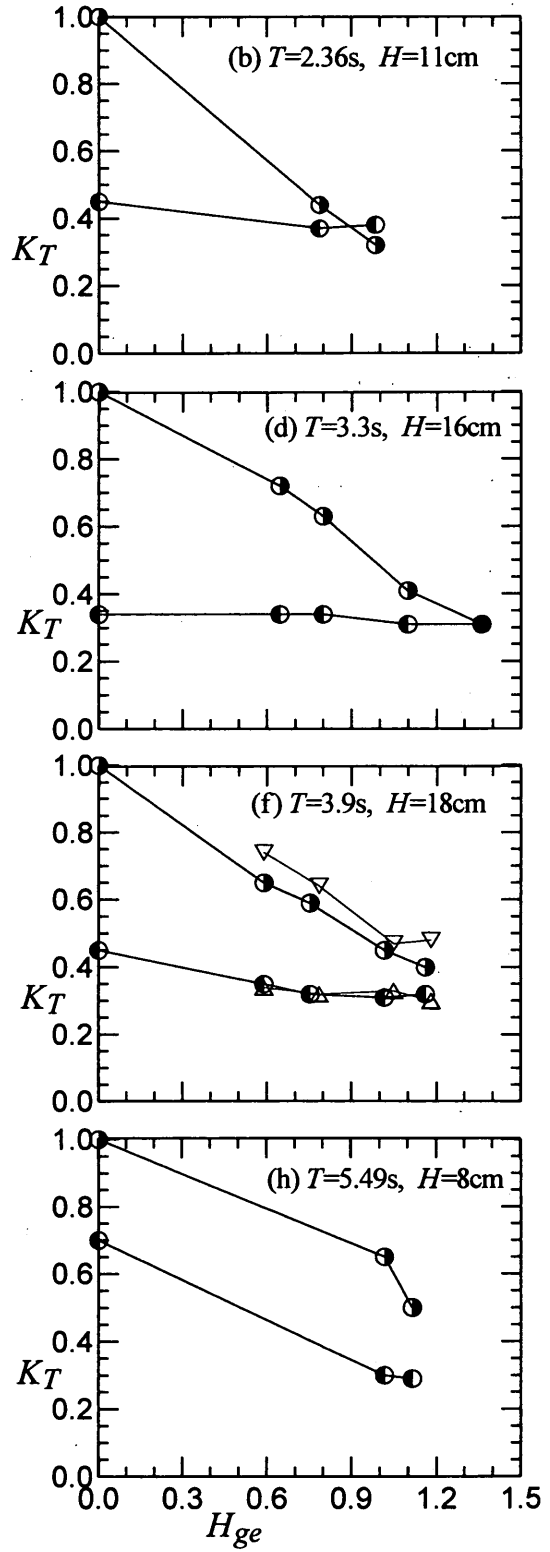
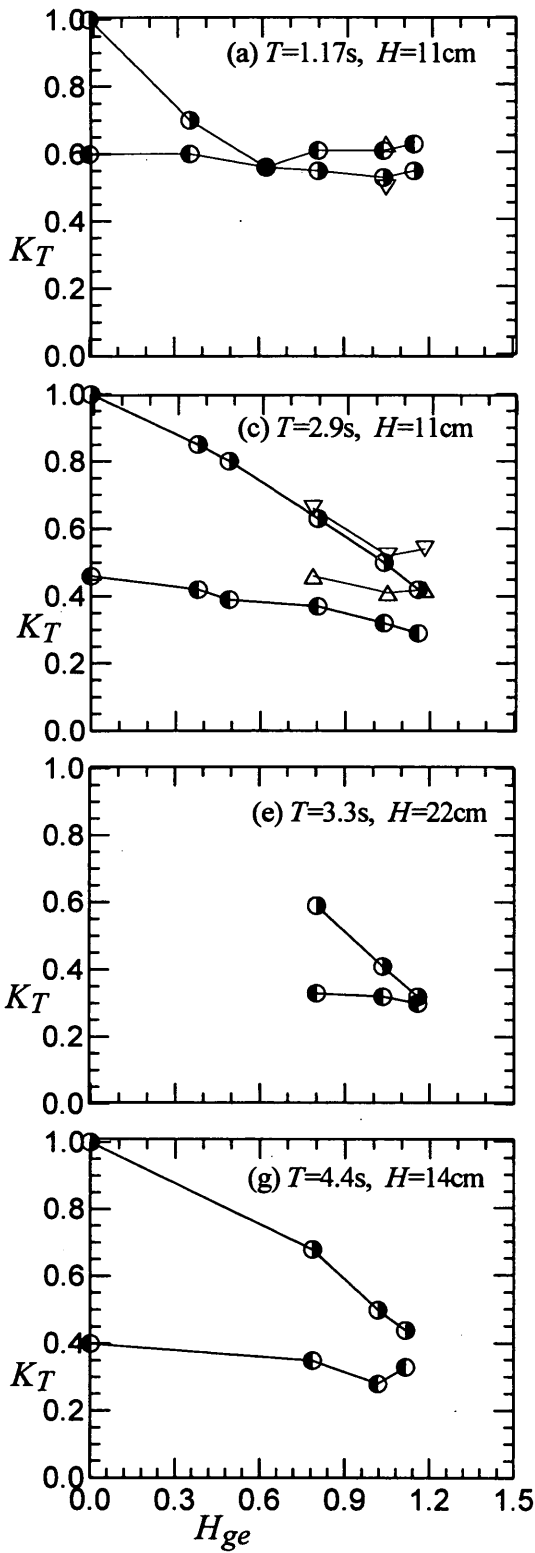
	PS2		PS1
	$Pi=6cm$	$Pi=12cm$	$Pi=24cm$
$K_T(1st)$	●	△	□
$K_T(2nd)$	○	▽	



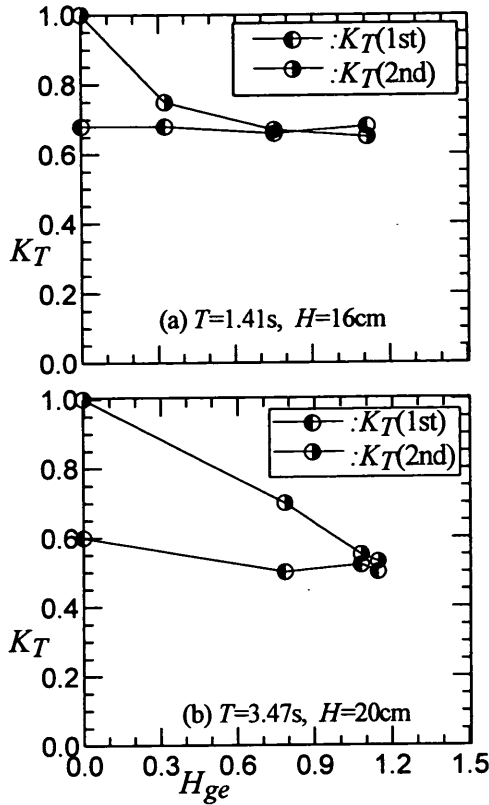
付図-A. 1(2) 等価動水勾配 H_{ge} の変化に伴う波高伝達率 K_T の変化 (新潟砂, 規則波, $h = 50.0cm$)

付図-A. 1(3) 等価動水勾配 H_{ge} の変化に伴う波高伝達率 K_T の変化 (新潟砂, 不規則波, $h = 34.4cm$)

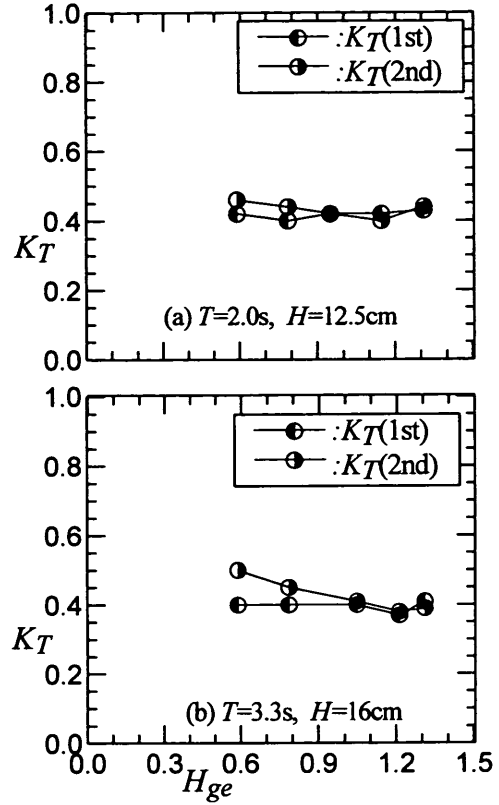
	$Pi=6\text{cm}$	$Pi=12\text{cm}$
$K_T(1st)$	●	△
$K_T(2nd)$	○	▽



付図-A. 2(1) 等価動水勾配 H_{ge} の変化に伴う波高伝達率 K_T の変化 (相馬硅砂 6 号, 規則波, $h = 34.4\text{cm}$)



付図-A. 2(2) 等価水勾配 H_{ge} の変化に伴う波高伝達率 K_T の変化 (相馬珪砂 6 号, 規則波, $h = 50.0\text{cm}$)



付図-A. 2(3) 等価水勾配 H_{ge} の変化に伴う波高伝達率 K_T の変化 (相馬珪砂 6 号, 不規則波, $h = 34.4\text{cm}$)

付録-B. 流出量に及ぼす注水孔と流量係数の影響

(1) 注水孔の流量係数

液状化消波システムの注水パイプの孔 1 個による流出量 q_i は、孔をオリフィスとして考えると次のように求められる。

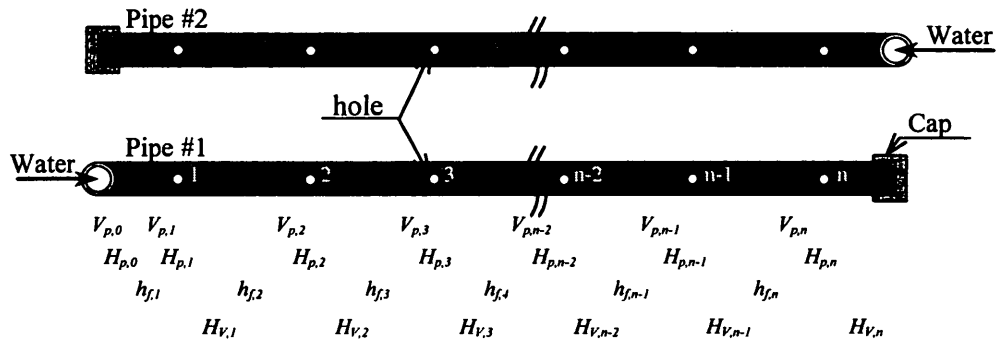
$$\begin{aligned}
 q_i &= C_h A_h \sqrt{2gH_{PT}} \\
 &= C_h A_h \sqrt{2g(H_p + V_p^2/2g)}
 \end{aligned}
 \tag{B.1}$$

ここで、 C_h は孔の流量係数、 A_h は孔の断面積、 H_{PT} 、 H_p および V_p はパイプ内のある地点での全水頭、圧力水頭およびパイプ内流速である。

1 本の注水パイプには、付図-B. 1 に示したように、 N_h 個の孔が 2 個ずつ向き合うよう両側面に $N_h/2$ 個所に同間隔で開いている。注水孔の流量係数 C_h は、この 1 本の注水パイプの入り口を通る流量 Q_{P1} と注水孔からの全流出量との差が非常に小さい値 del_q 以下になるようにした次式より求められる。

$$\begin{aligned}
 \left| Q_{P1} - \sum_{i=1}^{N_h/2} 2q_{1,i} \right| &\leq del_q \\
 2q_{1,i} &= 2C_h A_h \sqrt{2gH_{PT,i}} = C_h A_h \sqrt{2gH_{P,i} + V_{P,i}^2} \\
 H_{P,i} &= H_{P,i-1} - \{h_{f,i} + 2h_{h,i} - H_{V,i}\} \\
 h_{h,i} &= f_{h,i} V_{P,i}^2 / 2g \\
 H_{V,i} &= (V_{P,i-1}^2 - V_{P,i}^2) / 2g
 \end{aligned}
 \tag{B.2}$$

ここで、下付き添字 i は付図-B. 1 に示した孔の番号を表す。すなわち、 $H_{PT,i}$ 、 $H_{P,i}$ および $V_{P,i}$ は、それぞれ i 番目の孔の位置におけるパイプ内の全水頭、圧力水頭およびパイプ内の流速であり、 $h_{f,i}$ は $i-1$ 番目と i 番目の孔間における摩擦によるエネルギー損失水頭である。 $h_{h,i}$ は i 番目の孔 1 個によるエネルギー損失水頭であり、 $f_{h,i}$ はそのときのエネルギー損失係数であり、事前調査により概ね 0.005 (最大 0.01) 程度と非常に小さいことが分かった。また、 $H_{V,i}$ は i 番目の孔 2 つからの流出



付図-B.1 注水パイプの模式図

によって生じた圧力水頭の上昇分である。

ここで、砂地盤内における注水孔の流量係数を求めるため次のように仮定する。

- ① パイプ内の流速は、摩擦によるエネルギー損失が無視できるほど小さい（あるいは管径が非常に大きい）。
- ② パイプ内の圧力はパイプ近傍の地盤内の圧力と比例の関係にある。
- ③ 砂地盤でパイピングが発生すると地盤は液状化になり、その地盤を重い液体として取り扱う。
- ④ 液状化後の地盤内の動水勾配はほぼ一定になる。

このとき、注水孔の流量係数 C_h は次式のようになる。

$$C_h = A_c V_d'$$

$$V_d' = \frac{\sqrt{kV_d}}{\sqrt{2gd}}, \quad V_d \leq V_{d,piping} \quad (B.3)$$

$$= \frac{\sqrt{kV_{d,piping}} + (V_d - V_{d,piping})}{\sqrt{2gd}}, \quad V_d > V_{d,piping}$$

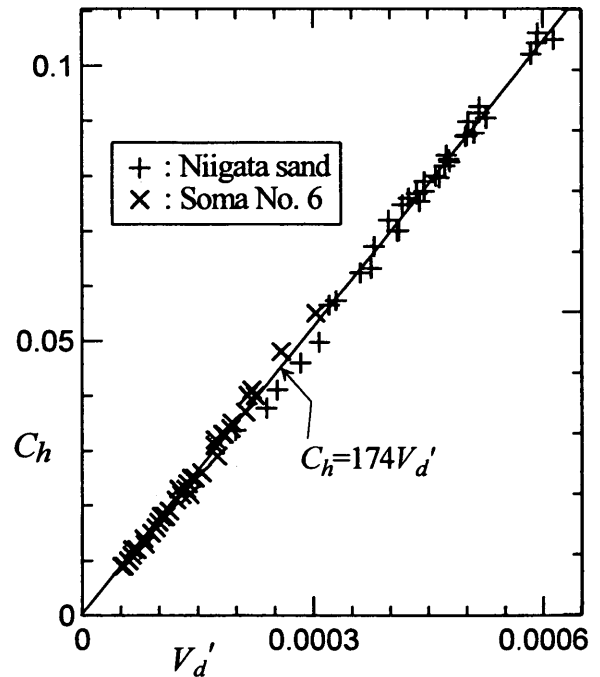
ここで、 A_c は注水パイプの径や間隔等による比例係数として実験から求められる値、 k は透水係数、 V_d は上向き浸透流速、 d は任意の上向き浸透流速時の地盤厚さ（ $= (1+R_v)h_s$ ）である。また、 $V_{d,piping}$ はパイピングが発生した時の V_d であり、砂の粒径、地盤厚さおよび締め固まった具合などによって若干異なるが、概ね透水係数の8割程度である。

式 (B.3) より、注水孔の流量係数 C_h は、砂の透水係数 k と上向き浸透流速 V_d の関数となっており、パイピングの発生前は速度 V_d の1/2乗に、パイピングの発生後は V_d に比例して大きくなる。液状化消波システムのように注水孔の目詰まり防止用として防砂シートを巻いた場合の流量係数については、事前調査により概ね0.4

程度となることが分かった。そのため、地盤中におけるの孔の流量係数は最大0.4まで大きくなる可能性はある。

付図-B.2は、第6章の実験により得られた流量係数 C_h を示したものであり、横軸に式 (B.3) の無次元速度 V_d' をとり、新潟砂と相馬硅砂6号に対する結果を示している。図より、式 (B.3) の比例係数 A_c は174となる。この比例係数 A_c は、注水パイプに巻いた防砂シートの材質、巻き方などによって変わるが、巻いた防砂シートの透水係数が砂地盤の透水係数より大きい場合は、この比例係数 A_c は有効になる。

なお、流量係数を求める際、式 (B.1) の H_p についてはパイプ内の圧力と静水面の圧力との差より求めている



付図-B.2 無次元上向き浸透流速 V_d' と注水孔の流量係数 C_h の関係

ため、この流量係数の値には砂地盤によるエネルギーの損失も含まれている。

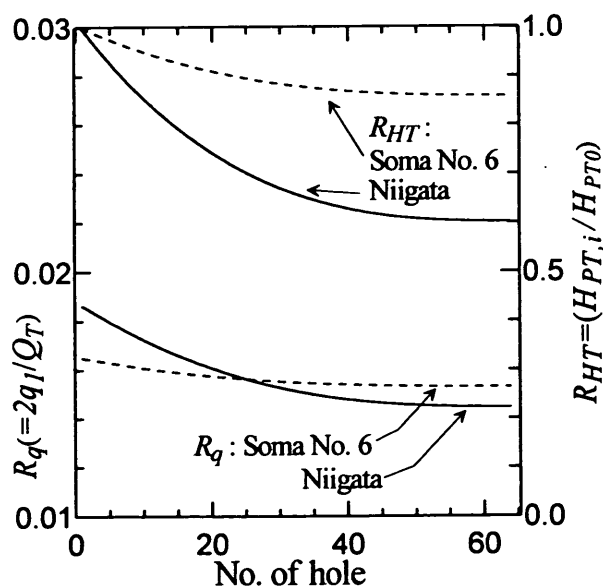
ここで注目すべき点は、流量係数 C_h が地盤の透水係数 (あるいは上向き浸透流速) の関数であり、また地盤は必ずしも均等になっていないため、地盤の透水係数が空間的に異なることである。そのため、透水係数の大きいところでは流量係数が大きくなり、孔からの流出量も増えるが、透水係数の小さいところでは流出量が減ってしまう問題が発生する。

たとえば、図-6.3で示したように、波の入射する沖側 (区間 I と II) の沈下量が岸側 (区間 V と VI) より大きくなっていることと、実験の際、波作用時間の経過に伴う総流量には変化が無かったことを考慮すれば、区間 I と II の透水係数が小さくなり (図-6.4)、孔からの流出量も区間 V と VI に比べて少なくなる。

(2) 流出量に及ぼす注水孔と流量係数の影響

- 105m水路の実験例より (第6章の実験装置) -

付図-B.3は、新潟砂と相馬珪砂6号による実験ケース (第6章の実験) に対して、注水孔の流出量 q_i とパイプ内の全水頭 $H_{PT,i}$ の空間分布を示したものである。縦軸には、1本の注水パイプからの総流量 Q_T に対する1ヵ所の孔2つからの流出量の比 $R_q (=2q_i/Q_T)$ と、注水パイプの入口における総エネルギー水頭 H_{PT0} に対す



付図-B.3 注水孔の無次元流出量 R_q と注水パイプ内における無次元総エネルギー水頭 R_{HT} ($P_i=6\text{cm}$, 初期沈下量 $S_{so}=0.0\text{cm}$; 新潟砂 ($H_{gr}=1.11$, $C_h=0.105$), 相馬珪砂6号 ($H_{gr}=1.67$, $C_h=0.04$))

るそれぞれの孔の所における全水頭 $H_{PT,i}$ の比 $R_{HT} (=H_{PT,i}/H_{PT0})$ をとっている。ここで、1本のパイプの孔全てに対して流量係数を同じにして孔の流出量を求めている。

付図より、1本の注水パイプにおける R_q と R_{HT} の差は、両方とも透水係数の大きい新潟砂のほうが相馬珪砂6号より大きくなっている。この結果によると、新潟砂の場合の流出量が不均一になるはずであるが、図-6.8に示したように、注水による地盤高の変化は新潟砂のほうがより均一になっている。これについては、パイピングからの流量の漏れ率が透水係数の小さい相馬珪砂6号のほうがより大きくなることと、砂の透水係数が小さいほどパイピングの発生による孔の流量係数の増大幅が大きくなることが理由と考えられる。

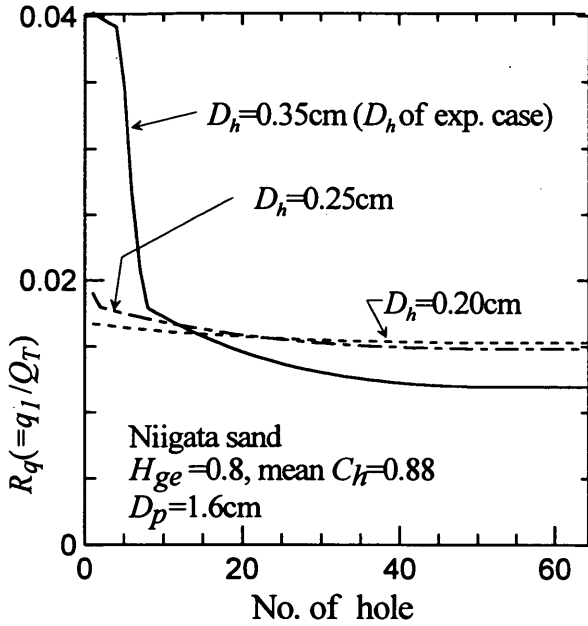
付図-B.4と付図-B.5は、注水パイプの流出量の空間分布 $R_q (=2q_i/Q_T)$ を示したものであり、それぞれ新潟砂と相馬珪砂6号に対する結果である。

まず付図-B.4は、注水孔の直径 D_h を 0.35cm , 0.25cm および 0.2cm の3ケースに変えた場合に対する結果である (等価動水勾配 $H_{ge}=0.8$)。注水孔の流出量はいずれも水の流入部のほうで多く、徐々に減ってゆくが、 D_h が小さいほど流出量の空間ばらつきが小さくなっている。この際、それぞれの孔の大きさに対して注水パイプの入り口における供給圧力水頭はそれぞれ $0.64h_s$, $2.84h_s$ と $6.18h_s$ が必要となった。すなわち、必要な流出量を得るためには孔を小さくするほど供給圧力を大きくしなければいけない。

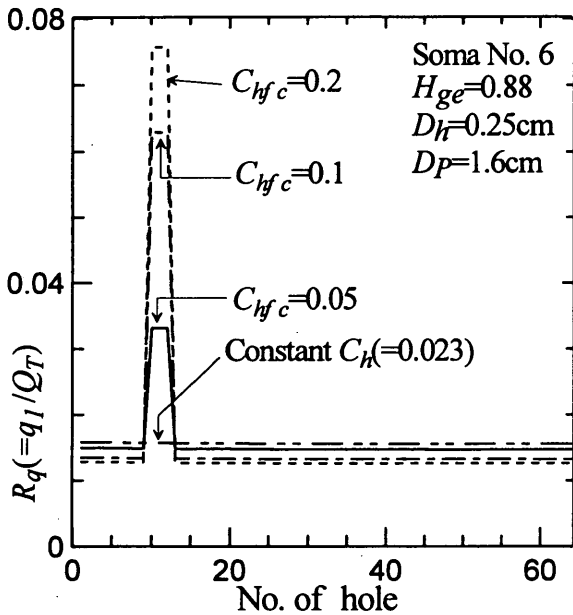
一方、透水係数の小さい相馬珪砂6号の場合、孔を小さくし供給圧力を大きくしても、流出量の変化はあまりなく、孔の流量係数を制御することによって流出量の調節が可能となった。付図-B.5はその例を示したものである。付図には、地盤全体が均一になったとした場合 (付図中の $C_h=0.023$ の場合) と、注水孔の番号10~12のところの地盤を強制的に軟らかくし、孔の流量係数がそれぞれ 0.05 , 0.1 および 0.2 になったと仮定した場合に対する結果を示している。付図から分かるように、強制的に制御した流量係数が小さいほど、孔からの流出量は全体の流量係数を一定にした場合に近くなっている。ただし、このような流量係数の制御による流出量の制御に対する具体的方法についてはさらに検討が必要である。

付録-C. 注水孔の大きさの算定式

パイロット造波水路の液状化消波実験 (第2章) では、波作用による地盤の締め固まりがほとんど見られなかつ



付図-B.4 注水孔の大きさによる注水孔の流出量の空間分布の計算例 (新潟砂)



付図-B.5 注水孔の流量係数による注水孔の流出量の空間分布の計算例 (相馬珪砂6号)

た。この理由として、注水孔が直径2mmと小さくし、また孔の目詰まり防止用として用いた防砂ソートの透水性が非常に低いため、供給圧力をかなり大きくしたことが考えられる。実験では、注水パイプの入り口での供給圧力を計っていないため、注水パイプ孔の流量係数を正確に推算することは難しいが、式(7.3)を用い推測してみる。

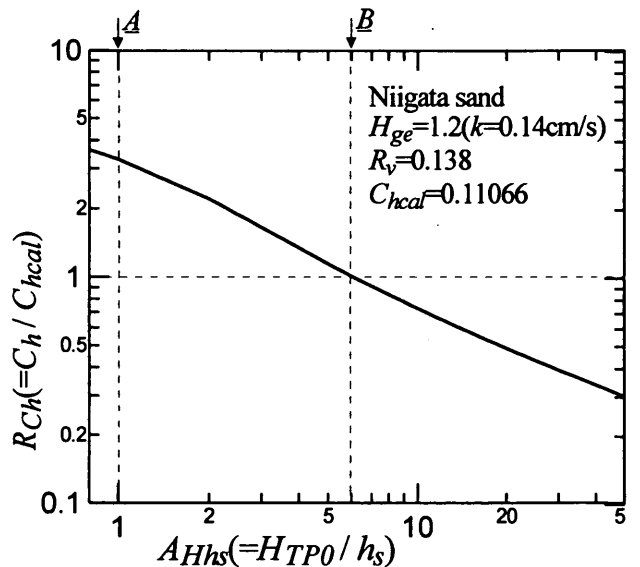
付図-C.1は、供給した等価動水勾配 H_{ge} を1.2にした場合、式(B.3)を用いて計算した流量係数 C_{hcal} ($=0.11$) に対する流量係数 C_h の比 R_{Ch} を示したものであり、横軸に地盤厚さ h_s に相当する圧力水頭 H_{hs} に対する推定の全水頭 H_{TPO} の比 A_{Hhs} を取っている。付図中の A は、供給圧力を地盤厚さの水圧に該当する圧力にした場合である。このときの流量係数は $3.3C_{hcal}$ となり、この値は大型実験(6章, 新潟砂)の場合より3倍ほど大きいことになる。また、同図の B は、流量係数を大型実験の場合と同様にした場合で、 $6h_s$ の水圧に該当する圧力が必要となる。すなわち、小型模型実験で用いた防砂シートの透水性が非常に低いことを考慮すれば、流量係数は最大で B に該当すると判断できる。

同図の B の条件に基づいて、地盤の透水係数 k や注水パイプ間隔 P_i などを考慮した孔の大きさは、次式のような条件式より求められる。

$$C_{Ah} A_h < \frac{k}{C_h \sqrt{gh_s}} \frac{A_{hSB}}{N_h} \quad (C.1)$$

ここで、 C_{Ah} は孔大きさの抑制係数であり、 A_{hSB} は孔1個当たりの砂地盤の面積 (=パイプ間隔×孔の間隔/2)、 N_h は1本の注水パイプの孔の数である。

現段階で孔の大きさの抑制係数 C_{Ah} を決めることは多少難しいが、小型実験結果より得られた付図-C.1中の B に対する抑制係数 C_{Ah} ($=0.0098$) を、孔の大きさを決める最低値として用いる。付図-B.3に示した条



付図-C.1 注水パイプの入り口における無次元供給圧力 A_{Hhs} と注水孔の無次元流量係数 R_{Ch} の関係 (小型実験水路, $H_{ge}=1.2$, $R_v=0.138$)

件（第6章の大型模型）に対して式(C.1)を用い計算すると、新潟砂($H_{gr}=1.11$, $C_h=0.105$)と相馬珪砂6号($H_{gr}=1.67$, $C_h=0.04$)に対する抑制係数 C_{Ah} はそれぞれ0.0085と0.0059となる。これらの C_{Ah} を0.0098にするためには、孔の断面積をそれぞれ0.93倍（孔の直径 $D_h=0.326\text{cm}$ ）と0.78倍（ $D_h=0.272\text{cm}$ ）に小さくすることになる。こうした場合、注水パイプ入口で必要となるの供給圧力水頭は、実験で用いた圧力よりそれぞれ1.29倍と2.65倍ほど大きくする必要がある（式(B.2)）。こうすることによって、波作用による地盤の締め固まりの問題はさらに改善できると考えられる。