ISSN1346－7832

独立行政法人港湾空港技術研究所

港湾空港技術研究所報告

REPORT OF THE PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

VOL.42 NO.3 September 2003

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN

INDEPENDENT ADMINISTRATIVE INSTITUTION,
PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

国土技術政策総合研究所
図書室
蔵書

港湾空港技術研究所報告（REPORT OF PARI）
第 42 巻　第 3 号（Vol. 42, No. 3），　2003年9月（September 2003）

目　次（CONTENTS）

1．コンクリートの局所的圧縮破壊現象とその評価手法
……………………………………岩波　光保・渡辺　健・横田　弘・二羽　淳一郎 …… 1

（Localized Compressive Failure of Concrete and Its Evaluation Methods
…………………………………… Mitsuyasu IWANAMI, Ken WATANABE, Hiroshi YOKOTA, Junichiro NIWA）

2．触像を用いた油圧汎用施工機械の遠隔操作に関する研究
……………………………平林　丈嗣・山本　恭・酒井　浩・秋園　純一・内海　真 …… 33

（Research on Tele-operation with Haptic Image for hydraulic powerd construction machine
……… Taketsugu HIRABAYASHI, Takashi YAMAMOTO, Hiroshi SAKAI, Junnichi AKIZONO, Makoto UTSUMI）

3．強潮流海域における水中観測システムの研究
（第１報；システムの基本構成と基礎運動シミュレーション）
………………………………………………………………………… 酒井　浩・田中　敏成 …… 57

（Study of the Underwater Observation System in Fast Water Current
（1st Report;The basic System and Results of the Motion Simulation）
…………………………………………………………………………… Hiroshi SAKAI, Toshinari TANAKA）

4．台風による内湾の波浪・高潮の双方向結合推算モデルの構築
…………………………………………………… 河合　弘泰・川口　浩二・橋本　典明 …… 85

（Development of a Storm Surge Model Coupled with a Wave Model for Typhoon-caused Wave and Current in a Closed Bay
……………………………………………………… Hiroyasu KAWAI, Koji KAWAGUCHI, Noriaki HASHIMOTO）

5．模型実験による臨海都市部の津波氾濫のリスク評価
……………………………………………………………………… 安田　誠宏・平石　哲也 …… 111

（Experimental Risk Assessment of Tsunami Inundation in Coastal Urban Area
………………………………………………………………………… Tomohiro YASUDA, Tetsuya HIRAISHI）

港湾空港技術研究所報告
第42巻第3号(2003. 9)

模型実験による臨海都市部の津波氾濫のリスク評価

安田誠宏*・平石哲也**

要　旨

平成11年の福岡水害，平成12年の東海豪雨水害などに代表されるように，近年は都市型水害が多発している．その際，地上での被害ばかりでなく，水防対策の不備により，地下施設において多大な人的・資産的被害が発生した．一方，都市臨海部においては，土地利用の高度化や地下空間の利用拡大といった高度利用が促進される反面，伊勢湾台風を契機に整備されてきた海岸保全施設の老朽化，異常潮位や温暖化による海面上昇など，外力条件が厳しくなり，大きなリスクが生じつつある．平成11年に発生した台風9918号に伴う高潮により，宇部市や広島市の市街地では，地下室や低地家屋への浸水被害が発生し，都市機能は麻痺した．このように被災リスクが高い，高度に開発された臨海都市部が直面している高潮，高波，津波による氾濫・浸水の危険度を適切に評価し，防災レベルに応じた防災施策を提案する必要性は非常に高い．

そこで本研究では，都市臨海部の浸水リスクを適切に評価するために，地上と地下施設を再現したモデル臨海都市における氾濫・浸水実験を実施した．臨海部で起こりうる浸水災害の外力として，津波を検討対象に選んだ．1923年の関東地震を想定し，東京湾内に来襲する津波の計算を行った．起こりうる地震断層位置における津波のうち，東京湾内に発生する水位変動が最も厳しいものを実験の外力条件として与えた．

複雑な地形における氾濫水の挙動特性や地下での浸水深，進入速度などを計測し，浸水リスクの評価を行った．その結果，津波により市街地が氾濫すると，たとえ浸水深が小さくとも，人に与える危険度は非常に大きいことを明らかにした．また，地下空間における浸水深は深く，人の転倒限界を超える流速が発生するため，時間が経つと避難は困難になることが明らかになった．さらに，離岸距離と浸水範囲の関係を求め，地下施設の位置によるリスクの違いを明らかにした．

キーワード：都市型水害，臨海都市部，関東地震，津波，浸水リスク

---

*海洋・水工部波浪研究室特別研究員
**海洋・水工部波浪研究室長
〒239-0826　横須賀市長瀬3-1-1　独立行政法人港湾空港技術研究所
電話: 046-844-5042　Fax : 046-841-3888　　e-mail : hiraishi@pari. go. jp

REPORT OF THE PORT AND
AIRPORT RESEARCH INSTITUTE
Vol.42, No.3(Sep.2003)

Experimental Risk Assessment of Tsunami Inundation in Coastal Urban Area

Tomohiro YASUDA*
Tetsuya HIRAISHI**

Synopsis

The main purpose of this study is to estimate the risk of inundation caused in storm surge, high wave and tsunami a highly-developed compound coastal urban area. The risk of inundation is cataloged according to the social importance and population in the target areas.

An experiment on compound coastal urban area model representing the ground and underground facilities was conducted to evaluate the risk of inundation. Tsunami is employed as a model disasters which may cause heavy inundation in the coastal area. The severest tsunami in Tokyo bay due to an earthquake like Kanto earthquake in 1923 was presumed in the risk assessment and it is implemented as an input condition of the experiment.

The behavior of inundated water in the complex geographical features was examined. Especially the depth of inundation and velocity of flood in underground space were observed. The high risk of the inundation in the underground space was demonstrated from the results of the experiment in the compound coastal urban area model. The velocity of flood at the entrance of underground area became terribly large and exceeded the acceptable limit for people to escape.

Key Words: urban flood disaster, coastal urban area, Kanto Earthquake, tsunami, risk of inundation

* Researcher of Wave Division, Marine Environment and Engineering Department
** Chief of Wave Division, Marine Environment and Engineering Department
3-1-1 Nagase, Yokosuka, 239-0826 Japan, Port and Airport Research Institute, Independent Administrative Institution
Phone: +81-46-8445042 Fax: +81-46-8413888 e-mail: hiraishi@pari.go.jp

目　次

要　旨 ……………………………………………………………………111

1. まえがき ……………………………………………………………………115

2. 津波の危険度の解析 ……………………………………………………………115
  2.1　津波の数値モデル ……………………………………………………………115
  2.2　津波の予測計算 ……………………………………………………………116
  2.3　津波の感度分析 ……………………………………………………………120
  2.4　実験対象津波の選定 ……………………………………………………………125

3. モデル臨海都市 ……………………………………………………………126
  3.1　対象モデル地区の選定 ……………………………………………………………126
  3.2　モデル臨海都市の概況 ……………………………………………………………126

4. 検定実験 ……………………………………………………………128
  4.1　実験方法 ……………………………………………………………128
  4.2　津波検定実験 ……………………………………………………………128
  4.3　先端流速検定実験 ……………………………………………………………131

5. 津波氾濫に関する模型実験 ……………………………………………………………139
  5.1　実験模型 ……………………………………………………………139
  5.2　実験方法 ……………………………………………………………139
  5.3　実験結果およびリスク評価 ……………………………………………………………141

6. 結論 ……………………………………………………………154

7. あとがき ……………………………………………………………155

謝辞 ……………………………………………………………155
参考文献 ……………………………………………………………155
記号表 ……………………………………………………………156

1. まえがき

政令指定都市に代表される大都市では，多くの大規模なインテリジェント化した高層ビルが建設され，その地下駐車場や地下階と連絡する形で，延べ床面積100万㎡におよぶ地下街が展開されている．さらに，市街地道路網や総延長500km以上の地下鉄網と地下空間に埋設された電力，都市ガス，通信といったライフラインのネットワークが集積し，人，もの，情報，エネルギーというロジスティックスに支えられた複合都市空間が形成されている．

ここ数年，都市型水害が多発している．平成11年の福岡水害，平成12年の東海豪雨水害などは記憶に新しいところである．福岡市中心部周辺では，梅雨前線の発達による記録的な豪雨に，博多湾の満潮が重なって付近を流れる御笠川が溢水するなど，広い範囲で浸水し，地下街や地下鉄，ビルの地下室などに大量の水が流れ込んだ．博多駅地下街において１人が逃げ遅れ，閉じ込められて亡くなった．また，東海豪雨災害においては，名古屋市内の新川が約100mにわたって破堤したほか、愛知県やその近県の浸水家屋は６万棟を超えて，伊勢湾台風以来の浸水災害となった．新幹線や在来線，地下鉄などの鉄道網は混乱し，名古屋市営地下鉄は４駅が浸水，３路線が不通になり２日間運休する麻痺状態となった．電気・ガス・水道・電話・上下水道などのライフラインにも甚大な被害が発生した．地下における人的被害は幸いなかったが，地下街の飲食店や小売店などのテナント，地下駐車場における資産的被害はかなりのものであった．また，帰宅できない乗客達のために市営地下鉄駅が避難場所として開放されたが，実際に浸水被害に見舞われた駅もあり，非常に危険な状況になりかねなかった．こうしたところにも，地下空間における浸水危険度に対する認識の薄さや水防対策の不備が浮き彫りになっている．

一方，都市臨海部においては，土地利用の高度化や地下空間の利用拡大といった高度利用の促進が進む反面，伊勢湾台風を契機に整備されてきた海岸保全施設の老朽化，異常潮位や温暖化による海面上昇など，外力条件が厳しくなり，大きなリスクが生じつつある．平成11年に発生した台風9918号に伴う高潮により，宇部市や広島市の市街地では，地下室や低地家屋への浸水被害が発生し，都市機能は麻痺した．このように被災リスクが高い，高度に開発された都市臨海部が直面している高潮，高波，津波による氾濫・浸水の危険度を適切に評価し，受忍可能および受容可能な防災レベルに応じた防災施策を提案することが強く望まれている．

そこで本研究では，都市臨海部の浸水危険度を適切に評価するために，地上と地下施設を再現した東京湾沿岸のモデル臨海都市における氾濫・浸水実験を実施する．臨海部で起こりうる浸水災害の外力としては，津波を検討対象に選んだ．関東大震災級の地震を想定し，東京湾内に来襲する津波の計算を，後藤ら(1993)のモデルにより行う．起こりうる地震断層位置における津波のうち，東京湾内に発生する水位変動が最も厳しいものを実験の外力条件として与える．臨海都市の模型を製作するにあたって，底面材質の違いによる先端流速の違いについて確認するため，ダムブレーク実験および浸水流速検定実験を実施する．津波氾濫実験においては，氾濫水の挙動特性や地下での浸水深，進入速度，流体圧などを計測し，人や構造物に対するリスクを評価する．さらに，地下施設の離岸距離と氾濫水到達時間から，避難可能限界時間を求め，地下施設のリスクの大きさを明らかにする．

2. 津波の危険度の解析

2.1 津波の数値モデル

津波の数値計算は，地震に伴う地盤変位を直接海面の変動に置き換えて，自由波の伝播を２つの方程式により，時間の経過にしたがって解くものである．一方，高潮の数値計算は，台風により発生する海面気圧の変動と海上風による海面応力を作用外力として生ずる強制波動を，２つの方程式により，時間の経過に従って解くものである．

津波のように，波長の長い波の運動は，水中の圧力は静水圧分布によりほぼ近似が可能であり，水平方向の流速成分(u, v)は鉛直方向にほぼ一様な分布と仮定することができる．このような近似により，２つの方程式は，海底から水面までの流速を鉛直方向に積分する浅水理論によって表される．この浅水理論は，波高Hと波長Lの比で表される波形勾配H/Lと水深hと波長の比h/Lがいずれも小さいものと仮定することにより，厳密な運動方程式から導かれる．浅水理論式は，長波近似をしていることから，非線形長波理論式とも呼ばれる．

一般に，浅水理論は，海岸近くの水深が浅い海域における高潮の挙動を表す場合に用いられる．しかし，水深の深い海域では，長波近似とともに，波高$H/2$と水深hの比H/hが小さいため，微小振幅波の仮定が成立する．この場合には，浅水理論式における非線形項を無視することができる．さらに，海底摩擦の影響も水深が深いために無視することができる．このような近似が成立する場合に，線形長波理論式で波動が記述される．

本研究で用いたモデルは，後藤ら(1993)による津波計算プログラムである．津波数値計算全体の処理過程を図-2.1のフローチャートに示す．計算プログラムは計算処理別に分類された複数のサブルーチンとこれらサブルーチンをコントロールするメインプログラムにより構成されている．計算では，外洋域伝播計算によって沿岸域遡上計算における境界条件となる水位・流量の時間データを抽出している．

2.2 津波の予測計算

東京湾内に津波が発生する地震として，大正12年関東地震(1923)と元禄関東地震(1703)の二つを想定した．これらの地震が起きた際に発生する津波の予測計算を，現況地形を対象にして実施した．東京湾における津波高の計算結果を，主要な検討対象とする．

(1) 地形条件

計算対象領域の領域分割範囲と計算格子間隔について，対象範囲の諸元を表-2.1に示した（運輸省第二港湾建設局，1993）．また，各領域の構成および地形・水深条件を図-2.2および2.3に示す．

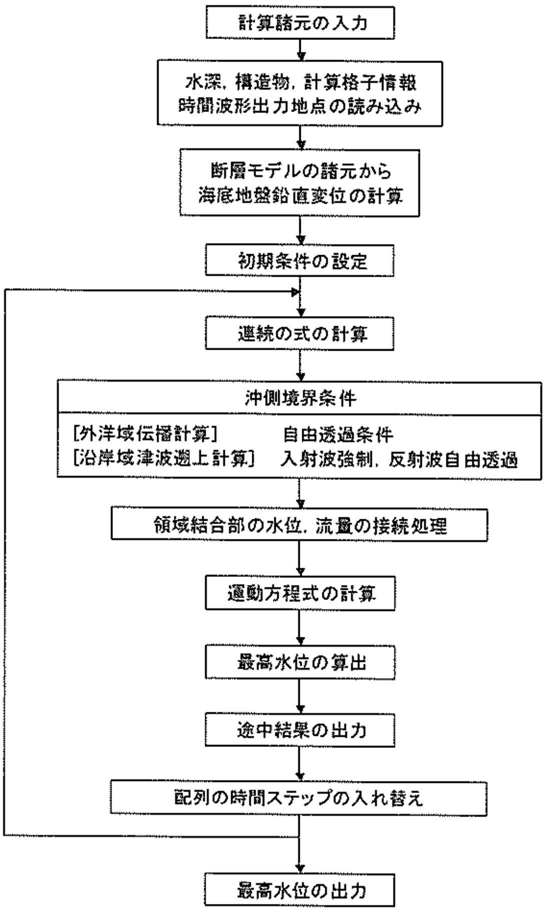


図-2.1　津波数値計算プログラムのフロー

(2) 大正12年関東地震津波

a) 計算に用いる断層パラメータ

大正12年関東地震津波の波源モデルとしては，地震断層パラメータ（Scholz and Kato(1978)の修正モデル）を用いる．表-2.2に，大正12年関東地震津波の断層パラメータを示す．この表からもわかるように大正12年関東地震津波モデルは1面断層モデルである．

b) 現況地形における予測計算

現況地形において，大正12年関東地震津波の断層パラメータを条件とした予測計算を行った．図-2.4に現況地形における津波の初期波形を示し，図-2.5に最大津波高分布を示す．

現況地形での計算より，以下のような結果が得られた．

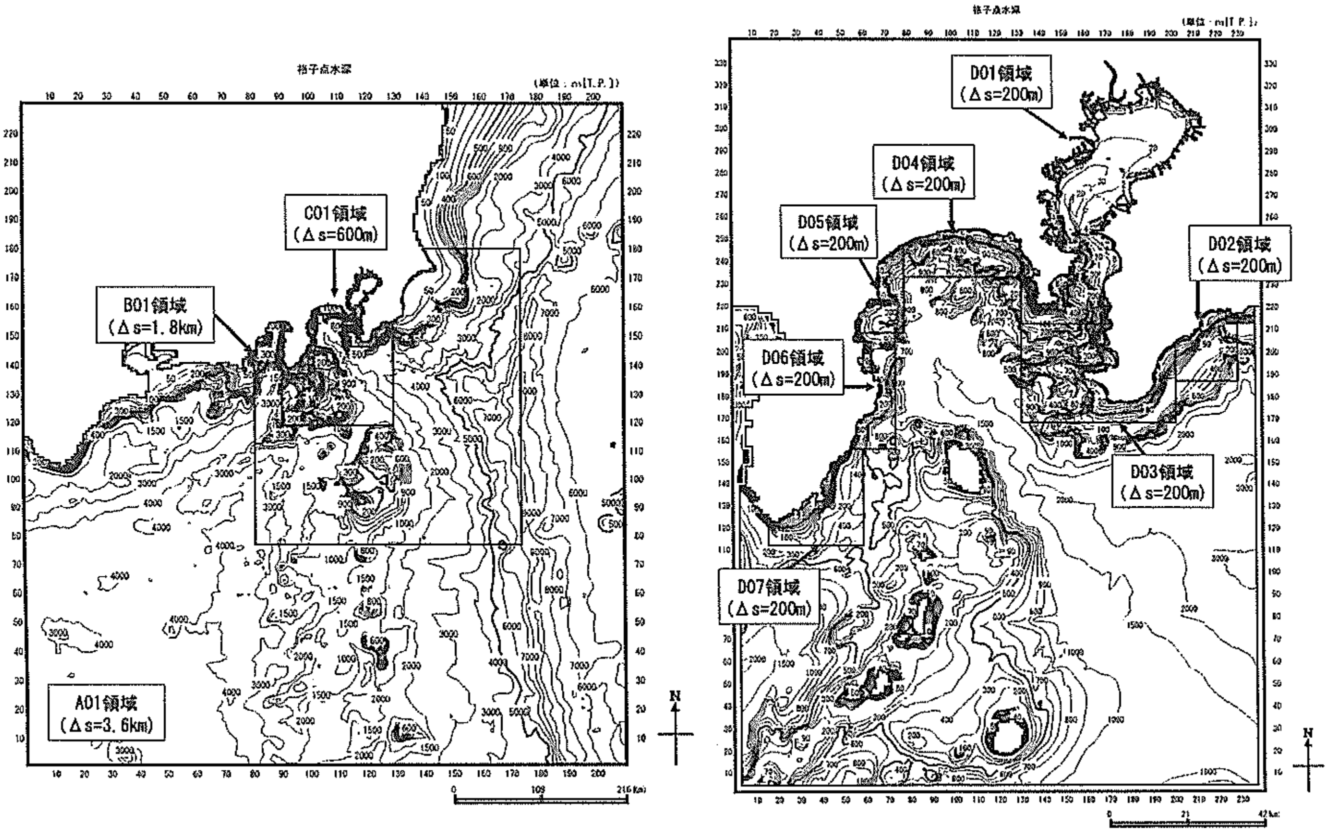
・湾口での最大津波高は1.2～1.8m.
・湾央での最大津波高は0.4～0.6m.
・湾奥での最大津波高は0.8～0.9m.

表-2.1　津波計算の領域分割範囲と格子間隔

領　域	範　囲	格子間隔
A01	外洋域（津波波源域）	3.6km
B01	外洋域	1.8km
C01	外洋域	600m
D01	沿岸域（東京湾）	200m
D02	沿岸域（鴨川付近）	200m
D03	沿岸域（洲崎付近）	200m
D04	沿岸域（葉山～大磯）	200m
D05	沿岸域（真鶴付近）	200m
D06	沿岸域（伊東付近）	200m
D07	沿岸域（下田付近）	200m

表-2.2　計算に用いる断層パラメータ

断層パラメータ		設定値
断層の長さ L (km)		85
断層の幅 W (km)		40
断層面の深さ d (km)		5
断層の走行方向 θ(°)		N45° W
断層面の傾き δ(°)		30°
食い違いの方向 λ(°)		146°
すべり量 U (cm)		850
縦ずれ成分 U_d (m)		-6.0
横ずれ成分 U_s (m)		-6.0
断層位置	開始端左側	34.84° N
		139.76° E
	開始端右側	35.38° N
		139.10° E



(a) 外洋域　　　　(b) 沿岸域

図-2.2　津波計算に用いる領域構成および地形条件

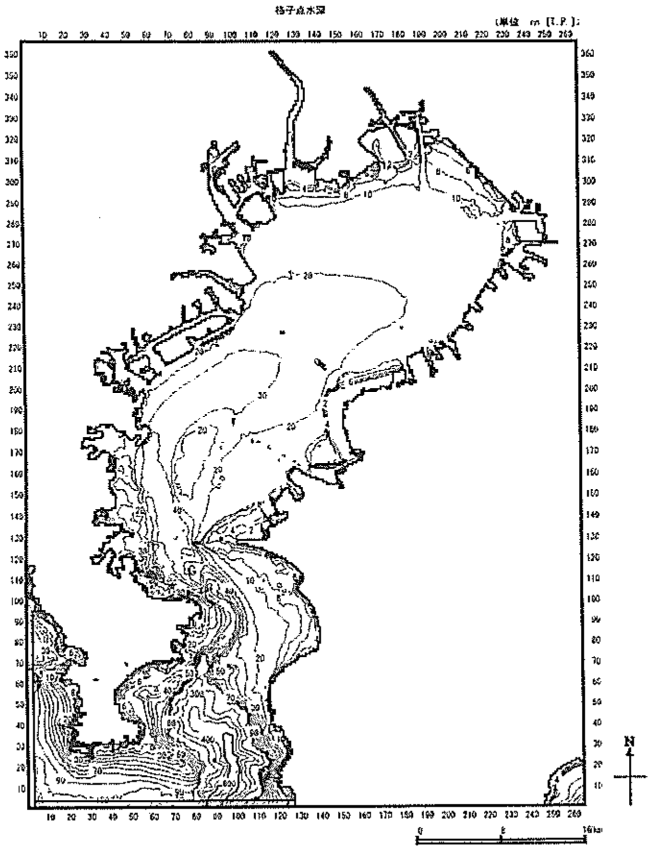


図-2.3　津波計算に用いる地形条件（東京湾）

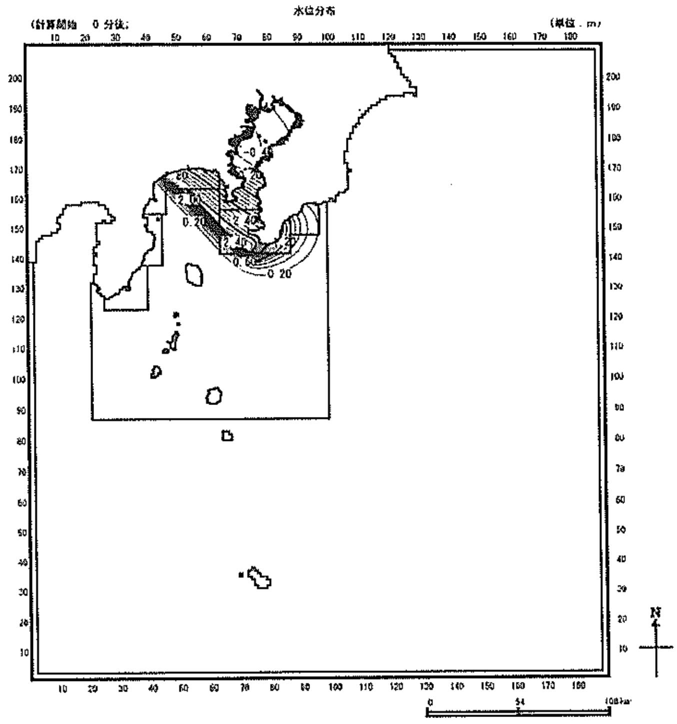
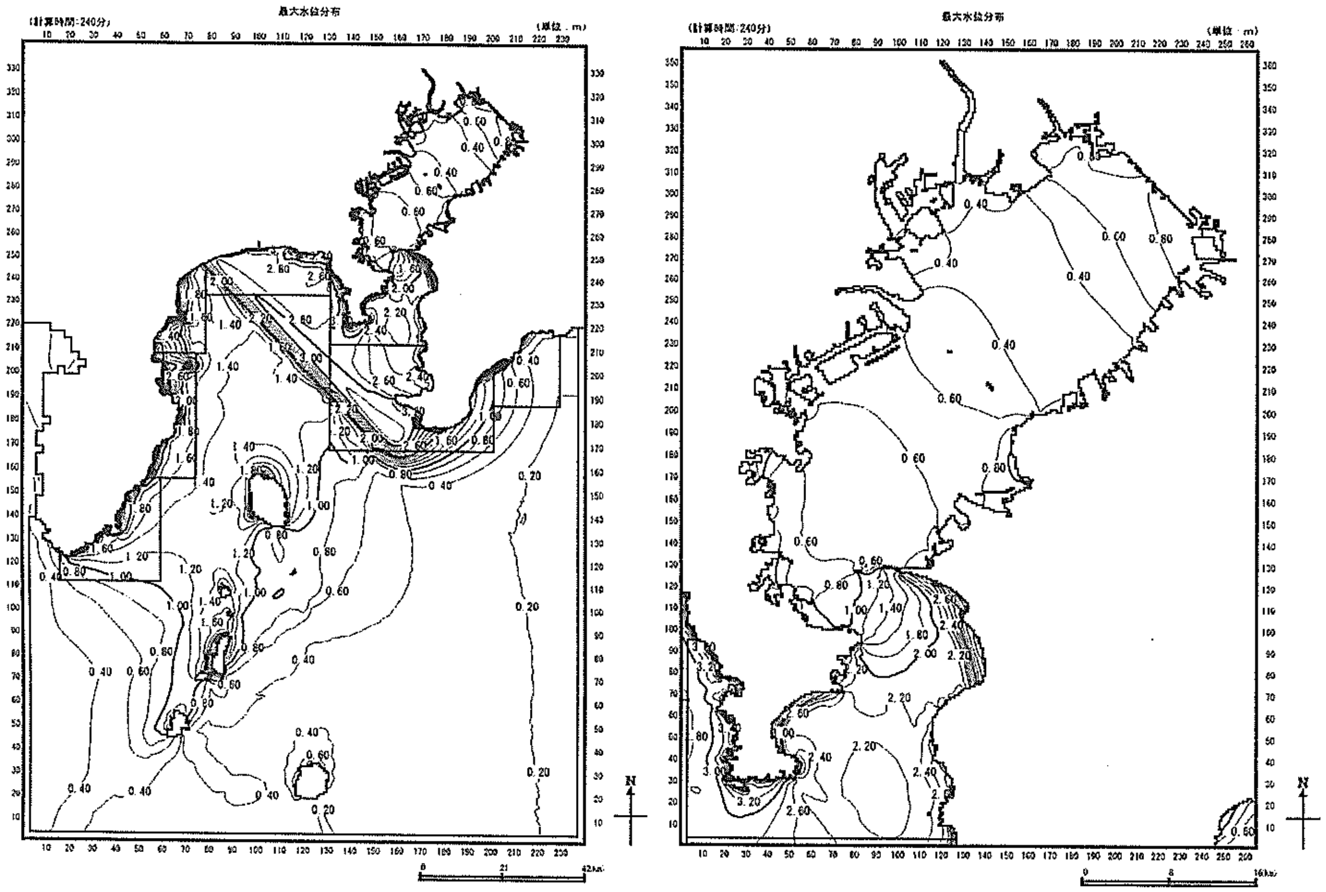


図-2.4　現況地形における津波の初期波形分布
（大正12年関東地震津波）



(a) 沿岸域　　　　　(b) 東京湾

図-2.5　最大津波高分布（現況地形，大正12年関東地震津波）

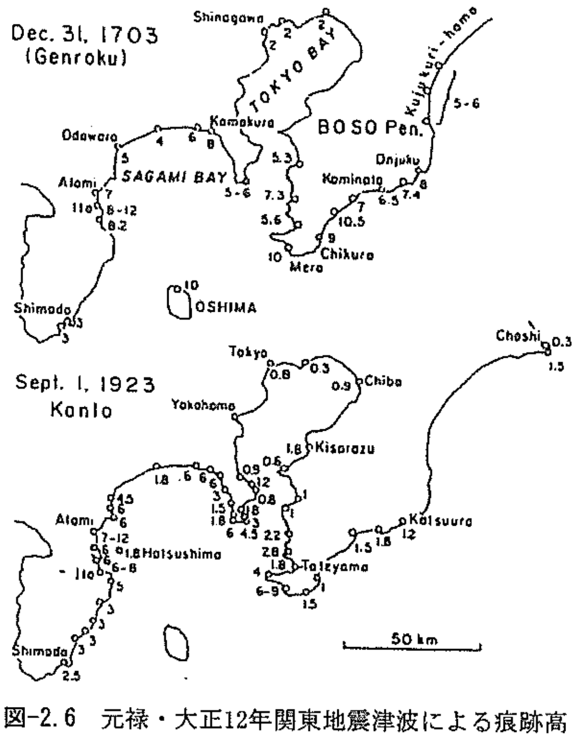


図-2.6　元禄・大正12年関東地震津波による痕跡高
（羽鳥ら，1973）

c) 痕跡値との比較

羽鳥ら(1973)は南関東沿岸部における津波高を図-2.6のように示している．これらの津波の高さは，具体的な測定地点についての記述がないため，細かな数字をそのまま信用できないが，津波の分布の傾向はほぼ表されているものとする．これらの痕跡値と比較することにより，予測計算の結果の妥当性を検討する．

図-2.6下図が大正12年関東地震津波のものである．東京湾口の浦賀水道周辺における計算結果は，痕跡値（観音崎0.8m，馬堀海岸1.2m）より若干大きいが，少し湾内に入ったところの痕跡値（富津岬0.6m，横須賀0.9m）とはよい一致を示しており，湾内への津波の浸入はうまく再現できているといえる．また，湾奥での計算結果は0.8～0.9mであり，東京の痕跡値0.8m，千葉0.9mと一致している．

(3) 元禄関東地震津波

a) 計算に用いる断層パラメータ

元禄関東地震津波の波源モデルとして地震断層パラメータ（Matsuda et al.，1978）を用いる．図-2.7に，地震断層パラメータ・ハンドブック(1995)から転載した，

1703/12/31 (元禄)関東地震 (モデル2)

震源要素：元禄16/11/23 (02時頃) 34.7° N, 139.8° E, M=8.2

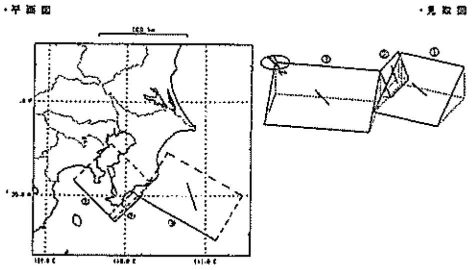
出　典：Matsuda et al. (1978), Geol. Soc. Am. Bull., 89, 1610-1618.

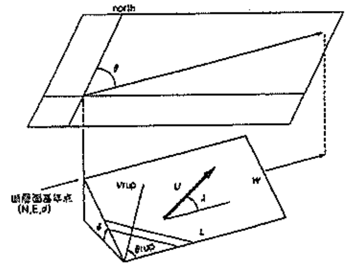
・静的断層パラメーターリスト

	N(° N)	E(° E)	d(km)	θ(°)	δ(°)	λ(°)	L(km)	W(km)	U(cm)
①	34.75°	139.85°	0°	315	30	153	65	70	670
②	34.98°	140.18°	0°	225	70	90	40	30	600
③	34.53°	141.13°	0°	300	30	135	100	70	710

・論文中のFig. 8より読取り。

・平面図　　・見取図





θ：走行方向（図の様に断層面を置いた場合の右手方向）を北より東回りに測った角度

δ：断層面の傾き角

λ：上盤の下盤に対する食い違い方向を断層面上で走行方向より半時計回りに測った角度

図-2.7　元禄関東地震津波の断層パラメーター

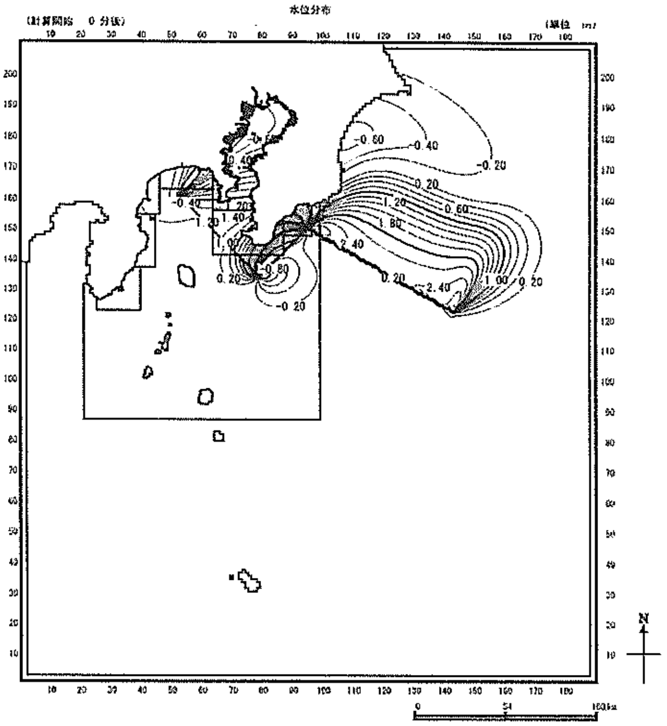
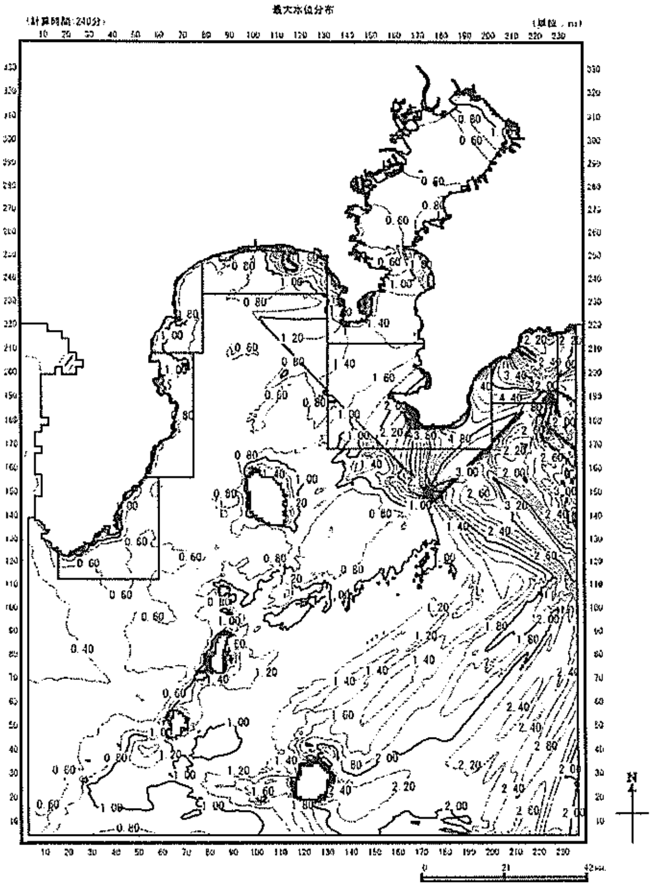
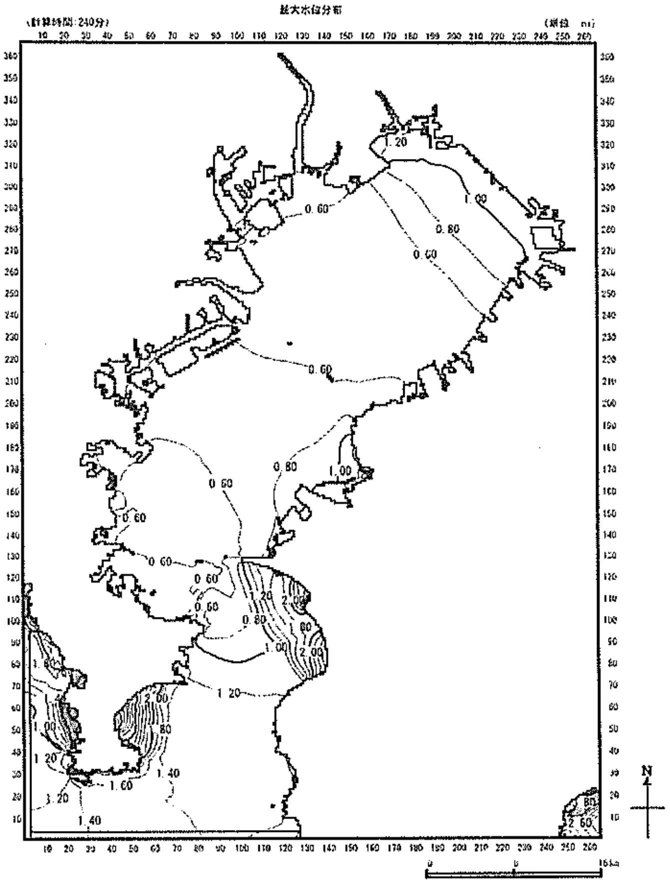


図-2.8　現況地形における津波の初期波形分布
（元禄関東地震津波）



(a) 沿岸域



(b) 東京湾

図-2.9　最大津波高分布（現況地形，元禄関東地震津波）

元禄関東地震津波の断層パラメータを示す．この図からもわかるように元禄関東地震津波モデルは３面断層モデルである．

b) 現況地形における予測計算

元禄関東地震津波についても同様に，現況地形における予測計算を行った．図-2.8に現況地形における津波の初期波形を示し，図-2.9に最大津波高分布を示す．

現況地形における計算の結果は以下のようである．

・湾口での最大津波高は0.8～2.8m.

・湾央での最大津波高は0.6～1.0m.

・湾奥での最大津波高は1.0～1.2m.

c) 痕跡高との比較

図-2.6の上図が元禄関東地震津波の痕跡高を示したものである．下図の大正12年関東地震津波に比べてかなり大きいが，測定値だけでなく，津波の被害状況から推定されたものも含まれているので，過大評価している可能性がある．また，房総半島南部では4mほどの地盤隆起が確認されている（松田ら，1974）．図には地震前の海面を基準に隆起分を加算して記されているため，水位変動量としてはその分を差し引いて考える必要がある．

図-2.9に示した最大津波高分布の計算結果によると，外房沖のSW～NWに走る断層による水位変動がかなり大きく，沿岸において3～5mになっている．地盤の隆起分4mを差し引くと，痕跡値とほぼ一致する．東京湾奥の品川～浦安の痕跡値は2mで，計算結果の1～1.2mよりやや大きい．これは，現況地形の東京湾内は，沿岸および港湾整備が進み，自然海岸がほとんどなくなったため，遡上高の計算結果が小さくなったと考えられる．

2.3 津波の感度分析

2.2では，大正12年関東地震津波および元禄関東地震津波の２つのモデルについて，津波の予測計算を実施したが，本節ではこれらの地震の断層位置がずれた場合に発生する津波についての検討を実施した．地震断層については，地殻トラフに沿って震源が移動する例が観測されている．トラフに沿って震源を移動させて，最も危険度が大きい断層位置を予測するモデルが確立されている（平石ら，1997）．

過去に発生した地震の実績と断層位置から，断層運動が発生する可能性が考えられる範囲内において，断層位置を経度方向，緯度方向にずらした条件を設定し，津波計算を実施した．これらの予測計算により，断層位置のずれによる東京湾の想定津波について津波高を比較検討し，実験対象モデル臨海地区に対して，最も厳しい津波条件を選定することとした．

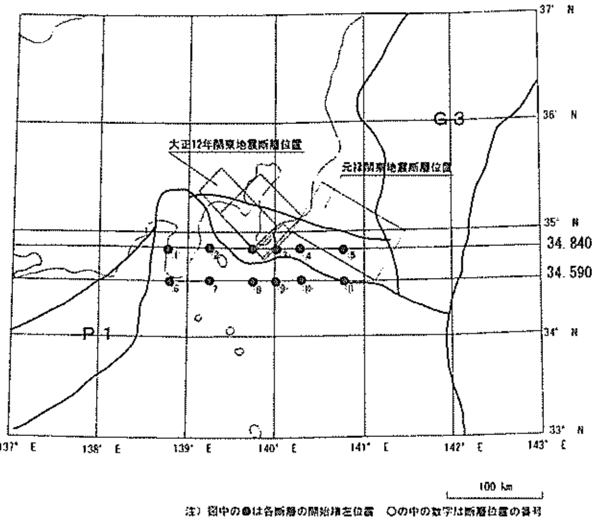


図-2.10　大正12年関東地震の断層位置

(1) 大正12年関東地震津波

想定する断層位置は，大正12年関東地震の断層位置を基準とし，経度方向に-1.0°, -0.5°, +0.25°, +0.5°, +1.0°移動させた位置を検討対象とした．また，1703年に発生した元禄関東地震はかなり大型で，その震源域は大正12年関東地震の断層よりも，さらに南側であったと考えられる．よって，断層位置を移動させた津波計算では，元禄関東地震と同じ緯度の断層位置も考慮した．図-2.10に，大正12年関東地震津波と元禄関東地震津波の断層位置を示す．また，各想定位置における断層パラメータは表-2.3のとおりである．なお，東京湾における最大津波高が最も大きかったケースとして，断層位置④における最大津波高分布図を図-2.11に示す．

(2) 元禄関東地震津波

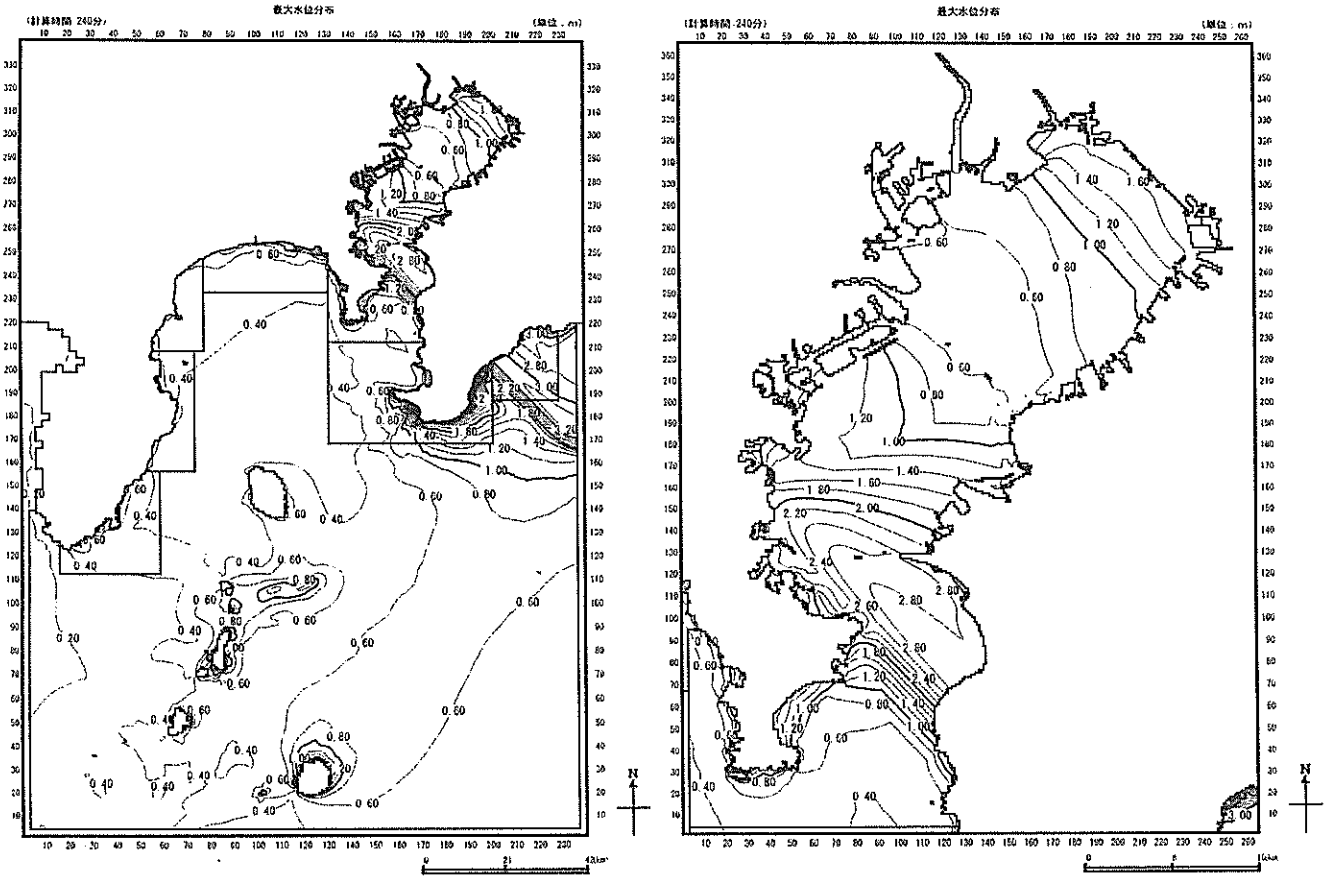
元禄関東地震津波モデルにおいても，同様に断層位置を経度方向，緯度方向に移動させた津波予測計算を実施し，断層位置のずれによる東京湾の想定津波について津波高を比較検討するものとした．

断層位置は元禄関東地震津波発生位置を基準とし，経度方向に-1.0°, -0.5°, -0.25°, +0.25°, +0.5°移動させた位置を検討対象とした．また，2.3(1)で大正12年関東地震津波モデルに関して元禄関東地震位置を検討対象に含めたのと同様に，ここでは逆に，元禄関東地震モデルについて，大正12年関東地震の緯度に変更し，さらに経度方向へ移動させた位置を検討対象に加えた．

図-2.12に，大正12年関東地震津波と元禄関東地震津波の断層位置を示す．また，各位置における断層パラメータを表-2.4(1)～(3)に示す．なお，東京湾における最大津波高が最も大きかったケースとして，断層位置⑧に

表-2.3 計算に用いる断層パラメータ（大正12年関東地震）

		断層位置① (-1.0°)	断層位置② (-0.5°)	大正12年関東 地震津波	断層位置③ (+0.25°)	断層位置④ (+0.5°)	断層位置⑤ (+1.0°)
基準にする地震		大正12年関東地震					
断	開始	34.840° N					
層	左端	138.760° E	139.260° E	139.760° E	140.010° E	140.260° E	140.760° E
位	開始	35.376° N	35.379° N	35.380° N	35.383° N	35.384° N	35.387° N
置	右端	138.093° E	138.597° E	139.100° E	139.352° E	139.603° E	140.107° E
		断層位置⑥ (-1.0°)	断層位置⑦ (-0.5°)	断層位置⑧ (0.0°)	断層位置⑨ (+0.25°)	断層位置⑩ (+0.5°)	断層位置⑪ (+1.0°)
基準にする地震		断層位置（緯度）を元禄関東地震，その他は大正12年関東地震					
断	開始	34.590° N					
層	左端	138.760° E	139.260° E	139.760° E	140.010° E	140.260° E	140.760° E
位	開始	35.126° N	35.129° N	35.132° N	35.133° N	35.134° N	35.137° N
置	右端	138.095° E	138.599° E	139.102° E	139.354° E	139.605° E	140.109° E
断層の長さ L(km)		85.0					
断層の幅 W(km)		40.0					
断層の深さ d(km)		5.0					
走行方向 θ(°)		N45° W					
傾斜角 δ(°)		30.0					
食違い方向 λ(°)		146.0					
縦ずれ成分 U_d(m)		-6.0					
横ずれ成分 U_s(m)		-6.0					



(a) 沿岸域　　(b) 東京湾

図-2.11 最大津波高分布（大正12年関東地震津波，断層位置④）

表-2.4(1) 計算に用いる断層パラメータ（元禄関東地震（静的断層①））

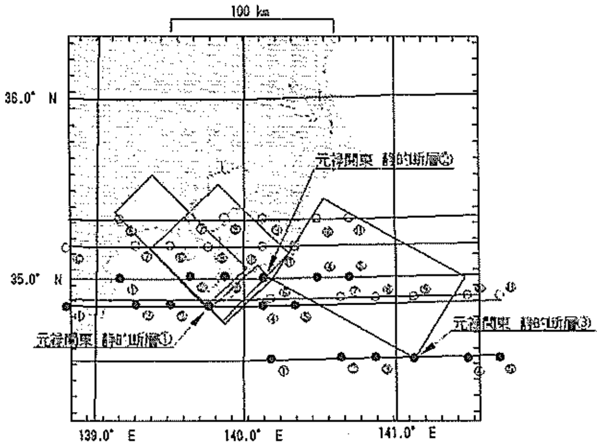
		断層位置① (-1.0°)	断層位置② (-0.5°)	断層位置③ (-0.25°)	元禄関東 地震津波	断層位置④ (+0.25°)	断層位置⑤ (+0.5°)
基準にする地震		元禄関東地震					
断層位置	開始	34.750° N					
	左端	138.850° E	139.350° E	139.600° E	139.850° E	140.100° E	140.350° E
	開始	35.161° N	35.163° N	35.164° N	35.165° N	35.166° N	35.167° N
	右端	139.342° E	138.163° E	139.096° E	139.347° E	139.598° E	139.850° E
		断層位置⑥ (-1.0°)	断層位置⑦ (-0.5°)	断層位置⑧ (-0.25°)	断層位置⑨ (0.0°)	断層位置⑩ (+0.25°)	断層位置⑪ (+0.5°)
基準にする地震		断層位置（緯度）を大正12年関東地震，その他は元禄関東地震					
断層位置	開始	35.000° N					
	左端	138.850° E	139.350° E	139.600° E	139.850° E	140.100° E	140.350° E
	開始	35.411° N	35.413° N	35.414° N	35.415° N	35.416° N	35.417° N
	右端	138.340° E	138.843° E	139.094° E	139.346° E	139.597° E	139.848° E
断層の長さ L(km)		65.0					
断層の幅 W(km)		70.0					
断層の深さ d(km)		0.0					
走行方向 θ(°)		N315° W					
傾斜角 δ(°)		30.0					
食違い方向 λ(°)		153					
縦ずれ成分 U_d(m)		-3.042					
横ずれ成分 U_s(m)		-5.970					

表-2.4(2) 計算に用いる断層パラメータ（元禄関東地震（静的断層②））

		断層位置① (-1.0°)	断層位置② (-0.5°)	断層位置③ (-0.25°)	元禄関東 地震津波	断層位置④ (+0.25°)	断層位置⑤ (+0.5°)
基準にする地震		元禄関東地震					
断層位置	開始	34.980° N					
	左端	138.850° E	139.350° E	139.600° E	139.850° E	140.100° E	140.350° E
	開始	35.161° N	35.163° N	35.164° N	35.165° N	35.166° N	35.167° N
	右端	139.342° E	138.163° E	139.096° E	139.347° E	139.598° E	139.850° E
		断層位置⑥ (-1.0°)	断層位置⑦ (-0.5°)	断層位置⑧ (-0.25°)	断層位置⑨ (0.0°)	断層位置⑩ (+0.25°)	断層位置⑪ (+0.5°)
基準にする地震		断層位置（緯度）を大正12年関東地震，その他は元禄関東地震					
断層位置	開始	35.230° N					
	左端	138.850° E	139.350° E	139.600° E	139.850° E	140.100° E	140.350° E
	開始	35.411° N	35.413° N	35.414° N	35.415° N	35.416° N	35.417° N
	右端	138.340° E	138.843° E	139.094° E	139.346° E	139.597° E	139.848° E
断層の長さ L(km)		40.0					
断層の幅 W(km)		30.0					
断層の深さ d(km)		0.0					
走行方向 θ(°)		N225° W					
傾斜角 δ(°)		70.0					
食違い方向 λ(°)		90					
縦ずれ成分 U_d(m)		-6.0					
横ずれ成分 U_s(m)		-0.0					

表-2.4(3)　計算に用いる断層パラメータ（元禄関東地震（静的断層③））

		断層位置① (−1.0°)	断層位置② (−0.5°)	断層位置③ (−0.25°)	元禄関東 地震津波	断層位置④ (+0.25°)	断層位置⑤ (+0.5°)
基準にする地震		元禄関東地震					
断層位置	開始左端	34.530° N					
		138.850° E	139.350° E	139.600° E	139.850° E	140.100° E	140.350° E
	開始右端	35.161° N	35.163° N	35.164° N	35.165° N	35.166° N	35.167° N
		139.342° E	138.163° E	139.096° E	139.347° E	139.598° E	139.850° E
		断層位置⑥ (−1.0°)	断層位置⑦ (−0.5°)	断層位置⑧ (−0.25°)	断層位置⑨ (0.0°)	断層位置⑩ (+0.25°)	断層位置⑪ (+0.5°)
基準にする地震		断層位置（緯度）を大正12年関東地震，その他は元禄関東地震					
断層位置	開始左端	34.780° N					
		138.850° E	139.350° E	139.600° E	139.850° E	140.100° E	140.350° E
	開始右端	35.411° N	35.413° N	35.414° N	35.415° N	35.416° N	35.417° N
		138.340° E	138.843° E	139.094° E	139.346° E	139.597° E	139.848° E
断層の長さ L(km)		100.0					
断層の幅 W(km)		70.0					
断層の深さ d(km)		0.0					
走行方向 θ(°)		N300° W					
傾斜角 δ(°)		30.0					
食違い方向 λ(°)		135					
縦ずれ成分 U_d(m)		−5.020					
横ずれ成分 U_s(m)		−5.020					



注）図中の丸印は断層位置の開始左位置を示す．
●は元禄関東地震断層位置を基準に経度方向へ移動
○は大正12年関東地震断層位置へシフト

図-2.12　元禄関東地震の断層位置

おける最大津波高分布図を図-2.13に示す．

(3) 地震断層位置の違いによる津波高の検討

地震断層位置を経度方向，緯度方向へ移動させて津波計算を実施した後に，図-2.14に示す臨海部モデル地区沖に設定した３点のモニタリングポイントにおける最大津波高を抽出した．それらの計算結果について，断層位置と最大津波高について整理したものを図-2.15に示す．

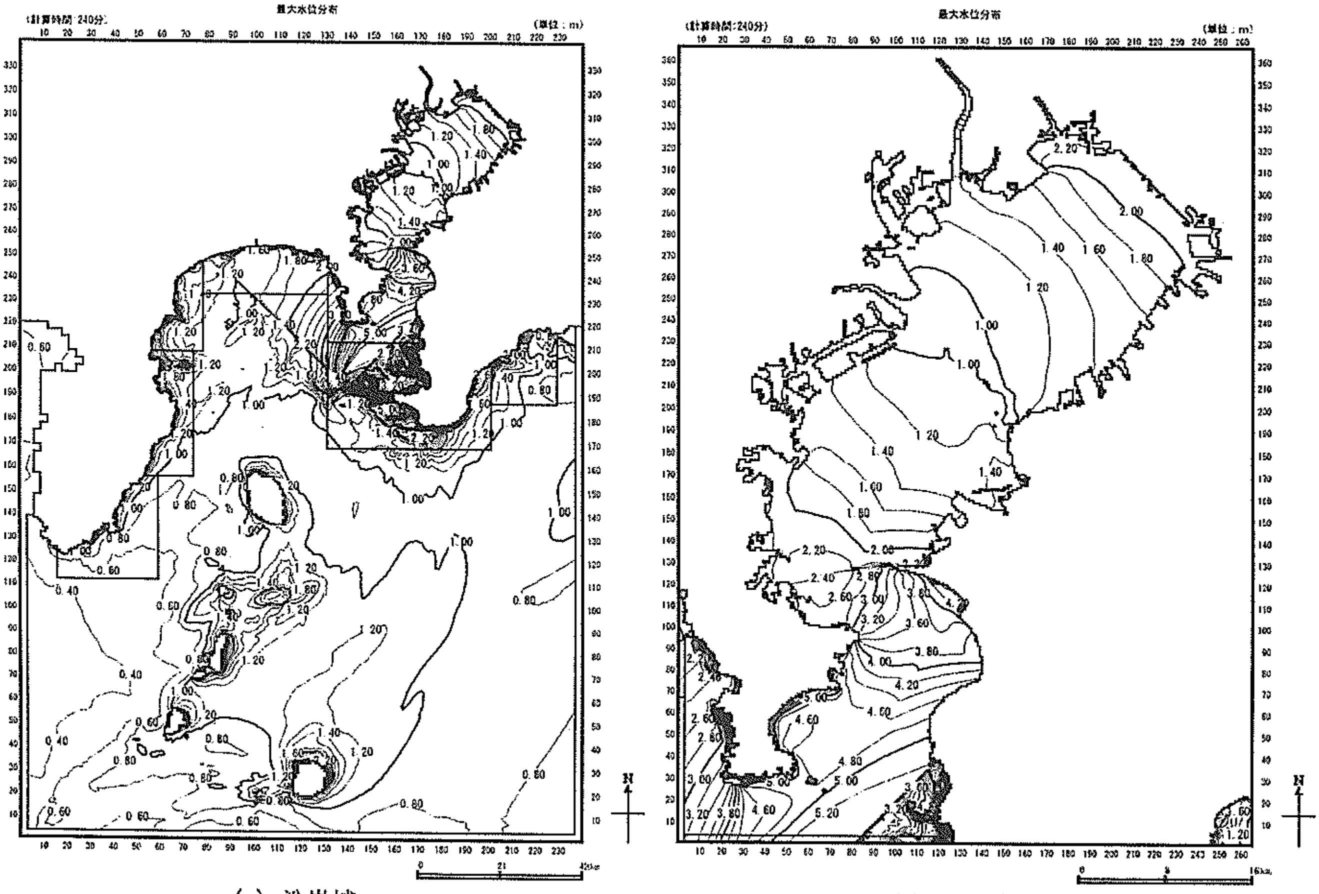
地震断層位置の違いによる，臨海部モデル地区における最大津波高について比較検討した結果，以下のようなことがわかった．

≪大正12年関東地震津波モデル≫

- 大正12年関東地震の断層位置（緯度34.840° N）で，経度方向に位置を移動させた計算結果から，断層位置④（経度方向+0.5°）において港内の津波高が1.64mで最大となる．
- 大正12年関東地震断層位置から緯度方向に−0.25°移動した元禄関東地震の断層の位置で，経度方向の位置を移動させた計算結果から，断層位置⑧（経度方向は大正12年と一致させた位置）で港内の津波高が0.84mで最大となる．
- 断層位置④と⑧では，断層位置④による津波高が大きい．

≪元禄関東地震津波モデル≫

- 元禄関東地震の断層位置（緯度を元禄と一致させる）で，経度方向に移動させた計算結果から，断層位置②（経度方向−0.5°）において最大津波高1.38mで最大になる．
- 元禄関東地震断層位置から緯度方向に+0.25°移動した大正12年関東地震の断層位置で，経度方向に位置を移動させた計算結果から，断層位置⑧（経度−0.25°）で港内の津波高が1.67mで最大になる．



(a) 沿岸域　　　　　　(b) 東京湾

図-2.13　最大津波高分布（元禄関東地震，断層位置⑧）

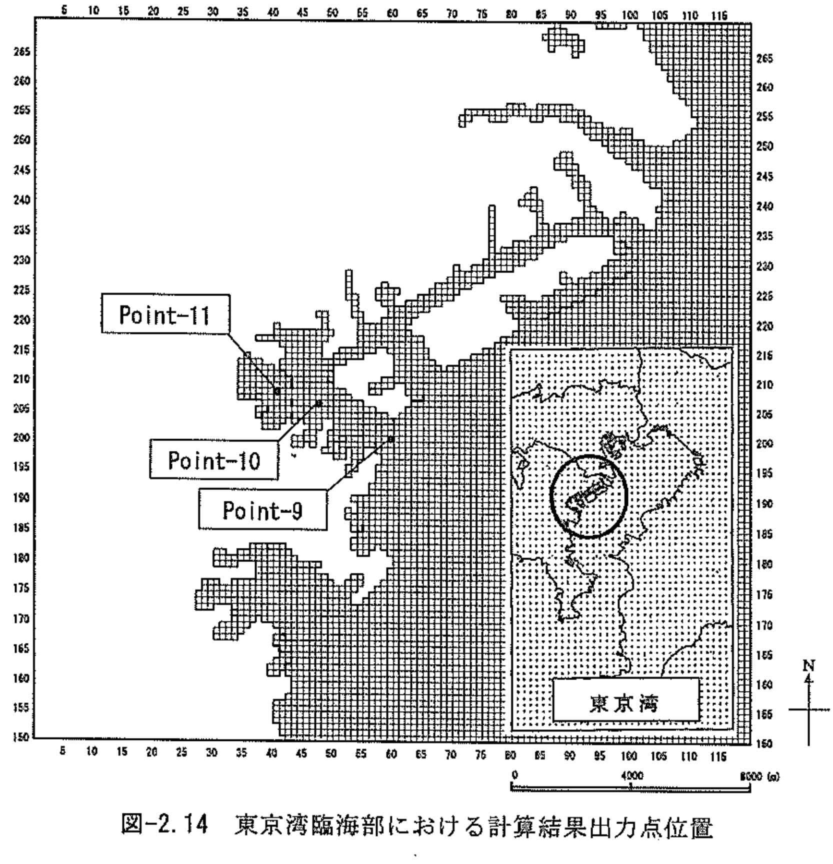
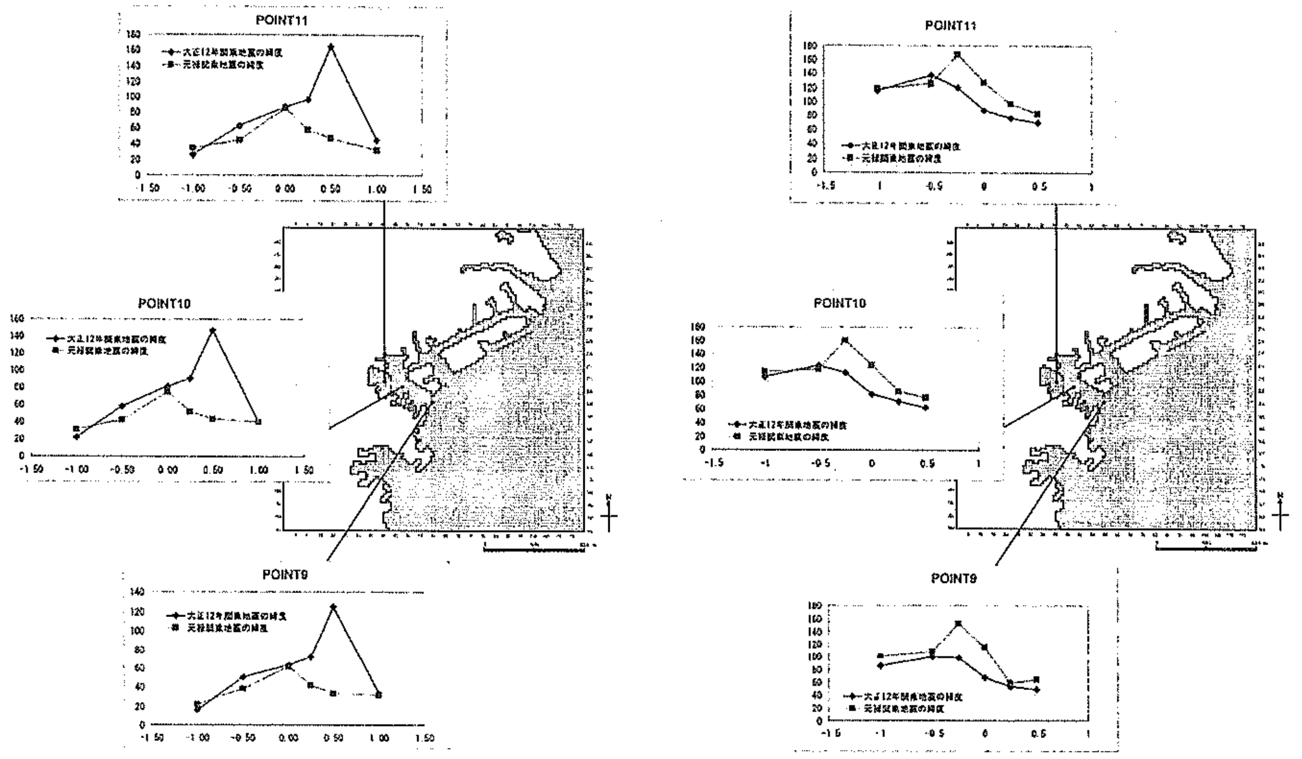


図-2.14　東京湾臨海部における計算結果出力点位置



(a) 大正12年関東地震　　(b) 元禄関東地震

図-2.15 東京湾臨海部モデル地区における最大津波高の比較

・断層位置②と断層位置⑧では，断層位置⑧による津波高の方が大きい．

したがって計算結果から，大正12年関東地震津波では断層位置④，元禄関東地震津波では断層位置⑧による発生津波が，臨海部モデル地区において津波高が最も高くなる条件といえる．

2.4 実験対象津波の選定

前節までの検討結果から，大正12年関東地震津波および元禄関東地震津波のうち，臨海部モデル地区（point-11）に対して最も厳しい津波となる条件に関して，水位および流速の経時変化を抽出した．それらを図-2.16に示す．図中，y軸のゼロはH. W. L.の水位であり，津波による水位変動量はこのH. W. L.からの相対的な高さとした．

この図より，以下のようなことがわかった．

a) point-11では，陸境界に非常に近いため，津波第1波のピークで流速がゼロとなり，津波の進行波的な特性は現れておらず，むしろ陸境界の影響を受けて定常波的な特徴が現れている．

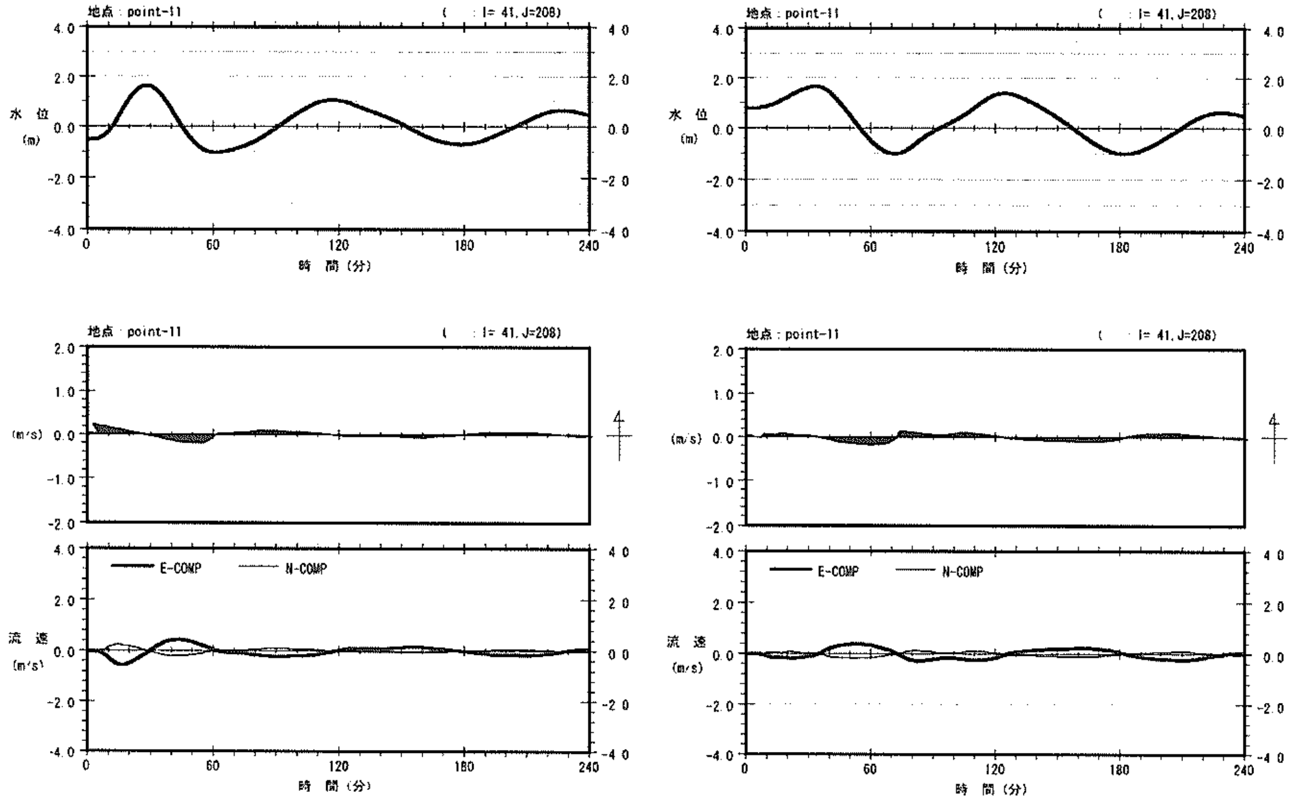
b) 最高水位では，大正12年関東地震津波（断層位置④）が1.64m，元禄関東地震津波（断層位置⑧）が1.67mに達しており，わずかに元禄関東地震津波の水位の方が高くなっている．

c) ただし，それらの差は小さくほぼ同じ程度である．

これらより，津波による水位変動量でいえば，大正12年関東地震における断層位置④で発生する津波よりも，元禄関東地震における断層位置⑧で発生する津波の方が大きくなる条件といえる．

しかし，図-2.16(b)の上図に示した，水位の経時変化からもわかるように，元禄関東地震津波モデルのケースでは，初期水位が上昇している．これは，地震による断層運動の結果，地盤が隆起したことを示している．つまり，陸地に対する水位の相対変動量としては，約1m程度となり，それほど大きくはないといえる．また，大正12年関東地震津波（断層位置④）では，相対的な水位変動量は約2mで，こちらの方がより厳しい条件になると判断できる．

一方，大正12年関東地震のマグニチュードは7.9で，元禄関東地震は8.2であった．地震断層位置が同じで，マグニチュードが大きくなった場合に，津波高がどのくらい増大するかを，阿部(1989)による簡便法を用いて検討した．大正12年関東地震断層位置における，波源付近で予測される各マグニチュード毎の津波高と，大正12年関東地震のマグニチュード7.9を基準として津波高の増大率を求めたものを，表-2.5に示す．



(a) 大正12年関東地震（断層位置④）　　(b) 元禄関東地震（断層位置⑧）

図-2.16　臨海部モデル地区における水位および流速の経時変化

表-2.5　マグニチュードの違いによる
予測津波高の増大率

M	津波平均高(m)	増大率
7.9	6.15	1.0
8.0	7.11	1.16
8.1	8.23	1.34
8.2	9.52	1.55
8.3	11.01	1.79
8.4	12.74	2.07

この表によると，マグニチュードが7.9から8.2になると，津波高は約1.5倍となり，その危険度がかなり増大することがわかる．また，1933年の三陸地震時のマグニチュードは8.4であり，もし関東地震断層でM=8.4の地震が発生した場合には，津波高は今回の予測計算結果の約2倍になる可能性がある．

以上の結果をふまえて，水理模型実験の外力条件には，大正12年関東地震津波（断層位置④）によるpoint-11における水位変動の計算結果を採用した．すなわち，地盤沈下量を考慮して津波高に沈下量を加えた相対水位変動量R=2.17m，周期T=90.0minである．さらに，元禄関東地震のM=8.2，三陸地震のM=8.4と同規模になった場合に，水位変動量がそれぞれ1.5倍，2.0倍となる条件についても併せて検討することとした．

3. モデル臨海都市

3.1 対象モデル地区の選定

本研究は，大都市における複合型空間に対する浸水危険度の評価を目的としており，下記の理由により，東京湾臨海都市を対象モデル地区に選定した．

a) 臨海部に位置している．

b) 高層ビルが乱立し，資産的価値が高い．

c) 地下施設（地下駐車場）を有している．

d) 現地踏査が可能．

3.2 モデル臨海都市の概況

実験対象のモデル地区とした臨海都市部は，都市型住宅の供給を軸に文化芸術施設の集積を図る目的で整備が進められている．また，周辺のには大規模商業施設が集積し，地区内の開発の進行とともに駐車需要の増大を予想し地下駐車場が整備された．図-3.1にモデル地区周辺の平面図を，図-3.2に実験対象範囲を示す．また，図-3.3に地下駐車場の位置と地下駐車場のイメージ図を示す．

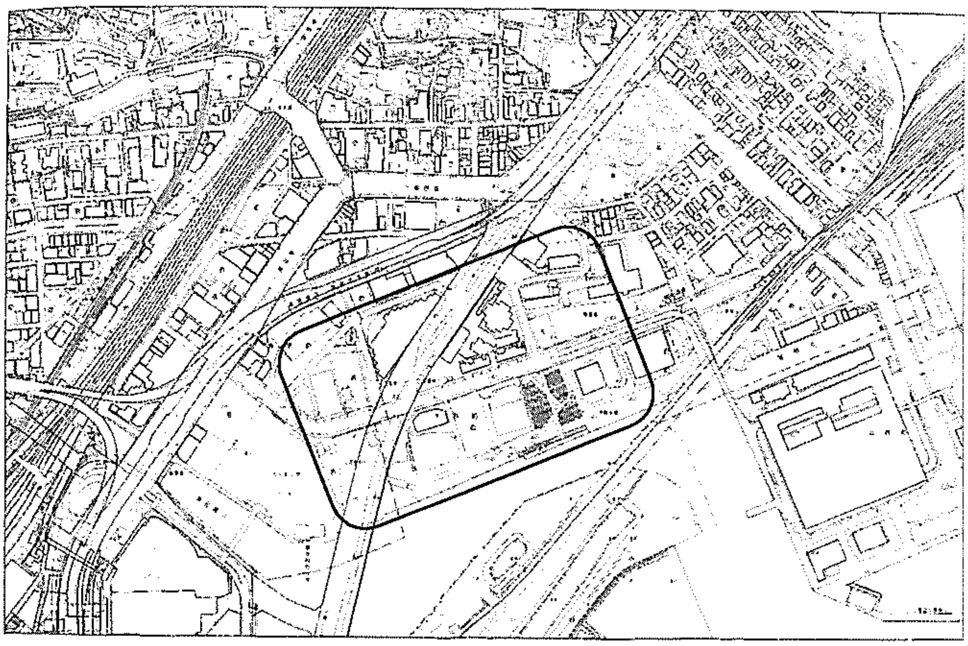


図-3.1　モデル地区周辺平面図

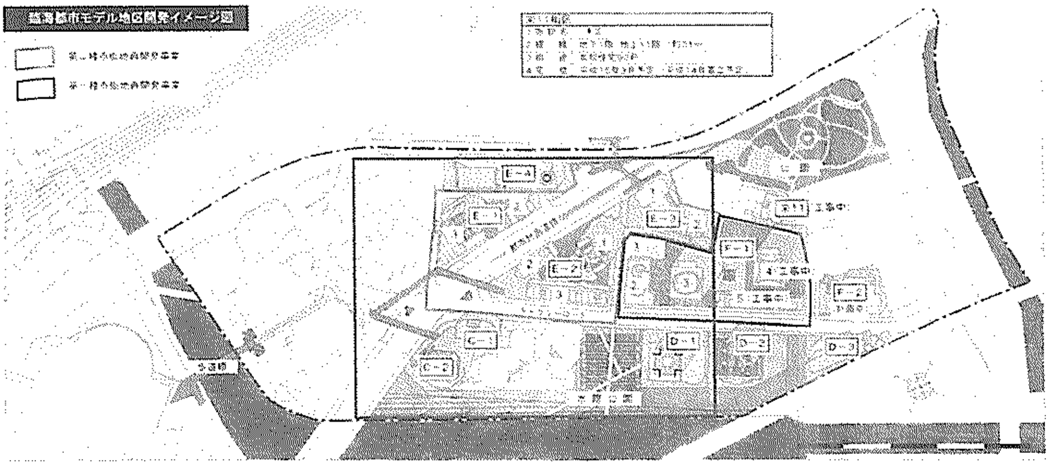


図-3.2　実験対象領域

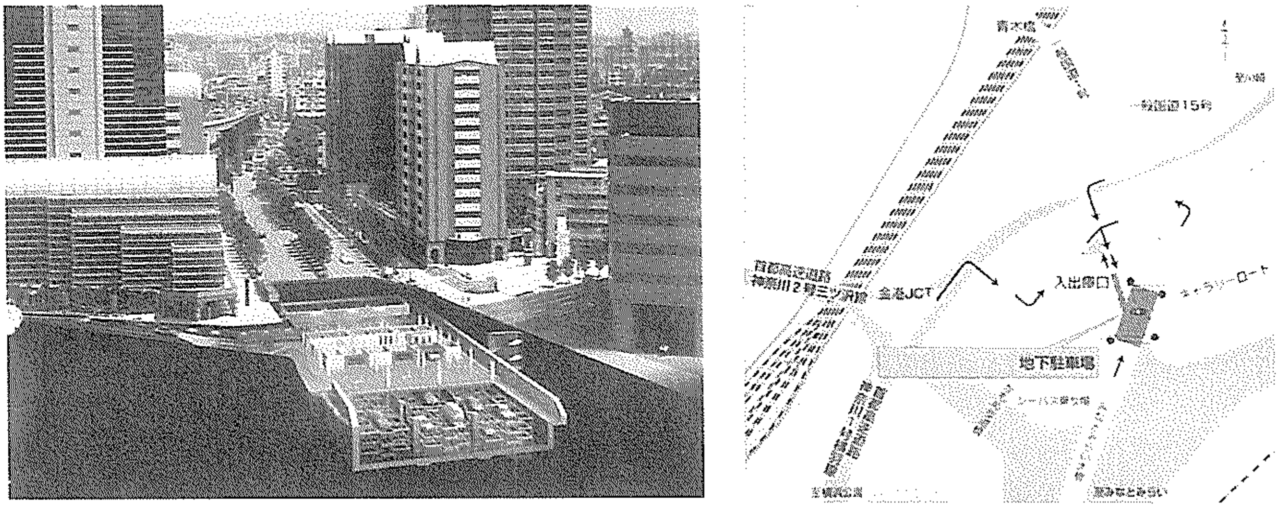


図-3.3　地下駐車場イメージ図

4. 検定実験

4.1 実験方法

実験に用いる水槽は，図-4.1に示す当所の環境インテリジェント水槽である．水槽諸元および装置の性能は表-4.1に示すとおりである．

平面水槽における津波の実験では，通常，孤立波を造波させる実験が考えられる．しかし，孤立波による実験では，津波先端部における段波のような波形については再現可能であるが，津波の周期性を再現することは難しい．特に，模型縮尺が大きくなると，実験水槽で造波可能な孤立波では周期が小さすぎるため，津波の周期性の再現は不可能となる．

津波によって陸上部へ氾濫・浸水する水塊量は，この周期性による影響が大きいと考えられる．縮尺1/50ぐらいになると，孤立波によってもたらされる水塊量は小さくなり過ぎ，浸水量の評価をするには不適切であると考えられる．また，津波の予測計算を実施した結果，モデル地区前面での水位の変動は比較的緩やかであり，その津波周期は，1/50の模型量に換算すると約７分であった．このような非常に長い周期の波を，造波機によって起こすことは不可能である．そのため，実験水槽内の水位を変動させることによって，津波を擬似的に再現するのが最適であると判断した．

そこで本実験では，市街地模型前面の水位を変動させることにより，津波来襲時の擬似状況を再現させるものとした．水位の変動には，実験水槽に備えられている潮流発生装置を使用した．

環境インテリジェント水槽に備え付けられている潮流発生装置の概略は，図-4.2に示すとおりである．潮流発生装置は，基本的に流量制御ポンプ１台とバルブ付吹き出し口５台を１ユニットとして構成される装置であり，周回水槽と主水槽間の水の流出入を制御することができる．バルブの開度および流量制御ポンプの回転数および回転方向は，コンピュータの信号制御により連続的な制御がなされる．したがって，流れ方向を正（周回水槽→主水槽）から負（主水槽→周回水槽）へと連続的に変化させることができる．

4.2 津波検定実験

模型実験では，潮流発生装置（図-4.2）による水の流出入により，市街地模型前面の水位を変動させることで津波の擬似状況を再現させる．そこで，作用させる津波の検定実験を実施した．

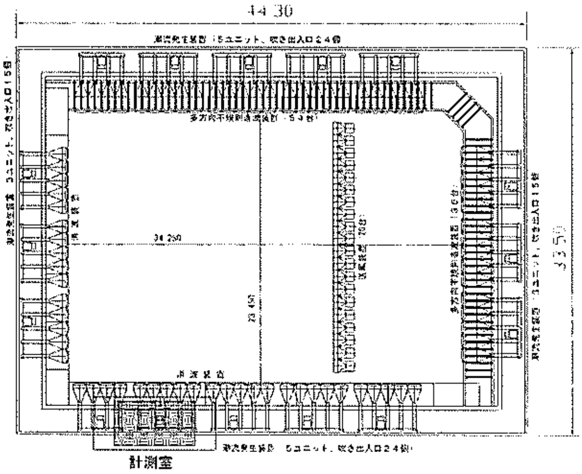


図-4.1　環境インテリジェント水槽平面図

表-4.1　水槽諸元および装置の性能

水槽諸元	主水槽	短辺　長辺　深さ 29.0m × 36.0m × 1.3m
	周回水槽	延長155m
造波装置		多方向不規則波造波装置: (サーペント型造波装置) 最大発生波高30cm
潮流発生装置		吹き出し口(120cm×10cm): 78台 流量制御ポンプ:16台 最大発生流速:0.3m/s

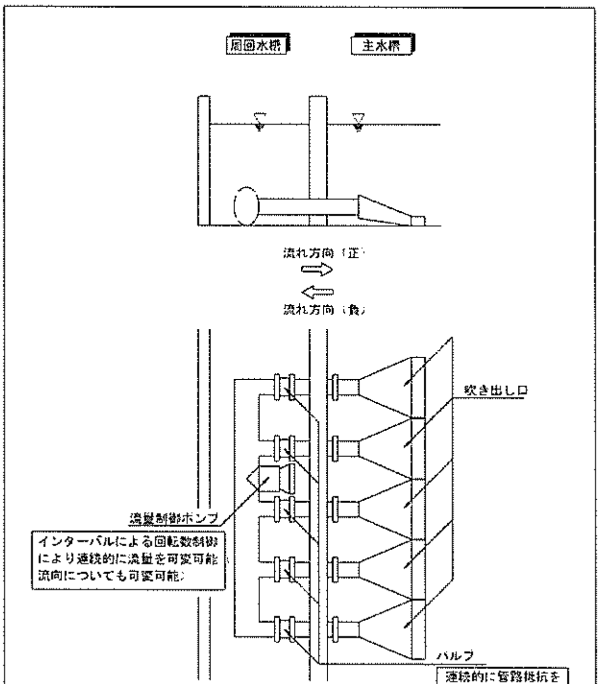


図-4.2　潮流発生装置

(1) 実験条件

図-2.16(a)に示した，point-11での水位の経時変化を再現目標とし，この内の第1波目を再現対象とする．その諸元は以下のとおりである．

・津波による相対水位変動量：2.17 m

・津波周期：90.0min（第1波目：50.0min）

・初期水位：朔望平均満潮位 H.W.L.　+0.90m

このときの第1波目の津波波形の時系列を図-4.3に示す．なお，図-4.3に併記した地盤高は，実験対象とする臨海モデル地区護岸付近の，基準面からの地盤高の上限と下限の概略値である．

図-4.3より，計算により求めた，対象モデル地区に到達する最も大きい想定津波であっても，地盤高の方が高くて，全く浸水しないエリアが生じてしまうことがわかった．市街地における危険度を正しく評価し検討するためには，ある程度の浸水が発生する条件下で実験を行う必要がある．そこで，目標水位時系列のほかにも，周期を変えずに津波高を増幅させた条件や，津波高を変えずに周期を変更した条件を設定し，それらの特性による危険度の違いを検討することにした．

そこで，2.4においてすでに述べたように，地震マグニチュードが大きくなると発生する津波高の予測値も増大するため，マグニチュードM=7.9が8.2になった場合（津波高1.5倍）と8.4になった場合（津波高2.0倍）の２ケースを計算条件に加えた．

高山ら(1983)の計算結果によると，東京湾内における津波の周期は70～90分で（本研究の結果と一致），湾口部の横須賀辺りでは60～70分程度という結果が得られている．避難時間等の面から危険度を評価する際には，津波の越流時間が大きく関与してくると考えられるため，津波周期を2/3に短くした場合についても計算条件に加えることとした．

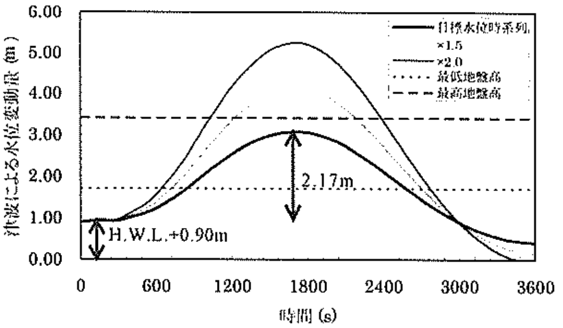


図-4.3　津波検定実験における目標水位変動の時系列

(2) 実験ケース

津波検定実験により検定を行う津波条件は，表-4.2のとおりである．なお，津波計算によって得られた第1波の水位変動波形を検定対象としている．表中，括弧内の数値は模型量である．

(3) 実験方法

津波予測計算により求めた，臨海モデル地区における水位変動波形を，潮流発生装置を利用した水位変動により擬似的に再現するものとした．

津波検定実験時には，図-4.4に示すように陸境界部にブロックで仕切りを設置し，実験水槽における水位が検定目標とする最高水位に到達した場合にも，陸側に越流しないような条件下で実施した．この点については，目標とする津波波形が，津波計算において陸側は閉境界とした条件で求められているので，特に問題はないと考えられる．

水位の変動については，陸境界部前面に設置した３台の容量式波高計（ch.4～6）により検出した水位変動が，平均的に目標水位変動と一致するように，潮流発生装置の信号をあらかじめ調整した．図-4.5に津波検定実験に関するフローを示す．

表-4.2　津波検定実験ケース

<table>
<tr><th>CASE</th><th>津波波形</th><th>潮位</th><th>相対水位変動量
R (m)</th><th>水位変動周期
T (min)</th><th>Δt (s)</th><th>収集データ数</th></tr>
<tr><td>00</td><td rowspan="5">正弦波による近似</td><td rowspan="5">H. W. L.</td><td>計算結果
2.17（4.34cm）</td><td>計算結果
50.0（6.56）</td><td>0.14</td><td>3500</td></tr>
<tr><td>01</td><td>計算結果×1.5
3.26（6.51cm）</td><td>計算結果
50.0（6.56）</td><td>0.14</td><td>3500</td></tr>
<tr><td>02</td><td>計算結果×2.0
4.34（8.68cm）</td><td>計算結果
50.0（6.56）</td><td>0.14</td><td>3500</td></tr>
<tr><td>03</td><td>計算結果×1.5
3.26（6.51cm）</td><td>計算結果×2/3
33.3（4.38）</td><td>0.14</td><td>2400</td></tr>
<tr><td>04</td><td>計算結果×2.0
4.34（8.68cm）</td><td>計算結果×2/3
33.3（4.38）</td><td>0.14</td><td>2400</td></tr>
</table>

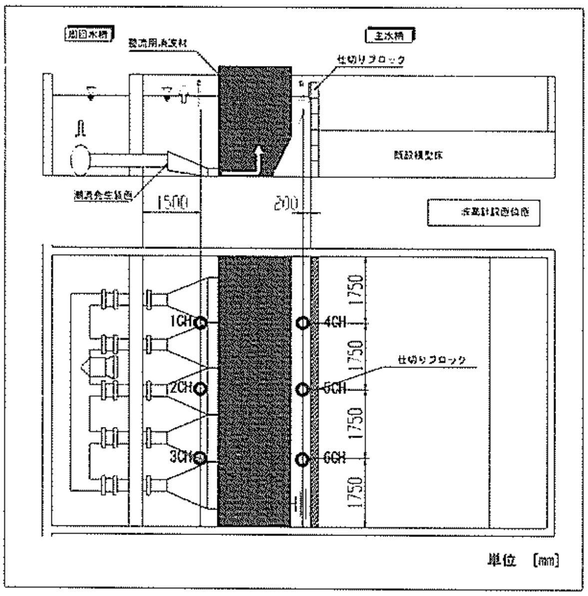


図-4.4　検定実験方法と波高計配置図

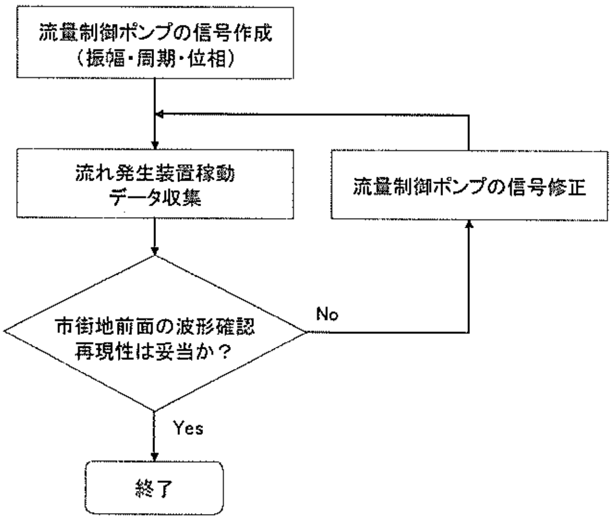
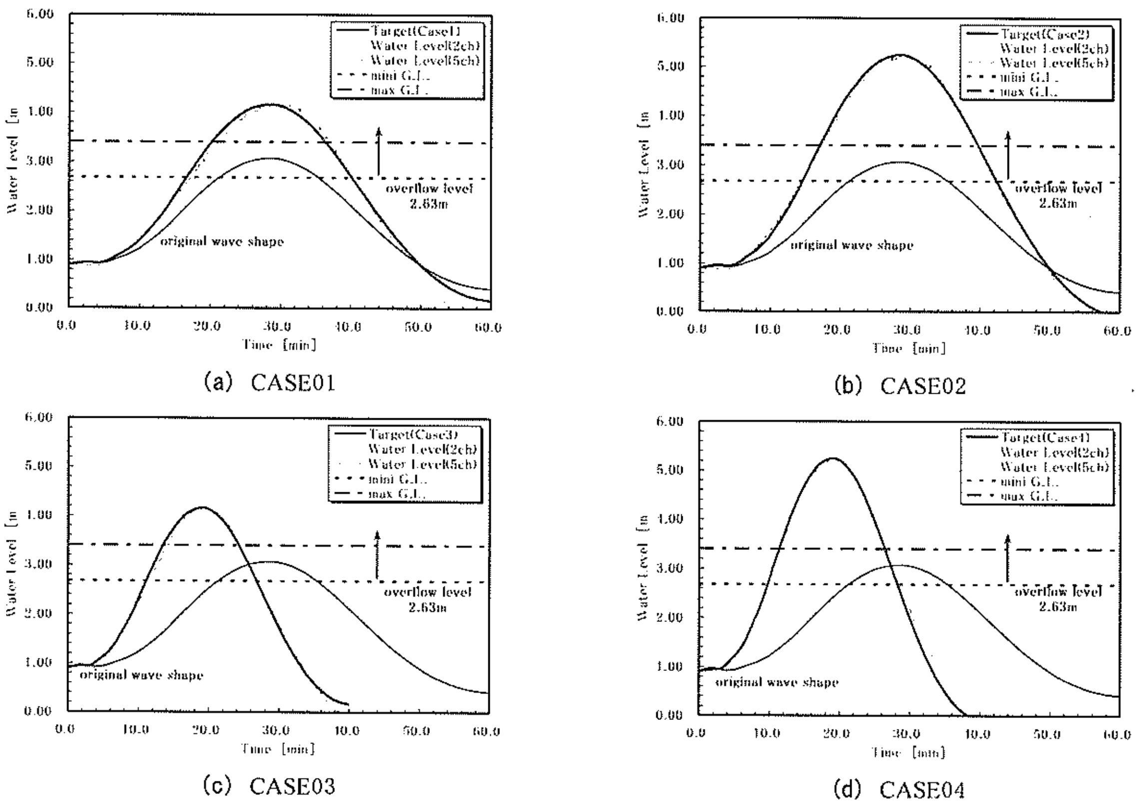


図-4.5　検定実験のフロー



(a) CASE01　(b) CASE02　(c) CASE03　(d) CASE04

図-4.6　津波検定実験結果

(4) 津波検定実験結果

非越流条件下において津波波形の検定を行った．それらの結果を図-4.6(a)～(d)に示す．各ケースとも場所による波形の差はほとんどみられなかったので，これらの図には，海側部（1ch～3ch）および護岸前面部（4ch～6ch）のうち，代表点（2ch，5ch）での波形のみを掲載した．

津波波形の検定では，最高水位の時刻が同一になるように目標波形と検定波形を重ね，越流水位以上での波形が目標波形と一致するかどうかを確認した．ここでいう越流水位とは，実験対象区域とした臨海部モデル地区における護岸の最低天端高を越える水位（図中の最低地盤

高）である．

検定実験の結果，各条件とも目標波形と一致する波形を起こすことができ，実験に最適な津波波形を潮流発生装置で再現できたといえる．

4.3 先端流速検定実験

市街地模型の地表面の製作には，加工の容易さなどから塩化ビニルを素材として用いることを想定した．しかし，塩化ビニルで製作すると市街地模型の表面粗度が小さくなりすぎ，越流する津波の先端流速が現地での現象よりも速くなる可能性が考えられる．そこで，模型製作の前に底面材質の違いによる先端流速の相違について検討するため，先端流速検定実験を実施した．

先端流速検定実験では，自由表面解析のベンチマーク問題として知られているダムブレーク実験と，市街地氾濫実験における外力条件と同等の一定速度で水位が上昇していく時の越流状況を調べる浸水流速検定実験の２種類を実施した．

(1) 実験条件

a) ダムブレーク実験

i) 外力条件

Koshizukaら（1996）の実施した実験条件と比較可能な実験条件（水柱高H=2L；ただし，Lは初期水塊の幅）のほか，さらに，水柱高を変化させた条件についても実施した．

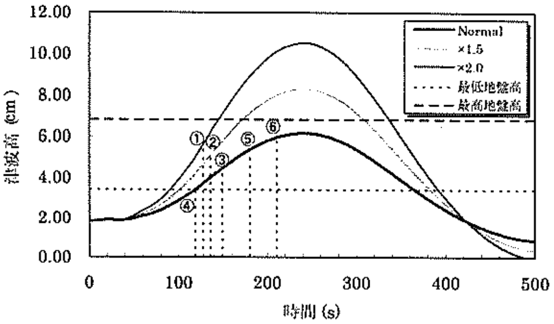
ii) 底面条件

先端流速検定実験において実験対象とする底面材料は，模型製作材料に想定している塩ビ板と，粗度のある木板である．ダムブレーク実験では，実験用水槽を木製で製作しており，この水槽の底面を木板による条件とした．ただし，後に画像解析をするにあたって，水の挙動をクリアに区別できるように水槽を塗装しており，厳密にはこの塗装した木板が底面条件になる．

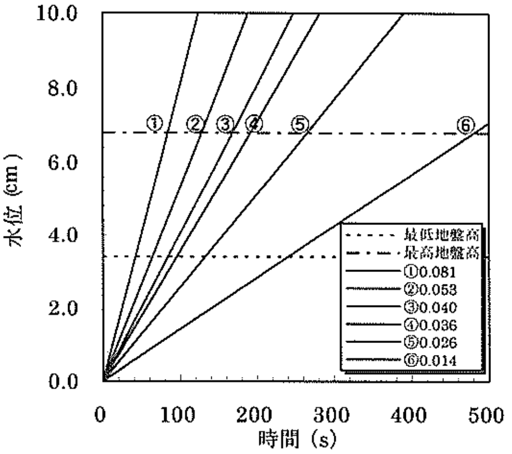
b) 浸水流速検定実験

i) 外力条件

図-4.7に示すように，津波計算により求めた波形のうち，護岸の最低天端高の概略値から最高水位までの区間で４点を抽出し，図-4.7(a)の③～⑥それぞれの時間における水位上昇速度を，実験の外力条件とした．また，1.5倍の波形，2.0倍の波形についても，同様な考え方で外力条件を設定することとした．ただし，1.5倍の波形，2.0倍の波形については，水位上昇速度の最も大きい点の条件についてのみ（図-4.7(a)の①，②）を実験条件として設定した．なお，本研究においては，この水位上昇速度をη/tと表記するものとする．また，これらの直



(a) 水位上昇速度の選定点



(b) 浸水流速検定実験の実験波形

図-4.7　浸水流速検定実験の設定外力条件

線波形については，別途検定実験を実施している．図-4.7(b)は浸水流速検定実験の外力条件とした最終的な目標波形である．

ii) 初期水位条件

浸水流速検定実験における初期水位は，浸水流速検定対象の水路が浸水しない水位を共通の初期水位として設定した．それらは，図-4.8に示すとおりである．

iii) 底面条件

基本的にダムブレーク実験の底面条件と同じ条件で実施する．ただし，木板ついては，ダムブレーク実験のように塗料は塗布していない．

(2) 実験方法

a) ダムブレーク実験

図-4.9に示すように，ダムブレーク実験用水槽は，一方を止水板により仕切られた貯水部とし，もう一方を開放（壁板なし）とする構造としたものである．実験では，この貯水部に所定量を注水し，止水板を瞬間的に取り去ることによって段波を発生させ，段波先端部の挙動を解析した．解析は，デジタルビデオカメラを用いた画像解析によって行った．

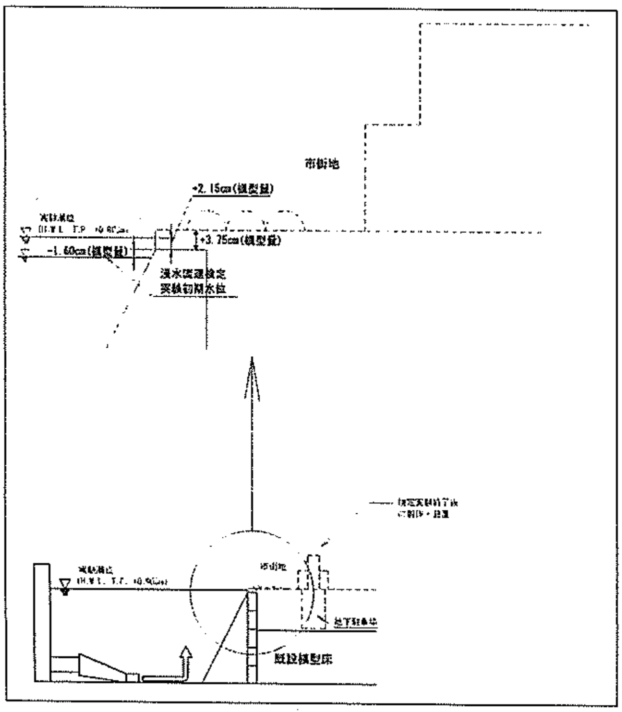


図-4.8　先端流速検定実験における初期水位

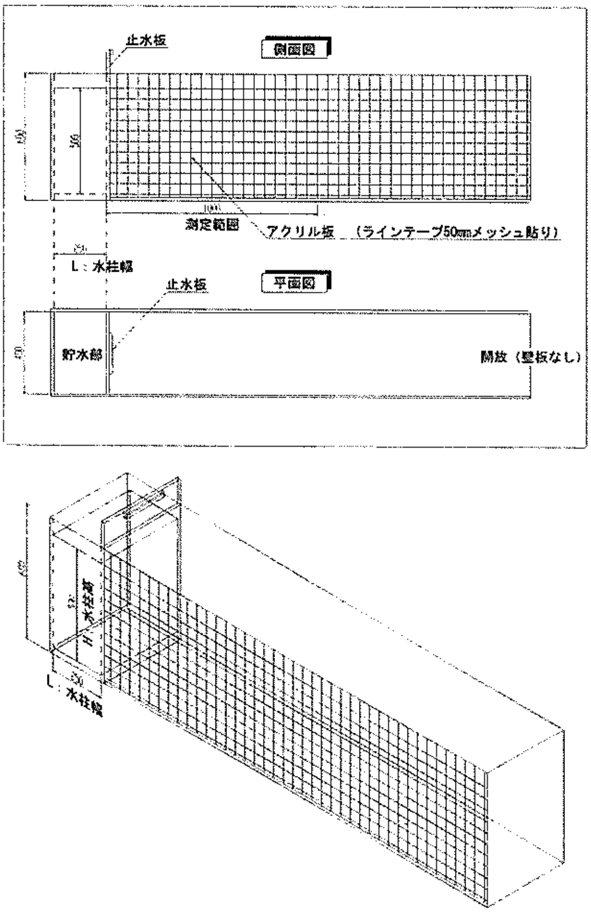


図-4.9　ダムブレーク実験装置

使用したデジタルビデオカメラは，１秒間あたり30画像の記録ができたため，先端部の挙動は１画像ごとの1/30秒間隔で解析するものとした．なお，デジタルビデオカメラは，先端部測定範囲（貯水部端部から1m）全体が画面内に収められる位置に固定した．

実験外力は，貯水部の注水量（水柱高H）を変化させて設定した．水柱高Hは，水柱幅Lとの比で規定した．Koshizukaら(1996)の実施した実験は，H=2Lと設定していた．本実験では同じ条件のH=2Lを基本ケースとして，水柱高を種々変化させた．なお，KoshizukaらはL=14.6 cmで実験を実施しているのに対し，本実験はL=25.0cmとしている点が異なる．また，各実験ケースにつきそれぞれ実験を３回実施し，実験データはそれらの平均値で整理している．

b) 浸水流速検定実験

図-4.10に示すように，津波検定実験時に使用した仕切りブロックの中央部を一部撤去し，その上に水平床を設置し，側面を透明な塩化ビニル樹脂板とした小水路を製作し設置した．製作した小水路の諸元は，水路幅を約40cm，水路長を3.6mとした．

浸水流速検定実験では，水路上面の１点からデジタルビデオにより津波先端部の挙動を撮影し，画像解析によって津波の先端流速を測定した．ダムブレーク実験と同様に，実験回数は各ケースにつき３回実施し，それらの平均値で整理した．

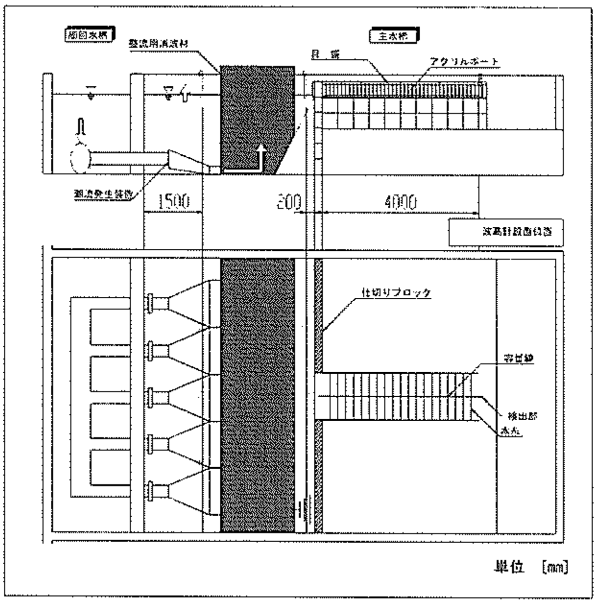


図-4.10　浸水流速検定実験装置

(3) 実験ケース

先端流速検定実験の実験ケースは，表-4.3のとおりである．

表-4.3　実験ケース

実験項目	外力条件	底面条件
ダムブレーク実験	水柱高：H=2L	塩ビ板
		木板（塗）
	水柱高：H=L	塩ビ板
		木板（塗）
	水柱高：H=0.5L	塩ビ板
		木板（塗）
	水柱高：H=0.2L	塩ビ板
		木板（塗）
	水柱高：H=0.1L	塩ビ板
		木板（塗）
浸水流速検定実験	水位上昇速度①：0.081cm/s	塩ビ板
		木板
	水位上昇速度②：0.053cm/s	塩ビ板
		木板
	水位上昇速度③：0.040cm/s	塩ビ板
		木板
	水位上昇速度④：0.036cm/s	塩ビ板
		木板
	水位上昇速度⑤：0.026cm/s	塩ビ板
		木板
	水位上昇速度⑥：0.014cm/s	塩ビ板
		木板

注１)：Lは水柱幅であり，本実験ではL=25cmとした．図-4.9参照．

注２)：底面条件欄の木板（塗）は，木板に塗料を塗布したものであり，木板は塗料を塗布しなかった状態を示す．

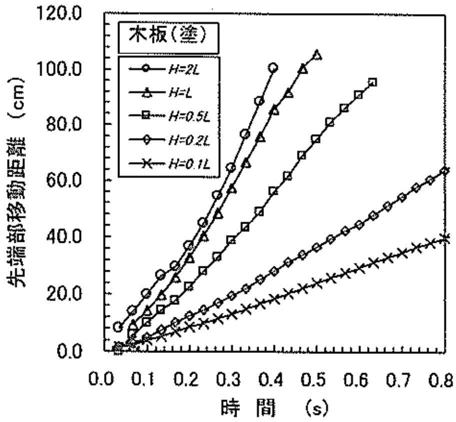
注３)：実験は各ケースとも３回実施しており，実験結果はそれらの平均値により評価する．

(4) 先端流速検定実験結果

a) ダムブレーク実験

図-4.11に各水柱高による水塊先端部の挙動の解析結果を示す．この図より，いずれの底面条件についても，水柱高が小さくなるにつれて，先端部の挙動が緩やかになっていることがわかる．

次に，今回実施したダムブレーク実験に対して，既存の実験結果と比較を行った．図-4.12(1)はKoshizukaらが実施した実験条件と同じH=2Lにおける本研究の実験



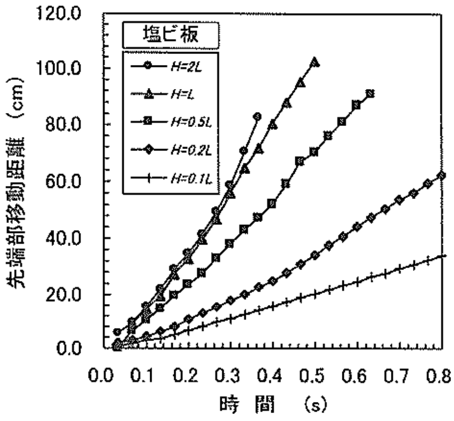


図-4.11　水柱高の違いによる先端部の挙動

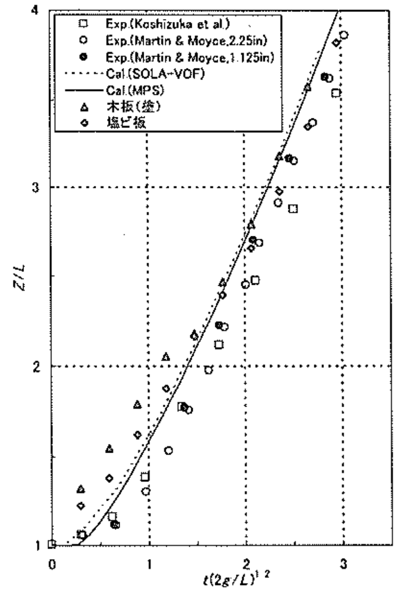
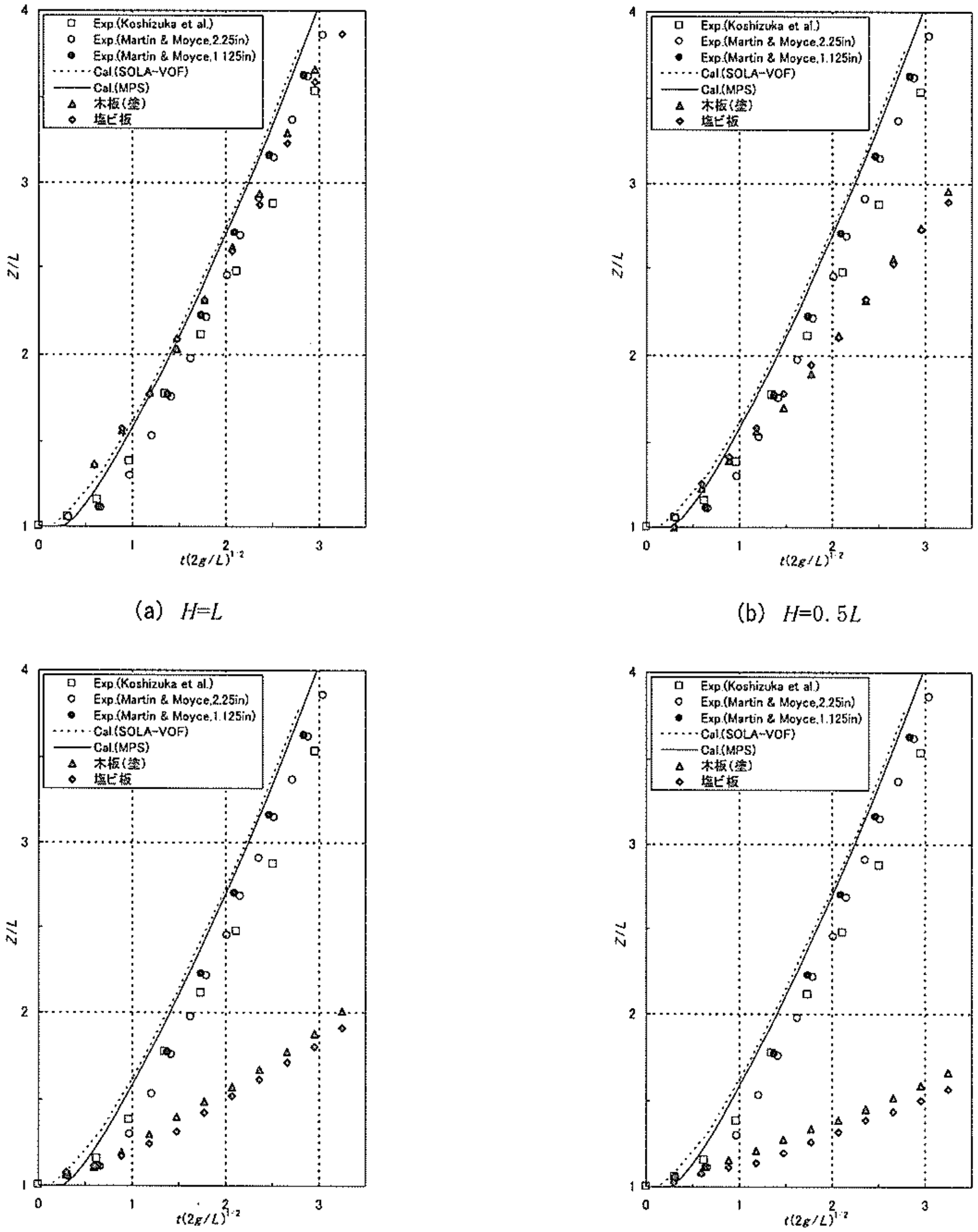


図-4.12(1)　ダムブレーク実験結果（H=2L）



(a) H=L　(b) H=0.5L　(c) H=0.2L　(d) H=0.1L

図-4.12(2)　ダムブレーク実験結果（H=L, 0.5L, 0.2L, 0.1L）

結果を薄灰色の三角と菱形で示し，従来の研究成果に重ねて示したものである．なお，解析結果は，SOLA-VOF法，KoshizukaらによるMPS法によるものである．

この図から，今回実施した実験結果は，既存の実験結果や解析結果とほぼ一致しており，実験装置の精度や実験方法に関して問題はないと判断できる．また，底面条件の違いについては，若干，塗料付木板のほうが速くなっているが，その差はほとんどない．

同様に，他の水柱高における実験結果の一覧を図-4.12(2)に示す．なお，他の実験や数値計算はすべてH=2Lの条件でしか検討されておらず，参考値として図-4.12(1)のものを再掲した．これらより，以下のことがわかる．

①水柱高が小さくなるにつれて，先端の挙動は緩やかになる．

②ダムブレーク実験で設定した実験条件では，いずれのケースにおいても，底面条件の違いによる顕著な差はみられない．

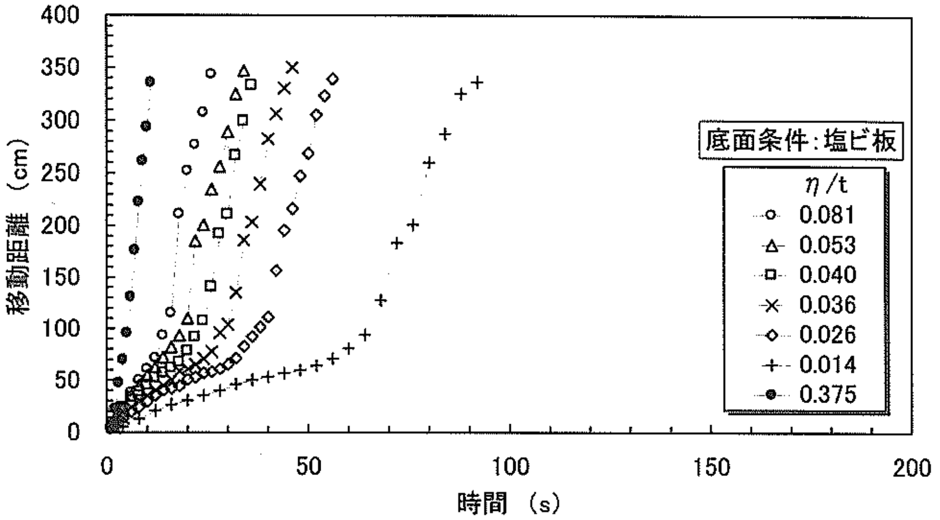


図-4.13(1)　浸水流速検定実験結果（底面：塩ビ板）

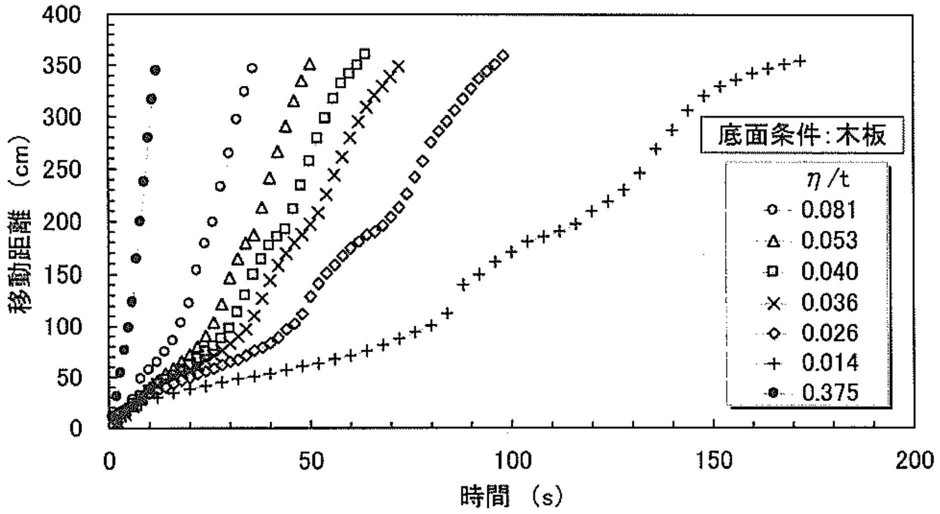


図-4.13(2)　浸水流速検定実験結果（底面：木板）

b) 浸水流速検定実験

図-4.13(1)および(2)に，浸水流速検定実験結果を示す．なお，浸水流速検定実験におけるいずれの設定外力条件においても，ダムブレーク実験に比べると先端流速が著しく遅く，その差が１オーダー以上もあったため，水位上昇速度η/tを意図的に大きく設定したケース（水位上昇速度0.375cm/s）を追加して実施した．この追加ケースにより，先端流速が当初設定したケースに比べて，著しく速い条件下での底面材質の影響を確認するものとした．これ以降の図には，この追加ケースの実験結果も含めて整理した．

これらの図から以下のことがいえる．

①ダムブレーク実験のときと同様に，設定外力（水位上昇速度）が小さいほど先端流速は緩やかになる．

②底面を木板とした場合よりも塩ビ板としたときのほうが，先端部は速い傾向にある．

②については，図-4.14のように整理するとより明らかである．この図は底面条件の異なる２種類の実験結果について，越流開始時刻から同時刻における先端部の位置をプロットしたものである．この図より，底面が塩ビ板の先端流速の方が速いことは明らかである．さらに，外力条件（水位上昇速度η/t）が大きくなると，塩ビ板と木板の浸水流速の差はほとんどみられなくなることもわかった．

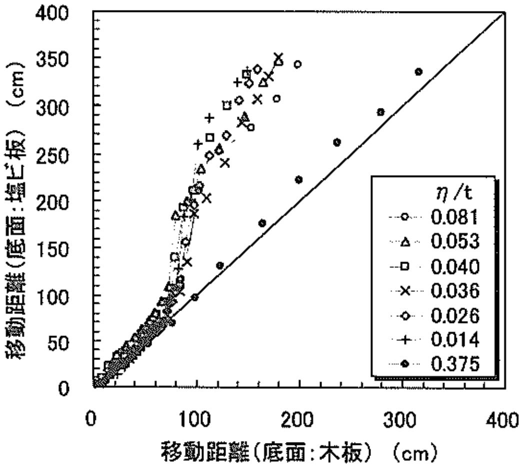


図-4.14 底面条件の違いによる浸水流先端位置の相違

c) 平均先端流速およびレイノルズ数

先端流速の検定実験として実施したダムブレーク実験および浸水流速検定実験における先端部の挙動について，平均先端流速およびレイノルズ数を求め一覧とした．これらを表-4.4および4.5に示す．

ここで，平均先端流速は測定対象底面領域での平均的な流速とした．また，レイノルズ数の算出に用いた代表長さはダムブレーク実験では水柱高Hとし，浸水流速検定実験では，図-4.15の模式図に示すように，水路入口近傍における越流開始時の実験水路床前面の水位h_1と，実験水路端部到達時における実験水路床前面の水位h_2を平均したものである．この平均値は，先端部が水路終端に到達するまでの時刻の平均的な浸水深と考えた．

表-4.4 先端部における諸量（ダムブレーク実験解析結果）

【測定値】

Case		水柱高 ⊿H_{mean} (cm)		平均先端流速 U_{mean} (cm/s)		レイノルズ数 R_e		フルード数 F_r	
		木板(塗)	塩ビ板	木板(塗)	塩ビ板	木板(塗)	塩ビ板	木板(塗)	塩ビ板
H=2L	1回目	50.0	50.0	246.5	246.4	811,335	810,952	1.1	1.1
	2回目			259.2	245.9	853,299	809,453	1.2	1.1
	3回目			249.8	233.2	822,142	767,726	1.1	1.1
H=L	1回目	25.0	25.0	244.8	225.6	402,875	371,308	1.6	1.4
	2回目			225.7	219.5	371,488	361,286	1.4	1.4
	3回目			236.4	226.2	389,112	372,315	1.5	1.4
H=0.5L	1回目	12.5	12.5	160.7	151.3	132,213	124,536	1.5	1.4
	2回目			177.7	153.0	146,250	125,935	1.6	1.4
	3回目			154.6	144.5	127,224	118,933	1.4	1.3
H=0.2L	1回目	5.0	5.0	90.1	77.5	29,656	25,498	1.3	1.1
	2回目			84.7	86.3	27,873	28,407	1.2	1.2
	3回目			84.8	85.8	27,922	28,228	1.2	1.2
H=0.1L	1回目	2.5	2.5	49.9	45.1	8,218	7,418	1.0	0.9
	2回目			56.4	39.1	9,281	6,438	1.1	0.8
	3回目			58.4	39.7	9,604	6,533	1.2	0.8
H=0.3L	1回目	／	7.5		109.7		54,141		1.3
	2回目				110.0		54,320		1.3
	3回目				115.0		56,760		1.3
H=0.4L	1回目	／	10.0		122.5		80,622		1.2
	2回目				130.1		85,667		1.3
	3回目				136.5		89,880		1.4

【平均値】

Case	水柱高 ⊿H_{mean} (cm)		平均先端流速 U_{mean} (cm/s)		レイノルズ数 R_e		フルード数 F_r	
	木板(塗)	塩ビ板	木板(塗)	塩ビ板	木板(塗)	塩ビ板	木板(塗)	塩ビ板
H=2L	50.0	50.0	251.8	241.8	828,925	796,044	1.1	1.1
H=L	25.0	25.0	235.6	223.8	387,825	368,303	1.5	1.4
H=0.5L	12.5	12.5	164.3	149.6	135,229	123,135	1.5	1.4
H=0.2L	5.0	5.0	86.5	83.2	28,484	27,378	1.2	1.2
H=0.1L	2.5	2.5	54.9	41.3	9,034	6,797	1.1	0.8
H=0.3L	／	7.5	／	111.5	／	55,074	／	1.3
H=0.4L	／	10.0	／	129.7	／	85,390	／	1.3

注)：レイノルズ数の算出に使用した水の動粘性係数νは，1.519×10^{-2}（水温5℃）を適用した．

表-4.5 先端部における諸量（浸水流速検定実験）

【測定値】

水位上昇速度 (cm/s)	実験回数	平均水位差 ⊿H_{mean} (cm)		平均先端流速 U_{mean} (cm/s)		レイノルズ数 R_e		フルード数 F_r	
		木板	塩ビ板	木板	塩ビ板	木板	塩ビ板	木板	塩ビ板
① 0.081	1回目	2.10	2.74	10.2	15.7	1,419	2,831	0.23	0.30
	2回目	2.04	2.98	10.2	14.7	1,368	2,878	0.23	0.27
	3回目	1.92	2.93	10.1	14.1	1,276	2,725	0.23	0.26
② 0.053	1回目	1.92	2.64	7.0	10.7	884	1,859	0.16	0.21
	2回目	1.92	2.69	7.2	10.5	906	1,868	0.17	0.21
	3回目	1.84	2.81	7.5	10.9	914	2,022	0.18	0.21
③ 0.040	1回目	1.85	2.74	6.1	9.2	742	1,658	0.14	0.18
	2回目	1.92	3.10	5.7	9.6	724	1,960	0.13	0.17
	3回目	1.86	3.07	6.0	8.7	737	1,769	0.14	0.16
④ 0.036	1回目	1.74	2.84	5.2	8.0	597	1,491	0.13	0.15
	2回目	1.79	2.75	4.8	7.6	568	1,387	0.12	0.15
	3回目	1.90	2.77	5.2	7.3	651	1,332	0.12	0.14
⑤ 0.026	1回目	1.86	2.68	3.7	6.2	452	1,090	0.09	0.12
	2回目	1.83	2.73	3.6	5.6	437	999	0.09	0.11
	3回目	1.87	2.79	3.8	6.0	467	1,103	0.09	0.11
⑥ 0.014	1回目	1.91	2.65	2.2	3.7	279	650	0.05	0.07
	2回目	1.91	2.70	2.1	3.8	267	669	0.05	0.07
	3回目	1.89	2.68	2.2	3.6	275	637	0.05	0.07

【平均値】

水位上昇速度 (cm/s)	実験回数	平均水位差 ⊿H_{mean} (cm)		平均先端流速 U_{mean} (cm/s)		レイノルズ数 R_e		フルード数 F_r	
		木板	塩ビ板	木板	塩ビ板	木板	塩ビ板	木板	塩ビ板
① 0.081	1回目 2回目 3回目	2.02	2.88	10.2	14.8	1,354	2,811	0.23	0.28
② 0.053	1回目 2回目 3回目	1.90	2.72	7.2	10.7	901	1,916	0.17	0.21
③ 0.040	1回目 2回目 3回目	1.88	2.97	5.9	9.2	734	1,796	0.14	0.17
④ 0.036	1回目 2回目 3回目	1.81	2.79	5.1	7.6	606	1,403	0.12	0.15
⑤ 0.026	1回目 2回目 3回目	1.85	2.73	3.7	5.9	452	1,064	0.09	0.11
⑥ 0.014	1回目 2回目 3回目	1.90	2.68	2.2	3.7	274	652	0.05	0.07

注)：レイノルズ数の算出に使用した水の動粘性係数νは，1.519×10^{-2}（水温5℃）を適用した．

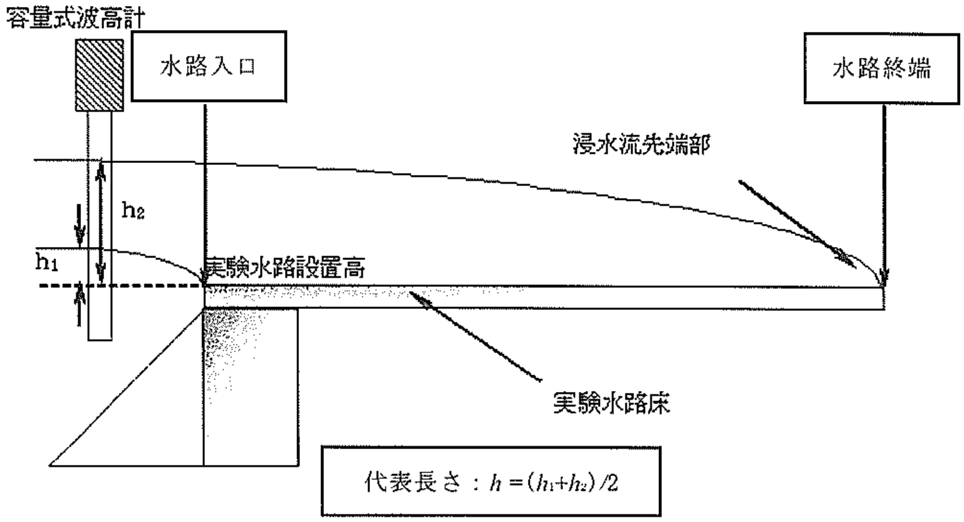
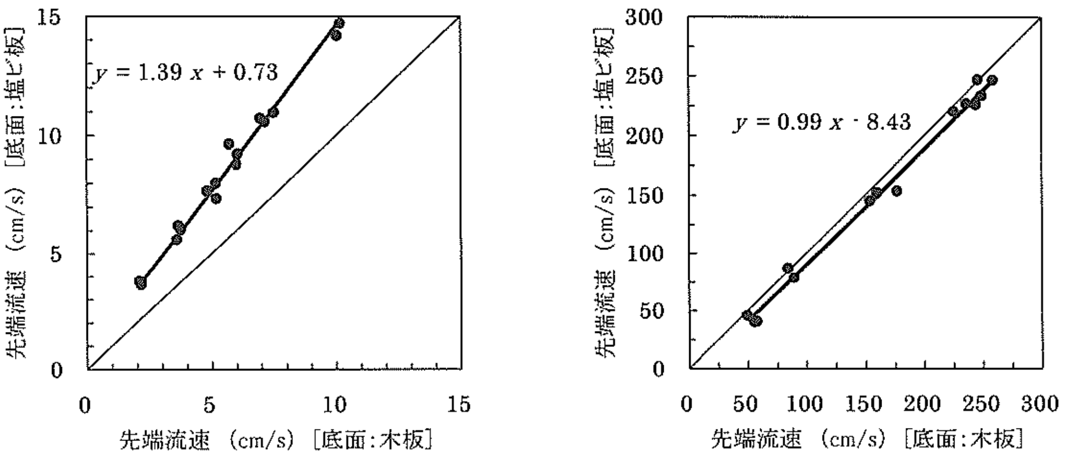


図-4.15　浸水流速検定実験における代表長さの設定模式図



(a) ダムブレーク実験　　(b) 浸水流速検定実験

図-4.16　底面条件の違いによる先端流速の違い

また，表-4.4および4.5をもとに，外力条件の違いによる底面の影響について検討する．それぞれの条件による先端流速とレイノルズ数の違いについて図-4.16～4.18に示し，考察を以下にまとめる．

≪先端流速について≫

図-4.16より，以下のことがわかる．

①ダムブレーク実験では，先端流速は底面条件の違いによる影響が表れておらず，ほぼ1：1の直線上に実験データが分布している．

②浸水流速検定実験では，塩ビ板の先端流速が約1.4倍速いことがわかる．

③ダムブレーク実験では，最も先端流が遅い実験結果でも41.3cm/sの流速値を記録している．

④浸水流速検定実験では，実験ケース中最も速い結果であっても14.8cm/sに留まっており，一番遅いケースになると2.2cm/sでかなり小さい．

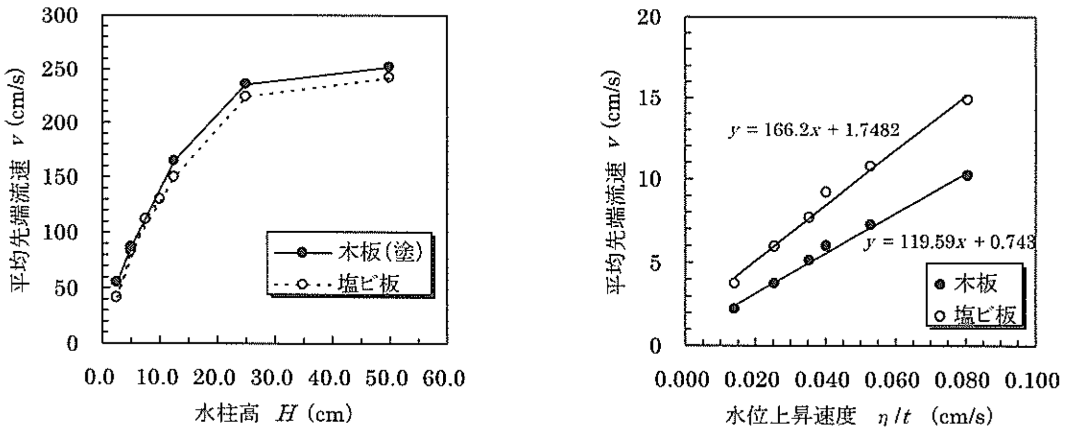
図-4.17より，以下のことがわかる．

⑤ダムブレーク実験では，水中高が12.5cm程度までは水中高に対して平均先端流速はほぼ直線的に増加するが，それ以上になると流速は一定値に収束していく傾向がみられる．

⑥浸水流速検定実験では，平均先端流速は水位上昇速度に比例して大きくなっている．

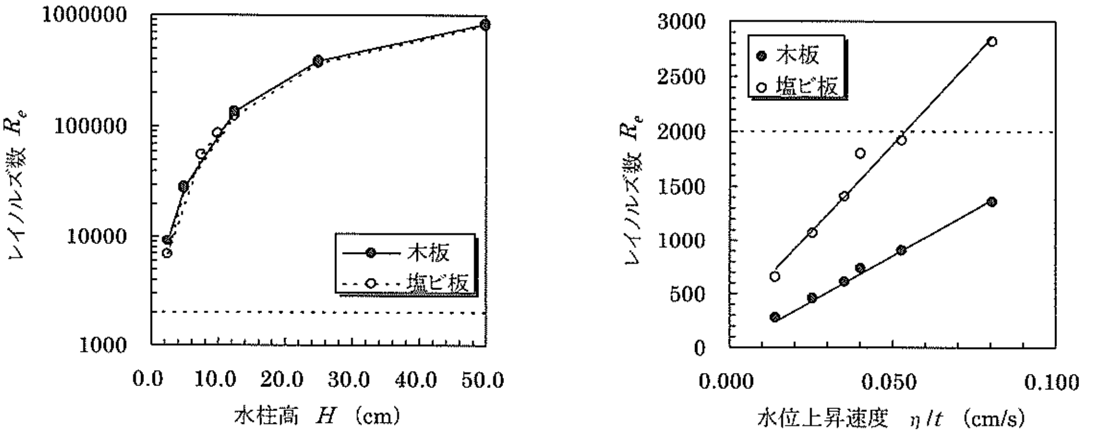
⑦ダムブレーク実験では，塗料を塗布した木板を底面とした場合の平均先端流速の方が若干速いが，誤差の範囲内と考えられる．

⑧浸水流速検定実験では，底面を塩ビ板とした場合の先端流速の方が速い．



(a) ダムブレーク実験　　(b) 浸水流速検定実験

図-4.17　水柱高と平均先端流速の関係



(a) ダムブレーク実験　　(b) 浸水流速検定実験

図-4.18　底面条件の違いによるレイノルズ数の相違

≪レイノルズ数について≫

図-4.18より，以下のことがわかる．

①ダムブレーク実験では，全ての実験ケースにおいてレイノルズ数は充分に大きい．

②ダムブレーク実験では，レイノルズ数の分布が塩ビ板と木板でほぼ変わらない傾向にある．数値的には多少開きはあるが，レイノルズ数が非常に大きいため，この差が有為な差にはなり得ないと考えられる．

③一方，浸水流速検定実験では，レイノルズ数が最大でも約2000程度であり，残りのケースに至ってはそれ以下のレイノルズ数であった．

これらより，先端流速については，外力が小さい時は底面条件を塩ビ板とした場合の方が速くなる．ただし，外力条件を大きくすると底面摩擦の影響による違いは小さくなり，底面の材質による違いはほとんどみられなくなる．なお，ダムブレーク実験結果では，塗料を塗布した木板を底面条件とした場合の方が，若干先端流速が速くなるという結果が得られたが，これはむしろ，実験誤差の範囲内と考えている．

また，レイノルズ数については，ダムブレーク実験では水柱高Hが充分なためレイノルズ数は大きく，フルードの条件下で実験が可能な条件であることが分かる．これに対して，浸水流速検定実験では，今回の実験条件では，津波先端部のHが非常に小さいため，レイノルズ数が小さくなっていることがわかる．

水理模型実験結果をフルードの相似則で現地換算値とするために必要な最小レイノルズ数は，一般的に約2000程度とされている（須賀，1990）．これは，流れの状態が実験でも乱流状態となり，抗力係数がレイノルズ数によらず，ほぼ一定となる領域である．また，この範囲では粘性力の影響も無視できる．そのため，フルードの条件下で実験を実施するためには，少しでもレイノルズ数

が大きくなるように，なるべく底面摩擦の影響が少ない材質とするほうがよいと考えられる．

したがって，実験模型は，木製板のような実地形に近い底面粗度の高い材質で再現するのではなく，塩ビ板のような底面摩擦の影響が小さい材質で再現する方が望ましいといえる．

5. 津波氾濫に関する模型実験

5.1 実験模型

模型縮尺は，歪み無しのS=1/50とした．なお，関係する諸量はフルードの相似則に従うものとした．

- 模型寸法：X_m/X_p=1/50
- 波　　高：H_m/H_p=1/50
- 周　　期：T_m/T_p=$1/50^{1/2}$
- 質　　量：M_m/M_p=$1/50^3$

（添字 m：模型量，p：現地量）

環境インテリジェント水槽内の一角に，市街地模型を設置した．市街地模型の地表面は，実験対象地区とする臨海モデル都市の地盤高の測量データを元に，モルタルで作成し，FRP樹脂にアクリル塗料を混ぜたもので塗装を施した滑面としている．これは，模型地表面の摩擦抵抗を極力小さくすることでレイノルズ数を出来るだけ大きくし，フルードの相似則が十分に成り立つような条件とするためである．地表上の主な構造物は塩ビ板，アクリル，カラービニールテープで再現した．地表面の水平長の精度は5%を基準とし，鉛直方向の再現精度は10%まで許容した．ただし，海陸境界の護岸部の鉛直誤差は5%以内とした．

実験対象地区における地下駐車場については，**写真-5.1**に示すようなアクリルにより立体的に再現した．地下駐車場における仕上げ精度は，水平・鉛直とも5%以内である．完成模型の俯瞰図を**写真-5.2**に，模型市街地の状況を**写真-5.3**に示す．

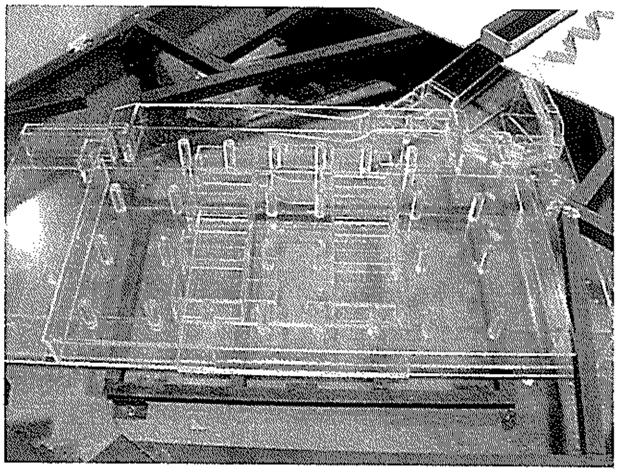


写真-5.1　地下駐車場模型

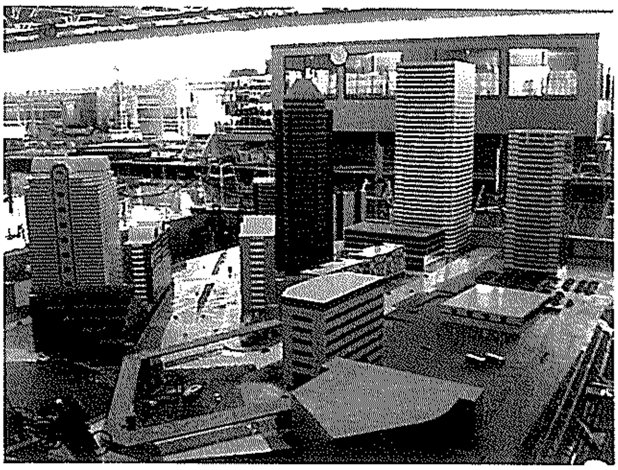


写真-5.2　市街地模型俯瞰図

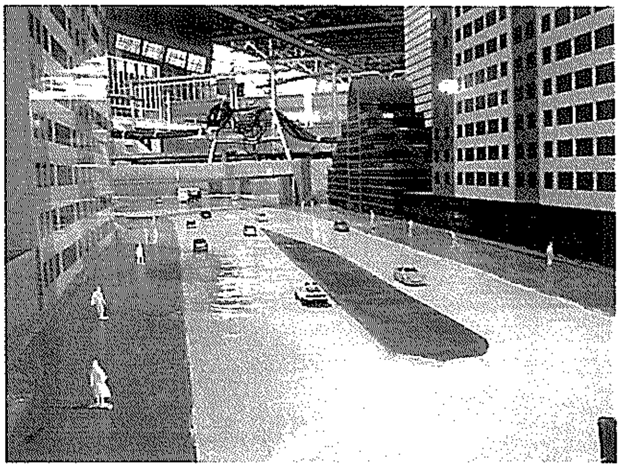


写真-5.3　市街地模型街路

5.2 実験方法

津波による浸水災害状況は，市街地模型前面の一様水深部の水位を上昇させ，陸上部にオーバーフローさせることでシミュレートした．市街地津波浸水実験では，氾濫災害発生時における浸水流の先端部の挙動，浸水深，浸水流速および浸水流による構造物への作用圧力（以下，流体圧とする）などの諸量を測定した．実験は，１ケースにつき３回の繰り返し実験とし，実験結果は統計値として整理した．**図-5.1**に市街地津波浸水実験におけるセンサー配置図を示す．

(1) 浸水域の測定

市街地氾濫実験では，市街地模型の上部からデジタルビデオメラ（DVカメラ）による定点撮影を行い，浸水

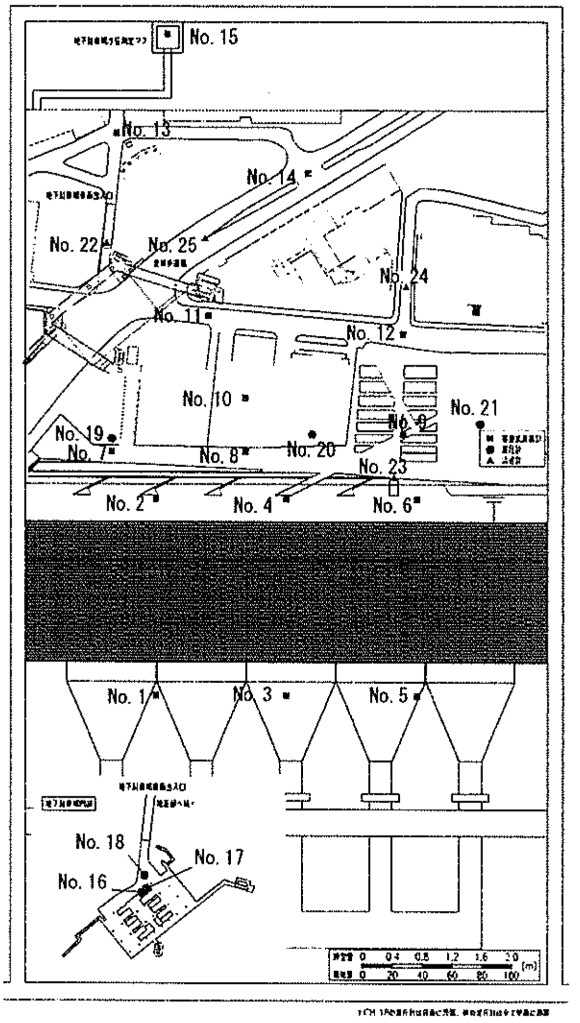


図-5.1　センサー配置図

流先端部の挙動を記録した．DVカメラを固定する点には，市街地模型の直上が最も望ましいが，DVカメラに実験対象範囲が収まりきらないことから，なるべく模型全体が記録できるように，やや上部斜め方向からの撮影とした．また，地下駐車場車両通用スロープの側面において，別のDVカメラによる撮影により，浸水流の流入状況の撮影を行った．これら２台のカメラについては，内蔵のタイマーを予め同時刻に設定しておき，実験開始時刻を実験中に記録することにより，実験開始からの経過時間を識別できるようにした．

DVカメラにより市街地全体を記録した画像は，模型量10秒間隔で抽出し，画像データから浸水流の先端部分をトレースして浸水域を測定した．また，地下駐車場スロープを撮影した画像は，センサーにより検出した流値値の妥当性の確認に用いた．

(2) 浸水深の測定

市街地における浸水深の測定には，容量式波高計を使

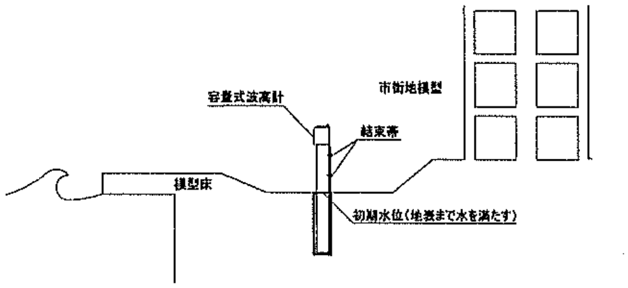


図-5.2　浸水深測定箇所における波高計設置状況

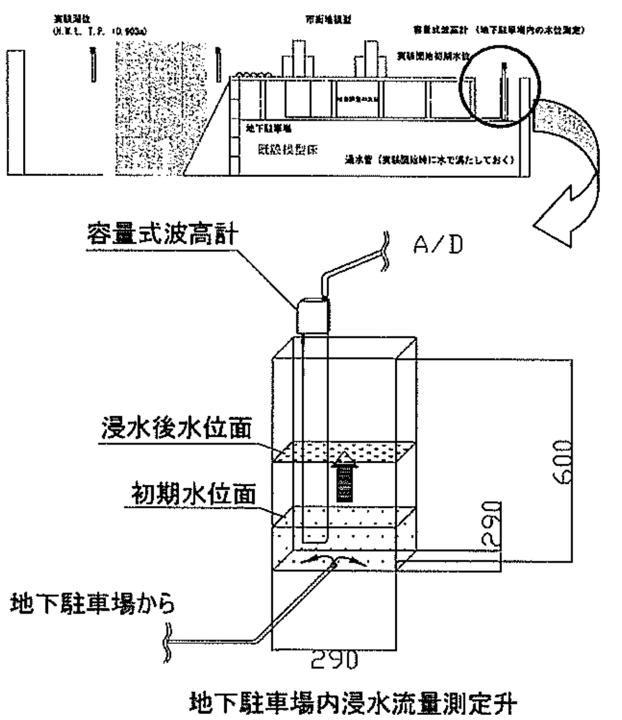
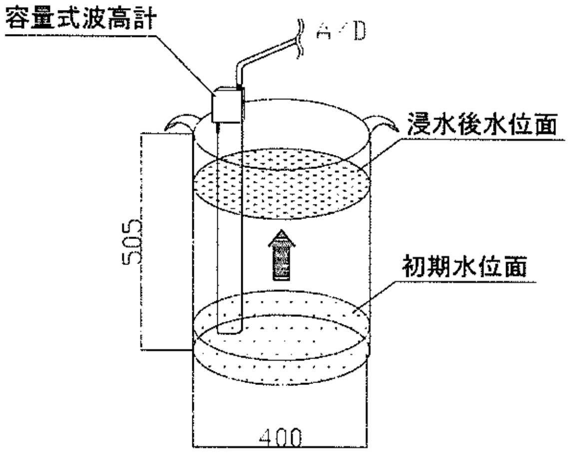


図-5.3　地下駐車場内の水位測定方法

用した．図-5.2は，浸水深測定箇所における波高計設置状況を示したものである．データ収集は実験開始と同時としており，護岸前面の水位変動開始と同じである．なお，地下駐車場内の水位測定には，図-5.3に示すような装置を製作した．連結管を伝わって外部の測定升へ表れる水位上昇量から，地下街の浸水深を換算して求めた．

(3) 浸水流速の測定

浸水流速については，都市部の氾濫災害において最も危険度が高いと推測される，地下空間施設への水の流入速度の経時変化を重点的に測定した．地下駐車場部への車両通用スロープにおける浸水流速の測定には，薄層流であっても感度の高い熱線式流速計を用いた．また，陸上部の浸水流速測定には，熱線流速計の他，プロペラ式流速計，抵抗板流速計を使用した．



市街地浸水流量測定升

図-5.4　浸水量測定装置

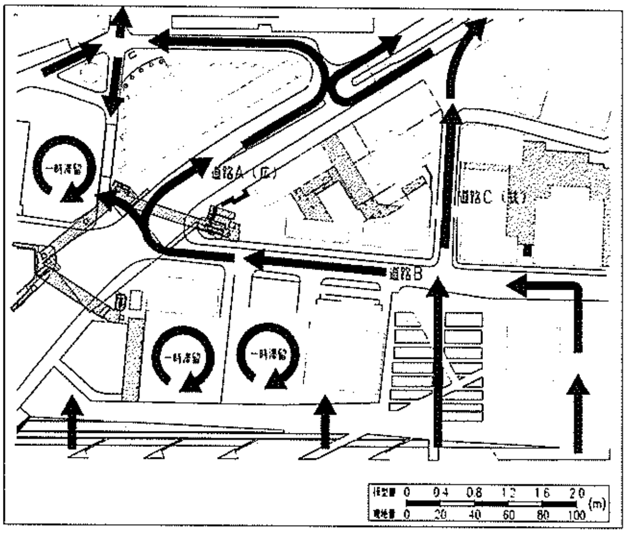


図-5.6　浸水域拡大模式図

(4) 流体圧の測定

浸水流が構造物に与える流体圧測定のため，市街地の構造物壁面に波圧計を設置して，流体圧の経時変化を測定した．流体圧の測定箇所は，陸上部３箇所，地下駐車場内で３箇所とした（**図-5.1参照**）．陸上部では，市街地内で最も流体圧が大きくなると考えられる，護岸近傍の建造物壁面に波圧計を設置した．地下駐車場内では，車両通用スロープから流入した水が衝突すると考えられる壁面に２つ（No. 16, No. 17），底面に１つ（No. 18）設置した．ただし，No. 17は作用する水の浸水深に対して受圧面が大きい（直径20mmの波圧計）と考えられるため，参考程度の扱いとし，No. 16の結果を重視するものとした．

(5) 浸水量の測定

実験開始から実験終了までの間に市街地内へ流入した水量を測定し，これを浸水量とした．測定は，陸上部と地下駐車場の２種類に分割し，陸上部では対象とする市街地よりも背後地に越えた水量も陸上部として計上した．浸水量の測定には，**図-5.4**に示すような，断面積が一定の容器に容量式波高計を取り付けたものを用いた．この波高計から検出する容器内の水位と水量の関係から予め較正値を求めておき，実験では波高計より検出される水位を流量に換算して浸水量を測定した．これらは，市街地模型の背後に３台設置した．実験中に対象域を越えた水は樋などを用いてすべて升に集めて測定した．さらに，市街地に滞水した分についてもすべて採水して計測した．

5.3 実験結果およびリスク評価

(1) 浸水域

浸水平面実験の結果，得られた浸水域の経時変化を図-5.5に示す．**図-5.5**は，実験中に定点から撮影したデジタルビデオ画像を一定の時間間隔で抽出し，浸水流の先端部をトレースした結果である．図中の時間は，実験開始（水位変動開始）からの経過時間の現地換算量である．

これらより，以下のことがわかる．

①浸水域の拡がりは早く，今回の実験で最も時間を要したCASE1でも，津波が護岸前面に到達してから約30分で今回の実験対象域は冠水するという結果が得られた．30分というのは，人間の避難行動に余裕がある時間とはいえない．そのため，避難勧告を早期に発令する必要性は高く，情報伝達を確実にし初動をスムーズにさせるさせることが重要と考えられる．

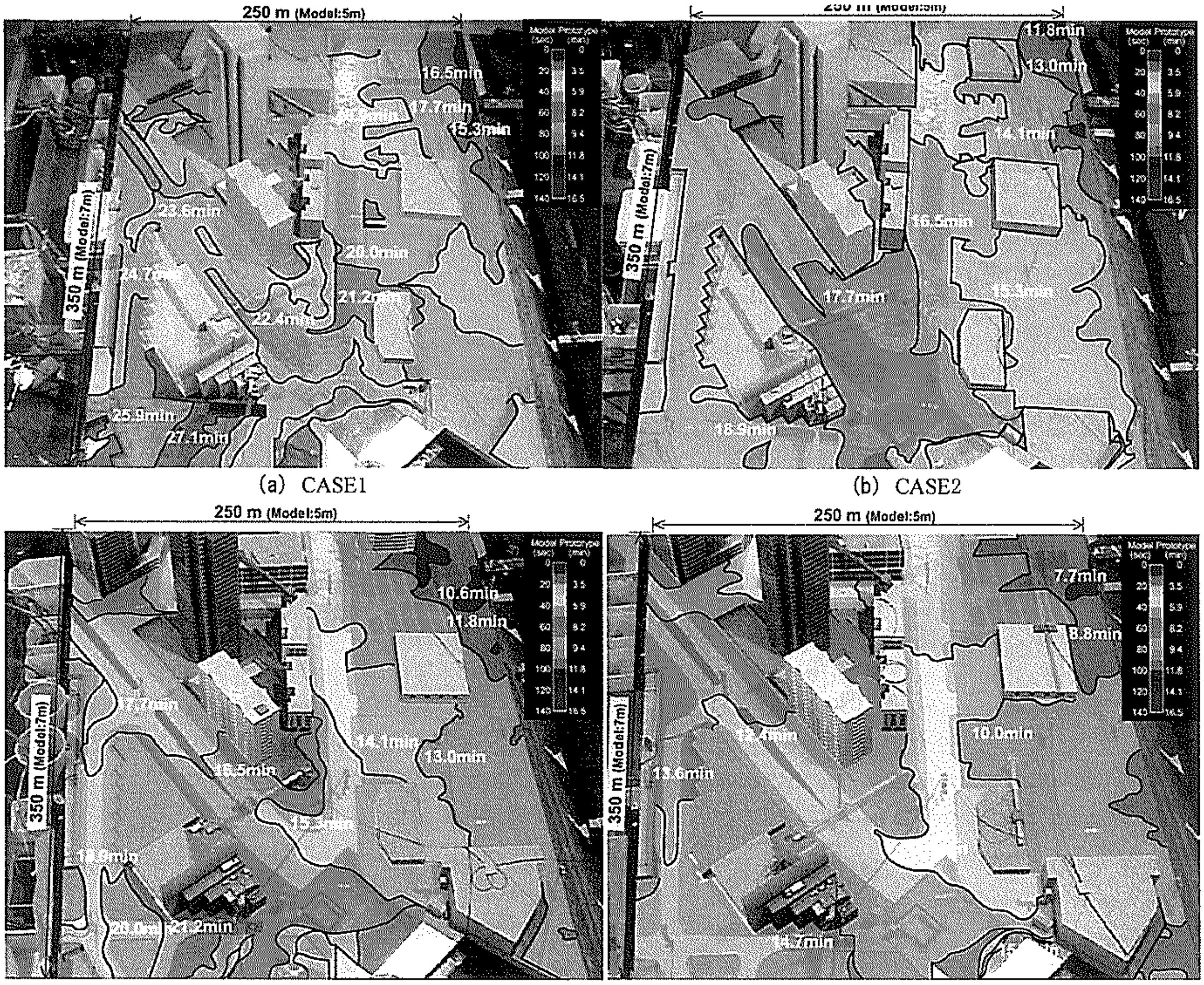
②浸水域の拡がり方は，水位変動量の異なるケースで若干の違いがみられた．しかしながら，今回対象とした市街地模型では，**図-5.6**の模式図に示すようにケースにかかわらず，概ね同じパターンであった．

③水位の変動周期が短いCASE3，CASE4（T=33.3min）では，津波到達から約15～20分程度で冠水に至り，周期による特性がみられた．

④先端部の拡がりは，いずれのケースにおいても道幅の広い道路Aで大きく拡がっていることがわかる．

⑤時間が経過するにつれて護岸前面と浸水流先端部との水位差が大きくなるため，越流開始直後よりもそれ以降において，浸水域が早く拡がっていることがわかる．

図-5.7に，離岸距離と氾濫水が到達する時間の関係を示す．縦軸は氾濫水の到達時間tを水位変動周期Tで無次元化したt/T，横軸は離岸距離Lを水位変動量Rで無次元化したL/Rである．



(a) CASE1　　(b) CASE2

(c) CASE3　　(d) CASE4

図-5.5　浸水域の経時変化

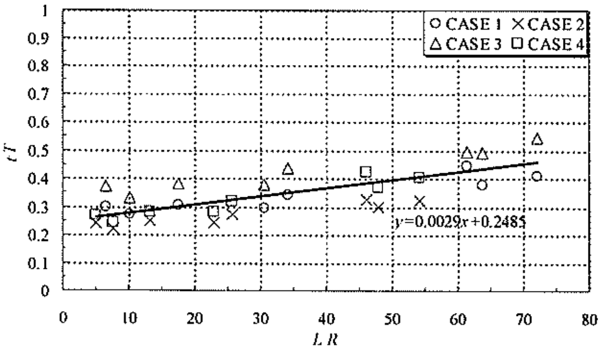


図-5.7　離岸距離と氾濫水到達時間の関係

この図より，氾濫水の到達時間は離岸距離に比例して遅くなることがわかった．線形近似でその関係を求めたところ，次のような実験式が導かれた．

$$t/T = 0.0029(L/R) + 0.2485 \qquad (1)$$

この式により，避難行動が可能な限界時間と離岸距離の関係が求められ，地下施設を建設する際の安全な位置を提案することができる．

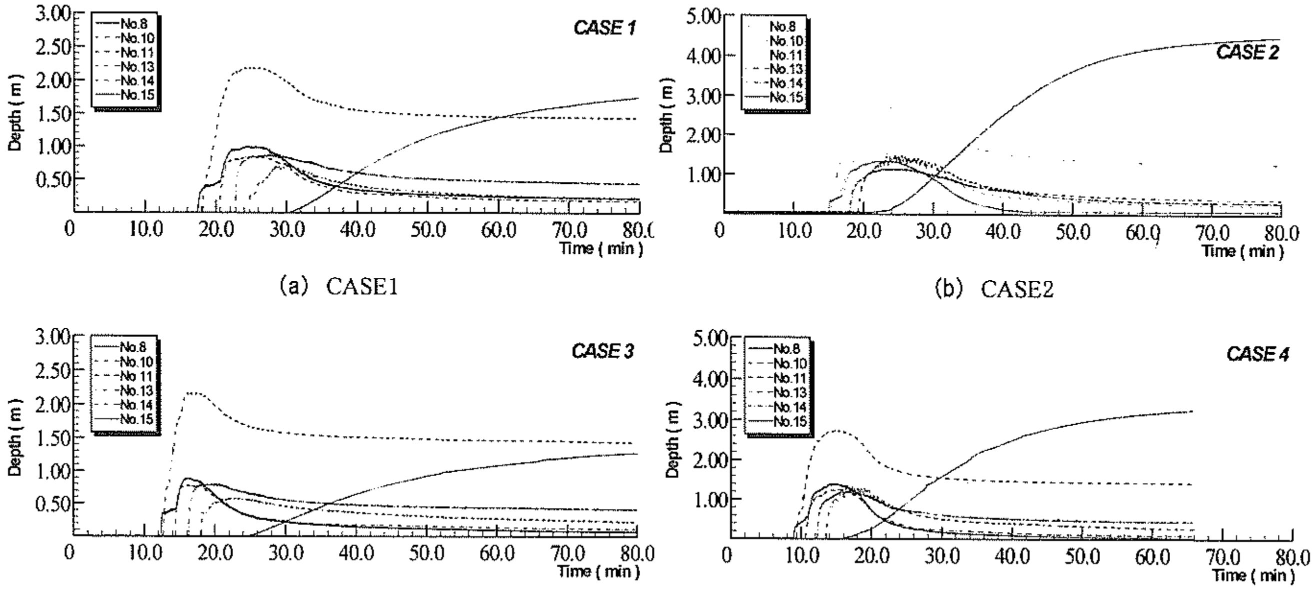
(2) 浸水量

浸水平面実験では，護岸を越流した水を集水して浸水量を測定した．越流水の集水は，大きく陸上部と地下駐車場に２分割して行った．表-5.1に各ケースにおける浸水量の一覧を示す．

これらより，以下のことがわかる．

①水位変動量が大きいほど浸水量は大きくなることを確認できた．周期が同一条件で浸水量を比較すると，水位変動量が約1.3倍（R=3.26m⇒R=4.34m）になると，浸水流量は約2.5～2.7倍程度の違いとなって現れている．

②水位変動周期が長いほど浸水量が大きくなることを確認できた．水位変動量が同じ場合について浸水量を比



(a) CASE1　(b) CASE2　(c) CASE3　(d) CASE4

図-5.8　浸水深の経時変化

表-5.1　浸水量

		氾濫水流入量 Q (m³)			
		CASE1	CASE2	CASE3	CASE4
市街地	Q_G	45256	123430	31245	78718
地下駐車場	Q_U	4276	10797	3316	8370
総流入量	Q	49532	134226	34562	87088
比率　Q_U/Q		0.09	0.08	0.10	0.10

較すると，周期が2/3倍（T=50.0min⇒T=33.3min）になると，浸水流量も約0.65～0.70倍になった．これは，浸水量は水位が護岸高を越える時間に依存するためである．

③地下駐車場における浸水量は，今回設定した実験条件においては，いずれのケースにおいても総流量の約10%程度であった．

(3) 地上および地下における浸水深

(a) 地上

図-5.8に各ケースにおける代表的な浸水深の経時変化を示す．浸水深の代表計測点の位置は図-5.9に示すとおりである．また，最大水位（最大浸水深）の結果を護岸距離との関係で示したものを図-5.10および5.11に示す．

実験結果より，以下のことがわかる．

①図-5.10より，陸上部における最大浸水深は，場所による違いはあまりみられない．離岸距離57.0mで浸水深が大きいのは，測定点が段状に掘り込みのようになっている低地にあり（測点No.10），浸水深が見かけ上大きくなってしまうためである．

②図-5.10について，地盤の標高を加味した最大水位と

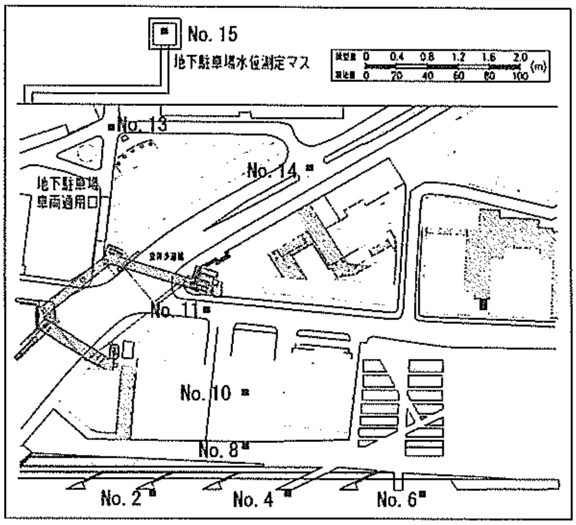


図-5.9　浸水深代表計測点

したものが図-5.11である．図-5.11をみると，浸水の過程で浸水流の最大水位が増大していないことを確認できる．また，今回実験対象とした市街地は，護岸から離れるにつれて緩やかではあるが地盤高が低くなっており，特に護岸距離130m以降で顕著である．このような地形的影響により，浸水流の先端部が市街地内を進むにつれて，流速が徐々に速くなることが推察される．浸水流先端部の移動速度の項で後述する．

③図-5.10より，最大水位（最大浸水深）についてみると，CASE1とCASE3，CASE2とCASE4がほぼ一致していることがわかる．この結果から最大浸水深は，今回実験条件とした水位変動周期の範囲内（T=33.3～

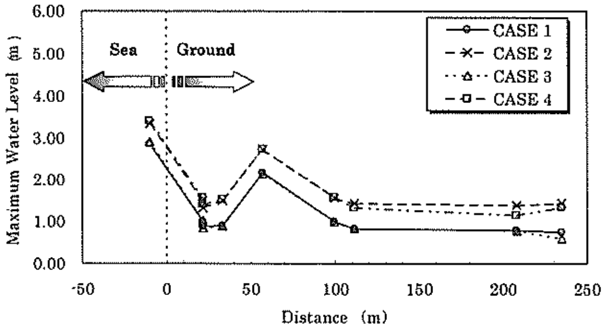


図-5.10　陸上部における最大浸水深

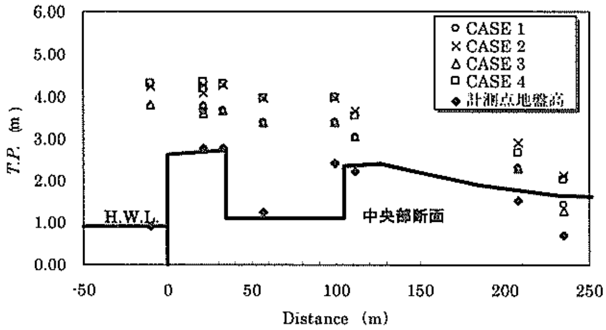


図-5.11　陸上部における最大水位(*T. P.*)

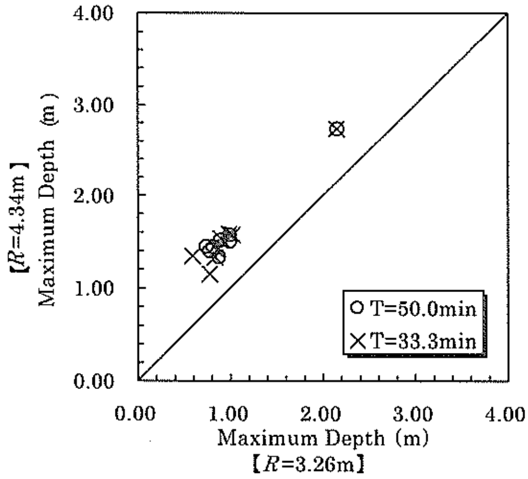


図-5.12　水位変動量の違いによる最大水位の比較

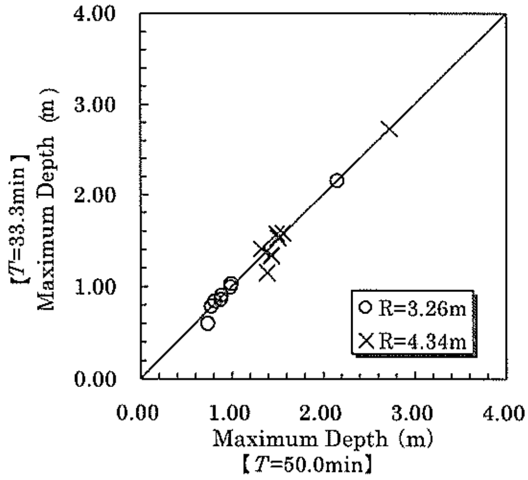


図-5.13　水位変動周期の違いによる最大水位の比較

50.0min）であれば，水位変動量に依存すると考えられる．

上記の③について検討するため，水位変動量および水位変動周期の相違による各測点の最大水位について比較した結果を，図-5.12および5.13に示す．図-5.12，13のプロットは，x, y軸に示したケースにおいて，同一の計測点における水位を示している．

図-5.12より，水位変動量の違いに関する比較についてみると，図中の1:1の勾配の線よりも上側の分布となっており，水位変動量が大きいほど最大浸水深は大きいことがわかる．一方，図-5.13に示した水位変動周期の違いによる比較結果では，図中の1:1の勾配の線にほぼ一致していることがわかる．すなわち，水位変動周期の違いにより最大浸水深には変化がないといえる．したがって，最大水位に関しては今回実験条件とした周期の範囲内では，津波の周期性の違いによる影響はみられず，水位変動量に依存していることがわかる．

(b) 地下駐車場

地下駐車場の車両通用スロープは，透明なアクリル板で製作しており，実験中は，浸水流の流入状況をデジタルビデオで撮影した．この撮影した画像から，浸水流先端部が地下駐車場に流入した直後の浸水深を測定した．表-5.2に測定結果の平均値を示す．地下駐車場車両通用スロープにおける浸水流先端部の浸水深は，表-5.1で示した浸水量が大きいものほど大きくなっていることがわかる．

表-5.2　地下駐車場出入口における先端部平均浸水深

	CASE 1	CASE 2	CASE 3	CASE 4
浸水深 (m)	0.20	0.69	0.21	0.32

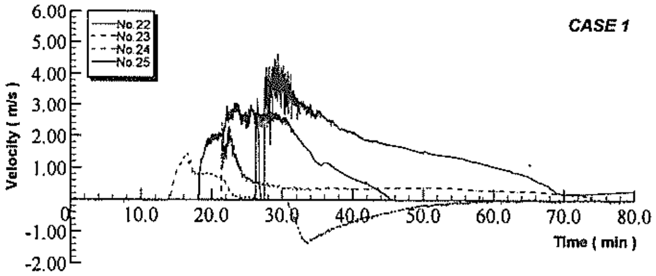
(4) 浸水流速

(a) 最大流速

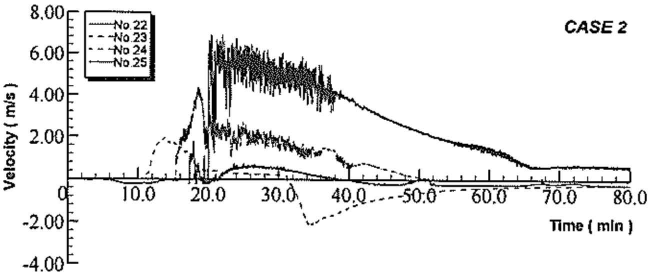
図-5.14に，各ケースの陸上部流速計測点において，測定した流速の経時変化を示す．図-5.15には，図-5.14に示した流速計測点No.22～25の位置を示す．また，これらの最大流速についてまとめたものを図-5.16に示す．

図-5.14および5.16より，浸水流による最大流速について以下のことがわかる．

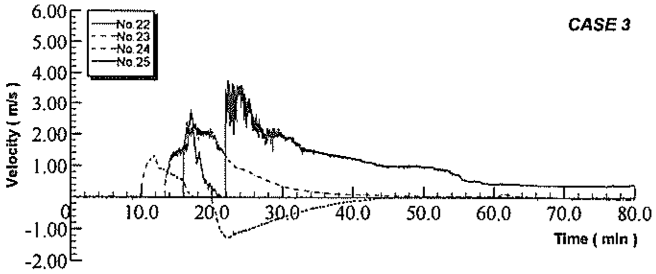
①図-5.14の各計測点における最大流速をみると，測点No.22（地下駐車場車両通用路のスロープ）で最も大



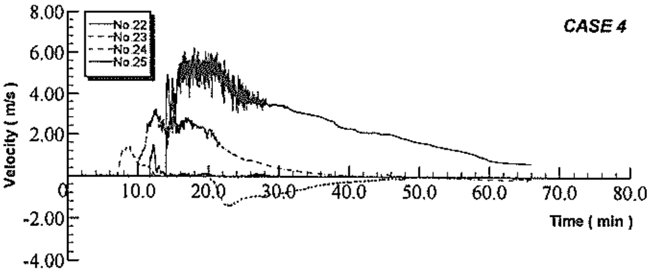
(a) CASE1



(b) CASE2



(c) CASE3



(d) CASE4

図-5.14 浸水流速の経時変化

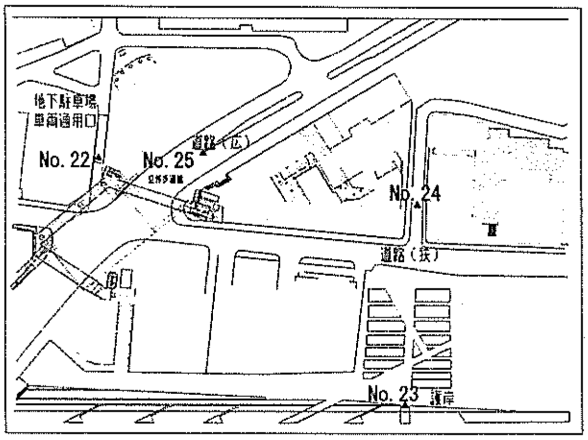


図-5.15 流速計測点

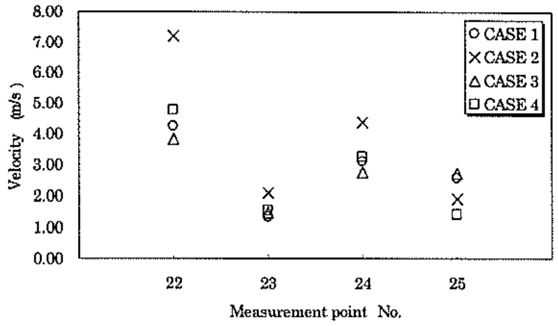


図-5.16 最大流速

きく，流速が約4～5m/sとなっている．ただし，CASE 2に限り，流速が7m/sと非常に大きくなっている．

②護岸上の水際公園における最大流速が，他の計測点と比較して最も小さいことがわかる．しかしながら，それでも約1～2m/s程度の流れが発生している．なお，図-5.14の経時変化からもわかるように，護岸部では戻り流れが発生していることがわかる．なお，このときの流速値も約1～2m/sであり，双方の流向におけるピーク値はほぼ同じである．

③測点No. 24，No. 25はともに市街地の道路に位置する計測点であり，No. 25の道幅の広さはNo. 24に比べて約２倍である．図-5.5に示した浸水域の経時変化では，浸水域は道幅の広い測点No. 25付近で拡大しているが，図-5.16の最大流速では，道幅の狭いNo. 24で流速が速くなる逆の傾向がみられる．しかし，水位変動量R=3.26m（CASE1，CASE3）の場合にはほとんど違いがみられず，水位変動量の大きいR=4.34m（CASE2，CASE4）の場合にのみ，測点No. 25での最大流速が小さい結果になっていることがわかる．これは，実験に用いた流速計は指向性があり，流速計は道路に対して縦断方向の流れ成分を検出するような配置であったことが原因と考えられる．よって，水位変動量が大きなR=4.34mのケースになると，道路よりも高い建造物の敷地を浸水流が乗り越えてしまい，流速計で測定できる方向以外の流れも発生し，最も大きな流れの方向を検知できなかった．

また，図-5.17および5.18は，各ケースにおける流速計測点の最大流速を，実験条件である水位変動量と周期について比較検討した結果である．

図-5.17より，水位変動量の違いで最大流速を比較した結果，測定値は1:1の勾配の線付近に散在しているが，

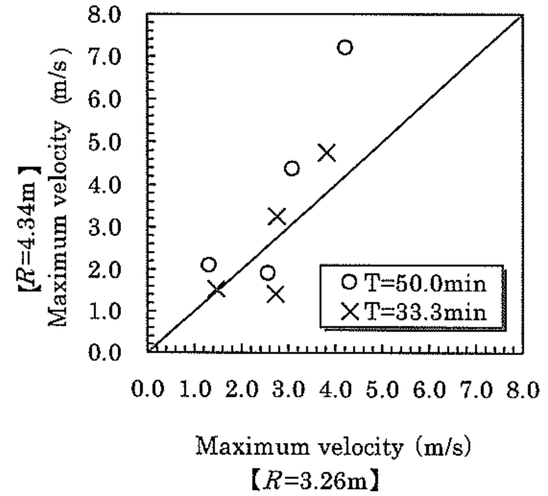


図-5. 17　水位変動量の違いによる最大流速の比較

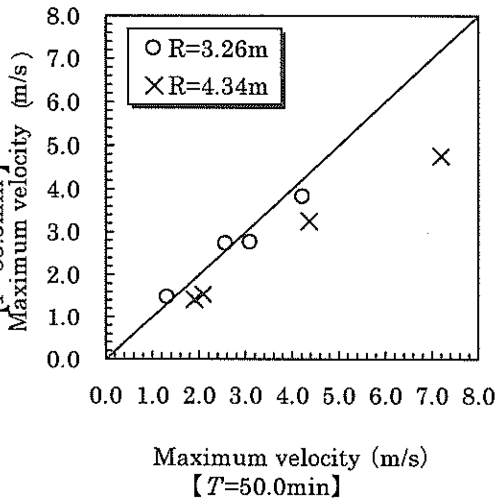


図-5. 18　水位変動周期の違いによる最大流速の比較

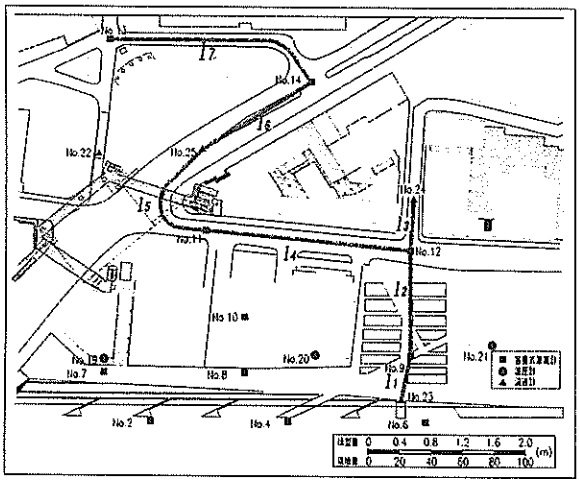


図-5. 19　浸水流先端部の移動速度算定用設定区間

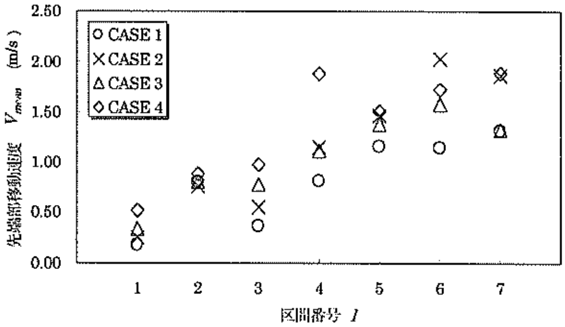


図-5. 20　浸水流先端部の平均移動速度

やや水位変動量の大きい側で最大流速が大きくなっていることがわかる．一方，図-5. 18の水位変動周期で比較した場合には，測定値はほぼ1：1の勾配の線に沿っており，浸水流の最大流速についても水位変動量に依存するところが大きいことがわかる．ただし，水位変動量の大きなR=4. 34mでは，若干ずれが生じている．

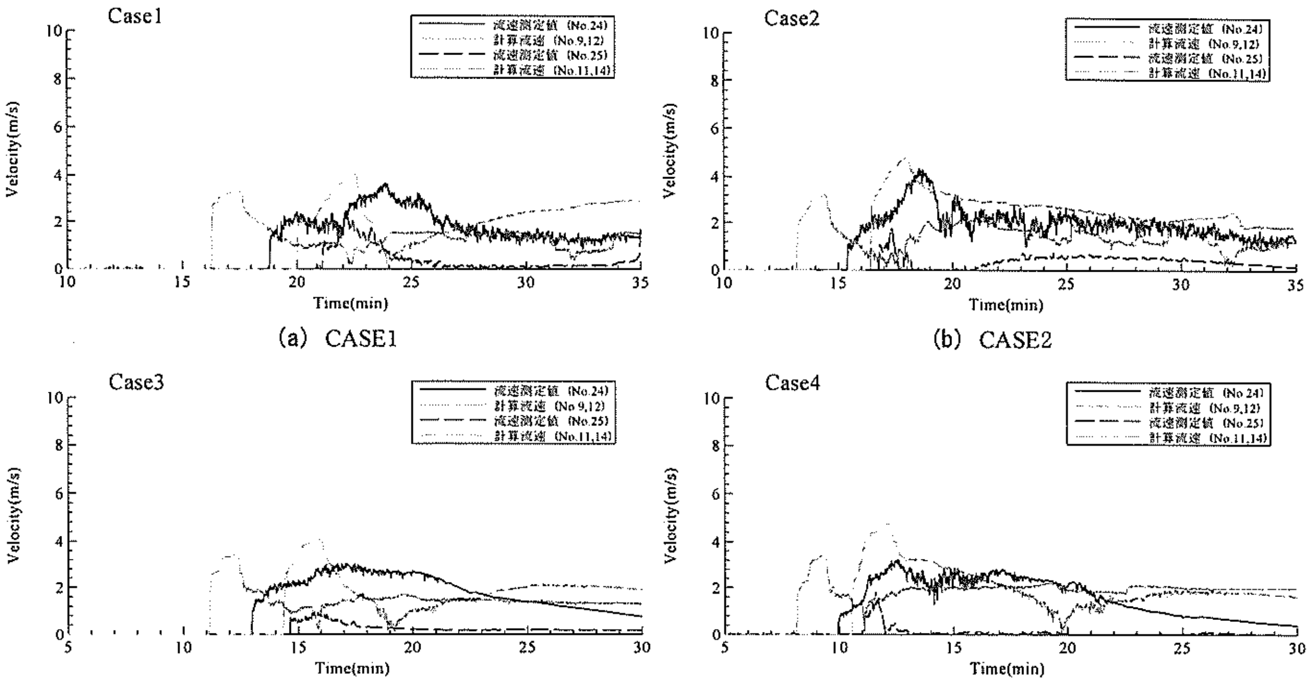
(b) 先端部の流速

浸水域の拡がり方は，今回設定した実験条件では，図-5. 6に示したように，条件の違いにかかわらず概ね同じパターンであることがわかった．よって，浸水流先端部の移動経路は，今回の実験ケースにおいていずれも同じ経路となるものと考え，図-5. 19のように仮定した．この経路は，市街地模型内に設置した計測点間を結ぶ区間で構成した．これにより，浸水流による各計測点でのセンサーの反応開始時の時刻と設定区間距離から，浸水流先端部の平均的な移動速度を試算した．これらの結果を図-5. 20に示す．

図-5. 20より，浸水流先端部の移動速度は，浸水開始直後は遅いが，先端部が市街地を進むにつれて速くなっていることがわかる．このことは，実験対象とした市街地の地形的特性によるものと考えられる．今回の市街地模型では，護岸の直背後の地盤は高いものの，その背後地の地盤が低く，緩やかに下る傾斜になっている．そのため，浸水流先端部は，護岸を越流してから徐々に速くなったと思われる．

区間I-4におけるCASE4の結果は，例外的に大きい．これは，前掲した浸水域の経時変化（図-5. 5(d)：CASE 4）から推察できる．区間I-4を構成するセンサーは，No. 12とNo. 11であり，図-5. 19で設定した経路の仮定では，No. 11に到達する浸水流は，No. 12から来襲するものとしている．しかしながら，実際は経路に仮定していない護岸側のNo. 10からの浸水流が先に到達していたため，算定結果が実際よりも早くなった．

区間I-3，I-4までは，水位変動量よりもむしろ変動周期の短いケース（CASE3，CASE4）で，先端部の流速が速い傾向にあることがわかる．しかしながら，区間I-



(a) CASE1　(b) CASE2　(c) CASE3　(d) CASE4

図-5.21　ベルヌーイ流速と測定値の比較

5～*l*-7あたりになると水位変動量の大きいケース（CASE2，CASE4）での先端流速が速いことがわかる．このことについては，以下の２つのことが原因として考えられる．

１つ目は，各ケースの津波波形における水位上昇率の経時変化の相違である．図-4.6に示した津波検定目標波形からもわかるように，実験開始直後における水位上昇率（η/t：目標波形の勾配）は，CASE4，CASE3，CASE 2，CASE 1の順に大きいことがわかる．しかしながら，ある程度時間が経過すると同時刻においてCASE3よりもCASE2の波形の勾配が大きくなることがわかる．その結果，浸水開始直後にあたる護岸前面付近では，水位変動周期が短いCASE3とCASE4で速く，ある程度時間が経過している区間*l*-5以降になると水位変動量の大きいCASE2とCASE4で先端流速が大きくなるものと考えられる．２つ目は，市街地の奥部に進むに従い，建造物等による影響により，護岸前面での水位の変動周期の影響が伝わらなくなっていることが考えられる．したがって，市街地奥部の区間*l*-5以降では，水位の変動周期よりもむしろ，護岸付近での浸水深の大きさに依存するものと考えられる．

(c) ベルヌーイ流速と測定流速の比較

福岡ら(1997)は，家屋などが密集した地域でない限り，津波による陸上遡上流速はベルヌーイの定理で評価できると報告している．本実験の検討対象は，高層建造物の建ち並ぶ市街地であるが，建造物はそれほど密集しておらず，また，外力として作用する波の周期も比較的長いため，流れはほぼ定常的になるものと考えられる．

そこで，陸上部における浸水深測定結果を用いて水位差を求め，ベルヌーイの定理を用いて0.14s間隔の各時刻における流速（以下，ベルヌーイ流速と称す）を算出した．それらを流速測定値と比較した結果を図-5.21に示す．なお，ベルヌーイ流速算定に用いた浸水深計測点（２点）と比較検討した流速計測点の組み合わせは，図-5.22のとおりである．，また，ベルヌーイの式は以下のように示される．

$$\frac{v^2}{2g}+z+\frac{p}{w}=const. \qquad (2)$$

図-5.21より，以下のことがわかる．

①No. 24においてベルヌーイ流速の時系列のピーク値と定常分は，ほぼ一致している．

②一方，測点No. 25におけるベルヌーイ流速の時系列は，測定流速よりも大きい．

測点No. 24とNo. 25において，上記のような相違点が現れたことについては，以下のことが考えられる．

No. 24の流速と比較に用いたNo. 9とNo. 12によるベルヌーイ流速は，これらの計算に用いた２点間で形成される水面勾配と流れの主方向がほぼ同じであるため，ベルヌーイ流速の時系列のピーク値と定常流速分が測定流速

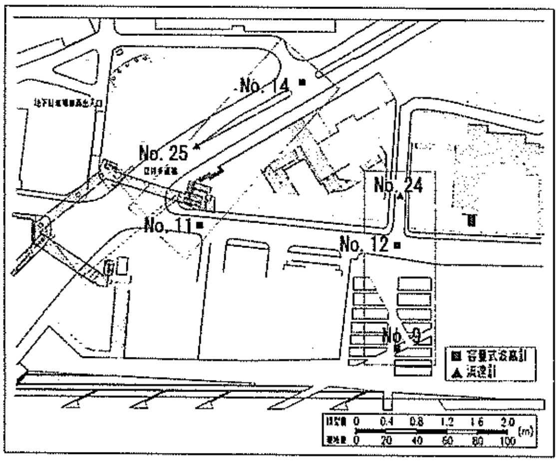


図-5.22　ベルヌーイの定理に用いた浸水深測定点と比較対象流速測定点

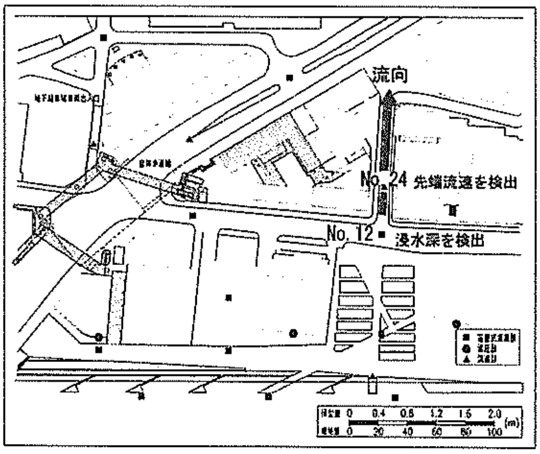


図-5.23　浸水平面実験におけるレイノルズ数算出点

とほぼ一致したと考えられる．

一方，No. 25の流速との比較に用いたNo. 11とNo. 14によるベルヌーイ流速については，No. 11からの流れがNo. 14のある道路沿いと地下駐車場側に流れが二分しているため，No. 11における水頭の一部しか，No. 25における流速に影響を及ぼさないためである．さらに，測定に用いた流速計が指向性を持っているため，No. 25で測定できた流速は，流向によっては実流速の１成分に過ぎなかったことも原因のひとつと考えられる．

また，ベルヌーイの定理は，比較的定常な流れに対して有用であるとされている．図-5.21の時系列図からもわかるように，計測点No. 24では，津波先端部到達後間もなくほぼ定常的な流速となっているが，それに対してNo. 25では，非定常的になっている．したがって，定常性がみられるNo. 24でベルヌーイ流速のピーク値および定常分が比較的一致し，非定常的であったNo. 25でベルヌーイ流速は大きく異なったものと解釈できる．

以上のことから，浸水流の流れ方向に対して比較的定常的な流れ場では，２点間の浸水深の差から算出できるベルヌーイ流速が測定結果とほぼ一致することを確認できた．また，このことから直接流速計を設置していない点についても，浸水深がわかれば最大流速および定常流速分についても算出が可能と考えられる．

(d) 浸水平面実験におけるレイノルズ数について

4章において，木板と塩ビ板の２種類の底面条件による，浸水流の先端流速とレイノルズ数の違いについて検討した．粗度検定実験による検討の結果，今回の想定外力条件下では，模型底面の粗度ができるだけ小さくなるように，底面を塩ビ板と同等の滑面とするべきであるとの結論を得た．今回の浸水平面実験に用いた模型床に対するレイノルズ数について，粗度検定実験結果と比較した結果について，以下にまとめる．

市街地実験模型は，粗度検定実験のように底面が一様に水平ではなく，多少なりとも起伏を有した地形である．また，建物敷地などにおいては，塩化ビニル樹脂(FRP)による表面処理を施していない．これらのことから，今回の浸水平面実験では，流速計設置点において測定した先端流速の測定値とその直近の浸水深から，直接レイノルズ数を算定するものとした．指標とするレイノルズ数算定地点としては，模型底面が塩化ビニル樹脂(FRP)による表面処理がなされていること，流向がほぼ定常的であることから，図-5.23に示すように測点No. 24（流速）とNo. 12（浸水深）を用いるものとした．これは，流れの大部分が流下する街路上の点に相当する．

浸水流先端部の流速は，No. 24においてセンサーが反応し始めてから，1.4秒間（10データ）に検出した流速値の平均値を，先端部の瞬間流速とみなして用いた．この同時刻において，No. 12より検出された平均浸水深を浸水流先端部の代表長さとした．

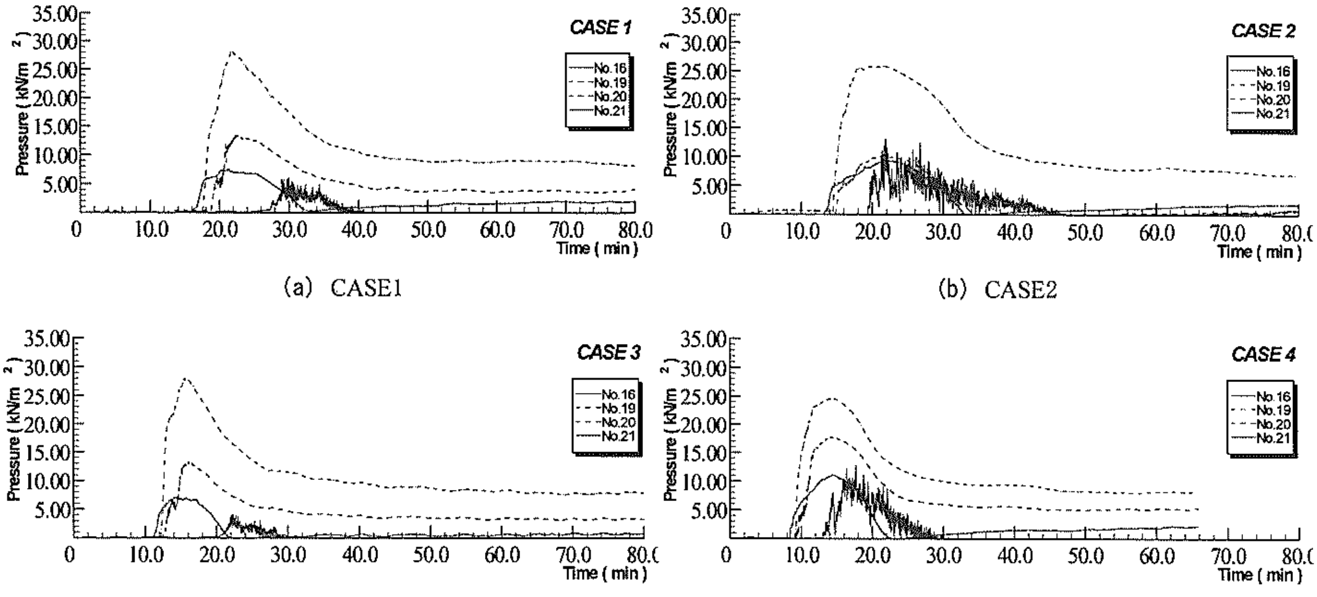
レイノルズ数は，先端移動流速Uと浸水流先端部の代表長さΔhから，次式で求められる．

$$R_e = U\Delta h / \nu \qquad (3)$$

ここで，νは水の動粘性係数である．

表-5.3に，各ケース毎のレイノルズ数の算出結果を示す．また，図-5.24は，図-4.18(b)の先端流速検定実験結果と比較したものである．ここで，横軸の水位上昇速度 η/t については，越流開始直後から市街地模型端部到達までの，護岸前面における平均的な水位上昇速度とした．

表-5.3より，今回の浸水平面実験におけるレイノルズ



(a) CASE1　(b) CASE2

(c) CASE3　(d) CASE4

図-5.25　流体圧の経時変化

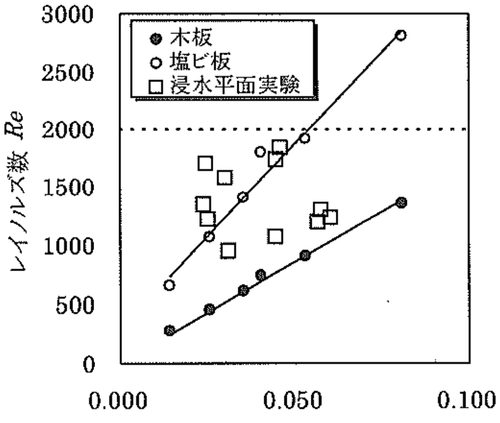


図-5.24　粗度検定実験結果との比較

表-5.3　代表点におけるレイノルズ数算出結果

	先端代表移動速度 U (m/s)	先端代表長さ Δh (m)	レイノルズ数 Re	フルード数 Fr
CASE1	0.191	1.12	1416	0.58
CASE2	0.173	1.37	1544	0.48
CASE3	0.199	1.26	1707	0.57
CASE4	0.143	1.31	1238	0.40

数は，平均的に約1400～1700であり，必要とされる条件Re>2000を若干満たさない結果であった．しかしながら，図-5.24をみると，流速測定値により，多少のバラツキがみられるが，底面条件を塩ビ板とした実験結果付近に概ね分布していることがわかる．

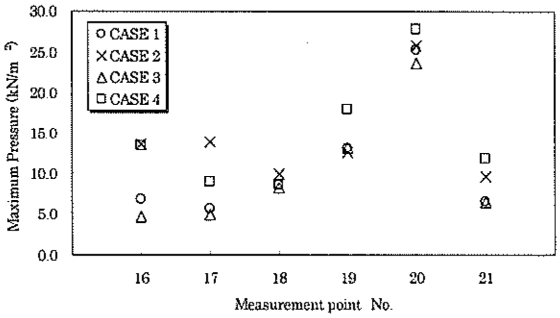


図-5.26 最大流体圧

建物敷地等，意図的に粗度を残すために，市街地模型の表面処理を行わなかったところを除き，粗度検定実験結果と概ね一致しており，フルードの相似則で現地換算値とするための条件をある程度満足しているといえる．

(5) 浸水流の流体圧

(a) 最大流体圧

浸水平面実験では，護岸に近い建造物3箇所と地下駐車場において，水圧の経時変化を測定している．各ケースにおけるこれらの経時変化を図-5.25に示す．なお，図-5.25において，地下駐車場内の流体圧については，No.16を代表として選定した．各ケースの測定結果より得られた最大流体圧を図-5.26に示す．

実験結果より以下のことがわかる．ただし，5.2(4)でも述べたように，地下駐車場壁面No.17の結果については，参考程度として取り扱う．

①図-5.25より，護岸直背後の計測点では，流体圧の経時変化は比較的滑らかな曲線であるのに比べ，地下駐

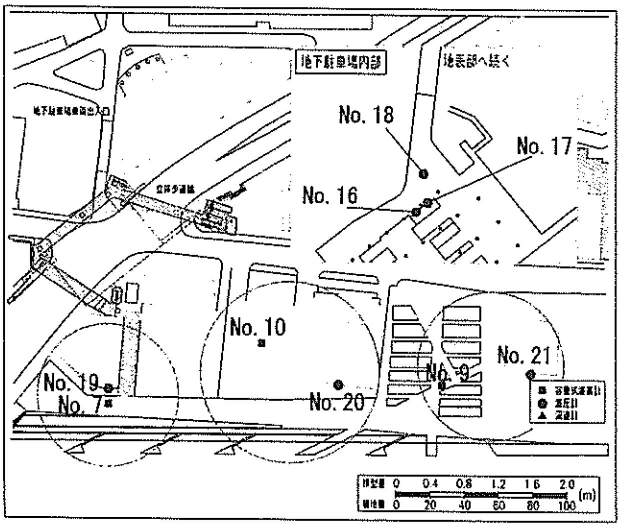


図-5.27 流体圧計測点とそれら近傍の浸水深計測点

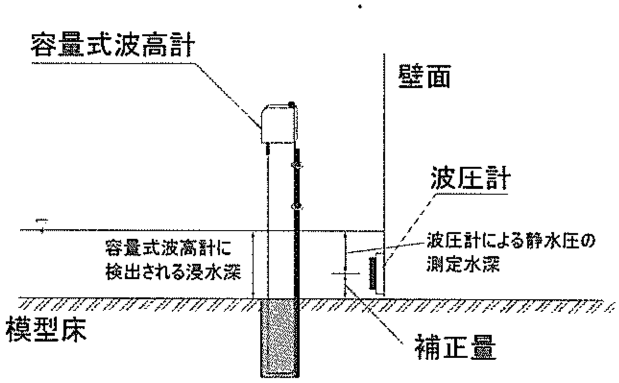


図-5.28 静水圧を換算する際の補正量

車場内の計測点では流体圧が激しく変動していることがわかる.

②護岸直背後（No. 19～No. 21）では，水位変動量が大きく水位変動周期が短いCASE4の流体圧が最大となっている．これは，前掲の図-4.6の外力の波形からもわかるように，CASE4における水面上昇の変化率が最大となる点を有しているためであると考えられる.

③護岸直背後におけるCASE1とCASE3の最大流体圧は同程度である.

④地下駐車場内では，CASE2による最大流体圧が大きい.

⑤地下駐車場内では，護岸前面部と同様にCASE1とCASE3の最大流体圧は同程度である．また，CASE2とCASE4の最大流体圧も同程度である.

⑥地下駐車場においては，水位変動周期には関係無く，水位変動量の大きなケースで流速が速くなっている.

⑦測点No. 18では，いずれのケースにおいても最大流体圧が同程度である．この測点No. 18は，地下駐車場車両通用路スロープを降りて水平床となっている面に設置している．したがって，地下駐車場へ流入する水の流速等に関わらず，測定した底面には9kN程度の流体圧が作用していたと考えられる.

(b) 測定流体圧と浸水に伴う静水圧

護岸近傍の建造物前面の壁面において波圧計を設置して流体圧を測定した結果，波形を見る限り衝撃的な流体圧は発生していないと思われる．また，実験中の観察結果から，計測される流体圧は浸水に伴う静水圧の影響が大きいと考えられた．そこで，波圧計設置箇所の静水圧P_sを浸水深の時系列図より換算し，測定流体圧Pと比較した．比較に用いた流体圧と浸水深の計測点の組み合わせは，図-5.27のとおりである．なお，浸水深測定結果から静水圧を求める際には，図-5.28に示すように水面から波圧計中心部までの水深を利用するため，浸水深の計測結果を補正して静水圧換算した.

図-5.29に流体圧測定値と浸水深より換算した静水圧の時系列の比較を示す．なお，図-5.29では，浸水深測定位置と流体圧測定位置の違いにより発生するセンサーの反応のタイムラグを補正して，流体圧測定値に合わせた．これらについて，最大流体圧の測定値とこのときの静水圧から動圧分を求めた結果についてまとめたものを，図-5.30に示す.

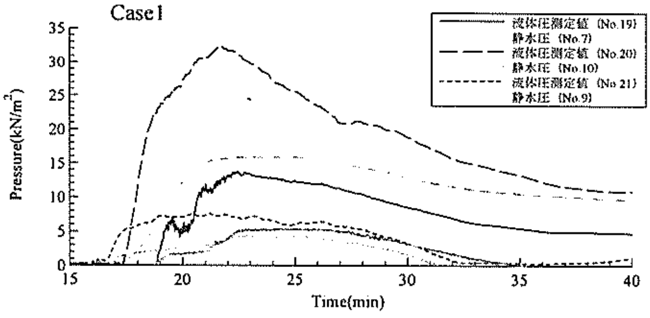
図-5.29および5.30より以下のことがわかる.

○経時変化について

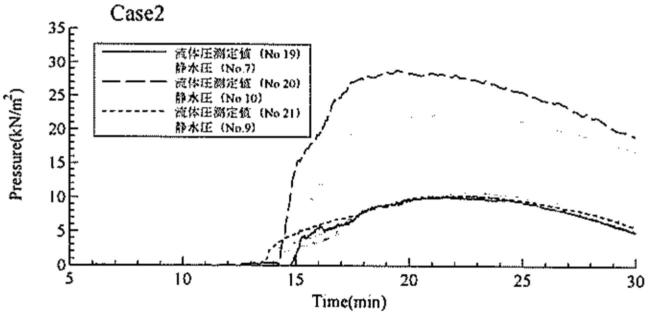
図5-29より，いずれのケースにおいても浸水流先端部到達直後では，静水圧以上の大きな流体圧が作用しており，ピーク到達後，時間経過に伴い作用する流体圧もほぼ静水圧に収束している.

○各計測点の地形的特性の違いによる動圧の違い

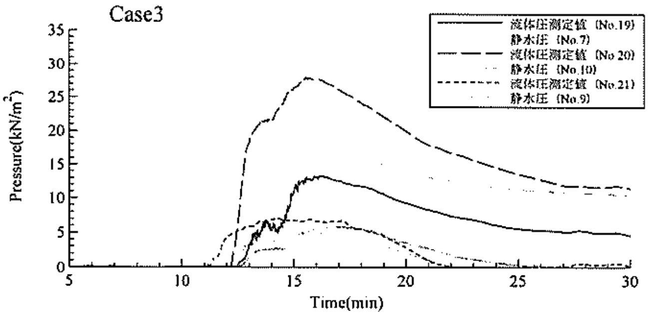
図-5.30より，計測点No. 21では，他の計測点よりも離岸距離が大きく，護岸背後は平坦な地形となっている．このため，動圧は他の計測点と比べて小さな割合となっていることがわかる．計測点No. 19では，前面の護岸に段上の地形があり，この段差が堰のような役割になっている．このため，No. 19に作用する流体圧は，波圧計設置点より高い位置から流下した水が作用することになる．このため，No. 21よりも動圧分が大きくなったと考えられる．計測点No. 20では，護岸よりも低地になっており，護岸を越流してきた水が落水して作用するため，動圧が



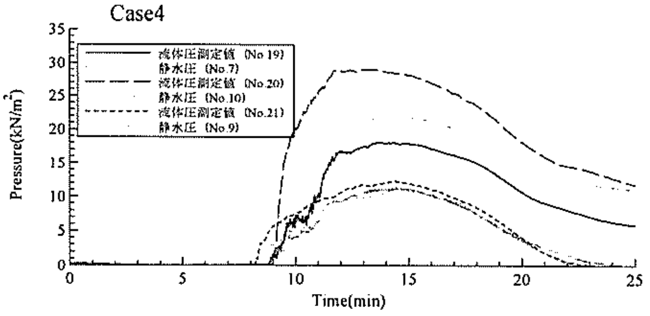
(a) CASE1



(b) CASE2

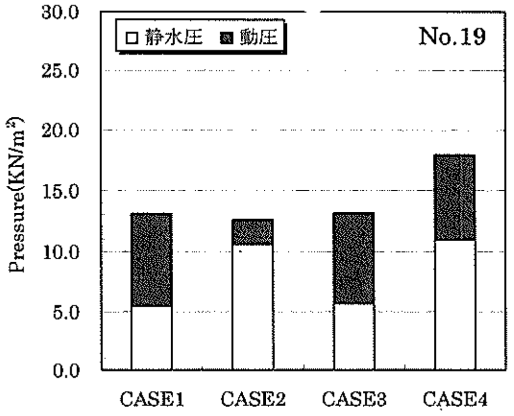


(c) CASE3

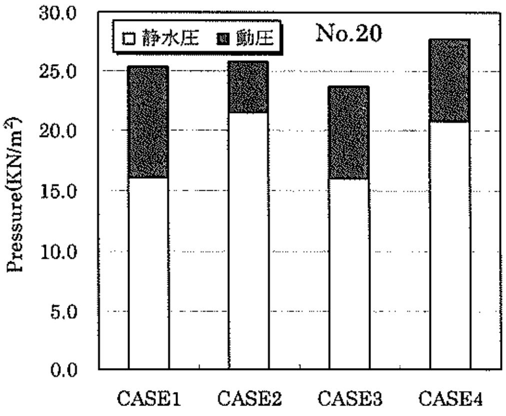


(d) CASE4

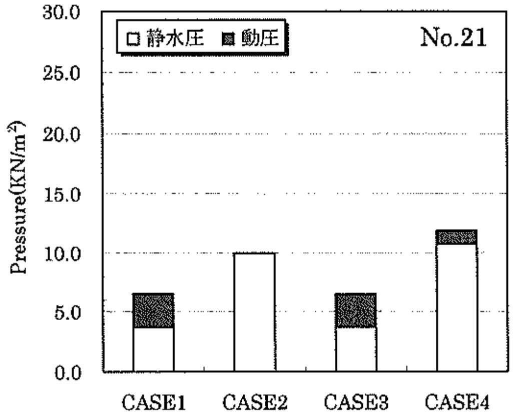
図-5.29 流体圧測定値と静水圧の比較



(a) 離岸距離:12.0m, 段差あり



(b) 離岸距離:13.3m, 段差ありの低地



(c) 離岸距離:18.6m, 段差なし

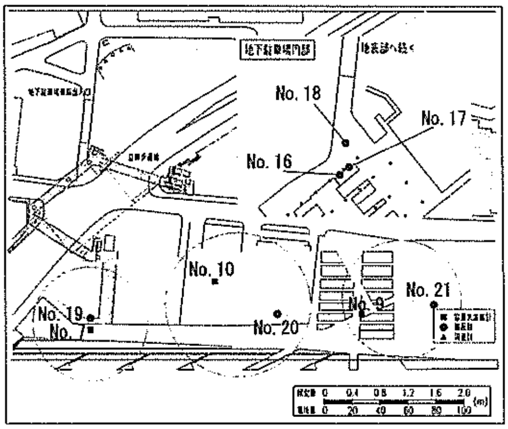


図-5.30 最大流体圧中の静水圧と動圧

大きくなったと考えられる．また，低地である分，浸水深が大きく，静水圧の占める割合がかなり大きかった．

○水位変動量の違いによる動圧の違い

水位変動量R=3.26mのCASE1とCASE3では，静水圧がほぼ同程度であることがわかる．これは，5.3(1)でも示したように，同一水位変動量では浸水深がほぼ等しくなるため，結果として静水圧も同程度になったものと考えられる．また，5.3(4)でも述べたように，各計測点における測定流体圧も，CASE1とCASE3ではほぼ同様であるため，静水圧と動圧の比率もほぼ等しくなっていることがわかる．これらのことから，水際付近の建造物に作用する流体圧は，地形的な特性を除けば，水位変動量で決まると予想される．

一方，水位変動量が大きなCASE2とCASE4では，CASE1とCASE3よりも動圧分が小さくなった．CASE2およびCASE4は浸水深が大きいため，波圧計が表層よりもやや下層の流体圧を収集しており，波圧計の設置位置と流れによる動圧の作用位置が異なってしまった．実際には，浸水流の表層付近では，建造物に作用する流体圧はもう少し大きいと推測される．

(6) 津波流体力の評価と被害想定

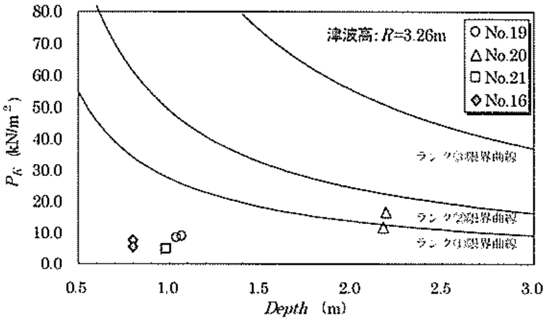
浸水平面実験において測定した流体圧および浸水深から，本実験における構造物へ作用する流体力の評価と被害想定を行う．現状では，津波の流体力と家屋被害程度の関係はまだ十分に明らかにされていない．しかしながら，飯塚・松冨(2000)により，津波による流体力とそれに伴う家屋等への被害想定の報告がなされている．これは，流れ中における家屋等に働く抗力を浸水深より算定し，危険度を評価するものである．

本実験では，護岸近傍の建造物の3箇所と地下駐車場壁面に波圧計を設置して，直接建造物前面に作用する点荷重を測定しているので，この結果を利用するものとした．ただし，抗力は流れに抗して働く力であるので，前節において測定流体圧より静水圧分を除去した動圧分を用いるものとした．ただし，前節でも述べたとおり，CASE2とCASE4については，測定された動圧分が過小であったと考えられるため，評価対象から除外した．したがって，以下において陸上部ではCASE1とCASE3についてのみを評価対象とし，地下駐車場壁面のみ全てのケースについて評価した．ここで，地下駐車場については，設置した波圧計から検出される圧力は全て動圧分であるとみなし，測定値をそのまま適用するものとした．これらの動圧力に前面の浸水深を乗じて，建造物に作用する単位幅あたりの抗力を求め，飯塚・松冨(2000)が提案している家屋等への被害判断基準（表-5.4）と比較した．図-5.31に，浸水深と建物に作用する抗力を示す．

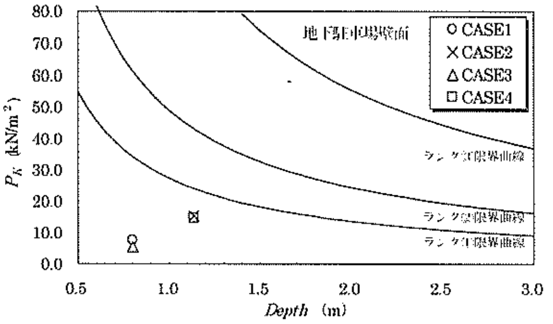
表-5.4　被害危険度ランク（C_D=2.0）

ランク	抗力F_D (kN/m)	家屋等の被害程度
①	$0<F_D<27.4$	木造家屋の小破または浸水
②	$27.4\leqq F_D<49.7$	木造家屋の中破，コンクリートブロック造の小破
③	$49.0\leqq F_D<111$	木造家屋の大破
④	$111\leqq F_D<603$	コンクリートブロック造の中破
⑤	$603\leqq F_D$	コンクリートブロック造の大破，鉄筋コンクリート大破の危険性

	被　害　程　度
中破	柱は残っているが，壁の一部が破壊されている
大破	壁はもちろん，柱のかなりの部分が折れるか失われる．



(a) 護岸背後建物



(b) 地下駐車場壁面

図-5.31　建造物に対する危険度評価

図-5.31より，以下のことがわかる．

①図-5.31をみると，計測点No. 20における危険度が最も高いことがわかる．一方，他の計測点については，危険度はあまり大きくなく，いずれも類似した危険度であることがわかる．

表-5.5　各計測点での流速および浸水深

	No. 23 護岸上		No. 24 道路(狭)		No. 25 道路(広)		No. 16 地下駐入口	
	No. 9	No. 23	No. 12	No. 24	No. 14	No. 25	Video	No. 22
	浸水深	流速	浸水深	流速	浸水深	流速	浸水深	流速
CASE 1	0.90	1.32	1.00	3.10	0.79	2.57	0.20	4.23
CASE 2	1.50	2.09	1.56	4.37	1.39	1.90	0.69	7.19
CASE 3	0.89	1.47	0.99	2.75	0.78	2.72	0.21	3.82
CASE 4	1.53	1.53	1.58	3.25	1.15	1.41	0.33	4.76

②No. 20は他の計測点よりも低地であるため，浸水深が大きくなり，危険度も高い．図-5.31の危険度ランクの限界曲線からも，浸水深の大きなところでは，流体圧が小さくとも被害が発生しやすくなっていることがわかる．

③No. 20では，危険度ランク②に属している結果もあった．ランク②は，コンクリートブロックが小破する危険度レベルであるため，かなりの注意が必要となる．都市部では，主に鉄筋コンクリート製の建造物が多いと考えられるため，危険度ランク②でこれらが崩壊する危険性は小さいが，エントランスなどのガラス製の部分については，破壊されて，1階部分が浸水に至る危険性が高いと考えられる．

④図-5.31(b)より，地下駐車場内において浸水流の抗力は，水位変動量が大きいケースで明らかに大きくなっており，水位変動量の大きさが危険度に大きく影響していることがわかる．

⑤地下駐車場壁面では，いずれのケースにおいても危険度ランク①であり，壁面は破壊に至らないものと考えられる．また，市街地の奥部に位置する地下駐車場では，浸水深が大きくなる条件（水位変動量が大きく，継続時間（周期）が長い）で危険度が大きくなるものと考えられる．

以上のことから，今回の実験における外力条件では，外力条件よりもむしろ地形的条件の違いにより被害危険度ランクが決まることがわかる．特に，計測点No. 20のような護岸より低い場所は，他の場所よりも危険度が著しく高いといえる．

(7) 避難時の行動限界および転倒限界について

都市部などの市街地において浸水災害が発生した場合，陸上部はもとより，特に地下空間などでは，内部に人が閉じ込められる可能性もあり，閉じ込められた人が外部への避難が安全にできるかどうかが大きな問題となる．そこで，浸水平面実験より得られた氾濫水の外力条件（浸水深と流速）に対して，人が安全に避難できる状態にあるかとうかを検討する．

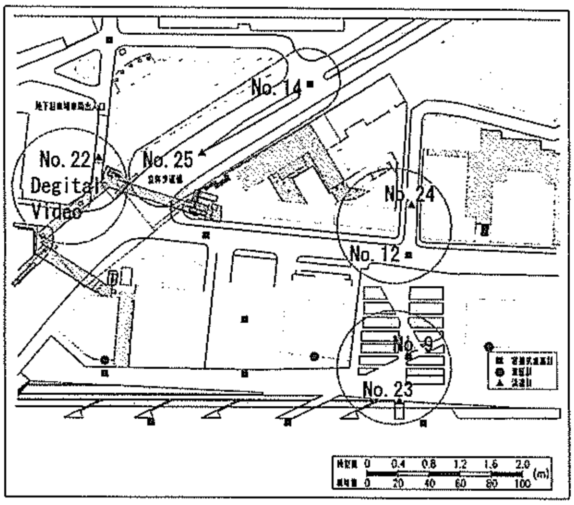


図-5.32　危険度評価に用いた流速および浸水深計測点

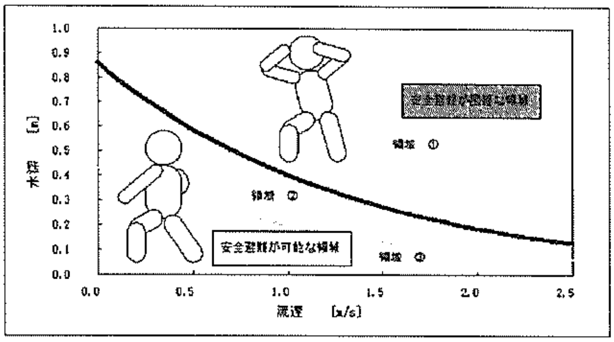


図-5.33　避難する際の行動限界

図-5.32に，危険度評価に適用した流速および浸水深の計測点とその組み合わせを示す．なお，地下駐車場車両通用スロープのNo. 22については，計測した流速に対応させる適当な浸水深計測点がないため，スロープ側面より浸水流の流下状況を撮影したデジタルビデオから，画像解析によって浸水深を求めた表-5.2の値を用いる．表-5.5に，各地点における流速および浸水深の一覧を示す．

(a) 行動限界に基づく評価

図-5.33は，須賀ら(1995)による洪水避難時に水中歩行が可能な限界条件を示すものであり，これを用いて今

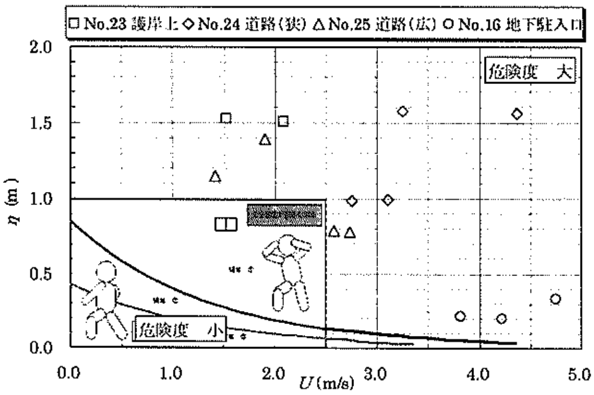


図-5.34 浸水平面実験結果による人の行動限界

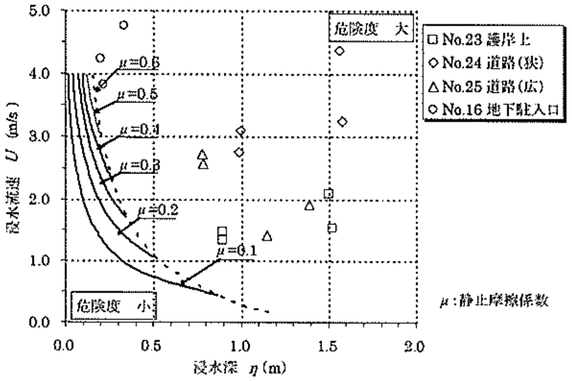


図-5.35 静止摩擦係数による転倒限界の変化

回の実験結果の危険度評価をするものとした．図-5.34にそれらの結果を示す．

図-5.34より，今回の実験における想定浸水災害では，危険度が非常に高く，検討対象地点の全てにおいて，人は安全に避難できない状態になることがわかる．

(b) 転倒限界に基づく評価

市街地での浸水災害において，人に対する危険度は流れに対する人の転倒で評価できる．流れと人の転倒限界の関係について，高橋ら(1992)が構築した転倒モデルを参考にする．今回の浸水平面実験で得られた陸上部における流速計測点の４点について，計測した流速および浸水深から，人の転倒に対する危険度評価を行った．図-5.35に，今回の実験結果について，人の転倒限界による危険度を検討した結果を示す．

図-5.35より，以下のことがわかる．

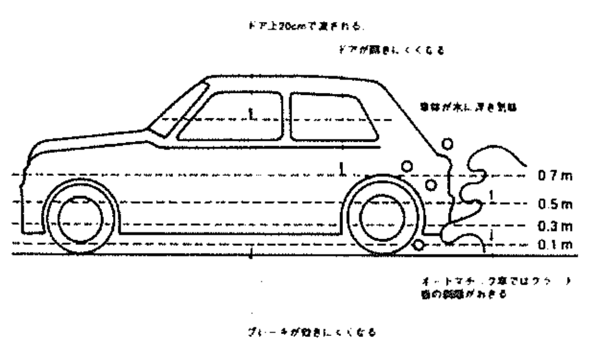
①いずれの場所においても人の転倒限界以上であり，危険度が非常に高いことがわかる．

②護岸近辺では，他の計測点よりも流速値は小さめであるが，人の転倒限界を大きく超えている．これは，計測点No. 22では，流速の影響以上に浸水深が大きいことが原因となっていることがわかる．

③地下駐車場では，浸水深は小さくても流速が著しく大きいため，人の転倒限界以上となっていることがわかる．

表-5.6 車の被害発生状況

浸水深(m)	浸水状況	危　険　度
0.1	タイヤ半分	ブレーキが効きにくくなる
0.3	ドアステップ	オートマチック車ではクラッチ板の剥離がおきる
0.5	ドアステップ上20cm	車体が水に浮き気味になる
0.7	ドア半分	ドアが開きにくくなる
0.7〜	ドア上20cm	流される危険性が大きい



(c) 浸水に伴う車の被害

表-5.6は，浸水深と車に対する被害状況について，須賀ら(1995)により取りまとめられた一例である．今回の浸水平面実験では，道路における最大浸水深が0.7〜1.0m程度であった．表-5.6を参考にすると，この時点で既に，車両内からの人の脱出は困難になるだけでなく，車体が浮き上がり流される危険性が大きい状態になっていることがわかる．

6. 結論

地上と地下を再現した複合市街地における浸水・氾濫模型実験の結果，以下のことが明らかとなった．

1) 離岸距離と津波による氾濫水の到達時間との関係を導き，危険度の高い低地および地下施設の位置を明らかにすることができた．

2) 地下駐車場内に流入する水量は，津波条件にかかわらず総流量の約10%で，非常に多いことがわかった．

3) 陸上部における最大浸水深は，護岸前面の津波による水位変動量によって決まることがわかった．

4) 最大流速は，地形特性の影響を大きく受けることがわかった．また，地下入口における流速は非常に速くな

ることも明らかになった.

5) 流れがほぼ定常状態であると考えられる地点では，定常状態の流速値は，ベルヌーイの式で水位から換算される値で表すことができた.

6) 測定した流体圧で建造物の被害想定を行った結果，地形条件によっては許容値を超える場合があり，危険度が大きいことが確認された.

7) 浸水災害時における人の行動限界・転倒限界について検討した結果，これらの限界値を大きく越えることを定量的に評価できた．特に，浸水深による影響が大きいことがわかった.

なお，上記の1)，3)，5)，7)の結果は，他の臨海都市部においても適用可能で，浸水対策に活かせると考えられる．一方，2)は地下施設の入口の広さや数に，4)および6)は地形条件に，それぞれ左右されると思われ，今回実験対象としたモデル地区に限定される結果である.

7. あとがき

沿岸津波については，その危険度が広く認知されているのに対し，津波による市街地内の氾濫災害については，普段あまり想定されていない．このような都市部において，津波氾濫が発生すると，たとえ浸水深が小さくとも，人に与える危険度は非常に大きいことを明らかにした．また，地下空間においては，人の転倒限界を超える流速が発生するため，時間が経つと避難が困難になることが明らかになった．さらに，離岸距離と浸水範囲の関係を求め，地下施設の位置によるリスクの大きさを明らかにした．今後の臨海部における浸水対策に資することのできる結果が得られたといえる.

(2002年5月12日受付)

謝辞

本研究は，科学技術振興調整費による「都市複合空間水害の総合減災システムの開発に関する研究」の一環として実施した．また，本研究を遂行するにあたり，（株）エコーの稲垣茂樹氏に実験の実施およびデータ整理に関して多大なご尽力をいただいた．ここに感謝の意を表す.

参考文献

阿部勝征(1989)：地震と津波のマグニチュードに基づく津波高の予測，地震研究所彙報，64，pp. 51-69.

飯塚秀則・松冨英夫(2000)：津波氾濫流の被害想定，海岸工学論文集，第47巻，pp. 381-385.

運輸省第二港湾建設局・横浜調査設計事務所(1993)：平成4年度長周期波検討調査報告書，pp. 50-87.

後藤智明・佐藤一央(1993)：三陸沿岸を対象とした津波数値計算システムの開発，港研報告，第32巻，第2号，pp. 3-44.

佐藤良輔 編著(1995)：日本の地震断層パラメター・ハンドブック，鹿島出版会，390p.

須賀堯三 編著(1990)：水理模型実験，山海堂，p. 12.

須賀堯三 監修(1995)：利根川の洪水　語り継ぐ流域の歴史，利根川研究会編，山海堂，217p.

高橋重雄・遠藤仁彦・室善一朗(1992)：越波時における防波堤上の人の転倒に関する研究，港研報告，第31巻，第4号，pp. 3-31.

高山知司・永井紀彦・平石哲也(1983)：東京湾の津波計算，港湾技研資料，No. 454，80p.

羽鳥徳太郎・相田勇・梶浦欣二郎(1973)：南関東周辺における地震津波，関東大地震50周年論文集，pp. 57-66.

羽鳥徳太郎(1979)：関東地方の津波，自然災害資料解析，6，pp. 97-108.

平石哲也・柴木秀之・原崎恵太郎(1997)：津波表示装置による南海道津波危険度評価について，海岸工学論文集，第44巻，pp. 331-335.

福岡捷二・川島幹雄・横山 洋・水口雅教(1997)：家屋群に作用する氾濫流の流体力に関する実験的研究，水工学論文集，第41巻，pp. 693-698.

松田時彦・太田陽子・安藤雅孝・米倉伸之(1974)：元禄関東地震（1703年）の地学的研究，関東地方の地震と地殻変動（垣見俊弘・鈴木尉元編），ラティス社，pp. 175-192.

松冨英夫・飯塚秀則(1998)：津波の陸上流速とその簡易推定法，海岸工学論文集，第45巻，pp. 361-365.

Koshizuka, S. and Y. Oka (1996): Moving Particle Semi-implicit Method for Fragmentation of Incompressible Fluid, *Nucl. Sci. Eng.*, **123**, pp.421-434.

Matsuda, T., Y. Ota, M. Ando and N. Yonekura (1978): Fault mechanism and recurrence time of major earthquakes in southern Kanto district, Japan, as deduced from coastal terrace data, *Geol. Soc. Am. Bull.*, **89**, pp.1610-1618.

Scholz, C. H. and T. Kato (1978): The behavior of a convergent plate boundary : Crustal deformation in the south Kanto district, Japan, *Jour. Geophys. Res.*, **83**, B2, pp. 783-797.

記号表

d	:	断層面の深さ (km)
F_D	:	抗力 (kN/m)
F_r	:	フルード数
H	:	波高，水柱高 (m)
h	:	水深 (m)
L	:	波長，断層面の長さ，離岸距離，水柱幅 (m)
M	:	マグニチュード
P	:	流体圧 (kN/m^2)
P_s	:	静水圧 (kN/m^2)
Q	:	流量 (m^3)
R	:	水位変動量 (m)
R_e	:	レイノルズ数
T	:	周期 (s)
t	:	時間 (s)
U	:	すべり量 (cm)，浸水先端流速 (m/s)
U_d	:	縦ずれ成分 (m)
U_s	:	横ずれ成分 (m)
W	:	断層面の幅 (m)
Δh	:	平均水位差 (m)
Δs	:	計算格子間隔 (m)
Δt	:	サンプリング間隔 (s)
η	:	浸水深 (m)
δ	:	断層面の傾き (°)
λ	:	食い違いの方向 (°)
ν	:	水の動粘性係数
θ	:	断層面の走行方向 (°)