

臨海施設の越波対策に関する研究

研究予算：運営費交付金

研究期間：平 18～平 22

担当チーム：寒冷沿岸域チーム、寒地技術推進室

研究担当者：上久保勝美、菅原健司、大井啓司

【要旨】

近年、港湾・漁港内のみならず、沿岸部の幹線国道においても越波による問題が発生し、その対策が強く求められている。このような被害を防ぐために、護岸に求められる性能と、その性能を發揮し得る構造を明らかにして、さらにコスト的にも有利な構造や設計法の確立が急務となっている。本研究では、北海道における海岸護岸を対象とし、護岸からの越波が背後利用車輛に及ぼす影響と、越波対策工として提案した覆道防波板、越波防止柵へ作用する波力について水理模型実験を行った結果、既存の設計法で求められる波圧強度や波圧作用高さよりも大きい値になることが分かった。

キーワード：越波対策、海岸護岸、越波飛沫、覆道防波板、越波防止柵、水理模型実験

1. はじめに

海岸道路では、高波時において写真-1 のように、護岸や消波ブロックに衝突した波が車道まで飛沫が跳ね上がることも少なくない。越波飛沫の飛散特性については、木村ら¹⁾、山本ら²⁾ が検討を行っているが、未だ一般的な算定法は確立しておらず、護岸直背後の自動車に対する安全度に対する許容越波流量については福田ら³⁾ により提案されているが、実際の車両被害をもたらす波圧と越波流量の関係は明らかにされていない。本年度では、実際に通行障害が発生した箇所を再現して水理模型実験を行い、越波流量を把握するとともに、越波飛沫の衝突により車輛に働く波圧について検討を行った。また、北海道の海岸線では高波浪時の越波やこれによる水塊や飛沫により通行規制を強いられることも多く、背後利用者の安全を脅かす場合があり、さらに迂回路もないために通行規制時には地域住民が孤立してしまうなどの問題が発生し、その対策が急務となっている。海岸道路の越波対策としては、木村ら^{1) 4) 5)} が個別の事例に対する検討を行っているが、一般的な対策法は提案されていない。本年度は、現地通行止め規制履歴の整理、及び越波状況の現地観測結果を基に、現地を再現した水理模型実験を行い、越波流量と護岸直立部に作用する波力を求め、様々な条件下における越波対策工及び対策法を提案した。また、護岸胸壁に設置する「波返し工」あるいは、写真

-2 に示すような護岸天端に設置する「防波フェンス」に着目し、護岸の嵩上げを最小限に留めつつ越波量の低減を図るために、その効果と有効な適用条件について改良手法を検討し、実際に対策工を設計する際に必要な波力の取り扱い、及び波圧特性における注意点を提言した。



写真-1 海岸道路への越波状況



写真-2 越波対策工の例（防波フェンス）

2. 車輛に働く波圧と越波流量

2. 1 実験方法

本実験では、車輛被害をもたらす波圧と越波流量の関係を明らかにするため、縮尺 1/15 の条件で海岸護岸を図-1 に示すように再現して水理模型実験を行った。水路床を 1/20 勾配の固定床海底面とし、消波部には 1.9kg (現地換算 6.4t) のテトラポッドを使用した (図-2)。堤体位置での水深は 22.9cm (現地換算 3.43m) で一定とし、すべて不規則波にて周期を $T_{1/3}=2.32\text{s}$ 、 2.84s (現地換算 9.0s、11.0s) の 2 種類として、沖波波高を表-1 に示すように変化させて実施した。

まず、越波流量を把握するため、護岸模型の天端上に導水樋 (幅 10cm、高さ 10cm、長さ 150cm) を設置して越波水を集めた。

測定は、造波開始 1 分後から行い、計測時間を $T_{1/3}=9.0\text{s}$ の場合は 287s、 $T_{1/3}=11.0\text{s}$ の場合は 352s とした。越波量にはバラツキが大きいことを考慮して各ケースを 3 回繰り返してその平均値を求めた。

また、越波が車道部に打ち上がる状況をビデオカメラにより撮影し観測した。

次に、車輛へ働く波圧実験として、図-3 に示すとおり車輛模型を配置し、模型の前面中央に波圧計を 3 箇所取り付けて (ここでは下から 1ch~3ch と呼ぶ) 片側 1 車線 (計 2 車線) の道路において、海側①と陸側②の 2 箇所で波圧を測定した。サンプリング周期は 0.002s (500Hz) とし、不規則波群中の最大波圧に着目し、10 回繰り返してその平均値と標準偏差を求めた。

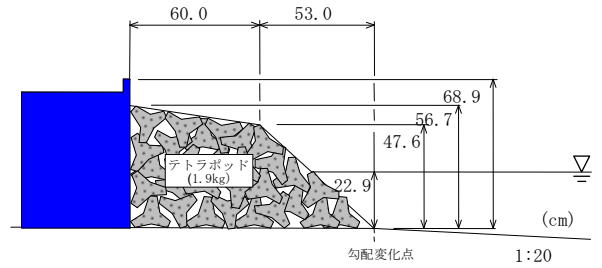


図-2 実験模型

表-1 沖波波高 H_0' の条件

$T_{1/3}=2.32\text{s}$	実験(cm)	6.7	10.0	13.3	16.7	20.0	26.7	33.3	35.3
	現地(m)	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	4.0	5.0	5.3
$T_{1/3}=2.84\text{s}$	実験(cm)	6.7	10.0	13.3	16.7	20.0	26.7	33.3	40.0
	現地(m)	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	4.0	5.0	6.0

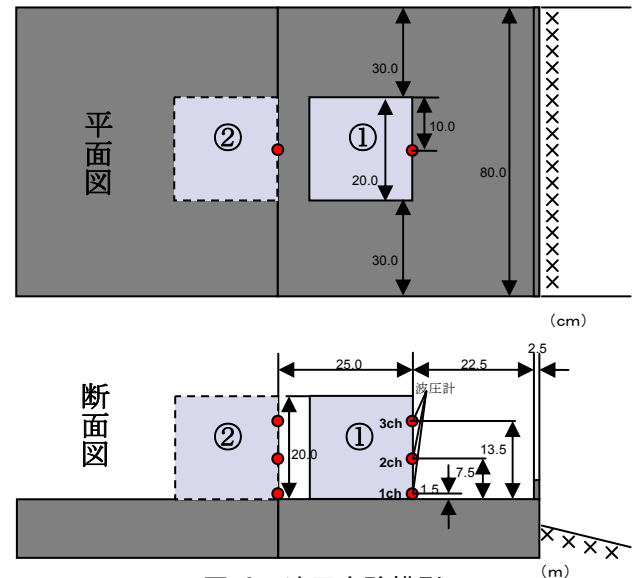


図-3 波圧実験模型

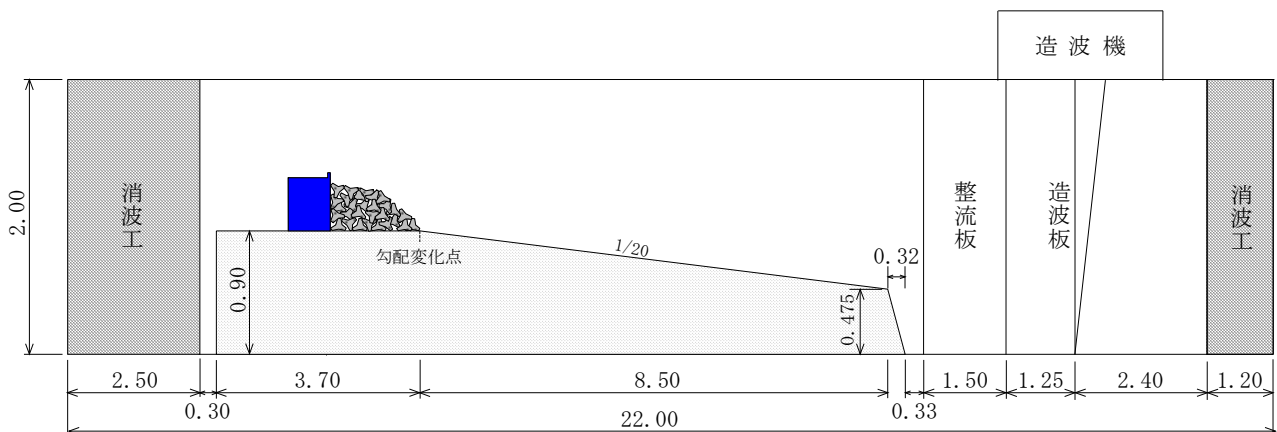


図-1 実験水路

2. 2 実験結果

1) ビデオ観測

越波飛沫の軌跡として、写真-3に海側車線の車輻に作用する越波状況の例を示している。消波ブロック法面に衝突した波によって飛沫が斜め上方に飛散し、車輻模型に到達していることがわかる。飛沫の軌跡は放物線を描き、大きな飛沫は車輻模型前面付近に、小さな飛沫はその後方に落下することが確認できた。

2) 越波流量

図-4は、沖波波高 H_0' と越波流量 q の関係を示している。いずれの周期の場合 $H_0'=3.0\text{m}$ のときに越波流量が最大となっている。このように越波流量が頭打ちになるのは、消波ブロックに衝突する前に破碎し、エネルギーが失われるからであると考えられる。

3) 波高と波圧の関係

図-5は1ch~3chにおける波圧と無堤時の通過波高 $H_{1/3}$ の関係を示している。いずれの波圧計においても、 $T_{1/3}=11.0\text{s}$ 、 $H_{1/3}=3.43\text{m}$ の条件で波圧は最大になっている。このときの沖波 H_0' は 3.0m であり、既に図-4で示したように越波流量が最大となる条件と一致していることわかる。よって、これ以降は、 $T_{1/3}=11.0\text{s}$ 、 $H_0'=3.0\text{m}$ の波浪条件に限定して解析を行うものとする。

4) 波圧の時間変化と発生頻度

図-6の上段の写真は1ch~3chのそれぞれの波圧計に越波飛沫が衝突したタイミングの状況を示している。その下のグラフには各波圧計の時間変化を示している。越波飛沫の衝突によって車輻に働く波圧は各chで時間差が生じていることがわかる。越波飛沫の大きさにはバラツキがあり、その大きさによって軌跡が変化したためと考えられる。

図-7は、 $T_{1/3}=11.0\text{s}$ 、 $H_0'=3.0\text{m}$ の波浪条件に対して10波群(合計1,500波)を作用させたときの波圧 p の頻度分布を示している。

なお、横軸の波圧 p が「0」の範囲は $0 \leq p < 10\text{kN/m}^2$

とし、「10」の範囲は $10 \leq p < 20\text{kN/m}^2$ であり、横軸の目盛りは該当する波圧範囲の下限値に対応している。 p の最大値は1chで 52.5kN/m^2 、2chで 92.5kN/m^2 、3chで 45.6kN/m^2 となっている。各chで 10kN/m^2 以上の波圧が作用する確率は $0.6 \sim 0.8\%$ である。すなわち1波群150波が作用する約30分間に1~2波程度の頻度で強い波圧が作用することになる。

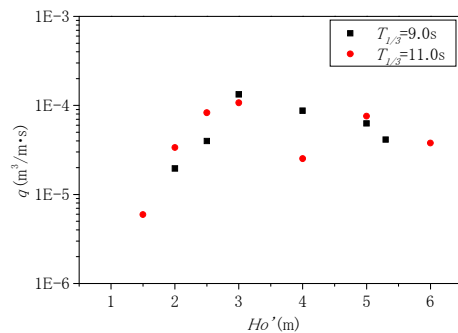


図-4 越波流量

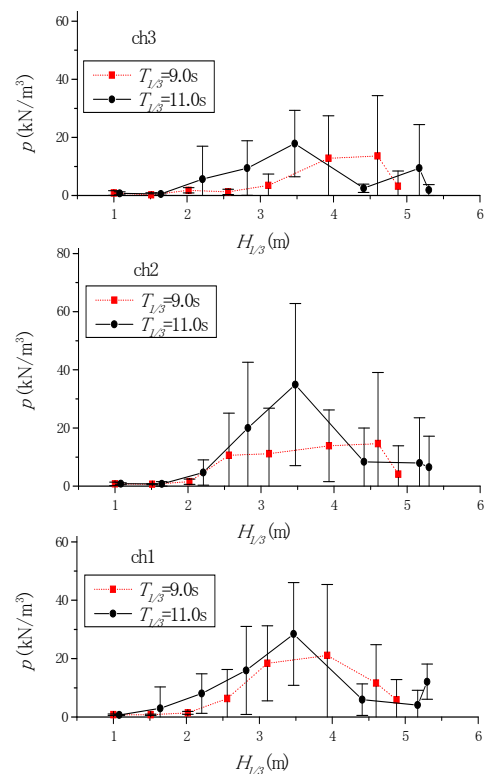


図-5 波高と波圧の関係



写真-3 越波飛沫の飛散状況 ($T_{1/3}=11.0\text{s}$ 、 $H_0'=3.0\text{m}$)

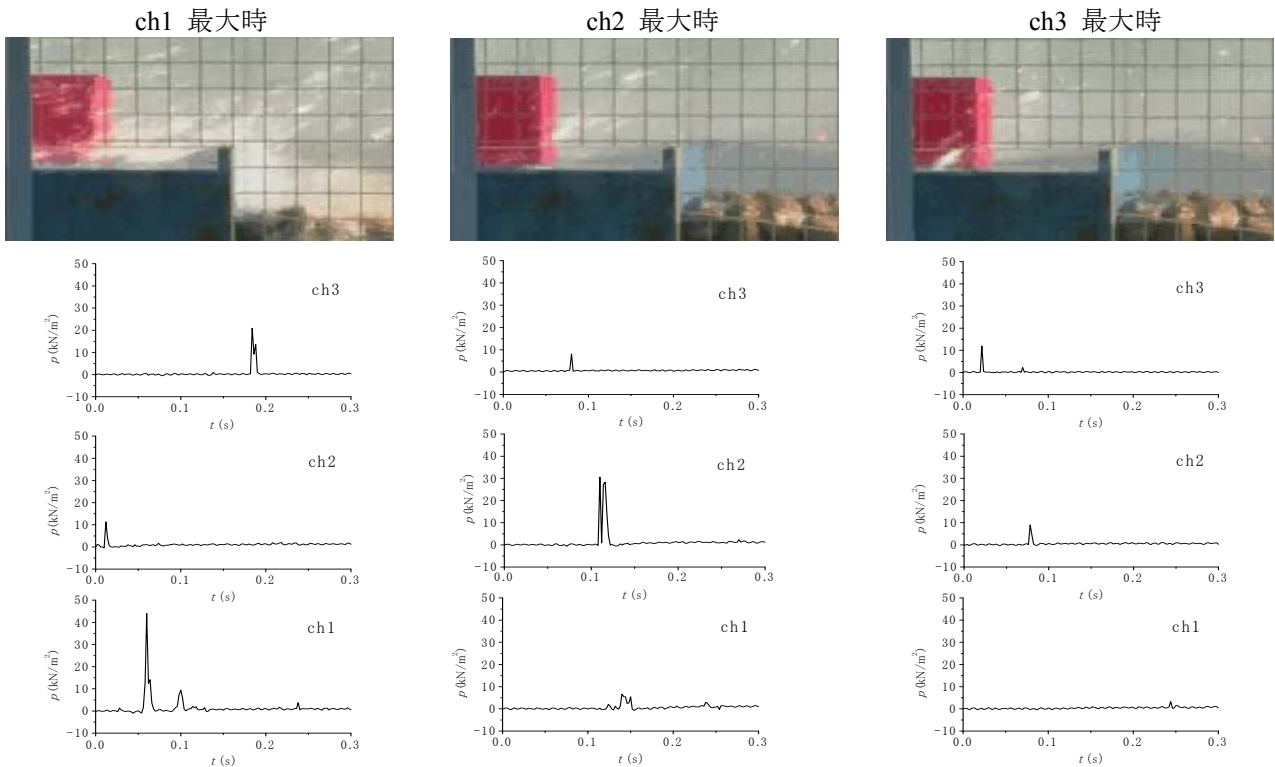


図-6 波圧の時間変化 ($T_{1/3}=11.0\text{s}$, $H_0'=3.0\text{m}$)

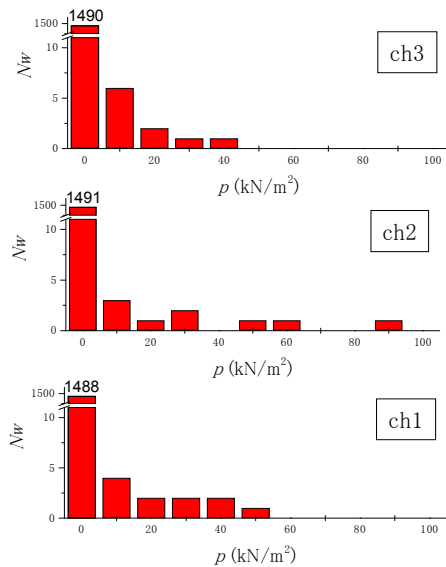


図-7 波圧の頻度分布 ($T_{1/3}=11.0\text{s}$, $H_0'=3.0\text{m}$)

5) 車輛位置と波圧の関係

図-8は $T_{1/3}=11.0\text{s}$, $H_0'=3.0\text{m}$ の波浪条件で海側と陸側での車線に働く波圧分布を比較したものである。なお、各 ch の同時性は考慮せず、最大値をプロットしている。海側、陸側いずれの車線においても最大波圧は 2ch で発生している。これは海岸側の波返し工の影響であり、低い軌跡の飛沫は波返し工により打ち消されるためと考えられる。最大波圧は海側で 35 kN/m^2 に対し、陸側では 11 kN/m^2 と約 $1/3$ にまで減少している。これにより、高波時には海側車線の通行を規制することによって、車輛に対する被害の軽減が可能となること分かる。

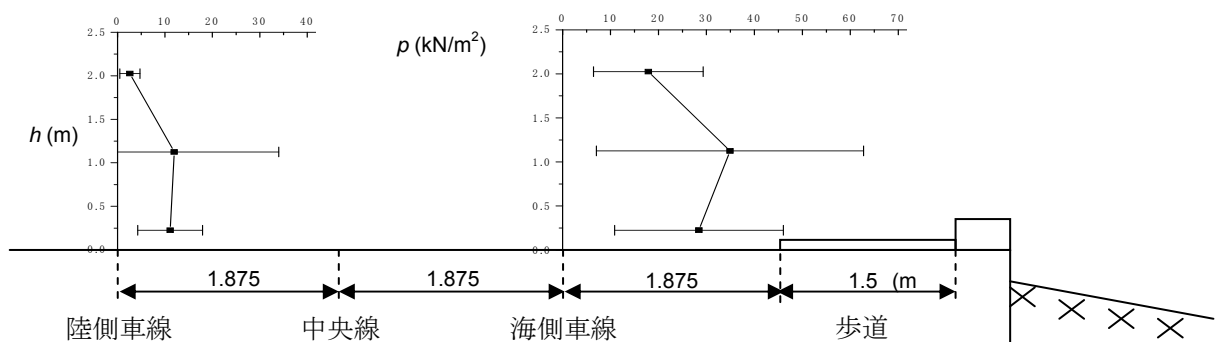


図-8 車輛位置と波圧の関係 ($T_{1/3}=11.0\text{s}$, $H_0'=3.0\text{m}$)

3. 海岸道路における越波対策工の検討

3.1 現地越波観測

写真-4に示すとおり、現地は「覆道部」と覆道間をつなぐ「一般部」によって構成されている。

一般部における越波状況を把握し対策工の必要高さの検討を目的として越波観測を行った。

観測の方法は、護岸近傍に高さの目安となるポールを設置して、越波飛沫の状況をビデオ撮影した。分析の方法は録画画像から1波ごとの打上高 R および打込距離 D を解析した。写真-5にその例を示す。

現地越波の特徴として、越波観測の日時および波浪条件は表-2に示すとおりで、波高 H_0 は3.2m～5.1mであった。現地の1年確立波は4.5mであり、観測時の波浪は、1年確立波に相当する。観測結果を図-9に示す。横軸は沖波波高 H_0 、縦軸は静水面からの打上高 R および護岸前面からの打込距離 D である。 R および D は一波ごとのバラツキが大きいため、越波対策等の設計条件を検討するときには統計値を用いる方が都合がよい。ここでは、対策工より越波をほぼ防ぐという観点から、 R および D はそれぞれ1/20最大値で整理して示してある。 H_0 と打上高 $R_{1/20}$ 及び打込距離 $D_{1/20}$ にはほぼ直線的な関係が見られ、 H_0 が約4mに達すると、越波飛沫の打上高 $R_{1/20}$ は10m程度、打込距離 $D_{1/20}$ は4m程度となり、越波飛沫は道路に達する傾向を示している。ただし、現地観測時には H_0 が3.2m程度であっても打込距離 D の最大値が9.0m程度まで達する事例が複数観測された。



写真-4 北海道の海岸道路の例



写真-5 越波観測状況

表-2 観測時間とナウファスデータ

観測日	観測時刻	ナウファス		
		H_0 (m)	T_0 (s)	波向
2007年10月22日	11:50～12:10	3.22	7.8	WSW
2007年11月21日	13:10～13:30	3.24	7.6	WSW
2008年1月10日	13:50～14:10	3.50	7.6	NW
〃	14:50～15:10	3.80	8.1	WSW
2008年2月14日	03:50～04:10	5.14	9.5	NNW
〃	13:50～14:10	4.90	9.6	W
〃	14:50～15:10	4.28	9.1	W

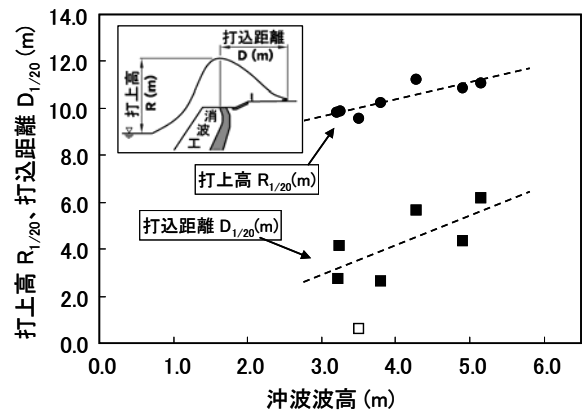


図-9 打上高と打込距離

3.2 実験方法

本実験では、長さ28m、幅0.8m、深さ1.0mの造波水路において、不規則波を用いて縮尺1/40で水理模型実験を行った。堤体模型は図-10に示すように、一般部においては、越波防止柵を設置するものとし、覆道部においては開口部を防波板で塞ぐことを想定した。護岸の法面勾配は1:0.5、海底勾配は1/15とした。現地では護岸前面には消波ブロックが投入されているものの覆道部ではブロック量が十分ではなく、一部区間では消波ブロックがほとんど散逸している箇所もあるため、安全性を考慮して覆道部は消波ブロックがない条件とした。なお、実験水位は異常潮位を考慮して $HHWL=TP+1.1m$ とした。

次に、越波流量の測定について一般部を対象に護岸上の柵高を5段階に変化させて越波流量を計測した。作用波浪は、周期 $T_{1/3}=1.9s$ で一定とし、沖波波高 H_0 を8cm～20cmの6段階に変化させた。増破壊し1分後から約200波を作用させ、幅10cmの導水樋で越波水を背後の容器に取得し、単位時間当たりの越波流量を計測した。

次に、一般部の越波防止柵および覆道開口部に防波板に作用する波力を調べるため、設計波相当の不

規則波を約 200 波作用させ、図-10 に示すように模型に取り付けた 8 個の波圧計により、500Hz で波圧を測定した。波圧測定は、同一条件で 10 回ずつ繰り返した。実験条件の一覧を表-3 に示す。

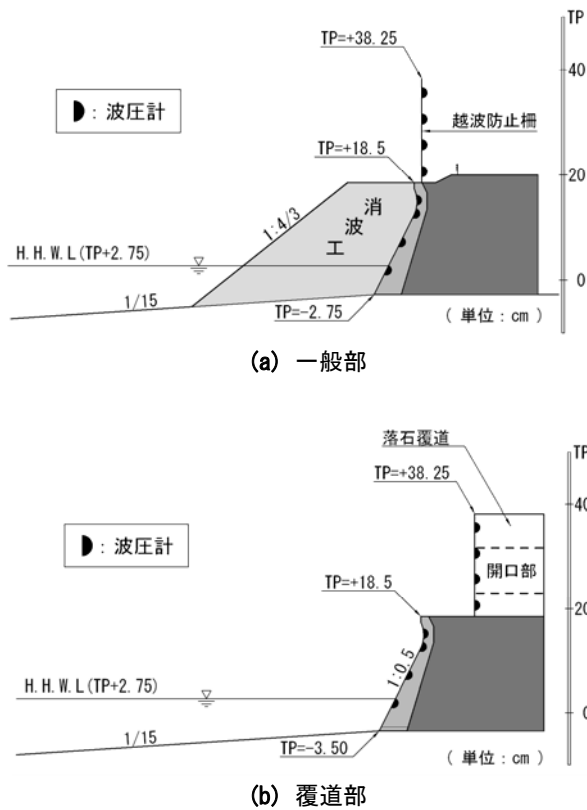


図-10 堤体模型

表-3 実験条件

実験条件	一般部		覆道部		
	現地	実験	現地	実験	
波浪条件 (50年 確率波)	周期 T_0	12.0s	1.90s	12.0s	1.90s
	波高 H_0	8.42m	19.5cm	8.42m	19.5cm
実験水深 h	2.2m	5.5cm	2.5m	6.25cm	
実験潮位 (H.H.W.L)	+1.1m	+2.75cm	+1.1m	+2.75cm	
護岸脚部水深	-1.1m	-2.75cm	-1.4m	-3.5cm	
護岸天端高	+7.4m	+18.5cm	+7.4m	+18.5cm	
覆道天端高	-	-	+14.5m	+38.25cm	

3.3 一般部の越波対策

1) 所要柵高の検討

一般部を対象とした越波実験の結果を図-11 に示す。各軸は、沖波波高と沖波波長で無次元化した天端高 hc^* と越波流量 q^* である。図中の実線は実験結果の近似曲線である。柵高を変化させているが、越波流量は概ね次の式で近似できる。

$$q^* = Q_0 \exp(-b \cdot hc^*) \quad (1)$$

ここに、

$$q^* = q / \sqrt{2gH_0^3} \quad (2)$$

$$hc^* = hc / \sqrt[3]{H_0^2 L_0}$$

また、 Q_0 、 b は定数であり、ここでは、 $Q_0=0.03$ 、 $b=20$ である。

ここで、10 年確率波 ($H_{1/3}=7.0m$ 、 $T_{1/3}=12s$) を対象として所要柵高を検討した。前述の越波現地観測 (図-9) から 10 年確率波時の打上高を外挿して推定すると $R_{1/20}=12.6m$ となり、所要柵高は $h_1=5.2m$ となる。この条件における越波流量は $8 \times 10^{-5} m^3/m/s$ である。この値は、護岸の直背後を通行する自動車通行に対する許容越波流量である $2 \times 10^{-5} m^3/m/s$ と、歩行者の安全に対する許容値である $2 \times 10^{-4} m^3/m/s$ (国土交通省港湾局監修、2007) ⁶⁾ のほぼ中間の値である。

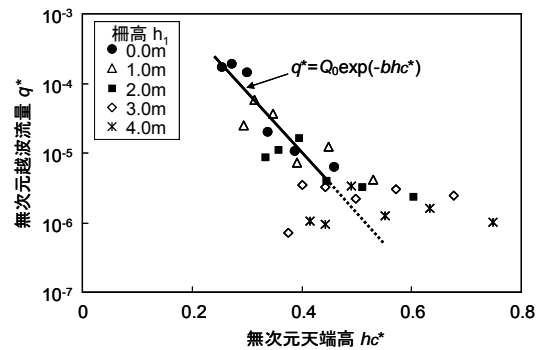


図-11 越波流量の実験値

2) 作用波圧

越波防止柵に作用する波圧分布を図-12 に示す。横軸は、不規則波作用中の最大波圧であり、10 回の繰り返し実験の平均値と標準偏差を表示してある。図中の実線で示した合田式による計算値と比較すると、静水面より上部では実験値が上回っている。また、作用高さも合田式より大きいことが分かる。これは水深条件が小さいことと海底勾配が急なことが原因と考えられる。

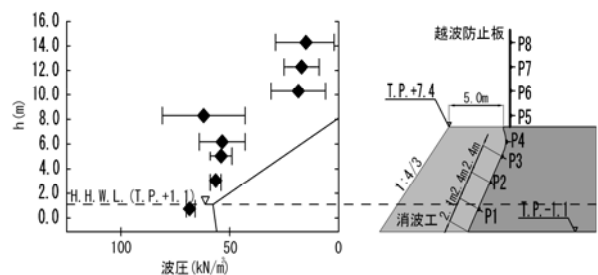


図-12 一般部の作用波圧の実験値

3) 越波防止柵の試設計

一般部における越波防止柵は、既設護岸擁壁より反力を取る構造とすることが経済性などの面で望ましいが、作用波圧が大きいため、ここでは独立した構造を仮定する。そのため杭基礎などの構造とした（図-13）。また、越波防止柵は波圧強度の大きい下部をRC構造とし、波圧強度の小さい上部を光透過性の大きい材料を使用することで、走行車両の運転者への圧迫感を抑えられる効果を期待した。

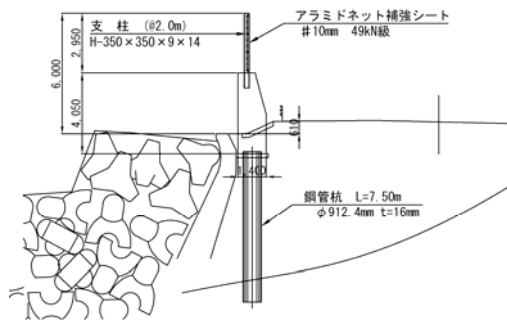


図-13 越波防止柵の標準断面（試設計）

3.4 覆道開口部の越波対策

1) 作用波圧

覆道部に作用する波圧分布を図-14 に示す。これは一般部と同様に 10 回の繰返し実験の平均値と標準偏差を示したものである。

覆道開口部下端 (P5) で最大値 147kN/m² を示した。また、護岸法面 (P4) では 443kN/m² と大きな値となったが、波返し工の曲面形状がその要因であると考えられる。合田式による計算値と比較すると全般に実験値が上回っている。また、作用高さも合田式より大きいことが分かる。

以下に述べる対策工の設計では、図-14 に示した波圧分布を設計荷重として用いる。

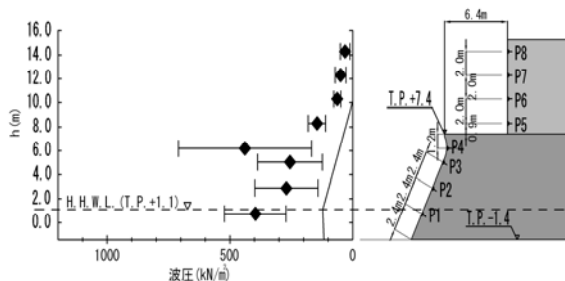


図-14 覆道部の作用波圧の実験値

2) 対策工の設計と施工

覆道開口部を、RC コンクリートを用いて塞ぐ構造が最も経済的である。しかしながら、開口部からの

採光を遮断するため新たに照明設備を設置することとなり、トータルコストでは不経済となる。ここでは、覆道内に必要な照度を確保できるよう光透過性の大きい材料であるアラミドネット補強シート（異ら⁷⁾）を使用することとした。ただし、この材料は大きな波圧に対しては耐力が不足し構造が煩雑となるため、波圧強度が 60kN/m² 程度以下となる開口部上方に設置する計画とした。図-15 に対策工の標準断面図を示す。

施工においては、RC コンクリートは場所打ちで塩害対策としてエポキシ塗装鉄筋を使用した。また、アラミドネット補強シートは工場製作を用いたため施工性は良好であった。施工後の状況を写真-6 に示す。

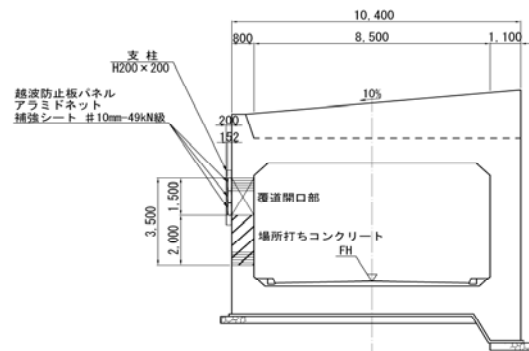


図-15 覆道部対策工の設計断面



(a) 海側からみた状況



(b) 覆道内の状況

写真-6 施工後の覆道防波板の状況

4. 防波フェンスを対象とした検討（直立壁）

4.1 概要

海洋に面して護岸工を設置する場合、護岸天端高さは設計高波に対して越波流量が許容値以下になるように設計される。護岸背後に歩行者や通行車両があり、微小な越波や飛沫による利用障害があるような場合の対策工としては、一般的なコンクリート胸壁を設置するよりも鋼材等を使った越波防止柵の方が安価であり、また、透過性のある材料を用いた柵であれば景観上も有利となる。

田村ら⁸⁾は、水深に対して波高が比較的小さな重複波条件において、越波防止柵に作用する波力特性を2次元水理模型実験により検討し、合田式が適用可能であることを示した。また、有孔型の柵ではその透過率に応じて作用波力が低減することも併せて明らかにした。今年度は、水深の浅い条件を対象に同様の検討を行うものである。

海岸護岸は一般的に水深が小さいが、極めて浅い条件における合田式の適用性については検討の余地がある⁹⁾。また、合田式は本来、防波堤の耐波安定性の確保を目的にしているので、静水面より相当高い位置における構造物の耐波設計への適用性は十分検討されていないと考えられる。このため、このような条件における防波フェンスに作用する波圧特性を、2次元水理模型実験により検討する。また、実物大のフェンスを用いた落水実験を実施し、フェンス部材の断面形状や透過率が波力に与える影響を明らかにするものである。

4.2 直立壁に作用する波圧

1) 実験方法

水深が浅い条件において、護岸天端部に設置される防波フェンスへの作用波圧を把握するため2次元水理模型実験を行った。長さ28.0m、幅0.8m、深さ1.0mの2次元造波水路に、勾配1/30のモルタル水路床を製作し、図-16、写真-7に示す護岸模型を設置した。模型前面の静水面より上方には受圧版が5枚配置され、それぞれの板の両端に固定されたロードセルにより作用波力を計測する。これにより、不規則に発生する水塊や飛沫の波圧を面的に計測出来るようになっている。

実験では150波の不規則波を作用させたときの波力を200Hzにて計測した。実験条件については表-4に示すとおりであり、水深は一定とし、波浪条件を3周期、3波高に変えた。

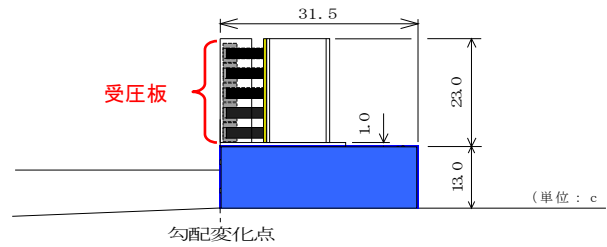


図-16 堤体模型断面図

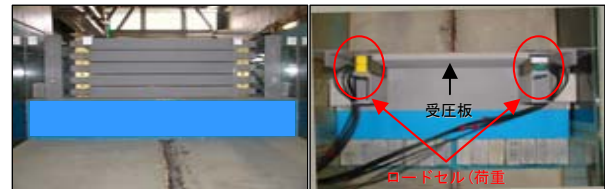


写真-7 堤体模型（左：前面、右：平面）[$\varepsilon=0\%$]

また、田村ら⁸⁾と同様に、写真-8に示す有孔型の受圧板を用い透過率を3種類変化させた実験も行った。

なお、受圧板による計測系の固有振動数は124Hzであった。

表-4 実験条件

勾配 (i)	1/30
水深 (h)	8.1 cm
周期 (To')	1.83 s、 2.19 s、 2.56s
波高 (Ho')	16.7 cm、 20.0 cm、 22.3cm
構造 (ε)	受圧板の透過率3種類 ($\varepsilon=0\%$ 、30%、50%)

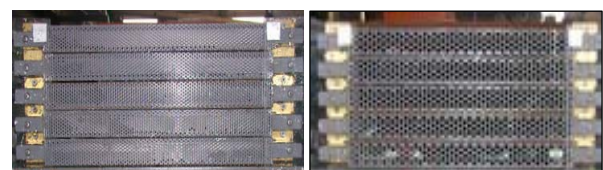


写真-8 透過受圧板（左： $\varepsilon=30\%$ 、右： $\varepsilon=50\%$ ）

2) 直立壁に作用する波圧特性

図-17に、各受圧板に作用する波圧合力が最大となるときでの同時波圧分布を示す。横軸は作用波圧であり、受圧板が受けた荷重を受圧面積で除して求めた。縦軸は静水面からの受圧板の高さであり、波高をパラメータとし、各周期別に示している。各図中の実線は合田式から求めた波圧分布である。

5枚の受圧板のうち下から2枚の受圧板に作用す

る波圧は、合田式の数倍に達していることがわかる。これは、海底勾配が 1/30 と急であることと、堤体水深がかなり小さいことによると考えられる。波圧の大きさにはバラツキがあるものの、波高が大きくかつ周期が長いほど波圧は大きくなる傾向であることが分かる。また、合田式の波圧作用高よりも高い位置においても波圧が作用していることが確認できる。防波フェンスは、微小な越波や飛沫より利用障害があるような場合の対策として護岸上に設置されるものであるが、合田式の波圧作用高よりも高い位置においても波力が作用するので、フェンスの設計には注意が必要である。

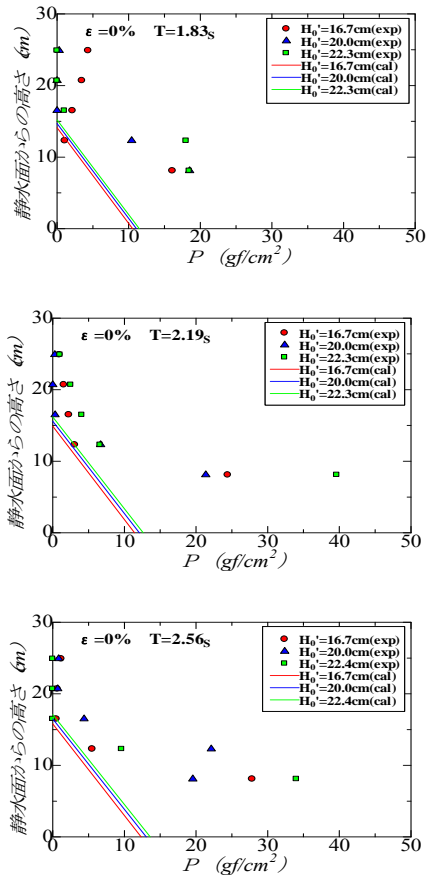


図-17 受圧板に作用する最大同時波圧分

3) 波の打ち上がりパターン

前節で述べた、合田式の波圧作用高より上の箇所と比較的大きな波圧が作用するときの、波の作用状況を撮影したビデオにより確認する。写真-9 は、 $To = 2.56s$, $Ho = 22.4cm$ の条件における波の代表的な作用パターンの連続写真である。写真-9(1)に示すパターン①は、堤体からの反射波の上に乗上げるように次の波が進行し、静水面よりも上の受圧板に対し、垂直に衝突して打ち上がる現象。写真-9(2)

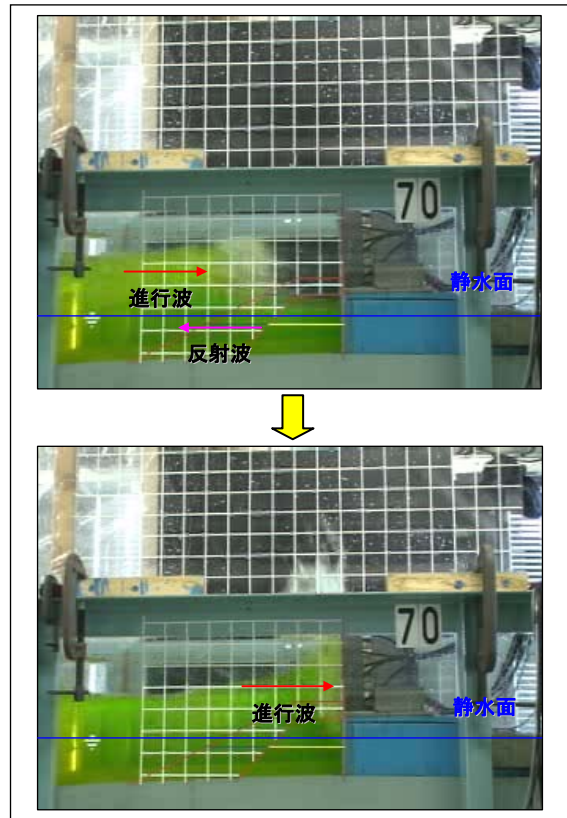


写真-9(1) 波の打ち上がりパターン①

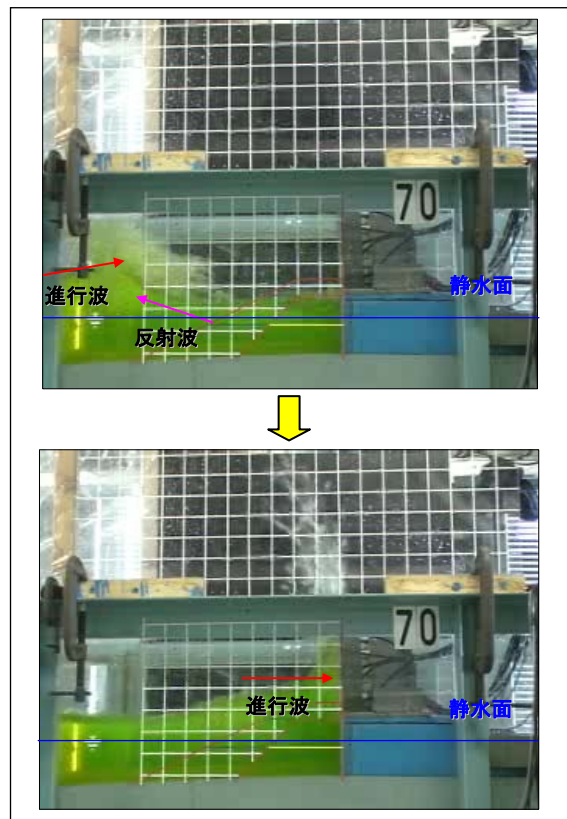


写真-9(2) 波の打ち上がりパターン②

に示すパターン②は、堤体前面で反射波と進行波がぶつかり、反射波がジャンプ台のような作用となって、進行波が静水面より上の受圧板に衝突して打ち上がる現象である。このように、合田式の波圧作用高より高い位置への波力の作用には、堤体からの反射波が大きくかかっている。

このような現象は、波の不規則性が重要な要素であり、また、水深が極めて浅い条件で顕著になると思われる。

4) 透過率が波圧に及ぼす影響

有孔型の受圧板を用いたときの、透過率と無次元波圧分布の関係を図-18に示す。横軸を透過率、縦軸を各受圧板で同時に計測された最大の合成波圧とし、波高をパラメータとして示した。

この図から、透過率が大きくなると受圧板に作用する波圧がほぼ直線的に低減することが確認できる。なお、 $\varepsilon=0\%$ においては波高の影響を受けてバラツキも大きいですが、透過率が増すにつれてバラツキは小さくなり、周期や波高の影響を受けにくくなる傾向であることがわかった。

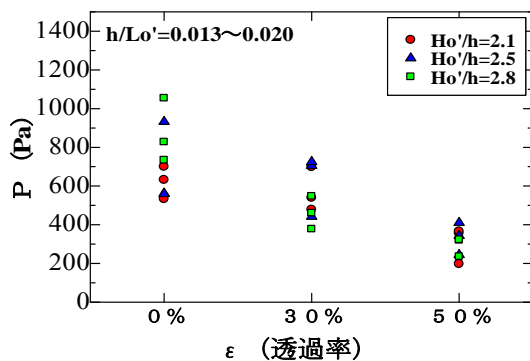


図-18 透過率の変化に伴う波圧分布図

4.3 落水実験

1) 実験方法

前章では造波水路を用いた実験により、有孔型のフェンスに作用する波力とフェンス透過率の関係を検討したが、フルードの相似則の適用性は明らかではない。このため、実際に海岸護岸で設置されているフェンス部材を用いた実験を行い、透過率の影響を調べた。また、現地で用いられているフェンス部材の断面は、凹凸形状となっており（以下、折板と呼ぶ）、波力に及ぼす断面形状の影響についても検討する。図-19に示す実験模式図とおり、定格500Nの分力計2台の上にフェンス部材を水平に固定し、約1m上方に設置した塩ビ管の中に入れた水を落下させてフェンス部材に作用する荷重を200Hzで測定した。

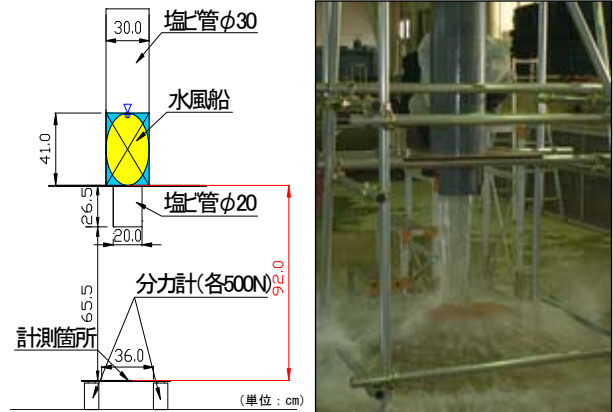


図-19 落水実験模式図 写真-10 落水実験状況

実験においては、落水状態の再現性を高めるため、管の下部に水を満たした風船を置き、塩ビ管中の水位を一定に保って、風船を針で破裂させることで一気に落水させた（写真-10）。

実験に用いたフェンス部材は写真-11に示すように平板と折板の2種類とし、透過率は0~37%の4種類を用いた。実験は同一条件で10回繰り返し、波力は各実験の最大値に着目し、10回分の平均値と標準偏差を用いて整理した。



写真-11 計測板 $\varepsilon=30\%$ (左：平板、右：折板)

2) 透過率と断面形状の影響

図-20に、平板に作用する力の時間波形の例を示す。穴のないケースである透過率 $\varepsilon=0\%$ の場合では、着水直後に比較的大きな衝撃的な力が作用し、その後になだらかに減じる力(腰かけ部)が続いている。一方、 $\varepsilon=30\%$ の場合は、初期の衝撃波形が現われていない。また、腰かけ部の力の大きさも一定の割合で小さくなっているようである。図-21は、各条件における最大圧力の平均値と標準偏差を示している。圧力は、便宜的にフェンスに作用した力の最大値を、落水筒の下端の面積で除したものである。フェンスの断面形状によらず、透過率が大きくなると作用圧力は減少しているが、その傾向はフェンス形状によって異なっている。平板では、 $\varepsilon=0\%$ のときには前述のとおり衝撃力が作用するが、透過率が10%以上では、透過率が大きくなるに従って直線的に圧力が低減している。折板の場合は、平板より1.4倍程度大

きな力が作用している。これは、落下した水が着水後にフェンスのくぼみに集まるためであると考えられる。

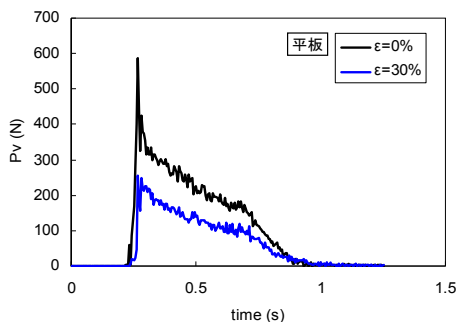


図-20 平板に作用する力の時系列の例

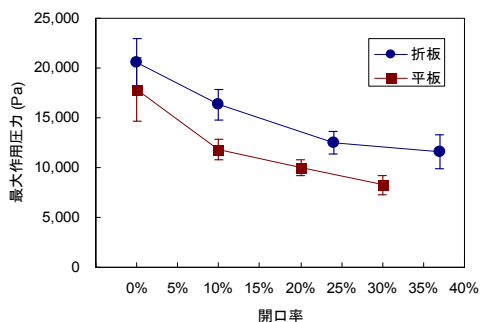


図-21 フェンスに作用する最大圧力

5. 防波フェンスを対象とした検討（消波護岸）

5.1 概要

海洋に面して護岸工を設置する場合、護岸の天端高は設計高波に対して越波流量が許容値以下になるように設計される。護岸背後に歩行者や通行車両があり、微小な越波や飛沫による利用障害があるような場合（写真-12）の対策工としては、コンクリート胸壁を設置することが一般的だが、鋼材等を使った防波フェンス（写真-13）の方が安価であり、また、透過性のある材料を用いた柵であれば景観上も有利となる。

木村ら¹⁾⁴⁾⁵⁾ 山本ら¹⁰⁾は、防波フェンスの水理特性について個別の事例に対する検討を行っており、防波フェンスの設置が有効であることを示した。また、著者ら¹¹⁾は、水深が浅い条件における直立壁へ作用する波圧特性を水理模型実験によって検討し、防波フェンスには合田式の数倍の波圧が作用することを示した。

しかしながら、静水面から高い位置に設置される防波フェンスの必要天端高さや、そのフェンスへの作用波圧等について十分には明らかにされていない。

本報告では、水深が浅い消波護岸を対象に、越波



写真-12 護岸からの越波状況



写真-13 防波フェンスの設置例

特性と防波フェンスに作用する波圧特性を水理模型実験により検討する。実験モデルには、実際に通行車両が越波によって支障を来しているA護岸とB護岸の2箇所を選定した。

5.2 越波実験

1) 実験目的

実務では、護岸の越波流量は越波流量推定図¹²⁾から求めるのが一般的である。しかしながら、防波フェンスを用いて防ぐような微小な越波については、推定精度が0.05~10倍と悪いことや、推定図の適用範囲を超える場合があるため、水理模型実験により越波特性を調べる。

2) 実験方法

A護岸については、長さ22m、幅0.8m、深さ2mの小型断面水路を用いて実験を行い、B護岸については、長さ28m、幅0.8m、深さ1mの小型断面水路を用いて実験を行った。実験は、全て不規則波を用い、造波開始1分後から約150波分の越波水を図-22, 23に示すように、導水樋で背後の集水桶に集め、単位時間あたりの越波流量を算出した。実験は、同じ条件で3回ずつ繰り返して行い、平均値を用いて検討した。

A護岸及びB護岸における実験条件を表-5に示す。

3) 実験結果

図-24は、A護岸に10年確率波相当波 ($T_0=11.0s$ 、 $H_0=6.0m$) を作用させたときの天端高 hc と越波流量 q の関係を示したものである。A護岸は、海底勾配 (i) が1/20であるが、図中の破線は $i=1/10$ の越波流量推定図⁵⁾から読み取った推定値である。図から実験値

と推定値は、傾向が異なるがわかる。仮に、A護岸の許容越波流量を $1 \times 10^{-4} \text{m}^3/\text{m} \cdot \text{sec}$ とすると、推定値から求めた所要天端高は $hc=9.0\text{m}$ となるが、実験値では $hc=10.7\text{m}$ となり、推定値よりも高いフェンスが必要になることがわかった。

なお、 hc が 9.0m 以上では、推定図の適用範囲外となる。

図-25は、A護岸の実験値を全てプロットしたものであり、各軸の越波流量 q^* と天端高 hc^* は、合田ら¹³⁾にならって堤前有義波高 $H_{1/3}$ を用いて、次式により無次元化して示してある。

$$q^* = q / \sqrt{gH_{1/3}^3} \quad (3)$$

$$hc^* = hc / H_{1/3}$$

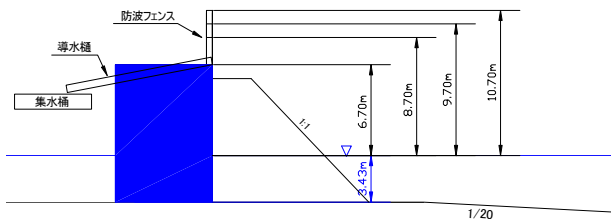


図-22 越波実験模型断面図 (A護岸)

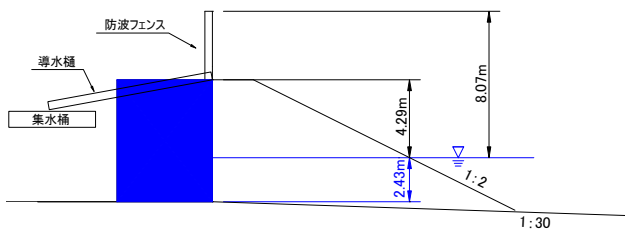


図-23 越波実験模型断面図 (B護岸)

表-5 越波実験条件 (現地値)

実験モデル	A護岸	B護岸
海底勾配 (i)	1月20日	1月30日
実験縮尺 (s)	1月15日	1月30日
堤脚水深 (h)	3.43m	2.43m
換算沖波周期 (T ₀)	11.0s	14.0s
換算沖波波高 (H ₀)	2.0m, 3.0m, 4.0m, 5.0m, 6.0m	
天端高 (hc)	6.70m, 8.70m, 9.70m, 10.70m	4.29m, 8.07m

バラツキはあるものの、対数表示した q^* と hc^* は、概ね直線的な関係にある。図中の実線は、次式に示す近似曲線である。

$$q^* = Q_0 \exp(-b \cdot hc^*) \quad (4)$$

ここに、 Q_0 、 b は定数であり、この条件の場合、 $Q_0=0.012$ 、 $b=1.9$ であった。

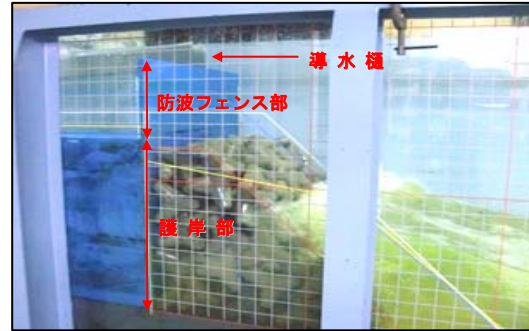


写真-15 越波実験状況の例 (A護岸: $hc=10.7\text{m}$)

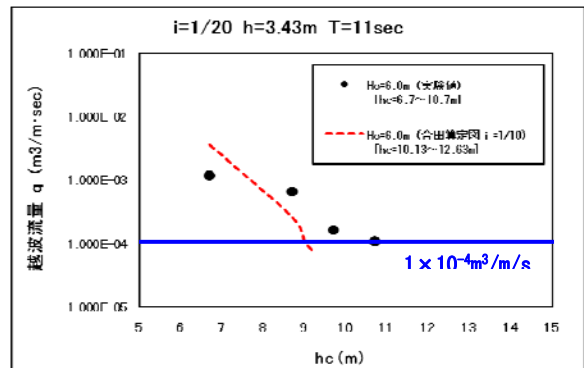


図-24 実験値と推定値の比較 (A護岸)

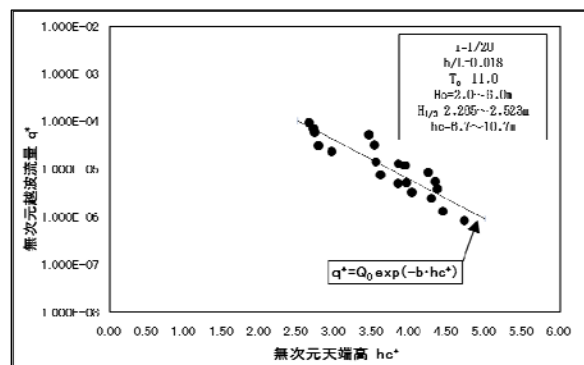


図-25 天端高毎の越波流量 (A護岸)

同様に、B護岸の実験値を図-26に示す。A護岸とは海底勾配や堤脚水深が異なるものの、 q^* と hc^* は、概ね直線で近似できる。この条件の場合は、 $Q_0=0.057$ 、 $b=3.1$ であった。

以上のように、水深が浅い消波護岸の越波流量は、式(3)を用いて推定できると考えられるが、式中の Q_0 、 b は、海底勾配や堤脚水深等の影響を受けると思われるので、様々な条件で実験データを蓄積することが今後必要である。

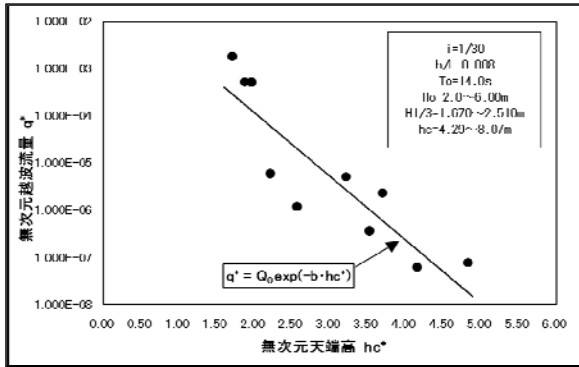


図-26 天端高毎の越波流量 (B 護岸)

5. 3 波圧実験

1) 実験目的

直立壁に作用する波圧の算定には、合田式が用いられるが、合田式の波圧作用高さより高い位置においても、波圧が作用することが既往の研究³⁾⁴⁾⁵⁾で示されている。ここでは、防波フェンスに作用する波圧特性を調べるために、前章と同様に、A 護岸と B 護岸を対象として水理模型実験を行う。

2) 実験方法

A護岸及び、B護岸ともに長さ28m、幅0.8m、深さ1mの小型断面水路を用いて実験を行った。50年確率波相当の不規則波を、150波作用させてフェンスに作用する波圧を計測した。実験模型を図-27, 28及び写真-15に示す。護岸本体上に複数設置した受圧板に作用する波力を、受圧板の両端に取り付けた定格5kgのロードセルにより、サンプリング周期0.005sで面的に計測した。

実験条件については、表-6に示すとおりであり、A護岸B護岸ともに波浪及び、水深条件は一定とした。また、比較のためB護岸については、消波工を取り除いた条件でも実験を行った。波圧はそれぞれ10回ずつ繰り返し計測した。なお、受圧板による計測系の固有振動数は120Hzである。

3) 防波フェンスへの波の作用

図-29 に、受圧板に作用する波力の時系列波形の例を示す。受圧板 2 枚の内、下の受圧板の波力を青線で、上の受圧板を赤線で示している。

また、このときの波の作用状況を写真-17に示す。堤体からの反射波の上に乗り上げるように次の波が進行し、消波工の天端を乗り越えて、受圧板に衝突し打ち上がる状況であった。受圧板には、始め衝撃的で大きな力が作用し、その後静的な波力の腰掛け部が続いていることがわかる。

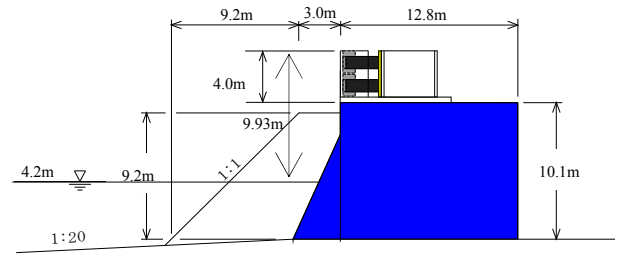


図-27 波圧実験模型断面図 (A 護岸)

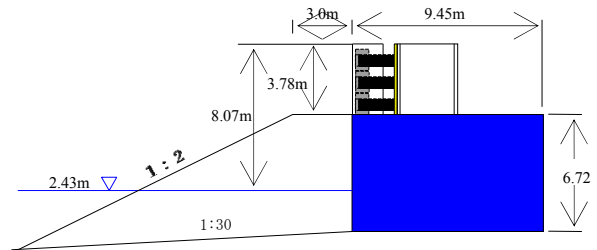


図-28 波圧実験模型断面図 (B 護岸)

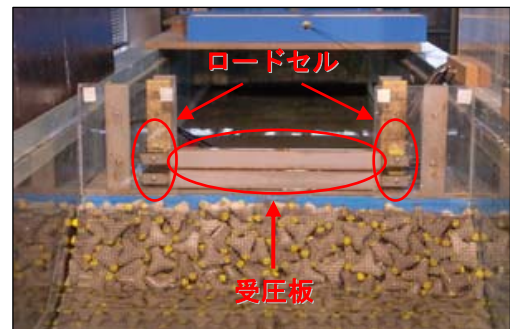


写真-15 堤体模型 (A 護岸：正面)

表-6 波圧実験条件 (現地値)

実験モデル	A護岸	B護岸
海底勾配 (i)	1月20日	1月30日
実験縮尺 (s)	1/40	1月30日
堤脚水深 (h)	4.20m	2.43m
換算沖波周期 (To)	14.0s	14.0s
換算沖波波高 (H0)	7.7m	6.72m
天端高 (hc)	9.93m	8.07m

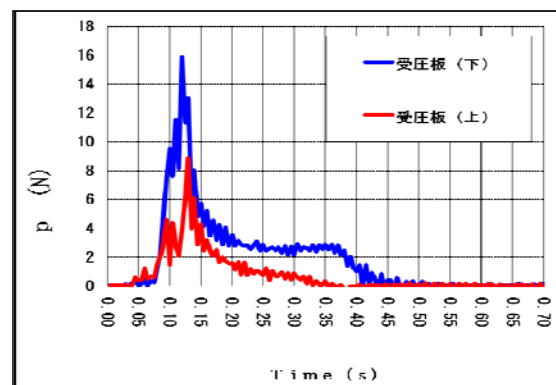


図-29 波圧の時系列波形の例 (A 護岸)



写真-17 波圧実験状況の例 (A 護岸)

4) 防波フェンスへ作用する波圧分布

各受圧板に作用する波圧の合力が最大となるときの同時波圧分布を図-30に示す。縦軸は静水面からの無次元高さ (z/H_{max}) である。横軸は各受圧板が受けた荷重を受圧面積で除して求めた作用波圧 p を水の密度 ρ_0 、重力加速度 g 及び最高波高 H_{max} で無次元化した波圧である。実験値は、10回繰り返した実験の平均値と標準偏差を示している。

フェンスに作用する波圧は、静水面からの高さに対して、直線的に減少している。まず、B護岸の実験結果に着目すると、消波工が無い場合は有る場合と比べて波圧の標準偏差は大きいが、平均値の分布はほぼ等しくなっている。さらなる検討が必要ではあるが、静水面よりも相当高い位置における作用波力は、消波工による波力低減効果は期待出来ない可能性がある。

次に、A護岸の波圧分布をみると、B護岸の波圧分布とほぼ等しくなっている。

そこで、上記の3条件の波圧分布が等しいと仮定して、近似線を図中に赤線で示した。また、合田式から求めた消波工無しの波圧分布を青線で示した。波圧作用高さと同様に、合田波圧より大きくなっている。これは堤脚水深が浅く、海底勾配が急であることが原因として考えられる。

合田波圧と比較すると、実験値の波圧作用高さは、約1.2倍、静水面の波圧強度は、約1.7倍であった。以上のように、限られた検討結果ではあるが、護岸天端上に設置される防波フェンスの波圧分布は、消波工の有無による影響が小さく、合田式を割り増して作用波圧を推定出来ることが示唆された。ただし、今回検討した防波フェンスの設置高さの無次元値は、概ね1.0以上であることに注意が必要である。

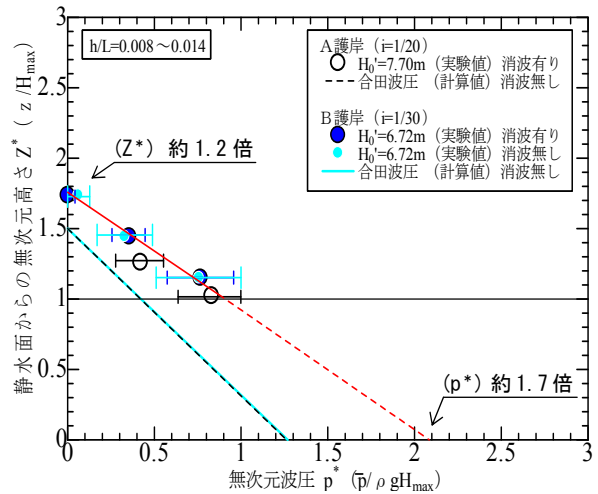


図-30 最大同時合成波圧時の波圧分布

6. 海岸道路用防波フェンスの設計法 (消波護岸)

6. 1 概要

海岸道路では、高波時の越波によって運転者の視界障害や走行車両に被害が生ずる危険性があり、その対策工として防波フェンスを設置する事例が少ない。防波フェンス (以下、フェンスという) に関しては、木村ら^{1), 4), 5), 17)}、山本ら¹⁰⁾ が、個別の事例に対する検討を行っている。しかしながら、フェンスの標準的な設計法は確立しておらず、これまでの経験に基づいて各部の諸元を決定しているのが現状である。防波フェンスの必要高さは現地観測によって決める方法が望ましいが、現地観測結果が得られない場合は、福田ら³⁾ による背後の利用状況に応じた時間平均越波流量を用いて、フェンス高さを決めているのが一般的である。写真-17 は、孔開け加工された波型鋼板部材を取り付けたフェンスの被災した状況を示している。フェンス下部の鋼板の多くが支柱から外れていることから被災時は設計波を上回る波浪がフェンスに作用したものと考えられる。本研究では、事故が発生したA海岸をモデルケースとし、現地の消波護岸を再現して、①越波実験、②車両への作用波圧実験、③フェンスへの作用波圧実験の3種類の実験を行って、フェンスの必要高さと作用波圧について検討した。また、MPS法を用いた数値解析を実施して、走行中の車両のフロントガラスの破壊限界と走行速度の関係を明らかにし、フェンス設置が走行車両の安全性におよぼす効果について検討した。



写真-17 フェンスの損傷事例

6.2 越波特性

1) A 海岸における越波状況

A 海岸においては、2007年10月21日に越波による車両事故が発生した。写真-18は、事故地点において撮影した高波時の越波状況である。図-31に示すように消波護岸前面の等深線間隔が狭く急激に水深が浅くなる傾向が見られる。また、等深線が複雑に入り込んでいる海底地形も確認でき、波が集中しやすいことも推察できる。



写真-18 A 海岸の越波状況

2) A 海岸をモデルケースとした越波実験

a) 実験の方法

実験は、長さ28m、幅0.8m、深さ1mの2次元造波水路を用いて行った。海底勾配 $i=1/20$ の一様斜面に続く水平床を設けた。水深は $h=4.2\text{m}$ で一定とした。実験波は Bretschneider・光易型のスペクトルを有する不規則波を用いた。周期を $T_{1/3}=14\text{s}$ で一定とした、波高 $H_0'=4.0\text{m}$ 、 5.0m および 6.0m の3種類とした。1波群の作用波数は150波とした。実験縮尺は $1/40$ とした。実験断面を図-31に示す。防波フェンスの背後に導水樋を設置し、静水面からのフェンス高さ h_c を $7\sim 15\text{m}$ の範囲で8段階に変化させて、単位時間

あたりの越波流量を計測した。実験は3回繰り返して行い、その平均値を用いた。

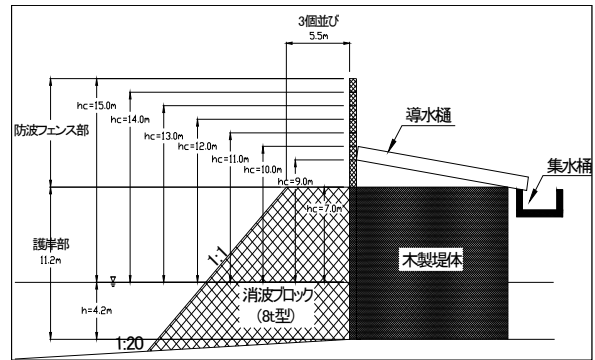


図-31 実験断面図

b) フェンスの必要高さ

図-32は、無次元天端高 h_c^* と無次元越波流量 q^* の関係を示している。ここで、越波流量および天端高さは、合田¹³⁾ にならって、堤前有義波高 $H_{1/3}$ を用いて、式(5)および式(6)のように無次元化した。

$$q^* = q / \sqrt{gH_{1/3}^3} \quad (5)$$

$$h_c^* = h_c / H_{1/3} \quad (6)$$

q^* および h_c^* は、概ね直線的な関係にある。実線は、式(7)の近似曲線で示すことができる。

$$q^* = Q_0 \exp(-b \cdot h_c^*) \quad (7)$$

ここに、 Q_0 、 b は定数であり、本条件の場合、 $Q_0=0.18$ 、 $b=2.14$ である。

この図から、A 海岸の許容越波流量を $1 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{m} \cdot \text{s}$ とすると、5年確率波相当となる $H_0'=5.0\text{m}$ では、 $h_c=13.5\text{m}$ (護岸天端からのフェンス高さは 6.5m) 以上が必要となる。また、10年確率波相当となる $H_0'=6.0\text{m}$ では、 $h_c=14.9\text{m}$ (護岸天端からのフェンス高さは 7.9m) 以上が必要となることが分かった。

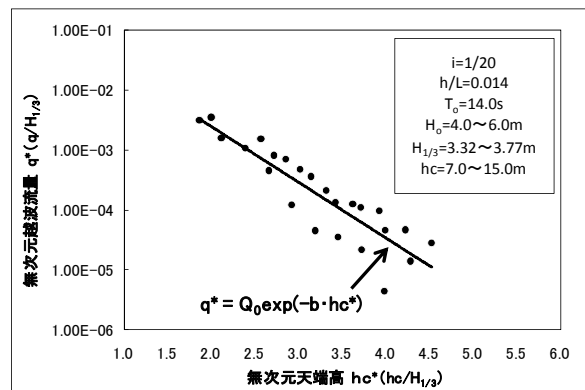


図-32 無次元越波流量

6.3 車両への打ち込み波圧

1) 数値解析による検討

走行時にフロントガラスが受ける落水圧力の解析は、粒子法により実施した。粒子法は連続体を有限個の粒子によって表し、その挙動を粒子運動によって計算する方法である。本解析では清水ら⁸⁾と同様に、Koshizukaら^{1,8)}により提唱されているMPS (Moving Particle Semi-implicit) 法による解析ソフトウェア「FLUIDSISTA Ver.2.0」(プロメテック・ソフトウェア株式会社・日本SGI株式会社の共同開発)を使用した。

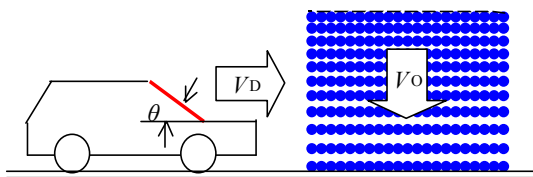


図-33 MPS法による解析モデル

図-33は、解析のモデルを示す。越波水の打ち込みを一様な落水で表現し、その中を一定速度の車両が突き抜ける際のフロントガラス部に作用する流体圧力を求めた。

図-34は、フロントガラス角度 $\theta=45^\circ$ に打ち込まれる流体平均圧力 p と、車両走行速度 V_D との関係を示している。フロントガラスの水平部に働く水圧 p を 10 kN/m^2 、 8 kN/m^2 、 6 kN/m^2 および 4 kN/m^2 に変化させた。 $p=10\text{ kN/m}^2$ の場合では、車両走行速度 V_D が 30 km/h に満たない時点で、フロントガラス(厚さ 4 mm の強化ガラス)の破損荷重である 20 kN/m^2 を上回る結果であるが、法定速度(60 km/h)を走行する場合には、 $p=4\text{ kN/m}^2$ までフロントガラスの水平部に働く水圧を低減させる必要がある。

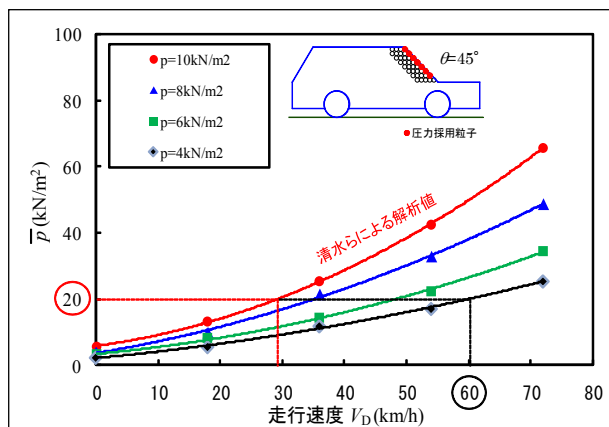


図-34 車両走行速度と平均圧力の関係

2) 実験の方法

車両への打ち込み波圧実験は、越波実験と同様の条件で行った。図-35に示すように、車両のフロントガラスとなる位置に、ロードセルを両端に設置した鋼製の受圧板を水平に設置して、背後を走行する車両に打ち込まれる波圧を計測した。

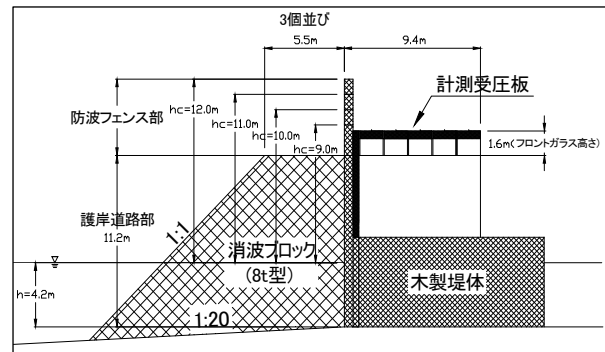


図-35 打ち込み波圧実験断面

なお、静水面からのフェンス高さ h_c を 9 m 、 10 m 、 11 m および 12 m の4断面に変化させた。受圧板の設置状況を写真-19に示す。サンプリング周期 0.005 s で計測した。実験は10回繰り返しを行い、その平均値を用いた。また、消波ブロック天端幅は現地に合わせて3個並びとした。



写真-19 受圧板の設置状況

受圧板による計測系の固有振動数は 120 Hz である。各受圧板に作用する波圧の最大値に着目して、10年確率波相当の $H_0'=6.0\text{ m}$ の波圧分布を図-36に示す。縦軸は、受圧板に作用する打ち込み波圧 p_H 、横軸は、護岸前面からの距離 D を示している。何れの天端高さにおいても海側車線で波圧が大きくなっている。護岸背後を走行する車両の破壊限界荷重(4 kN/m^2)を下回る必要天端高さは、 $h_c=12.0\text{ m}$ (護岸天端からのフェンス高さは 5.0 m)であった。越波実験で得られた天端高さと比較すると、 2.9 m の差があることが分かった。このように、護岸背後を走行する車両に対して、安全性を評価する場合に、費用

対効果を考えると、背後の施設や利用状況を十分に勘案し、抑制したい被害に対応した天端高さの設定が必要であると考えられる。

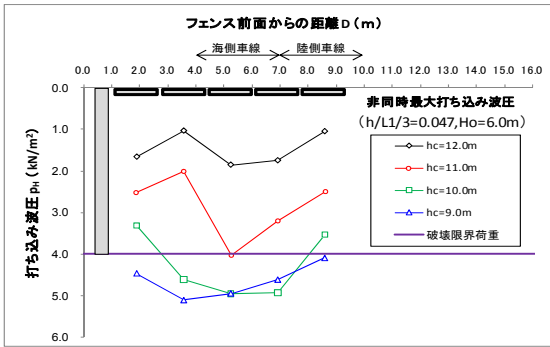


図-36 打ち込み波圧

道路への越波は、視程障害となる間接被害および車両のフロントガラスの損傷に至る直接被害の2種類の被害をもたらす危険性がある。図-37は、これらの被害を防ぐために必要となるフェンス高さを示したものである。越波流量から求まるフェンス高さは、護岸天端面から7.9m必要となることに対して、法定速度で走行中の車両のフロントガラスの破損を抑えるために必要なフェンス高さは、護岸天端面から5.0mとなり、フェンス高さが20%程度低くなることが分かった。

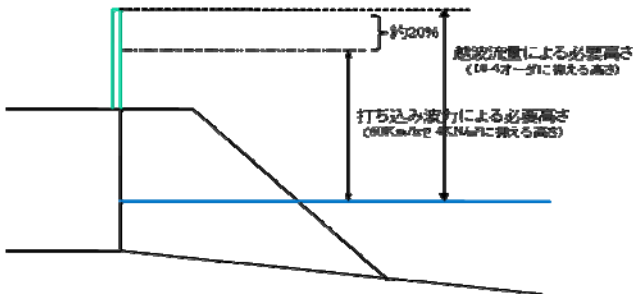


図-37 フェンスの必要高さの考え方

6.4 防波フェンスへの作用波圧

1) 実験の方法

越波および車両への打ち込み波圧実験と同様の条件でフェンスへの作用波圧の実験を行った。実験波は50年確率波相当を作用させた。周期を $T_{1/3}=14s$ 、波高 $H_0=7.7m$ とした。実験断面を図-38に示す。護岸本体上に設置した受圧板の両端に、定格5kgのロードセルを取り付け、1波群の作用波数は150波とした。実験は10回ずつ繰り返して計測を行い、その平均値を用いた。

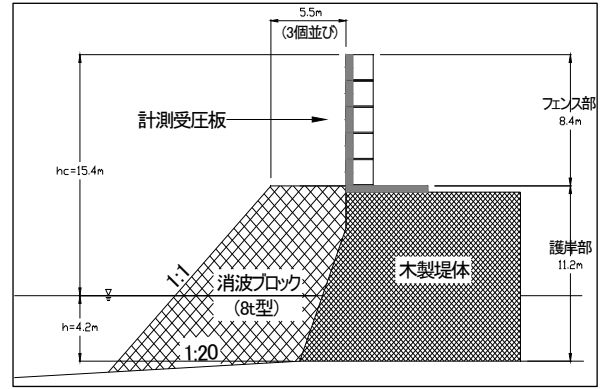


図-38 水平波圧実験断面

2) 波圧補正法の提案

消波護岸におけるフェンスに作用する波圧を求める手法としては、合田式に波圧低減係数 λ を乗じる方法が一般的に用いられている。合田式における静水面での波圧強度 p_1 および波圧の作用高さ η を以下の式(7)および式(8)に示す。

$$p_1 = 0.5 (1 + \cos \beta) \lambda \cdot \alpha_1 \cdot \rho_0 \cdot g \cdot H_0 \quad (7)$$

$$\eta = 0.75 (1 + \cos \beta) \lambda \cdot H_0 \quad (8)$$

しかしながら、汀線付近におけるフェンスへの作用波圧および波圧の作用高さが過少に評価される場合がある。

菅原ら¹⁶⁾はB海岸を対象としたフェンスの設計事例を報告している。また、上久保ら¹⁹⁾はC海岸での被災事例を報告している。これらの事例における換算沖波波高 (H_0')、水深 (h) および海底勾配 (i) の諸元を表-7に示す。

表-7 各海岸におけるフェンスの設計諸元

海岸道路	H_0'	h	i
A	7.4m	3.6m	1/20
B	7.7m	4.2m	1/20
C	6.7m	2.4m	1/30

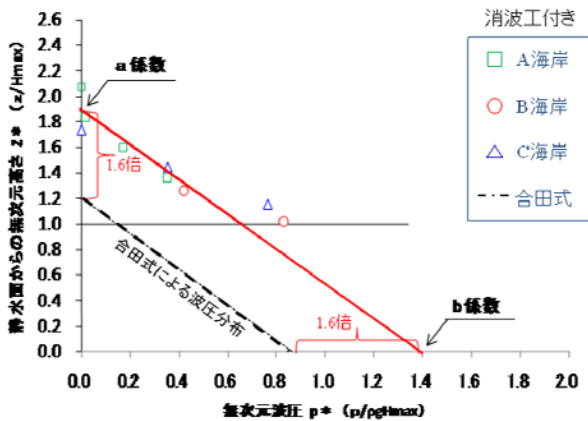


図-39 無次元波圧分布

図-39 は、3 つの事例に対して、静水面からの無次元高さ z^*/H_{\max} および無次元波圧 $p/\rho gH_{\max}$ の関係を示している。実験結果の傾向を示した実線は、合田式による波圧分布の傾きにはほぼ等しく、波圧の作用高さおよび静水面における波圧は合田式のおよそ 1.6 倍になることが明らかとなった。よって、合田式における波圧の作用高さ η' および静水面における波圧強度 p_1' に割増係数 a , b を乗じると以下の式(9)および式(10)のように表すことができる。

$$\eta' = a \cdot \eta \quad (9)$$

$$p_1' = b \cdot p_1 \quad (10)$$

ここで対象とした海岸道路については、 a および b の値は 1.6 を用いることとした。なお、波圧の割増は $z^*=1.0$ 以上の条件に適用するものとする。

7. 研究結果

7.1 車両に働く波圧と越波流量に関する結果

道路護岸を対象として検討を行った結果、以下の事項が明らかになった。

- ①越波流量および車両に働く波圧は、沖波 3.0m の条件で最大となりそれ以降は頭打ちとなった。
- ②越波飛沫の衝突により車両に働く波圧が 10kN/m^2 を上回る確率は 0.6~0.8%であり、1 波群 150 波中に 1~2 波程度である。
- ③車両に働く波圧は、陸側車線走行時には海側車線走行時に比べて 1/3 程度まで減少する。

本実験結果より高波時におけるの静止車両に対する

危険性は明らかにすることができた。

7.2 越波対策工の検討に関する結果

本研究により、以下の事項が明らかになった。

- ①現地での通行規制の履歴を整理するとともに、越波観測を行って、波浪と打上高および打ち込み距離の関係を把握した。現地では $H_0=3\sim 4\text{m}$ 程度以上になると越波飛沫が道路にまで達し、走行車両に影響を及ぼす危険性がある。
- ②上記の観測結果に基づいて、一般部における必要柵高を求めるとともに、水理模型実験を行って当該条件に対する越波流量を求めた。
- ③一般部および覆道部の護岸上直立部に作用する波力を水理模型実験により求めた。その結果を用いて、一般部においては自立型の越波防止柵、覆道部においては光透過性の高いアラミドネット補強シートを用いた防波板を提案した。

7.3 直立壁の防波フェンスに作用する結果

海岸護岸のような水深が比較的浅く、海底勾配も比較的急な条件下における防波フェンスへの波圧分布特性について以下に知見をまとめる

- ①海岸護岸の天端上に防波フェンスを設置する場合、合田式で求める波圧作用高さより上の箇所においても波圧が作用し、静水面付近では合田式で求めた値よりも最大で数倍の波圧が作用していた。
- ②フェンス部へ打ち上がる波の状況をビデオにより確認した。打ち上がりパターンとしては大きく 2 パターンに分けられ、堤体設置位置よりやや前面において、反射波と進行波が重なり、または衝突することで静水面よりかなり高い位置まで波圧が作用することがわかった。
- ③断面実験の結果、田村ら⁸⁾と同様に、水深が比較的浅い条件下においても、透過率が増すほど波圧の低減効果が確認出来た。
- ④落水実験により、一定の波圧を作用させることで、実物規模のフェンスに対し、透過率の変化に伴う波圧の低減効果や形状の変化による波圧の違いがわかった。

以上により、水深の浅い条件において護岸上に防波フェンスを設置する場合には、合田式の適用性について十分な検討が必要であることが分かった。

7.4 消波護岸の防波フェンスに作用する波圧実験結果

水深が浅い消波護岸を対象に越波特性と防波フェンスに作用する波圧特性について、水理模型実験を実施して検討した。以下に得られた知見をまとめる。

- ①水深が浅い消波護岸の越波流量は、式(3)を用いて推定可能なことが示唆された。ただし、式中の係数の値については、さらなる検討が必要である。
- ②消波護岸上の防波フェンスには、衝撃的な力が作用する。防波フェンスの波圧分布は、消波工の有無による影響が小さく、また、合田式を割り増して作用波圧を推定出来ることが示唆された。今回の検討範囲では、波圧作用高さは約1.2倍、静水面の波圧強度は約1.7倍であった。ただし、今回検討した防波フェンスの設置高さの無次元値は、概ね1.0以上であることに注意が必要である。

以上に示した知見は、限られた実験から導かれたものなので、今後様々な条件における検討が必要である。また、作用時間が短い衝撃的な荷重に対する防波フェンスの設計法については検討の余地がある。

7.5 海岸道路用防波フェンスの設計法

本報告では、A海岸を対象に水理模型実験よって得られた必要天端高さと、海岸道路用防波フェンスに作用する波圧特性について、以下に得られた知見をまとめる。

- ①A海岸における道路をモデルケースとして、10年確率波相当の波浪 $H_0=6.0\text{m}$ に着目した場合、越波流量を $q=1\times 10^{-4}\text{m}^3/\text{m}\cdot\text{s}$ 以下に抑えるためには、防波フェンスの高さは 7.9m が必要となることが分かった。
- ②傾斜角度 $\theta=45^\circ$ のフロントガラス（厚さ 4mm の強化ガラス）の破損荷重である $20\text{kN}/\text{m}^2$ を上回る圧力 p と車両走行速度 V_0 との関係を示し、 $p=10\text{kN}/\text{m}^2$ では、車両走行速度 V_0 が $30\text{km}/\text{h}$ に満たない結果が得られた。また、速度 $60\text{km}/\text{h}$ で走行する場合には、 $p=4\text{kN}/\text{m}^2$ 以下に抑える必要があり、打ち込み波圧実験の結果、防波フェンスの必要高さは 5.0m となることが分かった。
- ③A、B および C 海岸のフェンスを対象とした実験結果は、合田式による波圧分布の傾きにはほぼ等しく、波圧の作用高さおよび静水面における波圧は合田式のおよそ 1.6 倍になることが明らかになった。

参考文献

- 1) 木村克俊・浜口正志・岡田真衣子・清水敏晶：消波護岸

における越波飛沫の飛散特性と背後道路への影響、第50回海岸工学論文集、第50巻、pp.796-800、2003。

- 2) 山本泰司・宮部秀一・木村克俊：親水護岸における越波飛沫の現地観測と利用者の安全性に関する一考察、平成16年度土木学会北海道支部論文報告集、CD-ROM、2005。
- 3) 福田伸夫・宇野俊泰・入江功：防波護岸の越波に関する現地観測(第2報)、第20回海岸工学論文集、第20巻、pp.113-118、1973。
- 4) 木村克俊・安田佳乃子・山本泰司・梅沢信敏・清水敏晶・佐藤隆：道路護岸における越波による通行障害とその対策について、海工論文集、第48巻、pp.756-760、2001。
- 5) 木村克俊・古川諭・山本泰司・吉野大仁：海岸覆道用防波板の高波による被災特性とその再現実験、海工論文集、第53巻、pp.871-875、2006。
- 6) 国土交通省港湾局監修：港湾の施設の技術上の基準・同解説、社団法人日本港湾協会、p.171、2007。
- 7) 巽治・小野俊博・三田村浩・今野久志・岸徳光：アラミドネット補強シートを用いた越波防止柵の開発、平成16年度土木学会北海道支部論文報告集、第61号、IV-5、2005。
- 8) 田村友行、山本泰司、森昌也：防波フェンスを用いた簡易な越波対策工の検討、第51回北海道開発局技術研究発表会論文集、2008。
- 9) 国土交通省港湾局監修：港湾の施設の技術上の基準・同解説、社団法人日本港湾協会、p.202、2007。
- 10) 山本泰司・木村克俊・南部裕之・高橋元樹・今村晃久・熊木功治：国道231号湯泊地区の海岸道路における越波の観測と対策工の検討、海岸工学論文集、第55巻、pp.956-960、2008。
- 11) 菅原健司・上久保勝美・山本泰司：水深が浅い直立壁に作用する波圧特性について—防波フェンスを対象とした検討—、第52回北海道開発局技術研究発表会。
- 12) 国土交通省港湾局監修：港湾の施設の技術上の基準・同解説、社団法人日本港湾協会、p.170、2007。
- 13) 合田良実：CLASHデータベースに基づく統一的越波流量推定式の提案、海洋開発論文集、第24巻、pp.939-944、2008。
- 14) 清水敏明・木村克俊・高橋翼・山本泰司・上久保勝美・名越隆雄・吉野真史：海岸道路を走行する車両の高波によるフロントガラス被害の分析、土木学会論文集B2(海岸工学)、Vol.B2-66、pp.746-750、2010
- 15) 菅原健司・上久保勝美・山本泰司・木村克俊：防波フェンスに作用する波圧特性について、第65回年次学術

講演会論文集, II-110, 2010.

- 16) 菅原健司・上久保勝美・山本泰司：水深が浅い消波護岸の防波フェンスに作用する波圧特性について、第53回北海道開発局技術研究発表会論文集, 2010.
- 17) 木村克俊, 藤池貴史, 上久保勝美, 安部隆二, 石本敬志：海岸道路における波の打ち上げ特性に関する現地観測, 海岸工学論文集, 第45巻, pp.676-680, 1998.
- 18) Koshizuka, S., H. Tamako, and Y. Oka, : A particle
method for incompressible viscous flow with fluid
fragmentation, *Computational Fluid Dynamic J.*, Vol.4,
No.1, pp.29-46, 1995.
- 19) 上久保勝美, 山本泰司, 菅原健司, 木村克俊, 清水敏明：海岸道路を対象とした防波フェンスの被災事例とその再現実験, 土木学会論文集B2 (海岸工学), Vol.B2-65, pp.821-825, 2009.
- 18) Koshizuka, S., H. Tamako, and Y. Oka, : A particle
論文集, 2009.