室蘭工業大学
学術資源アーカイブ
Muroran Institute of Technology Academic Resources Archive

海岸道路を対象とした防波施設の設計法の高度化に関する研究

メタデータ	言語: jpn 出版者: 公開日: 2012-07-10 キーワード (Ja): 海岸道路, 消波護岸, 防波フェンス, 越波, 波力 キーワード (En): 作成者: 上久保, 勝美 メールアドレス: 所属:
URL	https://doi.org/10.15118/00005087

海岸道路を対象とした防波施設の設計法の高度化に関する研究

上 久 保　勝 美

博士論文題目

海岸道路を対象とした防波施設の設計法の高度化に関する研究

氏　　名　　上久保　勝美

論　文　概　要

海岸道路においては，近年，高波による通行障害が多発しており，その対策が急務となっている．さらに通行障害の防止を目的として整備されてきた防波施設においても多くの被災事例が報告されており，その原因の究明と設計法の改良が強く求められている．本研究では，現状の海岸道路が抱えるこうした課題を解決し，高波に対する海岸道路の安全性の向上を図ることを目的としている．

消波護岸は我が国の海岸道路の代表的な構造形式の一つである．消波護岸の耐波設計においては，消波ブロックの安定性の確保が重要である。海底勾配が緩やかで，比較的水深の大きな条件に対しては，港湾や漁港での実績が多く，消波ブロックの必要質量の算定法は確立している．これに対して海岸道路のように水深が浅い場合には，十分な知見が得られていない．とくに海底勾配が急な場合やリーフ地形において，消波ブロックが不安定になりやすい．本研究では，こうした条件下の消波ブロックの被災パターンを明らかにした上で，効果的な対策について検討し，その設計法を提案した．

消波護岸の防波性能に関しては，越波流量の低減効果はすでに実証されているが，水塊や飛沫の飛散を完全に抑えることはできないことが知られている．とくに高速走行する車両に対しては，水塊はフロントガラス破損等の車両被害の要因となる．本研究では，水理模型実験と粒子法を用いた数値計算を行った．その結果に基づいて，車両への打ち込み波力の設計法を提案した．

近年，消波護岸の付帯施設として防波フェンスが設置され，水塊や飛沫に起因した車両被害の防止への効果が確認されている．防波フェンスとしては，材料や構造形式の異なる多くの形式が採用されているが，必要高さや耐波性に関しては十分な知見が得られておらず，効果が不十分な場合や，大きな波力を受けて倒壊した事例も少なくない．本研究では，消波護岸上に設置される防波フェンスに対して，これまでの設置事例を分析した上で，実規模実験を含む系統的な水理模型実験を行った．その結果に基づいて，防波フェンスの必要高さと作用波力の算定法を新たに提案した．これらの成果は国道 231 号増毛町雄冬海岸の防波フェンスの設計に実際に適用された．さらに建設後の現地調査によって，その防波効果についても確認することができた．

海岸道路を対象とした防波施設の設計法の高度化に関する研究

― 目　　次 ―

第 1 章　序論 …… 1

1.1　はじめに …… 1
1.2　既往の研究 …… 3
1.2.1　許容越波流量の考え方 …… 3
1.2.2　消波ブロックの質量算定法 …… 4
1.2.3　防波フェンス高さの考え方 …… 5
1.2.4　防波フェンスに作用する波力の算定法 …… 5
1.3　論文の構成 …… 6
1.4　参考文献 …… 7

第 2 章　海岸道路における越波対策の実態 …… 9

2.1　海岸道路における防波施設の概要 …… 9
2.1.1　護岸の嵩上げ …… 9
2.1.2　消波ブロックの設置 …… 10
2.1.3　直積消波ブロックの設置 …… 10
2.1.4　離岸堤の設置 …… 11
2.1.5　防波フェンスの設置 …… 11
2.1.6　覆道用防波板の設置 …… 13
2.2　海岸道路施設の被災事例 …… 15
2.2.1　一般国道 229 号神恵内村大森覆道の被災事例 …… 15
2.2.2　一般国道 278 号南茅部海岸における防波フェンスの被災事例 …… 18
2.3　北海道内における通行止めの実態 …… 19
2.4　結論 …… 22
2.5　参考文献 …… 22

第 3 章　消波護岸のブロックの被災特性とその対策 …… 23

3.1　既往の消波ブロック質量算定法 …… 23
3.2　消波ブロックの安定性 …… 25
3.2.1　消波ブロックの散乱状況 …… 25
3.2.2　消波ブロックに作用する波力実験 …… 26
3.2.3　消波ブロックの安定実験 …… 31
3.3　法止めブロックを用いた対策工 …… 36
3.3.1　法止めブロックの効果 …… 36
3.3.2　法止めブロックの高比重化 …… 38
3.4　消波ブロック質量算定法の提案 …… 39
3.4.1　設計水深の考え方 …… 39
3.4.2　算定例 …… 40
3.5　結論 …… 41
3.6　参考文献 …… 41

第 4 章　海岸道路を対象とした防波フェンス必要高さの算定法 …… 42

4.1　一般国道 231 号石狩市幌海岸に対する検討 …… 42
4.1.1　越波状況 …… 42
4.1.2　越波実験 …… 43
4.2　道路面への打ち込み波力 …… 46
4.2.1　実験方法 …… 46
4.2.2　実験結果 …… 47
4.3　通行車両の安全性評価 …… 48
4.3.1　数値解析 …… 48
4.3.2　走行速度とフロントガラスに作用する波力の関係 …… 50
4.4　車両安全のための防波フェンス必要高さの提案 …… 51
4.4.1　防波フェンス必要高さの考え方 …… 51
4.4.2　防波フェンス必要高さを求める検討フロー …… 52
4.5　結論 …… 53
4.6　参考文献 …… 53

第 5 章　海岸道路を対象とした防波フェンスの耐波設計法 …… 54

5.1　防波フェンスの被災事例とその再現実験 …… 54
5.1.1　防波フェンスの被災状況 …… 54
5.1.2　被災発生時の海象変化 …… 56
5.1.3　波力実験 …… 57
5.1.4　落水実験 …… 63
5.1.5　被災した防波フェンスへの作用波力の推定 …… 68
5.2　波力算定法の提案 …… 69
5.2.1　現行の波力算定法 …… 69
5.2.2　波力の補正方法 …… 70
5.3　結論 …… 72
5.4　参考文献 …… 73

第 6 章　新たな算定法の現地への適用 …… 74

6.1　設計箇所の概要 …… 74
6.2　防波フェンスの設計事例 …… 76
6.2.1　仮設防波フェンスに作用する波の状況 …… 76
6.2.2　設計波の算定 …… 77
6.2.3　波力強度の計算 …… 78
6.2.4　完成した防波フェンス …… 79
6.3　防波フェンスの設置効果 …… 80
6.3.1　越波観測結果 …… 80
6.3.2　仮設防波フェンスの設置効果 …… 96
6.4　結論 …… 98
6.5　参考文献 …… 98

第 7 章　本研究の結論 …… 99

謝辞 …… 101

記号一覧 …… 102

第１章　序論

１．１　はじめに

北海道内では海岸線に沿って集落が形成され，これらを結ぶ道路が順次整備されてきた．その後，交通量の増大に応えるため，海側に**図-1.1.1**に示すような直立護岸を設置して道路拡幅が行われた．しかしながら，外海に面した海域では，高波による通行車両への影響が顕著となり，越波を抑えることのできる消波護岸への改良が求められた．消波護岸としては，**図-1.1.2**に示すように直立護岸の前面に消波ブロックを設置する形式が一般的である．既設の直立護岸を容易に改良できることから各地でこの形式が採用され，越波対策として十分な効果を示してきた．

消波護岸の耐波設計においては，消波ブロックの安定性の確保が重要である．海底勾配が緩やかで，比較的水深の大きな条件に対しては，港湾や漁港での実績が多く，消波ブロックの所要質量の算定法は確立している．これに対して道路護岸のように水深が浅い場合には，十分な知見が得られていない．とくに海底勾配が急な場合やリーフ地形において，消波ブロックが不安定になりやすい．こうした条件下での消波ブロックの被災パターンを明らかにした上で，効果的な対策を提案することが本研究の第１の課題である．

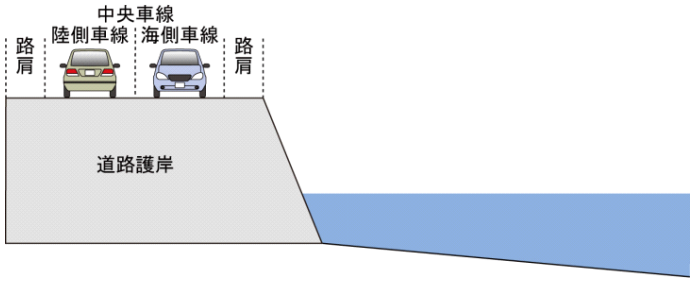


図-1.1.1　直立護岸

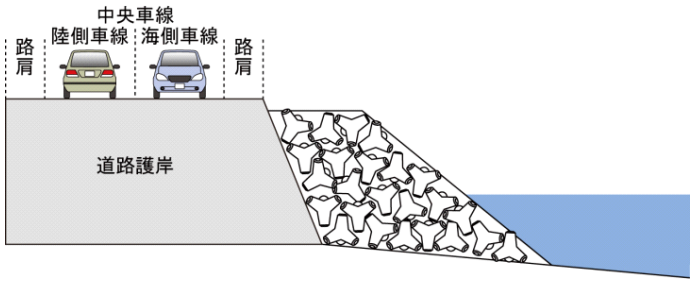


図-1.1.2　消波護岸

消波護岸の防波性能に関しては，越波流量の低減効果はすでに実証されているが，水塊や飛沫の飛散を完全に抑えることはできないことが知られている．とくに高速で走行する車両に対しては，水塊はフロントガラス破損等の車両被害，飛沫は運転者の瞬間的な視界障害の要因となる．こうした水塊や飛沫に起因した被害を防止するため，近年，消波護岸の付帯施設として，**写真-1.1.1**のような防波フェンスが設置されてきた．防波フェンスとしては，材料や構造形式の異なる多くの形式が採用されているが，必要高さや耐波性に関しては十分な知見が得られておらず，効果が不十分な場合や，大きな外力を受けて倒壊した事例も少なくない．消波護岸上に設置される防波フェンスに対して，これまでの設置事例を分析した上で系統的な検討を行い，標準的な設計法を提案することが本研究の第 2 の課題である．



写真-1.1.1　鋼製有孔折板防波フェンス

１．２　既往の研究

1.2.1　許容越波流量の考え方

許容越波流量については，護岸の構造，護岸背後の利用状況等によってその値が異なるため，状況に応じて設定する必要がある．その値は，統一的な値を示すことは出来ないが，既往の被災事例から合田[1)]は，被災限界越波流量を**表-1.2.1**のように与えている．また，背後地の利用状況からみた許容越波流量として，福田ら[2)]は，**表-1.2.2**のような値を示している．さらに，永井ら[3)]は，背後の施設の重要度を考慮して，規則波による実験結果から**表-1.2.3**のような許容越波流量を提示している．

表-1.2.1　被災限界の許容越波流量

種　別	被　覆　工	越波流量(m³/m/s)
護　岸	背後舗装済み	0.2
	背後舗装なし	0.05
堤　防	コンクリート・三面巻き	0.05
	天端舗装・裏法未施工	0.02
	天端舗装なし	0.005以下

表-1.2.2　背後地利用状況からみた許容越波流量

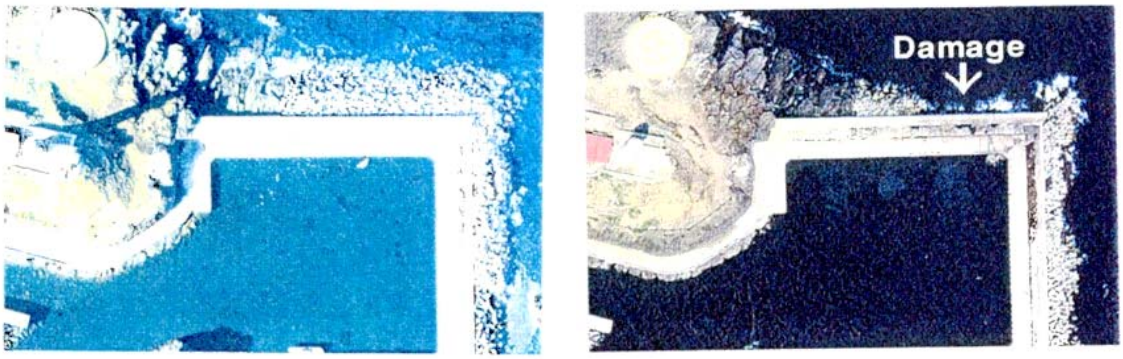
利用者	堤防からの距離	越波流量(m³/m/s)
歩行者	直背後(50%安全度)	2×10^{-4}
	〃　(90%　〃　)	3×10^{-5}
自動車	直背後(50%安全度)	2×10^{-5}
	〃　(90%　〃　)	1×10^{-6}
家　屋	直背後(50%安全度)	7×10^{-5}
	〃　(90%　〃　)	1×10^{-6}

表-1.2.3　背後地の重要度からみた許容越波流量($m^3/m/s$)

背後に人家、公共施設等が密集しており、特に越波・しぶき等の侵入により重大な被害が予想される地区	0.01程度
その他の重要な地区	0.02程度
その他の地区	0.02～0.06

1.2.2　消波ブロックの質量算定法

波力を受ける傾斜構造物の表法面を被覆するブロックの所要質量の算定は，安定数 N_s によるハドソン(Hudson)式[4]を用いるのが一般的であるが，海底勾配が急で水深が浅い消波護岸では，急激に砕ける巻き波状の砕波によって，法先の消波ブロックが不安定となり法崩れが生じやすく，**写真-1.2.1**に示すように，消波ブロックが全体的に沈下している事例も少なくない．



被災前　　被災後

写真-1.2.1　急勾配海底条件下の消波ブロックの被災

高橋ら[5]は、消波ブロック質量の新たな算定法として，波数，被災度(被害率)，砕波の程度を考慮できる算定法を提案している．しかしながら，海底勾配が i=1/20 の急勾配で，水深が浅い h/H_0'=0.5 程度の条件では，所要質量が過小に評価される場合がある．また，竹田ら[6]は，急勾配斜面上の消波ブロックの安定性について検討を行っているが，法先に i=1/2.5 勾配をもつ特殊な条件を対象としているため一般的な結論は得られていないのが現状である．

1.2.3　防波フェンス高さの考え方

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くない．防波フェンスに関しては，木村ら[7),8),9),10)]，山本ら[11)]が，個別の事例に対する検討を行っている．しかしながら，防波フェンス高さの標準的な考え方は確立しておらず，これまでの経験に基づいて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，合田ら[12)]の越波流量算定図表により，時間平均越波流量を用いて，防波フェンス高さを決めているのが一般的である．

1.2.4　防波フェンスに作用する波力の算定法

海岸道路における越波対策として，防波フェンスが採用される事例が増えてきているが，標準的な設計法は確立しておらず，各設計者の経験に基づいて防波フェンスに作用する外力を決定しているのが現状である．

防波フェンスに作用する波力算定法は，合田式[13)]を用いて行っているのが一般的である．しかしながら，合田式は，滑動実験結果および現地防波堤に対する適用成果を勘案して提案された式であり，防波堤などの固有応答数が数 Hz と低い応答に対する波力の算定精度は高い．一方，防波フェンスに作用する波力は，分離した水塊および飛沫が作用するため，防波フェンスの固有応答数は十数 Hz であり，敏感な構造物への適用は過小に評価される．

１．３　論文の構成

本論文は，７つの章で構成されている．論文の構成を図-1.3.1に示す．

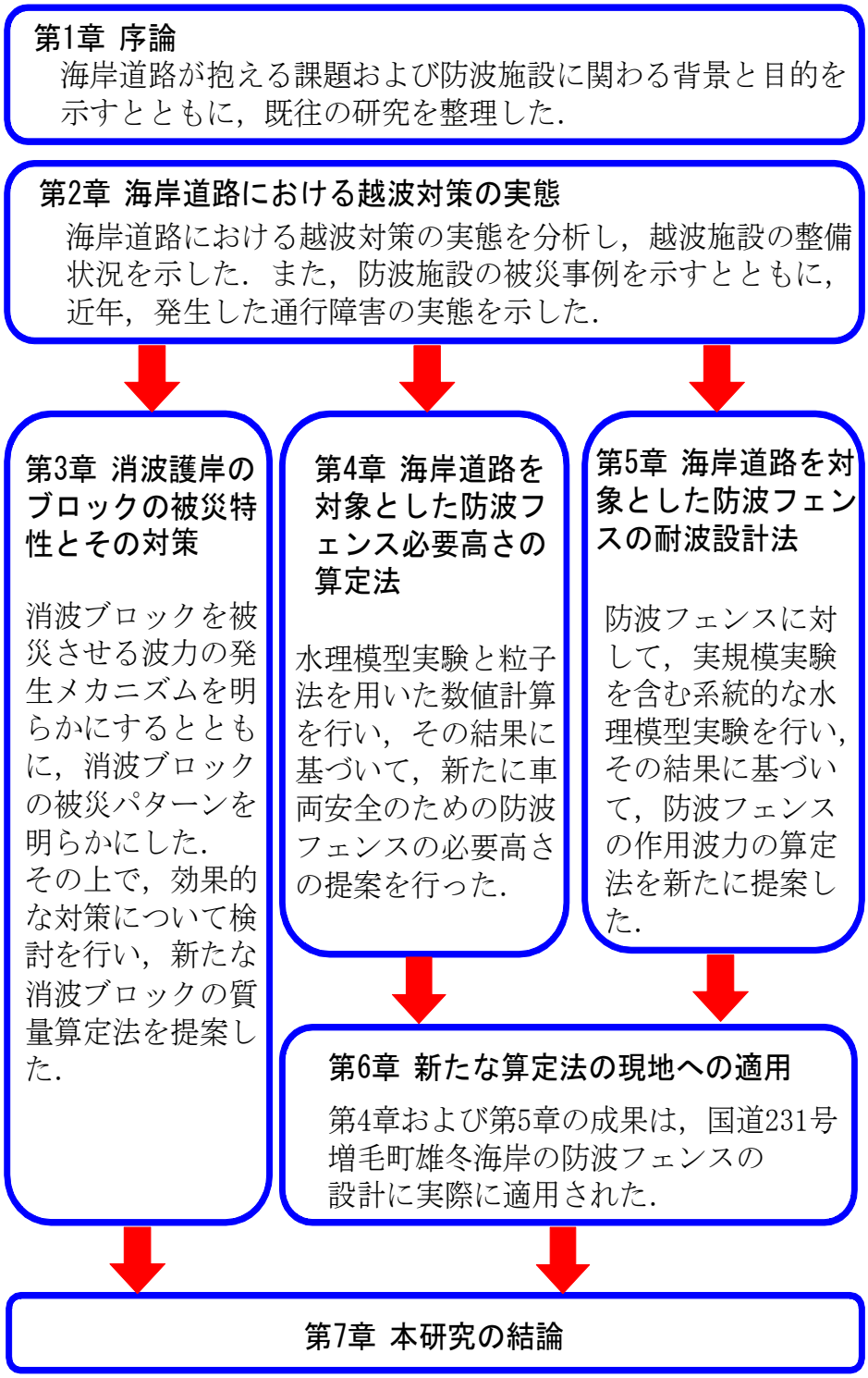


図-1.3.1　論文の構成

１．４　参考文献

１）合田良実（1970）：防波護岸の越波流量に関する研究，港湾技術研究所報告，Vol.9　No.4，pp.3-41.

２）福田伸夫, 宇野俊泰, 入江功（1973）：防波護岸の越波に関する現地観測（第 2 報），第 20 回海岸工学講演会論文集，pp.113-118.

３）永井荘七朗，高田彰（1964）：海岸堤防の越波に及ぼす消波堤の効果，第 20 回海岸工学講演会論文集，pp.279-286.

４）Hudson，R. Y.（1959）：Laboratory，Investigation of rubble-mound breakwater，*Proc，ASCE*，Vol.85，WW3，pp.93-121.

５）高橋重雄・半沢稔・佐藤弘和・五明美智男・下迫健一郎・寺内潔・高山知司・谷本勝利（1998）：期待被災度を考慮した消波ブロックの安定重量，港湾技術研究所報告，第 37 巻，第 1 号，pp.1-32.

６）竹田英章，山本泰司，木村克俊，笹島隆彦（1995）：急勾配斜面上の防波堤に作用する衝撃波力と消波ブロックの安定性について, 海洋開発論文集，Vol.11，pp.287-290.

７）木村克俊，藤池貴史，上久保勝美，安部隆二，石本敬志（1998）：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.

８）木村克俊，安田佳乃子，山本泰司，梅沢信敏，清水敏明，佐藤隆（2001）：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，海岸工学論文集，第 48 巻，pp.756-760.

９）木村克俊，浜口正志，岡田真衣子，清水敏明（2003）：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，海岸工学論文集，第 50 巻，pp.796-800.

10）木村克俊，古川諭，山本泰司，吉野大仁（2006）：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，海岸工学論文集，第 53 巻，pp.871-875.

11）山本泰司，木村克俊，南部裕之，高橋元樹，今村晃久，熊木功治（2008）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.

12）合田良実，岸良安治，神山豊（1975）：不規則波による防波護岸の越波流量に関する実験的研究，港湾技術研究所報告，Vol.14 No.4，pp.3-44.

13）合田良実（1973）：防波堤の設計波圧に関する研究，港湾技術研究所報告，第 12 巻 第 3 号，pp.31-69.

第２章　海岸道路における越波対策の実態

２．１　海岸道路における防波施設の概要

2.1.1　護岸の嵩上げ

越波を抑制できる高さまで既設護岸を嵩上げして，道路への越波の侵入を防ぐ工法である．道路用敷地内で対策可能であるが，嵩上げ量が高くなると運転者に圧迫感を与えることがある．（**写真-2.1.1**）



写真-2.1.1　護岸嵩上げの事例

2.1.2　消波ブロックの設置

道路護岸の前面に消波ブロックを設置して，波のエネルギーを低減するとともに，越波を抑制する工法である．越波対策として最も実績があり越波抑制効果も優れるが，消波ブロックを海中に設置するために漁場が消滅することが課題となる．(**写真**-2.1.2)



写真-2.1.2　消波ブロック設置の事例

2.1.3　直積消波ブロックの設置

道路護岸の前面に直積消波ブロックを設置して，波のエネルギーを低減するとともに，越波を抑制する工法である．本保ら[1)]は，直積ブロック式護岸における越波飛沫の打ち上げ特性について明らかにしている．消波ブロックに比べて敷き幅が狭いために，前浜を利用できる利点から漁業者に理解を得られやすい．しかしながら，砂礫の移動が激しい場所では下部ブロックの摩耗が激しく留意する必要がある．(**写真**-2.1.3)



写真-2.1.3　直積消波ブロック設置の事例

2.1.4　離岸堤の設置

道路護岸から離れた位置にブロック積傾斜堤を設置する工法である．
(**写真**-2.1.4)



写真-2.1.4　離岸堤設置の事例

2.1.5　防波フェンスの設置

道路護岸天端に越波を遮蔽する防波フェンスを設置して，道路への越波の侵入を防ぐ工法である．道路用地内で対策可能であり，防波フェンスが高い場合には透過性のある材質（ポリカーボネイト）を使用することによって，運転者への圧迫感を軽減できる．(**写真**-2.1.5)



写真-2.1.5　防波フェンス設置の事例

5m 程度で支柱を配置して，鋼製有孔折板をボルト固定した構造．鋼製有孔折板防波フェンスは高強度で衝撃にも強く，また鋼板の加工品であるため比較的安価に施工が可能である．しかしながら，海側の視界を遮るため，運転者に圧迫感を与えることがある．(**写真-2.1.6**)



写真-2.1.6　鋼製有孔折板防波フェンス設置の事例

2.1.6　覆道用防波板の設置

急峻な崖に近接した海岸道路においては，落石対策として**写真-2.1.7**に示すような，海岸覆道が建設されてきた，その構造としては，落石を受け止める天井部を，山側の壁および海側の柱で支える形式が一般的である．柱の間から覆道内に流入する越波対策として,鉄筋コンクリート板やアラミド繊維シート(**写真-2.1.8**）を設置する事例および木材を設置する事例（写真-2.1.9）などがある．

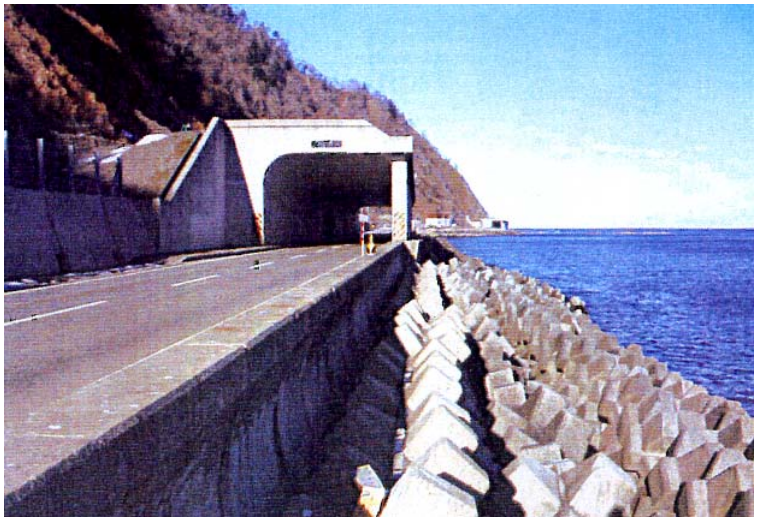


写真-2.1.7　海岸覆道

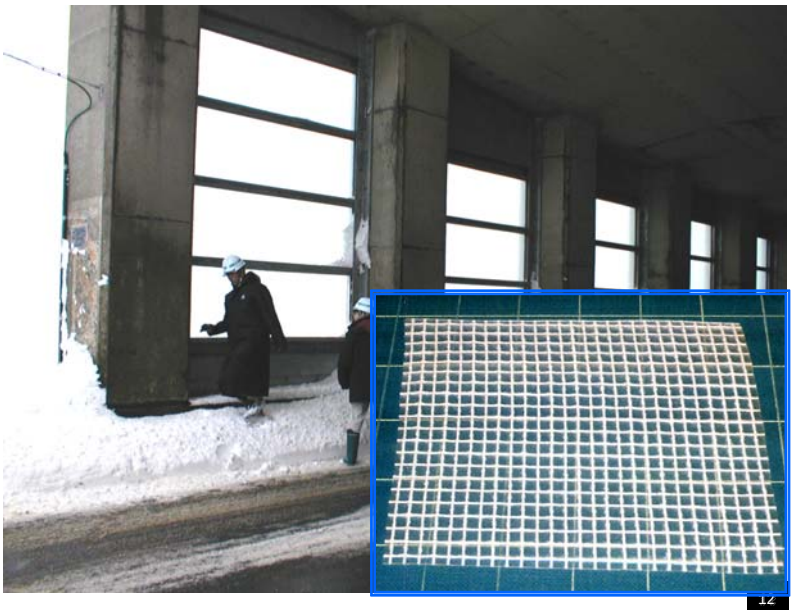


写真-2.1.8　アラミド繊維シート設置の事例



写真-2.1.9　木材設置の事例

２．２　海岸道路施設の被災事例

2.2.1　一般国道229号神恵内村大森覆道の被災事例

海岸覆道は，海側を柱で支える形式が一般的であるが，**写真**-2.2.1に示すように，柱の間から覆道内に流入する越波によって，通行車両に影響を及ぼす危険性がある．

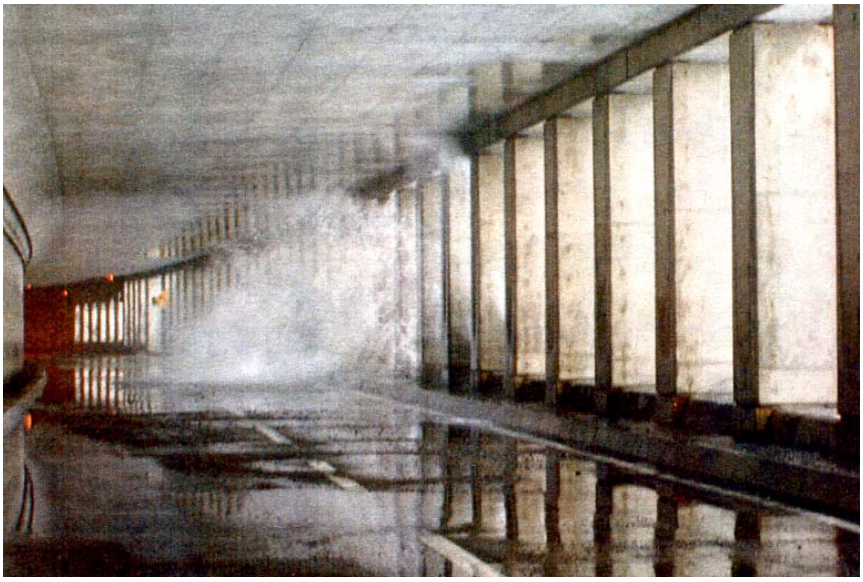


写真-2.2.1　覆道内に流入する越波

護岸覆道における越波対策として，柱の間に防波板を設置する工法がすでに採用されているが，その耐波性については十分検討されていないのが現状である．**写真-2.2.2**は，2004 年，台風 18 号にもたらされた高波によって被災した大森覆道の全景である．木村ら[2)]は，被災した大森覆道の再現実験を行い被災特性について明らかにしている．総延長 285m の覆道に設置されていた鉄筋コンクリート製の防波板（5.5m × 4.3m）35 枚のうち 15 枚が脱落し，**写真-2.2.3**に示すように覆道内に倒壊した．さらに 9 枚の防波板に亀裂が発生し，覆道の内側に入り込んでいる．



写真-2.2.2　被災した大森覆道の全景



写真-2.2.3　覆道内に倒壊した防波板

被災した覆道板の前面には，**写真-2.2.4**に示すように消波ブロックが設置されていた．来襲波浪により，岩礁上に設置していた赤丸箇所の消波ブロックは，法先部より安定性が損なわれて，徐々に沖側に移動しながら散乱したものと推察される．消波ブロックの安定性が損なわれた箇所において覆道板の倒壊が顕著に現れている．



写真-2.2.4　被災前の大森覆道の全景

2.2.2　一般国道278号南茅部海岸における防波フェンスの被災事例

写真-2.2.5に，孔開け加工された鋼製有孔折板部材を取り付けた防波フェンスの被災状況を示している．防波フェンス下部の鋼製有孔折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防波フェンスに作用したものと考えられる．



写真-2.2.5　被災した防波フェンス

２．３　北海道内における通行止めの実態

北海道開発局がまとめた過去 12 年間の通行規制実績に基づいて，越波および高波による全面通行止めの履歴について整理した．

平成 11 ～ 22 年の通行止め状況は，**表-2.3.1**および**図-2.3.1**～**図-2.3.4**に示すように太平洋に面している国道 336 号で 92 回と多く，次に日本海に面している国道 231 号で 20 回となっている．また，発生回数は少ないものの日本海側と太平洋側西部で通行止めの箇所が点在している．これまでに順次，越波対策を行ってきているものの，未だに越波による通行障害が少なくないことがわかる．

表-2.3.1　路線別の越波による全面通行止め回数および時間

開発建設部	路 線（号）	通行止め回数（回）	通行止め時間（時間）	通行止め 1 回当たりの時間（時間/回）
札幌	231	20	483	24.2
小樽	229	19	309	16.3
函館	5	1	25	25.0
	227	1	32	32.0
	228	4	29	7.3
	229	7	106	15.1
	278	5	81	16.2
室蘭	36	1	7	7.0
	336	60	1293	21.6
帯広	336	32	737	23.0
留萌	231	2	41	20.5
	232	2	40	20.0

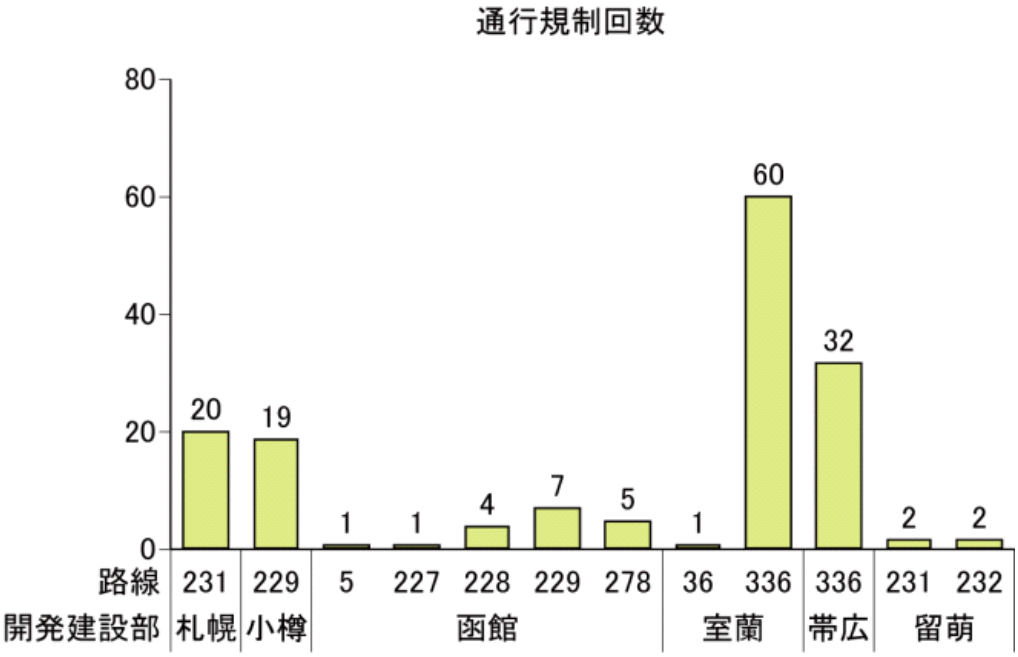


図-2.3.1　路線別の越波による全面通行止め回数

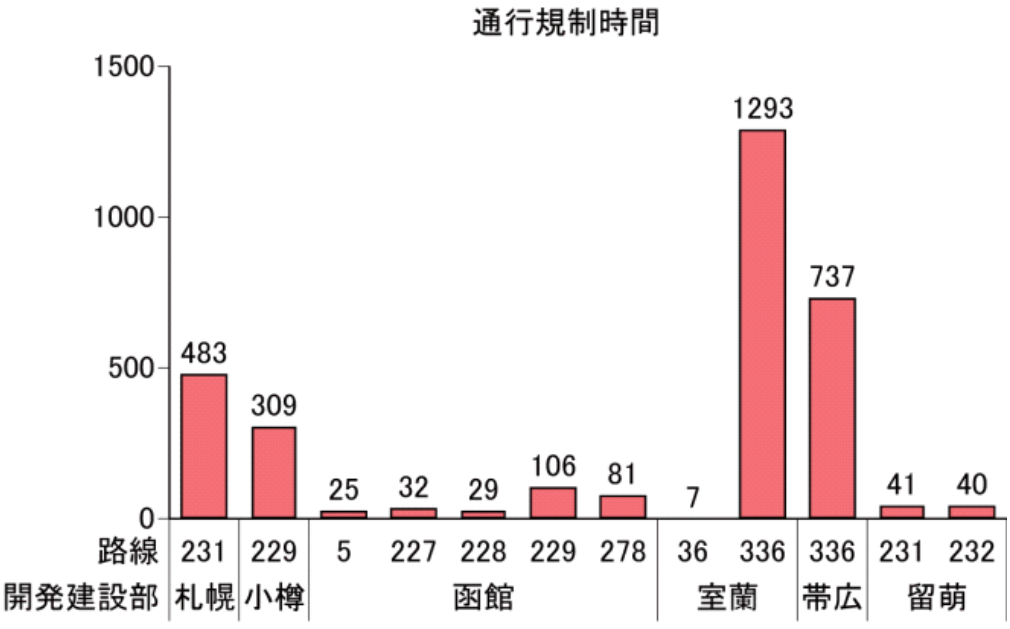


図-2.3.2　路線別の越波による全面通行止め時間

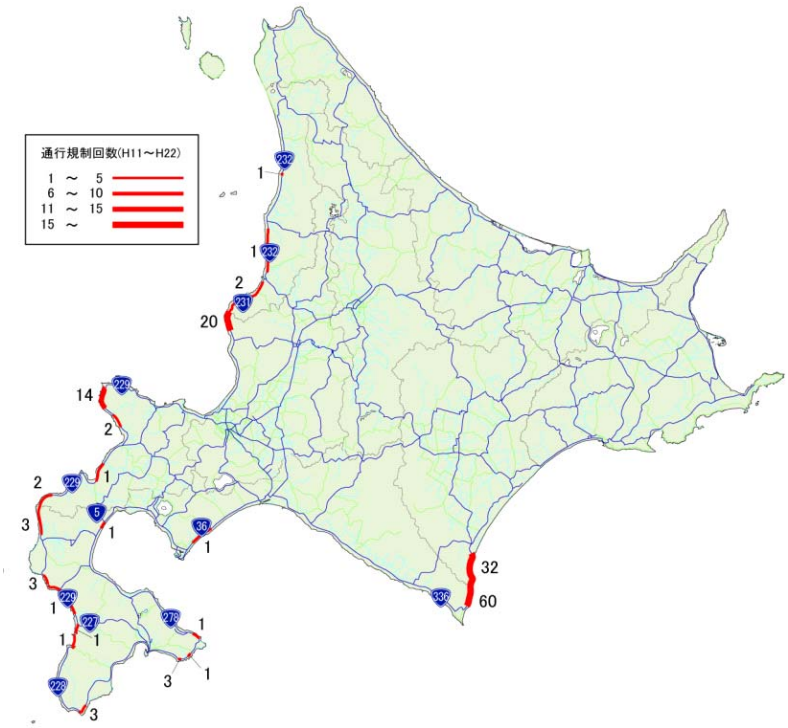


図-2.3.3　路線別の越波による全面通行止め回数

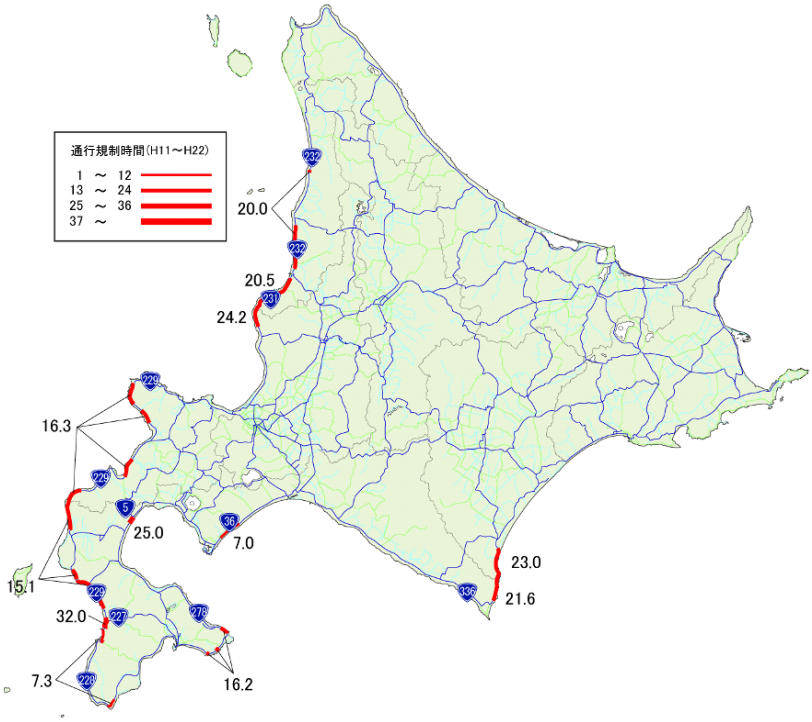


図-2.3.4　路線別の越波による全面通行止め時間

２．４　結論

海岸道路における越波対策の実態を分析した．主要な結論を以下に示す．

①越波施設の整備状況を示すとともに，その留意点について示した．

②代表的な被災事例を示した．

③最近，12 年間において，路線ごとに通行止め回数および通行止め時間の履歴を分析して，通行障害の実態を示した．

２．５　参考文献

１）本保隆之，木村克俊，山内章，西村修一，岡田真衣子（2005）：直積ブロック式護岸における越波飛沫の打ち上げ特性について，土木学会北海道支部論文報告集，第 62 号．

２）木村克俊，古川諭，山本泰司，吉野大仁（2006）：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，第 53 回海岸工学講演会論文集，pp.871-875．

第３章　消波護岸のブロックの被災特性とその対策

３．１　既往の消波ブロック質量算定法

式-3.1.1は，被覆材の所要安定質量を算定するために用いられるハドソン(Hudson)式である[1)]．ハドソン式は，1959 年に傾斜堤の被覆石の所要質量 M を算定する式として堤案されたもので,多くの実験結果から得られた式であり，各種の被覆材の設計に広く用いられてきている．

$$M = \frac{\rho_r H_d^3}{K_D (S_r-1)^3 \cot\alpha} \qquad (3.1.1)$$

ここに

M：ブロックの所要質量

ρ_r：ブロックの密度

S_r：ブロックの海水に対する比重

H_d：安定計算に用いる波高

K_D：安定数．主としてブロックの形状，勾配，被害率等によって決まる

α：法面勾配（°）

ハドソン式は，波高から必要な質量を算定できる，簡便で使いやすい式であるが，種々の問題が指摘されている．それらは，ハドソン式が波高(有義波高)，ブロックの密度および法面勾配だけで表わされて，他のパラメータをすべて K_D 値に集約したことが起因している．1959 年に，**式-3.1.1**のハドソン式が提案されたとき，安定数 N_S を用いた次式も示されている．

$$M = \frac{\rho_r H_d^3}{N_S^3 (S_r-1)^3} \qquad (3.1.2)$$

式-3.1.1のハドソン式は，この式から

$$N_S = K_D \cot\alpha \qquad (3.1.3)$$

と考えることによって導き出された式である．

海底勾配が急で水深が浅い消波護岸では，急激に砕ける巻き波状の砕波によって，法先の消波ブロックが不安定となり法崩れが生じやすく，消波ブロックが全体的に沈下している事例も少なくない．高橋ら[2)]は，消波ブロック質量の新たな算定法として，波数，被災度(被害率)および砕波の程度を考慮できる算定法として，次式の安定数 N_S を提案している．

$$N_S = \frac{H_d}{(S_r-1)\,D_n}$$

$$= C_H \cdot \{ a \left(N_O / N^{0.5} \right) + b \} \qquad (3.1.4)$$

ここに，a，b は消波ブロックの種類（形状）や斜面勾配ごとに決まる定数であり，C_H は砕波の影響を示す係数（砕波効果係数）である．一方，砕波の影響を考慮しない場合の安定数 N_S として，次式を提案している．

$$N_S = 2.32 \left(N_O / N^{0.5} \right)^{0.2} + 1.33 \qquad (3.1.5)$$

３．２　消波ブロックの安定性

3.2.1　消波ブロックの散乱状況

写真-3.2.1は，海底勾配が i=1/20 の海底地形上に建設された消波護岸のブロックが沖側に散乱している状況を示したものである．通常，水深が深く海底勾配が緩い条件では，静水面付近のブロックが転落するが，従来の安定数 N_s を用いたブロック質量で被災した報告例は少ない．一方，海底勾配が急な条件では，急激に砕ける巻き波状の砕波が作用することで，従来の N_s 値では，安定質量が過少に評価される場合がある．**写真-3.2.1**に示す消波ブロックの沈下は，水深が浅くなることによって，砕けた波面が法先部に衝突し，法先の消波ブロックが不安定となる．さらに沖側に戻る波力によって法崩れを起こし，消波ブロックが沈下したものと推察される．通常，施工時には消波ブロックの法面勾配は 1：4/3 で施工されるのが一般的であるが，原形が保たれていない状況が少なくない．



写真-3.2.1　一般国道 231 号石狩市湯泊海岸

3.2.2　消波ブロックに作用する波力実験

（1）実験方法

水理模型実験は**図-3.2.1**に示す，長さ 28m，幅 0.8m，高さ 1.0m の 2 次元造波水路を使用し，海底勾配 i=1/20 の一様斜面に続く水平床を設けた．なお，実験縮尺は s=1/40 を想定している．**図-3.2.2**に示すように，波力測定用の消波ブロック模型（全高 9.7cm，589g 相当）を分力計の先端に固定して 3 方向の波力を直接計測した．測定位置は法先，水面および法肩の 3 箇所とした．なお，波力を測定するブロックが他のブロックと接触するのを防ぐために，**写真-3.2.2**に示すように周囲を 3 個のダミーブロックで保護した．測定用の中央部のブロックの直前には，波高計および流速計を設置して，水位および流速を測定した．波力計，波高計および流速計のサンプリング周期は 200Hz とした．

実験水深は h=10.5cm 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_0'=1.58s，1.90s および 2.21s の 3 種類，波高を H_0'=12.5cm，15.0cm，17.5cm および 19.3cm の 4 種類とした．一波群の作用波数は 150 波とした．水平波力 F_H は波の進行方向を，鉛直波力 F_V は鉛直上向きをそれぞれ正と定義した．

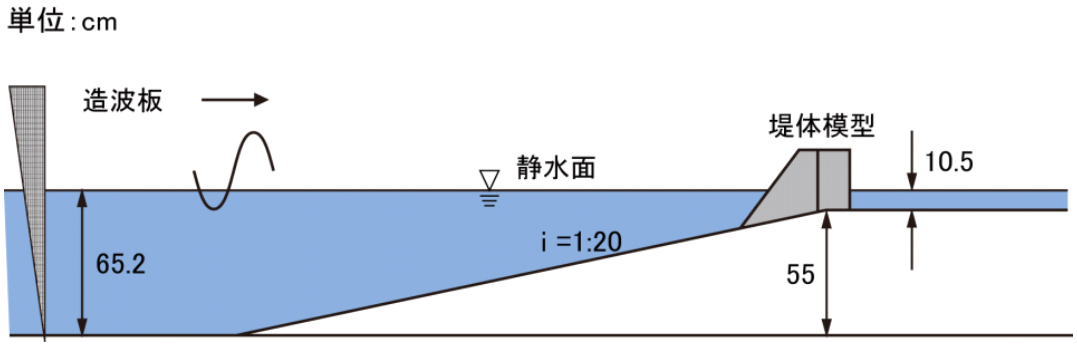


図-3.2.1　2 次元造波水路

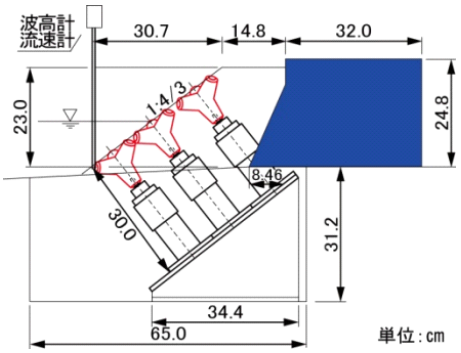


図-3.2.2　波力計の設置状況



写真-3.2.2　測定用ブロック

（2）波力の時間変化

図-3.2.3は，$h/L_{1/3}$=0.021，$h/H_{1/3}$=1.04 での水平波力 F_H，鉛直波力 F_V，水位 η，法先ブロック近傍の水平流速 U_H，鉛直流速 U_V の時間変化を示したものである．法先ブロックに最大合成波力が作用した 108.56s に着目すると F_H には、わずかではあるが沖側に向かう波力が作用し，F_V には，鉛直上向きに 8N 程度の大きな波力が作用している．流速データからも鉛直上向きに 15cm/s 程度の流速が生じている．

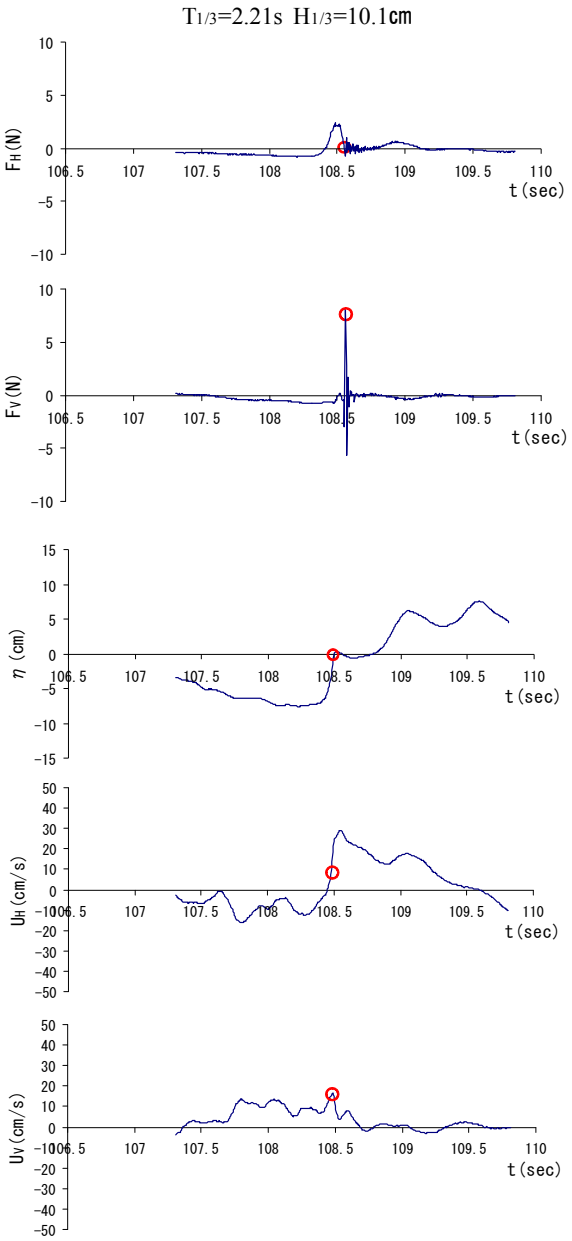


図-3.2.3　波力，水位，流速の時系列データ

図-3.2.4は，法先の消波ブロックに作用する波力の時間変化を示したものである．①は，波が作用する直前の状態であり，消波ブロックに波力は作用していない．②は，波が消波ブロックに作用した直後であり，急に水面が上昇することによって鉛直上向きの波力が発生する．この時，消波ブロックの噛み合わせが緩む．③は，波の峰が通過した後の状態であり，消波ブロックには鉛直下向きの波力が発生する．ここで一旦，消波ブロックは底着する．④は，沖に向かう波力が発生する．②で噛み合わせが緩んだ消波ブロックは，作用波力は小さいものの，この時，沖側に移動する．この繰り返し作用によって，徐々に法崩れを起こし消波ブロックが沖側に移動する．

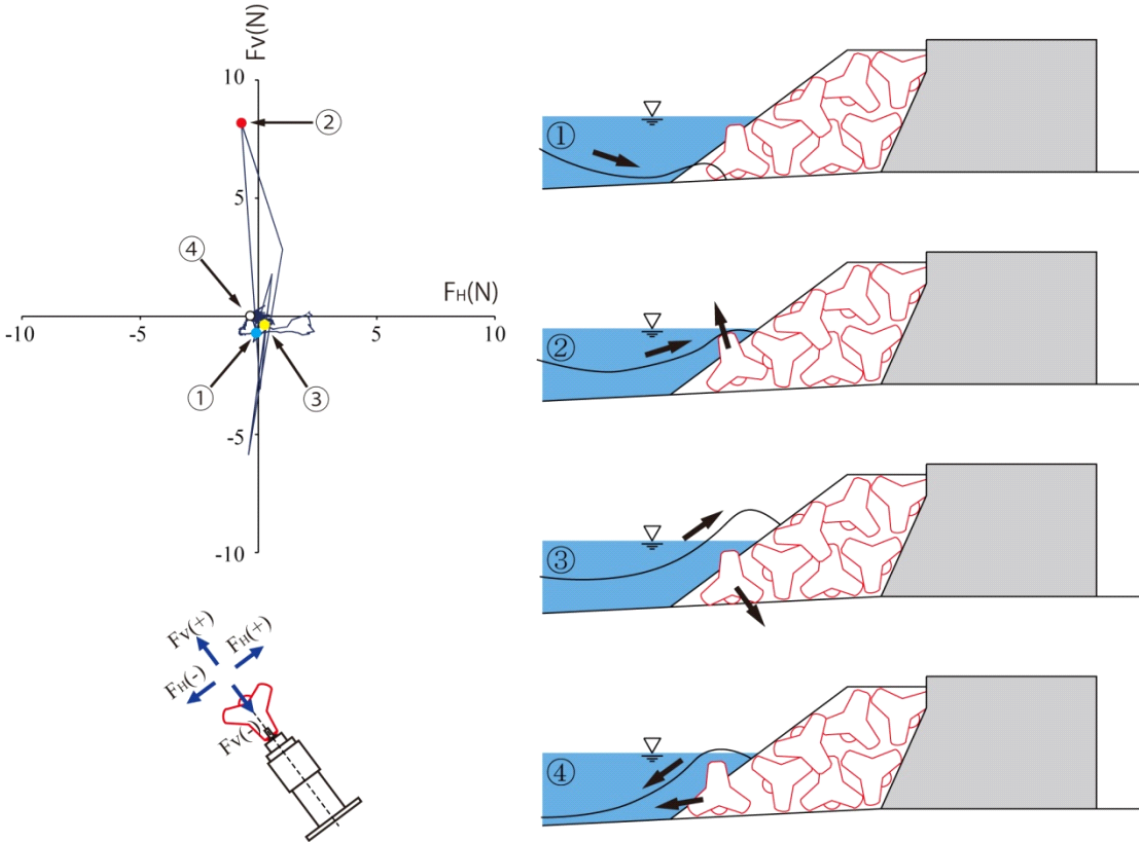


図-3.2.4　波力の時系列データ

（3）波力の変化特性

波力の時系列データを用いて，法先，静水面および法肩の各法面位置において消波ブロックに作用する合成波力 F のピーク値を求めた．**図-3.2.5**は，$h/L_{1/3}$=0.021 の条件で，水深波高比 $h/H_{1/3}$ と無次元波力 F/W'の関係を示したものである．ここで W'は消波ブロックの水中質量である．ばらつきはあるものの，水面位置で大きく，次いで法肩，法先の順に減少する傾向が認められる．法先位置において F/W'=1.0 程度の消波ブロック質量相当の波力が作用している．法先の消波ブロックには上方の消波ブロックからの拘束力がないことから，移動しやすい条件であることが言える．

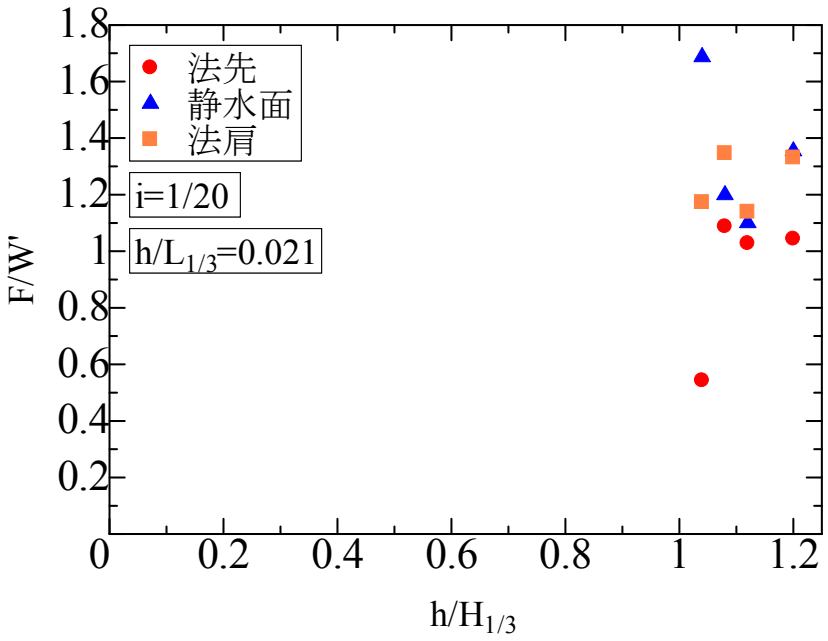


図-3.2.5　各法面位置での作用波力

図-3.2.6は，法先の消波ブロックに働く波力に対する周期の影響を示したものである．ばらつきはあるものの $h/L_{1/3}$ が小さいほど，波力が大きくなる傾向がある．

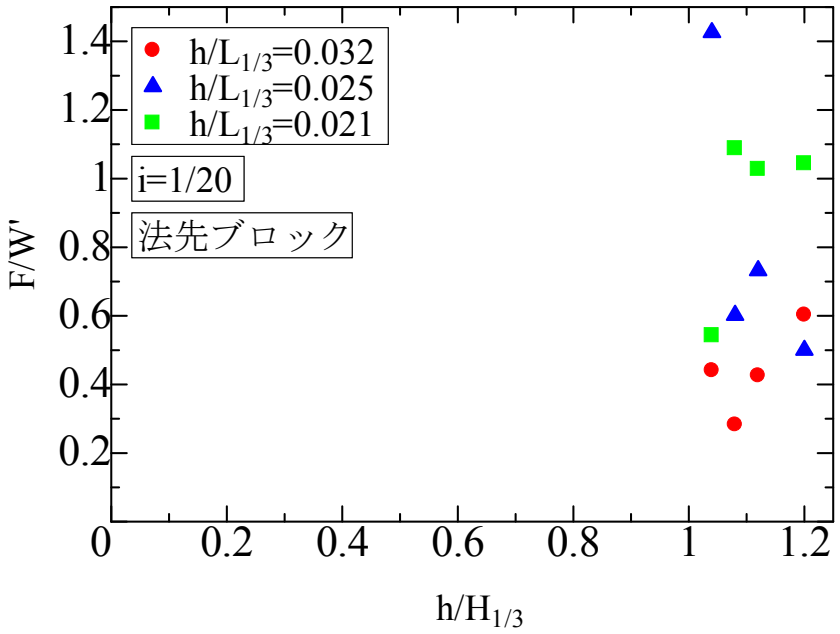


図-3.2.6　周期による影響

3.2.3　消波ブロックの安定実験

（1）実験方法

安定実験には波力実験で使用した 2 次元造波水路を用いた．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_o=2.21s で一定として，波高を H_o'=7.5cm，10.0cm，12.5cm，15.0cm，17.5cm，19.3cm および 21.0cm の 7 種類とした．消波ブロックにはテトラポット（105 ～ 472g）を使用した．安定実験では 1 波群の作用波数は 500 波とし，ブロックの並び替えを行わず波高を段階的に大きくする段階波実験と，同一波群を繰り返し作用させる連続波実験の 2 種類を行った．

（2）被災パターン

図-3.2.7に代表的な消波ブロックの被災パターンを示す．初期被災では、法先の消波ブロックが沖側に移動することによって法崩れが生じる．同図の赤で囲った範囲の消波ブロックが，法先から沖側に移動して，消波ブロックが沈下した状況を**図-3.2.8**に示す．法先の消波ブロックには鉛直上向きの波力が作用し，消波ブロックの噛み合わせが緩んだことで，沖に向かう流れによってブロックが移動したものであり，**3.2.2**波力の時系列データの傾向とも一致する．

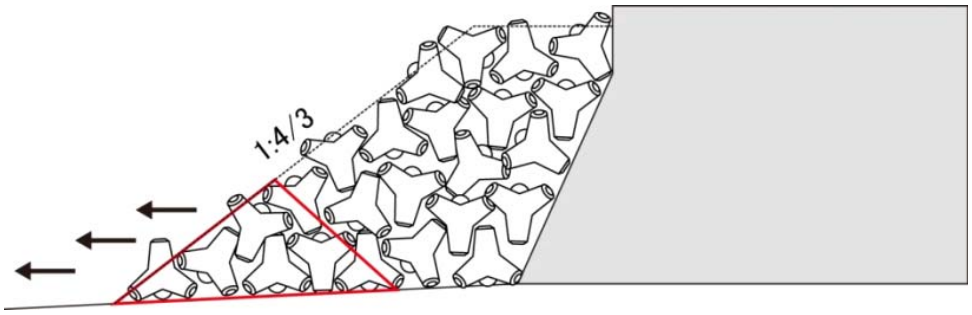


図-3.2.7　代表的な消波ブロックの被災パターン

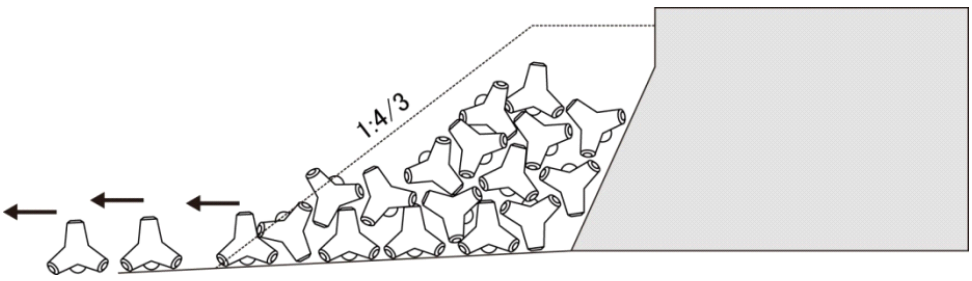


図-3.2.8　法崩れによる消波ブロックの沈下

(3) 作用波数と被災度の関係

図-3.2.9は，$h/L_{1/3}$=0.021，$h/H_{1/3}$=1.12 での波数 N_w と被災度 N_o の関係を示したものである．なお，N_o=0.3 は従来の被害率 1 %程度に相当することが高橋ら[1)]によって確認されている．ブロック質量は計算質量の 2.1 倍のものを用いた．波数を N_w=2500 波まで作用させると被災の伸びは鈍化するものの最終的な被災度は大きくなる傾向にある．

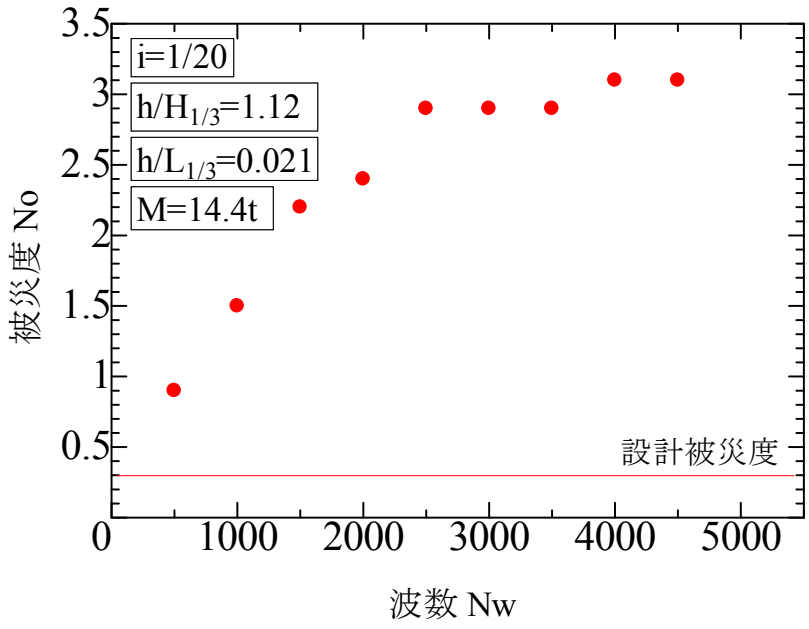


図-3.2.9　作用波数と被災度の関係

（4）安定限界波高

消波ブロックの安定性については，同一波高レベルでの波の作用は N_w=1000 波を標準とすることが，港湾施設の技術上の基準・同解説[3)] に示されている．

図-3.2.10は，$h/L_{1/3}$=0.021 において N_w=1000 波に着目した時の各ブロック質量に対する波高と被災度の関係を示したものである．設計被災度 N_o=0.3 に相当する安定限界波高は，３．１に示した**式-3.1.2**により求められる波高の 0.63～0.76 倍となっている．

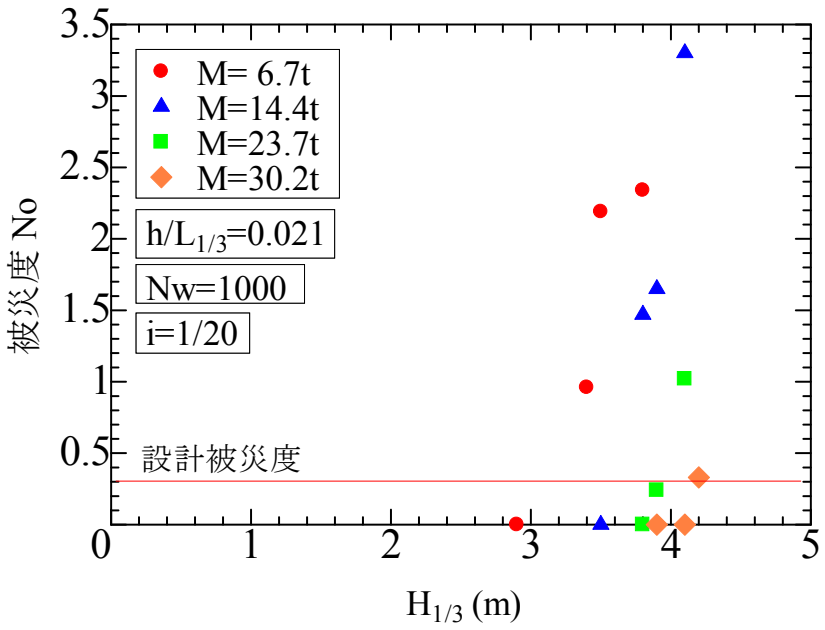


図-3.2.10　安定限界波高

(5) 安定計算に用いる波高の設定方法

質量は，３．１に示したハドソンによる**式-3.1.2**によって求めた．ここで用いる H_d は，港湾施設の技術上の基準・同解説[4]では，一般的に構造物設置位置における進行波としての有義波高 $H_{1/3}$ を用いることができる．また，水深が換算沖波波高 H_0'の 0.5 倍以下の地点の場合には，H_0'の 0.5 倍の水深における $H_{1/3}$ を用いると示されている．**図-3.2.11**は，**図-3.2.10**より求めた安定限界質量と計算質量を示したものである．ここでは，水深が $0.5H_0'$以上の条件であるため，構造物設置位置における $H_{1/3}$ を用いた．また，N_s については，３．１に示した高橋ら[2]によって提案されている砕波および斜面勾配の効果を考慮した**式-3.1.2**を用いた．$h/H_{1/3}$=1.45 の条件では実験値(EXP)と計算値(CAL)は，ほぼ一致する値となるが，波高が大きくなるとともに計算値が過少になることがわかった．そこで，危険な状態を想定して，堤体から沖側に $5H_{1/3}$ および $10H_{1/3}$ 離れた地点での水深による波高を用いて計算を行った．$5H_{1/3}$ を用いた計算値 CAL($5H_{1/3}$)では $h/H_{1/3}$=1.20 で実験値に近づくものの，$h/H_{1/3}$=1.02 および 1.08 では実験値に対して 1.3 ～ 1.5 倍の差が生じている．一方，$10H_{1/3}$ を用いた計算値 CAL($10H_{1/3}$)では，$h/H_{1/3}$=1.45 および 1.20 でやや過大な値にはなるものの $h/H_{1/3}$=1.02 および 1.08 では，概ね実験値に近づく傾向が認められる．

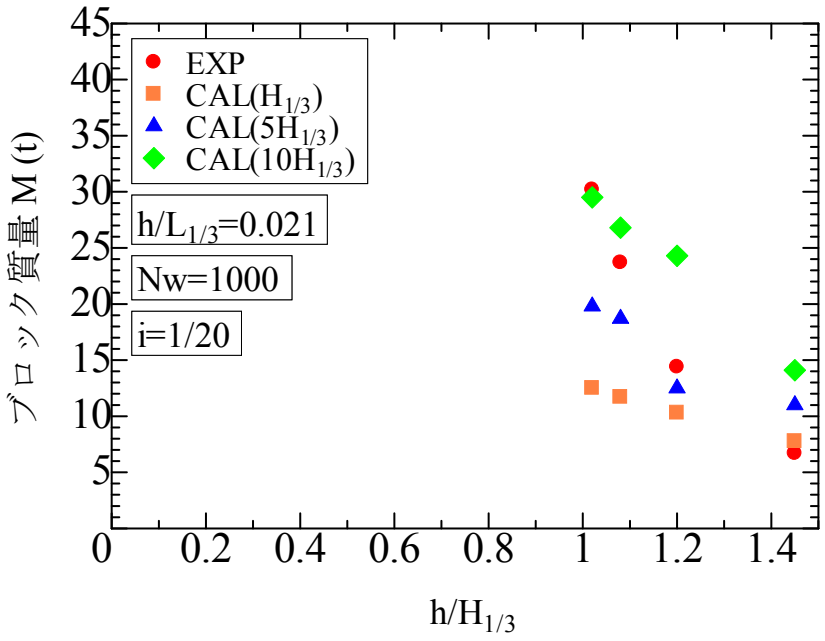


図-3.2.11　所要質量と計算質量の関係

図-3.2.12は，$h/L_{1/3}$=0.021 で堤体から沖側に $5H_{1/3}$ および $10H_{1/3}$ 離れた地点での水深による波高を用いた計算値を示している．質量が 14.4t となる条件では，設計波高を堤体前面の $5H_{1/3}$ 沖出し波高を用いることができる．質量が 23.7t および 30.2t の消波ブロックが必要となる条件では $10H_{1/3}$ 沖出し波高を用いることが出来る．

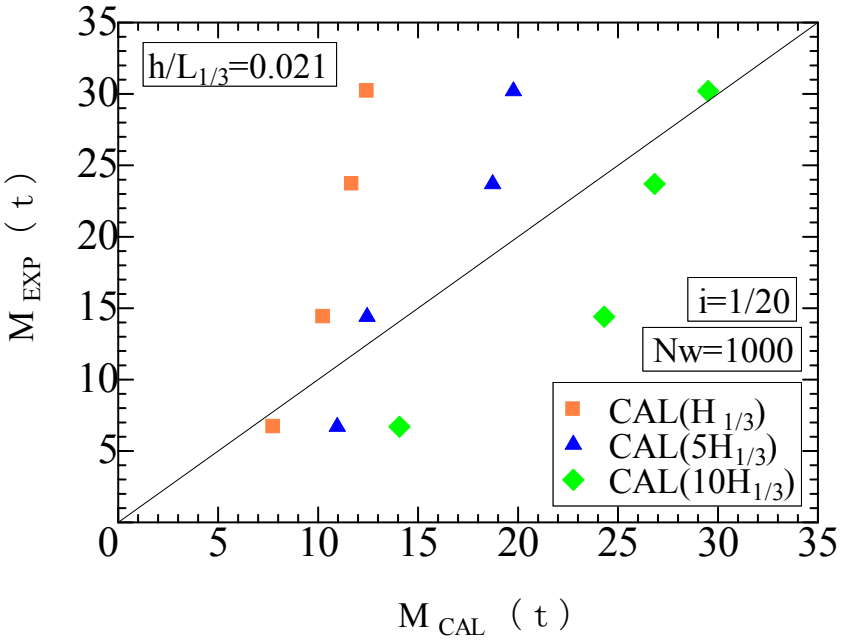


図-3.2.12　計算値と実験値の比較

３．３　法止めブロックを用いた対策工

3.3.1　法止めブロックの効果

法先部では不安定となった消波ブロックが沖側に移動して法面全体の崩壊が確認されている．このため法先の消波ブロックを保護する目的で，法止めブロックとして消波ブロックおよび被覆ブロックを設置した場合の効果を調べた．なお，何れの場合も法線方向に 2 列のブロックを設置した．**図-3.3.1**は消波ブロックを用いた場合であるが，設置した消波ブロックは沖側に移動し，続いて法先の消波ブロックが沖側に移動する．法止めブロックとして消波ブロックを設置しても法崩れが生じ，消波ブロックが散乱する結果となった．一方，**図-3.3.2**は，被覆ブロックを用いた場合の，被覆ブロックの移動状況を示している．沖側と岸側に微量に移動するものの，法先部から離れることはなく安定が保たれている．



図-3.3.1　法止め消波ブロックの移動パターン

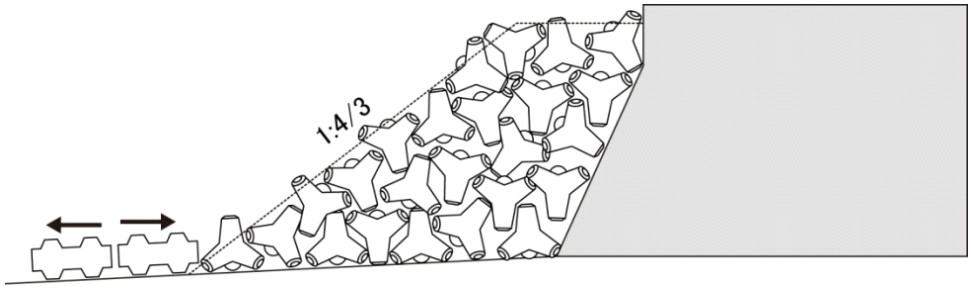


図-3.3.2　法止め被覆ブロックの移動パターン

安定実験に用いた被覆ブロックは 22 個で，壁面の左右 4 個については検査の対象から除外し，総数 18 個を検査の対象とした．移動または浮動した個数を総数で除して被害率を求めた．

図-3.3.3は，これらの法止めブロックを設置した場合の，法面の消波ブロックの被災度と波数の関係を示している．法止めブロックとして消波ブロックを設置した場合，**図-3.3.1**に示したように 2 列の消波ブロックは徐々に沖側に移動し始めて N_w=3500 波までは設計被災度 N_o=0.3 以下に抑えられていたが，N_w=4000 波作用後には N_o=0.5 となった．N_w=1000 で設計被災度を 0.3 以下と見るならば，安定とみなせるが最終的な被災は大きくなることが考えられる．一方，法止めブロックとして被覆ブロックを設置した場合，N_w=5000 波作用後においても法先のブロックの移動は確認されなかった．しかしながら，**図-3.3.2**に示したように，沖側への一方的な移動は見られなかったものの，断面方向に左右の移動が認められることから，消波ブロックの法先に設置した被覆ブロックの安定性について実験を行った．

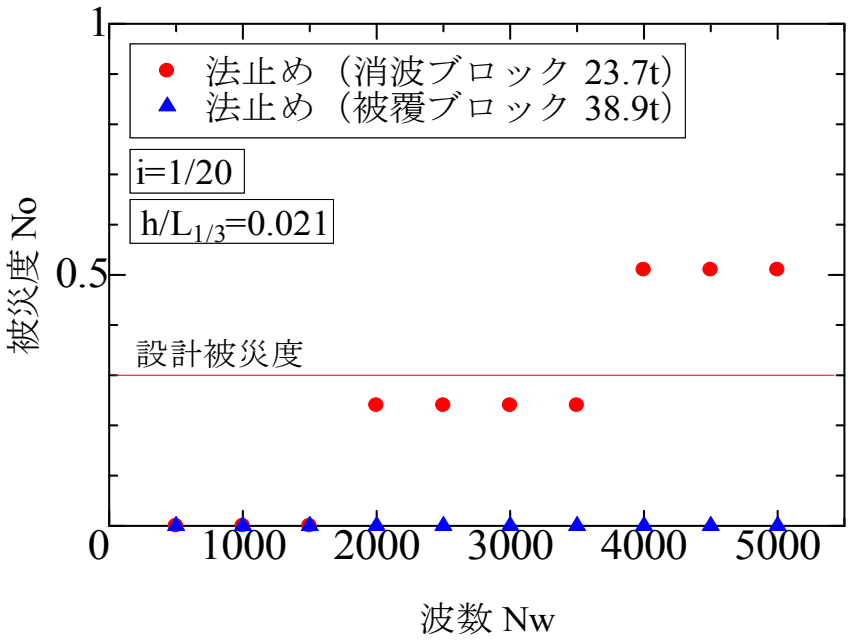


図-3.3.3　作用波数と被災度の関係

3.3.2　法止めブロックの高比重化

図-3.3.4は，消波ブロックの法先に設置した各質量における被覆ブロックの作用波数と被害率の関係を示したものである．図中の直線は設計の基準と考えられている被害率 1%を示している．M=19.2t は，ハドソン式により求められた安定質量の 4.0 倍の質量を有しているが，40%を超える個数のブロックが移動した．M=32.0t についても N_w=4500 波作用後には，40%を超える個数のブロックの移動が認められた．M=38.9t の被覆ブロックは，**図-3.3.3**に示したように消波ブロックの安定性は損なわれなかったものの，N_w=1500 波作用後には被覆ブロックの移動および浮動が認められた．そこで，被覆ブロックの厚さが増すことによって不安定になりやすいことに留意して，1 ランク小さい規格の M=32.0t 型の被覆ブロックの比重を γ_w=2.6 および 2.9 に変化させた．γ_w=2.6 の被覆ブロックは、数㎜程度の浮動が確認されたものの水平方向の移動は見られなかった．γ_w=2.9 については，浮動および移動の何れの動きも認められなかった．法止めとしての被覆ブロックは，ブロック厚の薄い規格で高比重化を図ることによって，より安定性を増すことが明らかになった．

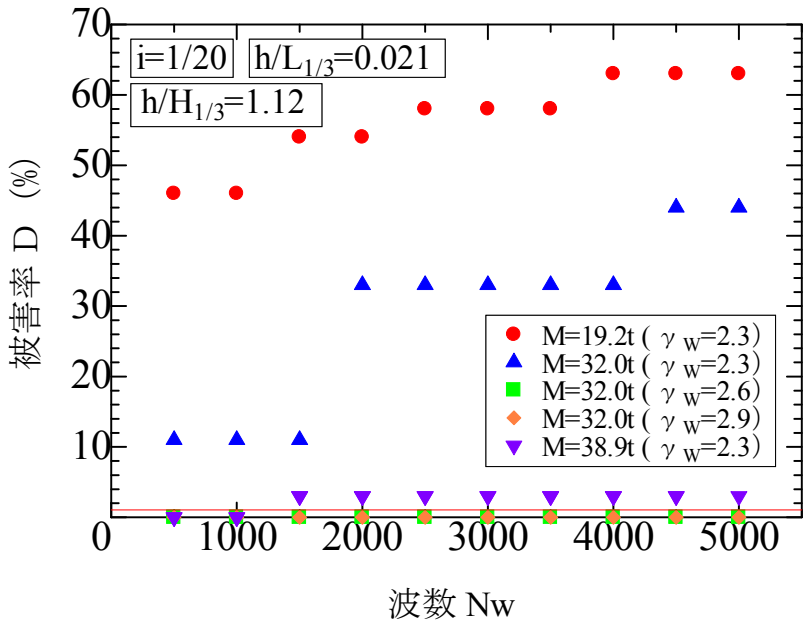


図-3.3.4　作用波数と被害率の関係

３．４　消波ブロック質量算定法の提案

3.4.1　設計水深の考え方

水深が換算沖波高波の 0.5 倍程度以下の水深では，波としての水位変化よりも流れとしてのエネルギーが大きいので，水深が換算沖波波高の 0.5 倍の水深における波高を用いると示されている．（**図-3.4.1**）しかしながら，海底勾配が i=1/20 よりも急な条件下では，巻波状の砕波が衝激的に作用することを考慮して，3.2.3(5)で示した，安定計算に用いる波高を $10H_{1/3}$ 離れた地点での水深による $H_{1/3}$ を用いて算定することを提案する．（**図-3.4.2**）また，法先部では不安定となった消波ブロックが沖側に移動して法面全体の崩壊が確認されていることから，法止めブロックとして被覆ブロックの設置を提案する．

従来の算定法

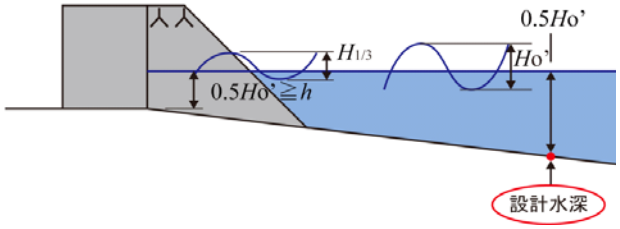


図-3.4.1　従来の算定法

新たな算定法

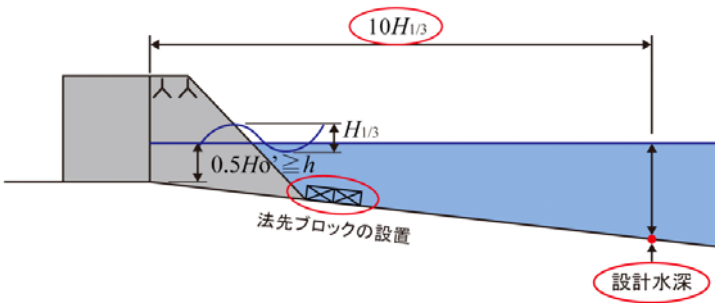


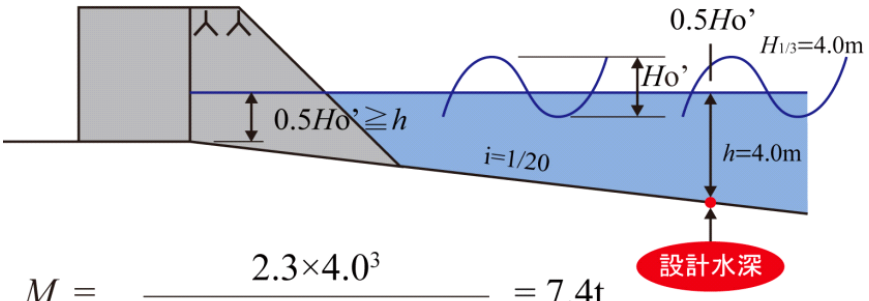
図-3.4.2　新たな算定法

3.4.2　算定例

海底勾配が i=1/20，設置水深 h=4m，$H_{1/3}$=3m，H_o'=8m の波の来襲が予想される地点に，K_D 値が 8 の消波ブロックでを使用し，斜面勾配 1:4/3(cotα=1.33)の消波護岸を計画している．

（1）従来の算定法

設置水深が H_o'の 0.5 倍以下であるため，H_o'の 0.5 倍の水深 h=4.0m における有義波高 $H_{1/3}$ を用いる．砕波変形後の有義波高は，$H_{1/3}$=4.0m となった．

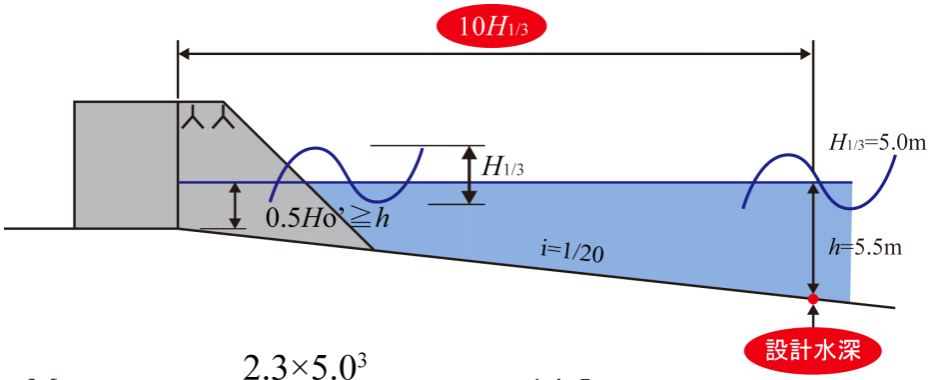


$$M = \frac{2.3\times4.0^3}{8.0\times(2.23-1)^3\times1.33} = 7.4\text{t}$$

すなわち，質量 7.4t 以上の消波ブロックを使う必要がある．

（2）新たな算定法

設置水深が H_o'の 0.5 倍以下，海底勾配が i=1/20 の急勾配条件下であることから，$H_{1/3}$ の 10 倍沖出し地点の水深における有義波高 $H_{1/3}$ を用いる．$H_{1/3}$=3m × 10 倍=30m 沖出し地点の水深 h=5.5m における有義波高 $H_{1/3}$ は，$H_{1/3}$=5.0m となった．



$$M = \frac{2.3\times5.0^3}{8.0\times(2.23-1)^3\times1.33} = 14.5\text{t}$$

すなわち，質量 14.5t 以上の消波ブロックを使う必要がある．

３．５　結論

消波護岸におけるブロックの安定性について，主要な結論を以下に示す．

①消波ブロックに作用する波力の時間変化を示し，ブロックを被災させる波力の発生メカニズムを明らかにした．

②海底勾配が急な条件下における消波ブロックの安定限界波高について明らかにした．

③堤体から沖側に $10H_{1/3}$ 離れた地点における水深での波高を用いた消波ブロックの質量の割増方法を示した．

④法止めブロックを用いた場合の消波ブロックの安定性について明らかにした．

３．６　参考文献

１）Hudson，R．Y．（1959）：Laboratory，Investigation of rubble-mound breakwater，*Proc，ASCE*，Vol.85，WW3，pp.93-121．

２）高橋重雄，半沢稔，佐藤弘和，五明美智男，下迫健一郎，寺内潔，高山知司，谷本勝利（1998）：期待被災度を考慮した消波ブロックの安定重量－消波ブロック被覆堤の設計法の再検討，第 1 報－，港湾技術研究所報告，第 37 巻，第 1 号，pp.3-28．

３）国土交通省港湾局監修（2007）：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.554．

４）国土交通省港湾局監修（2007）：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.552．

第４章　海岸道路を対象とした防波フェンスの必要高さの算定法

４．１　一般国道231号石狩市幌海岸に対する検討

4.1.1　越波状況

2007 年 10 月 21 日に越波による車両事故が発生した．**写真-4.1.1**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-4.1.1**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-4.1.1　幌海岸の越波状況

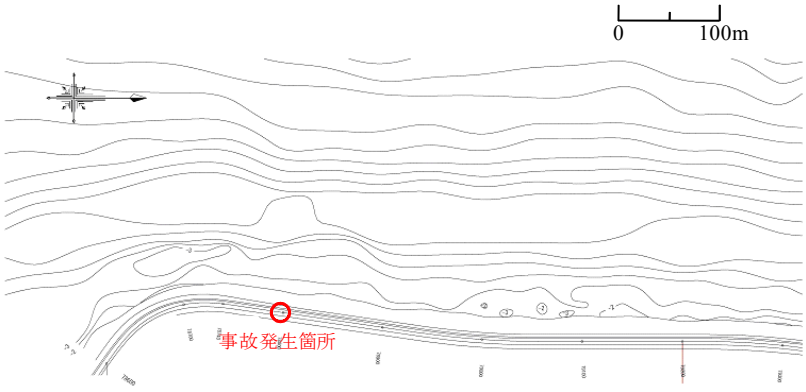


図-4.1.1　事故発生箇所

4.1.2　越波実験

(1) 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=4.2m 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 $T_{1/3}$=14s で一定とした，波高 H_0'=4.0m，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 s=1/40 とした．実験断面を**図-4.1.2**に示す．防波フェンスの背後に導水樋を設置し，静水面からの防波フェンス高さ h_c を 7 ～ 15m 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．

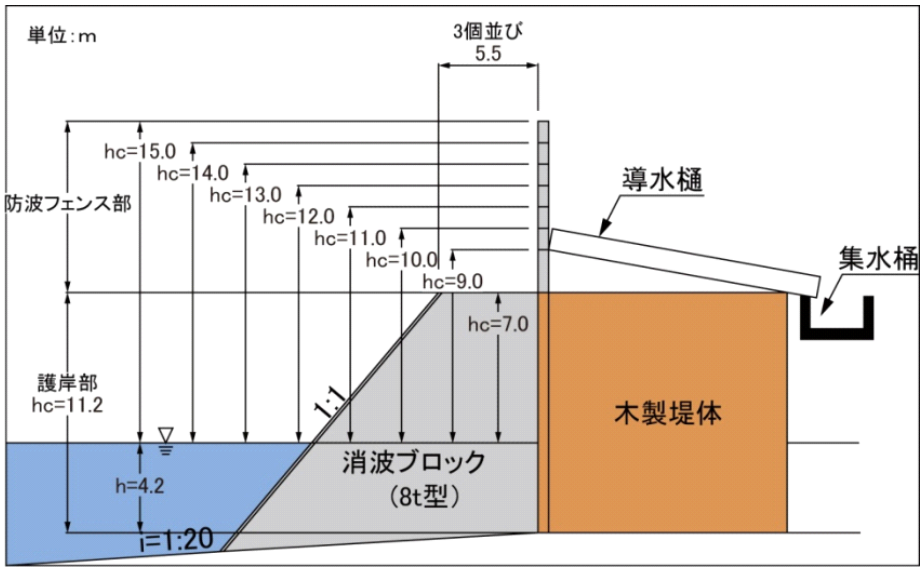


図-4.1.2　実験断面

（2）越波流量

図-4.1.3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[1)]にならって，堤前有義波高 $H_{1/3}$ を用いて，**式-4.1.1**および**式-4.1.2**のように無次元化した．

$$q^* = q \Big/ \sqrt{g H_{1/3}^3} \tag{4.1.1}$$

$$h_c^* = h_c / H_{1/3} \tag{4.1.2}$$

q^* および h_c^* は，概ね直線的な関係にある．実線は，**式-4.1.3**の近似曲線で示すことができる．

$$q^* = Q_0 \exp(-b \cdot h_c^*) \tag{4.1.3}$$

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．

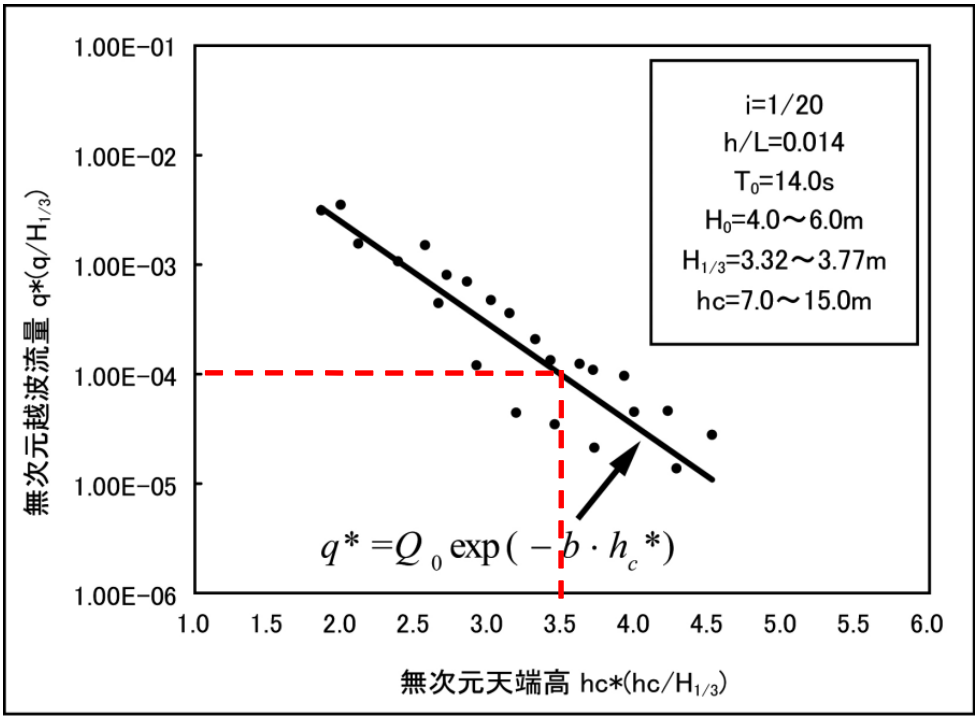


図-4.1.3　無次元越波流量

（3）防波フェンスの必要高さ

図-4.1.3から，幌海岸の許容越波流量を 1 × $10^{-4}$$m^3$/m･s とすると，5 年確率波相当となる H_0'=5.0m では、h_c=13.5m（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'=6.0m では，**図-4.1.4** に示す，h_c=14.9m（護岸天端からの防波フェンス高さは 7.9m）以上が必要となることが分かった．

防波フェンスの設置は，通行車両への損傷被害を未然に防ぐことが第１の目的と考える．越波流量から求められるフェンスの必要高さは，水塊から分離した飛沫までも，防ぐフェンス高さとなっている．

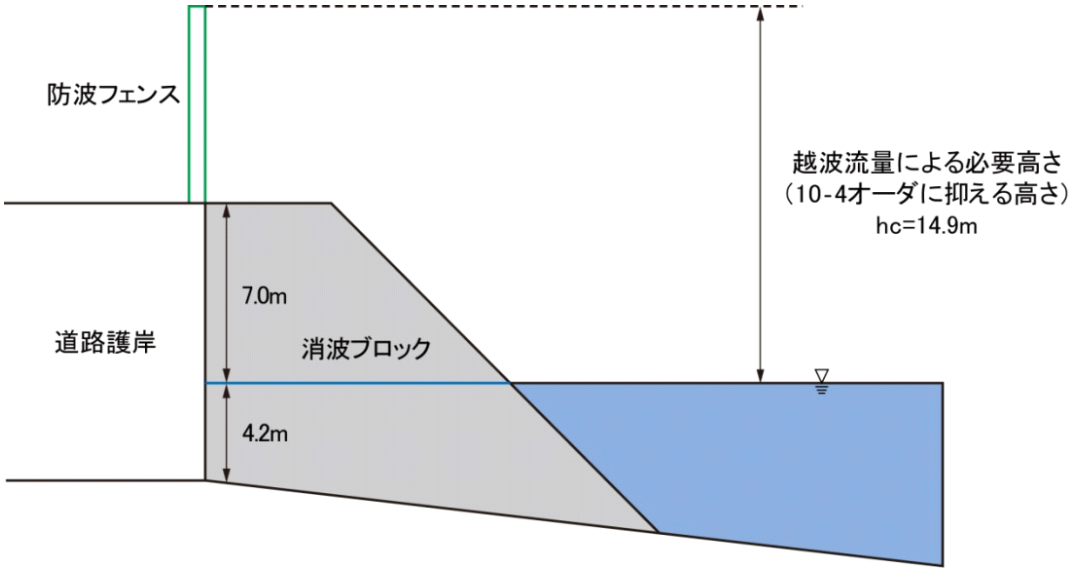


図-4.1.4　防波フェンスの必要高さ

４．２　道路面への打ち込み波力

4.2.1　実験方法

車両への打ち込み波力実験は，越波実験と同様の条件で行った．**図-4.2.1**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力を計測した．なお，静水面からの防波フェンス高さ h_c を 9m, 10m, 11m および 12m の 4 断面に変化させた．受圧板の設置状況を**写真-4.2.1**に示す．

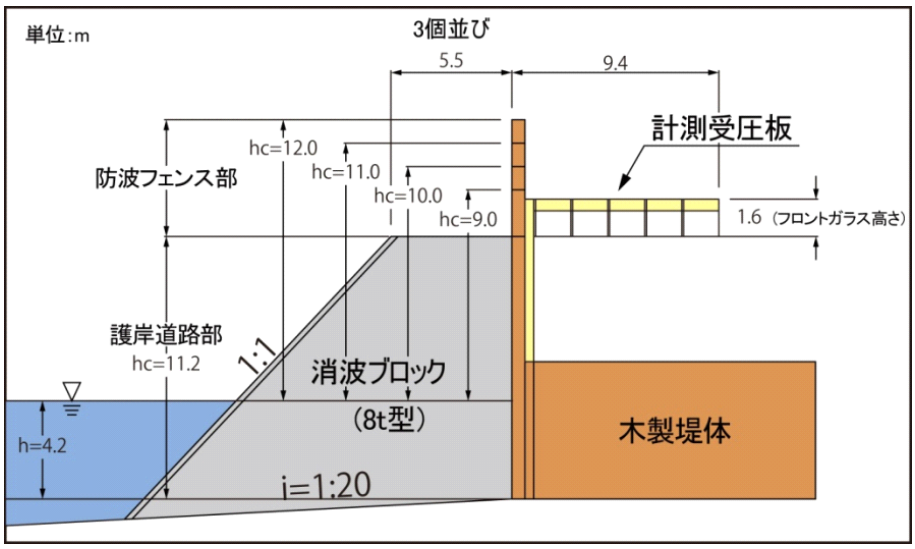


図-4.2.1　実験の断面図

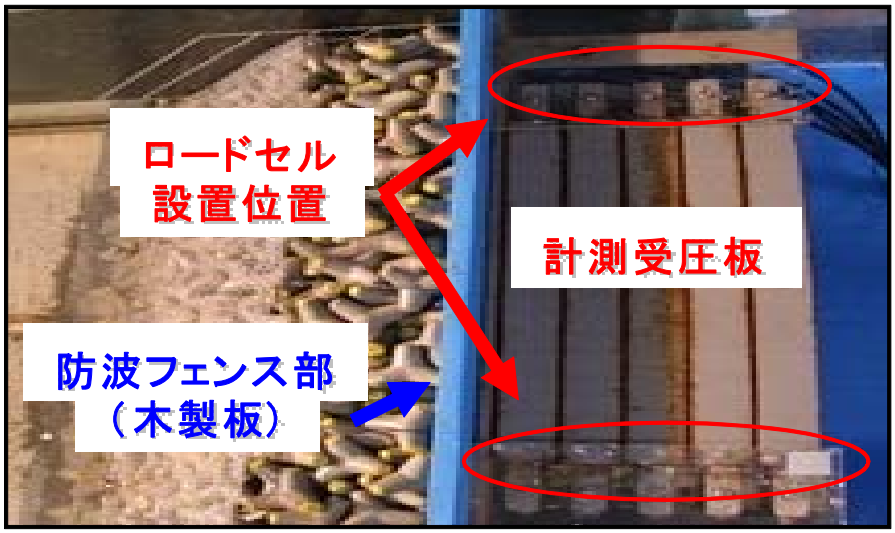


写真-4.2.1　計測受圧板の設置状況

4.2.2　実験結果

実験は 10 回繰り返し行い，その平均値を用いた．サンプリング周期は 200Hz で計測した．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．受圧板による計測系の固有振動数は 120Hz である．各受圧板に作用する波力の最大値に着目して，10 年確率波相当の H_0'=6.0m の波力分布を**図-4.2.2**に示す．縦軸は，受圧板に作用する打ち込み波力 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力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（4kN/m^2）を下回る必要天端高さは，h_c=11.0m（護岸天端からの防波フェンス高さは 4.0m）であった．越波実験で得られた天端高さと比較すると，2.9m 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．

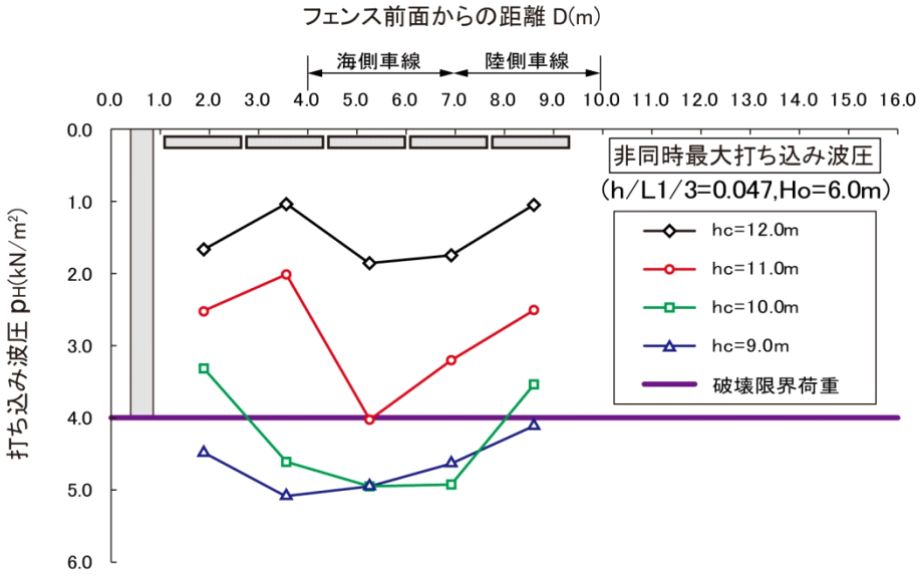


図-4.2.2　打ち込み波力

４．３　通行車両の安全性評価

4.3.1　数値解析

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．メッシュデータを必要とせず，粒子で構成された解析データにより，飛沫を伴う流体の自由表面流れや分離・合体を解析できる手法である．本解析では清水ら[2)]と同様に，Koshizuka ら[3)]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-4.3.1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．解析は，初期粒子間距離 0.1m，最大計算ステップ 0.005s，出力間隔 0.01s で行った.

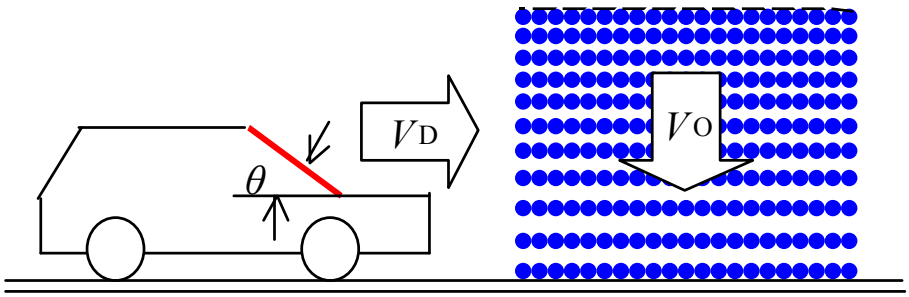


図-4.3.1　MPS 法による解析モデル

図-4.3.2は V_D=10m/s，θ=45°のケースの解析図である．フロントガラスに衝突した水粒子は，落下する水粒子を巻き込み，激しく前方へ飛散する状況が見られる．

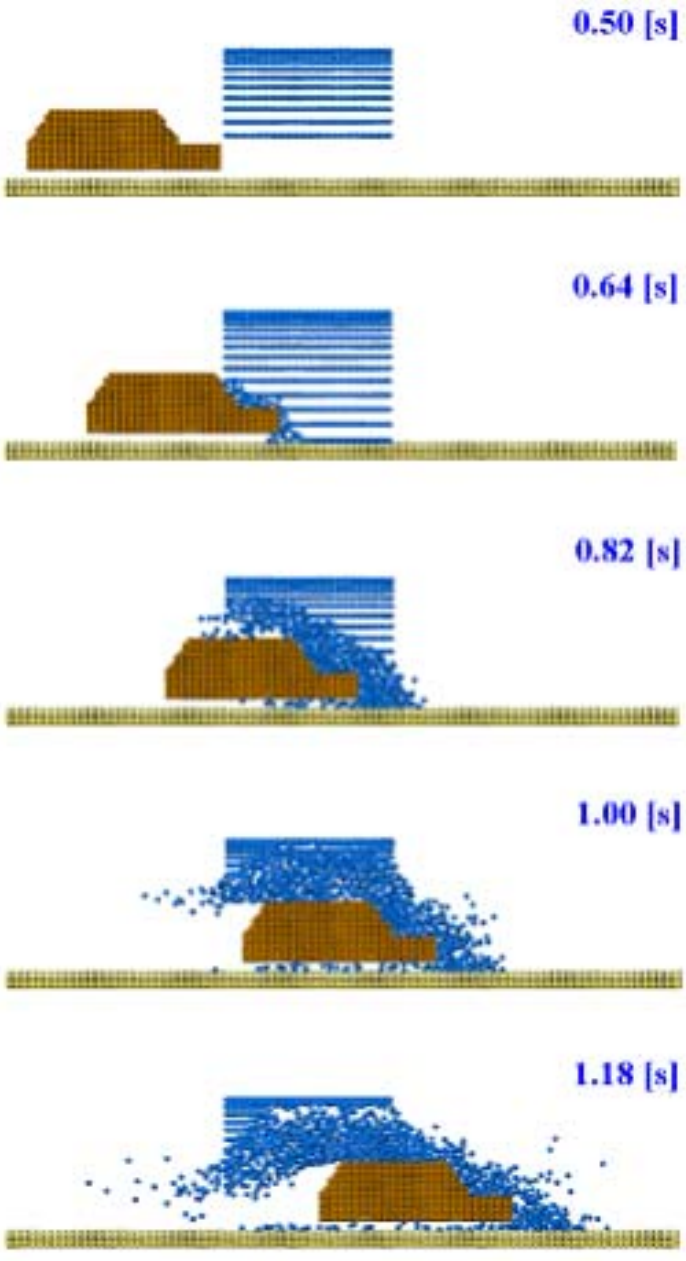


図-4.3.2　MPS 法による解析図

4.3.2　走行速度とフロントガラスに作用する波力の関係

図-4.3.3は，フロントガラス角度 θ=45°に打ち込まれる流体平均圧力 $\overline{p}$ 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 10kN/m^2，8kN/m^2，6kN/m^2 および 4kN/m^2 に変化させた．p=10kN/m^2 の場合では，車両走行速度 V_D が 30km/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 20kN/m^2 を上回る結果であるが，法定速度（60km/h）を走行する場合には，p=4kN/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．

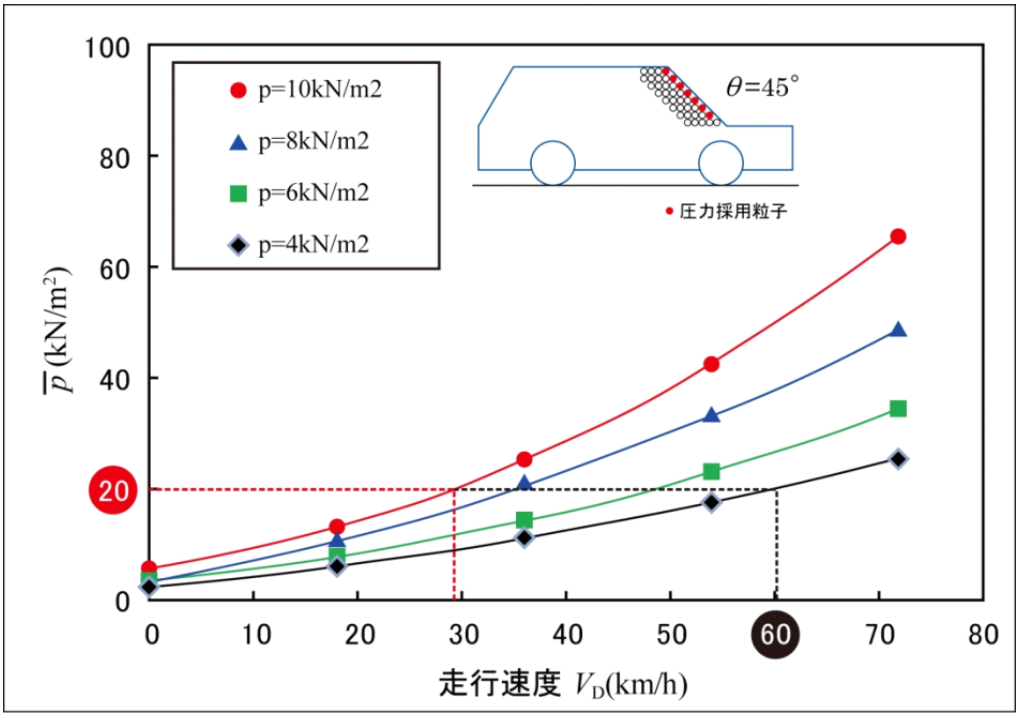


図-4.3.3　車両走行速度と平均圧力の関係

４．４　車両安全のための防波フェンス必要高さの提案

4.4.1　防波フェンス必要高さの考え方

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-4.4.1**は，これらの被害を防ぐために必要となる防波フェンスの高さを示したものである．越波流量から求まる防波フェンスの高さは，**図-4.1.3**に示した静水面から h_c=14.9m 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防波フェンスの高さは，静水面から h_c=11.0m となり，防波フェンス高さが 26%程度，低くなることが分かった．

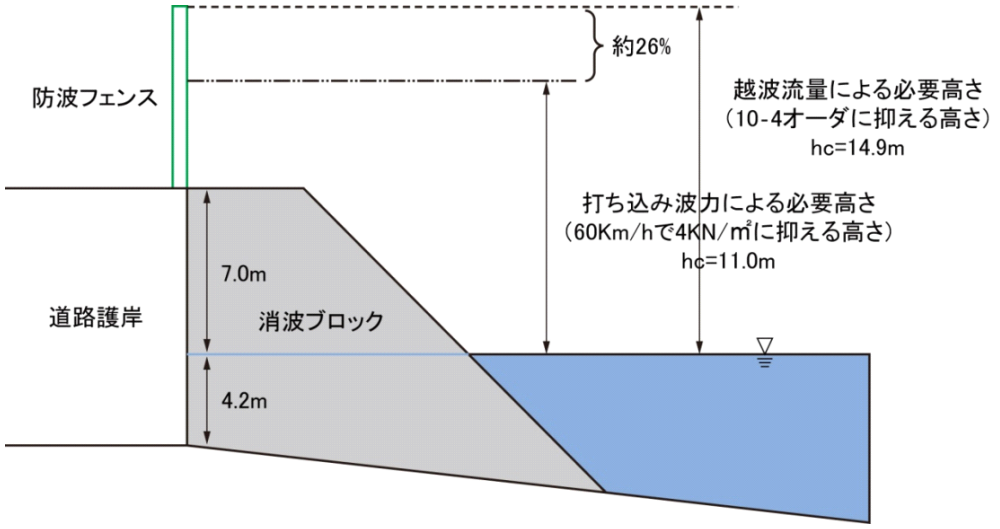


図-4.4.1　防波フェンス必要高さの考え方

4.4.2　防波フェンス必要高さを求める検討フロー

海岸道路での防波フェンスの必要高さを求める検討フローを**図-4.4.2**に示す.

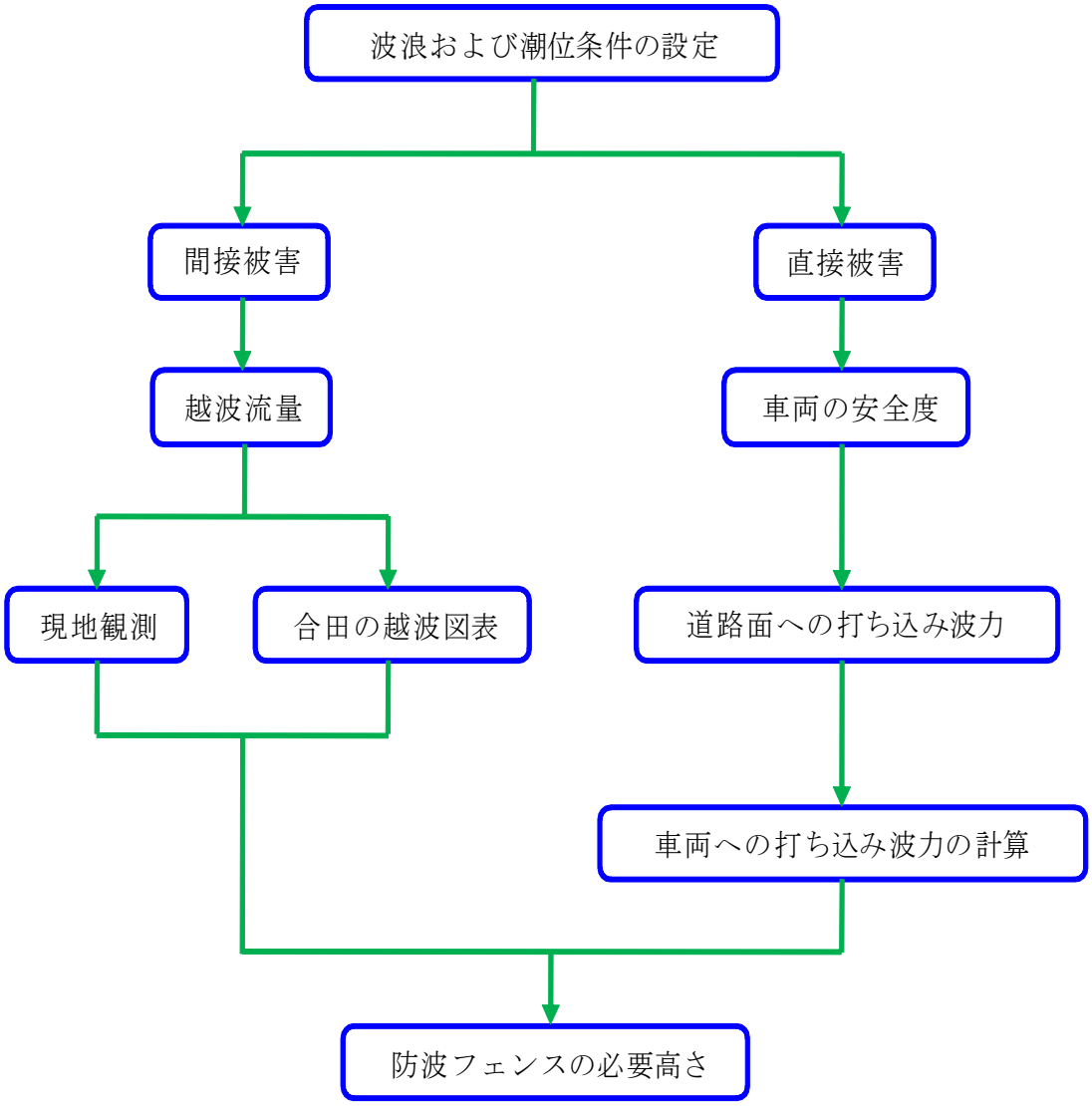


図-4.4.2　防波フェンス必要高さを求める検討フロー

４．５　結論

海岸道路を対象とした防波フェンスの必要高さについて，主要な結論を以下に示す.

①幌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'=6.0m に着目した場合，越波流量を q=1 × 10^{-4}m^3/m･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 θ=45 ° 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 20kN/m^2 を上回る圧力 $\overline{p}$ と車両走行速度 V_D との関係を明らかにし，p=10kN/m^2 では，車両走行速度 V_D が 30km/h に満たない結果が得られた．また，速度 60km/h で走　行する場合には，p=4kN/m^2 以下に抑える必要があり，打ち込み波力実験の結果，防波フェンスの必要高さは 4.0m となることが分かった.

③防波フェンスの必要高さを決めるための算定フローとして，越波流量から求める方法と車両安全の確保から求める方法を示した.

４．６　参考文献

１）合田良実（2008）: 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.

２）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（2010）: 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.

３）Koshizuka, S., H.Tamako, and Y.Oka,（1995）: A particle method for incompressible viscous flow with fluid fragmentation, *Computational Fluid Dynamic J.*, Vol.4，No.1, pp.29-46.

第５章　海岸道路を対象とした防波フェンスの耐波設計法

５．１　防波フェンスの被災事例とその再現実験

5.1.1　防波フェンスの被災状況

防波フェンスの設計法に関しては，木村ら[1) 2) 3)] 山本ら[4)] が，個別の事例に対する検討を行っている．標準的な設計法は確立しておらず，これら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．

海岸に面した急峻な崖に沿って建設された一般国道 336 号えりも町目黒地区荒磯海岸は，従来から越波による通行障害が多発する海岸道を多くかかえている．2001 年度には，越波対策として，**写真-5.1.1**に示すＡ区間（180m），Ｂ区間（100m）およびＣ区間（120m）に防波フェンスが設置されたものの，2006 年 10 月の低気圧による高波により，防波フェスが 2 ヵ所で延長 78m にわたって損傷する被災が生じた．

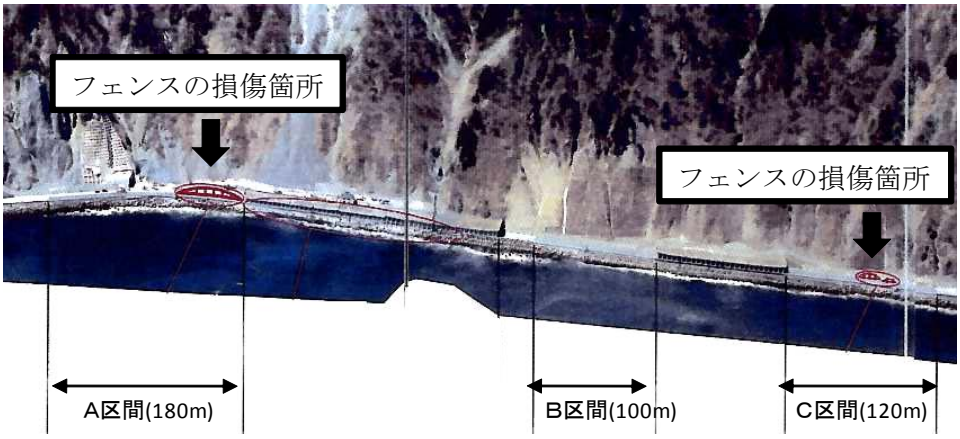


写真-5.1.1　一般国道 336 号えりも町目黒地区荒磯海岸

写真-5.1.2に示すように，鋼製有孔折板部材を取り付けた防波フェンスの支柱が基部から折れ曲った．十勝港の波浪観測地点では 50 年確率波相当の波浪が観測されており，この高波と異常潮位によって，消波ブロックが散乱，沈下し，不完全消波となった箇所において衝撃的な波力が作用して防波フェンスが被災したと考えられる．



写真-5.1.2　防波フェンスの損傷状況

5.1.2　被災発生時の海象変化

図-5.1.1は，被災発生当時，被災箇所から約 60 ㎞北に位置する十勝港の波浪観測地点（水深 22m）における 2006 年 10 月 7 日～ 10 月 8 日までの波高，周期および潮位の時間変化を示している．10 月 8 日 3 時に最高波高 H_{max}=11.66m，有義波高 $H_{1/3}$=7.44m，有義波周期 $T_{1/3}$=14.2s，潮位 D.L+1.54m が観測された．なお，当該路線は 10 月 7 日 13 時より全面通行止めとなっており，通行車両への高波被害は発生していない．

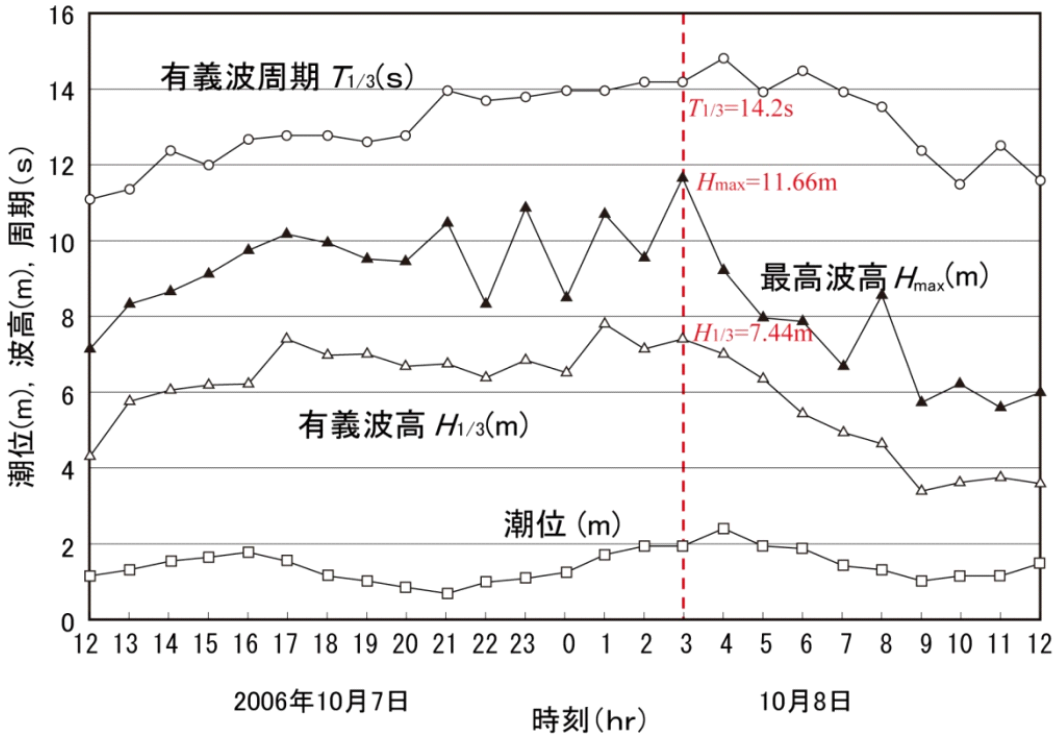


図-5.1.1　被災時の海象変化

5.1.3　波力実験

（1）実験方法

実験は，**図-5.1.2**に示す不規則波発生装置を備えた 2 次元造波水路（長さ 28.0m，幅 0.8m，深さ 1.0m）で行い，実験縮尺は s=1/30 とした．水路内に海底勾配 i=1/30 の一様斜面とそれに続く水平床を設けた．水平床上に**図-5.1.3**に示す堤体模型を設置した．防波フェンス模型は空隙のない平板を 3 段並べた構造とし，平板の左右に荷重計（定格 50 N）を取り付けて作用波力を求めた．

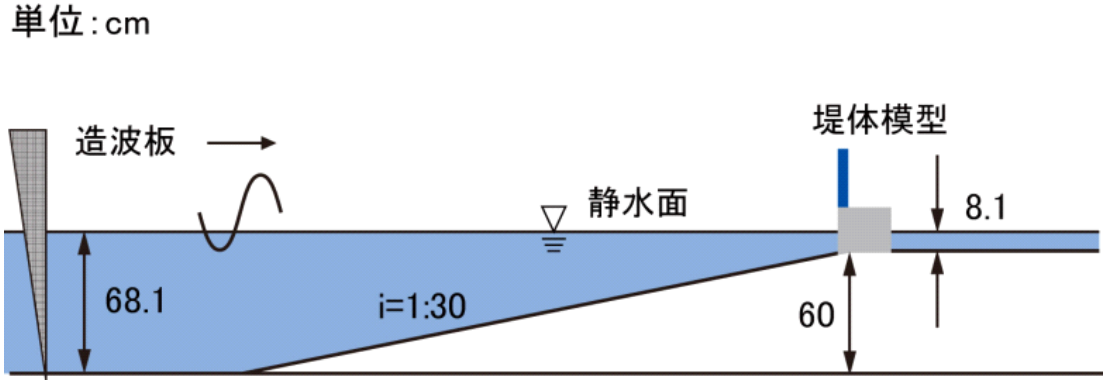


図-5.1.2　2 次元造波水路

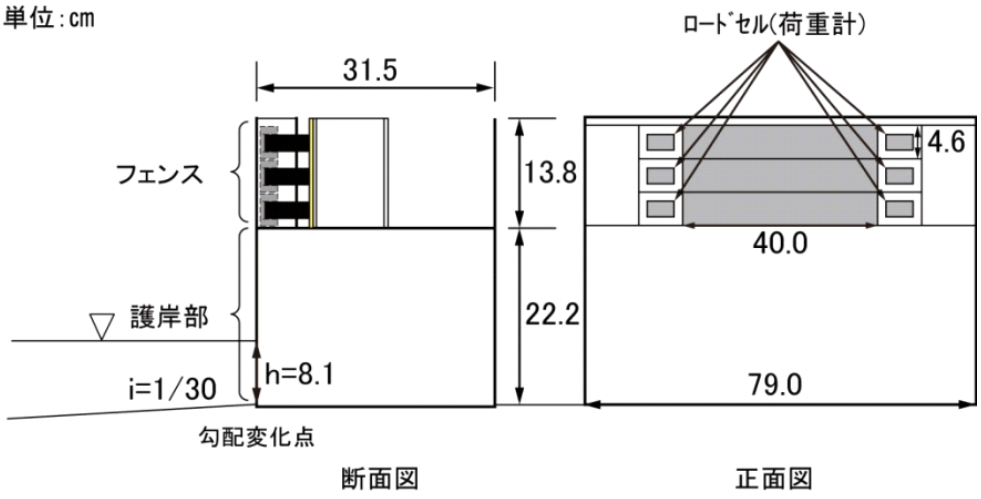


図-5.1.3　堤体模型

消波ブロック（118g）の設置形状は現地の横断図を参考にして，**図-5.1.4**に示す断面①～⑤を再現した．A区間は断面①および④に，B区間は断面③に，C区間は断面①および④にそれぞれ対応している．このうち被災を受けたのは断面①である．また，消波ブロック無しの断面⑥についても実験を行った．

実験水深は 8.1cm 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．実験に用いた波浪条件は被災発生時の波浪観測結果を参考にして決定した．周期を $T_{1/3}$=1.83s，2.19s および 2.56s の 3 種類，波高 H_0'=16.7cm，20.0cm および 23.3cm とした．1 波群の作用波数は 150 波とした．波力データはサンプリング周期は 200Hz で測定した．

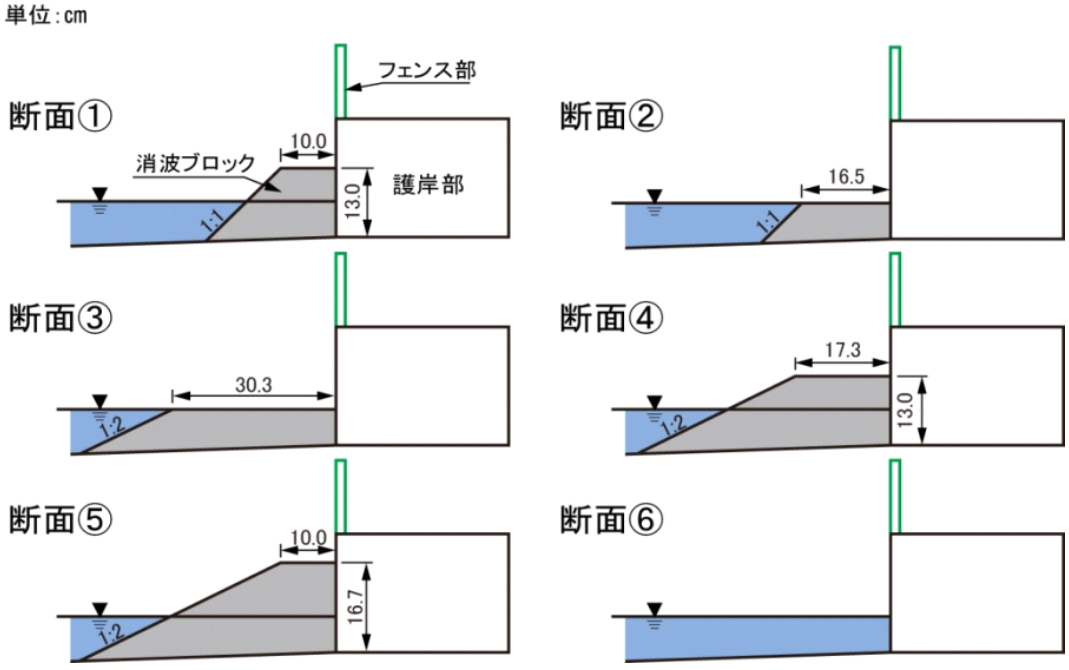


図-5.1.4　実験に用いた消波ブロックの形状

（2）フェンスへの波の作用状況

写真-5.1.3(a)および**(b)**は，被災発生時の波浪条件 H_{max}/h=1.42，$h/L_{1/3}$=0.036 の波群中の最高波に相当する波が防波フェンスに作用した状況を示したものである．**写真-5.1.3(a)**に示す断面①では，先行した波の反射波と，その後続の進行波とが重複し，水塊となって防波フェンスに衝撃的に作用する波面形態が見られる．断面②および消波ブロックの無い断面⑥についても同様の波の作用状況が確認された．

一方，**写真-5.1.3(b)**に示す断面⑤では，消波ブロックの法面上で砕波が生じて，空気を巻き込みながら防波フェンスに波面が衝突しているのが確認できる．断面③および④についても類似した波の作用状況が確認された．

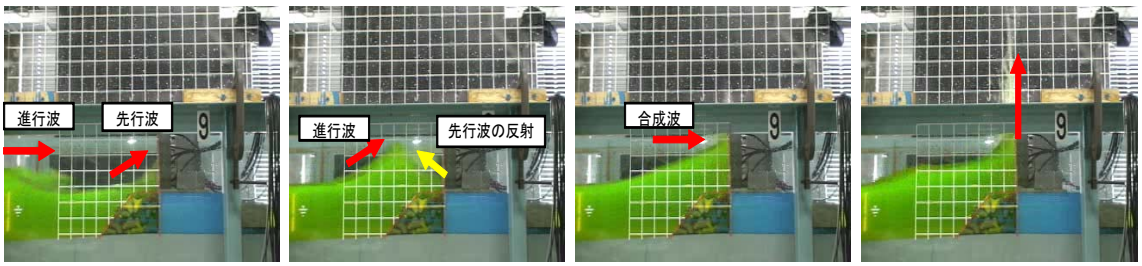


写真-5.1.3(a)　波の作用状況（消波ブロック断面①）



写真-5.1.3(b)　波の作用状況（消波ブロック断面⑤）

（3）防波フェンスの波力特性

図-5.1.5(a)，(b)および(c)は，実験結果に基づいて，防波フェンスに作用する波群中の最大波力に着目して，無次元波力強度 $p/\rho_0 g H_{max}$ を周期ごとに示したものである．いずれの周期においても H_{max}/h が大きくなるとともに波力も大きくなる傾向を示している．

防波フェンスに作用する波力を求める手法としては，合田式[5]による波力算定法が一般に用いられている．また，上久保ら[6]は，消波工と本体工の天端高さが異なる条件での直立部に作用する波力算定法を提案している．しかしながら，その提案は，H_{max}/h が約 0.8 の条件における算定法であるため，本施設の設計波に相当する H_{max}/h=1.42 の条件では波力特性が異なる．

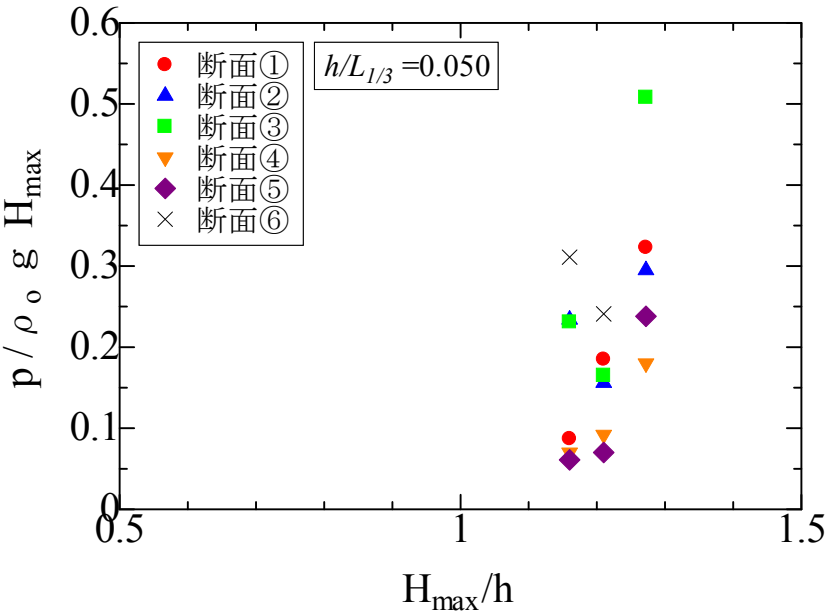


図-5.1.5(a)　防波フェンスに働く波力

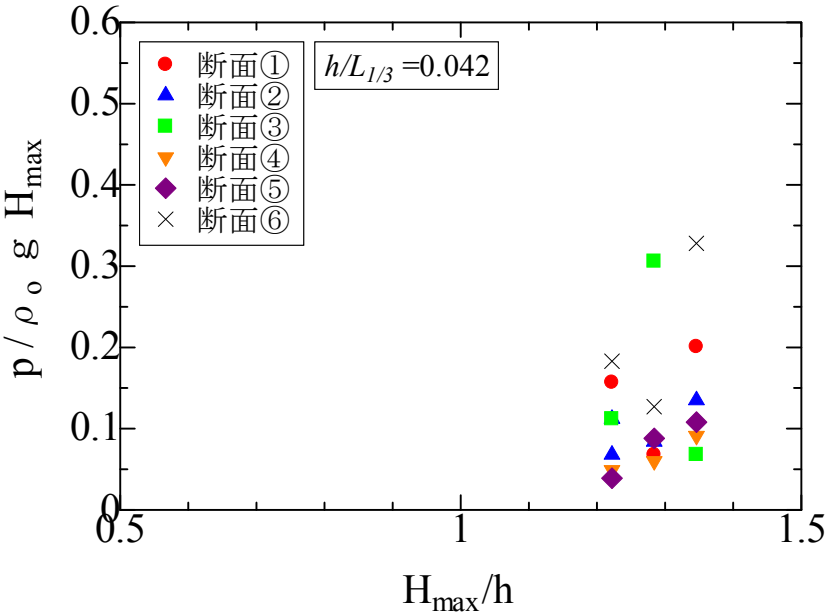


図-5.1.5(b)　防波フェンスに働く波力

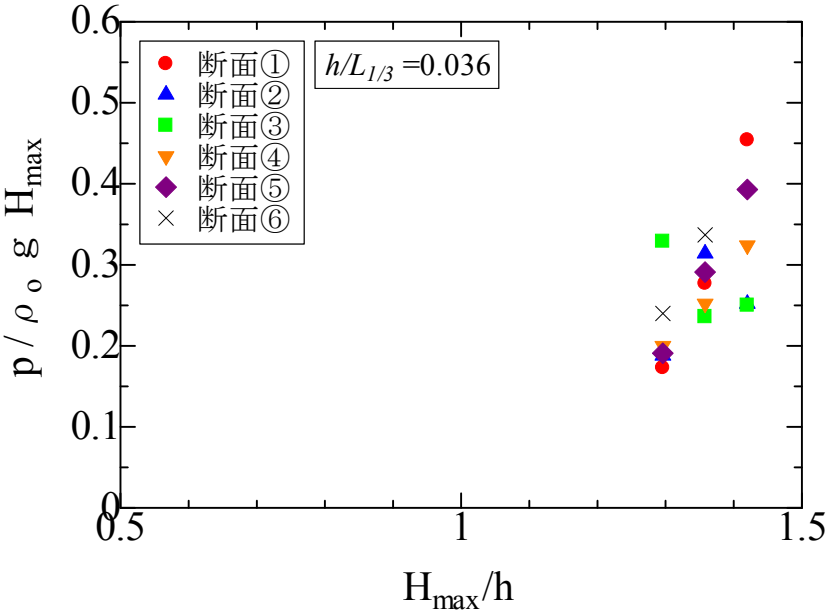


図-5.1.5(c)　防波フェンスに働く波力

図-5.1.6は，被災発生時の波浪条件 H_{max}/h=1.42，$h/L_{1/3}$=0.036 における防波フェンスの最大波力時の波力分布を示したものである．合田式による波力分布を示した破線では，波力の作用高さが 4.2m であるのに対し，実験ではその 1.8 倍となっており，防波フェンスの上部にまで波力が作用していることがわかる．実験結果では，断面①に作用する波力が最も大きい．これは越波水塊の発生位置や打ち出し角度が，防波フェンスにとって厳しい条件となることが理由と考えられる．

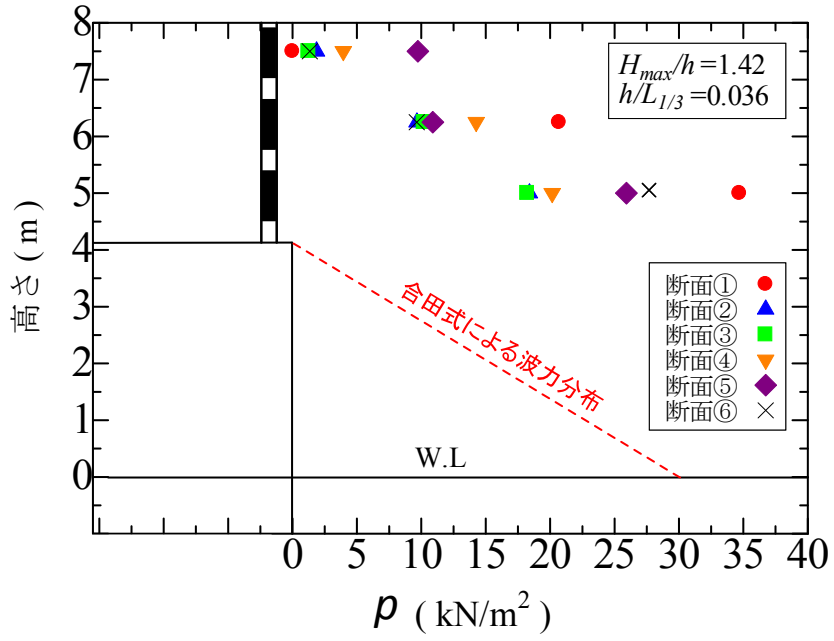


図-5.1.6　防波フェンスの波力分布

5.1.4　落水実験

（1）実験方法

現地で使用されていた鋼製有孔折板部材を対象として，実規模の流体衝撃力の再現を試みた．**図-5.1.7**に示すように，定格 500N の分力計 2 台の上に防波フェンス部材を水平に固定し，その上方に設置した塩ビ管の中に入れた水を落下させて防波フェンス部材に作用する荷重をサンプリング周期は 200Hz で測定した．管の下部に水を満たしたゴム袋を置き，塩ビ管中の水位を一定に保って，ゴム袋を針で破裂させることで一気に落水させた．落水の状況を**写真-5.1.4**に示す．

実験に用いた防波フェンス部材は**写真-5.1.5**に示すように平板と折板の 2 種類とし，透過率 ε は 0 ～ 37%の 4 種類に変化させた．実験は同一条件で 10 回繰り返し，衝撃力のピーク値に着目し，10 回分の平均値と標準偏差を用いて整理した．なお，平板（ε=0%）の条件に対して予備実験を行い．現地換算した被災時の作用波力が再現できるように落水高さを調整した．

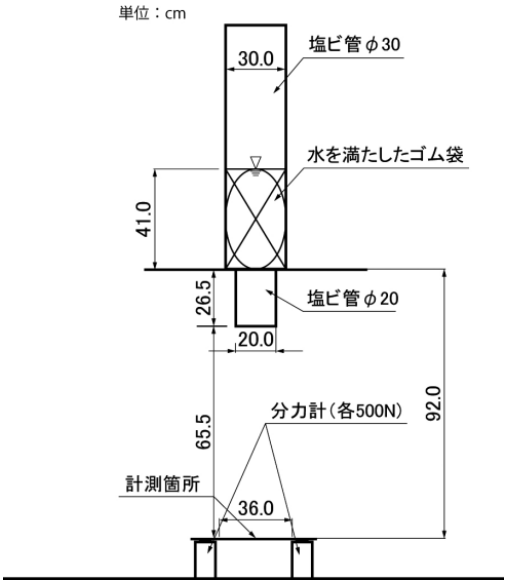


図-5.1.7　落水実験模型



写真-5.1.4　落水実験状況



写真-5.1.5　波力測定用防波フェンス部材(ε=30 %)
（左：平板，右：有孔折板）

（2）透過率と断面形状の影響

図-5.1.8(a)に，平板に作用する力の時間波形の例を示す．孔のない ε=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力が減じる腰かけ部が続いている．一方，ε=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．それに対して，**図-5.1.8(b)**の折板では，平板よりも明確にピークの波形が現れており，さらに大きな衝撃力が作用している．

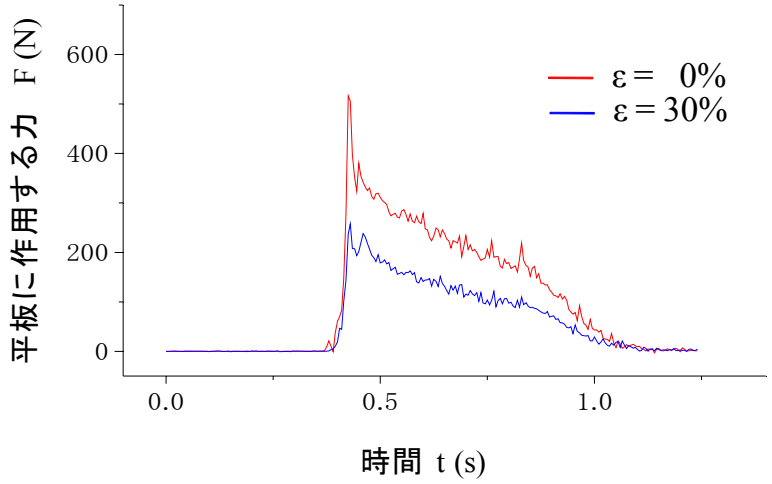


図-5.1.8(a)　平板に作用する力の時系列

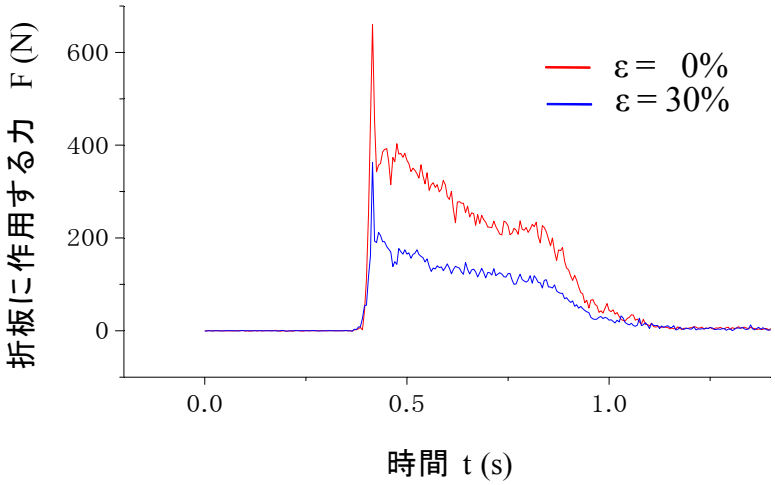


図-5.1.8(b)　折板に作用する力の時系列

図-5.1.9は，折板の凹部，凸部および平板に作用する最大圧力の平均値を示している．衝撃力のピーク値に着目し，10 回分の平均値を示している．防波フェンスの断面形状によらず，ε が大きくなると作用圧力は減少している．折板の凹部の場合は，平板よりも 1.2 ～ 1.4 倍の大きな力が作用している．これは，落下水が折板の凹部に集まるためであると考えられる．また，折板の凸部に作用する圧力は，平板よりも小さな値となることがわかった．

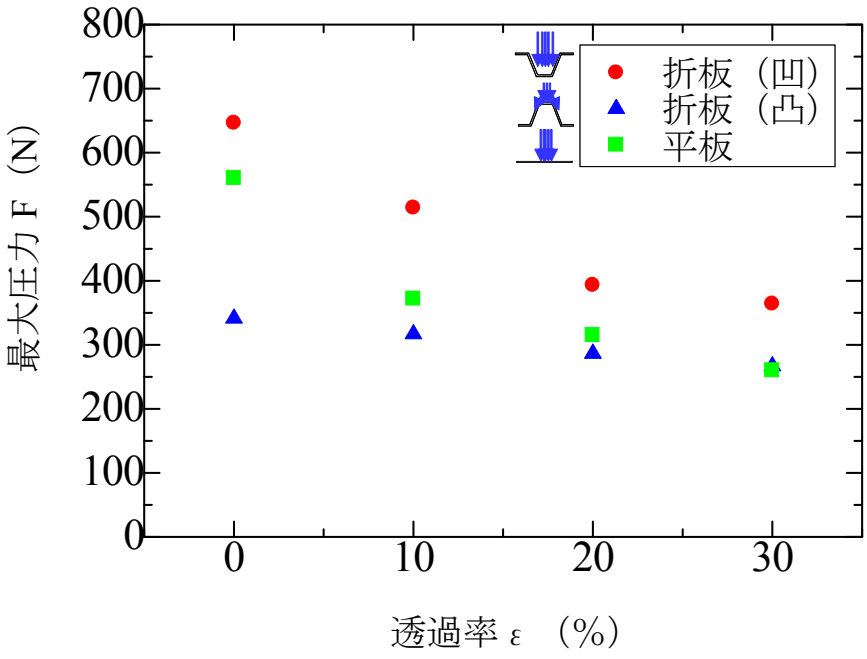


図-5.1.9　折板の凹部，凸部および平板に作用する最大圧力

図-5.1.10は，折板の凹部と凸部に作用する圧力の違いを明らかにするために，凹部と凸部に作用する圧力を平均した値と平板に作用する圧力との比較を行ったものである．衝撃力のピーク値に着目し，10 回分の平均値を示している．透過率を有する場合は，平板の方が 10 ～ 30 %程度，作用圧力が低減することがわかった．一方，ε=0%の場合は，平板の作用圧力が 10 %程度大きな値となった．

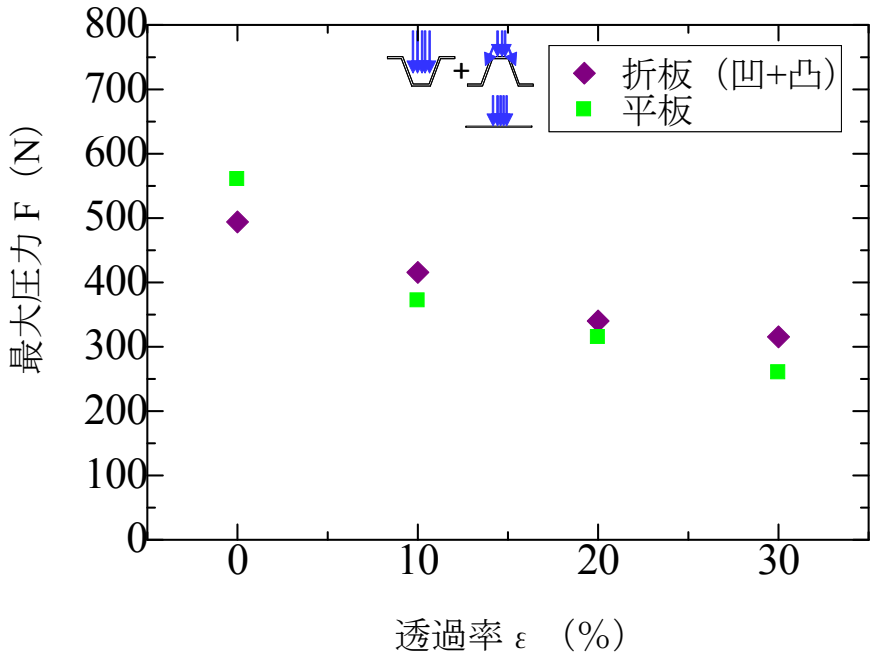


図-5.1.10　折板の凸部と凹部に作用する最大平均圧力と平板に作用する最大圧力

図-5.1.11は，折板の凹部と平板の最大圧力の平均値と標準偏差を示している．ただし，圧力は，防波フェンスに作用した力の最大値を，落水筒下端の面積で除したものである．

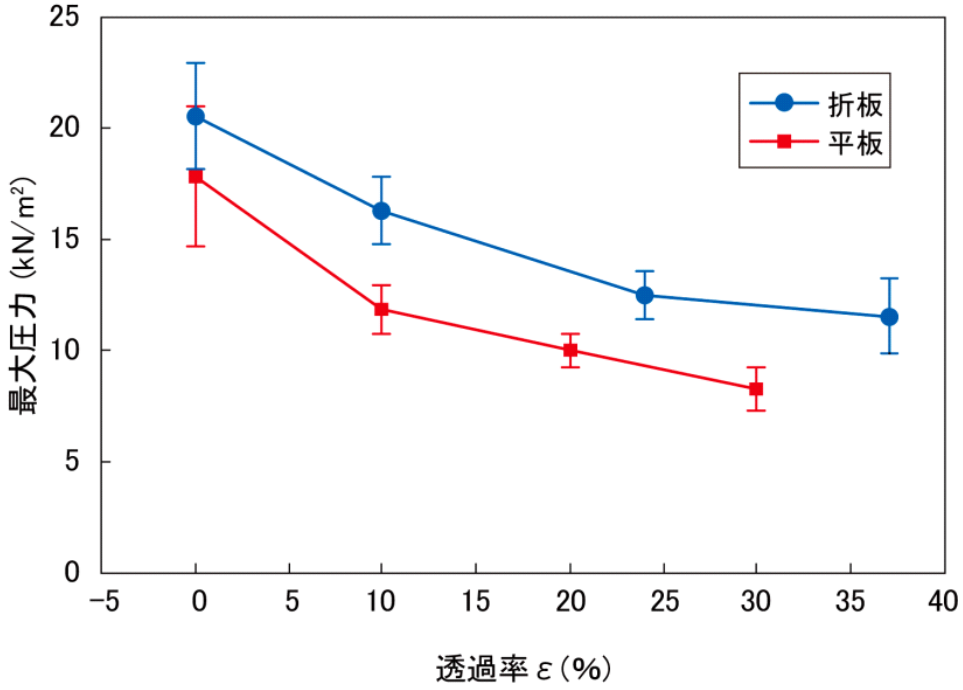


図-5.1.11　防波フェンスに作用する最大圧力

5.1.5　被災した防波フェンスへの作用波力の推定

図-5.1.12に被災箇所ごとの作用波力を示す，波力実験によって得られた平板（ε=0%）の作用波力を用いて，現地で使用されていた有孔折板（ε=30%）の作用圧力を補正した値を赤〇および白〇で示す．また，鋼材の降伏応力度から求めた防波フェンスの破壊限界波力を実線で示す．限界値を下回ったＢ区間では損傷は見られなかった．限界値を大きく上回ったＡ区間の右側で 1.6 倍，Ｃ区間の中央で 1.4 倍の波力が作用して被災に至ったことが明らかとなった．また，Ａ区間の左側では 1.1 倍の波力が作用した部分で，損傷が部分的に見られる．

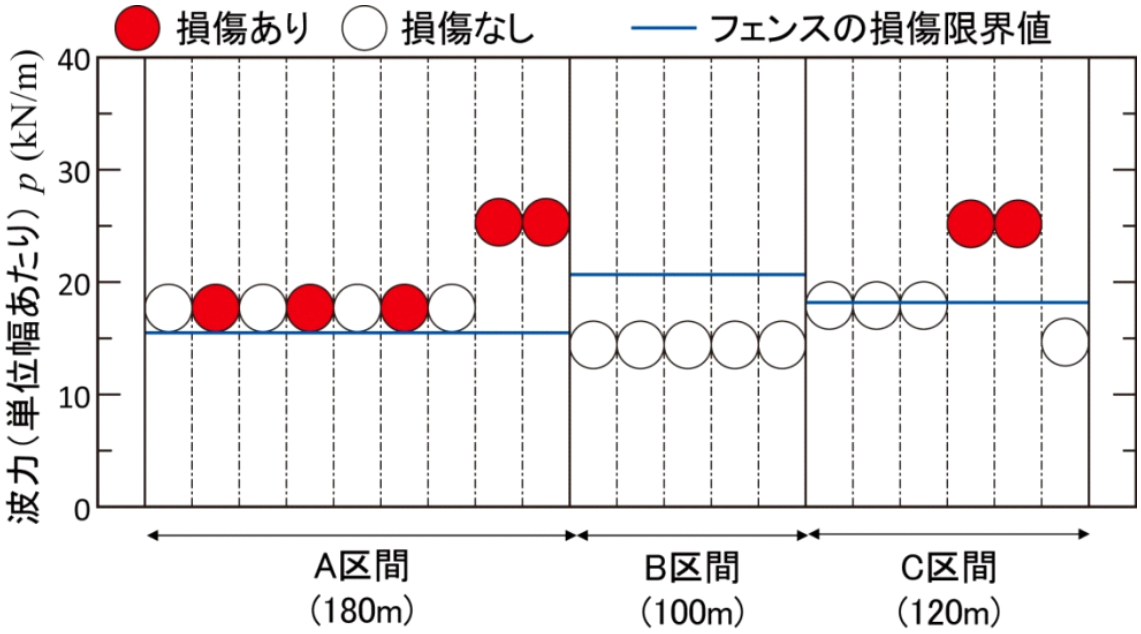


図-5.1.12　被災箇所と作用波力の関係

５．２　波力算定法の提案

5.2.1　現行の波力算定法

消波護岸おける防波フェンスに作用する波力を求める手法としては，合田式に波力低減係数 λ を乗じる方法が一般的に用いられている．合田式における波力強度 $p1$，$p2$，$p3$ および波力の作用高さ η^*を以下の**式-5.2.1～式-5.2.4**に示す．計算に用いる波力分布を**図-5.2.1**に示す．

$$\eta^* = 0.75\,(1+\cos\beta)\,\lambda_1 H_D \tag{5.2.1}$$

$$p1 = 0.5(1+\cos\beta)(\alpha_1\lambda_1 + \alpha_2\lambda_2\cos^2\beta)\,\rho_0 g H_D \tag{5.2.2}$$

$$p2 = \frac{p_1}{\cosh(2\pi h/L)} \tag{5.2.3}$$

$$p3 = \alpha_3 p_1 \tag{5.2.4}$$

ここに，

η^* ：静水面上で波力強度が 0 となる高さ（m）

$p1$ ：静水面における波力強度（kN/㎡）

$p2$ ：海底面における波力強度（kN/㎡）

$p3$ ：直立壁の底面における波力強度（kN/㎡）

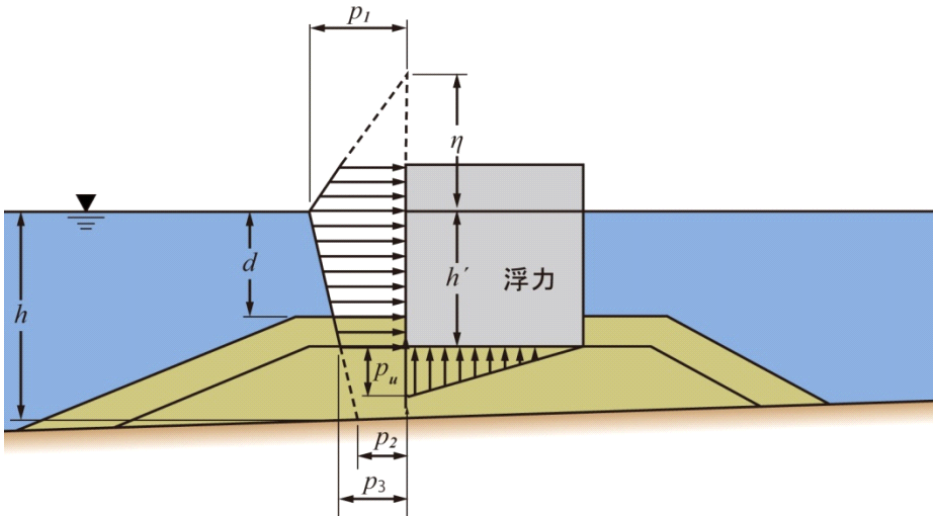


図-5.2.1　合田式による波力分布

5.2.2　波力の補正方法

汀線付近において合田式を用いる場合，防波フェンスへの作用波力および波力の作用高さが過少に評価される場合がある．

上久保ら[7]は，幌海岸を対象とした防波フェンスの設計事例を報告している．また，菅原ら[8]は，雄冬海岸を対象とした防波フェンスの設計事例を報告している．荒磯海岸は本報告での A 区間における被災箇所での作用波力を示している．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-5.2.1**に示す．

表-5.2.1　各海岸道路の設計諸元

海岸道路	H_0'	h	i
幌海岸	7.4m	3.6m	1/20
雄冬海岸	7.7m	4.2m	1/20
荒磯海岸	6.7m	2.4m	1/30

図-5.2.2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 $p/\rho_0 g H_{max}$ の関係を示している．実験結果の傾向を示した実線は，合田式による波力分布の傾きにほぼ等しく，波力の作用高さおよび静水面における波力は合田式のおよそ 1.6 倍になることが明らかとなった．よって，合田式に波力の作用高さ η’および静水面における波力強度 $p1$’に割増係数 a，b を乗じると以下の**式-5.2.5**および**式-5.2.6**のように表すことができる．

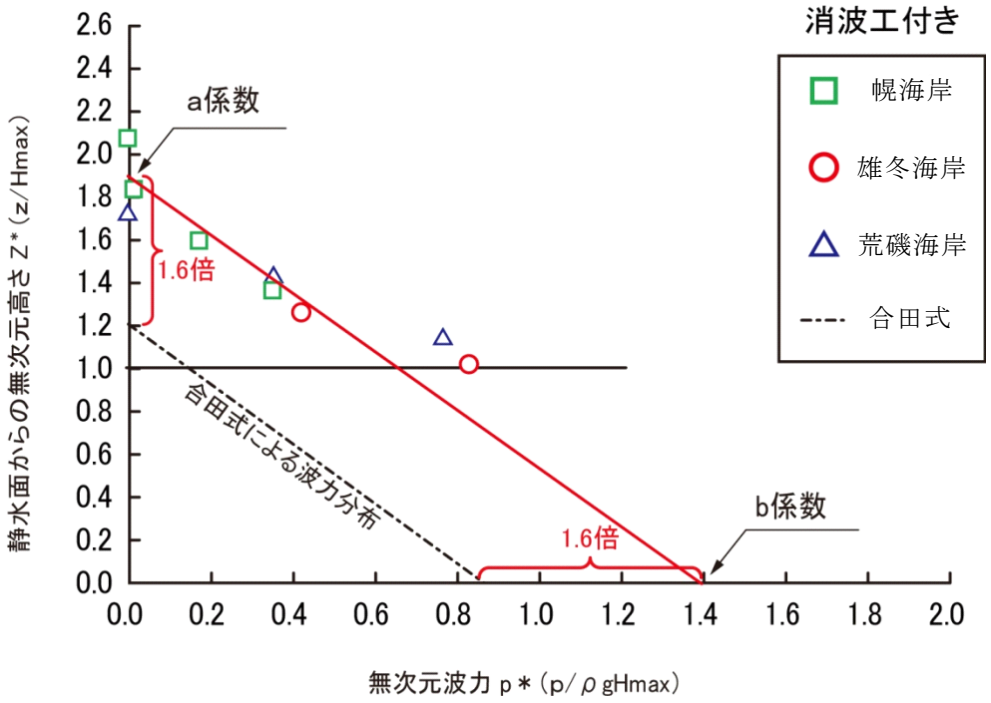


図-5.2.2　無次元波力分布

$$\eta' = a \cdot \eta^* \qquad (5.2.5)$$

$$p' = b \cdot p_1 \qquad (5.2.6)$$

ここで，a=1.6，b=1.6 を用いることとする．

なお，波力の割増は z^*=1.0 以上の条件に適用するものとする．

５．３　結論

海岸道路を対象とした防波フェンスの耐波設計法に関して，主要な結論を以下に示す.

①消波ブロックの形状および波浪条件が防波フェンスに働く波力におよぼす影響を示した.

②落水実験により，実規模の防波フェンスに対し，透過率や形状の変化による波力の違いを示した.

③防波フェンスの破壊限界波力の 1.1 倍に相当する波力では，防波フェンスの損傷はなく，1.4 ～ 1.6 倍に相当する波力が作用した箇所において，防波フェンスの損傷による被災が生じたことを明らかにした.

④現地で施工された防波フェンスを対象とした実験結果は，合田式による波力分布の傾きにほぼ等しく，波力の作用高さおよび静水面における波力は，合田式のおよそ 1.6 倍になることを明らかにし，波力の補正方法を提案した.

５．４　参考文献

１）木村克俊・古川諭・山本泰司・吉野大仁（2006）：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，海岸工学論文集，第 53 巻，pp.871-875.

２）木村克俊・浜口正志・岡田真衣子・清水敏晶（2003）：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，海岸工学論文集，第 50 巻，pp.796-800.

３）木村克俊・安田佳乃子・山本泰司・梅沢信敏・清水敏晶・佐藤隆（2001）：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，海岸工学論文集，第 48 巻，pp.756-760.

４）山本泰司・木村克俊・南部裕之・高橋元樹・今村晃久・熊木功治（2008）：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.

５）合田良実：防波堤の設計波圧に関する研究，港湾技術研究所報告，第 12 巻 第 3 号，1973 年，pp.31-69.

６）上久保勝美・山本泰司・梅沢信敏・木村克俊・土井善和（2001）：消波工と本体工の天端高さが異なる消波ブロック被覆堤の水理特性，海岸工学論文集，第 48 巻，pp.706-710.

７）上久保勝美・菅原健司・山本泰司・木村克俊・今井浩平・小原康信・名越隆雄・上北正一（2010）：海岸道路用防波フェンスの必要高さと作用波力に関する検討，土木学会論文集 B3（海洋開発），Vol.B3-65

８）菅原健司・上久保勝美・山本泰司（2010）：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 回北海道開発技術研究発表会.

第６章　新たな算定法の現地への適用

６．１　設計箇所の概要

図-6.1.1に示す日本海側に面した一般国道 231 号増毛町雄冬海岸は，越波の多発地帯であり，KP87.660 ～ KP87.920 区間において仮設防波フェンスの検討が行われている．



図-6.1.1　仮設防波フェンス設置箇所

特に，**写真-6.1.1**の白の矢印で示す箇所において越波が顕著に見られる．平成 19 年 12 月 17 日に，高さ 3m の仮設防波フェンスが延長 L=174m の区間内に設置された．（**写真-6.1.2**および**写真-6.1.3**）



写真-6.1.1　仮設防波フェンス設置箇所の位置



写真-6.1.2　仮設防波フェンス



写真-6.1.3　仮設防波フェンスの全景

６．２　防波フェンスの設計事例

6.2.1　仮設防波フェンスに作用する波の状況

写真-6.2.1は，2008 年 2 月 14 日および 2009 年 12 月 7 日に仮設防波フェンスに波力が作用している状況を撮影したものである．**図-6.2.1**に示す合田式による波力分布は，仮設防波フェンスまで作用していないことがわかる．しかしながら，**写真-6.2.1**に示すように仮設防波フェンス上端付近まで越波飛沫が打ち上がっていることが確認できる．したがって、合田式による波力算定法は過小評価となることから，防波フェンスへの作用波力は，第５章で示した，補正係数を用いて算定することとした．

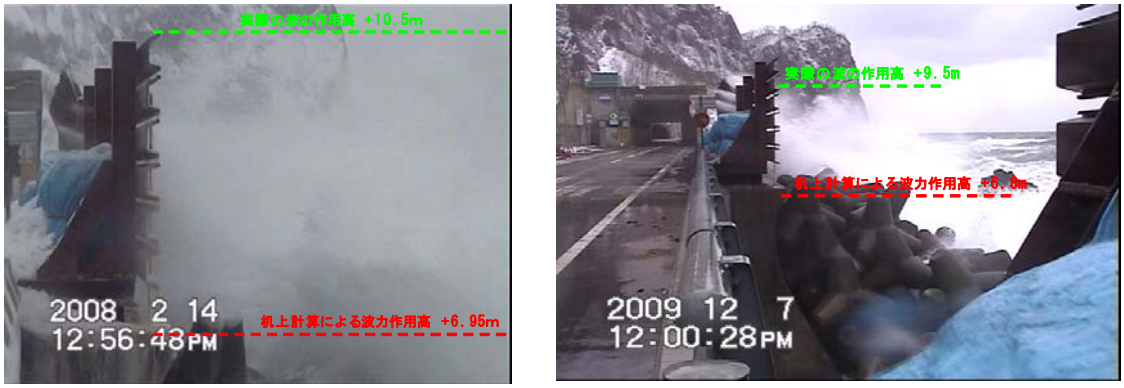


写真-6.2.1　仮設防波フェンスへの波の作用状況

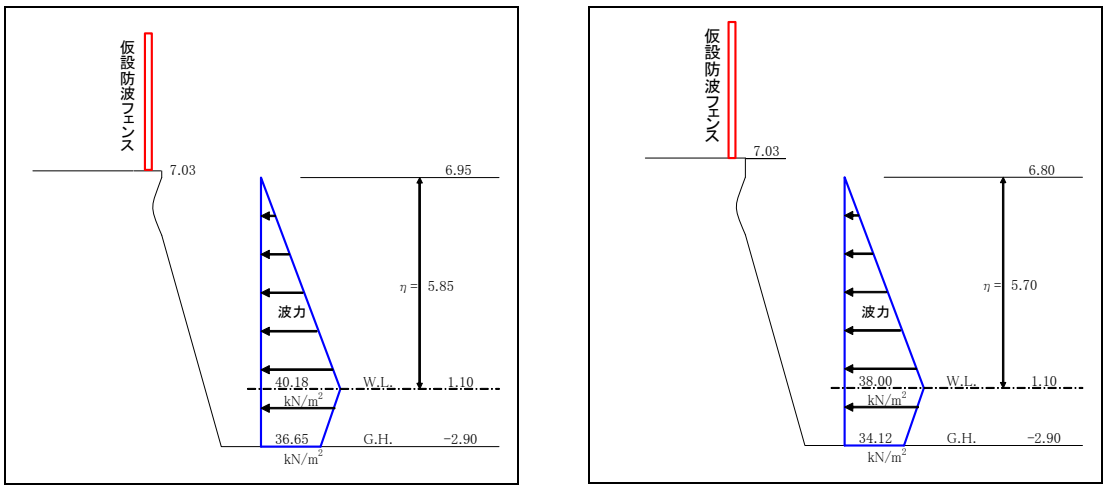


図-6.2.1　合田式による波力分布

6.2.2　設計波の算定

（1）波浪諸元（50 年確率波）

H_o'=7.7m，T_o=14s，L_o=305.8m

（2）設計水深

H.H.W.L　+1.1m

堤脚水深（h）　-3.1m

h=H.H.W.L-h=(+1.1m)-(-3.1m)=+4.2m

h/H_o'=4.2m/7.7m=0.55 ≧ 0.5

よって，堤脚水深を用いる．

（3）設計波高

H_o'/L_o=7.7m/305.8m=0.025

H_{max}/H_o'=0.66（**図-6.2.2**より）

$H_{max}=H_{max}/H_o' \times H_o'$

=0.66 × 7.7m

=5.1m

H_o'/L_o=7.7m/305.8m=0.025

$H_{1/3}/H_o'$=0.50（**図-6.2.2**より）

$H_{1/3}=H_{1/3}/H_o' \times H_o'$

=0.50 × 7.7m

=3.9m

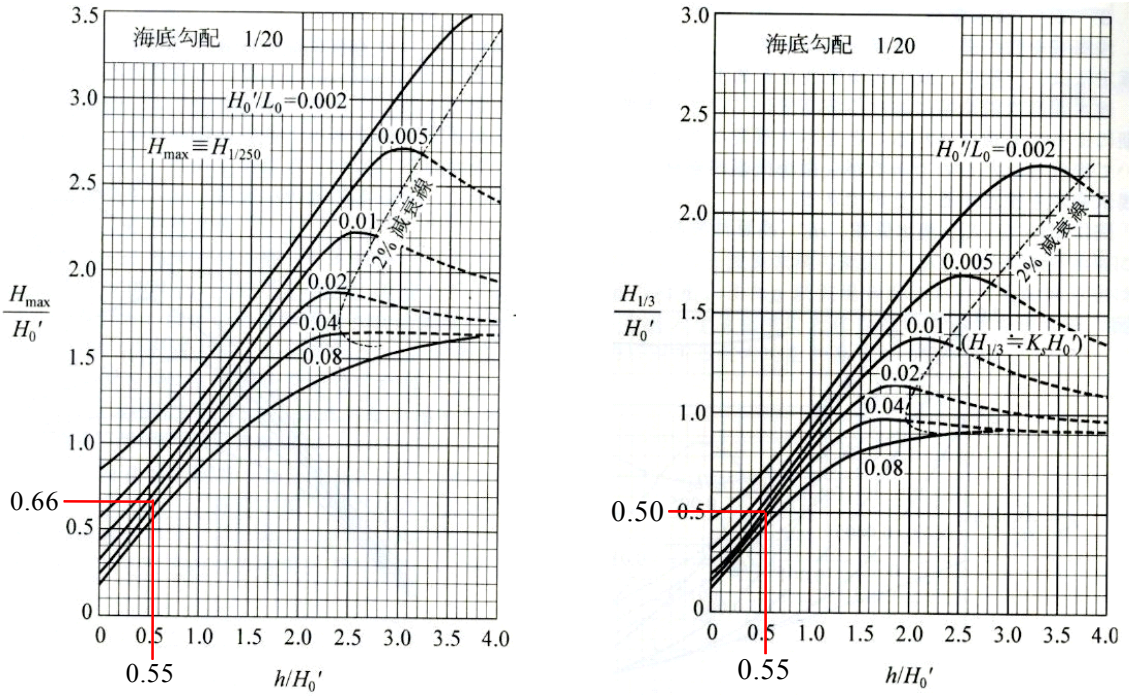


図-6.2.2　砕波帯内の波高の算定図（海底勾配 1/20）[1)]

6.2.3　波力強度の計算

合田式に補正係数を用いた波力計算結果を以下に示す.

図-6.2.3に，防波フェンスの標準断面図を示す．防波フェンスへの作用波力は，合田式[2)]に第５章で示した，補正係数を用いて算定した値である．防波フェンスの高さは，第４章で示した，車両の安全度から求めた防波フェンス高さ4m とした.

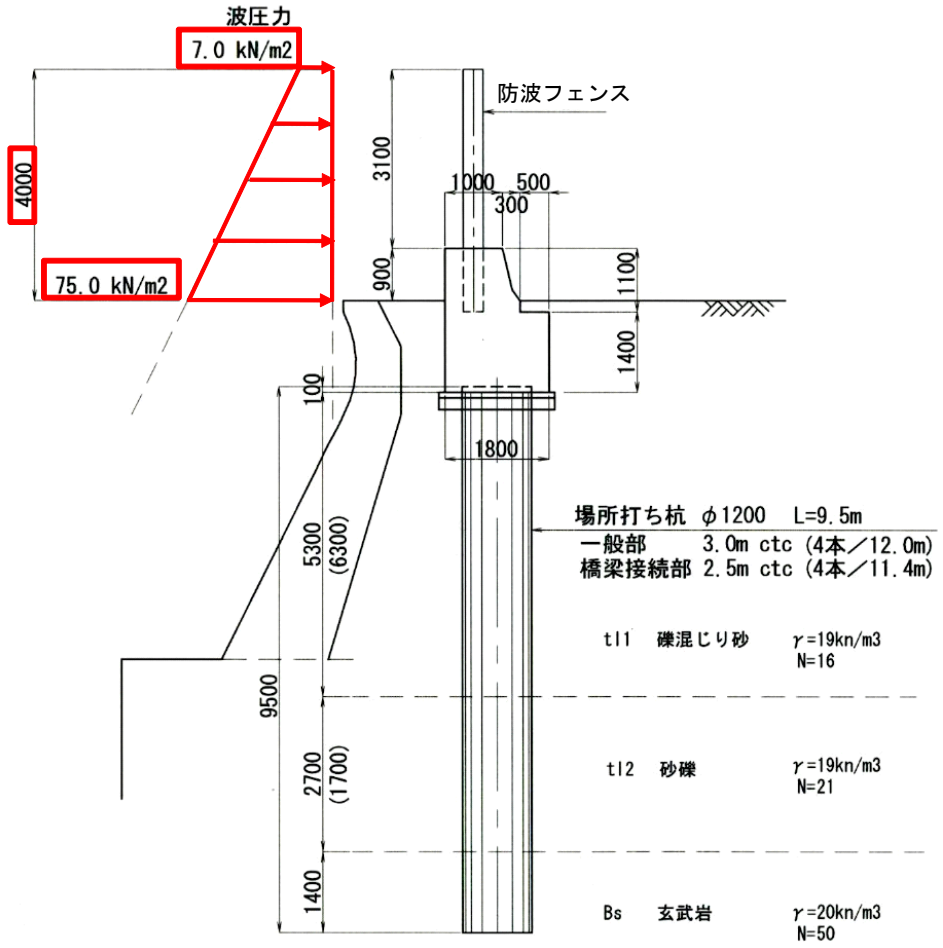


図-6.2.3　標準断面図

6.2.4　完成した防波フェンス

設置した防波フェンスは，**写真-6.2.2**に示す，透過性のある材質（ポリカーボネイト）を使用し，白銀の滝駐車場から海側への眺望にも配慮した．また，運転者への圧迫感を軽減できる防波フェンスである．



写真-6.2.2　ポリカーボネイト材質を用いた防波フェンス

６．３　防波フェンスの設置効果

6.3.1　越波観測結果

過去 6 年間の通行規制実績に基づいて，高波による越波について整理した．平成 18 年 11 月～平成 23 年 12 月までの雄冬沖の実測波高および道路面への越波到達回数を観測したものを図-6.3.1(1)～図-6.3.1(21)に示す．なお，平成 19 年 12 月に仮設の防波フェンスが設置された．

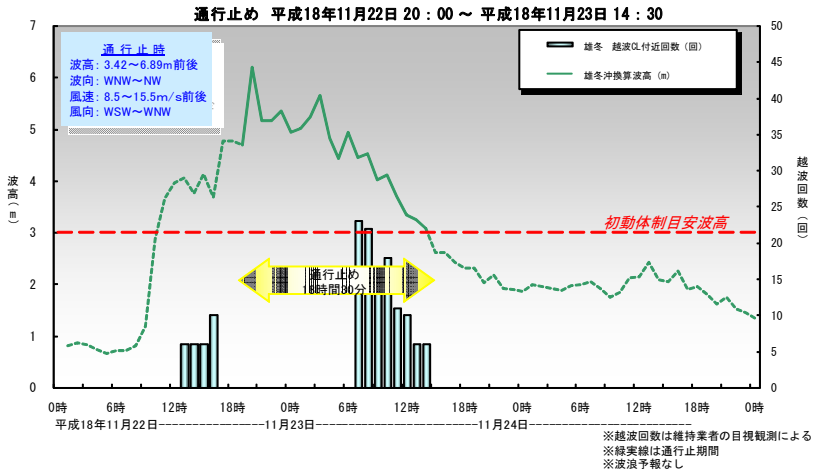


図-6.3.1(1)　越波観測結果

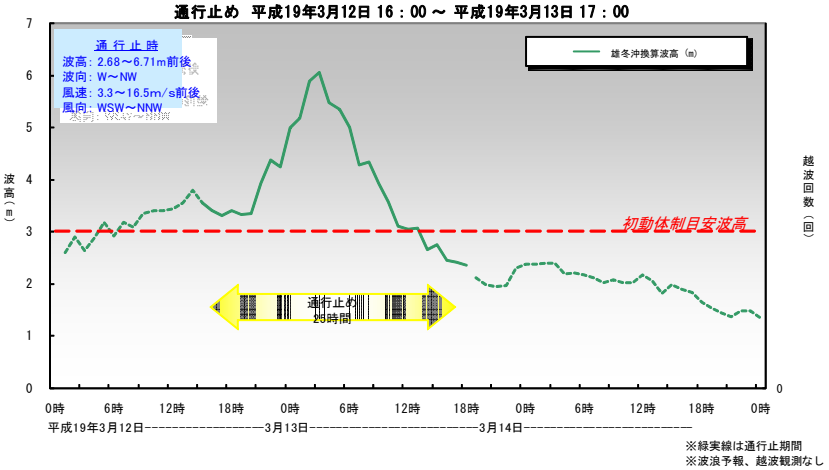


図-6.3.1(2)　越波観測結果

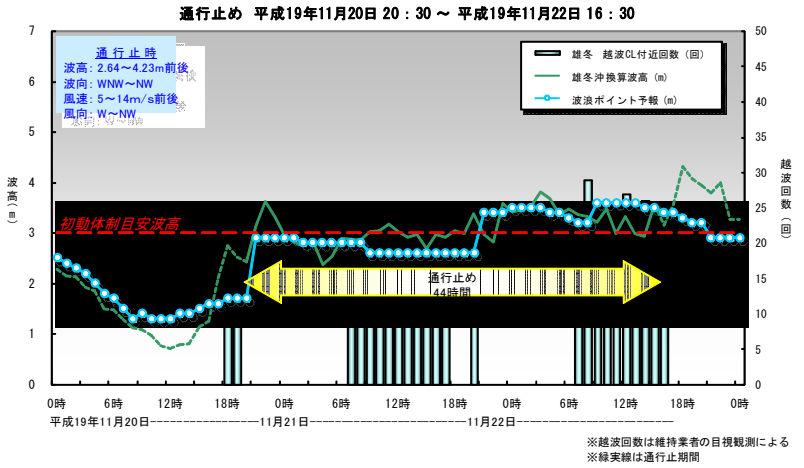


図-6.3.1(3)　越波観測結果

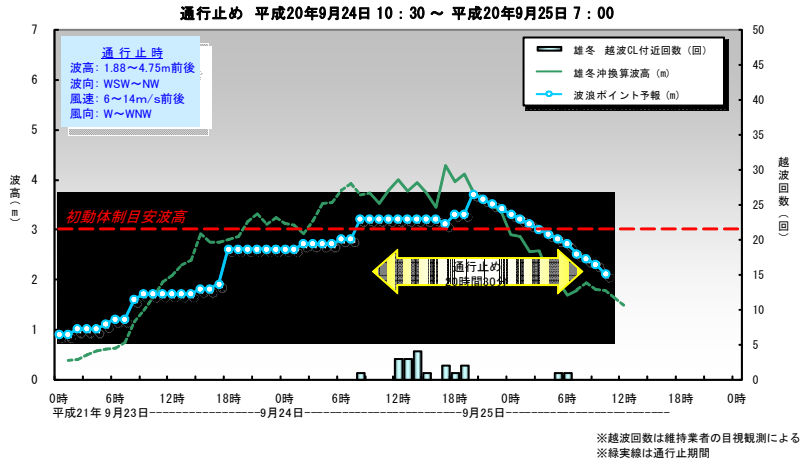


図-6.3.1(4)　越波観測結果

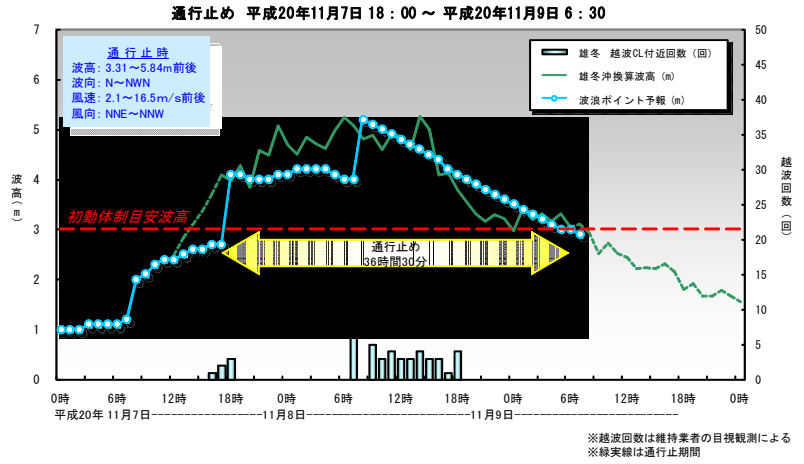


図-6.3.1(5)　越波観測結果

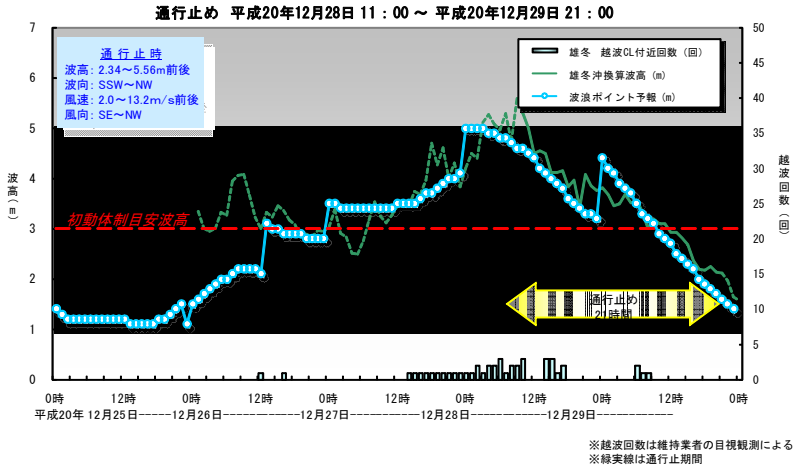


図-6.3.1(6)　越波観測結果

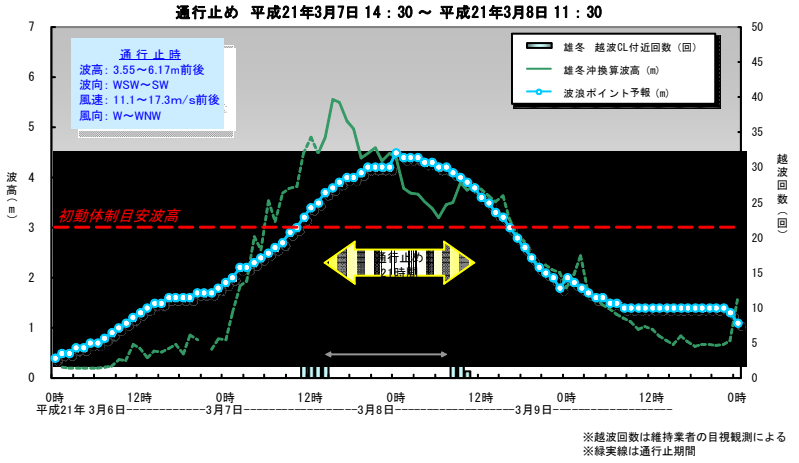


図-6.3.1(7)　越波観測結果

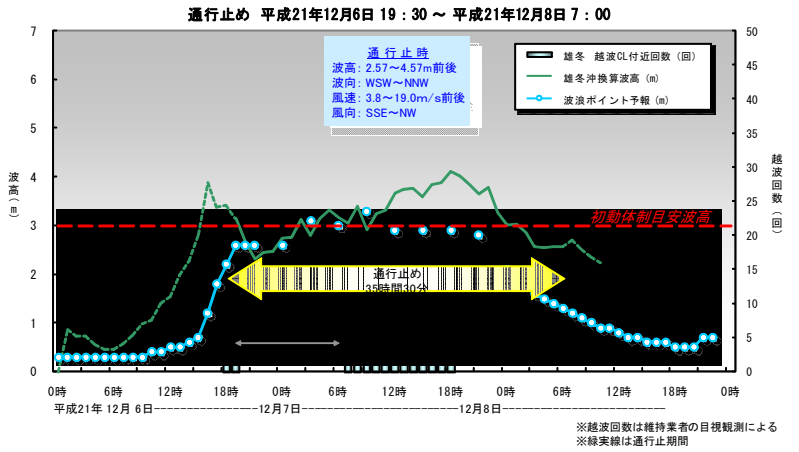


図-6.3.1(8)　越波観測結果

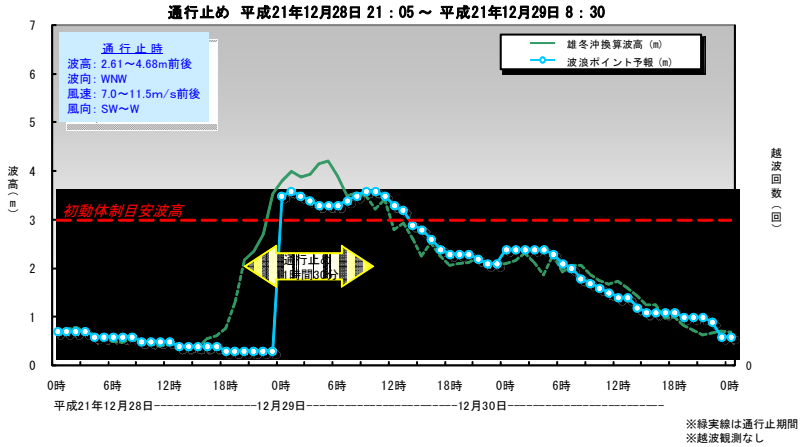


図-6.3.1(9)　越波観測結果

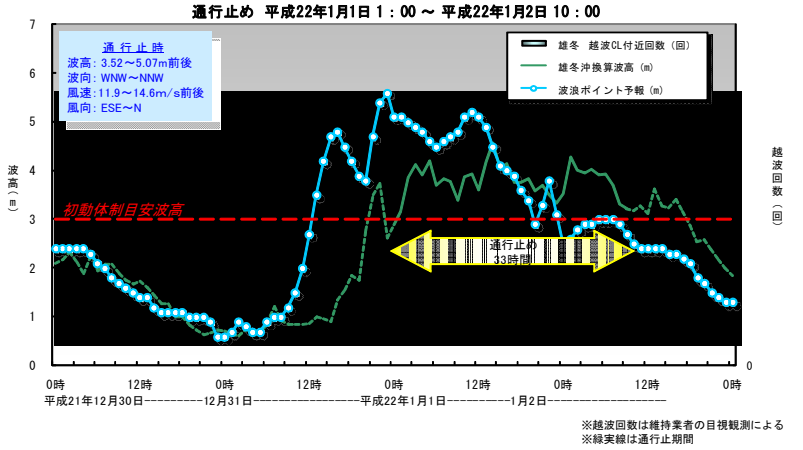


図-6.3.1(10)　越波観測結果

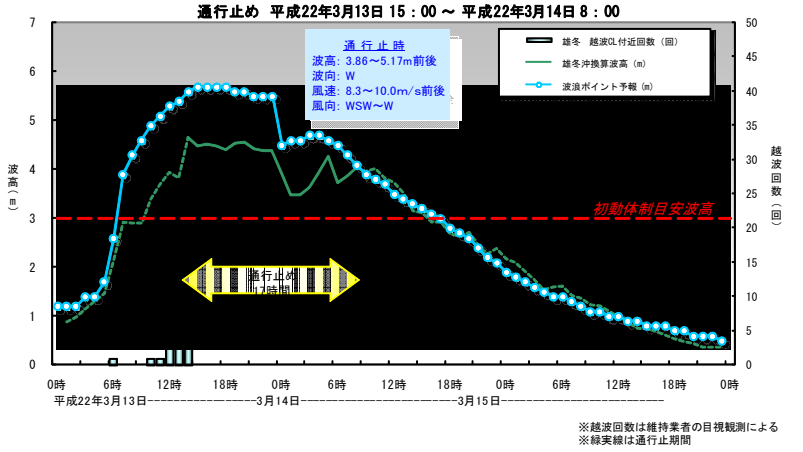


図-6.3.1(11)　越波観測結果

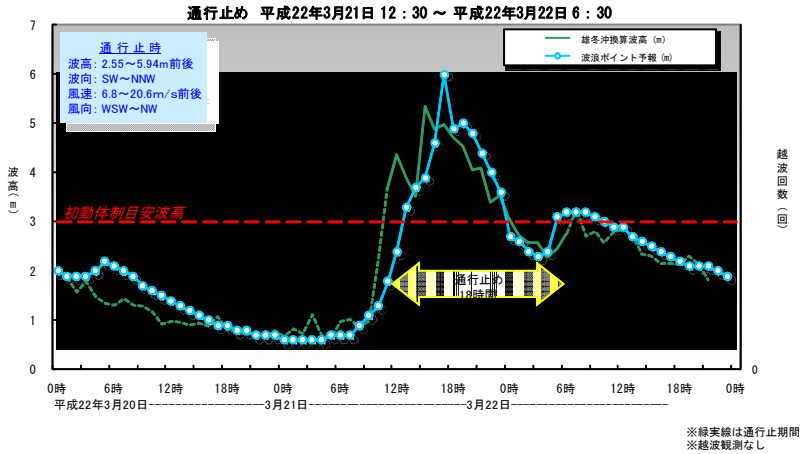


図-6.3.1(12)　越波観測結果

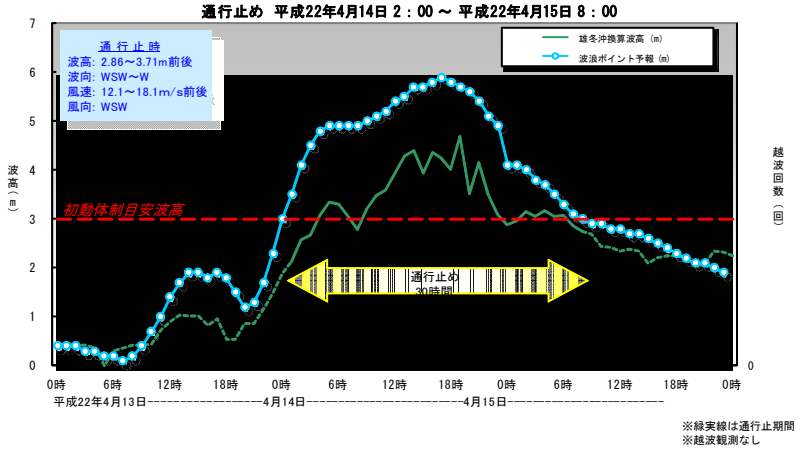


図-6.3.1(13)　越波観測結果

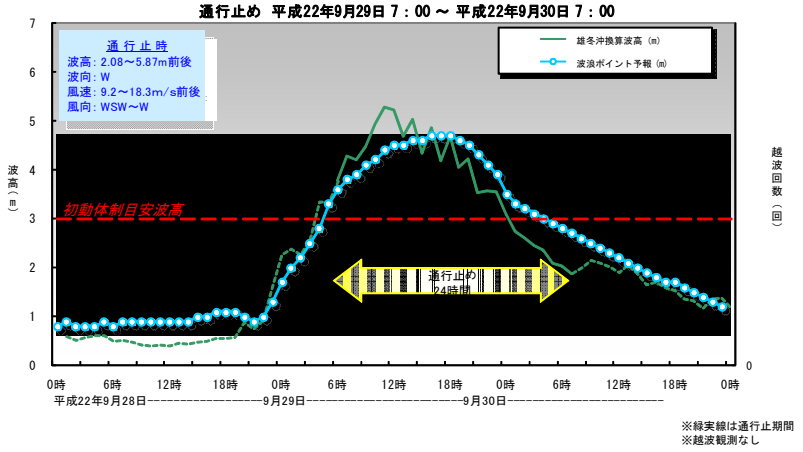


図-6.3.1(14)　越波観測結果

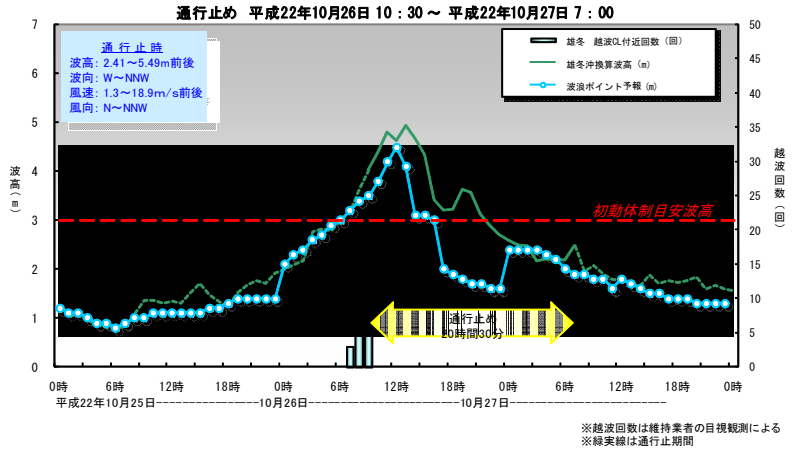


図-6.3.1(15)　越波観測結果

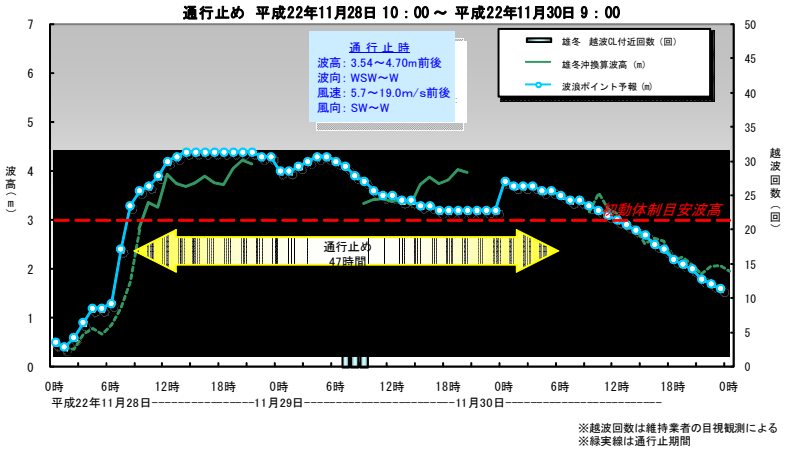


図-6.3.1(16)　越波観測結果

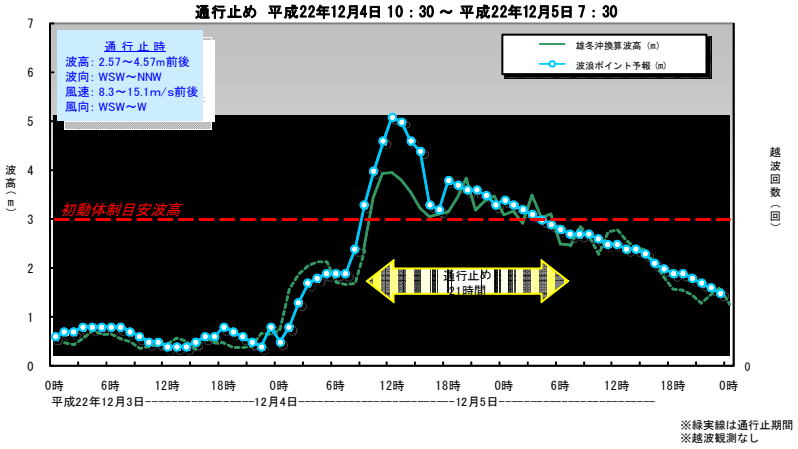


図-6.3.1(17)　越波観測結果

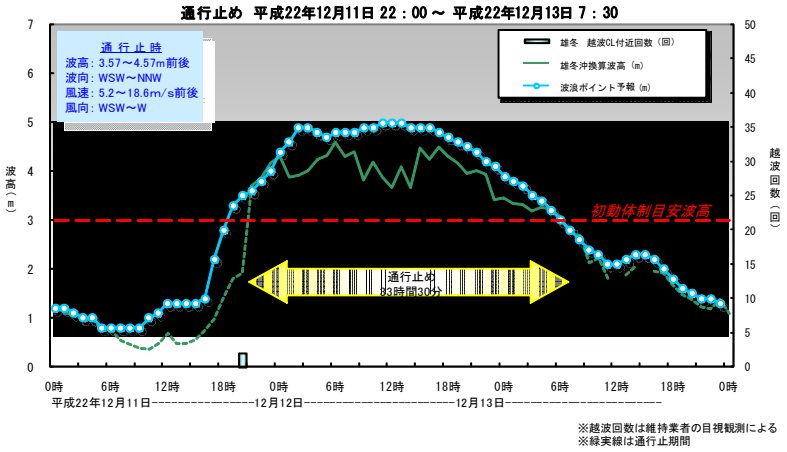


図-6.3.1(18)　越波観測結果

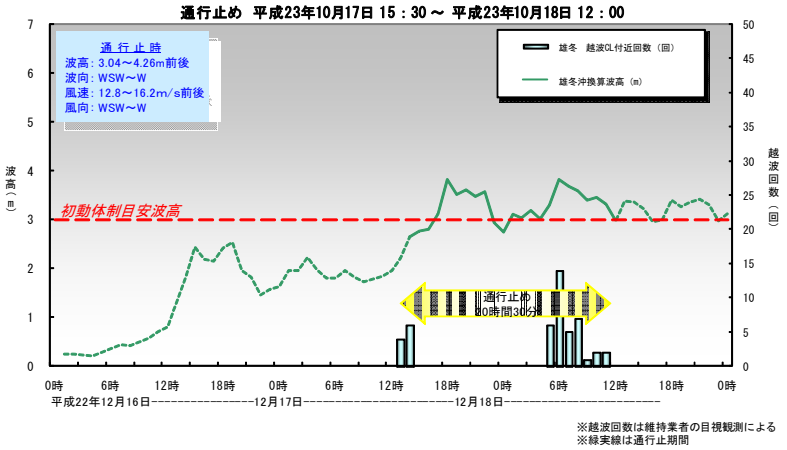


図-6.3.1(19)　越波観測結果

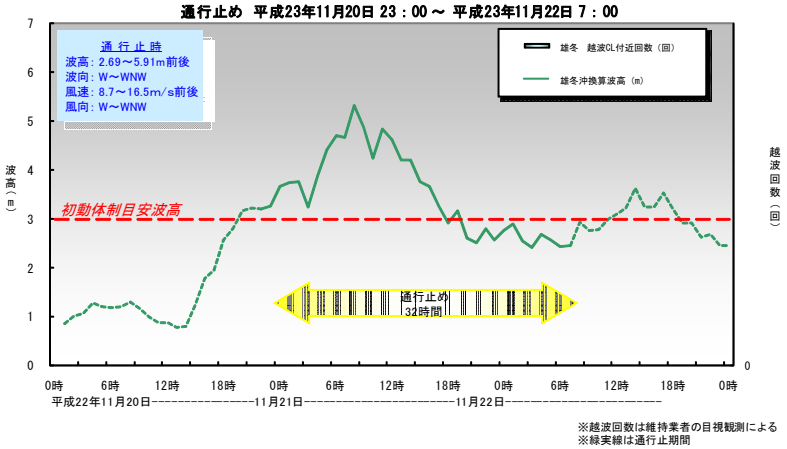


図-6.3.1(20)　越波観測結果

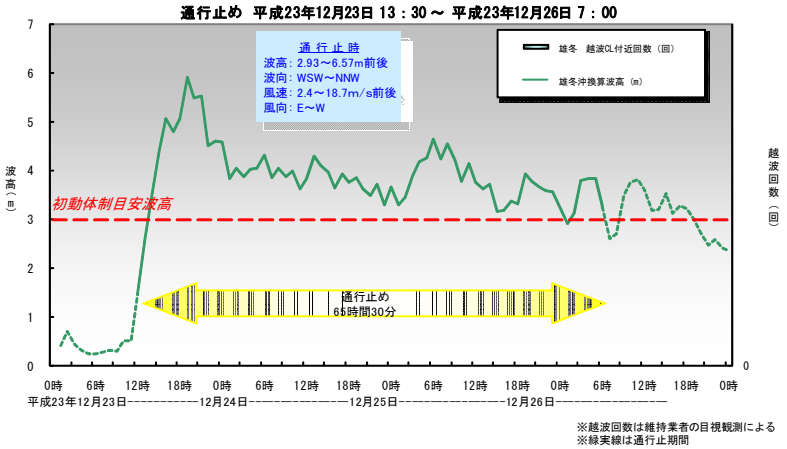


図-6.3.1(21)　越波観測結果

表-6.3.1(1)～表-6.3.1(11)は，**図-6.3.1(1)～ 図-6.3.1(21)**に示した，平成 18 年 11 月～平成 23 年 12 月までの越波観測結果より，センターライン（以下，C.L という）付近に到達した 1 時間あたりの越波回数と換算沖波波高 H_0' を表にまとめたものである．

表-6.3.1(1)　C.L 付近への越波回数

		H_0'(m)	C.L 付近到達回数(回/hr)
H18.11.22	13 時	4.0	6
	14 時	3.8	6
	15 時	4.1	6
	16 時	3.7	10
H18.11.23	7 時	4.5	23
	8 時	4.6	22
	9 時	4.1	16
	10 時	4.2	19
	11 時	3.8	11
	12 時	3.3	10
	12 時	3.2	6
	14 時	3.0	6

表-6.3.1(2)　C.L 付近への越波回数

		H_0'(m)	C.L 付近到達回数(回/hr)
H19.11.21	7 時	2.8	14
	8 時	2.8	18
	9 時	3.0	16
	10 時	3.0	8
	11 時	3.1	25
	12 時	3.0	16
	13 時	2.9	24
	14 時	3.0	13
	15 時	2.8	24
	16 時	3.0	13
	17 時	2.9	19
	20 時	3.3	19
H19.11.22	7 時	3.3	23
	8 時	3.2	29
	9 時	3.1	21
	10 時	3.4	15
	11 時	3.0	23
	12 時	3.2	27
	13 時	3.0	21
	14 時	2.9	26
	15 時	3.3	19
	16 時	3.1	20

表-6.3.1(3)　C.L 付近への越波回数

		H_0'(m)	C.L 付近到達回数(回/hr)
H20.9.24	12 時	4.0	3
	13 時	3.9	3
	14 時	4.0	4
	15 時	3.9	1
	16 時	3.5	0
	17 時	4.2	2
	18 時	4.0	1
	19 時	4.1	2

表-6.3.1(4)　C.L 付近への越波回数

		H_0'(m)	C.L 付近到達回数(回/hr)
H20.11.7	15 時	3.1	0
	16 時	3.4	0
	17 時	3.7	1
	18 時	4.1	2
	19 時	4.0	3
H20.11.8	7 時	5.0	8
	8 時	4.8	0
	9 時	4.9	5
	10 時	4.6	3
	11 時	4.9	4
	12 時	4.8	3
	13 時	4.7	3
	14 時	5.2	4
	15 時	5.0	3
	16 時	4.1	3
	17 時	4.1	1
	18 時	3.9	4

表-6.3.1(5)　C.L 付近への越波回数

		H_o'(m)	C.L 付近到達回数(回/hr)
H20.12.28	9 時	3.2	0
	10 時	3.1	0
	11 時	3.2	0
	12 時	3.5	0
	13 時	3.5	0
	14 時	3.5	1
	15 時	3.8	1
	16 時	3.8	1
	17 時	4.0	1
	18 時	4.7	1
	19 時	4.2	1
	20 時	4.6	1
	21 時	4.1	1
	22 時	4.2	1
	23 時	3.8	1
H20.12.29	0 時	4.1	1
	1 時	4.2	1
	2 時	4.5	2
	3 時	4.4	1
	4 時	5.1	2
	5 時	5.2	2
	6 時	5.0	3
	7 時	5.2	1
	8 時	5.0	2
	9 時	5.5	3
	10 時	5.2	4
	11 時	5.0	0
	12 時	4.6	0
	13 時	4.5	0
	14 時	4.1	3
	15 時	4.2	3
	16 時	4.2	1
	17 時	4.8	2

表-6.3.1(6)　C.L 付近への越波回数

		H_0'(m)	C.L 付近到達回数(回/hr)
H21.3.7	22 時	3.8	0
	23 時	4.4	2
H21.3.8	0 時	4.7	2
	1 時	4.4	4
	2 時	4.7	11
	8 時	3.4	2
	9 時	3.8	2
	10 時	3.7	1

表-6.3.1(7)　C.L 付近への越波回数

		H_0'(m)	C.L 付近到達回数(回/hr)
H21.12.6	18 時	3.4	4
	19 時	3.1	6
H21.12.7	7 時	3.0	7
	8 時	3.2	17
	9 時	2.9	7
	10 時	3.2	10
	11 時	3.2	12
	12 時	3.7	8
	13 時	3.8	5
	14 時	3.8	8
	15 時	3.5	12
	16 時	3.8	7
	17 時	3.8	10
	18 時	4.1	6

表-6.3.1(8)　C.L 付近への越波回数

		H_0'(m)	C.L 付近到達回数(回/hr)
H22.3.13	6 時	2.2	1
	7 時	2.8	0
	8 時	2.8	0
	9 時	2.8	0
	10 時	3.3	1
	11 時	3.7	1
	12 時	3.9	4
	13 時	3.8	7
	14 時	4.6	4

表-6.3.1(9)　C.L 付近への越波回数

		H_0'(m)	C.L 付近到達回数(回/hr)
H22.10.26	7 時	3.1	3
	8 時	3.5	6
	9 時	4.0	9

表-6.3.1(10)　C.L 付近への越波回数

		H_0'(m)	C.L 付近到達回数(回/hr)
H22.12.11	20 時	3.0	2

表-6.3.1(11)　C.L 付近の越波回数

		H_0'(m)	C.L 付近到達回数(回/hr)
H23.10.17	13 時	2.2	4
	14 時	2.6	6
H23.10.18	6 時	3.3	6
	7 時	3.9	14
	8 時	3.7	5
	9 時	3.6	7
	10 時	3.4	1
	11 時	3.5	2
	12 時	3.3	2

図-6.3.2は，平成 18 年 11 月～平成 23 年 10 月までの期間における仮設防波フェンス設置前と設置後の C.L 付近に到達した 1 時間あたりの越波回数と換算沖波波高 H_0'との関係を示したものである．仮設防波フェンス設置前は，H_0'が 4.0m 以上 5.0m 未満で，1 時間に 20 回以上 C.L 付近まで越波が到達していることもあったが，仮設防波フェンス設置後は、C.L 付近までの越波が概ね 5 回/hr 程度に抑えられている．また，H_0'が 5.0m 以上 6.0m 未満でも C.L 付近までの越波が概ね 5 回/hr 程度に抑えられている．

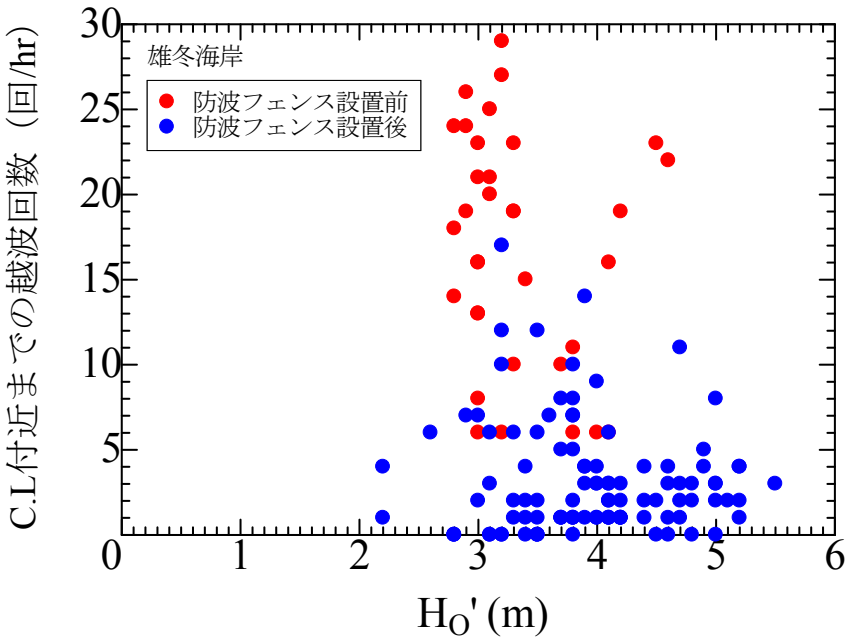


図-6.3.2　仮設防波フェンスの設置効果

6.3.2　仮設防波フェンスの設置効果

（1）仮設防波フェンスの設置前の状況

仮設防波フェンスが設置された直近の越波観測結果に着目してみる．設置前は，波高が 3m 程度で通行止めとなる危険性があった．**図-6.3.3**は，平成 19 年 11 月 21 日，6 ～ 17 時までの間に，路面への越波到達回数を観測した結果である．C.L 付近に到達した越波飛沫は，49 回観測され，C.L を超える越波飛沫は 10 回観測されていた．

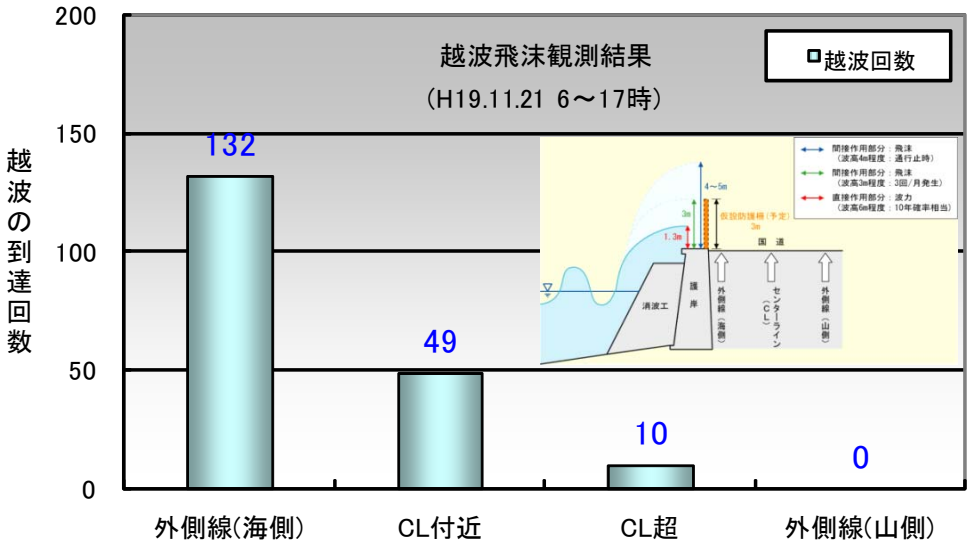


図-6.3.3　仮設防波フェンス設置前の越波飛沫の観測

（2）仮設防波フェンスの設置後の効果

図-6.3.4は，平成 20 年 2 月 14 日，6 ～ 17 時までの間に，路面への越波到達回数を観測した結果である．C.L 付近に到達した越波飛沫は，35 回に低減され，C.L を超える越波飛沫は発生していない．

表-6.3.2に，平成 20 年の波浪観測結果（90 日）を示す．仮設防波フェンス設置前は，波高が 3m 程度で通行止めとなる危険性があったが，波高 4 m程度でも C.L を超える越波は発生していないことが確認された．設置前は 15 日に 1 回程度通行止めの危険性があったが，設置後は，45 日に 1 回程度の通行規制に低減された．

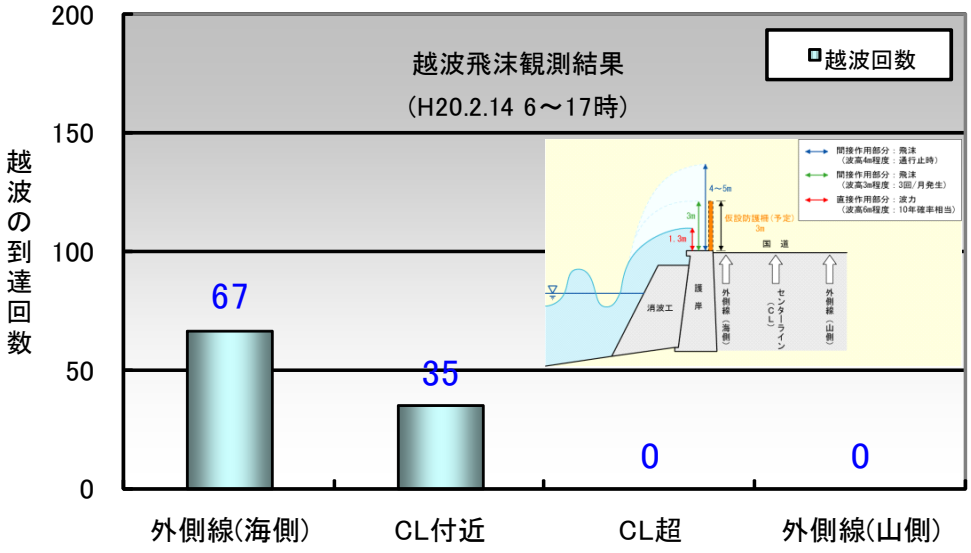


図-6.3.4　仮設防波フェンス設置前の越波飛沫の観測

表-6.3.2　越波の発生頻度

	雄冬沖換算波高(m)						
	2.0m以上	2.5m以上	3.0m以上	3.5m以上	4.0m以上	4.5m以上	5.0m以上
平成20年	11	9	6	5	2	1	1
発生頻度	1回/8 日	1回/10 日	1回/15 日	1回/18 日	1回/45 日	1回/90 日	1回/90 日

６．４　結論

新たな算定法を用いた防波フェンスの現地への適用に関して，主要な結論を以下に示す.

①防波フェンスに作用する波力算定法を提案して設計に用いた.

②防波フェンスの必要高さは，車両の安全度から求められる高さ 4m を提案した.

③防波フェンス設置前は，H_0'が 4.0m 以上 5.0m 未満で，1 時間に 20 回程度 C.L 付近まで越波が到達していることもあったが，防波フェンス設置後は，C.L 付近までの越波が概ね 5 回/hr 程度に抑えられた．また，H_0'が 5.0m 以上 6.0m 未満でも C.L 付近までの越波が 5 回/hr 程度に抑えられている．この結果，防波フェンスの設置効果が十分に得られたことが確認できた.

６．５　参考文献

１）合田良実：浅海域における波浪の砕波変形，港湾技術研究所報告，第 14 巻 第 3 号，1975 年，pp.59-105.

２）合田良実：防波堤の設計波圧に関する研究，港湾技術研究所報告，第 12 巻 第 3 号，1973 年，pp.31-69.

第７章　本研究の結論

海岸道路においては，近年，高波による通行障害が多発しており，その対策が急務となっている．さらに通行障害の防止を目的として整備されてきた防波施設においても多くの被災事例が報告されており，その原因の究明と設計法の改良が強く求められている．現状の海岸道路が抱えるこうした課題を解決し，高波に対する海岸道路の安全性の向上を図ることを目的として本研究を進めてきた．

以下に各章ごとの結論を示す．

第１章では，本研究のテーマである海岸道路における防波施設に関わる背景と目的を示すとともに，既往の研究を整理した．

第２章では，海岸道路における越波対策の実態を分析し，越波施設の整備状況を示し，その留意点について示した．また，代表的な防波施設の被災事例を示すとともに，最近，12 年間において，路線ごとに通行止め回数および通行止め時間の履歴を分析して，通行障害の実態を示した．

第３章では，消波護岸における消波ブロックの安定性に関して，消波ブロックに作用する波力の時間変化を示し，ブロックを被災させる波力の発生メカニズムを明らかにするとともに，海底勾配が急な条件下における消波ブロックの安定限界波高について明らかにした．次に，新たに提案した設計水深での波高を用いた消波ブロック質量の割増方法を示すとともに，法止めブロックを用いた場合の消波ブロックの安定性について明らかにした．

第４章では，海岸道路を対象とした防波フェンスの必要高さに関して，一般国道 231 号石狩市幌海岸における道路をモデルケースとして，越波流量から求めた，防波フェンスの必要高さを明らかにした．次に，フロントガラスの破損荷重と車両走行速度との関係を明らかにし，打ち込み波力実験結果から，防波フェンスの必要高さを明らかにした．最後に防波フェンスの必要高さを決めるための算定フローとして，越波流量から求める方法と車両安全の確保から求める方法を示した．

第５章では，海岸道路を対象とした防波フェンスの耐波設計法に関して，消波ブロックの形状および波浪条件が防波フェンスに働く波力におよぼす影響を示した．また，落水実験により，実規模の防波フェンスに対し，透過率や形状の変化による波力の違いを示した．現地での被災事例を分析して，防波フェンスの破壊限界波力に相当する値では防波フェンスの損傷はなく，1.6 倍程度に相当する波力が作用した箇所において，防波フェンスの損傷による被災が生じたことを明らかにした．最後に現地で施工された防波フェンスを対象とした実験結果は，合田式による波力分布の傾きにほぼ等しく，波力の作用高さおよび静水面における波力は合田式のおよそ 1.6 倍になることを明らかにし，波力の補正方法を提案した．

第６章では，新たな算定法を用いた防波フェンスの現地への適用に関して，本研究の成果に基づき，一般国道 231 号石狩市雄冬海岸の防波フェンスに作用する波力算定法および防波フェンスの必要高さに適用した．防波フェンス設置前は，換算沖波波高が 4.0m 以上 5.0m 未満で、1 時間に 20 回以上 C.L 付近まで越波が到達していることもあったが，防波フェンス設置後は、C.L 付近までの越波が概ね 5 回/hr 以下に抑えられている．また、換算沖波波高が 5.0m 以上 6.0m 未満でもセンターライン付近までの越波が 5 回/hr 以下に抑えられている．この結果，防波フェンスの設置効果が十分に得られたことが確認できた．

謝辞

本研究の遂行にあたって，室蘭工業大学大学院教授 木村 克俊 博士には多大なご指導とご教示を賜りました．また，終始懇切丁寧なご指示ご鞭撻と温かい励ましの言葉を頂きました．ここに，深甚なる謝意を表し深く感謝を申し上げます．

室蘭工業大学大学院教授 田村 亨 博士，ならびに室蘭工業大学大学院准教授 中津川 誠 博士には，本論文のご審査をお執り賜り，親切なご指導と適切なご助言を頂きました．ここに，深く感謝を申し上げます．

室蘭工業大学技術専門職員 太田 典幸 さんには，研究室に関わることなど，いろいろお世話になりました．ここに，厚く御礼申し上げます．

本研究の取りまとめに際しては，様々な方々からのご協力を頂戴いたしました．現地観測データおよび防波フェンスの設計では，株式会社ドーコン 名越 隆雄 さんより多大なご協力を戴ました．ここに，厚く御礼申し上げます．室蘭工業大学海岸工学研究室の皆様方には本研究の遂行にあたり多大なご協力を賜りました．ここに，厚く御礼申し上げます．

独立行政法人土木研究所寒地土木研究所寒地水圏研究グループ 上席研究員 山本 泰司 博士を初め，寒冷沿岸域チームの皆様には，ご理解と多くのご協力を賜りました．ここに，深く感謝を申し上げます．

最後に，私が平成 7 年 4 月に北海道開発局開発土木研究所（現独立行政法人土木研究所寒地土木研究所）に赴任した際に，5 年間に渡って研究指導を頂いたのは，当時，上司であった，木村克俊教授でした．研究の視点・意義・方法から論文作法に至るまで，暖かく熱意あるご指導と，発想・提案を最大限に尊重する指導方針，それと豊かな人間性に魅了されて，研究への思いが高まりました．最初の研究所勤務の時に，教授との出逢いがなければ，ここまでの研究への興味・関心・意欲はなかったのではないかと思っております．平成 20 年 4 月に 2 度目の研究所勤務となり，再び，教授の指導を受けながら研究を行いたいと思い，平成 21 年 4 月に室蘭工業大学大学院博士後期課程（社会人コース）に進学いたしました．教授の下で，研究成果を論文として完成することができたことは，この上ない幸せです．ここに，木村克俊教授に心から深く感謝を申し上げます．

主要記号一覧

【第３章】

h	水深
H_d	安定計算に用いる波高
H_0'	換算沖波波高
$H_{1/3}$	有義波高
i	海底勾配
K_D	安定数
$L_{1/3}$	有義波長
T_O	沖波周期
T_O'	換算沖波周期
γ_W	被覆ブロックの比重
η	波による平均水位からの水面上昇量
ρ_r	ブロックの密度
N_W	波数
N_S	安定数
N_O	被災度
$N^{0.5}$	被害が波数の 0.5 乗増加する安定数
M	ブロックの所要質量
S_r	ブロックの海水に対する比重
α	法面勾配（°）
C_H	砕波効果係数
D	被害率
D_n	ブロックの代表径
F	合成波力
F_H	水平波力
F_V	鉛直波力
U_H	水平流速
U_V	鉛直流速
W'	消波ブロックの水中質量

【第４章】

g	重力加速度=9.81（m/s^2）
h_c	静水面上の天端高さ
h_c*	無次元天端高さ（$h_c/H_{1/3}$）
p_H	打ち込み波力
q*	無次元越波流量（Q_o/exp(-b･h_c*)
q	単位幅・単位時間あたりの越波流量
V_D	車両の走行速度
V_O	落水の速度
θ	水平面に対する斜面角度（°）
$\overline{p}$	流体平均圧力

【第５章】

H_{max}	最大波高
p	波力強度
p^*	無次元波力（$p/\rho_o g H_{max}$）
$T_{1/3}$	有義波周期
z^*	静水面からの無次元高さ（z/H_{max}）
ε	透過率
ρ_o	水の密度
η^*	静水面上で波力強度が 0 となる高さ
$p1$	静水面における波力強度
$p2$	海底面における波力強度
$p3$	直立壁の底面における波力強度