

被災事例に基づく衝撃波力に対する ケーソン部材の設計上の留意点

A SUGGESTION FOR A CAISSON WALL DESIGN AGAINST BREAKING WAVE IMPULSIVE PRESSURES BASED ON A FIELD SURVEY OF CAISSON WALL FAILURES

津田宗男¹・高山知司²・高橋重雄³

Muneo TSUDA, Tomotsuka TAKAYAMA and Shigeo Takahashi

¹正会員 工修 東亜建設工業(株) 設計部 (〒550-0004 大阪市西区靱本町一丁目5-15)

²正会員 工博 京都大学防災研究所教授 水災害研究部門 (〒611-0011 京都府宇治市五ヶ庄)

³正会員 工博 (独)港湾空港技術研究所 統括研究官 (〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬三丁目1-1)

This paper is prepared to propose fundamental points to be considered for design of caisson walls against breaking impulsive wave pressures. This have been obtained through field surveys of damages which have occurred over the past 30 years due to breaking impulsive wave pressures, and through a analysis of extent, characteristic, cause etc. of such damages. It was found, as a result of our study, that there is a relationship between actual failure level and cracking moment and safety factor (ratio : initial cracking moment against actual bending moment), and that this brings about a possibility to establish a practical design method, applying Goda pressure formula in consideration of the impulsive pressure coefficient (Takahashi et al.)³⁾.

Key Words : *Breaking wave impulsive pressures, Field survey, Failure, Caisson wall,
Practical design method, Bending moment*

1. まえがき

衝撃波力によるケーソン壁の被災事例は少なくない^{1),2)}。ケーソンの鉄筋コンクリート壁に貫通穴があいたり、さらにはケーソンが完全に破壊された事例も報告されている。ケーソン壁に穴があいた場合には、中詰材の流失によって堤体重量が減少するため、重力式防波堤には致命的な被災である。

防波堤の設計においては、基本的には衝撃波力の作用を受けないようにすることが第一である。しかし、港湾平面配置の制約や、経済性、施工性の問題から、これを避け得ない場合もある。衝撃波力に対する設計方法の研究も進んでいる^{1),2),3)}が、現状では構造物の設計法が確立されているとは言えない。

本研究は、衝撃波力に対するケーソン壁の設計法の確立に向けて、過去の被災事例を整理して設計上の留意点や対応策、簡単な設計方法を検討するものである。

2. 被災事例の調査方法

(1) 調査対象

衝撃波力によるケーソン部材の被災事例調査は、高橋ら¹⁾や谷本ら²⁾が広範囲に行っている。ここではこれらの被災事例のうち、設計資料や被災調査資料などの検討資料が比較的整理されている23事例を解析対象とした。

(2) 調査内容

衝撃波力による被災事例に対して、ケーソン構造の特徴、被災パターンや被災原因を整理する。いくつかの事例に現在の設計方法を適用し、防波堤の滑動や消波ブロックの移動、ケーソンの破壊などの限界波高を算定し、被災の進行と原因を明らかにする。衝撃波力は高橋ら³⁾の波圧式(以下、衝撃波力式)を適用する。

ケーソン壁の被災は、発生する曲げモーメントに対してひび割れ耐力と終局耐力を照査した。ひび割れ耐力は、鉄筋コンクリートを弾性体と見なした場合、表面にクラックが発生する限界耐力(式(1))

である。

$$M_{cu} = (I_c + nI_s) \frac{2}{h_{rc}} \sigma_{tk} \quad (1)$$

ここに、 I_c ：コンクリートの断面2次モーメント、 I_s ：鉄筋の断面2次モーメント、 n ：鉄筋とコンクリートのヤング係数比、 h_{rc} ：断面高さ、 σ_{tk} ：コンクリートの曲げ引張強度である。終局耐力は、終局限界状態におけるコンクリートの圧縮応力度を $0.85 f_{cd}$ 、分布幅 $0.8x$ の長方形分布（等価応力ブロック）と仮定した限界耐力である。ここに、 f_{cd} ：コンクリートの設計圧縮強度、 x ：中立軸から圧縮縁までの距離である。

3. 被災事例

(1) 片泊港

典型的な消波ブロックの散乱による不完全消波に起因する被災である。この防波堤はリーフエッジに建設されているため、水深が急変し複雑な波浪場を形成していることも、被災の一因となっている。被災した防波堤は突堤状の消波ブロック被覆堤であり、ケーソン壁の形状は壁厚40cm、隔壁スパンは4.45mである。台風8712号による、設計波とほぼ同等の有義波高8.3mに達する高波浪の来襲を受けて被災した。被災時には碎波水塊がケーソンに激しく衝突し、衝撃波力が発生している（写真-1）。消波ブロック

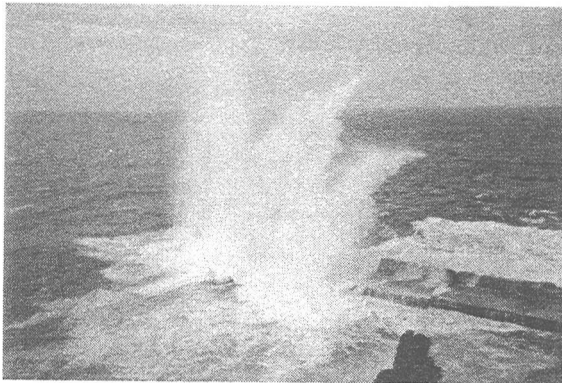


写真-1 防波堤に衝突する波浪

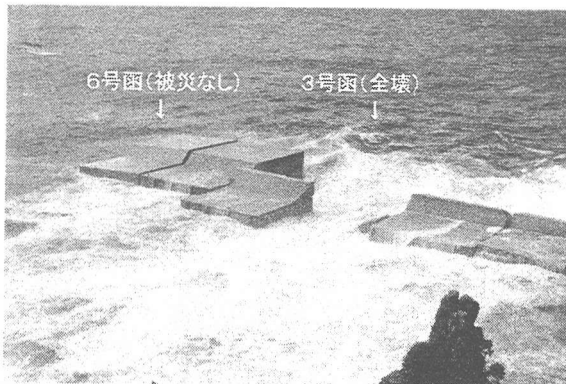


写真-2 ケーソン壁の被災状況

が全域で散乱してケーソン4函が最大811cm滑動し、3号函が全壊している（写真-2）。

このケーソンは滑動安定性が低く、消波工散乱前でも限界波高が5.7mであり、ハドソン式で求めたブロックの移動限界波高7.9mを下回る。ケーソンの滑動が先行し、消波ブロックがケーソン側に向かって散乱した可能性もある。消波工散乱後は不完全被覆となり、消波ブロック被覆堤での設計波圧 $0.7 \rho g H$ の4倍にも達する衝撃波力が作用している。ケーソン壁の最大曲げモーメントは578kNmに達し、ひび割れ耐力120kNm、終局耐力288kNmをはるかに上回り、激しい被災を再現している。

堤頭部の6号函は、消波ブロックで被覆されていない混成堤であり、壁厚が50cmと厚く製作されている。ケーソン壁の一部で発生曲げモーメントがひび割れ耐力を6%上回っているが、そこを除いて26~78%下回っている。これは、被災を受けていない事実を再現しているものといえる。

(2) 南之浜港

急な海底勾配に起因する衝撃波力が、完成時には波の作用を受けない暫定堤頭函の側壁に作用した。被災した防波堤は建設途上の突堤状の混成堤であり、ケーソン壁は壁厚50cm、隔壁スパンは4.85mである。台風9119号にともなう高波浪の作用を受けて、ケーソン2函が全壊、1函が半壊している（写真-3）。ケーソンは底版を残して完全に破壊され、コンクリートや鉄筋が散乱している。厚さ4.9mの上部工は底版上にそのまま落下している（図-1）。

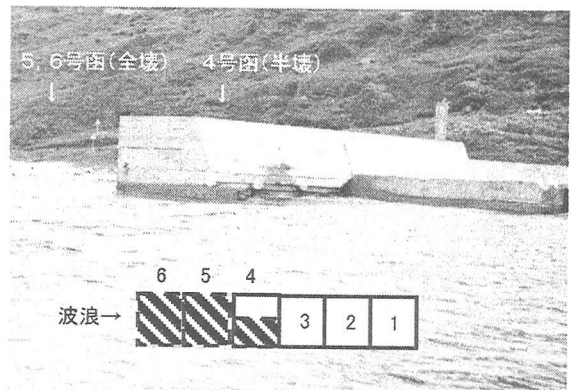


写真-3 ケーソン壁の被災状況

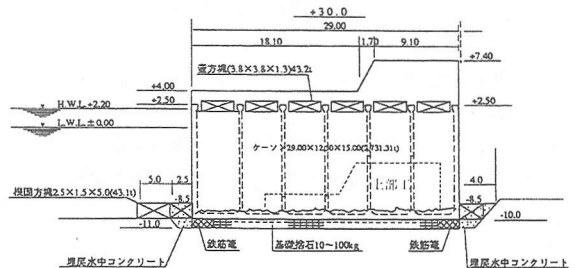


図-1 ケーソン壁の被災状況

側壁前面の海底地盤は海底勾配1/10と急な勾配であったため、 $2.5\rho gH$ 以上の衝撃波圧がケーソンに作用した。来襲有義波高は6.8mであり設計波高10.7mよりかなり小さいが、波圧は2倍以上を示している。ケーソン壁の最大曲げモーメントは536kNmに達し、ひび割れ耐力191kNm、終局耐力517kNmを上回っている。

側壁側から波力を受けるためケーソン幅が小さくなりケーソンの滑動・転倒安定性が極端に低下する。限界波高はそれぞれ2.2、3.7m、ひび割れ限界も2.2mと、被災時の波高6.8mを大きく下回っている。

(3) A港

捨石マウンド前面の海底地盤の変動により、衝撃砕波が誘発されてケーソン壁が損傷した。前面の水深が最大1.5m増大しており、相対的に高マウンド状態となっていた。また、被災したケーソンが消波ブロック端部法面にかかっていたこと、前面の海底地盤が1/30と急勾配であったことも衝撃砕波を誘発しやすい要因であった。

1987年9月から1988年3月にかけて、低気圧による波浪を受けて堤頭ケーソンが累計310cm滑動した。また、静水面付近に発生したクラックが進行し横2.8m、縦4.7mの大きな貫通穴があき、中詰砂が流失した(写真-4)。

被災した防波堤は突堤状の消波ブロック被覆堤であり、堤頭部の2函は航路確保のため消波ブロックで被覆されていなかった。ケーソン壁は壁厚45cm、隔壁スパンは4.05mである。鉄筋コンクリートの配筋は許容応力度法によって計算されている。鉄筋の材質はSD295、コンクリートの圧縮強度は24N/mm²である。水平方向、鉛直方向ともに静水面付近の鉄筋量が少なく、ケーソン天端付近に手厚い配筋となっている。これは、一般的にケーソン壁の配筋に見られる傾向である。

この防波堤の設計に当たっては、堤頭部のケーソンや根固ブロック等の安定性を確認するため、事前に水理模型実験が行われている。設計波と同等の波浪で衝撃性の砕波がケーソンに作用していたが、堤体の重量を30%低減しても滑動が認められなかった。この結果、重大な災害を引起す強大な衝撃砕波力は、発生しないものと判断された。

原設計では高マウンドとなることを回避するため、海底地盤を床掘してマウンド天端を下げていた。根固水深設置水深比 d/h は0.58であった(図-2)。被災時は前面水深の増大により、 d/h が0.46と衝撃砕波が発生しやすい条件となっていた。衝撃波力式を適用して検討した結果、原設計で最大波圧 $1.7\rho gH$ であったのに対して、被災時は $2.5\rho gH$ とかなり衝撃的な波圧が発生していることが分かる。また、原設計では最大波圧 133kN/m^2 を想定していたのに対し、被災時には 232kN/m^2 もの強い波圧が作用している。このとき発生曲げモーメントは最大 333kNm で、ひび割れ耐力 150kNm 、終局耐力 329kNm を上回っている。

被災後、検証実験が行われ、衝撃波力の作用が確認されている。波圧ピーク時の壁面のひずみは波圧腰掛部のひずみの10倍を超える大きい値を示している。ひずみのピークは壁面各部でほぼ同時に発生しており、その最大値は $3\sim 5\rho gH$ の等分布荷重が作用した場合のひずみ分布とほぼ等しい。これは、衝撃波力式の波圧より大きい値である。

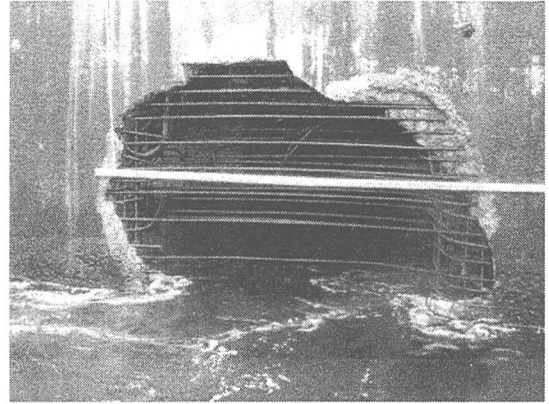


写真-4 ケーソン壁の被災状況

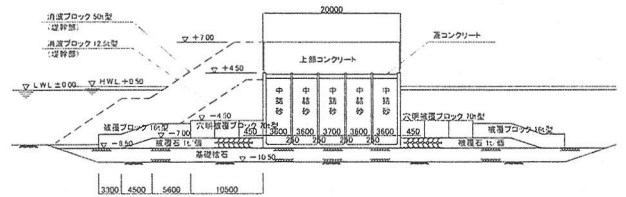


図-2 ケーソン断面図

(4) 十勝港南防波堤

捨石マウンド前面の海底地盤の変動により、衝撃砕波が誘発されてケーソン壁が損傷した。防波堤の延伸にともないケーソン前面、背面に土砂が堆積し、相対的に高マウンド状態あるいは急勾配状態となっていた(図-3)。前面壁の厚さは45cm、隔壁スパンは4.8mである。

1972年2月に低気圧の影響で設計波高3.8mを上回る波高4.8mの高波浪が来襲し、ケーソン2函が全壊、3函が半壊している(写真-5)。半壊した3函も大きな損傷を受けており、後続の波浪によって崩壊が進み、後の調査では全壊していた。被災区域前面には設置水深7mに対して厚さ4m以上の土砂が堆積しているが、土砂の堆積が見られない区域では、ケーソンに被災は見られない。

堆積土砂を高マウンドと見なして衝撃波力式を適用すると、最大波圧は $1.7\rho gH$ となる。最大発生曲げモーメント 201kNm は、ひび割れ耐力 154kNm を超えているが、終局耐力 394kNm には達していない。ケーソンが激しい被災を受けていることから、隅角部における波高増大や急勾配の海底地形によって、より大きい衝撃波力が発生しているものと思われる。

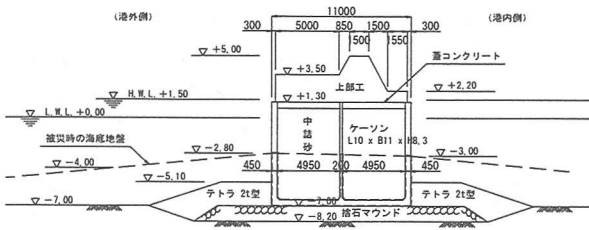


図-3 ケーソン断面と被災状況図

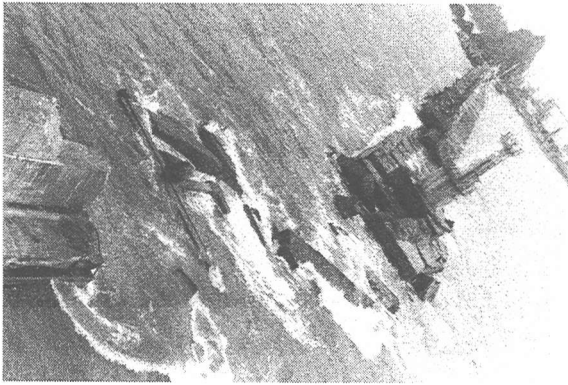


写真-5 ケーソン断面と被災状況図

4. 被災事例の解析

(1) 被災原因

ケーソン壁の被災原因は、高マウンド、水深の急変、消波ブロックの不完全被覆の大きく3つに分類

できる(図-4)。図中の被災件数は、複合的な被災については重複して計上している。

高マウンドは、大型の根固ブロックによるものが9件と最も多い。ただし、マウンド形状による衝撃波力の算定方法が提案³⁾され、マウンド水深と設置水深の比を0.6以下とすると危険であることが広く認識されたため、近年では被災件数が減少している。

海底地盤の変動による高マウンド化は、防波堤完成後に偶発的に発生するケースである。前面が洗掘されたケースでは波高増大の危険性もある。土砂の堆積では急激な波エネルギーの集中により、ケーソンが全壊するなど激しい被災が生じている。

水深の急変では、急勾配の海底やリーフエッジ・岩礁地帯での被災がそれぞれ5件発生している。離島の小規模な港湾に多く見られる地形である。海底地盤の変動によって急勾配となったケースも5件発生している。

消波ブロックの不完全消波は、消波工端部の局所的な事例、消波工の散乱・沈下による偶発的な事例が各4件、施工中の短期的な事例が1件発生している。消波工による波力低減を考慮した設計を行っているため、ケーソンが全壊するなど激しい被災が生じている。完成断面での被覆天端の低い消波工は、危険性が認識され建設事例もほとんどなくなっている。

その他、施工中に完成後は波力が作用しない側壁に衝撃波力が作用した事例、蓋コンクリートが破損しケーソン壁上辺に過大な曲げモーメントが生じた事例など偶発的な被災が発生している。設計波高を上回る高波浪が来襲した事例も10件に上っている。

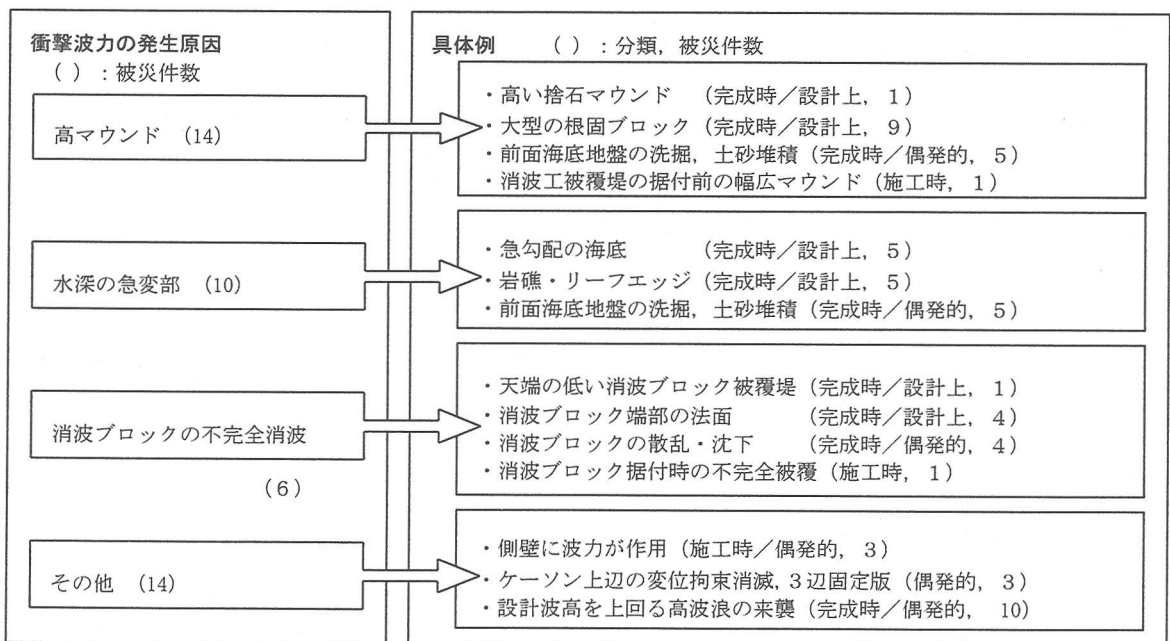


図-4 被災原因の分類

(2) ケーソン壁の特徴

ケーソン壁に生ずる曲げモーメントは、標準的な設計では3辺固定上辺自由版、ハチマキと称されるケーソン天端の壁厚を増やして補強された場合には4辺固定版として計算されている。しかし、全壊した事例や蓋コンクリートが消失した事例を除いてケーソン壁上辺には破損が見られず、上辺の変位が拘束されているものと見なせる。また、ケーソン壁上辺と蓋コンクリートは鉄筋等で剛結されており、回転を許容するものと考えられる。よって、ケーソン壁は3辺固定上辺単純支持版として扱い、補助的に他のモデルを使用することが望ましい。

3辺固定上辺自由版や4辺固定版では、衝撃波力が最も強く作用する静水面付近で配筋が貧弱なものとなる。特に3辺固定版では天端付近の鉛直方向の曲げモーメントが発生しないため、ひび割れ筋程度の配筋となる。

被災ケーソン壁の形状は、1980年以前ではほとんどが壁厚40cm、隔壁スパン5m以上の薄い版であったが、近年はそれぞれ40~50cm、3.5~4.9mとやや厚くなっている。

(3) ケーソン壁の断面耐力と発生曲げモーメント

図-5は、曲げモーメントのひび割れ安全率・終局安全率とケーソン壁の被災レベルを示している。それぞれ安全率は、ケーソン壁の設計断面耐力と3辺固定上辺単純支持版に衝撃波力式で算定した波力が作用したときの発生断面力の比を示している。被災の発生は、おおむねひび割れ安全率で区分でき、静水面部の水平方向で1.5以下、鉛直方向では3以下で被災している。すなわち、波力をそれぞれ1.5、3倍してひび割れ限界を目安として検討できる。また、終局破壊の安全率が1以下では、多くの事例は全半壊しており、激しい被災を受けている。貫通穴など比較的軽度の被災は、ひび割れが発生してから徐々にコンクリートの剥離が進行しているが、全半壊の被災では、波高が上がり波力が終局限界を超えるとケーソンが短い時間で激しい被災を受ける。

鉛直方向の終局安全率が相対的に小さいのは、標準的には3辺固定上辺自由版で設計されているためである。この場合、鉛直方向の曲げモーメントが発生しないため、ひび割れ筋程度の配筋となっており、終局耐力が小さくなるためである。

(4) 曲げモーメントの上限

衝撃波力は非常に大きいピーク値と短い継続時間が特徴で、静的な設計方法の適用を難しいものになっている。図-6は、3次元動的FEMシミュレーション¹⁾により、力積 $p\tau^\gamma$ (p : 波力のピーク値, τ : 継続時間, γ : 定数) が一定としたときの、衝撃波力の継続時間 τ に対する動的応答を考慮した曲げモーメント M_d と静的荷重による曲げモーメント M_s の比を算定したものである。

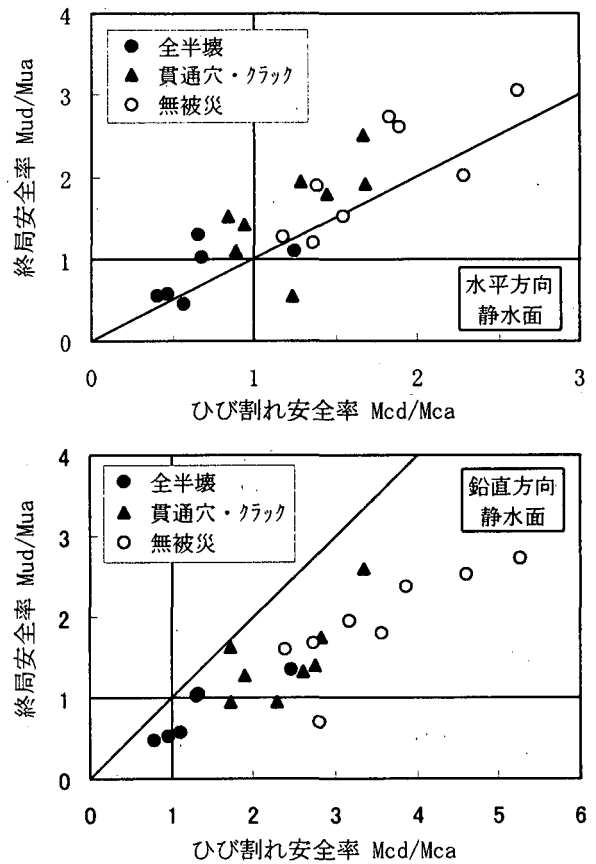


図-5 ひび割れ限界と終局限界

ケーソン壁のたわみや封入空気の効果によって力積が減少するため γ は $1/3 \sim 2/3$ ⁴⁾となり、ケーソン壁に発生する曲げモーメントには上限が生じる。衝撃波力のピーク値が非常に大きい値であっても、静的荷重による曲げモーメントの2.5倍を超えない。

ケーソン壁の断面は、通常的设计波力の2.5倍を目安として、静的荷重に対してひび割れ限界を超えないように設計すれば良い。被災事例をモデルとした試算結果では、ケーソン壁厚を70~80cm程度にとれば衝撃波力による被災を免れられる。これはむつ小川原港の被災ケーソンに隣接した壁厚の大きいケーソンが被災していない⁴⁾事実をよく再現している。

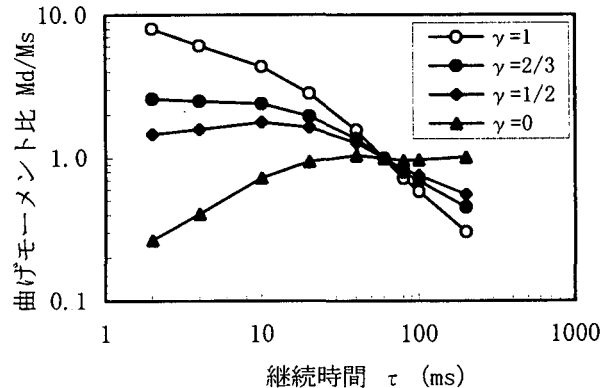


図-6 衝撃波力の継続時間と曲げモーメント

(5) 設計時の留意点と今後の課題

ケーソンの滑動・転倒安定性の検討では、平均的な波力を与える衝撃波力式が適用されている。ケーソン全体とケーソン壁の振動系では動的応答特性は異なるが、この式をケーソン壁の設計に適用できる可能性も示唆されている¹⁾。さらに衝撃波力に対するケーソン壁の動的応答特性の詳査を進め、ケーソン壁に発生する応力の算定方法を確立することが今後の課題である。また、平均的な衝撃波力を算定する波圧式であるが、被災事例の解析では、概ねケーソン壁の被災を再現できることが分かった。衝撃波力式など既存の波圧式に補正を加えた簡便な設計検討が行えることが望まれる。

完成後の地盤変動によって偶発的に発生する衝撃波力や、設計波高を大きく上回る高波浪の来襲に対しては、ケーソン単体としての設計では被災を回避できない。防波堤の平面計画策定時に海底地盤や設計波高について入念に検討を行う必要がある。ただし、波高の異常値より、高マウンド状態などの断面形状の影響を受けやすいため、十分な注意が必要である。

急な海底地盤では、一様な勾配であっても砕波点と防波堤の設置点との位置関係によって、衝撃波力の特性は大きく変化する。岩礁やリーフエッジでは海底地形が複雑に変化しており、簡単なパラメータによる波力の定式化は困難である。衝撃波力によるケーソン壁の被災を回避するためには、対象とする防波堤ごとに水理模型実験を行い、ケーソンに作用する波力を明確にしておく必要がある。

消波ブロック被覆堤では、消波効果を考慮した設計波力と、消波ブロック散乱後の不完全消波状態における衝撃波力の強度差が極端に大きくなる。偶発的な消波ブロックの散乱・沈下を想定してケーソン壁を設計するのは不合理、不経済である。消波ブロックが散乱しなければケーソンの損傷を防ぐことができることから、十分に安定性の高い消波ブロックを選択することが第一である。

消波工端部の法面に位置するケーソンには衝撃波力が作用する危険性が高い。また、法面部の函数が少ないため、ケーソン壁を厚くする対策はそれほど不経済ではない。衝撃波力式の適用方法が確立された場合には、ケーソン壁を適当な幅で分割して消波ブロック天端を高マウンドと見なし、この波力式を適用する方法⁵⁾が有効である。

消波ブロック被覆堤の施工時には暫定的な消波工端部が発生する。台風期などに長期間放置される場合は防護対策として、堤頭函を消波ブロックで完全に被覆して養生するのが経済的に有利である。

消波ブロック据付時には、ケーソンが不完全被覆状態となり、被災する危険性が高まる。しかし、危険な期間が短く、台風期を避けるなど海象状況に十分注意を払って施工すれば問題ないと思われる。また、消波ブロックを据付ける順序によって衝撃波力が発生する危険性を低減できる⁶⁾。

その他、ケーソン堤の暫定堤頭函の側壁が長期間放置される場合は、衝撃波力を考慮した設計を行い壁厚を大きくする必要がある。ただし、この被災形態に限らず施工時の被災防止のためには、危険な期間を短くし高波浪の遭遇確率を減じるのが第一である。

5. おわりに

ケーソン壁の被災事例を解析し、以下の結論を得た。

- 1) 被災事例の原因を整理し、その特徴を示すとともに、設計上の留意点を示した。
- 2) ケーソン壁を3辺固定上辺単純支持版として扱い、外力に衝撃波力式を適用すれば、軽微な被災レベルは波力を1.5～3倍としてひび割れ安全率で区分できる。全半壊レベルは終局破壊の安全率で評価できる。
- 3) 力積が一定 ($\gamma < 2/3$) であれば、衝撃波力のピーク値が非常に大きい場合でも、動的応答効果によって発生曲げモーメントに上限が生じ、静的荷重によるものの2.5倍を超えない。
- 4) 波力を2.5倍として被災ケーソンの壁厚を試算したところ、70～80cmとなった。これは現地事例を再現している。

謝辞： この研究の事例調査に当たり、旧運輸省第四港湾建設局下関調査設計事務所の井福所長、栗岡次長、第三港湾建設局神戸調査設計事務所の宍戸所長、豊島次長、第二港湾建設局横浜調査設計事務所の林所長、坂井設計室長、八戸港工事事務所の高垣前所長・浜田所長、鹿島港工事事務所の佐藤所長ほか多くの方々ご協力を得ている。ここに記して深甚の感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 高橋重雄, 津田宗男, 下迫健一郎, 横田弘, 清宮理: 防波堤ケーソン壁の破壊と衝撃砕波力について, 海岸工学論文集, Vol. 45, pp. 751-755, 1998.
- 2) 谷本勝利, 小舟浩治, 大里睦男: ケーソン壁に作用する波力と応力計算, 港研資料, No. 224, 39p, 1975.
- 3) 高橋重雄, 谷本勝利, 下迫健一郎, 細山田得三: 混成堤のマウンド形状による衝撃砕波力係数の提案, 海岸工学論文集, Vol. 39, pp. 676-680, 1992.
- 4) 服部昌太郎, 由井孝昌: 衝撃砕波圧の発生・伝搬機構に関する実験的研究, 海岸工学論文集, Vol. 40, pp. 751-755, 1993.
- 5) 塩見雅樹, 山本浩, 津川昭博, 黒沢忠男, 永松宏一: 消波ブロック不連続部の波力増大による防波堤被災とその対策に関する研究, 海岸工学論文集, Vol. 41, pp. 791-795, 1994.
- 6) 三上信雄, 山本正昭: 施工途中での消波工による波圧増大とその対策, 海岸工学論文集, Vol. 38, pp. 611-615, 1991.