

釜石港湾口防波堤における現地観測について

中道 正人* ・ 亀山 豊** ・ 加藤 浩司***
上部 達生****・ 近藤 浩右*****・ 佐野 泰三*****

1. はじめに

近年、港湾施設の沖合展開が進むにつれ、防波堤はますます過酷な条件に直面せざるを得なくなっている。本報告で示す津波対策のための釜石港湾口防波堤は、最大水深が-63 mの大水深域に築造されるものであるが、このような大水深域では波力が大きくなるばかりでなく、基礎マウンドの均し精度が低下しケーソン底面に不均等な反力が作用し易い、マウンドの沈下が大きい、地震時動水圧の評価が難しいなどさまざまな問題を抱えている。このため、釜石港湾口防波堤は新たに開発または導入した設計法に基づいて設計されているが、これら設計法を検証するためには、現地観測に基づく現象の解明が重要であると判断された。そこで、釜石港湾口防波堤2号函ケーソンに300を超える各種計測センサを取り付け、平成4年4月より現地観測を始め、現在までに貴重な観測データを取得している。また、海上に据え付けられた単独函における観測としたため、電源供給やデータ

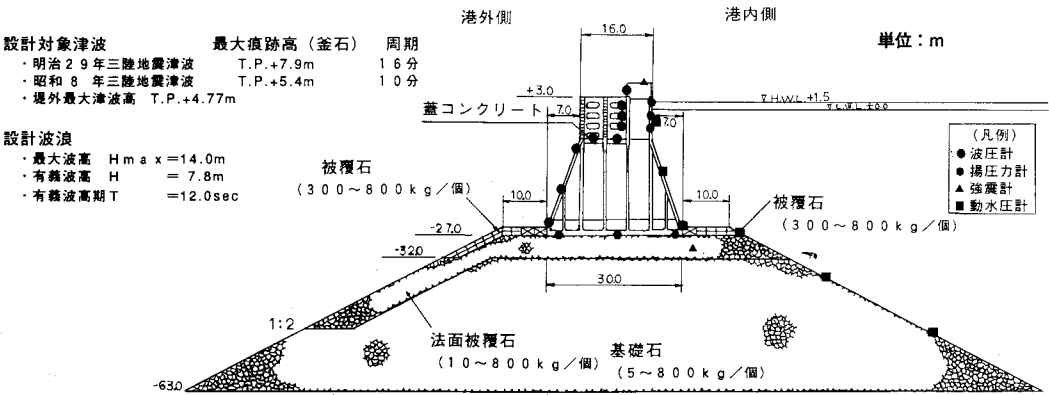
伝送にはこれまでに例を見ない種々の技術を採用した。
本報告は、稼働を開始した観測システムの報告をするとともに、これまでに収集した観測データと導入した設計法の検討のための解析結果の一部を示す。

2. 現地観測の概要

2.1 釜石港湾口防波堤

釜石港湾口防波堤は、三陸沿岸に襲来する巨大津波や高波を防ぎ、沿岸住民の財産を護るとともに、沿岸漁業に配慮した静穏な海域を創造するため、昭和59年から建設を開始し、現在、北堤深部工区の工事を着々と進めている。

図-1に示すように、堤体構造は、安定性、経済性および、施工性に鑑み、スリットケーソン式混成堤とした。ケーソンは、波圧および、地震時の動水圧を軽減するため-6 m以深が台形で、港外側上部は、防波堤による波の反射で漁業活動等に影響を及ぼさないように、二重横スリット構造にしている。最大設置水深-63 m、ケーソン



- * 正会員 工修 運輸省第二港湾建設局横浜調査設計事務所技術開発課長
- ** 運輸省第二港湾建設局横浜調査設計事務所第1技術開発係長
- *** 運輸省第二港湾建設局横浜調査設計事務所
- **** 正会員 工博 運輸省港湾技術研究所構造部地震防災研究室長
- ***** 正会員 工修 日本海洋コンサルタント株式会社機材技術部長
- ***** 工修 日本海洋コンサルタント株式会社機材技術課長

た。高波浪時に電気室に越波による浸水を防ぐため、ディーゼルエンジンの給排気は、観測タワー内に配管されたダクトによりタワー屋上で強制的に行なっている。なお、太陽電池パネル設置枚数に制限があるものの、日照時間の十分な夏期は補充発電を必要とせず、冬期のみ 80 l 程度の燃料（軽油）消費量があった。

（４） 観測データの伝送

従来より無線方式の沿岸現地観測では、無線テレメータにより海上局の観測機器を遠隔作動させ、海上局内でデータ収録させるか、観測データを低速でデータ伝送し陸上基地局にてデータ収録させる方式が多かった（たとえば、佐々木, 1981）。本観測システムでは、表-2 に示すように、比較的高速大量データが発生する上、任意時間の観測を可能とするうえで MT の交換が必要であったため、従来の方式に代わるデータ伝送が必要となった。

昨今のデータ通信の自由化に伴い、50 GHz マイクロ波を利用したデジタル電話回線（64 kbps）用 LAN が普及していることに着目し、本観測システムに導入した。この手法を使用することにより、本観測のような大量データの伝送が容易になる反面、伝送距離が長い場合、マイクロ波が雨、霧等で減衰し、回線停止になるという問題点が残された。そこで、年間回線停止時間が 1 時間以内になるよう過去 10 年間の釜石付近の降水量を調査し、中継局の位置と無線アンテナを選定した。なお、ここでは降水量調査結果より最大降水量を 90 mm/hr と設定した。さらに、法的規制や周波数の割り当てが比較的緩い簡易無線を利用することで双方向の通信が可能となり、高速データ伝送中に回線“断”後の復帰やデータの誤りが発生しても、中途からデータを再送請求できるようにしている。

（５） システムの性能と機能

a) 運転操作と自動制御

図-3 にシステム全体の系統を示す。無線機とテレメータの中間に無線多重化装置を接続して、双方向通信可

能な独立 4 回線（最大 10 回線；64 kbps/回線）を使用し、観測項目別、操作項目別に任意にリアルタイム制御できるように設計している。

観測に関わるすべての設定、遠隔操作、自動制御および、監視は、陸上基地局に設置した 2 台のターミナルにて行なわれる。強震観測装置を除くすべての観測機器は、省エネのため観測しない時間は電源が切られており、観測のときのみ自動的に電源が投入され、ウォーミングアップされる。

b) 高波浪（異常）時観測

黒田ヶ崎気海象観測所より無線テレメータによって毎正時 15 分前～5 分前までの 10 分間に収集された波高データが、閾値として設定した有義波高値（現状は 3 m）以上になったとき、定時観測に優先して専用ターミナルよりトリガー信号を海上局に送出し、波圧観測に必要な装置の電源を投入し 5 分間のウォーミングアップ後、観測を開始する。観測データはリアルタイムで陸上基地局の MT 装置にあらかじめ設定された観測時間分だけ収録される。通信エラーによるデータ遅延可能時間は、最大 8 分（4 MB バッファメモリに仮格納）である。

c) 強震（異常）時観測

海中部に設置した強震計が一定レベル（5 Gal）以上の震動を感知したとき、海上観測局内に設置されている強震観測装置のバブルメモリに強震計とともに、動水圧計データが自動的に収録される。そして、地震が終って 2 分を経過したとき、バブルメモリ上のデータが自動的に陸上基地局に転送され、チャンネル毎に最大、最小、平均および、標準偏差が印字される。なお、バブルメモリには 6 回程度の強震データの観測が可能であり、そのバブルメモリを港湾技術研究所へ郵送し強震データの解析を行っている。

3. データ解析結果

本現地観測システムは稼働開始以来約 1 年を経過した

表-2 観測項目データ収録の基本仕様

観測項目	種 別	観測モード			データ収録	
		頻 度	サンプリング	観測時間	陸上基地局	海上観測局
ケーソン 応力観測	定時観測	1 回／日	静的観測	5 回／CH	・生データを FD に収録 ・CH 毎に最大、最小、平均を印字	なし
波圧観測および スリット部材波 圧観測	定時観測	1 回／日	2 Hz	10 分間	・CH 毎に最大、最小、平均、偏差を印字	なし
	異常時観測	沖波 $H_{1/3}$ 3 m 以上(毎正時)	20 Hz	10／20／60 分間より選択	・生データを MT に収録 ・CH 毎に最大、最小、平均、偏差を印字	なし
強震観測	定時観測	1 回／日	10 Hz	10 秒間	・CH 毎に最大、最小、平均、偏差を印字	なし
	異常時観測	基準点震度 5 gal 以上	100 Hz	1 分間 (自動延長可)	・CH 毎に最大、最小、平均、偏差を印字	生データを専用のバ ブルメモリに収録
海上局モニタ	定時観測	1 回／日	静的観測	5 回／CH	・CH 毎に最大、最小、平均を印字	なし

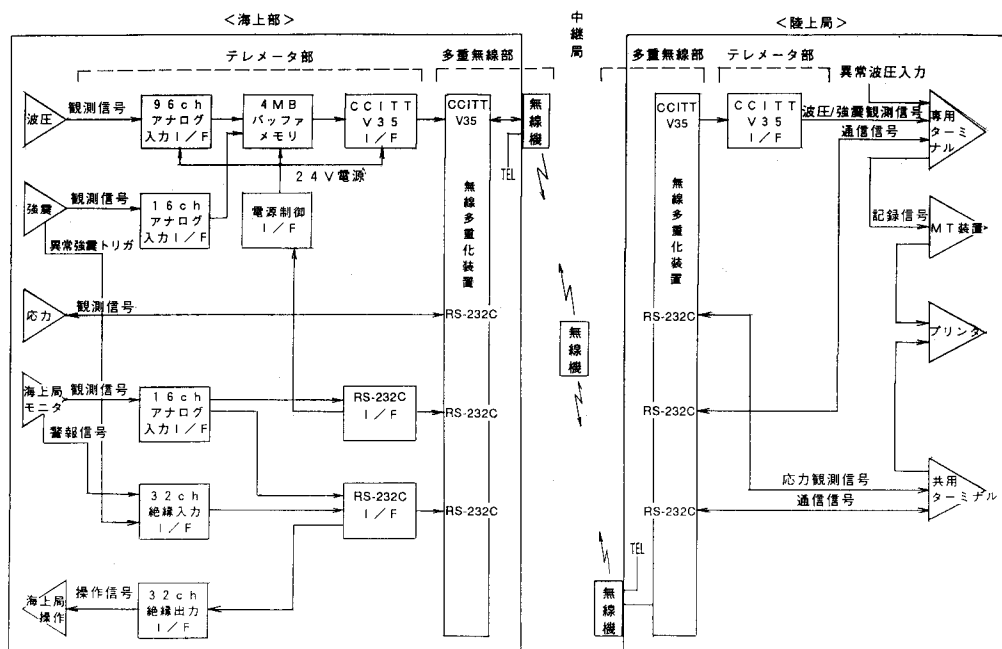


図-3 データ伝送の全体の系統図

が、300 を超えるセンサの大半が順調に稼働しており、有義波高 4 m を超える高波浪時の波圧や釧路沖地震時の強震データが順調に収集されつつある。種々の設計法検証のための検討を行っているが、これまでに得られたデータの一部の解析結果を以下に示す。

3.1 波圧分布の解析結果

有義波高波高 3 m 以上を対象に行った解析例として、1992 年 10 月 9 日 18:00 における観測結果について示す。当地点において高波浪の来襲するパターンとしては、主として南岸低気圧が太平洋を北上する場合と台風の通過が考えられる。10 月 9 日は南岸低気圧が発達しながら太平洋を北上するパターンであった。なお、黒田ヶ崎気象観測所における 18 時の波浪条件は、有義波高 $H_{1/3} = 3.62$ m、有義波周期 $T_{1/3} = 9.5$ s であった。当防波堤に作用する波圧分布として合田の波圧公式(たとえば、合田, 1990) が用いられているので、観測された外力は設計外力条件に比べ小さかったが、観測された入射波高を入力として合田の波圧公式を用いて計算した結果と観測された波圧の分布を比較した。図-4 は比較結果を示したものである。なお、合田の波圧公式の適用に際しては、入射角が不明であったため、設計に用いた入射角 ($= 45^\circ$) を入力条件とした。観測波圧は合田の波圧公式による算定値に比べ、台形ケーソン部および、底版部において若干小さいものとなっている。しかしながら、波圧分布形状は合田の波圧公式でよく近似できることから、設計条件よりも小さいレベルの波高を対象とした検討ではある

が、設計手法の妥当性が確認できる。

3.2 地震時動水圧の解析結果

最近、大きな被害を及ぼした釧路沖地震時の強震データと動水圧のデータが 1993 年 1 月 15 日 20:06、本システムによって観測された。強震計によって観測された加速度は、図-5 に示すように防波堤頂部では水平方向 66 Gal、鉛直方向 20 Gal が、また、マウンド上では水平方向 34 Gal、鉛直方向 27 Gal であった。なお、水平方向加速度は NW-SE 方向、NE-SW 方向ともほぼ同程度であったが、NW-SE 方向の方が若干大きめであった。

設計における地震時動水圧の評価は、直立部では Wes-

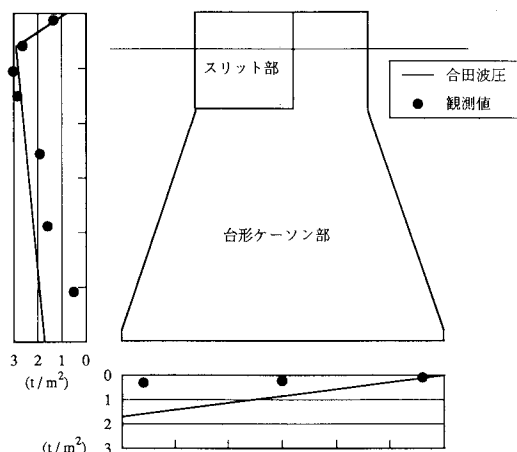


図-4 波圧分布の観測値と合田公式による計算値の比較

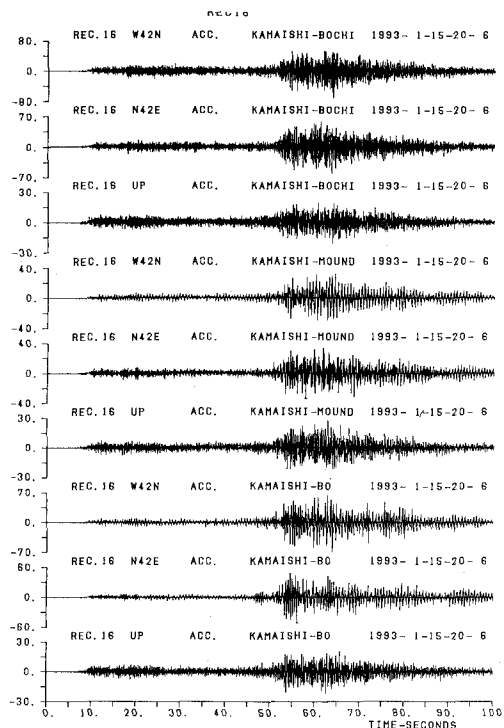


図-5 強震波形 (釧路沖地震, 1993年1月15日)

[上より防波堤頂部水平加速度 (NW-SE 方向), 同 (NE-SW 方向), 同鉛直方向, マウンド上水平加速度 (NW-SE 方向), 同 (NE-SW 方向), 同鉛直方向, 海底下 2 Km 水平加速度 (NW-SE 方向), 同 (NE-SW 方向), 同鉛直方向]

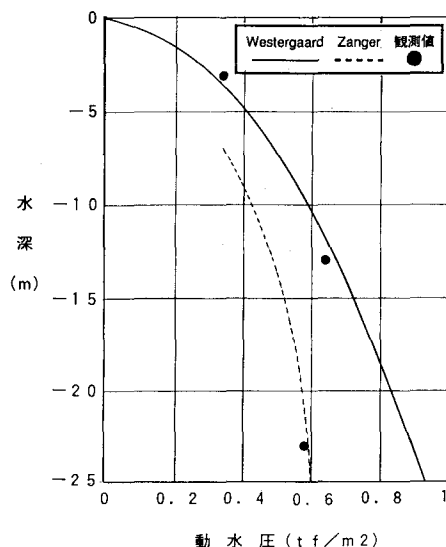


図-6 地震時動水圧の実測値と計算値の比較

時動水圧に対する設計の考え方の妥当性が確認できる。

4. おわりに

釜石湾港口防波堤 2 号函に設置された観測システムを紹介するとともに、これまでに得られたデータについて解析結果の一部を示した。本システムは現在も順調に観測を継続しており、今後さらに興味深いデータが蓄積されるものと期待できる。これらについては詳細な検討を実施し、機会を見て報告する予定である。

参考文献

- 上部達生・黒田節男・千葉忠樹・檜垣典弘 (1981): 水との連成を考慮した大型混成防波堤の振動特性と動水圧, 港湾技術研究所報告, 第 20 巻, 第 4 号, pp. 41-81.
- 合田良實 (1990): 港湾構造物の耐波設計—波浪工学への序説—, 鹿島出版会, 333 p.
- 佐々木弘 (1981): 沿岸波浪観測テレメータの信号伝送方式, 港湾技研資料, No. 399, 95 p.
- Westergaard, H. M. (1933): Water pressures on dams during earthquakes, Trans. ASCE98, pp. 418-434.
- Zanger, C. N. (1953): Hydrodynamic pressures on dams due to horizontal earthquakes, Proc. Exper. Stress Analysis, Vol. 10, No. 2.

tergaard(1933)の評価式を, また傾斜部は Zanger(1953)の評価式をによって精度よく行えることが知られている (たとえば, 上部ら, 1981)。そこで, ここではこれらの評価式と観測値の比較を行った。これらの評価式を用いて動水圧を算定するに当たっては, 上部ら (1981) にならない, 水深としてマウンド天端水深を与えた。また, 震度がケーソン頂部とマウンド天端上において値が異なるため, 計算に用いる震度は動水圧を求めようとする位置における最大加速度を内挿し用いた。図-6 は比較結果を示したものであり, 動水圧の観測値は直立部では Westergaard の評価式にほぼ一致し, 傾斜部は Zanger の評価式にほぼ一致していることがわかる。これより, 地震