

砂強制置換と沈床を併用した防波堤の施工中の挙動観測

Monitoring of a Composite Breakwater during Construction

おお まき せい き* かん の り お
大 槻 正 紀* 菅 野 典 雄**
いけ だ
池 田 正***

1. はじめに

軟弱な海底地盤上に、防波堤などの重量構造物を築造する場合、基礎地盤の安定性と沈下の検討を行うが、多くの場合、設計条件を満足させるために対策工法が取られる。本文で報告する宮城県石巻漁港西防波堤の場合は、対策工法として締固め砂杭打設による砂強制置換を施した地盤上に、H型鋼沈床で捨石マウンドを補強し、その上に消波工付きケーソンを設置する断面をもっている。

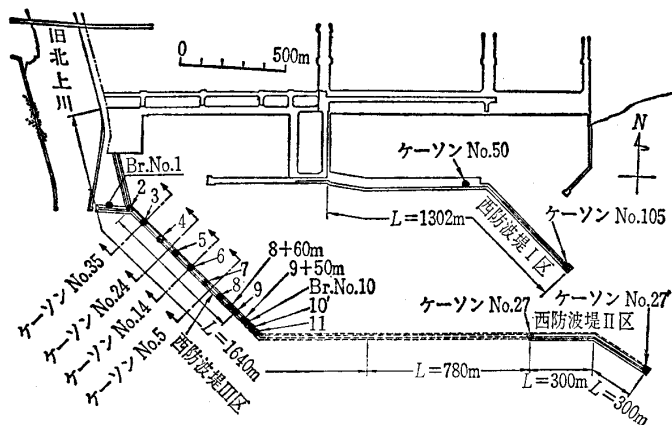
締固め砂杭を高置換率（一般には70%以上）で打設するいわゆる砂強制置換工法については、海底地盤での施工実績も多く、安定性と沈下に関する実用的な検討法はほぼ確立している¹⁾。他方、H型鋼沈床で捨石マウンド中または地盤上に設置して地盤を補強する、いわゆる沈床式防波堤は施工例が少なく、設計法が確立していないということから、従来よりいくつかの現場で挙動観測が行われてきた^{2), 3), 4)}。これらの中で河上ら²⁾による解析以来、鋼製桁を弾性支承上の梁として扱う解析法が多くとられてきた。また、近年土の変形解析手法が進んだことにより、沈床を含めた地盤—防波堤系の有限要素解析も行われている^{3), 5)}。

石巻漁港においては、以前に地盤改良を行っていない地盤上に沈床式防波堤が施工され、大きな残留沈下が発生した。このため、今回は防波堤の安定性を保持するとともに、残留沈下を抑制し、かつ、経済的断面を得る目的で上記のような断面が採用された。しかし、このような断面をもつ防波堤の施工は前例がないため、施工管理に役立てる目的で、施工中の堤体の沈下、地盤中の側方変位および間隙水圧、沈床の曲げ応力の計測が行われた。以下に、これらの挙動観測の結果を報告する。なお、本挙動観測の一部は文献^{4), 5)}にも発表している。

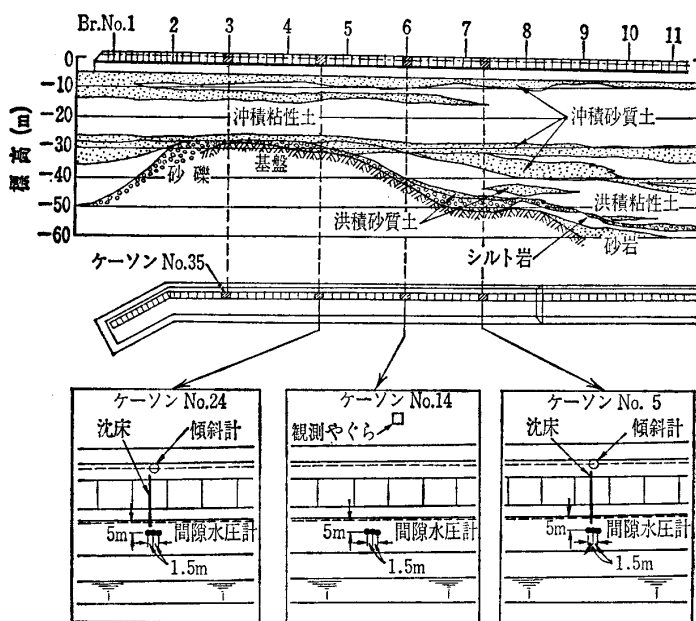
2. 地盤、施工および挙動観測の概要

2.1 地盤の概要

図—1に示したように、石巻漁港の主要な防波堤である西防波堤はⅠ区、Ⅱ区、Ⅲ区より成っている。Ⅰ区、Ⅱ区はⅢ区よりも前に施工された防波堤であり、Ⅲ区が本文で



図—1 石巻漁港の平面図



図—2 土質推定断面および挙動観測位置

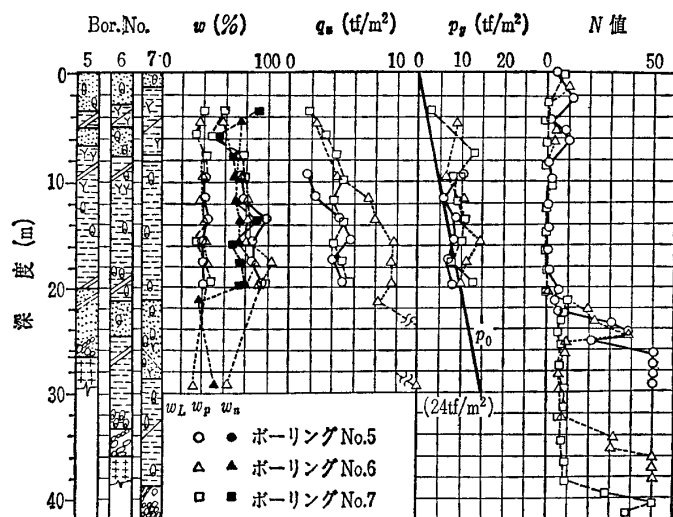
述べる挙動観測が行われた防波堤である。図中には、防波堤の沈下観測結果を示すⅠ区のケーソン No. 50, 105 地点、Ⅱ区のケーソン No. 27, 27' 地点ならびにⅢ区のボーリング位置および挙動観測の行われたケーソン No. 5, 14, 24, 35 地点を示している。

図—2に、西防波堤Ⅲ区の地質推定断面図および挙動観測の行われた平面位置を示す。図に示したように、海底面は標高-6.80m内外を示し、ほぼ平坦である。地質的には、中生代三畳紀の閃緑岩を基盤とし、その上を第四紀洪積世、沖積世の粘性土層、砂質土層が被覆し、軟弱層を形成して

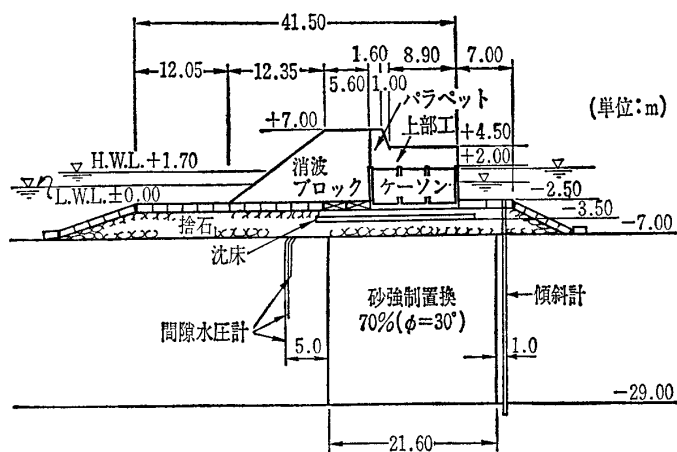
*水産庁水産工学研究所漁港施設研究室長

**宮城県水産林業部漁港課主管兼計画係長

***（財）漁港漁村建設技術研究所専門技術員



圖—3 土質柱狀圖



図一4 防波堤の標準断面

いる。挙動観測の行われた3箇所の平面図については後で説明する。

図一 3 に挙動観測の行われた各地点に近いボーリング No. 5, 6, 7 (位置は図一 1, 2 参照) の土性図を示す。表層の緩い砂層部を除いた深度 3 ~ 20m 付近の沖積粘土層は、標準貫入試験の N 値はゼロ付近の値、一軸圧縮強さ q_u は 2 ~ 10 tf/m² で、地盤の支持力はかなり小さいことを示している。

2.2 防波堤の設計，施工の概要

図一4に、施工された防波堤の標準断面図を示す。砂強制置換部は砂杭の直径1.70m、中心間隔1.80m（置換率70%）、砂杭平均長さ22mの正方形配置である。ケーソンは幅11.5m、長さ14.5m、高さ5.5m、消波ブロックは20t型、H型鋼沈床の寸法は588×300×12×20mmである。

本防波堤の安定性は次のように検討している。円弧すべり法による安全率は完成断面で沈床がないとしたときの常時において1.0以上、沈床を入れた完成断面の常時で1.3以上、同じく波圧時で1.0以上としている。また、沈床断面は弾性支承上の梁として計算した曲げ応力が鋼材の許容

応力度以内に入るように決めている。計算に用いる地盤反力係数 k は標準貫入試験の N 値から $k=0.15N$ の経験式を用いて計算している。なお、沈床を設置しない場合の設計に比べ、本断面では地盤改良幅が約13m（沈床がないとして設計したときの約38%）減少しており、工事費は沈床がない場合の約88%と経済的になっている。施工は、砂杭打設が昭和56年より、ケーソン据付けが昭和57年より防波堤の先端から開始された。

2.3 挙動観測の内容

本断面の防波堤は施工実績がないため、施工は段階的に行い、挙動観測により各施工段階における地盤、堤体および沈床の挙動を把握するとともに、数値解析（関口・太田モデルによる弾・粘塑性有限要素解析⁶⁾）による現状分析および将来予測と有機的に結合して施工ヘフィードバックすることが計画された。

挙動観測は図—1, 2に示したように、西防波堤Ⅲ区のケーソン No. 5, No. 14, No. 24 の3地点で行われた。図—2の下の部分に、挙動観測の行われた各項目の平面位置を、図—4には断面図を示している。

表－１に、各測点における挙動観測内容の一覧を示す。

沈床のひずみ計および間隙水圧計からの計測用コードは保護管によりケーソン No. 14 地点の防波堤の港内側（図－２参照）に設置された観測櫓に集められて計測された。なお、傾斜計は角パイプ（75 mm 角、長さ 28m）の埋設の翌日を初期値として計測を行っている。また、間隙水圧計は埋設後連続計測を実施し、埋設作業により発生した過剰間隙水圧が静水圧に近い値に落ち着いた時点（埋設後 6 ～ 12 日後）を初期値としている。同様に、沈床のひずみ計も設置後ある期間連続計測して値が落ち着いた時点（設置後 1 週間程度）を初期値としている。

表一1 挙動観測一覧表

測 点	挙動観測の種類	内 容	観測開始日	観 測 位 置
ケーソン No.5	間隙水圧計	-11.88, -18.00, -23.50mの3箇所	昭和57年3月	港外側
	傾 斜 計	-2.50~-29.00m の間	昭和57年3月	港内側
	ひ ず み 計	横方向上下10箇所 計20箇所	昭和57年6月	沈床に取付け
	沈 下 計	ケーソン天端の4 箇所の平均	昭和57年7月	ケーソン天端
ケーソン No.14	間隙水圧計	-12.50, -18.50, -23.50mの3箇所	昭和58年4月	港外側
	沈 下 計	ケーソン天端の4 箇所の平均	昭和58年9月	ケーソン天端
ケーソン No.24	間隙水圧計	-12.50, -18.00, -23.50mの3箇所	昭和58年4月	港外側
	傾 斜 計	-4.00~-28.00m の間	昭和58年4月	港内側
	ひ ず み 計	横方向上下10箇所 計20箇所 ウェーブ5箇所	昭和59年5月	沈床に取付け
	沈 下 計	ケーソン天端の4 箇所の平均	昭和59年5月	ケーソン天端

3. 挙動観測結果

3.1 防波堤の沈下挙動

はじめに、西防波堤Ⅲ区より前に施工された同Ⅰ区およびⅡ区の沈下量の計測結果について述べる。これらの各地区の土質断面はⅢ区のボーリングNo. 7とほぼ同じで、基盤層は標高-60m付近にある。防波堤断面は、消波工付きの沈床式ケーソン防波堤であるが、地盤改良は行われていない。

図-5に、両地区のケーソンの累計沈下量と経過日数の関係を示す。計測位置は図-1に示している。図よりⅠ区では防波堤建設後約15年で3m前後、Ⅱ区では建設後約10年で2.5m前後の累計沈下量を示しており、残留沈下はなお継続している。

次に、今回挙動観測の行われたⅢ区の結果を示す。図-6に、ケーソンNo. 5, 14, 24, 35の4地点（位置は図-1, 2参照）で計測されたケーソン天端の沈下量の経時変化を示す。沈下は上乗荷重載荷直後は促進されるが、ある程度時間が経過すると落ち着く傾向にある。慣用法¹⁾で応力集中係数を3としたときのケーソンNo. 5, 14, 24地点での計算沈下量は、それぞれ92, 48, 43cmで実測値よりも小さい値を示している。

3.2 基礎地盤の側方変形挙動

図-7に、ケーソンNo. 5, No. 24地点の角パイプ設置後の各時点における傾斜計による地盤内の側方変形の深さ分布を示す。ケーソンの据付けはケーソンNo. 5地点では側方変位測定開始後189日目、ケーソンNo. 24地点では同じく416日目に行われている。この時点以後側方変形が大きく増加している。側方変形は地盤表層部では堤体方向に、下部では堤体と反対方向に生じている。側方変形の絶対値の最大値は固定点までの深さの約2/3の深さで発生しており、その発生深さは施工中ほぼ一定である。

図-8に、両測点の最大側方変位点の側方変位量 δ とケーソン天端の沈下量 S の関係を示す。図中の番号の説明は表-2に示している。両測点とも平均的には側方変位量が鉛直沈下量の13%程度発生している。図中の最終段階での δ/S （原点と最終点を結ぶ直線の勾配）はケーソンNo. 5地

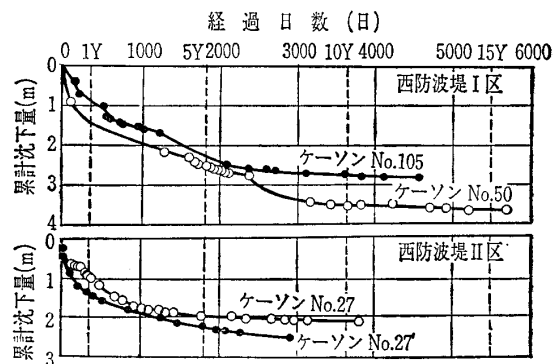


図-5 西防波堤Ⅰ区、Ⅱ区の防波堤の沈下～時間の関係

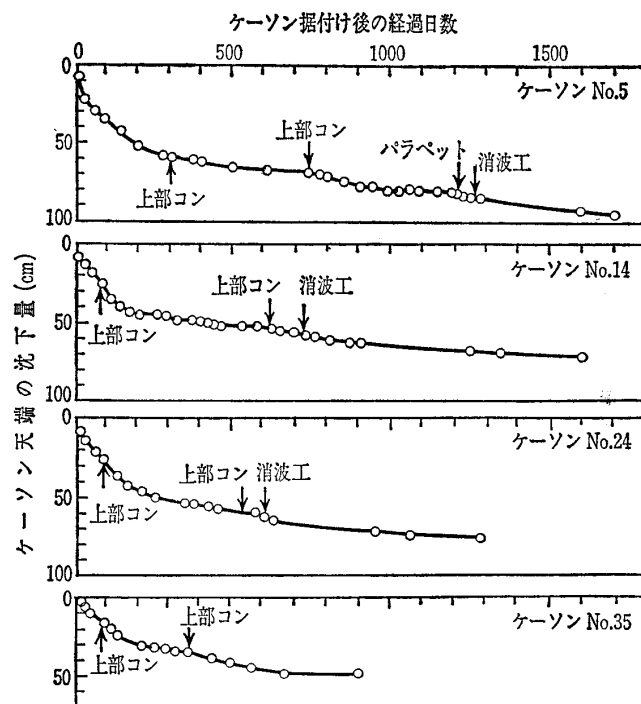


図-6 西防波堤Ⅲ区の防波堤の沈下～時間の関係

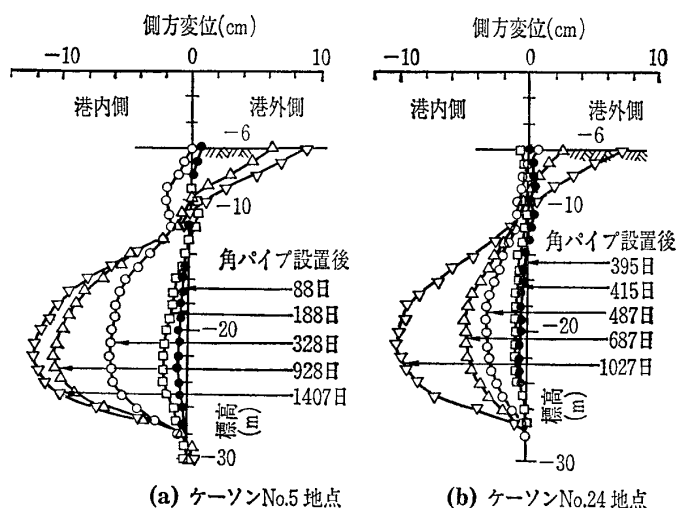
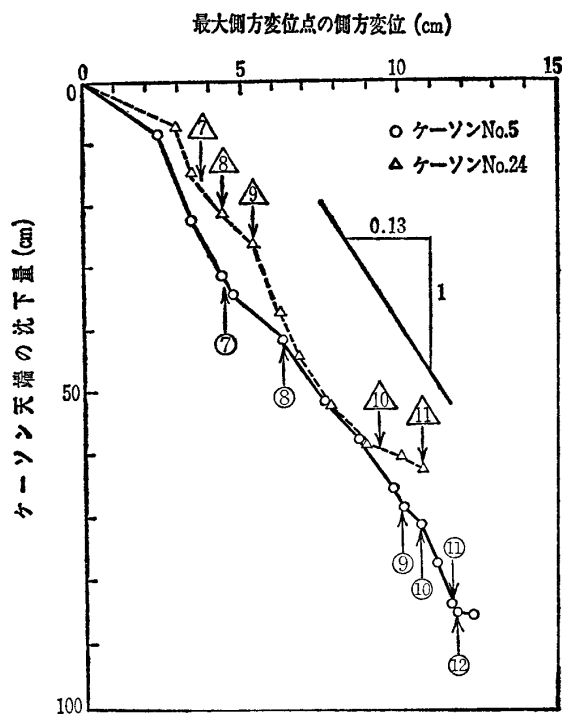


図-7 地盤中の側方変位の深さ分布

点で0.14, , ケーソンNo. 24地点で0.17である。他の施工例の安定な状態での δ/S の値は0.1~0.3程度^{7),8)}であるから、今回の施工は安定な状態で行われたと思われる。なお、今回の計測は砂強制置換部に近い（水平距離1m）場所で行われていることも δ/S が比較的小さい値を示した一因になっていると思われる。

図-9に、ケーソンNo. 5, No. 24地点における最大側方変位点の側方変位速度と経過日数の関係を示す。図中の番号の説明は表-2に示している。側方変位速度は側方変位の増分を測定期間の日数（約10日間）で割っている。図から分かるように、ケーソン据付けから上部工設置に至る堤体築造期に大きな変位速度を示しているが、栗原⁸⁾が報告している施工管理値（2cm/day）よりはかなり小さい。ここで採用した測定間隔の約10日間は防波堤の各部の

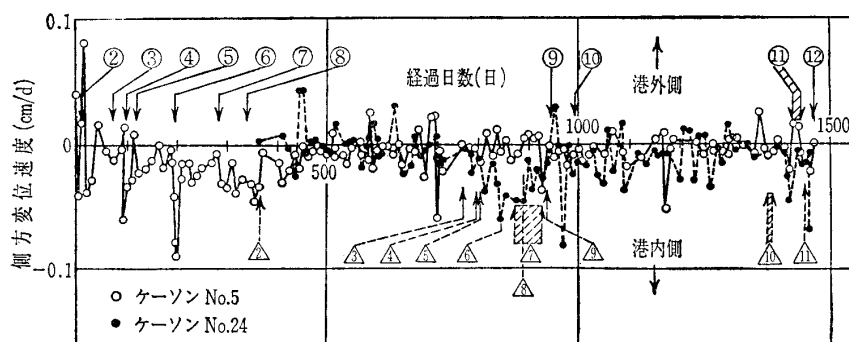


図—8 ケーソン天端の沈下量と側方変位の関係

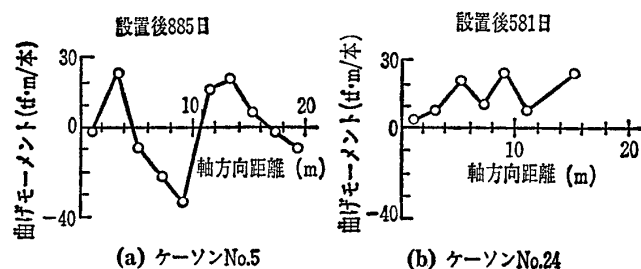
表—2 施工番号と施工内容

番号	施 工 内 容	
	ケーソン No. 5	ケーソン No. 24
1	締固め砂杭	締固め砂杭
2	捨 石	捨 石
3	捨 石	捨 石
4	沈床設置	沈床設置
5	捨 石	捨 石
6	ケーソン, 消波工, 被覆ブロック	ケーソン, 被覆ブロック
7	蓋コン, 被覆ブロック	被覆ブロック
8	消波工	消波工
9	上部コン	蓋コン
10	消波工	上部コン
11	パラベット	消波工
12	消波工	

施工直後の変位速度をみるには少し長いと思われ、これが小さい変位速度の一因になっていると思われる。砂強制置換を行った地盤の施工管理値とその測定期間などについては、今後数値解析結果等とも対応させて検討する必要がある。



図—9 最大側方変位点の側方変位速度の経時変化



図—10 沈床の曲げモーメント分布

3.3 H型鋼沈床の曲げ挙動

図—10(a), (b)に、それぞれケーソン No. 5, No. 24 地点の沈床の曲げモーメントの分布を示す。図より、ケーソン No. 5 地点で逆W字型の片持ち梁と単純梁の重なったような分布を示し、ケーソン No. 24 地点では上に凸の単純梁的な形状を示している⁴⁾。

図—11に、ケーソン No. 5, No. 24 地点の沈床の縁応力の絶対値の最大値を示している点（両測点とも沈床の港外側端より9.25mの位置）の縁応力の経時変化を示す。図中の番号の説明は表—2に示した。図より曲げ応力の絶対値はいずれも時間とともに単調増加している。また、ケーソン No. 5 地点の曲げ応力は最終的にはH型鋼の許容応力度 (1400 kgf/cm^2) を越えて、 3300 kgf/cm^2 近くに達している。このような大きな曲げ応力は、有限要素法を用いた一次元的な簡易計算によれば、消波工下の未改良部と改良部の境界付近の地盤の圧縮性を増大させることにより説明できるため⁴⁾、この地点での地盤中のせん断応力の集中により発生する側方変形と沈下より成る二次元的な変形によると考えられる。なお、最終状態で、堤体の沈下、沈床の曲げ応力が落ち着いていること、沈床の曲げ応力が鋼材の引張り強度 (4100 kgf/cm^2) までは達していないことから、沈床は有効に働いていると思われる。他方、軟弱層厚の小さいケーソン No. 24 地点では最大縁応力の絶対値は、最終的に 630 kgf/cm^2 程度と許容応力度内に入っている。

なお、沈床のひずみ計は設置後、ケーソン No. 5 地点では3年で40%、4年で70%が、ケーソン No. 24 地点では約2年で72%がそれぞれ測定不能となった。

3.4 地盤内の間隙水圧の挙動

図—12(a)~(c)に、それぞれケーソン No. 5, No. 14, No. 24地点の3種類の深さでの過剰間隙水圧の計測結果を実線で示す。なお、各間隙水圧計の設置位置は図—2, 4に、埋設深さは表—1に示している。また、同時に従来法による計算結果を破線で示した。従来法による計算は、①間隙水圧の埋設位置における有効土被り圧、増加鉛直応力の計算、②Terzaghi (テルツァーギ) の一次元圧密理論による各荷重段階における圧密度の計算、③各荷重段階の過剰間隙水圧合成値～

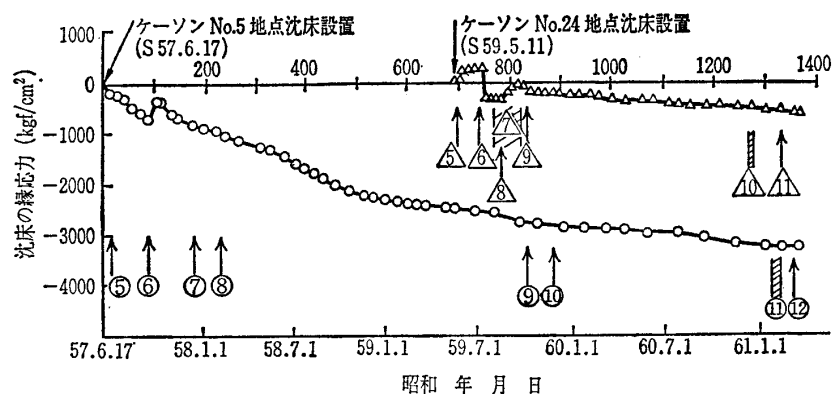
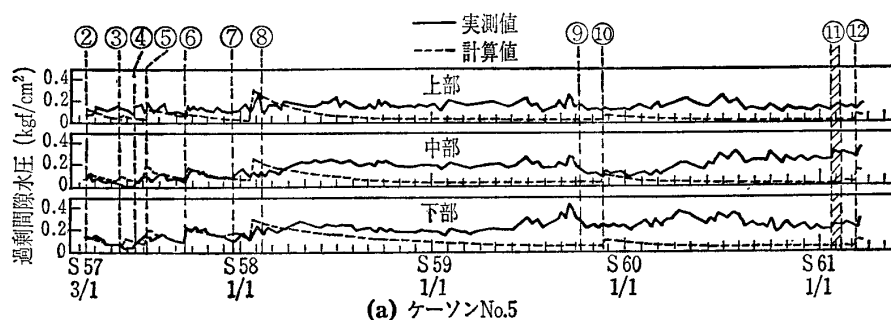
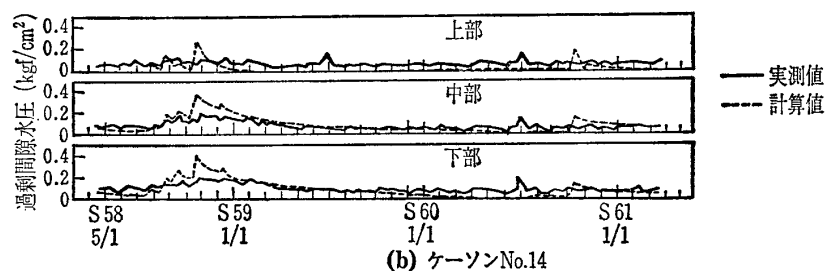


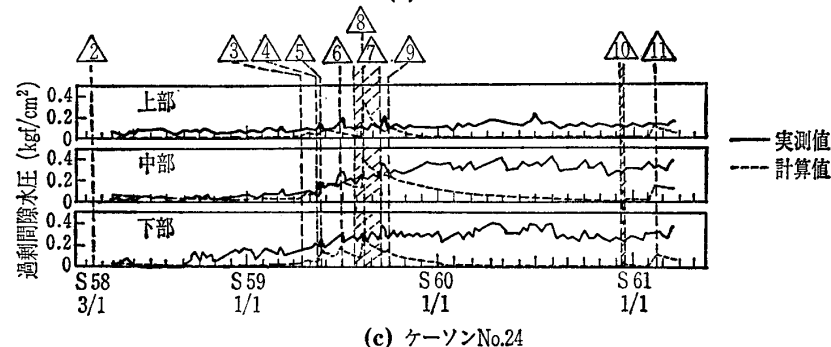
図-11 沈床の縁応力の絶対値の最大値の経時変化



(a) ケーソンNo.5



(b) ケーソンNo.14



(c) ケーソンNo.24

図-12 過剰間隙水圧の経時変化

時変化がほぼ落ち着いていることからみて、過剰間隙水圧が消散しないのは測定が正常に行われなかったことによると思われる。

4. 結論

砂強制置換による地盤改良と沈床を併用した消波工付き防波堤の施工に伴う堤体の沈下、地盤中の側方変位、間隙水圧および沈床の曲げ応力の挙動観測より、以下の結論が得られた。

- 1) 本施工断面では堤体の沈下量は60~100cmと、ほぼ同じ地層である西防波堤Ⅰ、Ⅱ区の無改良地盤の沈下量290~370cmの1/2~1/3程度に減少しており、残留沈下も小さくなっている。
- 2) 堤体の沈下量と地中の最大側方変位量の比は平均的には1:0.13程度であった。新しい荷重の載荷直後に側方変位は一時的に増加するが、また、同じ比率にもどるため施工は安定な状態で行われたと考えられる。
- 3) ケーソンNo. 5地点ではH型鋼沈床の許容応力を越える曲げ応力が測定されたが、これは地盤の圧縮性の相違による沈床への応力集中によると思われる。
- 4) 地盤中の間隙水圧の測定は、ケーソンNo. 14地点では妥当な結果が得られた。しかし、他の地点では途中から適正な値が得られなかったが、原因は不明である。

5. むすび

海上工事の施工管理の特徴として、

①施工断面、工程が現場により大きく

異なり、これに伴って地盤および構造物の挙動が異なってくる、②計測が海上または海中作業となる場合が多く、海象条件の影響を受ける、③陸上工事に比べ、計測装置の設置、計測にかかる費用が大きい、④計測機器の耐久性が短い、⑤施工管理基準に関するデータが少ない、などが挙げられる。これらの特徴をふまえて、施工管理に当たっては、次の点に配慮する必要がある。①施工に先立って、現場の施工断面および工程に対応した数値シミュレーションなどを行い、この結果と従来からの経験をもとにして施工管理の判断基準を立てる。②管理項目としては、図-8に示した $\delta \sim S$ 関係および図-9に示した $d\delta/dt$ の値に着目

経過日数曲線図の作成、の順に行っている。なお、間隙水圧計は、地盤改良端から未改良側に5m離れた位置に埋設されている(図-4参照)ので、排水距離は水平方向の5m(片面排水)とし、圧密係数は標準圧密試験で得られた値を用いた。図-12(b)のケーソンNo. 14地点の過剰間隙水圧の実測値は計算値とほぼ対応した挙動を示している。図-12(a), (c)においては過剰間隙水圧の実測値は計測開始後1年程度は計算値によく対応して変動しているが、それ以降の実測値に減少がみられない。間隙水圧を測定した3地点から砂杭までの距離は同じであること、図-6に示したように、これらの3地点のケーソンの沈下の経

No. 1940

するのがよいと思われるが、沈床などの鋼材が用いられている場合はその曲げ応力の測定も有効である。③計測機器は地盤の破壊挙動を把握しやすい位置に複数個設置し、地盤の変形速度を考慮した測定間隔で計測を行う。④施工工程の変更に際しては、地盤の破壊につながらない範囲内で工事の全体的な中止は避け、施工場所、工種の変更などにより、全体の施工工程を遅らせないように配慮する。⑤施工管理の判断内容を施工に反映させるための連絡、命令系統を整備するとともに、このために緊急および定期的な連絡の場を設ける。

当地区の防波堤の施工管理は上に述べた内容に比較して不十分な面もあったが、施工はここで行われた挙動観測と数値解析の結果を参照しながら行われた。特に、上部工、パラベット等の荷重条件が最も厳しくなる最終段階の施工時期の決定などについては、挙動観測と数値解析の結果を参考に行っている。また、ここで行った挙動観測と数値解析結果をもとにした解析手法は、本地区の未施工部分の設計に生かされ、断面決定における有力な基礎資料として利用されている。

本地区の挙動観測に当たっては、京都大学防災研究所柴田徹教授、同関口秀雄助教授、同八嶋厚助手に御指導をいただいた。また、水産庁漁港部建設課、宮城県石巻漁港事

務所、㈱五洋建設、㈱東建地質調査事務所に援助をいただいた。最後ではあるが、ここに記して関係各位に深甚の謝意を表する次第である。

参 考 文 献

- 1) 土質工学会：地盤改良の調査・設計から施工まで—現場技術者のための土と基礎シリーズ，pp. 161～205，1978.
- 2) 河上房義・佐武正雄・小川正二・伊藤 駿・佐藤昭典：石巻工業港防波堤H型鋼沈床の応力測定とその解析，土と基礎，Vol. 15，No. 9，pp. 15～19，1967.
- 3) 山懸宣彦・中村伸之・藤原嗣哲：苫小牧東港防波堤H型鋼沈床工の応力解析について，第15回土質工学研究発表会講演集，pp. 1629～1632，1980.
- 4) 大槇正紀・目黒俊治・島野 学：防波堤下のH型鋼沈床の応力および沈下の実測と解析，海洋基礎構造物の現状と動向シンポジウム論文集，pp. 233～240，1986.
- 5) Shibata, T., Sekiguchi, H., Yashima, A. and Ohmaki, S.: Monitoring and Performance of a Composite Breakwater, Proc. 8th Asian Res. Conf. SMFE, Vol. 1, pp. 491～494，1987.
- 6) 柴田 徹・関口秀雄：盛土基礎地盤の弾・粘塑性挙動解析と破壊予測，土木学会論文報告集，第301号，pp. 93～104，1980.
- 7) 富永真生・橋本正治：側方変位の現地計測による盛土の施工管理について，土と基礎，Vol. 22，No. 11，pp. 43～51，1974.
- 8) 栗原則夫・高橋朋和：盛土基礎地盤の破壊予測に関する考察，第14回土質工学研究発表会講演集，pp. 801～804，1979.
(原稿受理 1988. 12. 16)

国際ニュース

国際会議のお知らせ

■土質基礎工学に関するヨーロッパ地域会議

名 称：10th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering

期 日：1991年5月26日～30日

場 所：イタリア，フローレンス

第10回ヨーロッパ地域会議が、土の変形と構造物の変位をテーマとして、フローレンスで開催されます。このテーマに関連した論文の応募を希望される方は、300語程度の英文または仏文概要を1989年11月30日までに下記宛お送りください。なお、詳しい資料を入用の方は土質工学会事務局国際係あてFAXにてお申し込みください。

送付先：The Organizing Committee

X ECSMFE

c/o AGI-Associazione Geotecnica Italiana

Via Bormida, 2

00198 Rome, Italy