

II—35 港湾工事に使用する鉄筋コンクリート製函体(ケーソン)の構築工法に関する研究

道開発局・小樽開建(正員) 竹田英章
戸田建設・土木工事業技術課 齋田辰治
" " 遠藤雅憲

まえがき

防波堤や岸壁の本体としては、一般に、鉄筋コンクリートのケーソンが採用されている。これは、本体の一体化、コンクリートの耐腐蝕、陸上製作による品質の信頼、海上工事期間の短縮、にあわせて陸上および海上とに作業を分離することによる作業の並行性と各々の作業の効率化を計ることが可能となり、工事期間の短縮と共に信頼性の高い構造物を経済的に製作することができからである。

陸上で製作されたケーソンは、斜路(滑り台またはレール)、乾ドック、浮ドック、起重機(船)等の進水設備により海上へ移される。これらの進水設備のうち、移動性を有するのは浮ドックと起重機船である。起重機船による場合は、ケーソンにあらかじめ吊筋を埋込むか、あるいは吊台を用意しなければならない。相当数のケーソンを効率良く製作・進水させるためには、起重機船による進水では所要の水際線を確保することにより、レール式斜路にあっては、相応数の函台を用意し、各ケーソンの作業工程をずらしつつ製作して、縦引・横引操作によりケーソンを移動し函台に乗せて進水させる。ケーソンの製作個数が少ないとき、ケーソン製作が比較的短かい年数で終了するとき、斜路等の進水設備を用意することが出来ない場合には、浮ドックが採用される。浮ドックは、各地への移動が容易で、作業占有水面積も少なく、しかも経費が安いため、最近では盛んに採用されている。しかし、浮ドックでのケーソン製作における作業効率の向上には限界がある。

ケーソンの大量製作に関しては、港湾建設が急ピッチで進められた昭和30年代の後半から40年代の前半にかけて盛んに研究された。いわゆるケーソンのプレハブ施工の研究である。この時期の研究は、版を工場生産的に製作して、これを組立てる方式で接合部の研究に主力がそそかれた。これは台湾で実際に施工されている¹⁾。この方式が結果的に普及しなかったのは、版と版との接合部、すなわち大きな応力の生じる隅角部の一体化に充分な信頼性を置くことができなかったためである。

ここでは、ケーソンのプレハブ化に関して、セルラブロックを横重ねてケーソンを製作する方法を検討した。すなわち、ケーソンを輪切りにして、最下段のエレメントを浮ドック上で製作する。残りのエレメントはあらかじめ陸上のヤードで製作しておき、それらをクレーンで横重ねてPCケーブルあるいは大径鉄筋で一体化を行なってケーソンを作り進水するものである。この方式は、複数個の浮ドックを収容する余裕のない港にあって、相当数のケーソンを製作しなければならない場合に有効な工法であると考えられる。この場合、上述の隅角部にかかわる問題は解決されるが、あらたにセルラブロックの一体化にかかわる問題と鉄筋コンクリート構造の設計にかかわる問題が提起される。前者に関しては波浪安定実験により一体化の確認を行ない、後者に関しては、設計上の問題点を抽出して検討をくわえた。ここに その経過を報告し、あわせて皆様より新たな観点からの御指摘ならびに御指導をお願いする次第である。

1. 波浪安定実験

防波堤の建設水深を14mとして縮尺 $1/33.33$ で実験を行なった。実験には、長28m、幅0.8m、高1.0mの規則波造波水路を使用した。実験に用いたケーソンならびに実験波の諸元は次のとおりである。

想定ケーソン：幅12m×高12m(模型では幅36cm×高36cm)、エレメントの段数4段、エレメントの高さ3m(模型では9cm)、上部コンクリートの厚さ：3m(模型では9cm)。

実験波：周期12sec(模型では2.08sec)、波長 $L_0=225m$ (模型では $L_0=6.75m$)

実験結果は以下のとおりである。

1) セルラブロック堤(エレメントを一体化しない場合) — 割石基礎の後の場合 —

$H=2.5\text{m}$: ・ 小さな微動が認められた。

・ 前面の積固ブロックとケーソンとの間に隙間が生じた。

$H=4.2\text{m}$: ・ 全体に、細かく動く様子がみられた。

$H=5.3\text{m}$: ・ 港内側に傾きはじめた。

・ 港内側への滑動がかなりはっきりと認められた。

$H=6.0\text{m}$: ・ 前趾が浮上がり、傾きの度合いが大きくなり、全体が動揺した。

・ 滑動が生じ、後趾がマウンドを破壊しはじめた(写真-1)。

$H=6.8\text{m}$: ・ 後趾を中心にして傾き、上部コンクリートがずれ落ちた(写真-2、写真-3)



写真-1 $H=6.0\text{m}$ (ケーソンの後趾にてマウンドが破壊しはじめた)

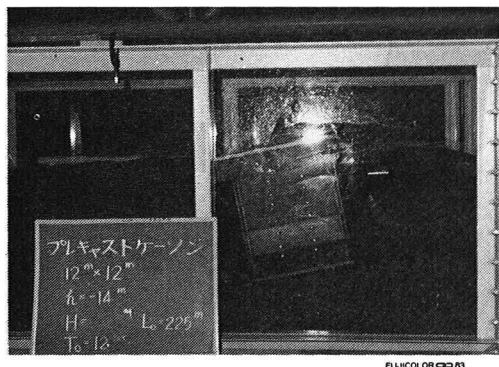


写真-2 $H=6.8\text{m}$ (本体の傾斜により上部工が滑り落ちた)



写真-3 $H=6.8\text{m}$ (上部工の滑り落ちた状態を港内側より眺める)

2) セルラブロック堤(エレメントを一体化しない場合) — 割石基礎面をやや締固める。港内側の法肩部を1)の場合よりやや広くする —

$H=3.3\text{m}$: ・ 小さな微動が認められた。

$H=4.5\text{m}$: ・ 全体の動きがあらに認められた。

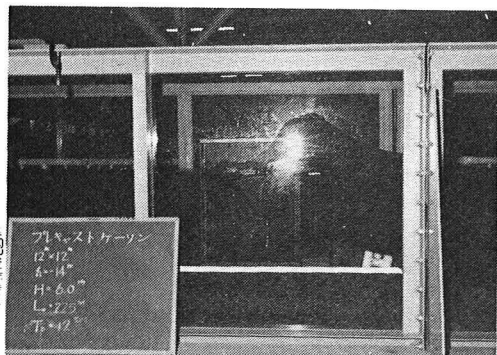
・ マウンドの変形はみられなかった。

$H=5.3\text{m}$: ・ 波高4.5mの場合とほぼ同様に、動揺が大きくなった様子はみられなかった。

$H=6.0\text{m}$: ・ 動揺の度合いが多少大きくなった。

・ 本体が多少傾き始めた(写真-4)。

写真-4 $H=6.0\text{m}$ (本体が多少傾き始めた) →



$H=6.8\text{m}$: 滑動が生じた (写真-5)。

$H=7.3\text{m}$: 大きく滑動した。

- ・前趾が浮上がり、エレメントの各段にも浮上が生じ分離した。
- ・エレメントごとにずれが発生し始め、ついに上部コンクリートがずれ落ちて、エレメントがつつぎつつぎに落ちながらバラバラになった (写真-6.1 ~ 写真-6.6)

1) のケースでは、 $H=5.3\text{m}$ で本体が港内側へ傾きはじめ、同時に滑動が生じた。 $H=6.0\text{m}$ ではケーソン

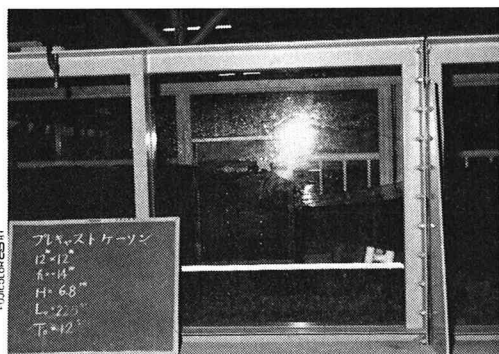


写真-5 $H=6.8\text{m}$ (本体の滑動)

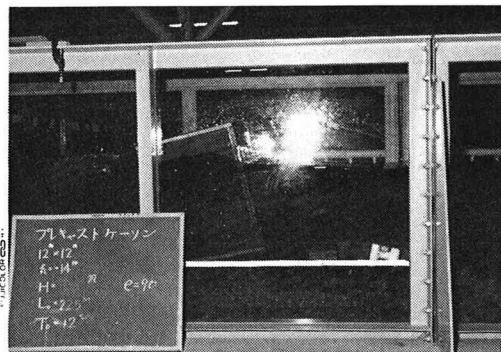


写真-6.1 $H=7.3\text{m}$ (本体の破壊)



写真-6.2 $H=7.3\text{m}$ (本体の破壊、つつぎ)

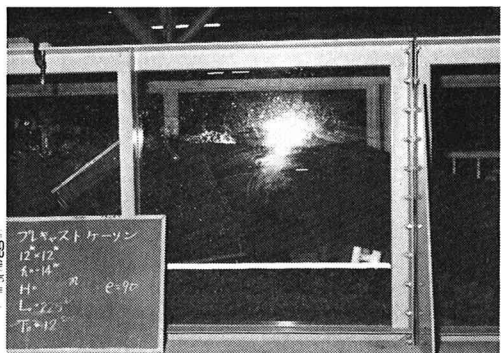


写真-6.3 $H=7.3\text{m}$ (本体の破壊、つつぎ)

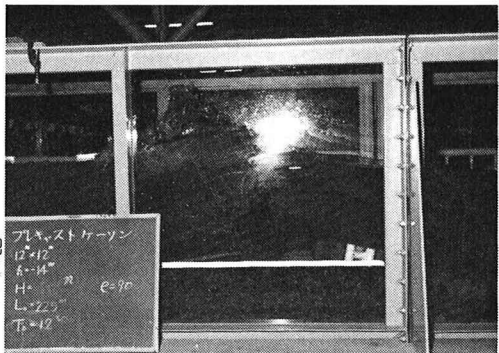


写真-6.4 $H=7.3\text{m}$ (本体の破壊、つつぎ)

の後趾におけるマウンドの破壊があきらかに認められた。2) のケースでは $H=5.3\text{m}$ では安定であり、 $H=6.0\text{m}$ で多少傾いた。 $H=6.8\text{m}$ では本体は滑動したけれども、1) のケースのように上部工が滑ることはなかった。 $H=7.3\text{m}$ で、写真-6.1 ~ 6.6 に示すような状態で本体は破壊した。

3) セルラーブロックのエレメントを一体化した場合 — 割石基礎は 2) のケースと同じ状態 —

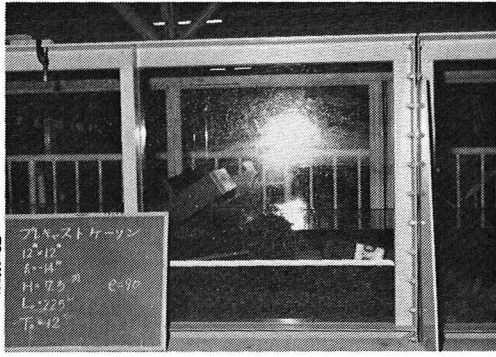


写真-6.5 $H=7.3\text{m}$ (本体の破壊後の状態)

$H=3.3\text{m}$: 微動

$H=4.5\text{m}$: やや動揺

$H=5.3\text{m}$: 動揺が大きくなり、底面での動きもみられるようになった。

$H=6.0\text{m}$: 動揺がさらに大きくなった。

$H=6.8\text{m}$: 波高 6.0m の場合とそれほど変らなかった。

$H=7.3\text{m}$: 動揺がさらに大きくなり、滑動しはじめの状態を呈した。

$H=7.83\text{m}$: 滑動状態と考えられるが、ケーソンの後趾がマウンドにわずかにめり込んだためか、滑動にはならず、多少ずれた程度である。

- ・ケーソンの中央部分が波谷のときふくらむような状態がみられた(写真-7.1、写真-7.2)

$H=11.0\text{m}$: 動揺がさらに大きくなり、ずれも大きくなった($T=11.5\text{sec}$)。

- ・ケーソンは全体が一体となって動いており、分離されるような力のかかりかたにはみられなかった(写真-8.1、写真-8.2)。

2) のケースでは $H=6.8\text{m}$ で滑動したが、この3) のケースでは $H=7.3\text{m}$ で滑動しはじめの動きをみせ、 $H=7.83\text{m}$ で滑動状態となった。この差異は割石の均しの状態の違いによるものであり、今回はたまたま本体がわずかに傾むいて割石基礎内へめり込んで滑動しなかった。水深 $h=14\text{m}$ 、周期 $T=12\text{sec}$ での波長は $L=131\text{m}$ で $h/L=0.1$ に対する滑動相当波圧係数は $\alpha=1.2^{(2)}$ と考えられるので、本体の静水面下の浮力を考慮した堤体の有効重量を $W'=236\text{t/m}$ として、割石と合板(ラングーボード)の摩擦係数は、 $H=6.8\text{m}$ で $\mu=0.52$ 、 $H=7.3\text{m}$ では $\mu=0.56$ 、 $H=7.83\text{m}$ では $\mu=0.60$ と算出される。残念ながら、実験においては摩擦係数の測定は行なわなかつ



写真-6.6 手前は港内側へ滑り落ちた上部工



写真-7.1 $H=7.83\text{m}$ (エレメントを一体化した場合、波谷時)



写真-7.2 $H=7.83\text{m}$ (エレメントを一体化した場合、波谷時)

た。



写真-8.1 $H=11m, T=11.5sec$ (エレメント一体化、
没山時)



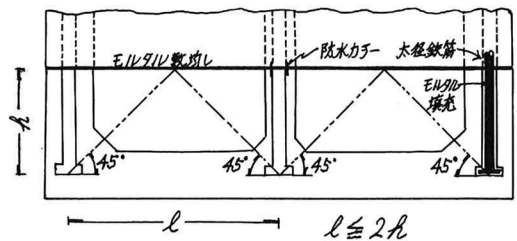
写真-8.2 $H=11m, T=11.5sec$ (エレメント一
体化、没谷時)

2. ケーソンエレメント

最下段のエレメントは、従来のケーソンと同様の設計で差支えないと考えられる。その他のエレメントはセルラブロックとしての設計を採用することになろう。このさい1の3)における $H=7.83m$ での没谷時で観察された「ケーソンの中央部にふくらみがみられた」現象に留意しなければならない。

写真-1や写真-6.1からあきらかなように、各エレメントには隔壁と側壁との抜け出しの検討に相当する現象が生じている。壁はそれほど厚くはないので、エレメントの一体化を行なうPCケーブルあるいは大径鉄筋の配置は版と版との交叉部に限られる。したがって、配筋に特別な配慮をくわえない場合には、斜引張応力の点から、図-1に示すように、 $l \leq 2\ell$ でなければならない。

あわせて、エレメントは一体化のPCケーブルあるいは大径鉄筋を支える梁としての強度を保持しなければならない。なお、縦筋については、各エレメントは独立しているの、版としての設計に比べて少なくなる。



3. 一体化のためのPCケーブルあるいは大径鉄筋

PCケーブルあるいは大径鉄筋の径は上記の2により設計されるが、さらに写真-6.3からあきらかなように、没山のときには港外側に引張力が、港内側に圧縮力が働き、没谷のときにはその逆の力が作用することになるので、これを考慮しておく必要がある。

合成樹脂接着剤の進歩はめざましく、エレメントとエレメントとの接合も容易である。しかし、エレメントとエレメントの積重ね面は中詰めが流出しなければよいので、経費の点と施工の容易さからモルタルの敷均しで充分と考えられる。このさい、ケーブルあるいは鉄筋の伸びをあらかじめ検討しておく必要がある。また、ケーブルあるいは鉄筋の海水腐蝕防止を考慮しておかなければならないが、この点に関しては、既に種々の方法が開発されており、特に問題とはならないであろう。

あとがき

港内水域に余裕のない港にあって、一時的にケーソンの製作函数が増える場合への対応として、浮ドックの高

稼働方策を検討した。この方式は、ケーソンエレメントを製作する陸上ヤードは確保されることを前提にして、最近では100t級陸上クレーンが容易に入手できること、近い将来には200t級のクレーンが開発されることを見込んで検討したものである。

国内においては、港湾の整備は相当に進んでおり、浮ドックも容易に確保できるので、このような方式を採用しなければならないような状況はそれほど多くはないと考えられる。しかし、海外での工事にあつては、浮ドックの経済的優位性を考慮してもなお種々の制約から浮ドックの複数配置は困難と考えられる場合が多いものと予想される。港湾工事における設備の高稼働性、高所作業の減少の点からも、この方式の有利性に期待するものである。

なお、今回の実験で、従来のケーソンおよびセルラブロックの設計法における二・三の疑問点について、解決の糸口となる現象を得ることができた。この点に関しては機会をみて検討をすすめたい。

最後に、此度の研究にさいしては、北大工学部構造工学講座の角田與史雄助教授よりかすかすの御指導を戴いた。ここに記して謝意を表する次第である。

参考文献

- 1) 蘇 棋福・林 長聡；フエロセメント、プレハブ工法による防波堤ケーソンの軽量化施工法、第26回海岸工学講演会論文集（土木学会）、pp.456～460、1979年
- 2) 高田稔年・竹田英章；スリットケーソン防波堤の滑動液圧、土木試験所月報、327号、pp.14～20、1980年