

以上をもつて年間約 300 万 t の荷役をするものとする。第 1 パース年間 40 万 t 第 2~5 パースそれぞれに 65 万 t、計 300 万 t。

2. 接岸施設に圧搾空気潜函工法を採用した理由 従来の橋梁基礎工事は建築物の基礎工事においてオープンウエルまたは圧搾空気を用いた潜函工事の場合に硬質地盤まで到達することが最後の目的であるが、港湾の棧橋ないし岸壁工事の場合においてはたとえ硬質地盤が浅くても、これ等構造物の基礎は少なくとも前回浚渫深度以下に沈定させることが必要である。本箇所においては、前回浚渫深度 9 m 以上であるのに 6 m 内外においてすでに硬質の土丹岩に類似の地質であつてこの地盤を貫いて沈定させるためには、オープンウエルまたは、鋼矢板等では地盤の硬度湧水等の関係から確実なる施工は期しにくく、その他の工法をも比較検討した結果圧搾空気を使用した潜函の沈設が確実にして安全であり経済的との結論を得た。その実施に当つては陸上式と水中式との工法の得失について比較検討の要がある。ただし在来水深は満潮時約 3 m 程度である。

3. わが国石炭荷役揚用の起重機はグローブの 1 往復は約 1 分間前後が大体標準とされているのであるが、もしこれを 1 分間に 2 往復できるとすれば 4 パースの埠頭は 2 パースをもつてたることになり、3 倍の速度とすれば 3 パースのところは 1 パースでたりと云う観念が成立し、埠頭建設費は莫大なる節約をすることができる。しかるに従来何が故にかかる明瞭な理論が実行されないのか、その隘路はなんであるか、これはしいて云えば船型の問題とか炭種の多いこと等、あるいはまた機械の重要部分に使用されるよい材料がないとか、いろいろな理由があるかもしれないが、これ等はいずれも以上のごとき能率的荷役機械の建設をはばむ絶対的理由とは考えられない。荷役機械の経費を増すとなく石炭荷役を能率的のものに改善するどんな方法が考えられるか、ただし雜貨荷役は別である。

## (7-16) 河口改良にとまなう海岸の変化について

正員

渡部 彌作

近年日本の海岸浸蝕は、国土保全上の重要課題としてとりあげられるようになった。海岸浸蝕の原因には、人為的並びに自然的環境の諸条件によりいろいろあるが、なかでも河口改良のためうける海岸の変化は大きく、現にその影響があらわれつつあるところが多い。河口改良が海岸浸蝕に及ぼす問題点は、主に (1) 上流の分流、(2) 河口河道の浚渫、(3) 導流堤の築造である。(1) 及び (2) は、河口外への排出土量を減少せしめ、(3) は排出土砂を河口周辺の海岸から遠ざけ、かつ潮流あるいは激浪との合作によつて海岸浸蝕の原動力となることが出来る。日本河川は、単位流域面積当り莫大な土量を海へ運び、 $2\sim 500\text{ m}^3/\text{km}^2/\text{year}$  程度の排出は普通で、 $1\sim 3000\text{ m}^3/\text{km}^2/\text{year}$  以上に達する河川も決して珍らしくない。このように莫大な排出土量は、何等かの原因によつて起つてゐる海岸浸蝕に対しては、自然な土砂補給源となつて浸蝕緩和の大きな役割を果している。もしこの補給源が減少あるいは全く失われれば、浸蝕は加速度的に促進される。分流は在来河口に到達する洪水量が減少すると同時に排出土砂もまたこれに随伴比例して減少する。たとえば、信濃川の大河津分水は、河口新潟港への排出土量を 34% に減少せしめ、また小矢部川の河口伏木港への排出土量は庄川を完全分離後は、わづかに 14.2% に激減した。このように分流は、排出土量を激減せしめる結果となり、海岸の土砂補給に与える影響は大きい。河口を安定せる河床によつて得られる水深以上の深い港湾に利用しようとするれば、河床をその安定性に逆つてほりさげると同時に、常時上流から流下し堆積する土砂を浚渫し、所定水深に維持しなければならない。この場合、泥泥沙の大部分が浚渫区域内に沈降堆積し、まず流下土砂総量の 70~80% が河道内において捕捉浚渫されなければならない。換言すれば、河口外へ排出される土量は 20~30% に激減する。新潟港は、河道浚渫の結果港外へ排出される量は総量の 27% に過ぎない。新潟港は、以上のべた分流と浚渫の結果、港外への排出土量はわずかに 8.7% に激減し、このため東海岸は、これまで前進しがちだつた汀線が後退をはじめ、分流の直後大正 11 年より昭和 22 年まで 25 年間に約 350 m、年平均 14 m 後退し、いちじるしく浸蝕された。長い導流堤を海岸から突出されると、排出土砂が海岸から遠ざけられ、附近海岸の浸蝕に対し補給が困難になるか、あるいは全く不可能になることが多く、さらに導流堤と海岸との間に V 形海面を形成し、潮流または激浪の影響力が一変し浸蝕が助長されるか、あるいは新たに起る場合が多い。この V 形海面に激浪が真向から来襲すると、激浪は V 形海面にだきこまれ、海面の奥は水位が異常にたかまり、ここに一つの底引の流れが起り、同時にまた波浪は導流堤元付の方向に強く反射する。従つてこの底引の流れと反射とが新たな海岸浸蝕の原因となり、またたとえ漂砂をとまなう沿岸潮

流があつても、その移動勢力にうちかつて導流堤に沿う堆積を阻止し調節するか、逆にあるいは浸蝕する結果となることがある。新潟港の西海岸に関する限り、その欠損は、分流、河口浚渫による補給土砂の喪失よりも主としてこの導流堤の影響によるものと信ずる。導流堤の海岸に及ぼす影響はきわめて大きいから、(1) 海岸と導流堤法線との交角、(2) 計画されるべき導流堤の延長、並びに附近等深線の線形、(3) 卓越せる波浪の方向、強さ、来襲継続時間、(4) 漂砂の方向とその移動量、等について充分検討し、海岸に及ぼす影響を総合的に判断し対処しなければならない。漂砂をとまらう沿岸潮流を重視し、導流堤をこの流れにさからわず馴致するように線形を選ぶことも時に必要であるが、むしろ築造後における激浪の影響を検討予想して、この変化を利導することが導流堤本来の目的達成をより効果的にすることもできることに留意すべきである。

## (7-17) 高島 3 号 棧橋 の 設 計 に つ い て

正員 京浜港工事事務所 比 田 正

1. 高島3号棧橋の概要 高島3号棧橋は 15 000 t 級船舶2隻を同時けい留するため長さ 190 m、巾 70 m、水深 -10 m の大型棧橋を、約 30 m の厚さの粘土層を有する軟弱地盤上に築造する難工事である。その総工費 8.5 億円に対し昭和 27 年当初 1 億円をもつて着工したが、同年 12 月 7.5 億円が追加され昭和 28 年度内に急速に完成せしめることになった。従つて実質上 1 年半以内に、狭い現場の海面で基礎床掘・杭打・基礎捨石を施工し、脚柱ケーソン 33 基を作成・据付し、しかも上部構造及び取付棧橋を完成しなくてはならない。従来軟弱地盤上の海中構造物の施工は長い工期を要するのが普通であるが、これを急速に完成し得るか否かは、軟弱地盤の基礎構造及び棧橋主体の構造をいかに設計するかによつて左右されることになる。

2. 地質調査 軟弱な粘土の組織を破壊せずにサンプルを採取するため、ボーリングに際しわが国最初の Thin-wall sampler を使用して Undisturbed sampling を行つて土の力学試験の試料とした。同時に現場において杭の載荷試験を行い摩擦杭の支持力決定の資料とした。一方また弾性波地盤探査並びに杭の打止り試験の結果をボーリング結果と対比して、基礎岩盤の深度及びその傾斜を推定し、支持杭工法を取り得るか否かを検討した。さらに杭打試験においては杭周辺粘土の remolding とその recovering の状況を観察するとともに、土の物理試験結果により土の軟弱度を考察して設計・施工の参考とした。

3. 基礎構造の設計 現場における土の圧縮試験として Unconfined compression strength ( $q_u$ ) を測定し、土の内部摩擦角  $\phi=0$  と仮定し、剪断強度 ( $s$ ) すなわち粘着力 ( $c$ ) を  $s=c=q_u/2$  の関係より算定した。その結果は水深 -10~-36 m の間では  $c=0.22\sim0.65 \text{ kg/cm}^2$  であつたが、杭の載荷試験及び既存の高島 2 号棧橋の検討の結果を考慮して設計には  $c=0.3 \text{ kg/cm}^2$  を用いた。粘土が remold された場合の圧縮強度と自然のままの圧縮強度の比である Sensitivity ratio ( $SR_1$ ) は Tschebotarioff 氏の論に基づき歪の等しい点で比率を取ると、 $SR_1=3.3\sim10.2 > 4.0$  となり High sensitive である。しかしながら地震時の remolding の程度が実証されていない今日では、sensitivity の考えを直接設計に取り入れられないので安全率でカバーすることにした。基礎杭を支持杭にすると Negative skin friction 杭が垂直に打込めない場合の彎曲に対する懸念、木杭の圧縮強度の不足並びに木杭以外の場合の工費増大等の問題があるので、摩擦杭工法を採用することにした。摩擦杭 1 本の支持力は杭表面積と粘着力  $c$  の積であるから、杭平均径 30 cm、杭長 24 m、 $c=0.3 \text{ kg/cm}^2$  の場合の支持力は 67.5 t となる。これに対する設計荷重は常時 25 t、地震時 44 t であるから安全率は設計基準の 2.5 及び 1.5 以上となる。また杭先端の基礎地盤支持力は Tschebotarioff 氏の計算式によれば  $25 \text{ t/m}^2$  となり設計の  $5 \text{ t/m}^2$  に対し安全である。また杭中心間隔は Terzaghi 氏の論によれば最大杭径の  $3\sim3.5d$  以上が望ましいが、高島の場合は  $d=40 \text{ cm}$  であるのに対し最小杭間隔は 1.5 m に定めた。

4. 棧橋構造の設計 各種の棧橋構造を比較検討の結果、超大型ケーソン 4 基をもつて棧橋を形成せしめ、基礎は Sand pile 工法によるものが最適であつたが、工期と工費の点で実現できなかった。決定案は底版  $22\times 11 \text{ m}$ 、高さ 12.5 m の脚柱ケーソン 33 基を主体とし、取付部は杭式構とした。ケーソンは側壁は下部の  $1/3$  にとどめ、この壁にも剪力の一部を分担せしめる計算をした。側壁のない部分は臨時の鋼板の蓋を取りつけて進水浮遊させる。壁の減少によりコンクリート量を減じ自重を軽減させるとともに地震時の水平力の軽減をはかった。ケーソン相互は上部床桁では剛結を避けて不等沈下による上部の破損の懸念をなくするほか、上屋もこれに準じた連結度を保つこととした。棧橋全体の強度に関しては、脚柱ケーソン基部に割石を詰めるかわらビャー外廓には巾