

第二十一章 棧橋、浮棧橋、ブイ其他

第一節 棧橋 一般

茲に棧橋と稱するは、單に固定棧橋のみを指すものであつて、浮棧橋は之を別の節に分離してある。

棧橋概要 棧橋 (Landing pier) は嘗て述べた如く、船を接岸繋留して、荷役と乗降とをなす埠頭であつて、其の構造は、恰も橋梁の如き構材の組合せから成り立つ、即ち橋杭或ひは橋臺の如き支柱の上に、梁と桁とを渡し、之に床を張つたものである。

[註] 棧橋の定義に就て、時として之を單に平面的に見て、突出した形状の埠頭と考へる場合がある。即ち之は英語の Landing pier の譯に重きを置いたものであつて、其の中には、浮棧橋をも含ませる。

然し我國古來の棧橋の意味は、明かに構造上の觀念が加味されてある。従て本書は、この日本的定義に據る事にした。因に内閣の資源調査法が規定する棧橋の定義も亦、本書の定義に従つた。

棧橋の特長 棧橋の長短を一般的に説明すれば、略々次の如くなる。

長所

- (1) 地質柔弱の場所にも、適合せしめ得ること
- (2) 簡易埠頭の場合には、特に有利なること
- (3) 將來前面を浚渫し、或ひは洗掘の虞れある所に適すること

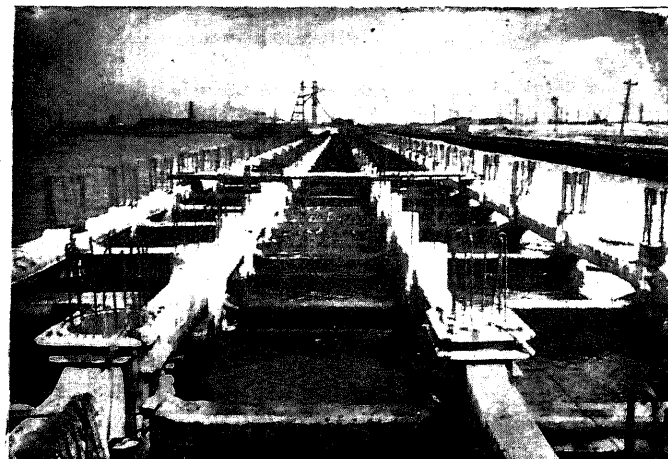
短所

- (1) 船體の衝撃に對して、強度小なること
- (2) 構部材が、多少腐蝕する傾向を持つこと

尙ほ耐荷重に就ては、棧橋と雖も岸壁に劣らざるものも在るが、然し一般には岸壁より弱いのが普通である。

[註] 工費に就ては一概に言へないが、簡易埠頭の場合には既述の如く、棧橋は岸壁より有利である、又幅員の狭いビークに於ては、棧橋の方が、岸壁と埋立とに依るものより有利である、然し幅員の大なるビークに於ては、岸壁と埋立とに依る方が工費低廉の場合が多い。

棧橋の外形 棧橋前の水深、或ひは頂面の高さ、其の他の形状寸法に就ては、嘗て岸壁の場合に於て述べたものと略々同様である。



工事中の大阪棧橋

又附屬品である繋船柱などは大體同じであるが、只フェンダーに就ては、岸壁より一層船體の衝撃を恐るゝが爲め、特に弾性多き構造を選ぶ、例へば之にスプリングを應用してフェンダーとするものもある。

棧橋の種類 配置上の種類としては、ビーク式棧橋、片棧橋 (横棧橋) の別があり、又稀に島式棧橋 (Detached pier) などある (第十六章第三節参照)。

次に棧橋の用材の種類には、木、鐵、鐵筋コンクリート等があつて、然も之が種々の形状をなして、棧橋を形ち造るのである、而して是等を主として支柱に就て、分類すれば、大略次の如くなる。

- (1) 總木杭式 (2) 下部木杭、上部鐵筋コンクリート
- (3) コンクリート被覆木杭式 (4) 鐵棒式 (5) 鐵圓筒式

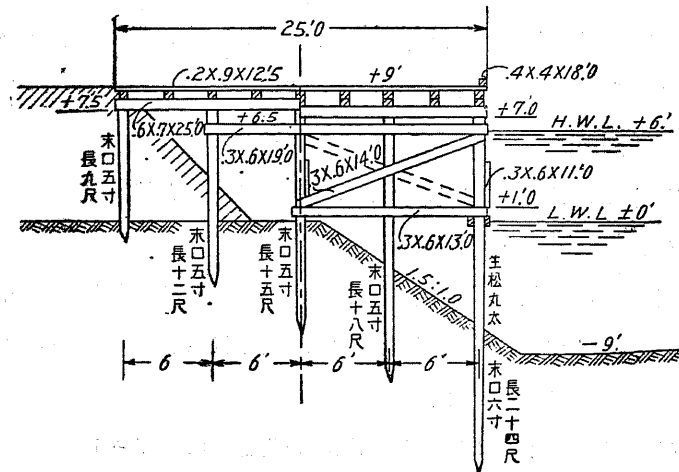
- (6) 鉄筋コンクリート杭式 (7) 鉄筋コンクリート圓筒式
(8) 混用式、其他

是等の各種類に就て、構造その他の説明は、次節に詳しく述べる。又棧橋の工費、或ひは施工に就ては、其の構造の種類如何に依つて、著るしく異なるを以て、次節に其の説明を譲る、尙ほ又、棧橋の計算に關しては、第五節に於て、詳しく之を述ぶる。

第二節 棧橋各種の構造

前節に於て述べた如く、棧橋を主として支柱の構材から分類すれば、約八種類となる、即ち本節に於ては、是等の各種に就て、其の構造と特長等を順次説明するのである。

總木杭式 棧橋の支柱をなす木杭を、棧橋の床の附近まで通したものであつて、棧橋の構造としては、最も簡単な様式である、従つて其の工費も亦最も低廉である、然し此木杭は、潮差の間に於て、蟲害その他の腐蝕甚しく、他の部分に先だつて使用に耐えなくなる、即ち本様式は他種に比して、最も耐久性に乏しい。



總木杭式の簡易なる片棧橋

本邦舊來の棧橋は總て此様式であつた、又今日にても簡單なる小棧橋には用ひらるゝが、然し一般に我國の沿岸には海蟲多く、又木材の價格も低廉でない爲め、此様式は次第に廢れつゝある。

[註] 總木杭式とは、支柱が全部木杭なるの意味であつて、支柱から上の桁梁床には、木以外の材料、即ち鉄筋コンクリート等を用ひてもよい、従つて本様式を更に分けて三つとなすことが出来る、即ち桁梁床までも木造のもの、床だけが鉄筋コンクリート造のもの、桁梁床が鉄筋コンクリート造のものとなる。

[註] 本邦舊來の木造棧橋の工費が低廉であることは、言ふまでもないが、相當の棧橋でも此様式のもの、非常に安く出来る、例へば紐育の某棧橋では、床だけをコンクリートとなし、杭を全部木杭にて造り、其の工費は僅かに平均 1m^2 當り約 26 圓に足りなかつたと云ふ、又ヒラデルヒヤに於ける本様式の棧橋は、桁梁床をコンクリート造としたが、尙ほ約 50 圓の單價に過ぎなかつた。

[註] 米國に於てクレタソートをよく注入した木杭棧橋の生命は、15~20 年と言はれて居るが、本邦にて普通の木杭は數年で駄目になる、蓋し本邦では未だ米國の如く、多量のクレタソート注入が出来ない。

下部木杭、上部鐵筋コンクリート 此様式は蟲害その他の腐蝕が最も烈しい干潮面以上の部分をコンクリート造とした爲めに、前記のものゝ如く上まで木杭を通したのものよりも、多少は耐久性に富むこととなる。但し工費は勿論高くなる。

本様式の實例は、紐育ブルツクリン軍港などにある。

[註] 海蟲の多い本邦にては、干潮面以下でも猶ほ盛に蠶食せらるゝ、即ち日光が海中へ射し込む範圍は、蟲害を免るゝことが出来ない、従つて此(2)の様式も亦絶対に耐久的とは、勿論言へない。

コンクリート被覆木杭式 海蟲の害を防ぐために、木杭の周圍をコンクリートにて、被覆したものである、但し船の衝擊を受くる時は、其の被覆が剝れる虞がある。本様式の實例にはボカデルロラ (Bocadel Rora) の片棧橋等がある。

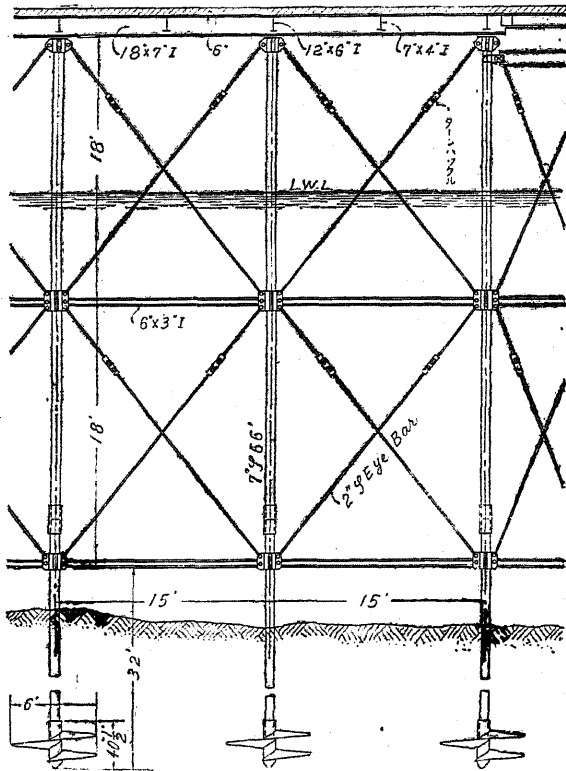
[註] 木杭にコンクリートを附着せしむる爲めには、勿論木杭に鐵網、或ひは鐵筋を張る。

尙ほサンジアン港にては、木杭の周圍にモルタルを附着せしむる爲めに、セメントガ

ンで吹きつけた。

鐵棒式 鐵棒を澤山に立て、支柱としたものであつて、其の鐵棒の下端には、巨大なる鐵製スクリウの足をつけて、之を海底深く挿ち込む、蓋し支柱の基礎の面積を擴げて、耐支力を増大せしむる爲めである。

鐵棒の用材には、鑄鐵、鋼鐵などが用ひらるゝ、又柱足のスクリウは、鑄鐵、鑄鋼などで造られる、次に鐵柱と鐵柱との連結のためには、圖に示すが如く縦、横、斜のブレーシングを施す、勿論このブレーシングの棒鋼は、支柱より細い爲めに、最も早く腐蝕する、殊に干潮位附近に於て著しく減耗する。



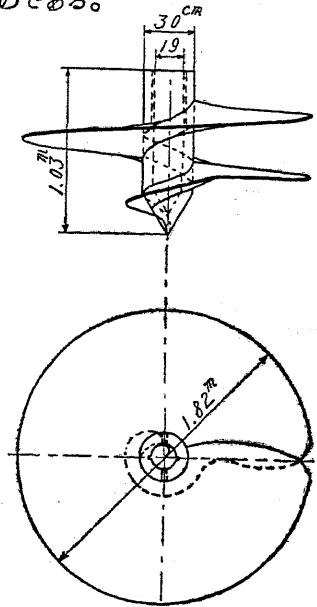
鐵棒式棧橋 (横濱震災復舊棧橋)

次に本様式の特長を記す。

- 長所 { 地盤柔弱の所に、最も好く適する事
- { 木杭に比すれば、遙に耐久的なる事
- 短所 { 構造きやしやにして、許容の載荷重小なる事
- { 工費廉ならざる事

柔弱地盤に適する理由は、既述の如くスクリウにて、基礎を擴げ得るの外に、構造きやしやなるが故に、後に述ぶる鐵筋コンクリート造の棧橋に比して、死荷重が一般に軽いため、柔弱地盤の所にも適するのである。

此鐵棒式棧橋は舊時盛んに流行して、横濱、名古屋、大阪、敦賀、釜山などの大棧橋が、此様式に依つて築造せられた、然るに之が許容載荷重の小なると、ブレーシングの腐蝕等の爲めに、近年は餘り流行せずして、後述の鐵筋コンクリートの棧橋に壓倒された形である。



〔註〕 横濱の大棧橋は、當初この鐵棒式を以て造られ、其の役擴築の際に、鐵筋コンクリートの圓筒柱が付け加へられて、混成式となつた、而して此中央部の鐵棒式の部分は、震災に際して、支柱間のブレーシングが全く切斷せられ、支柱も沈下して曲つた、之が復舊には、其の曲つた支柱を全部抜き出し、前と殆ど同じ様なスクリウ付鐵棒を新に挿ち込んだ、即ち其の鐵棒

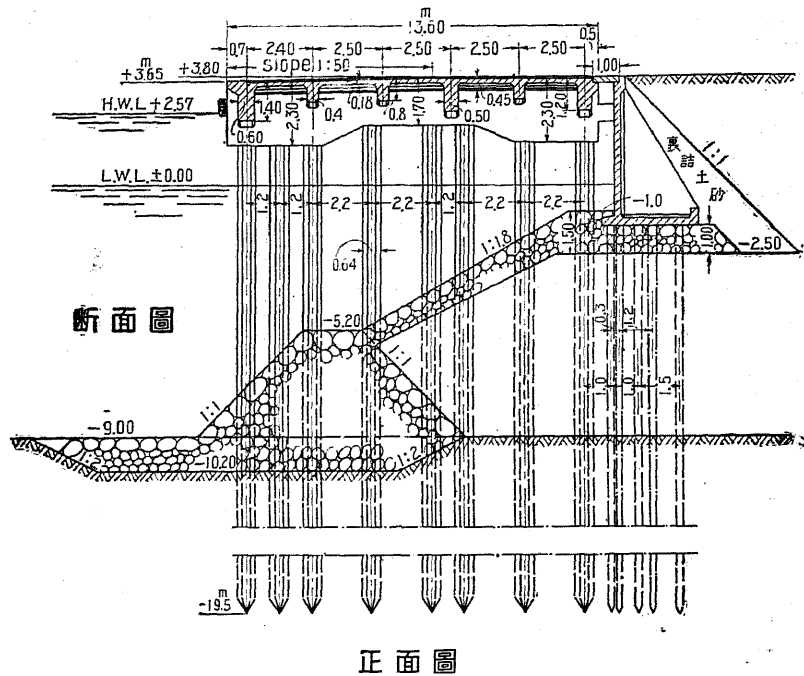
鐵棒下端の鐵製スクリウ(横濱港)の徑 17.8 cm, スクリウ徑 1.82 m, 支柱一本の耐支力は 31 噸である、此鐵棒を挿ち込むには、二組の神樂棧を用ひ人力に依つた、而して此の棧橋工費は 1 m² につき、約 150 圓であつた。

鐵圓筒式 前記の如く比較的細い鐵棒を多數用ふる代りに、太い鐵製の圓筒を少なく立て、荷重に堪へしむるものである。

基礎が岩盤ならば、其の上に直接圓筒を立てることが出来る、然し岩盤ならざる土砂の所ならば、圓筒の基礎に多數の地杭を打つ。

鐵圓筒式の實例は、タムピコ (Tampico 墨) マニラ等にある。

〔註〕 タムピコにては、徑 1.5~2 m の鋼圓筒を用ひた、圓筒外周の厚さは 2 cm である、又此圓筒内にはコンクリートを詰めた、即ち此圓筒は、恰もコンクリートの型枠の



四日市港の鉄筋コンクリート杭式の片棧橋設計圖

如き働をなす事となる。

鉄筋コンクリート杭式 鉄筋コンクリート造の杭を澤山に打つて、之を支柱となし、尚ほ其の上の桁梁床等も、鉄筋コンクリートで造つたものである。

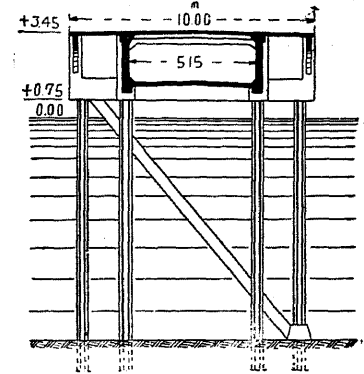
此實例には高雄、基隆、四日市、プラン スウィック、桑港その他に多い(註参照)。

此様式の特長は、木杭のものに比べて、遙に耐久性に富み、又載荷力も一般に大なることである、尚ほ棧橋全体のマスが大なる爲めに、衝撃に對する全体の抵抗は大きい。

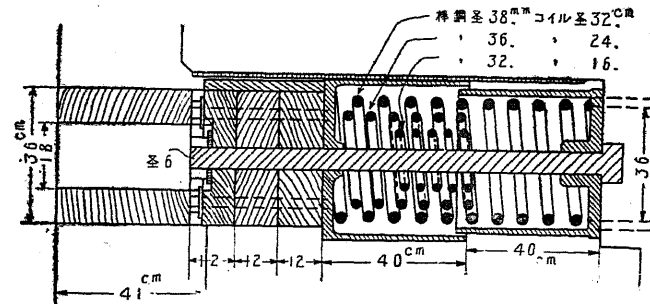
但し局部的には、衝撃に依つてコンクリートが割れる缺點を持つ、又木杭式に比すれば、工費は高く、尚ほ施工設備も遙に複雑となる。但し木杭式以外の棧橋、又は普通の岸壁に比すれば、本様式の工費は低廉である。

〔註〕 棧橋用の杭には、頗る長大なるものがある、之が断面の設計には、載荷重に對する抵抗、施工中に杭を釣つた時の彎曲率、打込の際のラムの衝撃等に就て計算する。

杭の断面の形には、八角形のものが多い、又鐵筋は軸鐵筋の外に螺旋鐵筋を巻く、一般に此杭の鐵筋量は、著しく多くなつて 1.5% 以上になる、鐵筋の被厚層は、成る可く厚くして、海水の滲透を防ぐがよい。又コンクリートの配合は、普通 1:2:4(セメン



鉄筋コンクリート杭式の一例(ナポリ港)



棧橋附屬のスプリング・フエッダーの一例

ト 334 疋) である。

桁梁等の下端は成る可く、干潮位の近くまで下げて、厚く強固に造る。

次に桁と桁との間即ち梁のスパンは、約 4.5 m 前後のものが多い、又 3~5 スパン毎に Expansion-joint を置く。

一般に鉄筋コンクリート式棧橋のフェンダーには、衝撃に依るコンクリートの破傷を防ぐために、スプリングを挿入する。

〔註〕 高雄新埠頭は幅 9.3 m の片棧橋であつて、各桁下には何れも 6 本の鉄筋コンクリート杭を用ひて居る、其の杭の寸法は、長さ 25.5 m、重量約 16 趣であつて、其の断面は径 56 cm の八角形をなす、鉄筋には 2.5~2.8 cm の棒鋼を用ひた、尚ほ杭の下部には、内径約 6 cm ほどのパイプを入れてあつて、之より噴射水を出して、打込みを迅速ならしむ、一般に砂を多く含む地質ならば、此噴射水打が有効である。

此高雄の杭一本の支持力は、約 20 趣に及ぶと言ふ、打込には、前記の噴射水と共に杭打機を並用して、一日約 7 本位打つて居た。

尚ほ此棧橋に於ける桁と桁との間のスパンは、4.5 m、又 3 スパン毎に Expansion-joint を設けた、フェンダーは、径 44 cm の筒の中に三巻のスプリングが用ひられた。

基隆の新埠頭も亦この様式の棧橋であるが、其の杭の下端は固い地層に達して居る。

四日市の新ビヤーマの周囲には、幅 13.60 m、水深 9 m の片棧橋が圍らしてある、而して各列に 8 本の杭を打つ、又桁と桁との間のスパンは 4.5 m である、杭は径 64 cm の八角形で、長さ 21.5 m、其の重量 18 趣、又製造費は約 200 圓位、打込費 25 圓位ほどである、尚ほ此杭の耐支力は約 60 趣である。

此杭の鉄筋量は 1.8%、但し上部の桁梁床などの鉄筋量は 1% ほどである、コンクリートの配合は 1:2:4 (セメント 334 疋) を用ひる。

〔註〕 尚ほ参考として外國の實例を記せば、本様式の最初のものであつた Brunswick の杭は、40×25 cm、長さ約 15 m であつて、噴射水を利用して打込んだ。

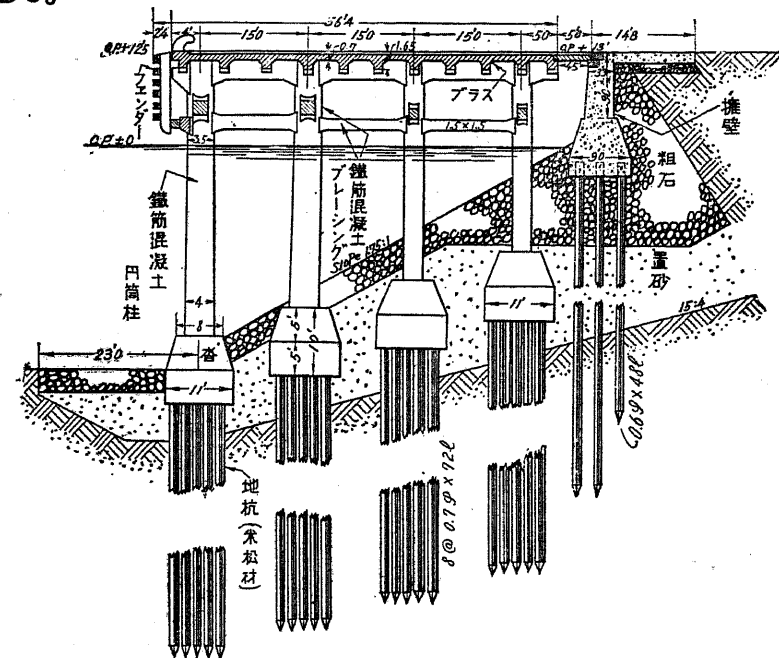
又 Oakland の棧橋に用ひられた杭は、径 40 cm の八角形のものであつて、杭と杭との間隔は 3 m、又床面にはアスファルトを敷いた。

桑港の棧橋に於ける杭は、最も長大なるものであつて、長さ 32.3 m 一本の支持力 41 趣であつた。

鉄筋コンクリート圓筒式 前記の如く比較的細い杭を多数用ひる代りに、太い鉄筋コンクリートの圓筒を少く立て、荷重に耐えしむるものである (圖参照)。

鐵圓筒の所で述べた如く、基礎が岩盤ならば、其の上へ直接に圓筒を立てることが出来る、然し岩盤ならざる土砂の所ならば、圓筒の基礎に、多数の地杭を打つ。

地杭上に圓筒を載せる工法に二種ある、即ち圓筒を直接載せるものと、別に沓を地杭基礎の頭へ被ぶせ、その中に圓筒を立てるものとある、前者の場合の圓筒は、普通その底部を擴大して、地杭基礎を覆ふに便ならしむる、又後者の沓も其の下部を擴大した圓錐形をなすものである、勿論この沓は鉄筋コンクリート造である。



鉄筋コンクリート圓筒式の片棧橋 (大阪港)

次に本様式の一般的の特長を記せば、載荷力は強大であるが、其の工費は高い。本様式の實例には、大阪、釜山、横濱、オロンガボ、プゼットサンド等がある、其の中で横濱、大阪のものには、沓を用ひたが、其の他のものには沓が無い。

施工に就て述べれば、地杭は勿論杭打機にて打つ、圓筒と沓とは、陸上にて製造し、之を現場へ運んで、浮起重機にて吊り下ろして据え付ける、又圓筒と沓の中には、コンクリートを填充して強固ならしむる。

横濱の内國貿易棧橋に用ひた新圓筒は、ドック内にて之を四本宛つ、連結して造り、浮函などの力を借りて、海上に浮べて運んだ、此集合圓筒の特長は、ブレーシングの連結を下部まで施し得る點にある、但し其の施工設備として、恰もケーソンヤードの如き大仕掛のものを要する。

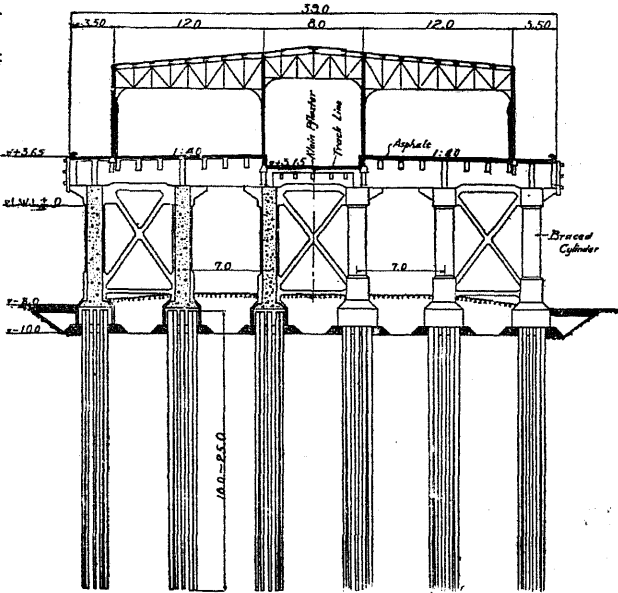
又東京港の新横棧橋に用ひるものは、圓筒六本宛つ連結して、之をスリツプウェイ上より進水せしむる。又七尾港の新横棧橋に於ては、之が沓のみを、豫め陸上にて連結せしめた、蓋し此工法に於ては、單に浮起重機の設備のみにて足り、而も出來上り後の強度は、相當に大きい。

〔註〕 鐵筋コンクリート圓筒の、直径は 1.2m 前後のものが多い、又沓の上部直径は圓筒の約二倍ほど

である、又是等の外周の厚さは、約 15cm 前後である。

尙ほ圓筒間の間隔は、普通 5~7m ほどのものが多い。

次に基礎の地杭は、其の下端が成るべく固い地層まで達せしむるがよい、例へば大阪にては

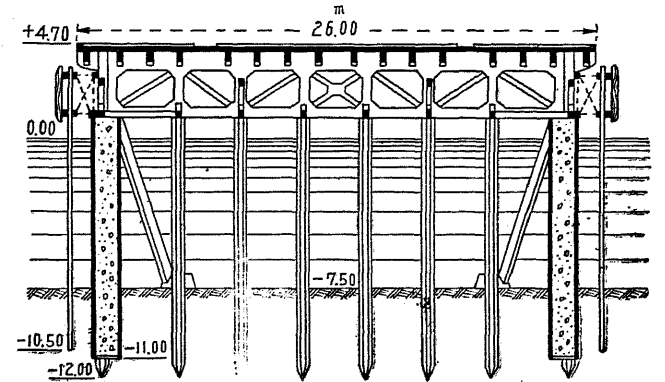


集合圓筒棧橋 (横濱内國貿易棧橋)

の爲めに、長 22m に及ぶ米松丸太をも用ひた、其の丸太の末口は約 12cm である。

〔註〕 地杭の頭部約 90cm ほどを海底上に露出させ、其の上に沓を被ぶせ、此沓の底部へは、袋詰コンクリート、或ひは水中コンクリートを詰めて、其の上へ圓筒を立てる、此圓筒の根の廻り、或ひは圓筒の下部には、水中コンクリートを詰める、其の後に圓筒内の水を汲み出して、其の中にコンクリートを詰めるのである。

ブレーシングは、成る可く低い所から施すべきであるが、水中に於ける、鐵筋コンクリートの施工が不可である爲め、干潮位より少し高い所から



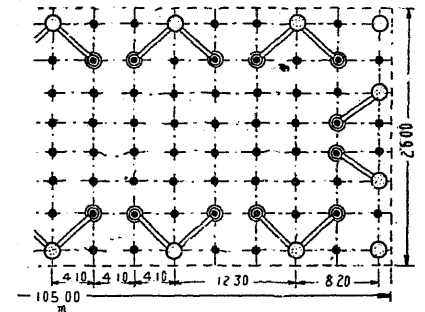
混用式棧橋の一例

之を施す、一般に此ブレーシングは、船體の衝撃に抵抗する爲めに、成る可く部厚に即ちマシブに造るがよい。

〔註〕 鐵筋コンクリートの杭と圓筒との兩様式を比較すれば、杭式の方が工費は安い

然し此杭が非常に長くなる時は、其の断面を著しく増して重くなり、之が施工上の取扱は、頗る困難になる、然るに圓筒式に於ては、基礎に木杭を用ひる爲め之が杭打の施工は容易となる。

鐵筋コンクリート圓筒式棧橋の工費単價は、1m² 當りにして、約 120~150 圓である。



混用式棧橋の平面圖

〔註〕 プロジェクトサンフ(Puget Sand)

の海軍新埠頭に用ひた同筒は、徑 1.06m、長さ 13.7m であつて、之が施工上の特長は急硬のアルミナセメントを用ひて、工場設備の簡小を計つた點にある。釜山の片棧橋

に用ひられた圓筒柱は、沓を用ひないものであつて其の外徑 0.9 m, 但し底部は 1.7 m に擴大する、又外周の厚さは、約 13~15 cm であつた。

大阪の片棧橋に用ひた大圓筒の徑は 1.21~1.06 m であつて、其の下の沓の徑は 2.42~3.33 m, 高さ 3.03 m であつた、地杭は各沓に 8 本宛用ひられた、又圓筒の間隔は約 4.55 m であつた、尙ほ上床の厚さは、約 21 cm である。

先年横濱の大棧橋擴張の際に、棧橋の兩側（中央部は既述の如く、スクリウ付鐵棒である）に用ひた圓筒は、外徑 1.21~1.51 m, 長さ 13.7 m, 厚 15 cm であつた、沓は高さ 3.33 m, 上部徑 2.42 m, 下部徑 3.33 m であつて、沓の下には、末口 21 cm, 長 9 m の松杭 9 本宛つ打つてある。

次に横濱の内國貿易棧橋に用ひた集合圓筒は四本の圓筒を各 7 m の間隔をい

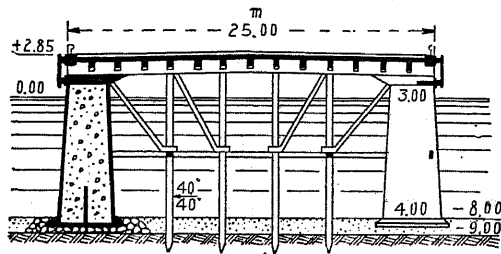
て、ブレーシングにて連結してある、各圓筒は高さ 11.15 m, 徑 1.5 m, 但し下部は徑 3 m に擴がる、其の外周の厚さは 15 cm である、基礎地杭には長 5~25 m の米松丸太を 7~8 本宛つ打つた。

尙ほ圓筒を連結するブレーシングの桁の断面には 70×50 cm, 50×35, 30×30 のものが用ひられ、又筋違材の断面は 40×40 cm である、此四本一組のコンクリート量は 43 m³, 鐵筋 11 瓩, 其の總重量は、約 180 瓩である。

混用式 とは以上述べ來つた各種の構造を並用した棧橋である、例へば既述の横濱大棧橋の如く、中央部を鐵棒式となし、其の外側を鐵筋コンクリートの圓筒式としたものがある、或ひは鐵筋コンクリートの柱と圓筒とを混用したもの、又は前端をケーソンにて強固にした棧橋もある。

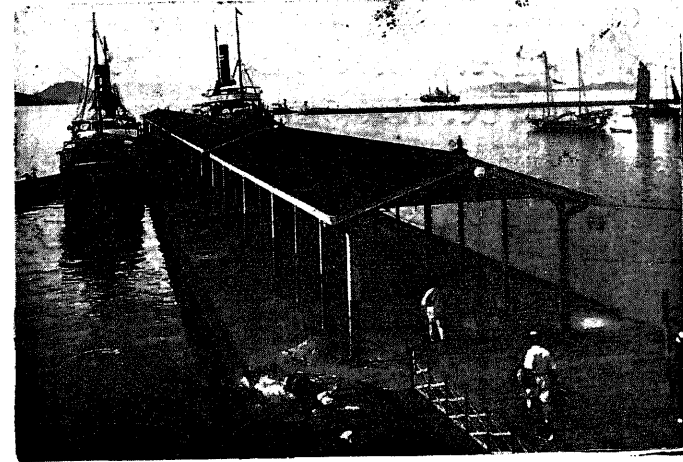
第三節 浮 棧 橋

浮棧橋 (Floating landing stage) は嘗て述べた如く、船舶を横着けにして、船



混用式棧橋の一例

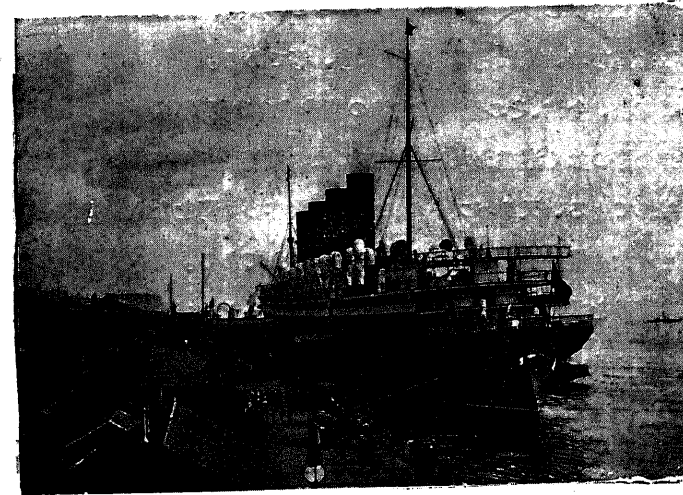
客の乗降と貨物の荷役とをなす所であつて、其の構造は、主として浮函 即ちポントーン (Pontoon) から成り立つ。



高松港の浮棧橋

特長 浮棧橋が埠頭としての長短適否を述べる、先づ其の 長所 は、

- (1) 潮差大なる所に適すること



リヴァプール港の浮棧橋

(a) ポンツーンは船と共に上下する爲めに、舷門荷役を主とする約1,000噸以下の小型船を繋ぐに便である。

(b) 此構造は潮差の大小に殆ど関係なき爲めに、之が工費は固定的の埠頭に比して、潮差大なる程、益々有利となる。

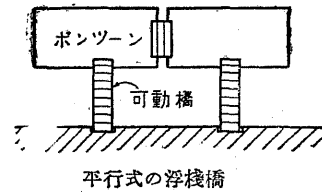
(2) 地質柔弱にして、固定埠頭の適しない所にも適する

(3) 海底水深が、必要以上に大なる所に適する

次に浮棧橋の短所として掲ぐべきものは、次の如くである。

(1) 荷役能力が少いこと

浮棧橋に於ては一般に、上屋、道路、鐵道等を完備し得ざるが爲めに、其の荷役能力は、固定埠頭に劣る。

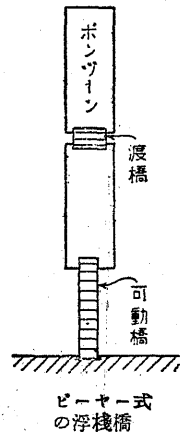


(2) 波浪に依る動揺と破壊の虞があること

之を要するに、浮棧橋の適する所は主として、潮差大なる所、小船繋留の所、乗客の乗降を主とし貨物の僅少の所であつて、反對に適しない場合は、荷役能力の大なるを望む時、或は荒荷を取扱ふ時、等である。

例へば高松、今治、その他瀬戸内海の諸港或ひは鹿兒島、三角、群山等の如く潮差大なる地方にては、浮棧橋が盛んに用ひられて居る、又リバプールにては、乗客の昇降をなす大船用の大浮棧橋が、川岸に沿ふて並べられてある。

種類 浮棧橋を其の配置上から分ければ、ビヤード式と平行式となる、陸岸から突出したビヤード式は、最も普遍のものであつて、高松は其の例である。



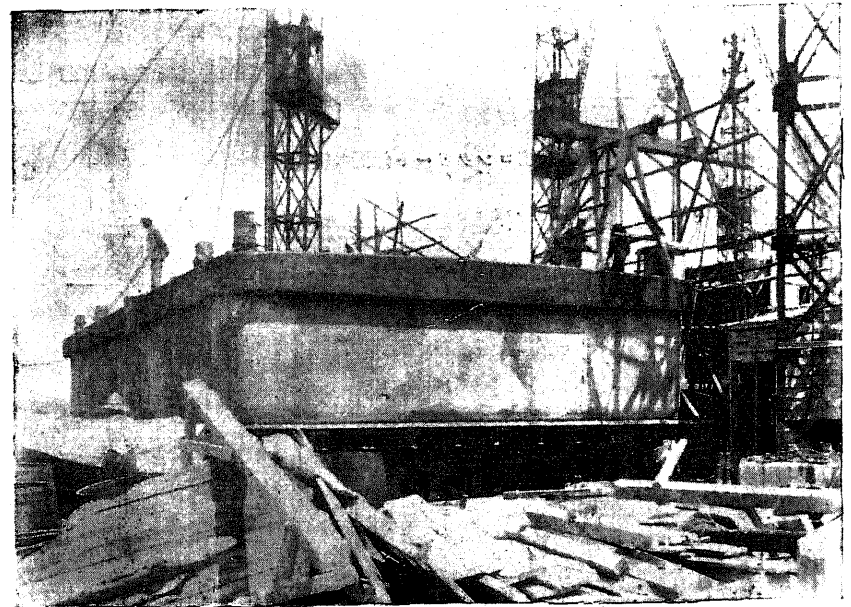
平行式は片棧橋の如く、陸岸に平行して配置せられたものであつて、其の例はリバプールの浮棧橋である、尙ほ細島に新設せられたも

のも此平行式である。

【註】浮棧橋に於ける、ビヤード式と平行式との長短を比較するに、ビヤード式浮棧橋は、陸岸までの距離が長く、貨物の運搬賃が稍々高くなる、然しビヤードは兩側に船を繋ぎ得るの利がある、之に對して平行式は、運搬距離は短い、繋船は片側のみである、又平行式にては、陸岸との可動橋を多く造らなければ、充分その能力を發揮することが出来ない、従つて工費はそれだけ多くなる、之を要するに、兩者の荷役能力は、之をポンツーンの長さに割り當てれば、略々同じである。

【註】平行式の中で特別のものとしては、アントワープの實例の如く、陸岸を切込んで、ポンツーンを依れ込んだものもある。但し之は極めて輕易なるもの、或ひは波靜であつて、港内が特に狭小の場合に限つて採用せらるゝ。

次に浮棧橋の種類を其の用材上から分ければ、木造、鋼製、鐵筋コンクリート造の三種類となる。



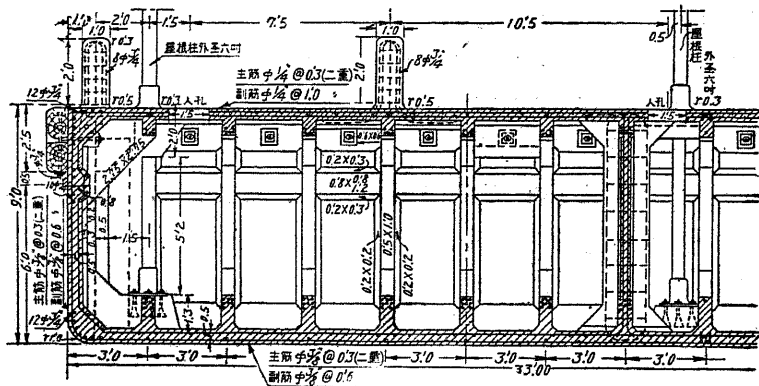
スリップ上にて製造中の鐵筋コンクリート浮函(下關港)

木造は、最も安價であるが、虫害その他の腐蝕が迅速である、又鋼製のものも、

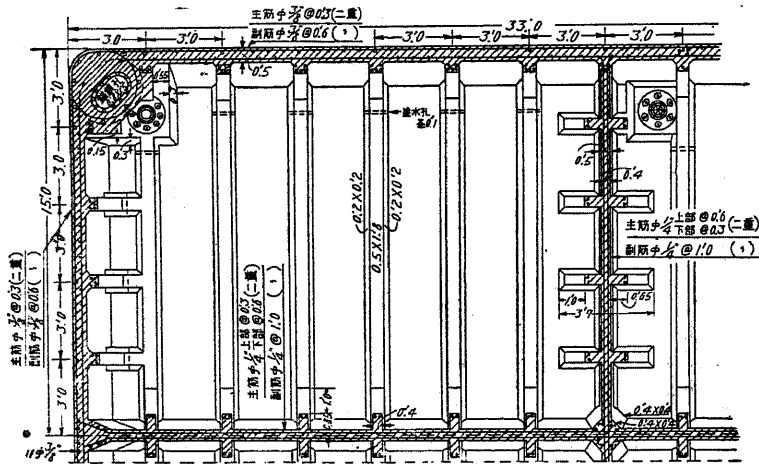
錆の爲めに腐蝕して耐久性に乏しく、尙ほ時々ポンツーンを引き上げて、塗換、
其の他の修繕をしなければならない。

次に今まで最も多かつた鋼製と、最近流行の鉄筋コンクリート造との二つを比
較するに、後者の前者に勝れる點は、

- (1) 耐久性に富み、維持修繕の費用が少ないこと



下開鉄筋コンクリート浮函の横断面圖



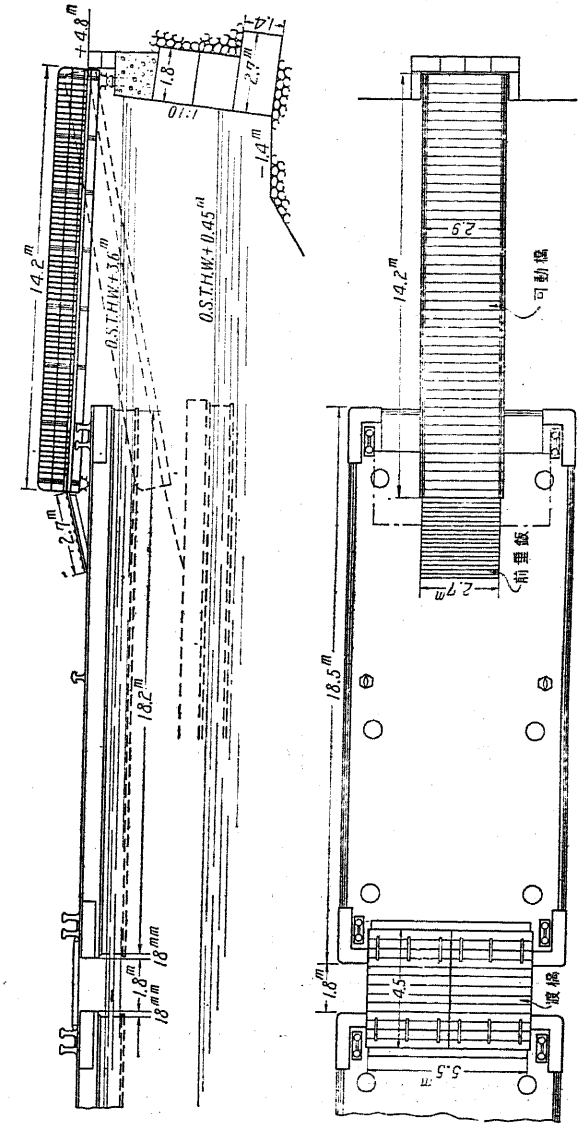
下開鉄筋コンクリート浮函の平面断面圖

- (2) 吃水が深いため、動搖少なく荒天時にも、荷役と乗降とが可能なるこ
と

次に鐵筋コン
クリート造の劣れる
點を記せば、

- (1) 衝撃に
依つて、
龜裂破損
した場合
に、之が
修繕に困
難なるこ
と
- (2) 水密の
點に於い
て、多少
劣ること
- (3) 浮函製
造のため
に、特に
設備型枠
費を要す
ること

尙ほ兩者の工費
を比較するに、製



長崎港の鋼製浮棧橋

造の設備と型枠等の費用を除外すれば、鉄筋コンクリートの方が遙に安い、但し設備型枠費を入れても、尙ほポンツーンの箇數さへ多ければ安くなる、然し箇數が少なければ、結局高くなることもあり得る。

〔註〕 高松港にては、鉄筋コンクリート浮函を5箇造つた爲めに、設備型枠等の負擔甚だ少なく、鋼製に依る場合に比して、約4割も安く出来たと云ふ、尙ほ此設備型枠費を除外すれば、鋼製浮函の半額に過ぎなかつた。

構造 浮棧橋の主要部は、ポンツーン即ち浮函であつて、其の外に之を繋ぐ 錨と鎖、又陸岸と連絡する可動橋、ポンツーン間の渡橋などがある。

ポンツーン の形状は、扁平の底を有する長方形の 函舟であつて、勿論その表面には、甲板が張つてある。

ポンツーン形状寸法表

港名	用材	寸法			ポンツーン1箇工費 圓
		長(m)	幅(m)	高(m)	
長崎	鋼	18.2	7.3	1.5	12,565.900
今治	鉄筋混凝土	27.0	9.0	2.6	15,311.895
高松	〃	29.0	10.9	2.6	15,916.760
大分	〃	20.0	9.1	2.8	12,599.860
細島	〃	21.8	7.3	2.7	10,800.000

ポンツーンには、稀に巨大のものもあるが、本邦に於て最も多い普通の寸法は、長さ約18~27m、幅約9mほどのものである。而して其の函の高さは、鋼製と鉄筋コンクリートとに依つて、大に異なる、即ち鋼製ならば、高さ約1.4mその中約半分は水中に没する、又鉄筋コンクリート函ならば、高さ2.6~3mその中約7割ほどが水中に没する。以上は、本邦普通の浮函であるが、群山や高松の如きは、之より遙に大きい。

次にポンツーンの内部構造は、用材の如何に依つて多少異なるものがあるが、

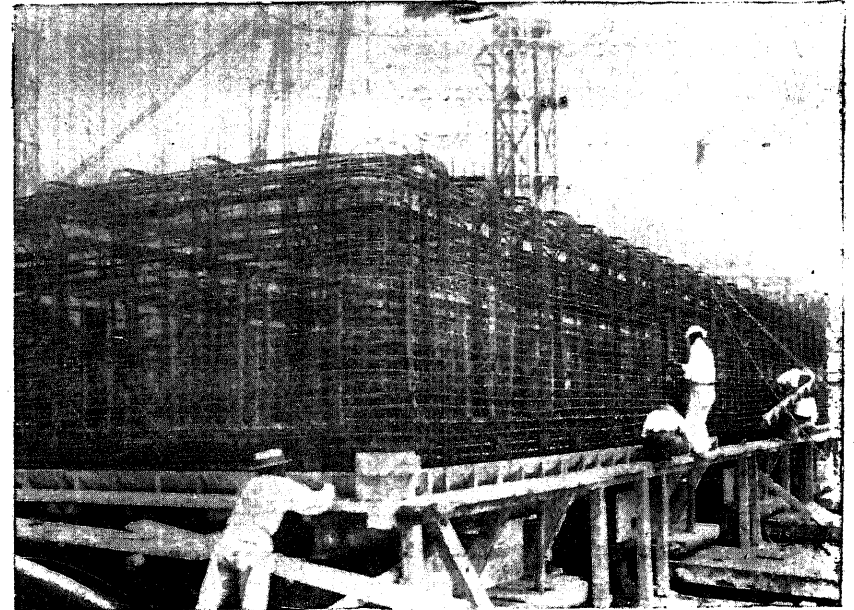
一般に隔壁、受梁、支材等を所々に設けて、外周或ひは甲板等を支えしむるの外に、浮函を全體として強固ならしむる。

ポンツーンの甲板には、マンホール、ビルジホール、鎖孔、フェヤリード、繫鎖柱、繫船柱などが取り付けられてある、又ポンツーンの周囲は、木のフェンダーで鉢巻がして在る、尙ほ是等の付属品の詳細は、註を見られたい。

尙ほポンツーンの計算に關しては、第五節に於て、詳しく之を述ぶる。

〔註〕 本邦に於ける普通の浮函は、縦仕切のみの隔壁を有するのであるが、大浮函に於ては、尙ほ横仕切の隔壁をも設けて、函の内部を多數の部屋に分ける、蓋し之は漏水を一小部の室に限る爲め、或ひは内部溜水の傾斜動搖に依る影響を、成る可く少なからしむる爲めである。

〔註〕 鉄筋コンクリート浮函に於て、其の外周即ち外版の厚さは約16cmほどのものが多い、外周に近い鉄筋の被覆層は、成るべく厚い方が勿論よいのであるが、外周壁が著しく厚くなつて、浮函の重量が増大するを恐れて、可なり薄い所も出来る、例へば



鉄筋コンクリート浮函の鐵筋

25 mm 位の被覆層も止むを得ず、之を探らなければならない。

然しコンクリートの配合は、例へば 1:1.5:3 (セメント 426 疋) の如き上等のものを用ひ、又砂利は約 19 mm 以下の小粒のものを用ひ、特に其の施工に注意して、漏水等を僅少ならしむる。

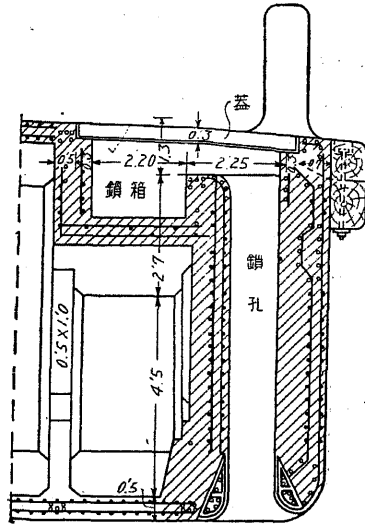
尙ほ下關の浮函に用ひた鉄筋の径は 18 mm のものであつた。

〔註〕 鋼製の浮函に於ける外周は、錆に依る腐蝕を考慮して、成る可く厚い鋼板を用ひるがよい、因に長崎の浮函に用ひられた鋼板は、側部 7 mm、底部と甲板部 6 mm であつた。

尙ほ漏水の無き様に、其の継目を充分よくコーキングして置くべきである、勿論水圧試験も行ひ、又錆止めの塗料を丁寧に施す。

〔註〕 ポンツーン附屬のものに就て、以下順次説明する。

マンホール (Manhole) 即ち人孔とは、人の出入する爲めの穴であつて、其の径は約 50 cm 前後のものが多い、平常は、之に鐵の蓋を被せて置く、一般にポンツーンは、殊に新造當初に於て、屢々函内に人が入つて検査するの必要がある。



浮函の鎖孔

ビルジホール (Bilge-hole) は函内に溜つた漏水をかへ出す爲めに、ポンプの吸管をさし入れる小孔である、其の径は約 10 cm 前後、之が孔周と孔蓋とは、普通砲金などで造られる。

鎖孔 (Chain-hole) は、鎖鎖を通す縦孔であつて、甲板から函底まで貫通して居る、其の孔の形は、或ひは圓形 (徑約 33 cm) 或ひは楕圓形 (大徑約 50 cm、小徑約 25 cm ほど) のものがある。鎖孔の上下兩端には、鎖擦りの爲め堅固なる金具を附してある。

フェアリード (Fairlead) とは、甲板から斜に海へ入る鎖が、甲板の角を擦り減らさない爲めに、其の角に取り付けられた鎖擦りの金具であつて、其の形は相對する角の如き形狀をなして、鑄鋼などで造られる。普通その高さは約 30 cm 前後である。

繫鎖柱 は鎖の一端を捲き付ける爲めの小柱であつて、其の形狀は、繫船直柱と全く

同様である、又實際之にも船の纜を捲くこともある、繫鎖柱の寸法は、普通徑は約 30 cm、高 60 cm 前後のものが多い。

尙ほ此繫鎖柱に捲き付けて餘つた鎖の端は、繫鎖柱の傍に設けた鎖箱に溜めて置くがよい。

繫船柱 は第十九章第三節に於て詳しく述べた如く、船の纜を捲く小柱であつて、浮棧橋に附するものは、普通鳥帽子狀の曲柱であるが、或ひは直柱、雙子式柱のものもある。鳥帽子狀曲柱の普通のもの、其の高さ 35 cm 前後の鑄物を用ひる。

フエnder 即ち防舷材の寸法は、其の厚さを約 24 cm 前後とする。又その高さは一樣でないが、普通は約 90~80 cm の間に之を施す、而して其の着け方には、或ひは横梯子狀のもの、或ひは一面に張り詰めたもの等種々ある。

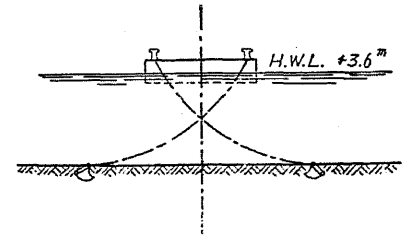
以上列記した附屬物の外に尙ほ 通風孔 や 上屋 などをも有するものがある。

通風孔 は特別に之を設けてもよいが、多くは繫鎖柱や上屋柱などを利用して、其の中に之を設ける、鋼鐵製のポンツーンに通風孔が無い時は、錆が早く、腐蝕し安い、尙ほ鐵筋コンクリート函に於ても、函内検視の爲め人が入る際に必要である、之が無い場合には、マンホールを開いて數時間の後でなければ入ることが出来ない。

上屋 は普通無い場合が多いが、大浮函に於ては、時として此上屋を持つ、上屋の屋根の底は、ポンツーンの端より、約 50 cm ほどひつこめて造る。

鎖と鎖 一つの浮函を繫ぐには、左右兩側に於て各 2 宛つ、合計 4 條の鎖を用ひる、尙ほ其の外ビヤーの前後兩端の浮函にあつては、更に 2 條の鎖を前方もしくは後方へ派出する。

兩側へ派出する鎖は、先づ鎖孔を下つて、左右のものが恰も十字狀に交叉して、外へ別れる。



浮棧橋の鎖鎖 (側面圖)

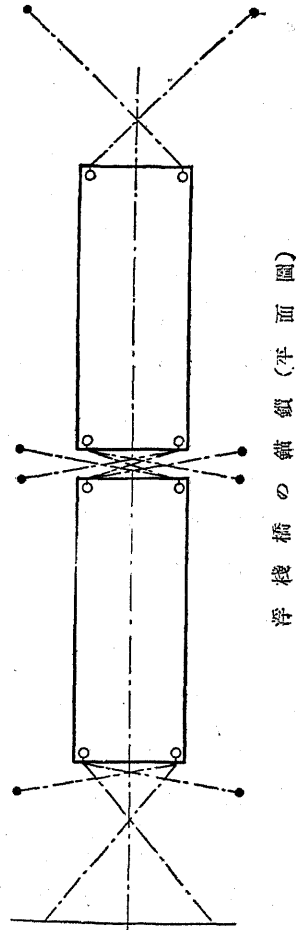
鎖の端には、普通、鎖を附するのであるが、時としてコンクリートの方塊を、土中深く沈めることがある、但し方塊は、鎖より安い、次第に土中から抜け上がる傾向を持つ。

〔註〕 鎖用のコンクリート方塊の大きさが、波力の強弱、浮函の大小によつて異なること

は勿論だが、大體に於て 10 趙前後のものが多い。

〔註〕 兩側の鎖を前記の如く、函底下にて十字に交叉せるは、船舶繫留の箇所に於て、吃水の邪魔にならない爲めである、蓋し鎖は充分の長さがあれば、其の自重の爲めに、浮函外側に達するまでに、殆んど海底近くに下らさすが故である。

〔註〕 鎖の長さは、満潮時に張力の爲めに、浮函を無理に引き下げることなく、又一方、干潮時に弛緩の爲めに、浮函が風波等に依つて、其の位置を著しく變へない程度に、適當に之が長さを定むべきであるが、普通の實例に依れば、水深の約 5 倍に、潮差を加算した程のものが多い。即ち鎖 2 シヤツクル (長約 55m) のものを探る。勿論この鎖には、スタッドリンク・チェーン (Stud-link-chain) を用ひ、其の徑は、浮函の大小に依つて異なるが、我國普通のものでは、約 35mm ほどのものが多い。



浮棧橋の鎖の断面圖

可動橋と渡橋 陸岸と浮函とを連絡する可動橋の装置には、次の如き種類がある。

(1) 可動橋の前端を、調節塔から釣るも

- の { (イ) 他動的調節
- (ロ) 自動的調節

(2) 釣らずして、之が前端をそのまま、浮函へ載せかけたもの

(1イ) の他動的調節とは、潮位の高低に應じて、人が常に之を調節するものであつて、動搖の多い所に適し、又浮函上へ來る橋體の荷重は小さくて好い、尙ほ荒天時には、橋體をも捲上げて、浮函と絶縁し得る等の長所を持つ、然し調節の取扱ひが頗る繁雜である。

(1ロ) の自動的調節は、橋體重量の大部分を、調節塔の對重で釣り、其の一部

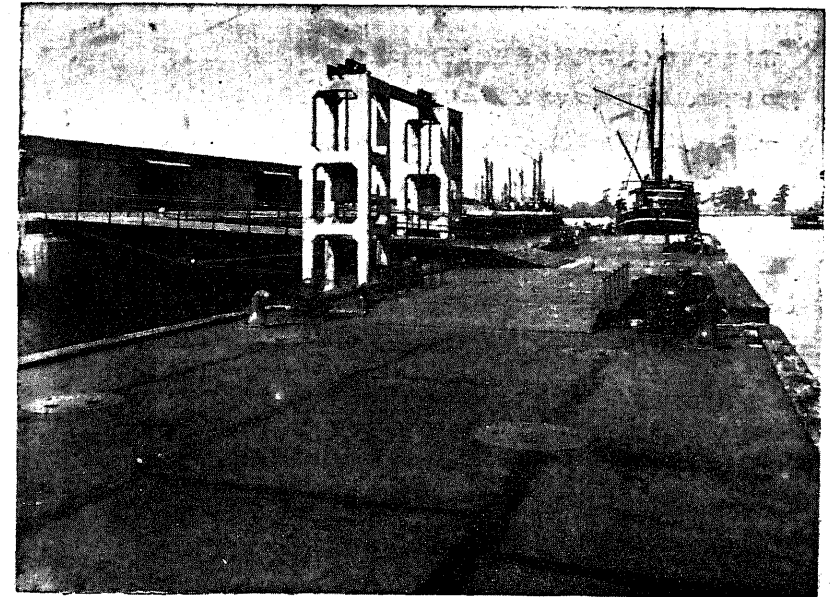
を浮函上に載せかけてあるが爲め、潮汐の干満に應じて、自動的に上下する、即ち之は (1イ) と (2) とを折衷したものである。此自動的調節のものは、調節の手續を省き得るが、特別の装置を設けざる限り (1イ) の如く、荒天時に之を捲上げることが出来ない。

(2) の如く調節塔で釣らないものは、動搖激しき場合に、不適當であるが、調節の手續を要しない。

要するに、鐵筋コンクリート浮函の如く、動搖少なく、浮力大なる場合には、(2) の如く調節塔の無きもので済む。

可動橋の陸岸側の一端は、ヒンジジョイントの装置を持つ、之は特に丈夫に造り置く必要がある。

又浮函側の前端裏には、廻轉自在のローラー、或ひは圓球などが附してあつて、浮函の上を多少移動せしむる、之が移動する甲板の一部には、鐵板が張つてある。



細島港の浮棧橋に於ける調節塔

尙ほ其の前端先には、前垂鉞（大小のエブロン）を附して、段形を呈しない様に連絡する。

可動橋の長さを定むるには、大潮平均干潮時に際して、約6割以上の急勾配を取らない様に長くして置くのである。

次に可動橋の幅に就ては、大小種々あるが普通の實例にあつては、3~6mほどのものが多い。

此可動橋の構造は、簡易なる普通の單桁の橋梁と同様であつて、其の主材にはIビーム、ガーダー、トラス等が用ひられ、路面には木板を張る。

次に浮函と浮函とを連絡する渡橋は、例へば綱目鐵板などで造つた簡單なる構造であつて、一方はヒンジジョイントとなし、他方は只だ浮函の上へ載せかけてある、蓋し波浪の動搖激しき時には、此渡橋を引き起し得るが爲である。

〔註〕 調節塔は主として、鐵筋コンクリートのフレーム等にて造られ、之に滑車、對重、釣材等が取り付けてある。

言ふまでもなく、可動橋の重量は、對重に依つて平衡を保たしめてあるから、其の調節の上下は、人力に依つて唯だチェーンブロック等を捲いて行ふのである。

一般に調節塔を有する場合には、夫れだけ餘分に工費を要するわけだが、一方に於て、可動橋のスパンが短縮する爲め、其の橋體の構造が簡單となつて、若し總工費を比較すれば、調節塔の有無が、結局工費に大差なきこととなる。

〔註〕 可動橋前端の前垂鉞に於ける、勾配も亦約6割以上とする、蓋し、其の距離が短いから、車などの通行には、もつと急勾配でもよいが、下駄の滑べる危険があるから、やはり成る可く緩勾配とする。

〔註〕 浮函と浮函との間隔は、普通約1.8m前後である、其の間隙に架した渡橋は、既述の如く荒天時に、之を引き起すのであるから、其の取扱に便なる様に、之が横幅は餘り大きくせず、適當の幅に切斷して置く。

工費 浮棧橋の工費は、構造と地方とに依つて大差がある、然し大體の見當は、次に述ぶるが如くである。

鐵筋コンクリート造、或ひは鋼製等の相當の浮棧橋ならば、浮函甲板の1m²

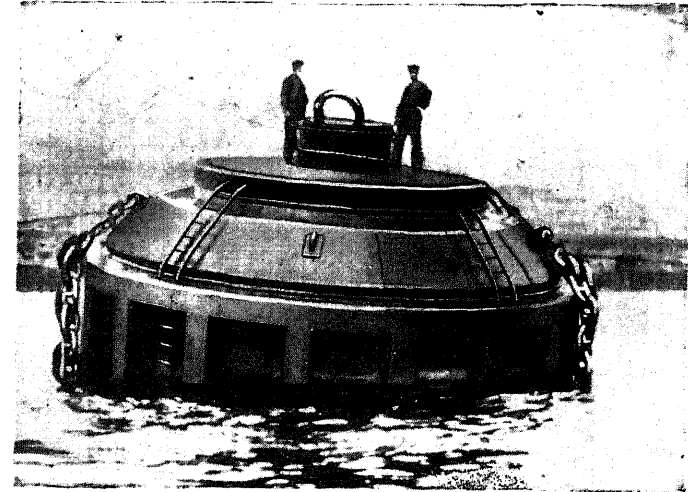
當の工費に換算して、附屬物一切を含み、約70~90圓である。

〔註〕 長崎の鋼製浮函1箇の工費は12,566圓であつた、即ち1m²當りの單價は73圓であつた。

高松の浮棧橋の總工費は142,074圓であつて、1m²當りの單價は89圓69錢であつた、今此單價を工種別に内譯すれば、工場設備9.34圓、型枠製造4.16圓、浮函製造49.41圓、浮函進水0.71圓、鋪用方塊0.81圓、浮函礎繫作業9.37圓、渡橋可動橋4.37圓、上屋8.61圓、雜費2.91圓、合計89.69圓である。

第四節 繫船浮標とドルフィン

繫船浮標 即ちブイ (Mooring-buoy) とは船舶繫留用の浮標であつて、其の構造



五萬噸級船用の大繫船浮標

は、浮標、繫環、鎖、沈錘、錨などから成り立つ。

此ブイは主として、港内の泊地に設置せらるゝものであつて、錨掛りの場合に比すれば、泊地面積を遙に有効に使用する事が出来る。

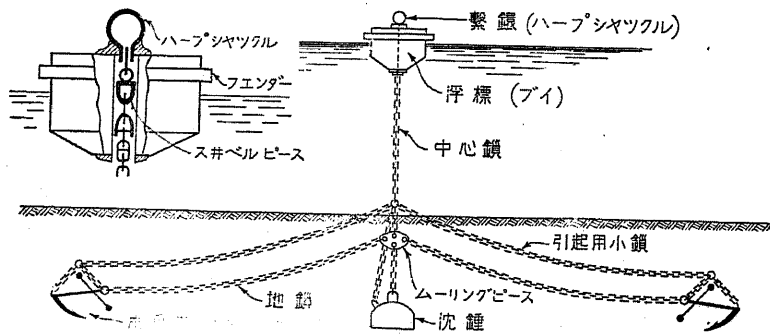
尙ほ又海底が岩盤であつて、錨掛の不可能の港では、此浮標に依つて繫留する。此ブイ掛に於ける占領水面等に就ては、第十章第四節に記述してある。

浮標の形には種々なる種類があつて、横圓筒、平圓筒、獨樂形などがあり、又時として、圓球、圓錐形、等種々の形状をなす。

3,000 噸級以下の船を繋ぐ小型のブイには、横圓筒のもの即ち櫂を横たへたるが如き形状のものがよい、然しそれより大型の船を繋ぐブイとしては、平圓筒と獨樂形

とが多く用ひらるゝ、而して此兩者の中で、若し波静かな港内ならば、平圓筒でよいが、相當に波のある所では、尻つぼみの獨樂形の方が適する。

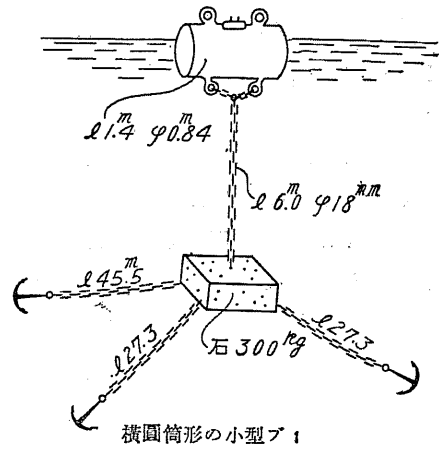
次に浮標の用材に於て、小型のものには稀に木造もあるが、普通は鋼製である、次に大型浮標の周圍には、木のフェンダーにて鉄巻をする。



獨樂形の大型のブイ

〔註〕 小型の簡易浮標には、木の櫂を浮べたものもある、鋼製浮標は錆に依る鋼板の減耗を恐れて、なるべく厚い鋼板、例へば 9mm 以上のものを用ひる、又板の継目は、或ひはコーキングを充分にして、漏水を防ぐ、又近頃は之を銲接 (Welding) して、リベットを用ひないものもある、次に錆止めの塗料は、勿論之を充分に施す。

一般にブイは腐蝕と漏水の虞があるから、設置後に時々之を陸上へ引き揚げて、塗換



横圓筒形の小型ブイ

を行ひ、或ひは修繕をなし、尙ほ屢々漏水の試験をも行ふがよい、此塗換を毎年行へば、大略 30 年位は使用出来る。

〔註〕 浮標の大きさは、鎖等の重量を釣つて、尙ほ水上へ露出するだけの浮力を持つものでなければならぬ、普通は浮標高の約 $\frac{1}{3} \sim \frac{1}{2}$ ほど水上に露はれて居る。

櫂を繋鎖へつなぎ、或ひは之をはづす作業を行ふ爲めに、水夫が浮標の上へ乗り移るのであるから、此浮標は其の作業に便なるだけの、大きさと形状とを必要とする。

繫鎖と鎖 繫鎖即ちハーブシャツクル (Mooring-harp-shackle) と稱するものは、船の纜を繋ぐために、略々鋸状に造つた金具であつて、浮標の真中に出て居る (圖参照)。

次に浮標の鎖には、中心鎖、地鎖、引起用小鎖などがある。

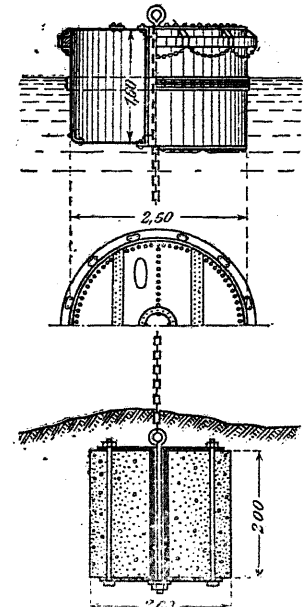
中心鎖は、浮標の中心から垂直に下つた鎖であつて、ムーリングピース (Mooring-piece) を經て沈鍾に連結されて在る、其の中でムーリングピース以上を或ひは浮標鎖 (Bridle-chain) と呼び、以下の略々土中に入れる部分を、或ひは沈鍾鎖 (Sinker-chain) と稱することがある。

地鎖 (Ground-chain) はムーリングピースから、普通三方へ向つて分派された鎖であつて、其の各々の終端は片爪錨に連結されて在る。

引起用小鎖 (Lift-up-chain) とは沈鍾或ひは錨

の片はじに取り付けられてある、即ち之を引張る時は、沈鍾、錨などが引き起されて、容易に引揚げ得るのである、但し此引起用の鎖を有するものは、一般に大型浮標に限るものであつて、小型のものは之を持たない。

〔註〕 中心鎖の上端は、大船用のものならば、浮標を貫いて、上のハーブシャツクルと直結してあるが、小浮標に於ては、之を浮標の底と連結する、蓋し小型のものに於て、



沈鍾として方塊を用ひたる平圓筒浮標の實際

若し鎖を上まで貫くならば、浮標全体の重心が昇つて、著しく傾くこととなるが爲めである。

〔註〕 中心鎖の中で浮標鎖の長さは、最大満潮位の水深に對して、約 2m 前後の餘裕を附したものである、尙ほ沈錘鎖の長さは、勿論沈錘が土中に埋没せる深さと同様であつて、普通は 3~5m ほどである。

次に地鎖の長さは、浮標の大小に依つて異なる、例へば 500 噸級船用以下のものならば、地鎖の長さ約 10m 以上のものを用ひる、又 500 噸乃至 3,000 噸級船用の浮標に於ては 1 シャツクル（即ち長さ約 27.3m）の鎖を用ひ、尙ほ 3,000 噸級以上の大型浮標に於ては、2 シャツクル（長さ約 55m）の地鎖を用ひる。

以上の浮標に用ひる鎖は總て、スタツトリンク・チェイン (Stud-link-chain) であつて、其の寸法を浮標の大小別にしたものは、表に依つて明かである。

繫船浮標沈錘錨鎖表

船舶噸數	片爪錨 重量(噸)	沈錘 重量(噸)	中心鎖		地鎖 直徑(mm)
			浮標鎖 直徑(mm)	沈錘鎖 直徑(mm)	
	100以下	0.25	—	29	—
500	0.51	1.02	38	32	32
1,000	1.02	2.03	46	38	38
3,000	1.77	3.05	60	51	51
6,000	2.79	4.57	70	58	58
8,000	3.30	5.08	76	63	63
10,000	3.81	5.59	81	68	68
20,000	5.08	6.10	104	89	89

沈錘と錨 沈錘 (Sinker) の普通のもは、鑄鐵製の饅頭形のものであるが、時として、石、又はコンクリートの方塊、或ひは函塊を用ひる、又スクリウを用ひる場合もある。

尙ほ一般に 100 噸以下の小船用浮標に於ては、此沈錘を用ひずして、單に 2 挺

の錨のみに依つて固定せしむる。

片爪錨 (Single-arm-anchor) の普通は鑄鋼製である、而して其の重量は沈錘と同様に、浮標の大小に依つて異なる、之が詳細は表を見られたい。

〔註〕 沈錘に巨大なる函塊を使用して、地鎖と片爪錨とを省く時は、工費を著しく節約することが出来る、其の實例は四日市の浮標である、但し函塊のみの場合には、次第に抜け出す傾向がある。

因に四日市に於ける 10,000 噸級船用の浮標は、ブイの浮量 12 噸であつて、之がコンクリート函塊の重量は約 100 噸である、又 3,000 噸級船用の浮標は、ブイの浮量 8 噸であつて、函塊は 60 噸であつた。

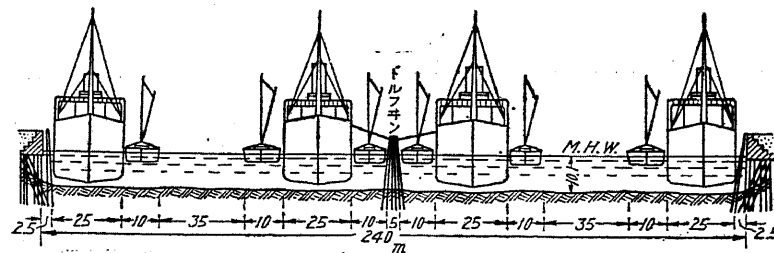
〔註〕 浮標の工費は必ずしも一様でないが、大略の見當は 10,000 噸以上の大船用ならば約 15,000 圓前後、5,000~6,000 噸級船用ならば、約 10,000 圓前後、3,000 噸級船用ならば、7,000 圓前後である、但し 100 噸ほどの小船用ならば、1,000 圓内外で出来る。

但し前記の大型船用の浮標工費は、總て地鎖を有する普通のものに就ての工費であるが、若し四日市の浮標の如く、函塊を沈めて地鎖等を省いた場合には、其の工費は遙に少なくなる。

ドルフィン (Dolphin) とは多數の杭の頭を束ねたものであつて、主として船を繫ぐ目的を持つ、従つて或ひは之を 繫船束杭 などと譯される。

ドルフィン用材の普通のもは、木杭であるが、稀に鐵柱、或ひは鐵矢板なども用ひらるゝ。

一般にドルフィンの好適の場合には、波の靜かな河港であつて、然も沖荷役の盛んな港に適する、例へばハンブルグの如きは、此ドルフィンの利用が頗る盛であ



ハンブルグ泊渠内のドルフィン

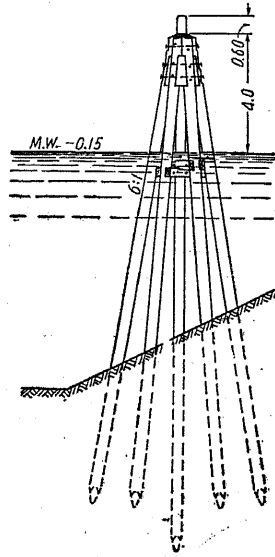
る、但し本邦に於ては、僅に川崎の三菱埠頭などに用ひられたに過ぎない。

〔註〕 ハンブルグ港は、エルベ川の中にあつて、本船と舢舨との仲繼貿易が盛んなために、沖荷役の必要が多い、従つてドルフィン是最も好く利用されつゝある、一般に波の静かな所ならば、浮標よりも遙に有効に水面を利用し得る。

本邦に於て沖荷役が頗る盛んなるに關はず、未だドルフィンの發達せざる理由は、河港がなく、従つて木杭に対する虫害多く、又港内にも相當の波があつて、ドルフィンの緊留をしない爲めである、尙ほ又本邦の港灣は、一般に其の泊地面積が廣大であつて、ブイ掛りに依るも猶ほ水面に餘裕ある場合が多いことも亦其の原因の一つである。

〔註〕 若し大船用のドルフィン在设计する場合には之れに受くる外力を約 150 噸程に取つたらよからう。

〔註〕 川崎の三菱鐵業が有する石炭揚埠頭に於ては、六基のドルフィンが造られた。其の各々は長 21.2m 末口 27~45cm の防腐材注入の松丸太 9 本より成つて、其の丸太の頭部三箇所には、徑 12mm のワイヤーロープを幾巻にも捲き付けてある。ドルフィン(エムデン港)尙ほ其のワイヤーロープの位置を固定せしむる爲めに、所々へステーブルを打込んである。此ドルフィン一基の工費は、約 1,350 圓であつた。



第五節 棧橋と浮棧橋との計算

本節に於ては、棧橋と浮橋との計算を述ぶるのであるが、此等は何れも特種の計算に屬するものであるから、時間の少い讀者は、之を省いて、次の章へ飛ばされたい。

A 棧橋の計算

計算の要項 棧橋の設計に必要な計算には、次の如きものがある。

- (1) 載荷重等に對する、床梁桁柱等の計算
- (2) 柱の基礎に於ける、耐支力の計算
- (3) 船體の衝擊と、牽引とに對する計算
- (4) 地震に對する計算

尙ほ以上の外に、片棧橋、或ひはビヤーの根元附近に於ては、其の背後より來る、土壓に就ても計算するの必要がある。

上記の各計算の中にて、(1)と(2)との計算は明瞭である爲めに、棧橋の設計には必ず之を行ふ、然し(3)と(4)とに就ては、不明の點が多い爲に一般には其の計算を行はない、若し之を行ふ場合には、極めて大體の假定の下に計算するのである。

計算の説明 (1)の載荷重(勿論部材の死荷重等をも考へる)に對する、各部材の斷面計算、又(2)の基礎の耐支力の計算等は、簡單なる橋梁の設計の場合と殆んど同様であるから、茲には之が説明を省略する。

〔註〕 載荷重の内 動荷量の數値は、第二十章第一節に記した岸壁の場合と同様に考へてよい、即ち乗客用棧橋或ひは小棧橋ならば 0.5~1.0 噸/平方米 又一流の棧橋ならば、2~3 噸/平方米 である、因に横濱内國貿易の棧橋にては 3 噸とした。

次に(3)の船體の衝擊に就て説明する、元來此衝擊より發生する外力の大小は、船體のマス、衝擊の加速度、棧橋のイールド、等の各要素から定まるものである。

然るに船體のマスは、大體之を豫定できるが、衝擊の加速度と棧橋自體のイールドとは、實際之上を豫定することが出來ない、従つて衝擊の外力を豫め算出することは甚だ困難である。

如斯き困難の事情あるが爲めに、普通の棧橋設計に際しては、主として他の實例を參考として、其の構造を定むる場合が多い、但し強ひて此衝擊を計算するには、既述の如く大略の假定に據るより外ない。

又(3)の中の船の牽引を、第十九章第三節の繫船柱に働く力と同様に假定すべきは言ふ迄もない。

〔註〕 一般に木造と鐵製との棧橋は、其の構造全體として彈性に富むが故に、衝撃の際に起るイールドが大きく、従つて衝撃より發生する外力も比較的小さい、故に木造と鐵製との棧橋に於て、此衝撃計算は餘り實行してゐない。

然るに鐵筋コンクリート造の棧橋に於ては、棧橋のイールドが割合に少なく、従つて衝撃より生ずる外力は、大きくなるものと考へ得る、故に鐵筋コンクリート造の重要な棧橋では、或ひは此衝撃計算を行ふ、其の際に於ける衝撃より生ずる外力の數値は、棧橋の一構格 (One panel) に付き、約 50~100 趟ほど水平の力を假定する。

如斯くして水平外力を假定した後の計算は、各の構格をラーメンと考へて、各部材の應力を求むるのである。其の際に安全率は、多少低下してもよい。

(4) の地震の計算は言ふ迄もなく、地震の水平及び垂直の加速度を假定し、之を各々力に換算して、棧橋の強弱を檢算するのである。

而して地震加速度の數値は、水平約 3,000 mm/sec²、鉛直約 1,000 mm/sec² ほどに取つたらよからう。

〔註〕 棧橋の各の格點 (Panel-point) にかゝる地震の外力を算出するには、其の格點の各にかゝる本來の重量に對し、地震加速度と重力加速度との比數を乗ずればよい、例へば前記の如く、水平約 3,000 mm/sec²、鉛直約 1,000 mm/sec² とすれば、其の比數は大略 1/3 と 1/10 となる。

〔例題 1〕 第 540 頁の圖の如き構造の棧橋、即ち次頁の平面圖の如く桁を配置したる鐵筋コンクリート棧橋に於て、之が載荷重に對する各部材の強度と柱の耐支力とを檢算せよ。但し此場合、次に記す如きデータをもつものとする。

載荷重 = 3 t/m² 鐵筋混凝土の重量 = 2.4 t/m³

各種材料の許容應力

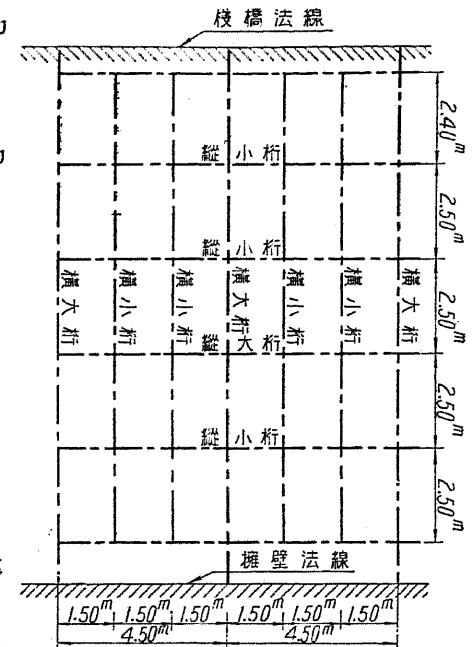
鐵筋 $\sigma_s = 1,100 \text{ kg/cm}^2$ 混凝土 $\sigma_c = 40 \text{ kg/cm}^2$

剪力 $\tau = 4 \text{ kg/cm}^2$ 附着力 $\tau_0 = 5 \text{ kg/cm}^2$ (丸鋼)

附着力 $\tau_0 = 9 \text{ kg/cm}^2$ (異形鋼)

強度計算 計算に關しては、上記許容應力と無關係に、次の如き記號を用ひる。

- σ_c 混凝土に於ける縦壓應力
- σ_s 鐵筋の張應力
- τ 混凝土の剪應力
- τ_0 鐵筋と混凝土の附着應力
- g 等布靜荷重
- p 等布動荷重
- $g+p$ l 桁の支間
- S 剪力 M 彎曲率
- A_s 抗張鐵筋の斷面積
- A_s' 抗壓鐵筋の斷面積
- U 鐵筋周長の總和
- d 版 又は桁の有効高
- b 版 又は桁の幅
- x 抗壓側表面より中立軸迄の高さ



その他の記號の關係は本頁並に次頁の諸圖の如きものとする。

桁配列の平面圖

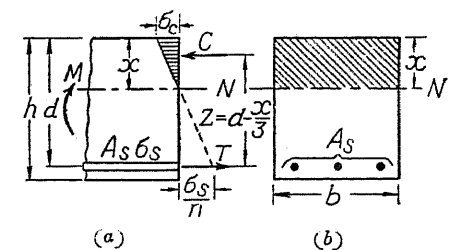
(1) 床版

床版は横小桁に支へられた連續版と考へ、最大彎曲率 M_{max} を $\frac{1}{12} q l^2$ と假定する。而して

$A_s = 10 \cdot \phi 9 \text{ mm} = 6.36 \text{ cm}^2$

$b = 100 \text{ cm}$ $d = 13 \text{ cm}$

$h = 18 \text{ cm}$



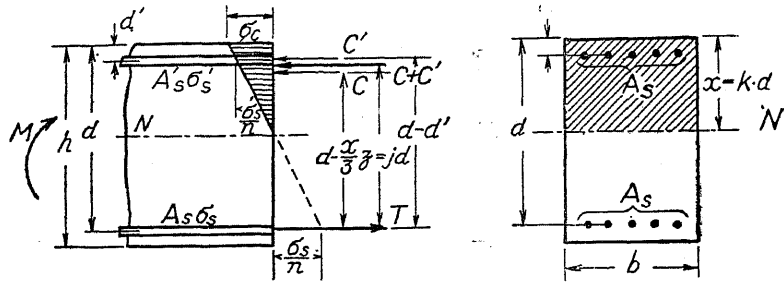
單鐵筋矩形斷面桁

とすれば $g = 500 \text{ kg/m}^2$ (鋪裝の重さを含む) $p = 3,000 \text{ kg/m}^2$ $l = 1.50 \text{ m}$

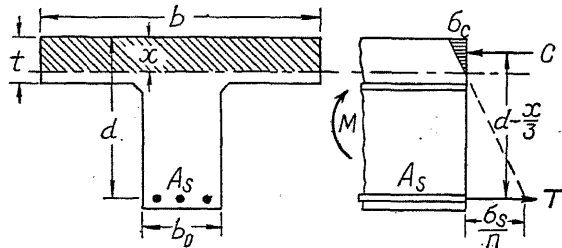
$M_{max} = \frac{1}{12} (500 + 3,000) \times 1.50^2 = 46,875 \text{ cm kg}$

$S_{max} = \frac{1}{2} (500 + 3,000) \times 1.50 = 2,625 \text{ kg}$

$\therefore x = \frac{n A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{2bd}{n A_s}} - 1 \right] = \frac{15 \cdot 6.36}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 13}{15 \times 6.36}} - 1 \right]$



複鉄筋矩形断面桁



正彎曲率を受けるT桁 (x < t)

= 5.06 cm

$$\sigma_c = \frac{2M_{max}}{bx(d-\frac{x}{3})} = \frac{2 \times 46,875}{100 \times 5.06 \left(13 - \frac{5.06}{3}\right)} = 14.0 \text{ kg/cm}^2$$

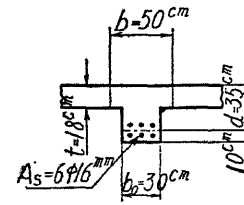
$$\sigma_s = \frac{M_{max}}{A_s(d-\frac{x}{3})} = \frac{46,875}{6.36 \left(13 - \frac{5.06}{3}\right)} = 652.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{max} = \frac{S_{max}}{b(d-\frac{x}{3})} = \frac{2,625}{100 \left(13 - \frac{5.06}{3}\right)} = 2.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_0_{max} = \frac{S_{max}}{U(d-\frac{x}{3})} = \frac{2,625}{28.27 \left(13 - \frac{5.06}{3}\right)} = 8.2 \text{ kg/cm}^2$$

(2) 横小桁

横小桁は、縦桁に支へられた連続桁と考へ、最大彎曲率を $\frac{1}{10} q^2$ とする。而して



桁の断面を圖の如く假定すれば

$$\frac{t}{d} = \frac{18}{35} = 0.514 \quad \text{又} \quad k = 0.353 \quad \therefore \frac{t}{d} > k$$

従て單鉄筋の矩形桁と同様に取扱へばよい

$$A_s = 6 \phi 16 \text{ mm} = 12.07 \text{ cm}^2$$

を挿入するものとすれば

$$g = 950 \text{ kg/m}^2 \quad p = 4,500 \text{ kg/m}^2 \quad l = 2.50 \text{ m}$$

$$M_{max} = \frac{1}{10} (950 + 4,500) \times 250^2 = 340,624 \text{ cm kg}$$

$$S_{max} = \frac{1}{2} (950 + 4,500) \times 2.50 = 6,810 \text{ kg}$$

$$x = \frac{n A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{2bd}{n A_s}} - 1 \right] = \frac{15 \times 12.07}{50} \left[\sqrt{1 + \frac{2 \times 50 \times 35}{15 \times 12.07}} - 1 \right] = 12.7 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = \frac{2M_{max}}{bx(d-\frac{x}{3})} = \frac{2 \times 340,624}{50 \times 12.7 \left(35 - \frac{12.7}{3}\right)} = 34.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = \frac{M_{max}}{A_s(d-\frac{x}{3})} = \frac{340,624}{12.07 \left(35 - \frac{12.7}{3}\right)} = 916.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{max} = \frac{S_{max}}{b_0(d-\frac{x}{3})} = \frac{6,810}{30 \left(35 - \frac{12.7}{3}\right)} = 7.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_0_{max} = \frac{S_{max}}{U(d-\frac{x}{3})} = \frac{6,810}{6 \times 5.03 \left(35 - \frac{12.7}{3}\right)} = 7.3 \text{ kg/cm}^2$$

即ち床版並に横小桁の主鉄筋は、普通の丸鋼では附着應力が不足するから、異形鉄筋を使用する必要がある。

(3) 縦小桁

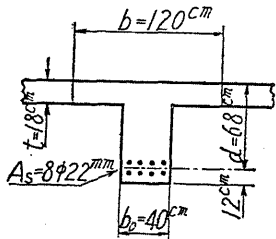
縦小桁は、桁の自重及び横桁よりの集中荷重を受け、横大桁にて支へられた連続桁である。然るに桁に生ずる最大彎曲率は、荷重を等布荷重と看做し、桁を單桁と考へた時の最大彎曲率を單位に採り、「正の最大徑間彎曲率」はその80%、「負の最大支承彎曲率」はその100%と考へれば、種々な場合に就て調べた最大の値と略等しい、故にこゝでは、計算を簡易化するため其の比率に従ふ。故に

$$g = 1,680 \text{ kg/m}^2 \quad p = 7,500 \text{ kg/m}^2 \quad l = 4.50 \text{ m}$$

$$M_{0max} = \frac{1}{8}(1,680 + 7,500) \times 4.50^2 = 2,323,700 \text{ cm leg}$$

$$S_{max} = \frac{1}{2}(1,680 + 7,500) \times 4.50 = 20,655 \text{ leg}$$

a) 径間の中央にて。圖の如き断面を持つものとすれば $l_0 > \frac{t}{d}$
即ち肋桁の部分に、中立軸がある事となり、従つて T 桁として計算する。次に



$$A_s = 8\phi 22 \text{ mm} = 30.4 \text{ cm}^2 \quad b = 120 \text{ cm}$$

$$b_0 = 40 \text{ cm}$$

$$M_{max} = 0.8 M_{0max} = 1,859,000 \text{ cm leg}$$

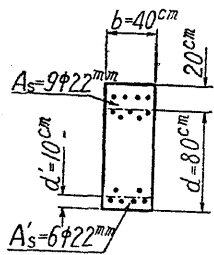
$$x = \frac{1}{2} \frac{bt^2 + 2nA_s d}{bt + nA_s} = \frac{1}{2} \frac{120 \times 18^2 + 2 \times 15 \times 30.4 \times 68}{120 \times 18 + 15 \times 30.4} = 19.28 \text{ cm}$$

$$y = \frac{2}{3} \frac{bx^3 - (b-b_0)(x-t)^3}{bx^2 - (b-b_0)(x-t)^2} = \frac{2}{3} \frac{120 \times 19.28^3 - (120-40)(19.28-18)^3}{120 \times 19.28^2 - (120-40)(19.28-18)^2} = 12.89 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{max}}{A_s(d-x+y)} = \frac{1,859,000}{30.4(68-19.28+12.89)} = 993 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = \sigma_s \frac{x}{n(d-x)} = 993 \times \frac{19.28}{15(68-19.28)} = 25.8 \text{ kg/cm}^2$$

b) 支承にて。支承にては桁高を増加し且つ圖の如く複鐵筋桁とする。



$$\text{今 } A_s = 9\phi 22 \text{ mm} = 34.2 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = 6\phi 22 \text{ mm} = 22.8 \text{ cm}^2$$

$$d = 80 \text{ cm} \quad d' = 10 \text{ cm} \quad b = 40 \text{ cm}$$

とすれば

$$M_{max} = 1.0 M_{0max} = 2,323,700 \text{ kg cm}$$

$$x = \frac{n}{b} (A_s + A_s') \left[\sqrt{1 + \frac{2b(A_s d' + A_s' d)}{n(A_s + A_s')^2}} - 1 \right]$$

$$= \frac{15}{40} (34.2 + 22.8) \left[\sqrt{1 + \frac{2 \times 40(22.8 \times 10 + 34.2 \times 80)}{15(22.8 + 34.2)^2}} - 1 \right] = 30.4 \text{ cm}$$

$$y = \frac{\frac{b}{3} x^3 + n A_s' (x-d')^2}{\frac{b}{2} x^2 + n A_s' (x-d')} = \frac{\frac{40}{3} \times 30.4^3 + 15 \times 22.8(30.4-10)^2}{\frac{40}{2} \times 30.4^2 + 15 \times 22.8(30.4-10)} = 20.3 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = \frac{2M_{max}x}{bx\left(d-\frac{x}{3}\right) + 2nA_s'(x-d')(d-d')} = \frac{2 \times 2,323,700 \times 30.4}{40 \times 30.4^2 \left(80 - \frac{30.4}{3}\right) + 2 \times 15 \times 22.8(30.4-10)(80-10)} = 39.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = n\sigma_c \frac{d-x}{x} = 15 \times 39.7 \times \frac{80-30.4}{30.4} = 969.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s' = n\sigma_c \frac{x-d'}{x} = 15 \times 39.7 \times \frac{30.4-10}{30.4} = 399.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{max} = \frac{S_{max}}{b(d-x+y)} = \frac{20,655}{40(80-30.4+20.3)} = 7.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_0 \text{ max} = \frac{S_{max}}{U(d-x+y)} = \frac{20,655}{62.2(80-30.4+20.3)} = 4.7 \text{ kg/cm}^2$$

(4) 縦大桁

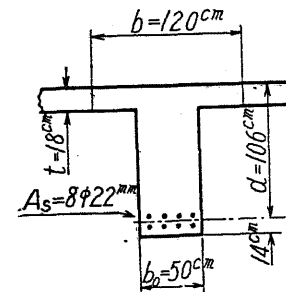
縦小桁と同様に計算する、但し此桁には、上屋の壁の自重も亦かゝるものとして、計算する。

$$g = 3,840 \text{ kg/m}^2 \quad p = 7,500 \text{ kg/m}^2$$

$$M_{0max} = \frac{1}{8}(3,840 + 7,500) \times 4.50^2 = 2,870,000 \text{ cm leg}$$

$$S_{max} = \frac{1}{2}(3,840 + 7,500) \times 4.50 = 25,515 \text{ leg}$$

a) 径間中央にて。 $l_0 > \frac{t}{d}$ なる故 T 桁として計算する。



$$\text{今 } A_s = 8\phi 22 \text{ mm} = 30.4 \text{ cm}^2$$

$$b = 120 \text{ cm} \quad b_0 = 50 \text{ cm}$$

$$t = 18 \text{ cm} \quad d = 106 \text{ cm}$$

とすれば

$$M_{max} = 0.8 M_{0max} = 2,296,000 \text{ cm leg}$$

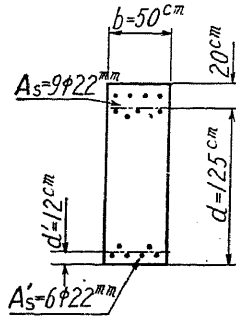
$$x = \frac{1}{2} \frac{120 \times 18^2 + 2 \times 15 \times 30.4 \times 106}{120 \times 18 + 15 \times 30.4} = 25.9 \text{ cm}$$

$$y = \frac{2}{3} \frac{120 \times 25.9^3 - (120-50)(25.9-18)^3}{120 \times 25.9^2 - (120-50)(25.9-18)^2} = 18.0 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{2,296,000}{30.4(106-25.9+18)} = 773 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = 773 \times \frac{25.9}{15 \times (106-25.9+18)} = 16.7 \text{ kg/cm}^2$$

b) 支承にて。負彎曲率を受けるために、複鐵筋矩形桁として計算する。



$$A_s = 9 \cdot \phi 22 \text{ mm} = 34.2 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = 6 \cdot \phi 22 \text{ mm} = 22.8 \text{ cm}^2$$

$$d = 125 \text{ cm} \quad d' = 12 \text{ cm} \quad b = 50 \text{ cm}$$

$$M_{max} = 2,870,000 \text{ kg cm}$$

$$x = \frac{15}{50} (34.2 + 22.8) \left[\sqrt{1 + \frac{2 \times 50 (22.8 \times 12 + 34.2 \times 125)}{15 (34.2 + 22.8)^2}} - 1 \right]$$

$$= 37.8 \text{ cm}$$

$$y = \frac{\frac{50}{3} \times 37.8^2 + 15 \times 22.8 (37.8 - 12)^2}{\frac{50}{2} \times 37.8^2 + 15 \times 22.8 (37.8 - 12)}$$

$$= 25.3 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = \frac{2 \times 2,870,000 \times 37.8}{50 \times 37.8^2 \left(125 - \frac{37.8}{3} \right) + 2 \times 15 \times 22.8 (37.8 - 12) (125 - 12)}$$

$$= 21.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 15 \times 21.7 \times \frac{125 - 37.8}{37.8} = 745 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s' = 15 \times 21.7 \times \frac{37.8 - 12}{37.8} = 221 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{max} = \frac{25,515}{50(125 - 37.8 + 25.3)} = 4.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{0max} = \frac{25,515}{62.2(125 - 37.8 + 25.3)} = 3.7 \text{ kg/cm}^2$$

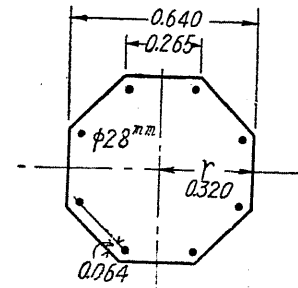
(5) 横大桁

横大桁は、脚柱の配列によつて決定せられるが、普通は構造物全體を出来るだけ剛にするため、桁としての計算のみによらず成る可く大きなものを採用する。

其の外或は水平に働く衝撃力からも定まる。

(6) 脚柱

柱の断面は、圖の如きものとする。柱にかかる最大軸荷重は、死荷重 8t、活荷重



34t、計 42t にして、脚柱の許容中心軸荷重は、次の如くして求める。

a) 短柱としての許容中心軸荷重

P 短柱の許容中心軸荷重

A_c 混凝土の断面積

A_s 鐵筋の断面積

σ_c 混凝土の許容軸壓力

とすれば

$$P = \sigma_c (A_c + 15 A_s) = 35(2,217 + 738) = 103.4 \text{ t}$$

b) 長柱としての許容中心軸荷重

P' 長柱の許容中心軸荷重 h 柱の自由長 i 柱の全断面の最小環半徑
とすれば $P' = (1.45 - 0.01 \frac{h}{i}) P = (1.45 - 0.01 \times \frac{1,120}{0.257 \times 54}) \times 103.4 = 67.0 \text{ t}$

即ち柱の許容中心軸荷重には、充分の餘裕がある。又耐支力は、柱にかかる全荷重に柱の自重を加へたもので 60~62t となるが、試験の結果によれば、充分の耐支力がある。

[注意] 若し地震を考慮するとき、例へば上下動を $1,000 \text{ mm/sec}^2$ と假定すれば、前記 60~62t の $\frac{1,000}{9,800}$ 増し即ち 66~69t の耐支力を要する事となる。

以上の計算により、垂直荷重に対する各部の設計は、充分の強度がある事を知つた。又衝撃に対する計算は、水平外力を受けるラーメンとして取扱ふもので、四日市港棧橋の計算の結果は、安全率を 2, $n=10$ とするとき、一構格によつて支へ得る水平力は、約 30t となる、蓋し水平力の稍々不足は、所々に挿入せる函塊に依つて之を補つた。

B 浮棧橋の計算

浮函の計算 ポンツーンの長、幅、高、等の大略の寸法は、先づ之を利用の必要に應じ、或は他の實例などを参照して定める、而して此假定せる大さの浮函に就ては、次の如く計算を行ふのである。

(1) 浮遊せる浮函の安定計算

(2) 浮函の各部材の強度計算

浮遊安定の計算は、甲板上に動荷重を満載せる場合、動荷重を満載して尙ほ且

内部に若干の浸水ありし場合、甲板上に偏荷重の在る場合、などに就て、各メタセンターが重心の上にあるや否やを検するのである。

但し浮函の如き偏平の構造のものが、極めて安定なるは明かであるが、浮函の使用目的の性質上、一應は以上の如く、之が安定の計算を行ふべきである。

次に浮函を構成する各部材の強度の計算は、先づ之を簡易化して、周壁を受梁に依つて、内部から支えられた連続版とみなして、又受梁も之を連続桁とみなして、各々計算設計する、尙ほ其の後に、之が浮函の横断面に就て、框構 即ちラーメンとしての検算を行へば、申分がない。一般に是等強度計算の場合、甲板の外力が動荷重、周壁の外力が水圧、なるは言ふまでもない、尙ほ以上の計算の詳細は、次の註と例題とを見られたい。

【註】 浮函の長と幅とは、既述の如く、利用の必要と實例の参照とに依つて、其の大略を定めるのであるが、浮函の高さに就て、大略の見當を付けるには、先づ水面上露出の乾舷を約 70 cm 以上とし、一方又その吃水を加へて、之を定むるのである、此吃水は鋼製の場合に浅く、鉄筋コンクリートの場合に深い、即ち嘗て記した如く、鋼製浮函の吃水は全高の約半分、鉄筋コンクリート浮函の吃水は、全高の約 7 割前後に當る、但し正確の吃水は、函各部の寸法と重量とが定まらなければわからないが、大體の寸法ならば、以上の割合で略々見當がつく。

【註】 浮棧橋の全長を、之に繋留すべき船の長さ、又は荷役量などを考慮して、決定すべきは岸壁の場合と同様である。

又其の幅員も、利用の必要に應じ、或ひは他の實例等を参照して、之を決定すべきであるが、本邦普通の浮函では、長さが幅の約 2.5~3.0 倍のものが多い、但し浮力の方からすれば、大體 5 倍までは安全のやうである。

【註】 浮函甲板の高さは、小船用のものに於て、舷門より容易に荷役し得るため、舷門下端と同高、或ひはそれより稍々高い程度を可とする。因に本邦沿岸の小船の舷門の高さは、水面上約 1~1.2 m 内外のものが多い。

大船の旅客用の大浮棧橋に於ては、例へばリバプールの如く、特別の渡橋を設置するものもある。

【註】 甲板上の動荷重は、部材の強度計算に於て、毎平米につき普通 1.0~1.5 種ほど

に採る、尙ほ道路構造令細則の荷重を参照して、検算せられたい。次に浮函の安定計算に於ては、毎平米につき 0.5~0.7 種ほどに採るがよい。

【註】 水圧は、浮函の上端が、約 0.5 m ほど、水中に潜つた場合を、假想して計算する。例へば函の高さを h とすれば、上端の単位上圧は $0.5 \tau/m^2$ 又下端は $(0.5+h)\tau/m^2$ となる。

【註】 前記の如くして、甲板、側面、底面等に受ける荷重を決めたならば、之に對して各部材の應力計算を行つて、其の寸法を定むべきは言ふまでもない、今之を鉄筋コンクリート函と鋼鉄函とに分けて、其の計算の要點を以下順次説明する。

鉄筋コンクリート浮函 に於て、上床 は梁間の床版とみなして計算する、普通の上床の厚さは 10 cm 内外のものも多く、又梁の心距は 1.2~1.7 m ほどにするがよい。

次に上床の 受梁 は側壁及び隔壁に沿へる支柱に依つて、支へられてあるから、梁の徑間は、浮函内部の部屋の横長に關係する、従つて浮函を隔壁にて分割するに當つては、適當の間隔に之を定めて、上床受梁の過大とならざる様に注意する、大體に於て、浮函内部の一室の横長は 3.5~5 m とし、上床受梁の幅約 18 cm、高約 30 cm 位とする、勿論之は T 梁として計算される。

尙ほ内部各室の横と縦との割合は一定しないが、大體に於て、正方形か又は、縦が横の約 3 倍以内の長方形とする。

次に 支柱 は上床及び底板から來る荷重を受ける長柱として計算する、支柱の大略寸法は 20×13 cm ほどのものが多い。

側壁 の厚さは約 15 cm 内外となし、其の徑間は上床徑間と等しくなる、荷重は上部へ行くに従つて小さくなるが、之に對しては、壁厚をそのままとなし、只だ鐵筋の間隔を變へて荷重に順應せしむ。

底部 の設計は上床と略々同様であるが、底板は約 15 cm、又底板受梁は約 20×30 cm ほどのものが多い。

各部材に挿入する鐵筋の間隔は、上床、側壁、底板に於て、約 10~14 cm、又上下の床受梁、支柱には 17~22 cm ほどのものが多い。

外周に近い被厚は、成るべく厚く採るがよい、即 5 cm 程度にはしたいが、浮函の重量を徒に増大せしむる爲めに、内部の直接海水に接しない箇所には、35 mm から 25 mm の如き薄いものもある。

支水隔壁の大略の間隔は、既述の如くであるが、尙ほ之が設計に當つては、一部の室

に浸水しても、浮函全體の安定に危険なきやう、檢算するの要がある。又其の強度は、其の場合の水壓に耐えるべきものである、但し之は非常時であるから、各用材の許容強度は、特に大きく採つてもよい、普通の厚さは 13 cm 内外である。

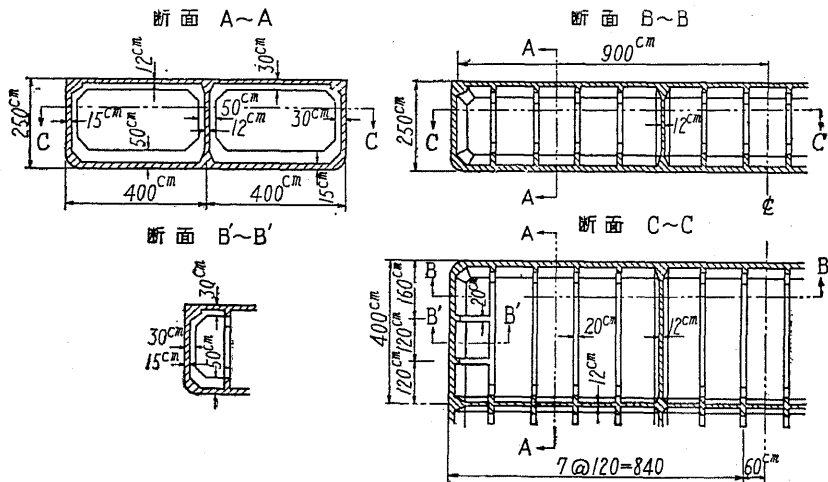
浮力の關係が許す限り、鐵筋コンクリートは、鐵筋が平衡鐵筋比となる様にすべきであるが、普通は浮力の爲めに、先づ寸法が大體決定し、其の後に此寸法に適合する様に鐵筋を挿入する場合が多い、従つて上床、側壁、底板等は、二層鐵筋とすることがあつて、之が鐵筋量は比較的に多くなる。

〔註〕次に鋼製浮函の計算に就て述べる、一般に此の浮函は、平板、山形鋼、溝鋼などを組合せて造るのであつて、大略船舶の計算と同様である、但し船に比して、縦の方向の強さに對する部材、例へば内龍骨、平板龍骨等の大きさは、多少小さくてもよい、然し船に比して、長さの割合に幅が大きいから、翼内龍骨の數を増し、或ひは肋材に、比較的強大なものを用ふべきは言ふまでもない。尙ほ肋材は、船と異なつて、之を曲上げないから、或ひは溝形鋼を用ひるの利點もある。

甲板の梁は、船の場合よりも、動荷重が大きいから、多少之を強くする必要がある。

〔例題 2〕此所に述べんとする浮棧橋の浮函の計算は、特に専門的であるから時間の少い讀者は、之を讀まれなくてもよい。

長さは 18 m、幅は 8 m、高さは 2.5 m、又隔壁は、縦 1、横 2 である 圖に示すが如き浮函に就て、之が計算を行へ。一般に浮函の計算は、嘗て記した函塊の計算より、



一層精細にやる必要がある、蓋し函塊の浮遊は一時的であるが、浮函の浮遊は常時的であるからだ。

遊 浮 の 安 定

〔I〕容積 重心 重量

與へられたる浮函の容積、及び重心の位置は、計算によつて、次の値を得た。但し其の計算は、方法が簡易だから之を省く。

$$\text{容積} = 83.8 \text{ m}^3 \quad \text{重心の底面よりの高さ} = 1.19 \text{ m}$$

而して浮函の如く、常時海中に在る構造物に於ては、鐵筋混凝土の比重として、2.6 に採るを適當とするが故に、浮函の重量は $G = 2.6 \times 83.8 = 218 \text{ t}$

〔II〕浮函上に荷重なき場合の吃水

海水の比重を 1.025 とすれば、浮函の排水容積は

$$V = \frac{218}{1.025} = 212 \text{ m}^3$$

然るに、浮函の水平斷面積は $18 \times 8 = 144 \text{ m}^2$ なるが爲め、求むる吃水は

$$D_0 = \frac{212}{144} = 1.47 \text{ m}$$

となる、従つて乾舷は $F_0 = 2.50 - 1.47 = 1.03 \text{ m}$

〔III〕浮函上に動荷重を満載せる場合の安定度

浮函安定の計算に於ては、甲板上に作用する動荷重を 0.5 t/m^2 とする。然る時に、静動荷重全體の重量は $P = 0.5 \times 144 + 218 = 290 \text{ t}$

従つて、この場合の吃水 D_1 及び乾舷 F_1 はそれぞれ

$$D_1 = \frac{290}{1.025 \times 144} = 1.965 \text{ m} \quad F_1 = 2.50 - 1.965 = 0.535 \text{ m}$$

次に動荷重の作用する高さを、浮函甲板の高さと假定すれば、動荷重及び浮函を、一體と考へたる時、重心の底面よりの高さ d は

$$d = \frac{1.19 \times 218 + 2.50 \times 72}{290} = 1.51 \text{ m}$$

而してメタセンターを M 、浮函及び動荷重の重心を G 、排水量の重心を F とすれば

$$MF = \frac{I}{V}$$

を得る。但し I は吃水面の長重軸に關する斷面二次率、 V は排水容積を表はす。

$$\text{然るときは} \quad I = \frac{18}{12} \times 8^3 = 768 \text{ m}^4 \quad V = \frac{290}{1.025} = 283 \text{ m}^3$$

なるが故に $\overline{MF} = \frac{768}{283} = 2.72 \text{ m}$

而して $\overline{FT} = \frac{1.96}{2} = 0.98 \text{ m}$ $\overline{GT} = 1.51 \text{ m}$

故に メタセンターの高さ $= \overline{GM} = \overline{MF} - \overline{GT} + \overline{FT} = 2.19 \text{ m}$

即ちメタセンターの位置が、重心より 2.19 m も高いから勿論安全である。

[N] 浮函上に動荷重を満載するとき浮函中に浸水せる場合の安定度

浸水して浮函各分室に、等しく 40 cm の水深を生じたと假定すれば、

浮函内の水の重量 $= 1.025 \times 0.4 \times 144 = 59.1 \text{ t}$

従つて 全荷重量 $= 290 + 59.1 = 349.1 \text{ t}$

故に 排水容量 $= \frac{349.1}{1.025} = 340 \text{ m}^3$

吃水 $= \frac{340}{144} = 2.36 \text{ m}$

動荷重、浮函重量、及び 函内浸水の重量を一體と考へたとき、重心の底板からの

高さは $\overline{TG} = \frac{2.50 \times 72 + 1.19 \times 218 + 0.20 \times 59.1}{349.1} = 1.29 \text{ m}$

而して、函内に浸水せる場合には

$\overline{MF} = \frac{I-i}{V}$

となる。但し I は吃水面の長重軸に関する断面二次率、 i は函内の水の自由面の同方向重軸に関する断面二次率、 V は排水容積とする。然るとき、 i は浮函各分室に関するものなるが故に

$i = \frac{6 \times 4^3}{12} = 32.0 \text{ m}^4$

従つて $\overline{MF} = \frac{768 - 6 \times 32}{340} = 1.695 \text{ m}$

故に メタセンターの高さ $= \overline{MG} = \overline{MF} - \overline{GT} + \overline{FT} = 1.585 \text{ m}$

即ち重心より 1.585 m も高いから安全である。

[V] 浮函上偏荷重の場合の安定度

浮函と陸岸とを連絡する渡橋が、潮位の變化によつて、浮函の中心より偏する場合、特に渡橋が浮函の大きさに對して、大なるときは、本項の偏荷重の場合と同方法に依つて、その安定度を、檢する必要がある。

但し此所の偏荷重としては、浮函の長對稱軸の何れか一方に、動荷重を満載せる場合

をとる。

先づ偏荷重によりて、圖の如き位置まで傾斜し、然る後に平衡を保つたと假定し、傾斜角 α を求める。今浮函の高さを h 幅を b 長さを l とし、偏荷重 A と浮函重量 G とが浮函の中心に作用せりと考へたときの吃水を t 、排水量の重心を F 、浮函の重心を O 、メタセンターを M とする。然るとき、浮力 P は $A+G$ に等しく、

且つ $P_n = Aa_1$

でなければならない。而して

$n = \overline{QS} = \overline{QR} + \overline{RT} - \overline{ST}$

$= \frac{m}{\cos \alpha} - \left[\frac{m}{2} \tan \alpha + d - \frac{t}{2} \right] \sin \alpha$

$a_1 = (\overline{WV} + \overline{VU}) \cos \alpha = a \cos \alpha + (h-d) \sin \alpha$

但し $m = \overline{OP} = \frac{b^2}{12t} \tan \alpha$ 浮函上偏荷重の場合

である。従つて n 及び a_1 の値を、平衡式に代入して整理すれば

$(A+G) \left[\frac{b^2}{12t} \cdot \frac{\tan \alpha}{1 - \sin^2 \alpha} - \left(\frac{b^2}{24t} \tan^2 \alpha + d - \frac{t}{2} \right) \tan \alpha \right] - A[a + (h-d) \tan \alpha] = 0$

而して α が小なる場合、例へば $\alpha < 10^\circ$ なるときは、 $\tan \alpha$ と $\sin \alpha$ との差は 2% 以下となるが故に、 $\sin \alpha = \tan \alpha$

とするも、大なる誤がない。故に

$(A+G) \left[\frac{b^2}{12t} \cdot \frac{\tan \alpha}{1 - \tan^2 \alpha} - \left(\frac{b^2}{24t} \tan^2 \alpha + d - \frac{t}{2} \right) \tan \alpha \right] - A[a + (h-d) \tan \alpha] = 0$

この式に、與へられたる値として

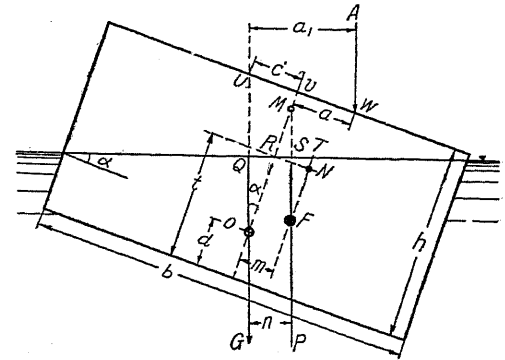
$A = 0.5 \times 18 \times 4 = 36 \text{ t}$ $G = 218 \text{ t}$

$a = 2.00 \text{ m}$ $b = 8.00 \text{ m}$ $h = 2.50 \text{ m}$

$t = \frac{218 + 36}{1.025 \times 144} = 1.72 \text{ m}$ $d = 1.19 \text{ m}$

を代入して、 $\tan \alpha$ について整理すれば、次の式を得る。

$393.7 \tan^3 \alpha - 262.72 \tan^2 \alpha + 72.0 \tan \alpha + 656.42 - 72.0 = 0$



然るに $\tan \alpha$ は小なるが故に、 $\tan^3 \alpha \tan^5 \alpha$ を無視して、

$$72.0 \tan^2 \alpha + 656.42 \tan \alpha - 72.0 = 0$$

なる $\tan \alpha$ に関する二次式を解き $\tan \alpha = 0.108$

従つて $\alpha = 6^\circ - 10'$

故に $m = \frac{l^2}{12t} \tan \alpha = 0.335 \text{ m}$

$$n = \frac{m}{\cos \alpha} \left(\frac{m}{2} \tan \alpha + d - \frac{t}{2} \right) \sin \alpha = 0.297 \text{ m}$$

依つて メタセンターの高さ $= \overline{MO} = \frac{n}{\sin \alpha} = 2.75 \text{ m}$

即ちメタセンターの位置が、重心より 2.75 m も高いから安全である。

各 部 材 の 強 度 計 算

[I] 浮函鉄筋配置に関する細目

鉄筋の配置に當り、注意すべき細目を定める。

浮函は常時海水中に在る構造物なるために、鉄筋の被覆は少なくとも 7.5 cm を要する規定であるが、浮函の重量は成る可く小さい方が良いから、使用する混凝土を特に富配合のものとし、施工に際しては充分の注意を拂ひ、完全に近い水密を得るものと假定して、鉄筋被覆を 25 mm と定むる。然るときは使用粗骨材の最大寸法は

$$25 \times \frac{3}{4} = 18.75 \text{ mm}$$

即ち 19 mm 以下の砂利を用ふるものとする。

又鉄筋間の最小間隔は「使用鉄筋径の 1.5 倍にして、30 mm を下らざること」に依り、径 18 mm のものを使へば、最小間隔は 30 mm となる。

[II] 浮函強度計算の方針

浮函の強度計算では、先づ甲板が水面以下 50 cm に沈んだ場合の水圧、及び甲板上の動荷重に耐へ得る強度に、各部材を設計して、鉄筋其他必要な断面を定める、次に起り得る最悪の浮游平衡状態に對して、浮函全體としての強度を照査する。

[III] 浮函外版の強度

浮函外版に作用する荷重は、側版に作用する水圧として、

$$1.025(0.5+x) \tau / m^2 \quad \text{但し } 0 \leq x \leq \text{函の高さ}$$

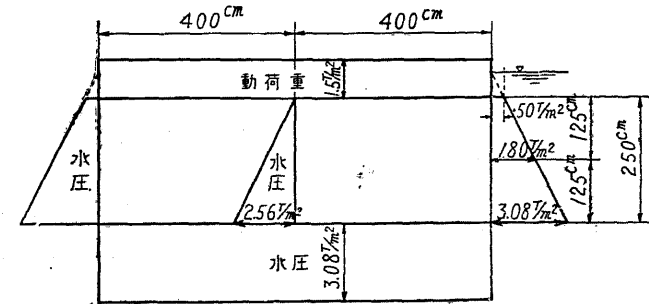
底板に作用する水圧として

$$1.025(0.5+h) \tau / m^2 \quad \text{但し } h \text{ は浮函の高さ}$$

甲板に作用する荷重は平米當り 1.5 τ の動荷重、又内部隔壁にかかる荷重としては、一分室に浸水充滿せる水圧 即ち

$$1.025 x \tau / m^2 \quad 0 \leq x \leq h$$

となる。従つて外版に作用する荷重圖は、次の如くである。



外版に作用する荷重圖

浮函外版は何れも徑間 1.20 m の連續版とし、端部支承も準固定と考へられるから、彎曲率及び剪力の大きさを、次の如く假定する。

$$M_{max} = \text{最大徑間正彎曲率} = +\frac{1}{14} w l^2 \quad M_{min} = \text{最大支承負彎曲率} = -\frac{1}{10} w l^2$$

$$S = \text{最大剪力} = \frac{1}{2} w l$$

但し w は荷重強度、 l は支間とする。而して靜荷重は、甲板床版のみに就いて考へる、 g をその荷重強度とすれば $g = 0.12 \times 2.4 = 0.288 \tau / m^2$
依つて彎曲率及び剪力として、次の値を得る。

	w	M_{max}	M_{min}	S
甲板部床版	1,788 kg/m ²	184 kg m	-257 kg m	1,070 kg
側版の上半部	1,800	185	-259	1,080
側版の下半部	3,080	316	-443	1,850
底板	3,080	316	-443	1,850
隔壁	2,560	263	-363	1,540

次に外版に使用する鉄筋の径を 9 mm とすれば、鉄筋の被覆厚は 25 mm なるが故に、
 混凝土表面より鉄筋の中心に到る距離は

$$a = 25 + \frac{9}{2} = 29.5 \approx 30 \text{ mm}$$

となる。従つて床版の厚さを t とすれば、版の有効高 d は

$$d = t - a = t - 3 \text{ cm}$$

而して、床版の鉄筋量を定めるために、

$$h = \frac{\sigma_s + n\sigma_c}{n\sigma_c} \sqrt{\frac{6n}{3\sigma_s + 2n\sigma_c}} \sqrt{\frac{M}{b}} = C_1 \sqrt{\frac{M}{b}}$$

$$A_s = \frac{\sigma_c}{2\sigma_s} \sqrt{\frac{6n}{3\sigma_s + 2n\sigma_c}} \sqrt{M\bar{b}} = C_2 \sqrt{M\bar{b}}$$

なる式を用ふ、但し σ_s σ_c はそれぞれ鋼及び混凝土の許容應力、 n は鋼及び混凝土の
 弾性比、 M は彎曲率、 b は版の幅とし、混凝土の材齢 28 日の強度 σ_{28} を 150 kg と假
 定すれば $\sigma_c = \frac{\sigma_{28}}{3} = 50 \text{ kg/cm}^2$ となり

$$\sigma_s = 800 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_s' = \sigma_s \times 2.00 = 1,600 \text{ kg/cm}^2 \quad n = 15$$

とする。隔壁は浸水時に於て初めて水圧を受けるものなる故に、鋼の許容應力を 100
 % 上げて、 σ_s' を用ふ。

然るときは、求むる鉄筋量として、次頁の値を得る。

次頁の上表の使用鉄筋量中には、計算にて求めた所要鉄筋量より、遙かに大なるもの
 もあるが、之は床版鉄筋に就いて「主鉄筋の中心間隔は 20 cm 以下とす、但し版の有効
 高の 2 倍を超ゆべからず」なる規定により、最大間隔 20 cm と定めた爲めである。

横鉄筋は規定の「其の總断面積は、横鉄筋に直角なる混凝土断面積の 0.2% 以上とす
 べし。」に依り

$$\text{甲板部及び隔壁横筋最小断面} = 0.002 \times 100 \times 12 = 2.4 \text{ cm}^2/m$$

$$\text{底板及び側版横筋最小断面} = 0.002 \times 100 \times 15 = 3.0 \text{ cm}^2/m$$

$$\text{従つて 幅 1 m 當り甲板部及び隔壁横鉄筋} = \phi 9 \text{ mm} @ 25 \text{ cm} = 2.54 \text{ cm}^2$$

$$\text{幅 1 m 當り底板及び側版横鉄筋} = \phi 9 \text{ mm} @ 20 \text{ cm} = 3.18 \text{ cm}^2$$

而して鉄筋配役に當りては、用心鉄筋として負彎曲側にも、通し鉄筋を使用する。

以上の如く定めた断面に就いて、單鉄筋矩形桁としての應力照査を行ふ。彎曲率に
 對しては、次の公式に依り、次表の値を得る。

外版所要鉄筋量

	t	d	σ_s	M	C_1	C_2	j	所要鉄筋量	使用鉄筋量
甲板部正鉄筋	12 cm	9 cm	800 kg/cm ²	18,400 kg/cm	0.663	0.00207	0.908	2.81 cm ²	$\phi 9 \text{ mm} @ 20 \text{ cm} = 3.14 \text{ cm}^2$
甲板部負鉄筋	12	9	800	25,700	0.560	0.00245	0.896	3.93	$\phi 9 @ 15 = 4.26$
側版上半正鉄筋	15	12	800	18,500	0.883	0.00146	0.919	1.99	$\phi 9 @ 20 = 3.14$
側版上半負鉄筋	15	12	800	25,900	0.746	0.00187	0.919	3.01	$\phi 9 @ 20 = 3.14$
側版下半正鉄筋	15	12	800	31,600	0.675	0.00207	0.899	3.68	$\phi 9 @ 16 = 3.98$
側版下半負鉄筋	15	12	800	44,300	0.571	0.00240	0.910	5.05	$\phi 9 @ 12 = 5.30$
底板正鉄筋	15	12	800	31,600	0.675	0.00207	0.899	3.68	$\phi 9 @ 16 = 3.98$
底板負鉄筋	15	12	800	44,300	0.571	0.00240	0.910	5.05	$\phi 9 @ 12 = 5.30$
隔壁上半部	12	6	1,600	18,400	0.443	0.00168	0.899	2.28	$\phi 9 @ 20 = 3.14$
隔壁下半部	12	6	1,600	36,800	0.312	0.00216	0.871	4.72	$\phi 9 @ 13 = 4.89$

外版に生ずる彎曲率に依る應力

	d	A_s	p	M	k	j	σ_c
甲板床版徑同中央部	9 cm	3.14 cm ²	0.00348	18,400 kg/cm	0.275	0.908	18.9 kg/cm ²
甲板床版支承部	9	4.26	0.00473	25,700	0.311	0.896	22.8
側版上半徑同中央部	12	3.14	0.00262	18,500	0.243	0.919	12.8
側版上半支承部	12	3.14	0.00262	25,900	0.243	0.919	17.9
側版下半徑同中央部	12	3.98	0.00332	31,600	0.269	0.910	17.9
側版下半支承部	12	5.30	0.00441	44,300	0.303	0.899	22.6
底板徑同中央部	12	3.98	0.00332	31,600	0.269	0.910	17.9
底板支承部	9	5.30	0.00441	44,300	0.303	0.899	22.6
隔壁上半部	6	3.14	0.00523	18,400	0.325	0.892	35.3
隔壁下半部	6	4.89	0.00814	36,800	0.386	0.871	60.9

$$p = \frac{4s}{bd} \quad k = \sqrt{2np + (np)^2} - np \quad j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$\sigma_o = \frac{2M}{k^2bd^2} \quad \sigma_s = \frac{nc_c(1-k)}{k} \quad \text{但し } n = 15 \text{ とする。}$$

剪力に対しては、 $\tau = \frac{S}{b_0jd}$

によつて、最大剪應力を生ずる箇所二つに就いて、照査する。

床版の支承部附近に於ては

最大剪力 $S = 1,850 \text{ kg}$ $jd = 0.910 \times 12 = 10.9 \text{ cm}$

$$\therefore \tau = \frac{1,850}{10.9 \times 100} = 1.69 \text{ kg/cm}^2$$

隔壁下半部の支承部附近に於ては

最大剪力 $S = 1,540 \text{ kg}$ $jd = 0.871 \times 6 = 5.22 \text{ cm}$

$$\therefore \tau = \frac{1,540}{5.22 \times 100} = 2.95 \text{ kg/cm}^2$$

何れも許容剪應力 4.5 kg/cm^2 より小なるゆゑに、特別の腹鐵筋を要しない。

〔IV〕 浮函框構各部材の強度

甲板、底板、側壁の受梁及び中央支柱は、全體として一つの函型框構を形成するが、各部材の強度を定める場合は、簡単にする爲めに、次の如く假定する。

即ち、次頁彎曲率圖に示す如く、甲板及び底板の受梁は、各々動荷重又は水壓を受ける二徑間連續桁と考へ、その彎曲率は、支承の固定度を考慮に入れて、次の如くする。

$$M_E = \text{負の最大端部支承彎曲率} = -\frac{1}{18} qh^2$$

$$M_M = \text{負の最大中央支承彎曲率} = -\frac{1}{9} qh^2$$

$$M_{max} = \text{正の最大徑間彎曲率} = \frac{1}{14} qh^2$$

側壁の受梁に就ては、兩端準固定桁と考へ、

$$M_U = \text{負の上部支承最大彎曲率} = \text{甲板受梁端部支承彎曲率}$$

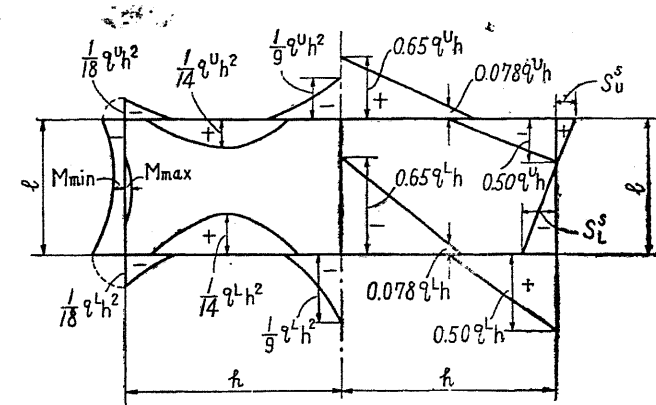
$$M_L = \text{負の下部支承最大彎曲率} = \text{底板受梁端部支承彎曲率}$$

$$M_{max} = \text{正の最大徑間彎曲率} = \text{兩端固定桁と考へたる時の最大正彎曲率}$$

$$M_{min} = \text{負の最大徑間彎曲率} = -\frac{M_U + M_L}{2} + M_0$$

但し M_0 は單桁と考へたる場合の最大彎曲率

彎曲率圖 剪力圖



而して側版受梁及び中央支柱は、それぞれ甲板、底板受梁の支承として、その最大反力に耐へ得る様に設計する。

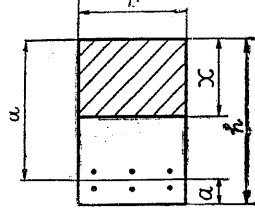
外版に作用する動荷重又は水壓は、外版を單桁の如く考へて、框構各部材に傳達さるものとする。但しこの内、静荷重は甲板受梁のみに就て考へ、他の部材にては無視した。又部材の桁としての支間は、各断面の重心の間隔を取る。然るときは、次の如き彎曲率を得る。

	q (kg/m)	h, l (m)	M_M (kgm)	M_E (kgm)	M_0 (kgm)	M_max (kgm)	M_min (kgm)
甲板受梁	2,270	3.90	-3,800	-1,900	—	2,440	—
側壁受梁	{ 610 3,700	2.27	—	{ -1,900 -3,120	1,380	460	-1,130
底板受梁	3,700	3.90	-6,250	-3,120	—	4,020	—

次に此の彎曲率によりて鐵筋量を定める。此の場合桁の断面は T 形であるが、中立線の位置によつて單鐵筋矩形桁として計算する。即ち

$$\mu = \frac{n\tau_c}{\sigma_s + n\sigma_c} d = lcd \quad d = C_1 \sqrt{\frac{M}{b}} \quad A_s = C_2 \sqrt{Mb}$$

又桁の有効高は、負彎曲部に於て、ハウチのため桁高を増すが、その内の 1:3 よりも緩い傾斜の部分を有効と考へる。 混泥土表面より鐵筋の重心に到る距離は 抗張筋を二段に並べるものとして、正彎曲部 6 cm, 負彎曲部 7 cm とする。



而して許容應力は、外版と同様に、

$$\sigma_c = 50 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_s = 800 \text{ kg/cm}^2 \quad n = 15$$

とする。 従つて この彎曲率に對して、鐵筋量を決定すれば、次頁の表の如くなる。

剪力に關しては、次の如く假定する。

即ち、甲板及び底板の受梁に於ては

$$S_M = \text{中央支承附近の最大剪力} = -0.65 qh$$

$$S_E = \text{端部支承附近の最大剪力} = +0.50 qh$$

$$S_m = \text{徑間中央に於ける剪力} = -0.2 S_M = -0.13 qh$$

側版受梁に於ては、本部材を固定桁と考へたときの剪力に等しい。 然るときは、各部材の剪力として、前頁の剪力圖の如きものが得らるゝ。

次に剪應力は

$$\tau = \text{桁高の等しき部分の剪應力} = \frac{S}{b_0 z}$$

$$\tau_h = \text{ハウチの部分の剪應力} = \frac{S}{b_0 z} - \frac{M}{b_0 z^2} - \frac{7}{8} \tan \alpha$$

なる式によりて計算する。但し上式中、 S は剪力、 b_0 はウェツプの幅、 z は抗彎力率の臂、 M は剪應力を計算せんとする斷面に於ける彎曲率、 α はハウチの有効部分の傾斜角とする。 而して M は静荷重による彎曲率と動荷重による彎曲率の $\frac{1}{2}$ との和なるゆゑに、本計算に於ては静荷重の影響を考へずに、最大彎曲率の二分の一を探る。

又ハウチは 1:3 の部分を有効と考へるから $\alpha = \tan^{-1} \frac{1}{3}$ となる。

次に簡單にするために、剪應力線は直線より成るものとすれば、二つの假定斷面間の

$$\text{剪應力圖面積は} \quad A_c = \frac{\tau_1 + \tau_2}{2} u$$

各部材所要鐵筋量

	幅 = b	有効高 = d	z	s	C ₁	M	C ₂	σ _c	σ _s	A _s	使用鐵筋
甲板受梁											
徑間中央	120	24.0	21.45	7.65	0.533	+2,440	0.00264	25	14.24	14.24	mm 6φ18 = 15.26
中央支承	20	41.3	34.37	20.75	0.300	-3,800	0.00505	54	13.90	13.90	mm 6φ18 = 15.26
端部支承	20	40.0	34.72	15.84	0.411	-1,900	0.00353	35	6.88	6.88	mm 3φ18 = 7.63
側壁受梁											
徑間正彎曲	120	24.0	22.74	3.79	1.226	+460	0.00114	10	2.68	2.68	mm 2φ18 = 5.09
徑間負彎曲	20	23.0	—	10.31	0.306	-1,130	0.00490	52	7.36	7.36	mm 3φ18 = 7.63
上部支承	20	40.0	34.72	15.85	0.411	-1,900	0.00353	35	6.88	6.88	mm 3φ18 = 7.63
下部支承	20	45.0	38.40	19.81	0.360	-3,120	0.00412	42	10.30	10.30	mm 5φ18 = 12.72
底板受梁											
徑間中央	120	44.0	40.45	10.65	0.760	+4,020	0.00187	17	13.00	13.00	mm 6φ18 = 15.26
中央支承	20	61.3	52.07	27.70	0.317	-6,250	0.00428	44	15.11	15.11	mm 6φ18 = 15.26
端部支承	20	60.0	53.12	20.65	0.480	-3,120	0.00292	28	7.30	7.30	mm 3φ18 = 7.63

但し τ_1 及び τ_2 は、それぞれ假定断面に於ける剪應力、 v はそれら断面間の距離とする。従つて次の如き値を得る。

		S	z	M (最大 M の $\frac{1}{2}$)	τ	v	A_c
甲板 受梁	断面 I	4,420 kg	34.72 cm	95,000 kg cm	5.23 kg/cm ²	51 cm	329 kg/cm
	断面 II	3,300	21.45	—	7.68		
	径間中央	{ 0 1,060	21.45	—	{ 0 2.45		
	断面 2	4,460	21.45	—	10.40		
	断面 1	5,750	34.37	190,000	6.03		
側版 受梁	断面 I	3,140 kg	38.40 cm	156,000 kg cm	2.55 kg/cm ²	側版受梁にては τ が 4.5 kg/cm ² を超過せざる故に特別の腹鐵筋を必要とせず	
	断面 II	1,720	22.74	—	3.79		
	径間中央	0	22.74	—	0		
	断面 2	640	22.74	—	1.41		
	断面 1	1,740	34.72	95,000	1.38		
底板 受梁	断面 I	7,210 kg	53.12 cm	156,000 kg cm	5.98 kg/cm ²	51.0 cm	321 kg/cm
	断面 II	5,370	40.45	—	6.63		
	径間中央	{ 0 1,130	40.45	—	{ 0 1.39		
	断面 2	7,270	40.45	—	8.99		
	断面 1	9,380	52.07	312,000	7.34		

断面 I は端部支承、断面 II は端部ハウチ起點。断面 2 は中央ハウチ起點、断面 1 は中央支承に於ける断面とす。

上に求めたる剪應力圖によりて、腹鐵筋を計算する。

$$A_{c0} = \text{曲鐵筋によつて受ける剪應力圖面積} = \frac{\sigma_s A_b}{b_0 0.707}$$

$$A_{cv} = \text{肋筋にて受ける剪應力圖面積} = A_c - A_{c0}$$

$$A_v = v \text{ の間にある肋筋の斷面積} = \frac{A_{cv} v_0}{\sigma_s}$$

但し A_b は曲鐵筋の斷面積、 b_0 はウェブ幅、 σ_s は腹鐵筋の抗張許容應力にして 800 kg/cm² とする。然るとき求むる腹鐵筋の量は、次表の如くなる。

		A_c	A_b	A_{c0}	A_{cv}	A_v
甲板 受梁	I-II	329 kg/cm	$1\phi 18 = 2.54$ mm ² cm ²	143	186	4.65 cm ² $4U\phi 9 = 5.08$ mm ² cm ²
	II-0	572	$2\phi 18 = 5.09$	288	284	7.10 $6U\phi 9 = 7.64$
	0-2	932	$3\phi 18 = 7.63$	432	500	12.50 $10U\phi 9 = 12.70$
	2-1	452	$1\phi 18 = 2.54$	143	310	7.75 $6U\phi 9 = 7.64$
底板 受梁	I-II	321 kg/cm	$1\phi 18 = 2.54$ mm ² cm ²	143	178	4.45 cm ² $4U\phi 9 = 5.08$ mm ² cm ²
	II-0	494	$2\phi 18 = 5.09$	288	206	5.15 $5U\phi 9 = 6.36$
	0-2	753	$2\phi 18 = 5.09$	288	465	11.60 $10U\phi 9 = 12.70$
	2-1	449	$1\phi 18 = 2.54$	143	306	7.65 $6U\phi 9 = 7.64$

最後に、中央支柱の強度を計算する。

最大荷重は、甲板又は底板受梁の中央支承最大反力に等しいから

$$P = 2 \times 9.38 = 18.76 \tau$$

中央支柱断面として、隔壁の部分を無視すれば $A_c = 50 \times 20 = 1,000 \text{ cm}^2$

隔壁の方向に於て、柱は充分剛強なるが故に、最小環動半径は

$$I_{min} = \frac{20 \times 50^3}{12} = 208,000 \text{ cm}^4 \quad \therefore i_{min} = \sqrt{\frac{208,000}{1,000}} = 14.4 \text{ cm}$$

柱としての自由長は、甲板及び底板受梁の重心軸の間隔とすれば

$$\lambda = \text{繊弱率} = \frac{227}{14.4} = 15.8 < 45$$

従つて、短柱と考へられ、其の許容軸壓應力は

$$\sigma_c' = \frac{\sigma_{cs}}{4} = \frac{150}{4} = 37.5 \text{ kg/cm}^2$$

而して縦筋として、帯鐵筋柱の最小断面を用ふれば

$$A_s = 0.008 \times 1,000 = 8 \text{ cm}^2 \quad \text{又は} \quad 4\phi 18 \text{ mm} = 10.18 \text{ cm}^2$$

故に、柱の有効等値断面 A_1 は $A_1 = A_c + 15A_s = 1152.4 \text{ cm}^2$

従つて、柱に生ずる應力は

$$\sigma_c = \frac{18,760}{1,152.4} = 16.3 < 37.5 \text{ kg/cm}^2$$

次に帯鐵筋としては 6mm 丸鋼を用ひ、その間隔は最大許容間隔を用ひ、柱の最小幅 20cm と定める。

【V】 浮函框構の強度照査

最後に最悪の平衡状態に於ける、浮函框構に生ずる應力を求める。

今最悪の平衡状態として、浮函の甲板に或る動荷重が作用して、吃水が丁度函の深さに等しくなつて、平衡を保つたものと考へる。 然るときは、

$$\text{排水容量} = 18.0 \times 8.0 \times 2.5 = 360 \text{ m}^3 \quad \therefore \text{排水重量} = 1.025 \times 360 = 369 \text{ t}$$

而して 浮函の重量 = 218t なる故に 甲板上的全動荷重 = 369 - 218 = 151t

$$\text{従つて 動荷重の強度} = \frac{151}{144} = 1.05 \text{ t/m}^2$$

其の他の動荷重としては、底板に等布水壓、側版に等變水壓が作用する。 従つて框構に作用する動荷重の強度は、

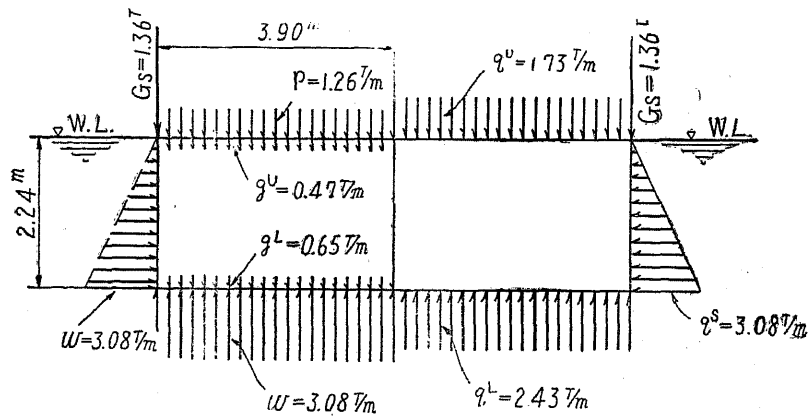
$$w = \text{底板よりの水壓} = 1.025 \times 2.5 \times 1.2 = 3.08 \text{ t/m}$$

$$w_s = \text{側版よりの水壓} = 1.025 \times x \times 1.2 \text{ t/m}$$

$$p = \text{甲板よりの動荷重} = 1.05 \times 1.2 = 1.26 \text{ t/m}$$

但し x は水面よりの深さを示す。

而して静荷重としては、甲板受梁、底板受梁、側版受梁、及び中央支柱と隔壁の自重が作用し、その内前二者は等布荷重にして、それぞれ框構の上桁、下桁に働き、後二者は集中荷重として、作用するものと考へる。 然るときは、



框構に作用する荷重圖

$$v = \text{甲板及び甲板受梁の自重} = 0.47 \text{ t/m}$$

$$q^L = \text{底板及びその受梁の自重} = 0.65 \text{ t/m}$$

$$G_S = \text{側版及びその受梁の自重} = 1.36 \text{ t}$$

$$G_M = \text{中央支柱及び隔壁の自重} = 1.43 \text{ t}$$

此等の動荷重及び静荷重を組合せれば、

$$q^v = \text{上桁に作用する荷重} = 1.73 \text{ t/m}$$

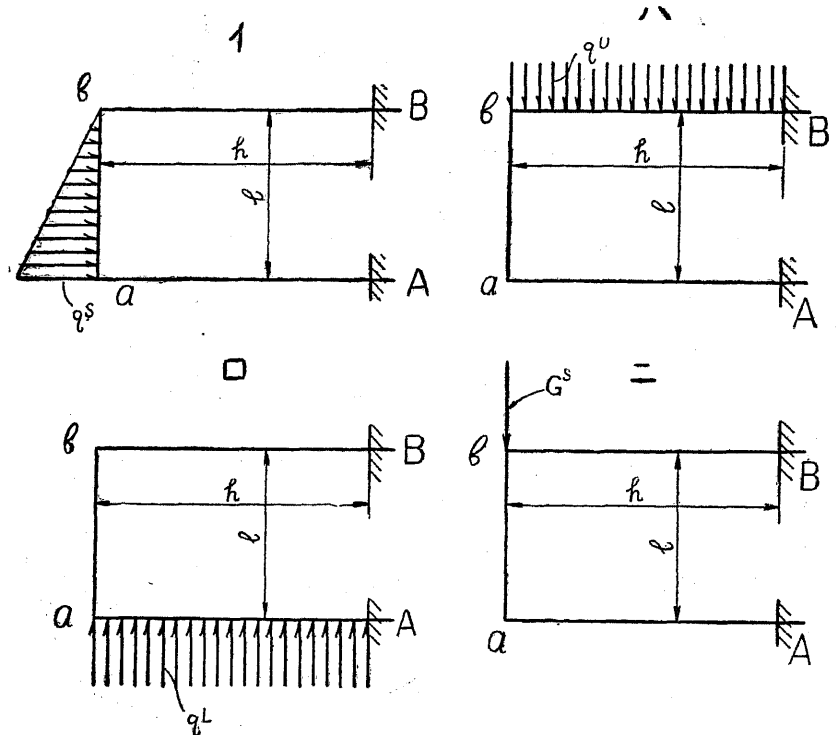
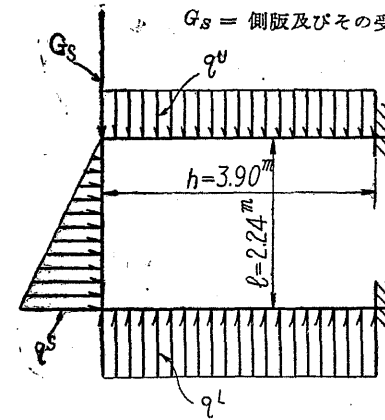
$$q^L = \text{下桁に作用する荷重} = 2.43 \text{ t/m}$$

$$q^s = \text{側桁に作用する荷重} = 1.23x \text{ t/m}$$

$$G_S = \text{側桁に作用する集中荷重} = 1.36 \text{ t}$$

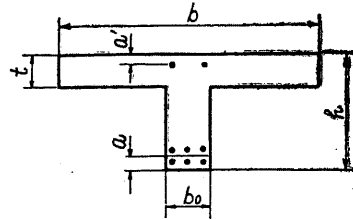
となり、前頁の荷重圖の如きものを得る。

框構の彎曲率を求める時、計算を簡単にする爲次の如く考ふ。 即ち框構は垂直中心軸に關して



對稱にして、且つ荷重も同軸に關して對稱なる故に、彎曲率も剪力も共に同軸に關して對稱である。而して是等の荷重が框構に作用して、各部材に變形を生じて平衡の状態になる場合を考へれば（但し各部材に作用する直應力及び剪應力による變形は無視する）、中央支柱には彎曲率を生じない、従つて中央格點に於ては、上桁下桁の廻轉角は零となる。故に二連函型框構の代りに、兩脚固定の逆 U 型框構と考ふことが出来る。依つて斯る框構にイ、ロ、ハ及びニの分荷重が作用した時の彎曲率を求め、後に是等四個の場合を組合すれば、求むる原の状態に對する彎曲率が得られる。

以下上の考へに依つて、彎曲率を計算する。



先づ各部材の徑間中央の斷面に就いて、混凝土の全斷面を有效と考へ、斷面積、重心及び重心軸に關する斷面二次率を計算すれば、次頁の表の如き値を得る。但しこ

の場合に鐵筋の斷面も考慮に入れ、且つ不靜定力の計算なるゆゑに $n = 10$ とする。

框構の軸は各部材の重心を通るものとすれば、 $l = 224.0 \text{ cm}$ $h = 390.2 \text{ cm}$

又部材の剛度を表はす爲めに $\xi = \frac{I}{l}$ を用ふれば、

$$\xi_U = \text{下桁の } \xi = \frac{I_U}{h} = 1,420 \text{ cm}^3 \quad \xi_S = \text{側桁の } \xi = \frac{I_S}{l} = 509 \text{ cm}^3$$

$$\xi_U = \text{上桁の } \xi = \frac{I_U}{h} = 324 \text{ cm}^3$$

又比較値として

$$n = \frac{\xi_S}{\xi_U} = 0.36 \quad m = \frac{\xi_S}{\xi_U} = 1.57$$

四個の荷重状態に對する彎曲率は公式（鷹部屋博士著の架構新論參照）に依りて求むる、但し彎曲率は時計の廻轉方向を正とする。

1) 側桁に水壓を受ける場合 (イ)

$$qs = 3,080 \text{ kg/m}^2 \quad T = 2(m+n+m^2+n^2+3m^2n+3mn^2+11mn)$$

$$M_{oA} = \frac{1}{T} \left\{ \frac{qs^2}{20} (2m+2n+2m^2+11mn) + \frac{qs^2}{30} (m^2+10mn) \right\}$$

$$= \frac{1.0209}{28.0284} qs^2 = 563 \text{ kg m}$$

$$M_{Aa} = \frac{1}{T} \left\{ \frac{qs^2}{20} (n-2m-2m^2+7mn) + \frac{qs^2}{30} (3m-m^2+8mn) \right\}$$

$$= \frac{0.0379}{28.0284} qs^2 = 21 \text{ kg m}$$

$$M_{oB} = -\frac{1}{T} \left\{ \frac{qs^2}{20} (n^2+10mn) + \frac{qs^2}{30} (2m+2n+2n^2+11mn) \right\}$$

$$= -\frac{0.6336}{28.0284} qs^2 = -349 \text{ kg m}$$

$$M_{Bo} = -\frac{1}{T} \left\{ \frac{qs^2}{20} (3n-n^2+8mn) + \frac{qs^2}{30} (m-2n-2n^2+7mn) \right\}$$

$$= -\frac{0.4252}{28.0284} qs^2 = -234 \text{ kg m}$$

2) 底部より等布水壓を受ける場合 (ロ)

$$q_x = 2,430 \text{ kg/m} \quad M_A = \frac{q_x h^2}{2}$$

$$C_A = \frac{q_x h^2}{12}$$

$$M_{ob} = \frac{n}{T} \{ 3m(2+m)(M_A - C_A) - C_A(5m+2n+3m^2+6mn) \}$$

$$= \frac{23.2983}{28.0284} \frac{q_x h^2}{12} = 2,560 \text{ kg m}$$

$$M_{oB} = -\frac{n}{T} \{ 3m(2+n)(M_A - C_A) - C_A(n+4m-3mn) \}$$

$$= -\frac{18.2281}{28.0284} \frac{q_x h^2}{12} = -2,003 \text{ kg m}$$

$$M_{Aa} = -\frac{1}{T} \{ m(3mn+2m+5n+2)(M_A - C_A) + nC_A(3m^2+12m+1) \} - C_A$$

框構各部材斷面の性質

	I_i	y	A_i	A_i'	A_i	a'	a	h	t	b_0	b	
	126,080 cm^4	10.04 cm	2,003.5 cm^2	$\frac{\text{mm}}{\text{cm}^2} = 5.09$	$\frac{\text{mm}}{\text{cm}^2} = 15.26$	4.3 cm	5.8 cm	30 cm	12 cm	20 cm	120 cm	桁
	113,950	9.85	2,227.2	$\frac{\text{mm}}{\text{cm}^2} = 5.09$	$\frac{\text{mm}}{\text{cm}^2} = 7.63$	4.3	3.4	30	15	20	120	側
	553,160	15.98	2,703.5	$\frac{\text{mm}}{\text{cm}^2} = 5.09$	$\frac{\text{mm}}{\text{cm}^2} = 15.26$	4.3	5.8	50	15	20	120	下

$$= -\frac{105.6224}{28.0284} \frac{qL^2}{12} = -11,607 \text{ kg m}$$

$$M_{Bo} = -\frac{n}{T} \{(3mn+2n+5m+2)(M_A-C_A) + C_A(3mn+3n-3m-1)\}$$

$$= -\frac{20.9929}{28.0284} \frac{qL^2}{12} = -2,307 \text{ kg m}$$

3) 甲板より等布動荷重を受ける場合 (ハ)

$$q\sigma = 1,730 \text{ kg/m} \quad M_A = \frac{q\sigma h^2}{2} \quad C_A = \frac{q\sigma h^2}{12}$$

$$M_{Bo} = \frac{m}{T} \{3n(2+n)(M_A-C_A) - C_A(5n+2m+3n^2+6mn)\}$$

$$= \frac{6.3177}{28.0284} \frac{q\sigma h^2}{12} = 494 \text{ kg m}$$

$$M_{Ao} = -\frac{m}{T} \{3n(2+m)(M_A-C_A) - C_A(m+4n-3mn)\}$$

$$= -\frac{28.2029}{28.0284} \frac{q\sigma h^2}{12} = -2,206 \text{ kg m}$$

$$M_{Bo} = -\frac{1}{T} \{n(3mn+2n+5m+2)(M_A-C_A) + mC_A(3n^2+12n+1)\} - C_A$$

$$= -\frac{59.0693}{28.0284} \frac{q\sigma h^2}{12} = -4,621 \text{ kg m}$$

$$M_{Ao} = -\frac{m}{T} \{(3mn+2m+5n+2)(M_A-C_A) + C_A(3mn+3m-3n-1)\}$$

$$= -\frac{74.5807}{28.0284} \frac{q\sigma h^2}{12} = -5,835 \text{ kg m}$$

4) 側壁に集中荷重を受ける場合 (ニ)

$$G_s = 1,360 \text{ kg}$$

$$M_{Bo} = -\frac{3mn(2+m)}{T} G_s h = -\frac{6.0533}{28.0284} G_s h = -1,146 \text{ kg m}$$

$$M_{Bo} = \frac{3mn(2+n)}{T} G_s h = \frac{4.0016}{28.0284} G_s h = 757 \text{ kg m}$$

$$M_{Ao} = \frac{m(3mn+2m+5n+2)}{T} G_s h = \frac{13.5579}{28.0284} G_s h = 2,566 \text{ kg m}$$

$$M_{Bo} = \frac{n(3mn+2n+5m+2)}{T} G_s h = \frac{4.4156}{28.0284} G_s h = 836 \text{ kg m}$$

以上四個の場合を組合せ、彎曲率の符號を部材の内側纖維が張力を受ける場合を正とすれば、

	M_M^L	M_E^L	M_E^U	M_M^U
イ	+ 21 kg m	- 563 kg m	- 349 kg m	+ 234 kg m
ロ	-11,607	+2,560	-2,003	+2,307
ハ	+ 5,832	-2,206	+ 494	-4,621
ニ	+ 2,566	-1,146	+ 757	- 836
合計	- 3,185	-1,709	-1,101	-2,916

次に、徑間中央の彎曲率を M_{max} とすれば

$$M_{max} = M_0 - \frac{M_E + M_L}{2}$$

但し M_E, M_L は部材左右の支承彎曲率、 M_0 は單桁と考へたる時の中央彎曲率とする。然るときは、次の如き値を得る。

	M_0	M_E	M_L	M_{max}
上桁	3,289 kg m	-2,916 kg m	-1,101 kg m	+1,281 kg m
側桁	967	-1,107	-1,709	- 438
下桁	4,620	-1,709	-3,185	+2,173

従つて各部材の彎曲率圖を得る。

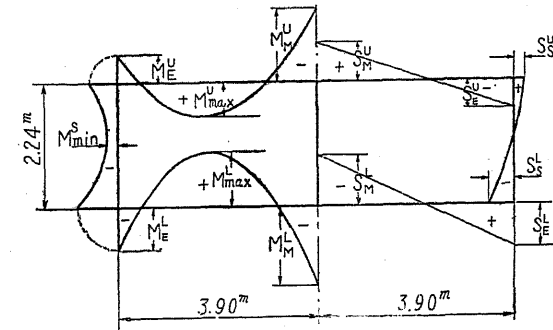
部材の剪力は支承彎曲率を得れば、次の式により、直ちに求めることが出来る。

$$S_R = P \frac{x_L}{l}$$

$$- \frac{M_E - M_L}{l}$$

$$S_L = P - S_R$$

彎曲率圖 剪力圖



框構の彎曲率剪力圖

S_R, S_L は右又は左の支承剪力、 $P \frac{x_L}{l}$ は部材を単桁と考へた時の右支承の剪力、 M_R, M_L はそれぞれ右又は左の支承彎曲率とする。

	P	x_L	l	M_R	M_L	S_R	S_L
上桁	1.73×3.90	1.95 m	3.90 m	-1,101 kg m	-2,916 kg m	2,910 kg	3,840 kg
側桁	$\frac{3.08 \times 2.24}{2}$	1.50	2.24	-1,101	-1,709	2,570	880
下桁	2.43×3.90	1.95	3.90	-1,709	-3,185	4,362	5,118

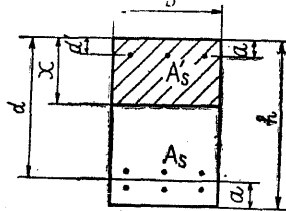
次に各部材に生ずる軸力は、部材支承の反力に等しい。故に

$$N_U = \text{上桁の軸力} = 880 \text{ kg} \quad N_L = \text{下桁の軸力} = 2,570 \text{ kg}$$

$$N_S = \text{側桁の軸力} = 4,362 \text{ kg} \quad N_M = \text{中央支柱の軸力} = 2 \times 5,118 = 10,236 \text{ kg}$$

最後に各部材の應力照査を行ふ。

彎曲率に對しては中立軸の位置により複鐵筋矩形断面として、徑間中央部及び兩端支承部について照査をする。



即ち $p = \frac{A_s}{bd} \quad p' = \frac{A_s'}{bd}$

$$k = \sqrt{\left\{ 2n \left(p + p' \frac{d'}{d} \right) + n^2 (p + p')^2 \right\} - n(p + p')}$$

$$j = 1 - \frac{d'}{d} + \frac{k^2}{2np(1-k)} \left(\frac{d'}{d} - \frac{k}{3} \right)$$

$$\sigma_c = \frac{M}{bd^2 L_c} \quad L_c = \frac{lc}{2} \left(1 - \frac{k}{3} \right) + \frac{np' \left(k - \frac{d'}{d} \right) \left(1 - \frac{d'}{d} \right)}{k}$$

$$\sigma_s = \frac{n\sigma_c(1-k)}{k} \quad n = 15$$

従つて次頁の表の値を得る。

樞構各部材に生ずる彎曲率に依る應力

	b (cm)	d (cm)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	P	P'	M (kg m)	$\frac{d'}{d}$	k	j	L_c (kg/cm ²)	σ_c (kg/cm ²)	σ_s (kg/cm ²)
上桁	徑間中央	120	24.2	15.26	5.09	0.00525	0.00175	128,100	0.1780	0.316	0.150	12.1	394
	中央支承	20	41.6	15.26	5.09	0.01832	0.00611	291,600	0.0817	0.469	0.268	17.9	303
	端部支承	20	42.7	7.63	5.09	0.00894	0.00596	110,100	0.0796	0.352	0.221	13.7	378
側桁	徑間中央	120	25.7	7.63	5.09	0.01485	0.00990	43,800	0.1321	0.418	0.263	12.6	530
	上部支承	20	41.7	7.63	5.09	0.00915	0.00610	110,100	0.0815	0.358	0.223	14.2	382
	下部支承	20	45.6	12.72	5.09	0.01397	0.00642	170,900	0.0746	0.420	0.251	16.3	338
下桁	徑間中央	120	44.2	15.26	5.09	0.00288	0.00096	217,300	0.0972	0.250	0.122	7.6	342
	中央支承	20	61.6	15.26	5.09	0.01238	0.00412	318,500	0.0551	0.415	0.230	18.4	388
	端部支承	20	62.7	7.63	5.09	0.00608	0.00405	170,900	0.0542	0.310	0.186	11.7	390

剪應力に就いては、前計算と同様にして、剪力圖より各断面に於ける剪力を求め、剪應力を計算する。ハウチの部分では、彎曲率を最大彎曲率の $\frac{1}{2}$ とする。

		S	jd	$M_{\frac{1}{2}}$	τ
上 桁	断面 I	2,910 <i>leg</i>	35.4 <i>cm</i>	-55,050 <i>leg m</i>	3.48 <i>leg cm</i> ²
	断面 II	2,040	21.5	—	4.74
	徑間中央	490	21.5	—	1.04
	断面 2	2,980	21.5	—	6.70
	断面 1	3,840	38.2	-145,500	3.61
側 桁	断面 I	2,570 <i>leg</i>	40.0 <i>cm</i>	- 85,450 <i>leg m</i>	2.43 <i>leg cm</i> ²
	断面 II	1,560	22.2	—	3.51
	徑間中央	870	22.2	—	1.96
下 桁	断面 I	4,362 <i>leg</i>	57.0 <i>cm</i>	- 85,450 <i>leg m</i>	1.80 <i>leg cm</i> ²
	断面 II	3,160	40.5	—	3.90
	徑間中央	490	40.5	—	0.61
	断面 2	3,880	40.5	—	4.78
	断面 1	5,118	54.2	-159,255	3.90

断面の名稱は腹鐵筋計算の場合と同様なり。

以上の計算によつて、各断面に生ずる剪應力は、全部強度計算に於けるものよりも小である。故に腹鐵筋は充分に安全である。

〔註〕 框樁、上桁、側桁及び下桁は、前計算に明かな様に、彎曲率の外に軸力も受ける。従つて嚴格には、當然軸力及び彎曲率を受ける場合として計算すべきであるが、今は簡單のため彎曲率のみを受けるものとして、應力の照査を行つた。

次に中央支柱の應力は、既述の N_M と同じである。即ち

$$\text{最大荷重} = 2 \times 5,118 = 10,236 \text{ leg}$$

然るに有效等値断面は

$$A_i = 1,152 \text{ cm}^2$$

なるが故に、断面に生ずる應力は

$$\sigma_c = \frac{10,236}{1,152} = 8.89 \text{ leg/cm}^2$$

即ち、許容應壓力よりも、遙に小さいから、之も亦安全である。