第五章　築港用材

第一節　木　　材

築港用材料の種類は頗る多數であるが、其中で築港工事に於て、特別の關係を持つものゝみを摘出して論ずる。

木材の長短と用途　木材は海水中にて海蟲の爲め、著しく蠹蝕せらるゝの缺點を持つため、永久的の用材と言ふことが出來ない。

然し價格が安く、取扱が便である爲め、棧橋其他に於て相當廣く用ゐらるゝ。猶ほ又多少の屈撓性を有する爲め、防舷材(フエンダー)、繫船杭（ドルフィン）などには他に代へ難い必要材である。

又地中に沒するものは海蟲の害少きため、基礎杭として最も多く利用せらるゝ。

〔註〕我が國に於ける木材の單位は、石であつて、又時に、尺〆をも用ひる。

1石 ＝ 1立方尺 ＝ 0.28立米

1尺〆 ＝ 12立方尺 ＝ 0.33立米

又荷役などに於て木材の石を噸數に換算するには、次の率に依る。

4石 ＝ 1噸

木材の蟲害　木材を侵す海蟲の主なるは、船蟲 (Teredo) と海虱 (Limnoria) である。

蟲害の甚しき部分は。潮汐干滿の差の部分であつて、水中深く日光の透さゞる所に至れば、此蟲害は著しく減少する、又地中に沒する部分には蟲害も腐蝕もない。

船蟲

尙ほ淡水の流込む港に於て、此蟲害は比較的少い、又甚しき汚水の中には海蟲が少い。

海虱

米國の港の棧橋は多く、木杭を以て造られよく十數年を保つが、本邦の沿岸には、木材の海蟲甚だ多く、僅か數年にして其用をなさ

ざるものが多い。

蟲害防止　の方法として木材にクレオソート等の藥品を多量に注入したものは成績が好い。

又木材の表面一杯に小釘を澤山に打つて之を防止する事もある、或は鋼板、鐵板を張る方法もある、又混凝土にて覆ふ場合もある。

次にターペンタイン等の南洋材には海蟲が付き難い。

〔註〕一般に木材を侵す海蟲を大別すれば、軟體類と甲殼類とになる、而して船蟲は前者、海虱は後者を代表する。

船蟲（Teredo）は細長き軟體の頭部に小さい甲を有し其中に口がある、又尾は二つに分れてゐる、此蟲は木の内部に喰込んで成長する。

其大さは、不同であつて鉛筆大から長45糎、徑18糎に及ぶものがある、此船蟲と同種のものに Bankia Martesia などある。

海虱（Limnoria）は全身が恰も蝦の如く甲殼を以て被はれ、又多數の逞しき足と鋏とを持つ小蟲である、此蟲は木材の外皮より次第に内部へ蠶食する。

此蟲の大さは恰も米粒の如く、長さ0·3糎乃至0.6糎、又その巾は長さの約三分の一位である。

此海虱と同種のものに Chelura, Sphaeroma 等がある。

〔註〕蟲害調査には既設の木造物に於ける、蠶蝕狀況を實際に調べ、或は試驗用の木材を永く海中に浸して之を檢することもある。（Dock & Harbour authority 1929. 9 月號參照）

〔註〕本邦の港灣に於て普通の木材は二三年にして駄目になるが、クレオソート注入材では約10年はもつであらう、但し米國に於てクレオソートの注入量は 14ᵖᵈ/立呎 であつて、なるべくターアシッドの含有量の多いクレオソートがよい。

〔註〕蟲害の少い南洋材には、既述のターペンタインの外に、グリーンハート、ブラウゲミ、ジエラ、鐵木等がある。

日本材にして比較的侵されないものを列記すれば、檜、楠、榛、柚等である。

又松材も生皮を被れる間だけは侵されることが稍々少い。

〔註〕海蟲の少い水は既に記した如く、淡水と汚水とであるが、其外、貯木場の溜水にして、若し木澁を多量に含む所には海蟲は住まない。

第二節　鐵　材

長短と用途　鐵材は海水の爲に著しく腐蝕減耗せらるゝ缺點をもつ。

然し其强度が大きく、又加工の自由のため築港工事に於ては、盛んに利用せられ特に近年　鐵矢板岸壁の流行は著しきものである。

〔註〕鐵材の用途には矢板式岸壁の外、棧橋、浮棧橋、浮標、繫船柱と鐶等にも用ゐられ、更に機械設備、上屋倉庫の用材又は鐵筋混凝土等其使用の範圍は極めて廣い。

鐵材と海水　鐵材は海水の爲に著しく腐蝕せらる、而して其腐蝕の原因は次の二つである。

1. 酸化して錆を生ずるもの
2. 電解の作用に因るもの

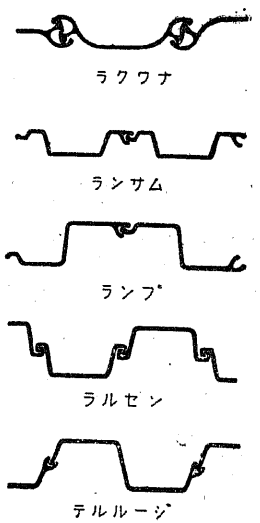
腐蝕を起す箇所は、海水の乾濕が交々起る所、即ち潮汐干滿の差の所である、尙ほ其中でも平均干潮面附近に於て特に著しい。但し最大干潮面以下の常に水中にある部分の腐蝕は少い。

又海水のしぶきが屢々かゝる箇所も相當に腐蝕する。

大阪の鐵棧橋は干潮面附近にて一年平均約1.5粍の厚さを減じたものがある。

鐵の中にて最も早く腐蝕するものは鑄鐵であつて、次は鋼鐵である、錬鐵は此三者の中で最も腐蝕が少い。

同じ鋼鐵でも其含有成分の如何に依つて、腐蝕の程度が大に異なる、例へば銅を多く含ませた銅鋼（Coppersteel）は海水に對して相當に耐久的である、從て此銅鋼は近年岸壁護岸用の鐵矢板（Steel-sheetpile）の材料として盛んに用ゐらる。



鐵矢板の各種

鐵材の腐蝕をなるべく防止する方法としては、前記

の如く其含有成分に就て考慮を要するの外、一般普通の方法としては、鐵材の表面に塗料を用ゐるのであるが、其効果は充分でない。

〔註〕 海水中にて耐久的である銅鋼に含む銅の量は約 0.4% 以下であるが、猶ほ普通の鋼鐵の含銅量に比すれば、8倍乃至15倍に當る、此銅鋼の强度は普通鋼と同じである。但し其價格が少しく高い。

次に純粹の鐵に近いものは、內部に起る電解作用が少く從て腐蝕も少い、例へば炭素とマンガニースの含有量の極て僅少であるアームコ Armco と稱するものは腐蝕が遲い。但し其强度は弱く又之が價格も相當に高い。

〔註〕 鐵材の塗料として普通用ゐらるゝは、光明丹其他のペンキ類である。又コールタールも大に用ゐらるゝ、殊に製鐵所に於てロールから出たばかりで、未だ冷却しない鐵材を、直にコールタールのタンクに浸して之を塗るがよい。

又パナマ運河の閘扉には Bitumastic と言ふアスハルト質の塗料を用ゐて効果を收めた、横濱震災復舊棧橋の鐵材にも之に似た塗料を用ゐた。

次に友人岡部三郎博士は、鐵矢板の表面を鐵筋コンクリートにて被覆する事を考案した。

靑銅 は海中に於ても極めて永久的のものであつて、八百年を經て異狀なきの實例がある、然し近代の築港用材としては餘り用ゐられない。

第三節　石　　材

要件と用途 築港用の石材として特に必要なる條件は、比重大にして、硬度强く、崩壞せざる品質のものが好い。

從て花崗石、安山岩の如き硬質のものは最も上等である、但し如斯き堅石を得ることの出來ない所では、已むを得ず或は、砂岩、石灰岩、土丹岩（粘土岩）等の柔質のものも使用する、此等の柔石は、比重、硬度、崩壞の諸點に於て不充分であるのみでなく、殊に石灰岩と土丹岩とは、海蟲（甲殼類）に依つて蠶食せらるゝの缺點を持つ。

然し柔質の石材は、採集が容易低廉である爲め、構造物の內部に隱くれる箇所に多く用ゐらる。

一般に築港に於ける石材の用途は頗る廣く、防波堤、岸壁、護岸其他に於て大量に使用せらる。

〔註〕 何故に比重大なる石材が海中に於て、特に有利なるやを說明したい。

卽ち一般に水中にては浮力の影響があるから、假に水上にて其比重が 3:2 である二つの材料を、水中にて比較するとせば、其重量の比例は

$$(3-1):(2-1) = 2:1$$

の如くなる、從て重い材料ほど水中に於て其割合は一層有利となる理であつて、夫れだけ波力、或は土壓などに對し有効に抵抗する。

〔註〕 石材の特に大量に使用せらるゝ箇所は防波堤の捨石、又は岸壁護岸の裏込と基礎、或は石張堤、護岸の張石と中詰などである。

石材の名稱 は其形狀の如何に依つて、粗石（Rubble stone）碎石（Crushing stone）轉石、割石、間知石、切石などの名がある。

又用途の如何に依つては捨石、裏込石、張石などの名稱がある、此說明は後章に讓る。

〔註〕 形狀に依る石材の名稱を說明する。

粗石とは不規則の形に比較的大きく切り出したもの、或は之を割栗とも言ふ。

碎石とは比較的小さく碎いたもの。

轉石とは海濱に轉在する手頃の大さの自然石である。

割石とは多少規則正しき形をなすもの、此割石の中にて、一面落、或は二面落と稱するは、石片の後部に於ける一面又は二面をかき落したものである。

間知石とは後部の四面をかき落して、稜形を呈するもの。

切石とは主として彫刻加工用の石材である。

以上の區別は大略であつて、或所では粗石と碎石とを混同し、又割石と間知石とを混同する場合もある。

前揭の各種に就て其主なる用途を記せば、粗石と轉石とは主として捨石と裏込とに用ゐられ、又碎石は砂利の代用となる、割石と間知石とは護岸や石張堤の張石等に用ゐらる。

石材の單位 築港に於ける石材を量るに舟坪なる言葉を一般に用ゐる、この舟坪とは石塊と石塊との間の間隙をもこめての立積である。

舟坪に對して未だ切出さざる時の正味の立積を山坪と呼ぶことがある、舟坪と

山坪との割合は、石材の形狀大小に依つて一樣でないが、大體の見當は、山坪の一立米を粗石にすれば舟坪1.7乃至2.0立米となる、換言すれば粗石間の間隙は全立積の約4乃至6割に當る。

築港に於ける、石材の檢收には普通　石舟の吃水に依つて其舟坪を測定する。

次に石材の採集に就ては次の章に詳しく說明する。

〔註〕 石舟の吃水と積量との關係は、各舟毎に就て一度實際に之を測つて、大體の標準を豫め定め、之に依つて檢收するのである。

實際に此標準を定むるに當つて、石材の重量より其立積を換算する場合が多い、即ち舟坪一立米の重量は、普通の硬質の粗石にて1500瓩前後である。(即ち一立坪にて約2400貫內外に當る、但し各地築港の習慣に於ては、之に若干の餘裕を見込んで一立坪3000貫前後として檢收する實例が多い。)

尙ほ重量の詳細は次表を見られたい、此表中にて間隙とは粗石間の空隙である、又海水中の重量は浮力を引けるものである、尙ほ正味重量とは山坪一立米の目方である。

粗石重量表（單位、瓩/立米）

間隙	陸上		海水中		(備考) 石材正味
	四割	五割	四割	五割	
安山岩	1620	1350	1000	840	2700
花崗石	1590	1330	980	810	1650
石灰石	1550	1300	940	780	2590
砂岩	1400	1170	790	660	2340
上記の重量も產地に依つて多少の差異がある					

〔註〕 粗石の價格は地方に依て大差がある例へば、阪神地方の港にては一立米約2.50圓京濱地方にては約6圓に上る。

但し最も好適なる石山を近くに有し、之を直營にて大仕掛の採集運搬を行ふものと假定すれば一立米約2圓內外であつて、其內譯は第七章第四節の註を見られたい。

次に土丹岩をジツパー浚渫船等にて浚渫採集する場合は、1立米1圓以下でよい。

第四節　砂利と砂

用途　砂利及び砂は混凝土の細骨材として、極めて重要の材料であるばかりでなく、其他の築港工事にも多く用ゐらるゝ、殊に砂は埋立用、或は基礎の置砂として大量に用ゐらるゝ。混凝土用の砂が、川砂或ひは濱砂の中にて、良質のものを選ぶべきは言ふ迄でもない。

柔弱なる基礎を改良するための置砂には、山砂の如くなるべく荒いものをよしとする、埋立用の砂は普通海底、河口等の浚渫に便なる場所より採集する、之は純粹の砂ばかりで無くても、唯だ砂の割合の多い土ならばよい。

次に砂利に於て、若し近くの海濱又は河川等に、之を求むる事の出來ない場合には、碎石機（Crusher）にて粗石を碎いて之に代用する。

〔註〕 砂或は砂利の價格は地方に依つて、著しき差異があつて1立米1圓乃至5圓程である。然し附近の海濱より、直接採集するとすれば1圓內外でも足りる。

碎石機による碎石費は1立米約1.5圓內外である、從て若し碎石の原料である粗石が2圓と假定すれば碎石は3.5圓となる。

第五節　混凝土

用途　セメント、砂利、砂及び水を混じて凝結せしめた、混凝土（Concrete）は防波堤、岸壁を初め各種の築港工事に於て、最も重要の材料であつて、殊に方塊即ちブロックとして大量に用ゐらるゝ、此方塊に就ては後に說明する。

種類　普通築港に用ゐる混凝土の種類は、其工法に依つて次の三つに大別する。

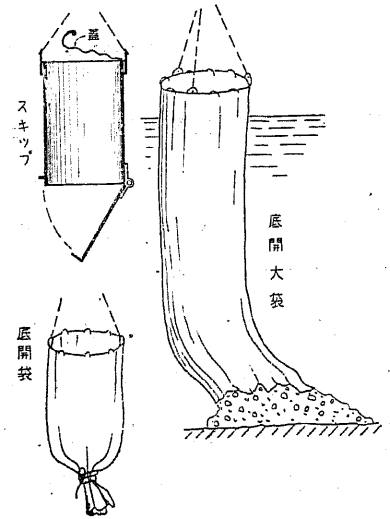
場所詰混凝土、水中混凝土、袋詰混凝土、

場所詰は普通の工法、即ち空中作業（Dry work）に依つて、所要の場所へ塡充するものである。

水中混凝土は、混凝土を圖に示すが如き底開の箱（スキプ Skip　或は袋に一時入れて、之を靜に水中に下ろし、其底を開いて靜に混凝土を出して塡充するもの

である。

袋詰混凝土(Bag concrete) は稍々固練りの混凝土を、ズックの袋に入れて其口を綴ぢ、之を水中へ下ろし、潜水夫（モグリ Diver の手に依つて丁寧に積み重ねるものである。



水中コンクリート容器

混凝土の配合は、其種類と用途に依て一樣でないが、普通水中混凝土と袋詰混凝土には 1:2:4 (1立米につきセメント 334 瓩) を用ゐ、鐵筋コンクリートも亦 1:2:4(334 瓩)のものが最も多く用ゐらるゝ。然し漏水を特に嫌ふ場合には 1:1.5:3(426 瓩 などの好配合のもが屢々用ゐらるゝ、尙ほ施工が若し可能ならば、潮差の附近と、波の作用を受くる部分だけの配合を他よりも特に上等にし、成るべく之を 400 瓩以上としたい。

場所詰混凝土には普通 1:3:6 (234 瓩) を用ゐる、但しケーソンの中詰等には 1:5:10 (146 瓩) のかなり粗惡の配合を用ゐた例がある、尙ほ一般に場所詰混凝土には火山灰を混合する、此火山灰に就ては後に詳しく述べる。

混凝土の混合用の水はなるべく淡水を可とするが、之が得られない所では海水を用ゐてもよい、但し鐵筋混凝土用のものには海水はよくない。

〔註〕 水中混凝土の施工上最も注意すべき事は、水中の作業をなるべく靜に行つて、セメントの洗はれざる樣にし、以て混凝土上に溜るアク、卽ちレータンスをなるべく少くすることである。又スキツプの上口には布の蓋をして、水面を沒する瞬間に流込む水に依つて、洗はれざる樣にするが好い。

長大なる袋を用ゐ、一度に大量の水中混凝土を放出させたものは成績がよい。(圖參照)

次に水中混凝土の設備としては、普通の混合設備の外にスキツプ、水上運搬船、起重機等を要する。

〔註〕 袋詰混凝土の袋は、本邦では普通南京米の袋を利用する、例へば之を 4 乃至 8 枚 (0.33 乃至 0.67 立米入) 合せて一袋とする、但しそれよりもつと大きなものもある。之を釣下ろすには、簡易なる起重機を用ゐる。

〔註〕 混凝土の單價は種類、配合、地方、箇所、設備などの如何に依つて大差があるが、今その大略の見當を表記する、單位は一立米當である。

混凝土單價大略表（一立米當）

種類	材料費		製造費其他		計	
	最高	最低	最高	最低	最高	最低
場所詰混凝土	5圓	2圓	11圓	8圓	16圓	10圓
水中混凝土	8	5	14	11	22	16
袋詰混凝土	14	9	16	13	30	22

海水と混凝土　海中に於ける混凝土は、一般に長年月の間に多少侵蝕破壞せらるる、殊に潮汐干滿の差の間に於て比較的多く侵蝕せらる。

破壞侵蝕の生ずる原因は、セメント中の遊離石灰 (Free lime) と海水に含有する硫酸物と結合する爲めであつて、更に又セメント中の礬土 (Almina) も之が原因をなす。

但し輓近セメント製造法の進步發達に依つて純混凝土 (Plain concrete) の構造物が昔の如く、甚しく破壞せらるゝ事は稀である、但し後述の鐵筋混凝土の場合は、些少の侵蝕と雖も長年月の間には、相當の損害を誘導する事となる。

純混凝土の海水に依る破壞を防ぐ必要ある場合には、セメントの品質を吟味して、なるべく遊離石灰と礬土の少いものを選ぶ、又石灰と礬土の害を減ずる爲めに後述の如く火山灰を混入する事もある。

尙ほ鐵筋混凝土に對する、海水侵蝕の防止に就ては後に詳しく記す。

〔註〕 海水の浸蝕破壞の作用に就て詳しく之を化合膨脹と溶解脫出とに分けて說明する

化合膨脹　セメント中の遊離石灰は、海水の含有物なる硫酸マグネシウムと化合して、硫酸石灰の結晶物を、混凝土の體內に生ずる、而して此結晶物の立積は、元の遊離石灰

が占めて居た立積に比して、約1.4倍に膨脹するが爲め、遂に混凝土を破ることゝなる。

更に又上記の硫酸石灰がセメント中の礬土（酸化アルミニユウム）と化合して、硫酸礬土石灰を造り益々膨脹して、混凝土を破壞せしむると言ふ人がある。

溶解脫出　前揭の化合膨脹の外に、更に又溶解脫出に依つて、漸次侵蝕する場合もある。卽ち遊離石灰自身が水の爲に溶けて脫出し、又混凝土中に出來る珪酸石灰(Calcium silicate)も脫出する傾向がある、如斯く混凝土の體內の一部が、長期の間に溶解脫出して次第に侵蝕するのである。

猶ほ鐵筋混凝土の場合には、鐵筋の酸化と言ふ問題が加はる爲め、上揭の諸原因の外に或は外部よりの浸透水も亦破壞の一因となる。

火山灰　旣述の如く海中に於ける、混凝土の破壞を防止する爲めに、屢々火山灰を混入する、蓋し火山灰は硅酸質を有して、石灰と礬土の害を除くの効がある。

又火山灰はセメントの價に比して一般に低廉であるから、混凝土の單價を節減する爲めに大に用ゐらる。

良質の火山灰をセメントと同量以下に混ずるのならば、之が强度を減ずるが如きことはない。

然し火山灰の品質がセメントの如く、均一でない事は大なる缺點である、又之を混ずる時は其凝結（Setting）が遲れる。

要するに火山灰は工費節減と、破壞防止の爲め大量の純混凝土、例へば方塊、函塊中詰、岸壁上部等に大に用ゐらるゝが、品質不均一の爲め鐵筋混凝土には之を混入せざる方が安全である。

又防波堤の上面混凝土に之を用ゐる時は、波にたゝかれ比較的早く破損する。

火山灰の混合量はセメントの2割5分乃至8割（方塊實例表參照）であるが、中詰用の如き粗惡の混凝土には、10割以上も混入する事がある。

〔註〕火山灰は本邦の各地に產するが、之を近くに求め得ざる所では、多く唐津等より購入する、遠方より購入する場合に於て、其價格はセメントに比して著しく安くならない。火山灰は普通叺に入れて運ぶ、一叺の容積は0.076立米(2.7切)又其目方は約60瓩(16貫)である。

次に火山灰の成分としては、可溶性硅酸が、百分の三十五を下らざるを可とする。

方塊實例表

種別		港名	青森	船川	四日市	酒田	室津	江角	新潟
配合	セメント		1.	1.	0.65	1.	0.7	1.	1.
	火山灰		0.6	0.6	0.35	—	0.3	—	—
	砂		4.	3.2	2.	3.	3.	2.5	2.5
	砂利		8.	8.	5.	6.	6.	5.	5.
形狀（米）	大型	長	1.97	3.64	2.27	1.83	3.64	3.03	2.12
		幅	1.67	1.82	1.52	1.83	2.42	1.82	1.52
		厚	1.36	1.82	1.21	1.52	1.51	1.21	1.21
	小型	長		2.42		2.73	4.09	2.42	1.82
		幅		2.42		1.83	2.12	2.27	1·21
		厚		1.82		1.52	1.51	1.21	1.21
製造總數(立米)			39198	69220	32166	13145	17142	15930	30100
一ヶ年使用數(立米)			11940	15036	7200	2752	8623	5400	5640
一日平均製造能力(立米)			67	98	42	40	48	63	77
立米當製造費(圓)	材料費		10.50	11.61	12.83	7.00	6.22	10.15	10.67
	型枠費		0.33	1.26	0.57	0.80	1.08	0.42	1.35
	其他		2.17	2.03	2.42	1.50	2.05	2.10	1.91
	計		13.00	14.90	15.82	9.30	9.35	12.67	13.93
方塊送出及び積疊費(圓)			1.75	1.34	2.00	2.00	5.00	3.17	3.14
型枠一臺當製作費(圓)			70.00	216.00	55.00	165.00	300.00	190.00	145.00

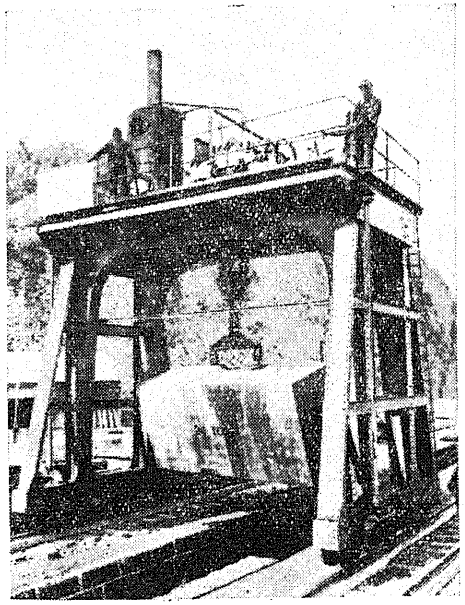
備考　四日市、酒田、室津、江角は防波堤用、青森は防波堤、岸壁用、船川は防波堤、岸壁、物揚場用、新潟は岸壁、物揚場用

方塊　卽ち混凝土塊或はブロック(Concrete block)と稱するものは、混凝土を以て角形に造つた塊であつて之を積疊して防波堤、岸壁等を造るに多く用ゐらる。

方塊の普通の形は六面體の角形であるが、稀には龜甲形、中空形などの異形ブロックも用ゐらる。

普通のブロックに於て、其上下左右の結合のために凹凸が出來てをる、又ブロックを釣る爲めに金具を差し込む穴が造られてある。

方塊のコンクリート配合は普通1:3:6(234瓩)であつて、其中セメントに火山灰を混合するものが多い。尙ほ詳しくは各地實例表を見られたい。

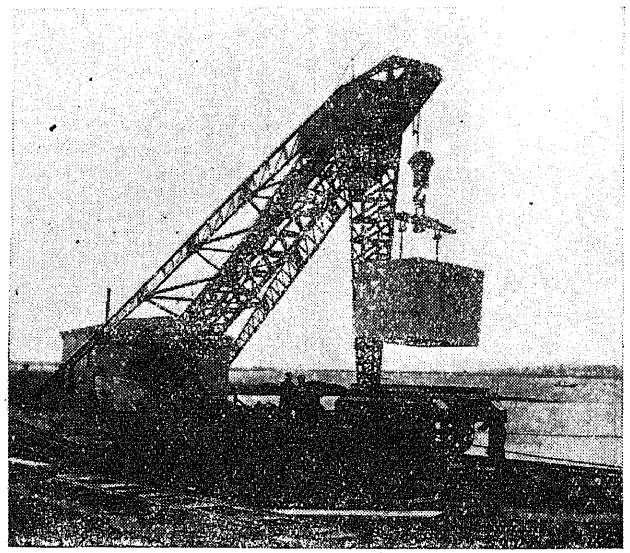


小樽の方塊（ゴライアスにて釣れる所）

又方塊の大さも表に示すが如く大小種々ある。

方塊の製造場卽ちブロックヤード(Block-yard)に就ては後章に詳しく述ぶる。

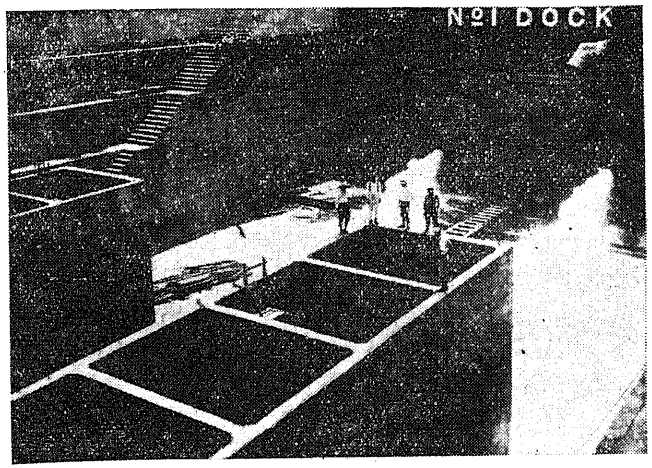
〔註〕方塊コンクリートに混入する火山灰の量は、セメントの約2.5乃至8割であつて、大略6割位が適當である。



酒田の方塊（浮起重機にて釣れる所）

又砂利の中に或は碎石を混じ、時として粗石をも入れる事がある。

〔註〕方塊の大さで、普通多く用ゐらるゝは、防波堤用14乃至22瓲、岸壁用10瓲前後、護岸、物揚場等は2乃至10瓲であるが、勿論之には例外もある、例へばAlgier港の大方塊(Cyclopean block)は450瓲に及んだ。



横濱震災復舊岸壁に使用せる矩形の函塊（ドック內にて製造す）

〔註〕方塊のコンクリートは、場所詰混凝土に屬するは言ふ迄もない、然し設備の整へる所にて製造する方塊製造の單價は、前に記した混凝土單價表の中でも安い方に近い、卽ち一立米13圓前後の單價である。

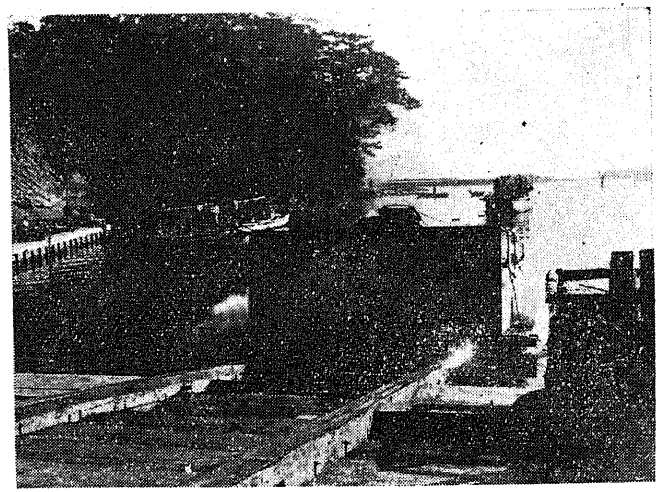
第六節　鐵筋混凝土

用途　混凝土の中に棒鋼を多數配列した鐵筋混凝土(Reinforced concrete)は、海水中の被害に就て多少の懸念を持つが、然し强度大にして施工便なる爲め、築港工事には廣く用ゐらる。

殊に防波堤或は岸壁間の函塊（ケーソン）又は棧橋の用材として盛に使用せらるゝ、其他物揚場、岸壁などの扶壁、或ひは浮棧橋の浮函等にも鐵筋混凝土を用ゐることがある。

海水と鐵筋混凝土　前節に述べた如く、一般に混凝土は長年月の間に、多少侵蝕破壞せらるゝのであるが、此鐵筋混凝土に於ては、錆び安い鐵筋を含有する爲め、一層その破壞の傾向が多く危險である。卽ち海水は混凝土の層を滲透して中の鐵筋を酸化せしむる事があつて、長年月には相當の損害を與へる。

之を防ぐ爲めロザンゼル港にてはアスハルトを注入して成功したが、此工法を行ふには大規模の設備を要し、又杭形のものに限るから一般的の工法とは言ひ得ない。



平潟に於ける小函塊（重量30瓲）の進水

普通の工法としては、鐵筋の被覆（Insulation）をなるべく厚くし、又混凝土の配合を上等にして、海水の滲透を少くするのである。

尙ほ重要なる構造物にあつては、外側の鐵筋混凝土の部分が、將來腐蝕しても差し支へない樣に、構造物の內部に混凝土を詰める事もある、例へばケーソンの中詰の如きはその實例である。

〔註〕海水が滲透し鐵筋を酸化して、錆を生ずる場合に、其錆の立積は元の鋼材の立積より膨脹するが爲め、鐵筋周圍の混凝土を破壞するに至る。

尙この鐵筋の腐蝕は、酸化の外に、電解作用に依つても侵される。

この鐵筋混凝土の腐蝕は、干滿潮差の所に於て著しい、又海水のシブキのかゝる所も侵される、從てロザンゼル港の棧橋用の鐵筋混凝土杭に於ては、杭頭から干潮面下0.9米の所までにアスハルトを注入した、アスハルトが外皮から滲込んだ厚さは、約38粍であつたと言ふ。

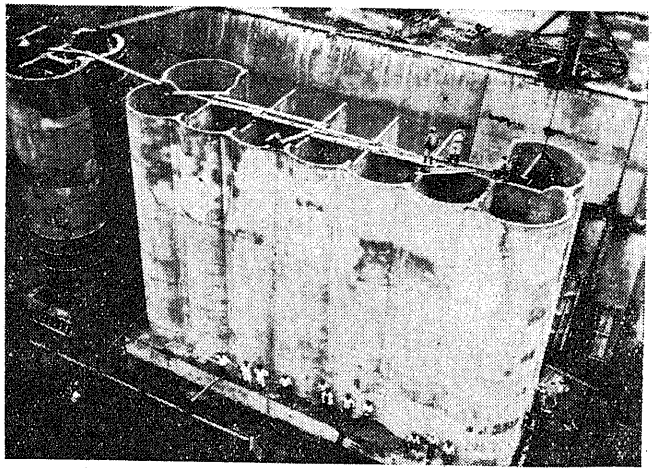
高雄港の片棧橋用の鐵筋混凝土の杭に於ては、其上部の表面にアスハルトを單に塗るに止めた、但し前記の注入の如き効果を、之に期する事はできない。

〔註〕鐵筋コンクリートの單價は、物により所によつて一樣でない、然しその大略の見當は、一立米當り約22圓前後である。

尙ほケーソンの單價に就ては後に詳述する。勿論鐵筋コンクリートの單價は、純コンクリートの單價に鐵筋費を加へたものである。

今其一例を示すに、假に鐵筋が鐵筋コンクリート、一立米の中に0.06瓲（卽ち所謂鐵筋量0.8%に當る）を含有し、然も鐵筋費の單價（材料勞力を合せて）を一瓲につき120圓と假定すれば、此鐵筋コンクリート、一立米の中に含む鐵筋費は7.2圓となる、從て若し純コンクリートの單價が假に16圓ならば、鐵筋コンクリートの單價は23.2圓となる。

函塊　卽ちケーソン（Caisson 或は Concrete caisson）とは、鐵筋混凝土を以て造つた大きな函舟であつて、之を沈めて防波堤或は岸壁等の主要部を造るものである。



横濱新岸壁用のアーチ型函塊（ドック內にて製造す）

函塊は初め陸上にて製造し、之を水上へ引下ろして浮べ、所要の位置へ曳送し、一度は中に水を注いで沈めて之を据付ける、其後に中の水の代りに、混凝土或は砂礫を塡充して、所謂ケーソンの中詰の塡充を行ふのである。

函塊の大さは大小種々あつて、神戸港の大函塊の如く2000噸に及ぶものもあるし、又數十噸の小函もある。

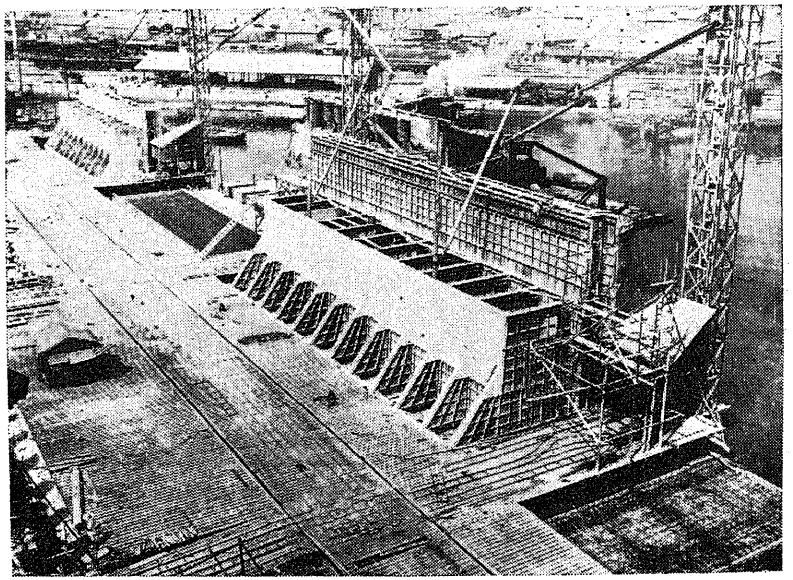
函塊の形狀は、之を側面より見て、普通は底部が稍々廣がつた矩形のものが多い、然し岸壁用のものには時として、前高後低の不對稱形のものもある。其實例は神戸の岸壁用ケーソンである。

又函塊の平面圖に就て見れば、略長方形を呈する、大なるものは中に橫縱の隔壁を澤山もつ、普通の周壁は平面であるが、岸壁用のものには時としてアーチの連

續形のものがある、其實例は横濱、清水の岸壁用ケーソンである。

函塊のコンクリートと配合は、普通1:2:4（334瓩）のものが多いが、前に記した如く、殊に漏水を忌む時は之以上の上等の配合を用ゐ、又潮差の附近にも良質の配合を用ゐることもある。

函塊の鐵筋量は普通0.8％前後である、然し之には例外があつて門司、下關の岸壁用のケーソンに於ては僅に0.3％に過ぎなかつた。



神戸新岸壁用の不對稱形函塊（足場の上にて製造す）

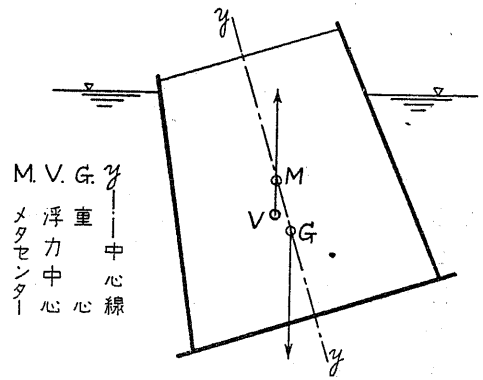
函塊の製造場を、ケーソンヤード(Caisson-yard) 或は、造函工場と言ふ、其製造の形式に三通ある、即ちスリップ上、ドック内、足場上、等にて函塊を造るのであつて、スリップ上で造つた函塊は之を滑り下ろして水上へ浮べる、又ドック内のものは其ドックへ水を注いで函塊を浮ばせる、次に足場上のものは浮ドックを利用して水上へ引き出すのである、尙ほ此等のケーソンヤードに就ては、次章に詳しく述べる。

〔註〕 函塊工費の單價は、大小、箇數、設備、地方等に依つて一樣でない、例へば一立米

當にして20圓以下で出來る實例もある。然し今日の普通の見當は約23圓内外であろう。

假に23圓として其大凡の内譯は、材料費14圓、製作費2.5圓、進水費1.2圓、型枠取扱費2.0圓、型枠製造費3.3圓等である。但し此中に工場設備費は加算してない、又型枠製造費は、函塊の箇數が多くなればなる程一立米當は僅少となる。

函塊の設計々算　函塊の大略の大さ、例へば函の幅と高の大略は、函塊の使用箇所、例へば防波堤、岸壁等が要求する體積と水深等から大凡定まるのである。



函塊安定圖

然し之が精密なる寸法、殊に各壁の厚さ等は、次に示す計算の要領に依つて決定すべきである。

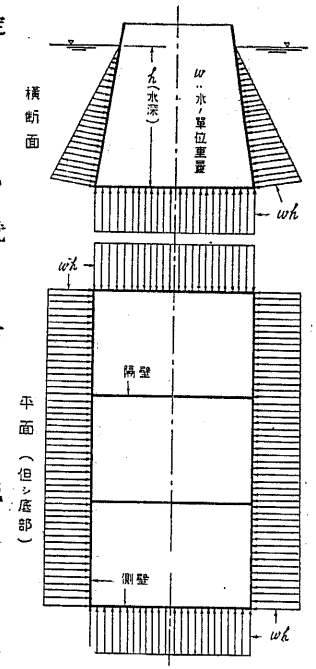
（1）水上に於ける函塊の安定

函塊を水上へ浮べた時に、轉覆或は傾斜せざる樣に、其安定を檢算する、即ち函塊の横斷形に就て、浮力の中心、重心、メタセンター等を求め、其重心の位置が圖に示すが如くメタセンターの下にあればよい。

（2）函塊周圍の壁の强度

函塊の側壁並びに底壁の强度は、主として函塊を浮べた時、其の壁面に及ぼす水壓に耐え得べきである。

其際の鐵筋混凝土の計算は、各壁面の單位幅に就て、それぞれ梁（ビーム）と假定して行ふ。



函塊周壁水壓圖

尙ほ又上記 (1) (2) の普通計算の外に、或は函塊が一體としての强度に就て、檢算する事もある、其際の計算は略々、カンテリバーの計算でよい、尙ほ詳しくは註と例題とを見られたい。

〔註〕 (1) の計算の當初に、函の高、幅等を假定するは勿論、尙ほ又側壁、底壁、隔壁等も其厚さを大體假定して、安定の計算を進むるは言ふ迄でもない、然し壁の厚さ、鐵筋等の詳細は (2) の計算に依り初て定まるのである、從て (1) と (2) との計算は交互に相待つて、之を行ふべきである。

〔註〕 上記の計算の外に考慮すべきは、函塊の吃水が進水、曳送、据付に可能なる事である。

但し水深の充分でない港では、なるべく滿潮に近い時を選んで進水する。

特にスリツプにて進水する場合には、スリツプ前端の水深より、滑臺の厚さと突込の餘裕とを考へて、函塊の吃水を定めるのである、此等の數字に就ては後章に述べる。

又函塊据付作業に當り、干潮時にも、尙ほ其函塊が水底に接觸しない樣な、吃水である事を望む。

〔註〕 函塊の横斷形、卽ち高さと幅とは既述の算法に依つて定まる、而して函の長に就ては相當に長い方がよい、然し設備其他の事情から之を餘り長くする事は不可能であつて、普通の長さは幅の 3 倍前後のものが多い。

一般に岸壁用のものは長く、防波堤用のものは短かい。尙ほ函塊の長さと龜裂の關係は最後の註に述べる。

〔註〕 函の中に横縱の隔壁を設くるの必要は、主として次の三つの理由にある。

(イ) 周圍の壁に於ける徑間、卽ちスパンを短縮する爲め。

(ロ) 函全部としての强さを增大せしむる爲め。

(ハ) 中詰施工の際に、仕切として之を利用する爲め。

次に隔壁の間隔は、縱横の間隔の差が甚しからざる樣に設置せらるゝ、從て函幅の大なるものには、縱隔壁が多くなる、之に反し函幅の小なるもの、例へば幅 4 米以下の函にては、横隔壁のみで、縱隔壁を有しないものが多い。

〔註〕 壁の厚さは函の大小に依つて一樣でない、例へば側壁は 15 乃至 30 糎であるが、時に下部に於て 45 糎以上に及ぶ實例がある、一般に側壁は上部薄く、下部に至るに從つて厚くなる、又時として函全體の强度を增す爲めに、側壁の頭端を特に厚くして緣の如くなす場合がある。

底壁は一般に厚く、約 30 糎前後であるが、時に 60 糎以上に及ぶものもある。

隔壁は側壁より稍々薄い、卽ち 15 乃至 20 糎ほどのものが多い。

此隔壁の計算は側壁の支柱としての計算、並に中詰施工に當り一部の部屋の水換の際に、隣の部屋の水の爲めに起る、水壓に對して換算するのである、但し此水壓は一時的の場合が多いから、計算の安全率を底下してもよい。

〔註〕 壁の中の鐵筋は主として (2) の計算に依つて、水壓に對抗して配列設計せらるゝのであるから、單鐵筋 (Single r. f.) でよいわけだが、然し進水、据付、据付後の打込波、或は內外水位の差、其他の故障を考慮して、複鐵筋 (Double r. f.) となすがよい、殊に中詰として砂礫を用ゆるものは、特にその必要を感ずる。

複鐵筋配列の抗壓鐵筋は、抗張鐵筋の約半分位でよからう。

鐵筋の徑も勿論一樣でないが、普通 16 乃至 20 粍である、然し横鐵筋等には 10 粍迄のものが用ゐらるゝ。

鐵筋の間隔卽ちピツチも亦一樣でないが、普通は主要なる壁內にて 76 乃至 180 粍のものが多い、然し上部の水壓の小さい部分では 25 糎前後の間隔も取ることがある。

壁の上下に依つて鐵筋を增減する場合に、普通は 2 乃至 3 米を一區として變へる、然しそれよりも更に細に區分する實例もある。

鐵筋の被覆 (Insulation) は理想としては 7.5 糎以上、尙ほ又隅角部にては 10 糎以上にしたいが、實際斯如く厚く取る事は不可能の場合が多い、從て普通は 4 糎位までゞ我慢して居る實例が頗る多い。但し底壁は厚く充分の餘裕があるから 7.5 糎以上となし得る。

〔註〕 一般に函壁の鐵筋計算は (2) に述べた如く、ビームと假定して計算するのであるが、其際大函塊に於て特に注意すべきは、其下部に働く水壓が著しく大であるが、然しスパンは餘り大でない、從て附着力 (ボンドストレス) の概算に留意するの要がある。

〔註〕 今迄の註で述べ來つた事と、全く異なる意味の計算を參考に迄で附記する。

函塊は時として、全體が One body として働く場合をも豫想し得る、從て函塊の長さが特に長い者にては、其彎曲率が可成り大きくなつて、龜裂を生ずる恐を持つ。

之が計算法は、函塊の長手の中央を支線とした Cantilever の彎曲率を算出し、若し之に對抵して餘りある、Section-modulus が在れば安全である、之に反して不足ならば或は函の長さを短くし、或は函の高さを增し、或は側壁を厚くし、殊に側壁の上緣に厚い緣を取つて、Section-modulus の增大を計るべきである。

若し函の長さが短く、幅の割合に大なるものに於ては、對角線を支線とした Cantilever の彎曲率に就て、一應檢算して見るがよい。

以上の檢算の特に必要なるは、混成堤の粗石部が厚くして、不同沈下を起す恐ある所、函內の塡充施工を均等に進行せしめ得ざる場合などである。

例題　此所に述べんとする、函塊の計算は、特に專門的であるから、時間の少ない讀者は、之を讀まれなくてもよい。

次の如き寸法を有する、防波堤用函の設計をせよ。

高 $= H = 7m$　　上幅 $= B_1 = 6m$　　下幅 $= B_2 = 7m$

長 $= L = 16m$

但し、幅の方向に 3 箇所、長の方向に 1 箇所の隔壁を設けて、函の內部を 8 室に區劃せしむ。

浮游の安定

[I]　吃水

V_0 = 函の總體積　　V_1 = 函の鐵筋混凝土總體積　　V_2 = 函の水面上にある部分の體積　　w_0 = 海水の單位重量 $= 1.03\ t/m^3$　　w_1 = 鐵筋混凝土の單位重量 $= 2.4\ t/m^3$　　x = 函の天端より吃水線迄の距離

(a)　V_0 の算出

$$V_0 = \frac{B_1+B_2}{2}\times H\times L = \frac{6+7}{2}\times 7\times 16 = 728\ m^3$$

(b)　V_1 の算出（第一圖、第二圖參照）

先づ各部材毎の詳細の體積を計算し、是等を合計して、總體積 V_1 を求むるのである。

但し各部材毎の計算に於て、理論は極めて簡單だが、數字の配列が繁雜であるから、此所には途中の計算を省略して、各の結果のみを次に列記する。

❶′	横側壁	=	23.6 m^3	合計 $V_1 = 206.02\ m^3$
❷′	横隔壁	=	30.0	
❸′	縱側壁	=	65.2	
❹′	縱隔壁（端）	=	12.0	
❺′	縱隔壁（中）	=	12.6	
❻′	底版	=	50.2	
❼′	横隅緣	=	3.67	
❽′	縱隅緣（端）	=	2.21	
❾′	縱隅緣（中）	=	2.34	
❿′	高の方向の隅緣	=	4.2	

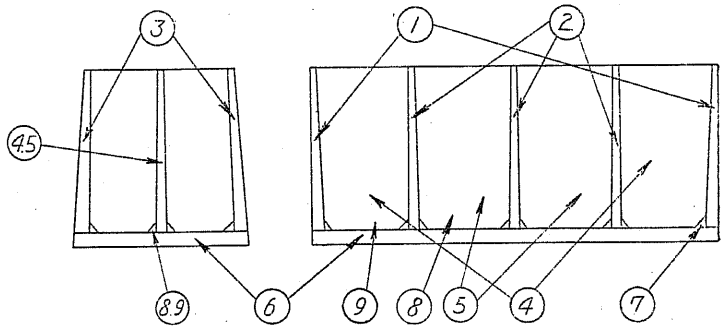
〔注意〕❶′ 乃至 ❺′ の體積は、次式に依るものである。

$$\frac{h}{3}\times\left\{G_1+\frac{1}{2}G_1\left(\frac{a_2}{a_1}+\frac{b_2}{b_1}\right)+G_2\right\}$$

但し G_1 = 下底の面積、G_2 = 上底の面積

a_1, b_1 は下底の相隣れる二邊　　a_2, b_2 は上底の之に對應せる相隣れる二邊

h は上下兩底間の距離



例題第一圖

(c)　V_2 の算出（第三圖參照）

$$V^2 = \frac{B_1+\left(B_1+\frac{x}{H}\right)}{2}\times x\times L = \frac{6+\left(6+\frac{x}{7}\right)}{2}\times x\times 16$$

(d)　x の算出（第三圖參照）

$$\frac{V_2}{L} = \frac{V_0}{L} - \frac{w_1}{w_0}\times\frac{V_1}{L}$$

$$\frac{\frac{6+\left(6+\frac{x}{7}\right)}{2}\times x\times 16}{16} = \frac{\frac{6+7}{2}\times 7\times 16}{16} - \frac{2.4}{1.03}\times\frac{206.02}{16}$$

$\therefore\ x = 2.4\ m$

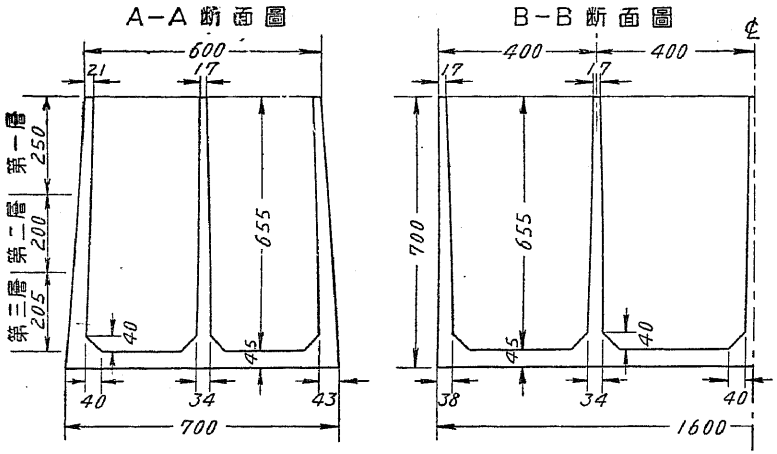
(e)　吃水の算出（第三圖參照）

吃水 $= H-x = 7-2.4 = 4.6\ m$

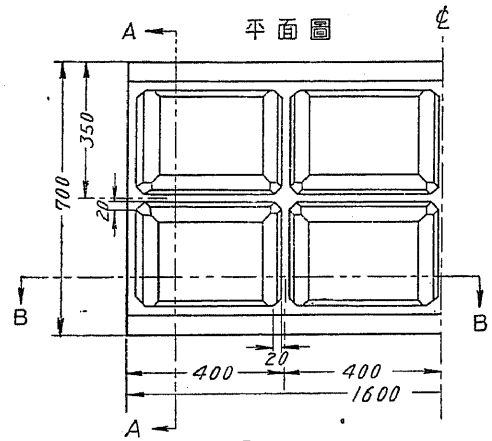
[II]　浮心の位置（第三圖、第四圖參照）

TB = 底面上浮心の高さ

潛函寸法圖



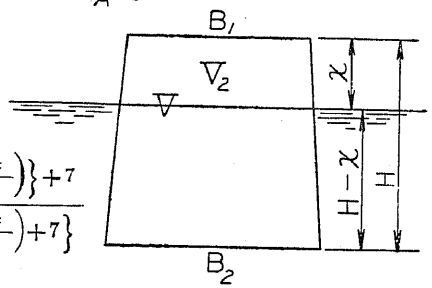
例題第二圖



$$= \frac{2\left\{B_1+\left(B_1+\frac{x}{H}\right)\right\}\times B_2}{3\left\{B_1+\left(B_1+\frac{x}{H}\right)+B_2\right\}}$$

$$\times(H-x) = \frac{2\left\{6+\left(6+\frac{2.4}{7}\right)\right\}+7}{3\left\{6+\left(6+\frac{2.4}{7}\right)+7\right\}}$$

$$\times(7-2.4) = 2.28\ m$$



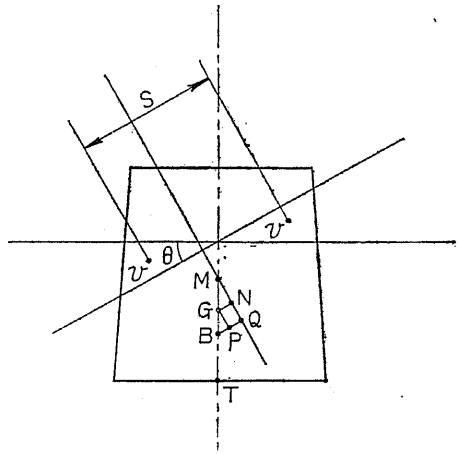
例題第三圖

[III]　重心の位置

(a)　潛函各部重心の底面上の高さの算出（第一，二圖參照）

此各材毎の計算は、數字の羅列が繁雜であるが、理論は簡單であるから途中の計算を省略して、單に結果のみを、次に列記する。

❶″ 横側壁 = 3.2 m
❷″ 横隔壁 = 3.29
❸″ 縱側壁 = 3.34
❹″ 縱隔壁(端) = 3.36
❺″ 縱隔壁(中) = 3.37
❻″ 底版 = 0.224
❼″ 横隅緣 = 0.58
❽″ 縱隅緣（端） = 0.58
❾″ 縱隅緣（中） = 0.58
❿″ 高の方向の隅緣 = 3.72



例題第四圖

〔注意〕 ❶″ 乃至 ❺″ の重心の高さは、次式に依つて求めたものである。

$$\frac{\frac{h}{4}\times\left\{G_1+G_1\left(\frac{a_2}{a_1}+\frac{b_2}{b_1}\right)+3G_2\right\}}{\left\{G_1+\frac{1}{2}G_1\left(\frac{a_2}{a_1}+\frac{b_2}{b_1}\right)+G_2\right\}} + \text{底版の厚さ}$$

但し h G_1 G_2 a_1 a_2 b_1 b_2 の意味は既述のものと同樣である。

(b)　底面上重心の高さ(TG)の算出（第一圖第四圖參照）

	體積(m^3)	臂(m)	力率(m^4)
❶ 横側壁	23.6	3.2	75.4
❷ 横隔壁	30.0	3.29	98.6
❸ 縱側壁	65.2	3.34	217.5
❹ 縱隔壁(端)	12.0	3.36	40.3
❺ 縱隔壁(中)	12.6	3.37	42.4
❻ 底版	50.2	0.224	11.1
❼ 横隅緣	3.67	0.58	2.1
❽ 縱隅緣(端)	2.21	0.58	1.2
❾ 縱隅緣(中)	2.34	0.58	1.3
❿ 高の方向の隅緣	4.2	3.72	15.5
計	$V_1=206.02$		505.4

$$TG = \frac{505.4}{206.02} = 2.45\ m$$

[IV] 浮游中の傾斜に對する安定度（第四圖參照）

$M=$ メタセンター（傾心）

$G=$ 重心

$B=$ 浮心

$\theta=$ 傾斜角

$V=$ 潛函浸水部分の體積

$I=$ 吃水線斷面の 長の方向の中心線に對する 自乘率

$v=$ 傾斜した爲の變位浸水部分の體積

$s=v$ の水の重量に等しい、力に依つて成る、偶力率臂

$GN=$ 復歸力率臂

(a) メタセンターの位置計算

$$MB=\frac{I}{V}=\frac{\dfrac{\left(B_1+\dfrac{x}{H}\right)^3}{12}}{\dfrac{\left(B_1+\dfrac{x}{H}\right)+B_2}{2}\times(H-x)}=\frac{\dfrac{6.34^3}{1}}{\dfrac{6.37+7}{2}(7-2.4)}=0.69$$

$$MG=MB-GB=MB-(TG-TB)$$
$$=0.69-(2.45-2.28)=0.52\ m$$

即ちメタセンターは、確實に重心の上にある事を知つた、尙ほ念の爲め、復歸力率を次に計算して見る。

(b) 小傾斜に對する復歸力率の檢算（但し $\theta\leqq5^\circ$ の場合）

$$GN=MG\sin\theta$$
$$=0.52\sin5^\circ$$
$$=0.046$$

$\therefore$ 復歸力率 $=GN\times W$

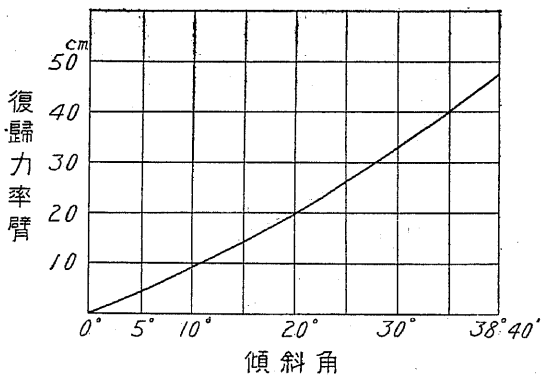
$=GN\times w_1\times V_1$

$=0.046\times2.4\times26.02$

$=22.75\ tm$

(c) 大傾斜に對する復歸力率の檢算（但し $\theta>5^\circ$ の場合）

（第四，五圖參照）



例題第五圖

傾斜角（度）	$v(m^2)$	$s\ (m)$	$BQ=\frac{vs}{V}(m)$	$BP=GB\times\sin\theta(m)$	$GN=BQ-BP\ (m)$	復歸力率$=GN\times W\ (tm)$
10°	0.885	4.22	0.122	0.029	0.093	46
20°	1.855	4.26	0.258	0.058	0.2	99
30°	2.96	4.34	0.418	0.085	0.333	165
38°40′	4.025	4.4	0.578	0.106	0.472	234

備考　38°40′ は片方の天端が丁度浸水したときの角度

[V] 結論

以上の計算に依つて、メタセンターは、勿論重心の上に在つて、然も之が復歸力率の數値も、亦相當に大であるが故に、此函塊は、浮游に際して、安全なるを知つた。

各部材の强度計算

[I] 縱と横との側壁及底版

(a) 外力と　之に依る彎曲率　並に剪力

$H=$ 天端より の深さ　　$p_0=$ 水壓 $=w_0H$（但し天端迄吃水するものと假定す）　$l=$ 壁間隔（即ち連續版と看做した場合の 徑間）　$M_1=$ 正の最大徑間彎曲率　$M_2=$ 負の最大支承彎曲率　$S=$ 最大剪力

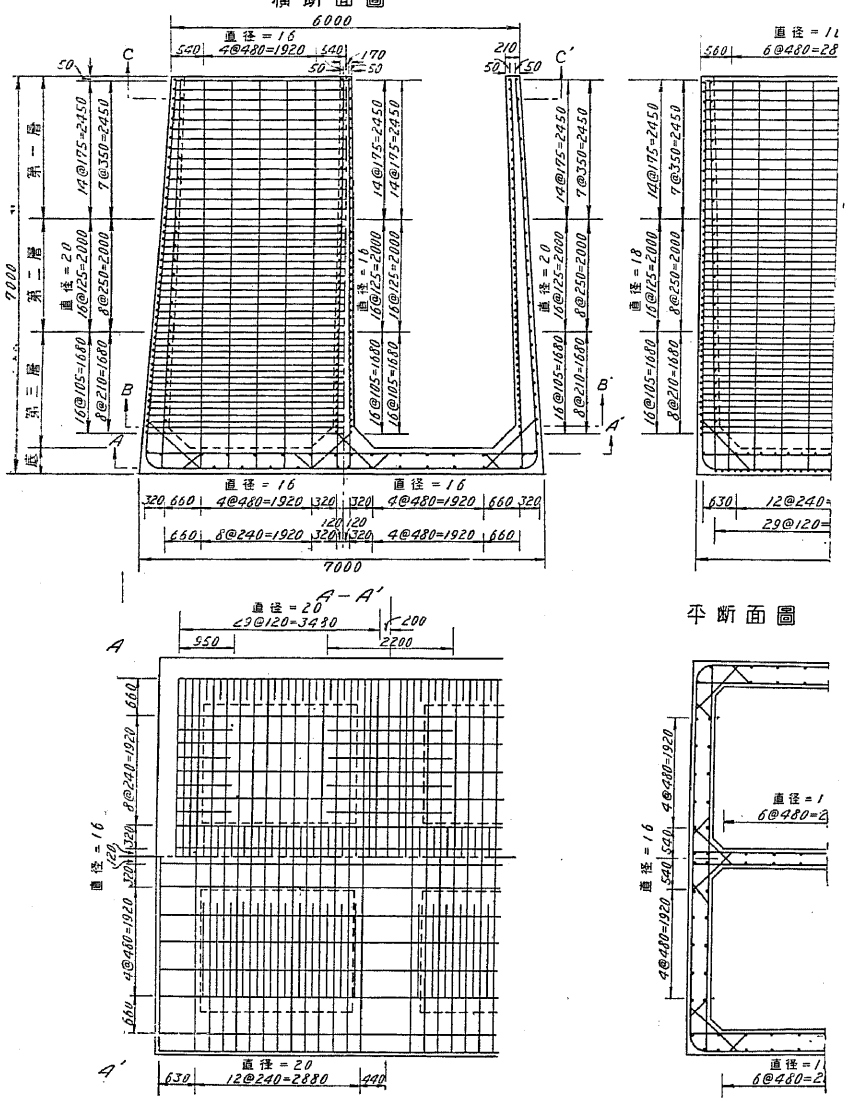
縱側壁

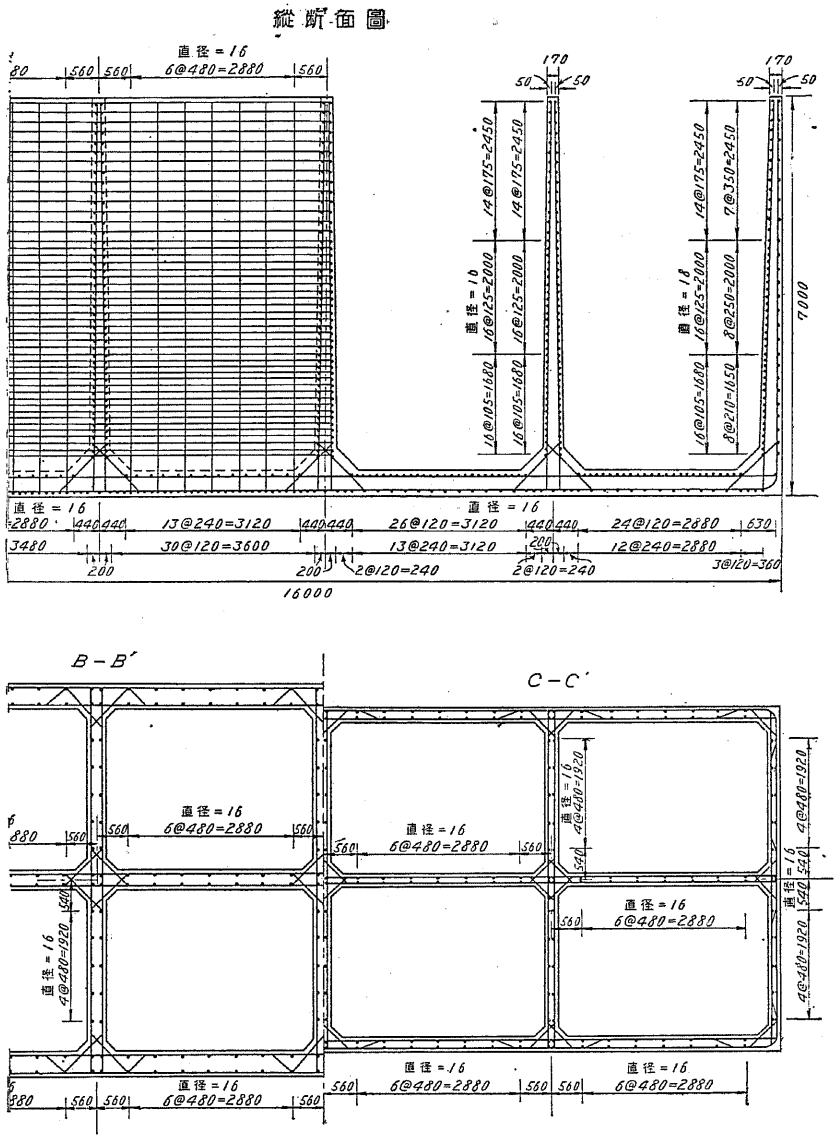
	$H\ (m)$	$p_0=w_0H(kg/m^2)$	$l\ (m)$	$M_1=\frac{pl^2}{14}(kg\text{-}cm)$	$M_2=\frac{-pl^2}{10}(kg\text{-}cm)$	$S=\frac{pl}{2}(kg)$
第一層	2.5	2,580	4	295,000	−413,000	5,160
第二層	4.5	4,640	4	530,000	−741,000	9,240
第三層	6.55	6,750	4	772,000	−1,080,000	13,500

横側壁

	$H\ (m)$	$p_0=w_0H(kg/m^2)$	$l\ (m)$	$M_1=\frac{pl^2}{14}(kg\text{-}cm)$	$M_2=\frac{-pl^2}{10}(kg\ cm)$	$S=\frac{pl}{2}(kg)$
第一層	2.5	2,580	3.18	186,000	−259,000	4,100
第二層	4.5	4,640	3.32	354,000	−513,000	7,700
第三層	6.55	6,750	3.46	587,000	−812,000	11,700

例題函塊設計圖


橫斷面圖
直徑 = 16
6000
4@480=1920
第一層
第二層
第三層
底
7000
直徑 = 20
直徑 = 18
14@175=2450
7@350=2450
16@125=2000
8@250=2000
16@105=1680
8@210=1680
A-A'
23@120=3480
12@240=2880
平斷面圖
6@480=2


縱斷面圖
直徑 = 16
6@480=2880
直徑 = 18
14@175=2450
7@350=2450
16@125=2000
8@250=2000
16@105=1680
8@210=1650
7000
13@240=3120
26@120=3120
24@120=2880
30@120=3600
13@240=3120
12@240=2880
2@120=240
3@120=360
16000
B-B'
C-C'

底　版

H (m)	$q_0=w_0H$ (kg/cm²)	l (m)	$M_1=\frac{pl^2}{16}$ (kg-cm)	$M_2=\frac{-pl^2}{10}$ (kg-cm)	$S=\frac{pl}{2}$ (kg)
7.0	7,200	3.5	551,000	−883,000	12,600

〔注意〕 底版は幅の方向に支へられたる連續版と考へる。

〔注意〕 底版に作用する外力は、水壓から底版の自重を引き去つたものであるが、此處では安全のために之を無視する。

(b) 斷面の決定

σ_c = コンクリートの許容彎曲壓應力 = 40 kg/cm²

σ_s = 鐵筋の許容張應力 = 1,100 kg/cm²

n = 鋼の彈性係數の　コンクリートの彈性係數に對する比 = 15

b = 單位幅 = 100 cm

d = 版の抗壓側表面より、抗張鐵筋重心迄の距離

d' = 版の抗壓側表面より抗壓鐵筋重心迄の距離

e = 被厚、(版の抗張側表面より抗張鐵筋迄の距離)

t = 版の總厚 = $d+e$

A_s = 抗張鐵筋斷面積

A'_s = 抗壓鐵筋斷面積

kd = 抗壓側表面より中立軸までの高さ

p = 抗張鐵筋斷面積の　コンクリートの有効斷面積に對する比

p' = 抗壓鐵筋斷面積の　コンクリートの有効斷面積に對する比

σ_c σ_s n $\frac{A'_s}{A_s}$ $\frac{d'}{d}$ を假定して d を決定せんとす。

但し $k = \frac{n\sigma_c}{n\sigma_c+\sigma_s} = \frac{15\times 40}{15\times 40+1,100} = 0.353$

$$d = \sqrt{\frac{1}{\frac{\sigma_c k}{2}\left(\left(1-\frac{k}{3}\right)+\frac{\frac{A'_s}{A_s}\left(k-\frac{d'}{d}\right)\left(1-\frac{d'}{d}\right)}{1-k-\frac{A'_s}{A_s}\left(k-\frac{d'}{d}\right)}\right)}}\sqrt{\frac{M}{b}}$$

縱　側　壁

	k	$\frac{A'_s}{A_s}$	$\frac{d'}{d}$	b(cm)	M(kg-cm)	d(cm)	採用する d(cm)	e(cm)	$t=d+e$ (cm)	d'(cm)	$\frac{d'}{d}$
第一層	0.353	0.5	0.2	100	413,000	24.3	24.4	5	29.4	5	0.205
第二層	0.353	0.5	0.16	100	741,000	32.0	31.1	5	36.1	5	0.160
第三層	0.353	0.5	0.13	100	1,080,000	38.0	38.0	5	43.0	5	0.132

横　側　壁

	k	$\frac{A'_s}{A_s}$	$\frac{d'}{d}$	b(cm)	M(kg-cm)	d(cm)	採用する d(cm)	e(cm)	$t=d+e$ (cm)	d'(cm)	$\frac{d'}{d}$
第一層	0.353	0.5	0.25	100	259,000	19.2	20.0	5	25.0	5	0.250
第二層	0.353	0.5	0.18	100	513,000	26.9	26.5	5	31.5	5	0.188
第三層	0.353	0.5	0.15	100	812,000	33.2	33.0	5	38.0	5	0.151

底　版

k	$\frac{A'_s}{A_s}$	$\frac{d'}{d}$	b(cm)	M(kg-cm)	d(cm)	採用する d(cm)	e(cm)	$t=d+e$ (cm)	d'(cm)	$\frac{d'}{d}$
0.353	0.5	0.25	100	883,000	35.7	36	9	45	9	0.25

(c) 挿入鐵筋の決定

q = 抗張鐵筋の中心間隔

ϕ = 抗張鐵筋の直徑

q' = 抗壓鐵筋の中心間隔

ϕ = 抗壓鐵筋の直徑

$$p = \frac{\frac{M}{bd^2}+\frac{\sigma_c k}{2}\left(\frac{k}{3}-\frac{d'}{d}\right)}{\sigma_s\left(1-\frac{d'}{d}\right)}$$

$$p' = \frac{\frac{M}{bd_2}-\frac{\sigma_c k}{2}\left(1-\frac{k}{3}\right)}{\frac{n\sigma_c}{k}\left(1-\frac{d'}{d}\right)\left(k-\frac{d'}{d}\right)}$$

$A_s = pbd$　　$A'_s = p'bd$

縱　側　壁

	p	p'	必要なる A_s (cm²)	必要なる A'_s (cm²)	ϕ(mm)	q(cm)	挿入せる A_s (cm)	ϕ' (mm)	q'(cm)	挿入せる A'_s(cm²)
第一層	0.00723	0.00355	17.65	8.65	20	17.5	17.9	20	35	8.86
第二層	0.00797	0.00518	24.8	16.1	20	12.5	25.1	20	25	12.6
第三層	0.00773	0.00383	29.4	14.55	20	10.5	29.9	20	21	14.9

横側壁

	p	p'	必要なる A_s (cm^2)	必要なる A'_s (cm^2)	ϕ(mm)	q(cm)	挿入せる A_s (cm)	ϕ' (mm)	q'(cm)	挿入せる A'_s (cm^2)
第一層	0.00671	0.00183	13.45	3.66	18	17.5	14.5	18	35	7.3
第二層	0.00763	0.00471	20.2	12.5	18	12.5	20.3	18	25	10.2
第三層	0.00774	0.00423	25.5	13.95	18	10.5	24.2	18	21	12.1

底版

p	p'	必要なる A_s (cm^2)	必要なる A'_s (cm^2)	ϕ(mm)	q(cm)	挿入せる A_s (cm^2)	ϕ' (mm)	q'(cm)	挿入せる A'_s (cm^2)
0.00715	0.00457	25.7	16.45	20	12	26.2	20	24	13.1

(d) 應力の檢算

$$p = \frac{A_s}{bd} \qquad p' = \frac{A'_s}{bd}$$

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

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

= 抵抗偶力の臂の長さの有効高さ d に對する比

$$\zeta_c = \frac{M}{bd^2L_c}$$

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

$$\zeta_s = \frac{n\zeta_c(1-k)}{k}$$

$$\tau = \frac{S}{bjd}$$ = 版に於ける剪應力

縱側壁

	p	p'	k	j	L_c	ζ_c (kg/cm^2)	τ (kg/cm^2)
第一層	0.00734	0.00363	0.3547	0.871	0.1573	39.6	2.43
第二層	0.0807	0.004035	0.3615	0.872	0.1873	40.9	3.51
第三層	0.078	0.00393	0.3553	0.873	0.1879	39.7	4.06

横側壁

	p	p'	k	j	L_c	ζ_c (kg/cm^2)	τ (kg/cm^2)
第一層	0.00725	0.003625	0.3592	0.867	0.1704	38.0	2.36
第二層	0.00766	0.00383	0.3587	0.871	0.1803	40.4	3.34
第三層	0.0074	0.00367	0.349	0.880	0.1815	40.9	4.03

底版

p	p'	k	j	L_c	ζ_c (kg/cm^2)	τ (kg/cm^2)
0.0073	0.00365	0.358	0.871	0.17	40.1	4.02

[II] 隔壁の計算

(a) 斷面及鐵筋量

鐵筋は二層に配列し、その被厚は相等しくす。

縱横隔壁

	H(m)	t(cm)	e (cm)	ϕ(mm)	q (cm)	A_s (cm^2)	$A_{s0}=2A_s$ (cm^2)
第一層	2.5	23.6	5	16	17.5	11.5	23
第二層	4.5	28.8	5	16	12.5	16.1	33
第三層	6.55	34.0	5	16	10.5	19.2	39

(b) 柱としての許容荷重

ζ_c = コンクリートの許容軸壓應力 = 35 kg/cm^2

d_o = コンクリートの有効厚 = $t-2e$

A_{co} = コンクリートの有効斷面積

A_{so} = 軸鐵筋の總斷面積

h = 柱の高さ

i = 支柱全斷面の最小環動半徑 $= \sqrt{\dfrac{\text{最小惰性率}}{\text{斷面積}}} = \sqrt{\dfrac{\frac{t^3b}{12}}{tb}} = \dfrac{t}{3.464}$

$\dfrac{h}{i}$ = 纖弱率　　$\dfrac{h}{i} < 45$　長柱　　$\dfrac{h}{i} > 45$　短柱

P_0 = 中心軸荷重 $= \tau_0 l$

$P_1 = \zeta_c(A_{c0} + 15A_{s0})$ = 短柱の許容中心軸荷重

$P_2 = P_1 \times (1.45 - 0.01\dfrac{h}{i})$ = 長柱の許容中心軸荷重

縱隔壁

	d_0 (cm)	b (cm)	A_{co} (cm²)	A_{so} (cm²)	P_1 (kg)	i (cm)	h (cm)	$\frac{h}{i}$	P_2 (kg)	P_0 (kg)
第一層	13.6	100	1360	23	59,500	6.8	376.4	55.5	53,200	8,200
第二層	18.8	100	1880	33	83,000	8.32	371.2	44.6		15,400
第三層	24	100	2400	39	104,500	9.82	366.0	37.3		23,350

橫隔壁

	d_0 (cm)	b (cm)	A_{co} (cm)	A_{so} (cm)	P_1 (kg)	i	h (cm)	$\frac{h}{i}$	p_2 (kg)	P_0 (kg)
第一層	13.6	100 (cm)	1360	23	59,500	6.8	276.5	40.7		10,250
第二層	18.8	100 cm)	1880	33	83,000	8.32	281.5	33.8		18,000
第三層	24	100 (cm)	2400	39	104,000	9.82	287.0	29.2		26,200

(c)　水壓に依る彎曲率を受くる版としての檢算

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

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

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

$$\zeta_c = \frac{M}{bd^2 L_c}$$

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

$$\zeta_c = \frac{M}{bd^2 L_c}$$

$$\zeta_s = \frac{n\zeta_c(1-k)}{k}$$

$$M = \frac{1}{10}pl^2$$

但し此所に計算する、水壓に依つて隔壁に、彎曲率を生ずる場合は、極めて一時的の現象に過ぎない爲めに、此際の許容應力だけは、之を特に高めても差し支えがない、即ち次表の結果迄ならば、先づ我慢が出來るのである。

[III]　結　論

以上各種の檢算に依つて、此函塊の各部材は、何れも之に受くる應力が、許容應力の範圍内にあつて、其强度の安全なることを示すものである。

縱隔壁

	d (cm)	d' (cm)	b (cm)	M (kg-cm)	S (kg)	$A_s = A'_s$ (cm²)	$p = p'$	k	j	L_c	ζ_c (kg/cm²)	ζ_s (kg/cm²)	τ (kg/cm²)
第一層	18.6	5	100	413,000	5,160	11.5	0.0062	0.334	0.905	0.1615	73.6	2,200	3.06
第二層	23.8	5	100	741,000	9,240	16.1	0.00678	0.3329	0.872	0.1776	75.0	2,250	4.45
第三層	29.0	5	100	1,030,000	13,500	19.2	0.00664	0.324	0.878	0.1823	70.3	2,200	5.3

橫隔壁

	d (cm)	d' (cm)	b (cm)	M (kg-cm)	S (kg)	$A_s = A'_s$ (cm²)	$p = p^1$	k	j	L_c	ζ_c (kg/cm²)	ζ_s (kg/cm²)	τ (kg/cm²)
第一層	18.6	5	100	259,000	4,100	11.5	0.0062	0.334	0.905	0.1615	46.5	1,390	2.43
第二層	23.8	5	100	513,000	7,700	16.1	0.00678	0.332	0.872	0.1776	52.0	1,560	3.6
第三層	29.0	5	100	812,000	11,700	19.2	0.00664	0.324	0.878	0.1823	53.0	1,600	3.86