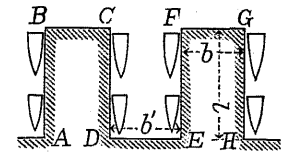


第三章 港 岸

第一節 埠頭ノ大サト港岸ノ種類

129. 埠頭ノ荷役能力 岸壁ノ荷役能力ハ荷役ヲ行フ處ノ機械的設備ノ完否、鐵道、道路又ハ水路等ノ背面地域ト港津ヲ連絡スル所ノ交通機關ノ便否並ニ上屋、倉庫又ハ置場等ノ荷捌、貯藏ヲ營ム所ノ設備ノ完否等ニ依ツテ定マルノデ簡單ニ之ヲ論ジ去ルコトハ困難デアル。又此荷役能力ハ一面突出シテアル所ノ埠頭ノ長サ及幅、埠頭ノ間ニ入込ダ船渠ノ幅等ニモ關係ガアル。例ヘバ第二百五十七圖ニ於テニ埠頭ガ突出サレテアリ、其長及幅ヲ夫々 l 、及 b トスレバ埠頭間ノ船渠ノ長サハ勿

論 l ニ等シク其幅ヲ b' トスレバ岸壁ノ總延長ハ $ABCDEFGH$ デ $4l+2b+b'$ ニ等シイガ、實際船ヲ繋グ所ノ有效岸壁ハ AB, CD, EF, GH 即チ $4l$ ニ止マリ、 BC, FG ハ稀



第二百五十七圖

ニ特種ノ荷役ヲ行ヒ、 DE モ比較的小サイ船ノ荷役ニ用ヒラレ、孰レモ前記有效岸壁ヨリモ其荷役能率が低イ。但シ閉船渠又ハ河港ノ船渠ノ場合ニハ b' ニ對シテ l ガ非常ニ長イ例ハ少クナイ。

岸壁ノ長サヲ増シテ多量ノ荷役ヲ爲スベキカ、或ハ陸上ノ荷役設備ヲ完成シテ岸壁ノ短イ處デ多量ノ荷役ヲ爲スベキヤハ相關的ノモノデ比較研究ヲ要スル。即チ前者ハ長サニ關シ後者ハ時間ニ影響スルモノデ孰レヲ經濟上有利トスルカタ考ヘナケレバナラス。

今 10 隻ノ船ガ 1000 米ノ岸壁ニ繋ガレテ船貨ノ積卸ニ 10 日間ヲ要スル場合ニ、若シ 10 隻ノ船ガ 100 米ノ岸壁ニ繋ガレテ順次ニ 1 日デ荷役ヲ了シ、

凡テ全 10 日ヲ要スルト假定スレバ後ノ場合ニハ單ニ 100 米ノ岸壁デ同量ノ荷役ヲ行ヒ、港トシテハ 900 米ノ岸壁ヲ不必要トスル勘定デ、船舶トシテハ 9 日間ノ繫船料ヲ免レ、且ツ船ノ全使用期間ノ 9 日ニ相當スル損耗ヲ節約シ、之ヲ有效ナル航運ニ利用シ得ラレル譯デアアル。以上ハ事實ヲ誇張シタモノデ、實際ニハ 10 隻ノ船ガ必ズシモ順次ニ繫船スルト云フ譯ニモ行クマイカラ、從ツテ岸壁ハ必ズシモ 100 米丈ケデ充分ト云フ譯ニハ行カナイ。又若シ短イ岸壁デ間ニ合ハセルトナレバ船ノ方デ岸壁及上屋等ノアクノヲ待タナケレバナラナイ。然シナガラ船ガ水上ヲ航走スルノハ其使命デ港内ニ繫船スルノハ言ハバ休息トモ云フベキモノデアアルカラ、港灣船舶ヲシテ成ルベク大ナル荷役能力ヲ發揮セシメルノガ一般ノ執ルベキ方針デナケレバナラナイ。此點カラ見レバ岸壁ノ長サヨリモ先ツ荷役設備ノ完成ヲ尙ブコトニナルデアアル。

爰ニ岸壁ノ荷役能力ヲ論ズルニ一般ノ船貨ノ場合ヲ取ツテ之ヲ論ジ、穀物トカ油トカ、鑛物トカ又ハ他ノ液體等ノ特種貨物ヲ除外スル。蓋シ是等ノ貨物ハ特種ノ荷役設備ヲ要スルカラデアアル。

今 5000 噸カラ 1 萬噸ノ中位ノ貨物船ヲ取ツテ見レバ其長サハ 100 米カラ 130 米デ幅ハ凡ソ 14 米位アル。中ニ重量 4000 噸カラ 8000 噸ノ貨物ヲ積ンデ前後ニ各二個ノ貨物ヲ出入セシメル艙口ガアリ、岸壁ノ 20 米乃至 25 米ニ 1 臺ノ起重機ガ備ヘテアリ、其起重機ガ 2.5 噸乃至 3.0 噸ノ揚力ヲ有スルモノトスレバ 100 米ノ岸壁ニ對シテ 10 噸乃至 12 噸ノ揚力ヲ備ヘル勘定トナル。勿論起重機ノ中ニハ浮起量機ヲ含ムモノト考ヘナケレバナラナイ。事實上岸壁 20 米乃至 25 米毎ニ 1 臺ノ起重機ヲ備ヘテ居ル港津ノ少クナク、佛蘭西ノルーあん (Rouen)、なんと (Nantes) ぼるどー (Bordeaux) ナド皆是デアアル。

1 臺ノ起重機ガ 1 時間ニ包裝船貨 10 噸乃至 20 噸ヲ取扱ヒ得ルモノトスレバ 1 日 10 時間デ凡テ 100 噸乃至 200 噸ヲ取扱フコトガ出來ル。從テ 1 年ノ操業日數ヲ 300 日トスレバ 1 臺ノ起重機ハ 1 年ニ 3 萬噸乃至 6 萬噸ヲ取扱フ勘定デ、20 米ノ岸壁ニ 1 臺ノ起重機ヲ備付クルモノトスレバ 1 年 1 米ノ岸壁ハ 1500 噸乃至 3000 噸ノ荷役ヲ爲シ得ルコトニナル。きねとどろーしゅもん (Quinette de Rochemont) ハ 1 年 1 米ノ岸壁ノ荷役能力ハ理論上 2000 噸乃至 2500 噸ニ達シ得ルモノト云ヒ、どころでもあ (De Cordemoy) ハ其著海港ニ於テ 1 年 1 米ノ岸壁ハ 600 噸ニ達シ得ルモノト言ツテ居ル。然シ揚重機械モ近來益精巧ヲ加ヘ、動力ノ供給モ潤澤トナリ、取扱者ノ熟練モ亦加ツタ關係上荷役能力モ漸次増加ノ傾向ヲ辿ツテ居ルノハ理ノ當然デ、世界多クノ港津ノ現状デハ充分ナル設備ヲ持ツテ居ルナラバ 1 米ノ岸壁ハ 1 年ニ 1000 噸乃至 1200 噸ノ荷役ヲ爲シ得ルコトハ容易デ、更ニ貨物ノ種類ニ依ツテハ大量取扱ニ適シテ 2000 噸乃至 10000 噸マデ増加シ得ルモノト信ゼラレテアル。

我橫濱港ノ第一期工事計劃ニ於テハ當時ノ輸出貨物 27 萬噸、輸入 83 萬噸合計 110 萬噸ノ中凡ソ 70 萬噸ハ東京ニ海路輸送セラレタ。之ヲ差引キ残り 40 萬噸ノ中 15 萬噸ノ石油ヲ除キ 25 萬噸ヲ計算ノ基礎トナシ、有效延長約 900 間 1 年 45 萬噸ヲ取扱フノ標準ト定メタノハ荷役設備ノ尙不十分デアツタ當時ノ計劃トシテハ機宜ヲ得タモノデ、其後第二期工事トシテ 620 間ノ岸壁ヲ築造シ、有效岸壁ノ總延長略 1800 米 (1000 間) ニ達シタ。

又先年神戸港ニ於テ調査シタ所ニ依レバ明治 38 年頃同港ニ出入シタ船舶ヲ標準トシ、棧橋荷役ナラバ 1 隻平均 2 日ヲ以テ足ルニ沖荷役ナラバ 5 日ヲ要シタ。今假リニ停船料 1 日 1 噸平均 13 錢トスレバ每隻 3 日宛餘分ノ碇泊ヲ餘儀ナクセラレル爲ニ船主ノ蒙ル損害 1 年金 161 萬餘圓 (38 年入港船舶

2099 隻 1 隻平均純噸數 1968 噸ニ上リ、貨物 1 噸ノ荷役費ニ在ツテハ沖荷役費約 51 錢、棧橋荷役費約 27 錢其差 24 錢デ明治 38 年ノ同港輸出入貨物 240 萬噸ニ對シ 1 年 57.8 萬圓ニ達スベク、此二口合計 218 萬圓トナリ、假リニ 6 歩利ト見積レバ 3700 萬圓ノ元金ニ對スル利息ヲ負擔スルニ足ル勘定デアル。此外商機ヲ逸シタリ、取引ヲ遲延セシメル爲ニ生ズル無形ノ損害ハ莫大デ、舢舨運搬中貨物ノ減失毀損スル等ノ損害ヤ舢舨保險料モ其額少ナカラズ。其外荷役ガ遅イ爲ニ船舶ノ碇泊數ヲ増シ港内ノ狹隘ヲ感ズルニ至ラシメルナドノ不利ガアル。

初メ神戸港ニ於テハ 1 年 1 間ノ荷役能力ヲ 1500 噸 1 米 824 噸トシ、岸壁ノ總延長 1592.25 間ノ中有効延長 1402 間ヲ以テ 1 年ニ 2,100 萬噸ヲ取扱フ豫定デアツタ。然ルニ神戸港ニ於テハ岸壁ニ繫イダ船ハ他側ニ於テハ舢舨役ヲシテ居ル爲ニ異常ナル荷役噸數ヲ示シタ。大正 11 年ニ於ケル岸壁荷役ニ就テ發表セラレタ所ニ依レバ第一突堤(水深 10 米及 10.9 米)及第二乃至第四突堤(水深 9 米)ニ於ケル上屋經由ノ貨物 551,101 噸、露天 113,854 噸計 664,955 噸デアルガ、舢舨ヨリ船積シ又ハ舢舨ニ船積シタモノ 908,695 噸ノ多ニ及ンダ。之ヲ有効岸壁延長 1,305 間ニ平均スレバ 1 間ノ岸壁直接荷役ハ 493 噸、本船對舢舨荷役 673 噸計 1,166 噸ニ達シタ。但シ同年私設岸壁ノ總荷役能率ハ 1 年 1 間ニ 1,380 噸ノ良成績ヲ示シタ。

又門司ノ改良工事計劃ニ於テハ外國貿易用岸壁ノ延長 730 間デ 1 年 1 間ノ荷役能力ヲ 1000 噸トシ 1 年總ベテ 73 萬噸ヲ取扱ヒ得ル豫定デアル。之ニ在來ノ荷揚場延長 300 間ヲ間口約 700 噸ヲ取扱ヒ得ルモノトスレバ約 21 萬噸、此二口合計 94 萬噸ヲ處理スルヲ得ル積デアル。若シ舢舨ノ貨物ヲ前記ノ岸壁直接取扱額ニ等シイモノトスレバ外國貿易貨物總額ハ 188 萬噸ニ達スルマデハ此計劃ニ依ル豫定デアル。

又仁川港閉船渠ニ於テハ大正 10 年中陸揚及積荷シタ貨物ガ 73 萬噸ヲ越エ、1 間當リ平均 1977 噸ニ達シタガ、恰カモ 1 米 1092 噸ニ相當シテ居ル。

又石炭トカ穀物トカせめん等ノ特種ノ貨物トナレバ岸壁ノ荷役能力モ亦非常ニ差異ガアル。

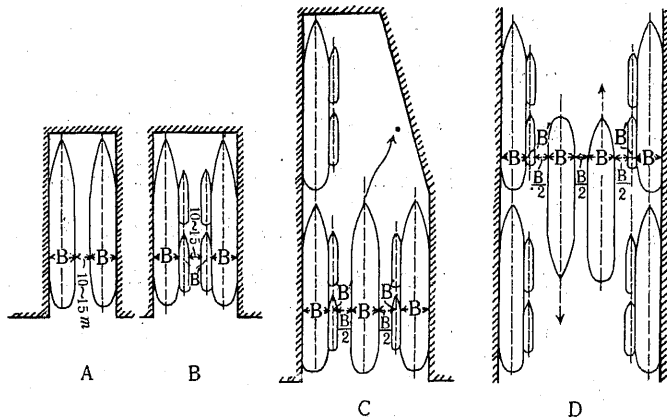
130. 船渠ノ形及大サ竝ニ埠頭ノ長サ及幅 船渠又ハ埠頭ハ港岸ニ對シテ直角ニ突出シタモノト斜ニ出サレルモノトアル。

船渠ノ長サハ繫留スベキ船ノ隻數及船ノ長サニ關係スルガ、陸上ノ上屋倉庫等ノ長サニモ關係ガアリ、餘リ長過ギルモノハ不便ガ多イ。通例 2000 米ヲ限リトシ、稀ニハ 3000 米ニ達スルモノガアル。埠頭又ハ突堤ノ長サハ亦船渠ノ形及大サニ關連シ、所ニ依リ同一デナク、繫船ノ隻數ニ依ツテ異リ、其幅ハ上屋倉庫等ノ建物ノ幅及軌道道路等ノ幅ニ關係シテ居ル。又船渠ノ幅ハ繫船ノ隻數ニ依ツテ定マル。閉船渠ヤ又河港ノ開船渠又ハ埠頭ナドニハ可ナリ多クノ船ヲ繫グコトモアルガ、海港ナドデハ一隻又ハ二隻ノ船ヲ繫グ程度ノ埠頭ヲ用ヒルコトガ少クナイ。即チ埠頭ノ長サハ一隻又ハ二隻ノ船ノ長サニ應ズルモノヲ標準トスル。然シ稀ニハ三隻又ハ更ニ多クノ船ヲ繫グ埠頭モアル。

埠頭ノ上ニ上屋ノミヲ設クベキヤ又ハ倉庫ヲモ併セ建ツベキヤ、又軌道ヲ岸壁ノ縁ニ敷設スベキヤ否ヤ等ハ荷役習慣トモ云フベキモノガ各國ニ同ジデナイカラ一概ニ之ヲ律スルコトガ六ケシイ。歐羅巴デハ倉庫ヲ岸壁ノ上ニ設ケル場合ノ外ハ殆ド常ニ岸壁ニ沿ウテ二三線ノ軌道ヲ設ケルケレドモ、米國デハ上屋ヲ岸壁ノ縁ニ近ク設ケテ上屋ノ中央ニハ單ニ軌道ヲ設ケ而カモ殆ド全部屋根ヲ以テ埠頭ヲ覆フ構造ヲ用ヒテ居ル。是レ歐羅巴デハ陸上ノ起重機ヲ利用スルヲ標準トスルニ反シ、米國デハ船中ノ揚重裝置ヲ用ヒテ荷役ヲ行フ爲デアル。從テ埠頭ノ幅ハ上屋ノ構造又ハ配置ヲ定メタ後デナケレバ亦定

マラナイ勘定デアル。

船渠ノ幅ハ其長サヤ船ノ幅及港内荷役繁簡ノ度ナドニ關シ、兩側ノ岸壁ニ船ガ繋ガレテアル場合ニ他ノ船ガ亦其間ヲ通過シテ相當ノ餘裕ガ船ト船ノ間ニ存在シナケレバナラス。故ニ一隻ノ船ヲ埠頭ノ長サノ標準トシタモノナラバ船ト船ノ間ニハ單ニ 10 乃至 15 米ノ餘裕ガアルノミデ充分デアルケレドモ(第二百五十八圖 A)、若シ海船ト河舟トノ貨物積換ガ行ハレル處ナラバ海



第二百五十八圖 船渠ノ幅

船ノ幅 B 、河舟ノ幅 B' ノ外ニ亦 10 乃至 15 米ノ餘裕ヲ取ツテ少クモ $2B + 2B' + 15$ 米ノ幅ヲ必要トスル(第二百五十八圖 B)。然シナガラ若シ二隻ノ船ノ長サヲ設備スルトキハ中間ニ船ノ通過ニ備ヘル爲中央通過ノ船ノ兩側ニ $B/2$ 丈ノ餘裕ヲ存シテ船渠ノ幅 b' ハ $4B' + 2B'$ トナル(第二百五十八圖 C)。船渠ガ若シ更ニ長クナレバ海船ヲ兩岸ニ繋留シテ河舟ヲ本船ニ著ケタ中間ニ摺違フ二隻ノ船ヲ豫想シナケレバナラナイ。此場合ニモ亦 $B/2$ 丈ノ餘裕ヲ見込メバ b' ハ少クモ $5 \frac{1}{2} B + 2B'$ ナケレバナラナイ(第二百五十八圖 D)。

今海船ノ長サ 250 乃至 300 米、幅 25 乃至 30 米デ河舟又ハ端艇ノ幅 10 米ナラバ海船一隻繋留ノ渠長 250 乃至 300 米、渠幅 85 乃至 95 米ヲ要シ、海船二隻ニ對シテ渠長 500 乃至 600 米、渠幅 115 乃至 140 米、更ニ多數ノ海船ヲ繋留セシメル場合ハ渠長ハ其隻數ニ應ジ、渠幅ハ 160 乃至 185 米ヲ要スル勘定デアル。若シ二隻ノ船ヲ繋グ埠頭デ端艇ヲ考ヘナイナラバ船渠ノ幅 b' ハ 4 隻ノ船ノ幅ニ出入ノ船ニ對シ船ト船ノ間ノ餘裕ヲ見込マナケレバナラス。此一隻ノ船ニ對スル餘裕ヲ船自身ノ幅ニ等シイモノトスレバ、此場合ノ船渠ノ幅ハ $4B + 2B = 6B$ トナル勘定デアル。

然シ此幅デハ長サノ小ナ船デモ兩岸ノ間ニツカヘルコトガアルカラ、尙船幅ノ二倍ダケ渠幅ヲ擴ゲタ所ヲ轉舵地點ヲ特ニ設ケテ置ク方ガ便利デアル。

更ニ多數ノ船ヲ片側ノ埠頭ニ繋グ場合ニハ之ニ準ジテ船渠ノ幅ヲ増ス必要ハナク、前記 $6B$ ヲ標準トスレバ大體差支ハナイ。唯海船ト河舟トノ間ニ船貨ノ積卸ヲスル場合ニハ、母船ハ或ハ岸壁ニ或ハ東杭ニ船ガレテ之ニ河船ガ接觸スルカラ、渠幅ハ多少考慮ヲ要スル。凡ソ渠港ノ陸面ト水面ノ幅ノ比ハ凡ソ 1:1 乃至 1:2 ノ間ニ在ル。

船渠ノ水深ハ最低水位ニ於テ船ノ最大吃水及水位ノ變化ヲ考ヘテ之ヲ定メナケレバナラヌ。開船渠ニ於テハ港底ト船底トノ間ニ港内ノ最大波高ヲ餘裕トシテ取ルベク、少クモ 60 糎以上ヲ必要トスル。閉船渠ニ於テハ其餘裕最少 30 糎、成ルベクハ 40 乃至 60 糎ヲ用ヒルガ普通デアル。尙小潮ノ高水位以下凡ソ 10 糎ヲ基準トシテ之カラノ深サヲ測ルベキデアル。

開船渠ノ埠頭面ハ最高水位ノ最高波又ハ暴潮ナドニ際シテモ浸水シナイ程度ニ高クナケレバナラナイ。閉船渠ノ埠頭面ハ船渠ノ水面ヨリモ 2 米高クナケレバナラナイ。

次表ハ各港船渠ノ大サヲ示シタモノデアル。

第三十五表 船渠ノ大サ

種類	港名	船渠名	船渠ノ大サ			摘要
			長サ(米)	幅(米)	深サ(米)	
開船渠	はんぶるく	ざんどとーる	1,020	95	5.5—6.0	1866年竣工, 東杭ナシ
	"	ぐらすぶるく	700	115	5.5	1872 " "
	"	ばーけん	1,365	125	5.5—7.0	1877 " 後半東杭一列
	"	ぜーげるしっふ	1,200	275	6.7—7.0	1880 " 東杭二列
	"	いんぢや	655	135	6.7—7.0	1893 " " 一列
	"	はんぎ	1,620	400	6.7—7.0	1893 " " 數列
	"	くゑるだー	1,080	225	7.0	1902 " " 一列
	"	がゐるへるむ	1,090	225	7.0—9.0	1905 " " 一列
	"	ろっす	835	215	8.0—8.5	1908 " " 一列
	"	おーでる	655	—	7.5	1913 "
	"	わるてるす	1,570	300	7.0—10.0	1914 "
	ぶれーめん	第一號	1,850	60—120	8.0	1893 "
	"	第二號	1,720	100	10	1906 "
	してっちゃん	自由港	1,200	100	6.35	1894 "
	ろってるだ	あいせる	525	120	10	1914 "
	"	れっく	785	120	10	1915 "
	"	らいん	—	140—450	7—8.5	1893 " 水面積30ha
	"	まーす	—	140—320	8—10	1906 " " 58ha
	"	わーる	—	250	8.5—10	1912 " 310ha
	にゅー	ちえるとし	244—251.5	75	8.5	—
	"	ろいどん	270	80	9.0	—
	ぼすとん	ぼすとんあるば	236	61—76	11.6	—
	横濱	—	320	109	8.5	1905—1917 "
	ふいらでる	第38第40突堤間	168.2	60.8	10.7	—
	ふんらん	第30第32突堤間	169.3	67.8	10.7	—

種類	港名	船渠名	船渠ノ大サ			摘要
			長サ(米)	幅(米)	深サ(米)	
	神 戸	第一第二突堤間	391	164—213	10—10.9	1918 "
	"	第二第三 "	364	145	9	"
	"	第三第四 "	364	145	9	"
	大 連	第一第二突堤間	606	371.2	7.2—9.0	第一突堤幅 172.3m 長 597.0 "
	"	第二第三 "	667	273	8.5—12.0	第二突堤幅 128.5 " 長 606.1 "
	"	第三第四 "	667	270	9.0	第三突堤幅 121.2 " 長 606.1 "
閉船渠	ぶれま	かいぎーは	500	125	11.7	1907 "
	はふえん	ふえん 第二號	600	150	11.7	1909 "
		" 第三號	600	150	11.7	1909 "
	あんべるす	新北第一號	525	180	9.1	1907 " 9.5ha
	"	" 第二號	700—780	200	10.3	1914 " 14.8 "
	"	" 第三號	780—1,140	200	11.3	1914 " 19.2 "
	ろんどん	ちるぶり	550	183	12.8	1916 "
	"	主船渠	490	76—91	10.7	1916 "
	"	副船渠	490	76—91	10.7	1916 "
	"	きんぐちよーち	1394	192	11.6	1921 "
	"	第五世	440	192	6.1	—
	りばー	はすきつそん	440	192	6.1	—
	ぶーる	主船渠	380	90	6.1	—
	"	副船渠	380	90	6.1	—
	まんちえ	第一乃至第八	183—408	36.5—75	8.5	1893 "
	たー	新 船 渠	850	75	8.5	1908 "
	にほ	あれきさんどら	765	153	8.0	—
	あま	あぼんまうす	428	153	7.5	—
	なげ	第一號	580	160	7.5	—
	る	べんうーえー	1,200	230	7.0	—
	仁 川	—	455	218	7.8	1918 " 9.9ha

米國ノはーちんぐ (Harding) ハ埠頭ノ大サヤ如何ト題シテ一隻及二隻ノ繫船ニ應ズル埠頭ノ長サ及幅等ヲ論ジタノハ米國式ノ傾向ヲ窺フニ足ルモノ

ガアル。は氏ハ先ヅ内地河舟、内地河川用汽船、大湖用汽船及航洋汽船ノ四種ニ分類シテ埠頭ノ長サヲ定メタ。

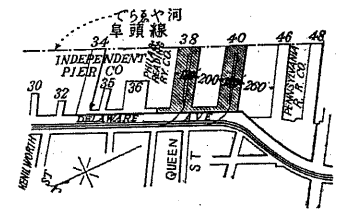
第三十六表 埠頭ノ大サ

埠頭種類	一隻繫船埠頭			二隻繫船埠頭		
	長	幅	船渠幅	長	幅	船渠幅
内地河舟	300—350	130	150	600—700	150	180
内地河川用汽船	500—550	140	280	1000—1100	160	340—350
大湖用汽船	700	140—160	280—300	1400	200	340
航洋汽船	600—700	150—160	300	1200—1400	220	350

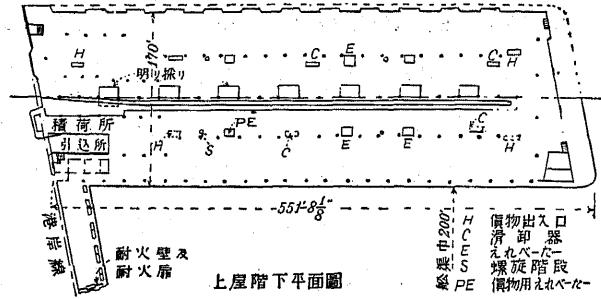
内地河舟又ハ運河舟ノ航走シテ居ル河ヤ運河ノ水深 3.66 米(12 呎) 以內ノ處デハ一隻ノ船ニ對シテハ 106.7 米(350 呎)ヲ單位ノ埠頭長トシ、二隻ノ船ナラバ其二倍ヲ用ヒレバ善イ譯デアアルガ、場合ニ依ツテハ 91.5 米(300 呎)ヲ單位ノ長トスルコトモ出來ル。又埠頭ノ幅ハ上屋ノ外ニ四條ノ軌道ヲ敷設シ得ル丈ノモノヲ必要トシ、上屋ハ長サ 61 米(200 呎)幅 18.3 米(60 呎)、高サ 9.1 米(30 呎)ノ程度デ外ニ 30 米(100 呎)内外ノ空地ヲ要スルカラ、前表ニ擧ゲタ通り一隻並ニ二隻埠頭ニ對シテ 39.7 米(130 呎)乃至 45.7 米(150 呎)ノ幅ヲ要スルコト、ナル。更ニ埠頭間ノ間隔又ハ船渠ノ幅ハ舟幅 10.7 米(35 呎)ノ河舟 4 隻ニ若干ノ餘裕ヲ見込ミ、或ハ幅 13.7 米(45 呎)ノ河舟 3 隻ヲ基準トシテ之ヲ定メ、一隻埠頭ノ河舟ニ對シテハ 45.7 米(150 呎)、二隻埠頭ニ對シテハ 54.9 米(180 呎)ノ幅ヲ用ヒテアル。河川用ノ汽船ニ對シテハ以上埠頭ノ大サヲ定メルニ現在ノ船ノ大サヲ標準トシテ之ヲ定メ、大湖地方ノ現在ノ船ノ長サハ 190.5 米(625 呎)ヲ普通トシ、幅ハ 18.3 米(60 呎)ヲ超エ、水路ノ深サハ 6.5 米(21 呎)ニ定メラレテアルガ將來ハ船ノ長サ幅モ増加スベク、一隻埠頭ノ長サハ 213.4 米(700 呎)、二隻埠頭

ノ長サヲ其倍トシテアル。航洋貨物船ノ單位長ハ 183 米(600 呎)乃至 213.4 米(700 呎)、ヲ取り、之ニ對シテ長サ 61 米(200 呎)ノ上屋二棟、間ニ 30.5 米(100 呎)ノ空地ヲ存シタモノヲ必要トスル。二隻埠頭ニ對シテハ凡ベテ是等ノ二倍ノ寸法ヲ要スル譯デアアル。埠頭ノ幅ハ上屋ノ容量ニ密接ノ關係ガアルノデ後章ニ之ヲ詳説スルケレドモ、今一棟ノ上屋ガ 61×24.4(200'×80')デ堆貨高ヲ 7.6 米(25')トスレバ其容量 11,318 立米(400,000 立呎)デ二棟ノ上屋ナラバ其容量 22,636 立米(800,000 立呎)、恰カモ 4000 噸ノ船二隻分ノ貨物容積ニ等シイ。若シ又 200×100×25' 上屋二棟ヲ用ヒレバ埠頭ノ兩側ニ 5000 噸ノ船ヲ繫イデ其貨物ヲ陸揚スル場合ノ容積ニ等シイ。埠頭ノ幅 45.7 米(150')ノ中ニハ 91.3 米(70')ヲ鐵道及道路ニ利用シ、自餘ノ 24.4 米(80')ヲ上屋敷ニ充テル勘定デアアル。勿論露天置場トシテハ上屋間ノ空地ヲ之ニ用ヒルコトガ出來ル。以上堆貨高ヲ 7.6 米トシテアルガ實際ニハ 1.5 米乃至 2.0 米位ニ積ムヲ便利トスル貨物モ少クナイ。又以上ハ凡ベテ船貨ガ上屋ヲ經由スルモノト假定シテアルケレドモ實際ニハ船カラ直チニ鐵道デ後方ニ輸送セラレルモノモアレバ、又艀船荷役デ他方面ニ送ラレル貨物モアリ、其割合ハ各地必ズシモ一定デナイカラ、埠頭ノ幅ハ夫々地方運輸ノ状態ヲモ参照シナケレバナラナイト云フコトニナル。

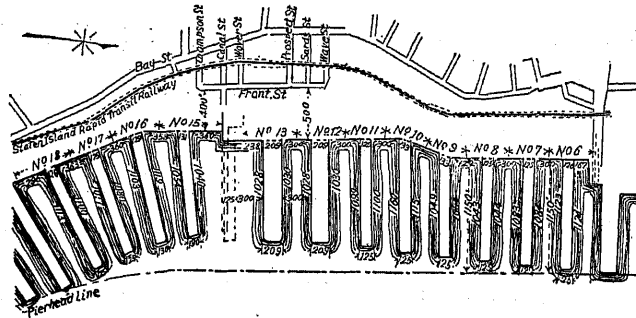
第二百五十九圖ハふいらでるふいや さうすわーく區(Southwark District)ノ埠頭平面圖デ、新ニ出來タ第 38 號及 40 號埠頭ノ幅 54.85 米(180 呎)、長サ 168.19 米(551'8 $\frac{1}{8}$ ")デ第二百六十圖ハ其ノ明細圖デアアル。又第二百六十一圖ハに、一よーく市ガ對岸すてーてん島(Staten Island)ニ作ツタ汽船埠頭デ、



第二百五十九圖
ふいらでるふいや



第二百六十圖

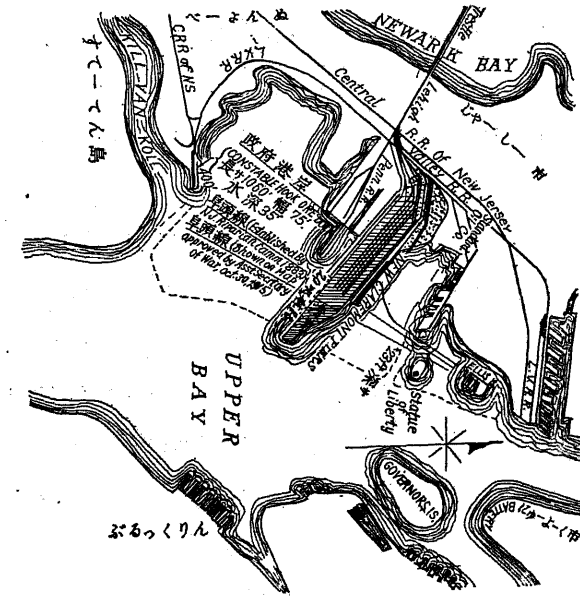


第二百六十一圖 にてよーく すてーん埠頭

第 12、13、15、16 號埠頭ニハ 2 階建ノ上屋ヲ用ヒ他ハ 1 階建デアル。埠頭ノ幅ハ第 6 乃至第 11 號、第 17 及 18 號ハ 125 呎、第 12 及 13 號ハ 209 呎第 15 及 16 號ハ 130 呎デアル。

第二百六十二圖ハ亦に、よーく市ガジャーシー市ニ作ツタ鑛石陸揚埠頭デアル。

えるべ とらふ運河ノ終端り、よーく港 (Lübeck) ノ運河貨物ハ 1 年 60 萬噸、載荷船 2860 隻、空船 715 隻併セテ 3575 隻之ヲ 3600 隻ト假定シタ。即チ 1 年 1800 隻ノ船ガ出入スル勘定デ、各 10 日繫船シ、1 年ノ航海日



第二百六十二圖 にてよーく ジャー埠頭

數ヲ 300 日トスレバ $\frac{1800 \times 10}{300} = 60$ 1 日平均 60 隻ノ船ガ繫ガレル譯デアル。然シ船ノ荷役ハ必ズシモー様ニ行カヌカラ、前ノ二倍ヲ取ツテ 120 隻ノ船ガ積卸ヲスルモノト考ヘルコトガ出來ル。一隻ノ船ノ長ガ 55.0 米ナレバ一列ニ船ヲ繫グ岸壁ノ必要ナル長サガ 6600 米トナル。若シ此一半ガ同港ノ海港ノ方ニ繫ガレルモノトスレバ内港ノ方ニハ 3200 米又ハ 4000 米ノ岸壁ガ必要デアル。若シ又船渠ノ兩側ニ船ヲ繫グナレバ船渠ノ必要ナル長サハ 1000 米トナル。又兩側ニ各一列ノ幅 10.6 米ノ船ガ繫ガレテ岸壁ノ間ニ 0.5 米ノ間隙ヲ有シ、是等兩船ノ間ニ 2 米ノ間隙ヲ存シテ 4 隻ノ船ガ交行スルモノトスレバ正味必要ナル船渠ノ幅ハ 74.6 米トナル。而シテ 實際ノ渠幅ハ 100 米ヲ用ヒタ。

131. 水陸連絡ト埠頭荷役及沖荷役 天然ニ又ハ人工ニ依ツテ風浪ヲ遮リ、陸路又ハ水運ニ依ツテ内地ニ連絡セラレテ居ル所ノ港内ノ部分ハ此ニ船ヲ繋イデ貨物ノ積卸又ハ旅客ノ乗降等ヲ爲サシメルニ適スル。或ハ深く入込ダ入江トカ、特ニ築造シタ船渠トカ、或ハ河岸湖邊ナドハ此目的ニ利用サレタル。

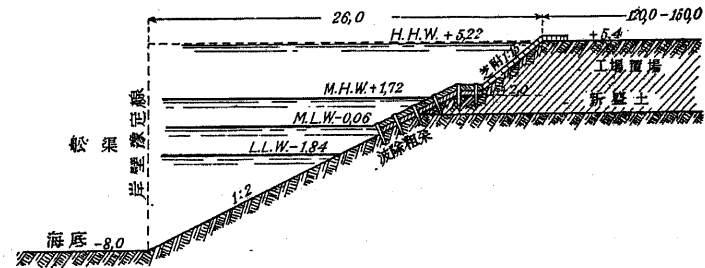
陸路輸送ノ貨物が港ニ集リ、水運ニ依ル船貨ガ亦港ニ著イタ時ハ孰レモ其貨物が船ニ授受セラレルノデ、船貨ヲ直接陸上ニ積卸ナスルトキハ港岸又ハ埠頭ヲ必要トシ、本船ト陸ノ間ニ端艇ヲ用ヒルトキハ沖荷役又ハ端艇荷役トナル。港岸トハ海邊河岸ナドニ沿ウテ作ラレル傾斜シタル護岸擁壁等カラ船ヲ横付ケニシ得ベキ棧橋岸壁ノ類ニ至ルマデ其種類ガ多イ。而シテ水陸運輸ノ連絡ガ頻繁ニシテ必要ノ度ヲ増ス程直立壁ヲ設ケテ船ト陸トノ接觸ヲ密ニシ以テ其間ノ貨物ノ輸送距離ヲ短クスルヲ便トスル。

然シ貨物ノ輸送ハ斯クノ如ク直接船ヲ港岸ニ近ヅケテ積卸ヲ行フトハ限ラナイ。或ハ船カラ他ノ船ニ船貨ヲ積換ヘ、又ハ海船カラ河舟ニ貨物ヲ移ス様ナ場合ニハ港内ニ船ヲ繋グ爲ニ束杭ヤ繫船浮標ヲ必要トスル。

132. 港岸ノ種類 水陸連絡ノ程度又ハ貨物ノ種類數量等ニ應ジテ港岸ノ構造ハ異ナル。漁港ヤ避難港ナドニハ構造上ノ注文ガ少イケレドモ商港トナレバ港岸築造ノ條件ガ多イ。即チ前者ニハ多クノ場合ニ傾斜シタル護岸又ハ物揚場デ充分デアルケレドモ、後者ニ對シテハ殆ド垂直ナル直立壁ヲ必要トスル。斯クノ如ク構造上カラ港岸ヲ傾斜シタル護岸、半バ傾斜シ半バ直立セル港岸及岸壁又ハ直立港岸ノ三ニ分類スルコトガ出來ル。又護岸岸壁ニ直接船ヲ繋グモノト、片棧橋又ハ横棧橋ヲ是等ニ沿ウテ設ケ之ニ船ヲ繋グモノトノ別ガアル。

第二節 傾斜シタル護岸

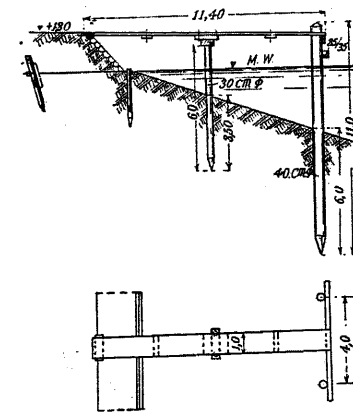
133. 傾斜シタル護岸 港岸ハ時トシテ將來ノ擴張ヲ豫想スル簡易ナル傾斜護岸ヲ用ヒ一時ヲ糊塗スルコトガアル。此場合ニハ土質ニ應ジテ 2 割乃至 3 割位ノ法ヲ用ヒルガ非常ニ軟弱ナル地盤デハ更ニ緩イ法ヲ必要トスルコトモアル。然シ波浪ノ爲ニ水涯ガ崩壊スルカラ平均低水位カラ上ハ粗朶ヲ用ヒタリ石ヲ張ツタリシテ波除ヲ作ル。第二百六十三圖ニ示シタモノハ平均低水



第二百六十三圖 さろぶるく

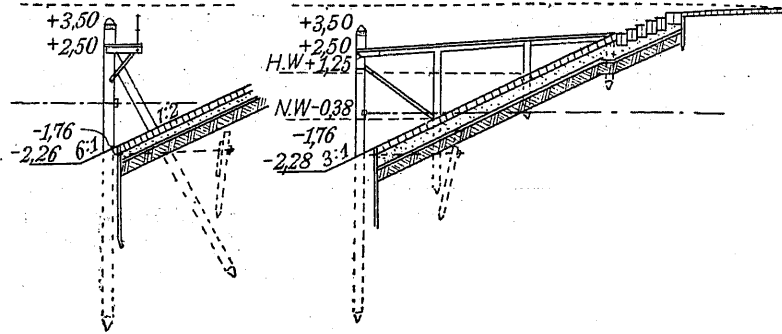
位 -0.06 米カラ小段 +2.0 米マデ波除粗朶ヲ用ヒテ上ニ石ヲ敷イテアリ、小段カラ上ハ土羽ヲ用ヒテ稀ニ起ル高水ノ波除ケトシテアル。

第二百六十四圖ハ平均水位ヨリ上ハ張石厚サ 0.50 米ヲ基礎 0.20 米ノ上ニ用ヒテ 3 割法トシ、以下ヲ 1 割トシ間ニ矢板ヲ用ヒテ背後ニ控杭ト鎮桿ヲ用ヒタ例デ、船ヲ繋グ爲ニ幅 1 米ノ棧橋ヲ設ケテアル。



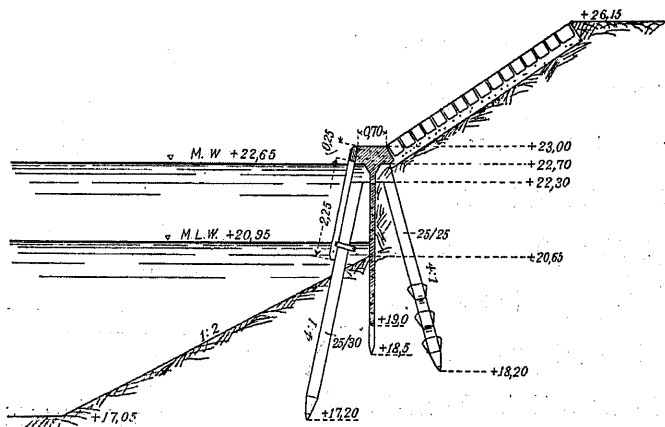
第二百六十四圖 だんちひ

以上ハ港岸トシテ假設ノモノデアルケレドモ又漁港ナドニ於テハ石ヲ張ツタ傾斜護岸ヲ用ヒタリ、或ハ石炭積込ノ港岸ニ於テ同ジク簡單ナル此種ノ護岸ヲ用ヒタ例ガアル。第二百六十五圖ハ和蘭すけぶにんぐ(Scheveningue)漁



第二百六十五圖 すけぶにんぐ

港ノ港岸デ粘土層ノ上ニ礫ヲ敷イテ更ニ其上ニ張石ヲシタモノデアルガ、船ヲ附ケル爲ニ棧橋ヲ設ケテアル。又第二百六十六圖ハちゐるすぶるぐ一るおると港ノ石炭積込機ヲ設ケテアル所ノ護岸ヲ示シタモノデアル。



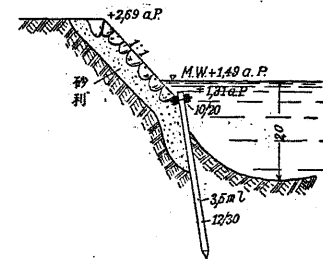
第二百六十六圖 ちゐるすぶるぐ一るおると

134. 法リト土留柵ヲ用ヒタル港岸 傾斜シタル護岸ハ工費ガ最モ廉デアアルガ、然シ廣イ面積ヲ要シ、他日岸壁ヲ法尻ニ造ル場合ニ全然水中ニ於テシナケレバナラヌカラ工費ガ増大スルノハ其大缺點デアアル。故ニ充分ナル面積ガナク、而カモ船ヲ繋グ必要ナル場合ニハ上部ニ傾斜シタル法ヲ用ヒ、下部ニ矢板又ハ他ノ土留柵ノ類ヲ用ヒレバ此弊カラ免レルコトガ出來ル。

上部ノ法ハ裏込ノ礫ナドノ上ニ石ヤ煉瓦ナドヲ張ツタモノガ多く、1:1乃至1:2位ノ勾配ヲ用ヒルノヲ普通トスル。又法尻ハ平均水位ト平均低水位ノ間ニ止メルノガ通例デアルケレドモ、時トシテ更ニ高ク法ヲ止メタ例モアル。

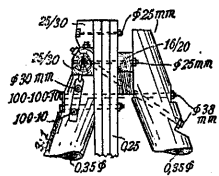
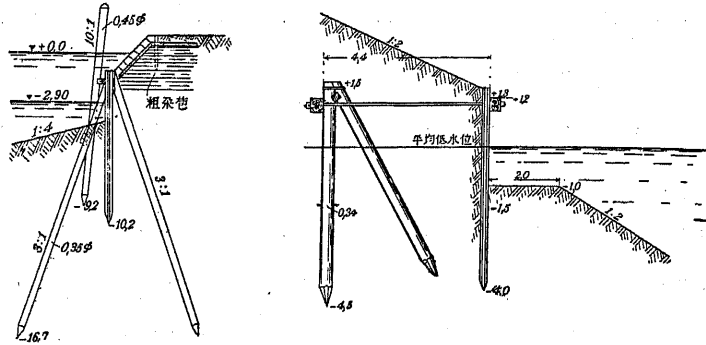
下部ノ土留工ハ両面ニ貫材ヲ以テ頭部ヲ挿ミ、ぼるとヲ以テ締付ケルコト

第二百六十七圖ノ如クシタル簡單ナ矢板ヤ
第二百六十八圖ノ如ク複雑ナル構造ヲ用ヒタ例モアル。矢板又ハ土留柵ハ垂直ナモノト（第二百六十八圖、第二百六十九圖、及第二百七十圖）、前又ハ後ニ其頭部ヲ傾ケタモノト三種アル（第二百六十七圖及第二百七十一圖）。是等ノ中第二百六

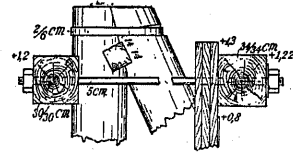


第二百六十七圖

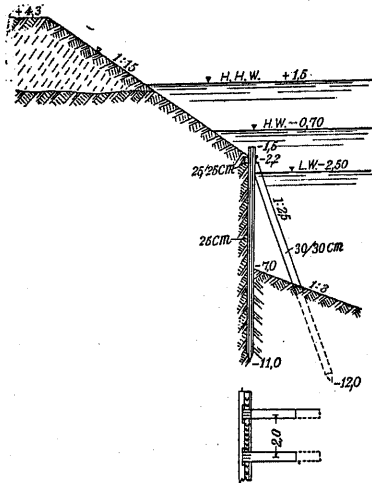
十七圖ノ如ク矢板ノ脚ヲ前ニ突出ストキハ土壓ニ對シテ抵抗力ガ強ケレドモ垂直ニ矢板ヲ打込ムトキハ第二百六十九圖ノ如ク背後ニ控杭ヲ打込ミ鎖桿ヲ以テ矢板ヲ支ヘ土壓ニ抵抗セシメルカ又ハ第二百七十圖ノ如ク前方ニ斜ノ杭ヲ以テ矢板ヲ支ヘナケレバナラヌ。控杭モ亦二本ヲ用ヒ其一方ヲ傾斜シテ第二百七十一圖ノ如クシタリ、或ハ双方トモ其杭脚ヲ踏張ツタ例モアル（第二百七十二圖）。又矢板ノ頭部ヲ前ニ傾ケルトキハ勿論他ノ杭ニ依ツテ之ヲ支ヘナケレバナラヌ。矢板ノ代リニ並杭ト板ヲ用フレバ經費ハ廉デアアル。又海



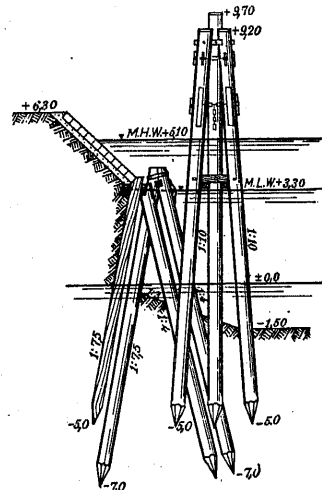
第二百六十八圖
えむでん



第二百六十九圖
くっくすはーふえん

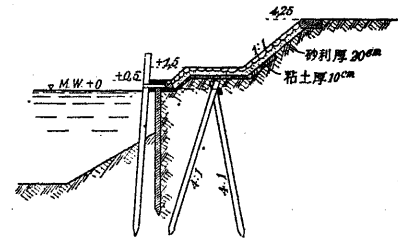


第二百七十圖
ふれーまーふらいべちるく



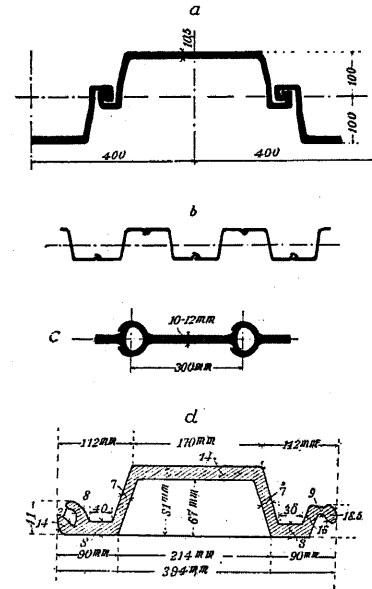
第二百七十一圖
はらんぶるぐ

蟲ノ居ル處デハ木ノ矢板ノ代ニ鐵筋こんくりーと又ハ鋼製ノ矢板モ亦用ヒラレタ。第二百七十三圖 a はらんせん(Larssen)、b はらんぶ(Lamp)、c ハペーれんど (Behrend)、d はらんそむ (Ransome)、e ハてるるーち(Terres Rouges)、f ハ我日本製鐵式鋼矢板デア。鋼矢板ハ若シ傾斜シタ法リナシニ用ヒラレ、バ即チ次ニ述ベル直立港岸トナル。

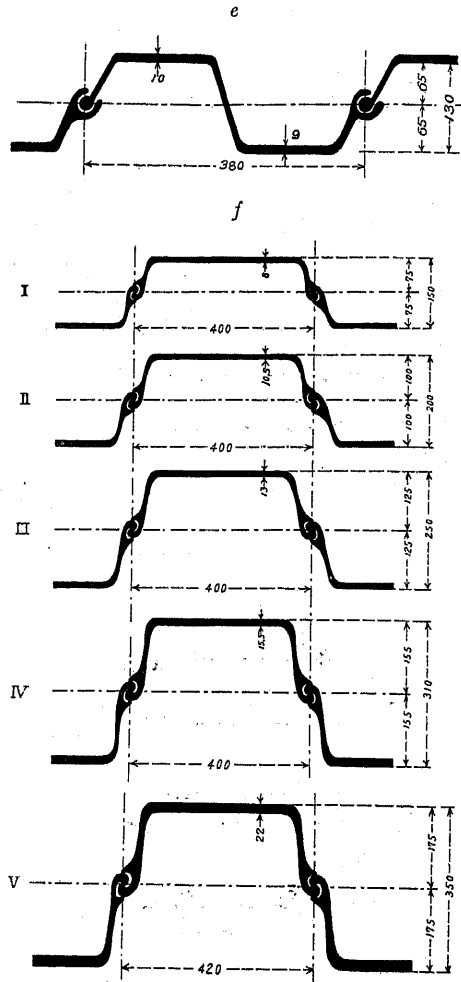


第二百七十二圖 きーる

此種ノ港岸ハ屢々繋船ニ用ヒラレルカラ、或ハ防衝杭ヲ打込シテ、或ハ棧橋ヲ法ノ上ニ設ケル場合ガ多イ。又簡單ナル場合ニハ若干ノ距離ヲ隔テ、階段ヲ設ケテ船ヲ繋グ處モアル。



第二百七十三圖



第二百七十三圖

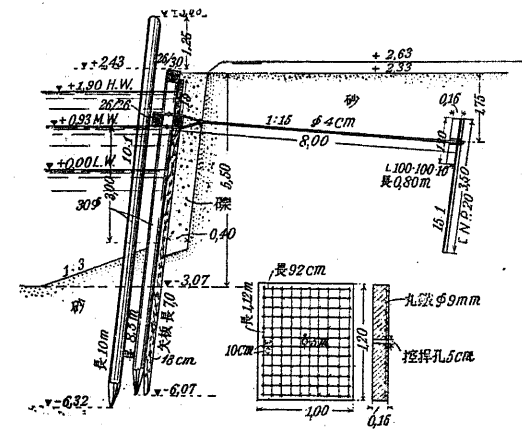
第三節 直立港岸

135. 直立港岸 前=述べた港岸ハ或ハ法ヲ有シ、或ハ法リト土留工ヲ用

ヒタモノデ、孰レモ交通ノ少イ港灣ニ限ツテ用ヒラレ亦或ハ未完成ノ港岸トシテ假リニ築造セラレル様ナ場合ニ用ヒラレルモノデアル。然シ重要ナ港又ハ交通ノ頻繁ナ港デハ直立港岸ヲ用ヒルノヲ常トスル。蓋シ大キイ船ノ側面ハ垂直ヨリモ寧ロ下腹ガ膨出シテ居ルカラ、船ト陸トノ間ノ隙間ヲ少クスル爲ニハ海岸面ヲ少クモ垂直ニ近カラシメナケレバナラス。

斯クノ如ク直立壁ヲ作ルニモ土留工又ハ擁壁ノ原則ニ依リ或ハ板ヲ用ヒ或ハ鐵筋こんくりーと等ヲ主トシテ土留柵ヲ形クルモノト、こんくりーと塊又ハ鐵筋こんくりーと函等ヲ用ヒテ強固ナル構造ヲ形クルモノト二種ニ分ケルコトガ出來ル。前者ハ主トシテ土留又ハ背後ノ土壓ニ堪ヘ得ル港岸ト謂フベク、名ケテ土留港岸ト云フ。後者ハ亦土壓ニ堪フベキハ勿論、前面ニ繋ガル、船ヤ波ノ激衝ニ對シテモ充分ナル強サヲ備ヘナケレバナラスモノデ、即チ所謂岸壁ト呼バレテ居ルモノ是ガアル。

136. 土留港岸 工費ノ低廉施工ノ迅速ヲ主トシテ低級ノ港岸トシテ屢々用ヒラレルモノハ土留港岸デアル。擁壁ノ理ニ依リ或ハ板ヲ用ヒ或ハ鐵筋こ

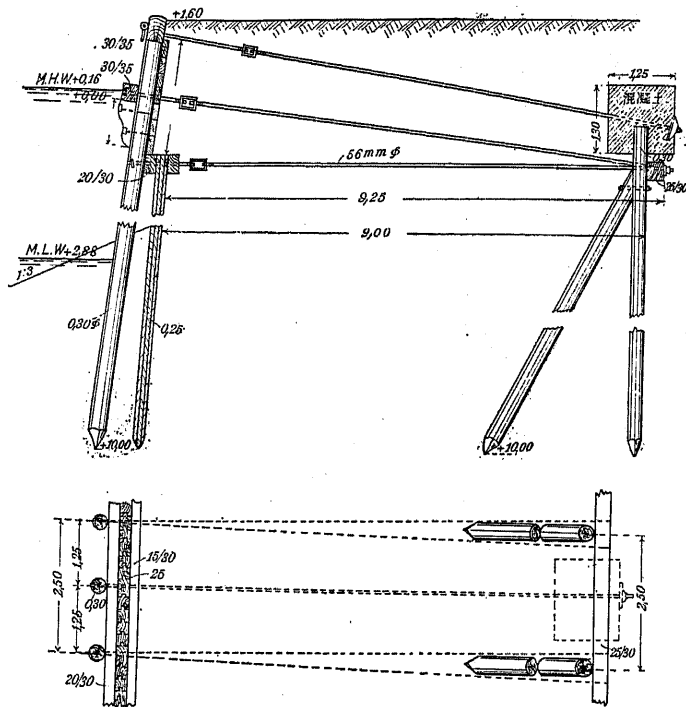


第二百七十四圖 びらう

んくりと版等ヲ用ヒテ作ラレルガ、勿論木板ヲ用ヒル處ハ海蟲ノ被害ノナ
イ處デナケレバナラヌ。

土留港岸ハ其下部ヲ垂直又ハ 10:1 位ニ傾斜セシメタ矢板デ作り、矢板ノ
天端ハ之ヲ平均水位又ハ低水位ヨリ上ニシテ一側又ハ兩側ニ貫材ヲ以テ締附
ケルノヲ通例トスル。此矢板ノ前ニ之ト接觸シテ 1.5 米内外ノ間隔デ長イ杭
ヲ打込ミ、杭頂ハ岸高ニ達セシメ、杭頂ハ亦貫材ヲ以テ連絡シ、杭ノ背後ニ
ハ木板ヲ地平ニ密接シ、裏込ニハ砂利、煉瓦片等ヲ用ヒル。

びらう（第二百七十四圖）及えむでん（第二百七十五圖）ハ其一例ヲ示シ
タモノデアル。

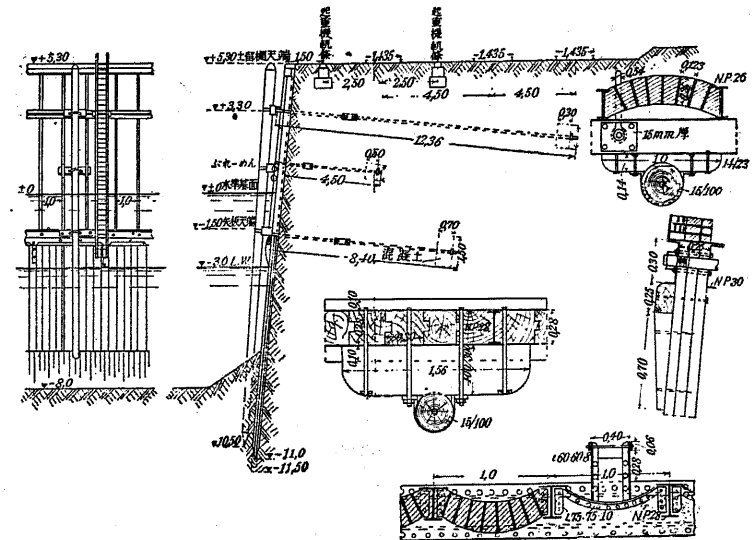


第二百七十五圖 えむでん

斯クノ如ク作ツタ土留港岸ハ尙背後ニ控杭ヲ打込ニテ鉛引ノ繫桿デ矢板
頭部ノ貫材ヤ、又ハ矢板ノ前ノ杭ノ貫材ナドヲ締附ケテ土壓ヲ支ヘシメル。

然ルニ下部ノ矢板ハ兎ニ角上部ノ板柵ハ交々水氣ニ觸レル爲ニ腐蝕シ易イ
カラ、之ヲ鐵材ヤ石工又ハ鐵筋こんくりとナドデ作ルニ至ツタ。

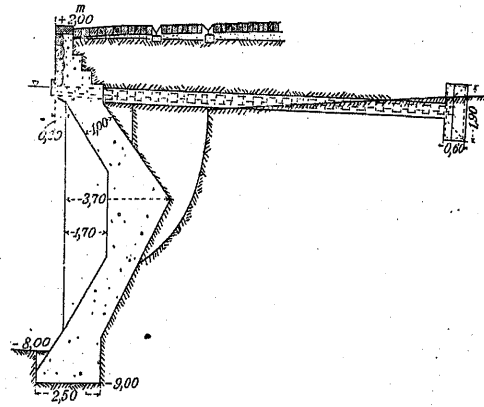
ぶれーめん港石炭揚場ニ用ヒタ土留港岸ハ第二百七十六圖ニ示シタ様ニ、
下部ニハ厚サ 28 種ノ矢板ヲ打駢ベ、其頂部ニハ 30 番 \square 形鐵二個ヲ背合ニ



第二百七十六圖 ぶれーめん土留港岸

向ハセテ兩方カラ挟ミテ貫材トシ、更ニ其上部ニハ幅 48 種ノ鐵板ヲ冠ラセ、
1 米ノ間隔ヲ以テ 28 番ノ工字鐵ヲ其上ニ立テ、柱トシ、角鐵デ之ヲ件ノ鐵
板ニ打附ケタ。又鐵板ノ上ニハ圖ニ示シテアル様ニ撓ケタ角鐵ヲ釘接シ、工
字柱ノ間ニ架シテ楔形ノ煉瓦ノ下端ヲ支ヘテ拱形ヲ作ツタ。頭部ニハ 28 番
 \square 形鐵及花崗石ヲ冠セテ隅石トシテアル。工字柱ハ二個ノ 28 番 \square 形鐵ヨリ
成ル所ノ控桿長サ 12.36 米ニ依ツテ 1 方米ノこんくりと塊ニ繫ツテアル。

柱ヲ曳張ル第二ノ控桿ハ長サ4.5米デ繫船環ヲ取附ケテアル。矢板頭ニハ3米毎ニ第三ノ控桿ヲ取付ケ、L形鐵ノ下ニハ横ニ防衝材ヲ繫桿デ締附ケテアル。又第二百七十七圖ハ辺頃出來タ丁抹國こっぺんはーげんノ港岸断面デアアル。



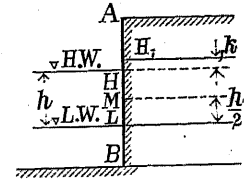
第二百七十七圖 こっぺんはーげん

又直立港岸ノ前ニ棧橋ヲ架設シタモノハ片棧橋トナル。

137. 土留港岸ノ安定 土留港岸ハ裏込土砂ノ土壓ニ對シ、更ニ前方ニハ水壓ヲ受ケ後方ニハ亦水壓及浮力ニ影響セラレ、之ニ加フルニ起重機、軌道、貨物、建物等カラ來ル過載荷重ヲ荷ハナケレバナラヌ。

裏込土砂ノ土壓ハ其土質ヤ天然止角及粘著力ノ有無多少等ニ依ツテ異ナルハ勿論、地下水浸潤ノ程度ニ依ツテ同一デナイ。港岸前後ノ水壓ハ反對ノ方向ニ働クカラ、前後ノ水位ガ同一ナラバ水壓ハ之ヲ不問ニ附シテ差支ナイ。然シ毛管現象ノ爲ニ裏込ノ地下水々位ハ岸前ノ水位ヨリモ多少高く吸揚ゲラレテ居ル。此高サヲ h トスレバえんげりす教授 (Prof. Engels) ノ説ニ從ヘバ凡ソ 0.1 乃至 0.5 米デアアル。但シ實際ニハ干満ノアル處デハ地下水々位ガ如何ニ HW ト LW ニ追従スルカハ問題デアラネバナラヌ。今裏込土砂トシテ砂ヲ用ヒタ場合ニ港岸裏込ノ排水ガ良ク行ハレテ居ルモノト假定シテ AB ヲ港岸 (第二百七十八圖)、 H 及 L ヲ夫々高水位低水位ノ高サトスレバ H ヨリ h 丈ケ高ク H_1 ト A ノ間ハ乾砂トナリ、 L 以下ハ勿論水濕飽

和ノ砂デ而カモ HW ト LW ノ中間ヲ M トスレバ LM ノ間モ亦水濕飽和ノコトアルベク、 H_1M ノ間ハ濕砂ト云フ程度ノモノデアアル。えんげりす教授ガ純砂ヲ以テ研究シタ結果デハ砂ノ濕潤程度ト其重量及天然止角ハ大凡次ノ如クデアツタ。



第二百七十八圖

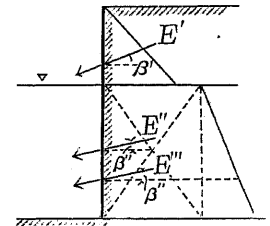
第三十七表 砂ノ重量及天然止角

砂ノ濕潤程度	重量(每立米噸)	天然止角
普通ノ乾砂	1.6	31°
濕砂	1.8	40
水濕飽和ノ砂	2.1	29

實際港岸ノ裏込ニハ割栗石、砂礫又ハ鑛滓ナドヲ用ヒルカラ、勿論其重量ヤ天然止角ハ上記ノモノトハ必ズシモ同一デハナイ。又乾砂ト濕砂又ハ濕砂ト飽砂ト云ツテモ其境界ハ必ズシモ劃然トハ定メ難イカラ、其土壓ノ推移ニ就テモ徐々ニ變化シテ決シテ急激ニ不連續的ニ變化ヲシナイモノト考ヘルノガ事實ニ近イ。從テ港岸ノ安定ハ裏込ノ地下水々位ガ低水位ノ高サニアルモノト假定スルヲ安全トスル。

過載荷重ハ港岸 1 方米上ノ最大荷重ヲ W 噸トシ、土砂ノ重量ヲ γ_e (每立米噸) トスレバ其換算高 h_0 米ハ勿論 $h_0 = \frac{W}{\gamma_e}$ ニ等シイ。

又港岸背後ノ正土壓 E ハ壁面ト裏込土砂ノ摩擦ニ依ツテ壁面ノ垂線ト β ナル傾斜角ヲ

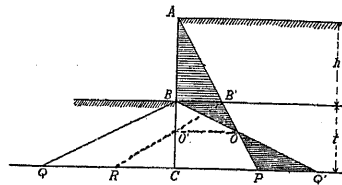


第二百七十九圖

爲ス。此 β ノ大サハ壁面ガ粗糙ナ場合ニハ乾イタ砂ノ裏込ニ於テ天然止角 φ ニ等シク、稍々平滑ナ壁面デ $\frac{2}{3}\varphi$ ニ等シク、更ニ平滑ナ壁面デハ β ハ $\frac{1}{3}\varphi$ ヨリモ小ナルコトガアルカラ、水中デハ勿論鋼矢板ナドヲ用ヒル港岸デハ $\beta = 0$ トスルコトガ出來ル。即チ土壓ノ方向ハ地平ヲ爲ス。

次ニ土留港岸ノ安定ニ於テ矢板ノ根入ガ深イ關係ヲ持ツテ居ル。第二百八十圖ニ於テ ABC ヲ矢板トシテ上部ノ高サヲ h 、根入ヲ t トスレバ矢板ノ

背面ニハ ACP ナル正壓ヲ受ケ前面ニハ BCQ ナル負壓ヲ受ケル。故ニ $CQ = CQ'$ ヲ取り BQ' ヲ連ネレバ ABO ハ正壓デ OPQ' ハ負壓ヲ表ハス。 O カラ地平ニ OO' ヲ引キ AC



第二百八十圖

ト O' ニ交ラシメレバ O' ハ正負兩壓ノ平衡シタ點デ $CR = p$ ハ矢板ノ C 端ニ於ケル超過壓力ヲ示ス。 $B'O'R$ ハ亦一ノ拋線ト假定スル事ガ出來ル。砂ヲ以テ行ツタ實驗ニ依レバ $\frac{p}{t}$ ガ每立米 1100 乃至 1300 斤ヲ超過スレバ C ガ移動ヲ始メル。又或ハ p_a ヲ矢板ノ右側ニ働イテ居ル正土壓トスレバ

$$(1) \quad \frac{p_a}{t} = \gamma_e \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

又 $\gamma_e = 1.6$ 噸米、 $\varphi = 31^\circ 9'$ トスレバ $\frac{p_a}{t} = 500$ 斤/立米デ、實際矢板端ノ土壓 p_1 ハ p ト p_a ノ和ニ等シク、

$$(2) \quad \frac{p_1}{t} = \frac{p}{t} + \frac{p_a}{t} = (1100 \text{ 乃至 } 1300) + 500 = 1600 \text{ 乃至 } 1800 \text{ 斤/立米}$$

即チ $\frac{p_1}{t}$ ガ 1600 乃至 1800 斤/立米 ヲ越エレバ矢板端ガ移動スル。

又も一 (Mohr) ハ根入 t ノ擁壁高サ h ノ (第二百八十一圖) 杭端ニ於ケル超過土壓 p ハ $\frac{h}{t} = r$ トスレバ次ノ如キモノダト云ツテ居ル。

$$(3) \quad p = 500h(1+3r+2r^2)$$

此超過土壓ノ外ニ擁壁ノ最下端ニハ正土壓

$p_a = 500 t$ ガ働イテ居ルカラ、全土壓 p_1 ハ

p 及 p_a ノ和ニ等シク、

$$(4) \quad p_1 = 500h(1+3r+2r^2) + 500t$$

杭端ガ移動ヲ起サヌ爲ニハ $p_1 \leq 1600(h+t)$

ナルヲ必要トスル。

$$(5) \quad 500h(1+3r+2r^2) + 500t \leq 1600(h+t)$$

(5) ノ兩節ヲ t デ除レバ

$$(6) \quad 500r(1+3r+2r^2) + 500 \leq 1600(r+1)$$

又ハ

$$(7) \quad r^3 + 1.5r^2 - 1.1r - 1.1 \leq 0$$

$r = \rho - \frac{1.5}{3} = \rho - 0.5$ ヲ (7) ニ代入スレバ

$$(8) \quad \rho^3 - 1.85\rho - 0.3 \leq 0$$

(8) 式ノ $p = +1.85$ 、 $q = +0.3$ トスレバ $\left(\frac{1}{3}p\right)^3 > \left(\frac{1}{2}q\right)^2$

此場合 $\cos \varphi = \frac{\frac{1}{3}p}{\frac{1}{2}q} = \frac{0.15}{0.617 \times 0.78} = 0.3125$ ヨリ $\varphi = 71^\circ 47'$ ヲ得

ベク、 $\rho = +2\sqrt{\frac{1}{3}p \cos \frac{1}{3}} \times 71^\circ 47' = 1.407$ $r = \rho - 0.5 \leq 0.93$ 即チ

$$(6) \quad t \geq 1.06h$$

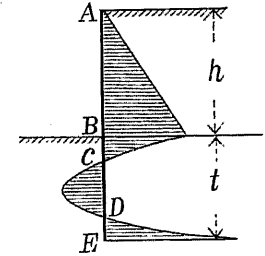
杭又ハ矢板ノ根入ハ殆ド其地盤上ノ高サニ等シクナケレバナラヌ。

又第二百八十二圖ニ示ス如ク低水位ノ高サニ控桿ヲ設ケタ場合ニ C 點ニ於ケル土壓ハ

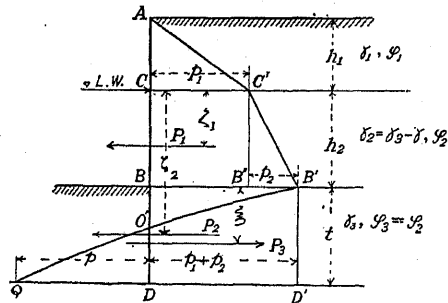
$p_1 = \gamma_1 h_1 \times \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_1}{2} \right)$ 、 B 點ニ於ケル土壓ハ

$p_1 + p_2 = p_1 + \gamma_2 h_2 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_2}{2} \right)$ デアル。 BB' 以下ノ土砂ノ重量ヲ γ_3 ト

シ、天然止角ヲ $\varphi_3 = \varphi_2$ トスレバ



第二百八十一圖



第二百八十二圖

實驗ノ結果カラえんげりす教授ハ

$$(11) \quad p = x \left(t + \frac{\gamma}{\gamma_3} h_2 \right), \quad z = \gamma_3 - \gamma_3 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_3}{2} \right)$$

トシタ。從テ $\frac{\gamma}{\gamma_3} = n$ トスレバ

$$(12) \quad \frac{p}{t + nh_2} = \gamma_3 \left\{ 1 - \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_3}{2} \right) \right\}$$

今壓力分布面又ハ超過土壓ヲ表ハス所ノ曲線 $QO'B'$ ガーノ拋線ヲ爲スモノトスレバ面積 $QD'B'O'$ ハ外方カラ港岸ヲ壓ス土壓ヲ表ハス。即チ其大サハ $\frac{2}{3} \times QD' \times t$ = 等シイ。故ニ $CC'B'B$ = 依テ表ハサレタ全正壓ヲ P_1 、 C カラノ挺距ヲ ζ_1 、 $BDD'B'$ = 依テ表ハサレタ全正壓ヲ P_2 、 C カラノ挺距ヲ ζ_2 トスレバ

$$(13) \quad \begin{cases} P_1 = \frac{1}{2} (2p_1 + p_2) h_2 \\ \zeta_1 = \frac{h_2}{3} \frac{3p_1 + 2p_2}{2p_1 + p_2} \end{cases}$$

及

$$(14) \quad \begin{cases} P_2 = (p_1 + p_2) t \\ \zeta_2 = h_2 + \frac{t}{2} \end{cases}$$

$B'O'QD'$ = 依ツテ表ハサレタ全負壓ヲ P_3 トスレバ、又

$$(15) \quad P_3 = \frac{2}{3} (p + p_1 + p_2) t = \frac{2}{3} \left\{ x(t + nh_2) + p_1 + p_2 \right\} t$$

BB' カラ P_3 ノ挺距 ξ ハ殆ド $0.63t$ = 等シイカラ、是等諸壓ノ C 點 = 對スル彎曲率ハ

$$(16) \quad \begin{cases} \frac{2}{3} \left\{ x(t + nh_2) + p_1 + p_2 \right\} t (0.63t + h_2) \\ - \frac{1}{2} (2p_1 + p_2) h_2 \frac{h_2}{3} \frac{3p_1 + 2p_2}{2p_1 + p_2} - (p_1 + p_2) t \left(h_2 + \frac{t}{2} \right) = 0 \end{cases}$$

又ハ

$$0.42x t^3 + \left\{ \frac{2}{3} x h_2 (1 + 0.63n) - 0.08 (p_1 + p_2) \right\} t^2 + \frac{2}{3} h_2 \left\{ x n h_2 - 0.5 (p_1 + p_2) \right\} t - \frac{h_2^2}{6} (3p_1 + 2p_2) = 0 \quad [101]$$

例 1. [101] = 於テ $\varphi_1 = 31^\circ 9'$ 、 $\gamma = 1600$ 斤/立米、 $\varphi_2 = 29^\circ$ 、 $\gamma_3 = 2000$ 斤/立米、 $h_1 = 4.0$ 米、 $h_2 = 5.0$ 米トシテ矢板ノ必要ナル根入ヲ求ム。

茲ニ

$$p_1 = 1600 \times 4.0 \times \tan^2 \left(45^\circ - \frac{31^\circ 9'}{2} \right) = 2035 \text{ 斤/方米}$$

$$p_2 = (2000 - 1000) \times 5.0 \times \tan^2 \left(45^\circ - \frac{29^\circ}{2} \right) = 1735 \text{ 斤/方米}$$

$$n = \frac{1000}{2000} = 0.5$$

$$x = 2000 - 2000 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{29^\circ}{2} \right) = 1306 \text{ 斤}$$

之ヲ [11] = 代用スレバ

$$t^3 + 9.89 t^2 + 8.39 t - 72.73 = 0$$

$t + 3.3 = T$ トスレバ

$$T^3 - 24.21 T + 28.76 = 0$$

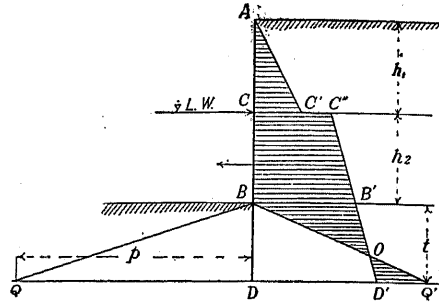
之ヨリ

$$T = 5.40 \text{ 米}$$

又ハ必要ナル根入りトシテ

$$t = T - 3.3 = 2.1 \text{ 米}$$

めーらー(Möller)ハ第二百八十三圖ニ示シタル土壓圖ニ於テ $QD = p$ ナ負壓ニ等シク切り、 $Q'D = \frac{2}{3} QD$ ニ等シクシテ、 $OQ'D$ ニ依ツテ表



第二百八十三圖

ハサレタル壓力三角形ノ大サ及重心カラ其彎曲率ヲ求メタ。

第二百八十二圖ニ於テ C 點ノ控桿ガ表ハス張力 C ハ

$$C = P_1 + P_2 - P_3 \quad [102]$$

カラ知ラレ、C 點ノ下 x ニ於ケル彎曲率 M_x ハ

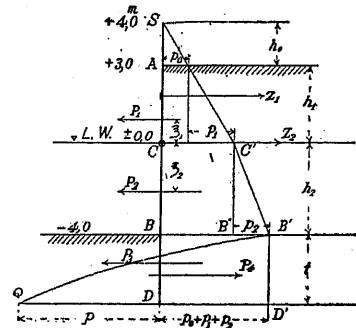
$$M_x = p_1 \frac{x^2}{2} + \gamma_2 \frac{x^3}{6} \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_2}{2} \right) - Cx \quad [103]$$

デ最大彎曲率ハ $\frac{\partial M_x}{\partial x} = 0$ カラ見出サレル。即チ

$$p_1 x + \gamma_2 \frac{x^2}{3} \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_2}{2} \right) - C = 0 \quad [104]$$

カラ見出シタル x ノ價ヲ M_x ニ代入スレバ良イ。

例 2. 第二百八十四圖ニ於テ AC ガ二段板柵トシテ作ラレ、A ノ上ニハ h_0 ニ等シキ過載荷重ガアリ、且ツ地表カラ一定ノ深サ(此ニ 1 米トスル)ニ控桿ヲ設ケ、低水位ノ高サニモ他ノ控桿ヲ埋メ、其張力ヲ夫々 Z_1 及



第二百八十四圖

Z_2 トスル。 $\varphi_1 = 30^\circ$ 、 $\gamma = 1.6$ 噸、 $\varphi_2 = 28^\circ$ 、 $\gamma_2 = 1.0$ 噸、 $\varphi_3 = 28^\circ$ 、 $\gamma_3 = 2.0$ 噸矢板豎柱控板等ノ寸法ヲ求メル。

$$\text{前例ト同ジク } x = \gamma_3 - \gamma_2 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{28^\circ}{2} \right) = 1.28 \text{ 噸、}$$

$$n = \frac{1000}{2000} = 0.5, \quad p_0 = 1.6 \times 1.0 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) = 0.53 \text{ 噸、}$$

$$p_1 = 1.6 \times 3.0 \quad \text{''} \quad = 1.60 \text{ ''}$$

$$\gamma_2 = 1.0 \times 4.0 \times \tan^2 \left(45^\circ - \frac{28^\circ}{2} \right) = 1.44 \text{ ''}$$

C 點ニ就テ以下諸力ノ彎曲率ヲ取レバ

$$\begin{aligned} & \frac{2}{3} x 0.63t^3 + \left\{ \frac{2}{3} x h_2 (t + 0.63n) + \left(\frac{2}{3} \times 0.63 - \frac{1}{2} \right) (p_0 + p_1 + p_2) \right\} t^2 \\ & + \frac{h_2}{3} \left\{ 2xn h_2 - (p_0 + p_1 + p_2) \right\} t - \frac{h_2^2}{6} (3p_0 + 3p_1 + 2p_2) = 0 \end{aligned}$$

或ハ

$$t^3 + 7.78t^2 + 3.83t - 45.78 = 0.$$

之カラ $t = 1.98$ 米ガ得ラレル。又 D 點ニ於ケル p ノ値ハ

$$p = x(t + nh_2) = 1.28 \times (1.98 + 0.5 \times 4) = 5.09 \text{ 噸}$$

C 點ニ於ケル反力ヲ C トスレバ上段板柵 AC カラ

$$C + Z_1 - P_1 = 0$$

P_1 及 Z_1 ノ C 點ヨリノ挺距ヲ夫々 ξ_1 及 ζ_1 トシ、C 點ニ就キ彎曲率ヲ作レバ

$$-P_1 \xi_1 + Z_1 \zeta_1 = 0$$

更ニ下段板柵ニ就テハ前例ト同ジク

$$-P_2 - P_3 + P_4 + Z_2 + C = 0$$

是等ノ諸式ニ於テ P_1, P_2, P_3, P_4 ハ次ノ値ヲ持ツテ居ル。

$$P_1 = \left(p_0 + \frac{1}{2} p_1 \right) h_1 = \left(0.53 + \frac{1}{2} \times 1.60 \right) \times 3 = 3.99 \text{ 噸}$$

$$P_2 = (p_0 + p_1 + \frac{1}{2}p_2)h_2 - (0.53 + 1.60 + \frac{1}{2} \times 1.44) \times 4 = 11.44 \text{ 噸}$$

$$P_3 = (p_0 + p_1 + p_2)t = (0.53 + 1.60 + 1.44) \times 1.98 = 7.07 \text{ 噸}$$

$$P_4 = \frac{2}{3} \left\{ x(t + nh_2) + (p_0 + p_1 + p_2) \right\} t = \frac{2}{3} \left\{ 1.28 \times (1.98 + 0.5 \times 4) + (0.53 + 1.60 + 1.44) \right\} \times 1.98 = 11.44 \text{ 噸}$$

及 $\xi_1 = \frac{h_1}{3} \frac{3p_0 + p_1}{2p_0 + p_1} = \frac{3}{3} \frac{3 \times 0.53 + 1.60}{2 \times 0.53 + 1.60} = 1.20 \text{ 米}$

$$\zeta_1 = 2.0 \text{ 米}$$

從テ

$$C = 1.60 \text{ 噸}$$

$$Z_1 = 2.39''$$

$$Z_2 = 8.63''$$

板柵上段ノ豎柱間ノ距離ヲ 1.2 米トスレバ是等ニ呼應スル力ヲ夫々 C' , Z_1' ,

Z_2' トシ

$$C' = 1.20 \times C = 1.92 \text{ 噸}$$

$$Z_1' = 1.20 \times Z_1 = 2.87''$$

$$Z_2' = 1.20 \times Z_2 = 10.36''$$

堅柱ノ大サヲ見出スニハ其最大彎曲率ヲ知ラナケレバナラヌ。今 A 及 C =

於ケル土壓ノ強サヲ夫々 p_0' 及 $p_0' + p_1'$ トスレバ

$$p_0' = 1.2 \times 0.53 = 0.64 \text{ 噸}$$

$$p_0' + p_1' = 1.2 \times (0.53 + 1.60) = 2.56 \text{ 噸}$$

A 點ノ下 x 米ナル深サノ土壓ノ強サハ

$$\frac{x}{3} (2.56 - 0.64) + 0.64 = 0.64(1+x) \text{ 噸}$$

Ax 間ノ全土壓ヲ P_x トスレバ

$$P_x = \frac{0.64 + 0.64(1+x)}{2} x = 0.32(2+x)x \text{ 噸}$$

$Z_1' - P_x = 0$ ナル如キ x ノ深サハ其剪力 0 = 等シク、最大彎曲率ヲ與ヘル。

即チ

$$2.87 - 0.32(2+x)x = 0$$

之カラ $x = 2.16$ 米デ、最大彎曲率ハ

$$M_{max} = 0.76 \text{ 噸米}$$

$$= 76000 \text{ 斤糎}$$

松材ノ許容彎曲應力ヲ每方糎 50 斤トスレバ必要ナル抗曲率 W ハ

$$W = \frac{76000}{50} = 1520 (\text{糎})^3$$

故ニ 18×24 糎ノ松柱ヲ用ヒレバ其抗曲率ハ $\frac{18}{6} \times 24^2 = 1728 (\text{糎})^3$ デ充分デアアル。

若シ又 L 形鐵ヲ背合ハセニ用ヒルナラバ

$$W = \frac{76000}{1000} = 76 (\text{糎})^3 \text{ 第 22 番型即チ}$$

$2 \times 220 \times 80 \times 9.0 \times 125$ ノ抗曲率ハ $921 (\text{糎})^3$

デ充分デアアル。

又控版ノ寸法ヲ定メルニハ第二百八十六圖

ノ如ク版ノ上下線ノ深サヲ夫々 τ_1 及 τ_2 米

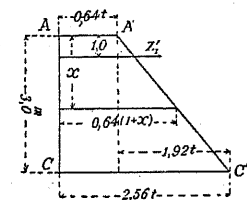
トシ、其幅ヲ β 米トスレバ

$$Z_1' + Z_2' = 2.87 + 10.36 = 13.23 \text{ 噸}$$

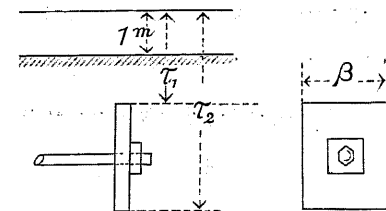
版ノ負壓ヲ E' トスレバ

$$E' = \gamma_1 \beta \frac{\tau_2^2 - \tau_1^2}{2} \times$$

$$\tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi_1}{2} \right)$$



第二百八十五圖



第二百八十六圖

$\tau_1 = 1.5 \text{ 米 } \tau_2 = 3.5 \text{ 米}$

$\phi_1 = 30^\circ \text{ トスレバ}$

$E' = 19.2 \beta \text{ 噸}$

故ニ

$\beta = \frac{13.23}{19.2} = 0.69 \text{ 糧}$

$\Rightarrow 0.70 \text{ 糧}$

矢板ノ厚サハ亦最大彎曲率カラ定マル。即チ C 點ニ於テ

$Z'_2 - C' = 10.36 - 1.92 = 9.44 \text{ 噸}$

$9.44 - (2.56 + 0.18x)x = 0$

之カラ $x = 3.03 \text{ 米}$ ナ得、從テ

$M_{max} = 15.06 \text{ 噸米}$

松板ノ許容應力ヲ 75 厨糧トスレバ抗曲率 W ハ

$W = \frac{15.06 \times 1000 \times 100}{75} = 20.080 \text{ (糧)}^3$

從テ矢板ノ必要ナル厚サヲ D 糧トスレバ $W = \frac{120 \times D^2}{6}$

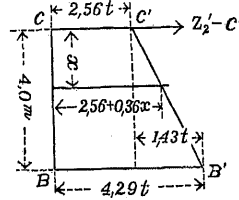
$D = \sqrt{\frac{20080 \times 6}{120}} = 31.7 \text{ 糧}$

若シ又らるぜんノ鋼矢板ヲ用ヒルナラバ $W = \frac{150600}{1000} = 1506 \text{ (糧)}^3$ デ

其第三型ハ 1 米突ニ對スル抗曲率ガ 1363 (糧)³ 又ハ 1.2 米ニ對シテハ

$1,363 \times 1.2 = 16,356 \text{ (糧)}^3$ デ充分デアル。

138. 地震ヲ考慮シタル土留港岸 地震力ト重力ノ合成力ガ垂線ト爲ス角ヲ ϵ トスレバ [52] ノ β ノ代リニ $\beta' = \beta + \epsilon$ (若シ擁壁ガ内側ニ傾斜スレバ $-\beta$ ノ代リニ $-\beta + \epsilon$)、息角 ϕ ノ代リニ $\phi' = \phi - \epsilon$ 、 $\theta' = \theta + \epsilon$ ナ用ヒレバ [52] カラ土壓 P' ガ得ラレル



第二百八十七圖

$P' = \frac{1}{2} wh^2 \left\{ \frac{\cos(\phi' - \beta')}{(1+m)\cos\beta'} \right\}^2 \frac{1}{\cos(\delta + \beta')}$

此ニ $m = \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta)\sin(\phi - \theta')}{\cos(\delta + \beta')\cos\beta' - \theta'}}$

土留港岸ノ場合ニハ $\beta = 0$ デアルカラ $\beta' = \epsilon$ 、 $\theta = 0$ デ、且ツ $\theta' = \epsilon$ デアルカラ

$P' = \frac{1}{2} wh^2 \left\{ \frac{\cos(\phi' - \epsilon)}{(1+m)\cos\epsilon} \right\}^2 \frac{1}{\cos(\delta + \epsilon)}$
 $m = \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta)\sin(\phi' - \epsilon)}{\cos(\delta + \epsilon)}}$ } [105]

例 3. 例 2 ニ於テ港岸ノ ± 0.0 以上ハ $\phi_1 = 30^\circ$ 、 -4.0 m マデ $\phi_2 = 40^\circ$ 、 -4.0 m 以下ヲ $\phi_3 = 2^\circ$ トス。若シ上向振度ヲ $a_a = 0.05 g$ 、前向振度ヲ $a_f = 0.1 g$ トスレバ $+3.0 \text{ m}$ 、 ± 0.0 及 -4.0 m ニ於ケル土壓ノ強度ヲ求ム。

前記ノ震度カラ $\epsilon = 6^\circ 0'$ ナ得。從テ地震ノ爲ニ生ズル息角ハ次ノ如クデアル。

高 (m)	ϕ	$\phi' = \phi - \epsilon$
+4.0 - +3.0	30°	24
+3.0 - ± 0.0	30	24
± 0.0 - -4.0	40	34
-4.0 - 以下	25	19

又土壓ト壁面ノ垂線トノ間ノ角 δ ナ ± 0.0 以上ハ 10° 、 ± 0.0 以下 -4.0 m 迄ヲ 0° 、 -4.0 m 以下ヲ亦 0° トス。元來港岸デハ $\theta = 0^\circ$ デアルカラ θ' ハ凡ベテ 6° トス。以上ノ資料カラ土壓ノ強度ハ

$\frac{\partial P'}{\partial h} = p = Cw h$
 $C = \left\{ \frac{\cos(\phi' - \epsilon)}{(1+m)\cos\epsilon} \right\}^2 \frac{1}{\cos(\delta + \epsilon)}$
 $m = \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta)\sin(\phi' - \epsilon)}{\cos(\delta + \epsilon)}}$ } [106]

之カラ

$$+4.0\text{ m} - \pm 0.0$$

$$m_1 = \sqrt{\frac{\sin(24+10)\sin(24-6)}{\cos(10+6)}} = 0.423$$

$$C_1 = \left\{ \frac{\cos(24^\circ - 6^\circ)}{1.423 \cos 6^\circ} \right\}^2 \frac{1}{\cos(10+6)} = 0.470$$

$$\pm 0.0 - -4.0\text{ m}$$

$$m_2 = \sqrt{\frac{\sin 34^\circ \sin(34-6)}{\cos 6^\circ}} = 0.514$$

$$C_2 = \left\{ \frac{\cos(34-6)}{1.514 \cos 6^\circ} \right\}^2 \frac{1}{\cos 6^\circ} = 0.345$$

過載荷重ヲ前ノ如ク $h_0 = 1\text{ m}$, $h_1 = 3.0\text{ m}$, $h_2 = 4.0\text{ m}$, $\gamma_1 = 1.6\text{ t/m}^3$, $\gamma_2 = 1.0\text{ t/m}^3$, $\gamma_3 = 2.0\text{ t/m}^3$ トスレバ土壓強度 p ハ $p = Cw h$ デ

$$p_0 = C_1 \times 1.6 \times 1.0 = 0.470 \times 1.6 \times 1.0 = 0.752\text{ t/m}^2$$

$$p_1 = C_1 \times 1.6 \times 3.0 = 0.470 \times 1.6 \times 3.0 = 2.256\text{ t/m}^2$$

$$p_2 = C_2 \times 1.0 \times 4.0 = 0.345 \times 1.0 \times 4.0 = 1.380\text{ t/m}^2$$

p_0 及 p_1 ハ共ニ $\delta = 10^\circ$ ナル傾斜ヲ有シ、 p_2 ハ地平ヲ爲ス。

$$+3.0\text{ m} \quad p_0 = 0.752\text{ t/m}^2$$

$$\pm 0.0\text{ m} \quad p_0 + p_1 = 0.752 + 2.256 = 3.008\text{ t/m}^2,$$

$$-4.0\text{ m} \quad (p_0 + p_1) \cos 10^\circ + p_2 = 3.008 \times 0.9848 + 1.380 = 4.342\text{ t/m}^2$$

139. 岸壁ノ構造 前ニ述べタ直立港岸ハ縦令眞ニ垂直デハナクトモ船ヲ繫グニ便利デハアルガ、港岸ノ背後ニ控桿ヲ用ヒル爲、此ニ築造スベキ構造物ノ妨トナルコトモアリ、巨船ノ激衝ニ對シテハ亦之ニ抗スル丈ケノ質量ニ缺ケテ居ル。而シテ自己ノ構造ニ依ツテ安全ニ土壓ヲ支ヘ復タ前ノ如ク控桿ヤ控版ヲ用ヒヌモノハ即チ岸壁デアアル。

岸壁ハ即チ堅實ナル壁狀工デ、其前面ハ垂直カ又ハ 8:1 乃至 12:1 位ノ

僅カナ傾斜ヲ有シ、防衝材ヲ以テ船腹ガ之ニ接觸スルヲ防イデアアル。而シテ岸壁ト船舶トノ間ガ密接スル爲ニハ岸壁前面ノ形ヲ之ニ折合フ様ニ作ル傾向ガアリ、稀ニハ上部ガ下部ヨリモ突出シタモノサヘ見ラレルコトガアル。壁體ハ或ハこんくりーと塊ヲ積重ネ、或ハ函塊ヲ用ヒ、又ハ多少單塊構造ナドニ依ツテ之ヲ作ル。

平均水位以上壁岸天端ノ高サハ現在地盤ノ高サ、水位ノ關係又ハ其港ニ出入スル船舶ノ大サナドニ依ツテ異ナル。巨船ノ甲板ハ水面上 3.0 米乃至 4.5 米位ノ間ニ在ツテ、勿論岸壁ノ天端ハ最高水位ノ上ニ在ルベク、平均水位ヨリモ 2.5 米乃至 3.5 米ノ上ニ在ルヲ要スル。但シ前港ニ於テハ暴風雨ナドノ最高水位ヨリモ上 0.5 米乃至 1.0 米ニ岸壁ノ天端ヲ置イテ船ヲ繫グ點ニ關シテハ多ク顧慮セヌヲ常トスル。

岸壁天端ノ幅ハ 1.0 米乃至 1.5 米ヨリ少ナカラザルヲ良シトスル。蓋シ巨船ノ擊衝ニ堪ヘシメルガ爲ニハ餘リ薄イモノデハ不充分ダカラデアアル。但シ L 狀岸壁ナドデハ可ナリ薄イモノモアルガ、勿論淺イ吃水ニ用ヒラレルモノニ限ル。又電線、給水管、壓氣管等ヲ通ス爲ニ管洞ヲ岸壁内ニ設ケルトキハ幅ハ稍々大キクナル。岸壁ノ頂點ニハ厚サ 0.3 米乃至 0.4 米ノ花崗石ナドヲ以テ隅石トスル。

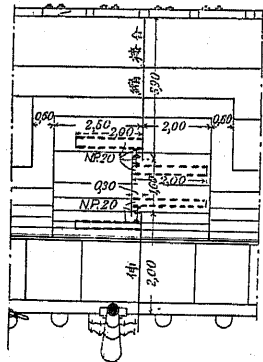
概シテ岸壁ノ断面ヲ定メルニハ成ルベク良イ材料ヲ用ヒテ小サナ形トスルカ、或ハ一部劣等ナル材料デ大キナ斷面積ヲ作ルカ、又或ハ更ニ中空ナル函形ノモノヲ作ツテ之ニ他ノ砂又ハ粗惡ナルこんくりーとヲ填充シ、一層大ナ断面ヲ作ルカノ方法ガアル。水底載荷力ノ大ナル處デハ第一法ヲ良シトシ、其少イ所デハ第三法ヲ取ラナクレバナラヌ。

岸壁基礎ノ深サハ水底ノ土質、波動、港底ノ流勢ナドニ依ル。開港デハ閉港ト其深サヲ異ニスルヲ當然トシ、船ノ推進器ノ同轉ハ壁底ノ土砂ヲ攪亂ス

ルコトガアル。又河港ノ岸壁ハ其根ヲ洗ハレテ、他日顛覆倒潰スルニ至ルコトガアル。殊ニ粘土ハ漸次水ニ溶ケルコトガアルカラ、或ハ岸壁ガ推出サレ、或ハ根ヲ洗ハレテ傾倒スルコトガアル。斯カル土質デハ場合ニ依ツテハ每方糶 2 疋ノ荷重ハ既ニ多過ギテ、1 疋以内ヲ安全トスルコトガ多イ。

岸壁ノ裏込ハ勿論之ニ最少イ地平土壓又ハ推力ヲ及ボシ、且ツ排水ノ最モ良ク行ハレルモノヲ尙ブ。石屑、砂利、荒砂、礫滓、貝殻等ハ最モ適當デアアルガ、浚渫シタ泥土ナドヲ直チニ裏込トスルハ危険デアアル。

岸壁ハ又 15 米乃至 50 米毎ニ伸縮継手ヲ設ケテ温度ノ變化ノ爲ニ起ル龜裂ヲ避け、兼ネテ不同ナル沈下ノ爲ニ起ル累ヲ局部ニ止メルモノガ多イ。此継手ハ縦ニ垂直ニ通シテ継手ノ心々間隔ガ短ケレバ其幅ハ薄クシテ足ル。



第二百八十八圖

二百八十八圖ハはんぶるぐ港ろ。す船渠ニ用ヒテアル伸縮接合ノ例デアアル。

基礎ノ構造カラ岸壁ヲ區別スレバ基礎杭ノ上ニ築造スルモノ及捨石こんくりーと又ハ砂ノ上ニ築造スルモノ並ニ他ノ基礎工ニ依ルモノナドトスルコトガ出來ル。又施工法カラ大別スレバ乾シテ水無シノ處ニ造ルモノト、水中デ築造スルモノトアル。

水底ノ地盤ガ杭打ニ適シ且ツ海蟲蠶蝕ノ虞ガナイ處デハ基礎工トシテ充分ナル數量ノ杭ヲ打込ミ、其上ニ岸壁ヲ築造スルコトハ獨逸、和蘭、露西亞、亞米利加等デ屢々見ルコトガアル。但シ地盤ハ若干ノ深サデ載荷力ヲ有スルコトモアレバ又載荷力ヲ有セヌコトモアル。前ノ場合ニハ相當ノ長サノ杭ヲ打込メバ岸壁ノ重サヲ荷ヒ得ベキ地層ガアリ、後ノ場合ニハ土砂ト杭ノ摩擦ニ依ツテ上ノ荷重ヲ支ヘナケレバナラナイカ

ラ、或ハ廣イ面積ニ上ノ荷重ヲ廣ゲタリ、又ハ砂ナドヲ以テ柔カナ泥土ニ置換ヘタリスル。

此種ノ岸壁ニ於テハ裏込土砂ノ土留用トシテ前ノ板柵ノ場合ノ如ク矢板ヲ打込ムヲ常トスル。此ノ矢板上端ハ杭ノ天端ト貫材等ニ依ツテ接續セラレテアル。裏込ノ土砂ガ漏出ヌ様ニ矢板ハ密ニ打並ベテアルノミナラズ、土壓ニ耐ヘ、深ク土中ニ打込ンデアル。而シテ矢板ハ岸壁ノ前面ニ打込ム法ト背面ニ沿ウテ打込ム法トアル。前法ニ於テハ矢板ハ長クナケレバナラヌガ、後者ニ於テハ岸壁下ノ法リヲ持ツタ捨石又ハ地盤ガアル爲、矢板ノ長サハ稍々短クテヨイ。然シ前法ニ於テハ杭ハ殆ド全部土中ニ打込マレテアルニ反シ、後法ニ於テハ杭ノ上部ハ可ナリ長イ間水中ニ樹立シテ從テ長柱トシテ破壊シテハナラヌ。而シテ杭列ノ幅又ハ岸壁ノ底幅ガ廣ク、從テ矢板ガ後退スル程壁背ノ土壓ハ少クナル。

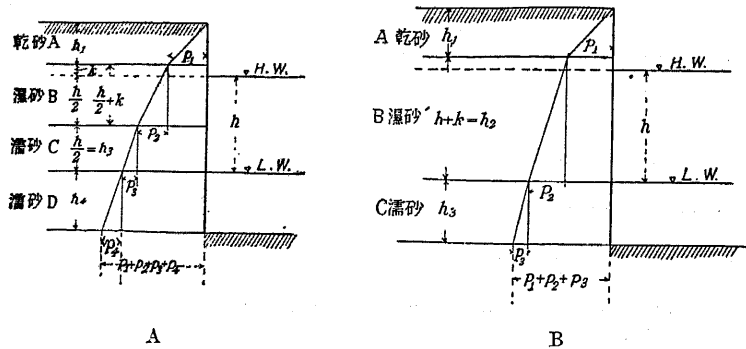
今松ヲ矢板ニ用ヒルトキハ其彎曲強ヲ每方糶 470 疋トシ、安全率ヲ 2 ニ取レバ每方糶 235 疋ヲ平均ノ強サト考ヘルコトガ出來ル。但シえーらーす (Ehlers) ハ之ヲ每方糶 278 疋トシ、めーらー (Möller) ハ每方糶 200 疋トシテ居ル。

岸壁上ノ過載荷重ハ輕イ處デ一方米ニ付 1500 乃至 2000 疋又ハ換算土砂ノ荷重高トシテハ 1.00 米乃至 1.2 米ヲ用ヒルコトガ出來ル。然シ重イ荷ヲ取扱フ處デハ 1 方米 2.5 乃至 3.5 噸位ノ荷重ヲ見ルノガ普通デアアル。岸壁ノ縁ニハ移動起重機用ノ軌條ガ敷設セラレ揚力 1.5 噸乃至 5 噸ノモノデハ 30 噸以上ノ輪壓ヲ及ボス。鐵道車輛及貨物ノ重量モ亦岸壁面上ノ齊荷重トシテ見出スコトガ出來ル。

過載荷重ノ影響ハ岸壁ノ背面垂直線上カラ裏込土砂ノ破壞線ト岸壁面ノ交點ニ達スルモノト考ヘルコトガ出來ルケレドモ、寧ろ岸壁自身ノ上ニモ及ブ

モノト考ヘル方が當然デアル。

裏込土砂ノ乾濕ハ岸壁ノ背面ニ及ス土壓及水壓ニ少ナカラザル影響ヲ及ボスコト前ノ土留板柵ノ場合ニ述ベタ通デアル。即チ矢板ノ間ヤ排水等カラ出入スル水及土砂ノ粒ノ細粗ニ依ツテ異ナル所ノ毛管引力ノ爲吸揚セラレ水ハ潮ノ干満ヤ河ノ高低水位ニ依ツテ異ナル高サニ達スベク、裏込土砂ノ乾濕ヲ引起スノデアル。えんげす教授 (Prof. Engels) ノ研究ニ依レバ獨逸北海々岸デ干満ガ毎時 40 糧内外ノ速サデ外海ノ水位ガ降下スル場合ニ凡ソ 0.2 米乃至 0.5 米裏込ノ水位ガ高く、又河川ニ於テ毎時 25 糧ヨリハ緩ニ外方ノ水位ガ降下スル場合ニ裏込ノ水位ハ 0.1 米位高カッタ。是等ノ現象カラ、岸壁ノ背面ニ働ク土壓ハ砂ヲ以テ實驗セラレタ結果カラ略ボ窺ヒ知ルコトガ出來ル。即チ干満ノ多イ處及河岸ノ如ク稀ニ水位ノ變ル所或ハ強潮海ニ於テハ夫々第二百八十九圖 A 及 B ノ如キモノデアル。但シ φ_1 ヲ乾砂ノ天然傾



第二百八十九圖

斜角、 γ_1 ヲ其單位容積ノ重量、 φ_2 ハ濕砂ノ天然傾斜角、 γ_2 ヲ其單位容積ノ重量、 φ_3 ハ濡砂ノ天然傾斜角、 γ_3 ヲ其單位容積ノ重量トシ、且ツ γ ヲ水ノ單位容積ノ重量、 k ヲ毛管引力ノ爲ニ吸上セラレタ高トスレバ裏込砂ノ土壓ノ大サ p_1, p_2 等ハ下ノ如クデアル。

A ノ場合

$$\left. \begin{aligned} p_1 &= \gamma_1 h_1 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_1}{2} \right) \\ p_2 &= \gamma_2 h_2 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_2}{2} \right) \\ p_3 &= \gamma h_3 + (\gamma_3 - \gamma) h_3 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_3}{2} \right) \\ p_4 &= (\gamma_3 - \gamma) h_4 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_3}{2} \right) \end{aligned} \right\} [107]$$

B ノ場合

$$\left. \begin{aligned} p_1 &= \gamma_1 h_1 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_1}{2} \right) \\ p_2 &= \gamma_2 h_2 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_2}{2} \right) \\ p_3 &= (\gamma_3 - \gamma) h_3 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_3}{2} \right) \end{aligned} \right\} [108]$$

孰ノ場合ニモ砂ヲ用ヒテ $\varphi_1 = 31^\circ 9'$ 、 $\gamma_1 = 1.6$ 噸、 $\varphi_2 = 29^\circ$ 、 $\gamma_2 = 1.07$ 噸、 $\varphi_3 = 29^\circ$ 、 $\gamma_3 = 2.07$ デアル。勿論水中ニ没シタ部分ハ浮力ノ爲メ岸壁ノ減重ヲ見ル譯デアルガ、實際ニハ水ニ濡レタ土砂ノ境界ガ稍々不分明デアル。又水ニ濡レタ砂ノ重量ハ 1 立米 2 噸、同ジク水ニ濡レタ土ノ重量ハ 1 立米 1 噸位トスルコトガ出來ル。

やこびー (Jacoby) ノ研究ニ依レバ粘著力ノナイ土砂ノ抵抗ノ彎曲率ハ正土壓ノ彎曲率ノ二倍ニモ達シテ居リ、粘著力ヲ有ツタ土砂デハ安全率ハ小デ足リル。えーらーす (Ehlers) ハはんぶるぐニ於ケル若干ノ岸壁ヲ調査シテ矢板ヲ用ヒタ場合ニ實際起ル正土壓ハ普通ノ假定ノ下ニ計算シタモノヨリハ小サク、又土砂ノ抵抗或ハ負土壓ハ計算ニ依ツテ見出シタモノヨリモ遙ニ大イコトヲ證明シタ。

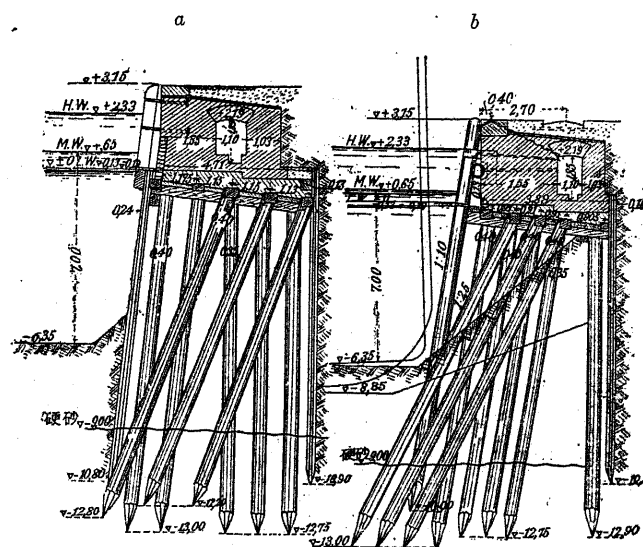
140. 基礎杭上ノ岸壁 基礎杭々天ノ高サハ杭ガ絶エズ水中ニ在ツテ乾濕交々至ルト云フ事ガナイノヲ良シトスルカラ、少クモ干潮面ノ近クニ杭天ヲ置クヲ常トスル外ニ尙施工ノ難易ヲ考ヘテ成ルベク深ク杭天ヲ置クヲ適當トスル。即チ大氣中デ露出工事ガ出來ル場合及水ヲ止メ水ノカヒ出シガ出來ル場合ニハ杭天ヲ低クスルカ、全然開放シタ水中デ岸壁ヲ作ラナケレバナラナイ様ナトキハ杭天ヲ高クシナケレバ工事が困難デアルカ、又ハ干満ノアル海中ナドデ施工ノ時間ガ非常ニ少クナル。巨船ヲ繋グ岸壁ハ成ルベク頑丈ニ作ル爲ニ基礎杭ノ杭天ハ之ヲ深クスル方が良ク、又載荷力ノ充分ナ堅イ地盤ガ深イ時モ杭ガ餘リ長クナラヌ爲ニハ其杭天ヲ深クスルコトガアル。從テ基礎杭天ノ高サハ各種ノ事情ヲ綜合シテ且ツ經驗ヲモ参照シテ定メナケレバナラヌ。

基礎杭々天ハ一般ニ縦横ノ貫材ヲ以テ連結シ、其連結ノ方法モ千種萬様デアアルガ、杭ト杭トハ輪金デ頂部ニ近ク括クリ付ケタリ、貫材ト杭トハ繫桿ノ類デ繋イダモノガ多イ。又矢板ヲ岸壁ノ後部ニ用ヒル場合ニハ杭ノ上部ガ水中ニ露出シテ居ルカラ、杭天ニハ板ヲ張ルノガ普通ダ。然シ岸壁ノ前面ニ矢板ヲ打込ム場合ニハ砂利ヤ砂ヲ以テ下ヲ均ラシテ上ニ岸壁體ヲ作ル。

基礎工ガ出來タ後ハ其上ニこんくりーと塊ヲ積重ネ、又ハこんくりーと函ヲ載セ或ハL形こんくりーと壁ヲ立テル。こんくりーと塊ノ前面ニ當ル部分ニハ燒過煉瓦ヲ用ヒタリ、玄武岩、花崗岩ナド海水ニ冒サレナイ岩石ヲ張込シタモノモアル。

141. 後部ニ矢板ヲ有スル基礎杭上ノ岸壁 後ニ矢板ヲ有スル岸壁ハ前ニ有スルモノヨリモ其例ガ多イ。

第二百九十圖ハしてちん自由港ノ岸壁デaハ水中工事トシテbハ水外工事トシテ施行シ、初メ平均水位以下7.0米トシ後ニ8.0米トシタ。基礎杭ハ

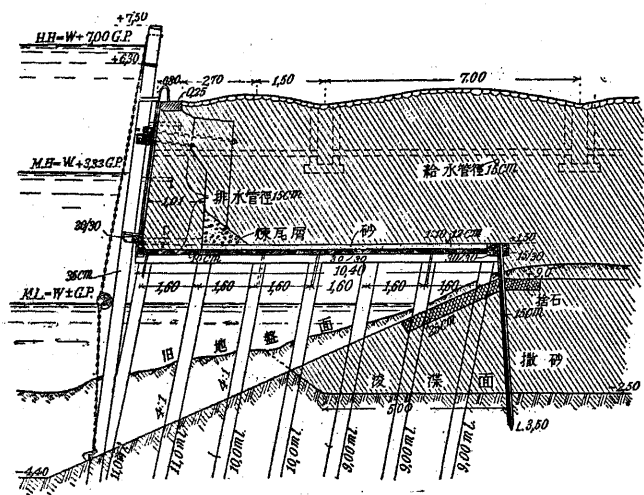


第二百九十圖 してちん

5本デ一部ハ垂直デアアルガ他ハ少シ傾斜シテ載荷力アル砂層ノ中ヲ4米モ打込ンデアアル。地平力ヲ受ケル爲ニハ三本ノ更ニ傾斜シタ杭ヲ用ヒテアルガ其傾斜水外工事トシテ打ツタモノハ2.5:1、但シ水中工事ノ場合ニハ3.0:1ノ斜杭ヲ用ヒタ、是レ水中工事ノ場合ニハ前方ニモ矢板ヲ打ツテ一種ノ締切圍堰トシタ爲ニ傾斜ノ少イ杭ヲ用ヒタノデアアル。又岸壁ノ中ニハ壓水管ヲ通ス爲ニ暗渠又ハ管洞幅1.10米高サ1.85米ヲ設ケテアル。

地盤ガ軟弱デ載荷力ガ不充分ナ場合ニハ基礎杭ヲ數多ク打込ンデ各杭ノ荷重ヲ僅カニ5噸カ10噸位ノ輕イモノニスルカ、又ハ海底ノ柔泥ヲ浚ツテ砂ヲ撒キ又ハ沈床ナドヲ沈設シテ載荷力ヲ増ス。

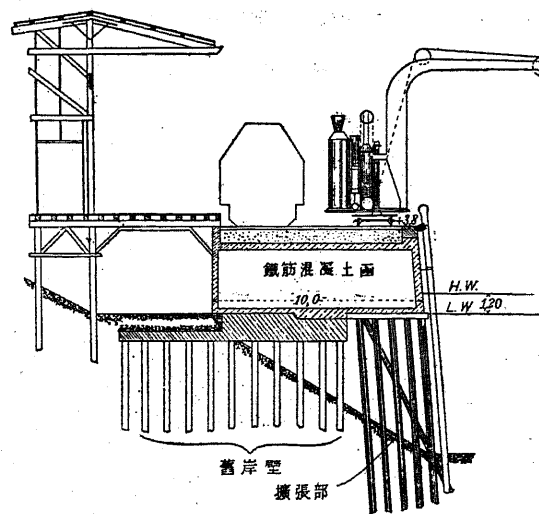
獨逸ギーすてみんで(Geestemünde)漁港ノ岸壁ハ第二百九十一圖ニ示ス如ク先ヅ浚渫ニ依ツテ廣イ溝ヲ海底ニ掘リ、柔泥ヲ掘上ゲテ代リニ砂ヲ撒キ、一種ノ砂堤ヲ設ケタ。海底ガ非常ニ軟弱ナ時唧筒デ其泥ヲ吸上ゲ、更ニ砂ヲ



第二百九十一圖 ギーすてみんで

撒イテ砂ト泥ノこんくりーとヲ作ルトキハ著シク載荷力ヲ増ス效ガアル。ギーすてみんでノ基礎杭ハ皆 4:1 ノ傾斜ヲ以テ 9 米乃至 11 米ノ長サデ心々 1.60 米ノ間隔ニ打込デアル。杭ノ天端ヲ平均低水位以上 +1.48 米 即チ殆ド半潮位ニ置イタ事ト杭天端ノ板上ニ厚サ 12 糎ノ膠泥ヲ敷イテ土砂ノ漏レヌ様ニシタナドハ面白イ構造デ、縦ノ防衝柱ト横ノ浮材ヲ鎖デ繋イデアルコトヤ、壁背ニ煉瓦片ヲ裏込ニシテ排水管径 15 糎ノモノヲ用ヒタナドハ亦他ノ注意スベキ構造デアル。

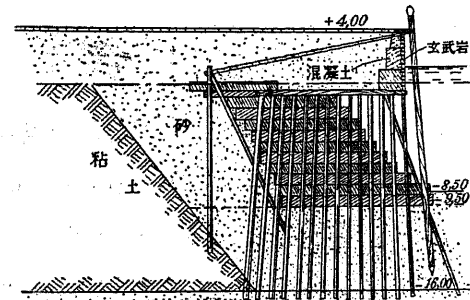
和蘭殊ニろ。てるだむノ諸船渠ニ於テハ其河底ノ地盤ガ非常ニ軟弱ナ爲ニ岸壁後部ニ矢板ヲ打タナイガ非常ニ幅ノ廣イ沈床ヲ數層用ヒテ長イ基礎杭ヲ以テ之ヲ止メ、更ニ岸壁ハ控杭ト控桿ヲ以テ引張ツタリ、尙其ノ顛覆シタ爲ニ中空ナ幅ノ廣イ岸壁ヲ用ヒテ下ノ砂及基礎杭ノ上ニ荷重ヲ廣ゲタリ (第二百九十二圖)、又ハ更ニ -16.0 米ノ深サニアル砂層マデ上部ノ粘土ヲ浚漉



第二百九十二圖 ろてるだむ

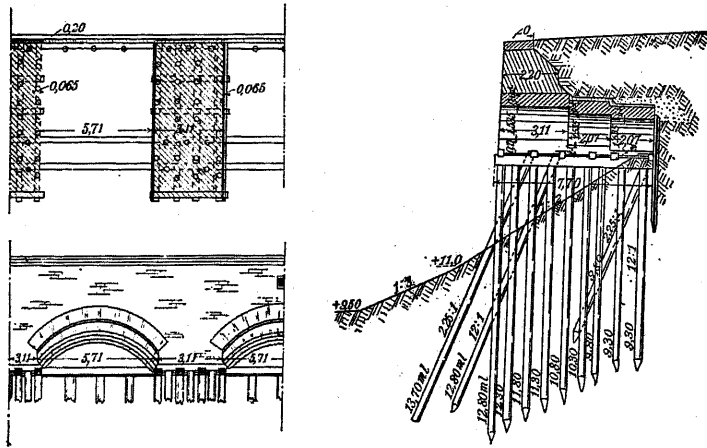
シ、其跡ニ -9.50 米マデ鋭砂ヲ撒イテ沈床一層ヲ沈設シ -8.50 米マデ砂ヲ入レタ。之カラ沈床ヲ埋設シテハ背後ノ地盤ト沈床ノ間ヲ砂デ填充シ低水位ノ高ニ達セシメタ。而シテ沈床ヲ通シテ基礎杭ヲ打込デ天然砂層ニ達セシメ、杭列ノ幅ハ 12 米ニ及ンダ。杭ハ殆ド垂直デ、唯前面ガ少シク傾斜シタ。岸壁ハこんくりーとノ面ヲ玄武岩ヲ以テ表装シテアル。防衝柱ハ岸壁ノ前面ニ立ツテ控柱デ遠クカラ引張ラレテアル (第二百九十三圖)。

地盤ガ稍々軟弱ナ所デハ基礎杭列ノ幅ヲ廣クシ其杭天面ヲ高クスル外ニ、拱及拱脚ヲ用ヒテ上



第二百九十三圖 ろてるだむ

部ノ荷重ヲ支ヘ矢板ヲ用ヒテ背後ノ土壓ニ備ヘタ例モアル。第二百九十四圖ハえるべ河畔ぶるんすびの港ノ岸壁デ、拱ノ徑間ハ 5.71 米、拱脚ノ幅



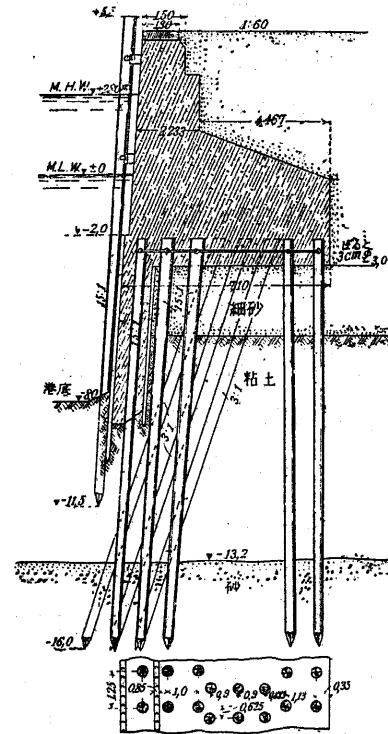
第二百九十四圖 ぶるんすびの港

ハ 3.11 米、奥行 7.25 米 12:1 ノ殆ド垂直ナ直杭 36 本ト 2.25:1 ノ傾斜ヲ有ツタ斜杭 8 本デ拱脚ノ基礎ヲ爲シ、勿論縦横ノ貫材ト板ヲ用ヒテアル。此基礎杭ノ代リニ沈井ヲ用ヒタ工法モ亦後ニ述ベル通りデアル。岸壁ハ水外工事トシテ施工セラレタガ、裏込ヲ行ヒ運河底部ヲ浚渫シタ後岸壁ノ一部ガ崩壊シタ。其後ノ調査ニ依レバ基礎杭ヨリモ下ノ方ニ厚サ 1 米許リノ非常ニ柔カナ地層ガアツテ、浚渫ノ爲ニ平衡ヲ失ヒ遂ニ全部ノ土砂ガ滑ツタ結果デアツタ。

張杭ハ次ノだんちの港かいざ一船渠ノ岸壁ニ用ヒタ様ニ他ノ杭ト共ニ用ヒラレル(第二百九十五圖)。岸壁ノ前面ニハ 1.2 米ノ間隔デ直杭及 2:1 ノ傾斜ヲ爲シタ張杭ガ頭部デ組合セラレテアリ、張杭ハ勿論壁ノ背部ニ突張ツタモノデアル。此外中央ニ近ク 3:1 ニ傾イタ斜杭及矢板ノ前ノ 2.5:1 ニ傾ケラレタ他ノ斜杭ガ打込マレテアル。杭天ノ板ノ上ニハ厚サ 0.5 米ノこん

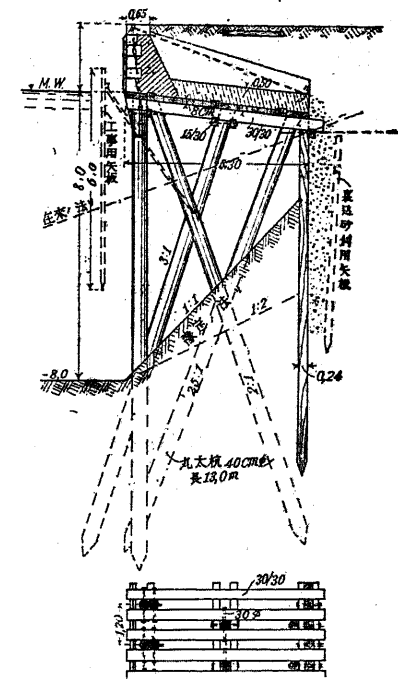
くりーとヲ敷イテアル。岸壁ハこんくりーとノ前面ニ花崗石ヲ以テ表装シテアル。

142. 前部ニ矢板ヲ有スル基礎杭上ノ岸壁 矢板ヲ岸壁ノ前面ニ用ヒル場合ハ基礎杭ヲ防護スル目的ナド作ラレルコトガ多く、從ツテ海蝕



第二百九十六圖

くくすは一ふえん

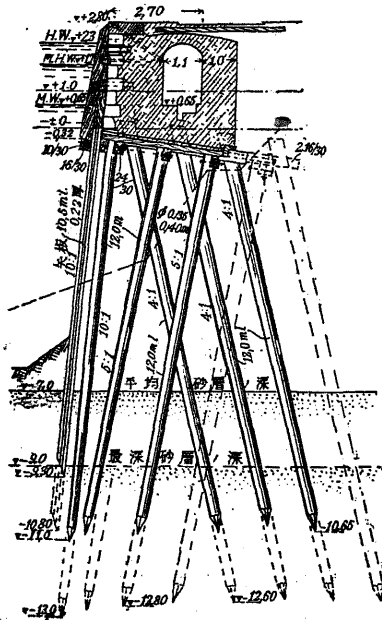


第二百九十五圖 だんちの港

ヲ防グ爲ニ矢板ハ鐵筋こんくりーとナドカラ作ルコトガ多イ。又基礎杭モ拔出シテアルモノモアルケレドモ土砂ノ中ニ打込シタモノガ甚ダ多イ。又杭ノ方向モ斜杭又ハ壓杭及張杭ヲ用ヒタモノガ多イ。

第二百九十六圖ハくくすは一ふえん港ノ岸壁断面デ 5 本ノ直杭ト 3:1

ノ傾ヲ有スル3本ノ斜杭ヲ打込ミ、直杭ノ頭部ハ平鐵ヲ繫桿デ締メ、こんくりーとデ杭天ヲ包シテ板ヤ貫材ヲ用ヒナイ。岸壁前面第一列ノ杭ヲ包ムニこんくりーとヲ以テシ、此こんくりーとノ前後ニハ矢板ヲ以テ界シ一種ノ堰板トモシタ。謂ハバ二重ノ矢板ト其間ノこんくりーとデ一個ノ矢板ヲ形ツタ譯デア。斯クノ如キ構造ヲ用ヒタノハ裏込ノ細砂ガ漏出ヌ爲デア。



第二百九十七圖
してっちん

第二百九十八圖ハ青島岸壁ノ断面圖デ亦 壓抗及張杭ヲ打込ミ、海底ハ -7.0 米ニ杭端ハ -12.5 米ニ至ツテ 茲ニ岩盤ニ達シタ。地盤面 +7.0 米カラ正ニ 19.5 米デア。此岩盤ノ上ニハ柔粘土ノ厚層ガ被覆シテアツタ。海蝕ガ非常ニ多イ爲メ、杭ヲ防護スルニ鐵筋こんくりーとノ矢板ヲ前ニ打込ダ。鐵筋ト云ツテモ第十五番ノ工字鐵二本ヲ縱ニ用ヒ、第二十五番工字鐵ヲ以テ是等ニ繫ギ、下端ニハ鑄鐵製杏ヲ穿カセタ (第二百九十八圖 A)。

143. L形鐵筋こんくりーと岸壁 木材ノ様ナ腐蝕ヤ海蝕ノ蠶食ヲ受ケル

第二百九十七圖ハして。ちん港ノ岸壁ノ断面デ壓抗ト張杭ヲ用ヒ、且ツ前者ハ縱ノ地平貫材ヲ以テ繫ギ、後者ハ稍々深ク壁底ニ挿込ミ、更ニ横ノ門二本ヲ以テ挾ンデア。基礎杭天ノ板面ハ平均水位以下 1.0 米ニ在ツテ、港深ハ始メ 7.0 米後ニ 8.0 米ニ浚漉シ得ル様ニシタ。

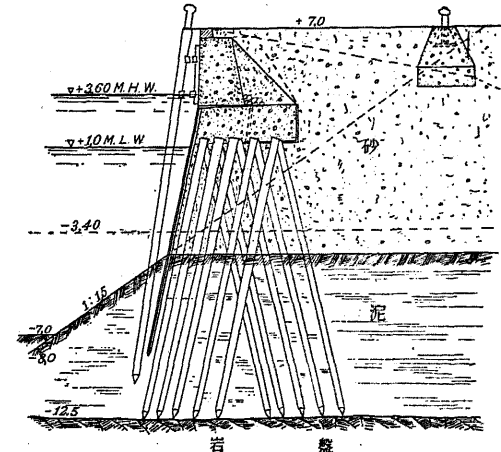
第二百九十八圖ハ青島岸壁ノ断面圖デ亦 壓抗及張杭ヲ打込ミ、海底ハ -7.0 米ニ杭端ハ -12.5 米ニ至ツテ 茲ニ岩盤ニ達シタ。地盤面 +7.0 米カラ正

コトガナイ爲ニ、鐵筋こんくりーとデ作ツタ擁壁ハ岸壁トシテ用ヒルコトガ出來ル。然シ勿論質量ガ小イカラ大キナ船ヲ繫グ所ニハ不向デ、物揚場ナドニ最モ多ク用ヒラレル。而シテ岸壁ノ母體トシテハ扶壁ヲ有スル L形モノガ最モ普通デア

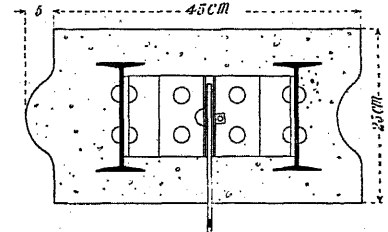
ガ、尙他ノ變形壁モ亦少クナイ。

第二百九十九圖ニ於テ ACBDE F ヲ L 形鐵筋こんくりーと岸壁トシ、AS = h₀ ヲ土重ニ換算シタル過載荷重ノ高サ、H = h₁ + h₂ + t ヲ全壁高、A'C' = h₁ ヲ低水位ヨ

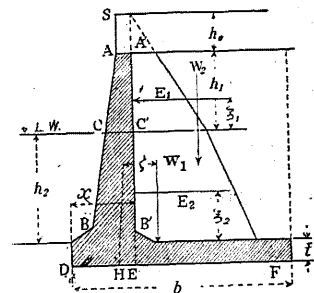
リ以上ノ壁高、h₂ ヲ低水位以下壁床上面マデノ高サトスレバ A'C' ノ上ノ土壓 E₁、h₂ ニ應ズル土壓 E₂、ハ容易ニ之ヲ見出し得ベク、又 E₁ 及 E₂ ノ挺距 ζ₁ 及 ζ₂ モ亦容易ニ知ラレル。今 W₁ ヲ岸壁長 1 米ノ重量 (貯)、W₂ ヲ EF 上ニ働ク裏込土砂ノ重量 (長 1 米



第二百九十八圖 青島



第二百九十八圖 A



第二百九十九圖

=對スル所)、 γ_1 ヲ低水位以上 1 立米ノ土砂ノ重量 (噸)、 γ_2 ヲ低水位以下 1 立米ノ土砂ノ重量 (噸) トシ、 $DH = \frac{b}{3}$ ナル如キ H 點ニ就テ外力ノ彎曲率ヲ作り、 ζ ヲ W_1 ノ挺距、 $x = DE$ トスレバ

$$(1) \quad W_1 \zeta + W_2 \left(\frac{2b}{3} - \frac{b-x}{2} \right) = E_1 (\xi_1 + h_2 + t) + E_2 (\xi_2 + t)$$

茲ニ $W_2 = \{ \gamma_1 (h_0 + h_1) + \gamma_2 h_2 \} (b-x)$ デアル。上式ニ於テ ζ ハ一般ニ小ナルノミナラズ、垂直壁 AB' ノ位置ヲ適當ニ定メレバ亦 ζ ハ頗ル小クスルコトガ出來ルカラ、第一項ヲ省略シ、且ツ $x = kb$ トシテ b ノ値ヲ求メレバ

$$(2) \quad b = \sqrt{\frac{6 \{ E_1 (\xi_1 + h_2 + t) + E_2 (\xi_2 + t) \}}{(1+2k-3k^2) \{ \gamma_1 (h_0 + h_1) + \gamma_2 h_2 \}}}$$

b ノ最小ノ値ヲ與ヘル k ノ値ハ $\frac{db}{dk} = 0$ カラ見出スコトガ出來ル。即チ

$$k = \frac{1}{3} \text{ 又ハ } x = \frac{b}{3} \text{ ノトキ最モ經濟的ナ底床ノ幅 } b \text{ ガ得ラレル。今 } k = \frac{1}{3}$$

トスレバ

$$b = 3 \sqrt{\frac{E_1 (\xi_1 + h_2 + t) + E_2 (\xi_2 + t)}{2 \{ \gamma_1 (h_0 + h_1) + \gamma_2 h_2 \}}} \quad [109]$$

例 4. L 形岸壁ニ於テ $h_0 = 1.0$ 米、 $h_1 = 2.0$ 米、 $h_2 = 3.0$ 米、 $\gamma_1 = 1.6$ 噸/立米、 $\gamma_2 = 1.0$ 噸/立米、 $t = 0.3$ 米トスレバ床版ノ全幅ヲ求メル。但シ h_1 ニ對シテ $\phi_1 = 30^\circ$ 、 h_2 ニ對シテ $\phi_2 = 28^\circ$ トスル。又垂直壁ノ根ノ部分ノ厚サヲ求ム。

例 2 ト同様ニ

$$p_0 = 1.6 \times 1.0 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{30}{2} \right) = 0.53 \text{ 噸}$$

$$p_1 = 1.6 \times 2.0 \quad \quad \quad = 1.07 \text{ 噸}$$

$$p_2 = 1.0 \times 3.0 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{28}{2} \right) = 1.08 \text{ 噸}$$

從テ

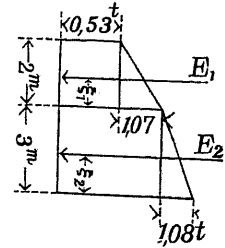
$$E_1 = \left(0.53 + \frac{1.07}{2} \right) \times 2 = 2.13 \text{ 噸}$$

$$E_2 = \left(0.53 + 1.07 + \frac{1.08}{2} \right) \times 3 = 6.42 \text{ 噸}$$

及

$$\xi_1 = \frac{2}{3} \times \frac{0.53 \times 2 + 1.6}{0.53 + 1.6} = 0.83 \text{ 米}$$

$$\xi_2 = \frac{2}{3} \times \frac{1.6 \times 2 + 2.68}{1.6 + 2.68} = 0.92 \text{ 米}$$



第二百九十九圖 A

故ニ

$$b = 3 \sqrt{\frac{2.13 (0.83 + 3 + 0.3) + 6.42 (0.92 + 0.3)}{2 \{ 1.6 (1.0 + 2.0) + 1.0 \times 3.0 \}}} = 3.09 \text{ 米}$$

次ニ E_r ヲ合成土壓トスレバ

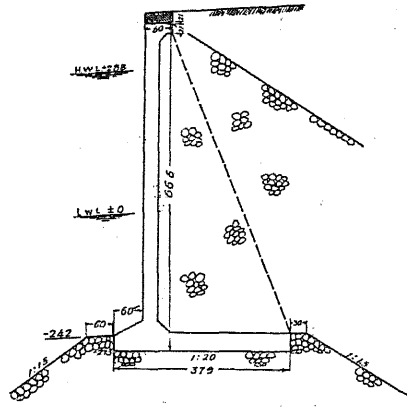
$$E_r = E_1 + E_2 = 2.13 + 6.42 = 8.55 \text{ 噸}$$

其床版面カラノ挺距 ξ ハ

$$\begin{aligned} \xi &= \frac{1}{E_r} \{ E_1 (\xi_1 + h_2) + E_2 \xi_2 \} \\ &= \frac{1}{8.55} \{ 2.13 \times (0.83 + 3.0) + 6.42 \times 0.92 \} \\ &= 1.65 \text{ 米} \end{aligned}$$

垂直壁ニ於ケル最大彎曲率ハ

$$\begin{aligned} M &= 8,550 \times 1.65 = 14,107.5 \text{ 米噸} \\ &= 1,410,750.0 \text{ 斤極} \end{aligned}$$



第三百圖 門司港2.4米岸壁一般断面圖

d (種) ナ垂直壁ノ根ニ於ケル
抗壓線維ヨリ抗張鐵筋中心マデ
ノ距離トスレバ

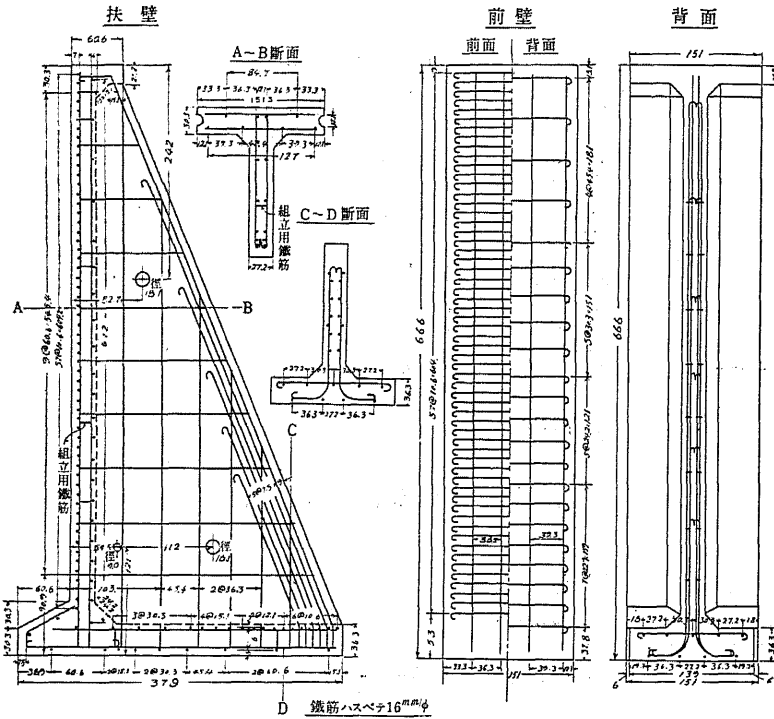
$$d = C \sqrt{\frac{1,410,750}{100}}$$

$$= C \times 119$$

$$C = 0.262 \text{ トスレバ}$$

$$d = 31.2 \text{ 種}$$

鐵筋外側ノコンクリートノ厚

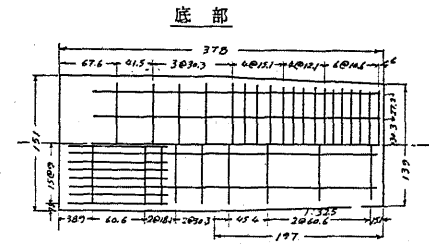


第三百一圖 扶壁鐵筋置圖置

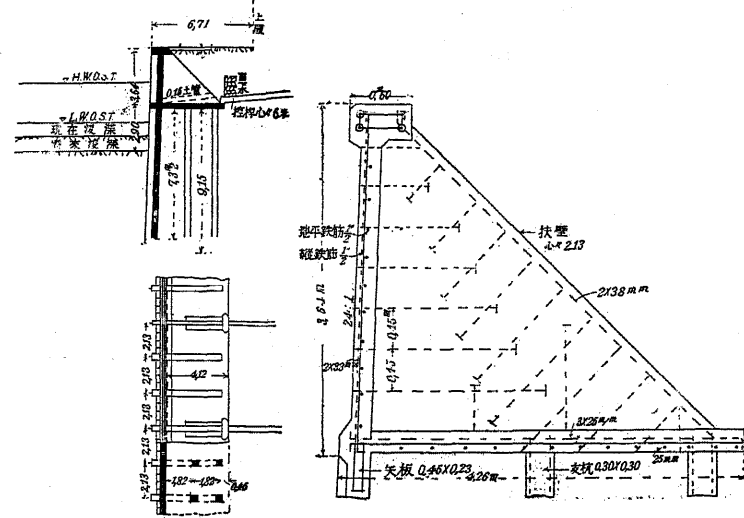
第三百二圖

サテ4.8種トスレバ垂直壁ノ
根ニ於ケル總厚ハ36種トナ
ル。

L形岸壁ノ高サガ6米ヲ超
エレバ扶壁ヲ用ヒルヲ良シト
スル。

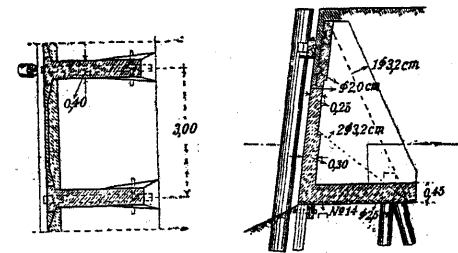


第三百三圖



第三百四圖 さとんぶとん

第三百圖乃至三百三圖ハ
門司築港内國貿易ニ用ヒラ
レル干潮面以下2.4米岸壁
ノ断面デアツテ、單ニ捨石
基礎ノ上ニ載セラレテアル。
第三百四圖ハさとんぶとん
港ノL形岸壁ノ一例

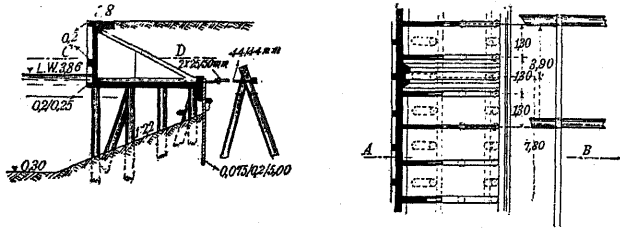


第三百五圖
るるへるむすはふん

ヲ示ス。

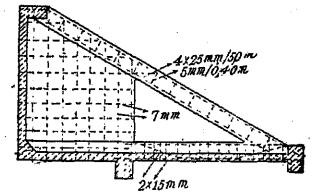
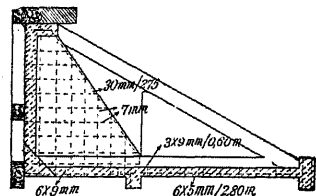
第三百五圖ハ獨逸のヘーデルはムスハ商港ノ L 形岸壁デ、前面ニハ矢板ヲ有シ、後面ニハ傾斜ノ異ナツタ杭ヲ三本其頂點デ束ネテアル。

第三百六圖ハすとくほるむ (Stockholm) デ作ツタ L 形岸壁ヲ示シタモノ



デ、床版ハ 4 本ノ直杭ト 2 本ノ斜杭デ支ヘラレ、7.8 米ノ長サナー區トシテ作ラレタ。

144. 基礎工ノ上ニ積疊シタル
こんくりーと塊又ハ場所詰こんくりーとヨリ成ル岸壁
こんくりーと塊ヲ製塊所デ作り、適當ナ時日經過シタ後之ヲ陸上又ハ船中ニ載セテ現場ニ運ビ、之ヲ積重ネテ岸壁ヲ作ル方法ハ從來廣ク用ヒラレ



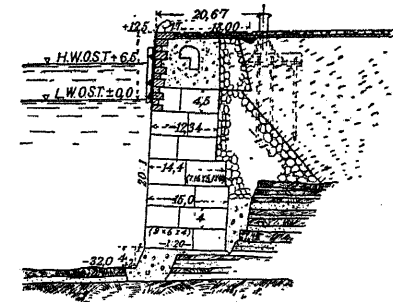
第三百六圖
すとくほるむ

タ。勿論基礎ニハ杭ヲ打ち、基礎こんくりーとヲ用ヒ、又ハ其他ノ基礎工ヲ用ヒルコトハ言フマデモナイガ、載荷力ニ應ジテ且ツ基礎ノ凸凹ヲ均ラシ、荷重ヲ良ク分布スル爲ニ捨石ヲ塊下ノ基礎ニ用フル場合ガ最モ多イ。場所詰こんくりーとヲ用ヒル場合モ亦全ク塊ヲ用ヒル場合ニ異ナラナイ。孰レノ場合ニモ土壓ト自重トノ合力ガ地平繼手又ハ底部ノ三等分ノ中央部分ヲ通過ス

ルヲ要スル。勿論地下水位ヲ定メテ浮力カラ來ル減重ヲ見込マナケレバナラヌ。

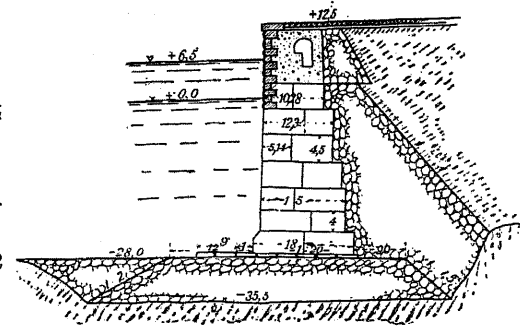
こんくりーと塊ノ大サヲ定メルニハ通シ繼手ノ距離ヲ考入レル必要ガアル。今伸縮繼手ヲ縱ニ通スコトニシ、其間隔ヲ 1 米トスレバ塊ノ高サハ隨意ニ定メルコトガ出來ルガ、塊ノ地平幅ハ皆夫々 1 丈整除シ得ル様ニ之ヲ定メナケレバナラヌ。例ヘバ塊ノ幅ガ夫々 0.9 米 1.2 米及 1.5 米トスレバ $0.9 \times 1.2 \times 1.5 = 16.2$ 米毎ニ縱ニ通シ繼手ヲ作り得ルガ如キ即チ是デアル。但シ不規則ナ長サノモノヲ多ク作ルトキハ左マデ前ノ方法ニ拘泥センデモヨイ。

横濱港ノ岸壁ハ 10.9 米毎ニ縱ノ伸縮繼手ヲ用ヒタ。其 9.7 米 (32 尺) 及 8.5 米 (28 尺) 岸壁ノ断面ハ第三百七圖及第三百八圖ニ示ス如ク、又第三百九圖ハ岸壁ノ正面圖ヲ示シタモノデアル。

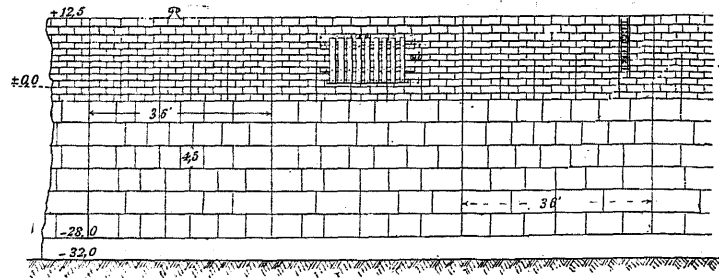


第三百七圖 横濱 32'

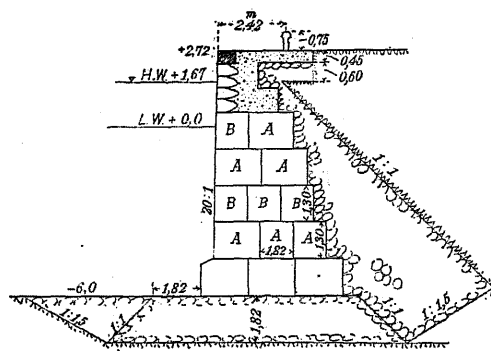
若松港ノ岸壁ハ海底ヲ浚渫スルコト 1.82 米此ニ割栗石ヲ捨テ、上ニ A, B 二種ノ塊ヲ積上ゲルコト五段、A ハ $1.82 \times 1.67 \times 1.30$ (6 x 5.5 x 4.3)、B ハ $1.82 \times 1.21 \times$



第三百八圖 横濱 28'



第三百九圖 正面圖



第三百十圖 若松

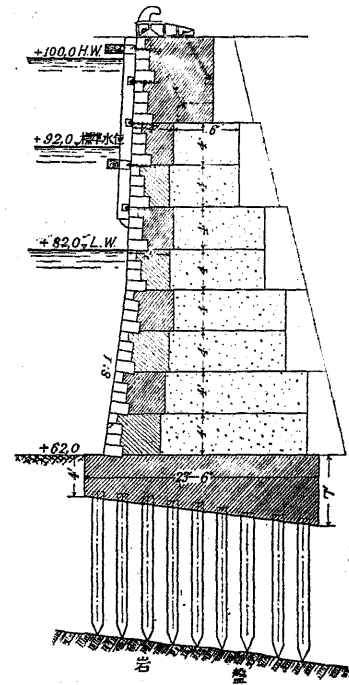
1.30(6×40×4.3)、其上ニ花崗石ヲ表装シタ場所詰こんくりーとヲ用ヒタ(第三百十圖)。大牟田三井船渠ノ岸壁ハ水外掘鑿ニ依ツテ作ラレタモノデ 12 米(40 尺)毎ニ通シ繼手ヲ用ヒタ。地盤ガ粘土層 6.0 米許リノ下ニ岩層ヲ有スル處ハ杭地行ノ上ニこんくりーとノ基礎ヲ用ヒ、其上ニ場所詰こんくりーとヲ用ヒター種ノ單塊的ノ工事デアルガ、施工ニハ高サ 1.2 米ヅ、ニこんくりーとヲ打揚ゲタ(第三百十一圖)。但シ岩盤ガ近い部分ハ杭ヲ用ヒズニ基礎こんくりーとヲ敷設シテ直チニ表面ノ富こんくりーとヲ打ち、後部ニハ、場所詰貧こんくりーとヲ層々打上ゲタ。表面ノこんくりーとハ花崗石ヲ貼ツテアル。更ニ上部ノ高サ 2.4 米ハ亦表面ニ花崗石ヲ貼ツタ場所詰こんくりーとデ、厚サ 0.45 米ノ縁石ヲ其上ニ冠ラセ、渠内ノ高水位以上 1.06 米(3.5 尺)ガ縁石面又ハ地盤

面ノ高サヲ爲シテ居ル。

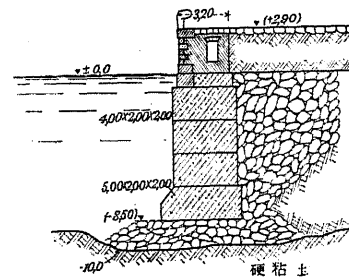
第三百十二圖ハ伊太利ゼのば港ぼんとふれでりこがくりーも(Ponte Frederico Guglielmo)ノ岸壁断面圖デ海底ハ硬粘土カラ成ツテ居タ。基礎捨石ノ最下層ニハ割石ヲ用ヒ更ニ其上ニ 500 斤乃至 2000 斤ノ捨石厚サ 2.5 米ヲ以テ覆ヒ、捨石ノ全高 6.5 米海側ノ法リ 1:1 1/2 陸側 1:1 デアル。

此基礎捨石ノ上ニ高サ 2.00 米、長サ 5.00 米、幅 2 米、こんくりーと塊ヲ用ヒ、更ニ其上ニ 4.00×2.00×2.0 米ノ塊ヲ三段積重ネタ。之カラ 0.5 米マデ、表面ニ天然石、背面ニこんくりーとヲ用ヒテ平均水位ニ達シ、之カラ上部ハ亦表面ニ天然石ヲ貼ツタ場所詰こんくりーとデ、縁石面ハ平均水位ヲ +0.0 トシテ方ニ +2.81 米デアル。

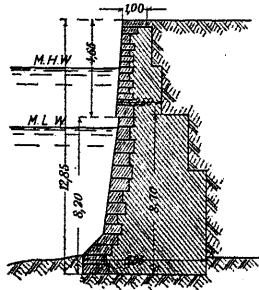
だぶりん港ノ潮渠デ用ヒタ岸壁ノこんくりーと塊ハ底幅 6.35 米高サ 8.70 米岸壁ノ方向ニ長サ 3.36 米ニ達スル所ノ重量 350 噸ノモノ



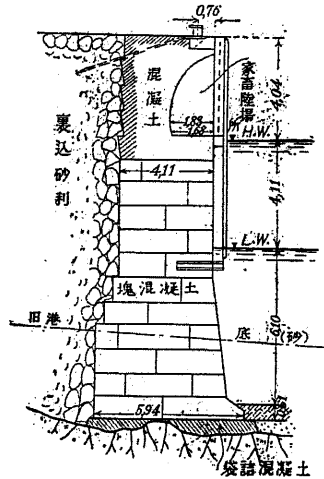
第三百十一圖 大牟田



第三百十二圖 ぜのば



第三百十三圖
だぶりん



第三百十四圖
ふいっしがーど

場所詰こんくりーとヲ以テ作り、家畜ヲ陸揚スル爲ニ茲ニ通廊ヲ設ケテアルガ、古軌條ヲ以テ縁ヲ補強シタ。低水位マデハ塊ヲ單ニ重ネタノミデアルガ、塊ハ梯形ノ柄ト鑿トガ相應スル様ニナツテ居タ。而シテ通廊ノ無イ部分ハ丁度防波堤ノ傾斜式ニ塊ヲ積重ネタト同ジク此岸壁ニモ亦傾斜シテ塊ヲ積

デ、陸上デ之ヲ作ツタ。海底ハ豫メ潜鐘ヲ用ヒテ之ヲ均ラシ、浮起重機ニ依ツテ此巨塊ヲ釣ツタ。塊ニハ四本ノ縦孔ヲ備ヘテ釣金物ヲ差込シテ之ヲ現場ニ沈メ、塊ノ天端ガ平均低水位ノ上 0.50 米ニアツタ。之ヨリ上ノ部分ハ切石ヲ表装シタ場所詰こんくりーとヲ用ヒタ(第三百十三圖)。

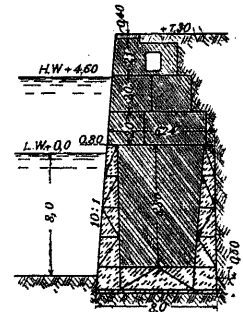
第三百十四圖ニ示シタふいっしがーど (Fish-guard) 港ノ汽船繫留岸壁ハ 6 噸乃至 10 噸ノ小イこんくりーと塊ヲ多數使用シタ。由來海底ハ 3 米乃至 4 米ノ砂礫ノ下ニ岩盤ガアツタカラ、吸揚唧筒デ砂礫ヲ吸揚ゲ、摺揚液操機デ軟岩ヲ除却シ、潜水夫ヲ入レテ底ヲ均ラシ、割目ヤ大ナ凸凹個所ハ小サイ袋詰こんくりーとヲ以テ填充シタ。斯様ニシテ基礎工事が出来テ 15 噸揚力ノ起重機ヲ壁後ノ捨石ノ上又ハ既成ノ壁上ニ据付ケテ塊ヲ積上ゲ高水位以下 1 米ニ達シタ。干満ノ差ハ 4.11 米アル。上部ハ

ンダ。

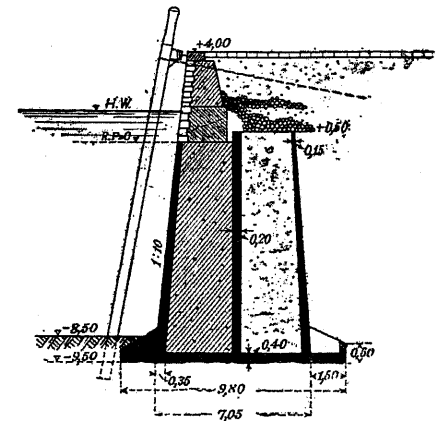
145. 鐵筋こんくりーと函ヲ下溝トスル岸壁 海底ガ充分ノ載荷力ガアルカ又ハ表層ノ泥土ヲ掻除ケテ後相當ノ載荷力ノアル場合ニハ木函ヲ沈メテ中ニ石ヲ填メ、之ヲ下溝トシテ上ニ岸壁ヲ作ツタ例モアルガ、勿論海蝕ノ蠶蝕ヲ受ケナイ處ニ限ル。或ハ又框工ヲ用ヒテ石ヲ填充スルコト恰カモ突堤又ハ防波堤ヲ作ルガ如クシテ其上ニ岸壁ヲ作ルコトモ出来ル。

ぜーぶるっち突堤ノ内側岸壁ハ前ニモ述べタ如ク鐵製ノ函デ水ヲ入レテ之ヲ沈メ浮起重機ヲ用ヒテ中ニこんくりーとヲ填メタ。斯クシテ出来タ巨塊ハ水深ニ應ジテ 8 米、9.5 米及 11.5 米ノ深サヲ有シ、長サハ 25 米ニ達シタ。其天端ハ平均低水位ノ上 0.80 米ノ上ニ出デ、之ヲ下溝トシテ厚サ各 2.0 米ノ塊二段ヲ重ネ平均高水位ノ上ニ達セシメタ。是等ノ塊ノ上ニハ場所詰こんくりーとヲ用ヒテ厚サ 2.1 米ノ壁ヲ作り、更ニ其上ニ 0.40 米ノ隅石ヲ冠セタ。

始メテ鐵筋こんくりーと函ヲ用ヒタノハろてるだむ港デ、函ノ長サ 41.05 米、底幅 9.80 米函頂ノ幅 5.05 米、高サ 10 米デアツタ。函ハ一本ノ縦ト 9 本ノ横ノ間仕切デ 20 個ノ小房ニ分タレ、前列ノ小

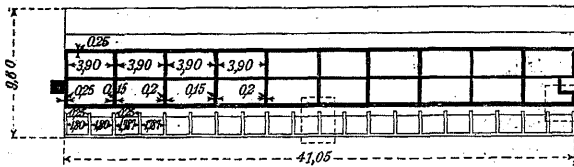


第三百十五圖
ぜーぶるっち

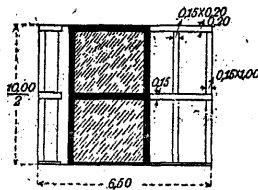
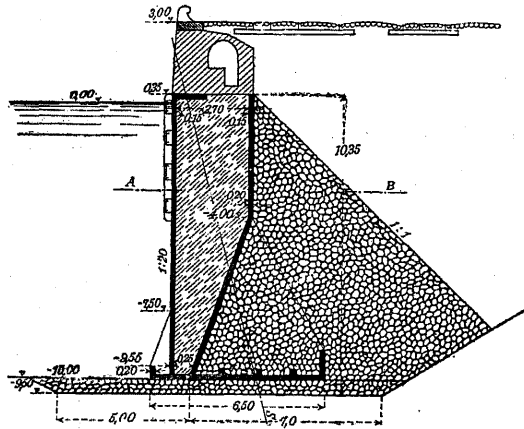


第三百十六圖
ろてるだむ

房ハこんくりーとヲ以テ、後列ノ小房ハ砂又ハ礫ヲ以テ填メラレタ。こんくりーとヲ填メルニハ一ツツ小房内ノ水ヲ吸乾シテカラ行ツタ。函ノ天端ガ低水位ヨリ僅カニ0.5米位スラ上ニ出テ居ラナカツタカラ、函ノ上部ノ周圍ヲ鐵版デ圍ヒ、高水位ノ上ニ達セシメテこんくりーとノ填充作業ヲ容易ニシタ。既ニこんくりーとヲ填メタ後前面函頂ノ縁ヲ低水位ノ高サニ缺取り、岸



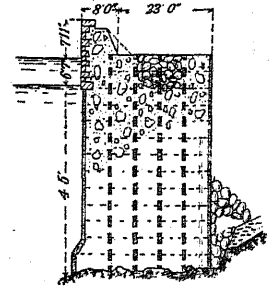
第三百十七圖



第三百十八圖 たるかふあの

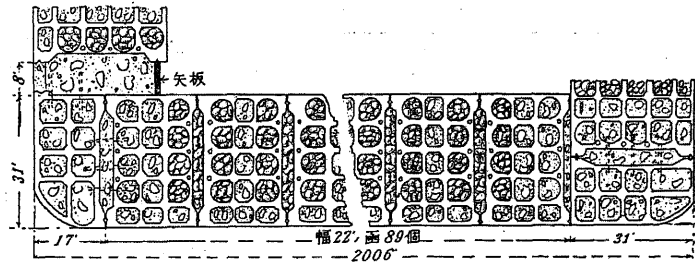
壁ノ上部ハ壓氣函ヲ用ヒテ積上ゲタ（第三百十六圖及第三百十七圖）。

智利たるかふあの (Talcahuano) 港デ用ヒタ浮函ハ第三百十八圖ニ示シタ如ク、こんくりーとノ容量ヲ節約スル爲メ底部ヲ狭メテ、而カモ裏込ノ捨石ヲ底版ノ上ニ載セ安定ヲ増シテアル。底版下ニハ亦薄イ捨石ヲ施シテアル。



第三百十九圖

はりふあつくす



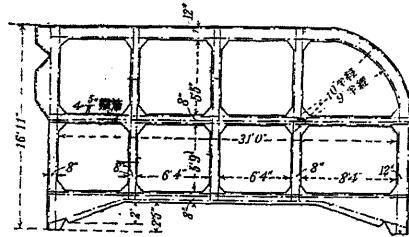
第三百二十圖 平面圖

加奈太はりふあつくす (Halifax) 港デハ突堤長サ 381.1 米 (1250 呎)、幅 103.7 米 (340 呎)、深 14.7 (45 呎) ヲ作ルニ第三百十九圖乃至第三百二十一圖ニ示シタ様ナ鐵筋こんくりーと函ヲ用ヒタ。

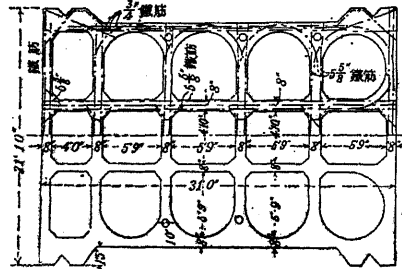
神戸港東神倉庫水深 7.27 米 (24 尺) 岸壁ニ用ヒタ函塊ハ第三百二十二圖ニ示ス如キモノデアル。

門司港 10 米ノ岸壁ニ用ヒラレル鐵筋こんくりーとハ第三百二十三圖ニ示スガ如キ形ト寸法ヲ持ツテ居ル。

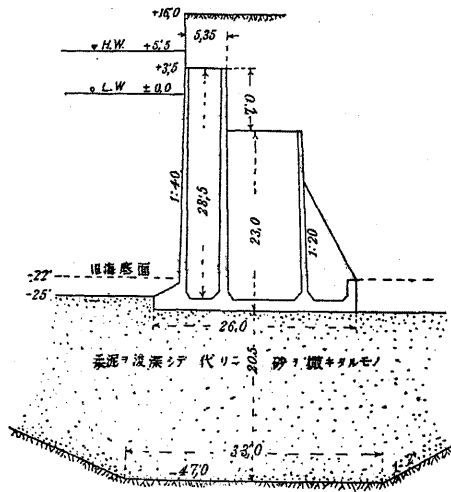
清水港水深 7.30 米ノ岸壁ニ用ヒラレテアル鐵筋こんくりーと函ハ函ノ外圍ニ拱形壁ヲ用ヒテこんくりーとノ抗壓強ヲ利用シ、鐵筋ヲ少クシテ居ル



第三百二十一圖 A
函



第三百二十一圖 B
中間浮函

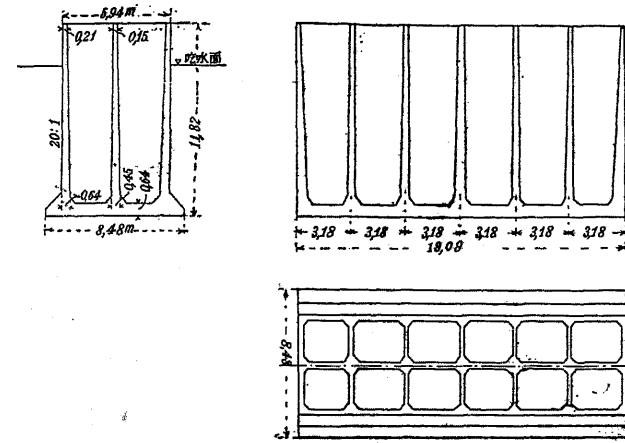


第三百二十二圖 神 戸

(第三百二十四圖)。

第三百二十五圖及第三百二十六圖ハ横濱港北水堤沿埋立地ノ港内側ニ築造シタ岸壁ノ一部ヲ示シタモノデ、外ニ9米及同ジク10米L型岸壁ガアル。函塊ハ造船船渠内デ作ラレ、浮揚曳航シテ現場ニ至リ、内房ニ注水シテ基礎割石ノ上ニ沈下シ、函ノ前面ニ海底ニ割石ヲ投下シテ搗固メ、塊底ト基礎割石ノ間ニハ壓搾空氣ヲ以テもるたるヲ壓入シ摩擦力ヲ増シタ。而シテ前列ノ内房ニハ型枠ヲ入レテ輪狀ニ水中こんくりーとヲ入レ、中心ハ空ノ儘残シ、後内房ニハ土丹及砂ヲ填充シ、上部ニハ場所詰こんくりーとヲ用ヒタ。又第三百二十七圖乃至第三百二十九圖ハ鹿児島港岸壁水深7.5mニ用ヒタル函塊ノ明細圖デアル。

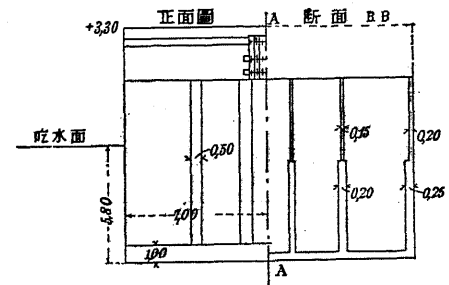
鐵筋こんくりーと函ハ乾



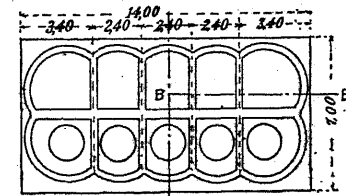
第三百二十三圖 門 司

船渠修船架ナドデ作り、後浮シテ汽艇デ曳キ行クカ、又ハL船渠ナドニ載セテ現場ニ至リ之ヲ沈メルノデアル。函ニ要スル鐵筋ノ量ハ函ヲ浮シタ際ニ兩端デ自由ニ支ヘラレタ桁ト考ヘ、或ハ兩端固定ノ桁ト假定シ、又或ハ組立ラレタ構格ナドト考ヘテ定メルコトガ出來ル。

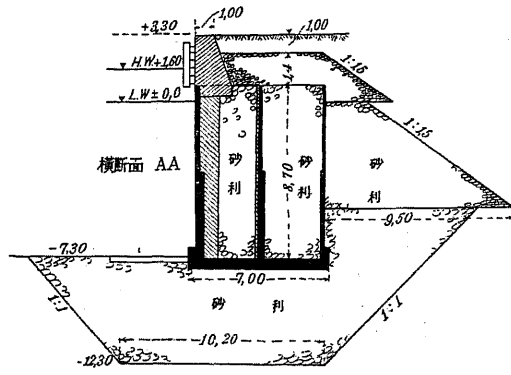
然シ鐵筋ハ函ヲ浮シテ行ク間丈ケこんくりーとニ起



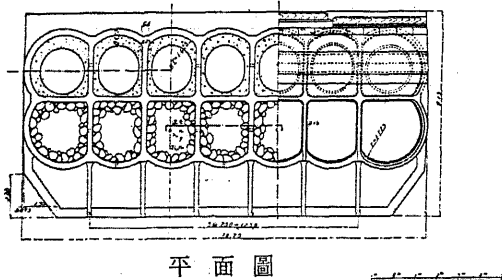
第三百二十四圖 清 水



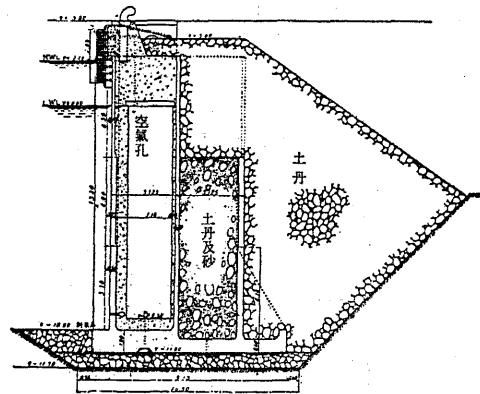
平 面 圖



第三百二十四圖 横断面圖



第三百二十五圖 横濱外國貿易用10米岸壁

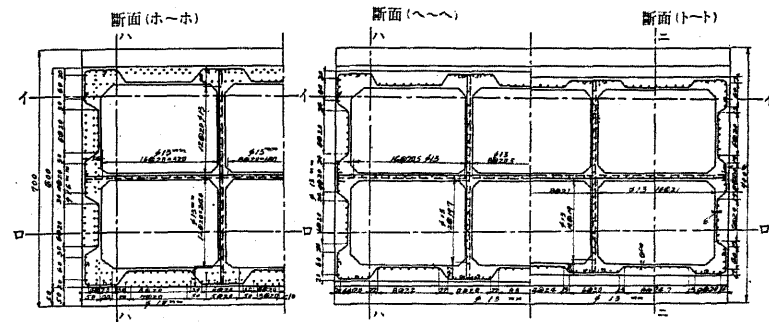


第三百二十六圖

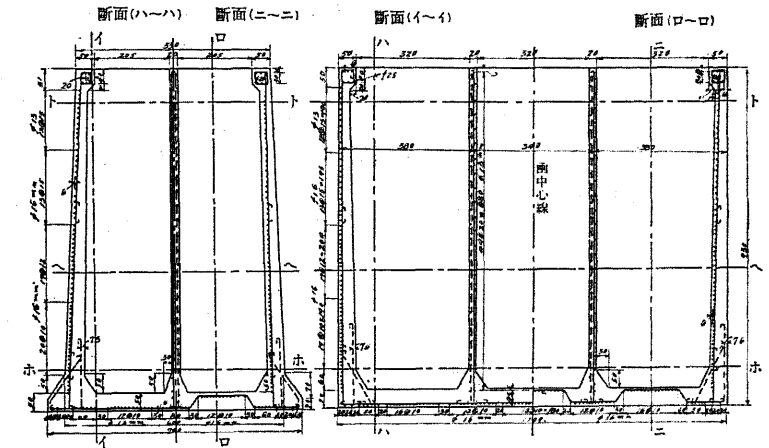
ル張力ニ備ヘルノデ、一旦沈下ノ後ハ一般ニ鐵筋ノ用ヲナサヌノデアル。

146. 井筒状ノ基礎ヲ用フル岸壁

良イ地盤ガ非常ニ深クテ浚渫デハ塊ヲ之ニ達シ得ヌ場合ニハ井筒状ノ断面ヲ持ツタ基礎ヲ作り、其底ノ土砂ヲ浚除ケテ之ヲ沈下シ、硬イ地盤ニ達セシムルカ又ハ充分ナル深サマデ之ヲ沈メル。井筒ハ之ヲ駢ベテ相接続スルカ又ハ橋臺状ニ一定距離毎ニ沈下シテ平版又ハ拱形ノ床版ヲ渡シテ繋グノデアル。背後ノ土留ニハ拱形ノ井筒ノ時ニハ或ハ矢板ヲ打込ミ或



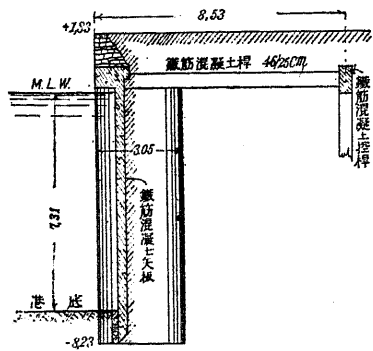
第三百二十七圖 鹿兒島港岸壁用函塊平面圖



第三百二十九圖 同横断面圖 第三百二十八圖 同縦断面圖

ハ捨石ヲ用ヒ、更ニ井筒ガ近ク据エラレテアルトキハ間ニコンクリーとヲ填メルコトモアル。

圓形ハ其断面積ガ等シイ形ノ中デモ其周ノ長サガ最短デアルカラ從テ摩擦ガ最少ク、沈下ガ最容易デ且ツ中ヲ浚フニモ一様ニ土砂ヲ除却スルコトガ出來ル。第三百三十圖ハばるちもあ港ニ用ヒタ圓形井筒ノ例デ直徑 3.05



第三百三十圖 ばるちもあ

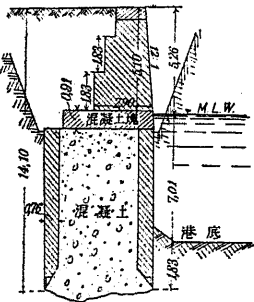
米鐵版厚サ 19 耗デ角鐵ヲ用ヒテ補強シテアル。井筒ノ距離ハ必ズ 7.62 米、井筒ノ中間ハ鐵筋こんくりーとノ矢板ヲ用ヒテ塞ギ、控桿ト鎮板ヲ用ヒテ之ヲ支ヘテアル。井筒ノ上部ニハ鐵筋こんくりーと版ヲ載セ、其上ニ石積ノ岸壁ヲ設ケテアル。

圓形井筒ノ外ニ一部ニ圓形ヲ用ヒ又ハ若干ノ圓形ヲ組合ハセタモノモ

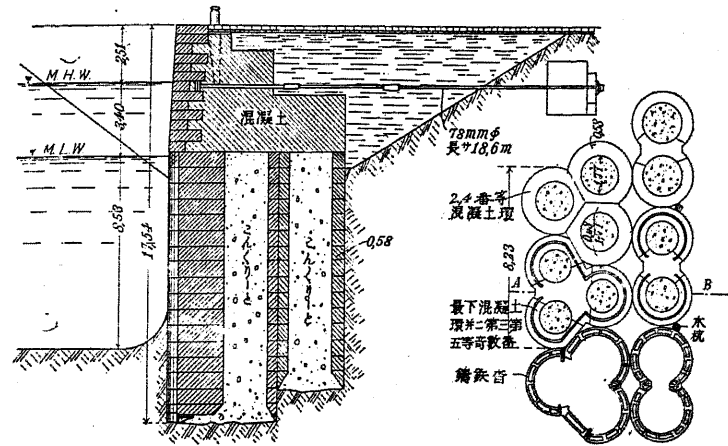
少クナイ。第三百三十一圖ハこるく港 (Cork) 井筒ノ断面ヲ示シタモノデ、井筒ノ底ニハ鑄鐵製ノ沓ヲ備ヘテアル。井筒ノ頂上ニハ厚サ 0.91 米ノこんくりーと版ヲ覆ヒ、更ニ其上ニこんくりーとノ岸壁ヲ築造シタ。

ぐらすごーデ用ヒタ井筒ノ断面ハ第三百三十二圖ニ示ス如キ三葉形ノモノト瓢箪形ノモノトヲ密接シタモノデ、三葉形ノモノガ接觸スル所ハ眞直ニ截ツタ様ニシテアル。井筒ノ底沓ハ鑄鐵製ノ型ヲ螺旋デ組合ハセ、中ニこんくりーとヲ填メタ。而シテ井筒ハ若干ノこんくりーと環ヲ載セ、下方ノ環ノ上部ニハ環狀ノ鐵ガ突出デ、螺旋デ底沓ト接續シテアル。斯クノ如ク三葉形ノ井筒ノ外ニ瓢箪形ノ井筒ヲ駢ベテ内側ニ沈下

シ、二ノ瓢箪ノ間ニハ四邊形ノ杭ヲ打込デ繼目ヲ水密ニシタ。井筒ノ天端



第三百三十一圖 こるく



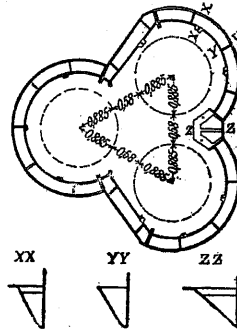
第三百三十二圖 ぐらすごー

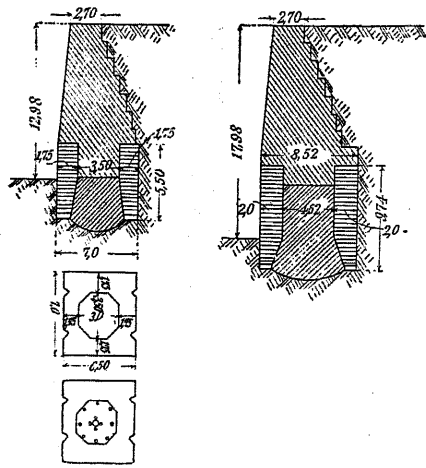
ハ平均低水位ノ僅カ上マデ沈メテ其上ニ場所詰こんくりーとヲ以テ岸壁ノ上部ヲ作り表面ニハ切石ヲ以テ表装シタ。又此場所詰こんくりーと塊ハ徑 78 耗、長サ 18.8 米ノ控桿デ背面カラ引張ツテ居ル。

水底ノ土質ガ砂デ之ヲ淤濁スルニ容易ナ場

合ニハ矩形断面ヲ有スル井筒ヲ用ヒルコトモ便利デアル。佛國き、れーデ用ヒタこんくりーとノ井筒ハ邊長 7.0 米乃至 8.0 米尖端ノ沓ハ厚サ 1.0 米、胴ハ厚サ 2.0 米デ、井筒ノ内部ハ八角形ヲ爲シ、中ニ先ゾ壓搾水ヲ送ツテ土砂ヲ弛メ、更ニ吸揚唧筒ヲ動カシテ泥水ヲ吸揚ゲ最後ニこんくりーとヲ填メタ。二ノ隣レル井筒ノ間ニハ 0.40 米ノ間隔ヲ殘シタ(第三百三十三圖)。

第三百三十四圖ニ示シタモノハ南米ばひあ ぶらんか (Bahia Blanca) ノがるばん ぼーと (Galvan Port) ノ干潮面以下 9 米 (30 呎) ノ岸壁ニ用ヒ





第三百三十三圖 きあれ一

9.15米、幅 6.4米ノ矩形井筒ヲ用ヒ、内部ニ一本ノ縦ト二本ノ横ノ間仕切ヲ用ヒ六個ノ區間ニ分ケ、木製ノ底沓ハ周圍ノ外壁ノモノガ間仕切ノモノヨリモ低イ。始メ低水位以下 0.9米 = 1 割 5 分ノ法ヲ以テ溝ヲ掘リ、其上ニ井筒ヲ組立テタ。而シテ始メハ煉瓦ヲ用ヒテ之ヲ作ツタガ、工程ガ遅イ爲メ後ニ容量 1.8 立米ノコンクリート塊ヲ用ヒテ組立テタ。9.5 米丈ケ沈メルニハ掘揚機デ中ノ土砂ヲ浚ヒ、鐵ノ重リヲ載セタ。豫定ノ深サニ達スレバ井筒ノ底ニハコンクリートヲ填メ、其上ニ土砂ヲ充シ、更ニ天端ハコンクリートヲ以テ覆ウタ。二ノ隣レル井筒ノ間ニハ幅 0.33 米深サ 0.22 米ノ溝ガ相對シテ設ケラレ、此ニ堰板ヲ差込デ井筒ノ間ニコンクリートヲ填メル型枠ニ充テ、且ツ中央ニハ幅 0.45 米深サ 0.22 米ノ縦溝ガ兩側ニ通ツテ井筒ノ連結ヲ固クシタ。斯クシテ 8 般ノ塊ヲ積上ゲ其上ニコンクリートヲ核ニシ、表面ニ煉瓦ヲ積ミ、背面ニ切石ヲ積ンダ上部構造ヲ仕上ゲタ。

井筒ノ間隔ガ曾セバ其天端ヲ繋グ爲ニハ或ハ拱ヲ用ヒ或ハ鐵筋コンクリート

六角井筒デ、前列ニハコンクリートヲ填メ、後方ノ井筒ニハ砂ヲ充シタ。

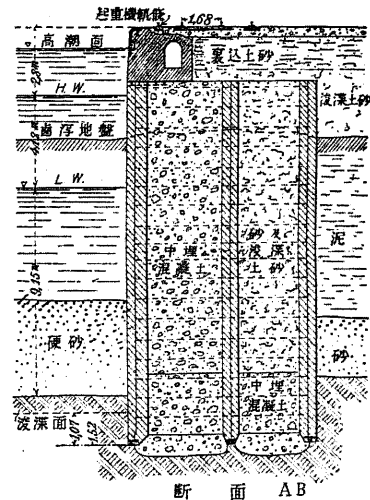
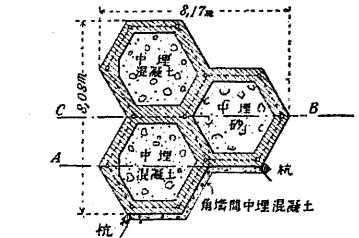
第三百三十五圖ハぐらすごーヨリ下流くらいとべんく (Clydebank) ノろーしせー船渠 (Rothesay Dock) ノ岸壁斷面デ地盤ガ甚ダ不良ナル爲メ當初ノ圍堰ヲ設ケテ水外工事トシテ之ヲ遂行スルコトガ不能デアツタ。是ニ於テ長サ

と桁ナドヲ用ヒル。又井筒間ノ背面上土壓ヲ支ヘル爲ニハ矢板ヲ用ヒ、L 形ノ鐵筋コンクリート擁壁ヲ用ヒ、或ハ特種ノ擁壁ヲ用ヒ、其前面ニ捨石ナドノ法リヲ用ヒタモノガアル。

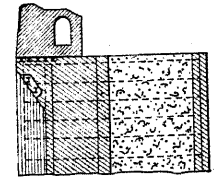
はんぶるぐ港ノだるまん岸壁 (Dalman-Kai) ノ井筒ハ 4.50 × 6.0 米ノ矩形斷面ヲ有シ、心々 4.58 米ノ間隔ヲ持つテ居ル (第三百三十六圖)。井筒ノ頂上ヲ繋グ拱ノ上ニ表面ト背面トニ岸壁ノ方向ニ造ラレタ擁壁ガアツテ 3.15 米ノ間隔ニ厚サ 1.45 米ノ繋ギノ壁デ前後ノ兩壁ヲ連絡シテアル。是等前後ノ擁壁ハ起重機ノ軌條ヲ支ヘ拱ノ背後ハ木ノ矢板ヲ用ヒテアル。

第三百三十七圖ハ八幡製鐵所ノ干潮面以下 6 米岸壁ノ構造圖デ、井筒ノ外徑 2.2 米心々 3.62 米、拱背後ノ擁壁ハコンクリート塊ヲ用ヒ其基礎及法リハ捨石ヲ用ヒテアル。

第三百三十八圖ハさざんぶとん港てすと河 (River Test) ニ臨メル第 41 號埠頭ヲ示シタモノデ橋脚ノ幅 4.5 米拱ノ徑間 6 米デ土留擁壁トシテ厚サ 1.5

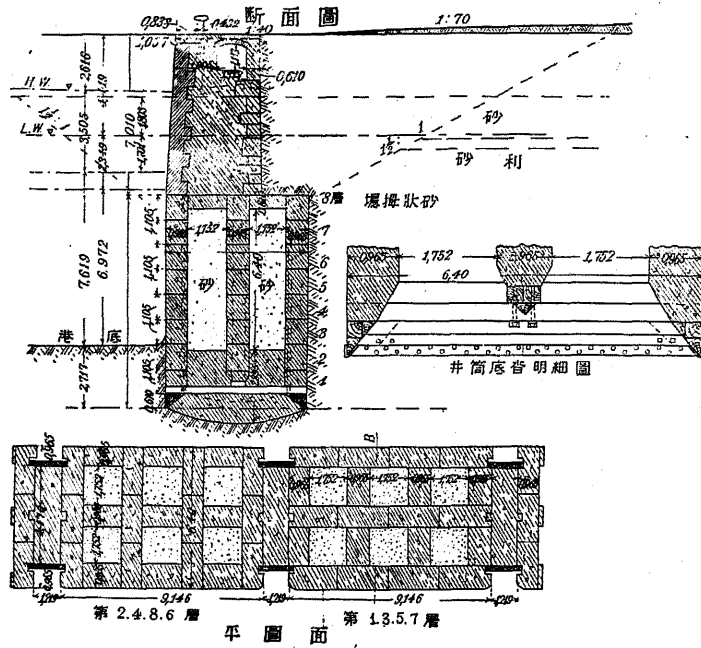


断面 AB

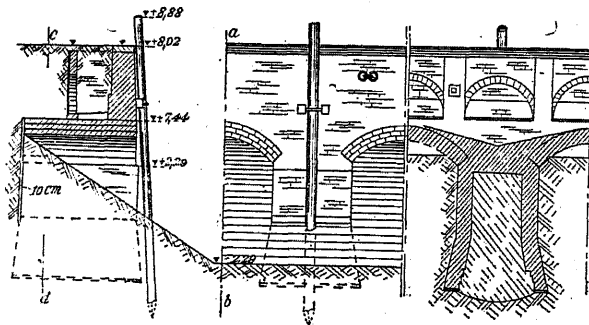


断面 CB

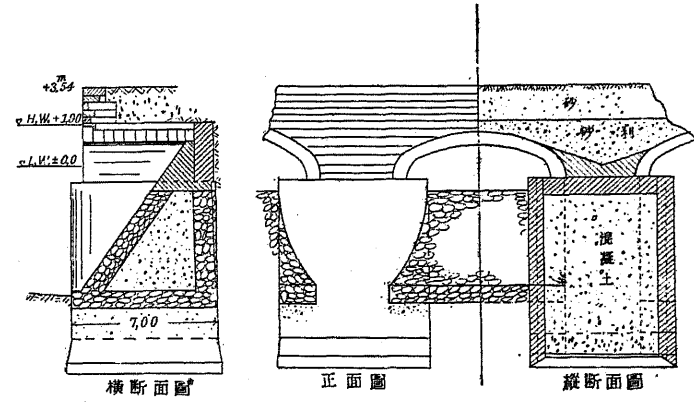
第三百三十四圖
ばひあ ぶらんか



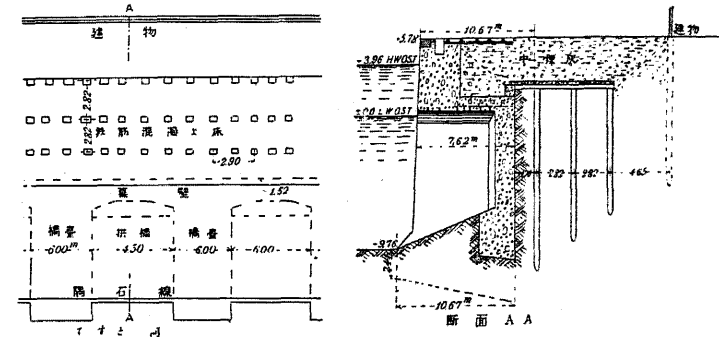
第三百三十五圖 くらいどべんく



第三百三十六圖 はんぶるぐ



第三百三十七圖 八 幡



第三百三十八圖 ささんふとん

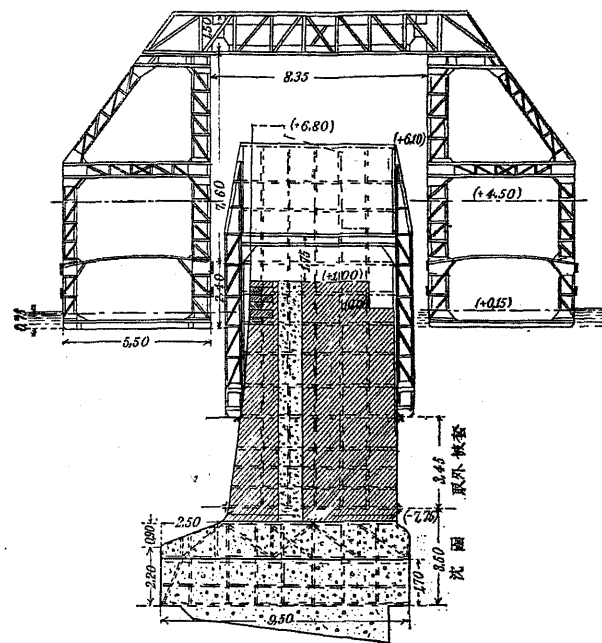
米ノこんくりーと壁ヲ用ヒテ居ル。

147. 壓氣基礎エヲ用フル岸壁 水底ノ柔泥ガ比較的薄クテ載荷力ノ充分ナ地盤ガ浅イ時ハ井筒ヲ用ヒテ基礎トスルコトガ出來ルケレドモ、若シ硬イ地盤ガ非常ニ深イ時ハ井筒内ノ浚渫ハ困難ヲ加ヘ其沈下ハ亦工費モ多ク安定ヲ缺クニ至ル。殊ニ轉石ヤ沈木ナドガ水底ニ多イ場合ヤ硬イ地盤ガ岩盤ナル時ナドハ井筒ノ基礎ヲ用ヒルコトガ不利デアル。即チ井筒基礎ハ深サ 10 米

乃至 12 米ヲ止リトスルガ、之ヨリ更ニ深イトキハ壓氣ニ依ル施工ヲ用ヒルコトガ出來ル。此法ニ依レバ水面以下 35 米即チ每方糶 3.5 疋(每方吋 50 封度)位ノ壓力マデ仕事ガ出來ル。壓氣函ノ中デ仕事ヲスレバ空氣中ノ窒素ガ血液中ニ溶ケ、若シ其中カラ普通ノ空氣中ニ出レバ窒素ガ泡化シテ血液中カラ脱出スル爲ニ全身ハ麻痺シ、腦神經ヲ傷メテ屢々人事不省ニ陥リ之ヲ潜水病ト呼ンデ居ル。從テ極嚴重ナ體格検査ヲ行ツタ後、或程度以上ノ強イ壓力ノ中デハ永ク働クコトハ出來ズ、又其中カラ出ルニモ徐々ニ永ク時間ヲ費サナケレバナラス。潜水病ニ罹ツタモノハ鐵ノ圓壻(之ヲ潜水病院ナド、呼ンデ居ル)ノ中ニ患者ヲ入レ、最初ノ氣壓カラ 1 封度 2 分間ノ割合デ、普通ノ外氣々壓ニナル迄徐々ニ氣壓ヲ下ゲレバ通例治癒スル。浪枕療法ナドハ効果が非常ニ少ナイ。近頃窒素ノ代リニヘリ。むヲ用ヒレバ其溶ケ難イ性質カラ仕事ノ能率ヲ増シ得ルト云フコトガ研究セラレタケレドモ、實用ニハ尙多少ノ研究ヲ要スル譯デアル。ヘリ。むハ天然瓦斯ノ中ニ在ルニ二酸化炭素 0.15% ヲ成ルベク多ク除去シテ後之ヲ壓縮液化スレバ其主成分はいどろかーぼん及窒素ハ固マリ、後ニ瓦斯體ノヘリ。むヲ殘スノデアル。天然瓦斯ノ中ニハ 0.8 乃至 1.06% ノヘリ。むガアリ、米國ノてきさす州カラ製出サレテ居ル。現時水素ノ約三倍位ノ値ニナツテ居ルラシイ。

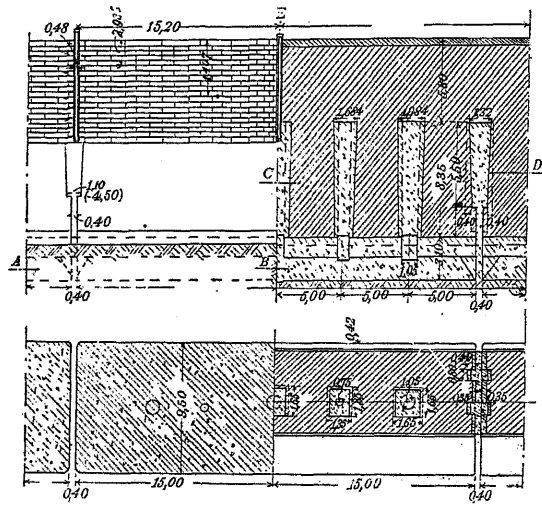
井筒ノ場合ト同ジク壓氣基礎工モ亦長ク續ケタモノト若干ノ間隔ヲ置イテ拱ヤ版ヲ以テ繋イダモノトアル。勿論壓氣室ハ之ヲ其儘放置シテ中ニこんくりーとヲ填メ一種ノ基礎工ニ充テルノヲ普通トスルガ、然シ場合ニ依ツテハ然ラザルモノモアル。

白耳義あすべるす港しるで岸壁ニ始メテ用ヒタ壓氣函ハ長サ 25 米、幅 9 米、高サ 1.9 米デ此上ニ鐵套ヲ釘接シ、其上端ガ恰カモ河底ニ達スル程デアツタ(第三百三十九圖)。此鐵套ノ上ニハ取外スコトノ出來ル鐵套ヲ繋ギ、岸



第三百三十九圖 あんべるす

壁ヲ水外工事トシテ施工シタ。而シテ低水位迄岸壁ガ達シタ時、下ノ函内ニこんくりーとヲ填メテ上ノ鐵套ヲ取外シタ。壓氣函ヲ沈メルニハ一種ノ浮構ヲ設ケ、順次之ヲ先ニ送ツテ迅速ニ且ツ確實ニ施工シ得タ。斯クシテ 3500 米許ノ壓氣基礎ヲ完成シタガ、其後用ヒタ方法モ大同小異デアルガ、一個ノ岸壁ノ長サハ 30 米函ノ底幅 9.5 米高サ 1.7 米上部ノ鐵套ノ高サ 0.90 米デ五個ノ出入坑ヲ持ツテ居タ。斯クシテ作ツターノこんくりーと片ト次ノモノトノ間ニハ下ニ 0.40 米ノ隙ガアリ上ニハ 1.10 米ノ隙ガアリ、且ツ 0.4×0.8 米ノ縦溝ガ雙方ニアツテ後ニこんくりーとヲ之ニ填充シタ。第三百三十九圖 A ハ其正面圖、縦断面圖、横断面圖ヲ示シタモノデアル。

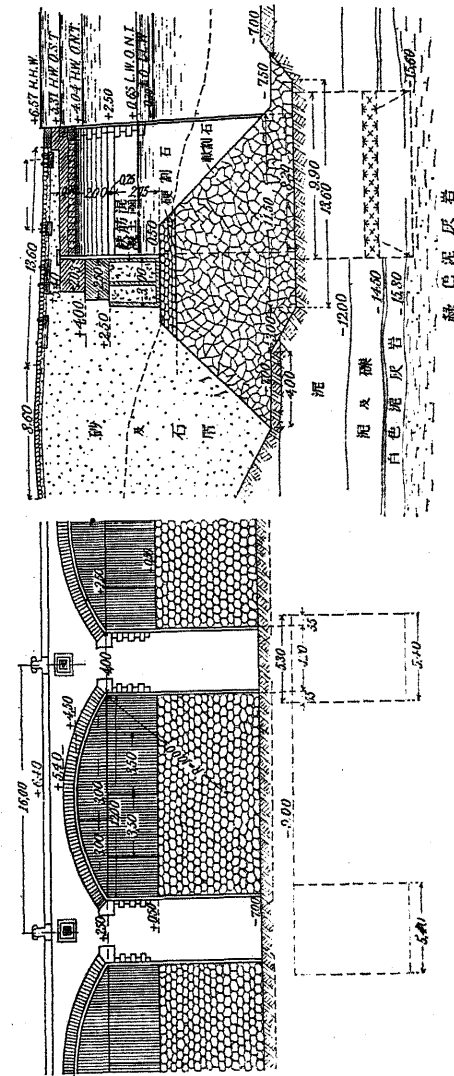


第三百三十九圖 A

壓氣=依ツテ心々或距離ヲ隔テ、橋脚ヲ作り、深イ載荷力アル地盤=達セシメ、拱或ハ桁=依ツテ其天端ヲ繋グノハ井筒ノ場合ト相似テ居ル。只柔泥ガ非常ニ厚ク載荷力アル地盤ガ深イ爲メ橋脚モ高イ許リデナク、背後ノ擁壁モ亦相當ニ規模ガ大トナル。

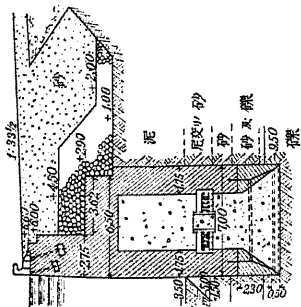
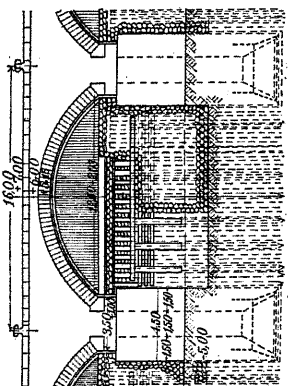
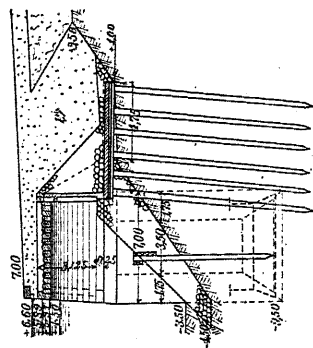
ぼるどー港ぶーるごーに岸壁 (Bourgogne) ナ作ツタ處ハ第三百四十圖ニ示スガ如ク、非常ニ厚イ泥ノ層ノ下ニ多少泥ヲ交ヘタ砂礫ノ層ガアリ、處ニ依リ深サハ同一デハナイガ平均低水位以下 -15.60 = 綠色ノ泥灰岩ガ横ツテ居リ、綠色泥灰岩ノ上ニハ白色ノ薄イ泥灰岩ガ被覆シテ居タ。從ツテ上層ハ非常ニ軟弱ナ地層デアアルガ深クナルニ從テ漸次載荷力ヲ増シ、7米乃至9米ノ深サトナレバ粗石堤ノ上ニこんくりーと函ヲ載セテ兼ネテ裏込ノ捨石ヲ荷フニ堪ヘル。干満ノ差凡ソ5米水深干潮面以下凡ソ7米、ぎあろぬ河ノ凹岸ニ在ツテ他日根ヲ洗ハレル虞ガアツタカラ、橋脚ハ泥灰岩又ハ粘土層ニ達

セシメル必要ガアツタ。橋脚ハ幅 4.0 米、深サ 8.2 米、總高 18 乃至 22 米デ、其心々ノ間隔 16.0 米、純間隔 12.0 米デアアル。大潮ノ際ざあろぬ河ノ潮流ハ毎秒 3 米乃至 4 米ニ達シ、河津浪ハ 0.7 米ノ高ニ達シテ、10 分間モ續クカラ、岸壁ニ繋イダ船ハ凡ソ其 1 米ニ對シテ 10 噸ノ張力ヲ及スモノト推定セラレタ。且ツ起重機軌道及鐵道軌道ヲ支ヘル爲ニ橋脚ヲ沈メ、之ヲ厚サ 0.90 米ノ拱デ接續シタ。橋脚ノ間ニハ下ニ軟質ノ割石ヲ用ヒ上ニ硬質ノ割石ヲ以テ -0.50 米マデ粗石堆ヲ作り、更ニ高サ 3.0 米、幅 3.0 米ノ鐵筋こんくりーと函ヲ其上ニ載セ、場所詰こんくりーとヲ用ヒテ大小二重ノ塊ヲ作ツテ擁壁トシタ。此擁壁ノ裏込ニハ砂及石



第三百四十圖

ニ高サ 3.0 米、幅 3.0 米ノ鐵筋こんくりーと函ヲ其上ニ載セ、場所詰こんくりーとヲ用ヒテ大小二重ノ塊ヲ作ツテ擁壁トシタ。此擁壁ノ裏込ニハ砂及石

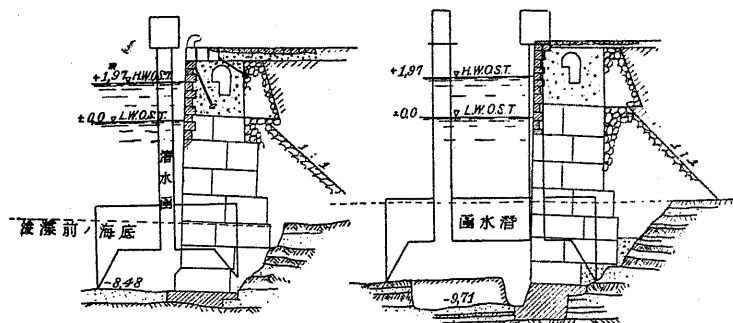


第一四三圖

片ヲ以テシタ。船ヲ繫グ爲ニハ各橋脚ニ繫船柱及繫船環ヲ用ヒタ。

ぼるどー第二號閉船渠ニ於テハ鐵製ノ壓氣函ヲ廢シテ代ヘルニ鐵筋こんくりーとノ井筒ヲ以テシ、始メハ擲揚浚渫機ヲ用ヒテ内部ノ土砂ヲ渫ヒ、其作業ガ六ヶシクナツタ時壓氣基礎ニ依ツテ井筒ヲ下ゲ、載荷力アル礫層ニ達セシメタ。井筒ノ幅 4.5 米純間隔 11.5 米深サ 7.0 米、橋脚間ノ土壓ニ對スル擁壁トシテハ杭地行ノ上ニ L 形鐵筋こんくりーとヲ用ヒ、此擁壁ノ前方ニハ捨石ヲ用ヒ、後方ニハ亦捨石ト礫トヲ裏込トシタ。L 形擁壁ト拱トノ間ノ隙 0.20 米ニハ鐵板ヲ張ツテ兩者ヲ互ニ獨立セシメテアル (第三百四十一圖)。

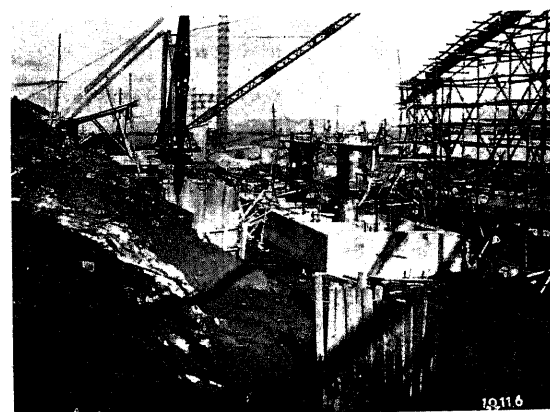
我橫濱港ノ海底ハ土丹盤カラ成ツテ之ヲ均ラス爲ニ亦壓氣函ヲ用ヒタ。即チ此岩盤ヲ利用シタ部分ニ於テハ先ヅ岩壁ノ根據ヲ要スルト同時ニ將來其外



第三百四十二圖 橫濱

部岩盤ヲ破碎スル際既成ノ岸壁ニ影響ヲ及サバラシメル爲岸壁法線 (岸壁外面ト埋立地面ト交切セル想像線) ニ沿ヒ内側約 9.1 米 (5 間) 外側約 25.5 米 (14 間) ニ涉リ海底泥ヲ浚渫シ大略豫定ノ水深ニ達セシメタ。其基礎工事ヲ施行スルニハ壓氣函ヲ用ヒテ盤面ヲ切均ラシ、場所詰こんくりーとヲ施コシタ。但シ他ノ一法トシテ潜水夫ヲ使役シ海底盤面ノ床均ラシ袋詰こんくりーとヲ施シタ部分モアル (第三百四十二圖)。

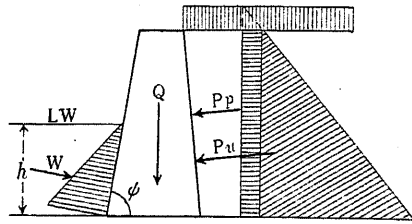
目下大牟田港三井船渠ノ前面ニ壓氣ヲ用ヒテ岸壁ノ築造中デア。第三百四十三圖ハ其昭和十年十二月ニ於ケル壓氣函沈下ノ光景デア。



第三百四十三圖 大牟田

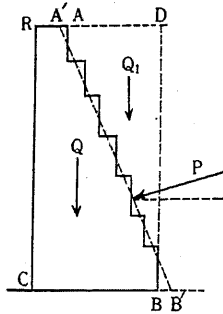
148. 岸壁ノ安定 41 = モ述ベタ如ク、岸壁ノ背面ニ於ケル土壓ノ方向、働點及量ガ定マレバ第六十一圖ニモ示シタ如ク過載荷重 = 依ル土壓 P_r 及裏込 = 依ル土壓 P_u ガ知ラレタ譯デ、更ニ岸壁自身ノ重量 Q 及水壓 W トガ知ラレ、バ壁體ノ安定ガ解カル勘定デアル。但シ岸壁ノ上ニ上屋倉庫軌道起重機其他ノ活荷重ガ加レバ勿論過載荷重トシテ之ヲ取扱ハナケレバナラナイ。

水壓ハ低水位 = 應ズル値ヲ用ヒルノヲ安全トスル。海水ノ單位容積ノ重量ヲ $\gamma_1 = 1.028 \text{ t/m}^3$ 、岸壁前面ノ法リヲ ϕ トスレバ



第三百四十四圖 岸壁ト土壓及水壓

第三百四十四圖ニ示スガ如ク、深サ $h_1(m)$ ノ水壓ハ $W = \frac{1}{2} \frac{\gamma_1}{\sin \phi} h_1^2$ デ、若シ $\sin \phi = 1$ 、 $\gamma_1 = 1.0$ トスレバ $W = \frac{1}{2} h_1^2$ トナル。 γ_e ナル土 1 立米ノ重量トスレバ底 $\frac{h_1}{\gamma_e}$ ナル三角形ノ面積ハ土壓ト同單位ヲ用ヒタル水壓ヲ表ハス。岸壁 1 立米ノ重量ヲ γ_m トシ、例ヘバこんくりーとナラバ之ヲ 2.2 t/m^2 トシ、土ノ重量 1.8 t/m^3 ト比較スルコトガ出來ル。土ノ息角ノ推定ハ頗ル困難デアル。

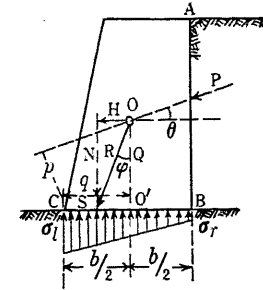


第三百四十五圖 岸壁ノ階段狀背面

岸壁ノ背面ガ階段狀ヲ爲ストキハ其階段ガ規則正シケレバ第三百四十五圖ノ如ク $A'B'$ ナル直線ヲ以テ背面ヲ表ハスコトガ出來ル。然シ階段ガ不規則ナラバ $A'B'$ ノ代リニ折線ヲ用ヒテ差支ナイ。而シテ裏込 = 水ノ浸潤スルトキハ土壓 P ハ壁面ニ垂直ヲ爲スモノト假定スルコトガ出來ルケレドモ勿論壁體自身ノ重量 Q = 裏込土砂 ADB ノ間ニ含まレル Q_1 ナル重量ガ加ハル。

第一、岸壁ノ強サ及安定

地震ヲ考ヘナイ場合ノ岸壁ノ安定ハ之ヲ考ヘタ場合ト同様ニ取扱フコトガ出來ル。即チ土壓 P 、壁體ノ重量 Q 及水壓 W (裏込ノ水壓ヲ考入レルトキハ之ヲ省略) ノ合成力ヲ R トスル。地震ヲ考入レルトキハ勿論土壓、壁體ノ重量及方向ニ異同ヲ來スカラ其合成力ヲ取ラナケレバナラナイ。 R ト垂線トノ爲ス角ヲ ϕ トスレバ壓應力 N 及剪應力 H ハ



第三百四十六圖 岸壁底ノ應力分布

今底 BC ノ中心ヲ O' トシ $BC = b$ 、 R ガ底ヲ切ル點ヲ S 、 $O'S$ ヲ e トスレバ $CS = \frac{b}{2} - e$ デ、底ニ張力ヲ生ジナイ爲ニハ CS ガ $\frac{b}{3}$ = 等シイカ、又ハ之ヨリ大ナルヲ要シ、 S ガ底ノ三等分中央區即チ核ノ中ニ在ルヲ必要トスル。換言スレバ $e = \frac{b}{6}$ デアル。 B 及 C = 於ケル垂直壓力度又ハ縁維壓力度ヲ夫々 σ_r 及 σ_l トスレバ P ガ地平ト爲ス角ヲ θ トシテ

$$\left. \begin{aligned} \sigma_l &= \frac{Q + P \sin \theta}{b} \left(1 + \frac{6e}{b} \right) \\ \sigma_r &= \frac{Q + P \sin \theta}{b} \left(1 - \frac{6e}{b} \right) \end{aligned} \right\} \quad [110]$$

$Q + P \sin \theta$ ハ前ニ擧ゲタ R ノ垂直分力 N デアルカラ [110] ハ亦 [101] = 示シタ様ニ

$$\left. \begin{aligned} \sigma_l &= \frac{N}{b} \left(1 + \frac{6e}{b} \right) \\ \sigma_r &= \frac{N}{b} \left(1 - \frac{6e}{b} \right) \end{aligned} \right\} \quad [110']$$

トナル。 F ヲ底ノ斷面積 (長サヲ單位ノ長サニ取ル) トスレバ $F = b$ 、 W ヲ

抗曲率トスレバ $W = \frac{l^2}{6}$ デアルカラ [110] ハ亦

$$\left. \begin{aligned} \sigma_l &= \frac{N}{F} + \frac{Ne}{W} \\ \sigma_r &= \frac{N}{F} - \frac{Ne}{W} \end{aligned} \right\} \quad [110'']$$

然ルニ若シ R ガ底ヲ切ル S 點ガ核ノ外ニ在ツテ $CS = \xi$ ガ $\frac{b}{3}$ ヨリ小ナルトキハ $CD = 3\xi = D$ 點ヲ定メ

$$\left. \begin{aligned} \sigma_l &= \frac{2}{3} \frac{N}{\xi} \\ \sigma_r &= 0 \end{aligned} \right\} \quad [111]$$

孰レノ場合ニ於テモ最大壓應力 σ_l ガ岸壁ノ許容應力ノ中ニナケレバナラナイ。DB ノ間ニハ張應力ヲ生ズルカラ龜裂ヲ見ルコトガアル。

次ニ C 點カラ P 及 Q ノ垂直距離ヲ夫々 p 及 q トスレバ轉覆ノ安定ノ爲ニハ

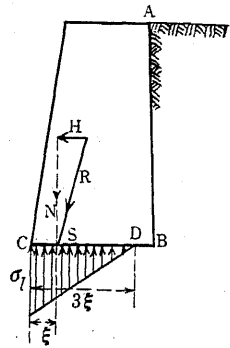
$$Pp < Qq \quad [112]$$

又滑動ノ安定ノ爲ニハ f ヲ摩擦係數トシテ

$$f(Q + P \sin \theta) > P \cos \theta \quad [113]$$

第二、壓力像

載荷力ノ充分ナル地盤ガ水底ヨリ深イ時ハ一般ニこんくりーとノ基礎ヲ作ル。岸壁及土壓ヲ受ケル面ヲ若干ノ地平面デ分ケレバ第三百四十八圖及第三百四十九圖ノ如キ力ノ多角形及連桿多角形カ得ラレル。斯クシテ各地平面ニ合成力ガ過グル働點が見出サレ、是等ノ働點ヲ結付ケタルモノハ即チ壓力線デアル。壓力線ガ得ラレ、バ各層ノ應力分布ガ知ラレル。こんくりーとノ基礎ハ其前端ヲ突出シテ置ケバ基礎下面ノ壓力分布ガ良クナル。土壓 δ ニ對シ



第三百四十七圖
岸壁底ノ應力分布

テ更ニ基礎こんくりーと前方ノ負土壓 δ' ガ反對ノ方向ヲ以テ働イテ居ル。此部分ハ完全ナル水濕飽和ノ海底ノ泥土デアル。

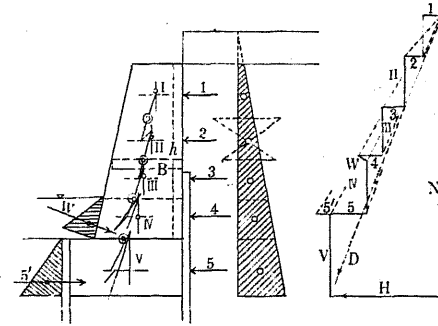
擁壁又ハ岸壁ヲ滑落ス土塼ガ其壁上ニ及ボス壓力ハ即チ自働的土壓デ、之ニ反シテ擁壁等ガ外力ノ影響ヲ受ケ壓力

ヲ土塊ニ及ボス場合ニハ土塼ガ外方ニ引摺ラレル時ニミ運動ガ起ル。此場合ニハ土ハ受働的土壓ヲ以テ抵抗スルノデアル。此受働的土壓ハ第五十九圖ニ示シタ反力 Q ガ AC 面ノ垂線ト ϕ ナル角ヲ挟ミ、而カモ反對ノ方向ニ向ツテ居ル。從テ力ノ多角形ノ W ト Q トハ $\phi - \alpha$ ナル角ヲ挿ム。岸壁ノ場合ニハ地震ヲ考ヘナイ限りハ地表ガ地平ヲ爲シ、P モ亦地平ヲ爲ス。又破壞面ハ P ヲシテ最小値ニ達セシメル如キモノデ、 $\alpha = \frac{90 - \phi}{2}$ トナリ、受働的土壓ハ $\frac{1}{2} u h^2 \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$ トナル。

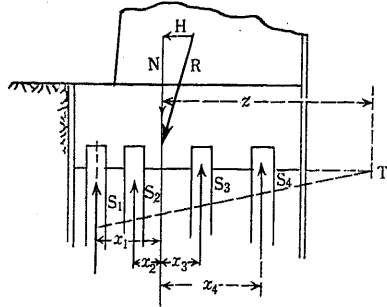
壓應力 N ガ壁底ニ如何ニ分布スルカラ知ルニハ唯自働的土壓ヲ用ヒレバ良イ。是レ地盤ノ壓力ハ壁ノ摺動ナクシテ起ル爲デアル。之ニ反シテ地平力 H ガ壁ノ摺動ニ影響スルカ否カヲ定メナケレバナラナイ様ナ場合ニハ受働的土壓ヲ計算ニ取ラナケレバナラナイ。

第三、杭打基礎

載荷力ヲ有スル地盤ニ甚ダ深イ杭ヲ打ツテこんくりーとノ床板ヲ支ヘルコトガ少クナイ。第三百五十圖ニ示スガ如ク、杭ガ同一ノ強サデ同ジ深サニ打込マレテアレバ S_1 カラ S_4 マデノ荷重ヲ同一ニスルヲ適當トスル。杭ノ荷重



第三百四十八圖 岸壁ノ力ノ多角形
第三百四十九圖 連桿多角形



第三百五十圖 杭打基礎

$$S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = N$$

是等カラ

$$(1) \quad z = \frac{Nx_1 - S_1 \Sigma(x)}{4S_1 - N}$$

且又

$$S_1(z+x_1) + S_2(z+x_2) + S_3(z-x_3) + S_4(z-x_4) = Nz$$

從テ

$$(2) \quad z^2(4S_1 - N) + z[2S_1 \Sigma(x - Nx_1)] + S_1 \Sigma(x^2) = 0$$

是等ヲ解ケバ

$$\left. \begin{aligned} z &= -\frac{\Sigma(x^2)}{\Sigma x} \\ S_1 &= \frac{N(z+x_1)}{4z+\Sigma(x)} \\ S_2 &= \frac{N(z+x_2)}{4z+\Sigma(x)} \\ S_3 &= \frac{N(z-x_3)}{4z+\Sigma(x)} \\ S_4 &= \frac{N(z-x_4)}{4z+\Sigma(x)} \end{aligned} \right\}$$

[114]

基礎こんくりーとノ前端ニ近ヅク程杭ノ荷重ハ多クナルカラ、杭ハ前端ニ

ガ 0 = 等シイ點 T ガ R ノ 杭天
面ノ 働點カラ右方ニ z ナル距離ニ
在リトスレバ働點カラ杭心マデノ
距離ヲ夫々 x_1, x_2 及 $-x_3, -x_4$
トシテ相似三角形カラ

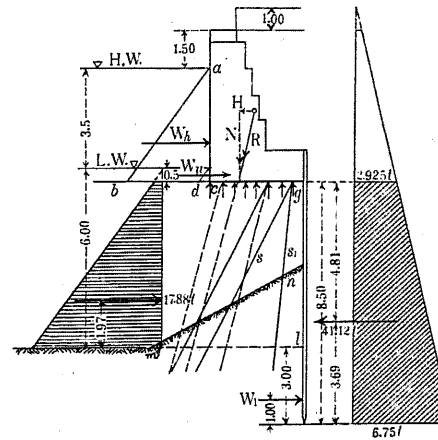
$$\frac{S_1}{S_2} = \frac{z+x_1}{z+x_2}; \frac{S_1}{S_3} = \frac{z+x_1}{z-x_3};$$

$$\frac{S_1}{S_4} = \frac{z+x_1}{z-x_4}$$

密ニ、後方ニ疎ク打込ムノガ有理ダ。若シ R ガ核ノ外ニ脱出スレバ裏込テ
シタ後最後方ノ杭ハ壓力ヲ受ケナイ。從テ張應力ヲ受ケル様ニ碇着スレバ有
效デアル。最前端ノ杭ガこんくりーと床版ノ前端ノ下ニ打込マレテアレバ版
ハ彎曲ヲ受クル、從テ鐵筋ヲ入レテナケレバ毎方米 10 噸ノ張應力ニ上ラナ
イ様ニシナケレバナラナイ。若シ又基礎床版ガ載荷力ノ充分ナ地盤ノ上ニナ
ケレバ地力 H ハ矢板ノ類ヲ以テ之ヲ受ケサセル必要ガアル。

第四、高キ列杭

高イ列杭ヲ岸壁ヲ支ヘル基礎トシテ用ヒル場合ニモ其安定ハ普通ノ場合ト
同ジク検討スルコトガ出來ル。但シ高水位ノ場合ヲ考慮スベキデ、壁ノ前面



第三百五十一圖 高キ列杭

ニ働ク所ノ水壓 W_a ハ安
定ノ點カラ見レバ寧ろ有利
デアルガ、壁底ニ働ク所ノ
水壓ハ揚壓トナツテ壁體ノ
重量ヲ少クスル。今岸壁底
ノ水壓 $bc = \frac{ac}{w}$ (w ハ土
1 立米ノ重量) トスレバ壁
底ノ揚壓ハ高水位ノ場合ニ
ハ高サ bc 長サ cg ナル矩
形ノ面積ヲ以テ表ハシ得ベ
ク、低水位ノ時ハ高サ cd , 長サ cg ナル矩形デ表サレル。岸壁ニ働ク凡テノ
外力、即チ重量、土壓及水壓ノ合成力ヲ R トスレバ壓應力 N ハ前ニ述ベ
タ如ク杭ノ上ニ分布セラレル。地力 H ハ此場合ニハ列杭ニ依ツテ支ヘラ
レル。之ニ矢板ノ上ニ働ク所ノ土壓ハ更ニ他ノ地力トナル。今良好ナ土質
トシテ w ヲ土ノ重量、 p ヲ過載荷重トシテ

ニ働ク所ノ水壓 W_a ハ安
定ノ點カラ見レバ寧ろ有利
デアルガ、壁底ニ働ク所ノ
水壓ハ揚壓トナツテ壁體ノ
重量ヲ少クスル。今岸壁底
ノ水壓 $bc = \frac{ac}{w}$ (w ハ土
1 立米ノ重量) トスレバ壁
底ノ揚壓ハ高水位ノ場合ニ
ハ高サ bc 長サ cg ナル矩
形ノ面積ヲ以テ表ハシ得ベ
ク、低水位ノ時ハ高サ cd , 長サ cg ナル矩形デ表サレル。岸壁ニ働ク凡テノ
外力、即チ重量、土壓及水壓ノ合成力ヲ R トスレバ壓應力 N ハ前ニ述ベ
タ如ク杭ノ上ニ分布セラレル。地力 H ハ此場合ニハ列杭ニ依ツテ支ヘラ
レル。之ニ矢板ノ上ニ働ク所ノ土壓ハ更ニ他ノ地力トナル。今良好ナ土質
トシテ w ヲ土ノ重量、 p ヲ過載荷重トシテ

$$P = \frac{1}{8} w h^2 + \frac{1}{4} p h \quad [115]$$

ヲ適用シ、 $w = 1.8 \text{ t/m}^2$, $p = 1.8 \text{ t/m}^2$ トスレバ

$$P = 0.225 h^2 + 0.45 h$$

過載荷重ノ高サヲ 1 m, 岸壁ノ天端ヨリ矢板ノ根元マデノ總深ヲ $h = 14 \text{ m}$ トスレバ總土壓 $P = 50.40 \text{ t}$ トナル。岸壁底部ノ總深ハ 5.5 m デ其總土壓ハ 9.28 t デアル。從テ第三百五十一圖ノ斜線デ示シタ梯形ノ壓力面積ハ 50.40 - 9.28 = 41.12 t デアル。又土壓強度ハ $\frac{dP}{dh}$ デ表ハサレルカラ

$$\frac{dP}{dh} = 0.45 h + 0.45$$

而シテ $\left(\frac{dP}{dh}\right)_{h=5.5 \text{ m}} = 2.925 \text{ t/m}^2$, $\left(\frac{dP}{dh}\right)_{h=14.0 \text{ m}} = 6.75 \text{ t/m}^2$

從テ壁底以下ノ矢板ニ加ハル土壓ハ

$$\frac{1}{2} (2.925 + 6.75) \times 8.5 = 41.12 \text{ t}$$

從テ合成土壓ノ働點ハ矢板根元ヨリ

$$\frac{8.50}{3} \times \frac{2 \times 2.925 + 6.75}{2.925 + 6.75} = 3.69 \text{ m}$$

壁底ヨリ $8.50 - 3.69 = 4.81 \text{ m}$

壁下捨石ノ法リハ mn ニ示スガ如キモノデ、前面ノ水底ガ l ニ達スルモノト假定スルノガ最も事實ニ近イモノト思ハレル。其結果トシテ矢板ハ前面カラ 17.88 t ノ水壓ヲ受ケ、其働點ハ底カラ 1.97 m ノ高サニ在ル。

$$\frac{1}{2} (0.5 + 6.0) \times 5.5 = 17.875 \text{ t}$$

$$\frac{5.50}{3} \times \frac{2 \times 0.5 + 6.0}{0.5 + 6.0} = 1.97 \text{ m}$$

又矢板ノ下部 3 m ノ間ハ負土壓又ハ受働的土壓ヲ生ジ、其働點ハ下線カラ 1 m ノ高サニ在ル。矢板ノ下部 3 m ハ即チ剪斷ノ抵抗トナツテ表ハレ、前

記ノ負土壓ニ達シ得ルノデアル。此力ヲ W_1 トスレバ矢板ノ g 點ヲ支點トシテ彎曲率等式ヲ作レバ

$$41.12 \times 4.81 - 17.88 (5.50 - 1.97) - W_1 \times 7.50 = 0$$

又ハ

$$W_1 = \frac{1}{7.50} (41.12 \times 4.81 - 17.88 \times 3.53) = 17.96 \text{ t}$$

負土壓ノ量ハ

$$P_1 = \frac{1}{2} w h^2 \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

此ニ $h = 3 \text{ m}$, $w = 1.8 \text{ t/m}^2$, φ ハ 25° 以内デ、假ニ之ヲ 25° トスレバ $\tan 57.5^\circ = 1.57$, $\tan^2 57.5^\circ = 2.465$ 、依テ

$$P_1 = \frac{1}{2} \times 1.8 \times 3^2 \times 2.465 = 19.97 \text{ t}$$

負土壓ハ凡ソ 20 t ニ上リ得ルノニ抵抗ハ凡ソ 18 t ヲ要スル。底部ノ法リガ mn デ多少ノ安全ヲ加ヘテ居ル外ニハ安全率ガ甚ダ少イカラ、杭ヲ尙深イ層マデ打込シテ矢板ノ前ニ在ル土ノ剪斷抵抗ヲ増スコトニ依ツテ安全ヲ増加シナケレバナラナイ。g ト l ノ間ノ矢板ノ部分ハ g デ列杭ノ壓力ヲ受ケル。其壓力ノ量ハ

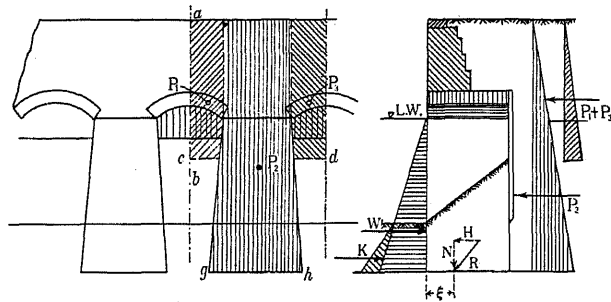
$$41.12 - 17.88 - 17.96 = 5.28 \text{ t}$$

此地平力ハ側壓 H ト共ニ列杭ニ依ツテ支ヘラルベキモノデアル。各杭ガ彎曲應力ヲ受ケズニ地平力ヲ受ケル爲ニハ垂直荷重ニ對シテ傾斜シタモノデナケレバナラナイ。杭ノ中心線ヲ描ケバ實線ノモノガノ平面内ニ在ツテ點線デ示シタモノハ他ノ平面内ニ在ル。而シテ斜杭 s ト他ノ杭 s_1 トハばるとデ其頭部ヲ緊結スルガ良イ。但シ以上ハ一例ニ過ギナイガ、之ニ類シタ構造ヤ配置ヲ用ヒレバ夫々箇々ノ場合ニ應ジタ基礎工ガ得ラレル。

言フマデモナク此ノ高イ列杭ヲ用ヒル場合ニハ木杭ナラバ海蟲ノ害ノナイ處ニ限ル。

第五、不連続ノ基礎ト井筒基礎

連續シタ基礎ヲ用ヒルトキハ單位ノ長サノ岸壁ヲ取ツテ其強サト安定ヲ研究スルコトガ出來ルケレドモ、不連續ノ基礎例ヘバ拱ノ如キモノヲ支ヘル基



第三百五十二圖 井筒基礎正面圖

第三百五十三圖 井筒基礎橫斷面圖

礎工ハ一ノ拱ノ中心カラ他ノ拱ノ中心迄ノ岸壁ヲ取ツテ考ヘナケレバナラナイ。例ヘバ第三百五十二圖ニ於テ岸壁ノ合重量ハ之ニ其背後ノ土壓、前面ノ水壓ト共ニ基礎井筒ニ依ツテ負擔セラレ、井筒ノ下底 gh ハ井筒周圍ノ摩擦ト共ニ前記諸重量並ニ井筒自身ノ重量ヲ荷ハナケレバナラナイ。第三百五十三圖ニ示スガ如ク、中央ノ縱線ヲ以テ示シタ部分ハ岸壁及井筒ノ全高ニ亘ルモノデ、其土壓ヲ P₂ トシ、兩側ノ斜線ノ部分ハ矢板ガ上部ニ受クベキ土壓 P₁ 及 P₃ ニ對スルモノデアル。矢板ノ上部ニ受クベキ土壓ガ拱ニ傳ヘラレル深サ cd ハ之ヲ推定スルヨリ外ニ方法ハナイガ、P₁+P₃ ハ合成シテ拱ノ中心線ニ働クモノト假定スルコトガ出來ル。井筒ノ前面カラ受ケル水壓ハふれねっけ (Brennecke) 等ノ研究ニ基ヅキ、井筒ノ下底ニ達スルモノト考フ

ベキデ、水壓 W ノ外ニ海底礫ノ土壓 K ヲ併セ考ヘナケレバナラナイ。但シ水中ニ於ケル礫ノ重量ハ凡ソ 1t/m³ 位トスベキデアル。

斯クノ如ク N ヲ拱ノ心々ノ間ノ區間ニ起ル垂直側壓、H ヲ地平壓、R ヲ其合成力トスレバ井筒ノ下底ハ其全幅ヲ l, R ガ下底ヲ切ル點ノ前端ヨリノ距離ヲ xi トスレバ下底ノ上ノ壓力ハ

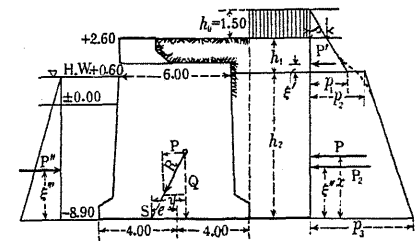
$$\sigma = \frac{2N}{3\xi l} \quad [116]$$

トナル勘定デアル。

第六、函塊岸壁ノ安定

精密ニ論ズルトキハ岸壁背部ノ地下水ノ高サハ實際之ヲ精確ニ區劃スルコトハ六ケシク、濕潤ノ状態カラ終ニ飽和ノ状態トナルマデ毛管作用ニ依リ徐々ニ推移スルノミナラズ、潮汐ノ干満ノアル處デハ或位相ノ差ヲ以テ地下水モ亦昇降ヲ爲シツ、アルコトハ嘗テ述べタ通りデアル。然シ函塊ヲ以テ作ツタ岸壁ノ背後ハ水ノ移動モ比較的少ク、且ツ潮差ガ小サケレバ壁背ノ地下水ハ平均水位ノ邊ニ有ルモノト想像シテ大差ハナイ。然シ潮差ノ大ナル處デハ港内ノ水位ガ低水位デ地下水水位ガ反ツテ高イ場合モ起リ得ルカラ、此最モ工合ノ悪イ場合ヲ考慮スルヲ安全トスル。即チ潮差ガ 1m 以上トモナラバ之ヲ考ヘルコトガ得策デ、之以下ナラバ地下水ハ平均水位ニアルモノト考ヘテ宜シイ。

今第三百五十四圖ニ示シタ如ク、長サ 1m ノ函塊岸壁ヲ考ヘ、過載荷重ノ高サヲ h₀ = 1.5m, H.W. ヲ +0.60m トスル。土壓ハ壁面ニ地平ニ作用スルモノトシ、



第三百五十四圖 函塊岸壁ノ安定

過載荷重カラ來ル地表ノ土壓ヲ p', H.W. ノ高サニ於ケル土壓ヲ p₁ トシ、γ₁

ヲ H. W. 以上ノ裏込土砂ノ重量 1.6 t/m^3 , φ_1 ヲ M. W. 即チ ± 0.0 以上ノ土砂ノ息角 30° ヲ表ハセバ

$$p' = \gamma_1 h_0 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_1}{2} \right)$$

$$p_1 = \gamma_1 (h_1 + h_0) \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_1}{2} \right), \quad h_1 = 2.0 \text{ m}$$

然ルニ H. W. 以下ノ土壓ヲ考ヘレバ H. W. 面及壁底深サ h_2 ノ處ニ夫々 p_2 及 p_3 ナル土壓ヲ生ズル。即チ γ_2 ヲ水濕飽和ノ土砂ノ重量 2.1 t/m^3 , φ_2 ヲ其息角 24° トスレバ

$$p_2 = \gamma_2 (h_1 + h_0) \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_2}{2} \right)$$

$$p_3 = p_2 + \gamma_2 h_2 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_2}{2} \right)$$

H. W. ノ面ニハ計算上 p_1 及 p_2 ナル不連続土壓ヲ生ズルケレドモ、實際ニハ圖ニ示シタ様ナ點線ヲ表ハサレル徐々ニ變化スベキデアル。

岸壁ノ安定ノ爲ニハ函塊及上部ノ全重量 Q ト摩擦係數 f ノ積 fQ ガ總土壓ノ地平分力 P ヨリ大ナルヲ要シ(滑動ノ安定)、合成力 R ガ塊底ヲ通過スル點ニ就テ P 及 Q ノ彎曲率ヲ作り其挺距ヲ夫々 x 及 y トスレバ $Px < Qy$ ナルヲ要スル(轉覆ノ安定)。又壁底前端ノ最大壓力強度 $\sigma_1 = \frac{Q}{b} \left(1 + \frac{6e}{b} \right)$, (b ハ底幅) ガ許容耐支力ヨリ小ナルヲ必要トスル(耐支強度)。

一、函塊岸壁背面ノ土壓

前ニ述ベタ如ク、過載荷重ヲ $h_0 = 1.5 \text{ m}$, $h_1 = 2.0 \text{ m}$, $h_2 = 9.5 \text{ m}$, $\gamma_1 = 1.6 \text{ t/m}^3$, $\gamma_2 = 2.1 \text{ t/m}^3$, $\varphi_1 = 30^\circ$, $\varphi_2 = 24^\circ$ トスレバ

$$p' = 1.6 \times 1.5 \times \tan^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) = 0.799 \text{ t/m}^2$$

$$p_1 = 1.6 \times (1.5 + 2.0) \times \tan^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) = 1.864 \text{ t/m}^2$$

$$p_2 = 2.1 \times (1.5 + 2.0) \times \tan^2 \left(45^\circ - \frac{24^\circ}{2} \right) = 3.094 \text{ t/m}^2$$

$$p_3 = p_2 + 2.1 \times 9.5 \times \tan^2 \left(45^\circ - \frac{24^\circ}{2} \right) = 11.493 \text{ t/m}^2$$

從テ H. W. 以上及以下ノ土壓ヲ夫々 P' 及 P'' トスレバ

$$P' = \frac{1}{2} (0.799 + 1.864) \times 2.0 = 2.663 \text{ t}$$

$$P'' = \frac{1}{2} (3.094 + 11.493) \times 9.5 = 69.288 \text{ t}$$

又壁前ノ水壓ヲ P''' トスレバ

$$P''' = \frac{1}{2} \times 9.5^2 \times 1.028 = 46.388 \text{ t}$$

從テ全土壓 P ハ

$$P = 2.663 + 69.288 - 46.388 = 25.563 \text{ t}$$

又 P' , P'' 及 P''' ノ力率臂ヲ夫々 ξ' , ξ'' 及 ξ''' トスレバ

$$\xi' = \frac{2.0}{3} \times \frac{2.0 \times 0.799 + 1.864}{0.799 + 1.864} = 0.87 \text{ m}$$

$$\xi'' = \frac{9.5}{3} \times \frac{2 \times 3.094 + 11.493}{3.094 + 11.494} = 3.85 \text{ m}$$

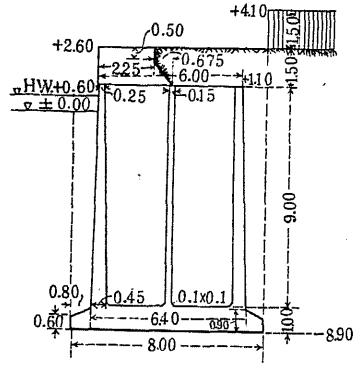
$$\xi''' = \frac{1}{3} \times 9.5 = 3.17 \text{ m}$$

P ノ力率臂ヲ x トスレバ

$$\begin{aligned} Px &= P' \xi' + P'' \xi'' - P''' \xi''' \\ &= 2.663 \times (0.87 + 9.5) + 69.288 \times 3.85 - 46.388 \times 3.17 \\ &= 147.189 \text{ tm} \end{aligned}$$

從テ

$$x = \frac{147.189}{25.563} = 5.76 \text{ m}$$



第三百五十五圖 函塊ノ重心

二、岸壁ノ重量及重心

第三百五十五圖ニ示シタ様ナ断面ノ函塊岸壁長サ 1m ナ取ツテ 其重量及重心ノ位置ヲ計算スレバ次ノ如クデア。但シ函内ニハ中填こんくりーとヲ用ヒルモノトスル。

種目	大サ (m)	體積 (m ³)	單位重量 (t/m ³)	重量 (t)	力率臂 (m)	力率 (tm)
1 側壁	$\frac{.45+.25}{2} \times 9 \times 2$	6.30	2.4	15.120		
2 隔壁	.15 × 9.0	1.35	"	3.240		
3 底部	1.0 × 6.4	6.40	"	15.360		
4 趾部	$\frac{.60+.90}{2} \times 0.8 \times 2$	1.20	"	2.880		
5 隅	.1 × .1 × 2	0.02	"	0.048		
小計		15.27		36.648	4.00	146.692
6 中こんくりーと	5.35 × 9.0 - 0.02	48.130	2.2	105.886	4.00	423.544
7 上部場所詰こんくりーと	$2.25 \times 1.5 + 0.675 \times 1.0 \times \frac{1}{2}$	3.713	"	8.169	5.750	46.972
8 上部土砂	$4.75 \times 1.5 - 0.338$	6.787	1.6	10.859	2.28	24.759
9 壁背土砂及水	$\frac{0.8+1.0}{2} \times 9.18$	8.262	2.1	17.350	0.90	15.615
10 港側趾部ノ水壓	$(\frac{8.3+8.0}{2} + 0.6) \times 0.9$	7.875	1.03	8.111	7.10	57.588
11 浮力		60.4	1.03	-62.212	4.00	-248.848
				124.811		466.322

$$\frac{466.322}{124.811} = 3.736 \text{ m}$$

第三百五十六圖ニ示スガ如ク地平土壓 P ト重量 Q トノ合成力 R ガ塊底ヲ切ル點ヲ S トシ、Q ガ切ル點ヲ T トスレバ

$$ST = \frac{P}{Q} \times x = \frac{25.563}{124.811} \times 5.76 = 1.18 \text{ m}$$

O ヲ底ノ中心トスレバ

$$TO = 4.00 - 3.74 = 0.26 \text{ m}$$

偏心距ヲ e トスレバ SO ハ即チ e デ

$$e = 1.18 - 0.26 = 0.92 \text{ m}$$

σ_l 及 σ_r ヲ壁底前後ノ縁維應力強度、 $b = 8 \text{ m}$ ヲ底幅トスレバ

$$\begin{aligned} \sigma_l &= \frac{Q}{b} \left(1 + \frac{6e}{b}\right) \\ &= \frac{124.811}{8} \left(1 + \frac{6 \times 0.92}{8}\right) = 26.366 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_r &= \frac{Q}{b} \left(1 - \frac{6e}{b}\right) \\ &= \frac{124.811}{8} \left(1 - \frac{6 \times 0.92}{8}\right) = 4.836 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$(i) fQ = 0.5 \times 124.811 = 62.406 \text{ t}$$

$$P = 25.563 \text{ t}$$

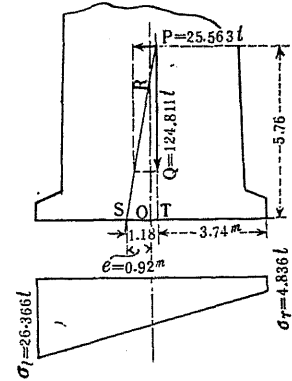
故ニ滑動ノ安定トシテ

$$fQ > P$$

$$(ii) Qy = 124.811 \times 3.74 = 466.793 \text{ tm}$$

$$Px = 25.563 \times 5.76 = 147.243 \text{ tm}$$

即チ轉覆ノ安定トシテ



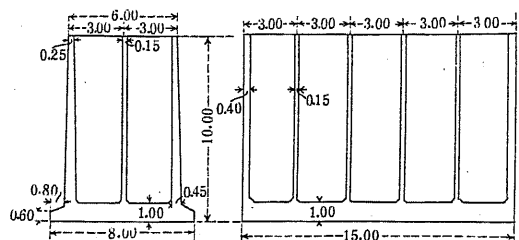
第三百五十六圖 壁底ノ應力

$$Qy = Px$$

(iii) 海底地盤又ハ基礎捨石ハ 60 t/m² 以上ノ耐支力ヲ有ス。即チ此耐支力ハ許容載荷力ヲ q トスレバ耐支力ノ安定トシテ

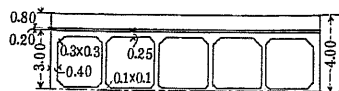
$$q > \sigma_i$$

三、函塊浮揚ノ安定



横断面圖

縦断面圖



半平面圖

第三百五十七圖 函塊浮揚ノ安定

函塊ノ製作後相當ノ期間ヲ經テ之ヲ進水スル時其浮揚ノ安定ヲ要スルハ防波堤函塊ノ場合ト異ナル所ガナイ。

函塊ノ上幅 B' = 6.0

m, 脚ノ附根ノ幅 B₁ = 6.4 m, 底幅

B₂ = 8.0 m, 總高 H = 16.0 m, 總長

L = 15.0 m トスレバ 第三百五十七

圖カラ次ノ結果ガ得ラレル。

(イ) 函塊ノ總體積 V₀ (m³) ハ

$$V_0 = L \times \left\{ \frac{B' + B_1}{2} (H - 0.9) + \frac{B' + B_2}{2} \times 0.3 + B_2 \times 0.6 \right\}$$

$$= 1.50 \left\{ \frac{6 + 6.4}{2} \times (10 - 0.9) + \frac{6.4 + 8.0}{2} \times 0.3 + 8.0 \times 0.6 \right\}$$

$$= 950.70 \text{ m}^3$$

(ロ) 函塊ノ實體積 V₁ (m³) ハ

- 1 横側壁 0.40 × 9.0 × 6 × 2 = 43.20 m³
- 2 縦側壁 $\frac{0.25 + 0.45}{2} \times 9.0 \times 15 \times 2 = 94.50$ "
- 3 横隔壁 0.15 × 9.0 × 5.5 × 4.0 = 29.70 "

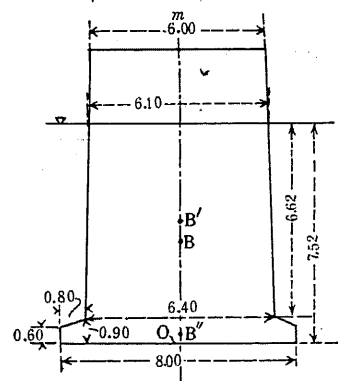
4 縦 隔 壁	0.15 × 9.0 × 14.2 = 19.17	m ³
5 底 版	1.0 × 6.4 × 15 = 96.00	"
6 横 隅 縁	0.1 × 0.1 × 5.5 × 5 = 0.275	"
7 縦 隅 縁	0.1 × 0.1 × 14.2 × 2 = 0.284	"
8 高ノ方向ノ隅縁(側壁内部)	0.3 × 0.3 × 8.95 × 12 = 9.663	"
9 (隔 壁)	0.1 × 0.1 × 8.95 × 8 = 0.716	"
10 脚 部	$\frac{0.6 + 0.9}{2} \times 0.8 \times 15 \times 2 = 18.000$	"
合 計	V ₁ = 311.511	

(ハ) 函塊ノ吃水。

第二百三十八圖ト同ジク、浮揚シタ函塊ノ水面上ノ部分ヲ V₂ (m³) トスレバ(第三百五十八圖)

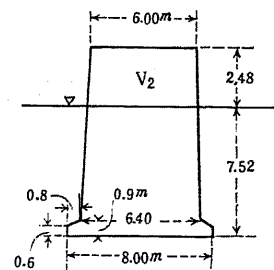
$$1.023(V_0 - V_2) = 2.4 \times V_1$$

又ハ



第三百五十九圖

函塊ノ浮心



第三百五十八圖

函塊ノ吃水

$$V_2 = V_0 - \frac{2.4}{1.023} V_1$$

$$= 950.70 - \frac{2.4}{1.023} \times 311.511$$

$$= 223.437 \text{ m}^3$$

水面上ノ高さヲ x (m) トスレバ

$$V_2 = 6 \times 15 \times x$$

$$x = \frac{223.437}{6 \times 15} = 2.40 \text{ m}$$

從テ吃水ハ H - x デ

$$H-x = 10.00 - 2.48 = 7.52\text{m}$$

(ニ) 函塊ノ浮心

第三百五十九圖ニ示スガ如ク、B ナ函塊全體ノ浮心、B' ナ底部ヲ除キタル部分ノ浮心、B'' ナ底部ノ浮心、O ナ底ノ中點トスレバ

$$OB' = 0.90 + \frac{6.62}{3} \times \frac{2 \times 6.10 + 6.40}{6.10 + 6.40} = 4.18\text{m}$$

次ニ底部ニ於テ

$$\frac{0.3}{3} \times \frac{2 \times 6.4 + 8.0}{6.4 + 8.0} = 0.14; 0.6 \times 8.0 = 4.80\text{m}$$

$$4.80 \times 0.3 + (0.60 + 0.14) \times \frac{6.4 + 8.0}{2} \times 0.3 = 3.04$$

$$OB'' = \frac{3.04}{4.80 + 2.16} = 0.44\text{m}$$

從テ

面積 (m ²)	力率臂 (m)	力率 (m ⁴)
$\frac{6.10+6.40}{2} \times 6.62 = 41.375\text{m}^2$	4.18	172.948
$\frac{6.4+8.0}{2} \times 0.3 = 2.16$	0.14+0.60 = 0.74	1.598
0.6×8 = 4.80	0.30	1.444
合計 48.335 m ²		175.986

浮心ノ高サ OB ハ

$$\frac{175.986}{48.335} = 3.64\text{m}$$

(ホ) 函塊ノ重心

函塊ノ底面カラ測ツテ各部容積(m³)、重心ノ高サ(m)即チ力率臂(m)及力率(m⁴)ヲ示セバ次ノ如クデアル。

部分	體積 (m ³)	力率臂 (m)	力率 (m ⁴)
1 横側壁	43.20	$\frac{9.0}{2} + 1.0 = 5.50$	237.600
2 縦側壁	94.50	$1.0 + \frac{9}{3} \times \frac{2 \times 0.25 + 0.45}{0.25 + 0.45} = 5.07$	479.115
3 横隔壁	29.70	5.50	163.350
4 縦隔壁	19.17	5.50	105.435
5 底版	96.00	0.50	48.000
6 横隅縁	0.275	1.03	0.283
7 縦隅縁	0.284	1.03	0.293
8 内隅縁	9.666	5.50	53.163
9 隔壁隅縁	0.716	5.50	3.938
10 脚部	18.00	0.385	6.930
合計	V ₁ = 311.511		1098.107

第三百六十圖ニ示スガ如ク OG ナ重心ノ高サ、G ナ重心トスレバ

$$OG = \frac{1098.107}{311.511} = 3.525\text{m}$$

(ヘ) 函塊傾斜ノ安定

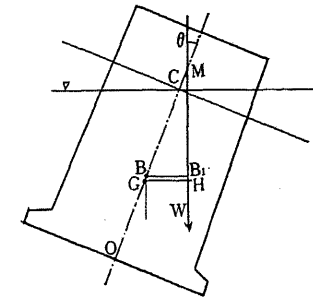
第三百六十圖ニ於テ G ナ重心、B ナ浮心、M ナ傾心、V ナ函塊ノ浸水體積、I ナ吃水線断面ニ於ケル長サノ方向ノ中心線ニ對スル惰率トスレバ

$$I = \frac{15}{12} \times 6.10^3 = 283.73\text{m}^4$$

浮心ト傾心ノ間ノ距離 BM ハ

$$BM = \frac{I}{V} = \frac{283.73}{727.26} = 0.391\text{m}$$

重心 G ト傾心 M トノ間ノ距離 GM ハ即チ傾心距デ



第三百六十圖
函塊ノ傾心

$$GM = BM - (OG - OB) = 0.391 - (3.525 - 3.64) = 0.51 \text{ m}$$

即チ傾心ハ重心ノ上ニ在ル。函塊ノ傾斜ヲ θ トスレバ GH 即チ G カラ M
ヲ過グル垂線ヘノ距離 GH ハ OM ト垂線ノ間ノ角ヲ θ トスレバ

$$GH = GM \sin \theta = 0.51 \sin \theta$$

函塊ノ重量ヲ W トスレバ GH \times W ハ復歸偶力ト呼バレルモノデ

$$GH \times W = 0.51 \sin \theta \times 2.4 \times V_1 \quad V_1 = 311.511 \text{ m}^3$$

$$= 380.830 \sin \theta$$

角度	sin θ	復歸偶力 C (tm)
2°	0.03490	13.29
5	0.08716	33.19
10	0.17365	66.13
20	0.34202	130.25
30	0.5000	190.42

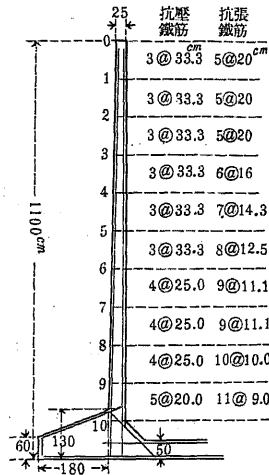
(ト) 函塊各部材ノ設計

(i) 側壁

本例ニ用ヒタ岸壁ノ函塊ハ 15 \times 11 \times 6 m
デ、防波堤ニ用ヒタ函塊 15 \times 11 \times 12 m ト殆
ド同工異曲トモ云フベク、側壁ノ厚サヤ鐵筋
ノ配置等ハ全然同一ノモノヲ用ヒタ(第二
四十五圖参照)。

(ii) 底版

底版幅 1 m ヲ考ヘレバ自重ハ 1.0 \times 1.0 \times
2,400 = 2400 kg/m² デアルカラ揚力 $w = 1,028$
 $\times 10 - 2400 = 7880 \text{ kg/m}$ ノ荷重ヲ受ケル。



第三百六十一圖
側壁ノ鐵筋

H (m)	w (kg/m)	l (m)	M ₁ (kgcm)	M ₂ (kgcm)	S (kg)
10	7880	3.00	591000	-788000	11820

鐵筋ノ配置ハ $d = 0.411 \sqrt{\frac{M}{100}}$ ヲ用ヒテ

$$d = 0.411 \sqrt{\frac{788000}{100}} = 36.48 \text{ cm}$$

今底版ノ W ヲ抗曲率トスレバ厚サ 1 m ニ付テ $W = \frac{1}{6} \times 100 \times 100^2 =$

$\frac{1}{6} \times 10^6 \text{ (cm}^3\text{)}$ デアルカラ、彎曲張應力ハ $\frac{M}{W} =$ 等シク

$$\sigma = \frac{788000}{\frac{1}{6} \times 10^6} = 4.7 \text{ kg/cm}^2$$

鐵筋ヲ不要トスル勘定デアル。

(iii) 隔壁

防波堤ノ函塊ト同一ノモノヲ用ヒル。

(iv) 脚部

前ト同様ノ計算ニ依ル。

$$\frac{80}{3} \times \frac{2 \times 57.528 + 50.584}{57.528 + 50.584} = 40.8 \text{ cm}$$

$$\frac{57.528 + 50.584}{2} \times 0.8 = 43.245 \text{ t}$$

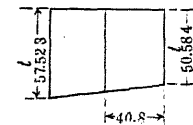
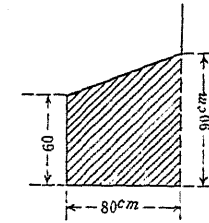
$$M = 43.245 \times 40.8 = 1.764396 \text{ kg/cm}$$

$$d = 0.411 \sqrt{\frac{1764396}{100}} = 54.6 \text{ cm}$$

今 $d = 80 \text{ cm}$, $b = 100 \text{ cm}$ $\sigma_s = 1200 \text{ kg/cm}^2$ トスレバ底版ノ鐵筋斷面積

A_s ハ

$$A_s = \frac{M}{\sigma_s \times \frac{7}{8} \times d} = \frac{1.764396}{1200 \times \frac{7}{8} \times 80} = 9.38 \text{ cm}^2$$



第三百六十二圖
函塊ノ脚部

5×φ16 其斷面積 10.05 cm² ヲ用ヒ、鐵筋ノ間隔ヲ 20 cm e-e トス。

第四節 港岸ノ施工

149. 港岸ノ水外施工 港岸ノ施工ヲ水外デ爲シ得ルトキハ水中工事トシテ施工スルヨリモ一般ニ結果ガ良好ナルコトハ言フマデモナイ。唯海岸ノ仕事デ相當ニ深く掘下ゲル必要カラ、涌水ノ有ルノハ多クノ場合ニ免レルコトガ出來ナイケレドモ、水替又ハ水留等ニ多クノ費用ヲ要セヌトキハ成ルベク水外施工ヲスルノヲ良シトスル。今良イ地盤デ少シ涌水ガアルトキハ捨石ノ一層ヲ設ケテ其上ニ壁工ヲ作ルベク、涌水ガ多イ場合ニハ基礎こんくりーとヲ用ヒテ底デ均ラスヲ良シトスル。涌水ノ水口ガ明瞭ナラバ管カ膠泥ヲ入レタ袋デ水道ヲ作り之ヲ壁前ニ導イテ壁底ヲ洗ハシメヌ工風ガ肝心デアル。壁後ノ陸側カラノ涌水デ壁底ガ洗ハレル虞ガアルトキハ壁前又ハ壁後ニ矢板ヲ打ツテ之ヲ止メルコトガ出來ル。

擁壁又ハ岸壁ノ背後ニ蓄積スル水ハ土壓ノ方向ヲ傾斜スルノミナラズ水壓ヲ附加シテ壁ノ安定ヲ脅カスカラ、港岸ノ裏込ニハ石礫介殻又ハ粗砂ノ様ナ排水ノ良好ナルモノヲ用ヒル外ニ背後ノ濕拔トシテ排水管ヲ備ヘルノヲ良シトスル。然シ排水管ハ壁前ノ水位ガ高クナレバ前方カラ水ヲ壁後ニ導入レル虞モアルケレドモ壁ノ安定ノ爲ニハ左マデ恐レル必要ハナイ。唯強イテ外カラ水ヲ入ルノヲ防ガントスルニハ自働瓣ノ類ヲ排水管ノ端ニ附ケレバ良イ。唯裏込ニ水ノ出入スル間ニ多少土砂ガ洗流サレテ地面ノ落込ムコトガアルケレドモ漸次水ノ出入モ少クナル。

塊こんくりーとヲ用フル場合ト同ジク、場所詰こんくりーとヲ以テ壁ヲ作ル場合ニモ低水位又ハ干潮面以上ニハ天然石ヲ用ヒテ表装スルコトガ多イ。

是レ天然石ノ磨滅損傷ガ少ク且ツ強イカラデアル。隅石又ハ縁石ハ待ニ花崗石ナドデ之ヲ作り、其ノ表面ハ陸側ニ向テ 1:10 乃至 1:30 位ノ傾斜ヲ與ヘレバ足掛リニ便デアルケレドモ排水ノ點カラ考ヘレバ多少考慮ヲ要スルモノガアル。

基礎ヲ非常ニ深く設ケナケレバナラヌ際ニハ工費ガ増ス爲ニ若干ノ垂直杭及斜杭ヲ打込デ 141 乃至 142 ニ述ベタ様ナ構造ヲ用ヒルコトガ出來ル。

地盤ガ不良ナル所ニ水外ニ於テ岸壁ヲ築造セントスルトキハ杭基礎ヲ用ヒルヲ良シトスル。ぶれーめん、してっちん、るーあん、る あーぶる、はんぶるく港ノざんととーるはーふんノ岸壁ナド皆是デアル。海蝕蠶蝕ノ虞アル處デハ青島ノ岸壁ノ如ク鐵筋こんくりーとノ矢板ヲ前面ニ用ヒタ例モアル。

150. 港岸ノ水中施工 水中工事トシテ港岸ヲ作ラナケレバナラヌ場合ニモ土質ノ關係ガ第一デアル。載荷力ノ充分ナ土質ナラバこんくりーと基礎ガ適當デアル。矢板デ岸壁基礎ノ前後ヲ圍ミ、其中ニ水中こんくりーとヲ流込メバ廉ク亦早く出來ルガ、低水位ノトキ矢板ノ露出スルハ決シテ外觀上良好デナイ。矢板ノ代リニ壓氣函ヲ用ヒタリ、又ハ鐵矢板ノ間ニこんくりーとヲ流シ、前後ニ花崗石板ヲ張ツタ様ナモノモアル。斯クシテ場所詰トシテ上部ヲ亦こんくりーとデ作ルコトガ出來ル。或ハこんくりーと塊ヲ積重ネテ岸壁ヲ作ルコトガ出來ル。或ハ又普通低水位マデ枠ヲ組ンデ中ニ石ヲ填メ、其ヒニ塊及こんくりーとノ岸壁ヲ作ツタ例モアル。

惡イ地盤デハ軟弱ナ泥土ノ一部ヲ浚渫シテ之ニ砂ヲ撒キ、他ノ一方ニハ成ルベク廣イ面積ニ上ノ荷重ヲ擴ゲル爲ニ沈床ノ類ヲ若干積重ネテ杭及土砂石礫デ之ヲ固定シ、之ヲ基礎トシテ岸壁ヲ築上ゲルコトガ出來ル。此方法ハ和蘭デヨク用ヒラレル。又充分捨石ヲ用ヒテ其沈着ヲ待テ、又ハ壓搾空氣ナドデ其沈着ヲ促進シタ例モアル。

水底ガ岩盤デアルトカ又ハ海蟲ガ跳梁シテ居ルトカ、又ハ風波ガ絶エズ荒レテ居ル様ナ處デハ相當ナ深サマデ捨石ノ基礎ヲシテ其上ニこんくりーと塊ヲ重ネ普通低水位カラ上ハ場所詰こんくりーと又ハ塊ナドヲ積疊シテ上部構造ヲ完成スル。捨石及塊ノ運搬ハ足場ヲ漸次延長シテ陸上ヨリスルカ、又ハ船デ現場ニ持ツテ行ク。塊ガ大クナレバ型ヲ現場ニ据エテ之ヲ作ラナケレバナラヌ。之ガ爲ニハ鐵筋こんくりーと函即チ函塊ヲ陸上適宜ノ處デ作り、之ヲ水上ニ卸シテ現場ニ曳キ行キ沈下シテ中ニ砂又ハこんくりーとノ類ヲ填充スルコトガ出來ル。

若シ良イ地盤ガ深い處ニ在ツテ到底浚渫等デ之ニ達シ得ラレヌトキハ前ニ述ベタ通り沈井法ニ依リ井筒ヲ用ヒテ基礎ヲ作ル。井筒ハ或ハ密接シテ沈メ、或ハ若干ノ間隔ヲ以テ沈メル。後ノ場合ニハ井筒ノ間ヲ拱又ハ平版ノ類デ繋ギ、背後ハ亦矢板、L形擁壁等デ土留工ヲ作ル。

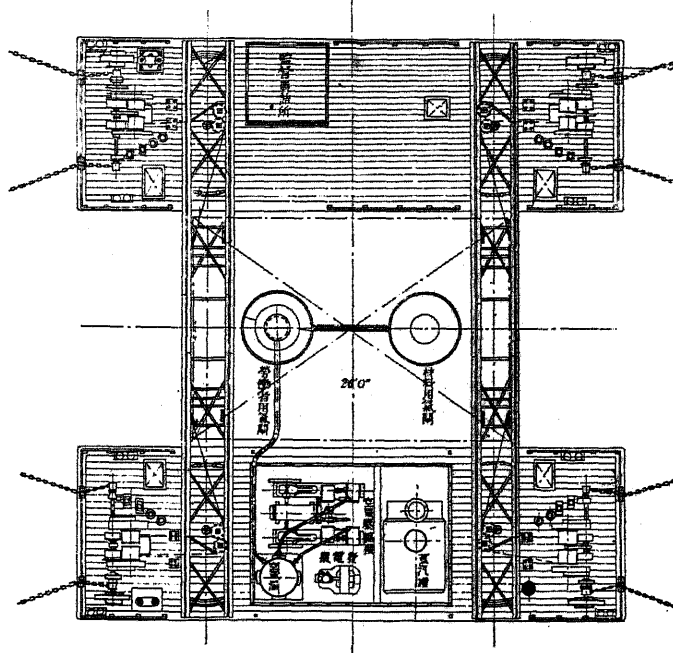
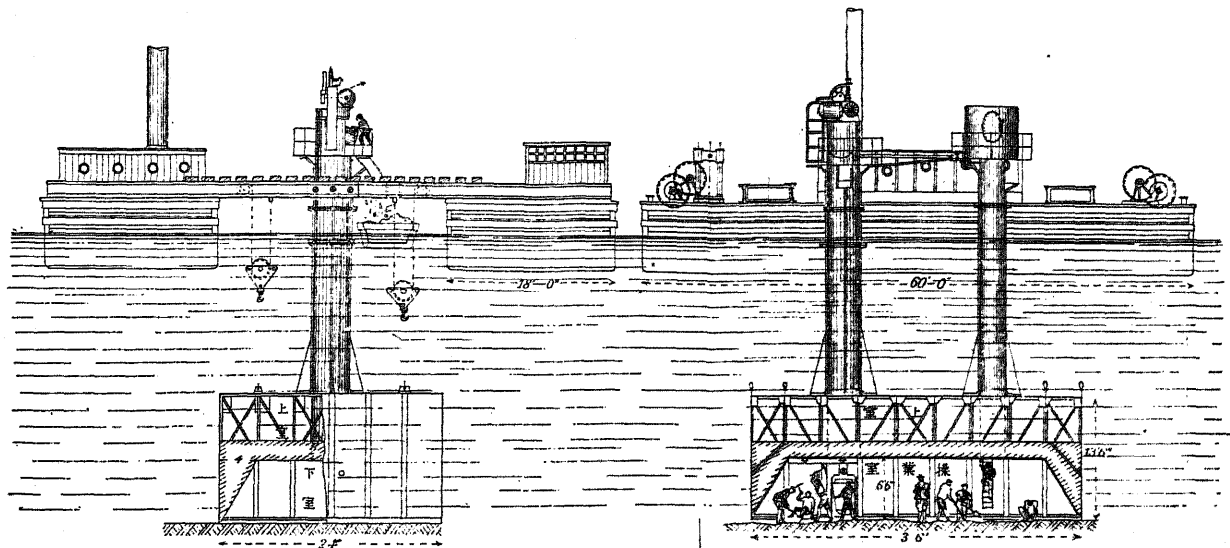
沈井ノ深サガ増セバ浚渫モ困難トナリ、井筒ノ安定モ少ク、工費モ亦増加スルカラ、壓氣基礎ニ依ルコトガ屢々便利デアル。第三百六十三圖ハ橫濱港デ用ヒタ壓氣潛函ノ側面圖デ、第三百六十四圖ハ其正面圖、第三百六十五圖ハ平面圖デアル。

第五節 棧橋埠頭

151. 棧橋埠頭ノ種類 前ニ述ベタ港岸又ハ岸壁ノ目的ハ直接船ヲ繫留スベキ實質強固ノ構造ヲ作ルニ在ツタ。從テ海底カラ積上ゲタリ又ハ杭ノ上ニ少クモ實質ナル壁狀様ノモノヲ造上ゲタノデアル。此構造ハ頑丈デハアルガ、海底ノ土質ガ不良デ載荷力アル地盤ガ非常ニ深い場合又ハ一般ニ深サガ大ナルトキハ工費ガ著シク大ナルヲ免レナイ。木、鐵又ハ鐵筋こんくりーとノ長イ杭ヲ打込デ之ヲ基礎ト爲シ、其上ニ同種ノ材料ヲ以テ床版ヲ作り、

第三百六十三圖 橫濱壓氣潛函側面圖

第三百六十四圖 正面圖



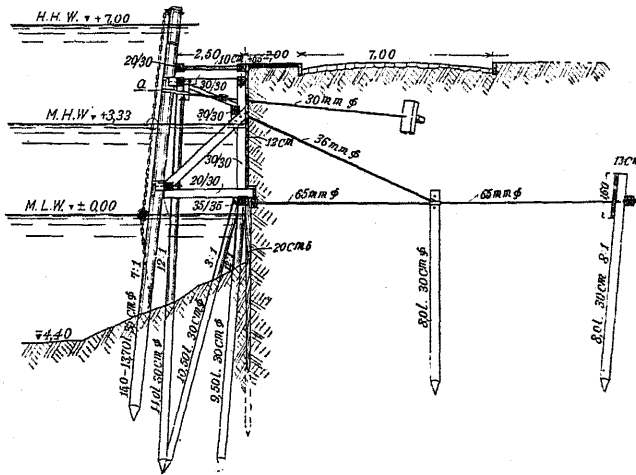
第三百六十五圖 平面圖

以テ棧橋狀ノ埠頭ヲ作ル法ハ殊ニ米國ニ多ク用ヒラレル。殊ニ軌近鐵筋こんくりーとヲ材料トスルコトガ最モ汎ク行ハレテ居ル。

此種ノ棧橋埠頭ハ或ハ船舶ノ繫留旅客ノ乗降ニ用ヒラレルコトモアリ、或ハ其上ニ上屋倉庫ヲ設ケ、鐵道引込線ヲ設ケテ貨客ノ積卸ニ併用セラレルモノモアル。

棧橋埠頭ハ岸壁ノ如キ質實ヲ有シナイケレドモ適當ナ構造ヲ用ヒルトキハ勿論繫船ニ便デアル。又一側ニ土留港岸又ハ岸壁ヲ用ヒ、其前面ニ接シテ棧橋ヲ設ケルトキハ船ハ其他側ニノミ繫ガレルカラ、之ヲ片棧橋ト云フ。

152. 片棧橋 或ハ比較的簡單ナ土留港岸ニ依リ、或ハ他ノ岸壁ヲ用ヒテ背後ノ土壓ニ備へ、是等直立港岸ニ沿ウテ棧橋ヲ設ケタルモノガ即チ片棧橋デアル。第三百六十六圖ハぎーすてみゅんで (Geestemünde) 漁港ノ港岸棧橋



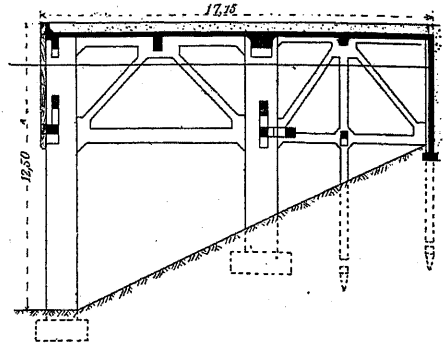
第三百六十六圖 ぎーすてみゅんで

デ、潮程 3.33 米橋面ハ港底ヨリ 9.9 米ノ上ニ在ル。橋幅 2.50 防衝杭ハ 4 米ノ間隔ニ樹テラレ、其中三本毎ニ杭天ヲ橋面ヨリ 2 米ノ上ニ置イテアルガ、

暴風ノ時ハ潮ガ橋面上 1.5 米ニ達スルコトガアル。

第三百六十七圖ハすわん
ぜー(Swansea)ノきんぐす
船渠ノ石炭岸壁ノ鐵筋こん
くりーと棧橋デ水深 10.7
米、橋高 12.5 米。

時トシテハ既存ノ岸壁ノ
前ヲ浚渫スルコトガ不可ナ
ル爲メ、又ハ高イ岸壁ヲ造
ル工費ノ大ナル爲メ、低イ

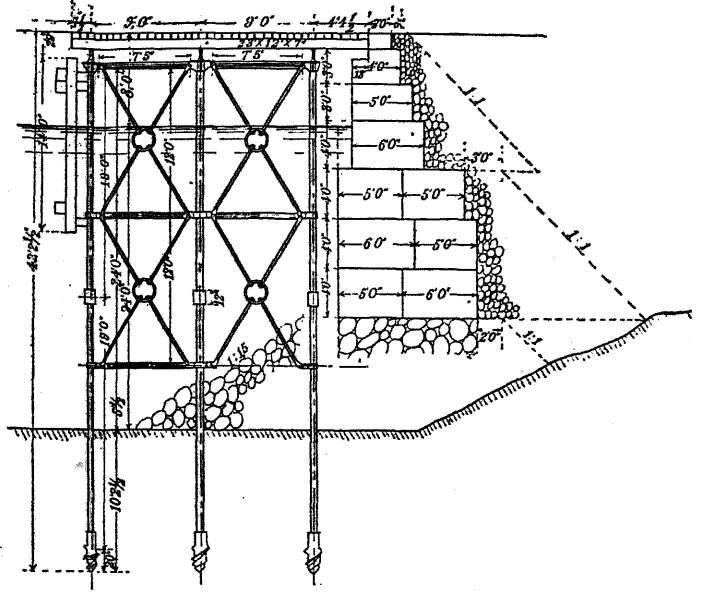
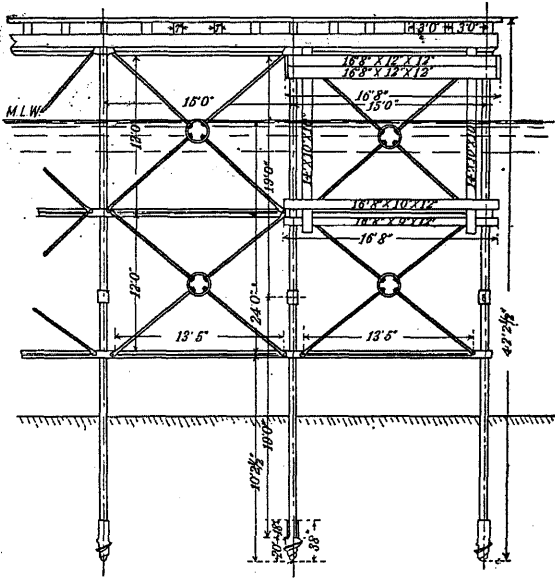


第三百六十七圖
すわんぜー

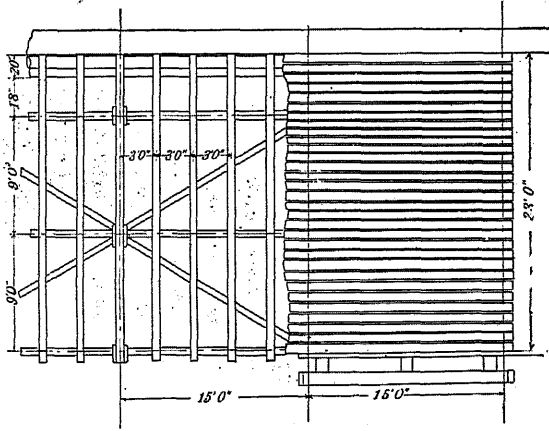
岸壁ノ前ニ片棧橋ヲ作ルコトガアル。しゑるぶーの岸壁及棧橋ハ前者ニ屬
シ、敦賀片棧橋ノ如キハ後者ノ一例デアル(第三百六十八圖乃至第三百七十
圖)。

敦賀片棧橋ハ埋立地護岸外側ニ沿ウテ架設シタモノデ長サ 183.8 米、幅
6.92 米、3000 噸級ノ汽船二艘ヲ繋ギ得ルモノトシタ。其構造ハ縦 4.57 米
(15 呎)、横 2.74 米(9 呎)ノ間隔デ縦ノ方向ニ 40 連、横ノ方向ニ 2 連ノ橋
脚ヲ用ヒタ。此橋脚ニハ徑 127 耗(5 吋)長サ 5.79 米(9 呎)ノ鋼桿 2 本ヲ連
接シタモノデ、下端ニハ 45.7 糧(18 吋)ノ螺旋杵ヲ穿チ、各橋脚ハ縦ノ方向
ニハ 152.4×381 耗及 139.7×381 耗(6'×15' 及 5.5×15') 工字鋼ヨリ成ル
主梁ニ依ツテ連絡シ、横ノ方向ニハ丁字鋼二本ヲ釘綴シテ支柱材トシテアル
外ニ、垂直面ニハ丸鋼ノ對角材ヲ以テ緊張シ、地平面ニハ上部ニ山形鋼ヲ用
ヒテ對角線ノ方向ニ緊張シテアル。主梁ノ上ニ木桁ヲ架シテ陸岸ニ達セシメ
擁壁上ノ桁承ニ依リテ一端ヲ支ヘテアル。木桁ノ上ニ敷板ヲ張付ケ、外側ニ
ハ 13.7 米ノ間隔デ防衝材ヲ配置シテアル。

第三百六十八圖 敦賀棧橋正面圖



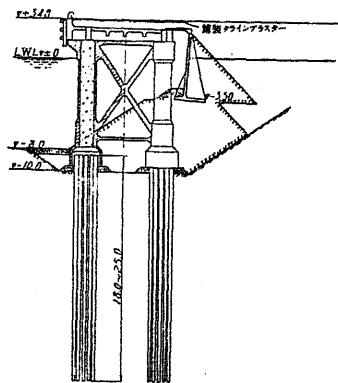
第三百七十圖 側面圖



第三百六十九圖 正面圖

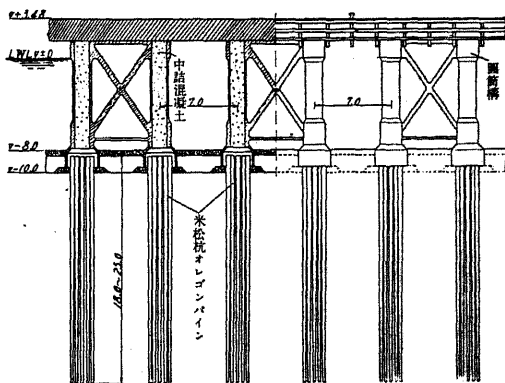
三九〇—三九一圖

片棧橋背後ノ擁壁ハ總テ下部ニ捨石
 又ハ沈石ヲ施シテ其上面ハ方塊据付ニ
 適スル程度ニ之ヲ均ラシ其上ニ方塊ヲ
 重ネタモノデアル。此沈石ニハ 75 疋
 乃至 375 疋 (20 貫乃至 100 貫) ノ巨
 石ヲ用ヒ、潜水夫ヲ入レテ沈石面ヲ均
 ラシタ。之ニハ沈石上面數ヶ所ニ丁字
 形ノ杭ヲ樹テ水準儀ヲ以テ各杭頭ヲ測
 ツテ適當ノ高さニ切揃ヘ之ニ依ツテ先
 粗均シヲ行ヒ、次デ目潰用ノ石材ヲ以



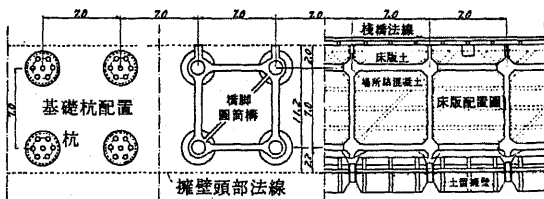
第三百七十一圖
 山下町横棧橋横断面圖

テ本均シヲ爲シ、
 最後ニ礫ヲ投ジテ
 空隙ヲ填充シタ。
 但シ方塊下面以外
 ノ部分ハ粗均シニ
 止メタ。方塊ハ運
 搬船ニ積込ミ、曳
 船デ現場ニ曳行キ
 起重機船ヲ以テ釣
 上グ順次据付ケ、
 裏込石ヲ投ジテ背
 後ヲ埋立テタ。



第三百七十二圖 側 面 圖

横濱港山内町横
 棧橋ハ圓壩構ヲ用



第三百七十三圖 平 面 圖

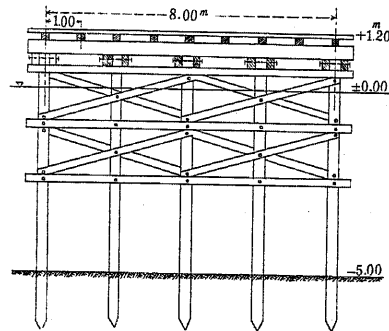
ヒテアル點ニ於テハ 157 ニ述ブル棧橋ト同工異曲デアアルガ、側面ニ土留海岸ヲ備ヘテアルノガ之ニ異ナル點デアアル。其構造トシテハ基礎及脚柱工事ノ完成後、背面ニ土丹岩塊ヲ以テ粗石堆ヲ築キ、其頂面ヲ -3.5 mニ仕上ゲ、上ニ鐵筋こんくりーと扶壁體長サ 6.9 m、底幅 3.6 m 高サ 5.15 m、重量 50 t ノモノヲ起重機船ヲ以テ連續据付ケタ、此壁列ノ耐震的用意トシテハ、豫メ土丹堆ヲ貫通シテ長サ 13 m ノ木杭ヲ壁體 1 個當リ 2 本宛其前底下ニ打込ンダ (第三百七十一圖乃至七十三圖)。

又扶壁相互間ノ繼手ニハ袋詰こんくりーとヲ填充シ、横棧橋本體トノ間ニハ既製ノ床版ヲ架渡シテ土砂ノ漏出ヲ防ギ、又壁體ノ背後ニハ十分土丹裏込ヲ施シ、最後ニ土丹堆ノ傾斜面ヲ割石ニテ被覆シテ 30° ノ勾配ニ仕上ゲタ。

153. 簡單ナル木造棧橋 工費ガ廉デ且ツ木材ノ多イ處デハ容易ニ築造ガ出來ルカラ、簡易ナ工事トシテハ屢々用ヒラレル。但シ木材ハ海蟲ノ蠶蝕ヲ受ケルカラ、防腐劑又ハ防蟲液ナドヲ注入シナイ限りハ海中ノ永久構造物トシテ木造棧橋ヲ用ヒルコトハ不得策デアアル。唯急設ノ半永久的ノ工事トシテ用ヒラレル。

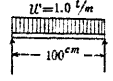
活荷重ハ勿論目的ナドニ依ツテ異ナルデアアルガ、一般ニハ 0.4 乃至 1.0 t/m² 位ノモノデ、若シ引込線ナドガアレバ機關車貨車及貨物ノ荷重カラ活荷重ヲ見出サナケレバナラナイ。今本例デハ齊荷重 1 t/m² ト假定スル (第三百七十四圖)。

第一、床 板



第三百七十四圖 木造棧橋

床板ハ 1 m ノ間隔ヲ有スルニノ支點デ支ヘラレテアル單梁ト考ヘルトキハ板幅ヲ 30 cm トシテ活荷重ハ $w = 1.0 \times 0.30 = 0.3 \text{ t/m}$ デ、支點ニハ彎曲力率ハ現ハレズ、最大彎曲率ハ徑間ノ中央ニ現ハレ (第三百七十五圖 A) 第三百七十五圖 A



$$M_{max} = \frac{1}{8} w l^2 = 0.125 w l^2 = 3750 \text{ kg/cm}$$

然ルニ 9 個ノ支點ニ依ツテ支ヘラレタ連續梁ト考ヘレバ第十八表カラ其反力 R 及負彎曲率 M 並ニ正彎曲率ハ次ノ如クデアアル。

反 力	R ₀	R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆	R ₇	R ₈
w l	0.3943	1.1340	0.9640	1.0103	0.9948	1.0103	0.9640	1.1340	0.3943
負彎曲率	M ₀	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅	M ₆	M ₇	M ₈
w l ²	0	0.1057	0.0773	0.0850	0.0825	0.0850	0.0773	0.1057	0
正彎曲率	M _I ^I	M _I ^{II}	M _I ^{III}	M _I ^{IV}	M _I ^V	M _I ^{VI}	M _I ^{VII}	M _I ^{VIII}	M _I ^{IX}
w l ²	0.0777	0.0339	0.0438	0.0412	0.0412	0.438	0.0339	0.0777	

上表カラ最大反力ハ $1.184 \times 0.3 \times 1.0 = 0.355 \text{ t}$ デ、單梁ノ場合ニハ $1.0 \times 0.3 = 0.30 \text{ t}$ デアル。但シ連續梁ノ最大負彎曲率ハ $0.1057 \times 0.3 \times 1 = 0.03171 \text{ tm} = 3171 \text{ kg cm}$ ニ對シテ單梁ハ 3750 kg cm デアルカラ、單梁ト考ヘル方ガ簡單デ安全デアアル。

板ノ厚サハ h cm、幅ヲ b cm (此場合ニハ 30 cm) トスレバ抗曲率ハ $W = \frac{b h^3}{6} = \frac{30 h^3}{6} = 5 h^3$ デアル。板ノ許容彎曲應力ヲ $\sigma = 80 \text{ kg/cm}^2$ トスレバ $\sigma = \frac{M_{max}}{W}$ デ

$$\sigma = \frac{3750}{5 h^3} = 80$$

$$h = \sqrt[3]{\frac{3750}{5 \times 80}} = 3.06 \text{ cm}$$

床板ニハ幅 30 cm 厚サ 5 cm ヲ用ヒル。

第二、縦 桁

一本ノ縦桁ニ活荷重トナツテ表ハレルモ
ノハ幅 1 m 長サ 3 m ノ載荷重 w_2 1.0 t/m

ト床板自身ノ重量 $w_p = 0.05 \times 0.8 = 0.04$

t/m デ、縦桁ノ間隔心々 3 m トスレバ (第三百七十五圖 B)。

$$M_{max} = \frac{(w_1 + w_p) l^2}{8} = 1.17 \text{ tm} = 117,000 \text{ kg cm}$$

$$\frac{M_{max}}{\sigma} = \frac{117000}{80} = W = \frac{b h^2}{6}$$

$$b h^2 = 8775 \text{ cm}^3$$

$b = 18 \text{ cm}$ トスレバ

$$h = \sqrt{\frac{8775}{18}} = 22.03 \text{ cm}$$

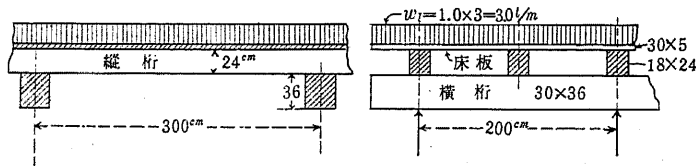
故ニ縦桁ハ幅 18 cm 高サ 24 cm ヲ用ヒル。若シ桁ノ自重ヲ加ヘレバ $w_b =$

$0.18 \times 0.24 \times 0.8 = 0.035 \text{ t/m}$ トナリ

$$M_{max} = \frac{(1.04 + 0.035) \times 3^2}{8} = 1.20938 \text{ tm}$$

$$= 120938 \text{ kg cm}$$

$$\sigma = \frac{120938}{\frac{18 \times 24}{6}} = 69.5 \text{ kg/cm}^2$$



第三百七十五圖 C

第三、横 桁

横桁ノ上ノ荷重ハ活荷重 w_l , 床板ノ重量 w_p , 縦桁ノ重量 w_s 及横桁自身ノ重量 w_c デアルガ、 w_c ヲ除イテ他ノ三者カラ (第三百七十五圖 C)

$$(w_l + w_p) \times 3.0 = (3 + 0.12) \times 3 = 9.36 \text{ t}$$

$$w_s \times 3.0 = \frac{0.104''}{9.464 \text{ t}}$$

$$M_{max} = 9.464 \times \frac{2}{4} = 4.732 \text{ tm}$$

$$= 473200 \text{ kg cm}$$

横桁ヲ $b \times h$, 許容應力ヲ 80 kg/cm^2 トスレバ

$$\frac{473200}{80} \times 6 = 35490 \text{ cm}^3 = b h^2$$

$b = 30 \text{ cm}$ トスレバ

$$h = \sqrt{\frac{35490}{30}} = 34.4 \text{ cm}$$

故ニ $b \times h = 30 \times 36 \text{ cm}$ ノ大サヲ用ヒル。從テ横桁自身ノ重量 w_c ヲ加算スレバ

$$w_c = 0.30 \times 0.36 \times 0.8 = 0.1152 \text{ t/m}$$

$$M_{max} = 473200 + \frac{2^2}{8} \times 0.1152 \times 1000 \times 100$$

$$= 478960 \text{ kg cm}$$

$$\frac{478960}{80} \times 6 = 35922 \text{ cm}^3 = b h^2$$

$$30 \times 36^2 = 38880 \text{ cm}^3 > 35922 \text{ cm}^3$$

第四、桁 杭

一本ノ桁杭ノ上ノ荷重ハ $9.464 \times 1.5 + 0.1152 \times 2 = 14.426 \text{ t}$ デアル。今 30

cm ノ直径ヲ用ヒレバ最小環動半径ハ

$$i = \frac{30}{4} = 7.5 \text{ cm}$$

杭ノ無拘束ノ長サ l ヲ 1.8m トスレバ

$$\frac{l}{i} = \frac{180}{7.5} = 24$$

即チ短柱ト見做スベキモノデアル。断面種ヲ A トスレバ

$$A = \frac{80^2}{4} \times \pi = 706.9 \text{ cm}^2$$

木材ノ許容壓應力ヲ 80 kg/cm^2 トスレバ一本ノ桁杭ノ許容荷重ハ

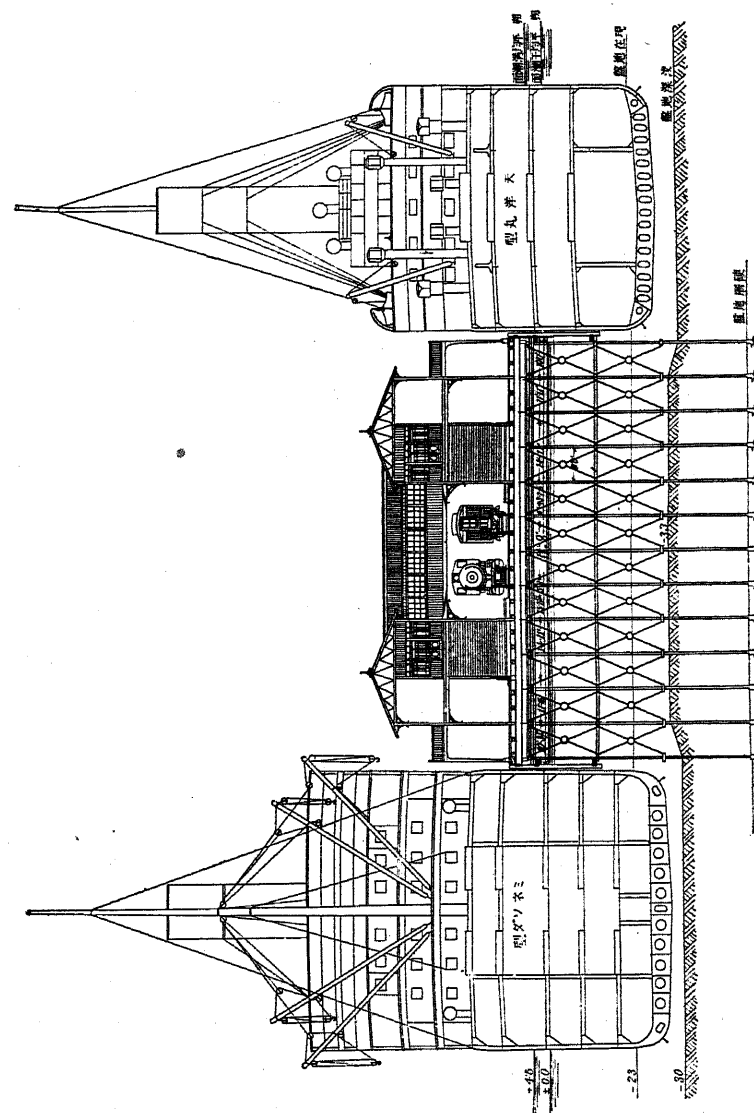
$$706.9 \times 80 = 56552 \text{ kg} = 56.6 \text{ t}$$

從テ其安全率ハ凡ソ 4 デアル。

$$56.55 \div 14.4 \approx 4$$

154. 鑄鋼製螺旋杭ヲ用ヒタル鐵棧橋 釜山第二棧橋ハ第一棧橋突堤カラ北 272.7 米 (115 間) ヲ隔テ之ト並行ニ築造シタモノデ其延長 363.6 米 (200 間)、幅員 33.2 米 (21 間)、其上ニ三棟ノ鐵骨上屋ヲ建設シ、且ツ四線ノ鐵道線路ヲ敷設シテアル。水深ハ棧橋ノ陸方 127.3 米 (70 間) ハ平均朔望干潮面以下 8.2 米 (27 尺)、其前方 236.3 米 (130 間) ハ同 10.9 米 (36 尺) デ、陸方ニ總積量 7000 噸級ノモノ 2 隻、前方ニ 20000 噸ノモノ 二隻ヲ繫留スルコトガ出來ル。等布活荷重ハ 1 方米ニ付 0.46 噸 (又ハ 1 方呎ニ付 320 封度) ヲ用ヒ、輪荷重ハ棧橋中央ノ鐵道線路ニ於テハ $E 40$ ヲ用ヒ、棧橋兩側ノ鐵道線路ニ於テハ 20 噸ノ無蓋貨車ヲ通スモノトシテアル。

橋脚ハ第三百七十六圖ニ示スガ如ク鐵脚及混成脚ノ二種ヨリ成リ、鐵脚ハ徑 150 耗ノ鋼柱ノ一端ニ徑 152 耗 (5 呎) ノ螺旋鐵沓ヲ二本ノぼるとニテ取付ケ、鐵柱ヲ螺旋廻シテ螺旋鐵沓ヲ硬粘土層マデ捻込シテ。此地層ハ干潮面以下 16.8 米デ 1 方米 65 噸ノ載荷力ヲ有シテ居ル。鐵沓ノ受クベキ荷重ハ凡



釜山第二棧橋 圖三百七十六

ベテ 70 噸、其面積ハ約 2 方米デ 1 方米 35 噸ヲ支ヘル勘定デアル。鋼柱ハ實質丸形ノモノデ頂部ニ鑄鋼製柱冠ヲ戴キ、床構ヲ支ヘ、鋼柱ノ捻込ニハ 20 馬力蒸汽ひんち三臺ト舶來汽罐一臺ヲ用ヒタ。混成脚ハ棧橋ノ剛度ヲ増加セシメル爲使用シタモノデ、地杭、鐵胴及鐵筋こんくりーとヨリ成リ橋臺附近捨石中ニ包マルベキ五橋脚及棧橋全延長ニ對シ、27.3 米毎ニ棧橋ノ兩側ニ四本ヅ、ヲ一群トシテ混成脚ヲ用ヒタ。

橋脚ハ形鋼及眼釘ヨリ成ル綾構ヲ以テ緊結シ、柱冠、かぶりんぐ及びんニテ緊着ス。眼釘ノ弛張ヲ調整スルニハたーんぱくるヲ用ヒタ。

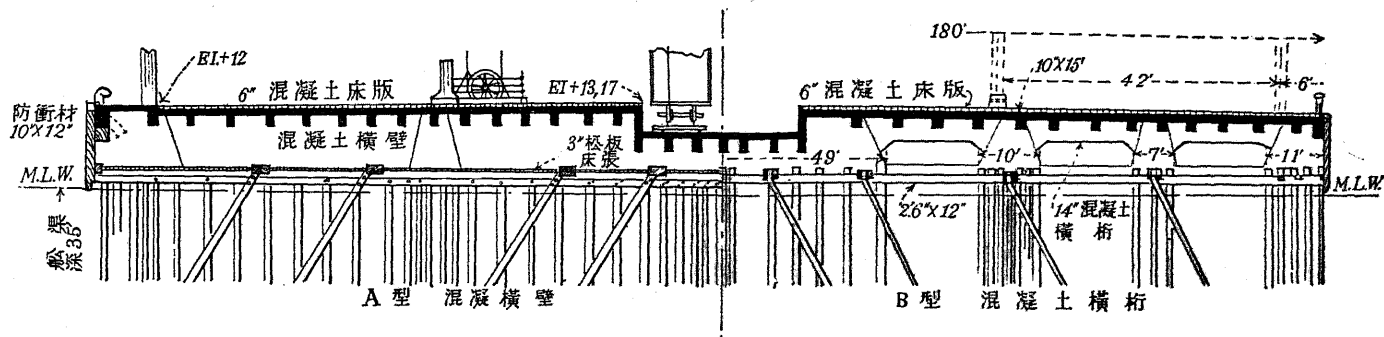
床構ハ橋脚ノ上ニ組立テ橫梁ヲ橋脚ノ柱冠ニ載セ縱桁ヲ橫梁ニ架ケ渡シタ。橫梁ハ凡テ鋼板桁デ橋脚ト四本ノ鎖釘デ緊結シ、縱桁ハ棧橋中央鐵道線路下ニ當ルモノハ鋼板桁デ他ハ全部高サ 25.4 糎ノ I 形鋼ヲ用ヒタ。縱桁ハ凡テ橫綾構ヲ以テ連結シ、長サ 31.8 米毎ニ伸縮繼手ヲ用ヒタ。

棧橋全面ニハ凡テ板張ヲ施スモノデ枕木又ハ根太ヲ縱桁ノ上ニ配置シ、鈎釘ヲ縱桁ト緊結セシメ、其上ニ厚サ 7.5 糎幅 15.2 糎ノ床板ヲ釘デ打付ケ、床板相互ノ間ニハ 1.2 糎ノ間隙ヲ殘シテアル。

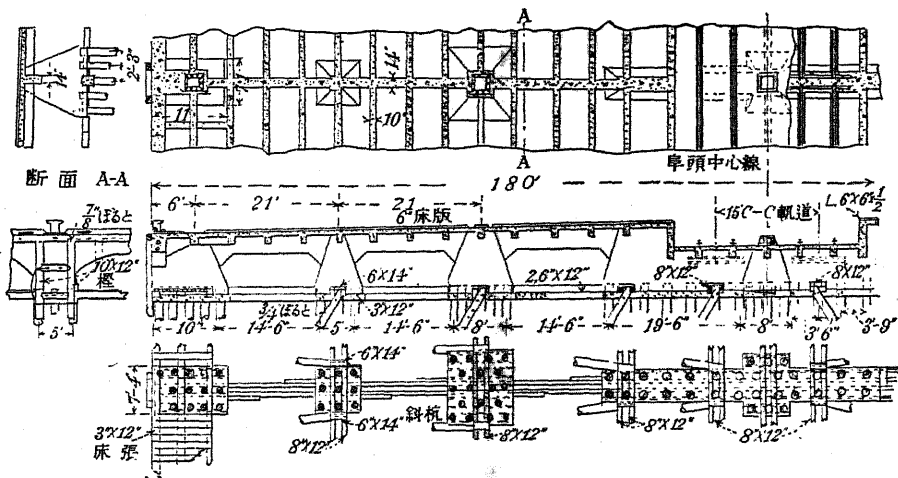
繫船柱ヤ防衝材ヲ設ケ、鐵骨上屋ヲ棧橋上ニ造ツタ。

155. 木杭ノ上ニ作ラレタル鐵筋こんくりーと床版 海蝨ニ蠶蝨サレヌ様木材ヲ處理シテ之ヲ杭トシ其上ニ鐵筋こんくりーと床版ヲ作ルトキハ強固ナル棧橋狀埠頭ヲ作ルコトガ出來ル。

第三百七十七圖ハふらでるふ、や港さうすわーく (Southwark) ノ埠頭第 38 號及第 40 號ノ橫斷面圖デでらゑや河ニ臨ンデ居ル。突堤ノ幅 54.5± 米 (180 呎) 長サ 167.17 米 (551 呎 $8\frac{1}{8}$ 吋) 少シク斜出シテ居ル。厚サ 15 糎ノこんくりーと床版ヲ支ヘルニ 25.4×38.1 糎 (10"×15") ノ縱桁ヲ以テシ其間隔 1.59 米 (5'25")、更ニ之ヲ承ケルニこんくりーと橫壁 (第三十八號埠頭)

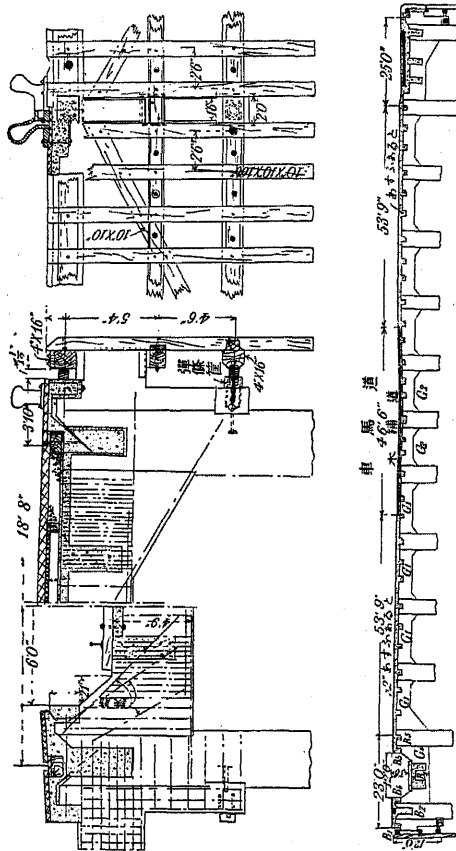


第三百七十七圖 ふいらでるふいや さうすわーく埠頭



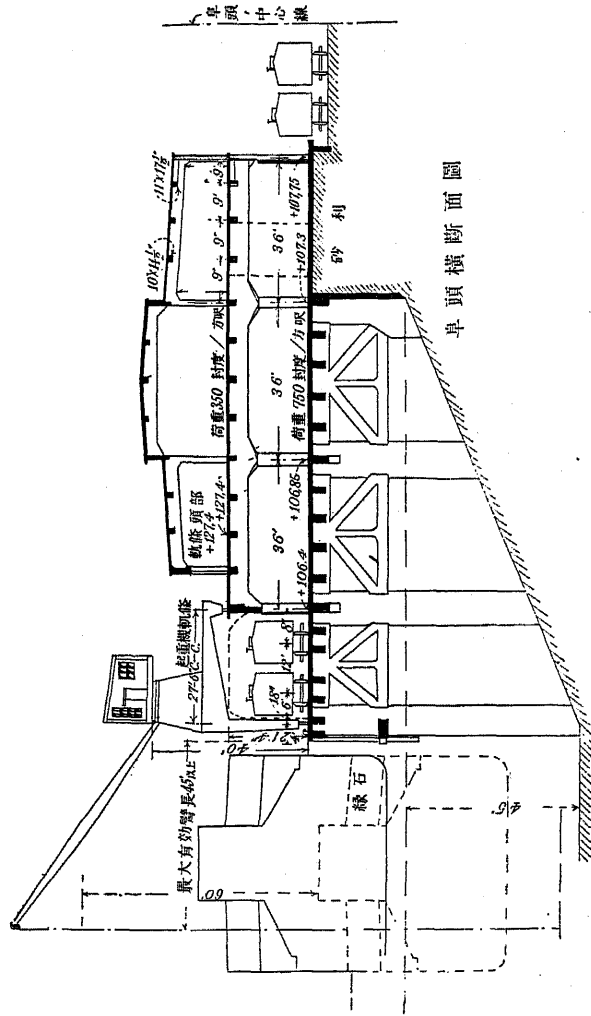
第三百七十八圖 第四十號埠頭下構明細圖

又ハ横桁(第四十號埠頭)ヲ以テシタ。是等ノ壁又ハ桁ハ更ニ平均低水位ノ上ニ出テ居ル杭デ支ヘラレ、桁ノ場合ニハ柱脚ヲ用ヒテ居ル。埠頭ノ中央ニハ複線心々 4.5 米ノモノヲ設ケ、横断面上床版ハ低水位上 +12'0 カラ +13'17ノ間ニ中央ニ間ヲ少シ上リ傾斜ヲ持ツテ居ル。船渠ノ深サ低水位以下 10.6 米 (35 呎) 第三百七十八圖ハ第四十號埠頭ノ下構明細圖デアル。



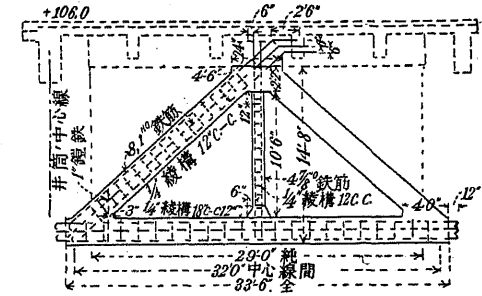
第三百七十九圖 さんふらんしすこ

156. 鐵筋こんくりーと杭又ハ井筒ノ上ニ作ラレタル床版 鐵筋こんくりーとノ杭又ハ井筒モ亦鐵筋こんくりーと床版ノ基礎トシテ海中工事ニ用ヒラレタルコトが多い。さんふらんしすこの埠頭第30號及32號ハ幅60米(200′)



第一三八三圖 ばんくーばー

長サ 246 米 (807′) 船渠ノ幅 67.76 米 (222.′3) 長サ 168.27 米 (555.′3)、埠頭ノ側ニ近ク床面ヨリ低イ軌道ト他側ニハ之ト同高ノ軌道トアル (第三百七十九圖)。



第三百八十圖 A
ばんくーばー桁ノ明細圖

第三百八十圖ハばんくーばー港 (Vancouver) ばらんたいん埠頭 (Ballantyne Pier) ノ横断面圖デ、埠頭ノ幅 104.0 米 (341′) 長サ平均 344.0 米 (1135.′25) 井筒ノ基礎ノ上ニ床版ヲ作り、中央ニハ砂利ヲ填メタ

部分ガアリ、鐵筋こんくりーと矢板ヲ以テ土留トシテ居ル。第三百八十圖Aハ桁ノ明細圖デアル。

157. 特種ノ圓壙構ノ上ニ作ラレタル床版

横濱港内國貿易用トシテ高島町地先ニ新海岸線ヨリ 60°ノ斜角ヲ以テ 2 基ノ棧橋ヲ築造シテアル。其第一號ハ水深 7.3m 長サ 130m 幅 25m デ 3000t 級船 2 隻ヲ繫留シ、第二號ハ水深 8m 長サ 145m 幅 39m トシ、6000t 級船 2 隻ヲ繫ギ得ルモノデアル。此附近海底ノ土質ハ極メテ軟弱デ基面以下 50 餘米デ始メテ岩盤ニ達スル處ガアル。從テ本棧橋ニハ軟弱ノ地盤、耐震及經費ノミカラ特種ノ構造ヲ用ヒタ。

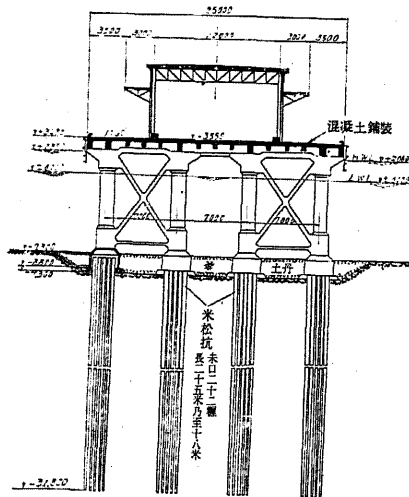
棧橋ノ基礎ハ先ヅ水深ヨリ 2m 深ク掘下ゲ、縦横 7m 毎ニ圓壙構底ニ當ル部分ニ米松杭ヲ 7 本乃至 9 本ヲ一群トシテ集團ニ打込ミ、其周圍ニ割石ヲ投下シテ搗固メタ。杭ハ末口 22cm、長サ 21 乃至 25m デ其殆ド全部ハ堅盤ニ達セズ泥層中ニ止ルニ過ギナイガ、此種ノ摩擦ニ依ツテ荷重激衝ヲ支

ヘル杭ハ打込後日數ヲ經過スル後ハ十分支持力ガアルコトガ確メラレタ。

既ニ杭ガ打込マレテ後、後ニ述ベル圓塼構ヲ浮揚装置ノ操縱ニ依ツテ現場ニ浮シ行キ、其下端凹所ニ杭頭ガ入ル様ニ据付ケ、脚ノ周圍ニ土丹又ハ割石ヲ填充シテ搗固メテ上、混和船ヲ使用シテ圓筒内ニこんくりーとヲ厚サ約2m 迄注下スル。之ニハ伸縮管ニ依ツテこんくりーとノ少量宛ヲ直接底ニ送り、中途外水ニ觸レザル様ニ注意シタ。之ヨリ約2週間後圓筒内ノ水ヲ排除シテ残りノ空洞ニこんくりーとヲ填充ヲ行ヒ、脚柱工事ヲ終ツタ。

圓塼構ハ脚柱4本ヲ完全ナ綾構デ相互ニ連結シテアルカラ、強ク且ツ輕ク、外横力ニ對シテ殊ニ抵抗力ニ富ミ、耐震ノ價值が大デアルト信ゼラレタル。

圓塼構ノ標準形ハ圓筒4本ヲ相互7m 間隔ニ連結シタモノデ、各圓筒ハ高サ11.5m、内上部10.1mハ内徑1.2m、肉厚ハ綾構取付箇所ニ於テ30cm 外ノ部分ハ15cm トシテアル。又下部1.4mハ内徑2.7m デ基礎杭頭ヲ包



第三百八十一圖 高島町第一號棧橋

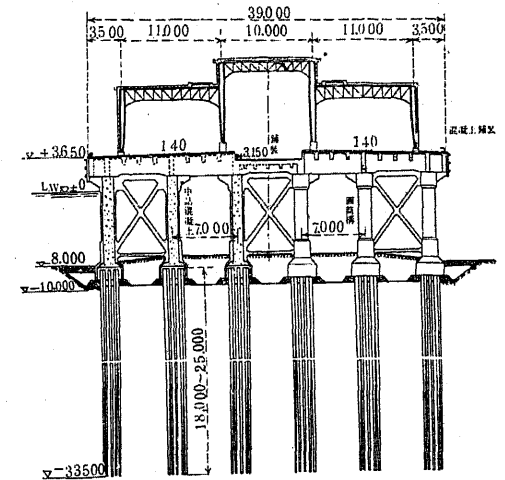
擁セシメルニ充分デアル。

綾構ハ頂部及下端ヲ50×70cmノ水平桁デ結び、中間ハX形ノ斜材40×40cmトシテアル。

棧橋床面ハ第一號ニ於テハ中央上屋ノ兩側各6.5mヲ前垂床トシテ荷役並ニ船客ノ通路ニ充テ、床面ハ1/60ノ緩勾配ヲ與ヘタ平坦面デアルガ、第二號ニ於テハ前垂床ヲ各3.5トシ其勾配ヲ1/45勾配トシタ。又中央

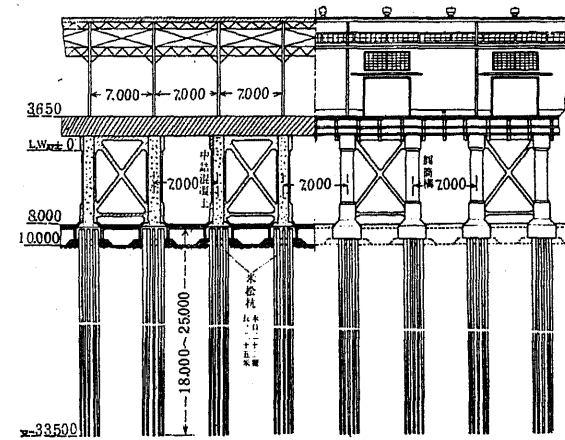
幅7.25m 通りハ床面ヲ0.85m 低クシテ鐵道配線敷ト通路ニ充テタ。

床面構造ハ7m 間隔ノ脚柱上ニ主桁及副桁ヲ配置シ、更ニ第二次桁ヲ設ケテ上面ヲ床版トシ、凡ベテ鐵筋こんくりーとヲ用ヒタ。21m 毎ニ床面ノ伸縮繼手ヲ設ケ、表面ニ鋪裝ヲ施シ、周縁ニ



第三百八十二圖 第二號棧橋

ハ鑄鋼繫船曲柱、繫船直柱、防衝工等ヲ設備シ、且ツ棧橋ノ先端ニハ鐵筋こんくりーと杭ヲ以テ防衝束杭ヲ作ツタ。床面ノ荷重ハ3t/m² 震度0.3ニ堪ヘシメル設計デアル。第三百八十一圖ハ第一號棧橋ノ断面ヲ示シタモノ

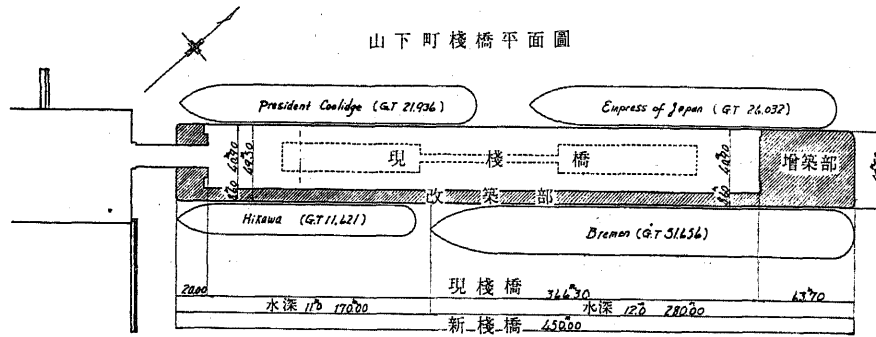


第三百八十三圖 側面圖

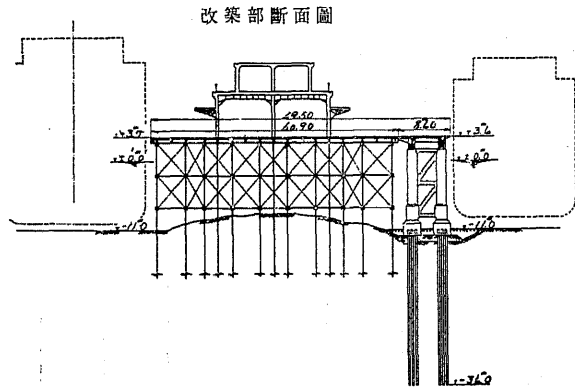
デ、又第三百八十二圖ハ第二號棧橋ノ断面圖デ、第三百八十三圖ハ其側面圖デアル。

横濱港山内町ノ横棧橋ハ其構造ハ高島町棧橋ト大同小異ナレドモ、側面ニ土留岸ヲ有スルヲ特異トシテアル。

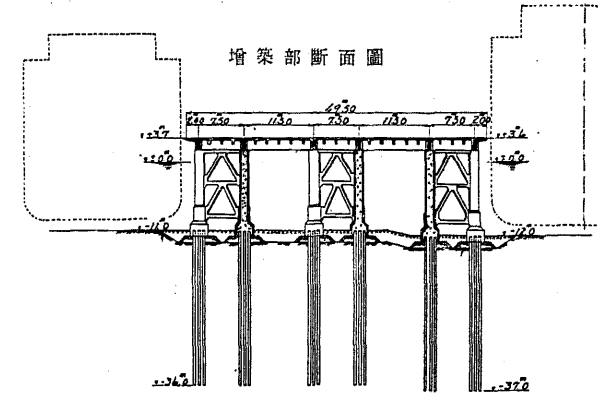
同港山下町棧橋ハ大形客船又ハ貨客船用トシテ建設以來最モ多ク利用セラレタモノデ、主ナ部分ハ震災復舊ノ爲造ラレタモノガ、定期船ガ益々大クナ



第三百八十四圖



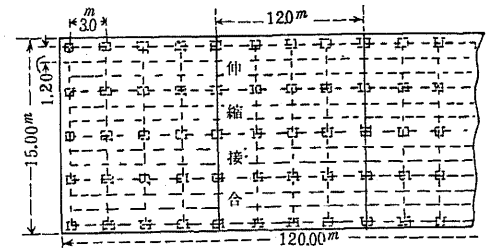
第三百八十五圖



第三百八十六圖

リ、既ニ 26000 噸船ノ就航ヲ見、又臨時的ニハ 42000 噸ノ巨船ガ來航スルニ至ツタ爲メ、擴張増補ヲ行ヒ、長サニ於テ 84m、幅ニ於テ約 9mヲ増シ、改造後ニハ總長 450m 幅 49m トシ、且ツ 1 船床分ヲ干潮面以下 12mノ水深トシ、平時ニ於テ 3 萬噸級船 2 隻、2 萬噸級船 2 隻ノ同時繫留 荷役ニ差支ナカラシメ、必要ニ應ジテハ 5 萬噸級船ト雖モ安全ニ繫留セシメ得ル如クスルノデアル。第三百八十四圖ハ其平面圖、第三百八十五圖及六圖ハ其断面ヲ示シタモノデアル。

158. 鐵筋こんくりーと棧橋ノ設計 鐵筋こんくりーと棧橋ハ木造棧橋ニ比スレバ耐久性ニ富ミ、其上ニ上屋ヲ作り、或ハ軌道ヲ敷設シテ兩側ニ船ヲ繋グ所ノ埠頭トスルコトガ出來ル。



第三百八十七圖 棧橋平面圖

若シ又棧橋ノ一側ニ土留岸ヲ設ケテ陸上ニ接続セシメレバ他側ニハ船ヲ繫留セシメルコトノ出來ル片棧橋又ハ横棧橋ト呼バレルモノトナル。

鐵筋こんくりーと棧橋ハ床版、縦桁、横桁及杭ナドカラ成リ、繫船柱ヤ防衝材ナドヲ附帶シテアル。今次圖ニ示ス様ナ棧橋 15.0×120 m ヲ設計スルモノトスル。

今床版又ハ桁ヲ以テ兩端ニ固定セシメタ徑間 l ノ梁ガ等布荷重ヲ受ケツ、アルモノトシ、荷重ノ強度ヲ p 、總荷重ヲ $P = wl$ 、兩端ノ反力ヲ A 及 B トスレバ A 又ハ B ハ最大剪力ニ等シク

$$A = B = \frac{P}{2}$$

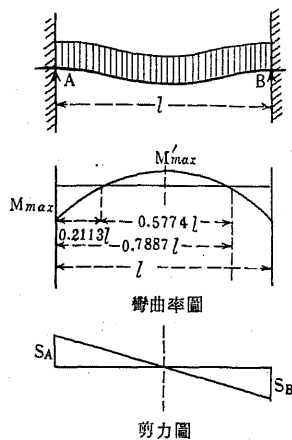
ヲ以テ表ハサレル。又梁ノ一端ヲ座標ノ基點トシテ其彎曲率 M ヲ表ハセバ M ハ一ノ拋線ヲ表ハス (第三百八十八圖)。

$$\left. \begin{aligned} M &= \frac{Pl}{2} \left(-\frac{1}{6} + \frac{x}{l} - \frac{x^2}{l^2} \right) \\ &= \frac{2Pl}{24} \left(-1 + \frac{6x}{l} - \frac{6x^2}{l^2} \right) \end{aligned} \right\} \quad [117]$$

兩端ノ負彎曲率ヲ M_{max} 、中央ノ正彎曲率ヲ M'_{max} トスレバ前者ハ絶對ノ最大値デ、後者ハ正ノ最大値ヲ表ハス

$$\left. \begin{aligned} M_{max} &= \frac{1}{12} Pl \\ M'_{max} &= \frac{1}{24} Pl \end{aligned} \right\} \quad [118]$$

然ルニ若シ床版又ハ桁ヲ連續梁デ且ツ兩端自由ニ廻轉シ得ルモノトスレバ



第三百八十八圖 桁ノ彎曲率及剪力 其一

第十八表ニ示シタ様ナ彎曲率ヲ生ズルノデアル。然ルニ床版又ハ桁ノ連結ハ其支承ニ於テ固定、準固定又ハ廻轉自由ノ間ニ在ルモノガ多く、多少取捨ノ必要ガ起ル。此理由カラ次ノ如キ最大彎曲率ヲ用ヒラレテアル。

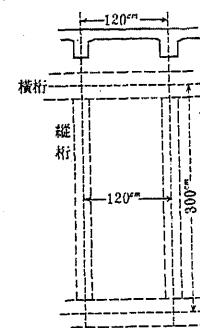
	正ノ最大彎曲率		負ノ最大彎曲率	
			二徑間	三徑間以上
端徑間	$M = \frac{1}{12} wl^2$	第一内部支承	$M = -\frac{1}{8} wl^2$	$M = -\frac{1}{9} wl^2$
中間徑間	$M = \frac{1}{16} wl^2$	其他ノ支承	—	$M = -\frac{1}{10} wl^2$

床版又ハ桁ノ兩端ノ實際ノ状態ガ數學デ取扱フ様ナ工合デ無イ爲メ、以上ノ様ナ最大ノ正負彎曲率ヲ定メテモ、其間ノ變化ヲ定メル場合ニナルト亦多少ノ矛盾ヲ生ズル。本例ニ於テハ前ノ様ナ最大ノ値ヲ用ヒナガラ、尙其間ノ變化ハ理論的ノモノヲ基礎トシタカラ、嚴格ニ言ヘバ少シ不合理ノ處モアル。從テ今ハ一ノ方法トシテ例示シタモノデアル。

第一、床 版

床版ハ自重 w_d 及活荷重 w_l ニ依ル等布荷重ヲ受クルモノト考ヘル。自重ハ不變デアルガ活荷重ハ種々ナ配置ニ依ル彎曲率ノ變化ガ起ルカラ、其最モ不良ナル、換言スレバ最大ナル彎曲率ヲ生ズル場合ヲ採ツテ自重ニ依ル最大値ト組合ハセベキデアルガ、此ニハ簡單ノ爲メ兩者ヲ等布荷重ト考ヘル。又鐵筋こんくりーとノ重量ハ每立米 2400 斤トスル。厚サ 12 cm ノ床版ガ長サ 3.0 m 幅 1.2 m ノ矩形デ、周圍ガ縦横桁デ支ヘラレルモノトスレバ (第三百八十九圖)、幅 1 m ノ床版ニ就イテ

$$\begin{aligned} w_d &: 0.12 \times 1.00 \times 2400 = 288 \text{ kg/m}^2 \\ w_l &: & 1000 \text{ " } \\ w & & = 1288 \text{ " } \end{aligned}$$

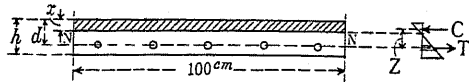


第三百八十九圖

正ノ最大彎曲率ハ

$$M = \frac{1}{12} \times 1288 \times 1.2 \times 1.2 \times 100 = 15.456 \text{ kg cm}$$

こんくりーと及鋼ノ許容應力ヲ夫々 $\sigma_c = 40 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_s = 1200 \text{ kg/cm}^2$, 兩者



第三百九十圖 床版

$$s = \frac{n \sigma_c}{n \sigma_c + \sigma_s} = 0.333$$

抗壓側版面カラ中立軸マデノ距離ヲ x , 同ジク抗張鐵筋断面ノ重心マデノ距離ヲ d トスレバ, 3 cm ノ被覆層ヲ用ヒテ $d = 12 - 3 = 9 \text{ cm}$ トナリ

$$x = s d = 0.333 \times 9 = 3.0 \text{ cm}$$

必要ナル版ノ有效高サ d ハ $C_1 = \sqrt{\frac{2}{\sigma_c s \left(1 - \frac{s}{3}\right)}}$ ヲ第二十二表ヨリ 0.411

ニ取り、 b ヲ幅トスレバ

$$d = C_1 \sqrt{\frac{M}{b}}$$

$$= 0.411 \sqrt{\frac{15456}{100}} = 5.1 \text{ cm}$$

9 cm ヲ用ヒテアルカラ抗壓鐵筋ヲ要シナイ。又必要ナ 鐵筋断面積 A_s ハ C_2

$$= \frac{\sigma_c}{2 \sigma_s} \sqrt{\frac{6n}{2n\sigma_c + 3\sigma_s}} = 0.00228 \text{ トシテ}$$

$$A_s = C_2 \sqrt{M b}$$

$$= 0.00228 \sqrt{15456 \times 100} = 2.83 \text{ cm}^2$$

5 ϕ 10 mm, $a_s = 0.785 \text{ cm}^2$ ヲ用ヒ、 $A_s = 3.93 \text{ cm}^2$ トナル。

鐵筋ノ總断面積 A_s トこんくりーとノ断面積 $12 \times 100 = 1200 \text{ cm}^2$ ノ比ハ

0.328 % デ、又鐵筋比 p ハ

$$p = \frac{A_s}{b d} = \frac{3.93}{100 \times 9} = 0.00437$$

又 k 及 j ヲ次ノ値トスル

$$k = \sqrt{2pn + (pn)^2 - pn} \quad [119]$$

$$= \sqrt{2 \times 0.00437 \times 15 + (0.00437 \times 15)^2} = 0.302$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} \quad [120]$$

$$= 1 - \frac{0.302}{3} = 0.899$$

以上ノ値ヲ用ヒテ

$$\sigma_c = \frac{2M}{kjbd^2} \quad [121]$$

$$= \frac{2 \times 15456}{0.302 \times 0.899 \times 100 \times 9 \times 9} = 14.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = n \sigma_c \frac{1-k}{k} \quad [122]$$

$$= 15 \times 14.1 \frac{1-0.302}{0.302} = 488.9 \text{ kg/cm}^2$$

齊等質ノ材料カラ成ル桁ノ一點ニ於テ彎曲率ノ爲ニ生ズル水平張應力又ハ壓應力ヲ σ , 同點ニ於ケル水平又ハ垂直ノ剪應力ヲ τ トスレバ其點ニ於ケル主張應力又ハ斜張力ノ最大値又ハ主壓應力又ハ斜壓力ノ最大値 σ_1 ハ

$$\sigma_1 = \frac{1}{2} \sigma \pm \frac{1}{2} \sqrt{\sigma^2 + 4\tau^2} \quad [123]$$

デ「+」ハ張應力、「-」ハ壓應力ヲ表ハス。又是等ノ應力ガ水平線ト爲ス角ヲ

θ トスレバ

$$\tan 2\theta = \mp \frac{2\tau}{\sigma} \quad [124]$$

τ ハ剪力 S 及 b, d, x 等カラ見出サレル

$$\tau = \frac{S}{b(d - \frac{x}{3})} = \frac{S}{bz} = \frac{S}{bjd} \quad [125]$$

此ニ z ハ壓應力ノ重心ト鐵筋ノ全張應力ノ重心間ノ距離デ抵抗偶力ノ臂ノ長サト呼バレルモノデ $z = d - \frac{x}{3}$ デアル。

前例ニ於テ

$$S = \frac{1.2}{2} \times 1288 = 772.8 \text{ kg}$$

$$\tau = \frac{772.8}{100 \times 0.899 \times 9} = 0.96 \text{ kg/cm}^2$$

τ_c ナコンクリートノ堅ノ剪應力、τ_s ナ同ジク鋼ノ剪應力トスレバ其最大値ハ

$$\left. \begin{aligned} \tau_{c \max} &= \frac{S}{A_c + n A_s} \\ \tau_{s \max} &= n \tau_{c \max} \end{aligned} \right\} \quad [126]$$

例ヘバ $A_c = 12 \times 100 - 3.93 = 1196.07 \text{ cm}^2$, $A_s = 3.93$ トスレバ

$$\tau_{c \max} = \frac{772.8}{1196.07 + 15 \times 3.93} = 0.62 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{s \max} = 15 \times 0.62 = 9.3 "$$

又 U ナ鐵筋周圍ノ長サノ總和、τ₀ ナ鐵筋周圍面ノ單位面積上ノ附着應力トスレバ

$$\tau_0 = \frac{S}{Ujd} \quad [127]$$

前ノ場合ニ $U = 5 \times 1.0 \times 3.14 = 15.7 \text{ cm}$ ナルガ故ニ

$$\tau_0 = \frac{772.8}{15.7 \times 0.899 \times 9} = 6.1 \text{ kg/cm}^2$$

コンクリートノ許容剪應力ハ 4.5 kg/cm² デ 1.4 kg/cm² トナレバコンクリート

トニ亀裂ガ表ハレル。附着應力ハ 5.5 kg/cm² ナ許容スルケレドモ、20 mm 以下ノ徑ヲ有スル鐵筋ハ其端ヲ鐵筋直徑ノ 3 倍以上ノ直徑ノ鈎形ニ曲ゲ且ツ支點ヲ越エテ充分ニ碇着スレバ附着力ハ計算ヲ要シナイ。

最大負彎曲率即チ支承ノ上デハ三徑間以上ノ場合ニ

$$M = -\frac{1}{9} \times 1288 \times 1.2 \times 1.2 \times 100 = -20708 \text{ kg cm}$$

$$A_s = 0.00228 \sqrt{20708 \times 100} = 3.28 \text{ cm}^2$$

亦 5 φ 10 mm, $A_s = 3.93 \text{ cm}^2$ ナ用ヒル。

一方ニ主鐵筋ヲ有スル床版ハ之ニ直角ノ方向ニ從鐵筋又ハ橫鐵筋ヲ配置スル。

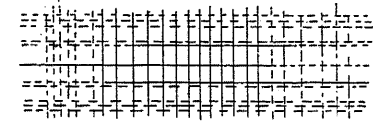
例ヘバ本例ニ 3 φ 10 mm ナ 100

cm ノ間ニ用ヒル。第三百九十一

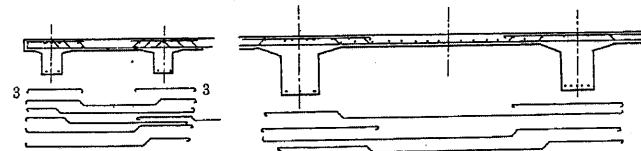
圖ハ鐵筋ノ平面圖、第三百九十二

圖 A ハ主鐵筋、第三百九十二圖 B

ハ橫鐵筋ニ示シタモノデアル。



第三百九十一圖
床版鐵筋平面圖



第三百九十二圖 A
床版主鐵筋圖

第三百九十二圖 B
床版橫鐵筋圖

若シ床版ガ矩形デ其短邊ガ長邊ノ 2 分 1 以上ナルトキハ l_x 及 l_y ナ夫々 x, y ノ方向ノ支間、 w_x, w_y ナ x, y ノ方向ノ分擔荷重、 $w = w_x + w_y$ トスレバぐらすハ一ふらんきん (Grashof-Raukine) 解法トシテ [88] 及 [89] ニ示シタ如ク

$$w_x = w \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$w_y = w \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

之ニ依ツテニノ方向ノ主鐵筋ヲ見出スコトガ出來ル。

第二、縦桁又ハ小桁

縦桁又ハ小桁ハ之ヲ連續桁ト考ヘルコトガ出來ル。唯其支承ニ於ケル狀態ガ兩端自由ナルカ、又ハ連結セラレタ固定ノモノデアルカ、或ハ準固定ト見做シ得ベキカニ依ツテ其彎曲率ハ著シク異ナルコトハ前ニ述ベタ通りデアル。若シ兩端自由ナレバ第十八表ニ述ベタ様ナ中間支承上ノ彎曲率ガ導ラレルガ、兩端ノ彎曲率ハ勿論零ニ等シイ。然シ固定シタモノナラバ兩端固定ノ桁トシテ考ヘナケレバナラナイ。然シ實際ノ鐵筋こんくりーと、小桁ナドノ場合ニハ純理論ノ彎曲率ヲ見ナイ爲メ多正更正シタ値ヲ用ヒルコトガ出來ルガ、若シ斯様ニスレバ彎曲率ノ變化ヲ求メレバ多少ツデツマガ合ハナクナル。從テ彎曲率ノ變化ハ兩端固定ノ場合ヲ採ツテ彎曲率零ノ點ヲ界トシ、正ト負ノ最大彎曲率ハ夫々見出サレタ値ヲ用ヒテ彎曲率ノ變化ヲ知ル時ハ誤ハ少クテ實際ニ適シタ關係ガ得ラレル。

連續桁ノ彎曲率ハ自由支承上ノ連續桁ノ算定ヲ用ヒルコトガ出來ル。但シ鐵筋こんくりーと支持桁、支柱等ニ結合セラレタモノハ其正負最大彎曲率ヲ次ノ如ク増減スル。

(一) 準固定支承ノ連續桁ノ活荷重ニ依ル負徑間彎曲率ハ其 2/3ノミヲ採ル。

(二) 正ノ最小徑間彎曲率ハ兩端固定桁トシテ計算シタモノヨリハ小ナラザルモノトスル。

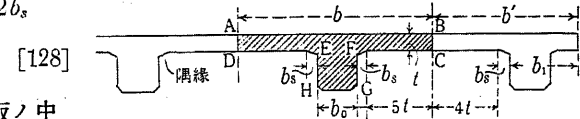
(三) 支間ガ相等シイ場合、又ハ最小支間ガ最大支間ノ 0.8 位以上ノ時ハ等布荷重ニ對シテ彎曲率ヲ用ヒルコトガ出來ル。

	正ノ最大彎曲率		負ノ最大彎曲率	
			二徑間	三徑間以上
端徑間	$M = \frac{1}{10} w l^2$	第一内部支承	$M = -\frac{1}{8} w l^2$	$M = -\frac{1}{9} w l^2$
中間徑間	$M = \frac{1}{14} w l^2$	其他ノ内部支承	—	$M = -\frac{1}{10} w l^2$

$$\text{負ノ最大徑間彎曲率 } M = -\left(\frac{2}{3} w_l - w_z\right) \frac{l^2}{24}$$

小桁ハ床板ノ一部ヲ併セテ之ヲT桁ト考ヘルコトガ出來ル。即チ突縁ト腹部ノ兩部分カラ成ルモノデ、兩部ノ接合部ニハ隅縁又ハほうんちト呼バレル附加ヘタモノガ實際ニハ用ヒラレルケレドモ、計算ノ複雑化ト影響ノ少イ爲ニ一般ニ計算カラハ除外シテ置ク。T桁ノ抗壓有效幅ヲ b 、腹部ノ幅ヲ b_0 、突縁ノ厚サ即チ版厚ヲ t 、隅縁ノ幅ヲ b_s 、トスレバ(第三百九十三圖)、

$$b = 10t + b_0 + 2b_s$$



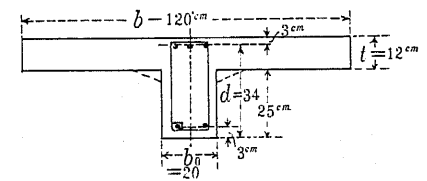
但シ b ハ 兩側ノ版ノ中心線間ノ距離ヨリ大ナラ

第三百九十三圖 T桁ノ關係

ザルモノトスル。又桁支間ノ 1/2ヲ超エナイモノトスル。本例ノ場合ニハ之ヲ 1.2 mト定メテアル。又片側ニ版ノアル場合ニハ

$$b = 4t + b_1 + b_s \tag{129}$$

此ニ b_1 ハ b_0 及一側ノ版肩ノ長サヲ表ハス。



(一) 兩端固定ノ小桁

今本例ノ場合ニ $t = 12 \text{ cm}$ 、

腹部ヲ $20 \times 25 \text{ cm}$ トスレバ

第三百九十四圖

縦桁断面圖(負彎曲率)

$$\text{斷面積 突縁 } 12 \times 120 = 1440 \text{ cm}^2$$

腹部	$20 \times 25 = 500$	"
A_c	$= 1940$	"
荷重 w_d	$0.194 \times 2400 = 465.6$	kg/m
w_l	$1000 \times 1.20 = 1200$	"
w	1665.6	"

内部支承ニ於テ負彎曲率ハ

$$M = -1665.6 \times \frac{3.0^2}{9} \times 100 = -166560 \text{ kg cm}$$

剪力 S ハ

$$S = 1665.6 \times 3.0 \times \frac{1}{2} = 2498.4 \text{ kg}$$

桁ノ有效高 d_0 ハ $b_0 = 20 \text{ cm}$, $M = -166560 \text{ kg cm}$ ヲ用ヒテ

$$d_0 = 0.411 \sqrt{\frac{166560}{20}} = 37.5 \text{ cm}$$

然ルニ設計ニハ $d = 34 \text{ cm}$ ヲ用ヒテアルカラ、抗壓鐵筋ヲ必要トスル。即

チ $d =$ 依ツテ負擔スベキ彎曲率ヲ M_1 、餘分ノ彎曲率ヲ M_2 トスレバ

$$M_1 = \left(\frac{d}{C_1}\right)^2 b_0$$

$$M_1 = \left(\frac{34}{0.411}\right)^2 20 = 136.785.8 \text{ kg cm}$$

$$M_2 = M - M_1$$

$$M_2 = 166.560 - 136.785.8 = 29,774.2 \text{ kg cm}$$

d' ヲ桁ノ抗壓側カラ抗壓鐵筋ノ重心マデノ距離トスレバ $d' = 3.0 \text{ cm}$ トシテ

必要ナ擴張鐵筋ノ斷面積 A_s ハ

$$A_s = C_2 \sqrt{M_1 b_0} + \frac{M_2}{\sigma_s (d - d')} \quad [130]$$

$$A_s = 0.00228 \sqrt{136785.8 \times 20} + \frac{29774.2}{1200 (34 - 3.0)}$$

$$= 4.57 \text{ cm}^2$$

$3 \phi 14 \text{ mm}$, $A_s = 3 \times 1.539 = 4.62 \text{ cm}^2$ ヲ用ヒル。又 $s = 0.333$, $x = sd = 0.333 \times 34 = 11.3 \text{ cm}$ トスレバ抗壓鐵筋ノ斷面積 A_s' ハ

$$A_s' = \frac{M_2 x}{n \sigma_s (x - d')(d - d')} \quad [131]$$

$$A_s' = \frac{29774.2 \times 11.3}{.15 \times 40 (11.3 - 3.0)(34 - 3.0)} = 2.18 \text{ cm}^2$$

$2 \phi 14 \text{ mm}$, $A_s' = 3.08 \text{ cm}^2$ ヲ用ヒル。

x ヲ抗壓側表面ヨリ中立軸マデノ距離トスレバ

$$x = -\frac{n(A_s + A_s')}{b_0} + \sqrt{\left[\frac{n(A_s + A_s')}{b_0}\right]^2 + \frac{2n}{b_0} [A_s d + A_s' d']} \quad [132]$$

$$x = -\frac{15(4.62 + 3.08)}{20} + \sqrt{\left[\frac{15(4.62 + 3.08)}{20}\right]^2 + \frac{2 \times 15}{20}}$$

$$\left[4.62 \times 34 + 3.08 \times 3\right] = 11.04 \text{ cm}$$

y ヲ中立軸カラこんくりーとノ全壓應力ノ重心マデノ距離トスレバ

$$y = \frac{\frac{b x^3}{3} + n A_s' (x - d')^2}{\frac{b x^2}{2} + n A_s' (x - d')} \quad [133]$$

$$y = \frac{\frac{20 \times 11.04^3}{3} + 15 \times 3.08 (11.04 - 3.0)^2}{\frac{20 \times 11.04^2}{2} + 15 \times 3.08 (11.04 - 3.0)} = 7.52 \text{ cm}$$

こんくりーとノ應力 σ_c 及擴張鐵筋ノ應力 σ_s 並ニ抗壓鐵筋ノ應力 σ_s' ハ夫々次ノ如クデアル。

$$\sigma_c = \frac{2 M x}{b x^2 \left(d - \frac{x}{3}\right) + 2 n A_s' (x - d')(d - d')} \quad [134]$$

$$\sigma_c = \frac{2 \times 166560 \times 11.04}{20 \times 11.04^2 \left(34 + \frac{11.04}{3}\right) + 2 \times 15 \times 3.08 \times (11.04 - 3.0)(34 - 3.0)}$$

$$= 37.94 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = n \sigma_c \frac{d-x}{x} \quad [135]$$

$$\sigma_s = 15 \times 37.94 \times \frac{34 - 11.04}{11.04} = 1183.56 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_s = n \sigma_c \frac{x-d'}{x} \quad [136]$$

$$\sigma'_s = 15 \times 37.94 \times \frac{11.04 - 3.0}{11.04} = 414.45 \text{ kg/cm}^2$$

地平剪應力ヲ τ トスレバ

$$\tau = \frac{S}{b_0 \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{S}{b_0 z} = \frac{S}{b_0 j d} \quad [137]$$

$$\tau = \frac{2498.4}{20 \left(34 - \frac{11.04}{3}\right)} = 4.15 \text{ kg/cm}^2$$

鐵筋周長ノ總和 $U = 3 \times 1.4 \times 3.14 = 13.19 \text{ cm}$ トスレバ附著應力 τ_0 ハ

$$\tau_0 = \frac{S}{U(d-x+y)} \quad [138]$$

$$\tau_0 = \frac{2498.4}{13.2 \times (34 - 11.0 + 7.5)} = 6.35 \text{ kg/cm}^2$$

τ_0 ハ 5.5 kg/cm^2 ヲ許容スル。

又こんくりーと及鐵筋ノ縦ノ剪應力ノ最大値 $\tau_{c \max}$ 及 $\tau_{s \max}$ ハ

$$A_c = 1940 - 4.62 = 1935.38 \text{ cm}^2 \text{ テ}$$

$$\tau_{c \max} = \frac{S}{A_c + u A_s} \quad [139]$$

$$\tau_{c \max} = \frac{2498.4}{1935.4 + 15 \times 4.62} = 1.25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{s \max} = n \tau_{c \max} \quad [140]$$

$$\tau_{s \max} = 15 \times 1.25 = 18.75 \text{ kg/cm}^2$$

T 桁ノ正彎曲率ハ端ノ徑間ニ於テ M 、中間ノ徑間ニ於テ M' トスレバ

$$M = \frac{1}{10} \times 1665.6 \times 3.0 \times 3.0 \times 100 = 149904 \text{ kg/cm}$$

$$M' = \frac{1}{14} \times \quad \quad \quad = 107074.3 \quad "$$

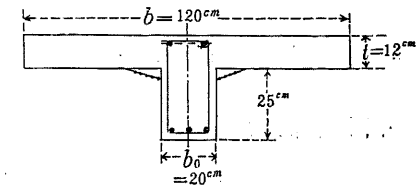
剪力 S ハ前ノ如ク $S = 2498.4 \text{ kg}$

デアル。

抗壓側カラ中立軸マデノ距離 x

ハ

$$x = S d = 0.333 \times 34 = 11.3 \text{ cm}$$



第三百九十五圖

デ、中立軸ハ突縁内ニ在ル (第三

縱桁斷面圖 (正彎曲率)

百九十一圖)。矩形斷面桁トシテ $b = 120 \text{ cm}$ トスレバ

$$d = 0.411 \sqrt{\frac{149904}{120}} = 14.5 \text{ cm}$$

$d = 34 \text{ cm}$ デ抗壓鐵筋ヲ要シナイ。

$$A_s = \frac{M}{\left(d - \frac{t}{2}\right) \sigma_s} \quad [141]$$

$$= \frac{149904}{\left(34 - \frac{12}{2}\right) 1200} = 4.62 \text{ cm}^2$$

$3 \phi 14 \text{ mm}$ 、 $A_s = 4.62 \text{ cm}^2$ ヲ用ヒル。

$$x = \frac{n A_s}{b} \left[-1 + \sqrt{-1 + \frac{2 b d}{n A_s}} \right] \quad [142]$$

$$x = \frac{15 \times 4.62}{120} \left[-1 + \sqrt{-1 + \frac{2 \times 120 \times 34}{15 \times 4.62}} \right] = 5.90 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = \frac{2M}{bx\left(d - \frac{x}{3}\right)} \quad [143]$$

$$= \frac{\times 149904}{120 \times 5.90 \left(34 - \frac{5.90}{3}\right)} = 13.22 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s\left(d - \frac{x}{3}\right)} \quad [144]$$

$$= \frac{149904}{4.62\left(34 - \frac{5.90}{3}\right)} = 1013.0 \text{ kg/cm}^2$$

中間ノ徑間ニ於テモ

$$A_s = \frac{M}{\left(d - \frac{t}{2}\right) \sigma_s} = \frac{107074.3}{\left(34 - \frac{16}{2}\right) \times 1200} = 3.19 \text{ cm}^2$$

亦 3φ14 mm、 $A_s = 4.62 \text{ cm}^2$ ヲ用ヒル。又剪應力 τ ハ

$$\tau = \frac{S}{b_0\left(d - \frac{x}{3}\right)} \quad [145]$$

$$= \frac{2498.4}{20 \times \left(34 - \frac{5.9}{3}\right)} = 6.71 \text{ kg/cm}^2$$

附著應力 τ_0 ハ $U = 3 \times 1.4 \times 3.14 = 13.2 \text{ cm}$ デ

$$\tau_0 = \frac{S}{U\left(d - \frac{x}{3}\right)} \quad [146]$$

$$= \frac{2498.4}{13.2 \times 32.03} = 5.91 \text{ kg/cm}^2$$

若シ鐵筋こんくりーと T 形斷面桁ガ正彎曲率ヲ受ケ、中立軸ガ腹部内ニ在ルトキハ

$$x = \frac{\frac{bt^2}{2} + n d A_s}{bt + n A_s} \quad [147]$$

ニ依ツテ x ヲ見出ス。又 $\frac{A_s}{bd} = p$ 、 $x = kd$ トスレバ

$$k = \frac{x}{d} = \frac{np + \frac{1}{2}\left(\frac{t}{d}\right)^2}{np + \left(\frac{t}{d}\right)} \quad [148]$$

又

$$y = x - \frac{t}{2} + \frac{t^2}{6(2x-t)} \quad [149]$$

トスレバ

$$z = d - x + y = d - \frac{t}{2} + \frac{t^2}{6(2x-t)} \quad [150]$$

又ハ $z = jd$ トスレバ

$$\left. \begin{aligned} \sigma_s &= \frac{M}{A_s(d-x+y)} = \frac{M}{A_s j d} = \frac{M}{p j b d^2} \\ \sigma_c &= \frac{\sigma_s r}{n(d-x)} = \frac{k}{n(1-k)} \sigma_s \end{aligned} \right\} \quad [151]$$

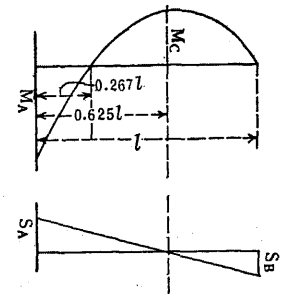
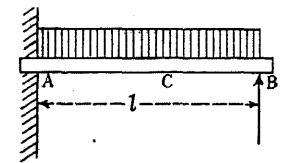
此場合ニ

$$\tau = \frac{S}{b_0(d-x+y)} = \frac{S}{b_0 z} \quad [152]$$

$$\tau_0 = \frac{b_0 \tau}{U} \quad [153]$$

(二) 一端固定シ他端自由ニ支ヘラレル小桁、伸縮接合部ニ於ケル縦桁ハ其一端固定シテ他端ガ自由ニ支ヘラレル桁トナル。此種ノ梁ハ第三百九十六圖ニ示スガ如ク、等布荷重ヲ有スルトキハ

$$\left. \begin{aligned} M &= \frac{P}{8}(l-x)\left(-1 + \frac{4x}{l}\right) \\ &= \frac{16}{9} M_c \left(-1 + \frac{5x}{l} - \frac{4x^2}{l^2}\right) \end{aligned} \right\} \quad [154]$$



第三百九十六圖
桁ノ彎曲率及剪力 (其二)

及

$$\left. \begin{aligned} M_A &= -\frac{1}{8} w l^2 \\ M_C &= +\frac{9}{128} w l^2 = +0.0703 w l^2 \end{aligned} \right\} [155]$$

並 =

$$\left. \begin{aligned} S_A &= \frac{5}{8} w l \\ S_B &= \frac{3}{8} w l \end{aligned} \right\} [156]$$

第一 固定端

兩端固定シタ桁ト同一断面ヲ用ヒレバ $A_C = 1940 \text{ cm}^2$, $w = 1665.6 \text{ kg/m}$

トナル。從テ

$$M_A = -\frac{1}{8} \times 1665.6 \times 3.0 \times 3.0 \times 100 = -187,380 \text{ kg cm}$$

$$M_C = +0.0703 \times 3.0 \times 3.0 \times 100 = +105,382.5 \text{ kg cm}$$

$$S_A = \frac{5}{8} \times 1665.6 \times 3.0 = 3123 \text{ kg}$$

$$S_B = \frac{3}{8} \times 1665.6 \times 3.0 = 1873.8 \text{ kg}$$

固定端 A = 於ケル桁ノ有効高 d_0 ハ

$$\begin{aligned} d_0 &= C_1 \sqrt{\frac{M}{b}} \\ &= 0.411 \sqrt{\frac{187380}{20}} = 39.8 \text{ cm} \end{aligned}$$

是レ $d = 34 \text{ cm}$ ヨリ大デアルカラ、抗壓鐵筋ヲ必要トスル。

$$\begin{aligned} M_1 &= \left(\frac{d}{C_1}\right)^2 b_0 \\ &= \left(\frac{34.0}{0.411}\right)^2 \times 20 = 136785.8 \text{ kg cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_2 &= M - M_1 \\ &= 187,380 - 136,785.8 = 50594.2 \text{ kg cm} \end{aligned}$$

$d' = 3.0 \text{ cm}$ トスレバ

$$\begin{aligned} A_s &= C_2 \sqrt{M_1 b_0} + \frac{M_2}{\sigma_s (d - d')} \\ &= 0.00228 \sqrt{136785.8 \times 20} + \frac{50594.2}{1200 \times (34 - 3.0)} \\ &= 5.13 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$3 \phi 16 \text{ mm}$, $A_s = 3 \times 2.010 = 6.03 \text{ cm}^2$ ヲ用ヒル。

$x = s d = 11.3 \text{ cm}$ トスレバ

$$\begin{aligned} A_s' &= \frac{M_2 x}{n \sigma_c (x - d') (d - d')} \\ &= \frac{50594.2 \times 11.3}{15 \times 40 \times (11.3 - 3.0) (34 - 3.0)} = 3.70 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$2 \phi 16 \text{ mm}$, $A_s' = 2 \times 2.01 = 4.02 \text{ cm}^2$ ヲ用ヒル。以上ノ如キ鐵筋ヲ用ヒレ

バ

$$\begin{aligned} \bar{x} &= -\frac{15(6.03 + 4.02)}{20} + \sqrt{\left[\frac{15(6.03 + 4.02)}{20}\right]^2 + \frac{2 \times 15}{20}} \\ &= \frac{6.03 \times 34 + 4.02 \times 3.0}{12.01} \\ &= 12.01 \text{ cm} \end{aligned}$$

及

$$y = \frac{\frac{20 \times 12^3}{3} + 15 \times 4.02 (12 - 3.0)^2}{\frac{20 \times 12^2}{2} + 15 \times 4.02 (12 - 3.0)} = 8.27 \text{ cm}$$

是等カラ

$$\sigma_c = \frac{2 M x}{b x^2 \left(d - \frac{x}{3}\right) + 2 n A_s' (x - d') (d - d')}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{2 \times 187380 \times 12}{20 \times 12^2 \left(34 - \frac{12}{3}\right) + 2 \times 15 \times 4.02 (12 - 3.0) (34 - 3.0)} \\
 &= 37.47 \text{ kg/cm}^2 \\
 \sigma_s &= n \sigma_c \frac{d-x'}{x} \\
 &= 15 \times 37.47 \times \frac{34-1.2}{12} = 1030.4 \text{ kg/cm}^2 \\
 \sigma_s' &= n \sigma_c = \frac{x-d'}{x} \\
 &= 15 \times 37.47 \times \frac{12-3.0}{12} = 421.5 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

又地平剪應力 τ ハ

$$\begin{aligned}
 \tau &= \frac{S}{b_0 \left(d - \frac{x}{3}\right)} \\
 &= \frac{3123}{20 \times \left(34 - \frac{12}{3}\right)} = 5.20 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$U = 3 \times 1.6 \times 3.14 = 15.1 \text{ cm}$, $d-x+y = 34-12+8.27 = 30.22 \text{ cm}$ デ 附

著應力 τ_0 ハ

$$\begin{aligned}
 \tau_0 &= \frac{S}{U(d-x+y)} \\
 &= \frac{3123}{15.1 \times 30.27} = 6.83 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

豎ノ剪應力 $\tau_c \text{ max}$ 及 $\tau_s \text{ max}$ ハ $A_c = 1940 - 6.03 = 1934 \text{ cm}^2$

$$\begin{aligned}
 \tau_c \text{ max} &= \frac{S}{A_c + n A_s} \\
 &= \frac{3123}{1934 + 15 \times 6.03} = 1.54 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \tau_s \text{ max} &= n \tau_c \text{ max} \\
 &= 15 \times 1.54 = 23.1 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

第二 自由端

$$\begin{aligned}
 M_C &= + 105382.5 \text{ kg/cm} \\
 S_B &= 1873.8 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

C = 於ケル桁ノ有効高 d_0 ハ

$$d_0 = 0.411 \sqrt{\frac{105382.5}{20}} = 29.8 \text{ cm}$$

是レ 34 cm ヨリ小サク抗壓鐵筋ヲ要シナイ。

$$50 b t^2 = 50 \times 120 \times 12 \times 12 = 864,000 > M_c$$

此場合ニハ中立軸ハ突縁内ニ在ル。

$$d = 0.411 \sqrt{\frac{105382.5}{120}} = 12.2 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 A_s &= \frac{M}{\left(d - \frac{t}{2}\right) \sigma_s} \\
 &= \frac{105382.5}{\left(34 - \frac{12}{2}\right) \times 1200} = 3.14 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

2 ϕ 16 mm $A_s = 4.02 \text{ cm}^2$ ヲ用ヒル。

$$\begin{aligned}
 x &= \frac{n A_s}{b} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 b d}{n A_s}} \right] \\
 &= \frac{15 \times 4.02}{120} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 120 \times 34}{15 \times 4.02}} \right] = 5.88 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

カラ σ_c 及 σ_s ヲ求メレバ

$$\sigma_c = \frac{2 M}{b x \left(d - \frac{x}{3}\right)}$$

$$= \frac{2 \times 105382.5}{120 \times 5.38 \left(34 - \frac{5.38}{3}\right)} = 10.14 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \left(d - \frac{x}{3}\right)}$$

$$= \frac{105,382.5}{4.02 \left(34 - \frac{5.38}{3}\right)} = 813.8 \text{ kg/cm}^2$$

及

$$\tau = \frac{S}{b_0 \left(d - \frac{x}{3}\right)}$$

$$= \frac{1873.8}{20 \left(34 - \frac{5.38}{3}\right)} = 2.92 \text{ kg/cm}^2$$

$$U = 2 \times 1.6 \times 3.14 = 10.0 \text{ cm}$$

$$\tau_0 = \frac{S}{U \left(d - \frac{x}{3}\right)}$$

$$= \frac{1873.8}{10.0 \times 32.21} = 5.74 \text{ kg/cm}^2$$

(三) 腹鐵筋

桁ノ支承ニ於ケル反力ハ即チ最大剪力デ、之ヲ S トシ、支承又ハ桁ノ最大彎曲率ノ斷面ニ於ケル抵抗偶力ノ臂長ヲ $z = d - \frac{x}{3}$ 、桁ノ腹部 x 幅ヲ b_0 トスレバ最大剪應力 τ ハ前ニ述ベタ通り

$$\tau = \frac{S}{b_0 z}$$

τ ハ 4.5 kg/cm^2 以下ナレバ版ニ腹筋ヲ使用スルニ及バナイ。唯安全ノ爲メ彎曲率ニ對シテ鐵筋ノ餘裕ガ出來タ點デ水平抗張鐵筋ノ數ノ $1/2$ 乃至 $1/3$

位ヲ曲上ゲテ曲鐵筋トスル。桁ナラバ τ ガ 4.5 kg/cm^2 以下デモ肋筋ヲ用ヒ、桁ノ有効高ノ半分ヨリ小サイ間隔デ徑 6 mm 以上ノ肋筋ヲ適當ニ配置スル。彎曲率ニ餘裕ガ出來タ點デ水平抗張鐵筋ヲ曲上ゲテ曲鐵筋トスルコト 4.5 kg/cm^2 以上ノ場合ニ準ズル。 τ ガ 4.5 kg/cm^2 以上 14 kg/cm^2 以下ナレバ τ ガ 4.5 kg/cm^2 デアル迄ノ全剪應力及之ニ近イ相當範圍ノ部分ノ全剪應力ヲ腹鐵筋デ負擔セシメル。此相當範圍ト云フノハ最大彎曲率ノ點即チ剪力ガ零ニ等シイ點マデ腹鐵筋ヲ以テ全剪應力ヲ負擔セシメレバ最モ安全デアル。又桁ニハ常ニ其有効高ヨリ小サイ間隔デ肋筋ヲ配置スル。

彎曲率圖ニ見ラレル如ク、一般ニ彎曲率ハ二次拋線ノ形ヲシテ居ルガ、水平鐵筋ハ常ニ最大彎曲率デ定メラレルカラ、拋線ノ頂カラ遠カル程彎曲率ハ漸次小サクナリ、最大彎曲率トノ差ガ出來ル。從テ抗張鐵筋ノ不用ガ生ズルカラ、漸次之ヲ曲上ゲテ曲鐵筋トスルコトガ出來ル。又剪應力ノ方カラ見レバ剪應力ハ彎曲率ノ距離ノ變化ニ依ルモノヲ $\frac{dM}{dx}$ デ表ハサレル。即チ最大彎曲率ノ點ガ剪應力零ニ等シイ點デアル。而シテ彎曲率ノ餘裕ガ出來テ水平抗張鐵筋 1 本ヲ曲上ゲテ良イマデノ最大彎曲率ノ附近ハ其剪應力ヲ肋筋ノミデ負擔サセ、其他ノ部分ハ順次曲上ゲタ曲鐵筋ト肋筋トデ剪應力ヲ負擔サセル。

兩端固定シタ桁ガ徑間 l デ、等布荷重ヲ荷フ時其全荷重ヲ P トスレバ前ニ述ベタ如ク ([117] 参照)、次ノ等式デ彎曲率 M ヲ表ハスコトガ出來ル。

$$M = 2 M'_{max} \left(-1 + \frac{6x}{l} - \frac{6x^2}{l^2} \right) \quad [157]$$

此ニ M'_{max} ハ中央ニ於ケル正ノ最大彎曲率デ $M'_{max} = +\frac{1}{24} pl^2$ ヲ表ハス。

彎曲率零ノ點ハ [157] ノ右節ノ括弧内ヲ零トシテ見出し得ベク

$$x = \frac{l}{2} \left(1 \pm \sqrt{\frac{1}{3}} \right) \quad \left. \vphantom{x} \right\} [158]$$

又ハ

$$x' = 0.2113l \text{ 及 } x'' = 0.7887l$$

[157]ノ x = 種々ナル値ヲ與ヘレバ之ニ呼應シタ彎曲率ノ値ガ得ラレル。

x	0	0.05l	0.1l	0.15l	0.20l	0.25l	0.3l	0.35l	0.40l	0.45l	0.50l
$M = M'_{max} \times$	-2	-1.43	-0.92	-0.47	+0.08	+0.25	+0.52	0.73	0.88	0.97	+1.00

M'_{max} = 對シテ ν 本ノ鐵筋ヲ用ヒルモノトスレバ 1 本ノ鐵筋ノ負擔スベキ彎曲率ハ $\frac{M'_{max}}{\nu}$ デアルカラ、最初ノ 1 本ノ鐵筋ヲ曲上ゲテ差支ナイ點ハ $M = \frac{\nu-1}{\nu} M'_{max}$ トナル點デアル。從テ [157] = 於テ之ヲ代用シテ M'_{max} ヲ兩節カラ除去スレバ

$$\frac{\nu-1}{\nu} = 2 \left(-1 + \frac{6x}{l} - \frac{6x^2}{l^2} \right)$$

或ハ

$$\nu-1 = 2\nu \left(-1 + \frac{6x}{l} - \frac{6x^2}{l^2} \right) \quad [159]$$

之カラ見出シタ x ノ値ハ 2 個アルガ其 1 個ハ $0.5l$ ヨリモ支承ニ近ク、他ノ 1 個ハ $0.5l$ ヨリモ支承ニ遠イ。其近イ方ノミヲ取ツテ之ヲ x_1 トスル。以下順次ニ抗張鐵筋ヲ 1 本づ、曲上ゲテ、 μ 番目ニ曲上ゲル位置ニ對シテ次ノ二次式カラ見出サレル x_μ ノ値ヲ知ラレル。

$$\nu - \mu = 2\nu \left(-1 + \frac{6x}{l} - \frac{6x^2}{l^2} \right) \quad [159']$$

次表ハ兩端固定シタ桁ノ正彎曲率ノ部分ニ用ヒタ鐵筋ガ本アル場合ニ順次ニ鐵筋ヲ減少シ得ル距離ヲ左端支承カラ測ツタモノデアル。例ヘバ $\nu = 3$ ノ場合ニ $x_1 = 0.333l$ デ此點カラ 1 本ノ鐵筋ヲ曲上ゲルコトガ出來、 $x_2 = 0.264l$ ノ點デ、更ニ他ノ 1 本ヲ曲上ゲテモ彎曲率ノ負擔ニ支障ヲ及ボ

サナイ。右端ノ一欄ハ $v_1 = 0.5l - x_1$ デ肋筋ノミヲ用フベキ部分ノ長サヲ中央カラ測ツタモノデアル。例ヘバ $\nu = 3$ ノ場合ニハ $v_1 = 0.5l - 0.333l = 0.167l$ ノ 2 倍ノ間ニ肋筋ノミヲ使用スル。

第三十八表 正彎曲率變化表

抗張鐵筋ノ數 ν	x_1	x_2	x_3	x_4	x_5	x_6	x_7	x_8	x_9	$v_1 = 0.5l - x_1$
2	0.296l									0.204l
3	0.333l	0.264l								0.167l
4	0.355l	0.296l	0.250l							0.145l
5	0.371l	0.317l	0.276l	0.242l						0.129l
6	0.382l	0.333l	0.296l	0.264l	0.236l					0.118l
7	0.391l	0.346l	0.311l	0.282l	0.256l	0.233l				0.109l
8	0.398l	0.356l	0.323l	0.296l	0.272l	0.250l	0.230l			0.102l
9	0.404l	0.364l	0.333l	0.308l	0.285l	0.264l	0.245l	0.228l		0.096l
10	0.409l	0.371l	0.342l	0.317l	0.296l	0.276l	0.258l	0.242l	0.226l	0.091l

肋筋ノミニ依ツテ剪應カラ負擔スベキ桁ノ部分ハ第三十八表ノ右端ノ一欄 v_1 = 示ス間デ、桁ノ全長デハ $2v_1$ トナル、肋筋ハ徑 6mm 以上デ、中心間隔ヲ桁ノ有効高ノ 1/2 以下ニナル様ニスベキコト前ニモ述べタ通りデアル。今 [157] = 示シタ彎曲率ノ等式ニ於テ

$$M = 2 M'_{max} \left(-1 + \frac{6x}{l} - \frac{6x^2}{l^2} \right)$$

ノ x ヲ Δx 丈ケ増セバ M ハ ΔM 丈ケ増加スル。即チ

$$M + \Delta M = 2 M'_{max} \left\{ -1 + \frac{6(x + \Delta x)}{l} - \frac{6(x + \Delta x)^2}{l^2} \right\}$$

之ヨリ M ノ兩節ヲ減ズレバ

$$\Delta M = \frac{12}{l} M'_{max} \left(1 - \frac{2x}{l} + \frac{\Delta x}{l} \right) \Delta x \quad [160]$$

前ニモ述べタ如ク M'_{max} ヲレ本ノ鐵筋デ負擔セシメレバ1本ノ鐵筋ハ $\frac{M'_{max}}{\nu}$ 丈ケノ彎曲率ヲ負擔スル 勘定デ、肋筋ノミデ剪應力ヲ負擔スベキ部分ハ $\frac{\nu-1}{\nu} M'_{max}$ ト M'_{max} ノ間デアル。今桁ノ有効高ノ半分以下ヲ肋筋ノ間隔ニ取レバ平均 ν 個ノ區間ニ分ケルモノト假定シテ、肋筋ノ眞ノ間隔ヲ定メル。肋筋ノ許容張應力ヲ $\sigma_s = 1200 \text{ kg/cm}^2$ トスレバ必要ナ肋筋全斷面積 A_v ハ

$$A_v = \frac{M'_{max}}{\nu \sigma_s z} \quad [161]$$

此ニ z ハ最大彎曲率ノ斷面ノ抵抗偶力ノ臂長ヲ表ハス。例ヘバこんくりートノ許容應力ヲ $\sigma_c = 40 \text{ kg/cm}^2$ 、鐵筋ノ許容應張力ヲ 800, 1000, 1200 kg/cm^2 トスレバ其 z ノ値ハ次ノ如クデアル。

$\sigma_s \text{ kg/cm}^2$	$x = S d$	$z = d - \frac{x}{3}$
$\sigma_c = 40 \text{ kg/cm}^2$	800	0.429 d
1000	0.375 d	0.875 d
1200	0.333 d	0.889 d

本例ニ於テ $d = 34 \text{ cm}$ トシ、 $\sigma_c = 40 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\sigma_s = 1200 \text{ kg/cm}^2$ ヲ取レバ $z = 0.889 d = 0.889 \times 34 = 30.2 \text{ cm}$ ヲ得ラレル。從テ $M'_{max} = 149904 \text{ kg/cm}$; $\nu = 3$ トスレバ

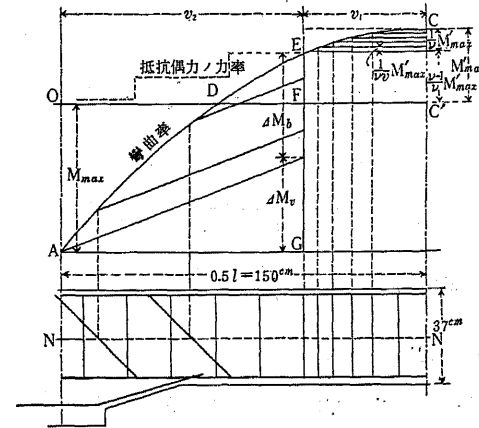
$$A_v = \frac{149904}{3 \times 1200 \times 30.2} = 1.38 \text{ cm}^2$$

$\phi 6 \text{ mm}$ ノ U 形肋筋ヲ用ヒレバ $2 a_s = 0.5654 \text{ cm}^2$ 、3本ヲ用ヒレバ $6 a_s = 1.696 \text{ cm}^2$ トナル。今5本ノ肋筋ヲ用ヒルモノトスル。 $v_1 = 0.167 l$ ノ間ニ配置シナケレバナラナイ。肋筋ノミヲ用ヒル v_1 ノ左端カラ第一番目ノ肋筋ノ彎曲率ハ

$$M = \left\{ \frac{\nu-1}{\nu} + \frac{1}{\nu v} \right\} M'_{max}$$

デ、 $\nu = 3$ 、 $v = 5$ トスレバ $M = \left(\frac{2}{3} + \frac{1}{15} \right) M'_{max} = \frac{11}{15} M'_{max}$ トナル。即チ

$$\frac{11}{15} M'_{max} = 2 M'_{max} \left(-1 + \frac{6x}{l} - \frac{6x^2}{l^2} \right)$$



第三百九十七圖 縦桁ノ肋筋及腹筋(其一)

或ハ

$$11 = 30 \left(-1 + \frac{6x}{l} - \frac{6x^2}{l^2} \right)$$

$$x' = 0.351 l$$

$$\Delta x' = (0.351 - 0.333) l = 0.018 l = 0.018 \times 300 = 5.4 \text{ cm}$$

次ノ肋筋ハ

$$\frac{\nu-1}{\nu} + \frac{2}{\nu v} = \frac{2}{3} + \frac{2}{15} = \frac{4}{5}$$

$$4 = 10 \left(-1 + \frac{6x}{l} - \frac{6x^2}{l^2} \right)$$

$$x'' = 0.371l$$

$$\Delta x'' = (0.371 - 0.351)l = 0.021l = 6.3 \text{ cm}$$

第三番目ノ肋筋ハ

$$\frac{\nu-1}{\nu} + \frac{3}{\nu\nu} = \frac{2}{3} + \frac{3}{15} = \frac{13}{15}$$

$$13 = 30 \left(-1 + \frac{6x}{l} - \frac{6x^2}{l^2} \right)$$

$$x''' = 0.395l$$

$$\Delta x''' = (0.395 - 0.371)l = 0.024l = 7.2 \text{ cm}$$

第四番目ノ肋筋ハ

$$\frac{\nu-1}{\nu} + \frac{4}{\nu\nu} = \frac{2}{3} + \frac{4}{15} = \frac{14}{15}$$

$$14 = 30 \left(-1 + \frac{6x}{l} - \frac{6x^2}{l^2} \right)$$

$$x^{IV} = 0.425l$$

$$\Delta x^{IV} = (0.425 - 0.395)l = 0.030l = 9.0 \text{ cm}$$

最後ハ真中ノ $x^V = 0.5l$ ノ部分ニ肋筋ヲ用ヒル。其配置ハ第三百九十三圖ニ示スガ如クデアル。若シ又肋筋 4 本 $\phi 8 \text{ mm}$ 、 $4 \times 0.503 = 2.01 \text{ cm}^2$ ヲ用ヒルトキハ

$$x' = 0.356l \quad \Delta x' = 6.9 \text{ cm}$$

$$x'' = 0.382l \quad \Delta x'' = 7.8 \text{ ''}$$

$$x''' = 0.417l \quad \Delta x''' = 10.5 \text{ ''}$$

$$x^{IV} = 0.500l \quad \Delta x^{IV} = 24.8 \text{ ''}$$

曲鐵筋ト肋鐵筋トヲ併用シテ全剪應力ヲ負擔サセル部分ニ對シテ、先ヅ支點ヲ越エテ碇著スベキ鐵筋ノ必要ナ斷面周長ノ總和 U ヲ定メナケレバナラナイ。

$$U = \frac{S}{2\tau_0 z} \quad [162]$$

此ニ S ハ反曲點即チ彎曲率零ノ點ノ剪力デ、

$$S = \frac{0.5 - 0.2113}{0.5} \times 2498.4 = 1444 \text{ kg}$$

$$U = \frac{1444}{2 \times 5.5 \times 30.2} = 4.3 \text{ cm}$$

$\phi 14 \text{ mm}$ ノ抗張鐵筋ノ周長ハ $u = 1.4 \times 3.14 = 4.4 \text{ cm}$ デ、1 本ノ鐵筋ヲ曲上ゲズニ反曲點ヲ越エテ碇著シナケレバナラナイ。

彎曲率ハ其支承カラ右ニ測ツテ (第三百八十八圖)、0 カラ $0.2113l$ ノ點 D ニ於テ零トナリ、斷面 EF ニ於テハ $\frac{\nu-1}{\nu} M'_{max} = \frac{2}{3} M'_{max}$ トナル。 OD ナ v_2 トスレバ此間ニ曲鐵筋トシテ用ヒラレ得ル抗張鐵筋ハ斷面積 A_b ハ

$$A_b = 2 \times 1.54 = 3.08 \text{ cm}^2$$

A_b = 依ツテ負擔セラレル彎曲率 ΔM_b ハ

$$\Delta M_b = \frac{\sigma_s z A_b}{0.707} \cos \beta \quad [163]$$

此ニ β ハ曲筋ガ 45° ノ傾斜ニ對シテ爲ス角度デ、 $\beta = 0$ トスレバ

$$\Delta M_b = \frac{1200 \times 30.2 \times 3.08}{0.707} = 1.57877 \text{ kg/cm}$$

次ニ左端ノ最大負彎曲率 M'_{max} ト $\frac{\nu-1}{\nu} M'_{max}$ ノ代數的差ヲ ΔM_1 トスレバ

$$\Delta M_1 = \frac{\nu-1}{\nu} M'_{max} - M'_{max} \quad [164]$$

即チ A カラ基線 OD ニ平行ニ AG ヲ描キ、 EF ノ延長ト G ニ交ラシメル。 OF 即チ v_2 ノ間ニ於テ肋筋ノ負擔スベキ彎曲率ノ變化 ΔM_b ハ ΔM_1 カラ曲筋ノ負擔シタ ΔM_b ヲ減ジタモノデ

$$\Delta M_v = \Delta M_1 - \Delta M_b \quad [165]$$

デアル。前例ニ於テ

$$M_{max} = -166560 \text{ kg cm}$$

$$\Delta M_1 = \frac{2}{3} \times 149,904 + 166,560 = 266,496 \text{ kg cm}$$

$$\Delta M_v = 266,496 - 157877 = 108,619 \text{ kg cm}$$

ΔM_v = 必要ナ筋筋ノ斷面積 A_v ハ

$$A_v = \frac{\Delta M_v}{\sigma_s z} \quad [166]$$

又ハ本例ニ於テ

$$A_v = \frac{108,619}{1200 \times 30.2} = 3.00 \text{ cm}^2$$

6 本ノ $\phi 6 \text{ mm}$ ノ U 形筋筋ヲ用ヒ、 $A_v = 6 \times 2 \times 0.2827 = 3.39 \text{ cm}^2$ ナ等間隔ニ用ヒル。 $v_2 = 100 \text{ cm}$ ナ筋筋ノ心々ハ 18 cm デアル。

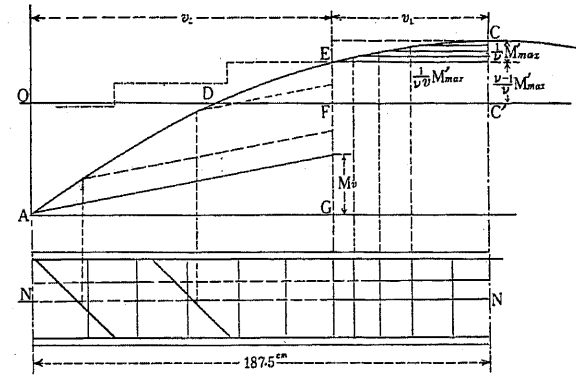
以上ハ彎曲率圖カラ腹筋ノ配置ヲ定メタモノデアルガ、其外ニ剪應力圖ヲ用ヒテ之ヲ定メルコトガ出來ル。

最後ニ抗張鐵筋ノ爲ニ生ズル桁ノ抵抗偶力ノ力率圖ヲ畫キ、之ガ彎曲率曲線ノ外ニ在ルヲ必要トスル。即チ曲鐵筋ヲ曲上ゲタ點ニ於テ曲上ゲズニ残ツテ居ル鐵筋ニ依ル抵抗偶力ノ力率ヲ見出し、之ヲ彎曲率圖ト比較シテ見ルベキデアル。今曲上ゲズニ残ツテ居ル抗張鐵筋ノ斷面積ヲ A_s トスレバ之ニ依ル抵抗偶力ノ力率 M ハ

$$M = \sigma_s A_s z \quad [167]$$

此ニ z ハ矩形斷面ニ於テハ近似的ニ $\frac{7}{8} d$ 、T 形斷面ニ於テハ $d - \frac{t}{2}$ ナ用ヒテ差支ガナイ。

伸縮接合部ノ桁ハ一端固定シテ他端ハ自由ニ支ヘラレタ梁デアル (第三百



第三百九十八圖 伸縮接合徑間ノ筋筋及腹筋

九十六圖参照)。第三百九十八圖ニ於テ、桁 OB ハ左端 O = 固定シ、右端ニ於テ自由ニ支ヘラレタアリ、其彎曲率圖 ADEC 等ニ依ツテ表ハサレ、[154] ニ示サレテアル如ク

$$M = \frac{P}{8} (l-x) \left(-1 + \frac{4x}{l} \right) \\ = \frac{16}{9} M_c \left(-1 + \frac{5x}{l} - \frac{4x^2}{l^2} \right)$$

此場合ニモ x ガ Δx 丈ケ變レバ M ハ ΔM 丈ケ變化シテ

$$\Delta M = \frac{16}{9 l^2} M_c \Delta x (5l - 8x - 4 \Delta x) \quad [168]$$

ル本ノ鐵筋デ M_c ナ負擔スルモノトスル。今 $\nu = 3$ トスレバ $\frac{\nu-1}{\nu} = \frac{2}{3}$ デアルカラ

$$\frac{2}{3} M_c = \frac{16}{9} M_c \left(-1 + \frac{5x}{l} - \frac{4x^2}{l^2} \right)$$

$$x = 0.408 l = 0.408 \times 300 = 122.4 \text{ cm}$$

即チ E 點ニ於テハ鐵筋 1 本ヲ曲上ゲルコトガ出來ル。最大正彎曲率ノ斷面 CC' ト E. ノ間ノ距離 $v_1 = (0.625 - 0.408)l = 0.217 \times 300 = 65.1 \text{ cm}$ ハ CC' ノ左側ニ於ケル肋筋ノミヲ用ヒル部分デアアル。[166] カラ肋筋ノ必要面積 A_v ハ $z = d - \frac{x}{3} = 34 - \frac{12}{3} = 30.0 \text{ cm}$ トシテ

$$A_v = \frac{M_c}{\nu \sigma_s z} \\ = \frac{105383}{3 \times 1200 \times 30.0} = 0.98 \text{ cm}^2$$

2φ6mm ノ U 形肋筋ヲ用ヒ、 $A_v = 4 \times 0.2827 = 1.13 \text{ cm}^2$ デ充分デアアル。

然シ今 4 本ヲ用ヒルモノトスレバ

$$M = \left\{ \frac{\nu-1}{\nu} + \frac{1}{\nu v} \right\} M_c$$

ニ於テ $\nu = 3$ 、 $v = 4$ トスレバ

$$M = \left(\frac{2}{3} + \frac{1}{12} \right) M_c = \frac{3}{4} M_c$$

從テ

$$3 = \frac{16}{9} \times 4 \left(-1 + \frac{5x}{l} - \frac{4x^2}{l^2} \right)$$

$$27 = 64 \left(-1 + \frac{5x}{l} - \frac{4x^2}{l^2} \right)$$

$$x' = 0.438 l$$

$$\Delta x' = (0.438 - 0.408)l = 9.0 \text{ cm}$$

次ニ

$$M = \left(\frac{2}{3} + \frac{2}{12} \right) M_c = \frac{5}{6} M_c$$

$$15 = 32 \left(-1 + \frac{5x}{l} - \frac{4x^2}{l^2} \right)$$

$$x'' = 0.472 l$$

$$\Delta x'' = (0.472 - 0.438)l = 10.2 \text{ cm}$$

第三ニ

$$M = \left(\frac{2}{3} + \frac{3}{12} \right) M_c = \frac{11}{12} M_c$$

$$33 = 64 \left(-1 + \frac{5x}{l} - \frac{4x^2}{l^2} \right)$$

$$x''' = 0.517 l$$

$$\Delta x''' = (0.517 - 0.472)l = 13.5 \text{ cm}$$

最後ノ肋筋間隔ハ

$$\Delta x^{iv} = (0.625 - 0.517)l = 32.4 \text{ cm}$$

曲鐵筋ト肋鐵筋ノ併用部ニ於テハ

$$S = 0.578 \times 3123 = 1805 \text{ kg}$$

$$U = \frac{1805}{2 \times 5.5 \times 30.2} = 5.43 \text{ cm}$$

φ16mm ノ周長ハ $u = 1.6 \times 3.14 = 5.02 \text{ cm}$ デ U = 對シテ 1 本ノ抗張鐵筋ヲ支點外ニ延シテ碇著スルヲ要スル。曲鐵筋ニ用ヒラレ得ル斷面積ハ

$$A_b = 2.010 \times 2 = 4.02 \text{ cm}^2$$

從テ

$$\Delta M_b = \frac{1200 \times 30.2 \times 4.02}{0.707} = 206,061 \text{ kg cm}$$

E 點ノ彎曲率ト最大負彎曲率トノ差ハ

$$\Delta M_1 = \frac{2}{3} \times 105383 + 187380 = 257,635 \text{ kg cm}$$

肋筋ノ負擔スベキ彎曲率 ΔM_v ハ

$$\Delta M_v = 257.635 - 206.06 = 515741 \text{ kg cm}$$

之ニ必要ナル筋筋ノ斷面積 A_v ハ

$$A_v = \frac{51574}{1200 \times 30.2} = 1.42 \text{ cm}^2$$

U形筋筋 $3 \phi 6 \text{ mm}$ 、 $A_v = 3 \times 2 \times 0.2827 = 1.70 \text{ cm}^2$ デ充分デアアルガ 6 本ヲ用ヒテ其間隔ハ 20.0 cm トスル。

第三、横 桁

三ノ縦桁ヲ集中荷重ト考ヘ、横桁ノ自重ヲ等布荷重ト考ヘテ計算ヲスレバ正鵠ニ近イ結果ガ得ラレル。然シ此ニハ床版、縦桁、横桁及活荷重ヲ凡テ等布荷重トシテ取扱フ。此場合ニモ桁ハ兩端固定シテ等布荷重ヲ負擔スル。

$$\text{荷重 縦桁 3 本及床版 } w_d' = \frac{3 \times 465.6}{1.2} = 1164 \text{ kg/m}$$

$$\text{横桁 } w_d'' = 0.35 \times 0.55 \times 1.0 \times 2400 = 462''$$

$$w_a = w_d' + w_d'' = 1626 \text{ kg/m}$$

$$w_l = 1000 \times 3.0 = 3000''$$

$$w = w_a + w_l = 4626''$$

最大負彎曲率:

$$\text{内部支承 } M = -4626 \times \frac{1}{9} \times 3.6^2 \times 100 = -666,144 \text{ kg cm}$$

$$\text{其他ノ支承 } M = -4626 \times \frac{1}{10} \times 3.6^2 \times 100 = -599,549.6''$$

最大正彎曲率:

$$\text{端ノ徑間 } M = +4626 \times \frac{1}{10} \times 3.6^2 \times 100 = +599,549.6''$$

$$\text{中間ノ徑間 } M = +4626 \times \frac{1}{14} \times 3.6^2 \times 100 = +428,235.4''$$

剪力ハ

$$S = \frac{w l}{2} = 4626 \times \frac{3.6}{2} = 8326.8 \text{ kg}$$

矩形桁ノ幅 b 、有効高 d ナルモノハ一般ニ二ノ條件ヲ満足サセナケレバナラナイ。彎曲率及剪應力ニ對スル寸法ガ是デアアル。

$$b d^2 = C_1^2 M$$

此ニ

$$C_1 = \sqrt{\frac{2}{\sigma_c s \left(1 - \frac{s}{3}\right)}} = \frac{n \sigma_c + \sigma_s}{n \sigma_c} \sqrt{\frac{6 n}{2 n \sigma_c + 3 \sigma_s}} \quad [169]$$

$$s = \frac{n \sigma_c}{n \sigma_c + \sigma_s}$$

$\sigma_c = 40 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\sigma_s = 1200 \text{ kg/cm}^2$ 、 $n = 15$ トスレバ $C_1 = 0.411$ 從テ

$C_1 = 0.17$ 及 $s = 0.333$ トナル。又 S ヲ剪力、 τ ヲ剪應力トスレバ τ ハ 4.5 kg/cm^2 ヲ許容シ、 14 kg/cm^2 ヲ超過シテハナラナイ。

$$b d = \frac{S}{\tau \left(1 - \frac{s}{3}\right)} \quad [170]$$

今本例ノ最大彎曲率及剪力ヲ見レバ

$$M_{max} = -666144 \text{ kg cm}$$

$$S = 8327 \text{ kg}$$

是等ヲ前ノ兩式ニ代用スレバ

$$b d^2 = 0.17 \times 666144 = 113244 \text{ cm}^3$$

$$b d = \frac{8327}{4.5 \left(1 - \frac{0.333}{3}\right)} = 2082 \text{ cm}^2$$

兩者ノ比ヲ作レバ

$$\frac{b d^2}{b d} = d = \frac{113244}{2082} = 54.4 \text{ cm}$$

$$\text{及 } \frac{b d}{d} = b = \frac{2082}{54.4} = 38.3 \text{ cm}$$

本例ニハ $b = 35 \text{ cm}$ 、 $d = 51 \text{ cm}$ ヲ用ヒル。

$$d_0 = 0.411 \sqrt{\frac{666144}{35}} = 56.68 \text{ cm}$$

$d = 51 \text{ cm}$ ヲ用ヒル爲抗壓鐵筋ヲ要スル。

$$M_1 = \left(\frac{d}{C_1}\right)^2 b_0 = \left(\frac{51}{0.411}\right)^2 \times 35 = 539,028 \text{ kg cm}$$

$$M_2 = M - M_1 = 666144 - 539,028 = 127116 \text{ kg cm}$$

$$A_s = C_2 \sqrt{M_1 b_0} + \frac{M_2}{\sigma_c (d - d')}$$

$$= 0.00228 \times \sqrt{539028 \times 35} + \frac{127116}{1200 \times (51 - 4)}$$

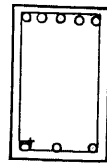
$$= 11.77 \text{ cm}^2$$

5 ϕ 18 mm, $A_s = 5 \times 2.544 = 12.72 \text{ cm}^2$ ヲ用ヒル。

$$x = 0.333 d = 0.333 \times 51 = 17.0 \text{ cm}$$

$$A_s' = \frac{M_2 x}{n \sigma_c (x - d') (d - d')}$$

$$= \frac{127116 \times 17.0}{15 \times 40 \times (17.0 - 4) (51 - 4)} = 5.89 \text{ cm}^2$$



第三百九十九圖
橫橋ノ斷面 其一

3 ϕ 16 mm $A_s' = 3 \times 2.010 = 6.03 \text{ cm}^2$ ヲ用ヒル。

斯クシテ $A_s = 12.72 \text{ cm}^2$ 、 $A_s' = 6.03 \text{ cm}^2$ カラ

$$A_s + A_s' = 18.77 \text{ cm}^2$$

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

$$= -\frac{15 \times 18.8}{35} + \sqrt{\left[\frac{15 \times 18.8}{35}\right]^2 + \frac{2 \times 15}{35} [12.72 \times 51 + 6.03 \times 4]}$$

$$= 17.37 \text{ cm}$$

$$\text{之カラ } d - \frac{x}{3} = 51 - \frac{17.37}{3} = 45.22 \text{ cm}$$

$$x - d' = 17.37 - 4.0 = 13.37 \text{ cm}$$

$$d - d' = 51 - 4.0 = 47.0 \text{ cm}$$

從テ

$$\sigma_c = \frac{2 M x}{b x^3 \left(d - \frac{x}{3}\right) + 2 n A_s' (x - d') (d - d')}$$

$$= \frac{2 \times 666144 \times 17.4}{35 \times 17.4^2 \times 45.22 + 2 \times 15 \times 6.03 \times 13.4 \times 47} = 39.09 \text{ kg/cm}^2$$

更ニ

$$d - x = 51 - 17.37 = 33.63 \text{ cm}$$

故ニ

$$\sigma_s = n \sigma_c \frac{d - x}{x}$$

$$= 15 \times 39.09 \times \frac{33.63}{17.4} = 1139.0 \text{ kg/cm}^2$$

及ビ

$$\sigma_s' = n \sigma_c \frac{x - d'}{x}$$

$$= 15 \times 39.1 \times \frac{13.4}{17.4} = 451.67 \text{ kg/cm}^2$$

又

$$y = \frac{\frac{b x^3}{3} + n A_s' (x - d')^2}{\frac{b x^2}{2} + n A_s' (x - d')}$$

$$= \frac{\frac{1}{3} \times 35 \times 17.37^3 + 15 \times 6.03 \times 13.37^2}{\frac{1}{2} \times 35 \times 17.37^2 + 15 \times 6.03 \times 13.37} = 11.90 \text{ kg/cm}^2$$

$$d - x + y = 51 - 13.37 + 11.90 = 45.53 \text{ cm} \text{ デアルカラ}$$

$$\begin{aligned}\tau &= \frac{S}{b(d-x+y)} \\ &= \frac{8327}{35 \times 45.5} = 5.23 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

又 5 本ノ鐵筋ノ總周長ハ $U = 5 \times 1.8 \times 3.14 = 28.3 \text{ cm}$ デ、

$$\begin{aligned}\tau_0 &= \frac{S}{U(d-x+y)} \\ &= \frac{8327}{28.3 \times 45.3} = 6.47 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

最大正彎曲率ハ勿論中央ニ現ハレル。

$$M = +599549.6 \text{ kg/cm}$$

$$S = 8327 \text{ kg}$$

前ノ如ク

$$M_1 = 539028 \text{ kg cm}$$

$$M_2 = M - M_1 = 599550 - 539028 = 60522 \text{ kg cm}$$

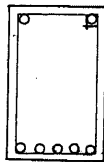
$$\begin{aligned}A_s &= C_2 \sqrt{M_1 b_0} + \frac{M_2}{\sigma_s (d-a')} \\ &= 0.00228 \sqrt{539028 \times 35} + \frac{60522}{1200 \times (51-4)} = 10.59 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

5 ϕ 18 mm, $A_s = 12.72 \text{ cm}^2$ ナ用ヒル。

$$x = 0.333 \times 51 = 17.0 \text{ cm} \text{ トスレバ}$$

$$\begin{aligned}A_s' &= \frac{M_2 x}{n \sigma_c (x-d')(d-d')} \\ &= \frac{60522 \times 17.0}{15 \times 40 \times (17-4)(51-4)} \\ &= 2.81 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

2 ϕ 16 mm, $A_s' = 2 \times 2.010 = 4.02 \text{ cm}^2$ ナ抗壓鐵筋トシテ用ヒル。



第四百圖
橫桁ノ断面其二

斯クシテ $A_s + A_s' = 12.72 + 4.02 = 16.74 \text{ cm}^2$

$$\begin{aligned}x &= -\frac{15 \times 16.74}{35} + \sqrt{\left[\frac{15 \times 16.74}{35}\right]^2 + \frac{2 \times 15}{35} [16.72 \times 51 + 4.02 \times 4]} \\ &= 20.83 \text{ cm}\end{aligned}$$

$$d - \frac{x}{3} = 51 - \frac{20.83}{3} = 44.06 \text{ cm}$$

$$x - d' = 20.83 - 4.0 = 16.83 \text{ cm}$$

$$d - d' = 51 - 4.0 = 47 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}\sigma_c &= \frac{2 \times 599.550 \times 20.83}{35 \times 20.83^2 \times 44.1 + 2 \times 15 \times 4.02 \times 16.8 \times 47} \\ &= 32.65 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

$$d - x = 51 - 20.83 = 30.17 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = 15 \times 32.65 \times \frac{30.17}{20.83} = 708.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$x - d' = 20.83 - 4 = 16.83 \text{ cm}$$

$$\sigma_s' = 15 \times 32.65 \times \frac{16.83}{20.83} = 395.7 \text{ kg/cm}^2$$

又

$$y = \frac{\frac{35 \times 20.83^3}{3} + 15 \times 4.02 \times 16.83^2}{\frac{35 \times 20.83^2}{2} + 15 \times 4.02 \times 16.83} = 14.23 \text{ cm}$$

$$d - x + y = 51 - 20.83 + 14.23 = 44.4 \text{ cm}$$

$$\tau = \frac{8327}{35 \times 44.4} = 5.36 \text{ kg/cm}^2$$

$$U = 5 \times 1.8 \times 3.14 = 28.3 \text{ cm}$$

$$\tau_0 = \frac{8327}{28.3 \times 44.4} = 6.62 \text{ kg/cm}^2$$

横桁ニ於テ最大正彎曲率ニ對シテ 5 本ノ抗張鐵筋ヲ用ヒルモノトスレバ第三十八表カラ

$$x_1 = 0.371l, x_2 = 0.317l, x_3 = 0.276l, x_4 = 0.242l$$

又同表カラ $v_1 = 0.129l = 0.129 \times 360 = 92.9 \text{ cm}$ ハ肋筋ノミデ剪應力ヲ支フベキ距離デアアル。

$$\text{又 } z = 51 - \frac{20.83}{3} = 44.1 \text{ cm} \text{ トスレバ [161] カラ}$$

$$A_v = \frac{M'_{max}}{\nu \sigma_s z} \\ = \frac{599550}{5 \times 1200 \times 44.1} = 2.27 \text{ cm}^2$$

5 $\phi 8 \text{ mm}$ $A_v = 5 \times 0.5027 = 2.51 \text{ cm}^2$ ヲ用ヒル。U 形肋筋ハ此半分デ足リル譯デアアルガ、今 5 本ヲ用ヒルコトニスレバ $\nu = 5, v = 5$ トナリ

$$M = \left\{ \frac{\nu-1}{\nu} + \frac{1}{\nu v} \right\} M'_{max} \\ = \left(\frac{4}{5} + \frac{1}{25} \right) M'_{max} = \frac{21}{25} M'_{max}$$

$$\frac{21}{25} M'_{max} = 2 M'_{max} \left(-1 + \frac{6x}{l} - \frac{6x^2}{l^2} \right)$$

$$300x^2 - 300lx + 71l^2 = 0$$

$$x' = 0.384l$$

$$\Delta x' = (384 - 0.371)l = 4.7 \text{ cm}$$

$$\frac{\nu-1}{\nu} + \frac{2}{\nu v} = \frac{4}{5} + \frac{2}{25} = \frac{22}{25}$$

$$22 = 50 \left(-1 + \frac{6x}{l} - \frac{6x^2}{l^2} \right)$$

$$x'' = 0.40l$$

$$\Delta x'' = (0.400 - 0.384)l = 5.8 \text{ cm}$$

$$\frac{\nu-1}{\nu} + \frac{3}{\nu v} = \frac{4}{5} + \frac{3}{25} = \frac{23}{25}$$

$$23 = 50 \left(-1 + \frac{6x}{l} - \frac{6x^2}{l^2} \right)$$

$$x''' = 0.418l$$

$$\Delta x''' = (0.418 - 0.40)l = 6.5 \text{ cm}$$

$$\frac{\nu-1}{\nu} + \frac{4}{\nu v} = \frac{4}{5} + \frac{4}{25} = \frac{24}{25}$$

$$24 = 50 \left(-1 + \frac{6x}{l} - \frac{6x^2}{l^2} \right)$$

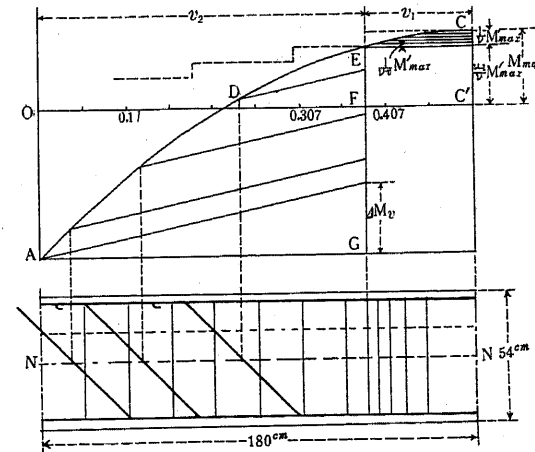
$$x^{IV} = 0.442l$$

$$\Delta x^{IV} = (0.442 - 0.418)l = 8.6 \text{ cm}$$

最後ニ

$$\Delta x^V = (0.5 - 0.442)l = 20.9 \text{ cm}$$

即チ $\Delta x', \Delta x'', \Delta x''', \Delta x^{IV}, \Delta x^V$ ハ肋筋ノミヲ用ヒル v_1 ノ間ノ肋筋ノ間隔ヲ表ハスモノデアアル。



第四百一圖 横桁ノ肋筋及腹筋

曲鐵筋ト肋鐵筋トヲ併用スル部分ニハ先ヅ反曲點ヲ越エテ碇著スベキ鐵筋ノ必要斷面周長ノ總和 U ヲ知ルヲ必要トスル。S ハ 0.2113 l 卽チ反曲點ニ於ケル値 S' ヲ取ル。卽チ

$$S' = \frac{0.5 - 0.2113}{0.5} \times S = 0.5788327$$

$$U = \frac{S'}{2\tau_0 z} = 4813 \text{ kg}$$

$$= \frac{4813}{2 \times 5.5 \times 44.1} = 9.92 \text{ cm}^2$$

抗張鐵筋 2 本ヲ用ヒテ

$$2 \times 1.8 \times 3.14 = 11.3 \text{ cm}^2$$

曲鐵筋トシテ用ヒラレル抗張鐵筋ハ 3 本デ、其全斷面積ハ A_b ハ

$$A_b = 3 \times 2.544 = 7.63 \text{ cm}^2$$

A_b ノ負擔スベキ彎曲率 ΔM_b ハ

$$\begin{aligned} \Delta M_b &= \frac{\sigma_s z A_b}{0.707} \\ &= \frac{1200 \times 44.1 \times 7.63}{0.707} = 571,117 \text{ kg cm} \end{aligned}$$

$\frac{\nu-1}{\nu} M'_{max}$ ト M_{max} トノ代數的差 ΔM_1 ハ

$$\begin{aligned} \Delta M_1 &= \frac{\nu-1}{\nu} M'_{max} - M_{max} \\ &= \frac{4}{5} \times 599550 + 666144 = 1,145,784 \text{ kg cm} \end{aligned}$$

肋筋ノ負擔スベキ彎曲率ノ變化 ΔM_v ハ

$$\begin{aligned} \Delta M_v &= \Delta M_1 - \Delta M_b \\ &= 1,145,784 - 571,117 = 574,667 \text{ kg cm} \end{aligned}$$

ΔM_v = 必要ナ肋筋ノ斷面積 A_v ハ

$$\begin{aligned} A_v &= \frac{\Delta M_v}{\sigma_s z} \\ &= \frac{574,667}{1200 \times 44.1} = 10.86 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

14 ϕ 10 mm、 $A_v = 14 \times 0.785 = 10.86 \text{ cm}^2$ U 形肋筋心々ノ間隔ヲ $2 \times 9.5 \text{ cm} = 19 \text{ cm}$ トスレバ

$$2 \times 7 \times 9.5 = 133 \text{ cm}$$

恰カモ $0.371 l = 133.56 \text{ cm}$ = 近イ。

曲筋ノ曲上ゲハ圖式ニ依ルノガ便利デアル。

第四 鐵筋こんくりーと杭

杭ノ載荷力又ハ打込ノ深サハ複雑ナ現象ニ支配セラレルガ、實際ニモ亦頗ル込入ツタ問題デアル。此ニハ大體ノ標準ヲ示スニ止メル。

L ヲ杭ノ打込ノ深サ (m)、W ヲ杭自身ノ重量ヲ含ム一本ノ杭ニ加ハル全重量 (斤)、 γ ヲ土ノ單位容積ノ重量 (kg/cm^3)、 ϕ ヲ土ノ止角、 μ ヲ杭面ノ單位面積ノ摩擦抵抗ニ關スル係數、U ヲ杭ノ横斷面ノ周圍 ϕ (m)、A ヲ杭ノ横斷面積 (m^2) トスレバ

$$L = \frac{W}{\gamma A \left(\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \right)^2 + \mu U} \quad [171]$$

P ヲ長柱ニ加ヘラレル安全荷重、f ヲ安全率、(例ヘバ普通ニ之ヲ 10 トス)、l ヲ長柱ノ有効長 (m)、 E_c ヲこんくりーとノ彈性係數 $E_c = 140,000 \text{ kg/cm}^2$ 、I ヲ杭ノ惰率トスレバ長 16 m、 40×40 ノ斷面ヲ有スル鐵筋こんくりーと杭ニ於テ

床版、縦桁及横桁ノ重量及活荷重	$4626 \times 3.6 = 16653.6 \text{ kg}$
杭ノ自重	$.40 \times .40 \times 16.0 \times 2400 = 6144''$
全重量	$= 22797.8''$

從テ

$$W = 22797.8 \text{ kg}$$

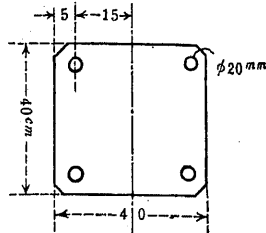
$$A = .4 \times .4 = .16 \text{ m}^2$$

$$\gamma = 2000 \text{ kg/cm}^3$$

$$\phi = 26^\circ, \left(\frac{1 + \sin 26^\circ}{1 - \sin 26^\circ} \right)^2 = 5.56$$

$$\mu = 700 \text{ kg/m}^2$$

$$U = 4 \times 0.4 = 1.6 \text{ m}$$



第四百二圖

ヲ用ヒテ

$$L = \frac{22797.8}{2000 \times 0.16 \times 5.56 + 700 \times 1.6} = 7.86 \text{ m}$$

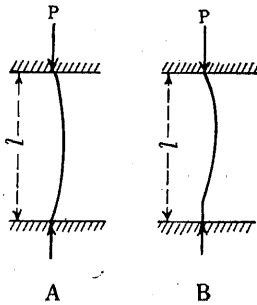
即チ杭ヲ 8.00 m 打込メバ良イ。

第四百三圖 A = 示サガ如ク、長サ l ノ長柱ガ兩端カラ荷重 P ヲ受ケテ居ル場合ニハ

$$P = \frac{\pi^2}{j^2} EI \quad [172]$$

一端ガ固定セラレテ他端ニ荷重ヲ受ケテ居ル場合ニハ

$$P = \frac{2\pi^2}{j^2} EI \quad [173]$$



第四百三圖

地中ニ打込シタ杭ハ其環境ハ前二者ノ孰レニモ符合ハシテ居ラナイケレドモ、安全ノ爲メ全長ノ 3/4 位ヲ l トシ前ノ [172] ヲ適用スル。

中軸ニ對スル鐵筋徑 20 mm ノ惰率ヲ I_s 、こんくりーとノ惰率ヲ I_c トスレバ 1 本ノ鐵筋ノ斷面積ハ 3.14 cm² デアルカラ

$$I_s = 3.14 \times 4 \times 15^2 = 2,826 \text{ cm}^4$$

$$I_c = \frac{1}{12} \times 40^4 = 213,333 \text{ ''}$$

$$I = n I_s + I_c = 15 \times 2,826 + 213,333 = 255,723 \text{ cm}^4$$

$$l = 16 \times \frac{3}{4} = 12 \text{ m}$$

$$f = 10$$

$$E_c = 140,000 \text{ kg/cm}^2, \pi^2 = 10 \text{ トシテ}$$

$$P = \frac{140000 \times 255,723}{1200^2} \times \frac{10}{10} = 24,862.4 \text{ kg}$$

是レ $W = 22797.8 \text{ kg}$ ヨリ 10% 近クモ大デアル。

1 本ノ軸鐵筋ノ安全荷重ヲ $p \text{ kg}$ 、其直徑ヲ $d \text{ cm}$ 、鐵筋ノ壓應力ヲ σ_s トスレバ

$$p = \frac{\pi^2}{f l^2} E_s I_s \quad [174]$$

$$E_s = 21000000 \text{ kg/cm}^2, f = 5, I_s = \frac{\pi d^4}{64}, \pi^2 = 10, l = \lambda \text{ トスレバ}$$

$$p = \frac{\pi}{4} d^2 \sigma_s = \frac{10 \times 21000000 \times \pi d^4}{5 \times \lambda^2 \times 64}$$

又ハ

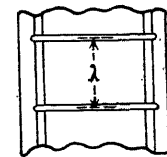
$$\lambda^2 = \frac{4 \times 10 \times 21000000 \times \pi d^4}{5 \times 64 \times \pi d^2 \sigma_s} = 2625000 \frac{d^2}{\sigma_s}$$

$\sigma_s = n \sigma_c$ トスレバ帶鐵筋ノ間隔 λ ハ

$$\lambda = 418 \frac{d}{\sqrt{\sigma_c}} = 16.10 \frac{d}{\sqrt{\sigma_s}}$$

若シ $\sigma_c = 25 \text{ kg/cm}^2$ トスレバ

$$\lambda = 83.6 d$$



第四百四圖
帶鐵筋ノ間隔

若シ又 $d = 2.0 \text{ cm}$ トスレバ

$$\lambda = 167 \text{ cm}$$

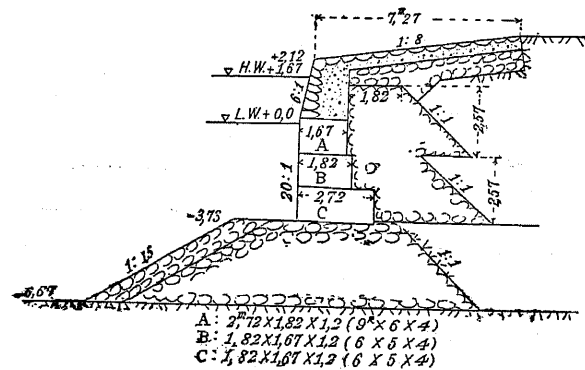
トナル。但シ帶鐵筋ノ間隔ハ軸鐵筋ノ徑ノ 12 倍以內トサレテアルカラ
 $2 \times 12 = 24 \text{ cm}$ ヨリ大クテハイケナイコト、ナル。

柱頭ト床版ノ連絡ハ主鐵筋又ハ橫鐵筋ト平行ニ又ハ之ト對角線ノ方向ニ鐵筋ヲ配置スル。

又相隣レル柱ノ間ニ貫及對角材ヲ用ヒテ連絡スル必要ガアル。

第六節 物揚場及護岸

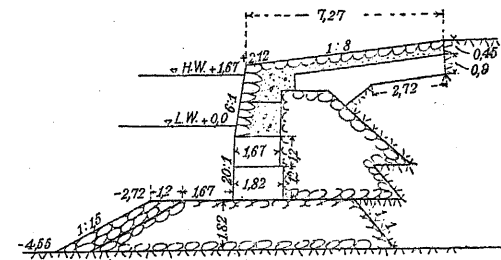
159. 物揚場 物揚場又ハ荷揚場ト唱ヘルモノハ干潮面以下 2.7 米(9 尺)乃至 4.5 米(15 尺) 位ノ水深ヲ持ツタモノデ吃水 3.0 米内外ノ小サイ船ヲ繋ギ荷役ヲスル所デアルガ、時トシテ 1.0 米位ノ水深ノモノモアル。捨石ノ基礎ノ上ニ水深ニ應ジテ一段又ハ四段位ノこんくりーと塊ヲ積重ネテ凡ソ干潮面ニ達セシメ、更ニ其上ニ 6:1 位ノ急傾斜ノ護岸石垣ヲ築上ゲ、最高水位又ハ之ヨリ上 0.5 米内外カラ 4 割乃至 8 割位ノ勾配デ龜腹張石ヲ行ヒ地



第四百五圖

盤ニ達セシメル。此石張斜面ノ持續スベキ地盤ノ高低ニ應ジテ其ノサガ定マルノデアルガ、8 割勾配ハ緩ニシテ荷役ニ便デアルガ工費廉ナラズ、4 割勾配ハ急ニ過

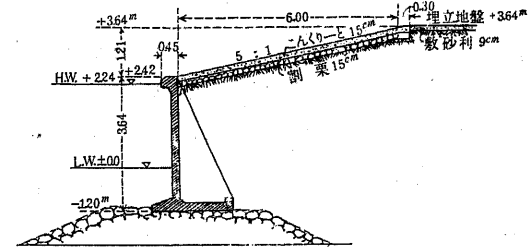
ギテ荷役稍々困難デ、6 割位ノ勾配ハ適當デアル様ダ。縁石カラ 2.0 米内外ノ距離ニ繫船石柱ヲ立テルノヲ常トスル。第四百五圖及第四百六圖ハ夫々神戸



第四百六圖 方塊積物揚場

港ニ於ケル 2.7 米及 3.7 米ノ物揚場デアル。

第四百七圖ハ海底ニ捨石ヲ施シ、其上ニ鐵筋こんくりーと L 形壁ヲ載

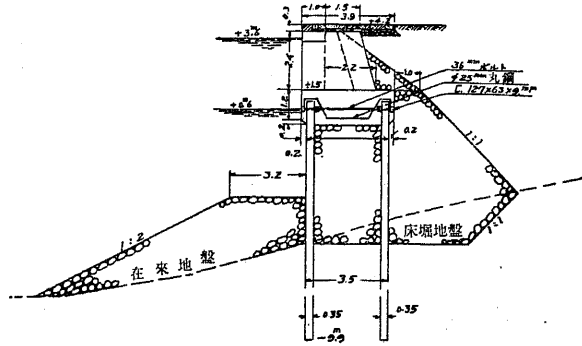


第四百七圖 L 形壁物揚場

セ、上部斜面ニハ基礎割栗ノ上ニ厚 15 cm ノこんくりーと鋪裝ヲ爲シ、平坦部ハ厚サ 9 cm ノ敷砂利ヲ施シタモノデアル。

160. 護 岸 埋立地或ハ其他ノ海岸河岸等ニ屢々護岸工事が施工サレ、擁壁ノ目的ヲ主トシテハ簡單ナル繫船設備ナドヲ有スルモノモアル。從テ或ハ方塊積又ハ石垣等カラ各種ノ矢板ヲ用ヒルモノナド其構造ハ一定シナイ。次圖ハ鹿兒島港ノ 3 米護岸ニ鐵筋こんくりーと矢板ヲ用ヒター例デアル(第四百八圖)。矢板ノ高サハ 6 m 乃至 11 m デ、水射ニ依リ其天端ヲ高サ +2.75 m ニ建込ミ、頂部ハ溝形鋼ヲ以テ前後ヨリ挟ミ、ぼるとヲ以テ強く緊付ケタ。又背後埋立土砂ノ壓力ニ抗スル爲メ、徑 36 mm ノ丸鋼ヲ三本繼トシテタ鎮釘ヲ心々 2.5 m 間隔ニ取付ケ 22 m 後方ニ控版ヲ設置シテ之ニ

緊結シテアル。
 釘ノ周圍ニハこ
 んくりーとヲ捲
 キ、海水ニ依ル
 腐蝕ヲ防イダ。
 鋸ノ継手ニハた
 一んぱくるヲ
 用ヒテ長サヲ調



第四百八圖 護岸

整シ、版ハ 1.5m 角厚サ 30cm ノ場所打こんくりーと板デ底面ヲ +1.20m
 ニ置イタ。矢板頂部ハ場所詰こんくりーとヲ以テ包ミ、笠石ヲ冠シ、前面ニ
 防衝材ヲ取付ケ、且ツ適宜ノ箇所ニ階段ヲ設ケテ昇降ニ便ナラシメ、上面ハ
 大部分 1/3 ノ勾配ヲ以テ張石斜面ヲ設ケ、一部ハ階段構造トシテ一般荷役ニ
 便ナラシメタ。

施工ノ方法トシテ在來ノ石垣等ヲ除却シテ更ニふりすとまん浚渫機ヲ用ヒ
 テ床掘ヲ完全ニシ、更ニ適當ナル間隔ヲ以テがいど杭ヲ二列ニ打込ミ、之ニ
 二列ノ横棧ヲ取附ケ、此二列ノ棧木ノ間ニ矢板ヲ起重機船ニテ吊込ミ、所定
 ノ位置ニ立込ミタル後唧筒ノ送水ヲ始メタ。唧筒カラ徑 76mm ノ布ほ一す
 ニ依ツテ送ラレタ海水ハ矢板中央部ノ送水孔カラ矢板ノ下端ニ噴出セシメ、
 吐出口ノ流速凡ソ 27m/分 デ水射ノ結果良好デアツタ。矢板ノ打込終レバ
 丸太ヲ以テ其頂部ヲ挟ミ、前面ニ基礎捨石ヲ投入シ、同時ニ鎮釘及控版ヲ取
 付ケ裏込石ヲ盛上ゲタ。矢板ノ頂部ハこんくりーとヲ以テ包ンダ。以下張
 石、網取及防衝材等ノ附帶工事ヲ完了シタ。

第七節 港岸ノ繫船装置

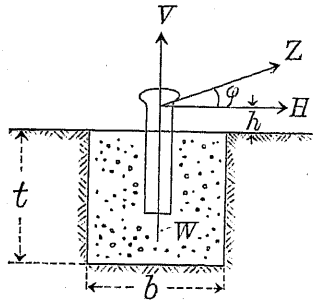
161. 港岸ノ繫船装置 港岸ハ船舶ヲ繫留スル所デ船舶ハ言フマデモナ
 ク貨物旅客ヲ運去リ運來ルモノデアルカラ、港岸ハ船ヲ繫グニ必要ナル附帶
 装置ト貨物ノ積卸及旅客ノ乗降ニ必要ナル設備ヲ持タナケレバナラヌ。今茲
 ニハ繫船装置ヲ述ベル。

本船ヲ繫グ爲ニハ繫船柱ヲ要シ、小舟ヲ港岸ニ繫グ爲ニハ繫船環ヲ壁面ニ取
 附ケル。又船ト港岸トノ直接々觸ヲ防グ爲ニハ防衝材ヲ用ヒナケレバナラヌ。
 又船ヲ岸ニ近ク引寄セル爲ニ絞轆ヲ用ヒル。又港岸ヲ離レテ船ヲ繫グ爲ニハ
 繫船浮標及束杭等ガアル。

162. 繫船柱 繫船柱ハ岸壁ノ上又ハ之ヨリ離レタ背後ニ樹テ、船ノ纜
 綱ヲ捲付ケ、船ノゐんちデ之ヲ捲ク目的ニ用ヒル。防波堤其他船ヲ繫グ所ニ
 ハ亦繫船柱ヲ樹テルコトガ多イ。纜ノ引懸リガ良イ爲ニハ柱頭ヲ廣クスルカ
 又ハ曲ゲ、纜綱ノ張力ニ堪ヘルガ爲ニハ繫ガレル最モ大ナル船ノ綱ノ最大破
 壞荷重ニ等シイ丈ケノ寸法ヲ持タナケレバナラナイ。又此張力ニ對シテ岸壁
 又ハ地盤ニ固著シテ之ニ堪ヘ得ル爲ニハこんくりーと塊ナドノ中ニ柱ヲ植込
 マナケレバナラヌ。獨逸ニ於ケル普通ノ造船規程ニ從ヘバ船舶ハ次ノ強サノ
 鋼索ヲ備ヘナケレバナラヌモノトシテアル。

第三十九表 船舶ト鋼索ノ太サ

船ノ長サ (米)	最大鋼索		破壞荷重 (噸)
	周圍ノ長サ(耗)	直徑(耗)	
50	68	22	18
100	108	34.5	46.5
150	151	48	93
200	198	63	154
220	210	67	176
240	216	68	186
260	228	73	200



第四百九圖

第四百九圖ニ於テ \$Z\$ ナ纜綱ノ張力、
\$H\$ 及 \$V\$ ナ夫々其地平及垂直分力、こ
んくりーと塊 \$b \times b \times t\$ 及繫船柱ノ全重
量ヲ \$W\$ 肝トスレバ勿論

$$W \geq V$$

デナケレバナラス。

又杭ノ根入 \$t\$ ナ定メル場合ト同ジク

(137 参照)、

$$t^3 \geq \frac{H \left(6 + 12 \frac{h}{t} \right)}{1100 b}$$

ハ砂地ト同性質ノ土地ニ用ヒルコトガ出來ル。或ハ

$$t^3 - \frac{6 H t}{1100 b} - \frac{12 H h}{1100 b t} = 0 \quad [175]$$

例 5. \$Z = 5.6\$ 噸、\$\phi = 26^\circ 33' 56''\$、\$h = 0.30\$ 米、\$b = 2.0\$ 米 ナルトキ繫
船柱ノ根入ニ必要ナルこんくりーと塊ノ深サヲ求ム。

$$H = Z \cos \phi = 5.6 \times 0.894 = 5 \text{ 噸}$$

$$V = Z \sin \phi = 5.6 \times 0.447 = 2.5 \text{ 噸}$$

故ニ

$$t^3 - \frac{6.5000}{1100.2} t - \frac{12.5000 \cdot 0.3}{1100.2} = 0$$

又ハ

$$t^3 - 13.7 t - 8.4 = 0$$

$$t = 4.07 \text{ 米}$$

こんくりーと塊ノ重量ハ

$$2.0 \times 2.0 \times 4.07 \times 2200 = 35316 \text{ 斤}$$

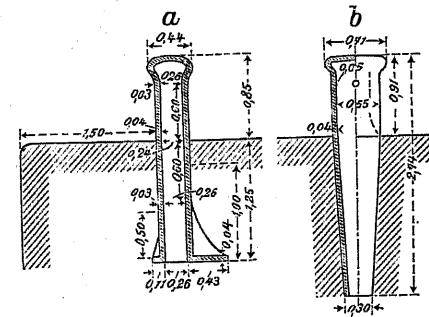
\$V = 2.5\$ 噸ニ對シテ \$35.8\$ 噸ハ非常ニ安全デアル。

繫船柱ノ間隔ハ大體ニ於テ繫留船舶ノ大サニ準ズベキモノデアルガ、\$30\$ 米
乃至 \$40\$ 米ヲ隔テ、岸壁ノ上縁ニ設クレバ滿潮時ニハ繫索ノ角度が大クナリ、
暴風ナドノ時ニハ動モスレバ柱ヨリ離レテ危険ヲ生ズル虞ガアルカラ、岸壁
面カラ更ニ \$10\$ 乃至 \$15\$ 米ノ内側ニ非常繫船柱ヲ添設シテアル處モアル。

繫船柱ハ其頭部ガ柱身ト同方向ニ延ビテ居ル直柱ト尖端ガ鎌頸ヲナシテ曲
ツテ居ル曲柱トノ區別ガアリ、又其材料カラ鑄鐵製、石造、木造ノモノナド
ガアル。

繫船柱ハ高サハ \$0.5\$ 米乃至 \$1.0\$ 米デ、地盤面上ハ圓形断面ヲ有シ、纜綱ノ
滑リ抜ケヌ様ニ頭部ヲ大キクシ、且ツ綱ノ滑ラヌ様ニ柱身ハ周圍ニ縦ニ溝ヲ
穿チテ摩擦ヲ大ナラシメテアルモノデアル。殊ニ石造木造ノモノナドハ最モ
此ノ注意ヲ用ヒタモノガ多イ。柱身ノ直径ハ \$25\$ 糎以下ノモノハ殆ドナイ。
繫船柱ハ岸壁ノ隅石ノ上ニ樹テタリ、隅石カラ \$0.75\$ 米乃至 \$2.0\$ 米位ノ處ニ
立テタリ、更ニ岸壁面カラ離レタ所 \$8\$ 米乃至 \$12\$ 米位ニ立テラレルコトモア
ル。繫船柱ノ強サノ點カラ見レバ岸壁縁石面カラ離レル程工合ガ良イガ、纜
綱ガ長ク岸壁ノ上ニ曳張ラレテ居ルトキハ交通ハ邪魔トナルコトガ多イ。繫
船柱ノ間隔ハ \$25\$ 米乃至 \$30\$ 米位

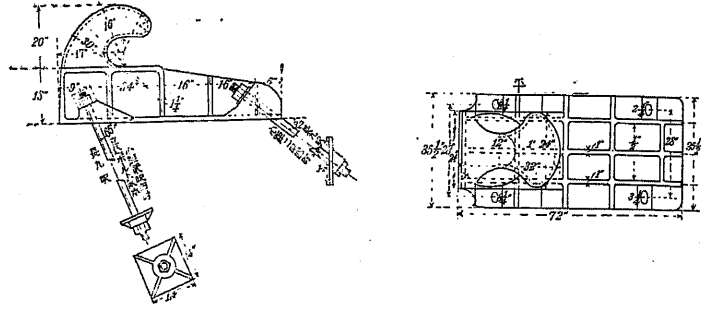
ヲ普通トスルケレドモ、小サイ
舟例ヘバ漁船ノ出入スル漁港ナ
ドデハ \$12\$ 米内外ノ間隔ヲ以テ
繫船柱ヲ立テルコトモアル。又
岸壁ノ石段ノ中程ナドニ立テラ
レル場合モアル。



第四百十圖

第四百十圖ハ英國デ用ヒラレ

テアル鑄鐵製繫船直柱ノ二例デ、第四百十一圖ハ我橫濱港デ用ヒタ曲柱ヲ示

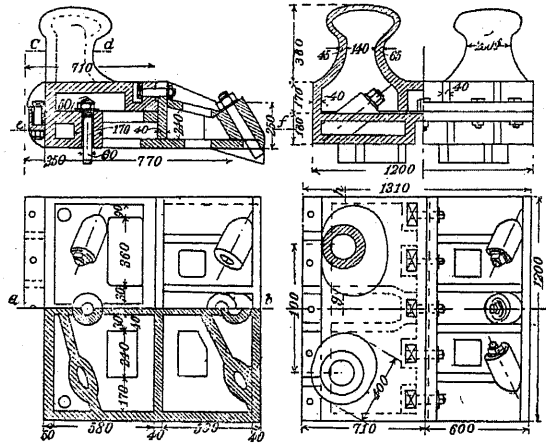


側面圖 平面圖

第四百十一圖

シタモノデアル。前二者ハ岸壁縁石カラ少シ離レテ立テラレ、後者ハ全然縁石ノ上ニ立テラレテアル。

時トシテ組立テタ繫船柱モ亦用ヒラレル。第四百十二圖ハぶれまーはふえん港ニ用ヒラレタ双頭柱ノ一例デ下方ノ大キイ部分ハ岸壁ニ取付ケル爲

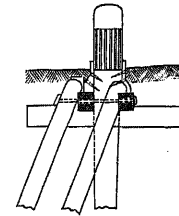


第四百十二圖

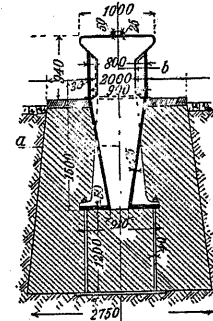
ニ用ヒラレ、上方ノ小サイ部分ハ船ヲ繫グ爲ニ用ヒラレ、兩部ハ若干ノ繫桿デ繫ガレテアル。

軌道ヤ起重機ガ岸壁ノ上ニ敷設裝置セラレテナク、船ノ纜綱ヲ横ヘテモ交通ノ障害トナラヌ所デハ屢々木造(第四百十三圖)又ハ花崗石ナドデ造ツタ繫船柱(第四百十四圖)ヲ縁石カラ稍々離レテ立テルコトモアル。又第四百十五圖ハ鑄鐵繫船柱デアル。

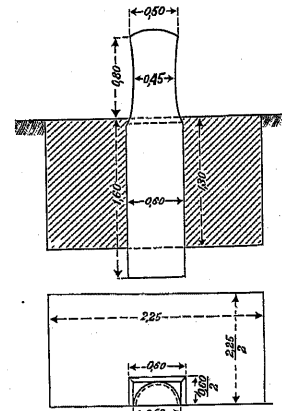
地盤ノ不良ナ處デハこんくりーと塊ノ爲ニ杭基礎ヲ用ヒタ例モアル。第四百十六圖ハぶれまーはふえんノ前港ニ用ヒタ繫船柱デ 8 本ノ杭ガ四方ニ踏



第四百十三圖



第四百十五圖



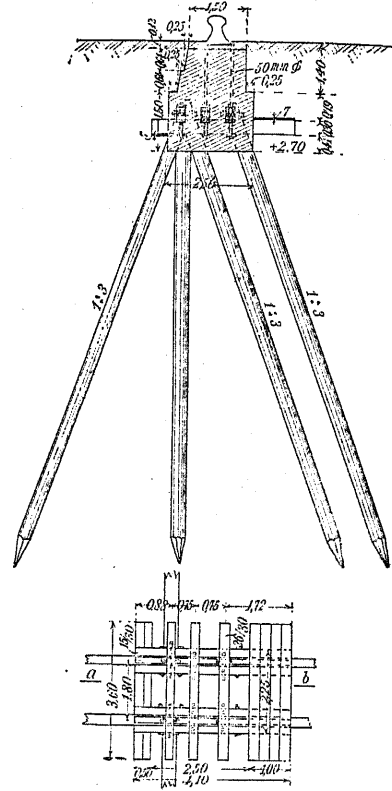
第四百十四圖

張ツテ打込マレ、更ニこんくりー
と塊ヲ通シテ縦ニ2本横ニ3本ノ
角材ヲ取附ケ、之ニ板ヲ張ツテ土
壓又ハ土重ニ依ル抵抗ヲ増サシメ
テアル。

近頃米國でとろいと(Detroit)空
港即チちあすぼーん(Diasborn,
Mich)ニ作ラレタ飛行船繫留塔ハ
高サ64米(210呎)ニ達スルモノ
デアルガ、飛行船ニ對スル繫船塔
トモ云フベキモノデアル。

163. 繫船環及繫船鈎 小サ
イ船ヲ岸壁ニ繫グ爲ニ繫船環ヲ壁
面ノ窪ミニ取附ケル。港津ノ平水
位カラ上1.0米位ニ設ケルヲ常ト
スルガ、亦平均高水位以上1.0米
乃至2.0米ヲ上ノ環ノ高サトシ、
水位ノ變化ノ多イ處デハ1.5米ノ高差毎ニ設ケル。環徑ハ30種乃至40種デ
太サハ5種乃至8種位デアル。環ハ繫桿ニ依ツテ岸壁ノ背後ニ控版デ止メテ
アル。

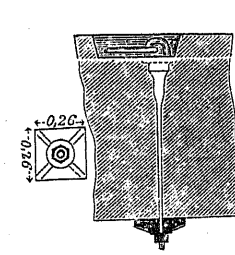
繫船環ハ岸壁面ニ窪ミヲ設ケテ其中ニ取附ケルカ又ハ防衝材ノ間ノ材面ヨ
リハ中ノ方ニ取付ケテ船腹ヲ損傷セシメヌ様ニスル。繫船環ハ環ノ頂部デ繫
桿ニ通シテアルトキハ垂下式トナリ、環ノ一側デ繫桿ニ通シテアルトキハ起
立式トナル。第四百十七圖ハ垂下式ヲ第四百十八圖ハ起立式ヲ示シタモノデ



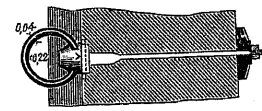
第四百十六圖

アル。船カラ綱ヲ通ス場合ニハ起立式が便利デアル。

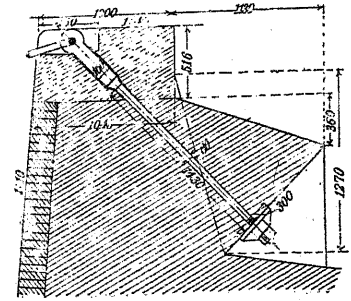
岸壁面ノ窪ミニ環ヲ取付ケル代リニ其縁石ノ隅ニ取付ケラレルコトモアリ
(第四百十九圖)、又一本ノ繫桿カラニノ環ヲ通シタモノモ亦用ヒラレル(第
四百二十圖)、環ヲ取換ヘル便ヲ考ヘテ其取外シノ出來ル様ニ作ツタモノモ
アル(第四百二十一圖)、第四百二十二圖ハ横濱港ニ用ヒラレタ繫船環ヲ示
シタモノデアル。



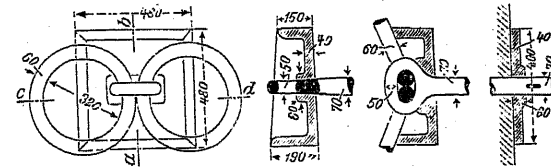
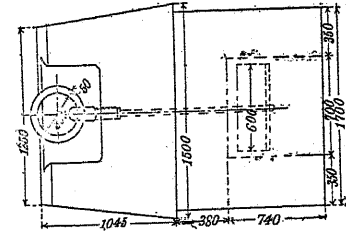
第四百十七圖



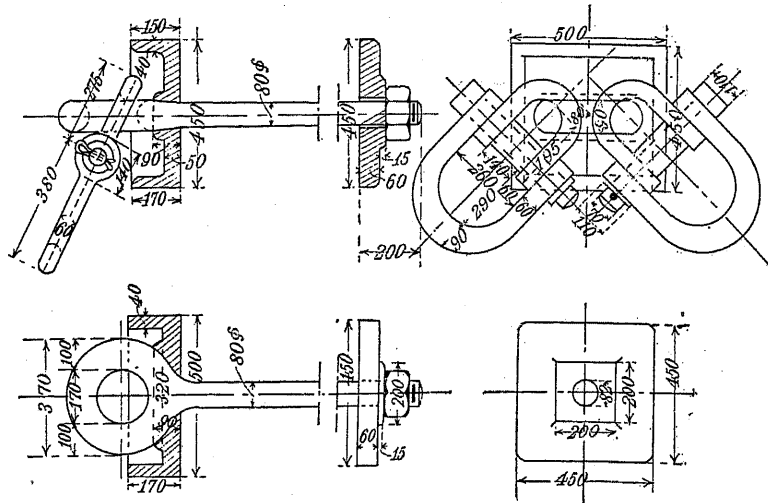
第四百十八圖



第四百十九圖

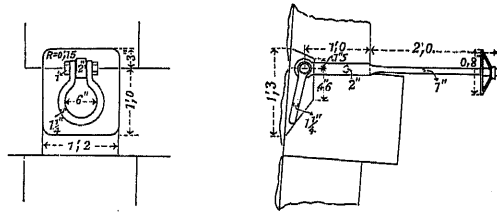


第四百二十圖



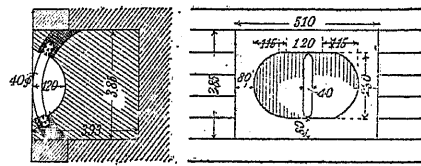
第四百二十一圖

小舟ノ爲ニ時トシテ
鐵棒ヲ曲ゲテ岸壁ニ差
込シテ繋舟鉤モ亦用ヒ
ラル。第四百二十三
圖ハ之ヲ示シタモノデ



第四百二十二圖

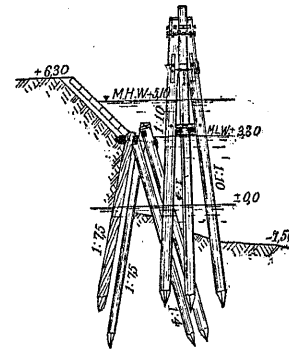
164. 防衝材 船ガ港岸ニ繋
ガレテアルトキ、水位ノ變化ヤ
風浪ナドノ爲ニ兩者ガ相接觸
シ、傷ミヲ生ズルコトガアル。之
ヲ避ケル爲ニ間ニ彈性ヲ持ツタ
木柱ヲ立テル、防衝材ガ即チ是デア
ル。



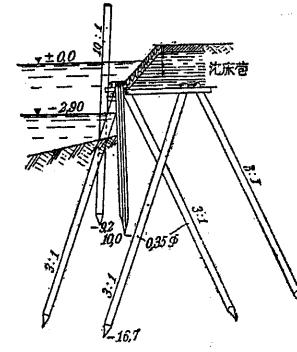
第四百二十三圖

傾斜シタ港岸デハ束杭ニ依ツテ防衝ノ目的ガ達セラレルガ、下ガ急デ上ガ

傾斜シタ港岸デハ或ハ束杭ヲ用ヒタリ(第四百二十四圖)、或ハ水深ガ大ナラ
ザル處デハ 10:1 位ノ傾斜ヲ以テ防衝用ノ杭ヲ打込ムコトガアル(第四百二
十五圖)、其間隔ハ一般ニ 6 米乃至 12 米デア
ル。



第四百二十四圖

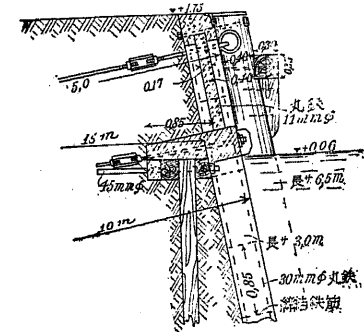


第四百二十五圖

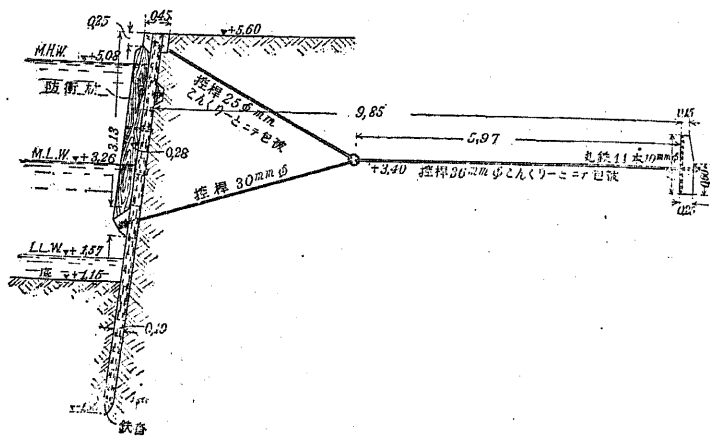
土留板柵ノ如キ港岸トナレバ最モ簡單ナ方法トシテハ板柵ノ縦杭ノ上ニ横
ノ貫材ヲ防衝材トスルニアルガ水位ノ變化ガ少イ處ニ便利デア
ル(第四百二十六圖)ガ、水位ノ變化ガ稍多ケレバ貫材ノ下ニ縦ノ木片ヲ打附ケタ
モノモ
アル(第四百二十七圖)。然シ水位ノ變化ガ更ニ大トナレバ長イ防衝杭ヲ用ヒ
ナケレバナラヌ(第四百二十八圖)。

防衝材ハ屢々矢板ヲ支ヘル貫材ニ取
附ケラレテアル。防衝杭ガ港岸ニ離
レテ立テラレルカ、又ハ木片ヲ支ヘ
ラレタ貫材ト共ニ防衝杭ヲ用ヒルト
キハ緩衝ノ效ガ多イ。

防衝材ハ丸太又ハ角材ヲ用ヒ、或
ハ上ヲ牡丹板ヲ卷イタリ、又ハ更ニ



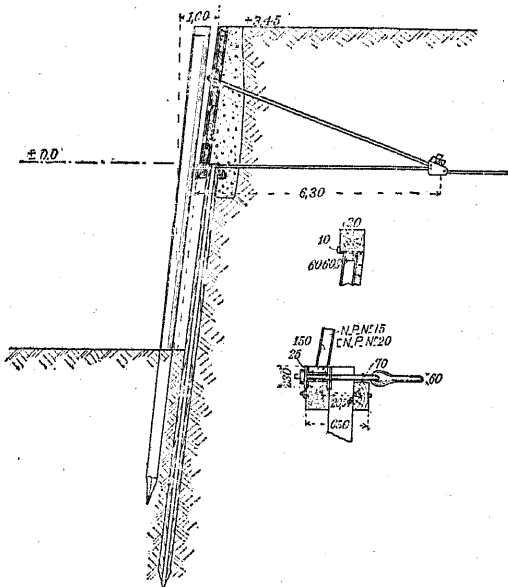
第四百二十六圖



第四百二十七圖

取換へ得ル板ヲ以テ包ン
ダリスル。海蟲蠶蝕ノ懸
念ガアル處デハ或ハ藥液
ヲ注入シタリ或ハ小サイ
鐵釘ヲ密ニ打込ンダリス
ル。

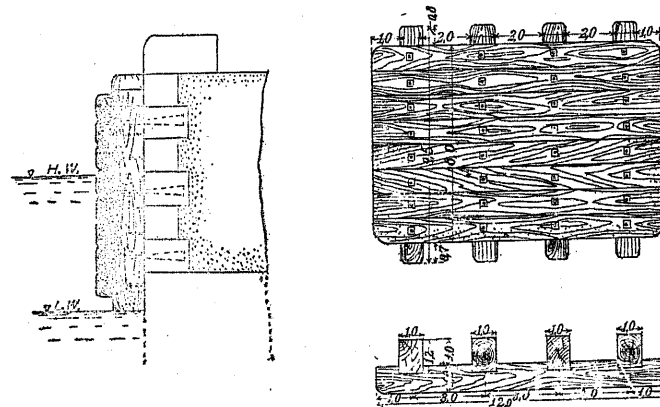
防衝杭ハ直接船腹ニ接
觸スルカラ其表面ニ鐵材
ノ突出スルノハ禁物デア
ル。從テ鐵輪ヲ以テ防衝
材ヲ他ノ貫材又ハ他ノ部
分ニ取附ケルニシテモ鐵
輪ヲ嵌込ム所ハ之ヲ深ク
切込ンデ其鐵材ヲ材面ヨ



第四百二十八圖

リ低カラシメルヲ良シトスル、又繫桿ヲ用ヒルニシテモ前面ニハ繫桿頭ガ突
出セヌ様ニ窪ミノ中ニ納メ時トシテハ亞鉛板ナドデ之ヲ覆フコトガアル。

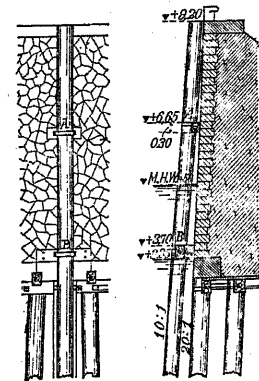
防衝材ノ頭部ハ腐朽ノ虞アルカラ亞鉛板ヲ貼ツテ雨露ヲ防ギ、又水面ノ近
クハ乾濕交々起ツテ腐蝕ガ早イカラくれおそーと油ナドニ浸ストキハ持テガ
好イ。



第四百二十九圖

岸壁ニハ杭ヲ用ヒルコトモアリ、又直接壁
ニ取附ケタ縦横ノ角材ヲ用ヒルコトガ少クナ
イ。第四百二十九圖ハ横濱デ用ヒテアル防衝
材ヲ示シタモノデアアル。時トシテハ岸壁ノ前
ニ繫船柱ニ呼應シテ束杭ヲ立テ防衝材ト相俟
ツテ效果ヲ擧ゲテ居ルモノモアル。

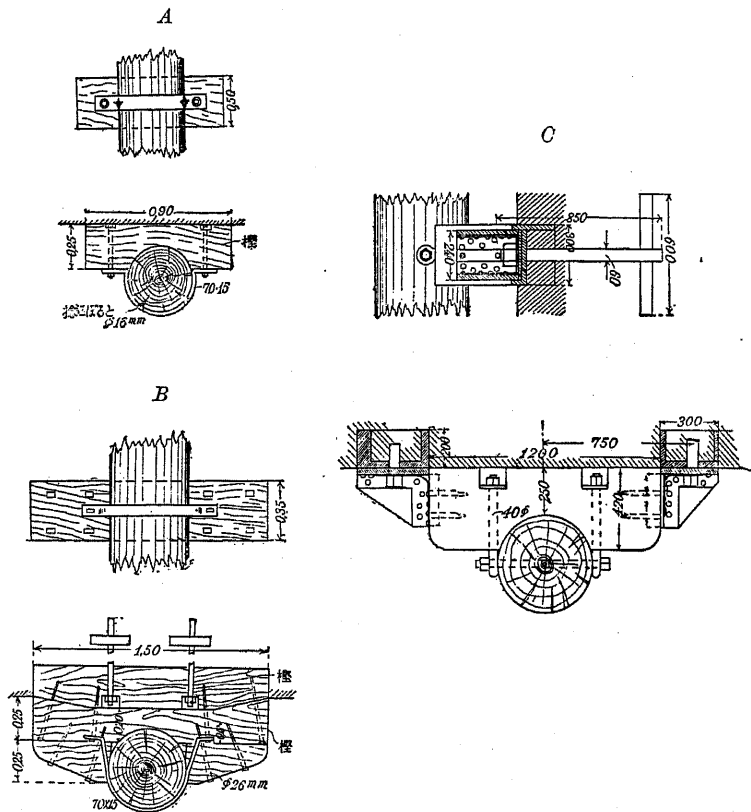
防衝杭ヲ岸壁ノ前ニ極メテ近ク打込ンデ之
ヲ壁ニ取附ケルコトモアル。はんぶるぐ港
ろす岸壁 (Rosskai) ニ用ヒテアルモノガ其



第四百三十圖

一例デアル (第四百三十圖)。

防衝材ノ取換モ亦之ヲ考置ク必要ガアル。第四百三十一圖 (A, B, C) ハ鑄物デ臺木ヲ留メ、臺木ハ更ニ防衝材ヲ繫桿デ止メテアル。

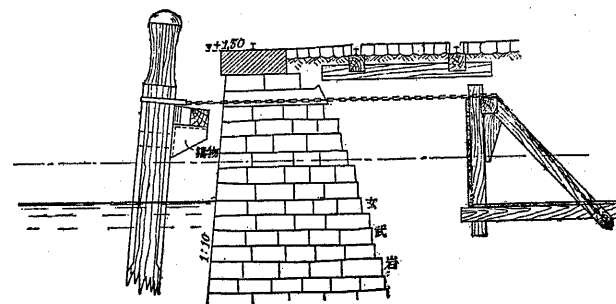


第四百三十一圖

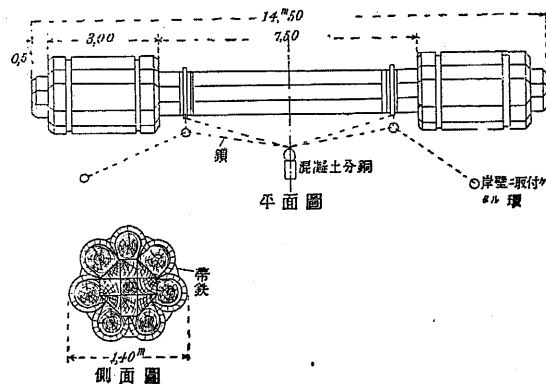
防衝材ハ鑄物デ上部ヲ繫イダ縦ノ首振り式 (第四百三十二圖) ヤ、同ジク鎖デ繫イダ浮沈式 (第四百三十三圖) ガアル、殊ニ水位ノ變化ガ多イ處デハ浮沈式ハ最モ有效デアル。又船舶ニ備ヘラレルこるく防衝装置モ亦岸壁ニ用

ヒラレル。

彈條防衝材ハ鐵道車輛ニ用ヒラレル緩衝器ト同理デ船ガ港岸ニ突當ツタ際ノ激衝ヲ柔ゲル爲ニ用ヒラレル。殊ニ鐵筋こんくりーとデ作ラレタ棧橋ナドハ此激衝ヲ忌ムカラ彈條防衝材ヲ用ヒルコトガ多イ。



第四百三十二圖



第四百三十三圖

165. 絞轆又ハかぶすたん 港岸ニ近ク船ヲ留メテ後之ヲ引寄セルニ二ノ方法ガアル。第一ハ船ノ纜綱ノ一端ヲ繫船柱ニ捲キ付ケ、他端ヲ船中ノ捲揚機デ捲クノデアツテ、第二ハ纜綱ノ一端ヲ船ニ固定シ他端ヲ陸上ノ捲揚機

又ハ絞轆ヲ捲クノデアル。普通ノ捲揚機ノ廻轉軸ハ地平デ絞轆ノ廻轉軸ハ垂直デアル。閘門側、船渠ノ入口、前港、乾船渠ナドニ之ヲ用ヒルガ、又上屋倉庫ノ側デ鐵道車輛ヲ動カス時ナドニモ用ヒラレル。前ノ場合ニハ張力 2.5 噸、5 噸、10 噸及 12 噸ニ達シ、其速度毎秒 0.8 米 0.2 及 0.1 米位デアルガ、後ノ場合ニハ張力 0.4 噸乃至 1.0 噸、速度毎秒 1.0 米乃至 0.25 米位ヲ普通トスル。

絞轆床版ノ長及幅ヲ夫々 A 及 B トシ、絞轆ノ有效直徑ヲ D トシ孰レモ耗ヲ以テ表ハセバべんらーてる機械製造所ノ標準絞轆ノ張力、牽引速度、動力機ノ強サ等ハ次ノ如クデアル。

第四十表 標準絞轆

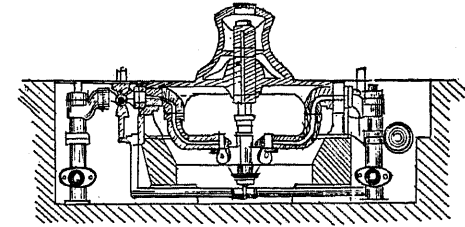
張力 噸	牽引速度 毎分米	動力ノ強サ 馬力	絞轆ノ大サ(耗)			全重量 (噸)
			A	B	D	
500	80	12	1650	1150	400	2500
1000	60	12	1650	1150	400	2500
1500	50	12	1650	1150	400	2500
2000	30	18	2460	1420	475	4750
3000	25	18	2460	1420	475	4750
4000	20	18	2460	1420	550	5000
5000	15	18	2460	1420	550	5000

絞轆ヲ動カス動力ハ壓水及電氣デアルガ、外ノ目的ニ用ヒラレテ居ル動力ヲ亦絞轆ノ動力トシテ撰ブトガ多く、近來ハ電力ヲ用ヒルモノガ多イ。孰レノ動力ヲ用ヒルトシテモ絞轆ノ仕掛ハ大體同一デアル。即チ縦ノ廻轉軸ガ筐蓋ノ外ニ突出シテ居ル部分ニハ圓鑄形デ而カモ中央ガ絞レテ圓錐形ニ近イ形ヲナシ捲揚筒ガアツテ其周圍ニ綱ノ類ヲ捲付ケテ船ヤ車ヲ引寄セル。此捲揚筒ノ周圍ニハ手力棍ヲ差込デ機械動力ノ故障ノアツタ場合ニ手力デ廻

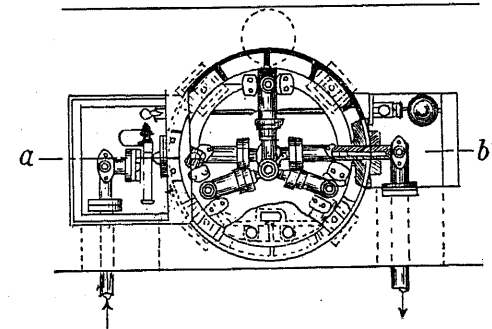
ハス設備ヲシタモノガアル。筐内ニハ斜接聯動ノ齒車が嚙合ツテ水力又ハ電力ノ動力機ガ地平軸ヲ以テ入レラレテアル。

かいざーゐるへるむ運河ノ舊水閘ニ取付ケタ水力絞轆ハ 12 噸ノ張力デ捲揚筒周ノ速度毎秒 0.125 米

デアル(第四百三十四圖)。第四百三十五圖ノあいむいでんノ絞轆ハ電力デ運轉シツツアルモノ、一例デ、5 噸及 10 噸ノ張力ト毎秒 0.2 米及 0.1 米ノ速度ヲ持ツテ居ル。



166. 繫船浮標 直接岸壁ニ繫船セズ外港前港等ニ投錨スル場合ニ、無制限ニ錨ヲ下ロス時ハ各種ノ不便ガアルカラ、豫メ繫船浮標ヲ固定シテ船ヲ之ニ繫ガシメルトキハ水面ノ利用率モ多ク、又相互衝突ノ危険モ少イ。

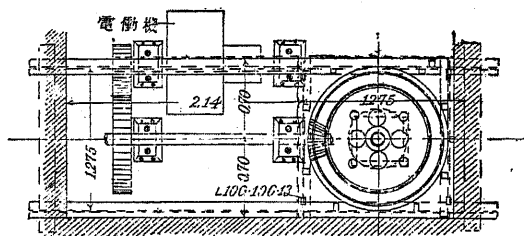
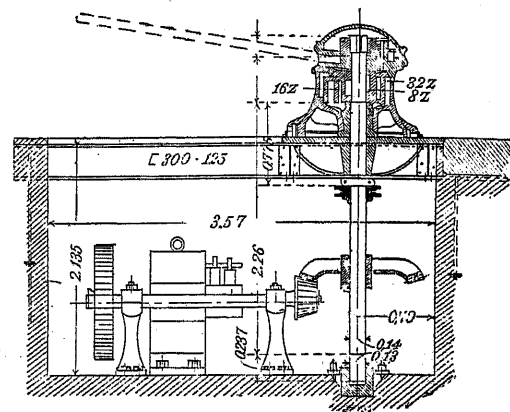


第四百三十四圖

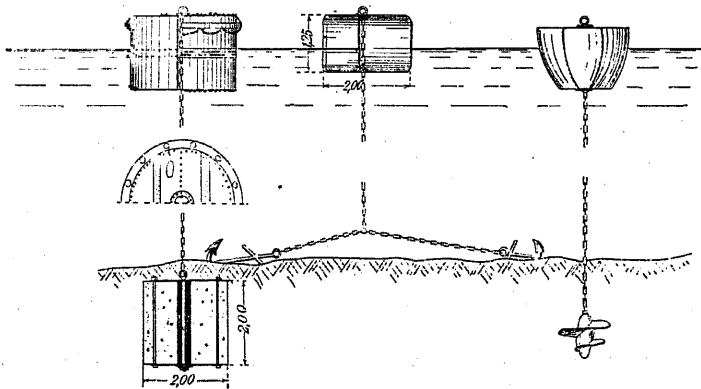
繫船浮標ハ直徑 2.0 米乃至 3.0 米ノ中空圓筒體カ、又ハ上ガ圓錐體デ下ガ圓味ヲ持ツタ圓錐體、或ハ上下共ニ圓味ヲ持ツタ卵形ナドカラ出來テ居ル。勿論浮標ノ浮力又ハ中空容積ハ浮標、纜綱、鎖等一切ノ重量ヲ安全ニ支へ得ルモノデナケレバナラス。從テ浮標ハ水密デアツテ漏水ガアツテハナラスカラ、少クモ一年ニ一度ハ 1 氣壓位ノ水壓デ壓力試驗ヲ行ツテ水密ノ度ヲ試驗シナケレバナラス。又中ヲ檢査修繕スル爲ニ人孔ヲ備へ、大キナ浮標デハ之

ヲ若干ノ小區劃ニ區分シテ各々水密ニシ且ツ人孔ヲ設ケテアル。浮標ハ亦克ク注意シテペンキノ類ヲ塗り置カナケレバナラス。

船ト接觸スルヲ防グ爲ニ浮標ノ上部ニハ木ノ縁ヲ繞ラシ、船ヲ繫グニハ浮標ノ真中ニ取付ケタ管中ニ繫桿又ハ鎖ヲ通シテ其上部ノ環ト船ノ綱ヲ繫グ、又浮標ノ



第四百三十五圖



第四百三十六圖 第四百三十七圖 第四百三十八圖

周圍ニハ鎖ヲ捲付ケテ小船ヲ此ニ繫ギ得ベカラシメル。

碇鎖ヲ以テ浮標ヲ水底ニ繫グニハ普通ノ碇一個デハ不充分デ、而カモ良イ土質ノ處デナケレバ不適當デアアル外ニ一個ノ碇デハ一方ニハ船ヲ繫グニ確デアアルケレドモ他ノ方向ニハ碇ガ役ニ立たヌ。從テ碇ヲ用ヒルナラバ二三個ヲ用ヒテ第四百三十七圖ノ如ク鎖デ之ヲ繫合ハセテ置カナケレバナラス。通例こんくりーと塊(第四百三十六圖)又ハ重イ鐵版ノ下底ヲ空虚ニシテ土砂ヲ吸附カセテアルモノモアル。

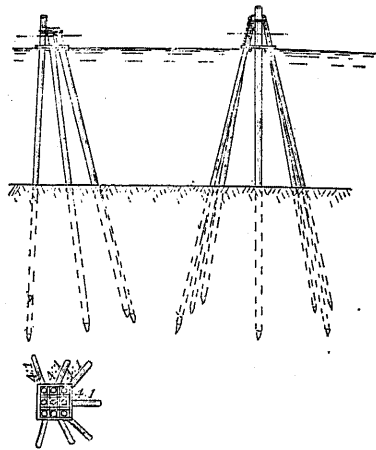
水底ノ地盤ガ更ニ軟弱ナ時ハ鑄物ノ螺旋ヲ長イ螺旋鏈デ土中ニ深く螺旋込ムヲ最モ確實ナ碇著法トスル(第四百三十八圖)。螺旋羽根ノ徑ガ 1.0 米乃至 1.5 米深サ 3 米ニ達スレバ大船ニ充分デアアル。但シ土質ニ應ジテ螺旋ノ徑ヤ深サヲ斟酌シナケレバナラス。

浮錨ニ著ケテアル碇鎖ノ長サハ最高水位ノトキ浮標ガ水中ニ没セヌ丈ケノモノデナケレバナラス。從テ低水位ノ時ニハ風向潮流ナドニ應ジテ浮標ハ其碇著點ヲ中心トシ或範圍内ニ移動スル。

167. 束杭又ハどるふいん 水深ガ大ナラズ、而カモ水位ノ變化ノ多イ港デハ若干ノ杭ヲ密接シテ打込シテ束杭ナルモノガ屢々繫船ニ用ヒラレル。束杭ニ用ヒル杭ハ最高水位ノトキ尙水面外ニ突出シテ居ルカラ、從ツテ大船ニ對シテハ可ナリ長イモノデナケレバナラス。一般ニ木杭ヲ用ヒ、鐵筋こんくりーとデ作ラレタモノモ近來ハ時々見出サレル。木杭ハ水面外ニ在ルモノハ腐蝕ガ早イカラ防腐劑ヲ塗り、海蟲蠶蝕ヲ免レ得ヌ所デハ防蟲劑ヲ施シテ維持法ヲ講ズルヲ得策トスル。

束杭ノ近クニ一ノ船ヲ繫ギ、第二ノ船ヲ更ニ第一ノ船ニ繫ギ、一個ノ浮標ニ一隻ノ船ヲ繫ギ得ル水面ニ於テ一本ノ束杭ニ 2) 隻ノ船ヲ繫ギ得ル例ガアル。

束杭ハ之ヲ分ケテ 固定ト 彈性ト
 ノニトスルコトガ 出來ル。固定束
 杭トハ 眞中ニ一本ノ 長イ 親柱ヲ打
 込ミ、其周圍ニ 稍々 傾斜シテ 4:1
 乃至 10:1 ノ 杭若干本ヲ以テ 親柱
 ヲ圍ンデ 角錐狀ヲ 爲サシメ、頭部
 及 平水位ニ 近ク 輪金、繫桿等デ 括
 リ付ケル。第四百三十九圖ハ ぎ一
 ー、第四百四十圖ハ ざすにっつノ 例
 デアル。

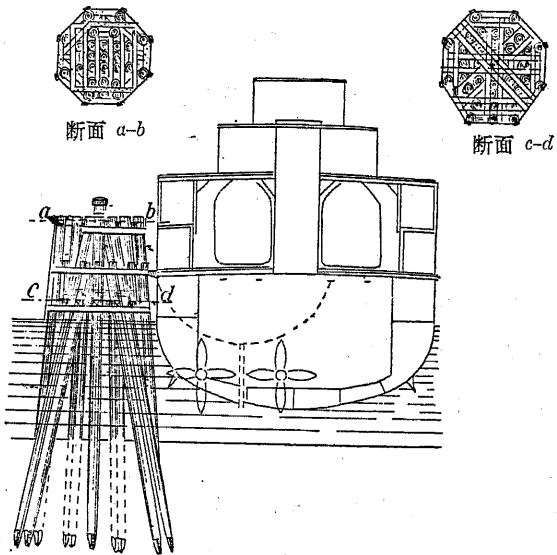


第四百三十九圖 ぎ一

彈性束杭ハ 和蘭ニ 用ヒラレルモ

ノデ、杭ハ 凡ベ
 テ 眞直ニ 建テラ
 レ 推スカ 曳クカ
 スレバ 彎曲シテ
 之ヲ 承ケル (第
 四百四十一圖)。

固定彈性孰レ
 ノ 束杭ニモ 船ヲ
 繫グ 裝置ハ 同一
 デ、一般ニ 親柱
 ヲ 用ヒル。親柱
 ノ 摩損ヲ 防グ爲
 ニ 或ハ 樫ノ 當木

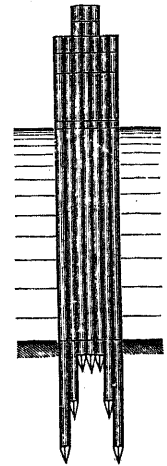


第四百四十圖 ざすにっつ

ヲシタリ、鐵板デ 包ンダリナドスル。又 鎖ヲ以テ 束杭
 ヲ 繞ラシ、之ニ 繫船環ヲ 取附ケタルモノモアリ、各杭
 ハ 繫桿ノ 類デ之ヲ 連絡スル。而シテ 頭部附近ト 下部一
 ニケ所デ 全部杭ヲ 連結スルモノガ 多イ。

束杭ノ 間隔及 港岸カラノ 距離ハ 出入ノ 船ノ 大サ又ハ
 港ノ 狀態及 港岸ニ 平行ニ 束杭ヲ 立テルカ又ハ之ニ 直角
 ニ 立テルカナドノ 配置ニ 依ツテ 居ル。

和蘭ノ 港灣ハ 海底ノ 土質ガ 不良ナル爲メ 束杭ノ 根入
 ガ 深ク、10 米ノ 吃水ニ 對シテ 23 米カラ 24 米ノ 杭ヲ
 要スルコトガアリ、工費ガ 嵩ム許リデナク、40×40 種

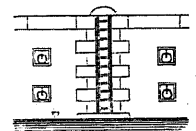


第四百四十一圖

ノ 杭ヲ 抜ク 抵抗ガ 粘土質ノ 水底デ 每方米 1 噸ニ 過ギズ、
 細砂ノ 處デ 每方米 1.5 噸ニ 過ギナイコトガ 試験ノ 上知ラレタ。ろ。てるだむ
 港ニ 出入スル 大船ハ 100 噸位ノ 牽引カヲ 要スルモノガ 稀ナラズシテ 在來ノ
 木束杭デハ 100 噸ノ 抵抗ヲ 生ズルコトガ 困難デアツタ。長サ 120 米ノ 船ガ
 1 米 70 疋ノ 風壓ヲ 受ケレバ 優ニ 此程度ノ 牽引カヲ 生ズベク、長サ 150 米ノ
 船ナラバ 150 噸ニ 達スル 勘定デアル。1923 年ノ 終ニ 作ラレタ 束杭ハ 鐵筋こん
 くり一トノ 截頭圓錐上部ノ 徑 4.70 米、下部 6.50 米、高サ 16.0 米デ 底部ニ
 ハ 逆ニシタ 持送りガ 突出シテ 全直徑 10.00 米、此基礎ノ 上ニ 鐵構造ガ 載セラ
 レタ上ニ 繫船柱二個ガ 取附ケラレ、更ニ 周圍ニハ 鐵鎖ヲ 垂レテアル。

168. 鐵梯子及石段 短艇カラ 岸壁ニ 昇降スル際ニ 鐵梯子及石段ガ 必要
 デアル。

船ヲ 岸壁ニ 繫イダ 場合ニ 岸壁ト 水面トノ 間ノ 交
 通ノ 爲ニ 鐵梯子ヲ 設ケル。繫船設備ノ 距離ガ 船ノ
 大サニ 應ジテ 20 米乃至 40 米ナラバ 鐵梯子ノ 距離



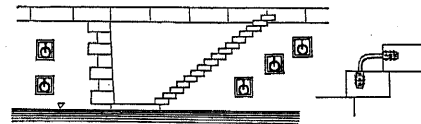
第四百四十二圖

モ亦之ト相等シカラシメルカ、又ハ2倍以内ノ間隔ニ之ヲ配置スベキデア
ル。

深サ 25 糎乃至 30 糎、幅 45 糎乃至 65 糎ノ窪ミテ岸壁面ニ設ケテ、其中ニ
幅 2.0 糎乃至 3.0 糎厚サ 0.6 糎乃至 1.0 糎位ノ平鐵二本ヲ間隔 45 糎内外ニ
併ベテ之ヲ角鐵又ハ丸鐵デ繋ギ、上下ニケ所デ壁ニ取附ケ、上端ハ圓味ヲ附ケ
テ手懸リトスル。鐵梯子ノ下端ハ最低水位ノ下ニ達スベキモノデア
ル（第四百四十二圖）。

場合ニ依ツテハ岸壁ニ沿ウテ輪金ヲ差込
ンデ鐵梯子ノ代リトスルコトモア
ル。勿論兩側ニハ輪金ヨリモ高ク木ヲ當
テテ防衝ノ作用ヲ管マシメル。

短艇ノ類ヲ繫イデ昇降スル爲ニ石段ヲ便利トスル。而シテ大船ヲ繫ガヌ岸
壁ノ部分例ヘバ船渠ノ隅ノ様ナ處ガ最モ此目的ニ對シテ適當デア
ル。石段ハ岸壁ニ平行又ハ直角ニ其最低ノ廣場ハ最低水位以上 1 米位ノ處ニ之ヲ置キ、
水位ノ變化ノ多イ處デハ二三ノ廣場ヲ設ケルコトモアル。短艇ノ爲ニスル石
段ハ少クモ 1.0 米ノ幅、成ルベ
クナラバ 1.5 米乃至 2.0 米ノ幅
ヲ有スベク、其段々ハ滑リ易イ
カラ壁側ノ方ニ手摺ヲ設ケルノ
ヲ良シトスル。兩側ニハ若干ノ繫船環ヲ取付ケナケレバナラズ。又四段カ五
段毎ニ艇鈎ヲ引懸ケル所ノ鐵鈎ヲ石段ノ外側ニ設ケルトキハ便利デア
ル（第四百四十三圖）。



第四百四十三圖

第八節 港岸ノ工費

169. 港岸工費ノ一斑 前ニ述ベタ様ニ港岸ナルモノハ實ニ多種多様デ
アツテ其工費ノ如キモ亦甚ダ複雑シテ居ルノミナラズ、時ノ古今ト邦ノ東西

ニ依ツテ比較ノ出來ヌ程ノ差違ガアル。譬ヘバ歐洲大戰ノ前後トテ材料費
モ亦勞銀モ非常ニ逕底ガアル如キハ是デア
ル。今茲ニハ極メテ普通ナ塊ヲ積
疊シタ岸壁ヤ潛函ヲ用ヒタ岸壁、片棧橋ナドニ就テ二三ノ例ヲ述ベルニ止メ
ル。

170. 捨石基礎上ニ積疊シタル方塊岸壁 若松港ノ繫船岸壁ハ干潮面
以下 6.0 米ノ水深ヲ有スル方塊積疊ノモノデ(第三百十圖)、基礎トシテハ厚
サ 1.83 米ノ捨石ガアル。長サ 272.73 米(150 間)ニ付キ 280,000 圓單價長 1
米ニ付キ 1026.50 圓但シ此中ニハ事務費、工場並器具機械費及附屬設備費等
ヲ含マナイ。而シテ此單價ノ中ニハ床掘(立 1 坪當 2.50 圓)、基礎捨石(割石
立 1 坪 13.00 圓)、捨石均費(平均 18.0 圓)、方塊積(方塊 1 立坪當約 50.00
圓、方塊沈設費 1 個ニ付 6.20 圓)、間知石積(間知石 45×45×75 糎花崗石
一本ニ付 1.67 圓、切石 1 切ニ付キ 1.27 圓)等ヲ含有シテ居ル。今若松港及
橫濱ノ第一期岸壁工事費等ヲ對照スレバ次ノ如クデア
ル。

第四十一表 方塊積岸壁工事費

港 名	干潮面以下水深	延長一米 ニ付工費	摘 要
橫 濱	9.73(32')	927	明治三十八年十二月竣工
	8.48(28')	796	
	7.27(24')	657	
	6.06(20')	556	
若 松	6.06(20')	1,027	大正十一年竣工

171. 鐵筋こんくりーと函塊ヲ用ヒタル岸壁 今二三ケ所ニ於ケル函
塊ヲ用ヒタ岸壁ノ工費ヲ擧ゲレバ大凡次ノ如クデア
ル。

第四十二表 函塊岸壁工事費

港名	水深	鐵筋こんくりーと函塊			岸壁 (毎米圓)	摘要
		長	幅	高		
ろつてるだむ 神 戸	10.00 ^米	41.0 ^米	5.05×7.3 ^米	10.0 ^米	1,000	—
	10.91(36) ^尺	17.6	11.7	13.5	1,218	函 頂
	10.00(33)	17.6	10.2	11.8	1,087	部 階
關 門	9.09(30)	17.6	9.7	10.9	1,014	段 形 チナス
	10.00(33)	19.09	5.89×8.48	12.27	1,212	—
	7.27(24)	19.09	4.32×6.36	9.55	666	—
鹿 兒 島	7.50	11.00	5.30×7.00	9.30	846	—

今一例トシテ鹿兒島港 7.5 m 岸壁ノ工費種目ヲ示セバ次ノ如クデアル。

第四十三表 鹿兒島港岸壁工事費

種 目	單位	數量	單 價	工 費	摘 要
床 掘	立米	176.05	0.23 ^円	4,058.39 ^円	複數ヲ省略シタル タルヲ以テ數字必 ズシモ符合セズ、 以下同ジ
基礎捨石及裏込	"	205.20	0.72	14,800.62	
地形均	米	220.07	53.81	11,841.35	
函掘付	"	220.07	412.39	90,755.26	
函内填充 こんくりーと	立米	1,840	9.86	18,144.23	
函内填充 砂磔	"	7,332	0.61	4,521.61	
場所詰 こんくりーと	"	1,131	14.78	16,720.26	
笠石据付	米	232	13.13	3,046.63	
防衝材	"	100	43.65	4,365.29	
繫船柱	個	15	212.56	3,183.35	
前床 こんくりーと	立米	373.52	28.16 16.59	6,198.16	
諸機械運轉 雜費			27.13 11.97	5,971.08 2,635.21	
合 計	米		846.31	186,247.01	

以上ノ函塊 長サ 11.0 m, 上幅 5.30 m, 下幅 7.00 m, 高サ 9.00 m ハ(第三百二十七圖乃至第三百二十九圖)ハ一個ノ製作費 4,418 圓ノ内型枠費 359 圓、(内勞力費 304 圓)、鐵筋 1551 圓(内勞力費 180 圓)、こんくりーと 2289 圓(内勞力費 224 圓)、進水費 112 圓 諸器械運轉費 53 圓、雜費 54 圓ヲ含ンデ居ル。

172. 片棧橋及棧橋 片棧橋ハ背面ニ擁壁ヲ有シ前面ニ棧橋ヲ備ヘルノデアル。例ヘバ敦賀港干潮面以下 7.27 米(24 尺)ノ片棧橋ニ於テ其擁壁ハ捨石基礎ノ上ニ水深 4.55 米ノ方塊積デアル。今其工費ノ大體ヲ舉ゲレバ次ノ如クデアル(大正二年竣工)。

第四十四表 敦賀片棧橋擁壁延一米當工費

種 目	捨石	方塊積	笠石	雜費	米當全工費
立 米	25.878	29.580	0.333		
工 費(圓)	67	231	8	18	374

第四十五表 敦賀棧橋延一米當工費

種 目	橋脚鐵材	敷板	雜費	計
工 費(圓)	270	63	30	363

或ハ片棧橋ノ幅ヲ 6.9 米トスレバ棧橋ノ工費ハ每方米 52.6 圓ナリ。

山陽本線下關驛内關釜連絡ノ鐵筋こんくりーと棧橋ハ水深干潮面以下 7.3 米潮程 3 米、長サ 365.9 米幅 15.5 米デ總工事費 201,673 圓每方米 35.55 錢ヲ示シテ居ル。

又釜山第二棧橋ノ築造工費ハ大凡次ノ如クデアル。茲ニ水深干潮面以下

10.9 米潮程 1.4 米デアル。

第四十六表 釜山第二棧橋工費

種 目	橋臺基礎捨石及橋脚	橋 臺 上 積	橋脚及床樁	獨 立 防 衝
金 額	78,962 ^円	4,095 ^円	957,542 ^円	17,650 ^円
種 目	繫船柱及防衝材	橋面板張	軌條敷設	水道敷設
金 額	25,144 ^円	80,365 ^円	13,733 ^円	10,000 ^円
種 目	合 計			
金 額	1,187,491 ^円			

即チ橋面 1 方米ニ付キ 85.47 圓許トナル。

173. 物揚場及護岸工 物揚場ノ構造ハ 159 ニ述ベタ様ニ捨石基礎ノ上ニ方塊ヲ積重ネ其上ニ間知石積ヲ用ヒテこんくりーとノ裏込ト砂利トヲ用ヒ更ニ上部ノ斜面ニハ龜腹ノ張石ナドヲシテ勿論下ニハ砂利トこんくりーとトヲ用ヒタモノヲ普通トスル。今敦賀デ用ヒタ種々ノ水深ノ物揚場工費ヲ對比スレバ次ノ如クデアル。

第四十七表 敦賀物揚場工費

水 深	平均工費 1 米 當
* 尺 1.21(4)	50 ^円
1.82(6)	72
3.33(11)	147

160 ニ述ベタ鹿兒島港 3 米 護岸ノ工費ヲ摘記スレバ次ノ如クデアル。

第四十八表 鹿兒島港 3 米護岸工費表

種 目	單 位	數 量	單 價	工 費	摘 要
床 掘	立米	24,735	0.27 ^円	6,692.32 ^円	
矢板建込	米	695.49	98.48	68,491.50	
控 阪	米	290	33.97	9,850.65	
鎮 釦	米	290	39.93	11,579.81	
裏 込	立米	22,473.8	0.77	17,309.59	
斜面及石垣	米	697.5	44.40	30,969.00	
方塊据付	米	15.6	258.55	4,033.43	
基礎	立米	11,810.6	0.87	10,323.13	
頂 部	〃	386.74	19.66	7,604.85	
こんくりーと	米	659.38	65.35	10,121.42	
防 衝 材	米	659.38	65.35	10,121.42	
網 取	個	58	15.12	2,964.93	
前 床	立米	27.4	15.92	436.33	
こんくりーと	立米	27.4	15.92	436.33	
諸機械運轉			7.00	4,888.57	
雜 費			5.69	3,972.16	
合 計			271.09	189,241.84	