

57.10.22

登録	昭和 年 月 日
番号	第 26763
社団 土木学会	
附属 土木図書館	

永代橋設計計算書

(未定稿)

内 容

第一章	總	說法部
第二章	主析	設計寸
第三章	床	
第四章	吊析及突析徑間主析應力	
第五章	中央徑間繫拱應力	
第六章	上橫構及橋門構	
第七章	下橫構	
第八章	繫材及橫	
第九章	受析	吊
	杏	設計

大正十五年十二月

復興局土木部橋梁課

根岸 始
〔禁複製及轉載〕

總 目 次

第一章 總 說	
第一節 緒 言	
第一項	沿革..... 1
第二項	新橋ノ概要..... 3
第三項	設計説明..... 6
第四項	上構ノ製作..... 12
第二節 材料試験	
第一項	「デュコール」鋼..... 13
第二項	「セミスティール」鑄物..... 37
第三項	鑄鋼類..... //
第四項	軟鋼類..... 38
第五項	鋪装材料トシテノ火山砂利混 凝土..... 41
第三節 函桁ノ耐壓試験	
第一項	試験成績..... 45
第二項	算式ニヨル彎折安全度..... 47
第四節 孔ヲ有スル抗張材ノ 試験.....52	
第五節 仕様書	
第一項	設計仕様書..... 53
第二項	製作仕様書..... 57
第三項	鑄鋼及鑄鐵仕様書..... 65
第四項	鍛鋼品仕様書..... 68
第二章 主桁設計寸法	
第一節 拱軸線	
第一項	拱軸拋物線ノ決定..... 71
第二項	拱軸線ノ切線ト水平軸トノナ ス角ノ正切..... 72
第三項	同上ノ正弦、餘弦並ビニ正割..... 73
第四項	拱軸ノ長サ..... 74
第二節 主桁ノ深サ	
第一項	拱肋ノ深サノ變化..... 78
第二項	床桁上部突緣山形背面高..... 80
第三項	側徑間ト拱トノ接續曲線方程式 (イ) 上部接續曲線..... 81 (ロ) 下部接續曲線..... 83
第三章 床部設計々算	
第四項	吊歛桁山形背面間距離..... 89
第五項	突桁山形背面間距離..... 90
第一節 鐵筋混凝土床版.....91	
第二節 回 鏟.....93	
第三節 縱桁及横桁.....96	
第四節 吊桁徑間床桁.....99	
第一項	寸法及荷重、 一般寸法、 活荷重、 死荷重、 102
第二項	彎曲率及剪斷力..... 104 突桁彎曲率、 床桁(車道)彎曲率..... 104 格點剪斷力..... 105
第三項	床桁斷面及應力..... 106 中央部 桁端水平剪力..... 107
第五節 拱徑間床桁.....111	
第一項	寸法及荷重、 一般寸法、 死荷重、 活荷重..... 112
第二項	彎曲率及剪斷力..... 113 突桁彎曲率、 床桁(車道)彎曲率..... 115 支點反力及格點剪斷力..... 116
第三項	床桁斷面及應力..... 117 中央部 桁端水平剪力..... 120
第六節 添 接.....121	
第七節 銑 距.....123	
第一項	吊徑間床桁、 拱徑間床桁、 123
附 錄	
1. 高欄設計々算..... 125	
2. 床桁撓度..... 128	
3. 電車架空線支柱..... 129	

第四章 吊桁及突桁徑間主桁 應力計算

第一節 荷重

第一項 死荷重.....	183
第二項 活荷重.....	185
第三項 撃衝係數.....	186

第二節 彎曲力率

第一項 死荷重 = 依ル彎曲力率.....	187
第二項 活荷重 = 依ル彎曲力率.....	189
第三項 撃衝 = 依ル彎曲力率.....	140
第四項 格點總彎曲力率.....	141

第三節 剪力

第一項 死荷重 = 依ル剪力.....	143
第二項 活荷重 = 依ル剪力.....	144
第三項 撃衝 = 依ル剪力.....	145
第四項 格點總剪力.....	146

第四節 抵抗力率及緣維應力

第一項 斷面、物量力率及中立線ヨリ抗壓 抗張各外線ニ至ル距離.....	147
第二項 抵抗力率.....	149
第三項 緣維應力.....	150

第五節 腹板ト突縁トヲ緊結 スル鉄ノ距離

第一項 鉄距算定式.....	150
第二項 計算ヨリ得ラル鉄距及設計 鉄距.....	150

第六節 各支點上ニ於ケル補剛材

第一項 橋臺上.....	151
第二項 吊桁ト突桁トノ連結部.....	151
第三項 橋脚上.....	152

第七節 突桁放端ノ上リ(Δh)

第一項 突桁ノ死荷重ニヨル撓度(δ_D) ヲ考ヘザル場合ノ放端ノ上リ 高($\Delta h'$).....	153
第二項 自重 = 依ル突桁放端ノ撓度(δ_D).....	154
第三項 結論.....	154

第五章 中央徑間繫拱應力計算

備考 計算ノ方法.....

頁

第一節 寸法及其ノ他ノ性質

第一項 形狀.....	159
第二項 斷面ノ性質.....	162
第三項 水平反力ノ影響線.....	167
第四項 核彎曲率ノ影響線.....	174

第二節 格點荷重

第一項 死荷重.....	179
第二項 活荷重.....	181

第三節 反力.....

第一項 核心彎曲率及緣維應 力強度.....	183
第二項 緣維應力強度.....	184

第三項 核心彎曲率ト抵抗率トノ 比較圖.....	186
-----------------------------	-----

第五節 向心剪力及應剪力 強度.....

.....	188
-------	-----

第六節 撓度

第一項 死荷重ノミニヨル拱頂ノ 撓度.....	189
第二項 活荷重ノミニヨル拱頂ノ 撓度.....	193

第六章 永代橋上横構及橋門 構計算

第一節 形狀及寸法.....

第二節 斷面ノ性質.....

第三節 荷重.....

第一項 風荷重、 第二項 地震荷重、

第四節 應力.....

第一項 風荷重 = 對シテ、 (a) 級材.....	199
(b) 斜材.....	200
(c) 橫材.....	201

(d) 應力圖表.....

頁

第二項 地震荷重 = 對シテ、

第五節 應力強度

第一項 級材.....	203
第二項 斜材.....	206
第三項 橫材.....	208

附錄 端柱ノ物量力率.....

附錄 活荷重ガ一方ノ吊材 ノ方ヘ偏シタル場合 ニ上横構ノ横材ニ生 ズル彎曲率.....

第七章 永代橋下横構計算

第一節 形狀及寸法.....

第二節 荷重.....

第三節 應力(附應力強度).....

第一項 斜材 (A) 吊鉄桁部ノ斜材.....	200
(B) 突桁部ノ斜材.....	222
(C) 繫拱部ノ斜材.....	224
第二項 橫材.....	226
第三項 級材.....	226

第八章 永代橋繫材及吊材計算

第一節 繫材、

第一項 反り.....	227
第二項 繫材ノ長さ.....	228

第三項 眼鉄ノ製作寸法.....

頁

第四項 眼鉄ノ断面積.....

頁

第五項 鋼大サ

① 吊材 = 取付ク可キ鋼.....

② 繫材ノ兩端ニ於テ拱ノ腹版 =
取付ク可キ鋼.....

第六項 繫材ノ起點ニ於ケル腹版ノ 厚サ.....

頁

第七項 眼鉄ノ重量.....

頁

第八項 繫材ノ反リノ影響.....

頁

第二節 吊材、

第一項 寸法.....

頁

第二項 吊材、

① 普通吊材.....

② 特殊吊材.....

第九章 桁受沓設計計算

第一節 橋臺上可動部

第一項 反力.....

頁

第二項 各部ノ寸法.....

頁

第二節 突桁上連結部

第一項 反力.....

頁

第二項 各部ノ寸法.....

頁

第三節 橋脚上固定部

第一項 反力.....

頁

第二項 各部ノ寸法.....

頁

第四節 橋脚上可動部

第一項 反力.....

頁

第二項 各部ノ寸法.....

頁

本計算書ニ使用シタル記號

應力其ノ他

+	張力
-	壓力
f	許容應力强度
σ	應力强度
σ_t	應張力强度
σ_c	應壓力强度
σ_o	拱背緣維力强度
σ_u	拱腹緣維應力强度
τ_s	應剪力强度
τ_a	附着力强度
V,S	剪力
M	彎曲率
R.M.	抵抗力率
ρ	鉄ノ强度

荷重

P	一呎長サ、或ハ一吋長サノ荷重
w	一平方呎、或ハ一平方吋當リノ荷重
P	集中荷重
W	集中荷重或ハ動作
R	反力
H	水平反力

寸法、面積、其ノ他

a,b,c	距離
b	幅
d	直徑、或ハ深サ
y	中立軸ヨリ縫維マデノ距離
k	中立軸ヨリ核心マデノ距離
f	拱矢
h	高サ、或ハ深サ
l	徑間長、或ハ部材ノ長サ
r	半径、或ハ環動半径
A	面積
W	斷面能率、或ハ抗曲率
I	物量力率
x,y,z	坐標
θ, ϕ	角度
p	格間長
δ	撓度
$dl, dx, \Delta l, \Delta x$	微分長
E	彈性係數
C	常數、或ハ比率
n	數
π	3.14159
Σ	總和

第一章 總 說

第一節 緒言

第一項	沿革	1
第二項	新橋ノ概要	3
第三項	設計説明	6
第四項	上構ノ製作	12

第二節 材料試驗

第一項	「デュコール」鋼	13
第二項	「セミスティール」鑄物	37
第三項	鑄鋼類	〃
第四項	軟鋼類	38
第五項	鋪裝材料トシテノ火山砂利混凝土	41

第三節 函桁ノ耐壓試驗

第一項	試験成績	45
第二項	算式ニヨル撓折安全度	47

第四節 孔ヲ有スル抗張材ノ試驗

第五節 仕様書

第一項	設計仕様書	53
第二項	製作仕様書	57
第三項	鑄鋼及鑄鐵仕様書	65
第四項	鍛鋼品仕様書	68

第一節 緒言

今圓復興計画に依る第三號幹線(幅員33米)、小帝都中心丸内ア及シ商業中心地丸日本橋區、本橋區、築華街、横斷街一直線=本橋架橋地莫ニ至ル。コニオハテ首都ヲ継貫スル荒川即チ隅田川ヲ越ヘ深川、越中島方面、工業地區ニ通ス。斯ハ如ク本橋架設地莫ニ首都商業中心地ト工業中心地ト連結スル権機ニシテ古来人馬交通、街市近郊寺宇アハ人馬荷車等、外ニ貨物自動車、通過量万キロメトニ。

更ニ又本地莫ハソノ原々遠々松火、樹木繁シ、助ム花タル關東平野ヲ貫フ流シテ帝都ニ入リタル荒川ノ將ニ東京灣ニ注ガヌル所ニテ、眼界大ニ開ケ其風光見ル可ナリ。古人吉著ヲ之ヲ吉ヘテ「東南ハ蒼海ニシテ房魚鳥、翼鶴鈞斗ニ開ケ芙蓉、白葦ハ大城ノ西ニ寺子鏡波、遠嶺ハ墨水ニ臨シテ月蒙朧列、台嶺金龍、寶閣、綠樹、陰々見ニ隠レ自古丹青ヲ施ス似テ風光恰々画中ニアルガ如也」ト。

即チ本橋ハ其構造耐震耐火的ナルハ勿論、堅牢且耐久ニシテ能カ立時、直量貨物及ビ高速度交通機関ニ耐ヘテ其使命ヲ果スルナラズ、其形狀又四圓、雄大ナル環境、調和シ正ニ帝都一大偉觀トシテ都市橋梁之典型タリケル可ラズ。

第一項 沿革

緒言ニ述ハシ如ク本橋架橋地莫ニ古来人馬交通、街市ニ當ルノハナラズ。又隋唐ハ巡船輜輶、要津ニシテ夙ニ橋架設、必要ヲ認ムテ而後大ニシテ水深ハ且ツ洪水、影響モ甚シシカシ為ニ容易ニ實現スルニ至ラタシケルハ元祐十一年ニシテソム以前ハ「深川ノ大渡シト稱ケテ渡舟ニシテ連絡ケレバナリ」。

當時隅田川ニ仙帝橋(現在八千住)ト兩國橋、二橋アルノニテ兩國橋ヨリ下流ニハーツミ橋添ナカサ、不便甚シシカニ橋メ時運ニ發展ニ應シテ兩國橋下流ニ新大橋、永代橋、二橋ヲ架設スルコトナリ。永代橋ハ元祐九年起工シ、同十一年八月一日竣工開通ナリ。此ノ橋ハ長キ百拾間餘、幅參間一尺五寸ヲ有シ其ノ位置ハ現橋ノヨリ遙カニ上流ニ立シ日本橋區北新堀町ノ地先東川岸ヨリ深川區佐賀町ノ架シタルモノニア橋、東南ヲ永代洲ノ言ヒタルカ故ニ此名アリ。本橋ノ架設ニハ有名ノ河村玉藻草子與シシト行コノ橋ニ航行、悲修ナル歴史アリ。即チ文化四年八月十九日深川ノ八幡宮祭事ニ際シ橋ノ中程ヨリ左ノ東側ノ個所折レ是物人多數墜落シ溺死者千五百人餘ニ及ベテ云々雨後敷度、架換ノ經ルモ甚シ架設地莫ニ變スルハナリ明治中期ニ及ベテ、然ニニ明治二十七年之改築スルニ当リ、架設地莫ヲオシテ京橋區大川端町ノ地先ヨリ深川區相川町ノ架設如ク之即チ玉置橋ニシテ甚シ且既要アリ也ハナリ。

橋型 三徑間構桿橋(トス)
 橋長 100間 2合(中央徑間221尺側徑間各181尺6寸)
 橋幅 46尺 (車道22尺7寸5分 步道各8尺2寸)
 使用鋼材總重量 410.722(軟鋼384.771, 鐵鍛26.351)
 活荷重 中央徑間 車道 80.750², 步道 75.000²
 側徑間 車道 80.750², 步道 80.750²
 橋臺 杭地盤(長4間余, 末口7寸, 心心距離2.5尺)
 橋脚 各二個, 煙立沈井(外徑14尺 内徑9尺, 高筒, 四心門, 距離25尺,
 各井深下平水面下大的85尺)

總工費 140,307,873

其内課税 140,307,873

橋台築造費	20,032.006
橋脚築造費	26,307.340
上部架設費	24,500.172
鐵枕組立費	6,542.460
載荷試驗費	604.590
鐵枕試驗費	162.060
鐵枕購置費	43,653.230
鐵枕製作費	16,364.531
裝飾及橋名年號製造費	905.000
雜費	355.396
	140,307,873

橋桿制作所

石川島造船所

起工

明治二十七年五月

竣工

明治三十一年十一月十日

(以上小風俗通報臨時增刊東京名所圖鑑(明治元四年八月發行)=據此。
 本橋ハ甚後矢先失腐蝕, 其強度=就チ甚少危険, 感スルニ至リカワル=大歎.
 後激増シタル交通量=對シ橋幅狭隘, 告謀, 改築, 東京市多年, 懸念シタル
 大正十二年漸次架換工事ヲ決行スル, 橋脚運=達シ現橋, 位置=假橋ヲ故ナテ
 之ノ工事ニ着手シタ, 然ルニイハ, 大正十二年九月一日前古未嘗有大震災=遭遇シ
 本橋架換工事八才高, 桥脚用沈井工事, 中途ニテ中止スル, 並ヘキニ至ル.
 斯ノ震災=ヨ再び往々, 想候事, 締シタル木橋ハ災後殘破=鹿児, 修理
 ナ施シ, 僅ハ人道用トシテ其余余タ保シケル=遂ニ今四, 新行營ニ見ル=至ル.

第二項 新橋概要

永代橋上記如ナ活車ヲ有シ其改築ハ一日至るニクアルが故ニ
 橋興局ニ於テ火災後直ニ=東京都市計画=基ナ, 之カ故ナテ造ニ新
 ハ現橋上流ニ隣接シ新橋, 梁式スコロ=決シ, 大正十三年十一月
 一日愈, 架換工事ニ着手シ, 其概要ヲ記述ハシメバ如ク.

位置 荒川河口=跨リ東橋區大川端ハ深川區佐賀町ノ連絡点.

路線 吳服橋到永代橋, 漢源橋, 經千砂町=至山東市市町區第三號
 幹線道路.

河川 荒川(俗稱隅田川.)

橋下空間限界 高ナ +5.6*(10.37m)以上(東京湾中等潮位+0.1)
 幅 16.5*(54.13m)以上

橋型 尾頭橋付突杭式鋼鉄製拱橋.

橋長 104.7*(607.5m)

有効幅員 22.0*(72尺2寸)² 全幅 84尺0寸

車道 16.6*(54尺5寸)²

歩道 2.7*(8尺10寸)²

有効面積 4,063.45** (1,229.5面坪) 全面積 1,434面坪.

径間數 3徑間

径間長短配限 中央支間 33.0尺0寸 中央徑間 31.0尺0寸

側支間 13.5尺0寸 側徑間 12.4尺0寸

路面縱斷面配 中央徑間 60%抛物線勾配

側徑間 30%直線勾配

車道 72%双曲線勾配

歩道 中央徑間 110°, 側徑間 115°直線勾配.

路面高 車道中心=於ケル路面高ナ橋台=於ケル+14尺3寸,

橋脚=於ケル+10尺9寸, 橋中央=於ケル+21尺6寸

凹鏡=伊豆産火山砂利混凝土填充, 木塊鋪裝.

軌道枕木=鋼枕木使用.

主桁断面積 起拱高 1,173²(最大)

拱頂高 590²

吊版杆 356²(最.1.)

100²

拱矢 47尺6寸²

165尺3寸²

2尺9寸²

使用鋼材總重量 4,052.316

内訳次如し

上部主要鋼材	3,561.205
ヨコヘルメス鋼眼鉄錠	244.480
初費等其他鋼製品	125.615
高欄電柱其他(以下同様)	96.165
推定大橋添加物(以下同様)	24.851
	4,052.316
其外=電燈金物橋名板7ロス	3.143

使用總鉄數 685,246*

内訳次如し

	工場鉄			現場鉄			小計
	径1吋	径子 ^{1/2} 吋	径母 ^{3/4} 吋	径1吋	径子 ^{1/2} 吋	径母 ^{3/4} 吋	
側径間支折	21,605	6,399		19,301	3,870		51,174
中央径間支折	60,102	10,914	219	71,096	15,641		174,761
床 部		162,392	14673	190	115,162	100,316	392,733
緩慢及吊枝		16,635		3,656	1,5041	446	66,570
計	89,707	234,339	14,091	95,033	15,0514	100,162	685,246

外=高欄金物用1/2吋²鉄 3,200*

1/2吋鉄 3,540*

使用大二八鉄數

径子^{1/2}吋 709*

径母^{3/4}吋 573*

1,281*

外=高欄金物用1/2吋
径子^{1/2}吋 620*

径母^{3/4}吋 600*

架橋地盤地質 大正十三年七月十二日、結果=ヨコヘルメス鋼、底以下10cm至18cm
迄、砂質或、石礫質、比較的硬也層、尤以下且般、混入ル粘土層又、埋木。
埋草、灌木等、河川、河岸、通、零点以下97m、石層=達²m迄、信號入ルニ
足、可、地層ナシ。

潜函基礎工事、際、於、大体上記ト同一、無吉果、得。

上構總製作費 1,160,189.914

内訳次如し

品名	重量(t)	代價(四)
吊杆製作費	314.196	37,861,560
攀扶	1572.980	196,623,500
床筋繩筋製作費	1469.214	161,613,540
綫構	174.807	17,400,700
全上 枝料費	3,874.023	49,125,248
全上 用鐵製作費		13,529,646
眼鉄	229.540	81,406,700
錘	16.062	7,227,900
以上 連接費	3,656.682	48,000,660
附屬金物等其他	127.119	45,603,070
衝狀金物	10.708	7,618,800
排水裝置金物	5.861	3,600,000
排氣辨露	0.237	0.7,250
高欄金物	95.155	11,680,000
袖高欄金物	9.761	4,991,600
航行燈柱金物	6.607	2,734,440
電燈金物	1.282	6,089,900
名 銀	0.131	700,800
計		1,160,189.914

製作所

橋	神戸川崎造船所
鑄鋼品	神戸製鋼所
中鋳鋼(セミスチール)	日本鋳造株式会社
鉄	大阪帝國製鐵株式会社

起工 大正十三年十二月一日

竣工 令十五年十二月二十二日

新橋概要(以上)如²3其上部構造、全部内閣製材料(八幡製鐵所、川崎
造船所及法野小倉製鐵所製品)依²3索作、其工費、約117萬円(大正10年
(明治36年竣工)上構製作費6萬円)比較²3費=隔世感アリ、而モ其ノ工
事期間²3比スル=旧橋²3日清役、累計²3受ケタルメ工事延引²3勿論ナレト
鬼²3角三年半長日財要シテ²3反シ新橋²3僅カニ二箇年²3日子²3ム²3其²3竣工²3
是²3時運²3進展、技術²3進歩、轉々²3感²3能ハス"。

第三項

設計説明

(A) 型式、構定

架橋地盤、状況

木橋架橋地盤=松林状況=尾張大体次、四条件アリ。

(1) 河川; 河岸を通じ、地盤基材軟弱トヨシ。(隅田川諸橋梁中地質最悪)

(2) 河畔地、低地トヨシ。

(3) 芝川、河口ニシテ船舶通航作業繁トヨシ。

(4) 四周、風光雄大トヨシ。

木橋型式構定=当ノハシ帝都復興院時代川河渠局時代当初=松子前長官直木博士、故太田土木部長、笠原建築部長、田中橋梁課長、其他要路人々集リテ上、諸条件=就半慎重+調査考究、車アルノ勿論トヨシモ一々之ヲ記スルハ徒テ冗長ナル女禁アリカガ故=算=甚、要旨記スルコト、セシ。

(1) 本地其ノ如ク軟弱地盤=對シテ、荷重、景観等都合ヨリ箇所ニ集中セシムラ良策アリ。且テ施工=便利用橋脚脚大、且堅固ニシテ=荷重、大部分ヲ受ケシムル方針トヨシ。

尚コ此場合ニ橋脚ノ勿論、橋名=松子と庵ニ水平足カタ生在サル様ニスルトキ、
トキ、兵ヨリ見ルハ横前橋ノ如ク普通、其橋本地其ノ對シテ問題トスルイ貴値ナシ。

(2) 架橋地盤附近、河畔低地ニシテ且人家稠密ナル故規定、航行下空間ヲ得ルタニ、
其ノ型式(下路式)(Through Type)トスルヒテ得ルナリ。

(3) 舟行、便利用ハ一箇、橋脚脚設テ、一径間ニアラ度ニ至りタルモ經濟上、良ヨリ
到底、望ニ難シ、然ハニ二径間スベキか三径間スベキか言フニ之=前花子ハ種々意見
アリモ船舶航行上最も有利=使用モルル河川ニ橋脚ヲ築造スルコト時ニ三径間ト
シテ出来ルナシ河川、幅、廣、深、可ドアルベシ。(河井川、淀川、船井川)

(4) 架橋地盤附近、河畔低地環境ニ就シスルノム、區域内局部的装飾、能久山原ニアラ・橋梁、
其ノカガ全体トシテ表現ヌル氣分ヨリテノニ思タル。

即テ型式トシテ、其輪廓、豪華な屋大内モトナリ、ナラベカラズ。

吊橋、如クハ形態佳麗ナル其ノ美、鐵細ニシテ幾分女性的、感アルカ故ニ本地
其ノ如ク雄大ナル景致中ニアリハ堅苦ナル、但真アルベシ。

(B) 外觀

橋上テ通行スル人、感シヨリ吉ハ上路式(Dock Type)ヲ最上段ル勿論ルトキ=アリ
ニテハシ事情ニヨリ型式、三径間下路式、限是ナシカ故ニ本地其ノ道スル型式、小アラス
トスル事無、先ツヨリ二種、型式カ橋上テ通行スル人ニテ感シニ就テ比較大
ルニアリ、其ノ不規則斜斗材ノタニ非常ニ不愉快ナル感シテナリ=及シ繫掛、
吊橋ノ事は張力ニ在スルノテ甚、航行面比較的小ナリ、且テ既界ヲ遮ルトシテ且ツ一定
間隔ヲ置行多數、吊橋が並直並列スル者、一種端體、感シタバシ。

更ニ橋外の見る形態、美ニ就クテ比較スルニアラ、男性的ニシテ力強チ輪廊
ハ可スルモ優美、是=松子缺少所大アリ、其雅ニシテ然カモ在昔大アリの感美、有天井梁
拱=及ハナリムト遠シ。

(C) 繫掛(二種)=就アリ

既ニ繫掛型式ハ決定久シ以上次ニ接筋(Braced Rib)及ソリ(Solid Rib)ル
カガ問題トスル。Braced Rib、其ノ形状幾分軽快ニシテ重量ヲ減シ得ルニ連結
タリ、隅鉄(Gusset Plate)が非常ニ大アリ事實Solid Rib、其ノ比較シテ余、經濟的ルル、
得ル: (計算=ヨリ生れ重量ヲ推定スル=重量、減少ハ大約5%ナ出テス)
又將來活荷重増加門際補強スル甚、タ不便アリ。

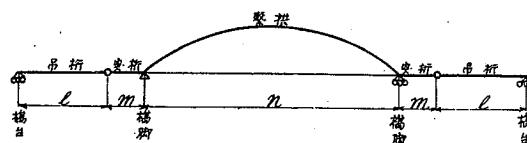
一方Solid Rib、二枚、銀=ヨリ上下兩枚ヲ連結セリモ故、接筋、接=部材、
重量大アリ、幾分不便ハ危レアリモ其、應力計算等ハ比較的正直=アラ・橋身側
性=伴ニ二次的應力ニヨリ、其の影響持テ考慮スル必要ナリ且又部材、橋身少ナリ
其ノ寿命ニ長ク得ル利點アリ。更ニ之ニテ美觀上ヨリ見ル=Braced Rib、接合=
ハ其、側面間の單構橋アリ(B)=松子述ベシ缺臭、兔耳能ハス。

之ニ反シSolid Rib、其ノ外觀壯重アリミテ、最ヨリMOSI、美ヲ表現、其、施工、如
ク中空ニ螺旋ル接筋、曲線ル清酒瓶筋材、直線ト相俟テ遺憾ナリ、周囲、風景
調和スルヲ得ベシ、尚又一旦事アリ際、空中防禦ヲ參アルモ Solid Rib、方安全ナル、
言ナ候ケンムビ。

II 径間割

□ = 選べタル理由 = ヨリ 中央径間、型式・Solid Rib、繫拱、
決定シタ。従ツテ側径間・銀航行トアルハ勿論トレスモ 側径間、
中間・錦・挿入シテ莫・橋台側・吊航行・橋脚側・奥航行トアル
時、次、如キ利益アリ。

- a. 不静定度ヲ減ズ。
 - b. 側径間主航行・深カヲ減ズ。
 - c. 荷重・影響・橋脚・集中スルヲ得。(主航行・材料自身・橋脚
附近 = 集中スルコトナリ 益々コノ傾向ヲ甚シス。)
 - d. 繫拱・航度ヲ減・少ス。(但シ側径間・航本ハ・増加スベシ)
- 即チ本橋・大体下圖、如ナ三種・径間・有セシムコトセリ。



今吊航行、奥航行及・繫拱、径間長・ l 、 m 、 n 、トシ之等・値、決
定セントス。

先以各径間主航行、重量・其・径間長・或・常歎・乘・946t = 等シ・假
定ス。ヨ・常歎・吊航行、奥航行及・繫拱・材シテ・ a 、 b 及・C トレスモ
主航行・總重量 W ・次、如シ。

$$W = 2al^2 + 2bm^2 + cn^2 \quad (1)$$

又橋・總径間長 L ・河幅ヨリ決定シレ 600' +.

$$L = 2l + 2m + n = 600' \quad (2)$$

上式・於テル・舟行・其ヨリ見シ・出来ルダク・大トスル便ハレハ・側径間ト・釣合
経済等・奥航行・ L ・半分往・來が普通・而シテ本橋・上流・淡洲橋
ヨリも浦原川・多島川故全長・約 330' トス。ヨ・最古・其・上・行・
即シ(2)式・ $l + m = 135'$ (3)

(3)式・考入・ \rightarrow (1)式・根・ $l + m + n$ ・條件・求ム・

$$\frac{dW}{dl} = 4al + 4bm \frac{dm}{dl} = 4al - 4bm = 0$$

$$\therefore al = bm \quad (4)$$

即チ主航行總重量・ $al = bm$ + n 時 = 最小 +.

本橋・場合・

$$a = \frac{2280}{87.5} = 26 \quad \left. \right\} \text{ (第四章参照)}$$

$$b = \frac{3370}{47.5} = 71$$

ニ・値及・(3)式・(4)式 = 代入スレバ

$$26(135 - m) = 71m$$

$$(26 + 71)m = 26 \times 135,$$

$$\therefore m = \frac{26 \times 135}{26 + 71} = 36'$$

$$l = 135 - 36 = 99'$$

然レル・此・値・直・用・ル・時・吊航行・100' 近・長径間ト・ル・故。
主航行・深・大・ル・路面上・高・露・ハ・通行者・不快感・手・フル・1・5・2・
繫拱・死荷重・ヨル・挠度・5'・余・トルベレ。

専局・於・繫拱・航本・減・且・橋脚・若・主航行・集中軸方針・從・
奥航行・長・航行・取・奥航行・長・47'-6"・吊航行・長・87'-6"・也。

(2)場合・繫拱・死荷重・ヨル・最大航本・第・五・章・第六節・フルガ・30t,
471' - 週・ス。)

III 桁下空間

桁下空間 = 幅員 + 舒適，規定次々如レ。

“木橋梁、桁下端高さ=径間・闊さ規定、其二。

荒川及荒川派川：架橋ルート、木橋行、下端、於、高、東京湾中等
潮位上5.6米（螢ヶ島水位基準零点上6.7米）以上、幅16.0米
以上、径間=1個所又、幅10米以上、径間=2個所以上、径間6.0
メートル。

但し、河床4.0メートル、配置2.5メートル吊床橋、高+1.2メートル、上端、限界
入出人門、行。

即、本橋、中央径間=5.6メートル $(18\frac{5}{8} - 4\frac{15}{32}) \times 16.5\text{メートル}$ 、
桁下室1.0メートル可。

然ル、中央径間最低部（水道管、瓦斯管下端）+10.0メートル
規定、 $1\frac{17}{32}$ メートル、餘裕2%、2.0メートル、3.0メートル、一格段3.0。左端
及、 $1\frac{3}{32}$ メートル下2.5メートル規定、 $\frac{7}{16}$ メートル。

而シ吊床橋、間隔 $\sim 15\%$ （4.57メートル）其、規定限界内、入出高
2.0メートル（0.71メートル）退メス。即、桁下空間、充分。

IV 桁矢

繩拱、桁矢、何等、制限、更少、加故。径間長+桁矢、 $\frac{10}{7}$ メートル
経済的、 $\frac{1}{7}$ メートル（Kunz氏著 Steel Bridge. p.350参照）、 $\frac{10}{7}$ メートル、
即、桁矢。

$$3.30 \times \frac{1}{7} = 4.75$$

1.2%.

V 繩材、伸張、備、装置。

繩材、伸張、 \rightarrow 繩引張り木橋、傳、時、床構、直、破壊ル
べ。即、床構、自由、伸縮、 \rightarrow 繩材、伸張、 \rightarrow 高、應力、生じ
て、大害、故、計、可。

其、爲、床構、繩材、 \rightarrow 全然独立せり且、床構、三分シテ二個所（橋
脚より10.5メートル） \rightarrow 於、伸縮接合、設ケ。

VI 総括

本橋、設計終了後其、數字=就、統計セル結果次、如シ。

(i) 荷重=就。

各径間一枚当り、荷重（噸）、示セバ次表、如シ。

	死荷重（噸）			活荷重（噸）			總荷重		
	鋼材	舗装	添加物	死荷重	駕車	騒音			
吊橋径間	4.47	3.30	0.82	8.59	2.58	1.30	1.15	5.03	13.62
突橋径間	5.39	3.30	0.82	9.51	2.58	1.30	1.21	5.09	14.60
繩拱径間	7.59	3.24	0.82	11.65	2.66	1.30	0.32	4.28	15.93

(ii) 鋼材重量=就。

使用鋼材總重量 = 3,948.635 噸（橋台及橋脚上、於、構造、重量、合計）

$$\text{橋面-平均一枚当り鋼材重量} = \frac{3,948.635}{60.75 \times 84} = 0.07738 \text{ 噸}^2 = 173 \text{ %}$$

$$\text{橋面-面坪当り鋼材重量} = 0.07738 \times 35.50 = 2.753 \text{ 噸/面坪}$$

$$\text{一枚長さ当り鋼材重量} = \frac{3,948.635}{60.75} = 6.50 \text{ 噌} = 14,560 \text{ %}$$

$$\text{作用活荷重(平均4.63噸)} = \frac{6.50}{4.63} = \frac{6.50}{4.63} = 1.40$$

尚各径間、就、吉井、示セバ次表、如シ。

	吊橋径間(87.5%)	突橋径間(47.5%)	繩拱径間(33.0%)
使用鋼材重量 (%)	390.87	255.87	2.505
橋面-平均枚数当り鋼材重量 (%)	0.05318 (119%)	0.06413 (144%)	0.09037 (202%)
橋面-面坪当り (%)	1.892	2.282	3.215
一枚長さ当り (%)	4.467 (10,000%)	5.387 (12,070%)	7.591 (19,000%)
作用活荷重に対する比	0.89	1.06	1.77

(iii) 主桁、重量=就。

	吊橋径間	突橋径間	繩拱径間	全橋通算(6075)
主桁重量 (#)	399,000	320,000	2,600,000	4,038,000
橋面-平均枚数当り主桁重量 (%)	54	80	94	79
一枚長さ当り (%)	4,560	6,740	7,880	6,650

附記、普通用ヒル・Bertschinger氏式 (Schäfer: Eisenne Brücken. 3.134参照) = πL^2
構造式 (Fachwerk) 繩拱、橋面-平均枚数当り主桁重量 g (%)、次、如レ。

$$g = (100 + 2L + 0.01L^2) \text{ 噌}$$

但し L = 支間 (メートル)

$$g = 100 + 200 + 100 = 400 \text{ %} = 82 \text{ %}$$

本橋、 g 上記、如、 94 % 、其、構筋脚の級鋼、 $L = 18.0 \text{ メートル}$ 、荷重状態及び柱高基準、故
之、支間直、比較、繩拱ル。

第四項 上構製作

上構製作ハ大部分神戸川崎造船所ニ請負シテアリ。

川崎造船所ニ於テ大正十四年八月中旬より着手、着工翌十五年八月二十日上構全部
製作ヲ完了シテ、其工程次表如シ。

種目	原寸	型取	横幅切削角度	縦線	光明	部分組立時斜度	假組立
吊橋	15' 2" 10"	2' 10"	2' 10"	2' 10"	3' 25" E	4' 10" E	
索杆	15' 3" 25"	3' 25"	3' 25"	3' 25"	6' 10" S	7' 10" S	
駆掛	15' 5" 10"	5' 10"	5' 10"	5' 10"	7' 10" S	8' 20" S	

樂作=開スル仕様書、本章第四節=記述ルハシテコロ、本構、製作ニ就キ特ニ注意スハ
事工員ヲ掌シ。

- (1) 本橋中央経間駆掛け、駆掛ノ其寸法大ナル者製作ノ制限及テ
即チハ各梁製造所ニ於テ製造得ル者銀、最大寸法ハ。

10' 0" x 25' 0"

10' 6" x 25' 0"

11' 0" x 21' 0"

1. 三種アリ。然ルニ本橋駆掛け、其深さ大ナル者之等、頭、橋ニ使用スル能ハス。
止モト、10' 0" x 25' 0" 銀、所送ニシテイテ英國也。其、又格安間距離ハ15' 0"ルニ
拘ル。10' 0"毎ニ添接スルハ、全金橋+7セラム。但シ格安0.1格高15' 0"ハ
其、深さ小ナル故、10' 0" x 25' 0"銀、橋ニシテ使用シ。

- (2) 鉄孔ハ子像、壓穿又ハ空質孔、假組立ナシ洞孔也。

- (3) 尾行突折及上部斜張構、假組立、強固地盤上ニ搭、ル規定高リ、完全ナル反対
(Camber Block)上ニテアリ。且テ駆掛け、工場設備其他、都合上實カニテマヌ
假組立ナシ。

- (4) 構内ハ松材接用現場鍛金、鍛丸1/11号=空質孔、現場組立、附ノリ食達備
ヘリ。

- (5) 眼鋲ハ米國ニハ普通 Upsetting and Press-Forging ル方法ニシテ本
橋用眼鋲ハ金版ヨリ剪断シテ製作シテ。(本章第二節参照)

- (6) 凹板、表面ニハ防水前シテ「アートル」(オットワイルス會社發賣)、三回塗シ、又排水
管ハ亞鉛粉/セメント。

- (7) 部材、部材釘接合ハ其、受クル應力、張力アル、壓力タルヲ問ハズ。部材ノ全道=317
ミリ添接シ。

- (8) 級鉄力ハ径一吋銀=對シ10噸、徑二吋及半吋銀=對シ1125噸水壓鉄錠
機ニ使用シ。

第二節 材料試験

第一項 デュコール鋼(Ducor Steel)

① 概説

デュコール鋼ハ最近出現シタル特殊鋼シテ其、起源ハ彼、國際聯盟ニタル
造船限制=制載セラル英國製鋼業者ニ車重量ニシテ而カニ充分目的=重化
得ル鋼、必要ヲ滿シ1922年ニ其研究結果ハ海軍省ニ提出シテ、即チマニ「デュコール」
鋼ハ名稱「Durable and Ductile, Colville」、粗細シアルニシテ、内Colvilleノ製造者タル
David Colville & Sons Ltd.ハトヨリテコル特殊鋼が本邦土太郎ニ於ケル大正十三
年十一月十三日東京帝國大學工學部輪轉講会席上ニ於テ大款換手貿易裏氏ガ「英國造船用
新鋼材」就「1ケル」演題下ニ講演セラル事也。

當時我橋梁部、即チハ本橋、駆掛け用金鋼材トシテ「シケル」鋼、使用ル計画ナシニエ
同氏、講演ニリ「デュコール」鋼の物理的性質ハ「シケル」鋼=イタリ王室御用セラル
斯界、辛先シヨク新特殊鋼、構梁ニ應用シ橋梁製作技術上ニ新機軸ナリ
且シ、内國製、材料ハヨリ橋行製作セリ企圖スルニ至レ。

爾後当橋梁課、我國、試験所設備ニヨリ出来得ル限り試験方法ヲ用ヒテ
此、特殊鋼、性質、充ニ其、橋梁用材トシテ、適否、研究シテ、他、特殊鋼
ハ比較シテ遂ニ確信シテ木橋、駆掛け用眼鋲及金錠、此、新鋼材ヲ以テ
其作成事ニ決定シ。以下此、特殊鋼、就キテ行ヒタル種々試験及其、試験馬鹿成
績、ヨリ得ル結論、仕様書等ニ就キテ置シセズ。

② 「デュコール」鋼、豫備的試験

当橋梁課ニハ、先ツ「デュコール」鋼ハ構梁用トシテ適スルヤ否、若シ適ストルル其、
仕様書ハ如何ニ夫尾定スルヤ等、問題ニ對テ豫備的知識ヲ得シタメニ其、
試作試験、神戸川崎造船所ニ託シテ行ハシタ。川崎造船所ニハ、兵庫工
場及蓄合工場ニ於テ大正十四年五月下旬、約二ヶ月間ニ亘リテ各種試験ヲ行ヒ
其向處、豫備的試験、終ヘリ。

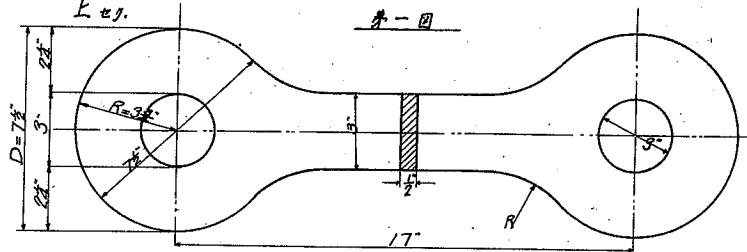
今最も信頼スベ試験、結果(七月十三日兵庫工場ニ於テ行ヒタル事)、一次ニ記シ。

「デュコール」鋼試験報告書

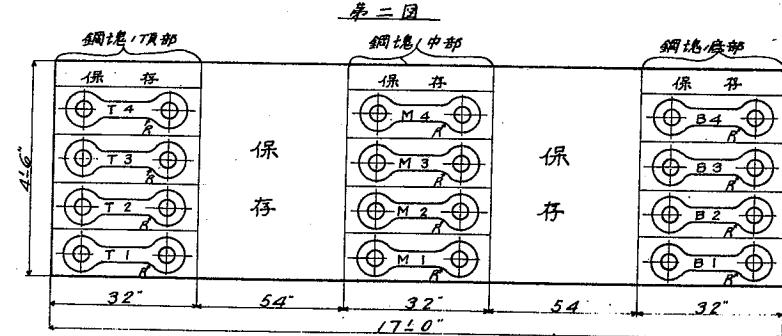
書式驗定、開放

本試験ハ第一回ニ示ス如キ橋梁駆掛け用眼鋲(Eye Bar)、形状ニ造リ、試験馬
鹿ニ就キ張力試験ヲ行ヒタルモノ。

試驗板、鋼塊(ingot) = $\frac{3}{4} \times 41.6 \times 17 \pm 0$ " (剪斷寸法), 大 γ = 輻壓($R_0/11$) ± 0.5
板(plate) = 第二圖, 如剪斷採取三種全圓記載如三種形狀 = 機械仕
上也.



第一圖



第二圖

(備考)
 $T_1, M_1, B_1, T_2 = \text{R} = 1"$
 $T_2, M_2, B_2, M_4 = \text{R} = 3\frac{1}{2}"$
 $T_3, M_3, B_3, B_4 = \text{R} = 5\frac{1}{2}"$

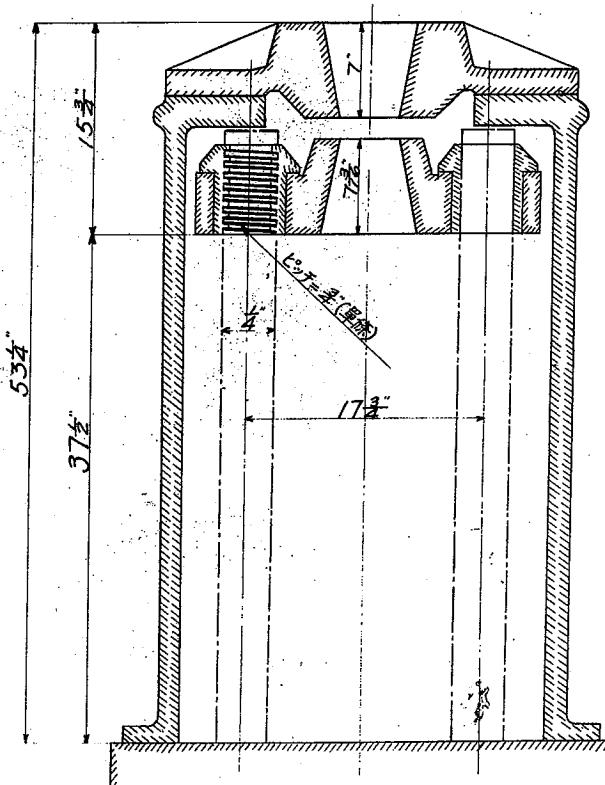
「鋼材成分」試驗 = 供之樣品化學的成分次第, 如下:

	C	Si	Mn	P	S	Cu
Ladle sample	0.26	0.14	1.54	0.031	0.028	0.12
Check analysis						
第一塊 = 鋼塊中央部分	0.24	0.155	1.458	0.034	0.020	0.16
第二塊 = 鋼塊中央部分	0.23	0.141	1.435	0.032	0.019	0.16
第三塊 = 鋼塊中央部分	0.23	0.164	1.458	0.030	0.022	0.16

「試驗裝置」張力試驗 = 第三圖, 如 Richle 式 100 吨 (200,000 壓力)
材料試驗機 (Richle's Universal Testing Machine) = M.L. 且特 = 17.17"
把檯裝置, 使用如.

第三圖

200,000 壓力 材料試驗機 (Richle)



試験成績 張力試験結果(次表)示す如シ。

Test Marks.	Size of Pieces		Yielding Point. T/o"	Max. Stress. Tons.	Elongation. % in. 0"	Reduction of Area %	Fracture
	T.	X W.					
T ₁	.495x3.00	1.485	27.82	60.22	43.24	22.6	46.9 Cone and Cup, Slight Lamination.
T ₂	.496x3.00	1.480	27.12	63.99	43.00	19.5	41.2 Angle, Slight Lamination.
T ₃	.495x3.00	1.485	30.66	63.91	43.03	19.0	39.4 Cone and Cup, Slight Lamination.
M ₁	.494x3.00	1.402	27.24	62.40	42.10	24.0	46.4 Angle, Slight Lamination.
M ₂	.495x3.00	1.405	27.76	61.86	41.65	21.2	47.4 1/8 Cone and Cup, 1/8 Angle, Slight Lamination.
M ₃	.500x3.00	1.500	27.58	62.20	41.52	19.5	48.6 Cone and Cup, Slight Lamination.
B ₁	.492x3.00	1.476	25.23	60.10	40.77	22.8	49.9 Cone and Cup.
B ₂	.497x3.00	1.491	25.40	60.04	40.80	21.2	51.3 1/8 Cone and Cup, Angle.
B ₃	.500x3.00	1.500	26.02	61.35	40.90	19.7	46.9 Angle.

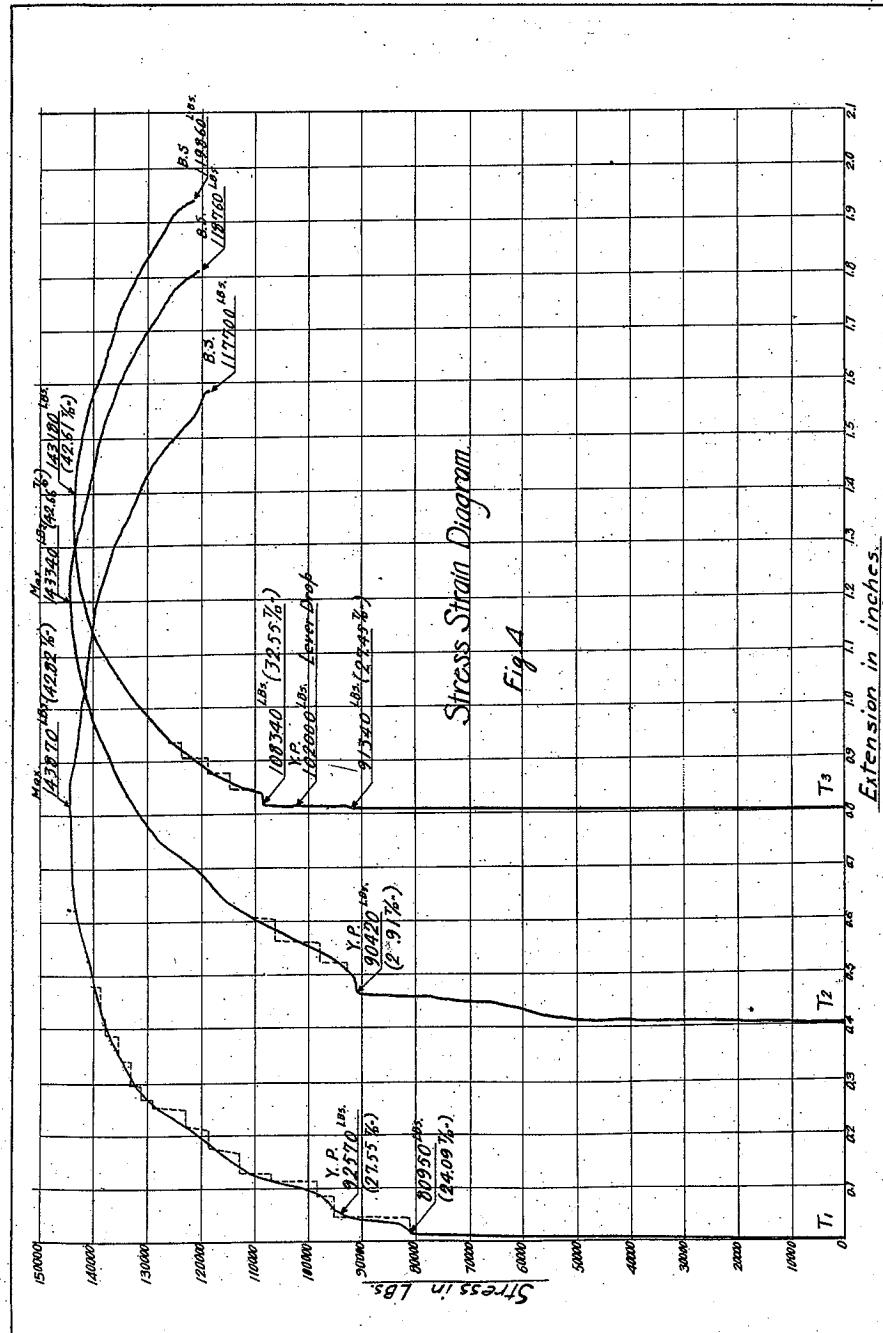
(備考1.) 試験は1分間0.1", Pulling Speedを以て最高ヨリ荷重断行スルマニ変化スル=1+7連續也。

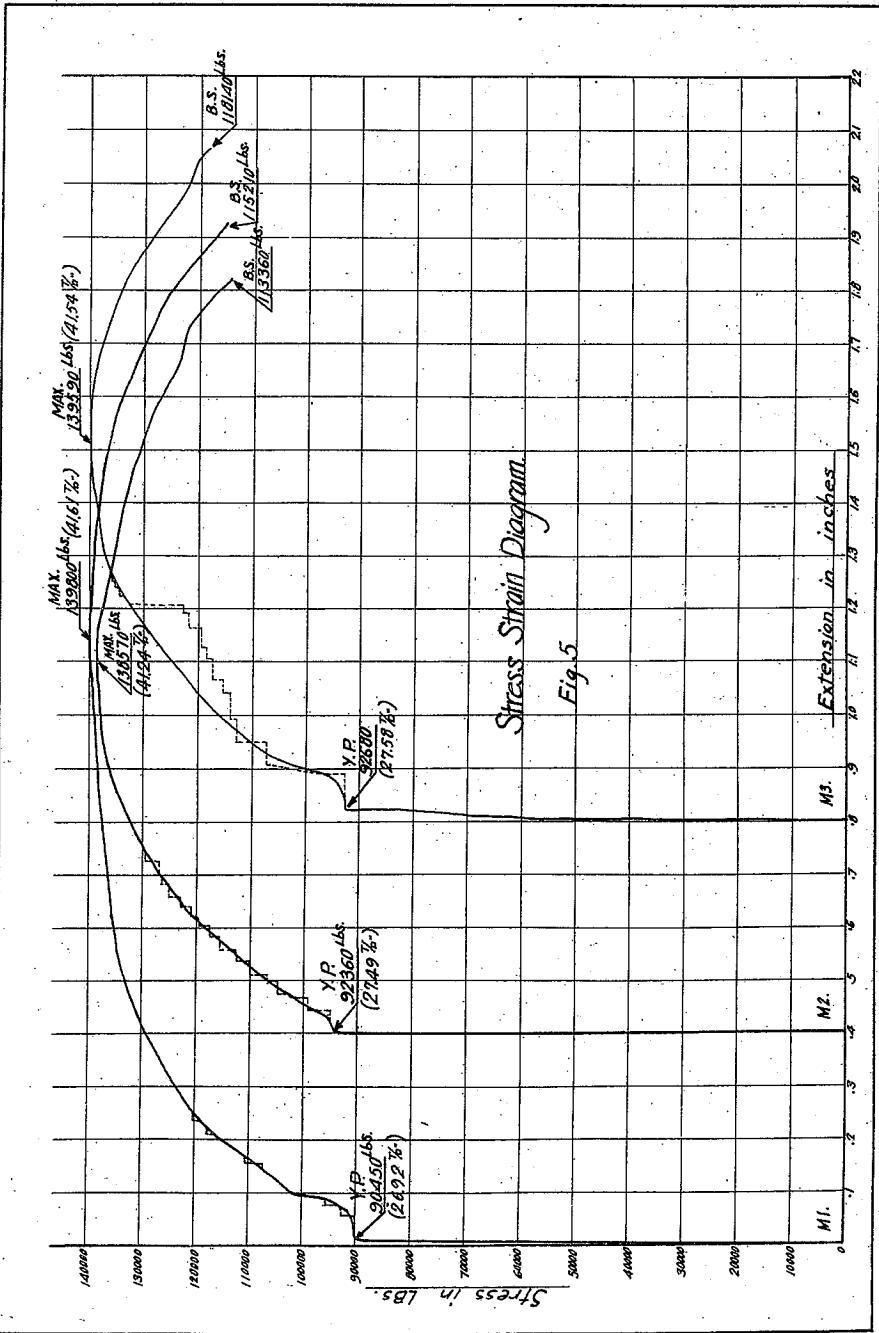
(備考2.) 降下点、八重桿(Weighing lever),落下降時、観測セルセナ。

「應力変形線図」

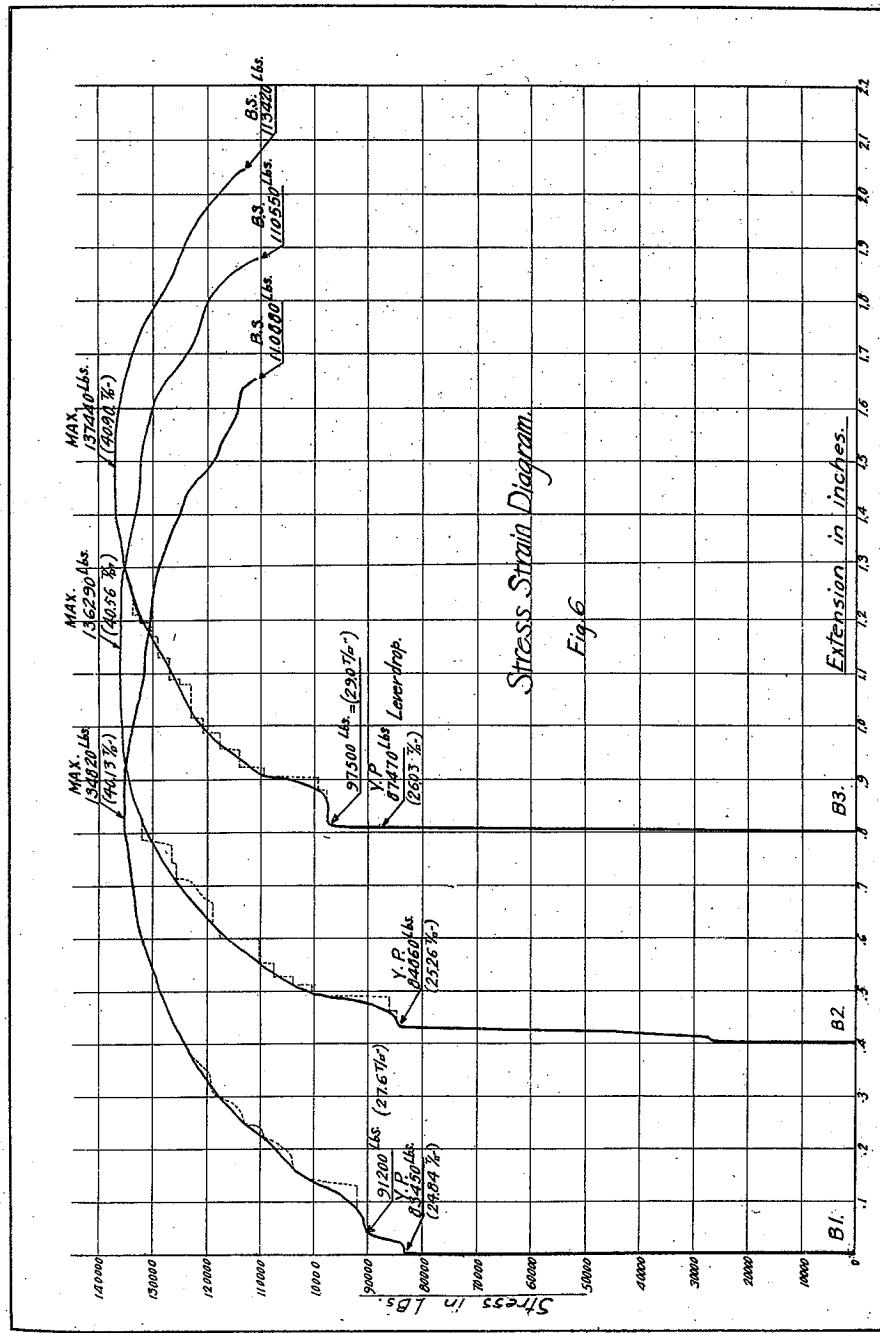
Richie's Autographic Apparatusを用いて應力変形線図(Stress Strain Diagram)を画キタレド此ノ装置は構造上欠点ある完全ナルモア無ガルハ止ムヲ得ケリ。第四、五、六、圖は示ス線図。延伸率。

大体=於テ降下点、八重桿、落下降時観測セルセナ約全様ナリ曲線、横、長ナ即テ伸張(Extension)、破断後観測セルセナ一致ナカルモアルトモ之、装置不備ニ依ルモナラン。





18



19

試驗片破斷後眼鋸頭部液形測定

試驗片(統一規格)中央部列破斷後試驗後液狀眼鋸頭部
原形(對照)及試驗後形(直角)=次如圖。

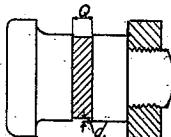
尚有試驗=使用金屬製成試驗結果次如圖

試驗片，錨孔，直徑 = 2.965"

錨孔直徑 = 2.961" (上部)

錨孔直徑 = 2.951" (下部)

間隙 $\frac{4}{1,000} - \frac{14}{1,000}$



十四、試驗=使用後錨中央部即試驗片=接觸面直徑 Q =幾分直徑が液化シタル所である。

其液化量 d 図如く測るハテコム錨頭部

上部平均シテ約 $d = \frac{1}{1,000}$ "

軟鋼=下部平均シテ約 $d = \frac{65}{1,000}$ "

試驗片伸張

伸張(Elongation)，標尺間隔(Gauge length) δ =就て測り上部前出。

然し眼鋸頭部曲線(Fillet)，半径與ルタ=應張部=幅の一部分，長さは
最大1.8%，最小1.5%ルタ以て全體を通じて標尺間隔(Gauge length) δ =測定
する%を比較する不合理考へル。即ち更に標尺間隔6及6.4=就て測定せり。

其測定結果八次如く。

Test Marks	Elongation		Radius of Fillet
	in 6"	in 4"	
T ₁	26.8%	30.8%	1"
T ₂	24.3%	31.0%	3 $\frac{1}{2}$ "
T ₃	23.5%	30.5%	5 $\frac{1}{2}$ "
M ₁	27.5%	33.5%	1"
M ₂	26.0%	33.5%	3 $\frac{1}{2}$ "
M ₃	24.7%	31.8%	5 $\frac{1}{2}$ "
B ₁	26.7%	33.0%	1"
B ₂	26.0%	33.0%	3 $\frac{1}{2}$ "
B ₃	24.8%	32.0%	5 $\frac{1}{2}$ "

以上 大正十四年七月十三日川崎造船所兵庫工場於試驗。

三 テュコル鋼と他特殊鋼と比較試験。

前記ノ試験的試驗結果テニコル鋼は引張力，降下点及伸張率等諸性質。於テ
橋梁用トシ先ツ申シ分キ材料ナルコト認得タ。依テ次々草木其他性質
ヲ他特殊鋼と比較研究シテ更に正石墨ル材観念得ルタ之ヲ試験。鐵道
省官房研究所依東昇。其試験結果次如く。

a. 硬衝試験成績(Results of Impact Test)

使用試験機 Amsler's Impact Testing Machine (Charpy Type)

試験機能力 30kg.m.

試験加熱能 158.m.

折損時鐘速度 3.83%sec.

試片支持距離 80mm.

試片 特徴	試験片寸法		吸收能 kg.m	Shore's Hardness kg/mm ²	N.O.	
	b (mm)	h (mm) bh (mm)				
MS. 2C	10.00	8.06	80.6	6.5	0.0806	24
HT. 3C	10.01	8.03	80.4	5.8	0.0720	26
DU. 2C	10.01	8.03	80.4	8.1	0.1007	35
DU. 9C	10.01	8.06	80.7	8.5	0.1053	35

(注) MS.=マジン鋼， HT.=高張力鋼， DU.=フコル鋼。

(註1) 各試片破壊面粗状態是 H.T. すな木料の試片と比較され位置
他三試片上界ツラ居る様子アル。斯故原因為 H.T. 及 M.S. の強度が H.T. と
アラカルル。若 H.T. 破面か M.S. 或 H.T. 試片と同様アラカルル。 M.S.
又 H.T. が或大カル強度を有する事知れ。 トエ PL DU. は斯然優秀アル。

(註2) 試片製作非常に苦手テ居ルカラ此、結果の比較試験スル=充分ナル實利有
ナリ。

b. 反覆擊衝試驗成績 (Result of Repeated Impact Test)

使用試驗機 Amsler's Repeated Impact Tester (Quadruple Type)

使用シ打錘, 能力 72 Kg.Cm.

試片符号	直 徑	試片支持距離	破壞マサ打擊回数	吸 收 力
MS. 2C	12.00 mm	14 cm.	37,622	9,029 kg.m
HT. 3C	.	.	58,261	13,983 "
Du 2C	.	.	92,064	22,095 "
Du 9C	.	.	88,137	21,153 "

此, 試験の結果, (a) 撃衝試験 (Impact Test) の結果より少強度順序は、異なつて居る。

一般に反覆擊衝試験機 (Repeated Impact Tester) = テスラ機器にて打全重打痕法である。此の打痕は試片の硬度を測定する目的で用いられる。上記の試験結果は M.S., HT. 3C, Du 2C, Du 9C の順序である。併し今假りて打痕の大きさを比較すると、試験片の大きさが等しい場合、打痕の大きさは打痕の大きさと比例的である。すなはち打痕の大きさは試験片の大きさと比例的である。

c. 韌性試験成績 (Results of Toughness Test)

使用試験機 明石製作所製 (Upton Lewis Type)

分間回轉數 350

弾性係数 $E = 21,000 \text{ kg/mm}^2$

試片 符號	試片大きさ		h (mm)	破壊マサ 打擊回数	應 力		吸 收 力 kg.m	硬 度 (Shores)
	厚 (mm)	中 (mm)			T/10"	kg/mm		
M.S. 5	0.19"	0.98"	0.18"	304	20.6	32.9	0.196	25
H.T. 4	"	"	0.23"	448	26.3	41.5	0.461	26
*Du 6	"	"	0.24"	704	27.5	43.0	0.774	33
Du 7	"	"	0.24"	720	27.5	43.0	0.792	32
Du 13	"	"	0.24"	734	27.5	43.0	0.807	34
Du 14	"	"	0.24"	808	27.5	43.0	0.889	34

*振動, 振幅 $\frac{3}{8}"$; 他全部 $\frac{1}{2}"$ 以下。

(註 1.) 上記の試験は除く Du 6 試片を除く外、他の試験機、M.S. 5, H.T. 4, Du 7, Du 13, Du 14 の試験結果は、試験機の振動、振幅 $\frac{3}{8}"$ と $\frac{1}{2}"$ の間に差がある。

(註 2.) Spring Dynamometer の測定結果は、1/210 倍度、力の零点をもつて使用した。上表中の h, 即ち之に相当する打撃半径である。

d. 総括

以上、結果を總括すれば供試材の強度順序は試験方法による少変化しない。即ち、

1. 撃衝試験 (Impact Test) = M.S. 2C, H.T. 3C,

2. 反覆擊衝試験 (Repeated Impact Test) = Du 14, Du 9C,

Du 2C, Du 9C, H.T. 3C, M.S. 2C,

3. 韌性試験 (Toughness Test) = Du 14, Du 7, Du 6, H.T. 4, M.S. 5,

テアル。多少順序、変化ハアルセヨ「テニコル」鋼が最も優秀ナル性質を具備シテギルコトナケル疑ひ容レタ處アル。

④ 製品、試験成績

上記、試験成績は依テテニコル鋼ハ橋梁用材トシテ優越性を有する事、地盤ヲ占ムルト明かナリ。茲ニ於テ當橋梁誤ハ本橋、眼鏡島及ヒ金井、鉄材シテ断然此新鋼材ヲ使用スルコト決定シ先づ大正十四年七月十三日、試験成績を参考トシテ次、始末仕様書を作製。

テニコル鋼(眼鏡及ヒ金井)仕様書

1. 化学的成分

C.	Si.	Mn	P.	S.	Cu.
0.2-0.3	0.1-0.2	14-16	0.035%F	0.034%F	0.164%F

2. 物理的性質

應張強度 (Tensile Strength) 40% 以上

降下点 (Yielding Point) 25% 以上

比例限界 (Limit of Proportionality) 22% 以上

伸張率 (標点間隔 8 吋) 18% 以上

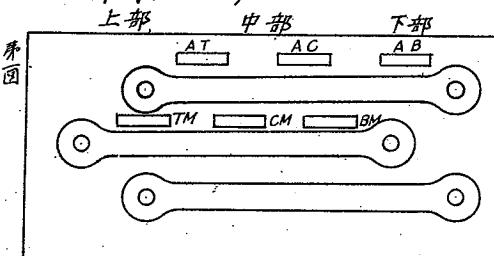
其他、第項ハ大正十四年七月十三日川崎造船所→於天皇御前

17x3" 試験片以テ標準スル。

斯行此，仕様書依シテ大正十四年十一月十八日眼錠及ビ・錐（第八章参照），製作ヨリ崎造船所ニ請負ハシメ、翌十五年五月三十日製品全部納入シテ。其，製品検査，際ニ於ケル試験成績次，如シ。

製品試験成績報告

眼錠八金鋼ニ於ケル機械的性質一板金板ヨリ三本ソツ製作サレ試験片，其，強度部ヨリ第一回ニ示ス如クノ採取シ。即チ鏡上部，中部，下部，三箇所ヨリAT, TM, AC, CM, AB, BM, 六箇箇試験片，取リ更ニ各試験片，第二回ニ示ス如ク三片ニ分カテ。材料試験一併シ。



(a) 2x1寸 試片成績表

化學的成分

C	Si	Mn	P	S	Cu
0.27	0.19	1.57	0.023	0.020	0.16

物理的性質

番號	寸法	試験片寸法		緊張力 實測 kg/平方吋	伸長 實際 kg/平方吋	彈性 限度 1% 伸長 % 1.8X2.5Kg	彈性 限度 2.5Kg 收縮 率%
		標準屈服強度 kg/平方吋	標準切削面積 mm²				
DP-1	"	0.75X	1.500	61.285	40.85	21.5	27.90
TM	"	2.000	1.500	61.285	40.85	21.5	27.90
CM	"	"	"	60.642	40.42	21.5	27.40
BM	"	"	"	59.991	39.99	22.0	26.80
AT	"	"	"	60.714	40.47	23.2	27.60
AC	"	"	"	59.021	39.88	22.2	27.94
AB	"	"	"	59.500	39.67	21.8	27.60

(b) 2x2寸 試片成績表

化學的成分

C	Si	Mn	P	S	Cu
0.27	0.19	1.57	0.023	0.020	0.16

物理的性質

番號	寸法	試験片寸法		緊張力 實測 kg/平方吋	伸長 實際 kg/平方吋	彈性 限度 1% 伸長 % 1.8X2.5Kg	彈性 限度 2.5Kg 收縮 率%
		標準屈服強度 kg/平方吋	標準切削面積 mm²				
DP-1	"	0.500X	2.000	1.000	41.22	18.1	28.04
TM	"	"	"	39.89	39.89	19.7	26.89
CM	"	"	"	39.51	39.51	19.0	27.44
BM	"	"	"	40.53	40.53	20.0	27.67
AT	"	"	"	40.79	40.79	18.9	27.65
AC	"	"	"	38.58	38.58	20.1	26.22
AB	"	"	"	38.58	38.58	20.1	26.0

(c) 2x2寸 試片成績表

化學的成分

C	Si	Mn	P	S	Cu
0.27	0.19	1.57	0.023	0.020	0.16

物理的性質

番號	寸法	試験片寸法		緊張力 實測 kg/平方吋	伸長 實際 kg/平方吋	彈性 限度 1% 伸長 % 1.8X2.5Kg	彈性 限度 2.5Kg 收縮 率%
		標準屈服強度 kg/平方吋	標準切削面積 mm²				
DP-1	"	0.751	0.4430	17.625	39.78	18.1	27.56
TM	"	0.747	0.4382	17.112	39.05	18.5	27.45
CM	"	"	"	0.748	0.4394	16.955	38.50
BM	"	"	"	0.750	0.4410	17.960	40.65
AT	"	"	"	"	10.018	40.78	19.5
AC	"	"	"	0.749	0.4406	18.143	41.17
AB	"	"	"	"	"	17.5	27.99

以上大正十四年十二月八日兵庫工場一式試験。

此結果ヲ通覽スルニ既に前回の試験より較末多カラフルな材質，均一性，軟キシ度等，不セ。然ニ極強ニ於テハ仕様書規定以下ニ落ナレモノイヌカニズ。然レバ許容應力強度と直接，關係有ル降下高ニ於テハ大体仕様書適合ヒモノ之製作スルルヲ得シ。

5. 雜記

a. 「デュコール」鋼中、主要有効成分「満倅」。今満倅の主要有効成分はスル三種
・金鋼、中=含マリ、満倅、量は比較スルハ次如シ。

建築用鋼	0.5 ~ 0.8%
「デュコール」鋼	1.5%
「マンガン」鋼	3.0% 以上 (普通 8% ~ 20%)

而シテ「金鋼中」含マリアル満倅、金鋼組織中、Cementite化し結合せり。
Double Carbide、形成シ金鋼、抗張力ヲ増ス性質ヨ有ス。只其缺点
スル所ハ、満倅含有量、増ス=従ツテ熱操作=寸スル敏感度、増ス点
=アリ。即チ「マンガン」鋼=於テ、コノ傾向最も甚ダレク之、Anneal 時
其延性(Ductility)、全奪去ル結果ヲ生ス。古来ニ高ニ過大
規ル技術家ガ「満倅」鋼ヲ脆クス」ト稱セテ之、嫌忌セルハ無理アリ。

「デュコール」鋼=1.5% 前後、満倅含有スルが故。其熱操作=充分ナル
注意ナリ。ガル可ラズ。即チ鑄造温度、加減、金塊(Ingots)加熱、運
送、転壓作業後、仕上温度、及び冷却方法等。開レテ今後益々研究
スル必要アリ。若シ之等、点ニ幾多改良ガロルナラバ「デュコール」鋼、物
理的性質、現在、狀態ヨリ一層向上セムルコトハ在レ難事アラカル可シ。

b. 「デュコール」鋼、組織中多量 Slag の潜在在ルトハ其延性害スル
大アリ。即チ精鍊作業、注意シテ極力 Slag 施ナスルを要ス。

c. 英国、金鑄石=0.4%附近、鋼、含マリ同一、研究ニ英國、大レヒビ試験
結果、相違、未々傾向アリ。今後化学的成分、就チ更ニ正確ニ研究、要スベシ。

d. 屈曲性=開シハ上記試験成績表中=「何等記載セリ」も幅3吋、モリ
冷却、ア、試験片、厚サ、半分。等シ直径=7180° 屈曲スルト更ニ=割1/4
(Fracture)見ス。斯ニ、材質軟カクシテ屈曲性大ナルガ故=其、加工性
質、普通軟鋼ト殆ド同様シテ Punching, Bending, Machining,
Welding 等、行セ得。但シ鉄孔、高張力鋼等ト同シ鑽孔(Drill)
熱操作ハ行セサル方安全アリ。

e. 普通米国=「眼錐頭部」壓鍛機(Forging Press)=「製作スレ」は「デュコール」
鋼眼錐、村シテハ、工方法、用ヒガル方可ルアリ。其理由、前記(a参照)、如ク
・金鋼・粗暴な熱操作=寸シ敏感=シテ其材質強ムルナサルが故アリ。

以上、車及ヒ工場設備、都合上本橋用眼錐、鋼板ヨリ直接剪断(Shear)
スル方法ニヨリテ製作セリ。

f. 尚 86 個、試験片(金鋼 61 個、銀鋼 25 個)。就チ行ヒタル試験成績
ヨリ算出セラ平均表、次如シ。

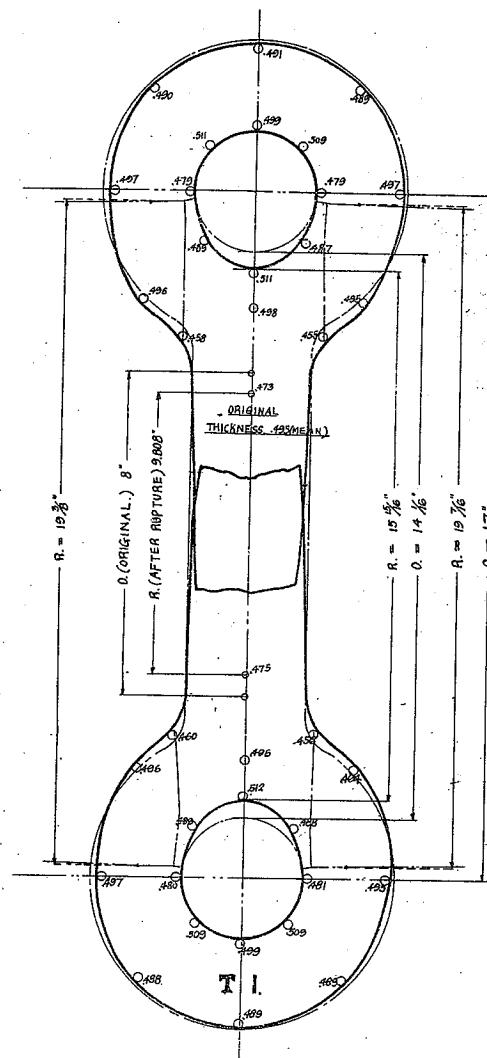
性質 種別	抗張強 (kgf)			彈性限度 (kgf)			伸張率 (%)		
	最大	最小	小計平均	最大	最小	小計平均	最大	最小	小計平均
金鋼	101,786	87,472	93,318	68,746	56,068	60,276	25.0	10.1	21.82
銀鋼	114,106	93,004	99,254	70,291	61,062	65,050	31.5	22.0	27.82
總平均			95,053				61.684		

(註) 金鋼、伸張率、標準間距離 8"、對スルモニテ銀鋼=11.2"、
對スルモニテ、依ツテ之ヲ總平均ハ算出セラルコトセリ。

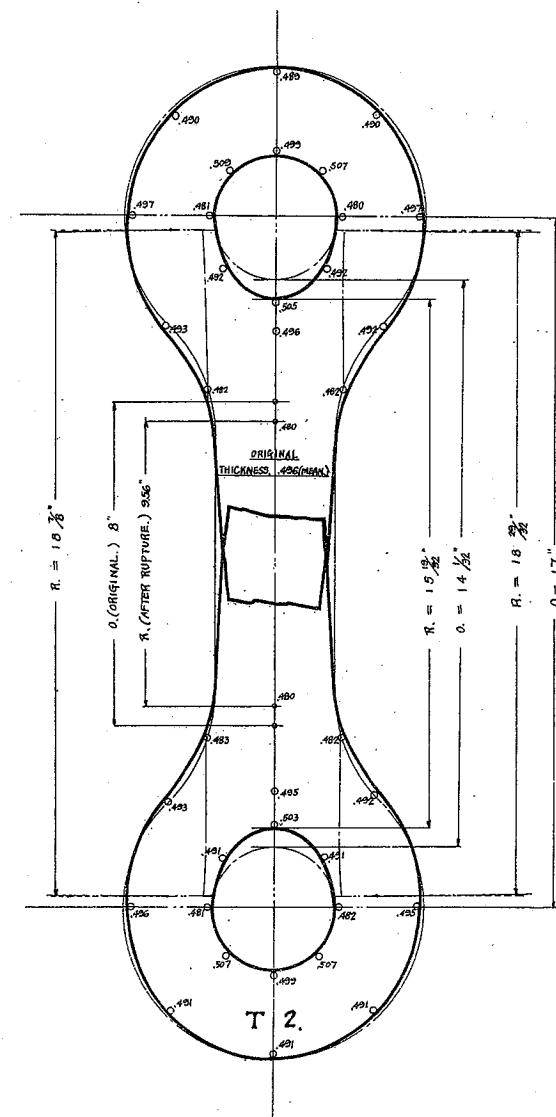
g. 最後=概要ナリ此、鋼、建築用金鋼、村シル経済上、比較、試シ
今頃尚、價格(材料費及ヒ製作費、税金、裝設費及ヒ運搬費、含マス)
、建築用金鋼、眼錐、村シ 270 個、「デュコール」鋼、眼錐、村シ 360 個スルハ
$$\frac{('デュコール' 鋼眼錐、價格)}{('建築用金鋼眼錐、價格)} \times \frac{(建築用金鋼、強度)}{('デュコール' 鋼、強度)} = \frac{360 \times 16,000}{270 \times 24,000} = 0.89$$

即シ約一割、經濟ナリ。此、外死荷重減少=ル間接、利益、相当アリ
得ル譯アリ。

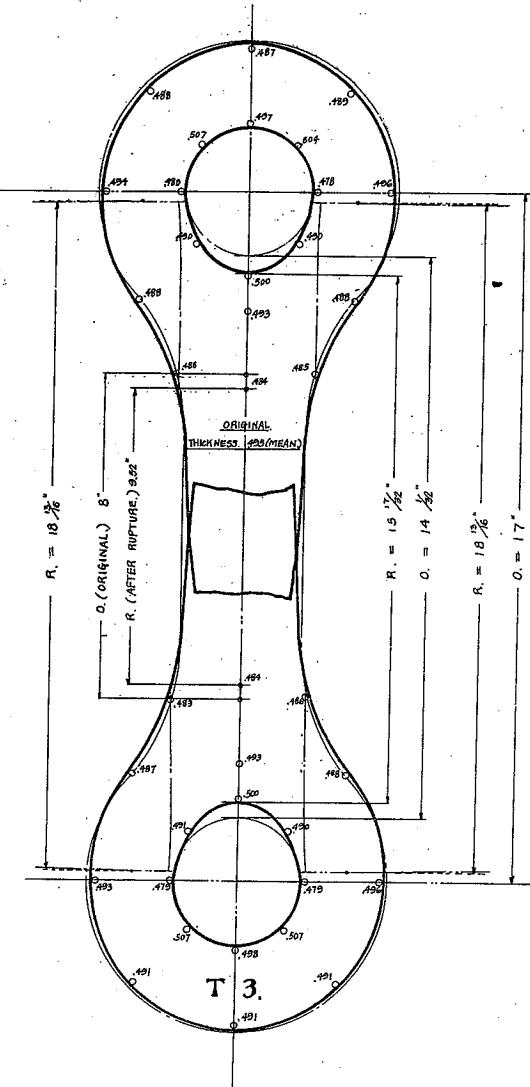
附图.1



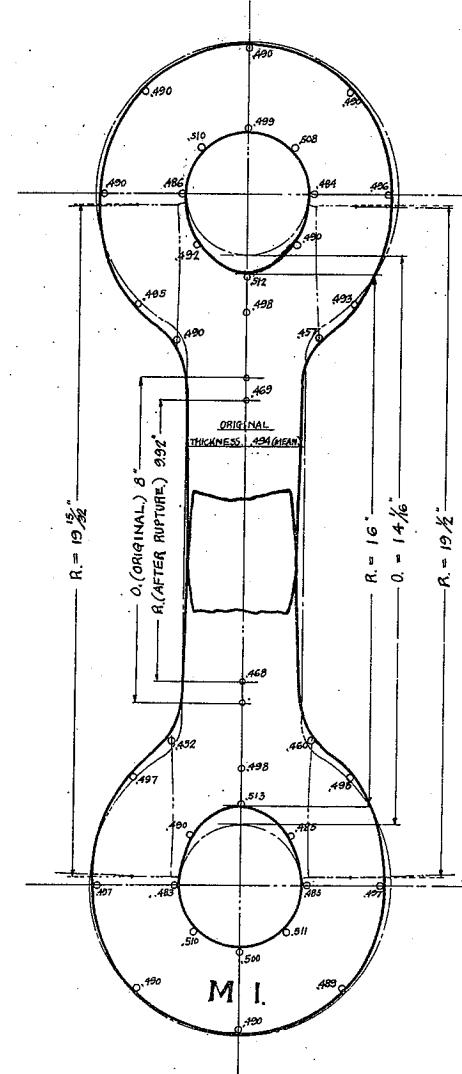
附图.2



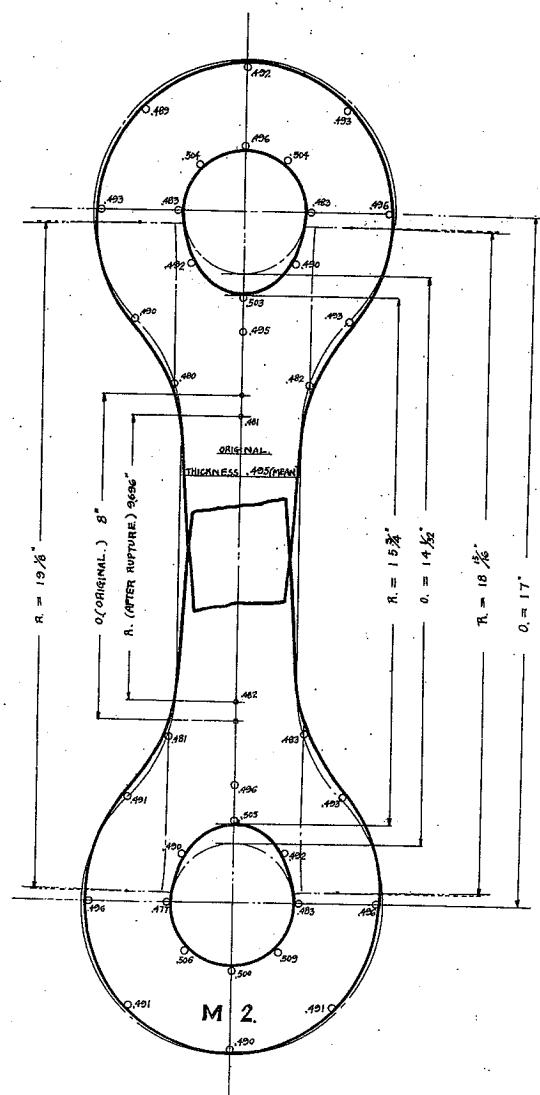
附圖.3.



附圖.4.

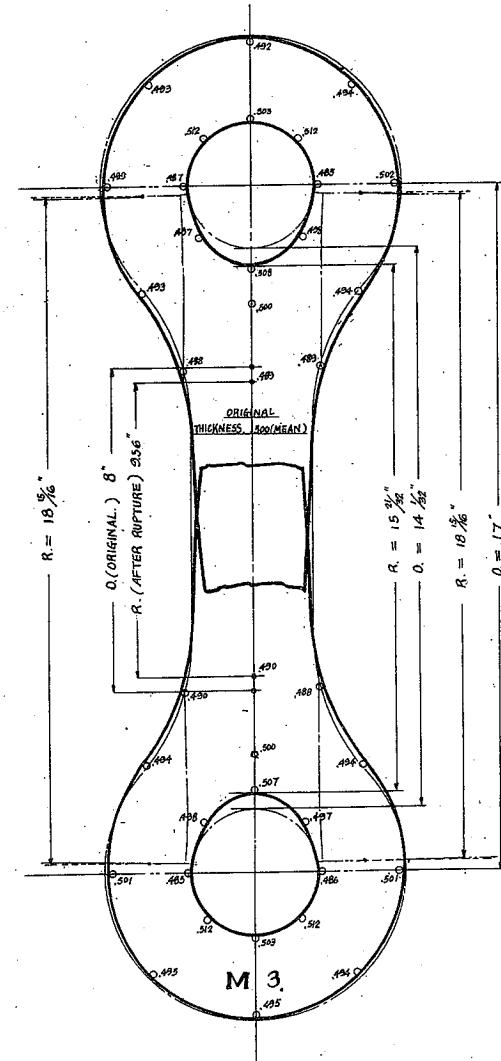


附圖.5



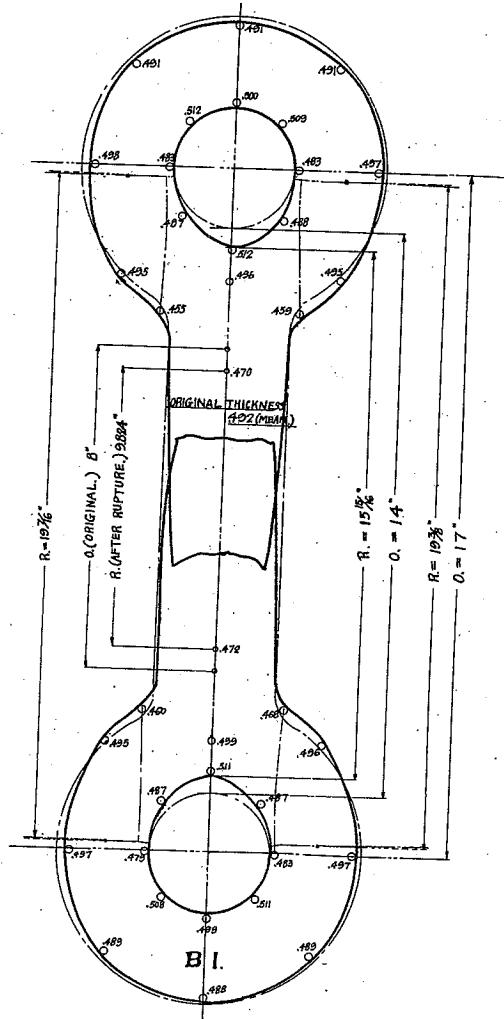
32

附圖.6.



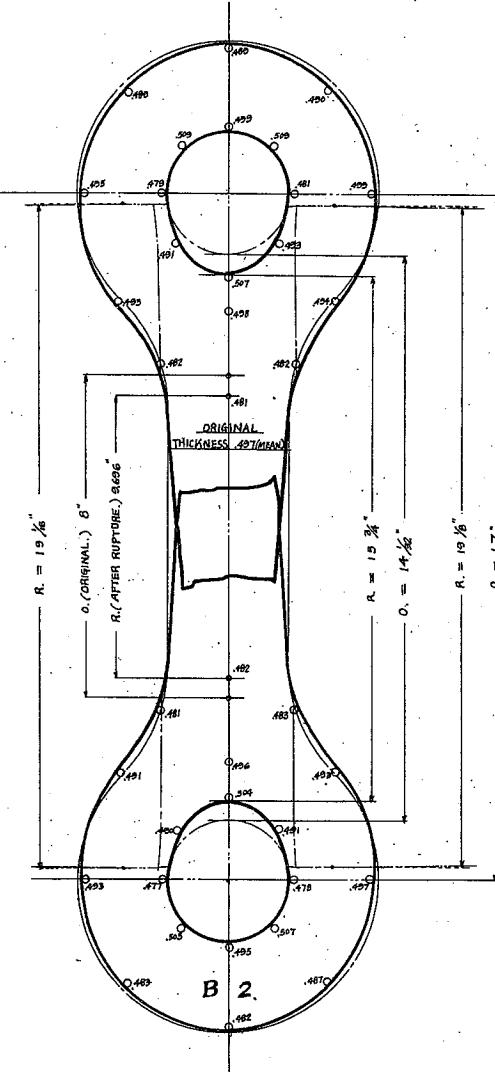
33

附圖.7.



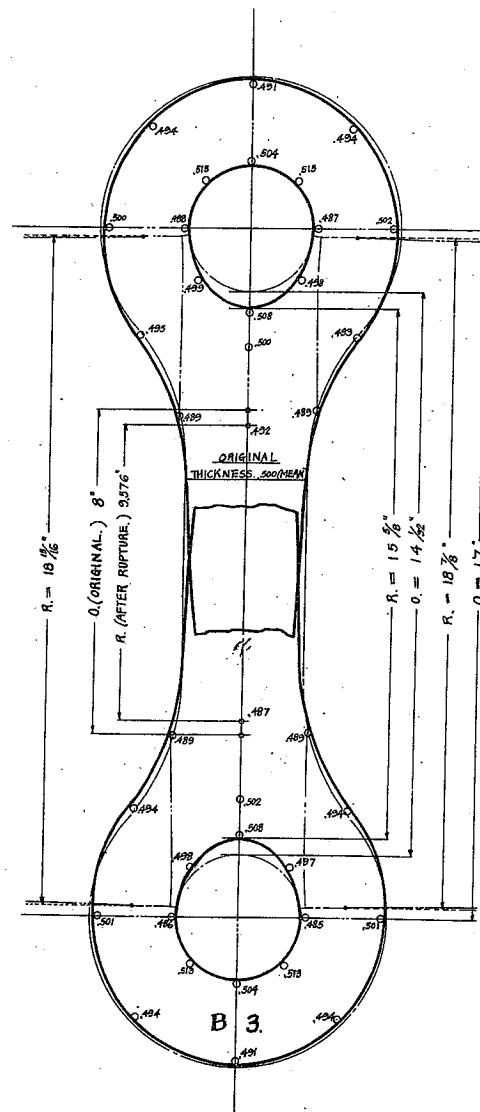
34

附圖.8.



35

附圖 9.



第二項、「セミスチール」鑄物。

「セミスチール」通俗=「鋼鐵」+「橋梁」市場=英露スチール之ヲ橋梁ニ利用
セルハ當初興局ナムテク高架トスルニ1/100ン、木橋ニ於テ、其高欄及ヒ電柱ニ
セミスチール鑄物ヲ使用シ、其試験成績次如シ。

橋別	抗張強(%)		弯曲強(%)		
	最大	最小	1時平均	最大	最小
永代橋	32,424	34,130	35,840	62,920	54,612
他橋	46,323	31,67	37,106	73,584	49,914
總平均			37,066		52,706

(註) 1. 計平均欄=「永代橋」試験件6個分平均、「他橋」試験件10個分平均値、各別示す。總平均欄=「永代橋」+「他橋」+全體1和1平均値、示す。

以上、試験成績=ヨル「セミスチール」許容強度トテ 10,000%。位採用シ得ル譲ナリ未シ、経験浅+故 8,000%トナ。

第三項、鑄鋼類。

永代橋=使用シ「鑄鋼」試験成績、他橋、シテ比較シテ表示スルハ次如シ。

橋別	抗張強(%)		彈性限度(%)		伸張率(%)		
	最大	最小	1時平均	最大	最小	1時平均	最大
永代橋	70,648	64,141	70,257	53,475	38,115	45,004	34.0
他橋	80,200	57,599	70,025	55,400	30,500	40,001	42.0
總平均			70,814			40,642	38.6

(註1) 永代橋、平均「試験件37個分、他橋」1129個分平均値ト。

(註2) 伸張試験=於ケル標尺間距離、2吋、5釐(1.9605")トニ二種、44.4%
之ヲ同一規スルミ大過ナリモ、誤、兩者ヲ混同シテ計算シ。

第四項 鋼鋼類

軟鋼類試驗成績次序表

性質		抗張強 (%)		彈性限度 (%)		伸張率 (%)	
橋別		最大	最小	小計平均	最大	最小	小計平均
永代橋	66.531	55.181	56.733	50.559	30.151	36.026	34.0
他橋	69.974	53.004	50.517	50.914	29.247	37.189	33.0
總平均		58.242			37.136		26.5

(註) 永代橋，試驗件數147個，他橋分小抗張強及伸張率。對
043個，彈性限度對037個。

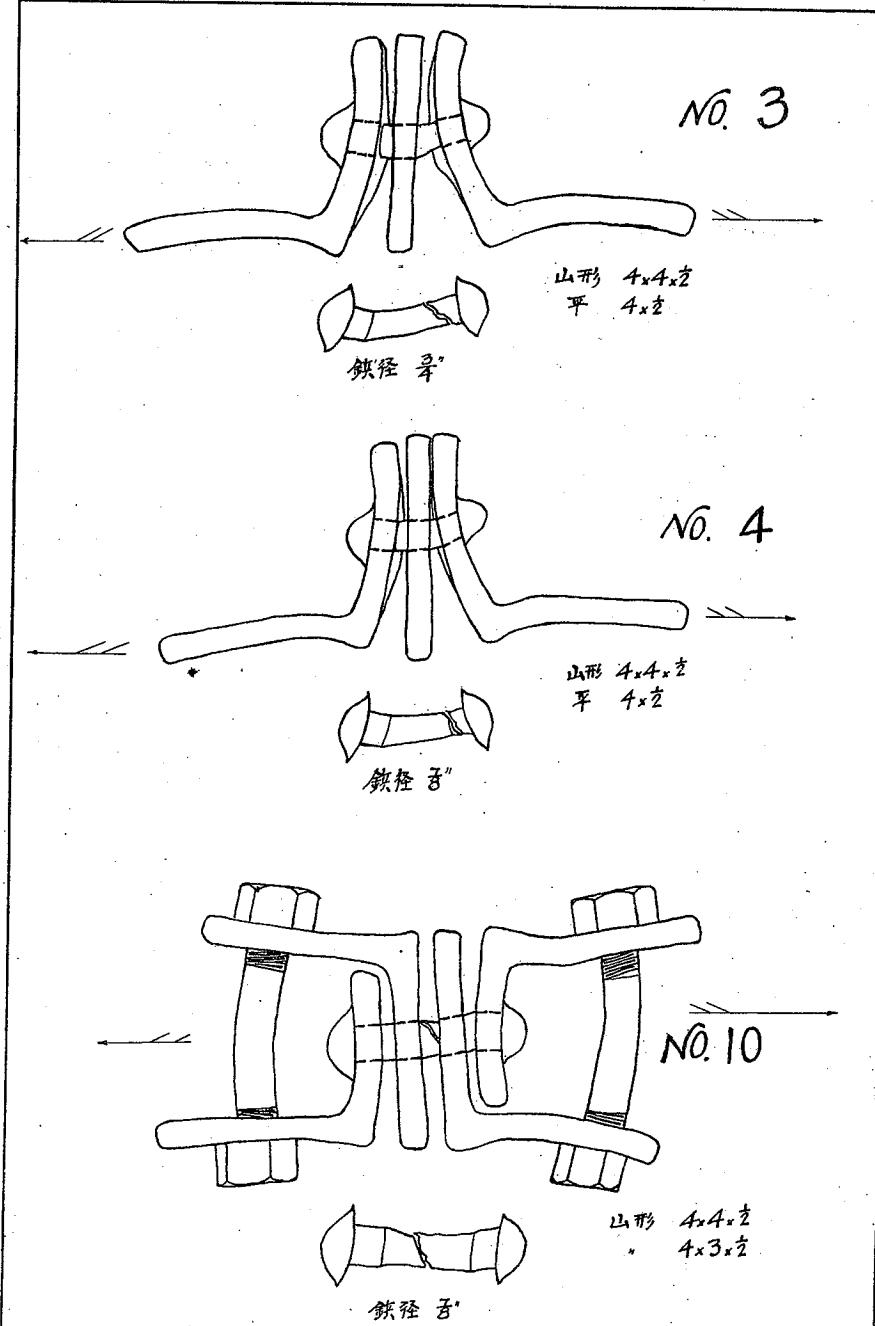
性質		抗張強 (%)		彈性限度 (%)		伸張率 (%)	
橋別		最大	最小	小計平均	最大	最小	小計平均
永代橋		58.200	48.300	53.140	40.790	26.901	37.630

(註) 試驗件數129箇。

所表示，即為鐵抗張力及抗剪力之試驗結果，請參照試驗報告。

東京石川島造船所									
材料號	材質	原狀	試驗後 形狀	試驗尺寸 長×寬	最高抗張力 kg/cm ²	最高抗剪力 kg/cm ²	伸 長 百分 比	試驗 日期	備考
N01	軟鋼			12.5	0.601	13.56	22.53	76	37.5/15.024/12
N02				2	0.441	10.93	24.00	76	33.4 " 12
N03				2	"	12.00	27.20	"	" 12
N04				2	0.601	14.05	23.35	76	41.6 " 12
N05				2	0.441	10.50	23.00	"	" 12
N06				2	0.601	10.36	17.22	"	12 全上
N07				2	"	19.90	33.10	76	37.5/15.023/12
N08				2	0.441	16.72	37.90	76	31.2 " 12
N09				2	"	16.00	36.30	76	34.4 "
N10				2	0.601	26.70	44.40	76	31.2 " 12
N11				2	0.441	20.07	23.70	"	"
N12				2	0.601	25.15	21.17	"	"
鐵枕光棒									
				8	0.633	0.3167	0.87	28.00	192/24.0/15.9-2
					-	0.640	0.3217	2.45	29.40/21.0/26.25 "
					-	0.755	0.4477	13.90	30.00/1.96/24.5 "
					-	"	"	13.06	30.30/1.94/23.25 "

試驗後形狀詳細示於次頁。



(備考)以上、試験成績。就中見ル。最も注意すべき点は、破壊の鉄筋、離脱=ヨリズレテ離断部、破断=ヨリタルコト也。今若シコ試験が信頼スル。足モノトヨレバ、従来普通、仕様書、於テ鉄・直接張力・加ハルヲガラス、セラハ全、意味奥+コトナル譲ル。然レバ上記、試験成績、達成、均一性(Uniformity)、久、便ツ。No.1~No.4、状態、鉄・強度(22.5%~27.20%)が丸棒状、強度(20.0%~30.90%)、約78%、若シ首肯シ得ルスルモ、No.7~No.10、強度(33.10%~44.40%)が丸棒状、ヨリ達力大=レ其、約127%。専ム了解シ得ル也。即ち明確な結論、他の最密の試験成績、俟ツルル茲ニ、試験成績、是も止メタ。但上記試験材、鉄筋・壓縮空氣鉄筋機、依り。

第五項 鋪装材料⁴³⁾火山砂利混擬土

火山砂利ハ其直量、軽カ為隔田川諸橋梁、如キ径間、大丸橋梁、路面=鋪装スベキ混擬土、骨材1シテ1/1砂利、代¹=1使用スル時、其死荷重、輕減シ、徒ツ橋梁各部、鐵材、重量、減少シ得ルトサガラス。此、是地到本橋=松江路面鋪装用トシテ火山砂利混擬土、使用スルコト、必要ク實シ其、應強度、直量、吸水性等、諸性質ヲ知ルタマ当局技術試験所=松江之ノ試験を行ニ次、如テ試験成績ヲ得ル。

火山砂利混擬土試験成績

① 應強度及比直量、試験

A = 滝野メント 調合=1:2:4(容量) 水量=水以外直量、70%
水 = 清谷水道 混合=Ransome⁴升方混合機=空練一分、注水后三分。
供試体大¹=74.14² CM³ 脱型=成型后二日。
A = 脱型后五日間水中、以後空中貯藏。
B = 脱型后水中貯藏。

試験時	骨材 砂利	玉川府中		玉川小作		玉川砧		玉川砧		玉川砧	
		砂利	玉川府中	玉川小作	玉川砧	玉川砧	玉川砧	玉川砧	玉川砧	玉川砧	玉川砧
應強度	四週間後	A	96.5	94.7						82.0	
		B	79.6	79.2	89.5	90.5	82.5				
強度	三箇月間後	A	150.0	138.0						155.3	
		B	174.0	127.0	154.5	136.0	135.5				
強度	六箇月間後	A	135.6	142.6						148.3	
		B	212.2	167.6	202.2	189.3	185.0				
強度	一年間後	A	183.6	149.7						189.7	
		B	245.2	199.2	235.2	241.7	211.5				
直量	脱型時	A		64						5.35	
		B		6.28	6.63	6.38	5.43				
直量	一年間後	A		6.32						4.97	
		B		6.48	6.73	6.52	5.69				

(註1) 上記試験=用ヒル材料の性質次1如シ

砂		<i>(A = 普通, B = 振込)</i>		
性質	種類	玉川小作	玉川府中	玉川砂利
比重		2.60	2.66	2.60
一立重量	A	1,505	1,569	1,625
重	B	1,675	1,683	1,750
空隙%	A	43.9	41.1	38.3
%	B	37.5	36.8	34.7

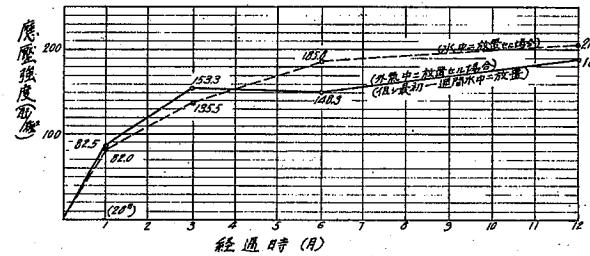
砂利 $\left\{ \begin{array}{l} AB, A' B' \text{の} \text{組合} = \text{普通} \\ A' B' \text{の} \text{空隙} \% \text{は} \text{直} \text{接} \text{算} \text{出} \text{す} \end{array} \right.$
火山砂利の空隙 A'B' は 24 時間浸水後之の成績。

性質	種類	玉川府中	玉川小作	火山砂利
比重		2.66	2.61	2.87
一立重量	A	1,552	1,620	1,010
重	B	1,720	1,644	1,085
空隙%	A	41.1	37.8	48.4
B	39.5	36.3	44.1	
A'			64.0	
B'			62.2	
吸水率% (24 時間浸水)			11.35	

試験 (浅野式)

比重 3.12
安定度 完全
水温 24.5°C.
凝結時間 始發 2 時間 0 分
終結 4 時間 53 分
強度 一週後 23.7 kg/cm²
一週後 23.7 kg/cm²
一週後 28.9 kg/cm²
一週後 22.3 kg/cm²
灼熱減量 1.94%
苦土 1.20%
硫酸 1.19%

(註. 2.) 火山砂利混擬土、應壓強度、玉川產、砂利 / 石膏 1:4 比較シテ
透色 + + 故得。其、應壓強度、圖上ニ表ハセハ次ノ如シ。



(註. 3.) 上記試験結果 (註. 2.)

外氣中に放置シ、火山砂利混擬土、重量 (一箇年後) 4.97 kg/cm³

" " " 普通混擬土、重量 6.32 - 6.8 kg/cm³ 平均 6.55 kg/cm³
故ニ普通混擬土、重量 140 kg/cm³ 人々 111
火山砂利混擬土、重量 140 × $\frac{4.97}{6.55}$ = 110 kg/cm³ 人々

② 吸水試験。

火山砂利混擬土 (1:2:4) 造り成形後 4 週間後 4 時間後 24 時間後 48 時間後
1 週間後、重量を秤し、其の増加、浸水前、重量 = 斜スル百分率 = 表ハセハシテ。

大 (一面 400 平方 cm, 立方体)

中 (" 200 " " ")

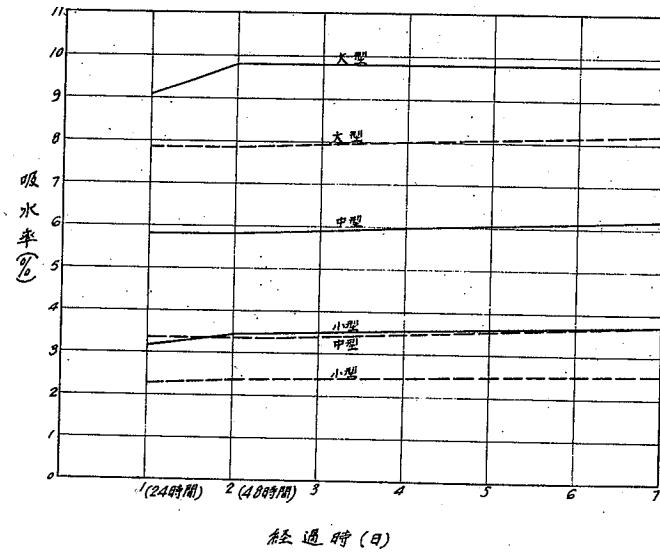
小 (" 50 " " ")

1 三方直、型上上。

別ニ普通砂利混擬土 (1:2:4) 造り成形シテ比較 = 併せて。

	火山砂利混擬土			普通砂利混擬土		
	24 時間後	48 時間後	1 週間後	24 時間後	48 時間後	1 週間後
小型	3.14	3.43	3.70	2.26	2.33	2.51
中型	5.80	5.80	6.16	3.36	3.36	3.57
大型	9.09	9.80	9.80	7.86	7.86	8.16

註。コレハ図示スレバ次ノ如シ。



火山砂利
普通砂利

——火山砂利
----普通砂利

火山砂利、普通砂利の吸水率は、最大1.08%、最小2.59%。

以上大正十四年復興局技術試験所による試験成績。

以上、試験成績は、火山砂利の吸水性が大なり、力が弱く、且つ強度が普通川砂利と比較して何等遜色ないが、重量、軽い点は、火山砂利の優越點である。

火山砂利混泥土、重量は約110t/m³で、普通混泥土(140t/m³)に比し、一立方メートルあたり約30kg軽い。今若シ本橋、路面を厚さ平均7cmの混泥土で舗装すれば、本橋、有効橋面積は約1230面坪である。

$$(140 - 110) \times \frac{7}{12} \times 35.583 \times 1230 = 762,850 \text{ t} = 340.5 \text{ ton}$$

即ち約340tonの死荷重を減少する計算である。

以上、如半重太り影響又有し、然て何等大なる負担は得られない故に、本橋路面舗装用に火山砂利混泥土を使用する。

第三節 凸折、耐壓試験。

第一項 試験成績。

木代橋、主桁は凸折の採用。

壓力を受ける部材は、其の形状で凸型と凹型時最も有利な断面積を使用する。然しそれでは、凸折の尚压力を受ける場合に、壓挫(Crushing)よりも先に崩壊(Buckling)となる危険性がある。又、凸折は、對外抵抗力を増大する方法は、次の二種類。

i. 縦方向 = 極端剛性板或は間隔板 = 附入。

ii. 橫方向 = 極端剛性板 = 附入。

而シテ其の何れが最も有利かは算式によつて判別される。従て、A = 第一参考試験、B = 第二参考試験、C = 第三参考試験である。即ち当局技術試験所は、A、B、Cの三種の試験を行つた。

符號 A: 全然補剛板なし。

(第一参考)

符號 B: 縦補剛板及ヒンジ從隔板有り凸折。

(第二参考)

符號 C: B+他 = 第二種補剛板及ヒンジ隔板有り凸折。(第三参考)

其試験成績は、如次。

性質	A	B	C
断面積 (mm) ²	39.06	"	"
物量力率 (t/m ³)	0.979	"	"
環動半径 最大 (mm)	15.50	"	"
最小 (mm)	4.10	"	"
重量 (t/m ³)	1,292 (100%)	1,413 (103.97%)	1,489 (115.25%)
最大反力 (t/m)	5,036 (100%)	6,210 (100.41%)	6,545 (112.15%)
應力強度 (%)	32,680	34,780	36,650

以上、試験成績は、B > A > Cで、重量9.37%増加、對外反力16.41%増加、Cの重量15.25%増加、對外反力12.15%増加也。

1. 增加割合比較式 =

$$B: \frac{6.41}{9.37} = 0.684$$

$$C: \frac{12.15}{15.25} = 0.797$$

即ちCより有効剛性が明る。

尚Cが最も優れる事、其の弯折状態が肉眼的判別不能である。即ちA、B、C試験、中央部の弯折部分と隣接部分は、大半の弯折が逆にCの中止部で1/4万度の原形を保たせる。即ち、其下立端受台附近は局部的弯折が生ずる。

(附圖参照)

コレハ受台、装置裏カリシ為ノンテ若シ受台が試片、下部=一様=密着シ
居ナリセバ C ハ更テ=大ナル反力=抵抗シ得シナラニ思ハル。
然レバ實際、橋材等=松テル其、弯折ヲ防ガフニ=徒テ=死荷重+増加+ノ
従テ應力ヲ増シテアツア不利用ナル場合ヲ生ス。
即死荷重+増加ノ一定範囲内=留ムルヲ要ス。今永代橋中央径間
拱肋、上記三種、款式=ヨリ該計スルハ其、主桁一連=對スル總重量
八畳、次如シ。

$$A: 565 \text{ 噸} (100\%)$$

$$B: 620 \text{ 噌} (110\%)$$

$$C: 639 \text{ 噌} (113\%)$$

即テ B型、A型=C型、使用スルニ其、死荷重=大ナル僅か=3%、相違ヲ無
スル也。依ツテ本橋、主桁ニ對シテ C型ヲ最も適當ナルモノト認メ之ヲ
採用スルコト也。

以上、所論はヨリ C型ヲ使用スル事トシテ本橋中央径間拱肋軸推力強度
最も大ナル即テ 橋身75%安全度、檢査スルニ一部、總断面積、
594 mm^2 ルガ故=

$$654.5 \times \frac{594}{40} = 9,720 \text{ 噌}$$

ノ壓力=抵抗シ得ル譯ナリ。而シテ實際、軸推力ノ 3,130 噌ル故

$$\frac{9,720}{3,100} = 3.12$$

ノ安全率ヲ有ス。

第二項 算式=ヨリ算折安全度。

前記の算式=ヨリ西村行、齊行=對スル安全度、求め方法=ハ木ノ完全ナル
モナカル井考、 $\gamma_1 = \text{Rudolf Mayer氏式}$ (同氏著Knickfestigkeit S.92参照)
ヲ用ヒ算出也トス。

因ニ第一工房ニ記セ試験=於テ弯折限度即テ弯折初々時、反力ノ A型
310 mm^2 、B型 440 mm^2 =ヨリ C型ノ部分の缺失=ヨリ意外ノ部分=弯折生
ジルギヤ弯折限度ノ不明=然リ。

A型。

次、符號、用

$$h=\text{腹板ノ固定間距離}=1'8''=50.8 \text{ 條}$$

(側版ノ半分ナリ実長さは1個72.1ス.)

$$d=\text{腹板厚さ}=\frac{3}{16}''=0.476 \text{ 條}$$

$$l=\text{腹板長さ}=7'9\frac{1}{2}''$$

$$G=\text{應力強度}(\text{噸/徑}^2)$$

$$E=\text{彈性係數}=2,000 \text{ 噸/徑}^2$$

$$T=\text{弯折係數}=\tilde{G} \left(\frac{3l - G}{\pi \cdot 0.0114} \right)^2$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{93.5} = 0.215$$

2)場合ニシテ $G_0 = 1.04 \text{ 噌}^2$ 對シテ $\tilde{G}_0 = 1.04 \text{ 噌}^2$ 也、 $T = 3.1$ 。

$$\frac{h}{d_0} = 1.12$$

1'11" 又ナリ=1.750m.

$$\therefore d_0 = \frac{h}{1.12} = \frac{50.8}{1.12} = 0.454 \text{ 條}$$

然ルニ實際、腹板厚 d 、 $d = 0.476 \text{ 條}$ 對シテ、厚さナカニ弯折せず、
故ニ得ル應力強度 G 、次式ニテ表ハシル。

$$d = \sqrt{\frac{G}{G_0}} \cdot \sqrt{\frac{E}{T}} \times d_0$$

但シ上式ニテ $T = G \left(\frac{3l - G}{\pi \cdot 0.0114} \right)^2$

$$\therefore 0.476^2 = \frac{9,000}{(3.1 - G)^2} \times 0.454^2$$

$$\therefore G = 3.1 - \sqrt{9,000 \times \frac{0.454^2}{0.476^2}} = 3.1 - 1.6 \\ = 1.5 \text{ 噌}^2 = 21,000 \text{ %}$$

$$21,000 \times 40 = 840,000 \text{ 壓度} = 375 \text{ 壓度}$$

即平均反力 375 壓度 = 達成時荷重 + 初期荷重 + 實際試驗荷重 + 反力

$$310 \text{ 壓度} + 14.4 \text{ 壓度} - 除 2 = \frac{1}{2} \times 375 \text{ 壓度} = 187.5 \text{ 壓度} = \text{至達成時荷重} = 14.4 \text{ 壓度}$$

B.型

21時時， $l=1.3$ m 腹板固定與間距離，側板全部與表上之動力之和

$$\frac{h}{d} = 1.4 (40.6 \text{ 壓度})$$

$$\therefore \frac{h}{d} = \frac{16}{12} = 1.33$$

$$21時時 G_0 = 1.0 \text{ 壓度} = \frac{1}{2} \times 375 \text{ 壓度} = 187.5 \text{ 壓度} = 375$$

$$\frac{h}{d} = 1.12$$

$$\therefore d_0 = \frac{40.64}{1.12} = 0.363$$

3.476 壓度，腹板與側板之荷重之和之基得之應力強度 G_1

$$G_1 = 3.1 - \sqrt{2,000 \times \frac{\pi \times 0.0114 \times 0.363}{0.476}} = 3.1 - 1.22$$

$$= 1.88 \text{ 壓度} = 26,700 \text{ %}$$

$$26,700 \times 40 = 106,800 \text{ 壓度} = 477 \text{ 壓度}$$

實際 = 於 1440 壓度 當時，無反力。

C型

21場合，兩腹板之總分荷重之半數 = 應力 = 1.76，即腹板之應力

$$d = \frac{3}{16} + d_0 \frac{3}{16}$$

1.76 壓度

$$\text{合計} = \frac{12.15}{10,000} \text{ 1.76} (\text{荷重表示}) \quad d = \frac{3.3645}{16} (0.534 \text{ 壓度}) + 1.76$$

然則時時，荷重之半數之基得之應力強度 G_1 ，前半同様 = $\frac{1}{2}$

$$G_1 = 3.1 - \sqrt{2,000 \times \frac{\pi \times 0.0114 \times 0.534}{0.534}} = 3.1 - 1.09$$

$$= 2.01 \text{ 壓度} = 28,600 \text{ %}$$

$$28,600 \times 40 = 1144,000 \text{ 壓度} = 511 \text{ 壓度}$$

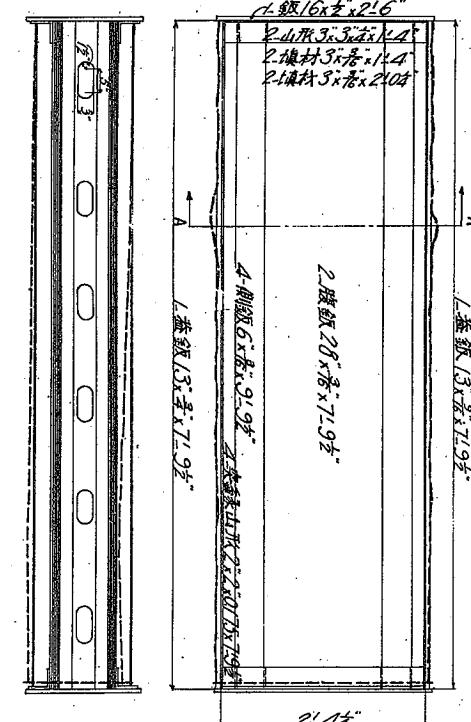
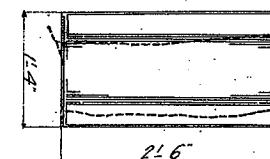
實際試驗 = 於 500 壓度 時荷重不變 + 上記之值 = 500 壓度
附近 + 14.4 壓度 = 除 2 = 荷重之半數 = 1440 壓度。

附圖第一

拱肋強弱試驗片 A

縮尺方

斷面 A-A

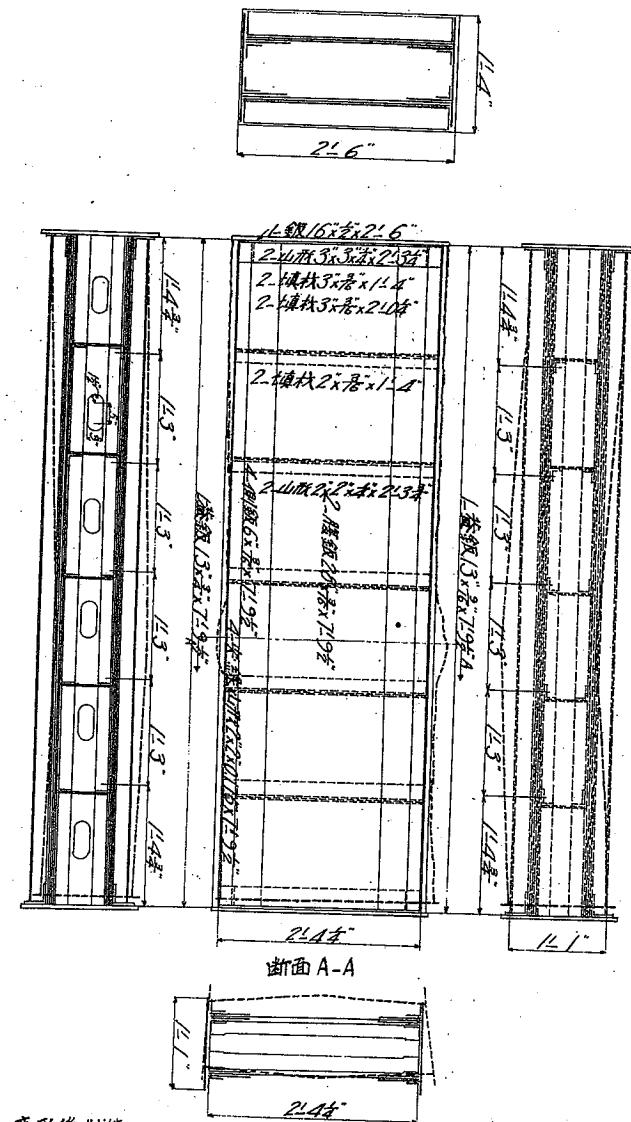


-----变形後狀態

附圖第二.

拱肋強弱試驗片 B.

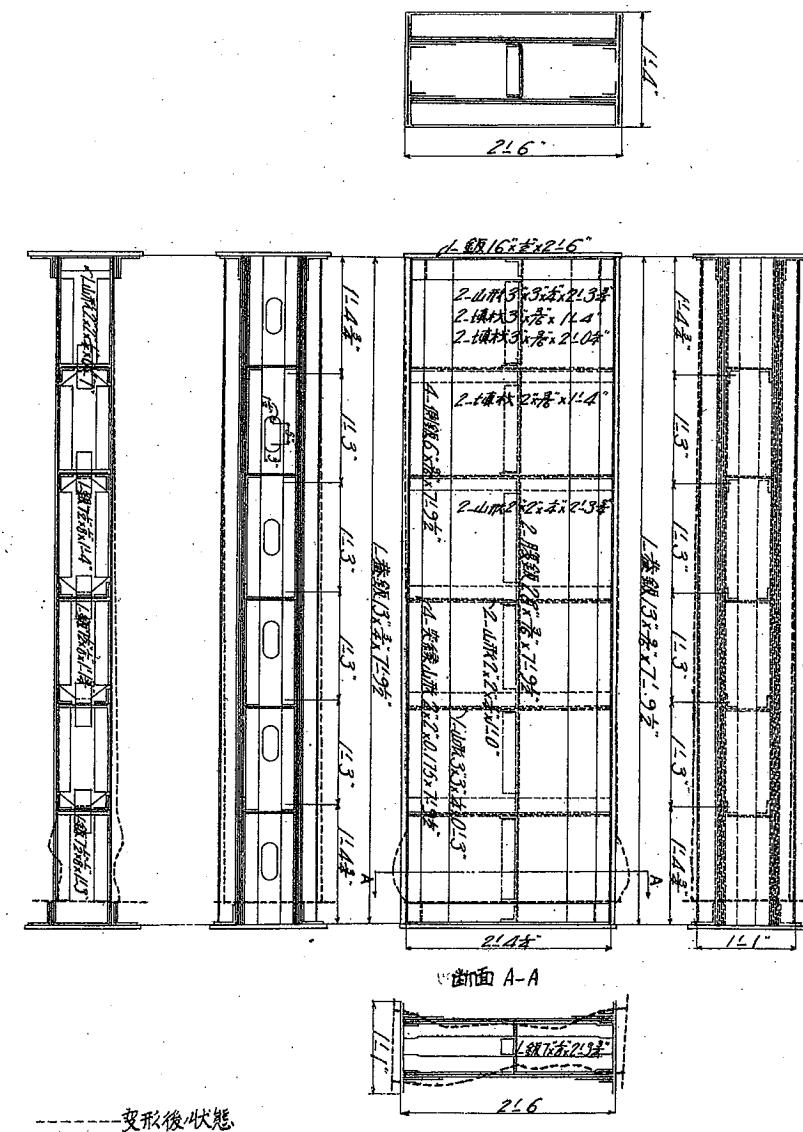
縮尺: $\frac{1}{5}$



附圖第三.

拱肋強弱試驗片 C.

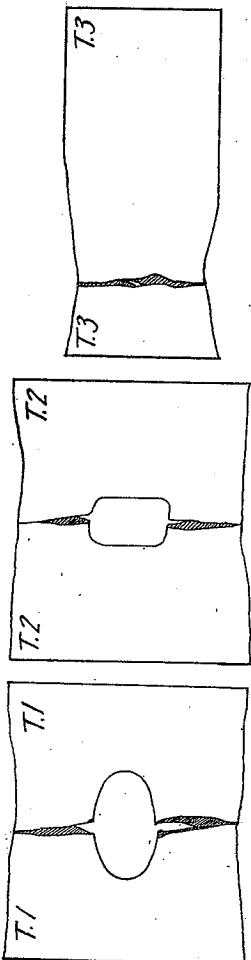
縮尺: $\frac{1}{5}$



第四節 木橋原木の引張試験

神戸市造船所 (大正十四年十一月)

Test Mark Material	Description	Size of Piece			Tensile Strength. Elongation.
		Gauge Length in.	Area sq.in.	Tens. Tons. per sq.in.	
T.1 M.S.	○	8	0.69x6.0	3.00	76.00 1.7
T.2	△	8	0.80x6.0	3.00	74.25 2.02 1.3
T.3	□	8	0.70x6.0	3.00	70.13 26.00 3.75



第五節 仕様書

第一項 設計仕様書

本橋設計=當リテハ大体「復興局鉄公道橋設計仕様書」=據リタリ、其、主要處=就キテ略述スレバニ、如シ

第一章 荷重

第一條 上構及比其他、材料/重量ヲ死荷重トス

死荷重、算定=於テ材料、重量ハ次、如ク假定スペレ

材料、種類	t(呎) ³
金屬	489.6
金屬 鋼	485
セミステール	466
鋳 鉄	450
青 銅	550
銅	552
鉛	710
石 材	160
木 材	50
石炭及比石炭石	110
石少	110
土	100
セメント、モルタル	110
煉 瓦 工	125
鉄筋混疑土	150
火山砂利混疑土	120
混疑土	140

第二條 活荷重ハ次ニ示スモハ中孰レカ構梁、部材=大ナル總

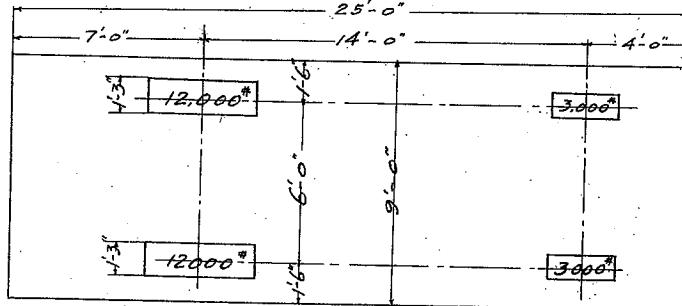
應力ヲ生ズベキモノヲ用ケベシ

等布荷重、主材行ニ對シテハ内務省道路構造令第十九條=據ル

ベシ床部設計=ハ路面一平方呎=付 125 封度

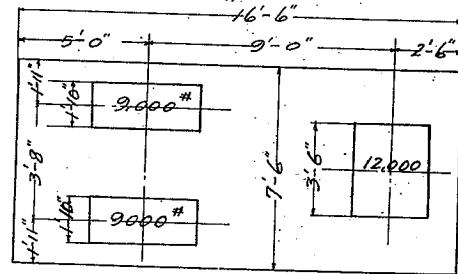
集中荷重ハ次ニ示ス箇、如ク假定スペレ

(1) 15米圓頓(30,000封度)車両



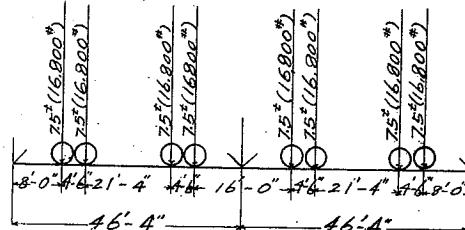
本車両ハ橋梁ノ縱方向ニハ一台トシ横ノ方向ニハ他、車両ト同時ニ荷載セガル場合ニ限リ四台迄並行シ得ルモトス。

(2) 15米圓頓(30,000封度)「ローラー」



「ローラー」ハ一台以上ヲ通過セシマカルモノトシ他、車両ト同時に荷載セガルモノトス。

(3) 電車荷重



電車ノ運行及ビ並行シ得ルモトス。

第三條 第二條ニ規定セル活荷重ニヨリテ生ズル應力ニ限リ次式ニヨリ算出シタル擊衝應力カロ算スベシ

$$I = S \frac{150}{L + 300} \quad \text{鋼橋ニ對シテ}$$

上式ニ於テ I = 擊衝應力 S = 最大荷重應力
 L = 支間(呎)

第四條 從横荷重、風壓、離心力及ビ地震等ニヨリテ生ズル應力ニハ擊衝應力カロ加算スベカラズ

(一) 活荷重ヲ有セズル場合ニ於ケル風壓ハ橋桁、垂直投射面一平方呎ニ付 7.5 封度トス

(二) 活荷重ヲ有スル場合ニ於ケル風壓ハ橋桁、垂直投射面一平方呎ニ付 45 封度 活荷重面ニ於ケル風壓ハ其長さ一呎ニ付 360 封度トス

第五條 地震ニヨル加速度ハ次ノ如ク假定スベシ

水平加速度 $\frac{1}{3}g$

铅直加速度 $\frac{1}{2}g$

但シ g = 重力ニヨル加速度(9820 威/秒/秒)

第二章 許容應力及び部材設計

第六條 各部材ニ生ズル應力ハ次ニ規定スル許容應力ヲ超過スベカラズ

車輪應張力： 純断面一平方吋ニ付 16,000 封度

車輪應壓力： 純断面一平方吋ニ付 16,000-70 $\frac{1}{2}$ 封度

但シ l = 部材ノ長さ(吋)

r = 使用断面、最小支承半径(吋)

弯曲應力： 桁、抗張線維 純断面一平方吋ニ付 16,000 封度

桿、抗壓線維 純断面一平方吋ニ付 16,000-200 $\frac{1}{2}$ 封度

但シ l = 突縫固定點間距離(吋)

a = 突縫ノ幅(吋)

鉛、繩維 一平方吋付 24,000 封度

應剪力： 鋼、工場鉄、錆及ビ削成ボルト " 12,000 封度

現場鉄及ビボルト " 10,000 封度

支壓力： 鋼、工場鉄、錆及ビ削成ボルト " 24,000 封度

現場鉄及ビボルト " 20,000 封度

石工及ビ混凝土 " 600 封度

「ローラー」 長さ一吋ニ付 600. d 封度

但シ d = 「ローラー」直徑(吋)

尚第コルム鋼、許容應力、普通鋼 $\frac{3}{2}$ 倍、セミカル $\frac{1}{2}$ 倍、鉄鋼 $\frac{1}{2}$ 倍、普通鋼、全ク同一トスベシ。

第七條 抗壓材ノ長サハ其断面ノ最小環動半径ノ百倍以下タルヲ要ス
但對風荷構於ケルモハ此限度ヲ百萬拾倍トナシコトヲ得

第八條 一部材ニ於テ死活両荷重ヨリ生ズル應力ノ性質相反スルトキハ死
荷重應力、 $\frac{25}{100}$ ノ有効トシテ其合成應力ヲ算出スベシ

第九條 部材ニシテ死活荷重、離心力等ヨリ生ズル應力ト共ニ而從横荷
重、風壓、溫度、變化等ヨリ生ズル應力受タル場合ニハ該部材ニ蓋ナスル
許容應力ハ第六條規定ノモノニ其 $\frac{25}{100}$ ノ増加スルコトヲ得
但地震、影響考ヘタル場合ニ於テハ此限度ヲ $\frac{50}{100}$ ノ追加スルコトヲ得

第十條 抗張材ノ純断面積ヲ算出スルニ當リ減除スヘキ鉄孔ノ直徑ハ
使用鉄ノ公稱幹徑 $= \frac{1}{4}$ 口寸ヲ加ヘタルモノトス

第十一條 鉄、強サハ公稱幹徑ニヨリテ算出スベシ

第十二條 鉄結合抗張材、純断面積ハ其断面積ヨリ鉄孔ヲ空除
シタルモノトス
但シく字形鉄線、直鉄線トニ於ケル純断面ヲ比較シ前者後者ヲ超
過スルト後者、 $\frac{30}{100}$ ノ以下ナルトキハ抗張材、純断面ハ其總断面
積ヨリ字形鉄線ニ於ケル總テ鉄孔ヲ空除シテ之ヲ算出スベシ

第十三條 鉄孔ヲ有スル鉄結合抗張材、鉄孔ヲ通ジテ、純断面ハ該
部材ノ純断面牙責ニヒシテ $\frac{25}{100}$ ノ以上大ナルヲ要ス 而シテ鉄孔ト
部材ノ端トト間ニ於テ車内方向ニ計リタル純断面牙責ハ該部材
ノ純断面牙責ヨリ小ナルヲ得ズ

第十四條 眼鋸、頭部ハ其車内部ヨリモ大ナル強度ヲ有スル様設計ス
ベシ

第十五條 柄及び其他ノ類似ノ構造物ハ其柄ノ有効断面、中立線、
周リノ物量力率ニヨリテ設計スベシ

第十六條 柄ノ抗壓突縫、純断面牙責ハ抗張突縫、純断面積ヨリ
小ナラガルヲ可トス

第十七條 鋼柄ノ腹添接ハ應剪力ト弯曲力トノ合成力ニヨリテ設計スベシ

第十八條 鋼柄及ビニ=類似ノ構造物ニ於テ突縫ト腹鋼トヲ繫結
スル鉄ニ生ズル應力ハ次ノ式ニヨリテ算出スベシ

$$f = \frac{P.S.Q}{A.I}$$

上式ニ於テ f = 鉄ニ於ケル支壓力或ハ應剪力(平方吋ニ付封度)
 I = 柄ノ有効断面、腹ニ直角ナル中立線、周リノ物量力率(吋)
 Q = 中立線、周リノ一突縫、断面能率(吋)
 P = 鉄ノ離間(吋)、 S = 剪力(封度)
 A = 壓力ノ場合 $d.t$ 、單剪断ノ場合 $\frac{\pi}{4} d^2$
 積剪断ノ場合 $\frac{\pi}{4} d^2$ 但シ小鉄幹徑(吋)、大腹鋼厚(吋)

第二項 復興局橋梁用鋼材及鋼橋桁製作仕様書

大正十三年三月 復興局

第一章 總則

第一條 本仕様書ハ橋梁用鋼材及鋼橋桁ノ製作ニ使用スルモノトス
但鑄鋼及金屬品ノ製作ニ關レハ別ニ之ヲ定ム

第二條 鋼材ノ總テ本文所定ノ材質ヲ具有シ所定ノ試験ニ合格ス
ルモノナルコトヲ要ス

第三條 製品ハ監督官ヨリ文面ヲ以テ變更ヲ命セラレザル限リ本文
所定ノ條件及附屬圖面ニ相違セざルコトヲ要ス

第二章 材質

第四條 鋼材ハ特ニ明文ヲ以テ示スモノノ外總テ平爐ニ依リ製造
シタル建築用鋼及鉄用鋼ノニモ重トス

第五條 鋼材ノ化學的性質ヲ次ノ如ク限定ス
建築用鋼ノ磷及硫黃ノ最大含有量ハ鹽基性爐ニ依リ製造ス
ルモノニ在リテハ各 0.05 パーセント、酸性爐ニ依ルモノニ 0.06 パーセント
鉄用鋼ノ磷、最大含有量ハ 0.04 パーセント、硫黃、最大含有量ハ 0.045
パーセント、銅、最大含有量ハ 0.15 パーセントトス

第六條 製造者ハ各熔融毎ニ炭素、磷、硫黃、及満鐵、含有量ヲ
明示シタル鋼ノ分析表、監督官ニ提出スベシ
但鋼材納入者自ラ製鋼セザルモノニ在リテハ事情ニヨリ特ニ之ヲ免ズル
コトアルベシ

監督官ニ於テ必要ト言忍メタルトキハ素品或ハ製品ヨリ試料ヲ採集シ
而分析ヲ命ズルコトアルベク其結果限定期量ヨリ其 25 パーセントマテ
ヲ超過スルモノモ建築用鋼ニ限り物理的試験ニ於テ優良成績ヲ表ハストキハ合格ト見做スコトヲ得

第七條 鋼材ノ物理的性質ハ抗張試験及彎曲試験ニ依リ
之ヲ決定スルモノトス

抗張試験

第八條 建築用鋼ハ規定ノ試験片ニテ試験シタルトキ其抗張
極強 1 平方吋ニ付 55,000 乃至 70,000 封度(1 平方米ニ付 37
乃至 49 吨)=シテ彈性限度ハ極強ノ二分之一以上、伸長率ハ長サ
8 吋(203.2 米)ニ於テ 22.0 パーセントニ上トス
但ヒン及ローラーニ用フル金剛材ノ伸長率ハ長サ 2 吋(50.8 米)
ニ於テ 22 パーセントニ上ナラニ要ス

第九條 鋼用鋼ハ規定ノ試験片ニテ試験シタルトキ極強 1 平方吋
ニ付 46,000 乃至 60,000 封度(1 平方米ニ付 32 乃至 42 吨)=
シテ其彈性限度ハ極強ノ二分之一以上、伸長率ハ長サ 8 吋(203.2 米)

ニ於テ 25.0 ハーベント以上ナルヲ要ス

第十條 建築用金鋼ニシテ 3/4 吋 (19.1 粱) ヨリ厚キ材料及多々 1/2 吋 (7.9 粱) ヨリ薄キモノニ在リテハ其ノ最小伸長率ヲ 22 ハーベントヨリ左言已ノ割合ヲ以テ減ズルモノトス
 $\frac{3}{4}$ 吋 (19.1 粱) ヨリ厚キコトハ 1/2 吋 (3.2 粱) 每ニ 1 ハーベント。
 $\frac{5}{6}$ 吋 (7.9 粱) ヨリ薄キコトハ 1/2 吋 (1.6 粱) 每ニ 2.5 ハーベント。

第十一條 試験片が標卓間、中央三等分部以外ニテ切断シ其伸長率が規格=合格セザルトキハ両試験片行フコトヲ得
 弯曲試験

第十二條 金灰鋼、型鋼及棒金鋼ハ次ニ示ス如ク厚サ又ハ直径ニ従ヒ常温ニ於テ弯曲セシメ曲リノ背部ニ裂痕ヲ生ゼザルヲ要ス
 $\frac{3}{4}$ 吋 (19.1 粱) 未満ノモノニアリテハ車由鉛ヲ用ヒズレ 180 度
 $\frac{3}{4}$ 吋乃至 1/2 吋 (19.1 乃至 31.8 粱) ノモノニアリテハ其レニ等シキ直径ヲ有スル車由鉛ノ周囲 = 180 度
 $1\frac{1}{2}$ 吋 (31.8 粱) ヲ超ユルモノハ其レニ二倍、直径ヲ有スル車由鉛ノ周囲 = 180 度

第十三條 眼鋸全形ハ儀試験スル場合ニハ左ノ如ク其厚サニ従ヒ常温ニ於テ弯曲セシメ曲リノ背部ニ裂痕ヲ生ゼザルヲ要ス
 $\frac{3}{4}$ 吋 (19.1 粱) 未満ノモノハ其レニ等シキ直径ヲ有スル車由鉛ノ周囲 = 180 度
 $\frac{3}{4}$ 吋乃至 1/2 吋 (19.1 乃至 31.8 粱) ノモノハ其ニ二倍、直径ヲ有スル車由鉛ノ周囲 = 180 度
 $1\frac{1}{2}$ 吋 (31.8 粱) ヲ超ユルモノハ其三倍、直径ヲ有スル車由鉛ノ周囲 = 180 度

第十四條 「ビン」及「ローラー」用鋼ハ常温ニ於テ直径 1 吋 (25.4 粱) ノ車由鉛ノ周囲 = 180 度弯曲セシメ裂痕ヲ生ゼザルヲ要ス

第十五條 鈑用金鋼ハ常温ニ於テ其両半ヲ折り重ヌルモ背部ニ裂痕ヲ生ズベカラズ。

第三章 試験片

第十六條 金灰鋼、型鋼及平鋼、抗張試験片及弯曲試験片、數ハ同一火溶融ニ屬スル上言已ノ重量類毎ニ各三個ヲ採取シ各重量ガ 25 英・頓ヲ超エルトキハ 25 英・頓又ハ其立端数毎ニ各ニ一個ヲ増シ又其厚サ 3/8 吋 (9.5 粱) 以上ニ差アル毎ニ各ニ一個ヲ加ロ
 丸鋼 (鈑用鋼除外) ノ抗張試験片及弯曲試験片、數ハ同一火溶融毎ニ各三個ヲ採取シ其重量 25 英・頓ヲ超ユル時ハ 25 英・頓又ハ其立端数毎ニ各ニ一個ヲ増シ又直径ニ不重シ以上ニ亘ルモノハ各ノ重量ニ各ニ一個ヲ加ロ
 鈑用鋼ノ抗張試験片及弯曲試験片、數ハ同一火溶融毎ニ各三個ヲ採取シ其重量 10 英・頓ヲ超エルトキハ 10 英・頓又ハ其立端数毎ニ

各ニ一個ヲ増シ又直径ニ不重シ以上ニ亘ルモノハ各種毎ニ各ニ一個ヲ加ロ

第十七條 試験
 第十六條ニ依リ採取シタル試験片ノ同一火溶融各種類毎ニ抗張弯曲一組ノ試験ヲ施シ若シ不合格ナルトキハ両試験ヲ行ヒ全試験片ノ過半数が不合格ナルトキハ之ヲ廢却アズベキモノトス

第十八條 試験片ハ特ニ指定セザル限り焼純其他、熟處理ヲ施スベカラズ

第十九條 平鋼、金灰鋼、型鋼ノ抗張及弯曲試験片ハ製品ヨリ切り取り抗張試験片、形状寸法ハ第一圖ニ示ス如ク又弯曲試験片、幅ハ 1/2 吋 (35 粱) = 之ヲ削成スルヲ要ス
 但製品ノ幅ガ 1/2 吋 (35 粱) 未満ノ時ハ此限ニ非ズ

第二十條 丸鋼 (鈑用鋼除外) ノ試験片ハ壓延シクル儘ヲ用フ
 但其抗張試験片ノ長サハ第一圖ニ準シ其直徑大ニ過グル時ハ直徑 1/2 吋 (12.7 粱) = 削成スルコトヲ得

第二十一條 「ビン」及「ローラー」ノ試験片ハ其中心ガ製品ノ表面ヨリ一吋、距離ニ在ル様壓延製品又ハ鍛鍊製品ヨリ切取ルベシ
 第二圖ニ示ス如ク又弯曲試験片ハ断面ニ於テ幅 1 吋 (25.4 粱) 厚サ 1/2 吋 (12.7 粱) = 削成スルヲ要ス

第二十二條 試験片ヲ切り取ル場合ニハ其質ヲ害シスハ弯曲セシメザルオ様成ルベク成形機、平削機、錐操若クハ金居等ニ依ルベシ
 又ハ壓穿等ニ依リ切り取リシ場合ニハ其ノ象部ヲ 1/8 吋 (3.2 粱) 以上ニ深サ大削り取ルヲ要ス而シテ其削成部ヲ精密ニ仕上ケ全長ヲ通ジ真直ナラシムベシ

第四章 製品

第二十三條 製品ハ内籠、火牢、點食並有害ナル膏分レ等ナキハ勿論
 斑及瘤、裂線其他ノ缺欠ナク平滑ニシテ均等ニ手際ヨク仕上ルヲ要ス
 其破折面ハ同一色ニシテ而致密ナル潤絲状ヲ呈セザルベカラズ

第二十四條 總テ製品ハ其火溶融番號製造者名又ハ商標ヲ刻印又ハ軒壓ニ依リテ其面ニ表ハズベク「ビン」及「ローラー」ハ其立端面ニ刻印シ
 鈑用鋼及平鋼等小ナル製品ハ金属製附箋ニ刻印シタルモノヲシテ束スベシ
 尚試験片ヲ採取ニ先ナ製造者ハ鋼材寸法重量及製鋼番號ヲ明ニセル明細表ヲ提出スルモノトス

第二十五條 鋼ノ各材片ノ重量寸法ハ其指定セルモノヨリ 2.5 ハーベント以上ニ差違アルトキハ廢却セラルベキモノトス

第二十六條 鋼鋼ハ其厚サ指定寸法ヨリ 0.01 吋 (0.25 粱) 以上薄カラ

サルトキハ之ヲ採用スペシ

第廿七條 監督官ニ於テ差支ナシト言忍ムルトキハ前二條ニ規定シタルシ上ノ差違アルモノモ特ニ採用スルコトアルベシ

第五章 製作

第廿八條 凡テノ部材ハ附屬圖面ニ相違ナキ才兼製作スペシ

第廿九條 部材、製作及仕上ハ總テ優秀ナルヲ要ス材料ハ其表面ヲ清淨ニ保ツベキハ勿論日暴化作用ヲ防ギ尚製作着手前屈曲其他ノ不正ナル部分ハ材質ヲ害セザル方法ニテ充分矯正スペシ

第三十條、總テ材料ハ使用ニ先ダチ寸法ニ適合無疵其他缺点ノ有無ヲ精細ニ點検スペシ

第三十一條 剪断又ハ「ハツリ」ハ正石産ニナシ殊ニ製品ノ見工掛リノ部分ハ手際ヨク仕上グルヲ要シ厚サ_{1/16}吋(15.8粂)以上、材料ノ剪断縫ハ_{1/16}吋(3.2粂)以上削成スペシ

第卅二條 鉄ノ指定寸法ハ加熱前ノモトス

第卅三條 壓穿セル孔ニ於テ擴孔ヲ要セサルトキ壓穿器ノ直徑ヲ鉄径ヨリ_{1/16}吋(1.6粂)以上大ニナザルヲ要シ又擴孔ヲ要スルトキハ全_{3/16}吋(4.8粂)以上小トナズベシ而シテ壓穿臺孔ノ直徑ハ壓穿器ノ直徑ヨリ_{1/16}吋(3.2粂)以上大ナザルヲ要ス

第卅四條 厚サ_{1/16}吋(15.8粂)以上、材料ハ予象ニ壓穿ヲ施シタル後擴孔スルカ又ハ直ニ金槌操スペシ總テ鉄孔ノ直徑ハ鉄径ヨリ_{1/16}吋(1.6粂)以上大ナザルヲ要ス

第卅五條 鉄孔ハ總テ正確ナルヲ要ス若シ組合セタル孔ニ此少ノ不才前生ジタルトキハ擴孔器ニヨリ整正スルコトヲ得ルモ「ドリフト」类貞ラシメテ矯正スペカラズ

第卅六條 擴孔又ハ錐操ニ際生ジタル削屑ハ必ず完全ニ除去スペキハ勿論組合セ材ノ外面ニ當ル鉄孔ノ孔縫ハ適當ニ目取ルベシ

第卅七條 全部ニ亘リ擴孔ヲ要スル製品ハ一部材ヲ構成スル各材片ヲ組立テ之ヲ師鍵ニテ緊密シタル後擴孔スルヲ妨ゲス未露出シ又ハ取扱上此等材片ヲ分解スル必要アルトキハ擴孔シタル各材片ニハ両ビ同位置ニ組立テ得ル様必ズ合符ヲ附シ置クベシ而シテ某斤ノ擴孔シタル材片ハ相互交換ヲ許サズモトス

第卅八條 部材及部分品ニシテ同一ノモノハ組立ニ際シ相互交換スルモ全ク適合スル様製作スルヲ可トス

第卅九條 鉄鉄ヲナズベキ部材ハ豫々充分鎌落シヲナシ其接觸面ニ最純光明性塗料ヲ施シタル後各部ハ師鍵ラシメテ充分緊密シ置クベシ

第四十條 練鍵ハ特ニ指示ナキ限り其端ニ恰好ナル丸味ヲ附スペシ

第四十一條 補剛材ハ横ノ突縫間ニ丁ニ適合セシム特ニ支点上ニガケル補剛材、並端ハ突縫山形水平脚面ニ密着セシムベシ

第四十二條 片木横及縱横ノ連結用山形ハ其背面ニ平面ヲナシ其位置及横ノ長サ正確ナルヲ要ス此等ニ連結用山形ノ背面ヲ其厚サニ於テ_{1/16}吋(1.6粂)以上削成スベカラズ

第四十三條 鉄ハ熱度ヲ適宜加減シ得ル爐ニテ淡木艶色ニ一本兼ニ熱シ附着物ヲ充分除去シタル後鉄鉄スペシ鉄鉄ニハ壓力機ニ用フベシ但已ムラ得サル箇所ハ此限ニ非ズ而シテ鉄鉄ノ際ハ材料ニ損傷ヲ與ヘガル様充分注意スペシ

第四十四條 鉄ハ確實ニ部材ヲ緊結スルモノナルコトヲ要ス鉄頭ハ其外形指定形状寸法ニ適合シ而モ其中心ハ正シク鉄軸ノ中心線上ニ在リテ鉄軸ハ鉄孔ヲ充分填充スルコトヲ要ス但帝ニ直シ及「コーキング」等ヲ許サズ燒キ過ギ又ハ帝ラザル鉄其他缺點アルモノハ之ヲ切り取り鉄交ニ直スペシ鉄ノカ取ニ際シテハ成ルベク金槌ヲ用ヒテ之ヲ除去シ附近ニ損傷ヲ與ヘガル様充分注意スペシ

第四十五條 鉄ノ代リニ帝鍵ニ用ヒテ剪力及壓力ニ堪ヘシムル場合ニハ其孔ハ帝鍵ノ周圍が充分孔ニ密合シ得ル程度ハ大サニ正シク金槌操スペシ

第四十六條 一部材ヲ構成スル材片ハ指定寸法ヲ保テ各部材ニ然、扭、歪等ナキ様仕上グベシ

第四十七條 抗壓部材ノ接合面ニシテ之ニ依リ應力ヲ傳フル箇所ハ橋杭ノ組立後其全面均等ニ密接スル様入念ニ仕上グベシ

第四十八條 眼鍵ハ眞直ニシテ寸法正確燃扭ナク頭部及頭部ニ褶曲ナク且其他ノ鉄点ナキモニタルヲ要ス頭部ハ之ヲ壓縮壓延又ハ鍛造スペク波シテ熔接又ハ鍛接スベカラズ頭部ノ形狀ハ監督官ノ許可ヲ受ケタル目艮金算製作工場ノ型ニヨルベシ

眼鍵ハ抗張試験ニ際シ其幹部ニ於テ切斷シ其箇所ヲ含メル長サ₁₀呎(3.05米突)間ニ伸長率₁₅パーセント以上ナルベキ

コトノ製作者は於テ保証シタルモノナルヲ要ス頭部及頭部ノ厚ナハ指定寸法ヨリ_{1/16}吋(1.6粂)以上大ナルベカラズ

第四十九條 各眼鍵ハヒ_{1/2}孔ヲ穿ツ_{1/2}先ダチ適当ニ焼鍛シ且注意シテ眞直ニスルヲ要スヒ_{1/2}孔ノ中心ハヒ_{1/2}草全部及豆頭部ノ中心線上ニ在ルヲ要ス同長ニシテ同一ヒ_{1/2}孔ノ有スル眼鍵ヲ重ね合セシキ其兩立端ハヒ_{1/2}孔ニ同時ニ此孔ヨリ直徑ニ於テ_{1/32}吋(0.8粂)小ナルヒ_{1/2}孔ヲ無理ナクオ車入シ得ルモノナルヲ要ス

第五十條 ヒ_{1/2}孔ハ指定寸法ニ從ヒ正石窟ニ之ヲ穿テ平滑且眞直ナルヲ要ス特ニ指定セラレザルトキハ其部材ノ車由ニ直角ニシテ且

各「ヒン」孔ハ互ニ平行ナルベシ 組立部材ノ「ヒン」孔ハ必ズソノ組立ヲ終リシ後ニ穿ツベシ

第五十一條 「ヒン」孔ノ中心間距離ハ $\frac{1}{2}$ 吋(0.8吋)以上誤差アルベカラズ 其直徑ハ $\frac{1}{2}$ 吋(12.70吋)未満ハ $\frac{1}{2}$ 吋(0.5吋)以上、 $\frac{1}{2}$ 吋(12.70吋)以上ハ $\frac{1}{2}$ 吋(0.8吋)以上大ナルベカラズ

第五十二條 「ヒン」及「ホールト」ハ指定寸法従上正確ニ斜削シ直通平滑ニシテ無瑕ナルラ要ス

第五十三條 「ヒン」及「ホールト」等ハ「ナット」正しく適合セレメ其螺絲ハ米国基本ニ據ルベシ

第五十四條 特ニ指定セルモノノ外鋼材ハ許可ナクシテ鍛接又ハ熔接スベカラズ

第五十五條 加熱セル材片ハ監督官ニ於テ必要ト認メタル場合ハ燒鈍命ズルドアルベシ

第六章 檢査

第五十六條 製作者ハ材料及製作品ノ検査=開シテハ尤分便宜ヲ計ルベシ 監督官ニ要求ニ應シ製作關係工場一般圖及機械設備一覽表ヲ提出スルヲ要ス

第五十七條 監督官ニ製作關係アル處ノ工場ニ時、如何ヲ問ハズ自由出入シ得ルモナルベシ

第五十八條 監督官ハ材料規格或製作仕様ニ反スルモノアルヲ發見シタルキハ其材料及製品が如何ナル状態ニ在ル=拘ラズ廢却シ得ルモトス

第五十九條 製作完了上ハ浮錆皮錆等ヲ充分ニ除去シ煮亞麻仁油ヲ塗布シテ検査ヲ受ケベシ 但錆落シヲナシタル後直ニ食青ノ生ズル處ナキ場合ハ煮亞麻仁油ノ塗布ヲ省略スルコトヲ得

第六十條 監督官ニ於テ必要ト認メタルトキハ製品ノ一部ヲ全形ノ儘試験スルコトアルベシ

第六十一條 試験ニ要スル一切ノ費用ハ無償トス

第七章 塗工

第六十二條 製品ニ特ニ指定セタル限り第五十九條ノ検査終了後直ニ最純光明丹塗料ヲ施スベシ 但牛特ニ指定シタル仕上面ニハ白鉛及獸脂ヲ塗布スルヲ要ス

第六十三條 塗料ハ表面全ノ乾燥シタル後ニ非ザレバ之ヲ施スベカラズ又防濕、防寒ノ設備ヲナスニ非ザレバ塗料ヲ施スベカラズ

第八章 組立用品

第六十四條 凡テ各橋桁用「ヒン」ハ其各種毎ニ導子及打込ナットニ組定ヲ附スベシ

第六十五條 現場鐵ハ所要数1,10「バーセント」=10個ヲ加ヘ「ホールト」「ナット」及座鐵ハ其占ひセント割増、員数ヲ其等ノ各種類毎ニ提供スベシ 但「アンカーホールト」ハ此限リニアラズ

第九章 箱貯出

第六十六條 製作者ハ製品ノ積出シニ先チ完全ナル六通以上送狀ヲ當局ニ提出スベシ

第六十七條 製品納入ノ際ハ各部材及材片ニ其位置ヲ示スニ足ルベキ合符ヲ塗料又ハ刻印ニテ表ハスベシ而シテ組立合符ノ圖面ヲ十通以上作製シ當局ニ提出スベシ

第六十八條 「ヒン」「ナット」、「ホールト」等及其他ノ小ナルモノハ之ヲ帶鐵絲メ、堅牢ナル箱ニ入レ其表面ニ内家ヲ明記スルヲ要ス

第六十九條 各材片及箱物ニハ其重量ヲ明言已スベシ

第十章 桁木名録及

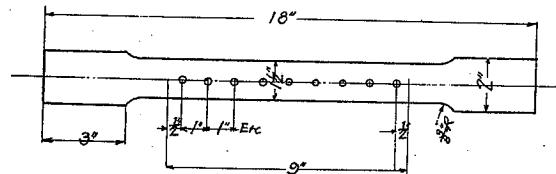
第七十條 桁木行ニハ第三圖ニ定ムル木行名録ヲ一檣梁毎ニ二個製作シ監督官ニ指示スル位置ニ堅固ニ取付ケベシ

第十一章 附則

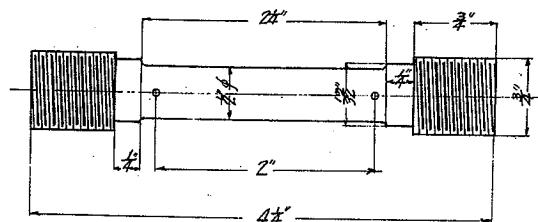
第七十一條 重量ニ依リ支拂ヲナスベキ契約ニ在リテハ該計圖面ヨリ計算シタル全重量、2.0「バーセント」以上ノ賞超過ニ對シテハ支拂義務ナキモトス 但シ鋼ハ一立方呂、重量 489.6 封度(1立方米、重量 7850 吨)ト見括ス

(完)

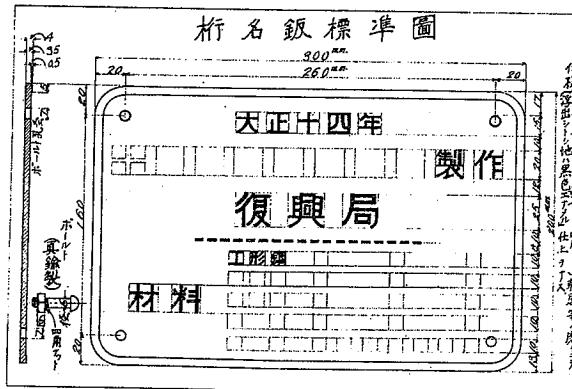
第一圖



第二圖



第三圖



第三項 復興局橋梁用鑄鋼及鑄鐵仕様書

大正十三年三月 復興局

第一章 總則

- 第一條 本仕様書は橋梁部分品鑄鋼及鑄鐵製作に使用スルモノトス
第二條 鑄造品は總て本文所定の材質ヲ具有シ規定試験=合格
スルモノナルコトヲ要ス

第三條 製品は監督官ヨリ文面ヲ以テ變更ヲ命セラレガル限り本文
所定の條件及附屬圖面=相違セザルコトヲ要ス

第四條 鑄放シ儘使用スペチ表面ハ湯口押湯及膚砂若クハ中
子ヲ町壁ニ除去スルハ勿論鑄膚ハ平滑=シテ歪若クハ喰違ヒ等
缺陷ナラキラ要ス特=鑄鐵品、鑄放シハ指定の形狀=精細且端麗
=鑄造セラレラ車ス防錆塗料ハ必ず本検査終り後施スベシ

第二章 材質及試験

第一類 鑄鋼品

第五條 鑄鋼品は特=明文ヲ以テ示スモノハ外總て平爐又ハ電氣
爐=依リ製造シタル中鑄鋼トス

第六條 鑄鋼品、燐及硫黃含有量ハ次表に限定ヲ超過スベカラズ
酸性爐=依リ製造スルモノ 燐 0.065% ハセント 硫黃 0.06% ハセント
堿基性爐=依リ製造スルモノ 燐 0.055% ハセント 硫黃 0.06% ハセント

第七條 前條の成分検定ハ一熔融毎=採取セルニ試料=就キ
製造者之ヲ行ヒ其分析表ヲ監督官=提出スベシ監督官=於テ必要
ト認タルキリ素品或い製品ヨリ試料ヲ採取洞分析ヲ命スルコトアルベシ

第八條 鑄鋼品ハ其質柔軟微密ニシテ全部一様ナル組織ヲ有スベシ
角、縫端共ニ充實シ有空隙ト認ムベキ收縮窓、氣孔及裂縫等ヲ存スベカラズ
其破面ハ微粒状ヲ呈スルヲ要ス

第九條 鑄鋼品ハ完全=燒鉄スベシ

第十條 鑄鋼品、鑄鐵ハ強度=對スル影響明カニ輕微ナルモノ=限
リ當局、承認ヲ得テ熔接修補スルコトヲ得
前項の加工後當局指示アルトキハ更ニ燒鉄色スモノトス

第十一條 物理的試験ハ抗張試験並=冷曲試験ヲ行フ

第十二條 抗張試験寸法ハ次=從上之ヲ削成スルヲ要ス直徑0.964吋
(4.35往) 平行部長 2吋(63.5往) 標點間距離 2吋(50.8往)

第十三條 冷曲試験片幅 1吋(25.4往) 厚 1/16吋(1.9往) 切断面ヲ有スル
モノハ常温、儘 1吋(25.4往) 内側半径ヲ有スル曲線=沿ヒ 90° 弯曲
セシムテ裂痕ヲ生ゼザルヲ要ス

但試験片、角隅=八半徑右時(1.5倍)、丸ミラ附スルモノトス

第十四條 抗張試験片及冷曲試験片、數々鑄鋼品一個、仕上重量 330
封度(150kg)以上ナラバ各鑄鋼品每=各一個但同一熔融ニテ同一型ノモト
多數鑄造スル場合=ハ當局承認ヲ得テ適宜其数ヲ減ズレコトヲ得330
封度未満ノモニ在リテ一熔融每=各一個但同一熔融ニテ鑄造 50個以
上ナルキル50個每及共端數=付各一個ニ熔融以上ヲ以テ一個、鑄鋼品
ヲ鑄造スル場合=ハ各4個

第十五條 試験片ニ適當ナル位置ニ附帶鑄造シヲカリ取ルニ先ダニ鑄品共
ニ焼純シ冷却狀態ニ於テ切リ取リ加工シ物取後ニ加热スペガラズ

第十六條 抗張試験ニ規定、試験片ニア試験シタルトキ其極強一平方吋ニ付キ
64,000封度乃至0,100,000封度(1平方呎=付45倍乃至57倍)其彈性限度ニ極強
1%以上ニシテ伸長率ニ長サ2吋(50.8cm)=於テ/8.5mmセシム以上ナルヲ要ス

第十七條 前條ニ規定セル抗張力、倒限ニ伸長並破断面、状況良好ニシテ
當局ニ於テ使用目的ニ適合スルモノト認ムルトキル上下各2,134封度(1.5倍)以内ヲ增
減スルコトヲ得

第十八條 試験片、仕上不良ナルガ或ハ疵アルトキル試験前之ヲ廢棄シ更ニ試験片
ヲ製作スルモノトス

第十九條 抗張試験ニ於テ試験片カ標識間ニ中央三等分部以外ニ切
断シ其伸長率ニ規定ニ合格セザルトキル再試験ヲ行フコトヲ得

第二十條 抗張試験又ハ冷曲試験ノ成績ニ規定ニ合セザル場合監督官ニ
方々テ試験片ヲ材質ヲ適當ニ代表セザレモト認ムタルトキル其試験片ニ對シ更ニ同
數、試験片ヲ製作再試験ヲ施行スルコトヲ得

第二類 鑄 鐵 品

第二十一條 當局使用、鑄鐵品、概本中鑄鐵及「セミステール」、二種トシ他
特殊鑄鐵ニ關シツク其等製作必要、都度大々仕様書ヲ添附スルモノトス

第二十二條 鑄鐵品小強度致密ニテ裂縫、空窓其他、缺點ヲ有セザルハ勿論
鑄體充實シ内力ヲ存セテ表面平滑ニシテ歪ニテ破面灰色細微ナル一様、粒状
ヲ呈スベシ特ニ指定セザル限リ、容易ニ加工シ得ル程度ニ柔軟カルモノトス

中 鑄 鐵

第二十三條 中鑄鐵ニ横断荷重試験ヲ施行スルモノトス

第二十四條 橫断荷重試験ニ長サ15吋(38cm)、断面一叶耳方(2.54cm²)
ノ試験片ヲ堅込乾燥型ニ製品ト同一熔融ニテ鑄造シ之ヲ水平ニ1/2吋
(30.4cm)距離ニテ支へ中央ニ荷重ヲ加ヘタルトキ2,000封度(910kg)以下ニテ
破壊セザルヲ要ス

第二十五條 試験片、數々鑄鋼品、其規定ニ準ス

「セミステール」

第二十六條 本種鑄鐵品ニ一様ニ接觸且致密ナルコトヲ特ニ緊要トス

第二十七條 「セミステール」ハ横断荷重試験並抗張試験ヲ行フ

第二十八條 橫断荷重試験ハ中鑄鐵、場合ト同様ニ試験シタルトキ其加重
2,000封度(127kg)以下ニテハ破壊セザルヲ要ス

第二十九條 抗張試験ニ中鑄鐵ノ場合ト同様ニ試験シタルトキ極強一平方吋
ニ付31,400封度(1平方呎=付22.0kg)以上ナルヲ要ス

第三十條 試験片ニ數々中鑄鐵、其レニ準ス

第三章 附 則

第三十一條 製品並ニ試験片ニ其熔融番號或ニ符號ヲ表ハス刻印ヲ施シ識
別ニ便ナシムル爲其周圍ニ塗料ヲ施スベシ

第三十二條 試験ノ結果本仕様書ニ規定セル條件一部若クハ全部ニ合格セザルトキ
ハ其試験片ニ代表セル群羊ハ全部不合格トス 但シ第八條及第二十一條ニ鑄造品各個
ニ付検査スルモノトス

第三十三條 試験ニ合格セルモ、ハ監督官ニ於テ検査済、證印ヲ刻ス

第三十四條 試験ニ要スル一切ノ費用ハ無償トス

第三十五條 製作者ノ材料及製作品、検査ニ關シテハ充分便宜ヲ計ルベシ監督
官ニ要求ニ應ジ工場一般圖及機械設備一覽表ヲ提出スルヲ要ス

第三十六條 監督官ニ製作ニ關係カル總ニ工場ニ時、如何ヲ問ハズ自由ニ出入
得ルモノタルベシ

第三十七條 納入後ノ雖缺點或ハ規定ニ反スルモノアリラ發見シタルトキハ監督官ハ其
製品ガ如何ナル狀態ニ在ルニ拘ラズ廢却シ得ルモノトス

第三十八條 監督官ニ於テ必要ト認メタルトキハ製作品ノ一部ヲ全形ニ儘試験スル
コトアルベシ

第三十九條 製作者ノ製品、積出シ先ダニ完全ナル六通以上、送状ニ當局ニ提出ス
ルベシ

第四十條 本仕様書ニ規定セザルモノニシテ契約ノ際ニ之ヲ示カザルモノハ凡テ
監督官ニ指示ニ從フベキモノトス

(完)

第四項 橋梁用鍛鋼品仕様書

大正十三年三月

第一章 総則

- 第一條 本仕様書は於テ規定スル鍛鋼品ハ炭素鋼又ハ塊ヨリ鍛造シ
焼入其他特殊ノ熱處理ヲ施サガルモノニシテ半軟鋼及半硬鋼
ニ種ス。
- 第二條 鍛鋼品ハ特ニ指定ナリ限リ平火爐又ハ電氣火爐依リ製造シタル鋼
塊ヨリ鍛造スルモノス。
- 第三條 鋼塊ハ上部ニ於テ其三分ノ一ヲ其他何レ部分ニ於テモ有害部
ハ除キス。
- 第四條 鍛鋼品ハ特ニ指定ナリ限リ主体、断面積ヲ原金塊塊、平均断面積
千分之一以内、鍛鍊スルモノス又其他何レ部分ニ在リテ
原金塊塊、平均断面積三分之二超過スルコトヲ得ス。
- 第五條 鍛鋼品ノ形状、特殊ノ鍛鍊法其他、事由依リ予察ニ當局ノ
承認ヲ得タルトキハ前項ノ規定依ラザルコトヲ得
鍛鋼品ハ鍛鍊後適當構造ヲ有スル火爐内ニ各部一様に燒
純スベシ。一旦燒純ヲ行ヒタル後熱加工ヲ施シタルトキハ再び燒
純スベシ。小形又ハ特殊ノ鍛鋼品ニ在リテハ當局ノ承認ヲ得
テ燒純ヲ省略スルコトヲ得

第二章 成分限定

- 第六條 鍛鋼品、成分为大磷及硫黄、含有量ハ次表ノ制限ヲ超過
スルコトヲ得ズ。
- 酸性火爐=依ル場合
火薬 0.055% ヘセント 硫黄 0.050% ヘセント
- 塩基性火爐=依ル場合
火薬 0.045% ヘセント 硫黄 0.050% ヘセント
- 第七條 前條ノ成分検定ハ一熔融炉毎ニ採取セル試料ニ就キ製
造者之ヲ行ヒ其分析表ヲ監督官ニ提出スヘシ
監督官ニ於テ必要ト言及タルトキハ素品或ハ製品ヨリ試料ヲ採
取シ同分析ヲ命ぜルコトアルベシ。
- 第八條 合成量ハ第三章ニ規定セル抗張試験及冷曲試験
ノ成績良好ニシテ當局ニ於テ使用ノ目的ニ適スルモノトキハ
其一% ヘセント 以内ヲ超過スルコトヲ得。

第三章 物理的試験

- 第九條 物理的試験ハ抗張試験並ニ冷曲試験ヲ行フ。
- 第十條 抗張試験ニ在リハ下記ニ従ヒ削り成シタル試験片ヲ用ヒ次ニ示ス
規定ニ合格スルコトヲ準ス。

標準試験片 $\left\{ \begin{array}{l} \text{標點距離} 二吋 (五〇.八粂) \\ \text{直径} 0.五六四吋 (-一四.三粂) \\ \text{平行部長} 二吋二分一 (六二.五粂) \end{array} \right.$

半軟鋼
抗張力一平方吋付六二五八二封度乃至七一.一一六封度
(一平方粂付四四五厘乃至五〇厘)

弹性限度 其極強ニ一分ノ一以上
伸長率ニ七「ペセント」以上

半硬鋼
抗張強一平方吋付七一.一一六封度乃至八五三三九封度
(一平方粂付五〇厘乃至六〇厘)

弹性限度 其極強ニ一分ノ一以上
伸長率ニロ「ペセント」以上

- 第十一條 前條ニ規定セル抗張力ノ制限ハ破断面ノ状況良好ニシテ
當局ニ於テ使用ノ目的ニ適スルモノト言及ムルトキハ上下各一五厘
以内ヲ曾減スルコトヲ得但此ノ土場合は於ケル伸長率ハ
前條ノ規定依ルモノス。

- 第十二條 抗張試験ニ於テ試験片ガ標點間ノ中央三等分部シ外
ニ於テ切断シ其伸長率が規定ニ合格セザルトハ同試験ヲ
行フコトヲ得

- 第十三條 冷曲試験ニ在リハ幅ハ一吋(五粂)厚ハ四分三吋(一九粂)
ノ平行面ヲ有スル試験片ヲ用ヒ常温ノ儘ニテ次ニ内側半径
ニテ百八十度屈曲スルモ曲リノ背部ニ裂痕ヲ生ゼガレヲ要ス但
試験片ノ角隅ニハ半径十六分一吋(一五粂)ノ丸ミラ附スルモノス

- 半軟鋼 内側半径四分一吋(六粂)
半硬鋼 内側半径八分五吋(十六粂)

- 第十四條 抗張及冷曲共試験片數ハ鍛造品一個、仕上重量六六〇
封度(三〇厘)以上ナラバ各鍛造品毎ニ各一個トス

- 但六六〇封度(三〇厘)未満ノモノ同一鋼塊ニテ多數鍛造
スル場合はハ當局ニ承認ヲ得テ適宜其數ヲ減ジヌハ是ヲ
鍛造スペキ素材ヨリ試験材ヲ採取スルコトヲ得

- 試験片ハ適當ナル位置ニ附帶鍛鍊シ且其主体ヨリハ
ラザレ断面半径ヲ有スル供試材ヨリ前記ニ切取ルモノス

- 第十六條 鋼鉄品、試験片ハ火燒純ヲ施シタル後ニテ切取り切取後ハ加熱スベカラズ
- 第十七條 抗張試験又ハ冷曲試験、成績が規定に合セサルトキハ更ニ其鋼鉄品ニ火燒純ヲ施シ試験ヲ行フコトヲ得此ノ場合ニガヘテハ斯ニ抗張試験及冷曲試験ノ全部ヲ行フモノトス

第二章 主桁設計寸法

第一節 拱軸線

第一項	拱軸拋物線ノ決定	71
第二項	拱軸線ノ切線ト水平軸トノナス角ノ正切	72
第三項	同上ノ正弦、餘弦並ビニ正割	73
第四項	拱軸ノ長サ	74

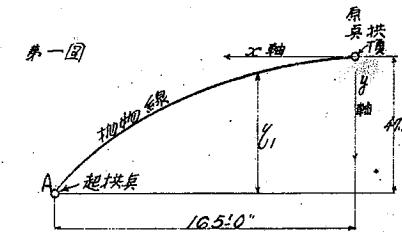
第二節 主桁ノ深サ

第一項	拱肋ノ深サノ變化	78
第二項	床桁上部突縁山形背面高	80
第三項	側徑間ト拱トノ接續曲線方程式 (イ) 上部接續曲線	81
	(ロ) 下部接續曲線	86
第四項	吊鍛桁山形背面間距離	89
第五項	突桁山形背面間距離	90

第二章 主軸設計方法

第一節 拱軸線

第一項 拱軸拋物線之決定



今拱軸拋物線方程式 $y = Cx^2 + \text{常數}$

拱頂「真頂」 \rightarrow 起拱點 A $y = 47.5$; $x = 165.0$

$$C = \frac{y}{x^2} = \frac{47.5}{165^2} = \frac{47.5}{27225} = 0.00174472$$

故求拱軸拋物線方程式 $y = 0.00174472x^2 + 47.5$

$x^{(m)}$	x^2	$y = 0.00174472x^2$	$y^{(m)}$
0	0	0	47.5
15	225	0.392502	47.10744
30	900	1.570248	45.929754
45	2025	3.533058	43.906944
60	3600	6.280992	41.219010
75	5625	9.814050	37.685952
90	8100	14.192232	33.367777
105	11025	19.235538	28.264464
120	14400	25.123960	22.376034
135	18225	31.797522	15.70248
150	22500	39.256200	8.243802
165	27225	47.5	0

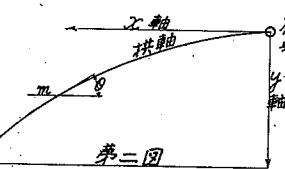
第二項 拱軸線，切線，水平軸，及角正切。

拱軸線方程式：

$$y = 0.00174472x^2$$

切線，水平軸及角 θ 为 11°

$$\frac{dy}{dx} = \tan \theta = 0.00348944x$$



$$\tan \theta = \frac{dy}{dx} = \frac{4f}{l^2} (l - 2x)$$

x (尺)	$\tan \theta = 0.00348944x$
0 (拱頂)	0
15	0.0523416
30	0.1046832
45	0.1570248
60	0.2093664
75	0.2617088
90	0.3140496
105	0.3663912
120	0.4187328
135	0.4710744
150	0.523416
165 (A)	0.5757576

第三項 全上，正弦，餘弦並正割。

$$1 + \tan^2 \theta = \sec^2 \theta \quad \therefore \sec \theta = \sqrt{1 + \tan^2 \theta}$$

$$\frac{1}{\sec \theta} = \cos \theta \quad \tan \theta \cos \theta = \sin \theta$$

格表	$\sin \theta$	$\cos \theta$	$\sec \theta$
拱頂	0	1	1
15	0.052336	0.9986295	1.0013723
30	0.1042392	0.9945523	1.0054776
45	0.1549970	0.9879148	1.012233
60	0.2047008	0.9788079	1.021651
75	0.2531952	0.9674152	1.0336823
90	0.2995959	0.9540662	1.0481453
105	0.3439399	0.9389942	1.0649693
120	0.3861744	0.9224258	1.084098
135	0.4260425	0.9047032	1.1053349
150	0.4638115	0.8859339	1.1287524
165 (A)	0.498992	0.8666066	1.1539261

第四項 拱軸、長さ

拱軸、拠物線 $y = Cx^2 = 0.00174472x^2$

拱頂即拱軸上、任意の点 (x, y) = 拱曲線、長さ S とせば

$$S = \int_0^x \sqrt{dx^2 + dy^2} = \int_0^x \sqrt{1 + (\frac{dy}{dx})^2} dx$$

然るに

$$\frac{dy}{dx} = 2Cx$$

$$\therefore S = \int_0^x \sqrt{1 + (2Cx)^2} dx$$

$$= \int_0^x \sqrt{1 + 4C^2x^2} dx$$

$$\therefore \sqrt{1 + 4C^2x^2} = u \Rightarrow dx = dv \text{ と }$$

$$\int \sqrt{1 + 4C^2x^2} dx = \int u dv = uv - \int v du$$

$$\therefore \int \sqrt{1 + 4C^2x^2} dx = x\sqrt{1 + 4C^2x^2} - \int \frac{4C^2x^2 dx}{\sqrt{1 + 4C^2x^2}} \quad (1)$$

$$\text{又 } \int \sqrt{1 + 4C^2x^2} dx = \int \frac{dx}{\sqrt{1 + 4C^2x^2}} + \int \frac{4C^2x^2 dx}{\sqrt{1 + 4C^2x^2}} \quad (2)$$

(1)式 + (2)式 トガロヘテ 2 テ

$$\int \sqrt{1 + 4C^2x^2} dx = \frac{x\sqrt{1 + 4C^2x^2}}{2} + \frac{1}{2} \int \frac{dx}{\sqrt{1 + 4C^2x^2}} \quad (3)$$

$$\text{然るに } \frac{1}{2} \int \frac{dx}{\sqrt{1 + 4C^2x^2}} = \text{ と } \tau$$

$$\sqrt{1 + 4C^2x^2} = z - 2Cx \quad (4)$$

置く

$$1 + 4C^2x^2 = z^2 - 4Cxz + 4C^2x^2$$

$$\therefore x = \frac{z^2 - 1}{4Cz}$$

之レ(4)式 右邊 = 代入スルハ

$$\sqrt{1 + 4C^2x^2} = z - \frac{2C(z^2 - 1)}{4Cz}$$

$$= \frac{z^2 + 1}{2z} \quad (5)$$

$$\text{又 } x = \frac{z^2 - 1}{4Cz} + \text{ルートテ}$$

$$\begin{aligned} \frac{dx}{dz} &= \frac{8Cz^2 - 4C(z^2 - 1)}{(4Cz)^2} \\ &= \frac{2z^2 - z^2 + 1}{4Cz^2} \\ &= \frac{z^2 + 1}{4Cz^2} \end{aligned} \quad (6)$$

(5) & (6) = 依テ

$$\begin{aligned} \int \frac{dx}{\sqrt{1 + 4C^2x^2}} &= \int \frac{\frac{z^2 + 1}{2z} dz}{\sqrt{\frac{z^2 + 1}{2z}}} = \int \frac{dz}{2Cz} \\ &= \frac{1}{2C} \int \frac{dz}{z} = \frac{1}{2C} \log z \end{aligned}$$

$$(7) \text{ 式 } (3) \text{ 式 } = \text{ 代入スルハ} \quad (2Cx + \sqrt{1 + 4C^2x^2}) \quad (7)$$

$$\int \sqrt{1 + 4C^2x^2} dx = \frac{x\sqrt{1 + 4C^2x^2}}{2} + \frac{1}{4C} \log_e (2Cx + \sqrt{1 + 4C^2x^2}) !!$$

故に

$$\begin{aligned} S &= \int_0^x \sqrt{1 + 4C^2x^2} dx \\ &= \left[\frac{x\sqrt{1 + 4C^2x^2}}{2} + \frac{1}{4C} \log_e (2Cx + \sqrt{1 + 4C^2x^2}) \right]_0^x \\ &= \frac{x\sqrt{1 + 4C^2x^2}}{2} + \frac{1}{4C} \log_e (2Cx + \sqrt{1 + 4C^2x^2}) - \frac{1}{4C} \log_e 1 \\ &= \frac{x\sqrt{1 + 4C^2x^2}}{2} + \frac{1}{4C} \log_e (2Cx + \sqrt{1 + 4C^2x^2}) \end{aligned} \quad (8)$$

尚實際計算較為簡單，為：

$$\frac{1}{4C} = P_{1+11} \quad 4C^2 = \frac{1}{4P^2} \quad 2C = \frac{1}{2P}$$

$$\therefore S = \frac{x}{2} \sqrt{1 + \frac{x^2}{4P^2}} + p \log_e \left(\frac{x}{2P} + \sqrt{1 + \frac{x^2}{4P^2}} \right)$$

上式可用以算出各拱頂至各隔板長度，次頁表示之。

全算例以拱頂起拱與 A 為準，拱軸線長度求之，次頁表示之。

$$x = 165 \quad P = \frac{1}{4C} = \frac{1}{4 \times 0.00174472} = \frac{100,000,000}{697,800}$$

$$= 143.289467$$

$$S = \frac{165}{2} \sqrt{1 + \frac{165^2}{4 \times 143.289467^2}} + 143.289467 \log_e \left(\frac{165}{2 \times 143.289467} + \sqrt{1 + \frac{165^2}{4 \times 143.289467^2}} \right)$$

$$\text{第一項} = \frac{165}{2} \sqrt{1 + \frac{165^2}{4 \times 143.289467^2}}$$

$$= 82.5 \sqrt{1 + \left(\frac{165}{2 \times 143.289467} \right)^2}$$

$$= 82.5 \sqrt{1.3314968}$$

$$= 82.5 \times 1.15390502$$

$$= 95.19716415$$

$$\text{第二項} = 143.289467 \times \log_e \left(\frac{165}{2 \times 143.289467} + \sqrt{1 + \frac{165^2}{4 \times 143.289467^2}} \right)$$

$$= \log_e (0.5757576 + 1.15390502)$$

$$= " \log_e 1.72966262$$

$$= " \log_e 10 \times \log_{10} 1.7297$$

$$= " \times 2.303 \times 0.2380461$$

$$= " \times 0.548220168$$

$$= 78.55417567$$

$$\text{故 } S = 95.19716415 + 78.55417567$$

$$= 173.75133982$$

$\log_{10} 1.7297$
0.4343 $\log_e 2$

格架	拱頂到柱長度	(a) 拱軸二沿、隔板間長度		拱軸二沿隔板間長度
		呎	吋	
165	173.7513	5.7773	5 1/8"	17.1478
160	167.9740	5.7013	5 1/8"	
155	162.2727	5.6692	5 1/8"	
150	156.6035	5.6200	5 1/8"	
145	150.9035	5.5847	5 1/8"	16.7511
140	145.3988	5.5464	5 1/8"	
135	139.8524	5.5116	5 1/8"	
130	134.3408	5.4710	5 1/8"	16.4185
125	128.8698	5.4359	5 1/8"	
120	123.4339	5.4078	5 1/8"	
115	118.0261	5.3730	5 1/8"	16.0001
110	112.6531	5.3423	5 1/8"	
105	107.3108	5.3066	5 1/8"	
100	102.0042	5.2851	5 1/8"	15.8468
95	96.7191	5.2551	5 1/8"	
90	91.4640	5.2323	5 1/8"	
85	86.2317	5.1960	5 1/8"	15.6083
80	81.0357	5.1800	5 1/8"	
75	75.8557	5.1550	5 1/8"	
70	70.7007	5.1433	5 1/8"	15.4205
65	65.5574	5.1222	5 1/8"	
60	60.4352	5.0908	5 1/8"	
55	55.3444	5.0647	5 1/8"	15.2442
50	50.2597	5.0687	5 1/8"	
45	45.1910	5.0544	5 1/8"	
40	40.1366	5.0416	5 1/8"	15.1268
35	35.0950	5.0308	5 1/8"	
30	30.0642	5.0302	5 1/8"	
25	25.0340	5.0143	5 1/8"	15.0529
20	20.0152	5.0084	5 1/8"	
15	15.0068	5.0042	5 1/8"	
10	10.0026	5.0010	5 1/8"	15.0068
5	5.0008	5.0008	5 1/8"	
拱頂	0			

第二節 主筋/深さ

第一項 拱肋/深さ(山形背面間距離)の変化。

今拱肋、向心深さ(d)、拱頂=8.5、腹拱英=13.0+4.407

変化セシヤ d 、其の d_1 一般式トシテ次式ヲ採用ス。

$$\therefore d = 8.5 + (13.0 - 8.5) \left(\frac{x}{165}\right)^2$$

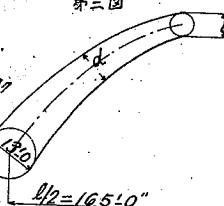
$$= 8.5 + 4.5 \left(\frac{x}{165}\right)^2$$

但し x 、拱頂より水平距離

$$l = \text{全径間長}$$

$$l = 165.0''$$

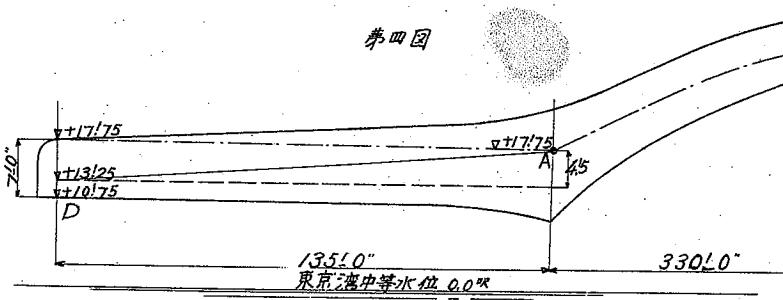
第三圖



$\frac{x}{165}$	$(\frac{x}{165})^2$	$4.5(\frac{x}{165})^2$	$d (\text{in})$	$d (\text{mm})$
0	0	0	8.5000	102.0000
5	0.0303	0.0009	8.5041	102.0497
10	0.0606	0.0037	8.5165	102.1982
15	0.0909	0.0063	8.5374	102.4482
20	0.1212	0.0147	8.5662	102.7938
25	0.1515	0.0230	8.6035	103.2420
30	0.1818	0.0331	8.6490	103.7874
35	0.2121	0.0450	8.7025	104.4300
40	0.2424	0.0588	8.7646	105.1752
45	0.2727	0.0744	8.8348	106.0176
50	0.3030	0.0918	8.9131	106.9572
55	0.3333	0.1111	9.0000	108.0000
60	0.3636	0.1322	9.0949	109.1380
65	0.3939	0.1552	9.1984	110.3800
70	0.4242	0.1799	9.3096	111.7146
75	0.4545	0.2066	9.4297	113.1564
80	0.4848	0.2350	9.5575	114.6900
85	0.5151	0.2653	9.6939	116.3260
90	0.5454	0.2975	9.8388	118.0650
95	0.5757	0.3314	1.4913	9.9913
100	0.6061	0.3674	1.6533	10.1533
105	0.6364	0.4050	1.8225	10.3225
110	0.6667	0.4444	1.9998	10.4998
115	0.6970	0.4857	2.1857	10.6857
120	0.7273	0.5289	2.3801	10.8801
125	0.7576	0.5730	2.5821	11.0821
				132.9852

x	$\frac{x}{165}$	$(\frac{x}{165})^2$	$4.5(\frac{x}{165})^2$	$d (\text{in})$	$d (\text{mm})$
130	0.7879	0.6200	2.7936	11.2936	135.5124
135	0.8182	0.6694	3.0123	11.5123	130.1476
140	0.8485	0.7199	3.2396	11.7396	140.8152
145	0.8788	0.7703	3.4754	11.9754	143.7042
150	0.9091	0.8264	3.7188	12.2188	146.6400
155	0.9394	0.8825	3.9713	12.4713	149.6550
160	0.9697	0.9403	4.2314	12.7314	152.7762
165	1.0000	1.0000	4.5000	13.0000	156.0000

第二項 床桁上部突縁山形背面高



側径間ノ可動端ニ於ケル主桁ノ深サヲ $7\frac{1}{2}$ " トス而シテ可動端ニ於ケル各部ノ標高(東京湾中等水位ヨリ高サ)ノ次如ク定ム。
主桁下部山形背面 $+10\frac{1}{2}$ " 5
車道床桁上部山形背面 $+13\frac{1}{2}$ " 5
主桁上部山形背面 $+17\frac{1}{2}$ "

此車道床桁山形背面ハ上部山形背面ト同シ勾配ニシテ
1/30直線勾配ナリ。
此主桁山形背面ハ直線ト橋脚上錦中心ヨリ立タル垂直線
ハ交点Aよりテ拱底拱頂トセリ。
又拱部主桁山形背面ハA点より1/60抛物線ヲ有セシム。

第三項 側径間ノ拱上部接續曲線方程式

(1) 上部接續曲線

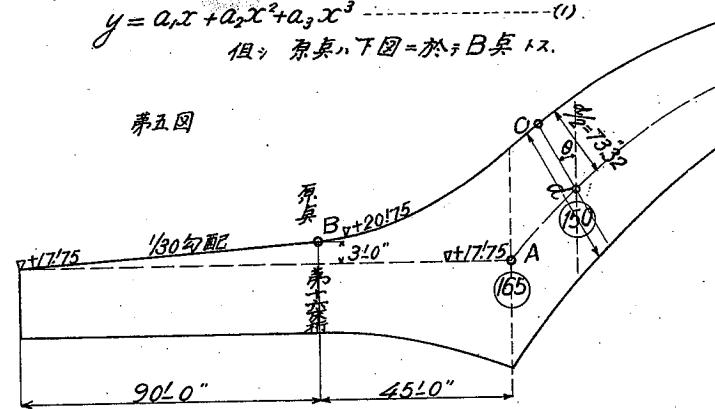
拱上部山形背面ノ側径間ト正切曲線ヲ以テ接續スルタメ
突桁上部山形背面ノ拱上部山形背面トノ間ニ次如ク三次
抛物線ヲ入レントス。

求ムル方程式

$$y = a_1x + a_2x^2 + a_3x^3 \quad (1)$$

但シ 原真ハ下図=於テB真トス。

第五図



鉛
床桁第十六番即テ側径間橋台中心ヨリ90' 0" 距リタル真ニテハ
 $90' \times \frac{1}{30} = 3'$ 即テ3'上昇ヲ見ル。依シテ此真、
上部山形背面標高ハ $+17.75 + 3! = +20.75$ トス。
此真ヲBトス。上記接續曲線ハ、真ニ於テ側径間上部山形
背面ニ切セシム。

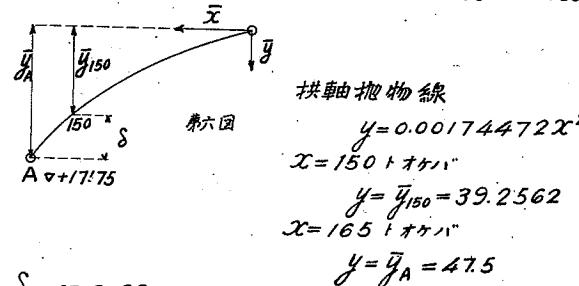
次に拱上部山形背面曲線: 150m = 斜ヶル拱軸, 法線と交わるC点。
此、C点とB点は於て各: 拱上部山形背面曲線及
1/30勾配, 側径間上部山形背面=切片シテ。

$$y = a_1 x + a_2 x^2 + a_3 x^3$$

タル曲線ヲ決定セントス。
其目的よりテ B点ヲ原点トシテ C点, 座標ヲ定メントス。
格点150 = 斜ヶル

$$\sin \theta = 0.4638115$$

$$\cos \theta = 0.8859339$$



$$\therefore \delta = 47.5 - 39.2562 = 8.2438$$

然ル=A点, 東京湾中等水位ヨリ, 高サハ $17.75 + 17.75 + 8.2438 = 33.2438$
150m, 同水位ヨリ高サハ。
 $17.75 + 8.2438 = 25.9938 \div 26!$

又 格点150m向心深サハ

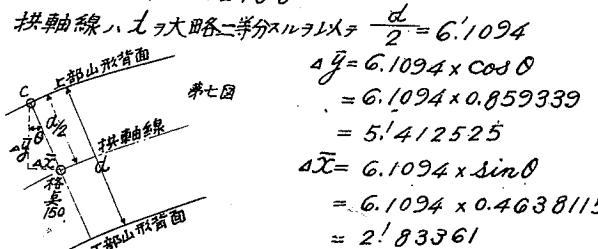
$$d = 8.5 + 4.5 \left(\frac{x}{165} \right)^2$$

= 斜ヶル $x = 150$ ト置ケバ得ル。

$$\therefore d = 8.5 + 4.5 \times 0.9091^2$$

$$= 8.5 + 3.7188$$

$$= 12.2188$$



即ち今C点標高 y' トセバ

$$y' = 26' + 5.412525$$

$$= 31.412525$$

シテ A点ヨリ, 水平距離 x' トセバ

$$x' = 15' - 2.83361$$

$$= 12.16639$$

依テ B点ヲ原点トセルトキ C点, 座標 x, y トセバ

$$x = x' + 45' = 57.16639 \div 5.742'$$

$$y = y' - 20.75 = 10.662525 \div 10.18$$

コレヨリ $y = a_1 x + a_2 x^2 + a_3 x^3$ ナル 曲線方程式
未知係数 a_1, a_2, a_3 等ヲ求メントス。

上述計算ニヨリ B点及 C点, B点ヲ原点トセル座標ハ

$$B(0, 0)$$

$$C(57.16639, 10.662525)$$

$$y = a_1 x + a_2 x^2 + a_3 x^3 \quad \dots \dots \dots (1)$$

$$\frac{dy}{dx} = a_1 + 2a_2 x + 3a_3 x^2 \quad \dots \dots \dots (2)$$

今(1)ナル曲線ハ B点テノ切線ハ即ち $\frac{1}{30}$ 勾配ナル
側径間上部山形背面ナルトシテ

$$(1) \text{式} = \text{ヨリ } x = 0 \text{ トルト } y = 0$$

$$(2) \text{式} = \text{ヨリ } \frac{dy}{dx} = \tan \theta = \frac{1}{30} = a_1$$

全様ニシテ C点ヲ考ヘレバ

$$(1) \text{式} = \text{ヨリ } x = 57.16639 \text{ ト代入セバ}$$

$$10.662525 = a_1 \times 57.16639 + a_2 x (57.16639)^2 + a_3 x (57.16639)^3$$

$$\text{然ル} = a_1 = \frac{1}{30} \text{ ナルトシテ}$$

$$10.662525 - \frac{1}{30} \times 57.16639 = 57.16639^2 \times a_2 + 57.16639^3 \times a_3$$

故ニ

$$\frac{57.16639^2 \times a_2 + 57.16639^3 \times a_3}{10.662525 - 57.16639} = 10.662525 - 19.05546.$$

$$= 8.756979 \quad \dots \dots \dots (3)$$

(2) 式 = 3)

$$\operatorname{tg} \theta_{150} = 0.523416 \quad \text{及} \quad x = 57.16639 \rightarrow \text{代入} \rightarrow$$

$$\frac{dy}{dx} = \frac{1}{30} + 2 \times 57.16639 a_2 + 3 \times 57.16639^2 a_3$$

$$= 0.523416$$

$$\text{即 } 2 \times 57.16639 a_2 + 3 \times 57.16639^2 a_3 = 0.490083 \quad \dots \dots \dots (4)$$

今行列式 = 3) ② a₂ + a₃ と未知係数と式 =

$$\left\{ 57.16639^2 a_2 + 57.16639^3 a_3 = 0.756979 \quad \dots \dots \dots (3) \right.$$

$$\left. 2 \times 57.16639 \times a_2 + 3 \times 57.16639^2 \times a_3 = 0.490083 \quad \dots \dots \dots (4) \right.$$

$$a_2 = \begin{vmatrix} 57.16639^3 & 0.756979 \\ 3 \times 57.16639^2 & 0.490083 \\ 57.16639^2 & 57.16639^2 \\ 3 \times 57.16639^2 & 2 \times 57.16639 \end{vmatrix}$$

$$= \frac{1}{57.16639^2} \times \begin{vmatrix} 57.16639 & 0.756979 \\ 3 & 0.490083 \\ 1 & 1 \\ 3 & 2 \end{vmatrix}$$

$$= \frac{57.16639 \times 0.490083 - 3 \times 0.756979}{57.16639^2 \times (2 - 3)}$$

$$= -\frac{28.01627591037 - 26.270937}{3,267.99615}$$

$$= -\frac{1.74533091037}{3,267.99615}$$

$$= -0.000534$$

(4) 式 1 a₂ = 上記 1 値を代入して a₃ を求める

$$a_3 = \frac{1}{3 \times 57.16639^2} \times (0.490083 + 2 \times 57.16639 \times 0.000534)$$

$$= \frac{0.490083 + 0.06105370452}{3 \times 3,267.99615}$$

$$= \frac{0.55113670452}{3 \times 3,267.99615}$$

$$= +0.000056215$$

故 = 水ムル方程式

$$y = a_1 x + a_2 x^2 + a_3 x^3$$

$$a_1 = \frac{1}{30} = 0.0333333$$

$$a_2 = -0.000534$$

$$a_3 = +0.000056215$$

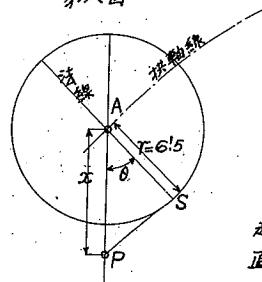
$$\therefore y = \frac{1}{30}x - 0.000534x^2 + 0.000056215x^3$$

今 B 点 = x が 5 变每、y の値を算出せしめ次第シ

x	y
5	0°14'
10	0°46'
15	0°68'
20	0°107'
25	1°46'
30	2°07'
35	2°117'
40	4°07'
45	5°62'
50	7°45'
55	9°68'

(b) 下部接續曲線

第八図

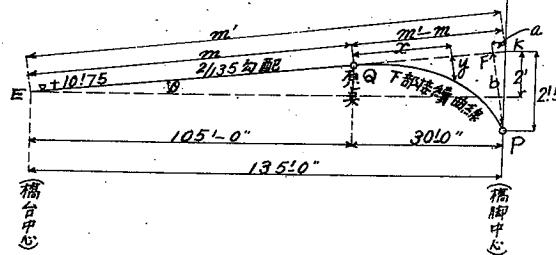


超拱矢 A = 於ケル法線 A の中代タル
直徑 131.0 ナル内ノ圓ト交リ内

下部ナル矢 S = 於テ此圓ニ切線ヲ
引キ A 矢ヲ通スル直線 AP + P 矢 = 於テ交ハラシム拱径間下部
山形背面線ハ此矢 = 於テ各ル物論ナリ

諸 A 点東京湾中等水位ヨリ高サハ +17.75
橋台 = 於ケル主桁下部山形背面高ハ +10.75

第九図



K 矢側径間主桁下部山形背面線、延長 A 矢(於テ直線ト)
交矢セハ側径間主桁下部山形背面ハ $\frac{2}{3} \times 135$ 勾配(第四項参照)タル故ニ
K 矢、全上水位ヨリ高サハ 橋台上、下部山形背面ヨリ 2 フ呎上ル
故ニ $10.75 + 2.1 = +12.75$ ナリ。

然ルニ第八図 = 於テ $\cos \theta = 0.8666066 = \frac{6.5}{x}$
 $\therefore x = \frac{6.5}{0.8666066} = 7.5$

依シテ P 矢、東京湾中等水位ヨリ高サハ次、如シ。

$$+17.75 - 7.5 = +10.25$$

$$\text{故ニ } KP = 12.75 - 10.25 = 2.5 \text{ ナリ。}$$

側径間主桁下部山形背面 $\frac{2}{3} \times 135$ 直線勾配ノ方向ヲ X 軸ハ P 矢ヨリ
橋台ニ向ツテ水平距離 30% 所ヲ Q 矢シ之ヲ原点トシタル抛物線ツジテ下部
接続曲線ス。 A Q 矢原点トシテ P 1 座標求メントス。

第九図ニ於テ下部山形背面、側径間直線部ハ $\frac{2}{3} \times 135$ 勾配ナルヲレハ
其ノ水平線トナス角ヲ θ セシム。

$$\tan \theta = \frac{2}{3} = 0.66666666 \quad ; \theta = 30^\circ - 51'$$

$$\cos 30^\circ - 51' = 0.99989$$

$$\sin 30^\circ - 51' = 0.0148348$$

従フテ m, m' 及 $m' - m$ 等、値ハ次ノ如シ。

$$\cos \theta = \frac{105}{m} \quad ; \quad m = \frac{105}{0.99989} = 105.01155$$

$$\cos \theta = \frac{135}{m'} \quad ; \quad m' = \frac{135}{0.99989} = 135.01485$$

$$m' - m = 135.01485 - 105.01155
= 30.00033$$

P 矢ヨリ Q, K へ、垂線足 F トシ、KF = a, PF = b トセハ。

三角形 FKP = 於テ

$$\sin 30^\circ - 51' = \frac{a}{2.5} \quad ; \quad a = 2.5 \times 0.0148348
= 0.037087$$

$$\text{全シク三角形 FKP = 於テ}
C \cos 30^\circ - 51' = \frac{b}{2.5} \quad ; \quad b = 2.5 \times 0.99989
= 2.499725$$

$$m' - m - a = 135.01485 - 105.01155 - 0.037087
= 29.966213$$

$$\text{故ニ } Q \text{ 原点トシテ } P \text{ 1 座標ハ } x = 29.966213$$

$$y = 2.499725$$

求ムル抛物線、 $y = CX^2 + \text{常数}$ $C = \frac{y}{x^2} = \frac{1}{2}$
コノ抛物線ハ P 点通過スルヲ以テ

$$C = \frac{2.499725}{897.973922} = 0.00278374$$

依ツテ求ムル下部接續曲線方程式ハ

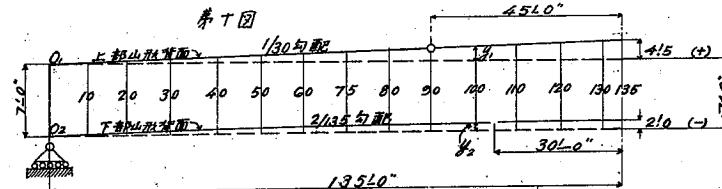
$$y = 0.00278374x^2 + \text{常数}.$$

今原点より橋脚中心へ向ツテ 5呢飛ヒ" = y の値ヲ求ムレバ

x	y
5	0.075"
10	0.150"
15	0.225"
20	0.300"
25	0.375"
30	0.450"

第四項 吊鉄桁山形背面間距離
吊鉄桁上部山形背面ハ路面 = 並行 = $\frac{1}{30}$ 直線勾配ヲナシ
其下部山形背面、 $\frac{2}{135}$ 直線勾配ヲナス。

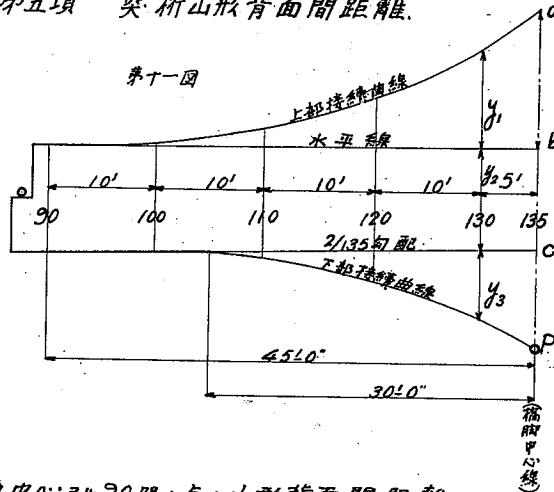
$$\frac{1}{30} = \frac{1.5}{135} = 0.0333 ; \quad \frac{2}{135} = 0.0148 \quad (\text{第十四図参照})$$



x (ft)	y_1 (ft)	y_2 (ft)	$D = y_1 - y_2$ (ft)
10	0.333	0.148	7.105
20	0.666	0.296	7.370
30	0.999	0.444	7.555
40	1.333	0.592	7.741
50	1.665	0.740	7.925
60	1.998	0.888	8.110
70	2.331	1.036	8.295
80	2.664	1.184	8.480

第五項 突析山形背面間距離

第十一圖



橋台錨中心ヨリ 90 ヶ所、真、山形背面間距離。

第十圖=於テ明カルルヤニ

$$\begin{cases} \frac{4.5}{13.5} \times 90 = 3.00 \\ \frac{2}{13.5} \times 90 = 1.3333 \end{cases} \quad \therefore D = 7 + 3 - 1.3333 = 8.6667 = 8' 8''$$

然ル = $\frac{2}{13.5}$ 1 勾配 = テ 45 度間、高ヨリ差ル、 $\frac{2}{13.5} \times 45 = 0.6667$
 $\therefore BC = 8.6667 - 0.6667 = 8' 0'' = 8' 0''$

次ニ逆ニ = デ 8' 0'' ル BC カク傾 = $\frac{2}{13.5}$ 1 勾配 = テ 2 増加スルモ、トセハ、

130 真 = テ 1. $\frac{2}{13.5} \times 5 = 0.074$ $y_2 = 8' + 0.074 = 8' 0.74$

120 真 = テ 1. $\frac{2}{13.5} \times 15 = 0.222$ $y_2 = 8' + 0.222 = 8' 2.22$

110 真 = テ 1. $\frac{2}{13.5} \times 25 = 0.370$ $y_2 = 8' + 0.370 = 8' 3.70$

100 真 = テ 1. $\frac{2}{13.5} \times 35 = 0.518$ $y_2 = 8' + 0.518 = 8' 5.18$

尚且ヒ y_3 ハ、大々前項(ア)及ヒ(イ) = 於テ求メテ、即チ本山形背面間距離ハ、次表(40)ノ
第十一圖参照

格真	y_1	y_2	y_3	山形背面距離 (呎)	山形背面距離 (呎 - 吋)
9.0	0	0.666	0	8.666	8' 8"
10.0	0.336	0.518	0	8.854	8' 10 1/2"
11.0	0.903	0.370	0.069	9.342	9' 4 1/2"
12.0	2.038	0.220	0.626	10.086	10' 10 5/8"
13.0	4.077	0.074	1.740	13.891	13' 10 11/16"
13.5	5.541	0.000	2.500	16.041	16' 0 1/2"

第三章 床部設計々算

第一節 鐵筋混凝土床版	91
第二節 回 鏡	93
第三節 縱桁及橫桁	96
第四節 吊桁徑間床板	99

第一項 尺寸及荷重、 一般寸法、 活荷重、 死荷重、	
第二項 彎曲率及剪斷力、 突桁彎曲率、 床桁(車道)彎曲率、 格點剪斷力、	102
第三項 床桁斷面及應力、 中央部、 桁端水平剪力、	105
第五節 拱徑間床板	111

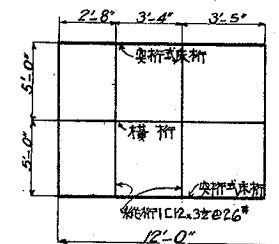
第一項 尺寸及荷重、 一般寸法、 死荷重、 活荷重、	112
第二項 彎曲率及剪斷力、 突桁彎曲率、 床桁(車道)彎曲率、 支點反力及格點剪斷力、	113
第三項 床桁斷面及應力、 中央部、 桁端水平剪力、	117

第六節 添接	121
第七節 鏡距	123
第一項 吊徑間床板、 拱徑間床板、	
附錄 1. 高欄設計々算	125
2. 床桁撓度	128
3. 電車架空線支柱	129

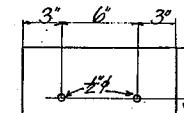
第一節 歩道鉄筋コンクリート床版

第二項 吊径間床版(日比氏著鉄筋コンクリート上巻486頁参考)

寸法



上圖、如キ寸法カル故径間3'-5(3.4)、單行シテ床版ヲ設計ス。而シテ断面ヲ次、如ク仮定ス。



中立線ヨリ上部最遠応応層=至ル距離ヲXトスレバ

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

但シ $\begin{cases} n = 鉄筋強度係数(E_s) = 15 \\ A_s = 鉄筋断面積 = 2 \times 0.963 = 0.3926 \approx 0.39'' \\ b = 幅 = 12'' \\ h = 床版厚さ = 4'' \\ a = 被覆コンクリート厚さ = \frac{3}{4}'' \end{cases}$

$$\therefore x = \frac{15 \times 0.39}{12} \left[\sqrt{1 + \frac{2 \times 12 \times 3.25}{15 \times 0.39}} - 1 \right] = 1.36''$$

III 荷重

$$\begin{aligned} \text{死荷重(厚さ}\frac{1}{4}\text{鉄筋コンクリート)} & 150 \times \frac{1}{12} = 50\% \\ \text{活荷重(群衆荷重)} & = 125\% \quad (\text{仕様書}) \\ \text{騒音} & 125 \times \frac{150}{300 \times 4.5} = 62.5\% \\ & 23.75\% = 240\% \end{aligned}$$

IV 弯曲モーメント

$$M_{max} = \frac{240 \times 3.5^2}{8} = 3675'' = 4410''^2$$

$$S_{max} = \frac{240 \times 3.5}{2} = 420''$$

IV 応力強度

① 弯曲応力 (σ_b)

鉄筋及び混疑土、応力強度を各々 σ_b 、 σ_c トスハ、其の値は次如シ。

$$\sigma_b = \frac{M}{A_s(h-a-\frac{t}{3})} = \frac{4410}{0.39 \times (4 - \frac{1}{3} - \frac{5}{36})} = 4050\% < 15000\%$$

$$\sigma_c = \frac{2M}{b \times x(h-a-\frac{t}{3})} = \frac{2 \times 4410}{12 \times 1.36 \times (4 - \frac{1}{3} - \frac{5}{36})} = 200\% < 500\%$$

② 水平応力剪力 (T_s)

$$T_{smax} = \frac{S}{b(h-a-\frac{t}{3})} = \frac{420}{12(4 - \frac{1}{3} - \frac{5}{36})} = 13\% < 50\%$$

③ 附着力 (T_a)

$$T_{amax} = \frac{S}{P(h-a-\frac{t}{3})} = \frac{420}{3.14 \times (4 - \frac{1}{3} - \frac{5}{36})} = 48\% < 50\%$$

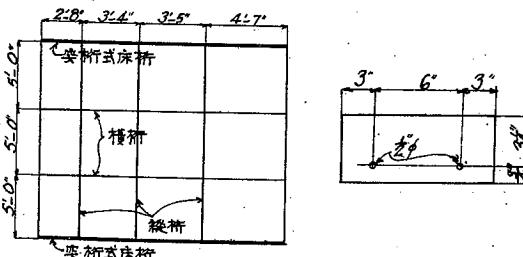
但し P = 鉄筋周長 = $2 \times \frac{1}{2} \times 3.1416 = 3.14$

V 結論

上記仮定断面、凡ての場合、對する安全過モルタル向アリ。即ち鉄筋量過多アリヲ知り得ベキを假定寸法ハ製作寸法ニシテ年月経過ト共に表面磨滅、消効厚サリ減シ強度ハ減少ヲ免レツルベシ。即ち仮定寸法ヲ其ノ使用用スルトス。

尚コレ鉄筋ハ三本、内キニ本底各支点附近ニ於テ 45° 上方=折曲ケ(bend up)彎曲率及び傾斜応力ニ抵抗セシム。又上記鉄筋直角方向ニハセ量、鉄筋即ち直徑を鉄筋 $\frac{1}{2}$ に置キ=配置ス。

第二項 桁径間床版



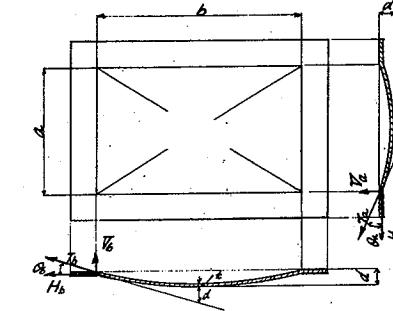
桁径間歩道構造上圖通りシテ床版ハ径間 $4'-7''$ 單軸引下設計スペキナドモコ部ハ吊材取付部ニテ君手集荷重少シ。即ち床版ハ前ト同様ニ径間 $3'-5''$ 單軸トシテ設計スレバ可ナリ。上圖ノ如キ断面ヲ使用スレバ其の安全カレト計算ヲ侯タス。

第二節 凹 銀(Buckle Plate)

第一項 尺法及荷重

寸法(最モ大アルモ、即チ吊橋径間モ)

□



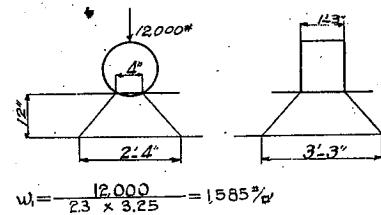
$$\begin{cases} a = 3'-9'' \\ b = 4'-0'' \\ d = 0'-3'' \\ t = \frac{5}{16}'' \end{cases}$$

III 死荷重

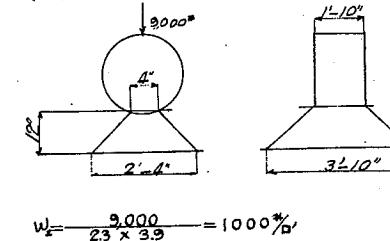
鋪石	53%
混疑土	70%
凹銀	15%
軌條	11%
鋼枕木	5%
計	$W = 154\% = 160\%$

IV 治荷重

① 15米噴自動車



② 15米噴塗機



③ 魚車

$$W_3 = \frac{16,800}{4.5 \times 7} = 534\%$$

上記ニシノ場合、中最大荷重即 $\gamma W_3 = 1585\%$ ヲ取リテ言及す。

第一項 許容荷重

I 許容集中荷重

一ツ、凹銀カ等布死荷重 W_f 、ヲ受ケテギル場合=更ニ許容リバキ集中荷重 W (%)、次式=ヨリテ得ラレ。

$$W = \frac{\pi}{6} \left(\frac{300fd - 0.525Wa_b}{6d + 15a} \right) \quad \text{Carnegie Pocket Companion, 1923, p 276.}$$

上式=於テ

a =凹部(Buckle), 幅(%)=45°

b = π , 長さ(%)=48"

d = π , 深さ(%)=3"

t =凹銀, 厚さ(%)=5"

f =許容維応力(%)=9,000%

$$W = \frac{5}{16} \left(\frac{300 \times 9,000 \times 3 \times \frac{1}{16} - 0.525 \times 160 \times 45 \times 48}{6 \times 3 + 15 \times \frac{1}{16}} \right)$$

= 32,400*

然ル=実際、最大集中荷重ハ

$$12,000 \times \left(1 + \frac{150}{300+3.5} \right) = 18,000^*$$

ナリ。即ケコ、凹銀ハ集中荷重=対シ安全アリ。

II 許容等布荷重

一ツ、凹銀ニシテ許容リバキ等布荷重 W' (%)、次式=ヨリテ得ラレ。

$$W' = 12fdt = 12 \times 9,000 \times 3 \times \frac{1}{16} = 101,000^*$$

然ル=実際、等布荷重ハ

$$18,000 + 160 \times 4 \times 3.75 = 20,240^*$$

第三項 鉄距

死荷重 160%

活荷重 1585%

警衛荷重 790%

$$W = 2535\%$$

前回=於テ

$$\begin{cases} V_a = \frac{Wb^4}{2(a+b)} \times a = \frac{2,335 \times 256}{2(198+256)} \times 3.75 = 2,680^* \\ V_b = \frac{Wa^4}{2(a+b)} \times b = \frac{2,335 \times 198}{2(198+256)} \times 4 = 2,210^* \end{cases}$$

$$\begin{cases} H_a = T_a \cos \theta_a = V_a \cosec \theta_a \times \cos \theta_a = V_a \cot \theta_a = 2,680 \times \frac{3.75}{6} = 10,050^* \\ H_b = T_b \cos \theta_b = V_b \cosec \theta_b \times \cos \theta_b = V_b \cot \theta_b = 2,210 \times \frac{3.75}{6} = 8,840^* \end{cases}$$

今 n_a, n_b フキ、 a 辺 a , b 辺 b がケル長さ f =ニキテノ所要鉄数トスレハ其ノ値ハ次式=ヨリテ求メラル。

$$n_a = \frac{H_a}{f}, \quad n_b = \frac{H_b}{f}$$

但シ $f = 4,420^*$ (3" 現場鉄, 單剪断力)

$$\therefore n_a = \frac{10,050}{4,420} = 2.3^* \text{ (鉄距 5) }$$

$$n_b = \frac{8,840}{4,420} = 2^* \text{ (鉄距 6) }$$

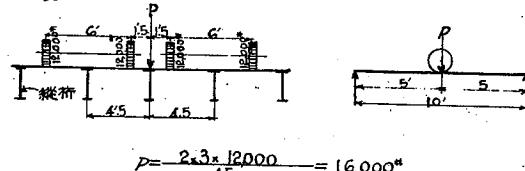
即 \times 計算=依リテ得外鉄距 f 非常=大カルモ実際=ハーフ=片キ4本
(鉄距3") 鉄ヲ使用セリ。

第三節 縱桁及橫小桁設計

第一項 吊徑間縱桁

活荷重

活荷重=依ル弯曲率=15度傾自動車が下圖,如^{*}位置來^ル時
最大?



死荷重

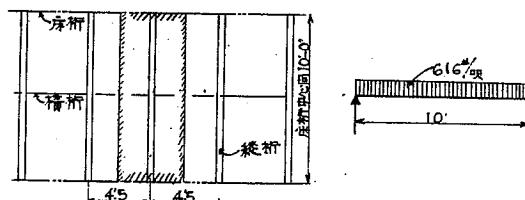
混擬土. $140 \times \frac{8}{12} = 93.33\%$

木塊 $50 \times \frac{8}{12} = 16.67\%$

凹銀 $= 15\%$

自重 $(1.112.6) = 54\%$

$54 + (93.33 + 16.67 + 15) \times 4.5 = 616\%$



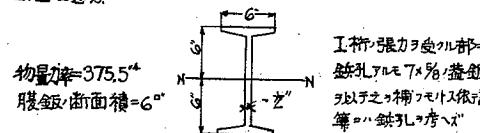
最大弯曲率

活荷重=依ル	壁衝=依ル	死荷重=依ル	計(吋)
480,000	230,000	92,000	802,600

最大剪斷力

活荷重=依ル	壁衝=依ル	死荷重=依ル	計(吋)
16,000	7,680	3,080	27,760

斷面及應力



最大絶縁應力及應張力

$$\sigma_{cr} = \frac{802,600 \times 6}{375.5^2} = 12800\% < 16000\%$$

最大應剪力

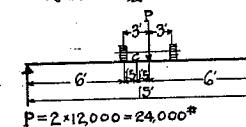
$$T = \frac{27,760}{12 \times 2} = 4,630\%$$

所要連結鐵數 n = $\frac{27,760}{6010} = 4.6$ 使用鐵數 6 (古^ル 現場鐵單剪斷)

第二項 桁徑間縱桁

活荷重：活荷重=依ル弯曲率小

15度傾自動車の方向轉換^ル時最大?



死荷重

混擬土 $140 \times \frac{8}{12} = 93.33\%$

木塊 $50 \times \frac{8}{12} = 16.67\%$

凹銀 $= 15\%$

自重 $(1.112.6) = 54\%$

$\{2\text{蓋銀}7 \times 5\% = 29.76\%\}$

$$54 + 29.76 + (5 + 93.33 + 16.67) \times 4.5 = 647.76\% = 650\%$$



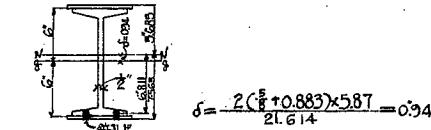
最大弯曲率

活荷重=依ル	壁衝=依ル	死荷重=依ル	計(吋)
601,200	328,000	218,000	1,037,200

最大剪斷力

活荷重=依ル	壁衝=依ル	死荷重=依ル	計(吋)
23,200	11,000	4,850	39,050

斷面及應力



斷面	總斷面	缺孔	純斷面	物量率	抵抗率
I. 蓋銀	$7 \times \frac{8}{12}$	4.375 ²	4.375 ²		
I. 工桁	12×6	15.88×6	14.114×6		
I. 蓋銀	$7 \times \frac{6}{12}$	4.375×6	3.125×6		
計	24.63 ²	3.016 ²	21.614 ²	606 ⁴	1280,000 ³

最大絶縁應力及應張力

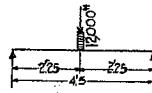
$$\sigma_c = \frac{1237,200 \times 5.685}{606} = 11,500\%$$

$$\sigma_s = \frac{1237,200 \times 7565}{606} = 15,400\%$$

最大應剪力

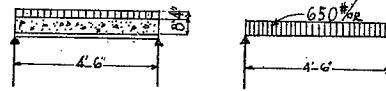
$$T = \frac{39,050}{12 \times 2} = 6,510\%$$

所要連結鉄数 = $\frac{39.050}{6.010} = 6.5$ * 使用鉄数少片方連結用山形トヨ
第三項 横小橋
荷重 (最大荷重)



死荷重

$$\begin{aligned} \text{混凝土} & 14.0 \times \frac{1}{12} = 93.33\% \\ \text{木塊} & 5.0 \times \frac{1}{12} = 16.67\% \\ \text{凹鋸} & = 15\% \\ \text{自重} & 9 \times 32 @ 22.27^2 = 22.3\% \\ 22.3 + (93.33 + 16.67) \times 5 & = 647.3\% \approx 650\% \end{aligned}$$



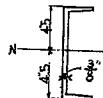
最大弯曲力率

活荷重=依ル	壁衝=依ル	死荷重=依ル	計(55.92)
162.000	79.600	19.700	261.300

最大剪断力

活荷重=依ル	壁衝=依ル	死荷重=依ル	計(55.92)
12.000	6.000	14.50	19.450

断面応力



$$9 \times 32 @ 22.27^2$$

$$\text{物量力率} = 79.902^2$$

最大移動応力と張力

$$\sigma_{c+b} = \frac{261.300 \times 4.5}{79.902} = 14700\%$$

最大應力

$$\tau = \frac{19450}{9 \times 8} = 5760\%$$

$$\begin{aligned} \text{所要連結鉄数 } n &= \frac{19450}{6.010} = 3.2 \text{本} \\ \text{使用鉄数 } 4 \text{ 本} & (2 \text{ 本現場鉄單剪切}) \end{aligned}$$

第四節 吊径間床板

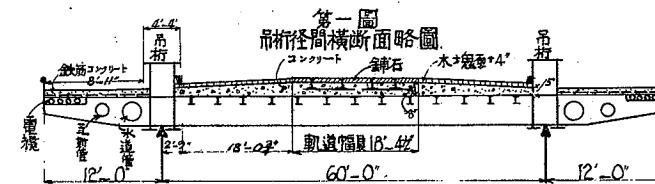
第一項 尺寸及荷重

① 一般寸法

$$\begin{aligned} \text{吊(主)桁中心間} &= 60 \pm 0 \text{ ft} & \text{構面総幅員} &= 84 \pm 0 \text{ ft} & \text{床桁支間} &= 60 \pm 0 \text{ ft} \\ \text{床桁} & = 10 \pm 0 \text{ ft} & \text{車道有効幅員} & = 54 \pm 6 \text{ ft} & \text{縦折} & = 10 \pm 0 \text{ ft} \\ \text{縦桁} & = 4 \pm 6 \text{ ft} & \text{歩道} & = 8 \pm 11 \text{ ft} & \text{横折} & = 4 \pm 6 \text{ ft} \\ \text{横桁} & = 5 \pm 0 \text{ ft} & \text{吊折蓋額幅} & = 4 \pm 4 \text{ ft} & \text{突析径間} & = 12 \pm 0 \text{ ft} \\ \text{突析} & = 10 \pm 0 \text{ ft} & & & & \end{aligned}$$

② 死荷重

① 鋪装重量



a. 軌道床版

鋼枕木	160 ft ² /本	(長さ 10 ft 付 3 本)	48 ft ² 或 57 ft ²
軌条	95 ft ²		32 ft ² 或 41 ft ²
混凝土	120 ft ²	(厚さ 7 in)	70 ft ²
鋪石	160 ft ²	(厚さ 4 in)	53 ft ²

b. 車道床版

混凝土	120 ft ²	(厚さ平均 7 in)	70 ft ²
木塊	50 ft ²	(厚さ 4 in)	17 ft ²
縁石	160 ft ²	(15 in × 15 in)	250 ft ²

c. 歩道床版

鉄筋混凝土	150 ft ²	(厚さ 4 in)	50 ft ²
縁石	160 ft ²	(6 in × 6 in)	40 ft ²

②

添架物重量

水道管	1-径 600捲	375% 噸
瓦斯管	1-径 305捲	662% 噸
電 纜	14-徑 167捲	290% 噸
高 檻		185% 噸

③

床行格架死荷重

a. 軌道橋死荷重

混 凝 土	$70 \times 4.5 \times 10 = 3,150^{\text{#}}$
鋪 石	$53 \times 4.5 \times 10 = 2,385^{\text{#}}$
凹 鏡	$15 \times 4.5 \times 10 = 675^{\text{#}}$
床行鋼材(450%)	$450 \times 4.5 = 2,060^{\text{#}}$
縱 拼 $\times (54\%)$	$54 \times 10 = 540^{\text{#}}$
橫 小 拼 (223%)	$22.3 \times 4.5 = 100^{\text{#}}$
橫 構 構	$50.7^{\text{#}}$
軌 條	$11 \times 4.5 \times 10 = 495^{\text{#}}$
鋼 枕 木	$53 \times 4.5 \times 10 = 2,385^{\text{#}}$
	計 <u>9681#</u>

b. 車道格架死荷重

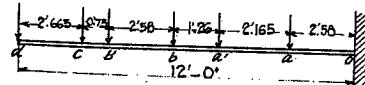
$$\begin{aligned} \text{錦裝木塊 } & 17 \times 4.5 \times 10 = 765^{\text{#}} \\ \text{其他(前出△印)} & = 6,576^{\text{#}} \\ \text{計 } & 7341^{\text{#}} \end{aligned}$$

c. 步道格架死荷重

第一表

	a	a'	b	b'	c	c'
金屬鋪地瓦	50% 噸	2.145			1.690	
高 檻	200% 噸				1.500	665
奧行鋼材		378		525		2,000
縱 拼	223% 噸	223		223	416	139
水道 管	378% 噸		3,780		223	223
電 纜	200% 噸			2,900		
瓦 斯 管	662% 噸			662		
合 计		2,746	3,780	2,438	3,562	2,139
						3,027 #

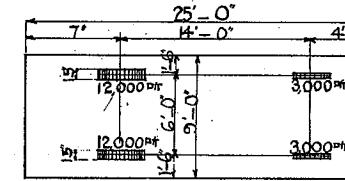
第二圖



III 活荷重

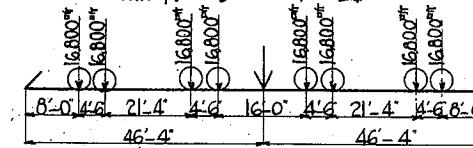
① 車道活荷重

a. 15米喰(30,000噸)自動車 第三圖



b.

電車荷重(續行)(得一印)



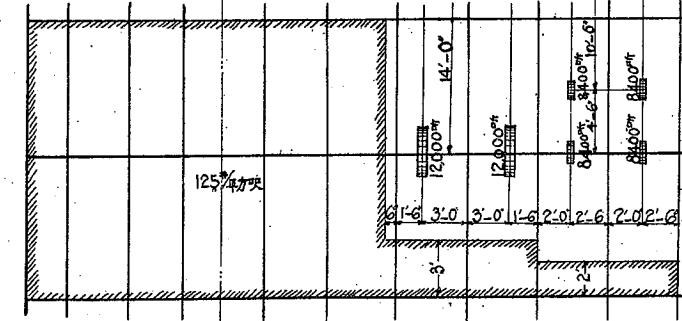
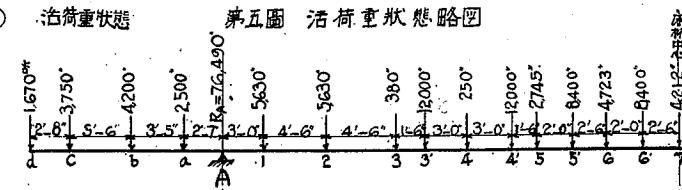
c. 群衆荷重

125%
噸

d. 撞衝係數

$$I = \frac{150}{300+L} \quad L = \text{橋支間}(m)$$

② 活荷重狀態 第五圖 活荷重狀態略圖



IV 死荷重及活荷重表

第二表

	死荷重 活荷重 合計	16.7	16.5
	3.027	4	4
2' - 6'	2.139	3.750	5.899
a' - b'	3.562	3.562	7.124
b' - c'	2.436	4.200	6.638
c' - d'	3.740	3.780	7.520
d' - e'	2.746	2.500	5.246
e' - f'	7.341	5.630	12.971
f' - g'	7.341	3.80	7.721
g' - h'	7.341	12.000	12.000
h' - i'	8.310	2.750	11.060
i' - j'	9.681	4.723	14.404
j' - k'	8.400	8.400	16.800
k' - l'	4840	4212	9052
R.A [74.646]			
床折行間 12'-0"			
床折支間 60'-0"			
RA = 支反力 = 174.646 布(死荷重+活荷)			

第五項 弯曲率、剪切力

I 失折弯曲率表

計算 - 依リ次の表ヲ得。

第三表

	死荷重-依ル	活荷重-依ル	算定値-依ル	合計 (kg)
C	96.840	52.500	25.680	176.020
b	143.300			
b'	419.700	270.000	129.600	819.300
a'	59.170			
a	985.510	665.000	319.400	1970.340
o	154.6850	1040.600	493.500	3086.950

III 床折(串道)弯曲率
死荷重-依ル弯曲率計算表。

第四表

	A	1	2	3	4	5	6	7
A 3'	50620*	7341*	7341*	7341*	8.310*	9681*	4840*	
1 7.5	151.860*	182.200*						
2 12'	379.650*	33.034*	415.900*					
3 16.5	607.440*	66.069*	603.600*					
4 21'	853.230*	99.104*	66.067*	33.034*	7644.000*			
5 25.5	1063.020*	132.138*	99.104*	66.065*	33.034*	8792.400*		
6 30'	1290.800*	165.72*	132.138*	99.104*	66.063*	374.400*	9491.000*	
7	151.8600*	198.207*	165.72*	132.138*	99.104*	748.00*	418.00*	3688.500*
	30'	27	22.5	18	13.5	9	4.5	102.355*

② 活荷重=依ル弯曲率計算表

第五表

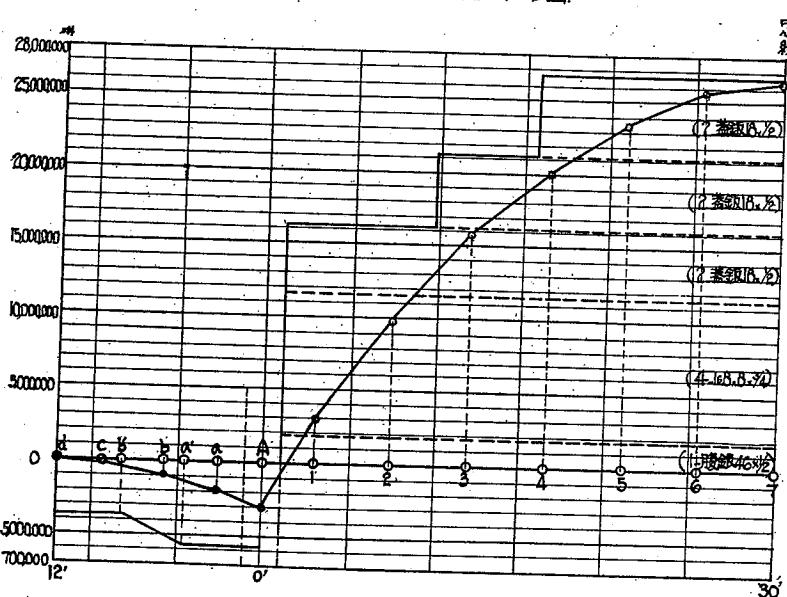
	A	1	2	3	3'	4	4'	5	5'	6	6'	7
A 3'	62264	5.630	5.630	380	12,000	250	12,000	2745	8400	4,723	8,400	2106
1 7.5	186.800	2242.000*										
2 12'	466.900	25.000	530.000*									
3 16.5	747.000	50.700	25.000	8,052.000*								
3' 16.5	840.600	59.000	33.800	570	8964.000*							
4 21'	1,027.000	76.000	50.700	1,710	36.000	10,356.000*						
4' 21'	1,214.000	92.800	67.600	2850	72.000	750	11,736.000*					
5 25.5	1,308.000	101.300	76.000	3,420	90.000	1,130	18.000	12,216.000*				
5' 25.5	1,432.000	112.600	87.300	4,180	114.000	1,630	42.000	5,450	12,730.000*			
6 27.5	1,587.000	126.700	101.300	5,150	144.000	2,250	72.000	12,000	21,000	13,236.000*		
6' 30'	1,712.000	137.900	112.600	5,850	168.000	2,750	96.000	17.800	37.800	9,400	13,486.000*	
7	1,866.000	152.000	126.700	6,840	198.000	3,380	126.000	24,700	56.000	21.000	21.000	13,572.000
	30'	27	22.5	18	16.5	13.5	10.5	9	7	4.5	2.5	1,131.000

III 床桁(軌道及歩道)格査弯曲率表

第六表

箇卓	死荷重=依ル	活荷重=依ル	擊衝=依ル	計 (t噸)
d	0	0	0	0
C	-96,800.	- 53,500.	- 25,700.	- 176,000
b	-419,700.	- 270,000.	- 129,600.	- 819,000
a	-985,500.	- 665,400.	- 319,400.	- 1,970,000
A	-1,546,000.	- 1,040,600.	- 499,500.	- 3,087,000
1	275,000.	2,242,000.	856,900	3,374,000
2	2,612,600.	5,804,000.	2,106,600.	10,023,000
3	4,549,000.	8,052,000.	3,349,600.	15,951,000
4	6,097,000.	10,356,000.	4,308,000.	20,761,000
5	7,235,400.	12,216,000.	5,081,800.	24,533,000
6	7,996,600.	13,236,000.	5,506,000.	27,739,000
7	8,351,800.	13,572,000.	5,646,000.	27,569,800

第六圖
床桁間床桁最大弯曲率及抵抗力率略圖



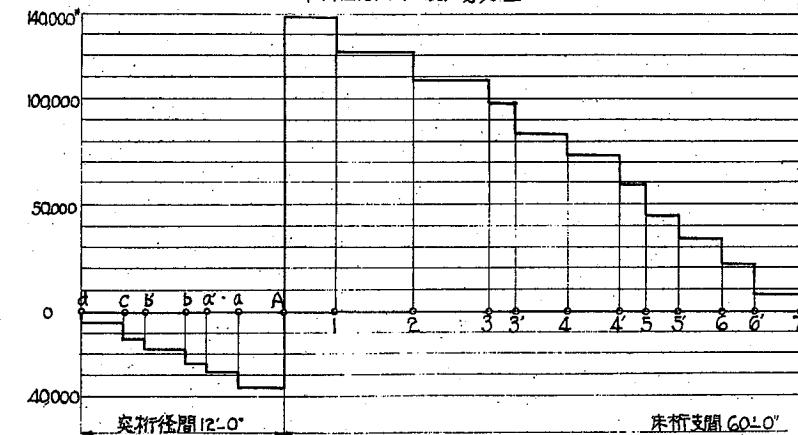
IV 格査剪切力表

第七表

	死荷重=依ル	活荷重=依ル	擊衝=依ル	計 (t)
d	3,027	1,670	803	5,500
c	5,166	5,420	2,670	13,256
b	8,928	5,420	2,670	17,018
b'	11,366	9,620	4,620	25,606
a'	15,146	9,620	4,620	29,386
a	17,892	12,120	5,820	35,832
A	(68,512)	(74,384)	(31,750)	(174,646)
1	50,620	62,264	25,930	138,814
2	43,279	56,634	23,180	123,093
3	35,938	51,004	21,250	108,192
3'	28,597	50,624	21,080	100,301
4	28,597	38,624	16,000	83,221
4'	21,256	38,624	16,000	75,880
5	21,256	26,374	11,000	58,630
5'	12,946	23,629	9,850	46,425
6	12,946	15,229	6,350	34,505
6'	3,670	10,506	4,375	18,551
7	3,670	2,106	878	6,654

（註）上表中括弧内之数字、支点=ガケル
反力ヲ表ハス 單位(t)

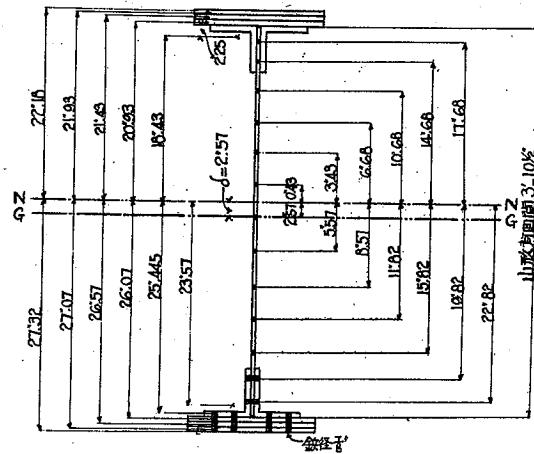
第七圖
吊桁間床桁最大剪力圖



第三項 床軸斷面及應力

II 床軸中央部

第八圖



$$\delta = \frac{2 \times \frac{3}{4}(17.25 + 20.25 + 2 \times 22.925) + 2 \times (23.5 + 24 + 24.5)}{104.248} = 2.57''$$

$$= \frac{125.025 + 144}{104.248} = 2.57''$$

第八表

	斷面	總斷面	鍛孔	純斷面	物量力率	
					I	II
1. 腹 鋼	46.1/2	23.00"	6"	16.50"	3.160"	3.160"
4. 突緣鋼	8.8.3/4	45.748	"	39.748	17.177	20.337
2. 蔡 鋼	18.1/2	18.00	2	16.00	8.708	29.045
"	"	"	"	"	9.073	38.118
"	"	"	"	"	9.453	47.571
計	122.748	18	104.248	47.571		

最大應壓力及應張力

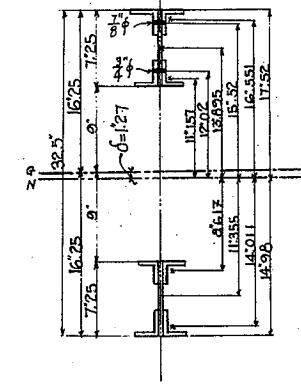
$$\sigma_c = \frac{27596.800 \times 22.16}{47.874} = 12,600\%.$$

$$\sigma_s = \frac{27596.800 \times 27.32}{47.874} = 15,700\%.$$

III 突軸斷面及應力

a 瓦斯管貫通部

第九圖



$$\delta = \frac{0.5 \times 14.25 + 0.375 \times 10.75 + 1 \times 14.25 + 0.655 \times 10.75}{26.095} = 1.27''$$

第九表

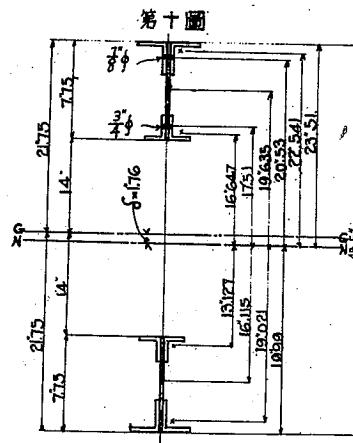
	斷面	總斷面	鍛孔	純斷面	物量力率	抵抗力率
4. 山形	3x3.2	13.00"	1"	12.00"		
2. 腹 鋼	725.2	7.25	0.94	6.31		
4. 山形	3x3.2	0.44	0.655	7.785		
計		28.69	2.595	26.095	3.819%	3500000%

最大應壓力及應張力

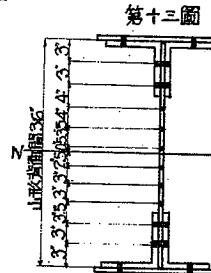
$$\sigma_c = \frac{400.000 \times 14.96}{3818.625} = 1,570\%.$$

$$\sigma_s = \frac{400.000 \times 17.52}{3818.625} = 1840\%.$$

b 水道管貫通部



② 桁 2



第十一表

	斷面	總斷面	缺孔	純斷面	斷面能率	物量力率
2. 直 鋼	$18 \times \frac{1}{2}$	18.00^{in}	2.0^{in}	16.00^{in}	368.88	
4. 山 形	$8 \times 8 \cdot \frac{3}{4}$	45.76	6.0	39.76	536.88	
1. 腹 鋼	$355 \times \frac{1}{2}$	17.75	5.0	12.75	555.88	
計		81.51	13.00	68.51		17824.488

$$b=16 \quad \tau_1 = \frac{123100 \times 368.88}{17824 \times 16} = 158\%$$

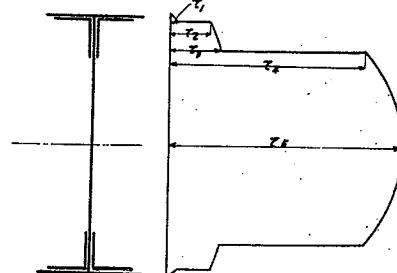
$$b=2 \quad \tau_2 = \frac{123100 \times 368.88}{17824 \times 2} = 1267$$

$$b=2 \quad \tau_3 = \frac{123100 \times 536.88}{17824 \times 2} = 158.0$$

$$b=0.5 \quad \tau_4 = \frac{123100 \times 536.88}{17824 \times 0.5} = 6275$$

$$b=0.5 \quad \tau_5 = \frac{123100 \times 555.88}{17824 \times 0.5} = 7720$$

第十四圖



第五節 拱徑間床橋

第一項 尺寸及荷重

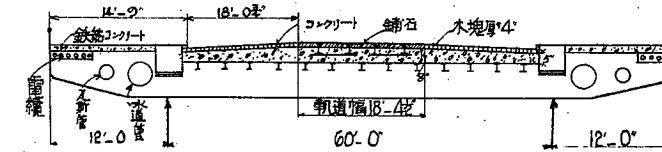
① 一般尺寸

拱(主) 桁中心間	$= 60^{\text{ft}} 0^{\text{in}}$	橋面總幅員	$= 84^{\text{ft}} 0^{\text{in}}$	床橋支間	$= 60^{\text{ft}} 0^{\text{in}}$
床 桁	$= 15^{\text{ft}} 0^{\text{in}}$	車道有效闊	$= 54^{\text{ft}} 6^{\text{in}}$	縱 桁	$= 10^{\text{ft}} 0^{\text{in}}$
縱 桁	$= 4^{\text{ft}} 6^{\text{in}}$	步 道	$= 8^{\text{ft}} 11^{\text{in}}$	橫 桁	$= 4^{\text{ft}} 6^{\text{in}}$
橫 桁	$= 5^{\text{ft}} 0^{\text{in}}$	拱 桁 基 頭 高	$= 4^{\text{ft}} 4^{\text{in}}$	突 桁 徑 間	$= 12^{\text{ft}} 0^{\text{in}}$
安 桁	$= 15^{\text{ft}} 0^{\text{in}}$				

② 死荷重

① 軌道 框架死荷重

第一圖 拱徑間橫斷面略圖。



② 軌道 框架死荷重

混 凝 土	$70 \times 4.5 \times 15 = 4,725^{\text{#}}$	格 貨 荷 重 (△)
鋪 石	$53 \times 4.5 \times 15 = 3,580^{\text{#}}$	
凹 鋼	$15 \times 4.5 \times 15 = 1,015^{\text{#}}$	△
床 桁 鋼 材	$493 \times 4.5 = 2,220^{\text{#}}$	△
縱 桁	$83.8 \times 15 = 1,205^{\text{#}}$	△
橫 桁	$2 \times 22.3 \times 4.5 = 200^{\text{#}}$	△
橫 橫 構	$= 230^{\text{#}}$	△
車 條	$11 \times 4.5 \times 15 = 742^{\text{#}}$	
鋼 枕 木	$5 \times 4.5 \times 15 = 337^{\text{#}}$	
	計 $14,354^{\text{#}}$	

③ 車道 框架死荷重

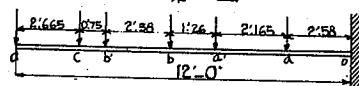
鋪裝木塊	$17 \times 4.5 \times 15 = 1,750^{\text{#}}$
其他(削出△印)	$9695^{\text{#}}$
	計 $11,445^{\text{#}}$

② 歩道橋或死荷重

第一表

	a	b	c	d	a'	b'
族泥凝土	50%	3200	2500	2350	1000	
高 檻	200%				3000	
突桥鋼材		3100	630	215	150	
縫桥		400	400	400	400	
水道 管	370%				5670	
電 纜	290%					4650
瓦斯 管	66.4%					1000
計		6700	3530	2965	4550	5670
						5650

第二圖

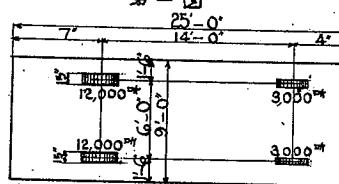


III 死荷重

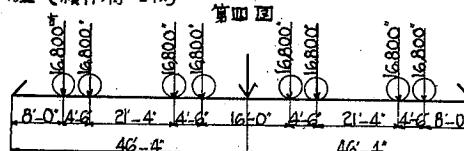
①

歩道荷重

a. 15米・噸(30000kg)自動車 第三圖



b. 電車荷重 (積行荷重)



c. 群衆荷重

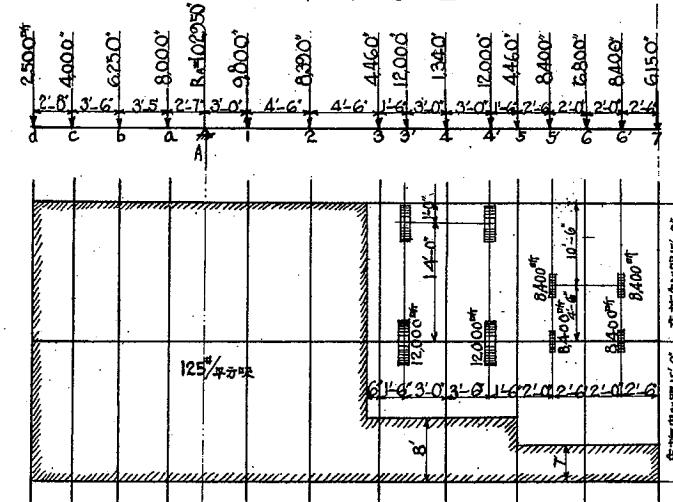
125%平均味

d. 鋼構係数

$$I = \frac{150}{300+L} \quad L = \text{桁支間}$$

② 活荷重状態

第五圖 活荷重状態略図



IV 死荷重及活荷重表

第二表

死荷重	活荷重	計
45.5	25.0	70.5
29.65	4000	6965
52.50	5.650	58.15
3.530	4250	9180
3.670	5.670	11.34
6700	8000	14700
(R _a = 249.926)		
11.455	9.800	21.255
11.455	8.390	19.845
11.455	4.460	15.915
12.000	12.000	24.000
11.455	3.40	12.35
12.000	12.000	24.000
11.455	2.7	14.15
12.375	4.460	16.835
12.000	12.000	24.000
8400	8400	16800
14.354	6800	21154
8400	8400	16800
7.177	6.150	13.327

$$R_a = \text{支承反力} = 249.926 \text{t} (\text{等価荷重含む})$$

第五項 弯曲率及剪断力

I 突析弯曲率表

計算依り次表得

第三表

	死荷重-依ル	活荷重-依ル	等価-依ル	計 (kg)
C	146,000	79,550	38,000	263,950
B	213,000			
b	621,000	339,700	163,000	1,123,700
α	873,000			
a	1454,200	864,000	415,000	2,733,000
o	2354,000	1506,000	723,000	4,583,000

III 床板(車道)弯曲率
 ① 死荷重・依ル弯曲率計算表

第四表

	A	1	2	3	4	5	6	7
A	3' 78,093*	11445"	11445"	11445"	11445"	12,370"	14,345"	7,177"
1 7.5	2,811,350							
2 12	7,028,340	28,113,50*						
3 16.5	6,18,030							
4 21	11,245,392	1,236,060	618,030					
5 25.5	15,462,414	1,854,090	1,236,060	618,030				
6 30	19,679,436	2,472,120	1,854,090	1,236,060	618,030			
7	23,896,458	3,090,150	2,472,120	1,854,090	1,236,060	618,030		
	25.5	22.5	18'	13.5	9'	4.5	667,980	
	30	37,08,180	3,090,150	2,472,120	1,854,090	1,335,960	733,844	14576,056
	30'	27'	22.5	18'	13.5	9'	4.5	14919,000*

② 沿荷重・依ル弯曲率計算表

第五表

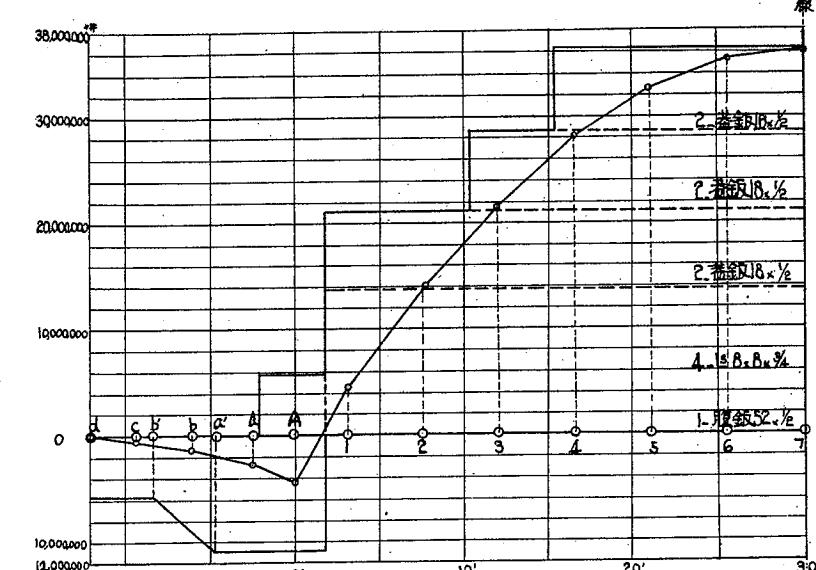
	A	1	2	3	3'	4	4'	5	5'	6	6'	7
A	3' 79,125*	9,800	8,390	4,460	12,000	1,340	12,000	4,460	8,400	6,800	8,400	3,075*
1 7.5	23,737.5	2,648,300										
2 12	75	237,915*										
3 16.5	59,948.0	44,100	6,592,205									
4 21	94,950.0	88,200	37,755	9882,300								
5 25.5	106,018.8	102,800	50,340	6,690	10,899,092							
6 30	130,556.8	132,300	75,510	20,070	36,000	2,500,096						
7	154,239.8	161,700	100,680	33,450	72,000	4,020	14,052,056					
	21	16.5	13.5	9'	4.5	3'	104,693					
	25.5	16.5	12'	7.5	6'	3'	117,108					
	30	16.5	13.5	9'	4.5	3'	14613,480					
	30'	21	18'	13.5	9'	4.5	3'	1217,750				
	30''	20	15.5	11'	9.5	6.5	3.5	2'	1271,140			
	30'''	25.5	19	13.5	12'	9'	6.5	2.5	1316,926			
	30''''	27.5	22.5	18'	16.5	14'	11'	8'	13600	16077,336		
	30'''''	30	27	22.5	18'	16.5	13.5	10.5	9'	30,600	21,000	16169,560
												1247,465

III 床板(車道・歩道)格点弯曲率表

第六表

橋	死荷重=依ル	活荷重=依ル	撃打=依ル	計 (t)
d	0	0	0	0
C	-146,000	-79,950	-38,000	-263,950
b	-621,000	-339,700	-168,000	-1,123,700
a	-1454,000	-864,000	-415,000	-2,733,000
A	-2354,000	-1,506,000	-723,000	-4,583,000
1	457,000	2,848,500	1210,000	4,935,500
2	4056,000	6,592,200	280,000	13,398,200
3	7037,000	9,882,300	416,000	21,039,800
4	9409,000	12,500,200	531,000	27,100,000
5	11,145,000	14,613,500	620,000	31,793,500
6	12222,000	15,802,000	674,000	34,544,000
7	12,565,000	16,170,000	686,000	35,415,000

第六圖
 拱座間床板最大弯曲率及抵抗率略圖



四 格奥剪断力表

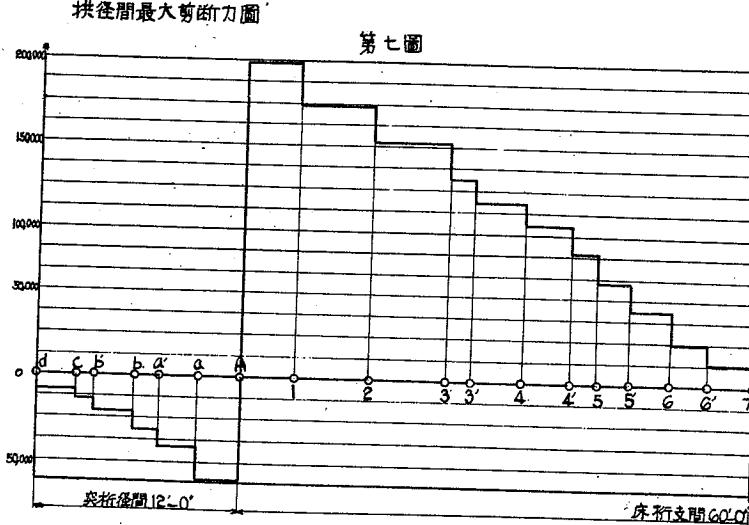
第七表

	死荷重=依ル	活荷重=依ル	警衛=依ル	計
d	4550	2500	1200	8250
c	8515	6500	3150	18165
b	13165	6500	3150	22815
b'	16695	12,750	6120	35565
a'	22365	12,750	6120	41235
a	29065	20,750	9950	59765
A	(107201)	(99,875)	(42,850)	(249926)
1	78136	79,125	32,900	180,161
2	66683	69,325	28,900	164,908
3	55228	60,935	25,400	141,563
3'	43773	56,475	23,500	123,748
4	43773	44,475	18,500	106,748
4'	32318	43,135	17,950	93,403
5	32318	31,135	12,950	76,403
5'	19943	26,675	11,150	57,768
6	19943	18,275	7,620	45,838
6'	6,648	11,345	4,870	22,863
7	6,648	3075	1,280	11,003

(説)一上表中括中數字・支点=ガッケル
反力ラ表"×"単位(kN)

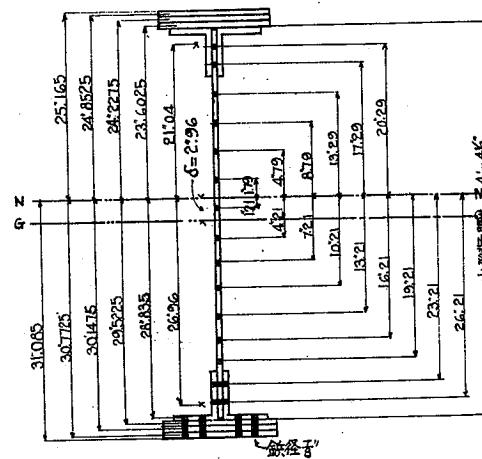
拱跨間最大剪断力圖

第七圖



第三項 床板断面及處力
II 床板中央部

第八圖



$$\delta = \frac{5}{8} \times 4(26.5625 + 27.1875 + 27.8125) + 2 \times (20.25 + 23.25 + 2 \times 25.875) \\ = 118.248$$

= 2.95"

第八表

	斷面	總斷面	鉄孔	鉄断面	物量力率		抵抗力率
					I	II	
L腹 鋼	52 x 1/2	26.00"	7.5"	18.50"	442223*	442223*	2274000
4 突端山版	0.8 x 3/4	45.748	60	39.748	2239064	26812.87	13799000
2 盖 鋼	10 x 3/4	22.50	25	20.00	1389340	4070627	20950000
*	" "	"	"	"	14,55610	5526237	28442000
*	" "	"	"	"	15,23432	70,49669	36,285000
	計	139.248	21.0	118.248	70,49669		

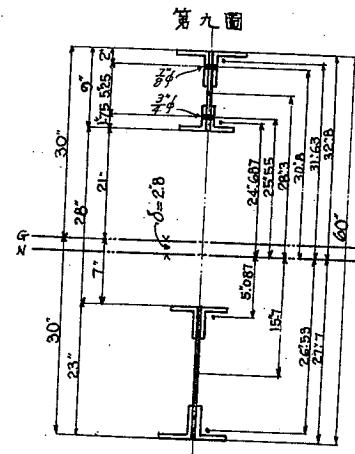
最大處压力及應張力

$$\sigma_c = \frac{35,906,000 \times 25.165}{70,497} = 12,800 \text{ %}$$

$$\sigma_t = \frac{35,906,000 \times 31.085}{70,497} = 15,800 \text{ %}$$

III 断面と應力

a. 水道管貫通部



$$\delta = 30 - \frac{75 \times 17 + \frac{1}{2} \times 15^2 + 4.22 \times 22.113 + 35.63 \times 51.887 + 3.56 \times 55.5 + 6.5 \times 58.83}{36.845}$$

$$= 30 - \frac{87.75 + 132.5 + 93 + 185 + 197.5 + 302.5}{36.845} = 30 - 27.2 = 2.8$$

第九表

	断面	總断面	鉛孔	純断面	物量力率	抵抗力率
4.山形	$4 \times 4 \times \frac{1}{2}$	15.00"	1"	14.00"		
2.腹銀	$\frac{9}{23} \times \frac{1}{2}$	16.00	0.94	15.06		
4-山形	$3 \times 3 \times \frac{1}{8}$	8.44	0.655	7.785		
計		39.44	2.595	36.845	18543 ⁴	9050,000 ⁵

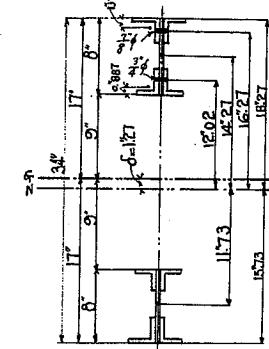
最大應力と應張力

$$\sigma_c = \frac{1800,000 \times 15.7}{22.526} = 1,260\%$$

$$\sigma_s = \frac{1800,000 \times 28.3}{22.526} = 2,260\%$$

b. 瓦斯管貫通部

第十圖



第十表

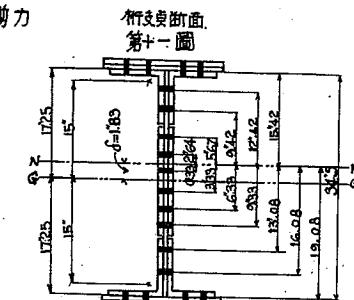
	断面	總断面	鉛孔	純断面	物量力率	抵抗力率
4.山形	$3 \frac{1}{2} \times 3 \frac{1}{2} \times \frac{1}{8}$	13"	1"	12.0"		
2.腹銀	$8 \times \frac{1}{2}$	8	0.94	7.06		
4-山形	$3 \times 3 \times \frac{1}{8}$	8.44	0.655	7.785		
計		29.44	2.595	26.845	5620 ⁴	5629000 ⁵

最大應力と應張力

$$\sigma_c = 1,960\%$$

$$\sigma_s = 2,280\%$$

四 斜端水平剪力



$$\delta = \frac{9.75 \times 18.1875}{96.01} = 1.83$$

第十一表

	断面	總断面	鉄孔	断面能率	物量力率	慣性率
3.蓋 鋼	18×5/8	33.75 ²	4.5 ²	29.25 ²		
4.山 形	8×8.3/4	45.76	19.0	36.76	447.4 ²	
1.腹 鋼	34×1/2	17.00	5.0	12.00	557.9	
2.添接山形	18×3/4	27.00	9.0	18.00	606.54	
計		123.51	27.5	96.01	18.189 ²	

$$b=16^{\circ} \quad \tau_1 = \frac{190.161 \times 447.4}{18.189 \times 16} = 290\%$$

$$b=2^{\circ} \quad \tau_2 = \frac{190.161 \times 447.4}{18.189 \times 2} = 232.0\%$$

$$b=2^{\circ} \quad \tau_3 = \frac{190.161 \times 557.9}{18.189 \times 2} = 2,920\%$$

$$b=0.5 \quad \tau_4 = \frac{190.161 \times 557.9}{18.189 \times 0.5} = 11,650\%$$

$$b=2^{\circ} \quad \tau_5 = \frac{190.161 \times 557.9}{18.189 \times 2} = 3,030\%$$

上記計算式はヨリタルモアリ。 第十二圖

$$\tau = \frac{S}{I b}$$

但シ S = 立直剪力

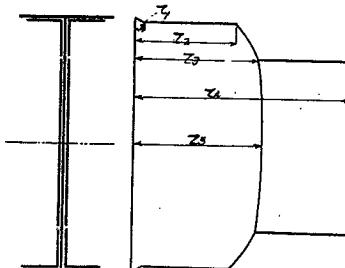
Q = 断面能率

b = 腹鋼厚さ

突縁幅

I = 物量力率

τ = 水平剪力



第六節 添接(Splice)

第一項 吊軸径間接合、添接。

II 突縁山形添接

突縁山形8×8.3/4、床軸中央即ち橋卓7=於テ添接ス。而シテ添接山形トシテ8×8.3/4山形ヲ用フ。(全強添接)

所要鉄数 n 、次式=テ求ム。

$$n = \frac{f A}{P}$$

但シ f =山形、許容強度=16,000^{kg/cm}

A =山形純断面積=1.44^{cm}² × 4 = 8.44^{cm}²

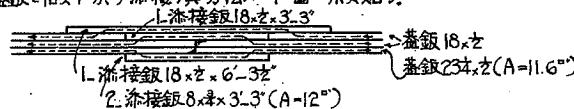
P = $\frac{1}{2}$ 現場鉄、單剪断力=6,010^{kg}

$$\therefore n = \frac{16000 \times 8.44}{6,010} = 22.5本$$

使用鉄数: 24本

III 盖板添接

蓋板モ格卓7=於テ添接ス。其方法ハ、下圖ニ示ス如シ。



$$\text{所要鉄数} \left(\begin{array}{l} \text{添接板 } 18 \times 2, \text{モ} = \text{対シ} \\ 2-8 \times \frac{3}{4}, \text{モ} = \text{対レ} \end{array} \right) \frac{(2-2) \times 16,000}{6,010} = 18.7本$$

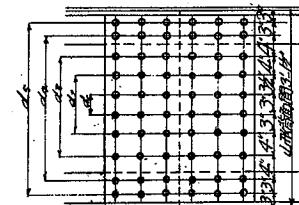
$$\frac{(2-3) \times 16,000}{6,010} = 24本$$

使用鉄数 所者=対シ各24本

IV 腹板添接

各床軸ノ腹板モ格卓1及ビ7=於テ添接ス。今算例トシ床軸21番、添接ツキ計集スレバ次シ如シ。

① 格卓1=於ケル添接



dr	dr ²
1 3	9
2 9.5	90.25
3 17.5	306.25
4 25.5	590.25
5 31.5	990.25
計	1988

(a) 添接板厚さ

$$\text{腹板、物量力率} = \frac{I^3}{12} = \frac{2.2^3 \times 8.44}{12} = 2.272$$

$$\text{添接板} \quad " = \frac{I^3}{12} = \frac{0.5 \times 37^3}{12} = 0.272$$

$$\therefore d = \frac{0.5 \times 37^3}{2.2^3} = 0.272$$

但シ d = 腹板厚さ(cm)
 d = 腹板高さ(cm)
 d' = 添接板厚さ(cm)
 d' = 添接板高さ(cm)

即々添接鋼、厚さ $\frac{1}{8}$ "(0.375)を用ひ。

(b) 鉄

鉄配置前図示す如く、コリ中心ヨリ最も離れる鉄=生スル应力 ρ_L 求メトス。

$$\text{弯曲率} (M=3,374,000^*) = \text{対シテ}$$

$$\text{腹板抵抗弯曲率 } M_w = M_x - \frac{I_w}{I} = 3,374,000 \times \frac{1663.2}{18,722.5} = 300,000^*$$

$$\text{鉄抵抗率 } M_r = \frac{3 \times \rho_L}{d_s} - \sum_i d_i^2 \quad (\text{但し左式中 } 3 \text{ 小鉄列数})$$

但し ρ_L = 中心線ヨリ $\frac{d_s}{2}$ 距離アル鉄=作用スル水平应力。

添接か弯曲率=安全アルタメハ

$$M_r = M_w$$

$$\therefore \rho_L = \frac{M_w \times d_s}{3 \times \sum_i d_i^2} = \frac{300,000 \times 31.5}{3 \times 6885.5} = 1,600^*$$

剪力 $S=138,814^*$ =対シテ

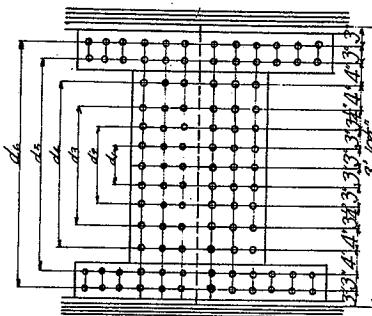
剪力が腹板断面=一様=配布スルモトスレバ、鉄一本、作用スル垂直剪力 ρ_v ハ次ノ如シ。

$$\rho_v = \frac{S}{3 \times 10} = 4,630^*$$

即々鉄=生スル最大应力ハ

$$\rho = \sqrt{\rho_L^2 + \rho_v^2} = 4,900^* < 8,750^* \quad (\text{現場鉄応腹板=対スル支压力})$$

② 格貞ア=於ケル添接。



	$d_i^{(mm)}$	$d_i^2 (mm)$
1	6	36
2	12	144
3	18.5	342.25
4	26.5	702.25
5	34.5	1190.25
6	40.5	1640.25
計		6885.5

(a) 添接鋼厚

① 添接ト同様者ニ充分カルテ薄材ヲ省クタメ生ス。

(b) 鉄

鉄配置・前圖=示ス如シ。

$$\text{弯曲率} (M=27,569,800^*) = \text{対シテ}$$

$$\text{腹板及ル弯曲率: } M_w = M_x - \frac{I_w}{I} = 27,569,800 \times \frac{3160}{47,571} = 183,1400^*$$

$$\text{鉄抵抗率: } M_r = \frac{3 \times \rho_L}{d_s} - \sum_i d_i^2$$

但シ ρ_L = 中心線ヨリ $\frac{d_s}{2}$ 距離アル鉄=作用スル水平应力。

添接か弯曲=対シ安全アルタメハ

$$M_r = M_w$$

$$\therefore \rho_L = \frac{M_w \times d_s}{3 \times \sum_i d_i^2} = \frac{183,1400 \times 40.5}{3 \times 6885.5} = 3,600^*$$

$$\text{剪力} (S=6654^*) = \text{対シテ}$$

$$\rho_v = \frac{S}{51} = \frac{6654}{51} = 130^*$$

即々鉄=生スル最大应力ハ

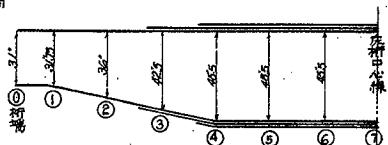
$$\rho = \sqrt{\rho_L^2 + \rho_v^2} = 3,602^* < 8,750^*$$

第二項、柱径間床桁添接。

前項、全ノ同様格貞ア=於ケル添接ス。其計算法又同様ツ。依テ之ヲ累ス。

第七節 吊径間・拱径間床板鉄距

第一項 吊径間

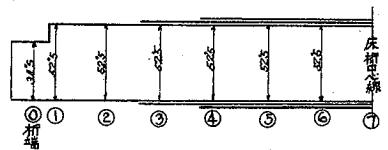


a. 突縫ト腹板ト緊結スル鉄距

	物量力率 I (in ⁴)	剪断力 S (lb)	断面能率 Q (in ³)	所要鉄距 P (in)	使用鉄距
0	12.129	138814	377	4.04 (場合物)	3
1	12.716	"	393	2.46 (")	2.2
2	16.720	123094	443	3.22 (")	3
3	32.275	108192	703	4.47 (")	3.2
4	47.571	83221	996	6.05 (")	"
5	"	58630	"	8.64 (")	4
6	"	34505	"	14.6 (")	"
7	"	6654	"	76 (")	"

b. 腹板ト突縫ト緊結スル鉄
計算式は上記「突縫ト腹板ト緊結スル鉄」所要鉄距の「過大カレ値」(行端
= 斜テ 3.8°, 中央 = 110°) 得能性等、鉄上記、鉄上相図附テ打コトス。

第二項 拱径間



c. 突縫ト腹板ト緊結スル鉄距

	物量力率 I (in ⁴)	剪断力 S (lb)	断面能率 Q (in ³)	所要鉄距 P (in)	使用鉄距
0	16.491	120160	456	3.32 (場合物)	3
1	41.185	"	717	3.17 (場合物)	2.2
2	55.018	164900	972	3.38 (")	3
3	70.496	141560	1244	4.18 (")	3.2
4	"	106750	"	5.61 (")	"
5	"	76400	"	7.9 (")	4
6	"	45840	"	13.1 (")	"
7	"	11000	"	60 (")	"

b. 腹板ト突縫ト緊結スル鉄
前項同理由テ計算表ス。

鉄距 P = 次式 = 2.5 基本ス。

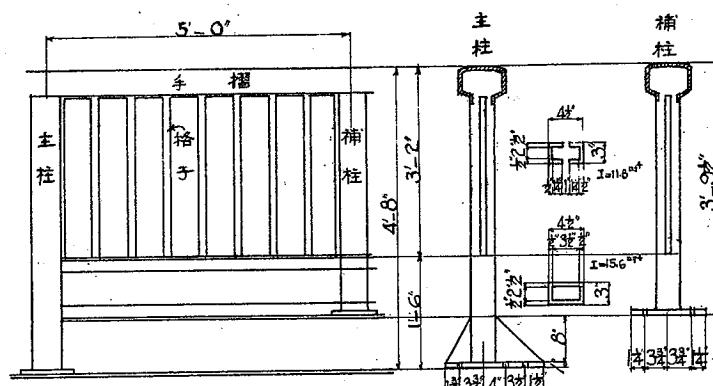
$$P = \frac{f A I}{S Q}$$

上式 = がテ
 f = 鉄・柱カ支压力 (%)

A = 鉄径 (in), 腹板厚 (in)

附録I 高欄計算

第一項 一般形状



第二項 荷重

手摺 = カル横力ハ找力國 = がテハ内務省道路構造令 = ヨレハ 70% (47%)
シテ獨乙 = がテハ 50% (33.6%) 乃至 100% (67.2%) ロ標準トス。

本橋=対ニテハ 60% ロ採用ス。今假ニ人ガ手摺=倚リカリタル場合ニ

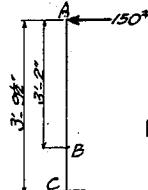
手摺=加ロハル横力ヲ其人体重・空・假定スレバ 上記・値 (60%) × 120% (14.5%) 体重ヲ有スル人が手摺=呪=京キ一人ハ・倚リカリル場合ニ相当ス。

第三項 弯曲率及縁維応力强度 (セスティール) 許容縁維応力强度 8,000 lb/in²

Ⅰ 補柱

補柱・柱頭・加ロハル横力

$$\text{横力} = \frac{60 \times 5}{2} = 150^{\#}$$



$$M_B = 150 \times 38 = 5700^{\#} \quad \therefore \sigma_B = \frac{5700}{11.8} \times 2.25 = 1090\% < 8000\%$$

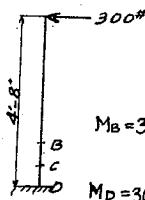
$$M_C = 150 \times 455 = 6825^{\#} \quad \therefore \sigma_C = \frac{6825}{156} \times 2.25 = 990\%$$

Ⅲ 主柱

主柱=加ロハル横力・間・補柱ガ無キモトシテ計算ス。

① 主柱間隔 10呪の場合

$$\text{横力} = \frac{60 \times 10}{2} = 300^{\#}$$



$$M_B = 300 \times 38 = 11400^{\text{#}} \quad \therefore \sigma_B = \frac{11400}{15.6} \times 2.25 = 2180\% < 8000\%$$

$$M_D = 300 \times 56 = 16800^{\text{#}} \quad \therefore \sigma_D = \frac{16800}{15.6} \times 2.25 = 2420\% < 8000\%$$

⑦ 主柱間隔15呪、場合

コ 場合総維応力(σ)値、1.5倍ナリ。

$$\text{即ナ } \sigma_B = 3270\% < 8000\%$$

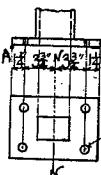
$$\sigma_D = 3630\% < 8000\%$$

上記如ク補柱ヒ支柱ヒ横力ニ付シテ必要以上・大ナ。然レモ構梁ノ美観上。

上記ノ寸法ヲ用アルトモリ。

第四項「ボルト」

I. 補柱



$$M_c = 6825^{\text{#}}$$

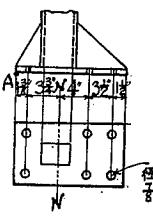
コ、弯曲率=ボルトヒミニテ抵抗スルヒストレバボルト
ニ生スル応力、大界次ノ如ク。(A真=ナテカ率ヲ考)

$$\rho = \frac{6.825}{2 \times (8.75 + 1.25)} = 341^{\text{#}}$$

シカルニボルト、強ナハ $16,000 \times 0.302 = 4800^{\text{#}}$

但シ 0.302、ノボルト純断面積(□)

III. 主柱



$$M_D = 450 \times 56 = 25,200^{\text{#}}$$

$$\rho = \frac{25,200}{2 \times (15.75 + 3.125 + 2.625)} = 545^{\text{#}}$$

シカルニボルト、強ナハ $16,000 \times 0.419 = 6700^{\text{#}}$

但シ 0.419、ノボルト純断面積(□)

附錄2. 床桁中央=於ケル挠度 第一項 計算方法

今 M_d ナ夫々実荷重(ΣP)=ヨル各格架ノ弯曲率ヒ床桁中央=於ケル挠度トシ、 M_d 床桁
ノ中央=ノロヘレケル単位荷重=ヨル各格架ノ弯曲率トスレバ、次ノ如ク有關係アリ。

$$I \times \delta = \int \frac{M M}{E I} ds \quad \text{--- (1)}$$

但シ E =彈性系数=30,000,000%

I =床桁/物量力率

ds =床桁/微分長

挠度(δ)近似的=計算式タ(1)式ヲ次ノ如ク表形式。

$$E \delta = \sum \frac{M M}{I} \Delta S \quad \text{--- (2)}$$

以下(2)式ヲ用ヒテ求ムレ 挠度(δ_p)計算セリス。

第二項 吊径間床桁・挠度

□ 死荷重=ヨルレ 挠度(δ_p)

橋脚	$M^{\text{#}}$	$M^{\text{#}}$	ΔS	$M M_{\Delta S}$	$I^{\text{#}}$	$M \frac{M_{\Delta S}}{I}$
1	275,000	18	63	312	12716	24,540
2	2612,600	45	54	6349	16720	379,730
3	4549,000	76	54	17687	32775	54,8010
4	6097,000	99	54	32525	47571	68,190
5	7235,400	126	54	49230	'	1034,870
6	7996,600	153	54	66068	'	1388,830
7	8351,800	180	54	81180	'	1706,500

$$\sum \frac{M M}{I} \Delta S = 1,706,500 + 2 \times 4,061,170 = 9828,840$$

$$\delta_p = \sum \frac{M M_{\Delta S}}{E I} = \frac{9828,840}{30,000,000} = 0.328"$$

III. 最大荷重=依ル 挠度(δ)

橋脚	$M^{\text{#}}$	$M^{\text{#}}$	$M M_{\Delta S}$	$I^{\text{#}}$	$M \frac{M_{\Delta S}}{I}$
1	3,374,000	3826	12716	300,900	
2	10,023,000	24356	16720	1456,700	
3	15,951,000	62018	32775	1921,600	
4	20,761,000	110988	47571	2333,100	
5	24,533,000	166923	'	3,508,900	
6	26,739,000	220918	'	4,644,000	
7	27,569,800	267979	'	5,633,200	

$$\sum \frac{M M}{I} \Delta S = 5,633,200 + 2 \times 4165,200 = 33,963,600$$

$$\delta = \sum \frac{M M_{\Delta S}}{E I} = \frac{33,963,600}{30,000,000} = 1.132"$$

第三項 拱徑間床折彎度
① 死荷重/自重比彎度(δ_D)

橋架	M''	$MM_{\Delta S}$	I''	$MM_{\Delta S}$
1	457,000	518	41185	12,600
2	4056,000	9856	55018	179,100
3	7,037,000	27,360	704%	388,200
4	9,400,000	50,252	,	712,800
5	11,455,000	75,831	,	1075,700
6	12,222,000	100,978	,	1432,400
7	12,965,000	122,132	,	1732,500

$$\sum \frac{M''}{I} \Delta S = 1732,500 + 2 \times 3,800,800 = 9,334,100$$

$$\delta_D = \frac{\sum M'' \Delta S}{EI} = \frac{9,334,100}{30,000,000} = 0.311''$$

III 最大荷重=自重彎度(δ')

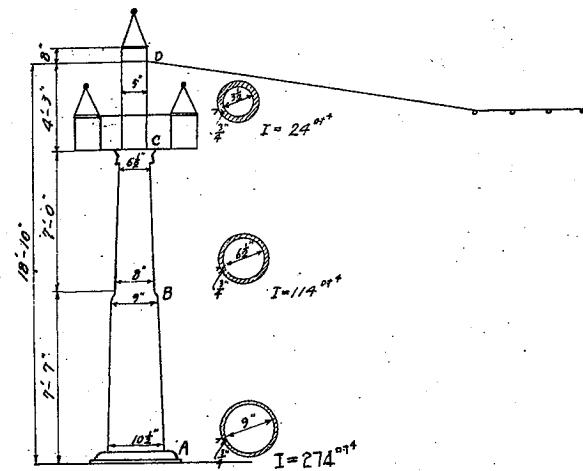
橋架	M''	$MM_{\Delta S}$	I''	$MM_{\Delta S}$
1	4935,000	5,596	41185	135,900
2	13,398,200	32,558	55018	591,800
3	21,039,300	81,801	70496	1,160,400
4	27,100,000	144,877	,	2,055,100
5	31,783,500	216,255	,	3,067,600
6	34,544,000	285,403	,	4,048,500
7	35,415,000	344,234	,	4,883,000

$$\sum \frac{M''}{I} \Delta S = 4,883,000 + 2 \times 1,059,300 = 27,001,600$$

$$\delta' = \frac{\sum M'' \Delta S}{EI} = \frac{27,001,600}{30,000,000} = 0.9''$$

附錄 永代橋電車用架空線支柱計算

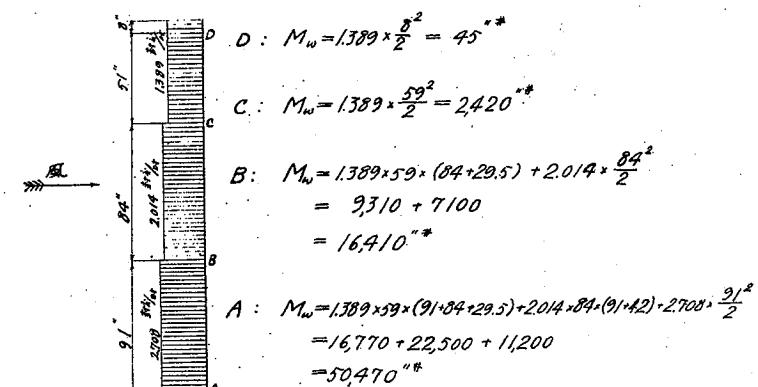
第一項 形狀



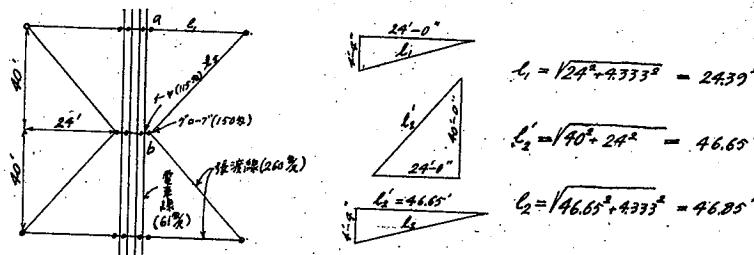
第二項 弯曲率

(a) 支柱-加風壓=自重弯曲率(M_w)

風壓強度 40% ($\frac{1}{3.6} \text{ ft}$) 以。而支柱部分 BC, AB, 其上部, 下部直徑, 異 = 2.25" 與簡單, 外半徑 $\frac{1}{4}$, $\frac{9}{4}$, 均一直徑, 有孔管人假定之。然此時求自重弯曲率次, 如之。



(b) 張渡線(Spanwire) 311 柱距 = 70.0 尺 水平力 = 三倍弯曲率 (M_b)
(i) 自重 = 三倍水平力.



$$W_a \left\{ \begin{array}{l} \text{電車線 } 2 \times 61 \times 40 = 4,880 \text{ 磅} \\ \text{張渡線 } 260 \times \frac{24.39}{2} = 3,711 \text{ 磅} \\ 70 - 7'' \quad 150 \times 2 = 300 \text{ 尺} \\ 11 - 11'' \quad 225 \times 2 = 45 \text{ 度} \\ 11 - \quad 115 \times 2 = 230 \text{ 度} \\ \text{張渡線(i)} \quad 17 \times 6 = 102 \text{ 度} \\ \text{計} \quad 8,728 \text{ 磅} \\ 72 \text{ 尺} \end{array} \right.$$

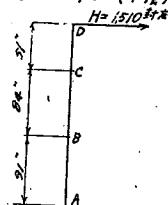
求 H_d 及 H_w 水平力
 $H_d = (W_a + W_b) \cdot \frac{24}{4333} = (72 + 147) \cdot \frac{24}{4333} = 1,210 \text{ 磅}$

(ii) 風壓 其他 = 三倍水平力 (H_w)

電車線 = 70.0 尺 風壓，電車線、振動、積雪等 = 三倍產生之水平力 (H_w)
之計算方法：放大器自重 = 三倍水平力，本假定。

$$H_w = \frac{H_d}{4} = \frac{1210}{4} = 300 \text{ 磅}$$

(iii) 弯曲率 (M_b)



$$H = H_d + H_w = 1,210 + 300 = 1,510 \text{ 磅}$$

$$C: M_b = 1,510 \times 51 = 77,010 \text{ 尺}^2$$

$$B: M_b = 1,510 \times (51 + 84) = 203,850 \text{ 尺}^2$$

$$A: M_b = 1,510 \times (51 + 84 + 91) = 391,260 \text{ 尺}^2$$

(c) 總弯曲率

$$M = M_a + M_b$$

$$D: M_d = 45 \text{ 度}$$

$$C: M_c = 2,420 + 77,010 = 79,430 \text{ 尺}^2$$

$$B: M_b = 16,410 + 203,850 = 220,260 \text{ 尺}^2$$

$$A: M_a = 50,470 + 391,260 = 391,730 \text{ 尺}^2$$

第三項 緒強應力強度。

(a) 緒強應力強度。

今「ミスラー」之許容強度應力強度，8,000%。及各處 = 於各處應力
之調節次數，如：

(i) C 处。於 σ 。

$$f_c = \frac{M}{I} y = \frac{79,430}{24} \times 2.5 = 8,250 \% < 8,000 \%$$

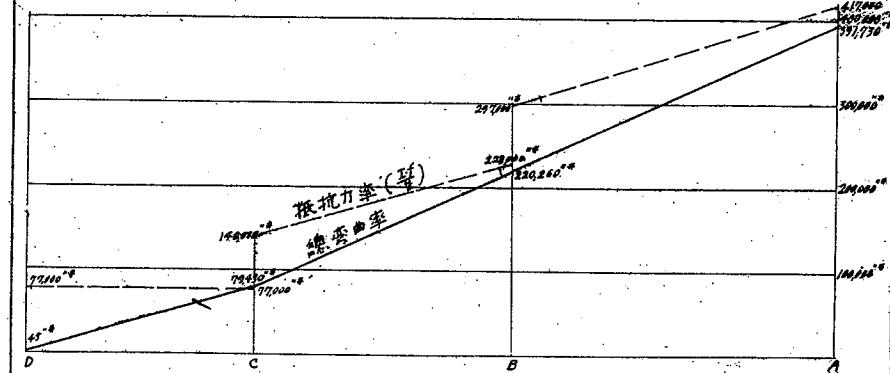
(ii) B 处。於 σ 。

$$f_B = \frac{M}{I} y = \frac{220,260}{114} \times 4 = 7,730 \% < 8,000 \%$$

(iii) A 处。於 σ 。

$$f_A = \frac{M}{I} y = \frac{391,730}{274} \times 5.25 = 7,500 \% < 8,000 \%$$

(b) 總弯曲率，抵抗力量之比較圖



第四章 吊桁及突桁徑間主桁應力計算

第一節 荷重

第一項 死荷重.....	133
第二項 活荷重.....	135
第三項 撃衝係數.....	136

第二節 彎曲力率

第一項 死荷重=依ル彎曲力率.....	137
第二項 活荷重=依ル彎曲力率.....	139
第三項 撃衝=依ル彎曲力率.....	140
第四項 格點總彎曲力率.....	141

第三節 剪力

第一項 死荷重=依ル剪力.....	143
第二項 活荷重=依ル剪力.....	144
第三項 撃衝=依ル剪力.....	145
第四項 格點總剪力.....	146

第四節 抵抗力率及緣維應力

第一項 断面、物量力率及中立線ヨリ抗壓 抗張各外線=至ル距離.....	147
第二項 抵抗力率.....	149
第三項 緣維應力.....	150

第五節 腹板ト突縁トヲ緊結スル鉄ノ距離

第一項 鉄距算定式.....	150
第二項 計算ヨリ得ラル鉄距及設計鉄距.....	150

第六節 各支點上ニ於ケル補剛材

第一項 橋臺上.....	151
第二項 吊桁ト突桁トノ連結部.....	151
第三項 橋脚上.....	152

第七節 突桁放端ノ上リ(Δh)

第一項 突桁ノ死荷重ニヨル撓度(δ_D)ヲ考ヘザル場合ノ放端ノ上リ高($\Delta h'$).....	153
第二項 自重ニ依ル突桁放端ノ撓度(δ_D).....	154
第三項 結論.....	154

第四章 吊桁及突桁径間主桁應力計算

第一節 荷重

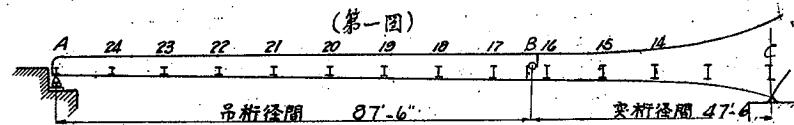
死荷重

活荷重 当局構梁設計仕様書ニヨル。

擊衝

第一項 死荷重(主桁一連ニ付スルモノ)

(i) 主桁自重



主桁一連重量 吊桁径間=付シテ $W_1 = 199,500^*$ = 89噸 材料表参照
突桁径間=付シテ $W_2 = 160,000^*$ = 71.5噸

吊桁径間 $l_1 = 87.5$

突桁径間 $l_2 = 47.5$

等布荷重 吊桁径間=付シテ $w_1 = \frac{W_1}{l_1} = \frac{199,500}{87.5} = 2,280^*/\text{呪長}$
突桁径間=付シテ $w_2 = \frac{W_2}{l_2} = \frac{160,000}{47.5} = 3,370^*/\text{呪長}$

即^シ主桁自重ハ第二圖ニ示ス如等布荷重ト假定ス。

(第二圖)

$w_1 = 2,280^*/\text{呪長}$

$w_2 = 3,370^*/\text{呪長}$

(ii) 床鋼構造支荷重(主桁一連ニ付スルモノ)

凹鉄 鉄ヲ含ム 材料表参照

床桁 "

縦桁 "

横縦構 "

Aヨリ22マテ各	25,720*
21ヨリ14マテ各	27,080*
13	37,760*
C	45,730*

(iii) 鋪装重量 (主桁一連ニ付スルモノ)

(a) 軌道床版(幅員 9'-0"トス)

鋼枕木	160#本	長サ 10#付キ三本トス	50%JR
軌条	95#碼		60%JR
混疑土	120#立方呎 (厚サ 7"トス)		630#JR
鋪石	160#立方呎 (厚サ 4"トス)		400#JR

(b) 車道床版(幅員 18'-0"トス)

混疑土	120#立方呎 (厚サ 7"トス)	1,260#JR
木塊	50#立方呎 (厚サ 4"トス)	300#JR
縁石	160#立方呎 15" x 15"トス	250#JR

(c) 歩道床版(幅員 12'-6"トス)

鉄筋混疑土	150#立方呎 (厚サ 4"トス)	630#JR
縁石	160#立方呎 (6" x 6"トス)	40#JR
計		3,700#/呎長サ

(iv) 添加物重量 (主桁一連ニ付スルモノ)

水道管 1-径	600#耗	380#JR
瓦斯管 1-径	305#耗	66#JR
電纜 14-径	167#耗	290#JR
高欄		105#JR
		920#/呎長サ

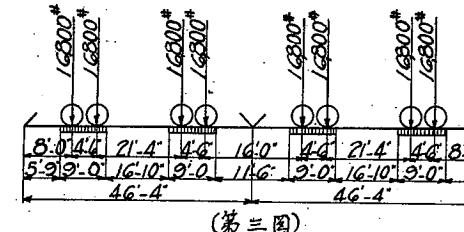
格美死荷重表

(第一表)

格支	床鋼構	鋪装	添加物	計
A	25,720*	33,400*	7,360*	66,480*
24	25,720	37,000	9,200	71,920
23	25,720	"	"	"
22	25,720	"	"	"
21	27,080	"	"	7,3200*
20	27,080	"	"	"
19	27,080	"	"	"
18	27,080	"	"	"
17	27,080	"	"	"
16	27,080	"	"	"
15	27,080	"	"	"
14	27,080	"	"	"
13	37,260	46,250	11,500	95,010
C	45,790	55,500	13,000	11,5090

第二項 活荷重

(i) 電車荷重 繰行シ得ルモノトス。
其軸荷重及寸法ハ次圖如シ



(第三圖)

(ii) 群集荷重

100#/平方呎トス。(附記参照)

第三項 撃衝係数

i) 電車荷重=對スル撃衝係数

$$\text{吊桁径間} = \text{於テ } l_1 = \frac{150}{300+47.5} = \frac{150}{347.5} = 0.387$$

$$\text{突桁径間} = \text{於テ } l_2 = \frac{150}{300+47.5} = \frac{150}{347.5} = 0.432$$

式中 $l_1 = \text{径間} = 87.5$

$l_2 = \text{径間} = 47.5$

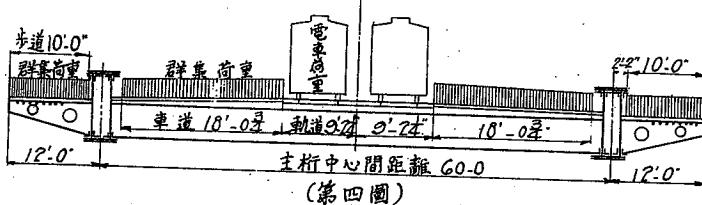
ii) 群集荷重=對スル撃衝係数

$$\text{吊桁及突桁径間, 通シテ } i = 0.25$$

(附記参照)

以上、荷重、桁横断面=於テ見ル時、次圖、如ナ状態ナル

荷重状態



附記: 當局=於テ普通、橋桁設計=用フル群集荷重、125%¹=シテ更ラ=規定、撃衝荷重ヲ加フルヲ要ス。然レドモ此、規定ハ主トシテ、小径間、橋桁及び床部、設計=適用ビタルベキモノニシテ隅田川諸橋梁、如ナ長径間ノモ=對シテハ大ニ過ゲル勿論アリ。

一方内務省規定、道路構造令第十九條。據ハ群集荷重、吊桁径間=對シテ 600 磅/ft (12.5%), 突桁径間=對シテ 570 磅 (11.7%)トツリ別ニ撃衝ヲ考フル必要アシ。

即ナ木橋、吊桁及び突桁設計=当リテ、上記兩仕様書、折衷シ且ツハ計算、簡便ミ考ヘ吊桁及び突桁径間、通シテ群集荷重、100%トシ之=25%、撃衝ヲ加フルコトアリ。

第二節 弯曲力率

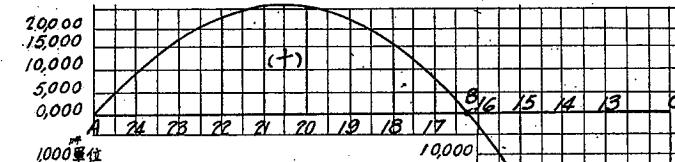
前記、各種荷重ニヨリテ生ズル弯曲力率ハ次、如シ。

第一項 死荷重ニヨル弯曲力率

(1) 主桁自重ニヨル弯曲力率

A 24 23 22 21 20 19 18 17 16 15 14 13 C
2280% 増量
3370% 增量

吊桁径間 87.5 突桁径間 47.5

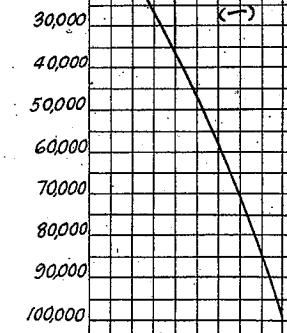


弯曲力率図 (第・五図)

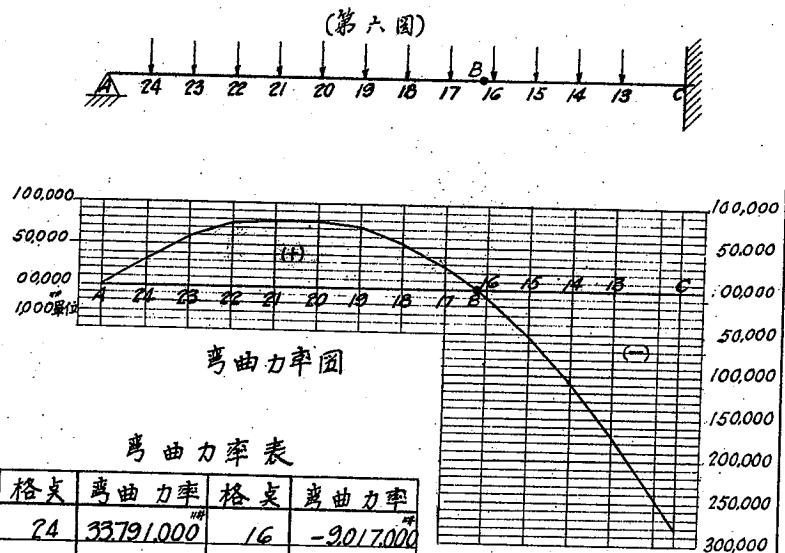
弯曲力率表

格支	弯曲力率
24	10605000
23	18473000
22	23604000
21	25999000
20	25657000
19	22578000
18	16762000
17	8210000
16	-3119000
15	-18125000
14	-37175000
13	-60269000
C	-102493000

(第二表)

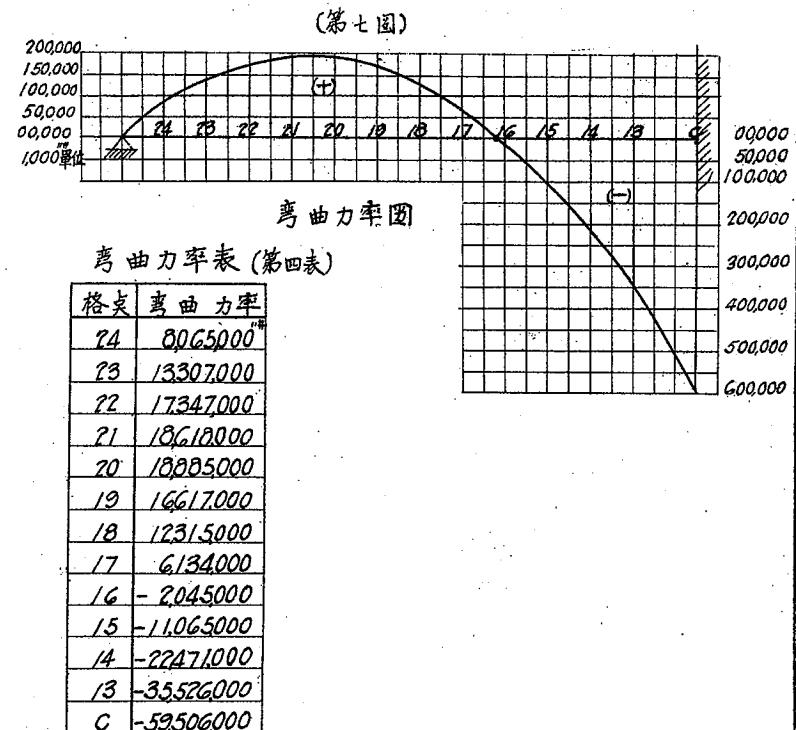


(ii) 格架死荷重ニヨル弯曲力率
荷重ハ第一表参照

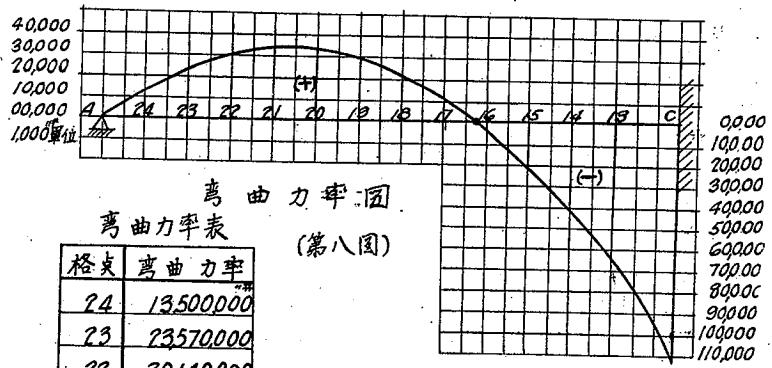


(第三表)

第二項 沢荷重ニヨル弯曲力率
「電車荷重ニヨル」格架最大弯曲力率



ii 群集荷重ニヨル 格架最大弯曲力率
荷載幅員ハ前記、荷重状態ニ示ス如ノ主軸一連ニ
対シテ 29.0'トス
荷重ヲ 100'封度 / 平方呎トスレバ一呎長サニ就テノソレハ
2900'封度トナル。
即ニ弯曲力率ハ次ニ示ス如シ。



弯曲力率表
(第八圖)

格支	弯曲力率
24	13,500,000
23	23,570,000
22	30,140,000
21	33,720,000
20	32,810,000
19	28,930,000
18	20,770,000
17	10,740,000
16	-3,500,000
15	-21,380,000
14	-42,630,000
13	-67,450,000
C	-111,100,000

(第五表)

第三項 撃衛ニヨル弯曲力率

電車荷重ニ付スル撃衛係数

吊桁径間ニ於テ $i_1 = 0.387$

突桁径間ニ於テ $i_2 = 0.432$

群集荷重ニ付スル撃衛係数

吊桁及心突桁径間ニ通ジテ $i = 0.25$

(本章第1節第三項参照)

弯曲力率表

格支	電車荷重及ボス 撃衛ニヨル	群集荷重及ボス 撃衛ニヨル
24	3,694,000	34,080,000
23	51,500,000	58,940,000
22	67,140,000	75,290,000
21	72,050,000	83,030,000
20	68,930,000	82,160,000
19	64,31,000	7,247,000
18	47,660,000	62,070,000
17	28,320,000	2,607,000
16	-8,830,000	-89,500,000
15	-47,000,000	-53,430,000
14	-97,080,000	-106,910,000
13	-153,440,000	-169,190,000
C	-25,704,000	-27,749,000

(第六表)

第四項 格支總弯曲力率

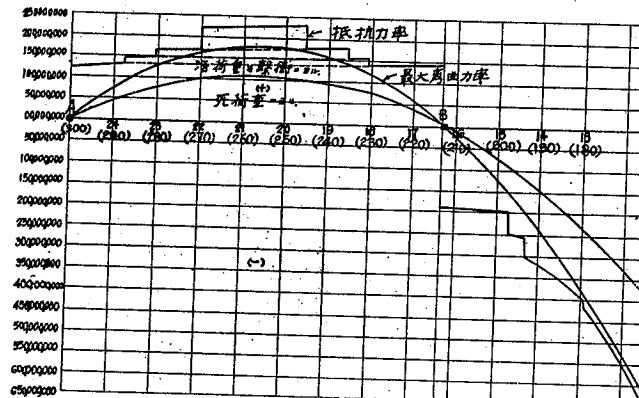
前記各種荷重ニ依ル弯曲力率、總和ヲ求ムレバ次ノ如キ表ヲ得。

最大弯曲力率表

(第七表)

格支	主桁自重ニヨル	床鋼構造板ニヨル	群集荷重及ボス 撃衛ニヨル	電車荷重及ボス 撃衛ニヨル	計
A	00000000	00000000	00000000	00000000	00000000
24	10,605,000	33,791,000	16,908,000	11,753,000	73,063,000
23	18,475,000	58,951,000	29,464,000	18,457,000	125,345,000
22	23,604,000	75,481,000	37,669,000	24,061,000	160,815,000
21	25,999,000	83,381,000	41,523,000	25,823,000	176,726,000
20	25,657,000	82,495,000	41,026,000	25,779,000	174,256,000
19	22,578,000	72,107,000	36,177,000	23,043,000	154,610,000
18	16,762,000	54,326,000	26,977,000	17,091,000	115,146,000
17	8,210,000	27,051,000	13,427,000	8,966,000	51,654,000
B	00000000	00000000	00000000	00000000	00000000
16	-31,119,000	-901,7,000	-447,5000	-292,9000	-19,532,000
15	-18,125,000	-53,800,000	-26,723,000	-15,845,000	-114,573,000
14	-37,175,000	-107,535,000	-53,321,000	-32,179,000	-230,210,000
13	-60,269,000	-160,984,000	-84,269,000	-50,870,000	-36,539,000
C	-102,493,000	-280,760,000	-138,849,000	-85,213,000	-607,315,000

最大弯曲力率圖

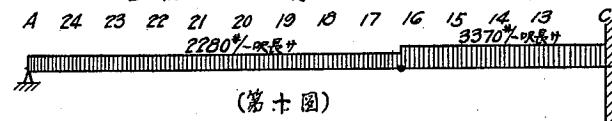


第九圖

第三節 剪力

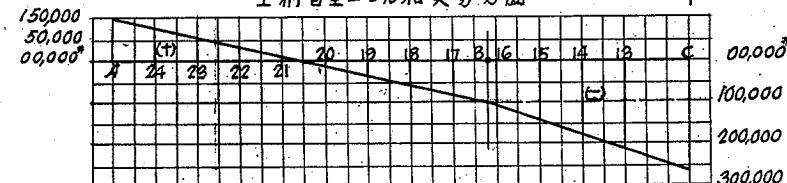
第一項 死荷重=ヨル剪力

(i) 主桁自重=ヨル剪力



(第十圖)

主桁自重=ヨル格差剪力圖



剪力表 (第八表)

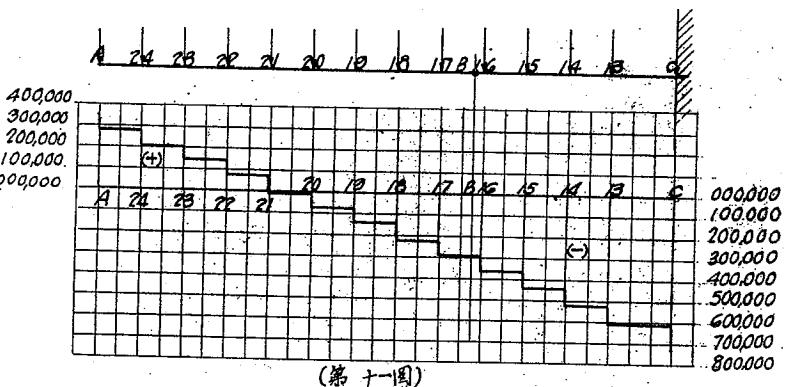
格差	剪力	格差	剪力
A	99800*	17	-82700*
24	77000	B	-99800
23	54200	16	-108200
22	31400	15	-141900
21	8500	14	-175600
20	-14300	13	-209300
19	-37100	C	-259900
18	-59300		

(ii) 格差死荷重=ヨル剪力

荷重、第一表参照

剪力表 (第九表)

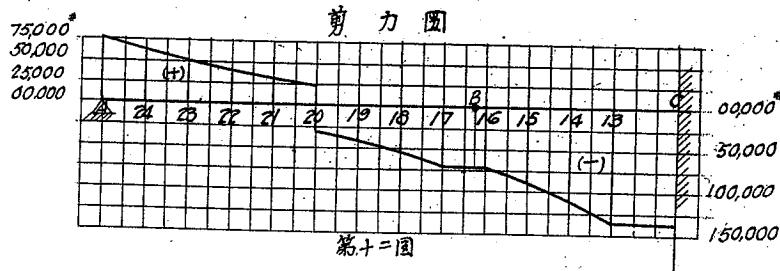
格差	剪力	格差	剪力
A	348100*	17	-300600*
24	281600	B	-300600
23	209700	16	-373200
22	137800	15	-447200
21	65800	14	-520400
20	-80700	13	-615500
19	-154000	C	-730600
18	-227300		



(第十一圖)

第二項 活荷重ニヨル剪力

小 電車荷重ニヨル剪力

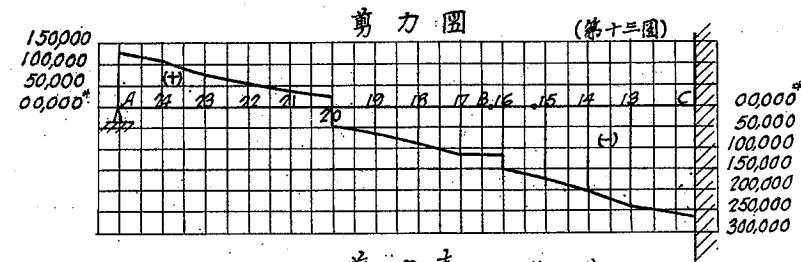


第十二圖

剪力表 (第十表)

格 杓	剪 力	格 杓	剪 力
A	74700 [#]	17	-71300 [#]
24	68400	B	-71300
23	53300	16	-76100
22	40000	15	-96000
21	28800	14	-109700
20	-31400	13	-134200
19	-43000	C	-143200
18	-56000		

ii 群集荷重ニヨル剪力



剪力表 (第十一表)

格 杓	剪 力	格 杓	剪 力
A	177200 [#]	17	-119400 [#]
24	112700	B	-119400
23	75800	16	-148400
22	55100	15	-177500
21	37700	14	-206300
20	-49800	13	-242600
19	-69600	C	-264500
18	-92800		

第三項 撃衝ニヨル剪力

電車荷重=片スル撃衝係数

吊桁径間=於テ $i_1 = 0.387$ 突桁径間=於テ $i_2 = 0.432$

群集荷重=片スル撃衝係数

吊桁及突桁径間=通シテ $i = 0.25$

格 杓	電車荷重及スル 撃衝ニヨル	群集荷重及スル 撃衝ニヨル	格 杓	電車荷重及スル 撃衝ニヨル	群集荷重及スル 撃衝ニヨル	格 杓	電車荷重及スル 撃衝ニヨル	群集荷重及スル 撃衝ニヨル
A	20900 [#]	31800 [#]	20	-12100 [#]	-12400	16	-32000 [#]	-37100 [#]
24	26400	28200	19	-16600	-17400	15	-41400	-44200
23	20600	19000	18	-21900	-23200	14	-47400	-51700
22	15500	13800	17	-27600	-29800	13	-57900	-60700
21	11300	9400	16	-27600	-29800	C	-62000	-66000

第四項 格美總剪力

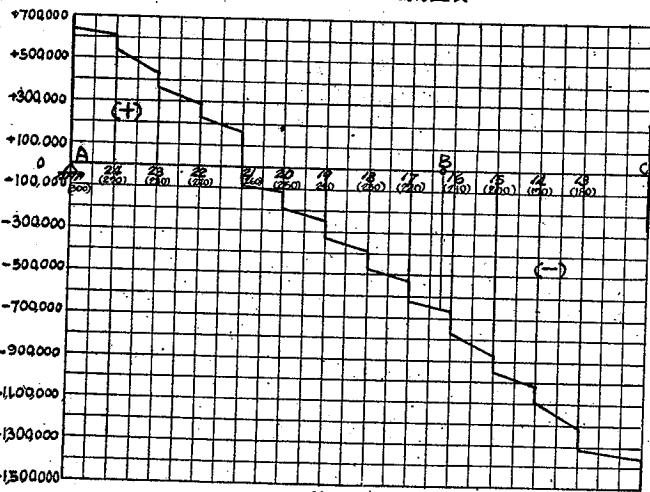
前記、各種荷重=ヨル剪力、總和ヲ求ムレバ
次、如キ表ヲ得

最大剪力表

(第十三表)

格美	主桁自重=ヨル	床鋼構造=ヨル	群集荷重=ヨル	側管	側管荷重=ヨル	側断面	計
A	99800#	348100#	158000#	103600#	702500#		
24	77000	281600	158000	94800	611400		
23	54200	202700	94800	73900	432600		
22	31400	137000	68900	55500	293600		
21	8500	65800	47100	40100	161500		
20	-14300	-80700	-62200	-43600	-200800		
19	-37100	-154000	-87000	-59600	-337700		
18	-59300	-277300	-116000	-78700	-481900		
17	-82700	-300600	-149200	-98200	-631400		
16	-99800	-300600	-149200	-98200	-648500		
15	-108200	-373900	-185500	-108300	-776500		
14	-141900	-447200	-221700	-137400	-949200		
13	-175600	-520400	-258000	-157100	-1111100		
12	-202300	-615500	-303300	-192100	-1320200		
C	-259900	-730600	-330500	-205200	-1526200		

吊杆及突行荷重最大剪力圖表



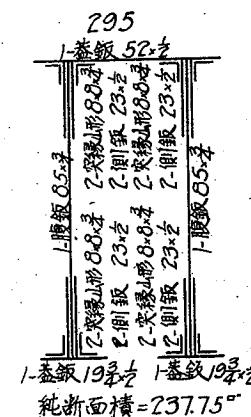
附記、應剪力強度、荷重性質上論述=足サトモ念タメニ於シ、格美(295)=於テ 2980%
B端=於テ 1960%、ナカル=過ギス。

第四節 抵抗力率及縫維應力

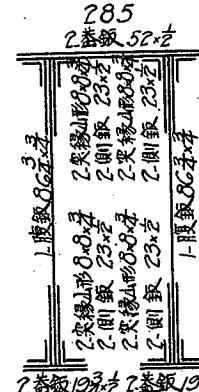
第一項 斷面物量力率及 y_1, y_2

附号八第九圖 參照

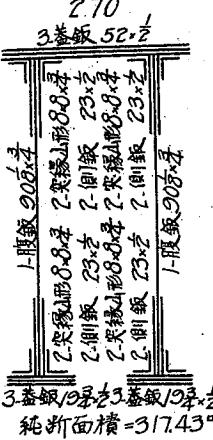
(i) 斷面



1-底鉄 0.5x2
純断面積 = 237.75"

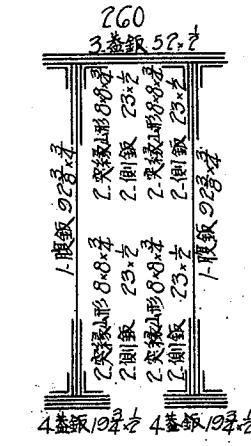


2-flange山形 0.8x2
2-側鉄 23x2
2-側鉄山形 0.8x2
1-底鉄 0.5x2
純断面積 = 278.1"

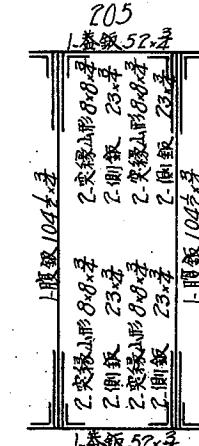


3-flange山形 0.8x2
3-側鉄 23x2
3-側鉄山形 0.8x2
1-底鉄 0.5x2
純断面積 = 317.43"

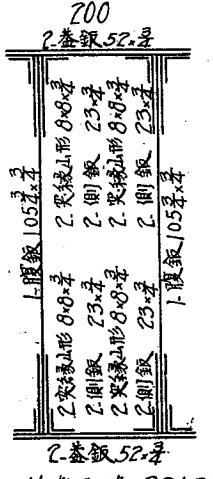
(第十五圖)



4-flange山形 0.8x2
4-側鉄 23x2
純断面積 = 395.75"



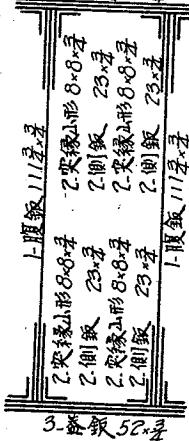
1-底鉄 0.5x2
純断面積 = 267.38"



2-flange山形 0.8x2
2-側鉄 23x2
2-側鉄山形 0.8x2
1-底鉄 0.5x2
純断面積 = 321.35"

190

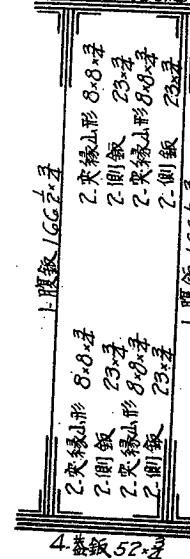
3. 直鋼 52.3



純斷面積 = 407.23"

170

3. 直鋼 52.3



純斷面積 = 504.43"

(ii) 物量力率及中軸線到抗壓、抗張各外緣之距離

(第十四表)

符號	物量力率	y_t	y_c
295	344400	45500	40625
285	416200	48750	40000
270	538300	51875	41750
260	703200	50250	46125
220	502000	55075	47675
210	673100	55075	42625
205	684300	56500	50000
200	903100	58000	51250
195	944100	59000	52250
190	1248800	62000	54750
185	1436700	65750	50250
180	1761400	71750	63750
175	2396400	83750	68000
170	3228700	95250	77000

第二項 抵抗力率

$$\text{抵抗力率} = \frac{\text{縫維許容應力}}{\text{物量力率}}$$

上式以テ表示、抵抗力率ハ次表ニ示ス。

(第十五表)

符號	縫維許容應力	物量力率	y	抵抗力率
295	16000	344400	45500	121.103.000
285	"	416200	48750	136.609.000
270	"	538300	51875	166.039.000
260	"	703200	50250	224.119.000
220	"	502000	55075	145.867.000
210	"	673100	55075	192.756.000
205	"	684300	56500	193.788.000
200	"	903100	58000	242.126.000
195	"	944100	59000	256.011.000
190	"	1248800	62000	322.710.000
185	"	1436700	65750	342.624.000
180	"	1761400	71750	392.791.000
175	"	2396400	83750	457.671.000
170	"	3228700	95250	542.181.000

第三項 縫維應力

$$\text{縫維應力} = \frac{\text{弯曲力率} \times y_t \times y_c}{\text{物量力率}}$$

上式以テ表示、縫維應力ハ次如シ

(第十六表)

符號	作用弯曲力率	最大縫維應力	最大縫維應力
295	40200000	5310	4747
285	102000000	11,947	9,803
270	160015000	15,497	12,473
260	176,726,000	12,616	11,580
220	57,654,000	6,326	5,475
210	19,532,000	1,622	1,440
205	6,621,000	5468	4,839
200	11,457,300	7,358	6,502
195	17,200,000	10,750	9,520
190	23,071,000	11,430	10,093
185	29,730,000	13,606	12,054
180	36,539,2,000	14,884	13,725
175	44,300,000	15,510	12,571
170	52,500,000	15,488	12,521

第五節 腹板ト突縁トテ緊結スル鉄,距離

第一項 鉄距算定式

$$P = \frac{2fA}{SQ} \quad (\text{仕様書ニヨル尚分母2,主軸面積加故=倍率})$$

上式ニ於テ P 鉄, 距離(吋)

f 鉄, 許容應力 摧剪力, 場合 $f=12000\%$.

A 鉄, 剪断面積 径1鉄, 複剪断=対シテ $A=\frac{\pi}{4}d^2=157$

I 衍断面, 物量力率(吋⁴)

S 剪力

Q 中立線, 周リ, 一突縁, 断面能率(吋³)

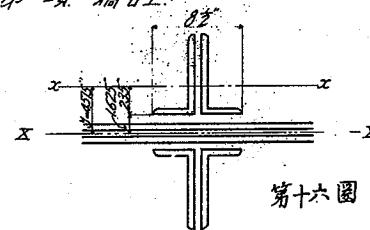
第二項 計算ヨリ得ラル鉄距及設計鉄距

符號	剪力 S	断面能率 Q	物量力率 I	2fA	鉄距 P	設計鉄距
300	710,500*	2790	332,800	37,680*	6.33	3.50
295	626,000	2800	344,400	"	7.40	3.50
285	485,000	3780	416,200	"	8.56	4.00
270	293,600	5000	538,300	"	13.82	4.75
260	161,500	5680	703,900	"	28.95	4.50
220	63,400	3300	502,000	"	9.08	4.00
210	77,600	4060	673,100	"	8.05	3.50
205	828,500	4,080	684,300	"	7.64	3.50
200	948,200	6,120	903,100	"	5.86	3.50
195	992,600	6,240	944,000	"	5.74	3.50
190	1,111,100	8,580	1,248,800	"	4.94	3.50
185	1,167,600	9,180	1,436,700	"	5.05	3.50
180	1,320,200	10,700	1,761,400	"	4.70	3.50
175	1,334,700	13,070	2,396,400	"	5.17	3.50
170	1,350,000	14,600	3,228,700	"	6.14	3.50

(第十七表)

第七節 橋支桌上=ホタル補剛材

第一項 橋台上



第十六圖

橋台上, 補剛材ナシ上回り400, 8x4x $\frac{3}{4}$ 山形 ($A=8.4", I_x=54.5"$),
四本使用ス.

$$\begin{aligned} I &= I_x + A y^2 \\ &= 4 \times 54.5 + 4 \times 8.4 \times 4575^2 \\ &= 921^{\text{in}} \end{aligned}$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{921}{4 \times 8.4}} = 5.24^{\text{in}}$$

今ノ補剛材, 許容應力強度, $f_c=15,600$,
 $f_c=16,000-70\% = 16,000-70 \times \frac{12}{5.24} = 15,440\%$.

即ち $f_c=15,440\%$ + 1%.

次ニ橋台=ホタル 総重量直反力 70.9500* (第四章第三節参照), 且つ
両腹板=分配スルハ一方1腹板=差し反力,
 $70.9500 = 354,750^{\text{lb}}$

+ 1.

$$\begin{aligned} \text{即ち 所要断面積} &= \frac{354,750}{14,000} = 25.3^{\text{in}} \\ \text{然ル= 使用断面積} &= \left\{ 4 \times 8 \times 4 \times \frac{3}{4} : 4 \times 8.4 = 33.6^{\text{in}} \right. \\ &\quad \left. \text{腹板 } 8.5 \times \frac{3}{4} = 6.4 \right. \\ &\quad \left. 40^{\text{in}} \right. \end{aligned}$$

$$\frac{354,750}{7,850} = 45.2^{\text{in}}$$

即ち 補剛材一本一本

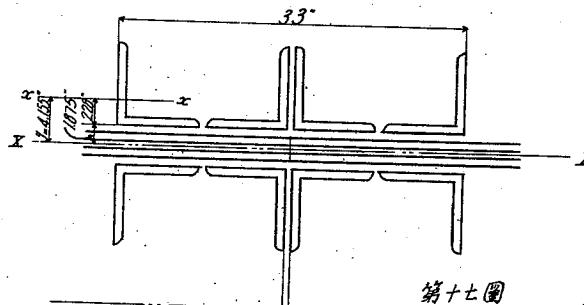
$$\frac{45.2}{4} = 11.3^{\text{in}}$$

然ル= 使用鉄数ハ 補剛材一本一本 = 11.3 + 19本 + 1.

第二項 布材ナキ突縁トテ連結部

コノ部=ホタル補剛材ハ、且つ橋台上 $8 \times 8 \times \frac{3}{4}$ 山形, 四本用ス, 使用鉄数ハ 補剛材一本
一本426本+1.即チ其ノ強度ハ 橋台上ノモノ=比シ大+1. 然ル=11.3 + 19本 + 1 = 64.6500
(第四章第三節参照)=シテ橋台=ホタル反力 70.9500* 且つ荷重小計11.3 + 19本 + 1 安全率+1
ハ計計算タスシテ 69.5440

第三項 橋脚上.



第十七圖
主軸中心線

橋脚上，補剛材上，上圓， $1.44 \times 8 \times 8 \times \frac{3}{4}$ 山形 ($A=11.44\text{ in}^2$; $I_z=69.74\text{ in}^4$)
即 $\theta = 11.44 \times 4.155^2$

$$\begin{aligned} I &= I_z + A y^2 \\ &= 8 \times 69.74 + 8 \times 11.44 \times 4.155^2 \\ &= 2,139\text{ in}^4 \\ r &= \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{2,139}{8 \times 11.44}} = 4.04\text{ in} \end{aligned}$$

補剛材許用應力強度 f_c 依 I_z 計 $f_c = 16,000 - 70f = 16,000 - 70 \times \frac{4 \times 12}{4.04} = 14,700\text{ psi}$
即 $f_c = 14,000\text{ psi}$ ，使用 α_s 。

次 = 橋脚 = 斜材，總重直反力 1927.4 lb (第五章第三節参照)，
主軸，兩腹板 = 分配 α_s ，一方，腹板 = 次 α_s 反力 α_s

$$\frac{1927.4}{2} = 963.7\text{ lb}$$

即 θ

$$\text{所要斷面積} : \frac{963.7 \times 2,240}{14,000} = 154.2\text{ in}^2$$

然 α_s = 使用斷面積。

$$\begin{cases} 8-L 8 \times 8 \times \frac{3}{4} : 8 \times 11.44 = 91.5\text{ in}^2 \\ \text{腹板} : 3 \times 33 \times 7.5 - 74.3 \\ 165.8\text{ in}^2 > 154.2\text{ in}^2 \end{cases}$$

$$\text{所要鋼數} : \frac{963.7 \times 2,240}{7050} = 27.5\text{ #}$$

即 θ 补剛材一本 = 鋼數

$$\frac{27.5}{8} = 3.44\text{ #}$$

然 α_s = 使用鋼數，補剛材一本 = 鋼 $+ 8.4$ 本 \therefore

第八節 安裝放端上 α_s (4#)

第一項. 安裝死荷重 = 依 θ 計 α_s 時，放端上 α_s 高 (4#)

(1) 補強，死荷重 = 依 θ 安裝放端上 α_s 高 (4#)

第五章第五節 = 則如 θ 補強，其死荷重 = 依 θ 放端 = $\theta = 4.71^\circ$
強度 = 依 θ 補強，其死荷重 = 依 θ 放端 = $\theta = 4.71^\circ$
總 α_s = 補強， 2.15° 伸長 α_s α_s 安裝放端，總 α_s = $\theta = 4.71^\circ$
總 α_s = 補強， 2.15° 伸長 α_s α_s 安裝放端，總 α_s = $\theta = 4.71^\circ$

變形後，拱軸線方程式； $y = C'x^2$

$$\text{即 } x = 165 + \frac{2.15}{2 \times 12}, \text{ 時 } y = 47.5 - \frac{4.71}{12} + y.$$

$$\text{即 } C' = \frac{y}{x^2} = \frac{47.5}{165^2} = 0.00172567$$

$$\text{即 } y = 0.00172567 x^2$$

$$\tan \theta' = \frac{dy}{dx} = 0.00345702x$$

$$\tan \theta'_{165.09} = 0.57072$$

$$\theta'_{165.09} = 29^\circ 43'$$

然 α_s = 元 α_s $165^\circ 29^\circ 43' + 56' + \alpha_s$

$$\text{即 } \alpha_s = \theta - \theta' = 13'$$

比 α_s 角度，變化 = 依 θ 安裝放端上 α_s 高 α_s $165^\circ 29^\circ 43' + 40' + \alpha_s$

$$4\theta' = 47.5 \times 12 \times \sin 0^\circ 13' = 570 \times 0.0037815 = 2.16''$$

(ii) 補強，死荷重及活荷重 (滿載) = 依 θ 安裝放端上 α_s 高 α_s

拱頂，強度 = $6.65^\circ = 0.554'$

補強，伸長 = $3.15^\circ = 0.2625'$

} 第五章第六節參照

$$\text{即 } \theta \text{ 前向角 = } C' = \frac{47.5 - 0.554}{165.13^2} = \frac{46.946}{27,268.247} = 0.00172164$$

$$\therefore y = 0.00172164 x^2$$

$$\frac{dy}{dx} = 0.00344328x$$

$$\tan \theta'_{165.13} = 0.56859$$

$$\theta'_{165.13} = 29^\circ 37.3'$$

$$\alpha_s = \theta - \theta' = 29^\circ 56' - 29^\circ 37.3' = 18.7'$$

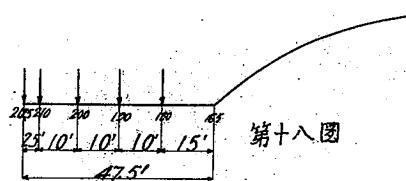
比 α_s 角度，變化 = 依 θ 安裝放端上 α_s 高 α_s $165^\circ 29^\circ 43' + 40' + \alpha_s$

$$4\theta' = 47.5 \times 12 \times \sin 0^\circ 18.7' = 570 \times 0.0054396 = 3.10''$$

第二項 自重＝俠ル 実折放端，撓度 (δ_b)

第五章 第五節 同様ニシテ

$$\delta_b = \int \frac{M M}{E I} ds = \frac{l}{E} \sum \frac{M M}{I} ds$$



橋長	M (kg)	M_{avg}	$M M$	as	$M M / as$	I (cm ⁴)	$M M / as$
165	383,253,000	570	218,454,000,000	7.5x12	19,660,085,000,000	3,555,000	5,530,440
180	230,253,000	390	89,793,000,000	12.5x12	13,469,836,000,000	1,761,400	7,647,240
190	144,710,000	270	39,072,000,000	10x12	4,688,640,000,000	1,248,800	3,754,560
200	72,005,000	150	19,801,000,000	10x12	1,295,120,000,000	903,600	1,434,360
210	12,136,000	30	364,000,000	6.25x12	27,300,000,000	673,100	40,560
225	0	0	0	1.25x12	0		0

$$\Sigma = 18,407,160$$

$$\delta_b = \frac{l}{E} \sum \frac{M M}{I} as = \frac{18,407,160}{30,000,000} = 0.61''$$

第三項 結論

(i) 死荷重＝俠ル 実折放端，實際上，高； Δh

$$\Delta h_D = \Delta h'_D - \delta_b = 21.6'' - 0.61'' = 1.55''$$

(ii) 実折放端，最大上，高； Δh

$$\Delta h = \Delta h' - \delta_b = 3.10'' - 0.61'' = 2.49''$$

第五章 中央徑間繫拱應力計算

備考 計算ノ方法 155

第一節 寸法及其ノ他ノ性質

第一項 形狀 159

第二項 斷面ノ性質 162

第三項 水平反力ノ影響線 167

第四項 核彎曲率ノ影響線 174

第二節 格點荷重

第一項 死荷重 179

第二項 活荷重 181

第三節 反力 182

第四節 核心彎曲率及緣維應力強度

第一項 核心彎曲率 183

第二項 緣維應力強度 184

第三項 核心彎曲率ト抵抗力率ノ比較圖 186

第五節 向心剪力及應剪力強度 188

第六節 撓度

第一項 死荷重ノミニヨル拱頂ノ撓度 189

第二項 活荷重ノミニヨル拱頂ノ撓度 193

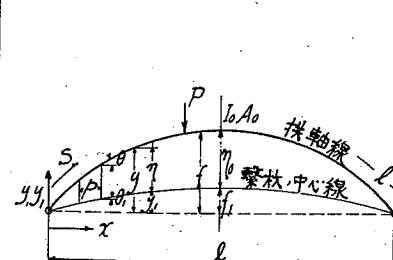
第五章

永代橋中央径間繫拱應力計算

備考 計算方法

本橋上部構造、形式、吊材等は、不静定應力
ナル水平反力 (H) を算定する際、理論によつて。

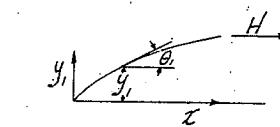
抛物線形繫材有る繫拱、水平反力 (H) の算定法
今與へラレタル諸寸法、



$$\begin{cases} y = \frac{4f}{l^2} x(l-x) \\ y_1 = \frac{4f_1}{l^2} x(l-x) \\ \eta = \frac{4(f-f_1)x(l-x)}{l^2} \\ f = \eta_0 + f_1 \\ y = \eta + y_1 \end{cases}$$

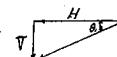
ト假定ス

今繫材=作用スル應力、水平分カタ H トスル時ハ H ハ吊材ニ
依リテ何等、數少ニ受ケサルヲ以テ繫材、全長ヲ通じテ H 一定ナ
次ニ繫材、任意、處ニ於ケル傾斜角ヲ圖ニ示ス如 θ 、トスレバ



$$\tan \theta = \frac{dy_1}{dx} = \frac{4f_1}{l^2}(l-2x) \quad \text{--- (1)}$$

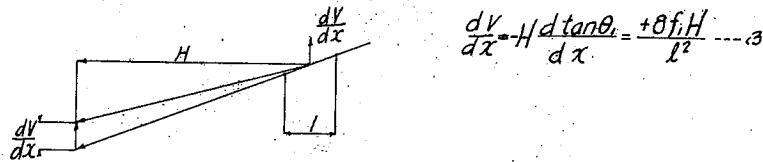
故ニ任意、處ニ於ケル繫材、應力、
垂直分カタ H トスレバ



$$V = H \tan \theta = \frac{4f_1}{l^2}(l-2x) H \quad \text{--- (2)}$$

トスレバ

故に今 V, x = 対称変化即 Δx 变化 = 対称変化スル
割合ヲ求ムレバ次如シ



(3)式 = ヨリテ 拱肋ハ単位水平長 = 就キ

$$\frac{\partial f_i H}{l^2}$$

ナル垂直荷重ヲ受ケキモノナルコトヲ知ル。

然ルニ橋桁構造上繫柱、曲率ニ依ル垂直荷重ハ吊材ニヨリ
于拱肋ニ傳ヘル可フ 従て吊材間隔ヲ P トスルハ一吊材、
傳達スル荷重ハ

$$\frac{\partial f_i H}{l^2} P$$

ナル可軽便宜上此荷重ハ拱肋 = 等分布作用スルモ外假定ス。

然ル時、拱肋任意處=作用スル集中荷重 P = ヨル拱肋
弯曲率 M ハ

$$\begin{aligned} M &= M_0 + \frac{1}{2} \frac{\partial f_i H}{l^2} x(l-x) - H y \\ &= M_0 + \left\{ \frac{4 f_i}{l^2} x(l-x) - y \right\} H \\ &= M_0 + (y_1 - y) H \\ &= M_0 - H \eta \end{aligned} \quad \text{--- (4)}$$

但シ M_0 = 拱肋単桁ト考ヘタル場合、 P = 依ル弯曲率

次ニ今 P = ヨリコ、拱、主部 = 斜テナサレタル應力、總、働く
w トスルバ w ハ實用上次式 = ヨリテ表ハサルベシ。

$$w = \frac{1}{2} \int_0^{l'} \frac{M^2}{EI} ds + \frac{l}{2} \cdot \frac{H^2 l}{EA_t} + \frac{l}{2} \cdot \frac{H^2 l}{EA_0} \quad \text{--- (5)}$$

但シ A_t = 繫柱、總断面積

A_0 = 拱肋、總断面積(但し便宜上拱頂=於ケルモテ採用
スル事ヨ得)

故ニ最小働く理 = (3)

$$\frac{\partial w}{\partial H} = 0 \quad \text{ト置ケバ}$$

$$\int_0^{l'} \frac{1}{EI} (M_0 - H \eta)(-\eta) ds + \frac{l}{E} \left(\frac{1}{A_t} + \frac{1}{A_0} \right) H = 0$$

故ニ

$$H = \frac{\int_0^{l'} M_0 \eta \frac{ds}{EI}}{\int_0^{l'} \eta^2 \frac{ds}{EI} + \frac{l}{E} \left(\frac{1}{A_t} + \frac{1}{A_0} \right)}$$

上式 = $ds = \sec \theta dx$ ト置ケバ

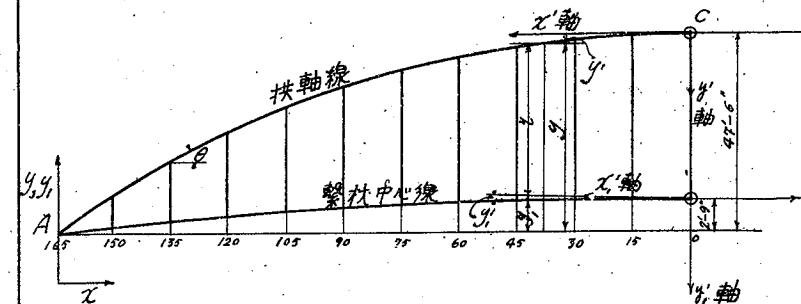
$$H = \frac{\int_0^{l'} M_0 \frac{I_o}{I} \eta \sec \theta dx}{\int_0^{l'} \frac{I_o}{I} \eta^2 \sec \theta dx + l I_o \left(\frac{1}{A_t} + \frac{1}{A_0} \right)} \quad \text{--- (6)}$$

以上、理論ニヨリ拠物線放繫材有スル繫拱、水平反力(H)、算定ヲナス場合ニ於テハ $\frac{1}{2} \sec \theta$ 計算ニハ拱、原形ヲ採用シ拱軸線、縦距トシテハ実際、元 (y) ヨリモ繫材、反 (y') タケ小ナルガ如ク假定スレバ可ナリ。

附記 上記算定法、拱肋、挠度 ζ 繫材、反 ζ ニ比シテ比較的大ナル場合及ヒ吊材、數ヶ比較的少ナル場合ニ於テハ直ニ之ヲ適用シ難キモ 普通橋梁トシテ使用セラル、如キ繫拱ニハ本理論ヲ適用シテ实用上差支ナカルベシ。

第一節 打法及其他性質

第一項 形狀 (Form)



(a) 拱軸線

拱軸線、形状 \sim 拠物線、使用ス。其方程式、次如、置 ζ 。

$$y' = CX'^2 \quad (\text{打工角、便実大ス。})$$

$$\therefore \text{カル} = X = 165^{\circ}, \text{時 } y' = 47.5^{\circ} \text{ リ。} \text{(第二章参照)}$$

$$\therefore C = \frac{y'}{X^2} = \frac{47.5}{165^2} = 0.00174472$$

$$\therefore y' = 0.00174472 X^2 !!$$

然シテ兩起拱点、結 ζ 直線 \sim 拱軸線 \sim 打 ζ 能 ζ 、 y' 、 y 、 y

$$y = 47.5 - y' !!$$

一表 y' 値

格差	0	15	30	45	60	75	90	105	120	135	150	165
$X'(m)$	0	15	30	45	60	75	90	105	120	135	150	165
$X^2(m)$	0	225	900	2,025	3,600	5,625	8,100	11,025	14,400	18,225	22,500	27,225
$y'_1(m)$	0	0.393	1.570	3.533	6.281	9.814	14.132	19.236	25.124	31.798	39.256	47.500
$y(m)$	47.50	47.11	45.93	43.97	41.22	37.69	33.37	28.26	22.30	15.70	8.24	0

(b) 構材之反 y . (Camber of the Tie)

構材之反 $y = \frac{1}{2} \cdot \text{拋物線形}$

$$y' = C_1 X'^2 \quad (\text{反 } y \text{ 为 } D\text{ 度, 厘米})$$

$$3.774 = X' = 165 \text{ cm}, \theta = y' = 2.75^\circ \text{ + } y. (\text{第二章參照})$$

$$\therefore C_1 = \frac{y'}{X'^2} = \frac{2.75}{165^2} = 0.00010101$$

$$\therefore y' = 0.00010101 X'^2$$

然此為起拱線，故直線為構材中心線 + y' ，距離，
 $y_1 + y_2$ "

$$y_1 = 2.75 - y_2$$

第三表。 y_1 值。

格度	0	15	30	45	60	75	90	105	120	135	150	165
X'	0	15	30	45	60	75	90	105	120	135	150	165
X^2	0	225	900	2025	3600	5625	8100	11025	14400	18225	22500	27225
y'_1	0	0.023	0.091	0.205	0.364	0.569	0.810	1.114	1.455	1.841	2.273	2.750
y_1 (m)	2.75	2.73	2.66	2.55	2.39	2.18	1.93	1.64	1.30	0.91	0.48	0

(c) 拱車線與構材中心線之間，垂直距離 γ .

$$\gamma = y - y_1$$

第三表 y 值

格度	0	15	30	45	60	75	90	105	120	135	150	165
y (m)	47.50	47.11	45.93	43.97	41.22	37.69	33.37	28.26	22.38	15.70	8.24	0
y_1 (m)	2.75	2.73	2.66	2.55	2.39	2.18	1.93	1.64	1.30	0.91	0.48	0

(d) 拱車線傾斜角: θ

(a) = y 拱車線方程式一次，如：

$$y' = 0.00174472 X^2$$

2634 直 4 =

$$\tan \theta = \frac{dy}{dx} = 0.00348944 X !!$$

第四表

格度	0	15	30	45	60	75	90	105	120	135	150	165
$\tan \theta$	0	0.00234	0.04668	0.15702	0.20937	0.26171	0.31405	0.36639	0.41873	0.47107	0.52342	0.57576
θ	0	3° 0'	5° 59'	8° 55'	11° 50'	14° 40'	17° 26'	20° 7'	22° 45'	25° 15'	27° 30'	29° 56'
$\sec \theta$	1.0000	1.00137	1.00549	1.01223	1.02171	1.03368	1.04816	1.06497	1.08410	1.10533	1.12875	1.15393
$\sin \theta$	0	0.00234	0.04224	0.15510	0.20577	0.25320	0.29960	0.34303	0.38617	0.42604	0.46381	0.49899
$\cos \theta$	1.0000	0.99863	0.99455	0.98791	0.97875	0.96742	0.95447	0.93899	0.92243	0.90493	0.88593	0.86661
$\cot \theta$	0.00	19.001	9.541	6.374	4.773	3.821	3.105	2.730	2.389	2.124	1.910	1.737

(e) 拱肋向心深度: d .

由 T1 例次式，取用 x . (第二章參照)

$$d = 8.5 + 4.5 \left(\frac{x}{2} \right)^2 \text{ (m)}$$

但 x = 拱頂 λ ，水平距離 (m)

λ = 錄長 (m)

第五表 d 值

格度	0	15	30	45	60	75	90	105	120	135	150	165
x (m)	0	15	30	45	60	75	90	105	120	135	150	165
d (m)	8.50	8.54	8.65	8.83	9.09	9.43	9.84	10.32	10.80	11.51	12.22	13.00

第二項 斷面之性質

以下符號之次，如之定義。

$$I = \text{物量力率} \quad (\text{in}^4)$$

$$A = \text{總斷面積} \quad (\text{in}^2)$$

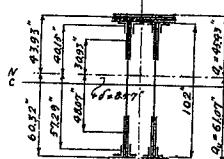
$$W_o = \text{拱背線抗曲率} \quad (\text{in})^3 = \frac{I}{A_o}$$

$$W_u = \text{拱腹線} \quad (\text{in})^3 = \frac{I}{A_u}$$

$$K_o = \text{拱背線核心半徑} \quad (\text{in}) = \frac{W_o}{A}$$

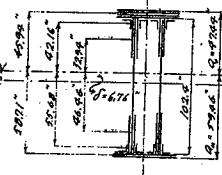
$$K_u = \text{拱腹線} \quad (\text{in}) = \frac{W_u}{A}$$

(a) 梯形 (0) [拱頂]



	$A \text{ (in}^2)$	$d \text{ (in)}$	$A d^2 \text{ (in}^5)$	$I_o \text{ (in}^4)$	$[I - I_o - A d^2]$
4-蓋鋼 $52 \times \frac{3}{4}$	156	43.93	301,056	117	301,173
4-山形 $8 \times 8 \times \frac{3}{4}$	45.75	40.15	73,730	278.0	74,029
4-側鋸 $23 \times \frac{3}{4}$	69	30.93	66,099	3,041.75	69,141
2-腹鋸 $102 \times \frac{3}{4}$	153	8.57	14,237	132,651	143,000
4-側鋸 $23 \times \frac{3}{4}$	69	48.07	159,440	3,041.75	162,482
4-山形 $8 \times 8 \times \frac{3}{4}$	45.75	57.29	150,758	278.0	150,937
4-蓋鋸 $19 \frac{3}{4} \times \frac{3}{4}$	59.25	60.32	215,581	11.1	215,592
計	598		977,321	139,921	1,116,700

(b) 梯形 (15)



	$A \text{ (in}^2)$	$d \text{ (in)}$	$A d^2 \text{ (in}^5)$	$I_o \text{ (in}^4)$	$I \text{ (in}^4)$
4-蓋鋸 $52 \times \frac{3}{4}$	156	45.94	329,235	117	329,352
4-山形 $8 \times 8 \times \frac{3}{4}$	45.75	42.16	81,319	278.0	81,598
4-側鋸 $23 \times \frac{3}{4}$	69	32.94	74,868	3,041.75	77,910
2-腹鋸 $102 \times \frac{3}{4}$	153.7	6.76	7,024	134,210	141,242
4-側鋸 $23 \times \frac{3}{4}$	69	46.46	149,939	3,041.75	151,981
4-山形 $8 \times 8 \times \frac{3}{4}$	45.75	55.68	141,837	278.0	142,116
2-蓋鋸 $52 \times \frac{3}{4}$	70	58.71	260,855	14.6	260,870
計	617		1,052,077	140,992	1,193,100

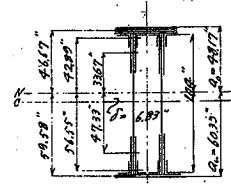
$$W_o = \frac{I}{A_o} = \frac{1,193,100}{47.44} = 25,143 \quad (\text{in})^3$$

$$W_u = \frac{I}{A_u} = \frac{1,193,100}{59.46} = 20,065 \quad (\text{in})^3$$

$$K_o = \frac{W_o}{A} = \frac{20,065}{617} = 32.52 \quad (\text{in})$$

$$K_u = \frac{W_u}{A} = \frac{25,143}{617} = 40.76 \quad (\text{in})$$

(c) 梯形 (30)



$$d = \frac{70 \times 55.25}{619.5} = 6.83$$

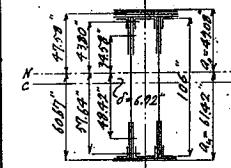
$$W_o = \frac{I}{A_o} = \frac{1,234,600}{40.17} = 25,630 \quad (\text{in})^3$$

$$W_u = \frac{I}{A_u} = \frac{1,234,600}{60.33} = 20,464 \quad (\text{in})^3$$

$$K_o = \frac{W_o}{A} = \frac{20,464}{619.5} = 33.03 \quad (\text{in})$$

$$K_u = \frac{W_u}{A} = \frac{25,630}{619.5} = 41.37 \quad (\text{in})$$

(d) 梯形 (45)



$$d = \frac{70 \times 55.25}{622.5} = 6.92$$

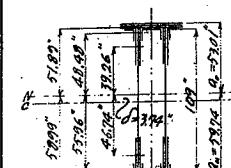
$$W_o = \frac{I}{A_o} = \frac{1,287,600}{49.08} = 26,234 \quad (\text{in})^3$$

$$W_u = \frac{I}{A_u} = \frac{1,287,600}{61.42} = 20,964 \quad (\text{in})^3$$

$$K_o = \frac{W_o}{A} = \frac{20,964}{622.5} = 33.60 \quad (\text{in})$$

$$K_u = \frac{W_u}{A} = \frac{26,234}{622.5} = 42.14 \quad (\text{in})$$

(e) 梯形 (60)



$$d = \frac{39 \times 56.375}{588} = 37.4$$

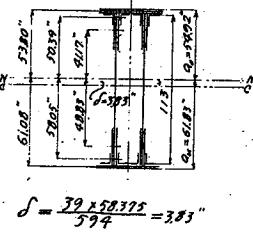
$$W_o = \frac{I}{A_o} = \frac{1,265,200}{53.01} = 23,868 \quad (\text{in})^3$$

$$W_u = \frac{I}{A_u} = \frac{1,265,200}{59.74} = 21,179 \quad (\text{in})^3$$

$$K_o = \frac{W_o}{A} = \frac{21,179}{588} = 36.02 \quad (\text{in})$$

$$K_u = \frac{W_u}{A} = \frac{23,868}{588} = 40.59 \quad (\text{in})$$

(f) 木格戸 (75)



$$d = \frac{39 \times 69.375}{59.4} = 3.83"$$

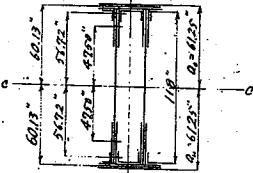
$$W_o = \frac{I}{A_o} = \frac{1371000}{54.92} = 24,964 \text{ (oz)}^3$$

$$W_u = \frac{I}{A_u} = \frac{1371000}{61.83} = 22,174 \text{ (oz)}^3$$

$$K_o = \frac{W_o}{A} = \frac{22,174}{59.4} = 37.33 \text{ (oz)}$$

$$K_u = \frac{W_o}{A} = \frac{24,964}{59.4} = 42.03 \text{ (oz)}$$

(g) 木格戸 (90)



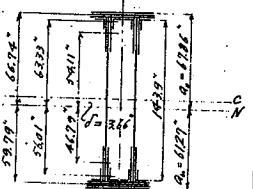
$$W_o = \frac{I}{A_o} = \frac{1,663,900}{61.25} = 27,166 \text{ (oz)}^3$$

$$W_u = \frac{I}{A_u} = \frac{1,663,900}{61.25} = 27,166 \text{ (oz)}^3$$

$$K_o = \frac{W_o}{A} = \frac{27,166}{64.05} = 42.41 \text{ (oz)}$$

$$K_u = \frac{W_o}{A} = \frac{27,166}{64.05} = 42.41 \text{ (oz)}$$

(h) 木格戸 (105)



$$d = \frac{39 \times 69.375}{68.8} = 3.66"$$

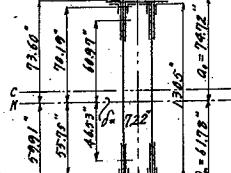
$$W_o = \frac{I}{A_o} = \frac{2,006,000}{67.86} = 29,560 \text{ (oz)}^3$$

$$W_u = \frac{I}{A_u} = \frac{2,006,000}{61.27} = 32,740 \text{ (oz)}^3$$

$$K_o = \frac{W_o}{A} = \frac{32,740}{68.8} = 47.59$$

$$K_u = \frac{W_o}{A} = \frac{29,560}{68.8} = 42.94 \text{ (oz)}$$

(i) 木格戸 (120)



$$d = \frac{70 \times 69.375}{73.7} = 7.22"$$

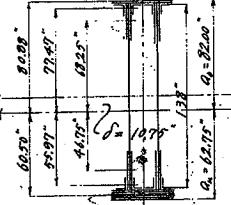
$$W_o = \frac{I}{A_o} = \frac{2402100}{74.72} = 32,148 \text{ (oz)}^3$$

$$W_u = \frac{I}{A_u} = \frac{2402100}{61.70} = 39,881 \text{ (oz)}^3$$

$$K_o = \frac{W_o}{A} = \frac{38,881}{73.7} = 52.76 \text{ (oz)}$$

$$K_u = \frac{W_o}{A} = \frac{32,148}{73.7} = 43.62 \text{ (oz)}$$

(j) 木格戸 (135)



$$d = \frac{117 \times 72.375}{73.7} = 10.75"$$

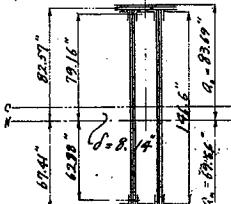
$$W_o = \frac{I}{A_o} = \frac{2971500}{82.00} = 35,010 \text{ (oz)}^3$$

$$W_u = \frac{I}{A_u} = \frac{2971500}{62.75} = 45,761 \text{ (oz)}^3$$

$$K_o = \frac{W_o}{A} = \frac{45,761}{78.75} = 58.11 \text{ (oz)}$$

$$K_u = \frac{W_o}{A} = \frac{35,010}{78.75} = 44.47 \text{ (oz)}$$

(k) 木格戸 (150)



$$d = \frac{117 \times 76.675}{110.2} = 8.14"$$

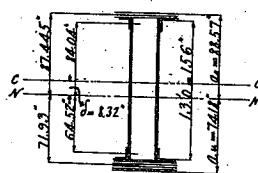
$$W_o = \frac{I}{A_o} = \frac{3554800}{83.69} = 42,476 \text{ (oz)}^3$$

$$W_u = \frac{I}{A_u} = \frac{3554800}{69.66} = 51,031 \text{ (oz)}^3$$

$$K_o = \frac{W_o}{A} = \frac{51,031}{110.2} = 46.31 \text{ (oz)}$$

$$K_u = \frac{W_o}{A} = \frac{42,476}{110.2} = 38.54 \text{ (oz)}$$

表 165



$$\delta = \frac{117 \times 0.1375}{1144.5} = \frac{9.520.075}{1144.5} = 8.32''$$

	A (in^2)	d (in)	Ad^2 (in^4)	I_o (in^4)	I (in^4)
3-蓋板 52.7	117	87.45	894.758	49	894.807
4-山形 8.8.8	45.75	84.04	373.120	279	323.399
2-側板 156.2	234	8.32	16,198	474.557	490.750
2-腰板 156.2	234	8.32	16,198	474.557	490.750
2-側板 156.2	234	8.32	16,198	474.557	490.750
4-山形 8.8.8	45.75	64.52	190.450	279	190.729
6-蓋板 52.7	234	71.93	1210.699	325	1211.093
計	1144.5		2667.670	1424.650	4092.300

$$W_u = \frac{I}{A} = \frac{4092.300}{80.57} = 46.204 \text{ (in)}^3 \quad K_u = \frac{W_u}{A} = \frac{55.167}{1144.5} = 48.20 \text{ (in)}$$

$$W_u = \frac{I}{A} = \frac{4092.300}{74.18} = 55.167 \text{ (in)}^3 \quad K_u = \frac{W_u}{A} = \frac{46.204}{1144.5} = 40.37 \text{ (in)}$$

第三項 水平反力(H)影響線

(本章冒頭備考参照)

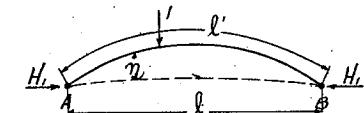
(a) 拱部

拱、任意、 η = 單位荷重か

加へテシ時ニ生スル水平

反力 H_1 、弯曲率 M_1 ,

軸推力 N_1 トスレハ此場合拱主部ニ於テナラテル應カ
總動作 W_1 ハ



$$W_1 = \int_0^{l'} \frac{M_1^2}{2EI} ds + \int_0^{l'} \frac{N_1^2}{2EA} ds + \frac{H_1^2 l}{2EA_t} \quad (1)$$

(剪力ニヨル應作無視ス)

E = 弹性係数(拱肋、弹性係数)繫材、弹性係数
トスレハ假定ス)

上式中 I = 拱肋、物量力率

A = 拱肋、断面積

A_t = 繫材、断面積

ds = 拱肋、微分長、 l = 拱径間長、 l' = 拱軸線長サ
(1)式ニ次、值ヲ代入ス。

$(M_1 = M_0 - H_1 \eta)$ (但し M_0 ハ拱等径間單軸ト考ヘタル
場合、弯曲率)

$$\int_0^{l'} \frac{N_1^2}{2EA} ds = \frac{1}{2} \frac{H_1^2 l}{EA_t} \quad (\text{但し } A_0 \text{ハ拱頂ニ於ケル
拱肋、總断面積})$$

$$ds = dx \sec \theta$$

然ル時ハ

$$W_1 = \int_0^l \frac{(M_0 - H_1 \eta)^2}{2EI} \sec \theta dx + \frac{1}{2} \frac{H_1^2 l}{EA_t} + \frac{H_1^2 l}{2EA_t} \quad (2)$$

(2)式ニ最小動力定理ヲ適用スレハ

$$\frac{\partial W_1}{\partial H_1} = 0$$

$$\therefore \int_0^l \frac{(M_0 - H_i \eta) \times (-\eta)}{EI} \sec \theta dx + \frac{l}{E} \left(\frac{1}{A_0} + \frac{1}{A_t} \right) H_i = 0$$

$$\therefore H_i = \frac{\int_0^l M_0 \eta \sec \theta dx}{\int_0^l \eta^2 \sec \theta dx + l \left(\frac{1}{A_0} + \frac{1}{A_t} \right)} \quad (3)$$

尚便宜上(3)式之次，如之變形々

$$H_i = \frac{\sum_0^l M_0 \frac{l}{I} \eta \sec \theta dx}{2 \sum_0^l \frac{l}{I} \eta^2 \sec \theta dx + l I_0 \left(\frac{1}{A_0} + \frac{1}{A_t} \right)} \quad (4)$$

但： I_0 = 桁頂 = 於ケル拱肋，物量力率

今(4)式，分母，計算スレハ次，結果得

第一表

格点	I (cm^4)	$\frac{l}{I}$	η (%)	$\sec \theta$	M_0 (kg)	$\frac{l}{I} \eta^2 \sec \theta$ (kg)	A (cm^2)	$\frac{l}{I} \eta \sec \theta$ (kg)	$\frac{l}{I} \eta^2 \sec \theta A$ (kg)
0	1,116,700	1	44.75	1	44.75	2,002.56	7.5	335.63	150.19
15	1,123,100	0.9360	44.38	1.00137	41.58	184.537	1.50	623.70	77.680
30	1,234,600	0.9046	43.77	1.00548	39.38	1,703.97	"	530.70	75.560
45	1,207,600	0.8673	41.42	1.01223	36.37	1,506.45	"	545.55	77.597
60	1,265,200	0.8877	38.83	1.07171	35.03	1,360.22	"	525.45	70.403
75	1,371,000	0.8145	35.50	1.03368	29.82	1,061.10	"	448.35	1,391.7
90	1,663,900	0.6712	31.44	1.04915	22.13	635.77	"	331.95	104.37
105	2,006,000	0.5567	26.63	1.06497	15.79	420.42	"	236.05	63.07
120	2,402,100	0.4640	21.08	1.08410	10.62	223.07	"	159.30	33.58
135	2,871,500	0.3809	14.79	1.10534	6.36	94.06	"	95.40	14.11
150	3,554,800	0.3142	7.77	1.12075	2.76	21.45	"	41.40	3.22
165	4,022,300	0.2729	0.00	1.15393	0.00	0.00	"	0.00	0
計						3934.70	49.010		

$$\therefore 2 \times \sum_0^l \frac{l}{I} \eta^2 \sec \theta dx = 298,000 (\text{kg})$$

$$l I_0 \left(\frac{1}{A_0} + \frac{1}{A_t} \right) = 330 \times 1,116,700 \times \left(\frac{1}{598} + \frac{1}{180} \right) \times \frac{1}{12^2}$$

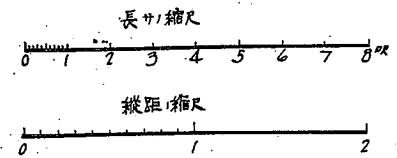
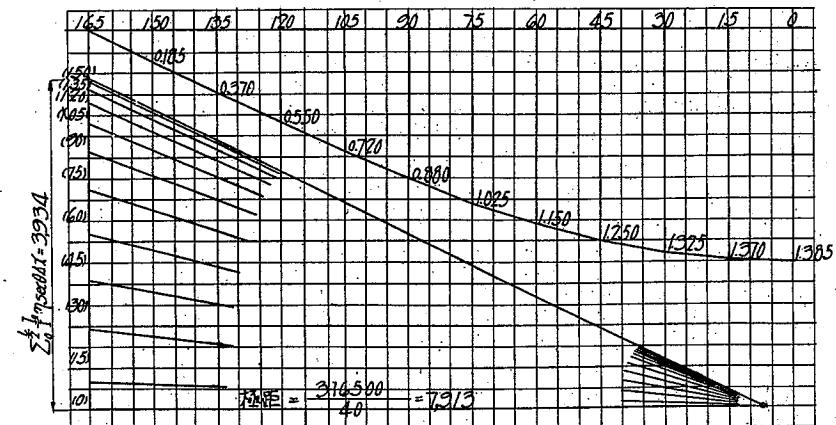
$$= 18,500 (\text{kg})$$

以上，計算 = 316,500

$$H_i = \frac{\sum_0^l M_0 \frac{l}{I} \eta \sec \theta dx}{298,000 + 18,500} = \frac{\sum_0^l M_0 \frac{l}{I} \eta \sec \theta dx}{316,500}$$

此，式 = 316,500 = 於ケル水平反力；影響線 = $\frac{l}{I} \eta \sec \theta dx$
(第一表參照)；荷重トシ極距 (pole distance) = 316,500 + 316,500
東ケル弯曲率圖 (B.M. Diagram) = ヨリテ表ハサル、事明カナ。

水平反力影響線 (拱部)



尚検算、アーチ=拱頂=単位荷重が來る時、水平反力の計算=ヨリテ
求ムレハ次、值ヲ得。

格 点	$M_{0.2} \frac{I_0}{T} \eta \sec \theta dx$	$M_{0.1} \frac{I_0}{T} \eta \sec \theta dx$
0	0.0	33563
15	75	62370
30	67.5	59070
45	60	54555
60	52.5	52545
75	45	44835
90	37.5	33125
105	30	23685
120	22.5	15930
135	15	9540
150	7.5	4140
165	0.0	0
計		218,000 (R ³ 封度)

$$\therefore \sum_0^l M_{0.1} \frac{I_0}{T} \eta \sec \theta dx = 437,760 (R^3 \text{ 封度})$$

$$\therefore H_1 = \frac{437760}{316522} = 1.383$$

即ち大体圖法=ヨリテ求メモト一致ス。

(b) 実 桁 部

(a) 同様ニシテ実析、任意点=

単位荷重が加へラシ時=生エレル

水平反力 H_2 、弯曲率 η 、 M_2 、

軸推力 N_2 トスレバコト場合=主部=於テナサレタル總動作用 W_2 ハ

$$W_2 = \int_a^0 \frac{M_2^2}{ZEI} ds + \int_0^l \frac{M_2^2}{ZEI} ds + \int_0^l \frac{N_2^2}{ZEI} ds + \frac{H_2^2 l}{2EA} \quad (1)$$

(剪カニ斜スル抵抗動作用無視ズ)

上式=於テ実析部、 M_2 ハ H_2 = 関係ナフ拱部、 M_2 ハ

$$M_2 = R_B x - H_2 \eta$$

$$= \frac{a}{\ell} x - H_2 \eta$$

+ル関係アリ

即チ(1)式=最小動用定理ト適用スレバ

$$\frac{\partial W_2}{\partial H_2} = 0$$

$$\int_0^l \frac{(\frac{a}{\ell} x - H_2 \eta) \times (-\eta)}{ZEI} \sec \theta dx + \frac{H_2 l}{EA_0} + \frac{H_2 l}{EA_t} = 0$$

$$\therefore H_2 = \frac{\frac{a}{\ell} \int_0^l x \eta \sec \theta dx}{\int_0^l \eta^2 \sec \theta dx + l(A_0 + A_t)}$$

$$= \frac{\frac{a}{\ell} \sum_0^l \frac{I_0}{T} x \eta \sec \theta dx}{l \sum_0^l \frac{I_0}{T} \eta^2 \sec \theta dx + l l_0 (\frac{1}{A_0} + \frac{1}{A_t})} \quad (2)$$

(2)式=於テ分母ハ(a)モト全、同一ナリ。

分子、 $\sum_0^l \frac{I_0}{T} x \eta \sec \theta dx$ =就キ計算スレバ次ノ如シ

格点	X	$\frac{I_0}{T} \eta \sec \theta$	ΔX	$\frac{I_0}{T} \eta \sec \theta \Delta X$
165°	0	0	7.5	0
150°	15	2.76	7.5	621
135°	30	6.36	"	2862
120°	45	10.62	"	7168
105°	60	15.79	"	14211
90°	75	22.13	"	24896
75°	90	29.09	"	40352
60°	105	3.503	"	55177
45°	120	36.37	"	65466
30°	135	39.38	"	73745
15°	150	41.58	"	93555
0	165	44.75	"	110756
15°	180	41.58	"	112766
30°	195	39.38	"	115186
45°	210	36.37	"	114566
60°	225	3.503	"	118776
75°	240	29.09	"	107604
90°	255	22.13	"	84647
105°	270	15.79	"	63949
120°	285	10.62	"	43401
135°	300	6.36	"	28620
150°	315	2.76	"	13041
165°	330	0	"	0

$$\sum_0^L x \frac{I_0}{T} \eta \sec \theta dx = 1298310 \text{ cm}^3$$

以上、計算=ヨリ

$$H_2 = \frac{a}{l} \times \frac{1298310}{316500} \quad (3)$$

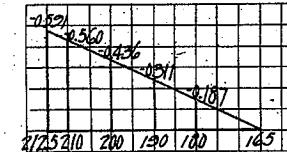
(3)式=ヨリ突析部=於ける水平反力、影響線、 a =正比例スルカカル
即ち一直線+事明カナ。

今突析、放端=単位荷重か加ハリシ時、水平反力を求ムレバ

$$H_2 = \frac{47.5 \times 1298310}{330 \times 316500} = \frac{61669.725}{104445000} = 0.591$$

即ち求ムル影響線ハ次圖、如クナルベシ。

(6) 水平反力影響線(突析部)



第四項 桁弯曲率影響線

(a) 桁部

桁部、任意、支=単位荷重が來る時
ニ生スル水平反力 H 、格架 C

挿背及挿腹核核心、座標 θ 之

(x_0, y_0) , (x_u, y_u) トスレバ、次、如キ
関係 η 。

$$\left\{ M_0 = M'_0 - Hy_0 = y_0 \left(\frac{M'_0}{y_0} - H \right) \right.$$

$$\left. M_u = M'_u - Hy_u = y_u \left(\frac{M'_u}{y_u} - H \right) \right\}$$

但シ上式ニ於テ

$$\left\{ M'_0 = \text{單軸ト考ヘタル場合、挿背核弯曲率} \\ = R_B(l-x_0) = \frac{a}{l}(l-x_0) \right.$$

$$\left. M'_u = \text{單軸ト考ヘタル場合、挿腹核弯曲率} \\ = R_B(l-x_u) = \frac{a}{l}(l-x_u) \right\}$$

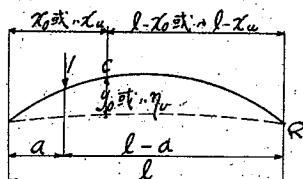
$$\frac{M'_0}{y_0} = \frac{a}{l} \times \frac{l-x_0}{y_0}$$

$$\therefore \left\{ \frac{M'_u}{y_u} = \frac{a}{l} \times \frac{l-x_u}{y_u} \right\}$$

(乙)式ニ對スル影響線ハ夫々 $\frac{x_0}{y_0}, \frac{x_u}{y_u}$ ヲ端座標トシテ
簡單ニ画クヲ。

又 H 、影響線ハ前項ニ於テ求ム。

即チ求ムル核弯曲率ハ圖式の二式ニ事ヲ。



第三表 挿背核弯曲率(M_0)影響線、求ムルニ必要ナル數値

格 度 (吋)	K_0	θ	Kusing (OR)	Kucaso (OR)	X (OR)	η (OR)	核心、座標		端座標 $\frac{x_0}{y_0}$
							$\frac{x_0}{y_0}$	$\frac{y_0}{y_u}$	
0	30.58	0	0	2.55	1.65	44.75	1.65	47.30	34.88
15	32.52	3° 0'	0.14	2.71	1.50	44.38	1.4285	47.09	31.87
30	33.03	5.57	0.29	2.74	1.35	43.77	1.3471	46.01	29.78
45	33.68	8.55	0.44	2.77	1.20	41.47	1.1956	44.19	27.06
60	36.07	11.50	0.67	2.94	1.05	38.83	1.0439	41.77	24.99
75	37.33	14.40	0.79	3.01	0.90	35.50	0.9211	38.51	23.17
90	42.41	17.26	1.06	3.37	0.75	31.44	7.324	34.81	21.74
105	47.59	20.7	1.36	3.72	0.60	26.63	5.064	30.35	19.32
120	52.76	22.43	1.70	4.06	0.45	21.08	4.330	25.14	17.22
135	58.11	25.13	2.06	4.39	0.30	14.79	7.724	19.17	14.58
150	46.31	27.30	1.79	3.42	0.15	7.77	13.21	11.19	11.01

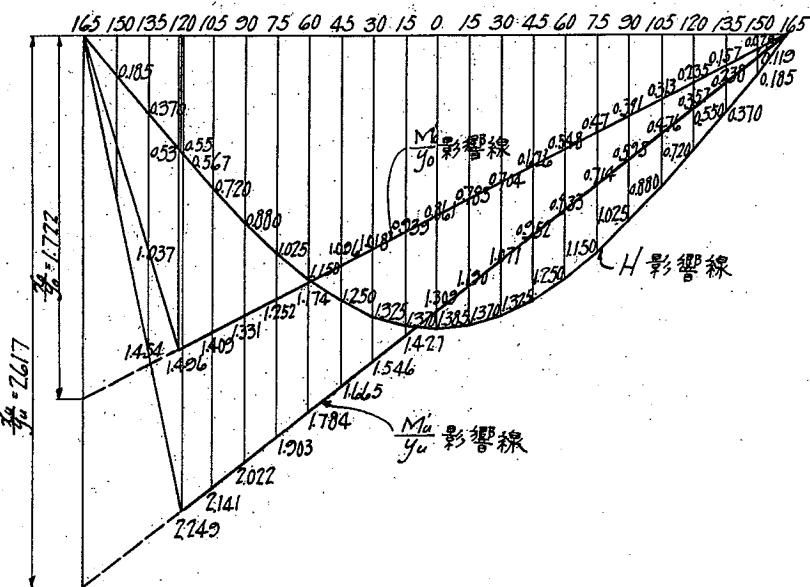
第三表 挿腹核弯曲率(M_u)影響線、求ムルニ必要ナル數値

格 度 (吋)	K_u (OR)	θ	Kusing (OR)	Kucaso (OR)	X (OR)	η (OR)	核心、座標		端座標 $\frac{x_u}{y_u}$
							$\frac{x_u}{y_u}$	$\frac{y_u}{y_0}$	
0	41.11	-	0	3.43	-	-	1.65	41.32	39.93
15	40.76	-	0.18	3.39	-	-	150.19	40.99	36.64
30	41.37	-	0.36	3.43	-	-	135.36	39.84	33.98
45	42.14	全	0.54	3.47	全	全	120.54	37.25	31.76
60	40.59	-	0.63	3.31	-	-	105.63	35.57	29.76
75	42.03	-	0.89	3.39	-	-	90.89	32.11	28.31
90	42.41	-	1.06	3.37	-	-	76.06	28.07	27.10
105	42.97	上	1.23	3.36	上	上	61.23	23.77	26.31
120	43.62	-	1.40	3.35	-	-	46.40	17.73	26.17
135	44.47	-	1.58	3.35	-	-	31.58	11.44	27.61
150	30.54	-	1.49	2.85	-	-	164.9	4.97	33.52

今一例トシテ格表 120 = 對スル核弯曲率影響線挿部
ヲ示セハ次如シ。

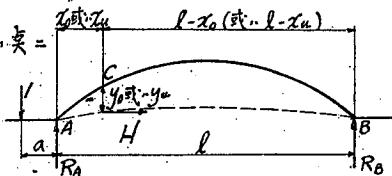
格表 120 核弯曲率影響線 (挿部)

M_o/M_o'	M_u/M_u'
1.50 + 0.50/4(1.533)	
1.35 + 1.08/4 + 0.66/6	
1.20 + 1.68/4 + 0.91/6	
1.05 + 2.27/4 + 0.98/6	
2.00 + 1.62/4 + 0.65/6	
7.50 + 0.97/4 + 0.22/6	
6.00 + 0.63/4 + 0.02/6	
4.50 + 0.40/4 + 0.54/6	
3.00 + 0.22/4 + 0.30/6	
1.50 + 0.03/4 - 0.53/6	
0.00 - 0.07/4 - 0.62/6	
1.50 - 0.18/4 - 0.87/6	
3.00 - 0.28/4 - 0.62/6	
4.50 - 0.29/4 - 0.62/6	
6.00 - 0.31/4 - 0.60/6	
7.50 - 0.31/4 - 0.55/6	
9.00 - 0.28/4 - 0.48/6	
10.50 - 0.24/4 - 0.40/6	
12.00 - 0.19/4 - 0.31/6	
13.50 - 0.15/4 - 0.13/6	
15.00 - 0.06/4 - 0.07/6	



(b) 突 杆 部

(a) 同様ニシテ突杆部任意点=単位荷重が來ル場合=



$$(M_o = M_o' - H y_o = y_o (\frac{M_o'}{y_o} - H))$$

$$(M_u = M_u' - H y_u = y_u (\frac{M_u'}{y_u} - H))$$

但シ上式=於テ

$$M_o' = \text{突杆付連析下考ハル場合, 桁背核弯曲率} = R_B(l-x_0) = \frac{a}{l}(l-x_0)$$

$$M_u' = \text{突腹核弯曲率} = R_B(l-x_u) \cdot \frac{a}{l}(l-x_u)$$

即⁴

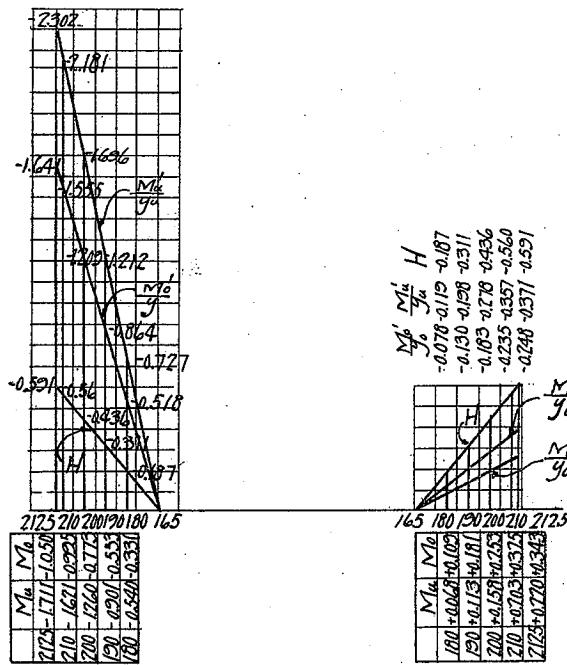
$$\left(\frac{M_o'}{y_o} = \frac{a(l-x_0)}{l y_o} \right)$$

$$\left(\frac{M_u'}{y_u} = \frac{a(l-x_u)}{l y_u} \right)$$

(4)

(4)式=対スル影響線、(2)式=対スル影響線を延長セリ直線ナリ事ハ明カリ。即⁴求ムル核弯曲率ノ開式的ニ出入事得ベシ。今一例トシテ格表 120 = 対スル核弯曲率影響線(突杆部)ヲ示セハ次如シ。

格臭 120 核弯曲率影響線 (支承部)



第二節 不各異荷重

第一項 死荷重

(a) 舊拱

(1) 鋼材重量

拱肋	1160	kg
吊杆	83	"
床桁	791	"
繩杆	230	"
錫及附屬金物	20	"
上橫構	115	"
下橫構	25	"
排水管	5	"

(2) 鋪裝重量

軌道床版	
鋼枕木 (9呎 4-1/2 英尺)	160
$\times 53\%$	= 86
軌 鋼	2 x 95
$\times 78\%$	= 63
混凝土	$120 \times \frac{7}{12} \times 9 = 630$
石 砖	$160 \times \frac{7}{12} \times 9 = 480$
	1,226 kg

(3) 添加物重量	
水道管	370 kg
瓦斯管	66 "
電燈	290 "
高欄	105 "
	920 kg
歸	0.41 kg

$$\text{總計 } 2,505 \text{ kg}$$

$$2,505 \times \frac{1}{2 \times 330} = 3.80 \text{ kg}$$

$$3.80 + 0.41 = 4.21 \text{ kg}$$

$$(3.80 + 4.21) \times 15 = 87.5 \text{ kg}$$

依「中央徑開」格臭荷重
 $(3.80 + 4.21) \times 15 = 87.5 \text{ kg}$!!

(b) 突折

(1) 鋼材重量

突折	263.20
床板	219.36
下構	11.89
	494.45
鉄頭	$494.45 \times \frac{25}{100} = 123.63$
計	511.75

(2) 鋪装重量

軌道床版	
鋼枕木	53%
軌條	63%
混凝土	630
石材	400
	1,226
計	511.75

(3) 添加物重量

水道管	378
瓦斯管	66
電線	290
高欄	105
	920
总计	0.41

$$\text{即} \frac{1}{4} \text{主杆} \cdot \text{大} \frac{1}{4} \text{等} \\ 511.75 \times \frac{1}{4} \times \frac{1}{4} = 2.69 \text{ 吨}$$

i 軌道床版

混凝土	1,260
木塊	299
鐵石	$160 \times 125 \times 125 = 250$
	1,809

ii 步道床版

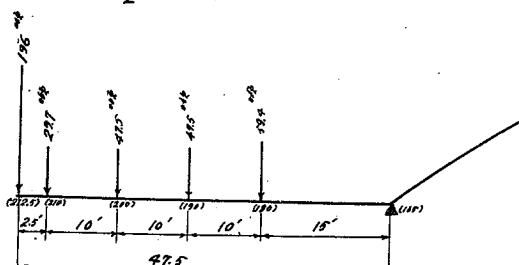
R.C.	$130 \times \frac{4}{12} \times 12.5 = 625$
鐵石	$160 \times 0.5 \times 0.5 = 40$
	665

$$\text{計 } 3,700 \text{ 吨 即 } 1.65 \text{ 吨}$$

$$\text{以上總計} \\ 2.69 + 1.65 + 0.41 = 4.75 \text{ 吨}$$

依 $\frac{1}{4}$ 突折 格良荷重 次如

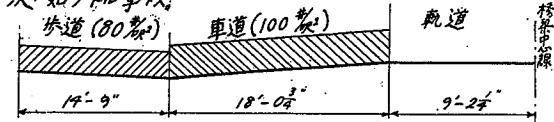
$$\begin{aligned} \text{格良(212.5)} & 4.25 \times \frac{89.3}{2} (\text{吊銀杆} \cdot \text{主杆} \cdot \text{突折}) + 4.75 \times \frac{2.5}{2} = 190 + 6 = 196 \\ \text{格良(210)} & 4.75 \times \frac{2.5+10}{2} = 29.7 \\ \text{格良(200)} & 4.75 \times \frac{10+10}{2} = 47.5 \\ \text{格良(190)} & 4.75 \times \frac{10+10}{2} = 47.5 \\ \text{格良(180)} & 4.75 \times \frac{10+15}{2} = 59.4 \end{aligned}$$



第一項 活荷重

(a) 駅構

群集荷重 内務省道路構造令第十九條(1) = 標準時・徑間 330% (100%) = 封シテ
車道: 91 (445 倍) 歩道: 76 (371 倍) 依ツテ當課 = 於テハ之ニ = 群集荷重
参考 次如ナトル事例:

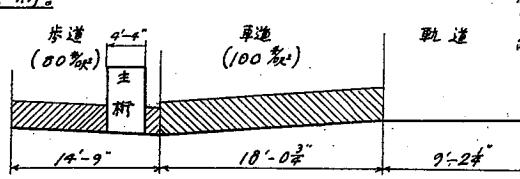


$$\begin{aligned} \text{群集荷重:} & \left\{ \begin{array}{l} \text{車道} 100 \\ \text{歩道} 80 \end{array} \right. \\ \text{電車荷重:} & \frac{30}{46.5} = 0.65 \\ \text{摩衝系數:} & \frac{150}{1+300} = \frac{150}{330+300} = 0.24 \end{aligned}$$

即格良荷重:

$$\begin{aligned} \text{車道} & 100 \times 1.8 \times 15 = 27,000 = 12.05 \\ \text{歩道} & 80 \times 14.8 \times 15 = 17,760 = 7.93 \\ \text{軌道} & 0.65 \times 15 \times (1+0.24) = 12.09 \\ \text{計} & 32.07 = 32 \end{aligned}$$

(b) 突折



群集荷重:

$$\begin{aligned} \text{車道} & 100 \times 18 = 1,800 = 0.80 \\ \text{歩道} & 80 \times (14.8 - 4.3) = 840 = 0.39 \\ \text{電車荷重:} & 0.65 \times \left(1 + \frac{100}{46.5+300}\right) = 0.93 \\ & 2.12 \end{aligned}$$

即格良荷重 次如

$$\begin{aligned} \text{格良(212.5)} & 96.4 (\text{吊銀杆} \cdot \text{主杆} \cdot \text{突折}) + 2.12 \times \frac{2.5}{2} = 99.1 \\ \text{格良(210)} & 2.12 \times \frac{1}{2} (2.5+10) = 13.3 \\ \text{格良(200)} & 2.12 \times \frac{1}{2} (10+10) = 21.2 \\ \text{格良(190)} & 2.12 \times \frac{1}{2} (10+10) = 21.2 \\ \text{格良(180)} & 2.12 \times \frac{1}{2} (10+15) = 26.5 \end{aligned}$$

第三節 反力

(a) 總水平反力.

	格 架 員	離 距 l	死荷重 Q_d (噸)	$Q_d l$	活荷重 Q_e (噸)	$Q_e l$
突 桁 部	(212.5)	-0.591	19.6	-115.84	99.1	-58.57
	(210)	-0.560	29.7	-16.63	13.3	-7.45
	(200)	-0.436	47.5	-20.71	21.2	-9.24
	(190)	-0.311	47.5	-14.77	21.2	-6.59
	(180)	-0.187	59.4	-11.11	26.5	-4.96
	總計			$22Q_d l = -300.39$		$22Q_e l = -176.5$
拱部B	Σ	+19.035	87.5	+1604.61	32.0	+609.12
計				+1306.29		

$$\text{最大水平反力} = 1306.29 + 609.12 = +19154.9 \text{ 吨} \\ = +4,290,500 \text{ 封度.}$$

(b) 總垂直反力.(橋腳上)

	格 架 員	死荷重 (噸)	活荷重 (噸)
突 桁 部	(212.5)	19.6	99.1
	(210)	29.7	13.3
	(200)	47.5	21.2
	(190)	47.5	21.2
	(180)	59.4	26.5
	(165)	35.6	15.9
拱部	ΣP	$87.5 \times 11 = 962.5$	$32 \times 11 = 352$
計		1,378.2	549.2

$$\text{最大垂直反力} = 1,378.2 + 549.2 = 1,927.4 \text{ 噸} \\ = 9,317,400 \text{ 封度.}$$

第四節 檯心弯曲率及橫推應力強度.

第一項 檯心弯曲率:

構 件	0	15	30	45	60	75	90	105	120	135	150
死 荷 載 活 荷 載 小 計	鋼 材	+18.713.000	+39.024.000	+59.133.000	-61.193.000	-76.116.000	-91.555.000	-103.152.000	-121.161.000	-129.171.000	-129.171.000
	錨 索	+20.773.000	+66.233.000	+120.692.000	+14.351.000	-126.600.000	-16.095.000	-39.393.000	-65.512.000	-95.012.000	-111.053.000
	活 荷 載	+1.303.000	+3.834.000	+2.636.000	0	-4.052.000	-9.731.000	-18.602.000	-24.601.7.000	-31.536.000	-38.516.000
	小 計	+87.444.000	+71.935.000	+55.631.000	+29.659.000	-63.192.000	-92.546.000	-125.570.000	-204.725.000	-304.658.000	-344.560.000
	總 計	+144.533.000	+153.024.000	+161.620.000	-163.266.000	-303.803.000	-112.024.000	-125.716.000	-136.910.000	-151.700.000	-177.379.000
	活 荷 載 死 荷 載 小 計	+132.814.000	+232.240.000	+277.773.000	+29.327.700	-30.327.700	-47.725.000	-56.703.000	-63.703.000	-69.006.000	-74.083.000
總 計 活 荷 載 小 計 死 荷 載 活 荷 載 小 計 死 荷 載 活 荷 載 小 計 死 荷 載 活 荷 載 小 計 死 荷 載 活 荷 載 小 計 死 荷 載 活 荷 載 小 計	鋼 材	+5.576.000	+5.576.000	+6.643.000	+8.445.000	-9.25.000	-11.646.000	-13.649.000	-15.553.000	-16.753.000	-17.653.000
	錨 索	+7.729.5.000	+7.729.5.000	+9.457.0.000	+10.942.0.000	-124.518.000	-156.334.000	-182.354.000	-204.026.000	-229.454.000	-254.633.000
	活 荷 載	+164.316.000	+164.316.000	+165.104.000	+178.876.000	-170.322.000	-205.670.000	-307.854.000	-54.832.000	-59.733.000	-64.833.000
	小 計	+105.459.000	+105.459.000	+104.513.000	+103.910.000	-102.520.000	-102.520.000	-102.520.000	-102.520.000	-102.520.000	-102.520.000
	死 荷 載	+81.151.000	+80.332.000	+75.171.000	+76.935.9.000	+75.355.000	+74.051.000	+74.051.000	-16.291.000	-16.291.000	-16.291.000
	活 荷 載	+29.214.000	+29.214.000	+29.214.000	+29.214.000	+17.133.000	+17.133.000	+17.133.000	+17.133.000	+17.133.000	+17.133.000
	總 計	+207.889.000	+208.918.000	+207.721.000	+207.721.000	+204.910.000	+204.910.000	+204.910.000	+204.910.000	+204.910.000	+204.910.000
總 計 活 荷 載 小 計 死 荷 載 活 荷 載 小 計 死 荷 載 活 荷 載 小 計 死 荷 載 活 荷 載 小 計 死 荷 載 活 荷 載 小 計 死 荷 載 活 荷 載 小 計 死 荷 載 活 荷 載 小 計 死 荷 載 活 荷 載 小 計	鋼 材	+7.671.055.000	+76.152.000	+89.244.000	+99.244.000	+90.922.000	+104.974.000	+110.922.000	+116.974.000	+121.974.000	+125.974.000
	錨 索	+7.36.874.000	+7.36.874.000	+80.043.000	+80.043.000	+74.521.000	+75.910.000	+75.910.000	+76.910.000	+81.910.000	+82.910.000
	活 荷 載	+7.836.000	+7.836.000	+8.753.000	+9.691.000	+9.691.000	+10.691.000	+11.691.000	+12.691.000	+13.691.000	+14.691.000
	小 計	+107.051.000	+119.725.000	+120.644.000	+120.644.000	+117.551.000	+12.222.000	+71.922.000	+11.646.000	+10.646.000	+10.646.000
	死 荷 載	+395.740.000	+405.352.000	+404.544.000	+404.544.000	+395.740.000	+376.313.000	+376.313.000	+356.376.000	+356.376.000	+356.376.000
	活 荷 載	+395.740.000	+405.352.000	+404.544.000	+404.544.000	+395.740.000	+376.313.000	+376.313.000	+356.376.000	+356.376.000	+356.376.000

第2章 線形強度(σ)

$$\sigma'_o = -\frac{C_A}{W}$$

$$\sigma'_o = +\frac{M_o}{I_o}$$

	格差	0	15	30	45	60	75	90	105	120	135	150
死 荷 載	鋼 材	-7550	-7340	-6920	-5840	-5130	-3660	-2790	-1100	+240	+1390	
橋 背 板	鋼 筋	-3200	-3190	-2930	-2260	-1770	-930	-620	+510	+1290	+1710	
活 荷 載	添 物	-860	-870	-770	-660	-450	-260	-120	+120	+310	+420	
自 重	自 重	-11710	-11330	-10620	-9670	-8670	-7350	-4940	-3330	-470	+1040	+5520
活 荷 載	群 集	-2730	-2950	-3290	-3560	-4140	-4120	-3110	-3330	-2620	+2720	+2380
心 力 荷 載	車 輪	-1240	-1250	-1580	-1760	-2050	-2040	-1830	-1640	-1920	+1460	+1190
自 重	攀 衡	-320	-350	-380	-420	-490	-440	-390	-310	+350	+290	
總 計	總 計	-16100	-16080	-15870	-15410	-75350	-740100	-10320	-8690	+6370	+7180	

附記1 製材の抗力考慮入力最大拱腹線緑强度(62t)。

ホルダ: 左表及右表の値。

附記2 構造(105)附近緊材孔(引抜箇所)横幅+0.5'を採用。

$\sigma'_o = 15,700 \text{ lb/in}^2$

		105	120	135	150
$M_o(\text{ft})$	-44152.000	-524327.000	-593373.000	-7493253.000	
$W_o(\text{in}^3)$	302926	36872	39292	42604	

		$C_o(+)$	$C_o(-)$
		-13.310	-44.240

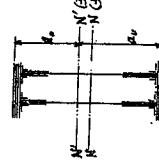
		Δo
		-44.630

	格差	0	15	30	45	60	75	90	105	120	135	150
死 荷 載	鋼 材	+2670	+1950	+1470	+730	-230	-470	-260	-370	-460	-4190	
橋 板	鋼 筋	+1680	+1310	+1010	+550	-10	-730	-450	-2030	-2440	-2380	
活 荷 載	自 重	+430	+320	+240	+120	0	-180	-360	-570	-670	-690	-760
自 重	群 集	+4780	+3580	+2720	+1420	-300	-2380	-4620	-6310	-7750	-8160	-8180
心 力 荷 載	車 輪	+2400	+2280	+2690	+3210	-9360	-2320	-4120	-3840	-3520	-3000	-2490
自 重	攀 衡	+1250	+1160	+1360	+1620	-1810	-2150	-2020	-1950	-1810	-1540	-1410
總 計	總 計	+300	+280	+330	+390	-520	-500	-470	-430	-370	-310	-310

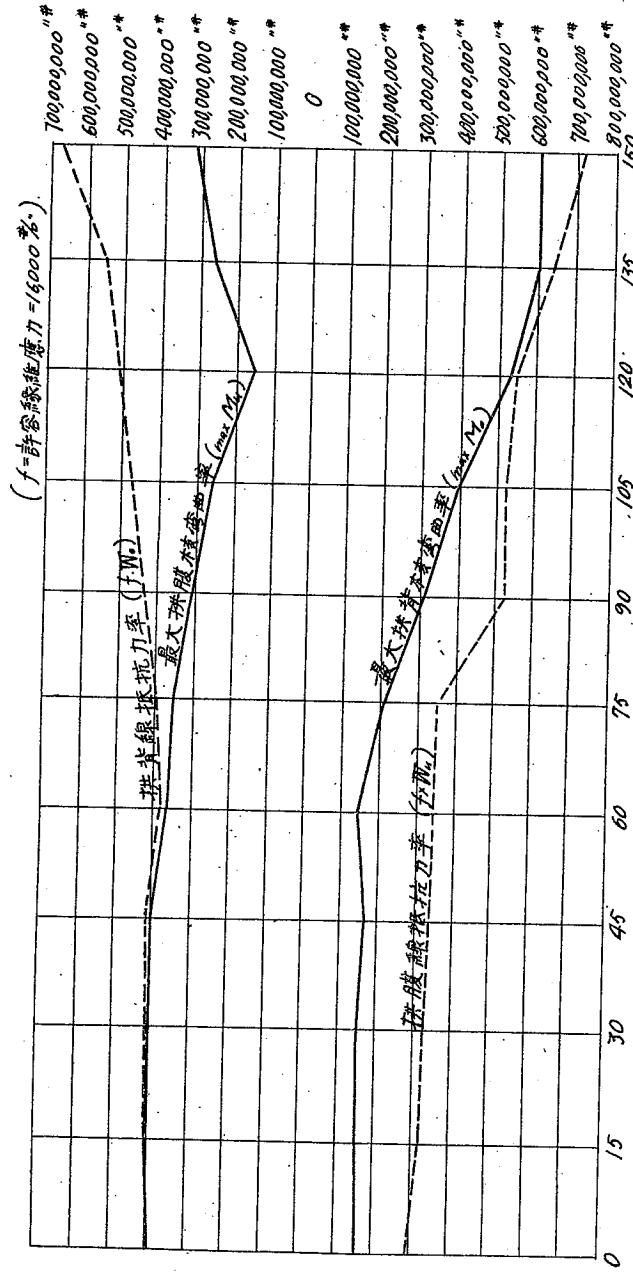
附記3

紧材孔(引抜箇所)入出時、中立軸から上部=1/5とし
て、 A_o 及び I_o を I_o とし、 Δo を減少させ。
従つて σ'_o 、 Δo 、 Δ を計算する。

左表: σ'_o 、右表: Δo 、 Δ 。

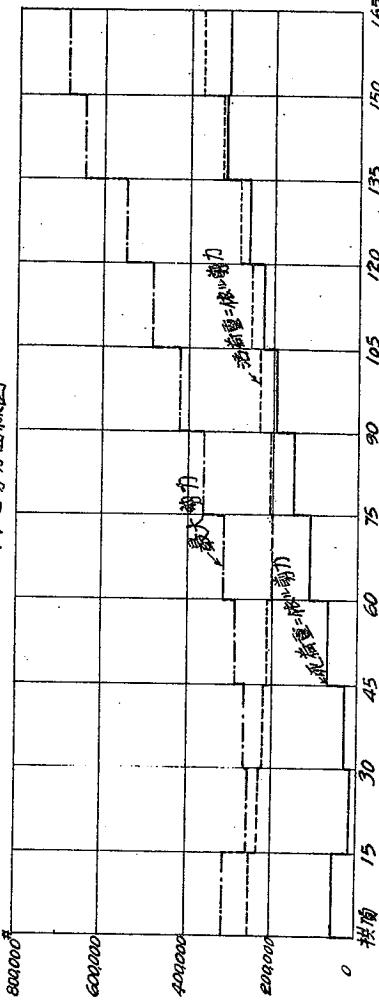


第三章 橫心彎曲率、抵抗力率、比較圖



第五節 向心剪力及應力強度

各 間	165-150	150-135	135-120	120-105	105-90	90-75	75-60	60-45	45-30	30-15	15-0
自重+地盤	+317500	+326100	+2622200	+227500	+193500	+153300	+112200	+78500	+50700	+30700	-54500
土牆底板力	+373300	+328100	+261700	+254500	+229300	+209300	+184600	+122800	+726700	+226700	-249200
最大剪力*	+680800	+648200	+569900	+492000	+422700	+362600	+312800	+249300	+237400	+243900	-303700
斷面積	14145.102	7075	737	688	665	594	583	622.5	645	617	598
死重底板力	+780400	+410	+360	+330	+300	+260	+190	+110	+50	-30	-90
活重底板力	+3203440	+420	+390	+370	+360	+350	+340	+320	+310	-310	-420
最大剪力*	+6104630	+830	+750	+700	+660	+610	+530	+450	+420	-410	-510

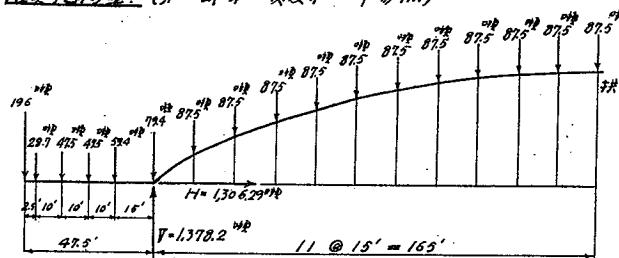


第六節 橋度

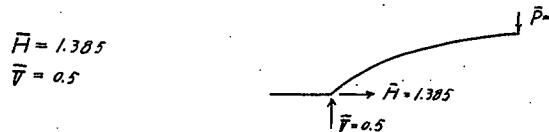
第一項. 橋面1/2=底面拱頂橋度

〔1〕 幾何法則條件

(a) 橋面荷重. (第二節第一項及第三節參照)



(b) 拱頂=單位荷重が加ハリシ時、水平反力(H)及ヒ垂直反力(P) (第一節第三項参照)



〔II〕 計算方法.

Otto Mohr式、假想動作方程式=ヨリ次式を得.

$$\sum \bar{P}ds + \sum \bar{V}d\ell = \int \frac{\bar{M}\bar{M}}{EI} ds + \int \frac{\bar{N}\bar{N}}{EA} ds + \int \frac{\bar{H}\bar{H}}{EA_t} ds = \sum \frac{\bar{M}\bar{M}}{EI} ds + \sum \frac{\bar{N}\bar{N}}{EA} ds + \frac{\bar{H}\bar{H}}{EA_t} \ell \dots\dots (1)$$

但し

\bar{P} =假想荷重

\bar{H} =假想荷重 $\sum \bar{P}$ =ヨル 繫材、水平張力.

\bar{V} =…………… 垂直反力.

H =實際荷重 $\sum P$ =ヨル 繫材、水平張力.

δ_P =…………… 垂直変位.

M =實際荷重 $\sum P$ =ヨル 弯曲率.

\bar{M} =假想荷重 $\sum \bar{P}$ =ヨル 弯曲率.

N =實際荷重 $\sum P$ =ヨル 軸推力.

\bar{N} =假想荷重 $\sum \bar{P}$ =ヨル 軸推力.

然るに今求めるスルモ、拱頂=於か橋度、故假想荷重にて $\bar{P}=1$ 、拱頂=165'の場合は考へ。然る時、上式(1)、 $\int \bar{P}ds$ 、 $\int \bar{V}d\ell$ 、 $\int \bar{H}ds$ を零とす。

$\delta_P=0$ 即ち真の垂直方向の変位ゼルモ、假定され、(1)式、次如クル。

$$\int \bar{P}ds + \sum \frac{\bar{N}\bar{N}}{EA} ds + \frac{\bar{H}\bar{H}}{EA_t} \ell \dots\dots (2)$$

以下(2)式、右辺、各項 = 順序 + M頭次計算、行ひ、
スル。

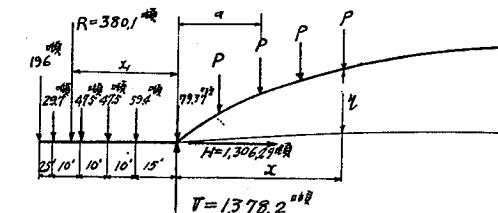
III $\sum \frac{\bar{M}\bar{M}}{EI} ds$ 、計算 (δ_P)

ヨル弯曲率 = ヨル 橋度 + %.

$$\sum \frac{\bar{M}\bar{M}}{EI} ds = \sum \frac{M\bar{M}}{EI} dx \sec \theta = \delta_P$$

M =突筋径間 = 於 $x=0$ フル故 突筋径 187.7 , $x=165$ 要 + %.

(a) M .



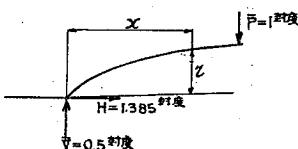
$$x = \frac{196 + 47.5 + 29.7 \times 45 + 47.5 \times (35+25) + 59.4 \times 15}{196 + 29.7 + 47.5 + 47.5 + 59.4} = 37.85'$$

$$M = -R(x + 37.85) + (V - 7239)x - Hx - P \sum (z - a)$$

位置	x	y	$(x-37.85)$	$\sum (z-a)$	$-R(x+37.85)$	$(V-7239)x$	$-Hx$	$-P \sum (z-a)$	M
165	0	0	37.85	0	-14,390	0	0	0	-14,390
150	15	777	52.85	0	-20,090	19,500	-10,150	0	-10,740
135	30	1479	67.85	15	-25,790	38,960	-19,320	-1,313	-7,460
120	45	2108	82.85	45	-31,490	58,450	-27,740	-3,940	-4,520
105	60	2663	97.85	90	-37,190	77,900	-34,790	-7,880	-1,960
90	75	3144	112.85	150	-42,890	97,400	-41,070	-13,130	+ 310
75	90	3551	127.85	225	-48,600	116,900	-46,390	-19,690	+ 2,220
60	105	3883	142.85	315	-54,300	136,400	-50,720	-27,560	+ 3,820
45	120	4142	157.85	420	-60,000	155,900	-54,110	-36,750	+ 5,040
30	135	4327	172.85	540	-65,700	175,300	-56,520	-47,250	+ 5,830
15	150	4438	187.85	675	-71,400	194,800	-57,970	-59,060	+ 6,370
0	165	4475	202.85	825	-77,100	214,300	-58,460	-72,190	+ 6,550

(b) M.

$$M = \bar{V}x - Hz$$



格段	$X^{(0)}$	$\theta^{(0)}$	$\bar{V}x^{(0)}$	$-Hz^{(0)}$	$M^{(0)}$
165	0	0	0	0	0
150	15	7.77	90	129	-391
135	30	14.79	180	2458	-618
120	45	21.08	270	3503	-803
105	60	26.63	360	4426	-826
90	75	31.44	450	5225	-725
75	90	35.51	540	5902	-502
60	105	38.83	630	6454	-154
45	120	41.42	720	6884	+31.6
30	135	43.27	810	7191	+909
15	150	44.38	900	737.6	+1624
0	165	44.75	990	7437	+2463

(c) δ_1 値

格段	$M^{(0)}$	$M^{(1)}$	$M^{(2)}$	$M^{(3)}$	$E^2 \frac{\partial}{\partial x}$	$I^{(0)}$	$EI^{(0)}$	$M \sec \theta^{(0)}$	EI
165	-44390	0	115393	0					0
150	-74740	-391	112875	+12741.0000000	300000000	3551800	106644.0000000	+10.0001195	
135	-74610	-61.8	110533	+13698.000000	"	2.871500	86144.0000000	+0.00021530	
120	-4520	-803	108410	+10577.000000	"	2.402100	72067.0000000	+0.0001468	
105	-1960	-82.6	106497	+1635.000000	"	2.005000	60119.0000000	+0.0000770	
90	+310	-72.5	104815	-633.000000	"	1663900	49917.0000000	-0.0000127	
75	+2220	-502	103368	-3097000.000	"	1371000	41150.0000000	-0.0000753	
60	+3820	-15.4	102171	-1616.000000	"	1265200	37956.0000000	-0.0000426	
45	+5040	+31.6	101223	-4333.000000	"	1287600	38627.0000000	+0.0001122	
30	+5830	+90.9	100518	-4323.000000	"	1234600	37037.0000000	+0.00023867	
15	+6370	+162.4	100137	-27845.000000	"	1193100	35792.0000000	+0.0007780	
0	+6550	+246.3	100000	-423365.000000	"	1116700	33502.0000000	+0.0012944	

$$\delta_1 = \sum \frac{M}{EI} \sec \theta \Delta x = 15 \times 2 \times \left\{ 0.0012944 + 2 \times 0.0016486 \right\} = 0.83^{\circ}$$

IV $\sum \frac{NN}{EA} \Delta S$ 計算 (δ_2)

柱の軸推力 $N = \text{ヨリテ筋縮} \rightarrow \text{生シ其の} \rightarrow \text{起ル抗度} + \cdot$

$$N = H \sec \theta$$

$$N = (H + \bar{V} \tan \theta) \cos \theta$$

$$\Delta S = \Delta X \sec \theta$$

+ルダ

$$\sum \frac{NN}{EA} \Delta S = \sum \frac{H(H + \bar{V} \tan \theta)}{EA} \sec \theta \Delta X = \delta_2$$

格段	$H^{(0)}$	$H \sec \theta^{(0)}$	$\tan \theta$	$\Delta X^{(0)}$	$H(H + \bar{V} \tan \theta) \sec \theta^{(0)}$	$E^{(0)}$	$A^{(0)}$	$EA^{(0)}$	$H(H + \bar{V} \tan \theta) \sec \theta^{(0)}$
165	13045	3377.000	0.57576	90	508475.000	30.000000	1.145	34350.000.000	0.01470
150	"	3303.000	0.52742	180	9792.07000	"	1.103	33090.000.000	0.02959
135	"	3234.000	0.47107	"	143617.000	"	787.5	23625.000.000	0.03994
120	"	3173.000	0.41873	"	910110.000	"	737	22110.000.000	0.04116
105	"	3116.000	0.36639	"	879460.000	"	687	20640.000.000	0.04430
90	"	3067.000	0.31605	"	851277.000	"	640.5	19215.000.000	0.04629
75	"	3025.000	0.26171	"	824918.000	"	596	17820.000.000	0.04746
60	"	2990.000	0.20937	"	801718.000	"	588	17640.000.000	0.04546
45	"	2962.000	0.15702	"	781079.000	"	622.5	18675.000.000	0.04182
30	"	2932.000	0.10668	"	766778.000	"	619.5	18575.000.000	0.04095
15	"	2930.000	0.05236	"	744161.000	"	617	18510.000.000	0.04020
0	"	2926.000	0	90	366726.000	"	598	17940.000.000	0.03033

$$\Sigma = 0.44745$$

$$\delta_2 = \sum \frac{NN}{EA} \Delta S = 2 \times 0.44745 = 0.90^{\circ}$$

V $\frac{H}{EA} l$ 計算 (δ_H)

柱の材長、伸張 (δ_H) = 3ル抗度 + ·

シカル = δ_H :

$$\delta_H = \frac{Hl}{A_e E}$$

但し $l = \text{材長} = 330' = 3960"$

$A_e = \text{柱材・断面積} = 15 \times 2 \times 6 = 180"$

$$\therefore \delta_H = \frac{130629 \times 2240 \times 3960}{180 \times 30,000,000} = 2.15^{\circ}$$

$$\therefore \delta_3 = \delta_H \delta_H = 1385 \times 2.15 = 2.98^{\circ}$$

VI 総合論

以上、計算 = ヨリ死荷重 = 3ル抗度頂、抗度 δ_D .. 次、 4.71°

$$\delta_D = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 = 0.83 + 0.90 + 2.98 = 4.71^{\circ}$$

第二項 沿荷重=ヨル拱頂、挠度

沿荷重=ヨル拱頂、挠度。沿荷重が繋拱径間 \times アル場合=最大 α 。
計算式 α 前節と同一を用いた。

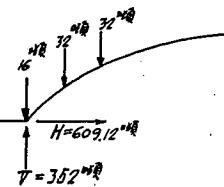
II $\sum \frac{M\bar{M}}{EI} \Delta s$, 計算 (δ_1)

$$M = Vx - Hx - P\sum(x-a)$$

$$\text{但し } V = 352 \text{ 噸}$$

$$H = 609.12 \text{ 噌}$$

$$P = 32 \text{ 噌}$$



格段	$(T-16)x^{(n+1)}$	$-Hx^{(n+1)}$	$-P\sum(x-a)^{(n+1)}$	$M^{(n+1)}$
165	0	0	0	0
150	5040	-4730	0	+ 310
135	10080	-9010	-480	+ 590
120	15120	-12840	-1440	+ 840
105	20160	-16220	-2880	+ 1,060
90	25200	-19180	-4800	+ 1,250
75	30240	-21630	-7200	+ 1,410
60	35280	-23650	-10080	+ 1,550
45	40320	-25230	-13440	+ 1,650
30	45360	-26360	-17280	+ 1,720
15	50400	-27030	-21600	+ 1,770
0	55440	-27260	-26240	+ 1,940

格段	$M^{(n+1)}$	$M^{(n)}$	$M\bar{M} \sec \theta$	EI	$\frac{M\bar{M} \sec \theta}{EI}$	$M\bar{M} \sec \theta$	$\frac{M\bar{M} \sec \theta}{EI}$
165	0	0	0				
150	+ 310	-391	-326,810,000	106,616,000,000,000	-0.000,0031		
135	+ 590	-618	-979,990,000	86,144,000,000,000	-0.000,114		
120	+ 840	-803	-1,812,720,000	72,063,000,000,000	-0.000,252		
105	+ 1060	-926	-2,353,200,000	60,179,000,000,000	-0.000,391		
90	+ 1250	-725	-2,436,250,000	49,917,150,000,000	-0.000,488		
75	+ 1410	-502	-1,902,090,000	41,130,000,000,000	-0.000,462		
60	+ 1550	-154	-641,700,000	37,956,000,000,000	-0.000,169		
45	+ 1650	+ 316	+ 1,400,850,000	37,627,000,000,000	+0.000,363		
30	+ 1770	+ 909	+ 4,201,960,000	37,037,000,000,000	+0.000,175		
15	+ 1770	+ 1624	+ 7,726,050,000	37,792,000,000,000	+0.000,2159		
0	+ 1940	+ 2463	+ 12,844,740,000	37,502,000,000,000	+0.000,3834		

$$\delta_1 = \sum \frac{M\bar{M}}{EI} \sec \theta \Delta x = 15 \times 12 \times \{0.0003834 + 2 \times 0.0001750\} = 0.13''$$

III $\sum \frac{NN}{EA} \Delta s$, 計算 (δ_2)

$$\delta_2 = \sum \frac{NN}{EA} \Delta s = \sum \frac{H(H+V \tan \theta)}{EA} \sec \theta \Delta x$$

前節と同様 H は $H = 609.12$ 噌
今 $V = 352$ 噌

$$\delta_2 = 0.90 \times \frac{609.12}{1306.29} = 0.42''$$

IV $\frac{HH}{EI}$, 計算 (δ_3)

前項と同様

$$\delta_3 = 2.15 \times \frac{609.12}{1306.29} = 1.00''$$

$$\delta_3 = 2.98 \times \frac{609.12}{1306.29} = 1.39''$$

V 結論

以上、計算=ヨル沿荷重=ヨル拱頂、挠度 δ_L は次、如シ。

$$\delta_L = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 = 0.13 + 0.42 + 1.39 = 1.94''$$

即ち、最大挠度 δ_{max}

$$\delta_{max} = \delta_0 + \delta_L = 4.71 + 1.94 = 6.65''$$

第六章 永代橋上横構及橋門構計算

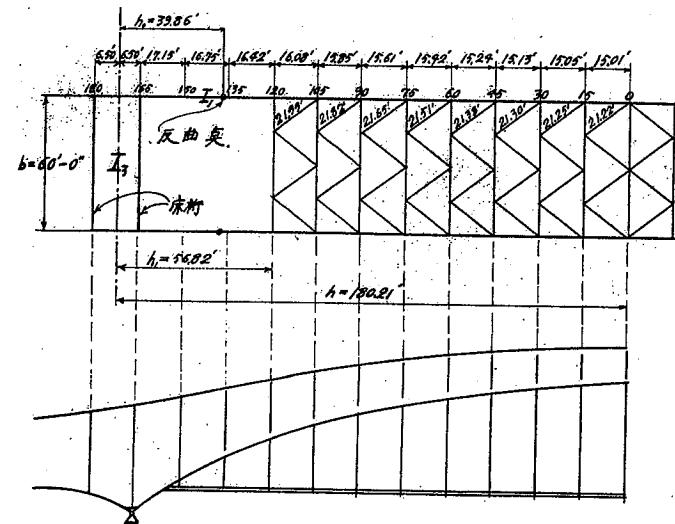
第一節 形狀及寸法	195
第二節 斷面ノ性質	196
第三節 荷重	197
第一項 風荷重、	
第二項 地震荷重、	
第四節 應力	198
第一項 風荷重ニ對シテ、	
(a) 級材	199
(b) 斜材	200
(c) 橫材	201
(d) 應力圖表	202
第二項 地震荷重ニ對シテ、	
第五節 應力强度	
第一項 級材	203
第二項 斜材	206
第三項 橫材	208
附錄 端柱ノ物量力率	210
附錄 活荷重ガ一方ノ吊材ノ方へ偏シタル場合ニ上横構ノ横材ニ生ズル彎曲率	214

第六章

上橫木構及橋門構。

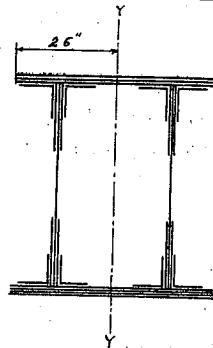
第一節。形狀及寸法。

木格門長 $l = 150\text{尺} + 4$ = 154 尺 \times 高 $h = 60\text{尺}$ \times 100 倍 \approx 6000 尺。
故上橫木構複式，大木構 (Double K-truss) 用之。
其形狀及寸法下圖如。



第二節 斷面性質

(a) 端柱，物量力率： I_y



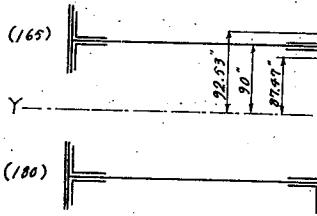
左圖，如以 Y-Y 軸 = 方寸之端柱，物量力率，各格莫 = 於 τ 求 \times (別紙 = 7%)
其平均值，出之，次如：

$$I_y = \frac{I_{165} + I_{180} + I_{180} + I_{120}}{4}$$

$$= \frac{286,866 + 275,300 + 193,832 + 102,182}{4}$$

$$= 234,500 \text{ (gr)}^2 !!$$

(b) 吊杆，物量力率： I_z



木喬門構，底部，橫材 165
方莫(165)及方莫(180)，二箇
，橫木行加偏 τ = 1.7。
然此時其，Y-Y 軸 = 方寸之物
量力率，次如：

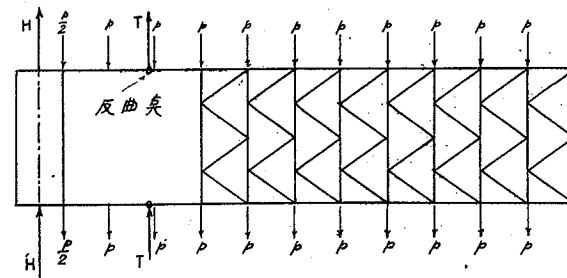
	$A \text{ (斷面積)}$	d	d^2	Ad^2	I_o	$I(I_o + Ad^2)$
4-山形 $8 \times 8 \times \frac{3}{4} (\text{A})$	45.0	92.53	8561.0	392,130	279	392,409
8-蓋鐵 $10 \frac{5}{8} \times \frac{1}{2}$	111.8	90	8100	905,580	3,230	908,810
2-腹鐵 $52 \times \frac{1}{2}$	52	90	8100	421,200	1	421,201
4-山形 $8 \times 8 \times \frac{3}{4} (\text{A})$	45.0	87.47	7651	350,420	279	350,699
\sum	255			2,069,330	3,789	2,073,119

$$I_z = I \times \cos \alpha = 2,073,119 \times 0.9059 = 1,877,000 \text{ (gr)}^2 !!$$

(c) 端柱，反曲長 (Inflection Point) 高 τ : h_o (Molitor, "Kinetic Theory", p.250)

$$h_o = \frac{h_i(2h_i + h_o)}{2(h_i + 2h_o) + b \frac{T}{2}} = \frac{56.02(2 \times 100.21 + 56.02)}{2(100.21 + 2 \times 56.02) + 60 \times \frac{22}{2}} = 39.86 \text{ "}$$

第三節 荷重



I 風荷重

(a) 吊刀，露出面積

扶肋，最大露出面積 τ = 方莫(105) + 方莫(120) $\times 1.87$ ，垂直接近面 τ 倍。

方莫(105) = 於 τ 向心深 τ = 10.8'

方莫(120) " " " = 11.4'

$$\text{即} \cdot \text{露出面積} = \frac{10.8 + 11.4}{2} \times 16.08 = 178.5 \text{ (gr)}^2$$

II 吊材

吊材，最大長 τ = 39 "

吊材，幅 τ = 1 "

$$\text{即} \cdot \text{露出面積} = \frac{39}{2} \times 1 = 19.5 \text{ (gr)}^2$$

III β , H 及 T 值

風壓 $\tau = 40\%$

$$\therefore \beta = 40 \times (178.5 + 19.5) = 7,920$$

$$H = \beta \times \frac{22}{2} = 7,920 \times 11 = 87,120$$

$$T = H - 1.5\beta = 87,120 - 1,380 = 85,740$$

IV 地震荷重

地震 = 344 水平力 \times 死重 $\times \frac{1}{3} \tau + 1\tau$ (第 1-11 条)

今死重 τ = 1317 " (右表)

$$\therefore \beta = \frac{1}{3} \times \frac{1317 \times 2240 \times 15}{2 \times 330} = 22,350$$

$$H = \beta \times \frac{22}{2} = 22,350 \times 11 = 245,850$$

$$T = H - 1.5\beta = 245,850 - 33,525 = 212,325$$

死重表

扶肋 1,160 "

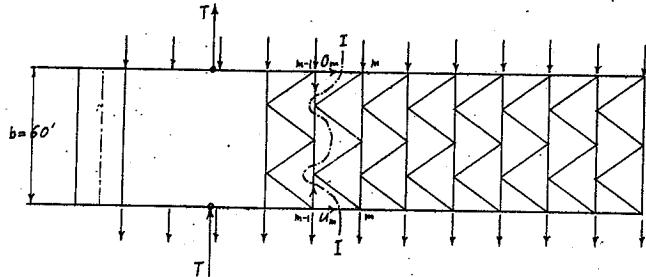
上橫樑 115 "

吊材(半) 42 "

1,317 噸

第四節 應力 (Kirchhoff: "Statik der Bauwerke I" p106-34)
第一項 風荷重 = 材料

(a) 組材 (Chord Member)



組材・應力 O_m , U_m を求める。断面 I-I = ティアラ左半分 = 原点 + 平衡状態を考へる。

先づ下格梁 ($m-1$) の下力率を考へる。

$$O_m b + M_{m-1} = 0 \\ \therefore O_m = -\frac{M_{m-1}}{b} !!$$

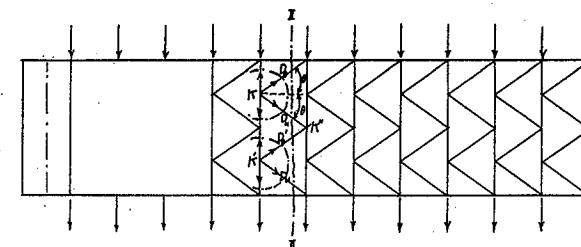
又 $\sum H = 0$

$$U_m + O_m = 0 \\ \therefore U_m = -O_m = +\frac{M_{m-1}}{b} !!$$

上式 = 式 = 組材・應力を求める次表より。

	120-105	105-90	90-75	75-60	60-45	45-30	30-15	15-0
M_{m-1}	2,292,060	4,202,360	5,034,260	7,194,220	8,293,360	9,130,260	9,737,400	10,095,000
$\{ O_m \}$	$\pm 38,200$	$\pm 70,040$	$\pm 97,240$	$\pm 119,900$	$\pm 130,220$	$\pm 152,300$	$\pm 162,290$	$\pm 168,250$

(b) 斜材 (Diagonal Member), 應力。



斜材・應力を求める時は先づ K , K' と見なす。切り離して $\sum H = 0$ + 條件を考へる。

$$D_u \cos \theta + D_u' \cos \theta = 0$$

$$\therefore D_u = -D_u' \quad \} \dots (1)$$

全荷重 = $D_u = -D_u'$

尚 K'' と見なす。原点に考へる。

$$D_u = -D_u' \quad \dots (2)$$

即ち D_u と D_u' の値は符号相反する。又 D_u と D_u' の和が零である。

次に 断面 I-I = ティアラ左半分 = 原点 + $\sum V = 0$ + 條件を考へる。

$$D_u \sin \theta + D_u' \sin \theta + D_u \sin \theta + D_u' \sin \theta - S = 0$$

$$\therefore 4 D_u \sin \theta = S$$

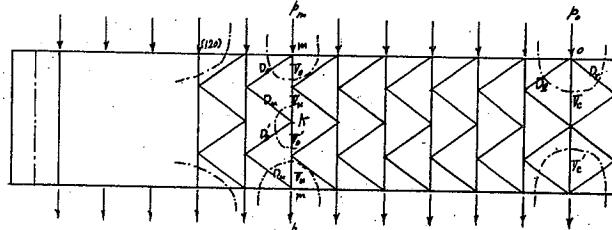
$$\therefore D_u (\text{or } D_u') = + \frac{S}{4 \sin \theta} \dots$$

$$(1) \therefore D_u (\text{or } D_u') = - \frac{S}{4 \sin \theta} !!$$

上式 = 斜材・應力を求める次表得。

	120-105	105-90	90-75	75-60	60-45	45-30	30-15	15-0
S	118,800	102,960	87,120	71,280	55,440	39,600	23,760	7,920
$\sin \theta$	0.682	0.687	0.693	0.697	0.702	0.704	0.706	0.707
$4 \sin \theta$	2,728	2,748	2,772	2,798	2,808	2,816	2,824	2,828
$\{ D_u \}$	$\pm 43,550$	$\pm 37,470$	$\pm 31,430$	$\pm 25,570$	$\pm 19,740$	$\pm 14,060$	$\pm 8,410$	$\pm 2,800$

(c) 木構木 (Lateral Strut), 應力.



應力 V : 求 Δ は $x = \text{上}$, 格高 (m) = D_0 , 應力 $\delta V = 0$ の時 Δ は $x = \frac{1}{4} D_0$.

$$V_o + \beta_m - D_0 \sin \theta = 0 \\ \therefore V_o = D_0 \sin \theta - \beta_m = \frac{S}{4 \sin \theta} \sin \theta - \beta_m \\ = + \left(\frac{S}{4} - \beta_m \right) \quad \dots \dots (1)$$

全木量 = 下, 格高 (m) = D_0 は $x = \frac{1}{4} D_0$

$$V'_o = - \left(\frac{S}{4} - \beta_m \right) \quad \dots \dots (2)$$

又 Δ は $x = \text{左}, \text{離心} \frac{1}{4} D_0$

$$V'_o = - D_0 \sin \theta = - \frac{S}{4} \quad \dots \dots (3)$$

$$V'_o = + D_0 \sin \theta = + \frac{S}{4} \quad \dots \dots (4)$$

上, (3) 式 = 2, 次, 表, 得.

S	120	105	90	75	60	45	30	15	0
$\{V\}$	118,800	102,960	87,120	71,280	55,440	39,600	23,760	7,920	
$\{V'_o\}$	0	$\pm 29,700$	$\pm 25,740$	$\pm 21,780$	$\pm 17,820$	$\pm 13,860$	$\pm 9,900$	$\pm 5,940$	$\pm 3960(\%)$
$\{V'_u\}$	$\pm 59,400$	$\pm 21,780$	$\pm 17,820$	$\pm 13,860$	$\pm 9,900$	$\pm 5,940$	$\pm 1,980$	$\pm 1,980$	$\pm 3960(\%)$

(d) 附記 格高 (120) 及 上 格高 (0) = 左 , 右 別々式用之次如く。

格高 (120)

$$V_o = 75,240 - 2 \times 7,920 = +59,400 \quad * \\ V_c + \beta_o - D_0 \sin \theta - D_0 \sin \theta = 0$$

$$V_u \approx V'_o = 0$$

$$V'_u = - V_o = - 59,400 \quad *$$

格高 (0)

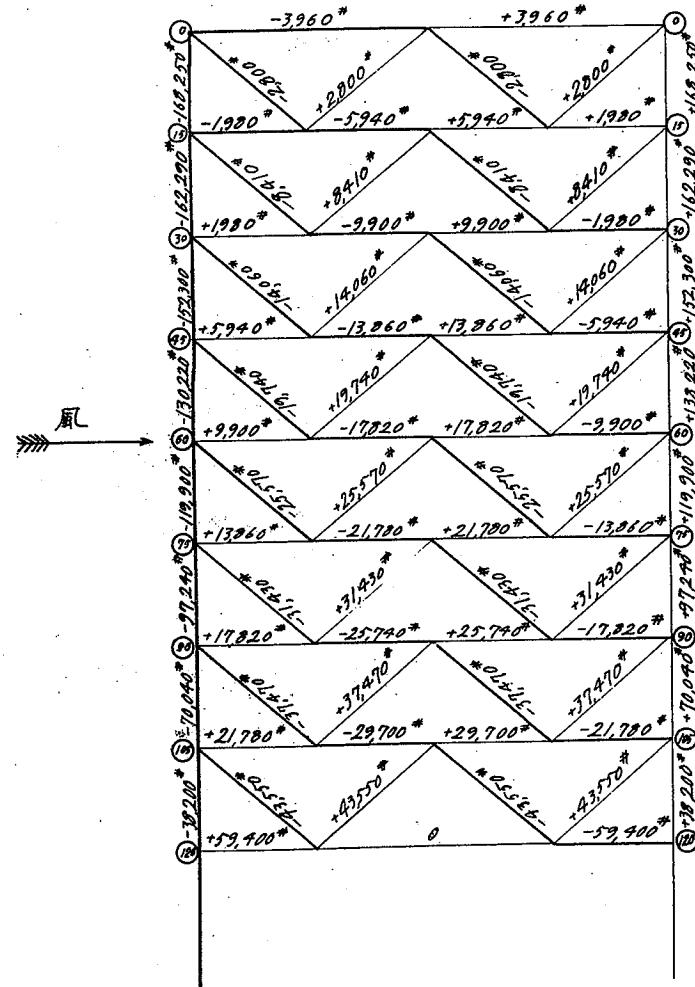
$$\therefore V_c = D_0 \sin \theta + D_0 \sin \theta - \beta_o \\ \therefore V_u = D_0 \sin \theta = \frac{S}{4} \quad D_0 \sin \theta = \frac{S}{4} - \beta_{120-0}$$

$$\therefore V'_c = \frac{S}{2} - \beta_o = - \frac{\beta_o}{2}$$

$$\text{全量} = V'_c = + \frac{\beta_o}{2}$$

(d) 應力圖表 (風荷重, 打スルモ!)

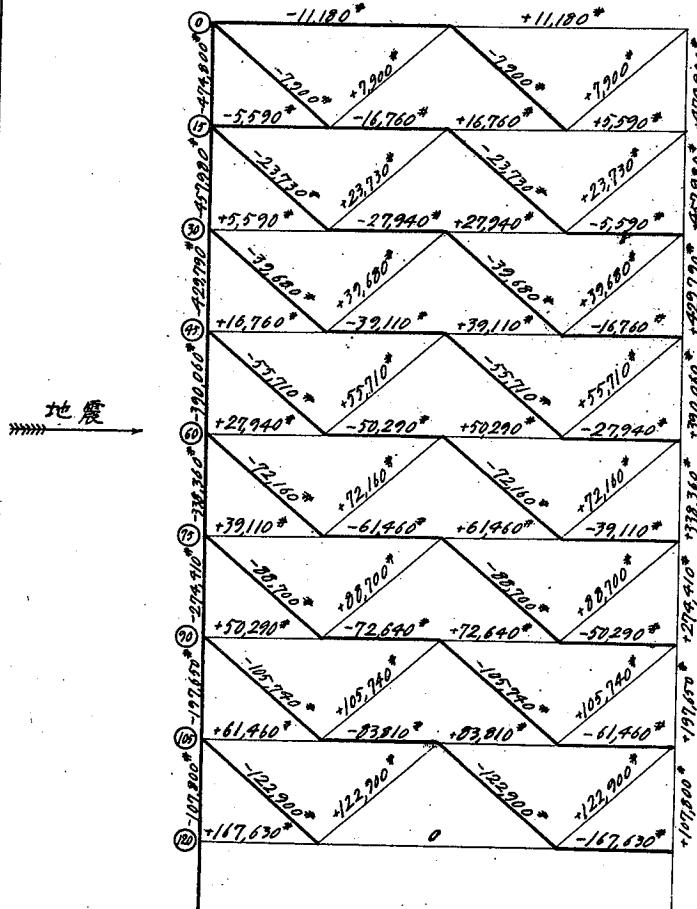
以上 = 求 \times ; 風荷重 \rightarrow 上, $\frac{S}{4}$ + 示す下図, 如く。



第二項 地震荷重 = 方ナシテ。

地震 = ポルタゲ東荷重 $\times 22,350^*$ \rightarrow (第二節)、即ち風荷重 $2,822$ 倍 = 方ナシ。

依つて I, (d) = 三道 + 次、應力圖表、求ム。得。



第五節 應力強度。

第一項 組材。

I 材各員 (165) = 方ナシル 線維應力。

(a) 風荷重 = 方ナシテ。

$$\begin{aligned} M_{165} &= 75,240 \times 33.36 - 7,920 \times 17.15 \\ &= 2,374,180^* \\ &= 20,490,200^* \end{aligned}$$

$$N = \frac{2 \times 7,920 \times 11 \times (100.21 - 39.86)}{60} \quad \text{但し } N = \text{軸拉力。} \\ = 407,600^*$$

$$\sigma = \frac{\pm M_{165}}{I_{165}} y - \frac{N}{A}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{165} = 286,866^{(64)} \quad (81\text{底附筋}) \\ A = 1,145^{(64)} \quad (\text{全上}) \\ y = 26^* \quad (\text{全上}) \end{array} \right.$$

$$\therefore \sigma = \frac{\pm 20,490,200 \times 26}{286,866} - \frac{407,600}{1,145} \\ = -2,940^* < 3,333^* \\ (13,330 \times 0.25 = 3,333^*)$$

(b) 地震荷重 = 方ナシテ。

$$\sigma = -2,940 \times 2,822 = -8,300^* > 6,665^* \\ (13,330 \times 0.5 = 6,665^*)$$

併せて、部活荷重及び死荷重、即最大應力強度 $-11,700^*$ \rightarrow (第五章)
即ち

$$-11,700 - 8,300 = -20,000^* \quad (\text{許容}) \\ (13,330 \times 1.5 = 20,000^*)$$

② 木各身(120) = 於ル 線維應力

(a) 風荷重 = 大シテ。

$$M_{120} = 75,240 \times 16.96 - 7,920 \times 16.42 \\ = 1,146,030'' \\ = 13,752,400''$$

$$N = 407,600'' \quad \text{但し } N = \text{軸推力。}$$

$$\sigma = \frac{-M_{120}}{I_{120}} y - \frac{N}{A} \quad \text{但し } \begin{cases} I_{120} = 182,182 \text{ (上部外筋)} \\ A = 737 \text{ (全上)} \\ y = 26 \text{ (全上)} \end{cases} \\ = \frac{-13,752,400 \times 26}{182,182} - \frac{407,600}{737} \\ = -2,520\% < 3,327\% \\ (13,310 \times 0.25 = 3,327\%)$$

(b) 地震荷重 = 大シテ。

$$\sigma = -2,520 \times 2,822 = -7,110\% > 6,655\% \\ (13,310 \times 0.5 = 6,655\%)$$

此一部、活荷重及び死荷重 = 最大應力強度 - 13,720\% + %。
 $-13,720 - 7,110 = -20,830\% > 20,000\%$
 $(13,310 \times 1.5 = 20,000\%)$

即ち微少危険感。然しF部、應力大部より
弯曲應力 ル故許容強度より長柱公式より
用ルハ安全過少。算 = 16,000%。用ル才要當とする
思。

若 = 16,000%。用ル才要當とする

$$[20,830\% < 24,000\%]$$

$$(16,000 \times 1.5 = 24,000\%)$$

1+13毫 = 危険感。

③ O-15 = 於ル 應力強度。

○1 各部分断面性質。次の如く。

26"	Y	
4-蓋板 $52 \times \frac{3}{4}$	$156''$	
4-山形 $8 \times 8 \times \frac{3}{4}$	$45.8''$	
4-側板 $23 \times \frac{3}{4}$	$69''$	
14 rivets		
2-腰板 $102 \times \frac{3}{4}$	$153''$	
4-側板 $23 \times \frac{3}{4}$	$69''$	
4-山形 $8 \times 8 \times \frac{3}{4}$	$45.8''$	
4-蓋板 $192 \times \frac{3}{4}$	$59.2''$	

$$\text{總断面積} = 59.8 \quad I = 153,294 \text{ (上)}$$

$$\text{鉛孔} = 94.5''$$

$$\text{純断面積} = 50.35''$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{153,294}{59.8}} = 16''$$

$$f = 16,000 - 70 \frac{f}{r} = 16,000 - 70 \times \frac{15 \times 12}{16} = 15,200\% \quad (\text{Bpt } f = 14,000\% \rightarrow 15\%)$$

(a) 風荷重 = 大シテ。 $\pm 168,250''$

$$\sigma_c = \frac{\pm 168,250}{50.35} = \pm 334\% < 4,000\% \quad (16,000 \times 0.25 = 4,000\%)$$

$$\sigma_c = \frac{-168,250}{59.8} = -281\% < 3,500\% \quad (14,000 \times 0.25 = 3,500\%)$$

(b) 地震荷重 = 大シテ。 $\pm 474,800''$

$$\sigma_c = \frac{\pm 474,800}{50.35} = \pm 943\% < 8,000\% \quad (16,000 \times 0.5 = 8,000\%)$$

$$\sigma_c = \frac{-474,800}{59.8} = -794\% < 7,000\% \quad (14,000 \times 0.5 = 7,000\%)$$

④ 他結構。

其他構造、於ル 應力強度。O-15 は 3.11.14.コトヨド + %。
依ツテ一計算。計算 = 必要。

第二項 斜斗木

1 120-105 = 斜斗木 應力強度

2 部分，斷面性質，次，如：



2 直鋼 $12 \times \frac{1}{2}$ 12"

4-山形 $5\frac{1}{2} \times 3\frac{1}{2} \times \frac{3}{8}$ 12.9"

總斷面積 = 24.9"

$I = 238 \text{ (in}^4)$

鉄孔 = 5"

純斷面積 = 20"

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{238}{24.9}} = 3.09 \text{ in}$$

$$f = 16,000 - 70 \times \frac{21.99 \times 12}{3.09} = 10,000 \%$$

(a) 風荷重 = 大 + 小 $\pm 43,550$ *

$$\tilde{\sigma}_c = \frac{\pm 43,550}{20} = \pm 2,175 \text{ %} < 16,000 \%$$

$$\tilde{\sigma}_c = \frac{-43,550}{24.9} = -1,750 \text{ %} < 10,000 \%$$

(b) 地震荷重 = 大 + 小 $\pm 122,900$ *

$$\tilde{\sigma}_c = \frac{\pm 122,900}{20} = \pm 6,150 \text{ %} < 8,000 \%$$

$(16,000 \% \times 0.5 = 8,000 \%)$

$$\tilde{\sigma}_c = \frac{-122,900}{24.9} = -4,940 \text{ %} < 5,000 \%$$

$(10,000 \% \times 0.5 = 5,000 \%)$

2 105-90 = 斜斗木 應力強度

2 部分，斷面性質，次，如：



4-山形 $5\frac{1}{2} \times 3\frac{1}{2} \times \frac{3}{8}$ 12.9" (總斷面積) $I = 94 \text{ (in}^4)$

1.5" (鉄孔)
純斷面積 = 11.4

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{94}{12.9}} = 2.7 \text{ in}$$

$$f = 16,000 - 70 \times \frac{21.82 \times 12}{2.7} = 9,200 \%$$

(a) 風荷重 = 大 + 小 $\pm 37,470$ *

$$\tilde{\sigma}_c = \frac{\pm 37,470}{11.4} = \pm 3,290 \text{ %} < 16,000 \%$$

$$\tilde{\sigma}_c = \frac{-37,470}{12.9} = -2,910 \text{ %} < 9,200 \%$$

(b) 地震荷重 = 大 + 小 $\pm 105,740$ *

$$\tilde{\sigma}_c = \frac{\pm 105,740}{11.4} = \pm 9,280 \text{ %}$$

$$9,280 \% + 3,290 \% = \pm 12,570 \text{ %} < 24,000 \%$$

$(16,000 \% \times 1.5 = 24,000 \%)$

$$\tilde{\sigma}_c = \frac{-105,740}{12.9} = -8,200 \text{ %}$$

$$-8,200 \% - 2,910 \% = -11,110 \text{ %} < 13,800 \%$$

$(9,200 \% \times 1.5 = 13,800 \%)$

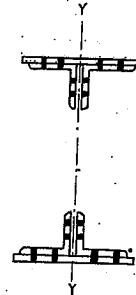
3 他 斜斗木

他 斜斗木 = 大 + 小 $\pm 105-90$ 同一 斷面 使用。
故 其等 = 斜斗木 斷面 算出見此必要之。

第三項. 斜黃枝 (Lateral Strut)

① 120 = 方々木黃枝・應力強度。

⇒ 部分・斷面性質・次・如シ。



	斷面積	物量力率
1-蓋板 $20 \times \frac{1}{2}$	10.25 in^2	359 oz/in
4-山形 $3 \times 8 \times \frac{3}{4}$	45.75 in^2	572 oz/in
1-蓋板 $18 \times \frac{1}{2}$	9.00 in^2	243 oz/in
總斷面積 = 65 in^2	1174 oz/in	
鉤孔 = 16 in^2		
純斷面積 = 49 in^2		

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{1174}{65}} = 4.25 \text{ in}$$

$$f = 16,000 - 70 \times \frac{15 \times 12}{4.25} = 13,030 \text{ %}$$

(a) 風荷重 = 杖シテ $\pm 59,400$ *

$$\hat{b}_t = \frac{\pm 59,400}{49} = \boxed{\pm 1,210} \% < 16,000 \%$$

$$\hat{b}_c = \frac{-59,400}{65} = \boxed{-910} \% < 13,030 \%$$

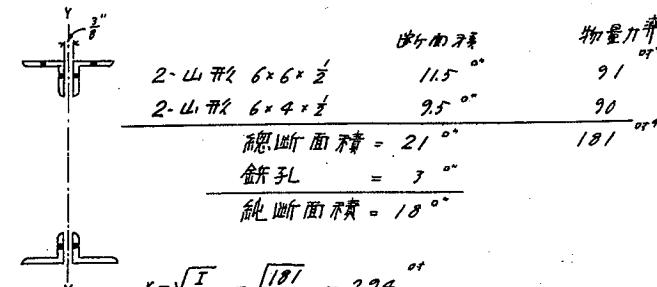
(b) 地震荷重 = 杖シテ $\pm 167,630$ *

$$\hat{b}_t = \frac{\pm 167,630}{49} = \boxed{\pm 3,420} \% < 8,000 \% \\ (16,000 \% \times 0.5 = 8,000 \%)$$

$$\hat{b}_c = \frac{-167,630}{65} = \boxed{-2580} \% < 6,515 \% \\ (13,030 \% \times 0.5 = 6,515 \%)$$

② 105 = 方々木黃枝・應力強度。

⇒ 部分・斷面性質・次・如シ。



$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{181}{21}} = 2.94 \text{ in}$$

$$f = 16,000 - 70 \times \frac{15 \times 12}{2.94} = 11,700 \text{ %}$$

(a) 風荷重 = 杖シテ $\pm 21,780$ *

$$\hat{b}_t = \frac{\pm 21,780}{18} = \boxed{\pm 1,210} \% < 16,000 \%$$

$$\hat{b}_c = \frac{-21,780}{21} = \boxed{-1,040} \% < 11,700 \%$$

(b) 地震荷重 = 杖シテ $\pm 61,460$ *

$$\hat{b}_t = \frac{\pm 61,460}{18} = \boxed{\pm 3,420} \% < 8,000 \% \\ (16,000 \times 0.5 = 8,000 \%)$$

$$\hat{b}_c = \frac{-61,460}{21} = \boxed{-2,930} \% < 5,850 \% \\ (11,700 \times 0.5 = 5,850 \%)$$

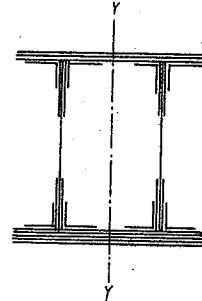
③ 其他・黃枝

他・黃枝 = 杖シテ = 構卓 (105) 121 + 同一・斷面・使用。
依・杖シテ = 底心 + " 計算 121 是心必要 + "。

以上。

附錄 端柱(拱肋), 物量力率

(A) 木各桌 (120)



(1) 斷面積

3-蓋板	$52 \times \frac{3}{4}$	58.5° (半分)
2-山形	$8 \times 8 \times \frac{3}{4}$	22.9°
2-側板	$23 \times \frac{3}{4}$	34.5°
1-腹板	$130.5 \times \frac{3}{4}$	98°
2-側板	$23 \times \frac{3}{4}$	34.5°
2-山形	$8 \times 8 \times \frac{3}{4}$	22.9°
5-蓋板	$52 \times \frac{3}{4}$	97.5° (半分)

$$\sum = \frac{A}{2} = 360.0^{\circ}$$

$$\therefore A = 737^{\circ}$$

(2) 物量力率

(a) I_e

$$\begin{aligned} 8\text{-蓋板} & 8 \times 1,098.5 = 8,788^{\text{(外)}} \\ 4\text{-山形} & 4 \times 69.74 = 279^{\circ} \\ 4\text{-側板} & 4 \times 0.81 = 3^{\circ} \\ 1\text{-腹板} & 130.5 \times 0.035 = 5^{\circ} \\ \Sigma & = 9,075^{\text{(外)}} \end{aligned}$$

(b) Ad^2

	A	d	d^2	Ad^2
8-蓋板	156	13	169	2,6364
2-山形(外)	22.9	18.595	345.8	7,919
2-山形(內)	22.9	13.655	186.5	4,271
2-側板(外)	34.5	16.875	284.8	9,826
2-側板(內)	34.5	15.375	236.4	8,156
1-腹板	98	16.125	260	25,480
	737			$82,016^{\text{(外)}}$

(c) 總物量力率

$$I = 2 \times (82,016 + 9,075) = 182,132^{\text{(外)}}$$

備註：許容壓力強度

$$r = \sqrt{\frac{182,132}{737}} = 15.72^{\text{at}}$$

$$f = 16000 - 70 \times \frac{58.32 \times 12}{15.72} = 13,710\%$$

(B) 檔板 (135)

(1) 斷面積

3-蓋板	$52 \times \frac{3}{4}$	58.5 (半分)
2-山形	$8 \times 8 \times \frac{3}{4}$	22.9
2-側板	$23 \times \frac{3}{4}$	34.5
1-腹板	$138 \times \frac{3}{4}$	103.5
2-側板	$23 \times \frac{3}{4}$	34.5
2-山形	$8 \times 8 \times \frac{3}{4}$	22.9
6-蓋板	$52 \times \frac{3}{4}$	117 (半分)

$$\sum = \frac{A}{2} = 393.0$$

$$\therefore A = 787.5^{\circ}$$

(2) 物量力率

(a) I_e

$$\begin{aligned} 9\text{-蓋板} & 9 \times 1,098.5 = 9,887^{\text{(外)}}$$

$$4\text{-山形} \quad 4 \times 69.74 = 279^{\circ}$$

$$4\text{-側板} \quad 4 \times 0.81 = 3^{\circ}$$

$$1\text{-腹板} \quad 138 \times 0.035 = 5^{\circ}$$

$$\Sigma = 10,174^{\text{(外)}}$$

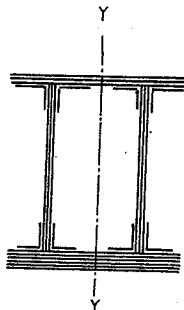
(b) Ad^2

	A	d	d^2	Ad^2
9-蓋板	178.5	13	169	29,660
2-山形(外)	22.9	18.595	345.8	7,919
2-山形(內)	22.9	13.655	186.5	4,271
2-側板(外)	34.5	16.875	284.8	9,826
2-側板(內)	34.5	15.375	236.4	8,156
1-腹板	103.5	16.125	260	26,910
				$86,742^{\text{(外)}}$

(c) 總物量力率

$$I = 2 \times (86,742 + 10,174) = 193,832^{\text{(外)}}$$

(C) 構造 (150)



(1) 断面積

3-蓋板	$52 \times \frac{3}{4}$	58.5° (半分)
2-山形	$8 \times 8 \times \frac{3}{4}$	22.9°
1-側板	$146.6 \times \frac{3}{4}$	109.9°
1-腹板	$146.6 \times \frac{3}{4}$	109.9°
1-側板	$146.6 \times \frac{3}{4}$	109.9°
2-山形	$8 \times 8 \times \frac{3}{4}$	22.9°
6-蓋板	$52 \times \frac{3}{4}$	117° (半分)
$\Sigma = \frac{A}{2} = 551^{\circ}$		
$A = 1102^{\circ}$		

(2) 物量力率

(a) I_e

$$\begin{aligned} 9-\text{蓋板} & 9 \times 1,098.5 = 9,887^{\text{(外)}} \\ 4-\text{山形} & 4 \times 69.74 = 279^{\circ} \\ 2-\text{側板} & 2 \times 146.6 \times 0.035 = 10^{\circ} \\ 1-\text{腹板} & 146.6 \times 0.035 = 5^{\circ} \\ \Sigma & = 10,181^{\text{(外)}} \end{aligned}$$

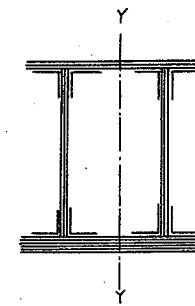
(b) Ad^2

	A	d	d^2	Ad^2
9-蓋板	175.5	13	169	29,660
2-山形(外)	22.9	18.595	345.8	7,919
2-山形(内)	22.9	13.655	186.5	4,271
1-側板(外)	109.9	16.875	284.8	31,214
1-側板(内)	109.9	15.375	236.4	25,909
1-腹板	109.9	16.125	260	28,496
				$127,469^{\text{(外)}}$

(c) 總物量力率

$$I = 2 \times (127,469 + 10,181) = 275,300^{\text{(外)}}$$

(D) 構造 (165)



(1) 断面積

3-蓋板	$52 \times \frac{3}{4}$	58.5° (半分)
2-山形	$8 \times 8 \times \frac{3}{4}$	22.9°
1-側板	$156 \times \frac{3}{4}$	117°
1-腹板	$156 \times \frac{3}{4}$	117°
1-側板	$156 \times \frac{3}{4}$	117°
2-山形	$8 \times 8 \times \frac{3}{4}$	22.9°
6-蓋板	$52 \times \frac{3}{4}$	117° (半分)
$\Sigma = \frac{A}{2} = 572.3$		
$A = 1145^{\circ}$		

(2) 物量力率

(a) I_e

$$\begin{aligned} 9-\text{蓋板} & 9 \times 1,098.5 = 9,887^{\text{(外)}} \\ 4-\text{山形} & 4 \times 69.74 = 279^{\circ} \\ 2-\text{側板} & 2 \times 156 \times 0.035 = 11^{\circ} \\ 1-\text{腹板} & 156 \times 0.035 = 5^{\circ} \\ \Sigma & = 10,182^{\text{(外)}}$$

(b) Ad^2

	A	d	d^2	Ad^2
9-蓋板	175.5	13	169	29,660
2-山形(外)	22.9	18.595	345.8	7,919
2-山形(内)	22.9	13.655	186.5	4,271
1-側板(外)	117	16.875	284.8	33,322
1-側板(内)	117	15.375	236.4	27,659
1-腹板	117	16.125	260	30,420
				$133,251^{\text{(外)}}$

(c) 總物量力率

$$I = 2 \times (133,251 + 10,182) = 286,386^{\text{(外)}}$$

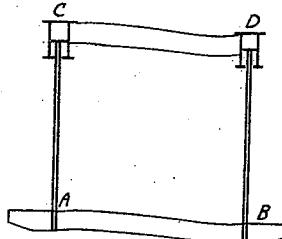
(備考) 許容應力係数

$$r = \sqrt{\frac{286,386}{1145}} = 15.83^{\circ}$$

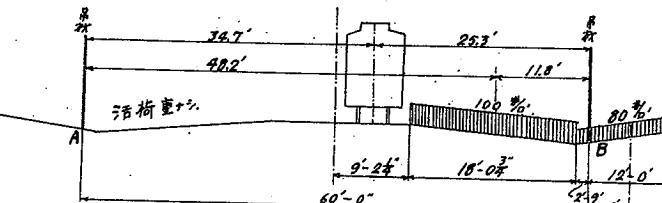
$$f = 16,000 - 70 \times \frac{50.32 \times 12}{15.83} = 13,330^{\circ}$$

附錄

活荷重が一方、吊材一方、偏シタル場合 = 上横構、横材 = 生ズル弯曲率。
下圖 = 於 A 及 B = フレーム活荷重、反力 R_A, R_B 、活荷重が材料的。
P38" 場合 = 必ず其の値、異 = 人。其の外、扶助(C)、挠度、扶助(D)、挠度
1/100 = 差違、生じ 従ツテ 横材(CD)、弯曲率を受ケン。今、弯曲率、計算セントス。



$R_B - R_A$ の値、次に如く荷重状態 = 於最大 σ_{max} 。



214

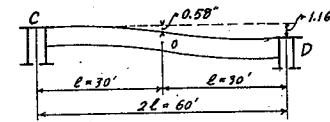
$$R_B = 80 \times 17.5 + \frac{1}{60} (0.65 \times 2240 \times 34.7 + 100 \times 18 \times 48.2) \\ = 3,676 \text{ %}$$

$$R_A = \frac{1}{60} (0.65 \times 2240 \times 25.3 + 100 \times 18 \times 11.8) - 80 \times 14.75 \times \frac{7.4}{60} \\ = 817 \text{ %}$$

$$\text{Bpt } R_B - R_A = 3,676 - 817 = 2859 \text{ %} = 19.15 \text{ %} \quad (\text{第五章第2節参照})$$

2) 相違。3) 両主桁 = 生ズル 挠度、差 = 第五章第六節、
 $1.94 \times \frac{19.15}{32} = 1.16^\circ$

偏荷重 = 活荷重、3) 両主桁 = 比如、挠度差、生シタル場合 = 若シ両主桁、
扭曲(Torsion)、受ケタルモ、ト假定する上横構、横材 = 次回、如く、変形ス
ケン



而シテ両端、條件全々同一故反曲角 0 度中央。アテ共、矣、挠度(相持
的) $\frac{1.16}{2} = 0.58^\circ$ ナルヤン。

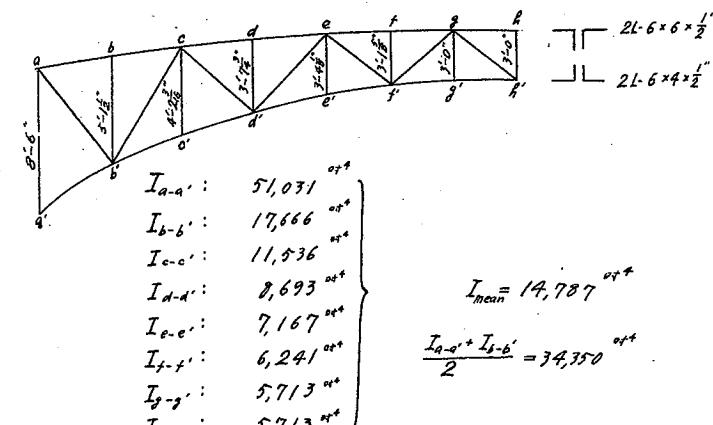
今 CD、突筋ト考ヘコムテ、挠度 α 0 度 = 於シテ荷重 P = ソシテ 生ジタルモ、ト
仮定シテ P の値、求ムベニ次如レ。

$$\delta = \frac{P l^3}{3 E I} = 0.58^\circ \quad \therefore P = \frac{3 E I \times 0.58}{l^3}$$

而シテ求ム弯曲率 α 0 度 = 働ケル荷重 P = ナル弯曲率。ナシト見テ大ハ過誤
ト也。

$$M_{max} = P l = \frac{3 E I \times 0.58}{l^2}$$

上式 = 於テ I = 次如レ。



$$\text{Bpt } M_{max} = \frac{3 \times 30,000,000 \times 14,787 \times 0.58}{(30 \times 12)^2} = 5,956,000 \text{ in-lb} !!$$

3) 弯曲率 = ソシテ 生ジタル 最大弯曲應力 f_{max} 大体次如レ。

$$f_{max} = \frac{M_{max} s_y}{I} = \frac{5,956,000}{34,350} \times 51 = 8,840 \text{ psi} !!$$

第七章 永代橋下構構計算

第一節 形狀及寸法	217
第二節 荷重	218
第三節 應力(附應力強度)	219
第一項 斜材	
(A) 吊軛部ノ斜材	
(B) 突桁部ノ斜材	200
(C) 擊拱部ノ斜材	222
第二項 橫材	224
第三項 紋材	226

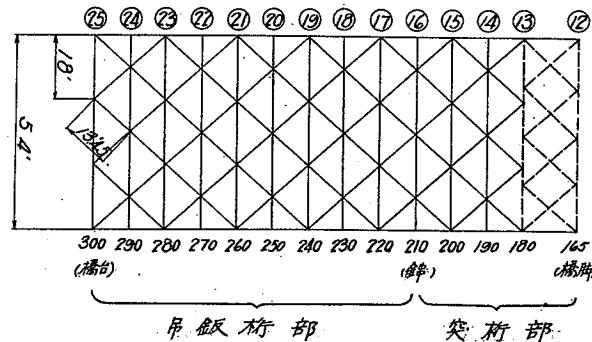
第七章 下横構

第一節 形狀及寸法

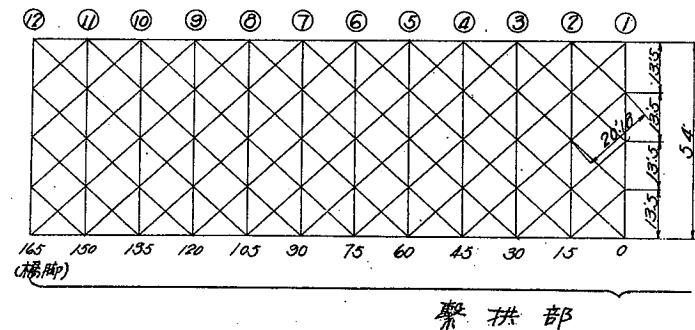
下横構トシテ格間長15呎、部分=ハ「模ウーレン」構式ヲ用ヒ格間長10呎、部分=ハ「單ウーレン」構式ヲ使用セリ。

其寸法ハ下圖、如シ。

下横構一般寸法圖



吊銀杼部 突杼部



繩拱部

第二節 荷重

地震荷重、死荷重、支托ス。

即ち先づ死荷重ヲ次メソレヨリ地震荷重ヲ計算スルハ
次、如シ。

(1) 吊板桁。

鋼材重量	2.19	噸
鋪装重量	1.65	"
添加物重量	0.41	"
	4.25	噸

$$\text{即ち地震 = ヨル格安荷重} = \frac{1}{3} \times 4.25 \times 2,240 \times 10 = 31,730^*$$

(2) 実桁。

鋼材重量	2.69	噸
鋪装重量	1.65	"
添加物重量	0.41	"
	4.75	噸

$$\text{即ち地震 = ヨル格安荷重} = \frac{1}{3} \times 4.75 \times 2,240 \times 10 = 35,470^*$$

(3) 繩拱

(a) 鋼材重量	
床桁 791	噸
繩材 115	" (半分)
錨 20	"
下横構 25	"
排水管 5	"
	956 噸

$$\text{鉄頭} = (791 + 25) \times \frac{35}{1000} = 29 \text{ 噸}$$

$$985 \text{ 噌}$$

$$\text{一主拱 = 支托} = 985 \times 2,240 \times \frac{1}{2 \times 330} = 3,343 \text{ 噌}$$

$$\text{即ち地震 = ヨル格安荷重} = \frac{1}{3} (3,343 + 3,635 + 916) \times 15 = 39,470^*$$

(b) 鋪装重量	
軌道 1,226	%R
車道 1,709	"
歩道 700	"
	3,635 %R

(c) 添加物重量	
916	%R

第三節 應力及 應力強度

第一項 斜材 (Diagonal)

A 吊板桁部斜材

地震荷重 = ヨル剪力 $\frac{2}{3}$ × 四角 (Buckle Plate) = 幅 \times 残り $\frac{1}{3}$ 下横構、斜材が受けるもス。
而シテ吊板桁部 = 斜材 6本、幅 = 5.4m、斜材がアル故一本、斜材受ける應力 Δ 次式 = 表ハナル。

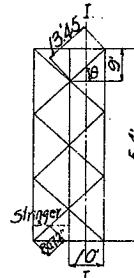
$$D = \pm \frac{S}{3 \times 6 \times \sin \theta}$$

$$= \pm \frac{S}{18 \sin \theta} !!$$

但し S = 剪力

$$\sin \theta = \frac{9}{13.45} = 0.6692$$

$$\therefore D = \pm \frac{S}{12.045} !!$$



上式 = ヨリテ斜材、應力を求ムレハ次、表ヲ得。

格表	300-290	290-280	280-270	270-260
S	253,840*	190,380*	126,920*	63,460*
D	21,070*	15,810*	10,540*	5,270*

$$(i) 300-290 = 斜材 = \pm 21,070^*$$

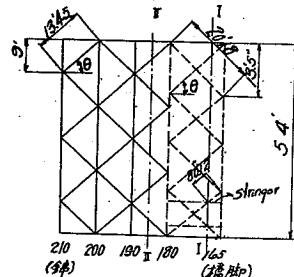
使用断面: L $3\frac{1}{2}'' \times 3\frac{1}{2}'' \times \frac{3}{8}$, 総断面積 = $2.48''^2$, 純断面積 = $2.10''^2$,
 $r = 0.69''$, $f_0 = (16,000 - 70 \frac{0.69}{0.69}) \times 1.5 = 11,720\%$.

$$\overline{\sigma_c} = \frac{21,070}{2.10} = 10,040 \% < 24,000\%$$

$$\overline{\sigma_c} = \frac{21,070}{2.48} = 8,500 \% < 11,720\%$$

(ii) 其他、斜材 = 同一断面 ($3\frac{1}{2}'' \times 3\frac{1}{2}'' \times \frac{3}{8}$) を使用ス。

B 実断部 = 斜材



$$\sin \theta_{165-180} = \frac{180}{2010} = 0.6692$$

$$\sin \theta_{180-190} = \frac{9}{134.5} = 0.6692$$

A ト同様 = シテ次式ヲ得。

$$165-180 = 斜材 = \frac{S}{D} : D = \pm \frac{S}{3 \times 8 \times \sin \theta} = \pm \frac{S}{16.036} !!$$

$$180-190 等 = 斜材 = \frac{S}{D} : D = \pm \frac{S}{3 \times 6 \times \sin \theta} = \pm \frac{S}{12.025} !!$$

上二式 = ヨリテ 斜材、應力を求ムル次、表ヲ得。

格 材	165-180	180-190	190-200	200-210
S	551,600*	462,940*	392,000*	321,060*
D	±34,360*	±30,440*	±32,550*	±26,750*

(i) 165-180 = 斜材。 ±34,360*

使用断面: L-4×4× $\frac{3}{8}$, 総断面積=2.06", 純断面積=2.10"
 $r = 0.79$ ", $f_c = (16,000 - 70 \frac{0.72}{0.79}) \times 1.5 = 13,270\%$.

$$\tilde{\sigma}_t = \frac{34,360}{2.48} = 13,860\% < 24,000\%$$

$$\tilde{\sigma}_c = \frac{34,360}{2.86} = 12,010\% < 13,270\%$$

即ちコノ部、斜材トシテハ L-4×4× $\frac{3}{8}$ 一本=充分トシテ 第六章橋門構計算、
 部=書シ如ノ格束(165), 床桁ト格束(180), 床桁トシテ橋門構底部、
 橫材トシテ側カムル方針ナリ。即チコノ底床材ト最モ剛直=連結スルヲ要ス。
 共ノ為ニ下横構、下方ニ更ラ=2L-4×4× $\frac{1}{2}$ 、斜材ヲ被ケテノ構式=用ニシヤ。

(ii) 180-190 = 斜材 ±30,440*

使用断面: 全上

$$\tilde{\sigma}_t = \frac{30,440}{2.48} = 15,500\% < 24,000\%$$

$$\tilde{\sigma}_c = \frac{30,440}{2.48} = 13,430\% > 13,270\%$$

即チ 壓力 = ツレシテ(160%)不足スレドキ 1%位、事ナリバ許容スル事ス。

190-200 1斜材 = 180-190: 1モルト 1断面ヲ使用ス。

(iii) 200-210 = 斜材。

使用断面: L-3 $\frac{1}{2}$ ×3 $\frac{1}{2}$ × $\frac{3}{8}$

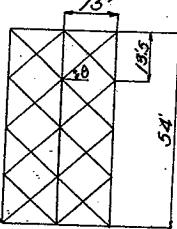
総断面積=2.48" 純断面積=2.10"

$$f_c = 11,720\%$$

$$\tilde{\sigma}_t = \frac{26,750}{2.10} = 12,740\% < 24,000\%$$

$$\tilde{\sigma}_c = \frac{26,750}{2.48} = 10,790\% < 11,720\%$$

C. 繩拱部 = 斜材



↑ 同様 = 2 次、式 2 得。

$$D = t \frac{S}{3 \times 8 \times \sin \theta}$$

$$= \pm \frac{S}{16056} !!$$

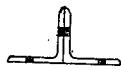
上式 = リア斜材、應力求めるに次、表 2 得。

格美	165-150	150-135	135-120	120-105	105-90	90-75	75-60	60-45	45-30	30-15	15-0
S	828070	749330	670390	592030	513110	434170	355230	276290	197350	118410	39470
D	$\pm 51,620$	$\pm 46,710$	$\pm 41,790$	$\pm 36,070$	$\pm 31,960$	$\pm 27,040$	$\pm 22,120$	$\pm 17,210$	$\pm 12,290$	$\pm 7,380$	$\pm 2,460$

次式 = 各斜材 = 筋 + 應力強度 + 調整係数 × 次数 + 結果得。

(i) 165-150 = 斜材。 $\pm 51,620$ *

○部分 = 斜材、断面性質八次、如シ。



2-L - $3\frac{1}{2} \times 3\frac{1}{2} \times \frac{3}{8}$ " 總断面積 = 4.96", 純断面積 = 3.46"
 $r = 1.01^\circ$ $f_c = (16,000 - 70 \times \frac{0.78}{1.01}) \times 1.5 = 15,610 \%$.

$$\tilde{\sigma}_x = \frac{51,620}{3.46} = 14,920 \% < 24,000 \%$$

$$\tilde{\sigma}_c = \frac{51,620}{4.96} = 10,410 \% < 15,610 \%$$

(ii) 150-135 = 斜材 $\pm 46,710$ *

使用断面: 1-4-4 $\frac{1}{2}$ " 總断面積 = 3.75", 純断面積 = 3.25"
 $r = 0.78^\circ$ $f_c = (16,000 - 70 \times \frac{0.78}{0.78}) \times 1.5 = 13,130 \%$.

$$\tilde{\sigma}_x = \frac{46,710}{3.25} = 14,370 \% < 24,000 \%$$

$$\tilde{\sigma}_c = \frac{46,710}{3.75} = 12,460 \% < 13,130 \%$$

135-120 , 斜材 = 2-L 同一断面 = 用 7.

(iii) 120-105 = 斜材 $\pm 36,870$ *

使用断面:

L-4 $\frac{1}{2} \times 4 \times \frac{3}{8}$ "

$$r = 0.79^\circ$$

總断面積 = 2.86", 純断面積 = 2.40",

$$f_c = 13,270 \%$$

$$\tilde{\sigma}_x = \frac{36,870}{2.40} = 15,360 \% < 24,000 \%$$

$$\tilde{\sigma}_c = \frac{36,870}{2.86} = 12,890 \% < 13,270 \%$$

105-90 , 斜材 = 2-L 同一断面 = 用 7.

(iv) 90-75 = 斜材 $\pm 27,040$ *

使用断面:

L-3 $\frac{1}{2} \times 3\frac{1}{2} \times \frac{3}{8}$ "

$$r = 0.69^\circ$$

總断面積 = 2.40", 純断面積 = 2.10"

$$f_c = 11,720 \%$$

$$\tilde{\sigma}_x = \frac{27,040}{2.10} = 12,880 \% < 24,000 \%$$

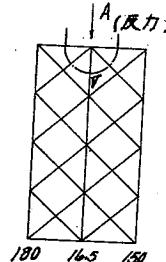
$$\tilde{\sigma}_c = \frac{27,040}{2.40} = 10,900 \% < 11,720 \%$$

以下 75-60 60-45 45-30, 30-15 15-0 = 斜材 =
全部 = 2-L 同一断面 (3 $\frac{1}{2} \times 3\frac{1}{2} \times \frac{3}{8}$) = 用 7.

第二項. 橫材 (Lateral Strut).

下横構、横材、役ハ床桁ガス。而シテ床桁、断面ハ直荷重ヨリ算出セルモノナル故斜材=比:甚少ナルノミナズ
全径間ニ亘リテダント同様、モノヲ使用セリ。
依ツテ最ニ危険ナルモ、即チ格美(165)及チ格美(210)=ガケル
床桁、應力強度ヲ調アルノミテ他ハ省略スル事トス。

(ii) 格美 165 = ガケル横材。



$$V = A - D_{165-150} \sin\theta - D_{180-165} \sin\theta \\ = A - S_{165-150} \times \frac{1}{348} - S_{180-165} \times \frac{1}{348}$$

$$\text{但: } A = 736,570 \text{ #}$$

$$S_{165-150} = 928,870 \text{ #}$$

$$S_{180-165} = 551,600 \text{ #}$$

$$\therefore V = 736,570 - 34,540 - 22,980 \\ = 679,000 \text{ #}$$

而シテコノ部、床桁、断面性質ハ次、如シ。



断面積 A	
2-蓋板	$23\frac{1}{4} \times \frac{5}{8}$
4-山形	$8 \times 8 \times \frac{3}{4}$
1-腹板	$46 \times \frac{1}{2}$
計	101

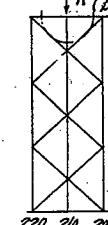
(床桁ハ凹銀=3,支ヘラレル故 $f_c t = \pi / 4000\% \rightarrow$)

$$\sigma_c = \frac{679,000}{101} = 6,720\% < 7,000\% \\ (14,000\% \times 0.5 = 7,000\%)$$

(ii) 格美 210 = ガケル横材。

A (反力)

$$V = A = 31,730 \times \frac{9}{2} = 142,785 \text{ #}$$



コノ部、床桁、断面性質ハ次、如シ。

断面積 A

2-蓋板	$23\frac{1}{4} \times \frac{5}{8}$	11.6°
4-山形	$8 \times 8 \times \frac{3}{4}$	45.8°
1-腹板	$46 \times \frac{1}{2}$	23°
計		80°

$$\therefore \sigma_c = \frac{142,785}{80} = 1,780\% < 7,000\%$$

(14,000% × 0.5 = 7,000%)

第三項 組材 (Chord Member)

A 吊鉄部、組材

吊鉄部、組材ハ主桁ナリ。其、應力ハ甚^タ小ニシテ計算シテ見ルマデモナシ。

B 実桁部、組材 全上

C 繫拱部、組材

繫拱部、組材ハ應力ニヨラスシテ麻行、取付、繫材、取付等、細部ニヨリテ設計ス。即ち應力ニヘ斜材、ミ、ト余ニ支けナキ拘^タニ其、使用断面ハ斜材、比ニ非ス。依ツテ之又計算シテ見ルマデモナシ。

第八章 永代橋繫材及吊材計算

第一節 繫材、

第一項 反リ	227
第二項 繫材ノ長サ	228
第三項 眼鋸ノ製作寸法	228
第四項 眼鋸ノ断面積	229
第五項 鋼ノ大サ	
① 吊材ニ取付ク可キ錨	230
② 繫材ノ兩端ニ於テ拱ノ腹板ニ取付ク可キ錨	231
第六項 繫材ノ起點ニ於ケル腹板ノ厚サ	232
第七項 眼鋸ノ重量	233
第八項 繫材ノ反リノ影響	237

第二節 吊材、

第一項 寸法	239
第二項 吊材、	
① 普通吊材	239
② 特殊吊材	241

第三項 組材 (Chord Member)

A 吊板部、絆材

吊板部、絆材は主桁より其、應力ハ甚シテ計算シテ見ルマデセナシ。

B 突桁部、絆材 全上

C 繫拱部、絆材

繫拱部、絆材ハ應力ニヨリステ床板、取付、繫材、取付等、細部ニヨリテ設計ス。即ニ應力ハ斜材、ミスト余リナキニ拘ラズ其、使用断面ハ斜材、比ニ非ズ。依ツテ之又計算シテ見ルマデセナシ。

第八章 永代橋繫材及吊材計算

第一節 繫材

	頁
第一項 反リ	227
第二項 繫材ノ長サ	228
第三項 眼錨ノ製作寸法	228
第四項 眼錨ノ断面積	229
第五項 鋼ノ大サ	
① 吊材ニ取付ク可キ錨	230
② 繫材ノ両端ニ於テ拱ノ腹板ニ取付ク可キ錨	231
第六項 繫材ノ起點ニ於ケル腹板ノ厚サ	232
第七項 眼錨ノ重量	233
第八項 繫材ノ反リノ影響	237

第二節 吊材

第一項 寸法	239
第二項 吊材	
① 普通吊材	239
② 特殊吊材	241

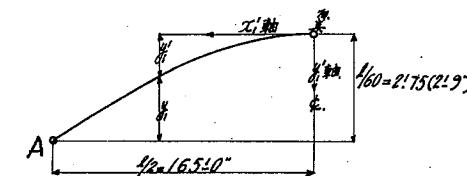
第八章 構柱及吊柱

第一節 構柱

第一項 反り

計算=用川構柱反り $\frac{1}{160}$ 抛物線 $y = \frac{1}{2}ax^2$ 曲線 $y = \frac{1}{2}ax^2 + b$ 起拱度 A (第二章第二節第ニ工員参照)ヨク始マシム。 A 点 x 其部、車道床材上部山筋背面高ト一致ス(全上工項参照)而シテ拱部=柱 x 各床材上部山筋背面高 y 、抛物線上=アシメトリ構柱用眼鏡中心線 y 、抛物線 $=$ 一致セシルモトス。尚且 x 但即ア面起拱度、端 x 直線 y 、構柱、中心直線 y と直距離 $=$ 第五章第一節第二表 \cdot アリ。

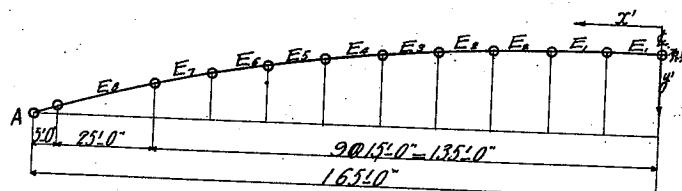
第一圖



第二項 紫林，長。

紫林 = 11 7/8" - 11 1/2" 鋼 (Ducal Steel), 眼鏡，用。
紫林，起長，起拱與 A 約中央 = 向上 5' 0" 離中心拱，膜板 = 繩，以之連結
之。即起長 = 於中心孔，孔，中心距離，320 L 0" = 27 圈 = 示如，眼鏡
E₁, E₂, E₃, E₄, E₅, E₆, E₇, E₈, E₉, E₁₀，
E₁₁, E₁₂, E₁₃，孔中心水平距離 15' 0", E₈, 25' 0" + 1"。

第二圖。



第三項 眼鏡，製作寸法。

第一項 = 記在及 11 7/8" (219")，紫林，最大挠度 (7" 挠度)，生
時，E₁ T₁，即架設，隙 = 於孔及 11 7/8" 2' 9" + 9" = 3' 6" + 9" 要求。
且，孔，孔，直徑 3' 3/8" 大，太，為，孔，孔，中心距離，3' 2" + 9" 短，少，為。
要，生，即，次，如，眼鏡，製作寸法，求，出，得。
先，以，製作用，拋物線 (頂高 3' 6")，方，程，式，次，如，假，定。

$$y' = C'x^2$$

$$\text{即} \quad x' = 165' 0", \quad y' = 3' 6" = 3' 5 + 1"$$

$$\text{即} \quad C' = \frac{y'}{x'^2} = 9.5 / 165^2 = 3.5 / 27,225 = 0.000128558$$

$$\therefore y' = 0.000128558x^2$$

點 (位置)	X' (m)	X'^2	y (m)	繩高 (m)	Y^2 (m)	眼鏡，長 (m) (孔中心距離)	眼鏡，長 (m) (製作寸法)
0	0	0	0	0	0	0	0
15	12.5	156.25	0.02093	0.0289	0.000935	15.000030	14' 11 3/32" (E ₁)
30	25.0	625.0	0.11570	0.0860	0.007534	15.000251	" "
45	37.5	1562.5	0.26033	0.1446	0.020909	15.000696	14' 11 53/64" (E ₂)
60	50.0	2500.0	0.46281	0.2025	0.041006	15.001366	" "
75	62.5	3906.25	0.72314	0.2603	0.067756	15.002258	15' 0" (E ₃)
90	75.0	5625.0	1.04132	0.3182	0.101250	15.003374	15' 0 1/2" (E ₄)
105	87.5	7506.25	1.41735	0.3761	0.141450	15.004714	15' 0 3/2" (E ₅)
120	100.0	9375.0	1.85124	0.4338	0.188180	15.006271	15' 0 3/8" (E ₆)
135	112.5	11256.25	2.34297	0.4918	0.241860	15.008059	15' 0 9/16" (E ₇)
150	125.0	13125.0	2.89108	0.9481	0.398890	25.017971	25' 0 9/16" (E ₈)

第四項 眼鏡，斷面積。

總水平反力 = 1,915.41 = 4,290,500 ^{mm} (第五章脊梁節載照)
T₁ 1/2" 鋼，許容應張力，24,000 ^{kg/mm^2} / m²。
紫林，斷面積 =

$$\frac{4290500}{24,000} = 178.0 \text{ mm}^2$$

眼鏡，數 = 6 本 \times 111" 一本 = 114.

$$\frac{178.0}{6} = 29.80 \text{ mm}^2$$

使用寸法一本 = 付 + 15" \times 2" = 30"
六本 = 付 + 6" \times 30" = 180"

眼鏡一本，使用應張力

$$\frac{4290500}{6} = 715,080 \text{ kg}$$

應張力強度，

$$G = \frac{715,080}{30} = 23,836 \text{ %} < 24,000 \text{ %}$$

尚眼鏡 = 11 1/2" 自重 = 1/8" 弯曲應力 + 生人，1/8" 應力 \times 6 1/2" \times 111"

$$G' = \frac{M.C}{I + \frac{C.L^2}{K.E}} \quad \text{---(1)}$$

然ルニ

$$h = 15'' \quad b = 2''$$

$$C = \frac{h}{2}$$

$$l = 25 \times 1/2 = 300'' \quad (E_{\sigma}, \text{ムニ})$$

$$I = \frac{1}{12} b h^3 \quad M = \frac{1}{6} w l^2$$

$$P = 6' b h \quad w = 0.20 b h \quad (\text{眼鋸, 重量/枚長})$$

$$E = 30,000,000''/\mu \quad k = 10$$

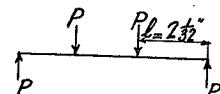
$$\therefore G' = \frac{M C}{I + P \frac{P}{E}} = \frac{\frac{1}{6} w l^2 \frac{1}{2} h}{\frac{b h^3}{12} + \frac{6' b h l^2}{10 \times 30,000,000}} = \frac{707,850}{562.5 + 214.5} = 911''/\mu$$

而シ弯曲應力、許容強度(24,000'')の倍率=3.8% =シ/0% LKT+ULTR =シx=眼鋸、断面積x増加係数+シ(Merriman and Jacoby著. Roofs and Bridges Part III p.263参照)

第五項 鋼、大ツ

I 吊材=取付、可≠錨。

(a) 弯曲應力



$$M = P \times l = 715,080 \times 2.03/2.5 = 1452,500''$$

$$G' = \frac{M r}{I}$$

r = 鋼、半径。 d = 鋼、直径

$$I = \frac{\pi r^4}{4}$$

G' = 鋼(ニコール金鋼)許容弯曲應力(名)
= 36,000 ''/\mu

$$G' = \frac{M \times \frac{d}{2} \times 4}{\pi \times (\frac{d}{2})^4} = \frac{32 M}{\pi d^3}$$

$$d^3 = \frac{M \times 32}{\pi \times 36,000} = \frac{1452,500 \times 32}{\pi \times 36,000} = 410.81''^3$$

$$d = 7.434$$

(b) 支壓力

$$P = G' d b$$

$$G'_1 = 36,000''/\mu \cdot (\text{シ}=1'' \text{金鋼, 支壓強度})$$

$$b = 2''$$

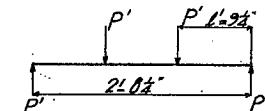
$$d = \frac{715,080}{36,000 \times 2} = 9.93$$

即シ錨、直径 9.10'' x x.

II 鋼材、両端=方々サホ、腹板=取付、可≠錨。

(a) 弯曲應力

$$P' = \frac{4290,500}{2} = 2,145,250''$$



$$M = P' \times l' = 2,145,250 \times 9.25 = 19,843,560''$$

$$d_1^3 = \frac{M \times 32}{\pi \times 36,000} = \frac{12,843,560 \times 32}{\pi \times 36,000} = 3,632.52''^3$$

$$d_1 = 15.37$$

(b) 支壓力

$$P = G' d b$$

$$b_1 = 5.25 \quad (\text{腹板, 厚さ})$$

$$G'_1 = 24,000''/\mu \cdot (\text{厚銀支壓強度})$$

$$d_1 = \frac{2,145,250}{24,000 \times 5.25} = 17.88$$

即シ錨、直径 9.18'' x x.

第六項 葵杖，起其一於八分腹銀

拱形面積加腹銀，二個7.

總水平反力 = 4290.500[#] + 1.1 個腹銀所要厚度。

$$\frac{4290.500}{2 \times 10 \times 24,000} = 4.97"$$

腹銀厚度 = 銀子7枚(4枚錦銀)重 + 1.1 = 7厚 + 5.25 1.1 (第五項
參照) 錦銀一枚 = 要尺數 = 11尺6寸

$$n = \frac{10 \times t \times 6}{G}$$

$$\begin{aligned} t &= \text{錦銀一枚厚度} = 0.75 \\ G &= \text{錦銀支壓強度} = 24,000 \text{ lb/in}^2 \\ G &= 1" \text{ 工場錦銀單剪切力} \\ &= 9,420^{\#} \end{aligned}$$

$$n = 10 \times 0.75 \times \frac{24,000}{9,420} = 34.4"$$

使用尺數 = 56^尺

第七項 眼鋸，重量

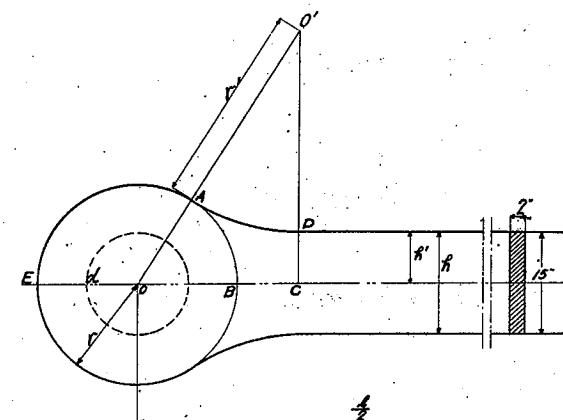
I 眼鋸(E, 3/4 E, 7/8)

長 = 15.0" (中心間距離)

頭部直徑 = 30"

錐直徑 = 10" 幅 = 15" 厚 = 2"

頭部轉角 = 斜面斜面比 $\frac{(30-10)}{15} = 1.33$



$$\begin{aligned} d &= 2r & OC &= \sqrt{OD^2 + DC^2} \\ r' &= d & &= \sqrt{(3r)^2 - (2r+h')^2} \quad (1) \\ h &= 2h' & \angle ODC &= \cos^{-1}(2r+h') \quad (2) \\ & & \angle AOE &= 180^\circ - \angle AOC \quad (3) \\ & & CDGF &= h' \times (\frac{d}{2} - OC) \quad (4) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{眼鋸面積} &= 4(\triangle AOE + \triangle AOC + \triangle CDGF) \\ d &= 30" \quad r = 15" \quad h = 15" \quad h' = 7.5" \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} OC &= \sqrt{(3r)^2 + (2r+h')^2} \\ &= \sqrt{3^2 \times 225 - (30+7.5)^2} \\ &= \sqrt{618.75} = 24.874 \end{aligned}$$

$$\angle AOD = \cos^{-1} \frac{(2r + h')}{3r}$$

$$= \cos^{-1} \frac{37.5}{45} = \cos^{-1} 0.8333333 = 33^\circ 33' 26'' = 0.585684 \text{ rad.}$$

$$\angle AOC = 90^\circ - 33^\circ 33' 26'' = 56^\circ 26' 34'' = 0.9851123 \text{ rad.}$$

$$\angle AOE = 180^\circ - 56^\circ 26' 34'' = 123^\circ 23' 26'' = 3.1415926 - 0.9851123 = 2.1564803 \text{ rad.}$$

■ $AOE = \frac{1}{2} \times 15^2 \times 2.1564803 = 242.604$

■ $AOC = 24.874 \times \frac{37.5}{2} - \frac{1}{2} \times 30^2 \times 0.5856841 = 202.8297$

■ $CDGF = 7.5 \times (90 - 24.874) = 488.445$

眼鏡，面積 = $4 \times (242.604 + 202.8297 + 488.445) = 3,735.5148$

錦，面積 = $\pi r^2 = 3.1415926 \times 25 = 78.5398$

眼鏡，面積 (錦孔，面積，除)

$A = 3,735.5148 - 78.5398 \times 2 = 3,578.4352$

眼鏡一本，重量。

$3,578.4352 \times 2 \times \frac{3.4}{72} = 2,027.78$

眼鏡，數 = 216 本

全重量 = $2,027.78 \times 216 = 430,000.48 = 195.536$

II 眼鏡 E8

$$\text{長}, 2510179 = 300.2148$$

頭部，直徑 38" 錦：18"，±1.
30" 錦：10"，±1.

幹部，幅 15"

$$OC = \sqrt{(3r)^2 - (2r + h')^2}$$

$$= \sqrt{9 \times 19^2 - (2 \times 19 + 7.5)^2}$$

$$= \sqrt{178.75} = 34.333$$

$$\angle AOD = \cos^{-1} \frac{(2r + h')}{3r}$$

$$= \cos^{-1} \frac{45.5}{57} = \cos^{-1} 0.7982456 = 37^\circ 2' 14'' = 0.6464215 \text{ rad.}$$

$$\angle AOC = 90^\circ - 37^\circ 2' 14'' = 52^\circ 57' 46'' = 0.9243748 \text{ rad.}$$

$$\angle AOE = 180^\circ - 52^\circ 57' 46'' = 127^\circ 2' 14'' = 3.1415926 - 0.9243748 = 2.2172178$$

■ $AOE = \frac{1}{2} \times 19^2 \times 2.2172178 = 400.2078$

■ $AOC = 34.333 \times \frac{45.5}{57} - \frac{1}{2} \times 38^2 \times 0.6464215 = 314.3594$

■ $CDGF = 7.5 \times (150.107 - 34.333) = 868.305$

$$Ax_1 = 2 \times (400.2078 + 314.3594 + 868.305) = 3,165.7444$$

$$Ax_2 = 2 \times \{242.604 + 202.8297 + 7.5 \times (150.107 - 24.874)\} = 2,769.3624$$

Ax_1 = 眼鏡，中心到頭部，大半方，面積。
 Ax_2 = -----小半方，面積。

$$\text{全面積}(A_1+A_2)=3,165.444 + 2,769.3624 \\ = 5,935.8068$$

$$\text{錨} \text{ 直径} = 18'' \therefore \pi r^2 = 3.1415926 \times 9^2 = 254.469$$

眼鉗面積 (錨孔除)

$$5,935.8068 - (254.469 + 785.398) = 5,602.0098 \\ = 5,602.0098$$

$$\text{眼鉗一本重量} = 5,602.0098 \times 2 \times \frac{3.4}{12} = 5,602.0098 \times \frac{3.4}{6} \\ = 3,174.522$$

眼鉗數 = 24 本

$$\text{眼鉗全重量} = 24 \times 3,174.522 = 76,188.48$$

$$\text{眼鉗總重量} = 438,000.48 + 76,188.48 = 514,188.96 \\ = 229.548$$

$$\text{即} \quad \text{眼鉗}(E_1 - E_0) \text{ 之全體重量} = 229.548$$

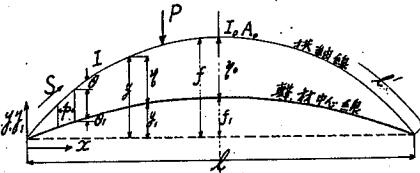
第八項 繩材、反り、影響 (第五章冒頭、備考参照)
繩材、反り為 x 、吊材、垂直荷重及 f 之影響知不知。

今其一端上繩接、寸法 x

$$y = \frac{4f}{l^2}x(l-x)$$

$$y_1 = \frac{4f_1}{l^2}x(l-x)$$

$$y = \frac{4(f-f_1)x(l-x)}{l^2}$$



$$f = y_0 + f_1$$

$$y = y_1 + y_2$$

假定 y_1

繩材 = 作用之應力，水平分力 H 及垂直分力 V ， H ， V 一定， f 一定
影響 = 沿 x 方向以 x 為參照，繩材全長 l ， V 一定 $\Rightarrow H$ 一定 $\Rightarrow f$
故 = 繩材，往來，其 = 於 x 方向半角， $V = \bar{V}$ ， $\theta = \theta_0$

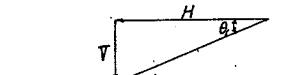
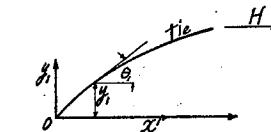
$$\tan \theta_0 = \frac{dy_1}{dx} = \frac{4f_1}{l^2}(l-2x)$$

故 = 往來，其 = 於 x 方向 繩材應力，垂直分力 V 一定 \Rightarrow

$$V = H \tan \theta_0 = \frac{4f_1}{l^2}(l-2x)H + V_0$$

故 = 今 V ， x = 於 x 方向 V ， x 變化 =

$$\frac{dV}{dx} = H \frac{d\tan \theta_0}{dx} = \frac{+8f_1 H}{l^2}$$



即 $\frac{dV}{dx}$ = 依 x 方向 水平單位長 = $\frac{8f_1 H}{l^2} + H$ 術直 θ_0 可 + $+4$ 事 θ_0 為 θ_0
然 θ_0 = 橋杆，橋邊上繩材，弯曲 = 依 x 方向 垂直荷重 H 繩材 = 依 x 方向 V 可從少 θ_0 為 θ_0 ，
 θ_0 = θ_0 + $+4$ 可 θ_0

△死荷重 = $\gamma_{\text{土}} H_0 + \gamma_{\text{水}} H_1$ 最大值 $H_{\text{max}} = 1,306.29$

$$H_0 = 1,306.29 \text{ 吨}$$

$$H_{\text{max}} = 1,915.41 \text{ 吨}$$

$$\therefore F_D = \frac{\gamma f_i H_0}{l^2} p$$

$$= \frac{0.8 \times 2.75 \times 1,306.29}{330^2} \times 1/5$$

$$= \frac{330 \times 1,306.29}{330^2}$$

$$= 3.96 \text{ 吨}$$

$$= 0.870 \text{ 剪度}$$

$$F_{\text{max}} = \frac{\gamma f_i H_{\text{max}}}{l^2} p$$

$$= \frac{0.8 \times 2.75 \times 1,915.41}{330^2} \times 1/5$$

$$= \frac{330 \times 1,915.41}{330^2}$$

$$= 5.80 \text{ 吨}$$

$$= 13,000 \text{ 剪度}$$

但以 $\{ F_D = \text{死荷重} + \text{活荷重}$

$F_{\text{max}} = \text{最大荷重}$

T4.

第二節 屋材

第一項 丁法 (第五章第一節-7)

第二項 吊材

I 普通吊材

a. 荷重

布筋的屋材荷重 249,700* (第三章第五節參照)

繩材直量 16,300* (材料表-2)

繩材反弓依山影響 13,000* (本章第八項參照)

合計 279,200*

b. 所要斷面積

$f_t = 16,000 \text{ 吨}^-1$ (許容應力)

$$A = \frac{279,200}{16,000} = 17.45 \text{ 吋}^2$$

c. 屋材斷面積

總斷面積 (1) - 鉄孔 (2) - 純斷面積 (3)

4-L 6x4x $\frac{1}{2}$	4x4.75	19	4	15
L腹板	24x $\frac{1}{2}$	12	2	10
2.蓋板	2x12x $\frac{3}{8}$	9	15	7.5
合計		40	7.5	32.5



d. 屋材上掛上持續

持續山形斷面積 總斷面積(1) - 鉄孔(2) - 純斷面積(3)

$$4-\text{山形 } 6x6x\frac{1}{2} \quad 4x5.75 : 23 \quad 4 \quad 19$$

掛續鉄數 (徑 $\frac{1}{2}$ "鉄)

$$\text{所要鉄數 } n = \frac{279,200}{12,030} = 23.2$$

使用鉄數 = 24 * (7"現場鉄標剪切)

e. 吊材下床杆部之接續 (製作圖面番號 AF-1 參照)

床杆部之承重荷重.

$$= 249,900^*$$

所要斷面積

$$= \frac{249,900}{16,000}$$

$$= 15.6^*$$

使用斷面

$$= 6 \times 1.25 \times 4$$

$$= 30^* > 15.6^*$$

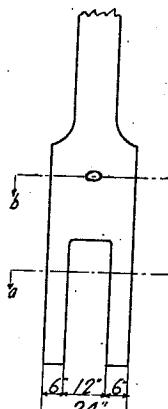
所要鍛數.

$$n = \frac{249,900}{12,030}$$

$$= 20.8^*$$

使用鍛數.

$$= 40^*$$

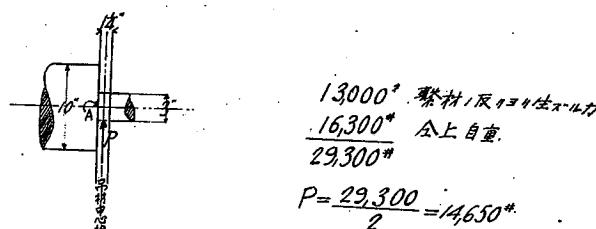


6-6 断面.

6-6 断面
6-6 断面

f. 吊材繫材部接續部

1. 金屬(王工一郎鋼)計算



與 A = 1/4 圓周率

$$M = \frac{29300 \times 0.625}{2} = 9,160^* \text{ 扭矩}$$

$$D^3 = \frac{M \cdot 32}{\pi \cdot 6} \quad G = 24,000^* \text{ lb}$$

$$D^3 = \frac{9,160 \times 32}{3,1416 \times 24,000}$$

$$= 3.886^* \text{ in}^3$$

$$\therefore D = 1.572 < 3"$$

使用鍛直徑 3"

(2) 支壓力.

支壓面積

$$3 \times 1.25 = 3.75^*$$

$$\text{壓 } P = 14,650^*$$

$$\text{單位壓力 } = \frac{14,650}{3.75} = 3,910^* \text{ lb/in}^2 < 24,000^* \text{ lb/in}^2 \text{ (普通鋼) 支壓強度}$$

(3) 最大剪力.

$$P = 14,650^*$$

$$\text{斷面積 } = \frac{\pi \cdot 3^2}{4} = 7.05^*$$

$$\text{垂直剪力 } = \frac{14,650}{7.05} = 2,080^* \text{ lb/in} < 15,000^* \text{ lb/in} \text{ (王工一郎鋼) 剪切強度}$$

II 特殊吊材

格兵 150 = 扁八形 構架下部蓋板 / 繩材 + 交叉支柱
此格兵, 床杆部特殊吊材, 以 L 形, 房山鐵 (製作圖面甚多參照)

a. 荷重.

$$\text{床杆部之承重荷重. } 249,900$$

吊材自重.

$$1,460$$

$$\text{合計. } P = 251,360^*$$

b. 所要斷面積

$$A' = \frac{251,360}{16,000} = 15.7^*$$

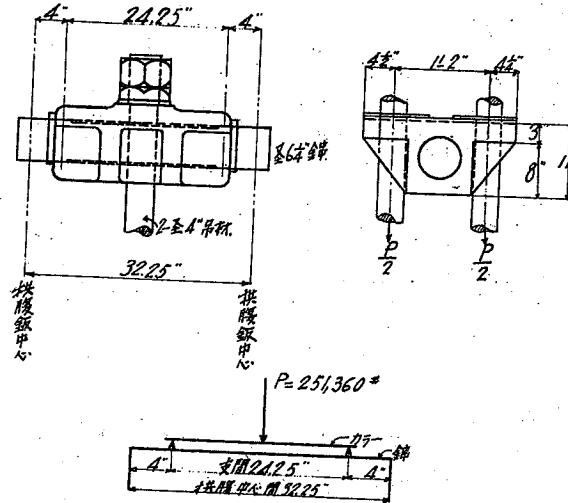
c. 使用斷面及應力

徑 4 吋 / 角木 2 * 用上 1.7

$$\text{故 } A = 2 \times \frac{\pi \cdot 4^2}{4} = 25.1^* / > 15.7^*$$

$$\text{最大應力 } G = \frac{251,360}{25.1} = 10,000^* \text{ lb/in}^2 < 16,000^* \text{ lb/in}^2$$

d. 吊杆1块1接頭



吊杆支持皿錨1块/膜板=取付皿。
荷重Pは上図の如き、ノード錨、栓、棒、膜板、傳ハーネス。

e. 錨及ノード1, 壓力計算

(1) 錨最大垂直剪力。

$$A = \text{錨断面積} = \frac{\pi \times 6.25^2}{4} = 30.67$$

$$V = \text{最大剪力} = \frac{251,360}{2} = 125,680^*$$

$$V = \text{垂直剪力} = \frac{125,680}{30.67} = 4,100^* \text{lb} < 10,000^* \text{lb}$$

(2) 錨最大水平剪力

$$C = \frac{V \cdot Q}{I \cdot D}$$

$$V = \text{垂直剪断力}$$

$$Q = \text{錨中立軸に対する断面半分, 断面能率}$$

I = 錨 (断面 = 30.67) 物量力率

D = 錨 直径

$$V = 125,680^*$$

$$Q = \frac{D^3}{12} = \frac{6.25^3}{12} = 20.7^{(4)}$$

$$I = 0.049 D^2 = 74.8^{(4)}$$

$$D = 6.25^{**}$$

$$C = \frac{125,680 \times 20.7}{74.8 \times 6.25} = 5,670^* \text{lb} < 10,000^* \text{lb}$$

(3) 錨ノード1, 接觸点=ノード錨弯曲应力(錨, 船体, 木, ノード錨)

$$M = \frac{251,360}{2} \times 4 = 502,720^{(4)}$$

$$D^3 = \frac{M \times 32}{\pi \times G} \quad G = 24,000^* \text{lb}$$

$$D^3 = \frac{502,720 \times 32}{3.14 \times 24,000} = 22.0^{(4)}$$

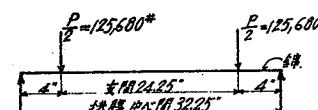
$$\therefore D = \sqrt[3]{22.0} = 6.04^{**} < 6.25^{**}$$

$$G_t = \text{最大應張力} \quad G = \frac{D}{2} = 3.125^{**}$$

$$G_c = \text{最大應壓力}$$

$$G_t = G_c = \frac{M \cdot Y}{I} = \frac{502,720 \times 3.125}{74.8}$$

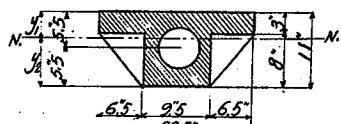
$$= 21,000^* \text{lb} < 24,000^* \text{lb}$$



(4) カラーの応力計算
 M = 最大弯曲率.

$$M = \frac{251,360 \times 24.25}{4} \\ = 1,460,000 \text{ (in.)}$$

カバー断面図.



$$A_{\text{断面積}} = 3 \times 13 + 9.5 \times 11 - \frac{\pi \times 6.25}{4} \\ = 39 + 104.5 - 30.6 \\ = 112.9$$

$$J_1 = 4.2$$

$$J_2 = 6.9$$

I = 物量力率

$$= 1,420 \text{ (in.)}$$

$$\sigma_t = \text{最大應張力} = \frac{1,460,000 \times 6.9}{1,420} = 7,100 \text{ lb/in.} < 16,000 \text{ lb/in.}$$

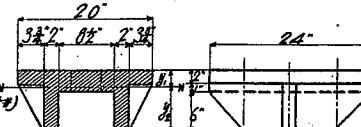
$$\sigma_c = \text{最大應壓力} = \frac{1,460,000 \times 4.2}{1,420} = 4,325 \text{ lb/in.} < 16,000 \text{ lb/in.}$$

f. 吊材、斜材の接続.

當全物、計算.

(1) 最大弯曲应力

$$M = \frac{249,900 \times 14}{4} = 876,000 \text{ (in.)}$$



$$\text{最大應張力} \sigma_t = \frac{876,000 \times 6.14}{464.4} = 11,600 \text{ lb/in.} < 16,000 \text{ lb/in.}$$

$$\text{最大應壓力} \sigma_c = \frac{876,000 \times 2.86}{464.4} = 5,400 \text{ lb/in.} < 16,000 \text{ lb/in.}$$

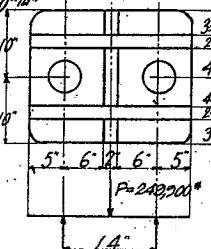
(2) 最大應剪力.

$$V = \frac{P}{2} = 125,000 \text{ lb}$$

$$A = 76.5$$

$$V = \text{垂直應剪力.} \quad I = 464.4 \text{ in.}^4$$

$$= \frac{125,000}{76.5} = 1,250 \text{ lb/in.} < 10,000 \text{ lb/in.}$$



第九章 桁受台設計計算

第一節 橋臺上可動部

頁

第一項 反力 245

第二項 各部ノ寸法 245

第二節 突桁上連結部

頁

第一項 反力 253

第二項 各部ノ寸法 253

第三節 橋脚上固定部

頁

第一項 反力 255

第二項 各部ノ寸法 255

第四節 橋脚上可動部

頁

第一項 反力 260

第二項 各部ノ寸法 260

第九章 手工省試計算

第一節 橋臺上可動軸

第一項 反力

總反力 $R = 709,500$ 噸(第四章第十一項参照)

第二項 各部尺寸法

(i) 鋼 (Schaper: Eisene Brücken. S.661参照)

鑄鋼支壓力 $G_0 = 24,000$ kg/cm² 1x.

錨長 $l = 36$ m 1x.

錨半徑 r

反力 $R = 709,500$ 噸

$$G_0 = G \cos \phi$$

錨上直角錨臂與S形側板以內距離為 $\frac{1}{4}l$ (假定)

$$R = 2 \int_{0}^{\frac{\pi}{2}} G_0 r d\phi \cos \phi$$

$$= 2 G_0 r l \int_{0}^{\frac{\pi}{2}} \cos^2 \phi d\phi - 2 G_0 r l / 4 \sin \phi + \frac{\pi}{2}$$

$$= 2 G_0 r l \left(\frac{1}{4} \times \sin \frac{\pi}{2} + \frac{\pi}{2} \right)$$

$$= 2 G_0 r l \times 0.65 = 1.3 G_0 r l$$

$$\therefore r = \frac{R}{1.3 G_0 l} = \frac{0.0 R}{G_0 l}$$

$$= \frac{709,500 \times 0.08}{36 \times 24,000} = 0.66$$

錨設計尺寸，直徑 507 mm，故 = 安全。

(ii) 上蓋

鑄鋼支壓力 $G_0 = 24,000$ kg/cm²

反力 $R = 709,500$ 噸

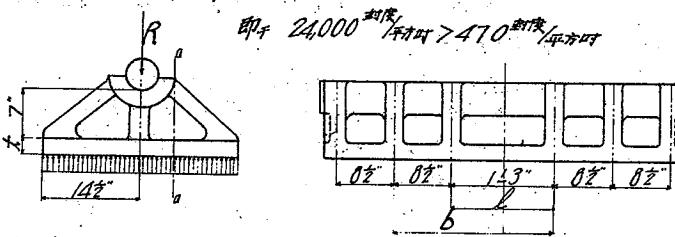
$$\text{支壓面積} = \frac{R}{G_0} = \frac{709,500}{24,000} = 29.6 \text{ 平方呎}$$

即 29.6 平方呎 \rightarrow 安全系数接觸 = 使用尺寸 (2.15×4.15) 呎，關係依支壓面積 $A = (2.15 \times 4.15)$ 呎。

$$支壓面積 A = 21.5'' \times 4.5'' = 2.9'' \times 5.3'' = 1,537 \text{ 平方吋}$$

然後時，支壓面積一平方吋 = 荷重 $\bar{w}_{\text{支}}$ 。

$$\bar{w} = \frac{R}{A} = \frac{709,500}{1,537} = 470 \text{ 吨/吋}^2$$



今扶壁，即固定底部分連繩杆行者，則時，

$$M = \frac{\bar{w}l^2}{10} = \frac{470 \times 15^2}{10} = 10,570 \text{ 吨-吋}^2 \quad \text{但：扶壁間隔 } 1.25 \text{ 吋用。}$$

$$\text{抵抗率 } R.M = \frac{f^2}{6} \times G, \quad \text{式中 } t \text{ 底部厚。}$$

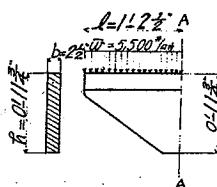
$$G = 16,000 \text{ 吨/吋}^2 \quad \text{鑄鋼，緣組應力。}$$

$$\text{兩式： } 10,570 = \frac{f^2}{6} \times 16,000.$$

$$f^2 = \frac{10,570 \times 6}{16,000} = 4$$

$$\therefore f = 2 \text{ 吋}$$

設計才清 2.5 吋 + 1.25 = 安全 + 1.



扶壁 = 鑄鋼荷重 $\bar{w}_{\text{支}}$

$$\bar{w} = \frac{b}{2} \times w = \frac{23.5}{2} \times 470 = \frac{11,000}{2} = 5,500 \text{ 吨/吋}$$

固定端 A = 扶壁弯曲率 M_A

$$M = \frac{\bar{w}l^2}{2} = \frac{5,500 \times 14^2}{2} = 540,000 \text{ 吨-吋}^2$$

A-A = 扶壁斷面之圖，如 A-A = 扶壁斷面等，則假定

然後時，抵抗力率 R.M_A

$$R.M = \frac{6t^2}{6} \times G, \quad \text{式中 } b \text{ 扶壁厚。}$$

$$= \frac{2.5 \times 1.25^2}{6} \times 16,000 = 920,000 \text{ 吨-吋}^2$$

$$\text{即 } 920,000 > 540,000 \text{ 故 = 安全 + 1.}$$

(ii) 中脊：

中脊底面積 A₁

$$A = 3.0'' \times 4.5'' = 1,900 \text{ 吋}^2$$

10-7-1-2，荷重 \bar{w} 全面積 = 分布在三柱上一平方吋當，荷重 $\bar{w}_{\text{支}}$

$$\bar{w} = \frac{R}{A} = \frac{709,500}{1,900} = 375 \text{ 吨/吋}^2$$

扶壁間隔上脊，同橫二三而 = W₁，前者為小，則力 P = 底部，
厚 $t = 1.25$ 吋 = 安全 + 1.

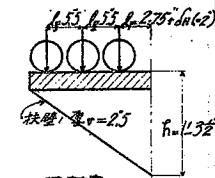
扶壁 = 檢查荷重 P₁

$$P = \bar{w}_0 \times \frac{b}{2} = 2,650 \times \frac{23.5}{2} = 31,140 \text{ 吨/柱子} \quad (W_1 \text{ 的荷重})$$

最大弯曲力矩 M₁

$$M = P(3l_1 + 2l_2 + l_3) = 31,140(3 \times 4.75 + 2 \times 5.5 + 3.5)$$

$$= 957,600 \text{ 吨-吋}^2$$



抵抗力率 R.M₁

$$R.M = G \times \frac{6t^2}{6} = 16,000 \times \frac{2.5 \times 1.25^2}{6} = 1600,000 \text{ 吨-吋}^2$$

$$\text{即 } 1600,000 > 957,600 \text{ 故 = 安全 + 1.}$$

IV. T-7-1

T-7-1 直径 75 毫米

$$T-7-1 \text{ 長さ } l = 45 \text{ 厘米}$$

$$T-7-1 \text{ 直径 } d = 5 \text{ 厘米}$$

$$T-7-1 \text{ 敷数 } n$$

$$\text{反力 } R = 709,500 \text{ 千克}$$

$$T-7-1 \text{ 一時長さ} \times \text{支壓力} = 600d^2/l \text{ (仕様書-1回り)}$$

$$n = \frac{R}{600d^2l} = \frac{709,500}{600 \times 5^2 \times 45} = 5.25 \quad \text{BP+6本+1本}$$

反力の性質と単位長・支壓力

$$w_0 = \frac{R}{n \cdot l} = \frac{709,500}{6 \times 45} = 2,650 \text{ 千克/メートル}$$

(V) 下管

$$\text{支壓面積 } A = \frac{\text{反力}(R)}{\text{石工支壓力}(G)} \\ \text{石工支壓力 } G = 600 \text{ 千克/平方メートル} \text{ (仕様書-1回り)}$$

即ち所要支壓面積 A

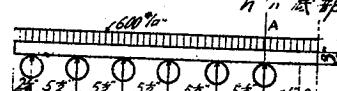
$$A = \frac{R}{G} = \frac{709,500}{600} = 1,183 \text{ 平方メートル}$$

設計上の支壓面積 A'

$$A' = b \times h = 36 \times 53 = 1,908 \text{ 平方メートル} > 1,183 \text{ 平方メートル}$$

但し式中 b の底部分幅

b' の底部分長



厚さ t 上部に如き荷重状態=於て弯曲力率=抵抗之得る要数

温度変化及活荷重=係る材料伸張、為し、T-7-1、最大引張量 $S_t = 2.0$

弯曲力率、 $A-A-\text{抵抗弯曲力率}=計算、A-A=\text{抵抗弯曲率}=1.2$

$$\text{BP+ } M = \frac{w \cdot l^2}{2} = \frac{600 \times 6.5^2}{2} = 12,700 \text{ 千克メートル}$$

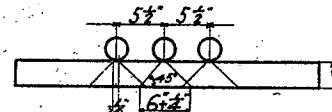
G 、錆鋼、錆錆磨力。

$$\text{抵抗力率 } R.M = G \times \frac{f^2}{6} \quad t \text{、高さ、厚さ} \\ = 16,000 \times \frac{3^2}{6} = 24,000 \text{ 千克メートル} > 12,700 \text{ 千克メートル}$$

故に $t = 3$ メートル \Rightarrow 安全上。

尚 T-7-1 は、傳ハル荷重、下管脚石工、一括=配筋並びに等分。

厚さ t を換算する。



即ち $t = 4.5$ メートル荷重、配筋元は 1 本、底板=抵抗弯曲長 $= 6.5$ メートル、
故に厚さ $t = 3$ メートル \Rightarrow 安全上。

(VI) 地盤反応と水平反力=抵抗力各部、寸法(材料强度、50%増強計算)

(a) 水平力

地盤反応=依頼反力 $R = 447,900 \text{ 千克}$ (第四章第三節第一項参照)
水平力 Q 、

$$Q = \frac{1}{3} \times R = \frac{1}{3} \times 447,900 = 149,300 \text{ 千克} \quad (\text{仕様書-1回り})$$

(b) 主筋及上管筋=要数 f 、 t 、 h 、數量

t 、 t 、 t 、直徑 \varnothing 1/10 メートル

$$t \times t \times \text{底面抗剪力} = f \cdot Q = 16,000 \times 0.55 = 9,900 \text{ 千克}$$

$$\begin{cases} f = \text{鋼、底面強度} = 12,000 \times 1.5 = 18,000 \text{ 千克} \\ Q = t \times t \times \text{底面抗剪面積} = 0.55 \text{ メートル}^2 \end{cases}$$

t 、 t 、 t 、數量 n

$$n = \frac{Q}{f} = \frac{149,300}{9,900} = 15.08 \quad \text{但し式中 } Q \text{、水平力 (前項算出用)}$$

使用數量、38 本 \Rightarrow $n = 14$ 本 + 1

(c) 上沓、錨及中沓間=於ケル水平力=抵抗スル部分寸法:

鑄鋼、支壓強

$$G = 24,000 \times 1.5 = 36,000 \text{ 剛度}$$

水平力

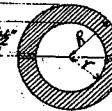
$$Q = 149,300 \text{ 剛度}$$

二、部分、水平力=對シテ、錨=深さ1/4; 中2½"溝アリ、上、中沓、ヨリ
ヨレ=半環状構造挿入シテ抗セム。

支壓面積 A_{II}

$$A = \frac{1}{2} \times \pi (R^2 - r^2) = \frac{1}{2} \times 3.1416 \times (2.5^2 - 1.5^2)$$

$$= \frac{1}{2} \times 3.1416 \times 4 = 6.3$$



$$\text{支壓力 } Q' = 6.3 \times 36,000 = 226,800 \text{ 剛度} > 149,300 \text{ 剛度}$$

半環、基部=於ケル應剪力 $C_{S,II}$:

$$C_S = \frac{149,300}{\pi R \times 2\frac{1}{4}} = \frac{149,300}{19.6} = 7,620 \text{ %} < 10,000 \text{ %}$$

(d) 中沓「口-7-1」及下沓間=於ケル水平力=抵抗スル部分寸法:

i) 橋軸=直角ル方向、水平力=對シテ。

鑄鋼、支壓強

$$G = 36,000 \text{ 剛度}$$

水平力

$$Q = 149,300 \text{ 剛度}$$

「口-7-1」半径

$$R = 2\frac{1}{4} \text{ ft}$$

二、部分、水平力=對シテ、「口-7-1」=深さ2時、幅1時、1/2溝アリ、二箇所=1時、中、下兩沓ヨリ、深さ起、挿入シテ抗セム。

今 X 、 Z 距離=7.540 ft 14時

$$X = \sqrt{R^2 - Z^2} = \sqrt{25 - 17.5^2}$$

$$= \sqrt{625 - 306} = \sqrt{319} = 17.5 \text{ ft}$$

$$\tan \phi = \frac{Z}{X} = \frac{17.5}{17.5} = 1 \quad \therefore \phi = 45^\circ$$

$$\text{即 } \phi = 45^\circ + 15^\circ$$

支壓面積 A_{II}

$$A = \frac{R^2(\pi - 2)}{4} = \frac{6.25(3.1416 - 2)}{4} = 1.135$$

$$= 1.78 \text{ ft}^2$$

全支壓面積 $A = 1.78 \times 6.2 = 21.36 \text{ ft}^2$ (口-7-6個、上下各一方、接觸面積)

支壓力 Q'_{II}

$$Q'_{II} = 21.36 \times 36,000 = 769,000 \text{ 剛度} > 149,300 \text{ 剛度}$$

(e) 橋軸、方向、水平力:

二、水平力=對シテ、固定端=於ケルスレハ可ナリ、可動端=於ケル、只主軸、移動量が許容量を超過セラル方策=下図、如キ装置、施セム。

(e) 下沓及上石工間=於ケル水平力=抵抗スル部分寸法:

水平力 $Q = 149,300 \text{ 剛度}$

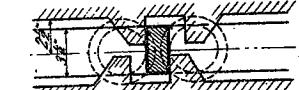
$$\text{石工支壓力 } G = 600 \times 1.5 = 900 \text{ 剛度}$$

計算ヨリ得タル支壓面積 A_{II}'

$$A' = \frac{Q}{G} = \frac{149,300}{900} = 166 \text{ ft}^2$$

$$\text{設計面積 } A_{II} = 36 \times 5.5 = 198 \text{ ft}^2$$

故=安全ナリ。



a-a 算 = 支座弯曲力率 M_a

$$M = \frac{wl^2}{2} = \frac{900 \times 5^2}{2} = 11,250 \text{ 吨-英尺}$$

抵抗力率 $R.M_a$

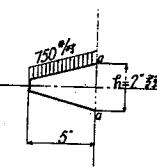
$$R.M_a = G' \times \frac{r^2}{6} = 24,000 \times \frac{2^2}{6}$$

= 16,000 吨-英尺

$$= 16,000 \times 1.5 = 24,000 \text{ 吨-英尺}$$

EP_a

$16,000 > 11,250$ 吨-英尺，安全。



式中 w 为突起一平方吋当儿荷重
 l 为突起長度

突起長度

第二節 完成上連結部

第一項 反力

總反力 $R = 648,500$ 吨 (第四章第三節第四項參照)

第二項 各部分法

(i) 上省

總反力 $R = 648,500$ 吨

支壓面積 $A = 52 \times 16 = 832$ 平方吋

鑄鋼支壓力 $G' = 24,000$ 吨/平方吋

反力 = 依 \sim 一平方吋當儿支壓力 G'

$$G' = \frac{R}{A} = \frac{648,500}{832} = 780 \text{ 吨/平方吋}$$

EP_a $24,000 > 780$ 吨/平方吋，安全。

弯曲力率 M_a

$$a-a = \text{突起}, M_a = \frac{wl^2}{2} = \frac{780 \times 8^2}{2} = \frac{49,920}{2} = 24,960 \text{ 吨-英尺}$$

$$b-b = \text{突起}, M_b = \frac{wl^2}{2} = \frac{780 \times 4^2}{2} = \frac{12,500}{2} = 6,250 \text{ 吨-英尺}$$

抵抗力率 $R.M_a$

$$a-a = \text{突起}, R.M_a = G' \cdot \frac{r^2}{6} = 16,000 \times \frac{5.875^2}{6} = 92,000 \text{ 吨-英尺} > 24,960 \text{ 吨-英尺}$$

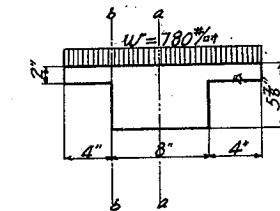
$$b-b = \text{突起}, R.M_b = G' \cdot \frac{r^2}{6} = 16,000 \times \frac{2^2}{6} = 10,700 \text{ 吨-英尺} > 6,250 \text{ 吨-英尺}$$

(ii) 鑄鐵

鑄鐵在橋台上可動部分同様 = 3 倍反力前有 \sim 1.75 倍計算之為安全。

(iii) 下省

上省同様之數 = 計算之數。



(a) 地震=底盤水平力=抵抗部分寸法.

(b) 水平力.

死荷重=底盤反力----- $R = 400,400$ 斤度 (第四章第三節第一款四)
水平力 Q_R

$$Q = \frac{R}{3} = \frac{1}{3} \times 400,400 = 133,130$$
 斤度 (仕様書=底盤)

(c) 主軸及上管或下管, 締結=壁スル穴一孔, 數量

鋼, 鋼剪力----- $f = 18,000$ 斤度 (前出)
1/8尺-1/4尺一本, 鋼剪力----- $f = 0.705 \times 18,000 = 14,130$ 斤度
1/4尺-1/4尺/數 n , (剪力長1/4尺故爲剪面不變, 同理可得)

$$n = \frac{Q}{f} = \frac{133,130}{14,130} = 9.42 \approx 10$$

而使用數量, 14本以上故=安全 +1.

(d) 上管, 鋼及下管間=方八角水平力=抵抗部分寸法.

橋台上可動部分同様=上管水平力, 前者より大故
計算より安全 +1.

(計算方法八第一節第二項 vi (c) 参照)

第三節 橋脚上固定部.

第一項 反力.

總反力----- $R = 4,328,000$ 斤度 (第五章第十六節 (b) 参照)

第二項 各部寸法.

(i) 上管.

反力----- $R = 4,328,000$ 斤度

上管長----- $l = 4\frac{1}{4}'' = 52$ 尺

管, 幅----- $b = 3\frac{1}{4}'' = 40$ 尺

支壓面積----- $A = 5.2 \times 40 = 2080$ 尺²

鑄鋼及鋼, 支壓力----- $G = 24,000$ 斤度/平方尺

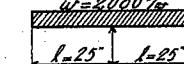
反力=底盤一平方吋當, 支壓力 G' .

$$G' = \frac{R}{A} = \frac{4,328,000}{2,080} = 2,080$$
 斤度

$G' = 24,000 > 2,080$ 斤度 +1.

弯曲力率 M_1 .

$$M = \frac{w \cdot l^2}{2} = \frac{2,080 \times 20^2}{2} = \frac{832,000}{2} = 416,000$$
 斤度



抵抗力率 $R.M_1$.

$$R.M = G \cdot \frac{l^2}{6} = 16,000 \times \frac{21.5^2}{6} = 1233,000$$
 斤度 $> 416,000$ 斤度

(ii) 鋼.

鋼, 長----- $l = 50.0$ 尺

鋼, 半徑-----1 尺

鑄鋼及鋼, 支壓力----- $G = 24,000$ 斤度/平方尺

反 力----- $R = 4,328,000$ 斤度

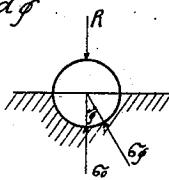
$$G_p = G \cos \phi$$

$$R = 2 \int_0^{\pi} G r d\phi l \cos \phi = 2 G r l \int_0^{\pi} \cos^2 \phi d\phi$$

$$= 1.36 G r l$$

$$r = \frac{R}{1.36 l} = \frac{4,320,000}{1.3 \times 24,000 \times 50} = 3.2 \text{ ft}$$

即 $d = 6.4 \text{ ft} + 1.1 \text{ ft} = 7.5 \text{ ft} < 11/10 \text{ ft} + 1.0 \text{ ft} \text{ (安全系数)}$



(ii) 下管:

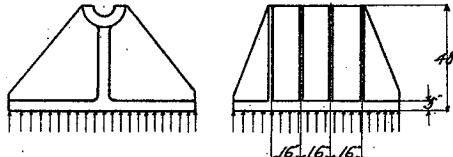
$$\text{反力} \cdots \cdots \cdots R = 4,320,000 \text{ 磅}$$

$$\text{支壓面積} \cdots A = 84 \times 84 = 7,056 \text{ 平方英吋}$$

$$\text{石工/支壓力} G = 600 \text{ 磅/平方吋}$$

$$\text{反力} = \text{石工} + \text{一平方吋當り} 1 \text{ 支壓力} G''$$

$$G'' = \frac{R}{A} = \frac{4,320,000}{7,056} = 615 \text{ 磅/平方吋} \approx 600 \text{ 磅/平方吋}$$



底部厚さ t の次に如き t 使 t 。

三等分徑間、連続平行土手 t 使 t 。

最大弯曲率 M_{max}

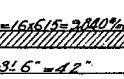
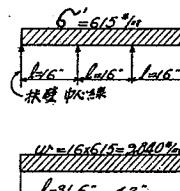
$$M = \frac{G'' t^2}{10} = \frac{615 \times 16^2}{10} = 15,750 \text{ 磅/英尺}$$

抵抗力率 $R.M.$

$$R.M. = G'' \frac{t^2}{6} = 16,000 \times \frac{5^2}{6} = 66,700 \text{ 磅/英尺}$$

$$\text{即} \quad 66,700 \text{ 磅/英尺} > 15,750 \text{ 磅/英尺}$$

$$t = \text{扶壁 - 橫加筋重 } W \cdots \cdots \cdots W = 16 \times 615 = 9,840 \text{ 磅/英尺}$$



最大弯曲率 M_{max}

$$M = \frac{W l^2}{2} = \frac{9,840 \times 42^2}{2} = 8,680,000 \text{ 磅/英尺}$$

抵抗力率 $R.M.$

$$R.M. = G'' \frac{l^2}{6} = 16,000 \times \frac{4 \times 42^2}{6} = 24,576,000 \text{ 磅/英尺}$$

$$\text{即} \quad 24,576,000 \text{ 磅/英尺} > 8,680,000 \text{ 磅/英尺}$$

(iv) 地盤 = 1.0 倍生土 + 水平力 = 抵抗力 + 各部寸法。

(i) 水平力

$$\text{死荷重} = 1.0 \times \text{反力} \cdots \cdots \cdots R = 30,88,000 \text{ 磅} \quad (\text{第五章第三節 b 参照})$$

水平力 Q ,

$$Q = \frac{1}{3} R = \frac{1}{3} \times 30,87,000 = 10,29,000 \text{ 磅} \quad (\text{仕様書 - 依頼})$$

(ii) 主筋及上筋間 = 1.0 倍生土 + 水平力 = 抵抗力 + 各部寸法。

主筋 1 本 / 敷量 $\cdots \cdots \cdots n = 45$

$$1 \text{ 本} \times 1 \text{ 本} \times 一本 / 延剪力 } f = f.a = 16,000 \times 0.55 = 9,900 \text{ 磅}$$

$$1 \text{ 本} \times 1 \text{ 本} \times 一本 / 延剪力 } f \times n = 9,900 \times 45 = 445,500 \text{ 磅}$$

水平力 $\cdots \cdots \cdots Q = 10,29,000 \text{ 磅}$

上筋外縁 / 水平力 = 抵抗力 + 量 g ,

$$g = Q - n f = 10,29,000 - 445,500 = 5,83,500 \text{ 磅}$$

外縁 / 支壓面積 A ,

$$A = 54 \times 1.5 = 81 \text{ 平方吋}$$

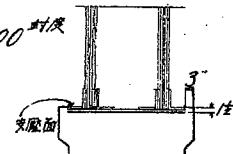
鋼鉄 / 支壓力 $\cdots \cdots \cdots G = 36,000 \text{ 磅/平方吋} (\text{剪出})$

外縁 / 支壓力 Q'' ,

$$Q'' = G \times A = 36,000 \times 81 = 2,916,000 \text{ 磅/英尺}$$

外縁 / 剪切力 Q'''

$$Q''' = (12,000 \times 1.5) \times (3 \times 54) = 2,916,000 \text{ 磅/英尺} > 5,83,500 \text{ 磅}$$



(c) 上管，錨及下管間 = 水平力 = 抵抗力 + 部分干涉。
上下各半環，支壓面積 A 。

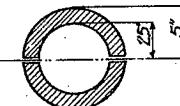
$$A = \frac{\pi}{2}(5^2 - 2.5^2) = \frac{3.14}{2} \times 18.75 = 29.5 \text{ 平方吋}$$

支壓力 Q' 。

$$Q' = G \cdot A = 36,000 \times 29.5$$

$$= 1,062,000 \text{ 磅}$$

$$\text{即 } 1,062,000 \text{ 磅} > 1,029,000 \text{ 磅}$$



(d) 下管間橋腳間 = 水平力 = 抵抗力 + 部分干涉。

$$\text{水平力 } Q = 1,029,000 \text{ 磅}$$

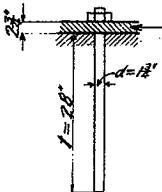
水平力 = 抵抗力 + 部分干涉 + 下管底部分突起及摩擦力 + 管壁厚度。
即 $Q = Q_B + Q_M$

$$Q_B = \pi \times \frac{\pi}{4} \times d^2 \times f_s$$

式中 $d = 1\frac{3}{4}$ 吋 = 44.45 毫米。

$$n = 4 \text{ (許用安全系数)}$$

$$f_s = 12,000 \times 1.5 = 18,000 \text{ 磅/吋}^2 \text{ (許容應力)}$$



許用安全系数。

$$Q_B = 4 \times \frac{3.14}{4} \times 1.75^2 \times 18,000 = 173,200 \text{ 磅}$$

即 突起，抵抗力 + 量 Q_M

$$Q_M = Q - Q_B = 1,029,000 - 173,200 = 855,800 \text{ 磅}$$

突起支壓面積 $A = 84 \times 10 = 840 \text{ 平方吋}$

石工支壓力 $G = 900 \text{ 磅/吋}^2$

突起全面支壓量 Q_A'



$$Q_A' = G \cdot A = 900 \times 840 = 756,000 \text{ 磅}$$

$$756,000 \text{ 磅} < 855,800 \text{ 磅}$$

即 突起部分不足 1.75 倍，橋腳與石工都向上假定干涉
模倣使用不足，管子管底部分突起及摩擦力 = 依管子管底部分突起，基部 = 橋腳最大弯曲率 M_{cr} 。

$$M = \frac{Q_A' \cdot l^2}{A} = \frac{855,800}{840} \times \frac{9^2}{2} = 41,300 \text{ 英吋磅}$$

抵抗力率 $R.M$

$$R.M = G \cdot \frac{l^2}{8} = 24,000 \times \frac{9^2}{8} = 108,000 \text{ 英吋磅}$$

$$\text{即 } 108,000 \text{ 英吋磅} > 41,300 \text{ 英吋磅}$$



第四節 橋脚上可動部
第一項 反力

橋脚上固定部同様に

$$即ち 縱反力 R = 4,328,000 \text{ 吨度}$$

第二項 各部寸法

(1) 上省

橋脚上固定部同様に計算し、最大(第三節第五項参照)

(2) 全部

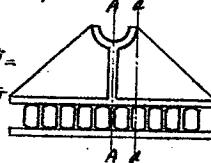
橋脚上固定部同様に計算し、最大(第三節第五項(C)参照)

(3) 中省

底部厚 t は 實際 = 「口-7-13」表の荷重 =

對子設計と大半は簡単、爲し等分布荷重で計算せよ。

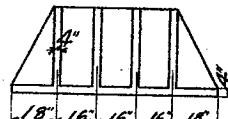
底面積 A =



反力 = 底面積 A 一方時当り支壓力 G'

$$G' = \frac{R}{A} = \frac{4,328,000}{7,056} = 615 \text{ 吨/方時度}$$

即ち 最大弯曲率 M₁₁



$$M_{11} = \frac{615 \times 16^2}{10} = 15,760 \text{ 吨時度}$$

抵抗力率 R.M₁₁ = $G' \frac{t^2}{8} = 16,000 \times \frac{7.5^2}{8} = 42,700 \text{ 吨時度}$

即ち t 1/4 时 = 7.5 全 + 1.

扶壁 = 縱加荷重 P₁₁

$P_1 = G' \times 16 = 6,000 \times 16 = 96,000 \text{ 吨度}$

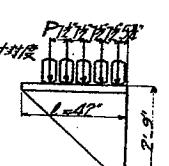
最大弯曲力率 M₁₁

$$M_{11} = P_1 (10 \times 7.5 + 5.75 \times 5) = 6,000 \times 103.75 = 9,960,000 \text{ 吨時度}$$

抵抗力率 R.M₁₁ (断面 A-A, 抵抗力率, 断面 A-A, 大小等参照)

$$R.M_{11} = G' \frac{t^2}{8} = 16,000 \times \frac{4 \times 5.5^2}{8} = 11,616,000 \text{ 吨時度}$$

$$11,616,000 \text{ 吨時度} > 9,960,000 \text{ 吨時度} + 1$$



式中 { G' は参考。
16' の扶壁大さ距離 }.

(II) 口-7-1

口-7-11 基 d = 10 时

口-7-11 長 l = 74.5 时

口-7-11 個数 n = 10

反力 R = 4,328,000 吨度

口-7-11 时長 + 1 支壓力 G'

$$G' = 600d \quad (\text{仕様書 = 10 时})$$

$$= 600 \times 10 = 6,000 \text{ 吨度/时}$$

然る時八全口-7-11 支壓力 R'

$$R' = 6n \ell = 6,000 \times 10 \times 74.5 = 447,000 \text{ 吨度}$$

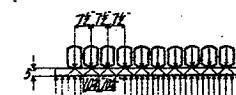
$$\text{即チ } 447,000 \text{ 吨度} > 4,328,000 \text{ 吨度} + 1$$

(III) 下省

支壓力面積 = 橋脚上固定部同様ニシテ (第五項 (ii) 参照)

底部厚 t は 橋脚上固定部下省同様に安全 + 1.

橋脚名石上 = 傳達スル荷重口-7-11 下省ヲ無テ石工工事
右回り脚 + 配布状態 = 等分布荷重ナル.



(IV) 地盤引張水平力 = 抵抗力部分 / 尺法

(a) 水平力

死荷重 = 侏儒反力 R = 3,087,000 吨度 (第三節第三項 (iv)(c) 参照)

水平力 Q 11

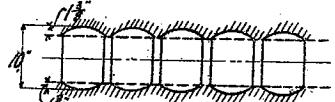
$$Q = \frac{1}{3} R = \frac{1}{3} \times 3,087,000 = 1,029,000 \text{ 吨度} \quad (\text{仕様書 = 10 时})$$

(b) 主軸及上省間 = 地盤引張水平力 = 抵抗力部分 / 尺法

橋脚上固定部同様 + 1. (第三節第二項 (iv)(b) 参照)

(c). 上管全管中管間-於水平力=抵抗之部分，寸法。
橋脚上固定部同様力。 (第三節第二項 IV(c) 參照)

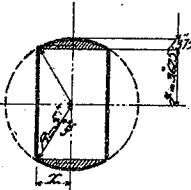
(d). 中管口-丁及下管間-於水平力=抵抗之部分寸法。



$$x = \sqrt{R^2 - y^2} = \sqrt{5^2 - 3.625^2}$$

$$= \sqrt{25 - 13.15} = \sqrt{11.85}$$

$$= 3.44$$



$$\tan \phi = \frac{y}{x} = \frac{3.625}{3.44} = 1.05 \div 1 \quad \text{即 } \phi = 45^\circ$$

$$90^\circ \text{ 包圍面積} \cdot \frac{\pi d^2}{4} = \frac{3.14 \times 100}{16} = 19.6$$

支壓面積 A_{\perp}

$$A_{\perp} = 10 \times (19.6 - \frac{7.25 \times 3.625}{2}) = 64.7$$

水平力 $Q = 1,029,000$ 敬度

鑄鋼1支壓力 $G = 36,000$ 敬度/平方吋

所要支壓面積 A'_\perp

$$A'_\perp = \frac{Q}{G} = \frac{1029000}{36000} = 28.6'' < 64.7''$$

(e). 下管及上橋台間-於水平力=抵抗之部分，寸法。
橋腳上固定部同様力。 (參照第三節第二項 IV(b))