

報 告

土木學會誌 第二卷第六號 大正五年十二月

八ッ山橋梁

工 學 士 大 河 戸 宗 治

目次

第一編 總論

第一章 位置及地形

第二章 橋形

第三章 仕方書

第二編 設計

第一章 橋構

第一節 橋牀

第二節 縱桁

第三節 牀桁

第四節 主構

第二章 橋臺

第三編 製作架設及工費

1603

報 告 八ッ山橋梁

第一編 總論

第一章 位置及地形

八ッ山橋梁ハ品川停車場ノ南方約四分ノ一哩ノ地點ニ於テ東海道鐵道線路ヲ跨キテ架セル國道橋ニシテ恰モ郡市ノ境界ニ位置シ品川町以南東海道往還ト東京市トヲ連絡スヘキ唯一ノ通路タル往來吞吐ノ咽喉部ニ方リ其一方ハ東京市街電車線八ッ山終點ニ接シ他方ハ京濱電氣鐵道會社線品川終點ヲ控ヘ四時晝夜ヲ通シテ交通極メテ頻繁ナル衝ニ當レリ

從來本橋下ニハ東海道鐵道線路四線アリ之レヲ跨クニ徑間 ∞ 呎斜角 ∞ 度 ∞ 分ノ下路飯桁ヲ以テシタリシモ京濱間鐵道線路改増築工事ノ計畫成ルヤ本橋下ニ於テ尙四線ヲ増設シ總計八線ノ鐵道線路ヲ布設スルニ決セルヲ以テ茲ニ本橋梁改築ノ必要ヲ生スルニ至レリ然レトモ本橋ハ前記ノ如ク往來頻繁ナル國道ニ架セルモノナルヲ以テ工事中ト雖モ之レヲ全然撤廢スルヲ得ス仍テ附近ニ車馬ヲ通スルニ足ルヘキ假橋ヲ架スルカ又ハ在來橋梁ヲ其儘トシテ他ノ地點ニ架橋スルカノ二者ノ中一ヲ選フヘキ問題ニ逢着セリ然ルニ本橋附近ノ地形ハ北方品川停車場附近ヨリ漸次勾配ヲサセル道路ヲ作ル爲メ道路ノ東側ニハ品川停車場構内ニ接シテ高キ擁壁アリ西側ハ即チ御殿山諸邸宅道路ニ密接シ從テ道路ニ些少ノ移動ヲ生スルモ忽チ困難ナル問題ト巨大ノ經費トヲ豫期スルニ難カラス又本橋東端ニ於テハ道路本橋上ヲ離ル、ヤ忽チ急曲線ヲナシテ品川町ニ入り其間多大ノ變更ヲ許サス唯西方ニ比シ稍餘地ヲ存スルコト多キヲ見ルノミ形勢斯ノ如クナルヲ以テ假橋ヲ附近ニ架シテ人馬ヲ通スルカ如キハ云フヘクシテ行フヘカラサル處ニ屬シ往來ヲ遮斷セスシテ新橋ヲ架センニハ甚タ困難多キ地點タルヤ論ヲ俟タス

本橋梁ニ於テハ主構三個ヲ用ヒテ路面ヲ二部ニ分チ先ツ北方二個ノ構ヲ架シテ道路ノ一半ヲ完成シ次ニ舊橋ヲ撤去シテ残りノ一半ヲ完成スルノ計畫ヲ立テタルヲ以テ從テ架橋點モ之レヲ舊

橋ニ比シテ約六十呎北方ニ移シ以テ舊橋ヲ其儘ニシテ新橋ノ北方及中央主構ヲ架設スルニ支障ナカラシメ更ニ舊橋ノ斜角 35° 度 30 分ヲ改メテ斜角 35° 度 45 分トシ以テ將來品川町道路改修ニ際シテ其連絡ニ困難ヲ感セサルノ用意ヲナセリ

前述ノ如ク本橋梁ハ東海道及山手鐵道線路八線ヲ跨キ且ツ約 35° 度ノ斜角橋ナルヲ以テ從テ其徑間モ舊橋ニ比シ長大トナリ兩橋臺面間ニ於テ130呎ノ純徑間ヲ要スルニ至レリ
橋梁路面幅員ハ在來橋上有效幅員 20 呎ナリシモ在來ノ儘ニテハ往來頻繁ナル現狀ニ照シテ到底現在及將來ノ要求ヲ滿スニ足ラス又近キ將來ニ於テ品川町道路修築ノ曉ニ於テハ忽チ狹隘ヲ感スヘキコト明カナルヲ以テ東京府廳ト協議ノ結果在來有效幅員 20 呎 30 呎ニ擴張スルコトニ決セリ然ルニ當時恰モ京濱電氣鐵道株式會社ニ於テ同社線品川終點ヲ起點トシ青山支線ヲ延長スヘキ計畫ニ伴ヒ本橋梁ニ隣接シテ跨線橋架設ノ要アリシヲ以テ之レヲ本橋梁ニ併合架設方協定成リ之レカ爲メニ更ニ電車線ノ爲メ有效幅員 20 呎ヲ增加シ總有效幅員 30 呎トスル事ニ決シ内ニ 10 呎ヲ車道トシテ中央部ニ設ケ之レニ電車線路往復二線ヲ敷設シ車道ノ兩側ニハ各々 5 呎ノ時計 10 呎ノ人道ヲ設ケタリ

本橋ニ主構ヲ三個用ヒタルハ其橋牀構造上ヨリモ亦其必要ヲ見タリ即チ本架橋點ニ於テハ下方ニ東海道鐵道線路ノ近ク品川停車場ニ接近セルアリテ之レカ施工基面ヲ動カスコト難ク上方ハ西橋臺ヨリ品川停車場ニ達スル阪路ノ勾配既ニ三十分ノ一ニシテ之レヲヨリ急ニスルコトハ望ムヘカラス又他方ニハ品川町道路ノ路面ヨリ高キトキハ僅小ノ距離ニ於テ急勾配ヲ附セサルヘカラサルノ不利アリ加之東海道鐵道線路ニハ電車ヲ通スルノ計畫ナルヲ以テ其建築定規モ普通ノ處ニ比シテ頗ル大ニシテ此等ヲ考慮スルトキハ益々橋牀ノ高サヲ低ク設計スヘキノ必要ヲ見タリ

在來橋梁ニ於テハ其幅僅カニ〇呎ナリシヲ以テ二個ノ主桁ヲ用ヒ桁ノ下突縁上ニとらふ鋸ヲ載セ之レヲ混凝土ヲ以テ蓋ヒテ路面ニ供セリ然レトモ新設計ニテリテハ其幅車道ノミヲ取ルモ〇呎ヲ越ユ加之橋上ニ來ルヘキ荷重下シテ電車砲車等ノ輪重荷重ヲ加ヘタルヲ以テ主構ヲ二個用ヒテ車道ノ全幅ニ亘リテ牀桁ヲ架スルトキハ到底所要ノ範圍ニ於ケル高サトサテスヲ得ス路面使用上ヨリ云ヘハ甚タ不便ニシテ殊ニ電車カ品川町ニ近キ橋端ニ於テ急曲線ヲ曲カルニ當リ中央構ノ爲メニ障礙セラレテ諸種ノ不都合ヲ生スルノ不利ナルヒモ拘ラズ中央構ヲ用フルニ至リシモ誠ニ已ムヲ得サルニ出ツ然レトモ前述ノ如ク本橋梁架設ニ當リテハ中央構ヲ用ルガ爲メニ其半分ヲ先ツ完成シテ道路ヲ切り換フルヲ得以テ舊橋撤去ヲ可能ナラシムルモノニシテ中央構ヲ用ヒサラシニハ此間ノ作業ニ非常ナル困難ト經費トヲ要シタルナルヘシ

第二章 橋形

本橋ノ位置タル品川停車場ニ接スルニ甚タ近ク其操車線ハ僅ニ本橋ニ達スルニ及ビテ終ル故ニ本橋下ノ鐵道線路ハ線ハ之レヲ本線下云フニ雖モ其性質ヨリ云ヘハ操車配線中ニ屬スルモノトスルヲ寧ロ當然ナリトス故ニ將來ニ於ケル配線ヲ變更轉轍器ノ廢置等ヲ考慮スルトキハ線路間ニ橋脚橋柱ヲ樹立スルハ甚タ策ヲ得タルモノト云フベカラズ況ヤ本橋ノ如キ之レヲ鐵道ヨリスルモ之レヲ東海街道ヨリ見ルニ衆人注目ノ衝ニ當リ又一方遠來ノ外客ノ東都ニ入ルニ際シテハ先ツ本橋ヲ見テ首都ノ繁榮ヲ偲テヘキ凱旋門的的使命ヲ帶ラルモノニアリテハ徒ニ僅少ノ費ヲ惜ミテ橋形ノ美觀ヲ失フヲ忍ラズニテ本橋ヲ設計スルニ當リ當然想到スルニ個又ハ三個ノ小徑間ニ極メテ無趣味トシテ鋸桁ヲ架スルノ費額小ナルヲ捨テ、一舉百三十餘呎ノ大徑間ヲ以テ八線ヲ跨キ又普通構桁ノ簡ナルヲ措キテ極メテ複雑ナル計算並ニ設計ヲ要スル緊要拱構 (Fixed arch) ヲ撰ヒシハ皆此用意ニ出テ

橋形ハ兩端ニ高サ 6 呎ノ垂直端柱ヲ有スル拱ニシテ支間 136 呎上弦ハ圓弧ニシテ端柱ノ上端ニ始マリ中央ニ於テ高サ 10 呎ノ時ニ達ス下弦ハ拋物曲線ニシテ端柱ノ下端ニ始マリ中央ニ於テ高サ 10 呎ノ時トス兩曲線間ヲ十六格間ニ分チ各格間毎ニ Pratt 型ニ斜腹材及垂直材ヲ用フ別ニ端柱下端間ヲ結ヘル水平繫材アリ以テ拱ヨリ來ル水平應力ニ抗シ橋臺ニ來ル反力ヲ垂直ナラシムニ格間長毎ニ下弦格點ヨリ垂直懸吊材ヲ垂下シ之レニ牀桁ヲ緊結ス牀桁間ニ四個ノ縱桁アリ其上ニとらふ鐵ヲ載セ以テ鋪道ヲ支フルノ用ニ供ス主構ハ繫拱構三個ヲ以テ成ルヲ以テ車道ヲ中央構及左右側構ノ間ニ設ケ人道ハ左右構ノ外側ニ置ク車道路面ハ木造鋪道トシ入道路面ハ膠泥塗仕上ケ鋪道ヲ用ヒタリ

橋ノ一端ハ之レヲ橋臺ニ固定セシメ他端ニハ輻子伸縮裝置ヲ設ケ溫度變化ヨリ來ル橋長伸縮ニ應セシム

第三章 仕方書

本橋梁ノ設計ハ主トシテ鐵道院鋼鐵道橋設計仕方書ニ準據シ其ノ公道橋ニ適應セサル部ハ之レヲ適宜變更シテ使用セリ其主要ナル點ヲ舉クレハ次ノ如シ

- (1) 活荷重 本橋上ニ來ル活荷重ハ次ノ三種トシ其ノ最モ大ナル應力ヲ生スル荷重ニ堪フル程度ニ橋構ノ各部材ヲ設計スルモノトス
 - (a) 等布荷重

車道及人道上ヲ通過スル人馬ノ群集ニヨリ生スル荷重ニシテ 100 平方呎ニ付 100 封度ト假定ス
 - (b) 電車荷重

京濱電車ノ市内延長線カ本橋上ヲ通過スル場合ヲ豫想セルモノニシテ第一圖ニ示スカ如キ軌距及重量ヲ有スルモノトス

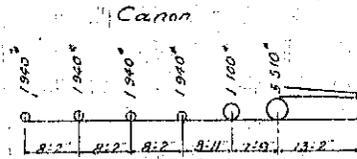


圖 二 第

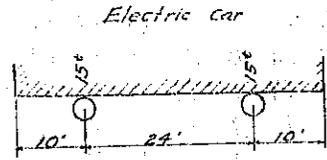


圖 一 第

(c) 砲車荷重

第二圖ニ示ス如キ軸距及重量ヲ有スルモノトス

(2) 用材 橋構ニ用ヒタル材料ハ全部建築用鋼 (Structural steel) トス而シテ其中
縦釘ニハ軟鋼ヲ用ヒ他ハ全部半軟鋼ヲ使用ス孰レモ開爐式ニヨリ製造セル
モノニシテ且ツ左記ノ強度及性質ヲ有スルモノナルヲ要ス

(a) 強度

半軟鋼 60,000 乃至 70,000 #/sq"
軟鋼 50,000 乃至 60,000 #/sq"

(b) 弾性限度

極強ノ二分ノ一以上

(c) 伸張率

半軟鋼 長サ八吋ニ於テ
鉗鋼 長サ二吋ニ於テ

軟鋼 長サ八吋ニ於テ

20% 以上
22% 以上
26% 以上

(B) 許容應力

(a) 軸應張力(純斷面)

16,000 #/sq"

(b) 軸應壓力(總斷面)

16,000-70 $\frac{l}{r}$ #/sq"

l ハ部材ノ長サ(吋)

r ハ斷面ノ最小環動半徑(吋)

(c) 彎曲應力

桁ノ抗張緣維(純斷面)

16,000 #/sq"

桁ノ抗壓緣維(總斷面)

16,000-200 $\frac{l}{r}$ #/sq"

L ハ突縁固定點間ノ距離(吋)

b ハ突縁ノ幅(吋)

鈔ノ縁維

24,000 #/吋

(d) 應剪力

工場綴釘及鉋

12,000 #/吋

現場綴釘

10,000 #/吋

鋸

14,000 #/吋

(e) 支壓力

工場綴釘及鉋

24,000 #/吋

現場綴釘

20,000 #/吋

石工及混泥土

500 #/吋

幌子

1,200 \sqrt{d} #/吋

d ハ幌子ノ直徑(吋)

(4) 擊衝 鐵道橋ニ於テハ

$$I = S \frac{300}{L + 300}$$

ナル式ヲ用フルモ本橋梁ハ公道橋ニシテ活荷重ノ擊衝モ鐵道橋ニ於ケル列車荷重程大ナラス且ツ橋ノ全幅ニ亘リテ重量比較的大ナル鋪道牀ヲ有スルヲ以テ擊衝ノ影響ハ道床ヲ有セサル鐵道橋ニ比スレハ著シク小ナルヘシ故ニ本橋梁ノ應力計算ニハ次ノ式ヲ用ヒテ擊衝應力ヲ計算セリ

$$I = S \frac{100}{L + 150}$$

上式ニ於テ

I 擊衝應力

S 最大活荷重應力

L 支間(呎)

但シ懸吊材(Hanger)及牀桁(Floor beam)ニアリテハ格間ノ二倍

(5) 應力計算

(a) 外力 橋構ノ各部材ハ格點ニ於テ自由ニ廻轉シ得ルモノトシ綴釘連結ノ爲メニ生スル撓率等ノ影響ハ之レヲ考慮セス

一部材ニ於テ靜荷重及活荷重ヨリ生スル應力ノ性質相反スルトキハ靜荷重應力ノ百分ノ七十ヲ有效トシテ其合成應力ヲ算出ス
 應張力及應壓力カ交番スル部材ニアリテハ各應力ニ對シ所要斷面積ヲ算出シ其大ナル方ヲ使用ス但シ此場合ニ交番應力カ活荷重ノ通過ニ際シテ連續シテ生スルトキハ各合成應力ニ其小ナル應力ノ百分ノ五十ヲ加ヘ以テ所要斷面積ヲ算出ス但部材ノ連結ニ對シテハ兩合成應力ノ和ヲ用フヘシ

(b) 應力 釘綴抗張材ニアリテハ其總斷面積ヨリ綴釘ノ公稱幹徑(Nominal diameter)ニ八分ノ一時ヲ加ヘタル直徑ヲ有スル綴釘孔ヲ控除シタルモノヲ以テ純斷面積トシ以テ其單位維應力ヲ計算ス但シ<字形綴釘線ト直綴釘線トニ於ケル純斷面積ヲ比較シ前者後者ヲ超過スルコト後者ノ百分ノ三十以下ナルトキハ其部材ノ總斷面積ヨリ<字形綴釘線上ニ於ケル總テノ綴釘孔ヲ控除シタルモノヲ以テ其抗張材ノ純斷面積トス

桁及之レニ類似ノ構造物ハ其有効斷面(Net section)ノ中立線ノ周リノ物量力率(Moment of inertia)ヲ用ヒテ纖維應力ヲ計算ス而シテ其突縁ト腹板トヲ連結スル綴釘ニ生スル應力ハ次ノ式ヲ用

ヒラ計算ス

上式ニ於テ

f 綴釘ニ於ケル應力(平方吋ニ付封度)

p 綴釘ノ離間(吋)

I 桁ノ有効断面ノ中立線ノ周リノ物量力率(吋)

Q 中立線ノ周リノ一突縁ノ断面能率(吋)

S 剪力(封度)

A 應力ノ働ク面積(平方吋)

$$f = \frac{pSQ}{AI}$$

(6) 設計細目

材料ノ厚サハ填隙材ヲ除クノ外八分ノ三吋ヨリ小ナルヘカラス
綴釘ノ離間(Pitch)ハ其幹徑ノ三倍ヨリ小ナルヘカラス

部材ノ綴釘接合(Riveted joint)ハ其張力ヲ受クル場合ト壓力ヲ受クル場合トヲ問ハス部材ノ全強(Full strength)ニモリ之ニテ添接(Splice)スヘシ但シ抗壓材ノ衝頭接合(Flushed joint)ニ限リ該部材ノ位置ヲ固持スルニ足ル添接ヲナスコトヲ得

添接板ヲ間接ニ使用スル場合ニハ所要綴釘數ヲ鋼板一枚ヲ距ツル毎ニ三分ノ一宛増加スルニ付填隙材ヲ使用シテ部材ヲ間接ニ連結スル場合ニハ所要綴釘數ヲ二分ノ一宛増加スルニ付橋端ハ一方ヲ固定シ一方ニハ輻子ヲ裝置シ攝氏八十度ノ溫度ノ變化ニ對シ橋構ニ生スル伸縮ニ備フ但シ鋼ノ膨脹係數ハ攝氏一度ニ對シ百萬分ノ十二トス
構ニハ荷重滿載ノトキ縱桁カ所定ノ位置ニ來ル様相當ノ反リ(Camber)ヲ附ス

1672

第二編 設計

第一章 橋構 (Superstructure)

第一節 橋牀 (Floor)

橋牀ハ車道ハ全部木造鋪道ヲ用ヒ人道路面ハ膠泥塗仕上ケ鋪道トス其基礎トシテハ混凝土ヲ施シ之レヲ縦桁間ニ架セル支間5呎ノとらふ飯ニテ受クルモノトス此等ノ總重量ヲ一平方呎ニ付95封度トス

とらふ飯ニ於ケル撓率 (Bending moment) ハ

(1) 靜荷重 (Dead load) ヨリ生スルモノ

$$M_d = \frac{95 \times 5^2 \times 12}{8} = 3,563 \text{'}\#$$

(2) 活荷重 (Live load) ヨリ生スルモノ

一軸5,510封度ノ重量ヲ有スル袍車々輪カ中央ニ來リシトキニ最大ニシテ

$$M_l = \frac{5,510}{2} \times \frac{5}{4} \times 12 = 41,325 \text{'}\#$$

(3) 擊衝ヨリ生スルモノ

$$M_i = 41,325 \times 0.645 = 26,655 \text{'}\#$$

即チ總撓率ハ

$$M = 71,540 \text{'}\#$$

而シテ本橋ニ使用セル O_{max} ナルとらふ飯ノ斷面係數 (Section modulus) ハ $4,92 \text{'}^3$ ナルヲ以テ緣維應力 (Extreme fibre stress) ハ

第二節 縦桁 (Slinger)

縦桁ニハ電車軌條下ノモノト車道下ノモノト二種アリ孰レモ牀桁ノ中心間隔5呎ヲ支間トスル單桁 (Simple beam) トシテ應力ヲ計算ス

(1) 静荷重撓率

橋牀ノ重量每平方呎ニ付95封度ニシテ縦桁ノ間隔5呎ナルヲ以テ縦桁一呎當リノ荷重ハ475封度之レニ縦桁ノ自重一呎ニ付100封度ヲ加フルトキハ縦桁一呎當リノ全静荷重ハ575封度トナルヘシ故ニ

$$f = \frac{71,540}{4.92} = 14,540 \text{ #/"}^2$$

$$M_d = \frac{575 \times 17^2 \times 12}{8} = 249,300 \text{ #}$$

(2) 活荷重撓率

(a) 電車荷重 一軸15噸ノ重量ヲ有スル電車々輪カ支間ノ中央ニ來ルトキ最大ニシテ

$$M_1 = \frac{33,600}{2} \times \frac{17 \times 12}{4} = 856,800 \text{ #}$$

$$M_2 = 856,800 \times 0.600 = 514,080 \text{ #}$$

(b) 等布活荷重

橋上ニ於ケル最大等布活荷重ハ一平方呎ニ付100封度ニシテ縦桁ノ間隔5呎ナルヲ以テ縦桁一呎當リノ等布荷重ハ500封度ナリ故ニ

$$M_3 = \frac{500 \times 17^2 \times 12}{8} = 216,750 \text{ #}$$

故ニ總撓率ハ

電車荷重ニ對シテハ

$$M = 1,620,200 \text{ #}$$

等布活荷重ニ對シテハ

$$M = 596,100 \text{ #}$$

ナルヲ以テ前者ニ對シテ設計シ後者ニ對シテハ同斷面ヲ使用ス

縱桁ニハ $18' \times 7'' \text{ @ } 75 \text{ #}$ ノ I 形鋼ヲ用フ $I = 1,149 \text{ cm}^4$ 故ニ線維應力ハ

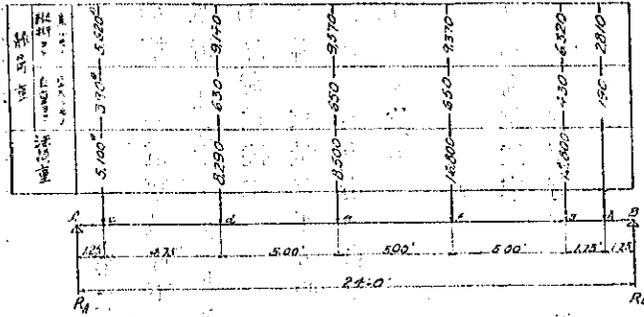
$$f = \frac{1,620,200 \times 9}{1,149} = 12,700 \text{ #/} \square$$

第三節 牀桁 (Floor beam)

牀桁ハ各 5 呎ノ間隔ニ置キ之レヲ主構ノ垂吊材 (Hanger) ニ直角ニ釘綴ス
 又側構ノ兩側ニハ步道及瓦斯管ヲ支持スル爲メ長サ 7'-6" ノ腕桁 (Cantilever beam) アリ故ニ牀桁ハ全體トシテハ三個ノ支點ト四個ノ徑間ヲ有ス
 ル連續桁ノ如キ形ヲナセトモ其各徑間ヲ連接スル綴釘連結ハ張力ニ對シテ信頼スヘキモノニ非サルヲ以テ牀桁ノ計算ハ總テ連續桁及單桁ノ雙方ノ場合ニ對シテ計算ヲ行ヒ其弱キニ從テ設計シ以テ萬全ヲ期セリ
 下ニ其各場合ノ計算ヲ掲クヘシ

(1) 最大正撓率

牀桁ニ於ケル最大正撓率 (Max Positive B.M.) ハ橋牀上ニ活荷重ヲ全載セルトキニ桁ノ中央部ニ生ス此場合ニハ牀桁ヲ中央構ト側構間ニアル徑間 3 呎ノ單桁トシテ計算ス但シ電車荷重ハ 10 呎ノ幅ニ等布シ縱桁ノ及



第三圖

gノミニテ之レヲ負擔スルモノトスレハ牀桁ニ於ケル荷重ノ分布ハ下圖ノ如クナルヘシ
而シテ牀桁ノ各點ニ於ケル撓率ハ

點	總桁ヨリ來ル 部荷撓率	自重ヨリ來ル 部荷撓率	活荷撓率	彎 衝	總 撓 率
c	319,770/#	92,100/#	350,400/#	189,920/#	881,490/#
d	1,214,300	67,700	1,391,220	751,260	3,424,480
e	1,607,900	111,400	1,989,420	1,077,200	4,785,920
f	1,439,400	99,470	2,076,480	1,121,300	4,736,650
g	708,400	49,000	1,156,680	624,610	2,538,690
h	319,800	22,100	481,950	260,250	1,084,100

即チ最大正撓率ハe點ニ於ケル4,785,920/#ナリ

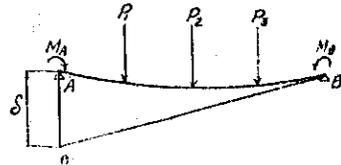
(2) 最大負撓率 (Max. Negative B.M.)

牀桁ニ於ケル最大負撓率ハ橋牀上ニ活荷重ヲ全載セルトキニ中央構中心線上ニ生ス此場合ニハ各24呎ノ支間ヲ有スル二個ノ徑間ヲ有スル連續桁トシテ計算ス

而シテ連續桁ノ計算ニハ Miller-Breslauノ方式ヲ用ヒ先ツ其一徑間ヲ單桁ト考ヘテ各點ノ撓率ヲ求メ之レニヨリテ撓率圖表 (B.M. Diagram)ヲ畫キ此圖表ノ面積ノ一端支點ニ對スル能率 (Moment of Area) Q_0 ヲ算出シ

$$M_B = \frac{3 Q_0}{l^2}$$

ナル公式ニヨリB點ノ撓率ヲ計算セリ



第四圖

ナル故

〔參考〕 上記公式ノ誘導

ABナル桁ニ垂直荷重 \$P_1, P_2, \dots\$ 同時ニ \$M_A, M_B\$ ナル端撓率 (End moment) アル場合ニ ABナル桁ノ彈性曲線 (Elastic curve) ニ Bニ於テ切線ヲ引キ其レカ Aニ於ケル垂線ト Cニ於テ交ハリ ACヲ \$Q\$ ニテ表ハセハ彈性曲線ノ方程式ハ

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{M}{EI}$$

$$\frac{dy}{dx} = \varphi \quad \text{トスルニ} \quad \frac{d\varphi}{dx} = \frac{M}{EI}$$

故ニ

$$AC = \int_A^B \alpha d\varphi = \int_A^B \frac{M\alpha}{EI} dx$$

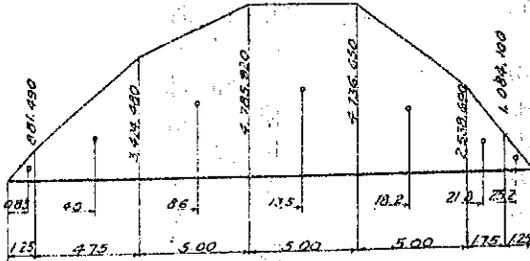
然ルニ $\int_A^B M\alpha dx$ ハ ABナル桁ニ對スル撓率圖表ノ A 點ニ對スル能率ナリ之ヲ \$Q\$ トスレハ

$$Q = \frac{Q}{EI}$$

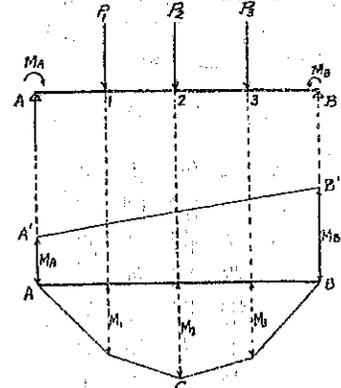
然ルニ ABナル桁ニ對スル撓率圖表ハ

- (1) ABヲ單桁ト考ヘタルトキ \$P_1, P_2, \dots\$ ナル垂直荷重ニヨリテ生スル撓率ノ圖表 ACBト
 - (2) \$M_A\$ 及 \$M_B\$ ナル端撓率ニ對スル撓率圖表 AA'B'B'ノ二部ヨリ成ルモノト考ヘ得ヘシ
- 面積 AOBノ Aニ對スル能率ヲ \$Q_0\$ トスレハ

$$Q = Q_0 + \frac{M_A}{2} \times \frac{l^2}{3} + \frac{M_B}{2} \times \frac{2l^2}{3}$$



第 六 圖



第 五 圖

ABヲ單桁トシテ求メタル撓率ハ前出ノ表ニ示スモノニ同シ之レニヨリテ \$Q_0\$ヲ求ムレハ

$$\begin{aligned}
 Q_0 &= \frac{1}{2} (0 + 381,490) \times 1.25 \times 0.83 \times 12^2 \\
 &+ \frac{1}{2} (381,490 + 3,424,480) \times 4.75 \times 4.00 \times 12^2 \\
 &+ \frac{1}{2} (3,424,480 + 4,736,920) \times 5.00 \times 3.60 \times 12^2 \\
 &+ \frac{1}{2} (4,736,920 + 4,736,920) \times 5.00 \times 13.50 \times 12^2 \\
 &+ \frac{1}{2} (4,736,920 + 2,538,690) \times 5.00 \times 13.20 \times 12^2 \\
 &+ \frac{1}{2} (2,538,690 + 1,084,100) \times 1.75 \times 21.80 \times 12^2
 \end{aligned}$$

故ニ

$$\delta = \frac{1}{EI} \left\{ Q_0 + \frac{M_A + 2M_B}{6} \right\}$$

從テ

$$M_B = \frac{3(EI\delta - Q_0) - M_A}{2}$$

然ルニ本橋梁ノ場合ニ於テハ荷重カBニ對シ對稱ナル故ニ於ケル彈性曲線ノ切線ハ水平ニシテ從テ \$M_A = 0\$ 又A點ニ於テハ撓率ナキモノト考ヘタルヲ以テ \$M_A = 0\$ 故ニ

$$M_B = -\frac{3Q_0}{2}$$

$$+ \frac{1}{2}(1,084,100 + 0) \times 1.25 \times 23.20 \times 12^2$$

$$= 135,598,539,200$$

$$M_B = -\frac{3Q_0}{l^2} = -\frac{4,904,461}{\#}$$

即チ牀桁ニ於テハ最大正撓率ノ方最大負撓率ヨリ小ナルヲ以テ最大負撓率ニ對シテ牀桁ヲ設計シA點ニ對シテモ同シ斷面ヲ使用ス
牀桁ニ使用セシ斷面ハ次ノ如シ

上突縁 2[s. $6 \times 4 \times \frac{5}{8}$

總斷面積 40.19cm²

腹 板 1P.L. $33 \frac{1}{2} \times \frac{1}{2}$

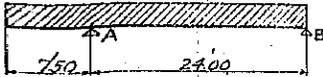
純斷面積 33.97cm²

下突縁 2[s. $6 \times 4 \times \frac{5}{8}$

物量力率 6,828cm³

故ニ緣維應力ハ

$$f = \frac{4,904,500 \times 17.54}{6,818} = 13,730 \#/\text{sq. in.}$$



第七圖

(3) A點ニ於ケル反力 (Reaction)

上圖ノ如キ桁トシテ計算ス

(a) 静荷重反力

ABヲ單桁ト考ヘタル場合ノ反力ハ最大正撓率ノ計算ニ用ヒタル荷重ヲ用ヒテ計算ス

$$R_A = 22,800 \#$$



歩道ニ於ケル静荷重ヨリ生スル反力ハ

$$B_1'' = 13,090\#$$

本點ニ於ケル撓率ノ爲メニ生スル反力ハ

$$B_1''' = -2,044\#$$

故ニ

$$B_1 = 33,946\#$$

(b) 活荷重反力

ABヲ單桁トシタル時ノ反力ハ一平方呎ノ活荷重100呎度トスルトキハ

$$B_1' = 40,800\#$$

歩道ニ於ケル活荷重ヨリ生スル反力ハ

$$B_1'' = 10,200\#$$

A點ニ於ケル撓率ノ爲メニ生スル反力

$$B_1''' = -1,910\#$$

故ニ

$$B_1 = 49,090\#$$

(4) B點ニ於ケル反力

上圖ノ如キ桁トシテ計算ス

(a) 静荷重反力

ABAヲ連續桁トスルトキハBニ於ケル反力ハAB間ニ於ケル荷重ノ $\frac{5}{4}$ ナリ

$$B_2 = 56,985\#$$

1680

(b) 活荷重反力
前ト全ク同様ニシテ

$$H_g = 51,000\#$$

第四節 主構 (Main truss)

主構ニハ各24呎ノ間隔ヲ有スル三個ノ繫拱 (Riad arch) ヲ用フ各拱共其形狀ハ同一ニシテ最端鋪間距離136呎拱ノ曲線ハ上部ハ半徑191.21呎弦136呎ヲ有スル圓弧 (Circular arc) ヲ用ヒ下部ニハ弦136呎弧矢 $2\frac{1}{2}$ 呎の時ヲ有スル拋物線 (Parabola) ヲ用ヒ此兩曲線ノ間隔ハ端ニ於テ15呎中央ニ於テ5呎トス

支間136呎ヲ分ツテ八格間 (Panel) トシ其格間長各17呎トス

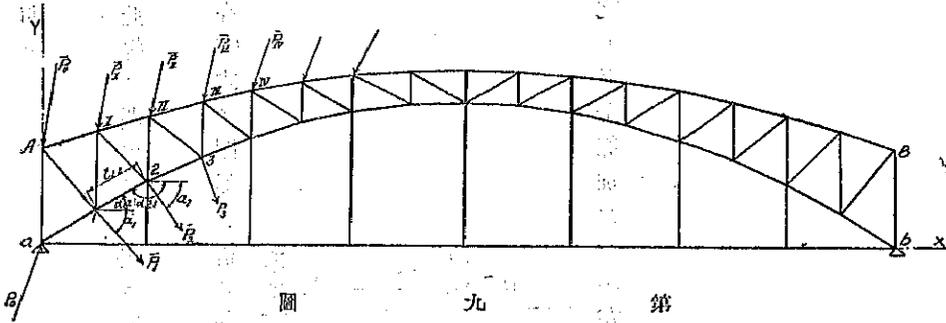
此三個ノ拱ヲ繫結シ且風壓ニ堪ヘシムル爲メニ下弦面ニ於テハ全橋長ニ亘リテ綾構 (Bracing) ヲ用ヒタルモ上弦面ニ於テハ斜角橋ナル爲メト頭上空間 (Head way) ノ關係上中央部ニノミ綾構ヲ組ミ端ニ於テハ之レヲ設ケス

繫拱ノ計算ハ彈性理論 (Elastic theory) ニ據ルヘキハ勿論ナリト雖モ其方法ニ數種アリ而シテ Miller-Breslau ノ彈性荷重 (Elastic load) ノ方法ニヨルハ最モ簡單ナルヲ以テ本拱構ノ計算ニハ此方法ヲ用ヒタリ此理論ハ Müller-Breslau—Die Graphische Statik der Baukonstruktion. Band II. I Abt. ニ記載シアリテ況ク人ノ知レル處ナリト雖順序トシテ其概要ヲ下ニ掲クヘシ

(1) Virtual work ノ理論

第九圖ニ示ス如クニ直角軸ヲ取り構ノ或ル部材 (I) ヲ考フルニ1點ノ座標 (Coordinates) ヲ x_1 トシ2點ノ座標ヲ x_2, y_2 トスレハ (I) ナル部材ノ長サハ

$$L_1 = \sqrt{(x_2 - x_1)^2 + (y_2 - y_1)^2} \dots \dots \dots (1)$$



圖

九

第

今或ル外力 (External force) 其他ノ影響ヲ受ケテ此構ニ變形 (Deformation) ヲ生シ $\alpha_1, y_1, \alpha_2, y_2$ カ各 $\Delta x_1, \Delta y_1, \Delta x_2, \Delta y_2$ タケ移動シ從テ l_{12} カ Δl_{12} タケ延ヒタリトスレハ

$$[l_{12} + \Delta l_{12}]^2 = [(\alpha_2 + \Delta \alpha_2) - (\alpha_1 + \Delta \alpha_1)]^2 + [(y_2 + \Delta y_2) - (y_1 + \Delta y_1)]^2$$

之レニ (1) ノ關係ヲ入レ且極小數ノ自乘ヲ無視スレハ

$$2l_{12}\Delta l_{12} = 2(\alpha_2 - \alpha_1)(\Delta \alpha_2 - \Delta \alpha_1) + 2(y_2 - y_1)(\Delta y_2 - \Delta y_1)$$

部材 (1) (2) カ α 軸ノ (+) 方向トナス角ヲ α_{12} トスレハ

$$\alpha_2 - \alpha_1 = l_{12} \cos \alpha_{12}$$

$$y_2 - y_1 = l_{12} \sin \alpha_{12}$$

之レヲ上式ニ入ルレハ

$$\Delta l_{12} = (\Delta \alpha_2 - \Delta \alpha_1) \cos \alpha_{12} + (\Delta y_2 - \Delta y_1) \sin \alpha_{12} \dots \dots \dots (2)$$

今構ノ格點ニ P_1, P_2, \dots 等ノ假想荷重 (Imaginary loads) カ働キテ其爲メニ

部材 (1) (2) ニ S_{12} ナル假想應力 (Imaginary stress) ヲ生シタリト假定ス

(2) 式ノ兩邊ニ S_{12} ヲ乘スレハ

$$S_{12}\Delta l_{12} = S_{12}(\Delta \alpha_2 - \Delta \alpha_1) \cos \alpha_{12} + S_{12}(\Delta y_2 - \Delta y_1) \sin \alpha_{12}$$

$$= -[S_{12}\Delta \alpha_1 \cos \alpha_{12} + S_{12}\Delta y_1 \sin \alpha_{12}]$$

$$+ [S_{12}\Delta \alpha_2 \cos \alpha_{12} + S_{12}\Delta y_2 \sin \alpha_{12}]$$

部材 (1) (2) カ 2 點ヨリ 1 點ニ向ヘル方向ニ於テ α 軸ノ (+) 方向トナス角即

チ 2 點ニ於テ α 軸トナス角ヲ α_{21} トスレハ

$$\cos \alpha_{12} = -\cos \alpha_{21}$$

$$\sin \alpha_{12} = -\sin \alpha_{21}$$

S_{12} ト S_{21} トハ同一部材ニ於ケル應力ナル故符號モ大サモ全ク同シ

1682

即チ

此等ノ關係ヲ上式ニ入ルン

$$- \bar{S}_{12} d_{12} = \bar{S}_{12} [dx_1 \cos \alpha_{12} + dy_1 \sin \alpha_{12}] + \bar{S}_{11} [dx_2 \cos \alpha_{12} + dy_2 \sin \alpha_{12}] \dots \dots \dots (3)$$

今(3)式ノ關係ヲ構ノ各部材ニ應用スルン

部材	
a 4	$-\bar{S}_{a4} d_{a4} = \bar{S}_{a4} [dx_a \cos \alpha_{a4} + dy_a \sin \alpha_{a4}] + \bar{S}_{14} [dx_4 \cos \alpha_{a4} + dy_4 \sin \alpha_{a4}]$
a 1	$-\bar{S}_{a1} d_{a1} = \bar{S}_{a1} [dx_a \cos \alpha_{a1} + dy_a \sin \alpha_{a1}] + \bar{S}_{1a} [dx_1 \cos \alpha_{a1} + dy_1 \sin \alpha_{a1}]$
A 1	$-\bar{S}_{A1} d_{A1} = \bar{S}_{A1} [dx_A \cos \alpha_{A1} + dy_A \sin \alpha_{A1}] + \bar{S}_{1A} [dx_1 \cos \alpha_{A1} + dy_1 \sin \alpha_{A1}]$
1 I	$-\bar{S}_{1I} d_{1I} = \bar{S}_{1I} [dx_1 \cos \alpha_{1I} + dy_1 \sin \alpha_{1I}] + \bar{S}_{I1} [dx_I \cos \alpha_{1I} + dy_I \sin \alpha_{1I}]$
1 2	$-\bar{S}_{12} d_{12} = \bar{S}_{12} [dx_1 \cos \alpha_{12} + dy_1 \sin \alpha_{12}] + \bar{S}_{21} [dx_2 \cos \alpha_{12} + dy_2 \sin \alpha_{12}]$

之レヲ全部加フルン左邊ハ $-\sum S d$ ナン右邊ハ

$$\begin{aligned} & d_{a4} [\bar{S}_{a4} \cos \alpha_{a4} + \bar{S}_{14} \cos \alpha_{a1}] \\ & + dy_a [\bar{S}_{a4} \sin \alpha_{a4} + \bar{S}_{1a} \sin \alpha_{a1}] \\ & + dx_A [\bar{S}_{A4} \cos \alpha_{A4} + \bar{S}_{1A} \cos \alpha_{A1} + \bar{S}_{A1} \cos \alpha_{A1}] \\ & + dy_A [\bar{S}_{A4} \sin \alpha_{A4} + \bar{S}_{1A} \sin \alpha_{A1} + \bar{S}_{A1} \sin \alpha_{A1}] \\ & + dx_1 [\bar{S}_{1a} \cos \alpha_{1a} + \bar{S}_{1A} \cos \alpha_{1A} + \bar{S}_{1I} \cos \alpha_{1I} + \bar{S}_{12} \cos \alpha_{12}] \\ & + dy_1 [\bar{S}_{1a} \sin \alpha_{1a} + \bar{S}_{1A} \sin \alpha_{1A} + \bar{S}_{1I} \sin \alpha_{1I} + \bar{S}_{12} \sin \alpha_{12}] \\ & + \dots \dots \dots \end{aligned}$$

$\Sigma_n \Sigma_1$ ヲ以テ格點 a A 1 等ニ集マル總テノ部材ニ對スル値ノ總和ヲ表ハセハ上式ハ

$$\begin{aligned} & \Delta x_n \Sigma_n \cos \alpha + \Delta y_n \Sigma_n \sin \alpha \\ & + \Delta x_1 \Sigma_1 \cos \alpha + \Delta y_1 \Sigma_1 \sin \alpha \\ & + \Delta x_2 \Sigma_2 \cos \alpha + \Delta y_2 \Sigma_2 \sin \alpha \\ & + \dots \dots \dots \end{aligned}$$

即チ m ヲ任意ノ格點トスレハ

$$- \Sigma \Sigma_n \Delta x_n \Sigma_n \cos \alpha + \Delta y_n \Sigma_n \sin \alpha \dots \dots \dots (4)$$

今假想荷重 $\bar{P}_1 \bar{P}_2 \dots \bar{P}_m \dots$ カ α 軸ノ (+) 方向トナス角ヲ $\alpha_1 \alpha_2 \dots \alpha_m \dots$ トスレハ構ノ平衡條件 (Equilibrium conditions) トシテ各格點ニ於テ $\Sigma V=0, \Sigma H=0$ ナラサルヘカラス即チ

$$\begin{aligned} \bar{P}_m \cos \alpha_m + \Sigma_n \bar{P}_n \cos \alpha &= 0 \\ \bar{P}_m \sin \alpha_m + \Sigma_n \bar{P}_n \sin \alpha &= 0 \end{aligned}$$

之レヲ (4) ニ代入スレハ

$$\Sigma \Sigma_n \Delta x_n \cos \alpha_m + \Delta y_n \sin \alpha_m$$

然ルニ上式ノ左邊ハ m 點カ $\Delta x_m \Delta y_m$ タケ移動シタルトキ其移動距離ノ \bar{P}_m ノ方向ニ於ケル投射 (Projection) ナリ故ニ m 點ノ移動距離ノ \bar{P}_m ノ方向ニ於ケル投射ヲ δ_m ニテ表ハセハ

$$\Sigma \Sigma_n \Delta x_n \cos \alpha_m + \Delta y_n \sin \alpha_m = \Sigma \bar{P}_m \delta_m \dots \dots \dots (5)$$

即チ假想荷重ニ其働點ノ實際ノ移動距離ノ其ノ荷重ノ方向ニ於ケル投射ヲ乘シ之レヲ構ノ全格點ニ亘リテ相加ヘタル總和ハ其假想荷重ノ爲メニ或ル部材ニ生シタル應力ニ其部材ノ實際ノ伸縮 (δ_m ニ對スル) ヲ乘シ之レヲ構ノ全部材ニ亘リテ相加ヘタル總和ニ等シ之レヲ Virtual work ノ理論トス

1684

茲ニ注意スヘキハ(5)式ハ元來(2)式ノ兩邊ニ單ニ S ヲ乘シテ誘導セルモノナルヲ以テ \bar{S} ハ Δl
 等ニ全ク無關係ナル數ナリ然レトモ(5)式ノ關係ハ構ニ P ナル荷重カ作用シ爲メニ部材ニ S ナル
 應力及 Δl ナル伸縮ヲ生シ其結果トシテ m 點カ δ_m タケ P ノ方向ニ移動シタルトキニモ成立ツコト
 ハ明カナリ即チ

$$\sum S \Delta l = \sum P_m \delta_m \dots \dots \dots (5)$$

(假想ト實際トヲ區別スル爲メニ假想ノモノニハ \bar{P} \bar{S} ノ如ク頭上ニ横線ヲ附シ實際ノモノニ
 ハ P S ノ如ク頭上ニ横線ヲ附セス)

(2) Clapeyronノ理論

構ノ任意ノ格點 m ニ P ナル荷重カ徐々ニ作用シ之レカ爲メニ任意ノ部材ニ S ナル應力及 Δl ナル
 伸張ヲ生シ且ツ P ノ作用スル格點カ P ノ方向ニ δ タケ移動シタリトセヨ今荷重カ零ヨリ漸々増
 シテ P トナル間ノ或ル瞬間ノ値ヲ P_0 トシ之レニ對スル應力ヲ S_0 トス且ツ該瞬間ニ部材カ
 タケ伸張シ P ノ作用スル格點カ $\delta\delta$ タケ P ノ方向ニ移動シタリトセヨ然ルトキハ(5)ニヨリ
 $\sum S_0 \Delta l_0 = \sum P_0 \delta_0$
 之レヲ積分スレハ

$$\sum \int_0^S S_0 d(\Delta l_0) = \sum \int_0^P P_0 d\delta$$

$$d(\Delta l_0) = d\left(\frac{S_0 l}{AE}\right)$$

然ルニ
 故ニ

$$\sum \int_0^S S_0 d(\Delta l_0) = \sum \int_0^S S_0 d\left(\frac{S_0 l}{AE}\right) = \sum \frac{l}{AE} \int_0^S S_0 dS_0 = \sum \frac{S_0^2 l}{2AE}$$

然ルニ

$$A = \frac{Sl}{AE}$$

故ニ

$$\frac{\sum S^2 l}{2AE} = \frac{1}{2} \sum S A = \sum \int_0^P P_x dx$$

(5a) ニヨリ $\sum S A = \sum P_m \delta_m$ ナルヲ以テ $\sum \int_0^P P_x dx$ 即チ P ノ仕事 (Work done) ヲ W トスレハ

$$W = \frac{1}{2} \sum P_m \delta_m \dots \dots \dots (6)$$

即チ P ノ仕事ハ常ニ始メヨリ P ナル値ヲ有スル荷重力作用シテ其作用點カ P ノ方向ニ δ タケ移動シタルトキノ仕事ノ半分ニ等シク P カ零ヨリ P マテ増ス経路及ヒ其作用スル順序ニハ全ク無關係ナルヲ知ル之レヲ Clapeyron ノ理論トス

(3) Maxwell ノ理論

構ノ或ル格點 m ニ P_m 格點 n ニ P_n ナル荷重力作用シタリトセヨ

m ニ單位荷重 (Unit load) カ作用スルトキ m ノ P_m ノ方向ニ於ケル移動ヲ δ_{mm}

n ニ單位荷重カ作用スルトキ m ノ P_m ノ方向ニ於ケル移動ヲ δ_{mn}

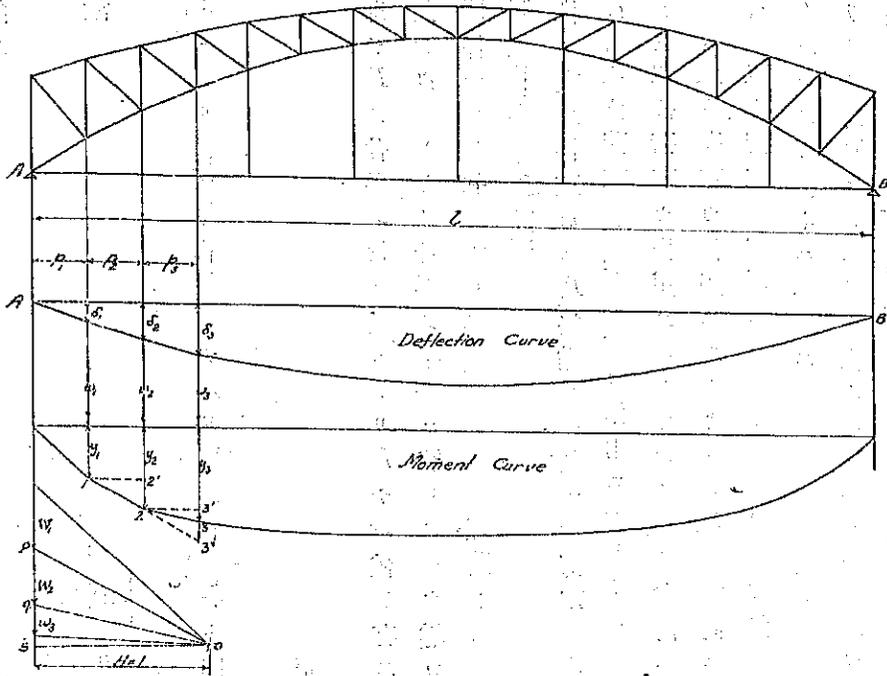
n ニ單位荷重カ作用スルトキ n ノ P_n ノ方向ニ於ケル移動ヲ δ_{nn}

m ニ單位荷重カ作用スルトキ n ノ P_n ノ方向ニ於ケル移動ヲ δ_{nm} トス

今 m ニ P_m カ徐々ニ作用スルトセハ m ハ $\delta_{mm} P_m$ タケ移動スルヲ以テ其仕事ハ (6) ニ依リ $\frac{1}{2} \delta_{mm} P_m^2$ ナ

リ此ノ時更ニ n ニ P_n カ徐々ニ作用スレハ同様ニ n ニ於ケル仕事ハ $\frac{1}{2} \delta_{nn} P_n^2$ ナリ然レトモ此際 m

點モ $\delta_{nm} P_n$ タケ移動スルヲ以テ m ニ於ケル P_m ハ $\delta_{nm} P_n P_m$ ナル仕事ヲナス故ニ仕事ノ總和ハ



第十圖

次ニ此順序ヲ逆ニシテ先ツnニP_nヲ作用セシメ次ニmニP_mヲ作用セシムレハ前ト同様ニシテ其仕事ノ總和ハ

$$W = \frac{1}{2} \delta_{mm} P_m^2 + \frac{1}{2} \delta_{mn} P_n^2 + \delta_{mn} P_n P_m$$

$$W' = \frac{1}{2} \delta_{mn} P_n^2 + \frac{1}{2} \delta_{mm} P_m^2 + \frac{1}{2} \delta_{mm} P_m P_n$$

而シテ Clapeyronノ理論ニヨレハ仕事ノ總和ハ荷重ノ作用スル順序ニハ無關係ナリ故ニ

$$W = W' \quad \text{從テ} \quad \delta_{mn} = \delta_{nm} \quad \dots \quad (1)$$

即チm點ニ單位荷重カ作用スルトキノn點ノn點ニ於ケル荷重ノ方向ニ於ケル移動ハnニ單位荷重カ作用スルトキノm點ノm點ニ於ケル荷重ノ方向ニ於ケル移動ニ等シ是レ即チ Maxwellノ理論ナリ

(4) 彈性荷重 (Elastic load)

構ニ荷重カ作用シテ其部材ニ應力ヲ生シタルトキ其各格點ノ垂直撓度 (Vertical deflection) ヲ縱線 (Ordinate) トシテ基線 AB上ニ曲線ヲ

畫ケハ即チ撓度曲線 (Deflection curve) ヲ得ヘシ
 又各格點ニ任意ノ垂直荷重 w_1, w_2, \dots ヲ作用セシメ單位極距 (Unit pole distance) ヲ以テ之レニ對ス
 ル平衡多角形 (Equilibrium polygon) ヲ畫ケハ各格點ノ直下ニ於ケル縱線ハ基線ヲ單桁ト考ヘタルト
 キノ各點ノ撓率ヲ表ハス即チ撓度曲線トナル

今 w_1, w_2, \dots ニ適當ナル値ヲ與フレハ上記撓度曲線ト撓率曲線トヲ一致セシメ得ヘシ此場合ニ於
 ケル w_1, w_2, \dots ヲ彈性荷重ト稱ス而シテ其值ハ次ノ如クシテ見出シ得ヘシ
 撓率曲線ニ於テ三角形 $123'$ ト $233''$ トハ相似ナリ故ニ格間長ヲカニテ表ハセハ

$$\frac{3'3''}{y_2 - y_1} = \frac{p_3}{p_2} \quad \frac{3'3''}{(y_2 - y_1)} \frac{p_3}{p_2}$$

$$33'' = 3'3'' - 33' = (y_2 - y_1) \frac{p_3}{p_2} - (y_2 - y_1)$$

又三角形 opq ト $233''$ ハ相似ナリ故ニ

$$w_2 : 33'' = oq : 23$$

又三角形 ogs ト $233'$ ハ相似ナリ故ニ

$$oq : 23 = H : p_3 = 1 : p_3$$

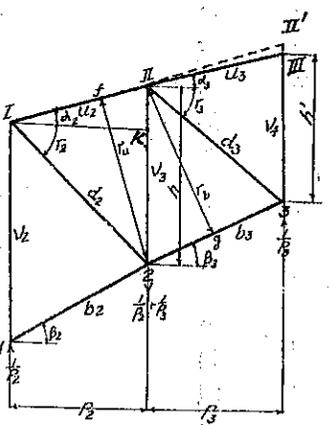
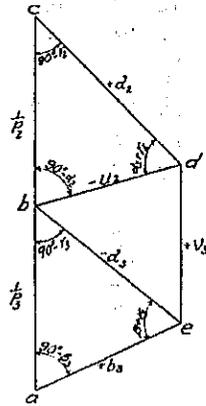
故ニ

$$w_2 = \frac{33''}{p_3} = \frac{y_2 - y_1}{p_3} - \frac{y_2 - y_1}{p_2}$$

而シテ w_3 カ彈性荷重ナル爲メニ $y_1 = \delta_1, y_2 = \delta_2, y_3 = \delta_3$ ナルヲ要ス
 故ニ彈性荷重ニ對シテハ

$$w_2 = \frac{\delta_2 - \delta_1}{p_2} - \frac{\delta_3 - \delta_2}{p_3} \quad \text{一般ニハ} \quad w_m = \frac{\delta_m - \delta_{m-1}}{p_m} - \frac{\delta_{m+1} - \delta_m}{p_{m+1}} \dots \dots \dots (3)$$

今構ノ二格間(III III 321)ヲ取り且ツ次ノ如ク假定ス



第 十 一 圖

部 材 軸トナス角
 部力押戻曲線ニ示ス處
 ケ部材ノ傾角

I—II	α_2	Δu_2
II—III	α_3	Δu_3
1—2	β_2	Δb_2
2—3	β_3	Δb_3
1—1	90°	Δv_2
2—II	90°	Δv_3
3—III	90°	Δv_4
I—2	γ_2	Δd_2
II—3	γ_3	Δd_3

此ノ部分ニ第十一圖ニ示ス如キ方向ニ
 カヲ各格點 1 2 3 ニ夫レ夫レ作用セシム此三力ハ平衡ヲ保テ

ルカナル故此部分以外ニ何等ノ應力ヲ生スルコトナシ
 第十一圖ニ示ス如ク $UBVD$ ヲ以テ各上弦下弦垂直材斜腹材ニ於ケル應力ヲ表ハセシ
 三角形 $III'2$ ト bcd ハ相似ナルヲ以テ

$$h:1 = I:II:U_2 = p_2 \sec \alpha_2 : U_1 - U_2 = \frac{\sec \alpha_2}{h}$$

$$h:1 = I:2:D_2 = p_2 \sec \gamma_2 : D_2 + D_2 = + \frac{\sec \gamma_2}{h}$$

同様ニ

$$-D_3 = \frac{l \sec \gamma_3}{h} + B_3 = + \frac{\sec \beta_3}{h}$$

IIIIII 迄延長スルハ IIIF 32 へ *baton* へ相似ナリ故ニ

$$V_3 : H = \frac{1}{p_3} : h \quad + V_3 = + \frac{l}{p_3 h}$$

$$V_2 = \frac{1}{p_2} \quad B_2 = U_3 = V_4 = 0$$

此等ノ値ヲ用ヒテ Virtual work ノ式(5)ヲ作ス

$$\begin{aligned} & -\Delta u_2 \frac{\sec \alpha_2}{h} + \Delta b_3 \frac{\sec \beta_3}{h} - \Delta v_2 \frac{1}{p_2} + \Delta v_3 \frac{l}{p_3 h} + \Delta d_2 \frac{\sec \gamma_2}{h} - \Delta d_3 \frac{\sec \gamma_3}{h} \\ & = -\frac{1}{p_2} \delta_1 + \left(\frac{1}{p_2} + \frac{1}{p_3} \right) \delta_2 - \frac{1}{p_3} \delta_3 = \frac{\partial_2 - \delta_1}{p_2} - \frac{\partial_3 - \delta_2}{p_3} \\ & \frac{\partial_2 - \delta_1}{p_2} - \frac{\partial_3 - \delta_2}{p_3} = w_2 \end{aligned}$$

(8) ニヨリ

然ルニ拱構ニ於テハ垂直材及斜腹材ノ彈性荷重ニ及ホス影響ハ甚タ小ナルヲ以テ之レヲ省略シ

$$w_2 = -\Delta u_2 \frac{\sec \alpha_2}{h} + \Delta b_3 \frac{\sec \beta_3}{h}$$

2. ヨリ IIIIIII へ 垂線 h_u ヲ下ストキハ

三角形 IIIIIII へ $2/3$ IIIIIII へ 相似ナルヲ以テ

$$\frac{p_2}{r_u} = \frac{III}{h} = \frac{p_2 \sec \alpha_2}{h} \quad r_u = \frac{h}{\sec \alpha_2}$$

同様ニ IIIIIII ヨリ $2/3$ IIIIIII へ 垂線 h_v ヲ下セシ $r_v = \frac{h}{\sec \beta_3}$

故ニ

$$w_2 = -\frac{\Delta u_2}{r_u} + \frac{\Delta b_2}{r_b} \quad \dots \dots \dots (9)$$

而シテ Δu 及 Δb ハ $\frac{Sl}{AE}$ ナル式ニテ算出シ得ヘシ
 (5) 繫拱ノ水平繫材ニ於ケル應力

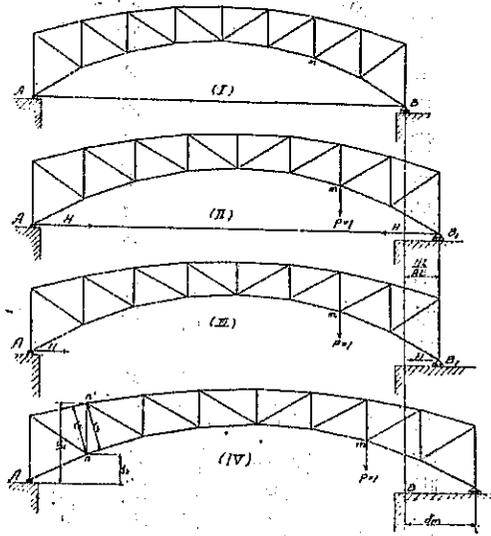


圖 二 十 第

今上記ノ諸理論ヲ應用シテ繫拱ノ水平繫材 (Horizontal tie) ニ於ケル應力ヲ求メントス

第十二圖 (I) ニ示ス如ク拱ノ任意ノ格點 m ニ單位荷重カ作用スルトキ (II) ニ示ス如ク B ナル端カ B_1 迄動クトスレハ B_1 ナル距離ハ水平繫材ノ伸長ナル故此時ニ於ケル水平繫材ノ應力ヲ H_m 其長サヲ l 其斷面積ヲ A_0 其彈性係數ヲ E トスレハ

$$B B_1 = \frac{H_m l}{A_0 E} \quad \dots \dots \dots (10)$$

今 (II) ニ於ケル水平繫材ヲ除去シ其ノ代リニ (III) ニ示ス如ク B 點ニ B ヨリ A ノ方向ニ H_m ナル水平外力ヲ作用セシムルモ平衡状態ハ依然タルヘシ即チ B 端カ B_1 ノ

位置ニアルトキ平衡トナル

今假リニ (IV) ニ示ス如キ水平繫材ナキ拱ヲ考ヘ其格點 m ニ單位荷重カ作用スルトキ B 端カ δ_m タケ動クモノトスレハ此拱ノ B 端ニ H_m ナル水平外力ヲ作用セシムレハ矢張り B 端ハ B_1 迄來リテ後始

メテ平衡状態トナルヘシ即チ H_m ナル外力ハ (IV) ニ示ス如キ水平繫材ナキ拱ノ端ニ作用スレハ其端ヲ $\delta_m - \frac{H_m l}{A_0 E}$ タケ動カシ得ヘシ

然ルニ (IV) ノ如キ水平繫材ナキ拱ノ端ニ單位荷重力作用シタルトキ其端ノ移動スル距離ヲ δ_0 トスレハ其端ニ H_m ナル水平外力カ作用シタル場合ニ其端ノ移動スル距離ハ $\delta_0 H_m$ ナルヘシ

故ニ
$$\delta_0 H_m = \delta_m - \frac{H_m l}{A_0 E} \dots \dots \dots \therefore H_m = \frac{\delta_m}{\delta_0 + \frac{l}{A_0 E}} \dots \dots \dots (11)$$

(a) H_m ノ式ニ於ケル δ_m ノ算出

第十二圖 (IV) ニ於テ格點 m ニ垂直單位荷重力作用セルトキ其端 B ノ水平ニ移動スル距離 δ_m ハ Max-well ノ理論ニヨリ B ニ水平單位荷重力作用セルトキ m 點ノ垂直移動ニ等シ

B 端ニ單位水平荷重力アルトキ或ル格點 n ノ彈性荷重ヲ求ムレハ (9) ニヨリ

$$w_n = -\frac{A w_n}{r_n} + \frac{A b n + 1}{r_n}$$

n 點ニ於テ内力ト外力ノ能率 (Moment) ヲ取レハ上弦材ノ應力 S_n ハ

$$S_n = -\frac{3l_0}{r_n}$$

同様ニシテ下弦材ノ應力 S_n ハ

$$S_n = +\frac{3l_0}{r_n}$$

上弦材ノ長サ、斷面積、彈性係數ヲ夫々 l_u, A_u, E 下弦材ノ長サ、斷面積、彈性係數ヲ夫々 l_b, A_b, E トスレハ

故ニ

$$Aa = \frac{Sl_m}{A_0 E} = - \frac{y_1 l_m}{A_0 E r_u} \quad \quad \quad Bb = \frac{Sl_b}{A_b E} = + \frac{y_2 l_b}{A_b E r_b}$$

$$w_u = + \frac{y_1 l_u}{A_u E r_u^2} + \frac{y_2 l_b}{A_b E r_b^2} \dots \dots \dots (12)$$

此式ニヨリテ各格點ニ於ケル彈性荷重ヲ求メ此等ノ彈性荷重カ AB ナル單桁上ニ作用スルモノトシテ m 點ノ撓率ヲ求ムレハ即チ δ_m ヲ得ヘシ
今各部材カ同値ノ E ヲ有スルモノトシ水平繫材ノ斷面積ヲ A_0 トスレハ

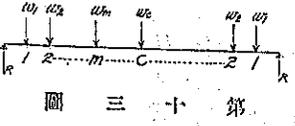
$$w_u A_0 E = + \frac{y_1 l_u}{r_u^2} \cdot \frac{A_0}{A_u} + \frac{y_2 l_b}{r_b^2} \cdot \frac{A_0}{A_b} \dots \dots \dots (13)$$

中央線ニ對シテ對稱ナル拱ニ於テ其各格間同長ナル場合ニ c 點ヲ中央トスレハ任意ノ點 m ニ於ケル彈性荷重ノ撓率ハ格間長ヲ p トスレハ

$$M_m = R_m p - [w_1(m-1) + w_2(m-2) + \dots + w_{m-1}] p$$

$$R = \sum_1^c w$$

ナルヲ以テ



第十 三 圖

故ニ

$$M_m = \left[\sum_1^c w + \sum_2^c w + \sum_3^c w + \dots + \sum_m^c w \right] p \dots \dots \dots (14)$$

$$\delta_m = \frac{1}{A_0 E} \left[\sum_1^c w A_0 E + \sum_2^c w A_0 E + \dots + \sum_m^c w A_0 E \right] p \dots \dots \dots (15)$$

(b) H_m ノ式ニ於ケル δ_0 ノ算出
第十二圖 (IV) ニ示ス如キ水平繫材ナキ拱ノ B 端ニ單位水平荷重力作用スルトキ其端ノ水平移動 δ_0

ヲ見出サンニハ此場合ニ於ケル各部材ノ應力ヲ計算シ之レニ Virtual work ノ理論ニヨリ (5a) 式ヲ應
用スレハ可ナリ即チ此場合ニハ $P_m = 1, \delta_m = \delta_0$ ナル故 (5) 式ハ $\delta_0 = \sum S \Delta l$ ナル
腹部材 (Web members) ノ影響ヲ無視スレハ
上弦材ニ對シテハ

$$S_u = -\frac{y_b}{r_u} \quad \Delta l_u = \frac{S_u l_u}{A_u E} = -\frac{y_b l_u}{A_u E r_u}$$

下弦材ニ對シテハ

$$S_b = +\frac{y_u}{r_b} \quad \Delta l_b = \frac{S_b l_b}{A_b E} = +\frac{y_u l_b}{A_b E r_b}$$

故ニ

$$\delta_0 = \sum \left(\frac{y_b}{r_u} \right)^2 \frac{l_u}{A_u E} + \sum \left(\frac{y_u}{r_b} \right)^2 \frac{l_b}{A_b E} \dots \dots \dots (16)$$

今各部材カ同値ノ E ヲ有シ水平繫材ノ斷面積ヲ A_0 トスレハ

$$\delta_0 = \frac{1}{A_0 E} \left\{ \sum \left(\frac{y_b}{r_u} \right)^2 l_u \frac{A_0}{A_u} + \sum \left(\frac{y_u}{r_b} \right)^2 l_b \frac{A_0}{A_b} \right\} \dots \dots \dots (17)$$

(c) H_m ノ算出

(a) 及 (b) ノ値ヲ (11) 式ニ挿入スレハ

$$H_m = \frac{\delta_m}{\frac{\delta_0 + l}{AE}} = \frac{\sum w A_0 E + \sum w A_0 E + \dots + \sum w A_0 E}{\frac{1}{p} \left[2 \sum \left(\frac{y_b}{r_u} \right)^2 l_u \frac{A_0}{A_u} + 2 \sum \left(\frac{y_u}{r_b} \right)^2 l_b \frac{A_0}{A_b} + l \right]} \dots \dots \dots (18)$$

(18) 式ニヨリ各格點ニ單位荷重アルトキノ水平繫材ノ應力ヲ算出スレハ之レニヨリテ H ニ對スル
影響圖表 (Influence diagram) ヲ畫シコトヲ得

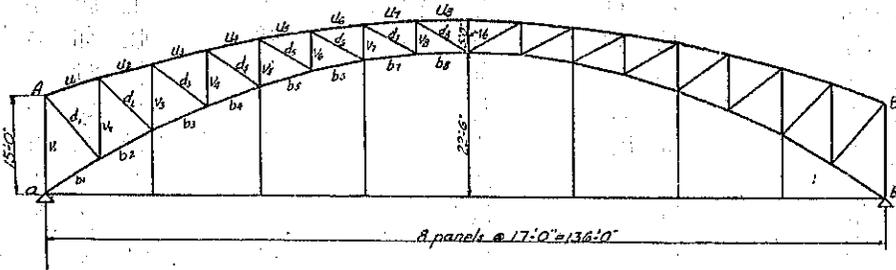


圖 四 十 第

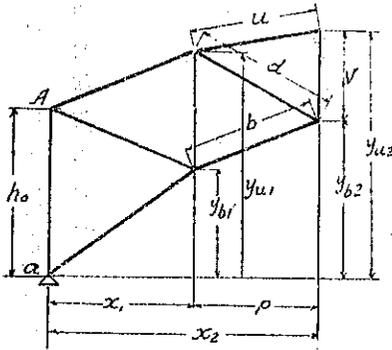


圖 五 十 第

之レヲ用ヒテ實際ノ荷重ニ對スル水平繫材ノ應力ヲ見出セリ他ノ部材
 ノ應力ハ普通ノ構桁ノ場合ト同様ニシテ求メ得ヘシ
 今實數ヲ用ヒタル計算ヲ左ニ示スヘシ
 (d) 部材ノ長サ
 計算ニ用フル部材ノ長サハ構桁ニ反リ(Camber)ヲ附セサルトキノ理論上
 ノ長サヲ用フ
 此ノ計算ニ用ヒタル公式次ノ如シ
 上弦ノ圓弧ノ半徑ヲRトスレハ

$$y_{u1} = \sqrt{R^2 - \alpha_1^2} + h_0$$

$$y_{u2} = \sqrt{R^2 - \alpha_2^2} + h_0$$

下弦ノ拋物線ノ中央ノ高サヲhトスレハ

$$y_{b1} = \frac{4h}{l^2} \alpha_1^2$$

$$y_{b2} = \frac{4h}{l^2} \alpha_2^2$$

故ニ

$$u = \sqrt{\rho^2 + (y_{u2} - y_{b1})^2}$$

$$b = \sqrt{\rho^2 + (y_{b2} - y_{b1})^2}$$

$$l = \sqrt{\rho^2 + (y_{u1} - y_{b1})^2}$$

$$v = y_{u1} - y_{b1}$$

1696

属スル部材	τ_u	γ_b	属スル部材	τ_b	γ_u
u_1	12,004,446.32	5,273,437.5	b_1	12,746,231.32	15,000,000.0
u_2	10,271,438.90	9,843,750.0	b	11,215,041.73	18,006,851.4
u_3	8,732,554.35	13,710,837.5	b_3	9,766,110.69	20,573,108.5
u_4	7,424,617.42	16,875,000.0	b_4	8,440,234.96	22,716,967.2
u_5	6,377,416.44	19,335,937.5	b_5	7,278,933.04	24,452,865.8
u_6	5,614,025.82	21,093,750.0	b_6	6,322,301.36	25,792,016.0
u_7	5,151,044.89	22,148,437.5	b_7	5,606,046.34	26,742,787.0
u_8	4,998,764.13	22,500,000.0	b_8	5,158,130.52	27,310,978.1

(f) $\frac{A_0}{A_u}$ 及 $\frac{A_0}{A_b}$ の値

水平繫材ノ純斷面積 $A_0 = 54.00 \text{ cm}^2$

部 材	A_u	$\frac{A_0}{A_u}$	部 材	A_b	$\frac{A_0}{A_b}$
u_1	31.42	1.72	b_1	61.59	0.88
u_2	31.42	1.72	b_2	61.59	0.88
u_3	31.42	1.72	b_3	50.00	1.08
u_4	36.38	1.48	b_4	42.00	1.28
u_5	44.26	1.22	b_5	31.50	1.71
u_6	56.01	0.96	b_6	25.50	2.12

u_1	58.45	0.82	b_1	25.50	-2.12
u_8	63.70	0.85	b_8	25.50	2.12

(8) 彈性荷重の値 (13) μ ニヨリ

屬スル格點	$\frac{y_b l_u}{r_u^2} \frac{A_0}{A_u}$	$\frac{y_u l_b}{r_b^2} \frac{A_0}{A_b}$	$A_0 E u_0$
A 及 1	0.5674	0.8127	0.8127
I 及 2	1.4248	1.2159	1.7833
II 及 3	2.7109	2.1754	3.6002
III 及 4	3.9306	3.7021	6.4130
IV 及 5	4.8921	4.4278	8.3584
V 及 6	5.4953	11.8737	16.7658
VI 及 7	5.8311	15.4514	20.9467
VII 及 8	6.5073	18.5131	24.3442
VIII 及 8	6.5073	—	6.5073

(14) (h) H_m 式 (18) ニ於ケル分子ノ値
ニヨリ

$$A_0 E u_0 \dots \dots \dots 6.5073$$

$$A_0 E u_1 \dots \dots \dots + 24.3442$$

$$30.8515 \dots \dots \dots \sum_s A_0 E u_s$$

$$\sum_s A_0 E u_s \dots \dots \dots 88.7185 \dots \dots \sum_s A_0 E u_s$$

$$\sum_s A_0 E u_s \dots \dots \dots + 86.9352$$

$$175.6537 \dots \dots \dots \left(\sum_s^1 + \sum_s^2 \right) A_0 E u_s$$

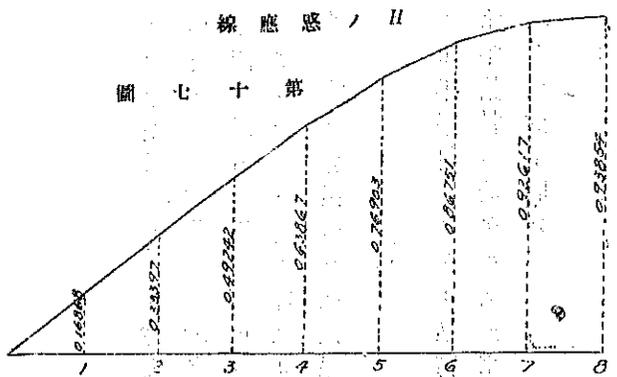
1698

$$\begin{aligned}
 & A_0 E w_6 \dots + 20.9467 \quad \frac{\sum_6^6 A_0 E w}{8} \quad \frac{\sum_6^6 A_0 E w \dots + 83.3850}{258.9887} \quad \left(\frac{1}{2} + \frac{2}{3} + \frac{2}{3} \right) A_0 E w \\
 & A_0 E w_5 \dots + 16.7658 \quad \frac{\sum_5^5 A_0 E w}{8} \quad \frac{\sum_5^5 A_0 E w \dots + 76.9220}{335.9107} \quad \left(\frac{1}{3} + \dots + \frac{4}{3} \right) A_0 E w \\
 & A_0 E w_4 \dots + 3.3584 \quad \frac{\sum_4^4 A_0 E w}{8} \quad \frac{\sum_4^4 A_0 E w \dots + 63.5640}{404.4747} \quad \left(\frac{1}{3} + \dots + \frac{5}{3} \right) A_0 E w \\
 & A_0 E w_3 \dots + 6.4130 \quad \frac{\sum_3^3 A_0 E w}{8} \quad \frac{\sum_3^3 A_0 E w \dots + 51.7982}{456.2729} \quad \left(\frac{1}{3} + \dots + \frac{5}{3} \right) A_0 E w \\
 & A_0 E w_2 \dots + 3.6002 \quad \frac{\sum_2^2 A_0 E w}{8} \quad \frac{\sum_2^2 A_0 E w \dots + 30.8515}{487.1244} \quad \left(\frac{1}{3} + \dots + \frac{7}{3} \right) A_0 E w \\
 & A_0 E w_1 \dots + 1.7833 \quad \frac{\sum_1^1 A_0 E w}{8} \quad \frac{\sum_1^1 A_0 E w \dots + 6.5073}{493.6317} \quad \left(\frac{1}{3} + \dots + \frac{3}{3} \right) A_0 E w \\
 & \quad \quad \quad 88.7185 \dots \frac{\sum_8^8 A_0 E w}{8}
 \end{aligned}$$

(i) H^m の式(18)ニ於ケル分母ノ値 $\left(\frac{y_0}{r_u} \right)^2 \frac{A_0}{A_u} = A_0 E w y_0$ ナル故

屬スル格點	$\left(\frac{y_0}{r_u} \right)^2 \frac{A_0}{A_u}$	屬スル格點	$\left(\frac{y_u}{r_0} \right)^2 \frac{A_0}{A_u}$
1	12.1907	A	2.9926
2	21.8937	II	37.1699
3	44.7560	III	66.3274

4	84.1006	IV	96.5036
5	170.7726	V	115.9175
6	306.2448	VI	129.1506
7	413.2115	VII	146.4148
8	505.5102	VIII	—



(j) H_m の値

$$\sum_1^8 \left(\frac{y_b}{r_u} \right)^2 \frac{A_0}{A_u} = 1,568.7801$$

$$\sum_1^8 \left(\frac{y_w}{r_o} \right)^2 l_o \frac{A_0}{A_o} = 608.5028$$

$$\frac{1}{p} \left[2 \sum_1^8 \left(\frac{y_b}{r_u} \right)^2 \frac{A_0}{A_u} + 2 \sum_1^8 \left(\frac{y_w}{r_o} \right)^2 \frac{A_0}{A_o} + 1 \right] = 525.9566$$

$$H_1 = \frac{88.7185}{525.9566} = 0.16868$$

$$H_2 = \frac{175.6537}{525.9566} = 0.33397$$

$$H_3 = \frac{258.9887}{525.9566} = 0.49242$$

$$H_4 = \frac{335.9107}{525.9566} = 0.63867$$

$$H_5 = \frac{404.4747}{525.9566} = 0.76903$$

$$H_6 = \frac{456.2729}{525.9566} = 0.86751$$

(k) 水平繫材ニ於ケル静荷重應力

中央拱 (Middle arch) ニ於ケル格點静荷重 (Dead panel load) ハ、牀桁ヲ有スル格點ニ於テハ牀桁ヨリ來ル静荷重反力ニ拱ノ自重ヨリ生スル格點荷重ヲ加ヘタルモノニシテ各格點ニ於テ 61,000# 牀桁ナキ格點ニ於テハ拱ノ自重ヨリ生スル格點荷重ノミニシテ 6,800# トス

故ニ (j) ニ算出セル感應線ヲ用ヒテ水平繫材ニ於ケル静荷重應力ヲ計算スレハ

$$H_2 = 2(H_1 + H_3 + H_4 + H_5) \times 6,800 + [2(H_2 + H_1 + H_6) + H_5] \times 61,000 = 313,410\#$$

(l) 水平繫材ニ於ケル活荷重應力

水平繫材ニ於ケル活荷重應力ハ荷重全載 (Full load) ノトキ最大ナリ而シテ拱ノ格點活荷重ハ 51,000# ナル故前ト同様ニ

$$H_1 = [2(H_2 + H_4 + H_6) + H_5] \times 51,000 = 235,560\#$$

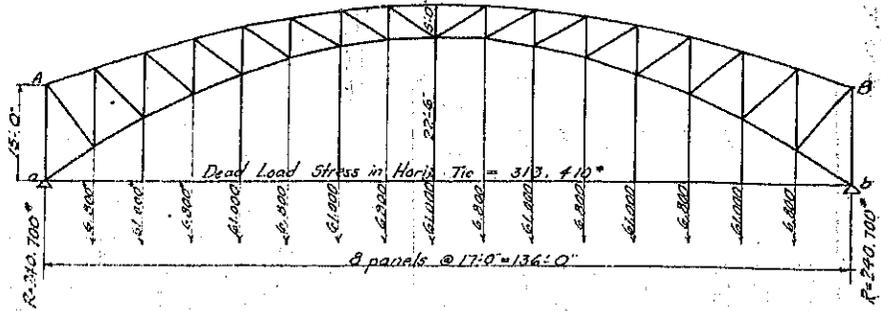
撃衝ヨリ生スル應力ハ

$$H_1 = 235,560 \times 0.350 = 82,480\#$$

故ニ水平繫材ニ於ケル總應力ハ 631,500# ニシテ使用シタル純斷面積ハ 54.00" ナル故

$$f = \frac{631,500}{54.00} = 11,700\#/ \text{sq. in.}$$

(6) 繫拱ノ各部材ニ於ケル静荷重應力



第八十圖

既ニ水平繫材ニ於ケル静荷重應力 $H = 313,400$ # ナルヲ知レハ之レヨリ
 シテ繫拱ノ各部材ニ於ケル静荷重應力ヲ算出スルハ極メテ容易ナリ
 即チ上下弦材ニ對シテハ各其部材ニ相對スル格點ニ於テ能率ヲ取り
 之レヲケニテ除スレハ可ナリ
 格點ニ於ケル能率ハ外力ハ垂直荷重及橋端ニ於ケル反力、内力ハ水平
 繫材ニ於ケル應力アルノミニシテ垂直荷重及反力ノ能率ヲ M_a トスレ
 ハ部材ニ於ケル應力ハ

$$S = \frac{H_a M}{r} + \frac{M_a}{r}$$

ナル式ニヨリ算出シ得
 今 M_a ヲ求メンニハ (14) 式ニ示セル方法ニヨリ

$w_8 \dots \dots \dots 30,500$	$\frac{1}{8} \sum_{i=1}^8 w_i \dots \dots \dots 240,700$	$\frac{1}{8} \sum_{i=1}^8 w_i$
$w_7 \dots \dots \dots 6,800$	$\frac{2}{8} \sum_{i=1}^8 w_i \dots \dots \dots 233,900$	$\left(\frac{1}{8} + \frac{2}{8} \right) w$
$37,300 \dots \dots \dots \frac{1}{8} \sum_{i=1}^8 w_i$	$474,600 \dots \dots \dots \left(\frac{1}{8} + \frac{2}{8} \right) w$	
$w_6 \dots \dots \dots 61,000$	$\frac{3}{8} \sum_{i=1}^8 w_i \dots \dots \dots 172,900$	$\left(\frac{1}{8} + \dots + \frac{3}{8} \right) w$
$98,300 \dots \dots \dots \frac{4}{8} \sum_{i=1}^8 w_i$	$647,500 \dots \dots \dots \left(\frac{1}{8} + \dots + \frac{4}{8} \right) w$	
$w_5 \dots \dots \dots 6,800$	$\frac{5}{8} \sum_{i=1}^8 w_i \dots \dots \dots 166,100$	$\left(\frac{1}{8} + \dots + \frac{5}{8} \right) w$
$105,100 \dots \dots \dots \frac{6}{8} \sum_{i=1}^8 w_i$	$813,600 \dots \dots \dots \left(\frac{1}{8} + \dots + \frac{6}{8} \right) w$	
$w_4 \dots \dots \dots 61,000$	$\frac{7}{8} \sum_{i=1}^8 w_i \dots \dots \dots 106,100$	$\left(\frac{1}{8} + \dots + \frac{7}{8} \right) w$

1702

w_1	6,800		30,500		
	240,700		1,084,800		$\left(\frac{1}{s} + \dots + \frac{s}{s^2}\right)w$
w_2	61,000		37,300		
	233,900		1,054,300		$\left(\frac{1}{s} + \dots + \frac{s}{s^2}\right)w$
w_3	6,800		98,300		
	172,900		1,017,000		$\left(\frac{1}{s} + \dots + \frac{s}{s^2}\right)w$
	166,100		918,700		$\left(\frac{1}{s} + \dots + \frac{s}{s^2}\right)w$

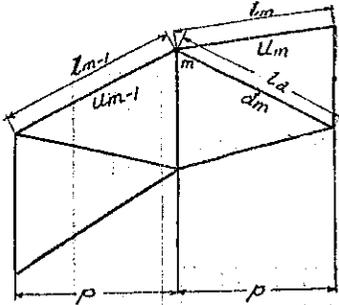
(b) 下弦材

$$S = H_a \frac{y_b}{r_u} - \frac{M_a}{r_u} = H_a \frac{y_b}{r_u} - \left(\frac{1}{s} + \dots + \frac{m}{s}\right)w \frac{p}{r_u}$$

部 材	H _a	y _b r _u	(1/s + ... + m/s)w	p r _u	S
u ₁	313,400	0.439 29	240,700	0.708 07	- 32,600
u ₂	313,400	0.958 36	474,600	0.827 54	- 91,900
u ₃	313,400	1.570 09	647,500	0.973.37	-137,400
u ₄	313,400	2.272 84	813,600	1.144 84	-218,000
u ₅	313,400	3.031 94	918,700	1.332 83	-272,700
u ₆	313,400	3.757 33	1,017,000	1.514 07	-360,500
u ₇	313,400	4.299 80	1,054,300	1.650 15	-389,700
u ₈	313,400	4.501 11	1,084,800	1.700 42	-431,700

(b) 下弦材

部材	V_m	u_m	$\cos \alpha_m$	b_{m+1}	$\cos \alpha_m'$	v_m	
v_1	240,390	—	—	—368,900	0.5273	—45,900	
v_2	233,640	—32,600	0.3335	—321,100	0.4736	—70,700	
v_3	172,670	—91,900	0.2890	—247,700	0.4140	—43,600	
v_4	165,920	—137,400	0.2446	—192,300	0.3488	—65,300	
v_5	104,960	—218,000	0.2001	—104,300	0.2784	—21,900	
v_6	98,200	—272,700	0.1556	—45,400	0.2024	—46,600	
v_7	37,240	—360,500	0.1112	+45,000	0.1218	—1,800	
v_8	30,490	—389,700	0.0667	+75,800	0.0409	—7,600	
v_0	$2 \times 431,700 \times 0.0222 =$						+19,200



第二十一圖

(d) 斜腹材
格點 m ニ於ケル $\sum H = 0$ ナル條件ヲ作レン

$$-u_{m-1} \frac{P}{l_{m-1}} + u_m \frac{P}{l_m} + d_m \frac{P}{l_d} = 0$$

$$d_m = -l_d \left[\frac{u_{m-1}}{l_{m-1}} + \frac{u_m}{l_m} \right] = u_{m-1} \frac{l_d}{l_{m-1}} - u_m \frac{l_d}{l_m}$$

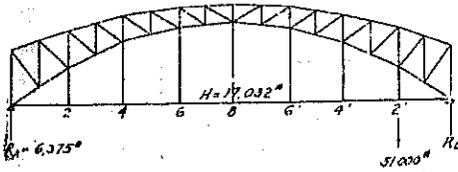


圖 一 十 二 第

部 材	u_{m-1}	$\frac{l_a}{l_{m-1}}$	u_m	$\frac{l_a}{l_m}$	d_m
d_1	—	—	32,600	1.433	+ 46,700
d_2	32,600	1.307	91,900	1.327	+ 79,400
d_3	91,900	1.233	137,400	1.246	+ 58,000
d_4	137,400	1.177	218,000	1.189	+ 97,500
d_5	218,000	1.144	272,700	1.153	+ 65,000
d_6	272,700	1.129	360,500	1.136	+ 101,600
d_7	360,500	1.130	389,700	1.134	+ 34,700
d_8	389,700	1.146	431,700	1.149	+ 49,400

(7) 繫拱ノ各部材ニ於ケル活荷重應力

繫拱ノ各部材ニ於ケル活荷重應力ハ靜荷重應力ト異リ荷重全載ノトキ最大ニアラス故ニ先ツ各格點ニ於ケル活荷重ノ爲メニ部材ニ生スル應力ヲ各別ニ計算シ其中正應力ヲ與フルモノト負應力ヲ與フルモノトヲ各別ニ總計シ其中大ナルモノヲ以テ其部材ノ最大應力トシ之レニ依リテ部材ノ斷面積ヲ定ム

(8) 格點Bニ活荷重アル場合

中央拱構ニ於ケル活荷重ヨリ來ル格點荷重ハ牀桁ノB點ニ於ケル活荷重反力ニ等シ即チ51,000#ナリ故ニ右橋端ニ於ケル垂直反力ハ

$$R_1 = \frac{1}{8} \times 51,000 = 6,375\#$$

w_2	+	10,130	b_2	-	42,670	v_2	-	22,490	d_2	+	25,890
w_3	+	13,940	b_3	-	46,460	v_3	-	19,840	d_3	+	35,870
w_4	+	15,680	b_4	-	49,200	v_4	-	33,150	d_4	+	48,960
w_5	+	13,840	b_5	-	50,100	v_5	+	13,770	d_5	-	13,130
w_6	+	6,620	b_6	-	47,240	v_6	+	17,350	d_6	-	20,140
w_7	-	7,140	b_7	-	39,490	v_7	+	15,990	d_7	-	23,970
w_8	-	26,740	b_8	-	25,480	v_8	+	15,310	d_8	-	25,670

(c) 格點の荷重ハハ場合

$$R_A = \frac{3}{8} \times 51,000 = 19,125\#$$

$$H_1 = H_6 \times 51,000 = 0.86751 \times 51,000 = 44,240\#$$

上	弦材	下	弦材	垂	直材	斜	腹材				
w_1	+	5,890	b_1	-	52,060	v_1	-	4,420	d_1	+	4,500
w_2	+	10,350	b_2	-	56,530	v_2	-	8,620	d_2	+	9,650
w_3	+	13,610	b_3	-	59,910	v_3	-	13,270	d_3	+	17,910
w_4	+	12,970	b_4	-	61,690	v_4	-	17,910	d_4	+	25,020
w_5	+	6,690	b_5	-	59,390	v_5	-	22,840	d_5	+	38,300
w_6	-	7,580	b_6	-	51,920	v_6	-	26,530	d_6	+	51,810
w_7	-	30,680	b_7	-	37,060	v_7	+	23,240	d_7	-	33,110
w_8	-	61,030	b_8	-	13,630	v_8	+	23,370	d_8	-	37,550

1707

1708

(d) 格點 8 ニ荷重アル場合

$$R_A = \frac{1}{2} \times 51,000 = 25,500\#$$

$$H_1 = H_8 \times 51,000 = 0.93854 \times 51,000 = 47,870\#$$

上 弦 材		下 弦 材		垂 直 材		斜 腹 材	
u_1	+	l_1	-	v_1	+	d_1	-
	2,970		56,330		4,200		4,260
u_2	+	l_2	-	v_2	+	d_2	-
	3,570		57,530		760		860
u_3	+	l_3	-	v_3	-	d_3	+
	700		56,400		3,810		5,270
u_4	-	l_4	-	v_4	-	d_4	+
	7,970		51,800		7,260		8,760
u_5	-	l_5	-	v_5	-	d_5	+
	34,720		41,700		12,300		30,910
u_6	-	l_6	-	v_6	-	d_6	+
	61,710		28,800		15,270		30,900
u_7	-	l_7	+	v_7	-	d_7	+
	88,710		3,610		19,080		40,870
u_8	-	l_8	+	v_8	-	d_8	+
	132,410		40,690		21,240		50,480

(e) 格點 6 ニ荷重アル場合

$$R_B = \frac{3}{8} \times 51,000 = 19,125\#$$

$$H_1 = H_6 \times 51,000 = 0.86751 \times 51,000 = 44,240\#$$

上 弦 材		下 弦 材		垂 直 材		斜 腹 材	
u_1	-	l_1	-	v_1	+	d_1	-
	3,140		52,060		8,340		8,440

u_2	- 10,360	b_2	- 46,870	v_2	+ 5,690	d_2	- 5,910
u_3	- 24,620	b_3	- 37,710	v_3	+ 2,690	d_3	- 4,200
u_4	- 45,420	b_4	- 22,770	v_4	- 920	d_4	+ 600
u_5	- 78,280	b_5	+ 170	v_5	- 5,200	d_5	+ 7,130
u_6	- 123,410	b_6	+ 33,790	v_6	- 9,660	d_6	+ 16,160
u_7	- 93,800	b_7	+ 78,910	v_7	- 13,780	d_7	+ 26,220
u_8	- 61,030	b_8	+ 49,400	v_8	- 16,520	d_8	+ 34,960

(f) 格點 4ニ荷重アル場合

$$R_x = \frac{1}{4} \times 51,000 = 12,750$$

$$H_x = H_1 \times 51,000 = 0.63867 \times 51,000 = 32,590$$

上	柱	材	下	柱	材	垂	直	材	斜	腹	材
u_1	- 12,760	b_1	- 38,350	v_1	+ 7,470	d_1	- 7,580				
u_2	- 32,080	b_2	- 23,340	v_2	+ 5,700	d_2	- 6,420				
u_3	- 60,530	b_3	- 22,070	v_3	+ 3,550	d_3	- 4,880				
u_4	- 101,090	b_4	+ 27,840	v_4	+ 1,000	d_4	- 2,220				
u_5	- 88,870	b_5	+ 69,000	v_5	- 1,920	d_5	+ 1,980				
u_6	- 70,590	b_6	+ 45,610	v_6	- 5,340	d_6	+ 8,110				
u_7	- 49,210	b_7	+ 37,830	v_7	- 8,680	d_7	+ 15,580				
u_8	- 26,740	b_8	+ 17,540	v_8	- 11,230	d_8	+ 22,540				

1710

(g) 格點 2 ニ荷重アル場合

$$R_2 = \frac{1}{8} \times 51,000 = 6,375\#$$

$$H_2 = H_1 \times 51,000 = 17,032\#$$

上弦材		下弦材		垂直材		斜腹材	
u_1	- 24,120	b_1	- 20,040	v_1	+ 4,190	d_1	- 4,260
u_2	- 57,530	b_2	+ 6,480	v_2	+ 4,350	d_2	- 3,790
u_3	- 53,930	b_3	+ 47,580	v_3	+ 2,920	d_3	- 2,990
u_4	- 48,870	b_4	+ 43,490	v_4	+ 910	d_4	- 1,760
u_5	- 42,210	b_5	+ 37,070	v_5	- 640	d_5	+ 340
u_6	- 32,530	b_6	+ 27,190	v_6	- 2,410	d_6	+ 3,420
u_7	- 21,450	b_7	+ 13,310	v_7	- 4,230	d_7	+ 7,310
u_8	- 10,070	b_8	- 16,630	v_8	- 5,670	d_8	+ 11,120

(h) 上弦材ニ於ケル活荷重應力

格點	荷重點								
	2'	4'	6'	8	6	4	2	合計	
u_1	+ 2,970	+ 5,290	+ 5,890	+ 2,970	- 3,140	- 12,760	- 24,120	- 40,020	+ 17,120
u_2	+ 5,780	+ 10,130	+ 10,350	+ 3,570	- 10,360	- 32,080	- 57,530	- 99,970	+ 29,830
u_3	+ 8,120	+ 13,490	+ 13,610	+ 700	- 24,620	- 60,530	- 53,930	- 139,080	+ 36,370

u_4	+	9,520	+	15,680	+	12,970	-	7,970	-	45,420	-	101,090	-	48,870	-	203,350	+	38,170
u_5	+	9,150	+	13,840	+	6,690	-	34,720	-	78,280	-	88,870	-	42,210	-	244,080	+	29,680
u_6	+	6,080	+	6,620	-	7,580	-	61,710	-	123,410	-	70,590	-	32,530	-	295,820	+	12,700
u_7	-	390	-	7,140	-	30,680	-	88,710	-	93,800	-	49,210	-	21,450	-	291,380	-	-
u_8	-	10,070	-	26,740	-	61,030	-	132,410	-	61,030	-	26,740	-	10,070	-	328,090	-	-

(i) 下弦材ニ於ケル活荷重應力

部材	荷重點	2'	4'	6'	8'	6'	4'	2'	合	計
b_1		- 20,040	- 38,350	- 52,060	- 56,330	- 52,060	- 38,350	- 20,040	- 277,230	-
b_2		- 22,510	- 42,670	- 56,530	- 57,530	- 46,870	- 23,340	+ 6,480	- 249,450	+ 6,480
b_3		- 24,780	- 46,460	- 59,910	- 56,400	- 37,310	- 22,070	+ 47,580	- 247,330	+ 47,580
b_4		- 26,580	- 49,200	- 61,690	- 51,800	- 22,770	+ 27,840	+ 43,490	- 212,040	+ 71,380
b_5		- 27,430	- 50,100	- 59,390	- 41,700	+ 170	+ 69,000	+ 37,070	- 178,620	+ 106,240
b_6		- 26,620	- 47,240	- 51,920	- 23,800	+ 33,790	+ 45,610	+ 27,190	- 149,650	+ 106,590
b_7		- 23,240	- 39,490	- 37,060	+ 3,610	+ 78,910	+ 37,830	+ 13,310	- 99,790	+ 133,660
b_8		- 16,630	- 25,480	- 13,630	+ 40,690	+ 49,400	+ 17,540	- 16,630	- 72,370	+ 107,630

(i) 垂直材ニ於ケル活荷重應力

部材	荷重點	2'	4'	6'	8'	6'	4'	2'	合	計
v_1		- 34,060	- 18,030	- 4,420	+ 4,200	+ 8,340	+ 7,470	+ 4,190	- 56,510	+ 24,240

v_2	-	39,660	-	22,490	-	8,620	+	760	+	5,690	+	5,700	+	4,350	-	71,220	+	20,020
v_3	+	3,310	-	19,840	-	13,270	-	3,310	+	2,690	+	3,550	+	2,220	-	36,290	+	11,770
v_4	+	4,400	-	33,150	-	17,910	-	7,260	-	920	+	1,000	+	910	-	59,240	+	6,310
v_5	+	5,840	+	13,770	-	22,840	-	12,900	-	5,200	-	1,920	-	640	-	42,900	+	5,840
v_6	+	6,450	+	17,350	-	26,530	-	15,270	-	9,660	-	5,340	-	2,410	-	59,210	+	23,800
v_7	+	8,380	+	15,990	+	23,240	-	19,080	-	13,780	-	8,680	-	4,230	-	45,770	+	47,610
v_8	+	8,490	+	15,310	+	23,370	-	21,240	-	16,520	-	11,230	-	5,670	-	54,660	+	47,170

(k) 斜腹材ニ於ケル活荷重應力

荷重點	2'	4'	6'	8'	6	4	2	合	計
d_1	+ 34,560	+ 18,290	+ 4,500	- 4,280	- 3,440	- 7,580	- 4,260	- 24,540	+ 57,350
d_2	+ 44,820	+ 25,890	+ 9,650	- 860	- 5,910	- 6,420	- 3,790	- 16,980	+ 80,360
d_3	- 3,730	+ 35,870	+ 17,910	+ 5,270	- 4,200	- 4,880	- 2,990	- 15,800	+ 59,050
d_4	- 5,370	+ 48,960	+ 25,020	- 8,760	600	- 2,230	- 1,760	9,360	+ 83,340
d_5	- 7,240	- 13,180	+ 38,300	+ 30,910	+ 7,130	+ 1,980	340	- 20,420	+ 78,660
d_6	- 10,710	- 20,140	+ 51,810	+ 30,900	+ 16,160	+ 8,110	+ 3,420	- 30,850	+ 110,400
d_7	- 12,440	- 23,970	- 33,110	+ 40,870	+ 26,220	+ 15,580	+ 7,310	- 69,520	+ 89,980
d_8	- 13,010	- 25,670	- 37,550	+ 50,480	+ 34,960	+ 22,540	+ 11,120	- 76,230	+ 119,100

(8) 繫拱ノ各部位ニ於ケル總應力

部 材	静 荷 重 應 力 (封 度)	活 荷 重 應 力 (封 度)	撃 衝 應 力 (封 度)	總 應 力 (封 度)
a_1	- 32,600	- 40,000	- 14,000	- 86,600
a_2	- 91,900	- 100,000	- 35,000	- 226,900
a_3	- 137,400	- 139,100	- 48,700	- 325,200
a_4	- 218,000	- 203,400	- 71,200	- 492,600
a_5	- 272,700	- 244,100	- 85,400	- 602,200
a_6	- 360,500	- 295,800	- 103,600	- 759,900
a_7	- 389,700	- 291,400	- 102,000	- 783,100
a_8	- 431,700	- 328,100	- 114,800	- 874,600
b_1	- 368,900	- 277,200	- 97,000	- 743,100
b_2	- 321,100	- 249,500	- 87,300	- 657,900
b_3	- 247,700	- 247,300	- 86,600	- 581,600
b_4	- 192,300	- 212,100	- 74,200	- 478,600
b_5	- 104,300	- 178,600	- 62,500	- 345,400
b_6	- 45,400	- 149,700	- 52,400	- 247,500
b_7	+ 45,000	+ 106,600	+ 37,300	+ 98,500
b_8	+ 75,800	+ 133,700	+ 46,800	+ 225,500
c_1	- 45,900	- 56,500	- 19,800	- 122,200
c_2	- 45,900	- 56,500	- 19,800	- 122,200

v_2		70,700		70,200		24,600		165,500
v_3		43,600		36,300		12,700		92,600
v_4		65,300		58,300		20,400		144,000
v_5		21,900		42,900		15,000		79,800
v_6		46,600		58,200		20,400		125,200
v_7		1,800		45,300		16,000		63,600
v_8		7,600		47,600		16,700		62,500
v_9		19,200		54,700		19,100		81,400
v_{10}		19,200		34,700		12,100		39,200
d_1	+	46,700	+	57,400	+	20,100	+	124,200
d_2	+	79,400	+	80,400	+	28,100	+	187,900
d_3	+	58,000	+	59,100	+	20,700	+	137,800
d_4	+	97,500	+	83,200	+	29,100	+	209,800
d_5	+	65,000	+	78,700	+	27,500	+	171,200
d_6	+	101,600	+	109,400	+	38,300	+	249,300
d_7	+	34,700	+	90,000	+	31,500	+	156,200
d_8	+	49,400	+	69,500	+	24,300	+	59,100
	+		+	119,100	+	41,700	+	210,200
	+		+	76,200	+	26,700	+	53,500

(9) 使用断面及單位應力
 各部分ノ断面ヲ決定スルニハ抗張材ニ在リテハ之レヲ 16,000 ニテ除シ抗壓材ニ在リテハ之レヲ

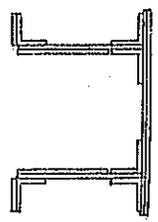
16,000-70 (7)ハ部材ノ長サ、 Γ ハ部材ノ最小環動半徑ニテ除シタルヲ用フ但シ活荷重ニヨリテ應力交番スル部材ニ在リテハ其小ナル方ノ應力ノ半分ヲ大ナル方ノ應力ニ加ヘタルモノヲ以テ其部材ノ總應力トシ以テ使用斷面ヲ決定ス
 但シ橋端ニ近キ上弦材ハ中央部ノ上弦材ト高サ及ヒ幅ヲ同一ニスヘキ必要上又端柱ハ裝飾用鑄鐵ヲ取り付クル必要上孰レモ必要以上ノ斷面ヲ使用セリ

部 材	構	成	斷 面 積 (平方吋)	單 位 應 力 (封 度)
u_1	1-Cov. Pl. $22 \times \frac{1}{2}$ 2-Ls. $3\frac{1}{2} \times 3\frac{1}{2} \times \frac{3}{8}$ 2-Webs. $14 \times \frac{3}{8}$ 2-Ls. $3\frac{1}{2} \times 3\frac{1}{2} \times \frac{3}{8}$		31.42	— 2,800 7,200 10,400
u_2	1-Cov. Pl. $22 \times \frac{1}{2}$ 4-Ls. $3\frac{1}{2} \times 3\frac{1}{2} \times \frac{3}{8}$ 2-Webs. $14 \times \frac{3}{8}$ 2-Ls. $3\frac{1}{2} \times 3\frac{1}{2} \times \frac{3}{8}$		36.36	— 13,600
u_3	1-Cov. Pl. $22 \times \frac{1}{2}$ 4-Ls. $3\frac{1}{2} \times 3\frac{1}{2} \times \frac{3}{8}$ 2-Webs. $14 \times \frac{3}{8}$ 2-Ls. $3\frac{1}{2} \times 3\frac{1}{2} \times \frac{3}{8}$		44.26	— 13,600

1716

26

- 1-Cov. Pl. $22 \times \frac{3}{8}$
- 1-Cov. Pl. $22 \times \frac{1}{2}$
- 4-Is. $3\frac{1}{2} \times 3\frac{1}{2} \times \frac{3}{8}$
- 2-Webs. $14 \times \frac{3}{8}$
- 2-Webs. $10\frac{1}{2} \times \frac{3}{8}$
- 2-Is. $3\frac{1}{2} \times 3\frac{1}{2} \times \frac{3}{8}$
- 2-Flats. $3\frac{1}{2} \times \frac{1}{2}$

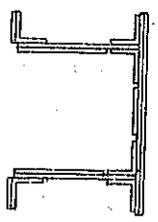


56-01

— 13,600

27

- 1-Cov. Pl. $22 \times \frac{3}{8}$
- 1-Cov. Pl. $22 \times \frac{1}{2}$
- 1-Pl. $6\frac{1}{2} \times \frac{3}{8}$
- 4-Is. $3\frac{1}{2} \times 3\frac{1}{2} \times \frac{3}{8}$
- 2-Webs. $14 \times \frac{3}{8}$
- 2-Webs. $10\frac{1}{2} \times \frac{3}{8}$
- 2-Is. $3\frac{1}{2} \times 3\frac{1}{2} \times \frac{3}{8}$
- 2-Flats. $3\frac{1}{2} \times \frac{1}{2}$

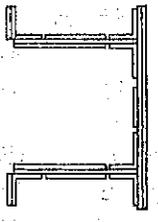


58-45

— 13,400

28

- 1-Cov. Pl. $22 \times \frac{3}{8}$
- 1-Cov. Pl. $22 \times \frac{1}{2}$
- 1-Pl. $6\frac{1}{2} \times \frac{3}{8}$
- 4-Is. $3\frac{1}{2} \times 3\frac{1}{2} \times \frac{3}{8}$
- 2-Webs. $14 \times \frac{3}{8}$
- 2-Webs. $10\frac{1}{2} \times \frac{3}{8}$
- 2-Side Pls. $7 \times \frac{3}{8}$



63-70

— 13,700

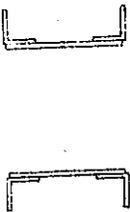
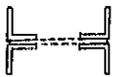
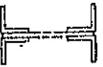
1717

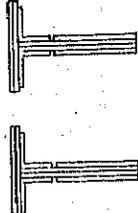
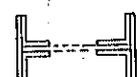
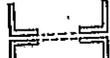
	<p>2-Is. $3\frac{1}{2} \times 3\frac{1}{2} \times \frac{1}{8}$ 2-Flats. $3\frac{1}{2} \times \frac{1}{2}$</p>		
<p>b_1 b_2</p>	<p>2-Flats. $4 \times \frac{1}{2}$ 2-Is. $4 \times 4 \times \frac{1}{2}$ 4-Webs. $14 \times \frac{3}{8}$ 2-Webs. $13\frac{1}{4} \times \frac{1}{16}$ 2-Side Pls. $6 \times \frac{1}{2}$ 2-Is. $4 \times 4 \times \frac{1}{2}$ 2-Flats. $4 \times \frac{1}{2}$</p>	<p>61.59</p>	<p>— 12,100 — 10,700</p>
<p>b_2</p>	<p>2-Flats. $4 \times \frac{1}{2}$ 2-Is. $4 \times 4 \times \frac{1}{2}$ 4-Webs. $14 \times \frac{3}{8}$ 2-Side Pls. $6 \times \frac{1}{2}$ 2-Is. $4 \times 4 \times \frac{1}{2}$ 2-Flats. $4 \times \frac{1}{2}$</p>	<p>50.00</p>	<p>— 11,600</p>
<p>b_1</p>	<p>2-Is. $4 \times 4 \times \frac{1}{2}$ 4-Webs. $14 \times \frac{3}{8}$ 2-Side Pls. $6 \times \frac{1}{2}$ 2-Is. $4 \times 4 \times \frac{1}{2}$</p>	<p>42.00</p>	<p>— 11,400</p>

報告 八ッ山橋梁

五三

1718

b ₃	2-l.s. 4×4× $\frac{1}{2}$		31-50	- 11,000		
	2-Webs. 14× $\frac{3}{4}$					
	2-Side Pls. 6× $\frac{1}{2}$					
b ₂	2-l.s. 4×4× $\frac{1}{2}$		25-50	- 11,600		
	2-Webs. 14× $\frac{3}{4}$					
	2-l.s. 4×4× $\frac{1}{2}$					
v ₁ to v ₈	4-l.s. 6×4× $\frac{1}{2}$		19-00	- 6,400		
	4-l.s. 3 $\frac{1}{2}$ ×3 $\frac{1}{2}$ ×1 $\frac{1}{8}$		17-36	- 9,500		
	4-l.s. 3 $\frac{1}{2}$ ×3 $\frac{1}{2}$ ×1 $\frac{1}{8}$		14-48	- 10,000		
	4-l.s. 3 $\frac{1}{2}$ ×3 $\frac{1}{2}$ ×1 $\frac{1}{8}$		17-36	- 46,000		
	4-l.s. 3 $\frac{1}{2}$ ×3 $\frac{1}{2}$ × $\frac{3}{8}$		9-92	- 12,700		
	4-l.s. 3 $\frac{1}{2}$ ×3 $\frac{1}{2}$ ×1 $\frac{1}{8}$		17-36	- 5,500		
	4-l.s. 3 $\frac{1}{2}$ ×3 $\frac{1}{2}$ × $\frac{3}{8}$		9-92	- 10,200		
	4-l.s. 3 $\frac{1}{2}$ ×3 $\frac{1}{2}$ ×1 $\frac{1}{8}$		11-36	+ 6,800		
	d ₁		4-l.s. 3 $\frac{1}{2}$ ×3 $\frac{1}{2}$ × $\frac{3}{8}$		9-00	+ 13,800
			4-l.s. 3 $\frac{1}{2}$ ×3 $\frac{1}{2}$ × $\frac{7}{16}$		13-48	+ 13,900
2-Pls. 7 $\frac{1}{2}$ × $\frac{1}{2}$		9-00	+ 15,300			
4-l.s. 3 $\frac{1}{2}$ ×3 $\frac{1}{2}$ × $\frac{1}{2}$						

d_4	4-Ls. $3\frac{1}{2} \times 3\frac{1}{2} \times \frac{1}{2}$ 2-Pls. $7\frac{1}{2} \times \frac{1}{2}$		14.50	+ 14,500
d_5	4-Ls. $3\frac{1}{2} \times 3\frac{1}{2} \times \frac{5}{8}$ 4-Ls. $3\frac{1}{2} \times 3\frac{1}{2} \times \frac{5}{8}$ 2-Pls. $7\frac{1}{2} \times \frac{1}{2}$		10.92	+ 15,700
d_6	4-Ls. $3\frac{1}{2} \times 3\frac{1}{2} \times \frac{5}{8}$ 2-Pls. $7\frac{1}{2} \times \frac{1}{2}$		16.42	+ 15,200
d_7	4-Ls. $3\frac{1}{2} \times 3\frac{1}{2} \times \frac{5}{8}$ 2-Pls. $7\frac{1}{2} \times \frac{1}{2}$		12.42	+ 15,000
d_8	4-Ls. $3\frac{1}{2} \times 3\frac{1}{2} \times \frac{5}{8}$ 2-Pls. $7\frac{1}{2} \times \frac{1}{2}$	16.42	+ 14,400	
垂直懸吊材	4-Ls. $3\frac{1}{2} \times 3\frac{1}{2} \times 1\frac{1}{2}$ 4 Webs. $14 \times \frac{3}{8}$ 4-Side Pls. $10 \times \frac{1}{2}$		11.86	+ 10,400
水平繫材	4-Ls. $4 \times 4 \times \frac{1}{2}$ 4-Pls. $10 \times 1\frac{1}{2}$		54.00	+ 11,700

(10) 側構

側構ニ於ケル應力ノ計算及斷面ノ選擇ハ中央拱構ニ於ケルモノト全ク同様ナレハ茲ニハ重複ノ煩ヲ避ケ略シテ掲ケサルコトトセリ

第二章 橋臺

橋臺ハ施工基面ヨリ橋桁座迄高サ 17 呎其上ニ更ニ高サ 6 呎 9 吋ノ擁壁ヲ置ク橋臺ノ全長 8 呎全部鐵筋混凝土造トス前面及側面胸壁ノ厚サ 1 呎 3 吋前面壁ト直角ニ厚サ 1 呎 3 吋ノ扶壁アリ其

數主構桁端下ニ三個、側構桁端下ニ各二個、其中間ニ各三個合計十三個トス
 底部、中部及頂部ニ各一個ノ牀アリ底牀ノ厚サ2呎、中部吊牀及頂牀ノ厚サ各1呎3吋トス、鐵筋ハ
 必要ノ度ニ應シ直徑1吋、 $\frac{3}{4}$ 吋及 $1\frac{1}{2}$ 吋ノモノヲ用フ其配置別圖ニ示ス如シ
 抽壁ハ一部ハ鐵筋混凝土造擁壁一部ハ間知石積トシ橋臺基礎ハ東橋臺築造地盤ハ軟弱ナリシヲ
 以テ杭打工ヲ施シタルモ西橋臺築造地盤ハ凝灰質砂層ニシテ所要以上ノ耐壓強ヲ有セシヲ以テ
 之レヲ其儘橋臺築造盤面トシ一部軟弱ナル部分ハ該土砂ヲ掘鑿シテ混凝土ヲ填充シ以テ橋臺基
 礎トセリ

蓋シ橋臺ヲ鐵筋混凝土造トセルハ石造又ハ煉瓦造ニ比シ工費ニ於テ經濟的ナリシニ依ルモノニ
 シテ工程ニ於テハ石造又ハ煉瓦造ニ比シ寧ロ遲緩ナルヘシト思考セラレタルモ實施ニ方リ却テ
 石造其他ニ比シ駛速ナルヲ得タルハ本橋梁工事ノ工程ニ好果ヲ來セルニ貢獻スル處蓋シ鮮少ニ
 アラサルヘシ

第三編 製作、架設及工費

本橋梁用鋼拱構一組ノ製作ハ横河橋梁製作所ノ請負ニ係リ其ノ大阪工場ニ於テ製作セリ鋼材ハ
 全部英國製品ニシテ在英鐵道院検査官ノ検査ヲ經次ノ如キ平均成績ヲ示セリ

種 類	製 造 者	抗 張 強 度	彈 性 限 度	伸 長 率 8吋ニ於ケル
鐵 形 鋼 橋	Steel Co. of Scotland. Dorman, Long & Co. do.	28.97 29.03 29.33	16.69 16.16 16.20	26.50 25.00 23.33

角鋼 平鋼(2 $\frac{3}{4}$ "、4 $\frac{1}{2}$ "、7 $\frac{1}{2}$ ") 同上 (其他)	Co. Steel Co. of Scotland. Dorman, Long & Co.	28.98 29.95 29.08	15.89 16.95 16.21	25.76 27.25 25.11
--	---	-------------------------	-------------------------	-------------------------

本橋構製作ニ當リテハ英國ニ於ケル勞働者罷工ノ爲メ材料ノ延着甚タシク且橋構各部ノ重量大ナルト他ニ類多カラサル各部設計ノ複雑ナル爲メ異常ノ困難ヲ感シタルモ克ク之ニ打勝テ本邦未曾有ノ長拱ヲ完全ニ製作セルノ功ハ之レヲ横河橋梁製作所技師長工學士關場茂樹氏ニ歸セサルヘカラス

架橋工事ハ大丸組ノ請負ニ係リ大正二年十一月一日着手シ同三年八月二十五日其取付道改修工事共竣成セリ

工事施行順序ハ新橋南側ハ一部舊橋ニ重ナレルヲ以テ北側ノ一半ヲ完成シテ之レニ道路ヲ切り換ヘ舊橋ヲ撤去シテ後南側ノ新橋殘部ヲ完成セリ本架橋地ハ前ニ屢々述ヘタル如ク鐵道線路上ニ跨リ且橋梁上ノ通行頻繁ナルヲ以テ工事施行上幾多ノ煩累ヲ免レサリシモ幸ニ毫末ノ事故ニタモ遭遇セサリシハ望外ノ幸トスル處ナリ

其工事工程ヲ示セハ左表ノ如シ

橋臺築造工事工程表

工 事 種 類	東 橋		西 橋		摘 要
	着 手	竣 工	着 手	竣 工	
掘 根	大正 2 年 11 月 18 日	大正 2 年 12 月 4 日	大正 2 年 12 月 6 日	大正 3 年 2 月 20 日	

在來橋臺及鐵桁取除工事工程表

工 事 種 類	着 手	竣 工	摘 要
鐵 桁 取 除 工 事	大正三年六月三日ヨリ新橋北側半端完成ニ付テ之ヲ通行セシメテ舊橋通行ヲ遮斷ス	大正三年六月十日	
橋 臺	3 7 7	3 8 2	

工事費額ノ内譯ハ別表ニ示セル如クニシテ總費額八萬五千五百五十五錢七厘ニテ其内約百分ノ二十七ハ京濱電氣鐵道株式會社ニテ負擔セリ但シ鐵桁及膠灰ハ全部鐵道院ヨリ支給シ他ハ工事及材料共請負人ニ於テ之ヲ施行セリ

ハツ山橋梁改築工事費内譯表

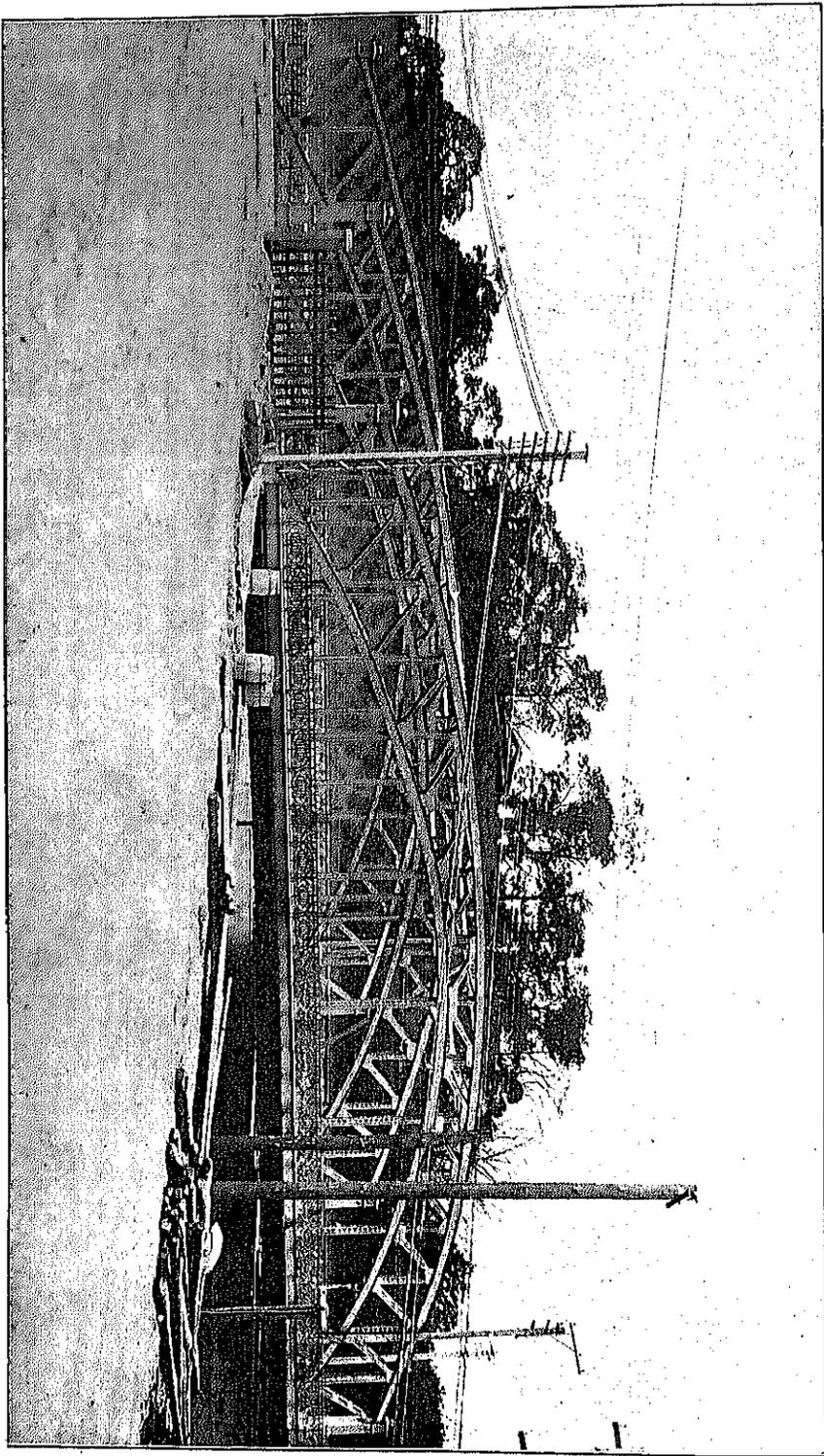
種 別	單 價	竣 工 數 量	請 負 金 額	支 給 代 金	工 事 金 額	摘 要
根 礎	11.00	立坪 118.44	1,302.840		1,302.840	
橋 臺	7.20	本 158	1,187.600		1,187.600	
橋 臺 鐵 筋 混 凝 土	100.00	立坪 66.988	6,698.800	2,981.232	9,680.032	
橋 臺 鐵 筋 混 凝 土	25.00	" 12.462	311.550	370.800	682.350	
橋 臺 鐵 筋 混 凝 土	23.00	" 14.818	340.814	682.272	1,023.086	
橋 臺 鐵 筋 混 凝 土	15.00	面坪 141.334	2,105.010	59.388	2,224.398	人道及車道ノ鋪道々床混凝土ヲ含ム
橋 臺 鐵 筋 混 凝 土	18.00	" 9.287	167.166	11.124	178.290	人道ノ兩端即チ陶管天端ハ石造鋪
橋 臺 鐵 筋 混 凝 土	0.35	" 04.840	22.679	44.496	67.133	
橋 臺 鐵 筋 混 凝 土	1.00	切 462.29	739.566	33.372	772.938	軌件及人道境界石等
橋 臺 鐵 筋 混 凝 土	28.00	立坪 1.563	39.075	48.204	87.279	京橋鐵道地盤中一部軟土アリ之レヲ掘下ケテ心クリニ之ヲ填

1724

補強壁鐵筋混凝土	44,336	面積	57,550	2,551,537	956,664	3,508,201	支給品 架付道路ノ爲メ一部用地ヲ收用セリ
補石	22,135	“	35,111	793,786	286,976	1,080,762	
橋桁組立及架設	3,500.00	徑間	1	3,500,000		3,500,000	
乳坊	0.09	本	26,686	2,101,740		2,401,740	
同上	0.04	“	8,780	351,200		351,200	
同上	0.07	“	826	57,820		57,820	
鐵桁及鐵架費	45,342,443	徑間	1	2,204,530		45,342,443	
在來橋廢除費				2,204,530		2,204,530	
架取費				2,933,975		2,933,975	
架取地費				2,031,327	207,618	7,283,940	
總計						85,105,557	

本橋々臺及擁壁ノ設計並ニ架設工事ノ董工ハ京濱間改良工事掛主任鐵道院技師工學士大村鋤太郎氏監督ノ下ニ鐵道院技師工學士安倍邦衛氏其任ニ當リ鋼拱構ハ著者ノ設計スル處ナリ(完)

八ツ山橋梁全景



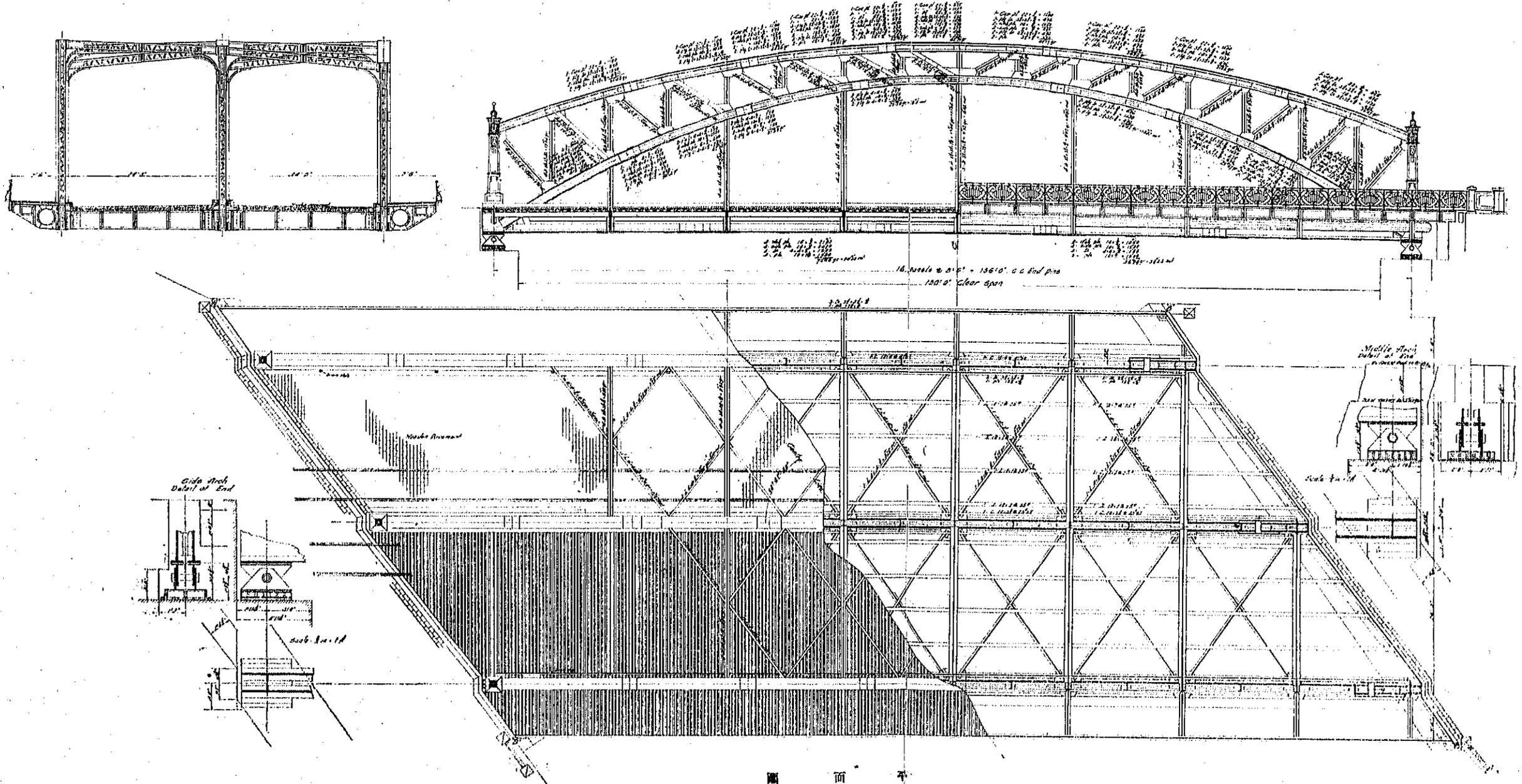
山 橋 梁 附 圖

第 一 圖

拱 構 全 般 圖

斷 面 圖

側 面 圖



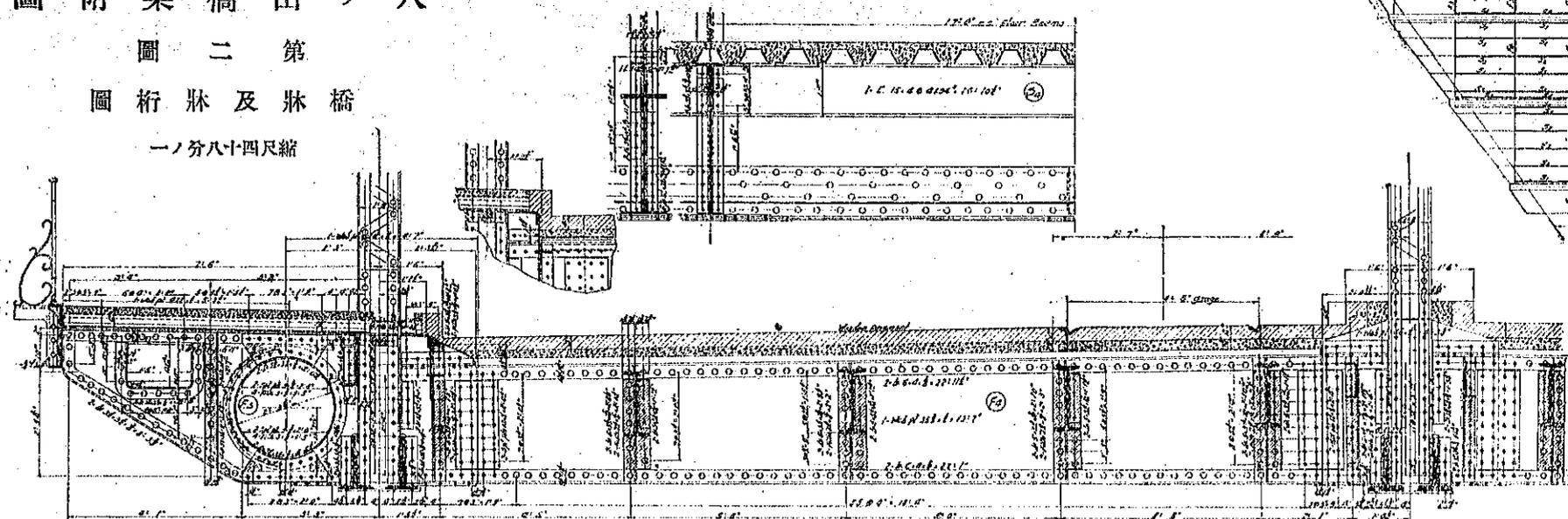
平 面 圖

八ッ山橋梁附圖

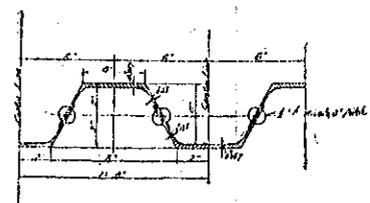
第二圖

橋牀及牀桁圖

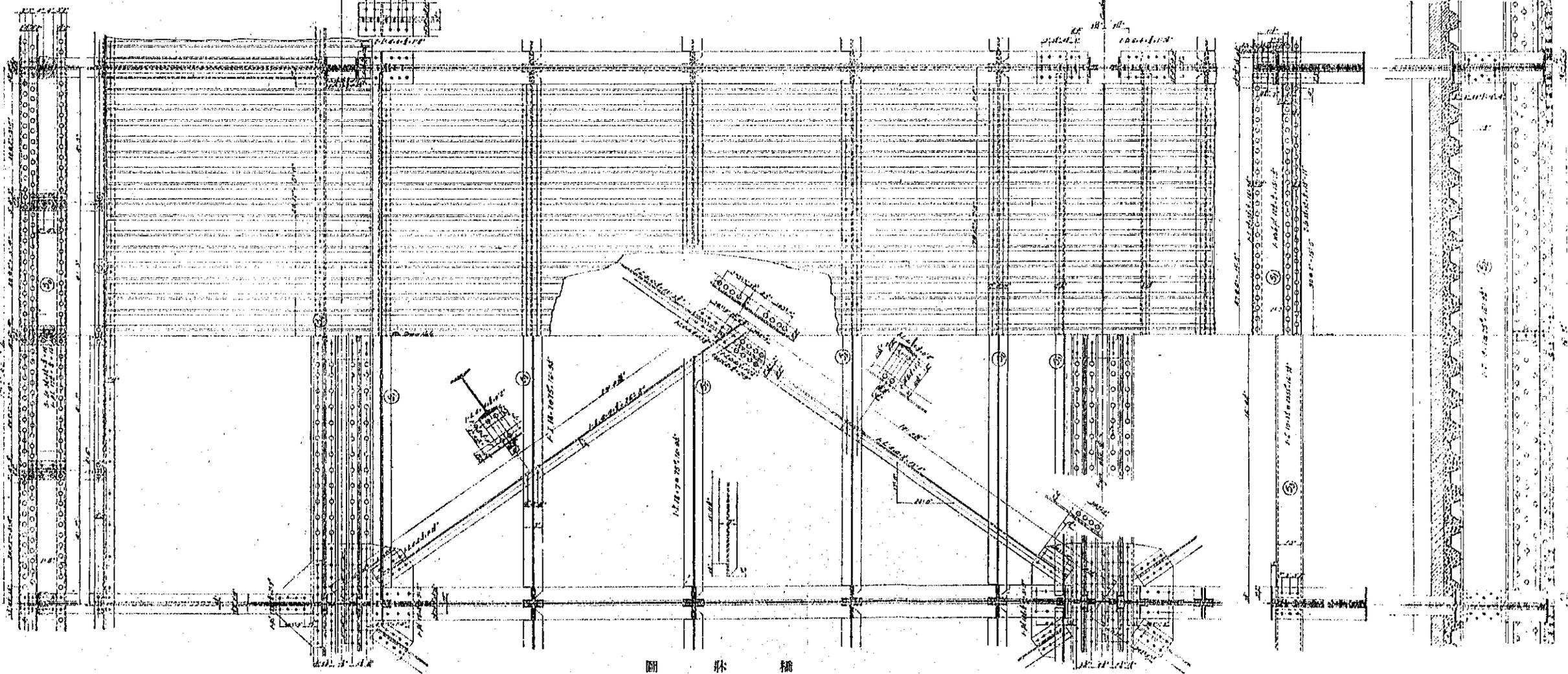
縮尺四十分之一



橋牀圖



橋牀とふ



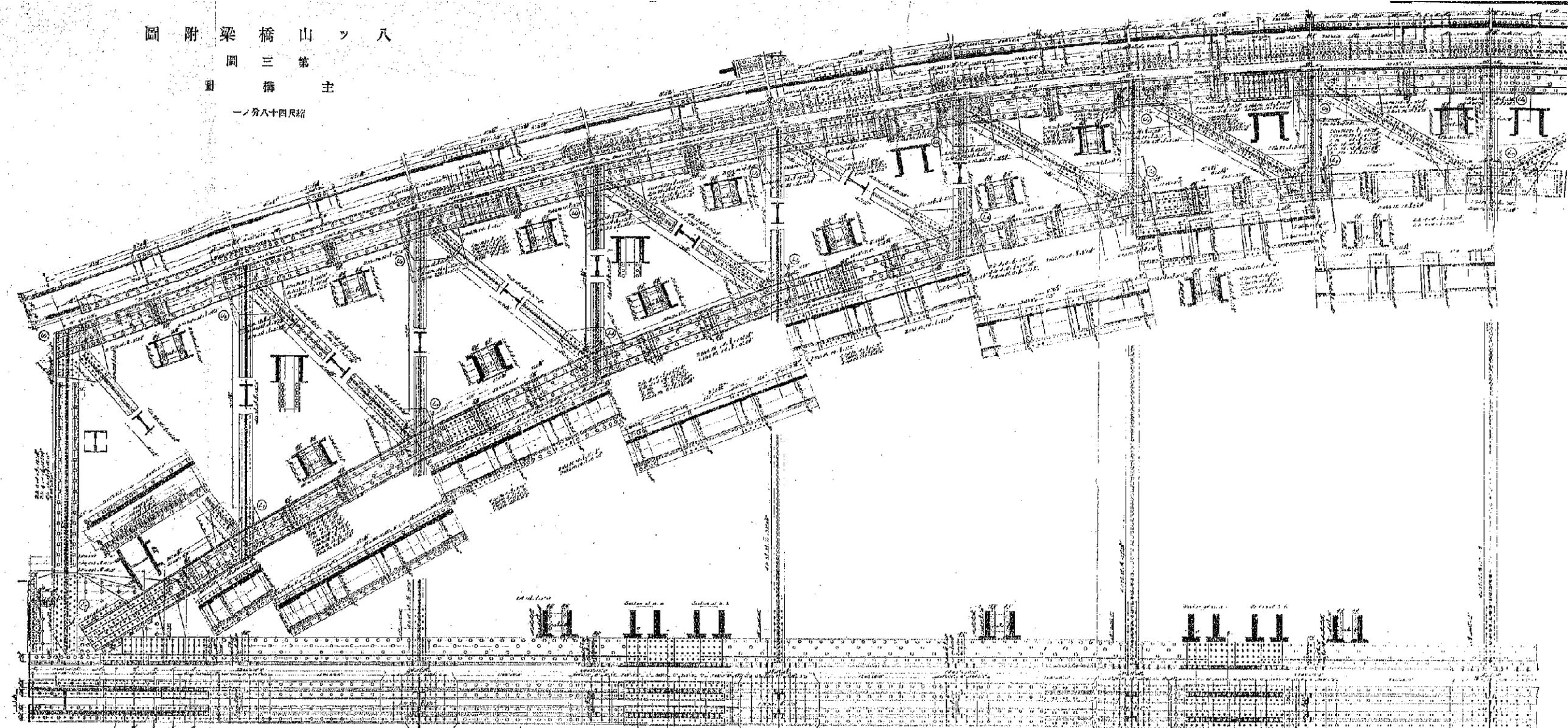
橋牀圖

八ッ山橋梁附圖

第三圖

主構圖

縮尺四十分之一



Section	Dimensions	Notes
1	2,500 x 100 x 10	Steel beam
2	3,000 x 120 x 12	Steel beam
3	2,000 x 80 x 8	Steel beam
4	1,500 x 60 x 6	Steel beam
5	1,000 x 40 x 4	Steel beam
6	800 x 30 x 3	Steel beam
7	600 x 20 x 2	Steel beam
8	400 x 15 x 1.5	Steel beam
9	300 x 10 x 1	Steel beam
10	200 x 8 x 0.8	Steel beam
11	150 x 6 x 0.6	Steel beam
12	100 x 4 x 0.4	Steel beam
13	80 x 3 x 0.3	Steel beam
14	60 x 2 x 0.2	Steel beam
15	40 x 1.5 x 0.15	Steel beam
16	30 x 1 x 0.1	Steel beam
17	20 x 0.7 x 0.07	Steel beam
18	15 x 0.5 x 0.05	Steel beam
19	10 x 0.3 x 0.03	Steel beam
20	8 x 0.2 x 0.02	Steel beam
21	6 x 0.15 x 0.015	Steel beam
22	4 x 0.1 x 0.01	Steel beam
23	3 x 0.07 x 0.007	Steel beam
24	2 x 0.05 x 0.005	Steel beam
25	1.5 x 0.03 x 0.003	Steel beam
26	1 x 0.02 x 0.002	Steel beam
27	0.8 x 0.015 x 0.0015	Steel beam
28	0.6 x 0.01 x 0.001	Steel beam
29	0.4 x 0.007 x 0.0007	Steel beam
30	0.3 x 0.005 x 0.0005	Steel beam

圖面側

圖

面

背

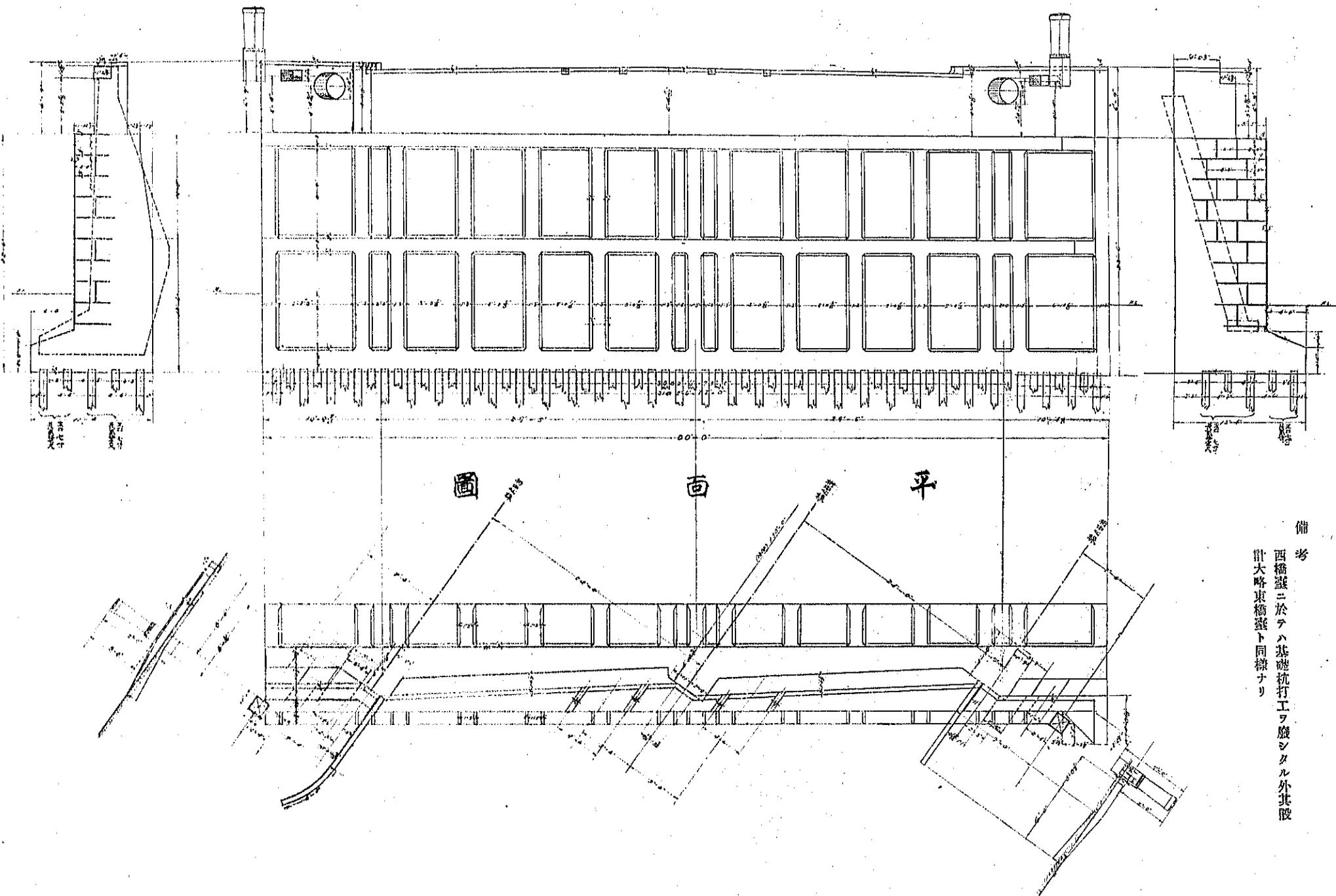
圖面側

八ッ山橋梁附圖 第四圖 東橋臺圖

縮尺百四十四分ノ一

備考

西橋臺ニ於テハ基礎杭打エラ廢シタル外其餘
計大略東橋臺ト同様ナリ

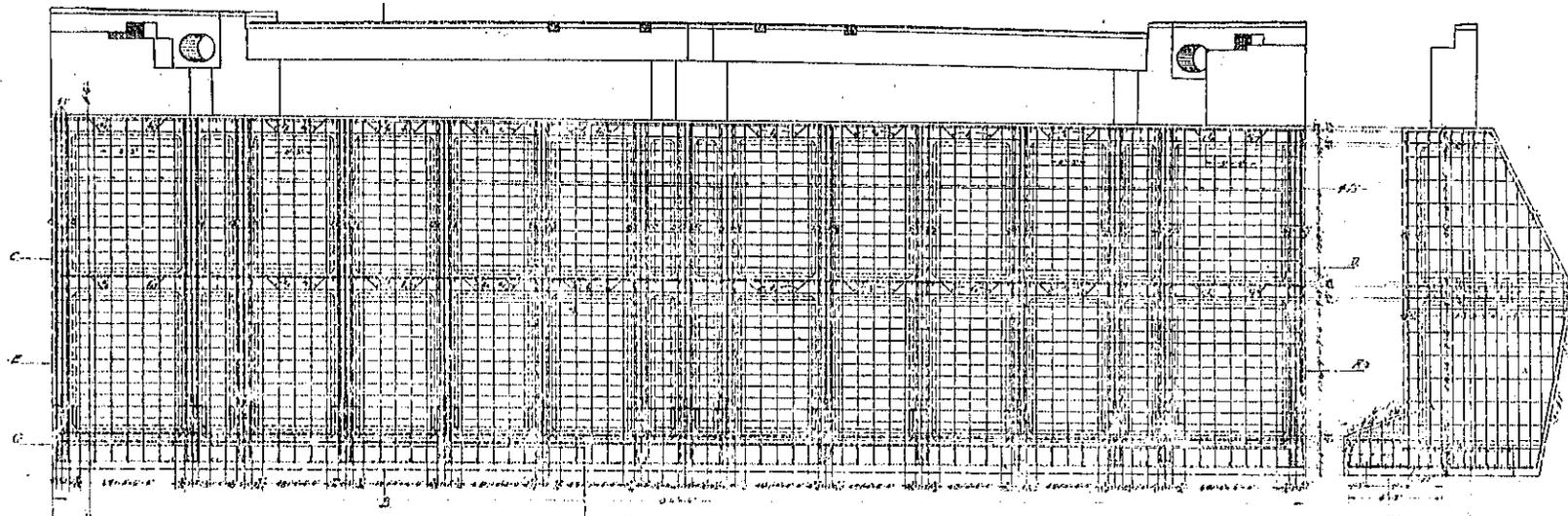
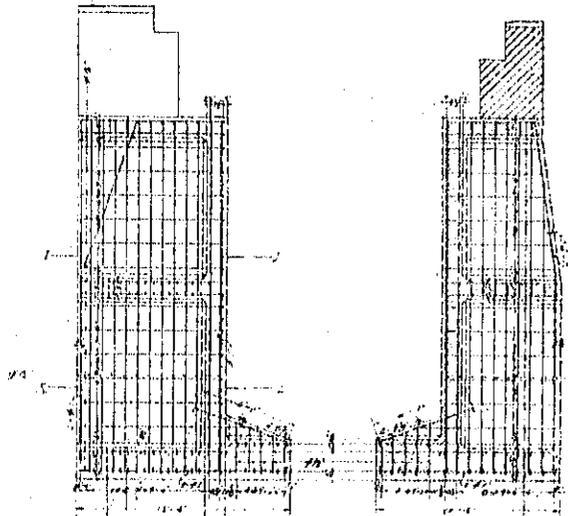


東橋基
北側
側面圖

斷面圖

西橋基
正面圖

側面圖

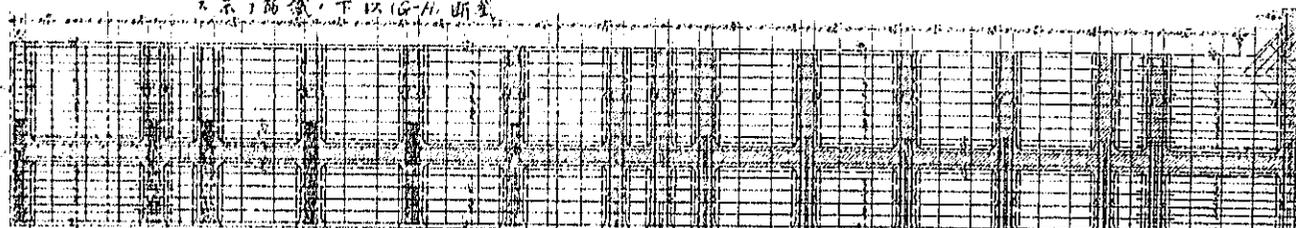


圖面平筋床 (K-L) 斷截

圖面平筋底 (E-F) 斷截

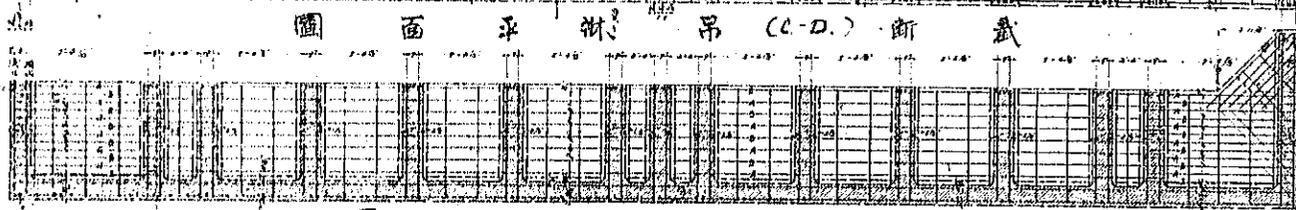
不示防鐵，下以 (G-H) 斷截

圖面平筋吊 (L-M) 斷截



圖面平筋吊 (C-D) 斷截

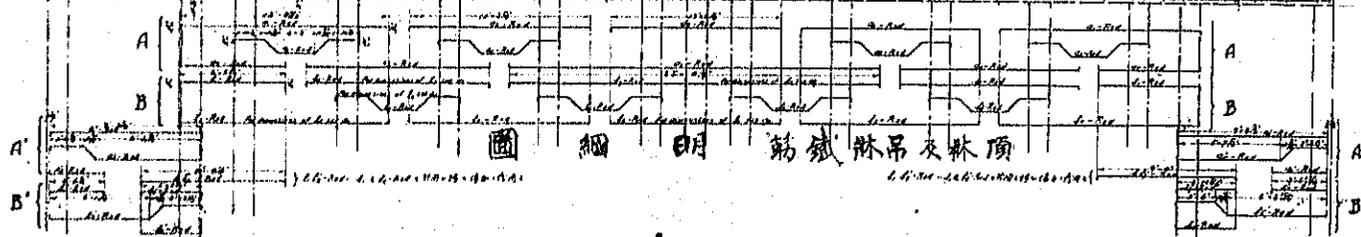
圖面平筋頂



圖面平筋頂



圖細明筋鐵吊及筋頂



八ツ山橋梁附圖

第六圖

鐵筋混凝土抽土擁壁圖

縮尺四十分之一

斷面
(I-I)

斷面
(E-F)

圖

面

正

斷面
(G-H)

面
側

