

第十二編

拱 橋 論

第十二編 拱橋論

第一章 總論

第一節 概說

拱橋 (Arch bridges) の材料が石材若クバ煉瓦ヨリ成ルトキハ一般ニ拱石 (Voussoir) ト膠泥トノ附着力ハ之ヲ無視スルヲ以テ其接點ニ於テ目地ノ展開ヲ避クル爲メ或任意荷重ニ對スル壓力線 (Line of pressure) ハ拱輪 (Arch ring) の各點ニ於テ常ニ其中央三分ノ一 (Center third) 以内ニ働クコト必要ナリ然ルニ混凝土拱橋ニアリテハ全構單體的ナルヲ以テ多少ノ抗張力ヲ有シ從ツテ壓力線ノ中心ハ必ズシモ髓心内ニノミ働クヲ要セズ但シ純混凝土橋ニアリテハ其抗張力低キヲ以テ實際ノ場合之ニ依賴スルコト少キモ鐵筋ニテ補強セルモノニアリテハ或程度迄壓力ノ變位ヲ是認スルモ差支ナシ然ルトキハ拱輪ノ大部ハ正負兩様ノ彎曲力率ヲ受クルテ以テ鐵筋ハ之ヲ拱腹 (Intrados) 及拱背 (Extrados) の兩側ニ配置ス可ク而シテ其鐵筋ハ兩側共之ヲ全拱ニ分布シ不時ニ生ズ可キ應張力ノ不足ヲ補ヒ更ニ拱輪ニ於ケル重大ナル壓力ニ依リテ彎折スルコトヲ妨グ爲メ上下鐵筋ハ相互之ヲ連絡セシムルヲ良シトス。斯クノ如ク理論的ニハ鐵筋混凝土拱橋ハ其斷面ノ一部ニ張力ヲ許シ得ルモ可成ハ死活重荷ニ對スルモ其壓力線ガ大部髓心内ニ働く様設計スルヲ常トススクセバ上下二様ニ涉ル鐵筋ノ存在ハ無意義ナルガ如キモ總ジテ固定拱ノ如キ靜力的不定狀態ニアルモノ、應力ハ靜力的確定狀態ニ於ケルモノ、如ク等

ト確信トヲ缺クノミナラズ溫度ノ變化拱臺拱脚ノ沈降等ニ基ク不慮ノ副應力(Secondary stress)ヲ豫定シ得ザルヲ以テ鐵筋ノ添和ハ頗ル有力ナルヲ知ル可ク且ツ應壓側ニ於ケル鐵筋ノ存在ハ純混凝土ニ比シテ混凝土ノ許容應力度ヲ高メ從ツテ拱輪・拱臺等ノ重量ヲ輕減シ得可ク殊ニ徑間大ナルモノニ於テ其効力顯著ナルヲ見ル鐵筋ノ混凝土斷面ニ於ケル比ハ或程度迄ハ其量自由ナルモ拱頂ニ於テ 0.5 乃至 1.5% トシ更ニ之ト直角ニ相當ノ配力材ヲ添和ス可シ。

近來施工ノ鐵筋混凝土拱橋殊ニ徑間ノ大ナルモノニアリテハ偏平拱(Flat arch)ヲ使用スル傾向增加セルモノ、如シ是レ從來ノ如キ拱頂路面ヲ著シク高ムルノ不便ヲ避ケ起拱線(Springing line)ヲ高メ得テ洪水ヨリ來ル災害ヲ輕減シ得ルノミナラズ其斷面織小ニシテ高尚優雅ナル外觀ヲ與フルヲ以テナリ從ツテ普通ノ石橋若クハ純混凝土橋ニアリテハ拱矢(Rise)ハ平均其徑間ノ $\frac{1}{5}$ 乃至 $\frac{1}{10}$ ナルニ引換ニ鐵筋混凝土ニアリテハ $\frac{1}{10}$ 乃至 $\frac{1}{17}$ トナセルモノ多シ。

拱橋ハ其使用ノ目的ニ從ツテ種々ノ名稱ヲ有ス堤防下ニアル溪流放水路等ヲ通ズルモノヲ拱式暗渠(Arch culvert)ト云ヒ河川道路若クバ鐵道上ニ架設セルモノヲ跨線橋(Overbridge)ト稱ス拱橋ハ一般ニ多少扁平ニシテ大ナル徑間ヲ有スルトキハ缺圓拱(Segmental arch)若クハ拋物線拱(Parabolic arch)ヲ用ヒ小徑間ノモノ數連ヲ有スルトキハ半圓拱(Semicircular arch)若クハ橢圓拱(Elliptical arch)トシ途中數個ノ拱脚ヲ有ス此場合ニハ之ヲ名ケテ高架橋(Viaduct)ト稱ス猶其目的ニ從ツテ公道橋(Highway bridge),

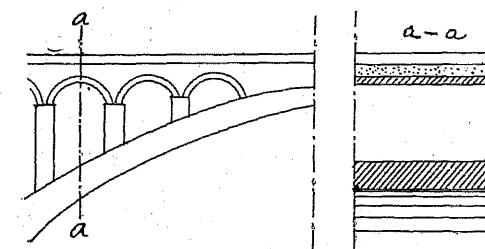
鐵道橋(Railway bridge), 運河橋(Canal bridge), 水路橋(Aqueduct)等ニ區別スルコトアリ。數連ノ拱ヨリ成ル橋梁ハ其一部宛ノ安定(Stability)ヲ確保スル爲メ三四連毎ニ特別ニ強大ナル橋脚ヲ挿ムコトアリ之ヲ名ケテ臺脚(Abutment pier)ト云ヒ其安定度ノ算定ハ之ヲ拱臺ニ準ズルモノトス。

第二節 拱橋ノ様式

拱橋ノ様式ハ之ヲ大別セバ 1) 單拱橋(Plain arch bridge), 2) 肋拱橋(Ribbed arch bridge), 3) 肋版橋(Ribbed plate bridge) 及ビ 4) 拱桁橋(Arched beam bridge)ノ四種トナスコトヲ得可シ。

1) 單拱橋ハ拱ノ全部ヲ通ジテ同厚若クバ起拱線(Springing line)ニ向ツテ遞増セル厚サニ一様ニ混凝土ヲ填充セルモノニシテ最モ一般ニ使用セラル、様式ナリ若シ徑間小ニシテ拱形扁平ナルトキハ左右ニ側壁(Spandrel wall)ヲ設ケ側壁ト拱トノ空隙ハ全部土壤鑽滓若クハ貧弱ナル混凝土ヲ以テ之ヲ填充セシムルモ拱ノ徑間及拱矢ノ增加スルニ從ヒ材料及其重量ヲ節約スル爲メ路面ヨリ來ル荷重ハ一旦之ヲ床版及桁梁ニ受ケ更ニ拱ニ直角ナル堅壁若クバ列柱ニ依リテ之ヲ拱ニ傳導セシムルコトアリ但シ拱頂(Crown)ニ近キ部分ニアリテハ一般ニ拱ト床版トヲ接觸セシメテ

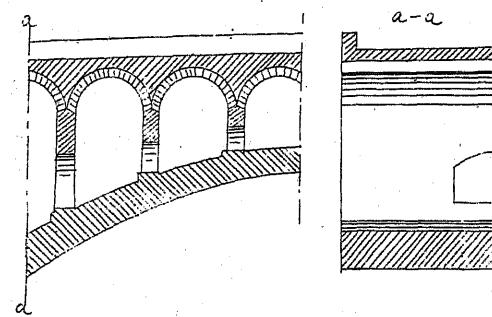
第一千二百五十五圖



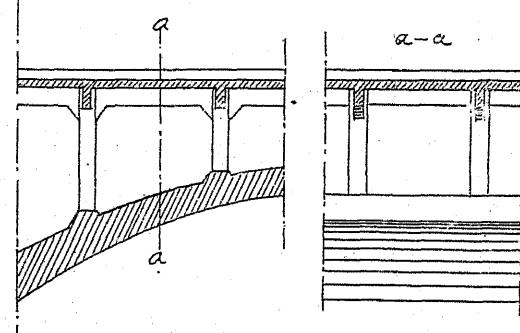
同一體ニ構成スルコト多シ而シテ拱頂及起拱線間ノ構法ハ更ニ數多ノ様式アリ横壁ヲ用キテ開溝式(Open channel)トナスコト第一千二百五十五圖ノ如ク

一千二百五十五圖ノ如ク

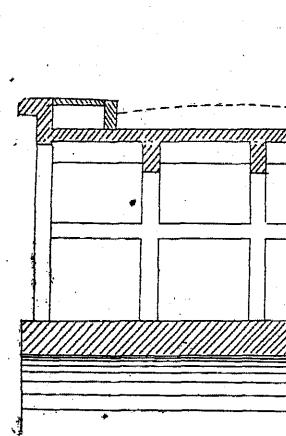
第一千二百五十六圖



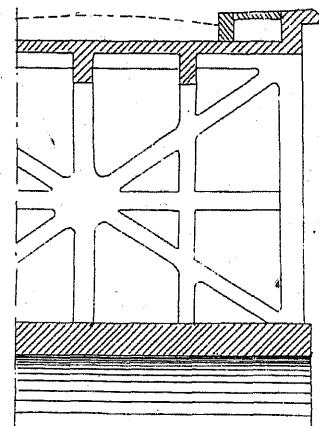
第一千二百五十七圖



第一千二百五十八圖



第一千二百五十九圖



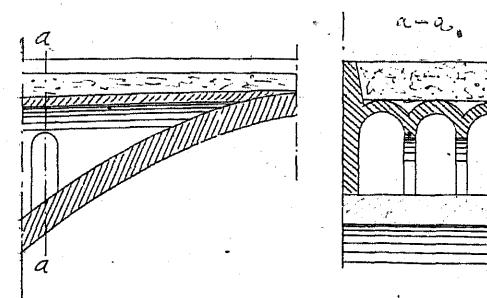
支柱ノ代リニ拱橋ノ長サニ沿エル縦壁ヲ使用スルコト第一千

スルモノ若クバ横壁内ニ
隧道形空隙ヲ作ルコト第一
一千二百五十六圖ノ如ク
スルモノ、横壁ノ代リニ床
版受桁ノ下ニ支柱ヲ用フ
ルコト第一千二百五十七
圖ノ如クスルモノ、拱端

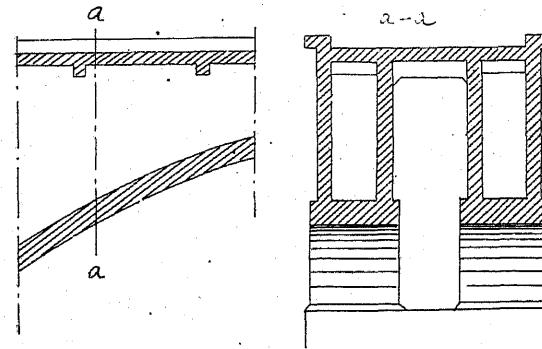
ニ近ヅクニ從ヒ柱長増
加シ彎折ノ恐アル場合
ニハ第一千二百五十八
圖ノ如ク横棧 (Lateral
stiffner) ヲ加フルカ更ニ
風壓ニ對スル剛度ヲ確
保スル爲メ第一千二百

五十九圖ノ如
ク筋達(Diagon-
al) ヲ添和スル
モノ(此場合ニ
ハ其建設費不
廉ナルヲ以テ
特殊ノ場合ノ
外之ヲ使用セ
ズ)、堅壁若ク

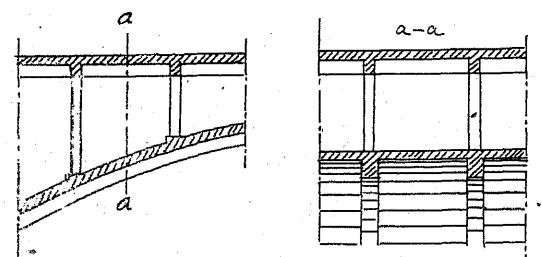
第一千二百六十圖



第一千二百六十一圖



第一千二百六十二圖



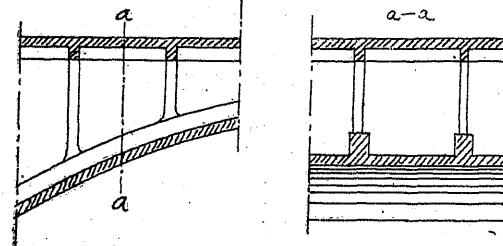
二百六十圖ノ如クスルモ
ノ更ニ材料ノ節約ヲ欲ス
ルトキハニツノ獨立セル
圓形組織ヲ作リ相互連絡
ノ横桁ニ依リテ床版ヲ受
クルコト第一千二百六十
一圖ノ如クスルモノ等之
レナリ。

2) 肋拱橋ハ單拱橋ニ
比シテ拱厚ヲ減ズル代
リニ所々肋材ヲ以テ補
強セシムモノニシテ
鐵筋混凝土橋ニ依リテ
初メテ試ミラレタル方
法ナリ肋材ノ應張側ニ
於ケル補強鐵筋ハ其挺率・

(Lever) 大ナルヲ以テ斷面
ノ材料ヲ節約スルト同時
ニ其斷面係數ヲ增加シ從
ツテ對抗力率ヲ增加セシ
ムルコトヲ得可ク徑間大

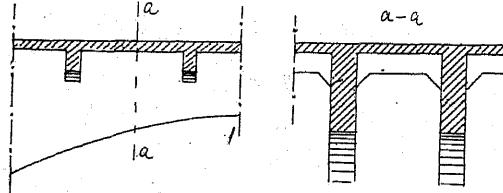
ナル拱橋ニアリテ其應用最モ適切ナリトス。肋材ハ拱ノ上下側
何レニテモ之ヲ配置スルコトヲ得可ク路面ノ荷重ハ 1)ト同ジ
一旦之ヲ床版及桁梁ニ受ケ更ニ柱ニ依リテ直接ニ之ヲ拱肋上ニ

第一千二百六十三圖

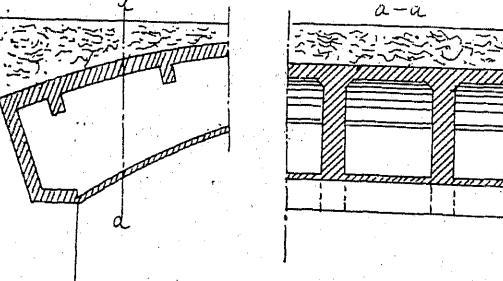


第一千二百六十三圖ノ様式ヲ採用スルトキハ拱架(Centering)ノ構造簡單ニシテ工費從ツテ廉トナル可シ。

第一千二百六十四圖



第一千二百六十五圖



ル床版ニテ之ヲ連結スルトキハ裏面ヨリノ外觀ハ恰モ單拱橋ノ如クナル可シ。

(4) 拱桁橋ハ單獨ナルニツ以上ノ拱形桁ヲ使用スル様式ニシテ、從來木材若クバ鋼材ニ依リテ構成セラレタルモノト同ジク路面

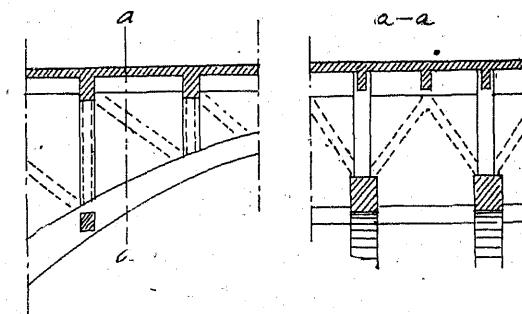
傳導スルコト第一千二百六十二圖及第一千二百六十三圖ノ如クス從ツテ應力ノ分配頗ル等布的トナル可シ拱肋ノ位置上下何レニテモ可ナル場合ニハ

3) 肋版橋ハ第一千二百六十四圖ノ如ク上側水平(若クハ曲線),下側拱形ヲ爲セル肋材ガ路面荷重ヲ受クル床版及桁梁ヲ直接ニ支保スル構法ニシテ從ツテ其構材ハ不同ナル高サヲ有セル矩形桁ト見做シ得ベキモノナリ若シ第一千二百六十五圖ノ如ク肋材ノ下側ニ沿ヒ連續セ

支フ若シ拱桁ノ高サ充分ナルトキハ上横桁(Upper lateral)ヲ添加ス可シ横桁ハ更ニ其終端ヲ連結ス可キ水平抗張材ヲ具フルモノアリ此場合ニハ抗張材ハ拱ノ水平推力ニ對抗シ得ルヲ以テ靜力的確定狀態トナル可ク最近ニ於ケル構法ニハ其一方支點ヲ緊定

ノ荷重ハ一旦之ヲ横梁ニ受ケ縦壁若クバ柱ニ依リ之ヲ拱形桁ニ傳導セシムモノニシテ此様式ハ更ニ分レテ上路橋及下路橋ト

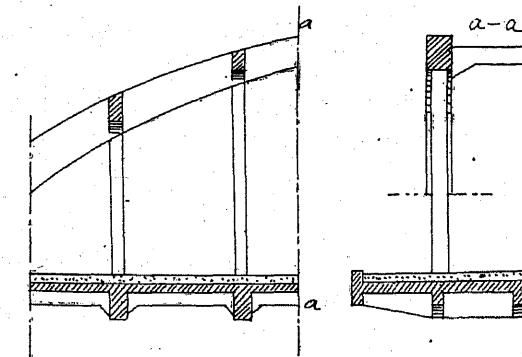
第一千二百六十六圖



ナル上路橋ニアリテハ拱桁上ヲ通ゼル縦壁若クハ或距離毎ニ列立セル支柱ニ依リテ荷重ヲ傳フルコト第一千二百六十六圖ノ如キモノニシテ稀ニハ柱ト柱トノ間ニ更ニ筋違ヲ

加エテ恰モ結構組織(Framed structure)ノ外觀ヲ呈スルモノアリ何レモ拱端ニ近ク其高サヲ增加スル場合ニハ横棟若クハ筋違ヲ用

第一千二百六十七圖



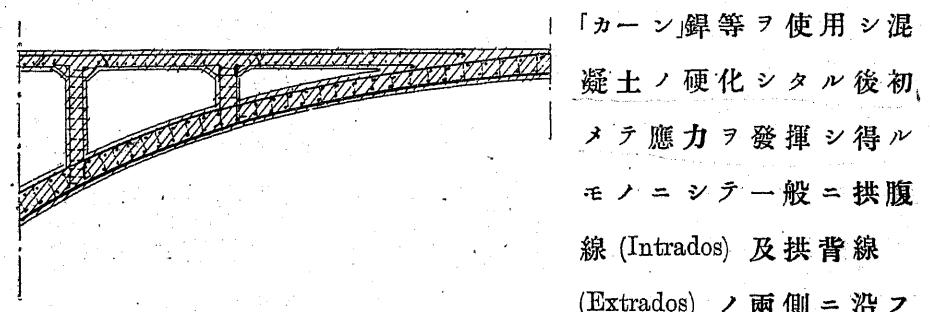
キテ之ヲ硬直組織トナスノ必要アルコトアリ水面ヨリ路面ニ至ル高サ少キトキハ下路橋ヲ用フ其形第一千二百六十七圖ノ如ク路面ノ荷重ハ垂直懸吊材ニ依リテ之ヲ拱桁ニ傳導ス普

通鋼橋ノ場合ト同ジク懸吊材ハ横梁ニ緊定シ横梁ハ更ニ床版ヲ支フ若シ拱桁ノ高サ充分ナルトキハ上横桁(Upper lateral)ヲ添加ス可シ横桁ハ更ニ其終端ヲ連結ス可キ水平抗張材ヲ具フルモノアリ此場合ニハ抗張材ハ拱ノ水平推力ニ對抗シ得ルヲ以テ靜力的確定狀態トナル可ク最近ニ於ケル構法ニハ其一方支點ヲ緊定

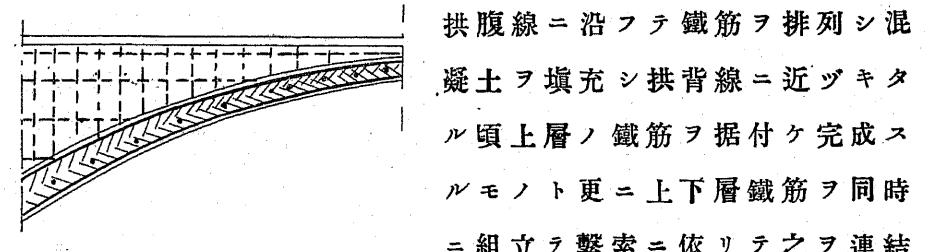
シ他ハ之ヲ球窓接合 (Ball and Socket joint) トナセルモノアリ。

以上各様式ニ於ケル補強材ノ配置ハ之ヲ分チテ 1) 單材式 (Reinforcements with single rods), 2) 硬材式 (Reinforcements with the rolled beams) 及 3) 結合式 (Combined reinforcements) ノ三種トナスコトヲ得可シ單材式トハ補強鋼材ニ圓鋸, 平鋸, 角鋸, 「ジョンソン」鋸, 「ランサム

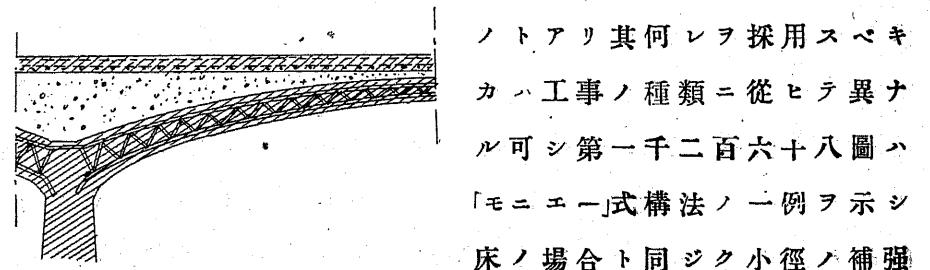
第一千二百六十八圖



第一千二百六十九圖



第一千二百七十圖



材及配力材ヲ十字形ニ配置シ針金ヲ以テ相互網状ニ連結セシム補強材ハ主要應力ヲ受ケル様設計シ配力材ハ集中荷重ヨリ來ル應力ヲ補強材ニ傳達シ更ニ溫度ノ變化ニ依リテ生ズル應力ヲ調整スルノ用ニ供ス第一千二百六十九圖ハ「カーン」式構法ヲ示スモノニシテ其配置全ク「モニエー」式ト同ジ。

硬材式ニアリテハ第一千二百七十圖ノ如ク補強材ハ普通單純ナルL, I, 若クハ□形鐵ヲ用キ時トシテハ軌條若クバ格構 (Lattice girder) ノ使用スルコトアリ此構法ニアリテハ補強材自身ノ硬直ナル爲メ堰梓ノ設備ヲ簡易ナラシメ得ルノ利益アリ「ウンシュ」式 (Wünsch system), 「メラン」式 (Melan system), 「エペルガー」式 (Emperger system), 「リベラ」式 (Ribera system) 及「メーラー」式 (Möller system) ハ此様式ニ屬スルモノトス。

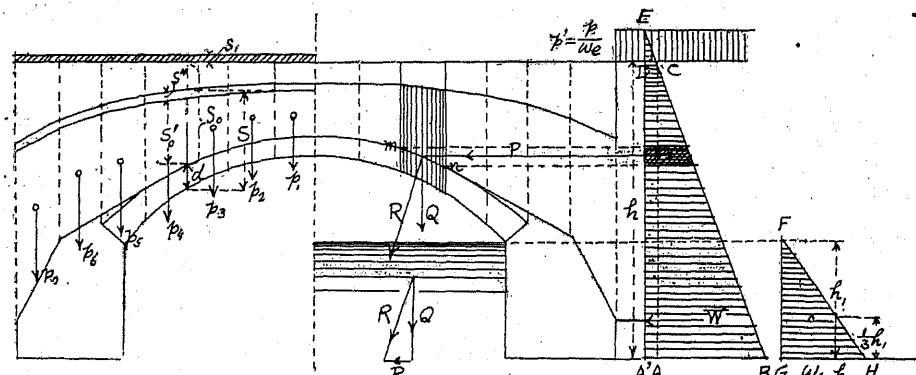
結合式ハ單材及硬材ノ結合構法ニシテ硬材式ニ比シテ堰梓ノ構造一層輕快ナルモ可ナル可ク更ニ其取外シノ期限單材式ニテハ少クモ三四週間ヲ要スルニ對シ結合式ニアリテハ一週間乃至十日ニテモ差支ナキノ利益アリ其不利益ナル點ハ補強材ノ重量多ク建設費稍々不廉ナルヲ免レザルコト之レナリ。

第三節 拱橋ノ死重

橋梁上ニ來ル一般荷重ノ大要ハ既ニ第十一編第一章第四節以下第七節ニ於テ之ヲ説述シタルヲ以テ茲ニハ特ニ拱橋ニ關スルモノ、ミヲ補足ス可シ拱橋ノ死重ハ桁橋ト異ナリ全徑間ヲ通ジテ等布的ニ配布セラル、コトナク拱ノ形狀及其拱臺ヘノ取付構法ニ從ツテ各部其量ヲ異ニス鐵筋ヲ有スルト否トニ拘ラズ拱上ニ支壁若クバ支柱ノ列ヲ有スルモノヲ除キ土壤若クバ混凝土ニ

テ塗充セルモノニ於ケル死重ハ即チ拱塗料及床版等ノ總量ニシテ材料ノ種類ニ從ヒ其死重力度亦異ナリ此場合ニハ拱橋ノ單位幅ヲ假定シ更ニ拱長ニ沿ヘル垂線ニ依リテ數多ノ同一距離ヲ有スル區劃ニ分チ拱上ノ塗料及鋪道ノ重量ハ之ヲ拱材料ヲ單位トセル等量荷重(Equivalent load)ニ換算ス可シ今第一千二百七十一圖

第一千二百七十一圖



ニ於テ s_0 ヲ或定位置ニ於ケル塗料ノ高サ、 w_e ヲ拱混凝土ノ重量、 w_e ヲ土壤ノ重量トセバ混凝土ヲ單位トセル土壤ノ換算高ハ

$$s' = s_0 \frac{w_e}{w_e} \quad \text{トナル可ク同様ニ鋪道ノ厚サヲ } s_1 \text{ トシ其重量ヲ } w_p \text{ トセバ其換算高ハ } s'' = s_1 \frac{w_p}{w_e}$$

$$w_e = 150 \text{#/ft}^3, w_e = 100 \text{#/ft}^3, w_p = 170 \text{#/ft}^3$$

トセバ

$$s' = \frac{100}{150} s_0 = \frac{2}{3} s_0, \quad s'' = \frac{170}{150} s_1 = \frac{17}{15} s_1$$

故ニ全換算高ハ $s = d + s' + s''$ トナル可シスクテ各區劃ノ幅 b ニ對スル荷重 $p = s \cdot b \cdot w_e$ ハ何レモ其斷面ノ重心點ニ働くコトナル可シ徑間大ニシテ拱矢低キ場合ニハ重心點ハ何レモ其

斷面ノ中央即チ $\frac{b}{2}$ ニアルモノト見做スモ實際ニ於テ殆ンド其差アルヲ見ズ。

塗料ガ土壤ヨリ成ル時ハ拱ハ垂直死重ノ外更ニ其水平地壓ヲ受ク可シ若シ拱形扁平ナル時ハ實際ニハ此地壓ヲ無視スルコト差支ナキモ拱矢徑間共ニ大ナル時ハ勿論之ヲ考慮中ニ加エザル可ラズ今第一千二百七十一圖右側ニ於テ地壓ノ感ズル高サヲ h 、土壤ノ單位重量ヲ w_e 其止動角ヲ ϕ 1平方呎ノ路面ニ於ケル活重力度ヲ p トセバ活重ヲ考エザル場合ノ地壓ハ(第八編第二章第三節及(904)式参照)

$$P_1 = \frac{1}{2} \cdot w_e \cdot h^2 \cdot \tan^2(45^\circ - \frac{\phi}{2})$$

P_1 ナル活重ニ依リテ生ズル地壓ハ

$$P_2 = p \cdot h \cdot \tan^2(45^\circ - \frac{\phi}{2})$$

前者ハ $\triangle ABC$ ニテ之ヲ示シ得可ク其働く点ハ底邊ヨリ $\frac{h}{3}$ ノ高サニアリ後者ハ $AADCO$ ヲ以テ示シ得可ク其働く点 $\frac{h}{2}$ ノ高サニアリ而シ

テ p ナル力度ノ活重ヲ有スル時ハ h ナル高サニ猶 $p' = \frac{p}{w_e}$ ナル等量換算高ヲ加フルヲ以テ BC 及 AD ヲ延長セル線ノ交點ハ $h+p'$ ナル高サニ引ケル水平線上ニアルコト明ナリ今若シ $\phi = 35^\circ$ トセバ

$$P_1 = 0,107 w_e \cdot h^2$$

$$P_2 = 0,213 p \cdot h$$

ニシテ其働く点ハ前者ニアリテハ全高ノ $\frac{1}{3}$ 點ニ後者ニアリテハ全高ノ $\frac{1}{2}$ 點ニアル可シ或區劃 mn ニ於ケル地壓ハ其代表三角形中重影線ヲ施セル梯形ニシテ働く点ハ其重心點ニ相當スルヲ以テ茲

ニ水平ニ引キタル P ト垂直荷重 Q トノ合成力 R ハ其 m_n ナル區割ニ働ク全荷重ト見做スコトヲ得可シ。

以上記載ノ外拱臺ニ對シテハ更ニ地盤中ニ飽和セリト假定セル水壓ヲ考エザル可カラズ其量ハ單位水重 w_0 トセバ

$$W = \frac{1}{2} w_0 \cdot h_1^2$$

ニシテ其働く點ハ $\frac{h_1}{3}$ ノ高サニアル可ク更ニ之ヲ圖式的ニ表セバ

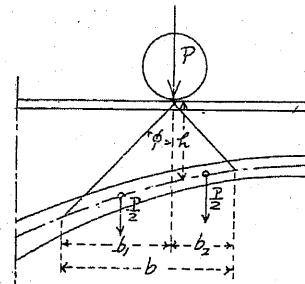
正ニ第一千二百七十一圖右側ニアル三角形 FGH ニテ示スモノトナル可シ。

支壁式若クバ支柱式ニヨリテハ橋版及拱ハ何レモ等布荷重ト見做シ各區割ニ於ケル平均厚ヲ以テ拱厚ト考フ可ク支壁若クバ支柱ハ其中軸線ニ沿フテ橋版ヨリノ荷重ヲ受ケ之ヲ集中荷重トシテ拱ニ傳導スルモノト假定ス可シ。

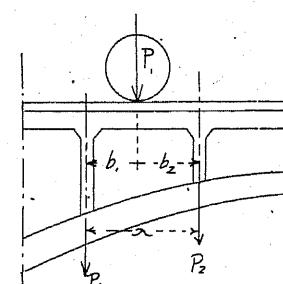
第四節 拱橋ニ來ル活重.

拱上ノ活重ハ群衆ヨリ來ル等布荷重 p 若クバ車輪ヨリ來ル集

第一千二百七十二圖



第一千二百七十三圖



中荷重 P ノ二種

ニシテ其前者即チ等布荷重 p ハ
第三節ニ説ベタ
ルト同様拱材料
ノ重量ニ換算セ
ル等量荷重トシ

テ之ヲ死重ニ加フ可シ故ニ其換算高サハ $s'' = \frac{p}{w_0}$ トナル可シ。

拱上ニ填料ヲ有スルモノニアリテハ集中荷重ハ ϕ ナル角度ヲ

爲シテ拱ノ中軸線迄等布セラル、モノト假定シムノ値ハ填料ガ土壤ナル時ハ 35° 乃至 45° 、混凝土ナル時ハ 55° ノ角度ヲ爲シテ第一千二百七十二圖ノ如ク b ナル幅ニ分配セラル、モノト考フ換言セバ P ノ集中荷重ハ各半部宛 b_1 及 b_2 ノ幅ニ働クモノト見做ス可シ若シ支壁式若クバ支柱式ナル時ハ P ハ第一千二百七十三

第一千二百七十四圖 圖ノ如ク壁若クバ柱ノ中心ニ働く其量ハ夫々

$$P_1 = \frac{P \cdot b_2}{\lambda}, \quad P_2 = \frac{P \cdot b_1}{\lambda} \text{ トナル可シ}$$

同様ニ集中荷重ガ橋幅ノ方向ニ配布セラル
、量ハ第一千二百七十四圖ノ如ク路面ヨリ
拱ノ中軸線ニ至ル高サムニ ϕ ナル角度ヲ爲
シテ働くモノト假定ス即チ

$$b' = t + 2h \tan \phi$$

故ニ拱ノ幅 b' = 働ク量ハ

$$P' = \frac{P}{b'} \text{ トナル可シ。支柱式若クバ支壁式ニアリテモ
其橋床ニ於ケル荷重ノ割合ハ同一タル可シ。}$$

第五節 溫度ノ影響.

徑間大ニシテ特ニ其拱矢小ナル無鉸拱橋 (Hingeless arch bridge) ニアリテハ溫度ノ影響ヲ考慮スルノ必要アリ左レド三鉸拱橋 (Three hinged arch bridge) ニアリテハ鉸ノ配置ニ依リ拱ノ上下運動自由ナルヲ以テ全然之ヲ無視スルモ差支ナシ之レ三鉸拱橋ノ得點トスル處ナルモ同時ニ拱頂ニ於テ鉸ノ自由運動ヲ妨止セザル様路面迄ヲ通ジテ適當ノ可動裝置ヲ施スノ必要ナルハ言フヲ特タズ(本篇第五章第四節參照)。

一般ニ溫度ニ對スル混擬土ノ伸縮ハ鋼材ト同様華氏 1° ニ付キ
0,0000045乃至0,0000075平均0,0000065(攝氏 1° ニ付キ約0,000012)ナリ
ト考フルヲ常トスルモ(第二篇第七章第二節參照)實際ニアリテハ
混擬土ハ熱ノ不良導體ナルヲ以テ外部ノ温メラル、割合ニハ早
ク内部ニ其熱ヲ傳導スルコトナシ故ニ近來實驗ノ結果ニ基キ拱
橋ニ於ケル溫度ノ變化ヲ左迄大ナルモノト假定セザル者多シ瑞
西國規定ニテハ其全變化ヲ $35^{\circ}C.$ トシ塊國土木及建築協會ノ鐵筋
混擬土委員會ニアリテハ $+25^{\circ}C.$ 及 $-15^{\circ}C.$ 即チ全量ヲ $40^{\circ}C.$ ($104^{\circ}F$)
ト定メ更ニエムペルガー氏(Emperger)ハ拱ノ平均厚 20 cm ($8''$)ヨリ
モ大ナルモノハ其厚ノ增加 10 cm 每 $=1^{\circ}C.$ ヲ減ズ可シトセリ故ニ
假令バ拱ノ厚サ 50 cm ($1',64$)ナル時ハ $+22^{\circ}C.$ 及 $-12^{\circ}C.$ 即チ全量 $34^{\circ}C.$
($93^{\circ}F$)トナリ拱厚 80 cm ($2',54$)ナル時ハ $+19^{\circ}C.$ 及 $-9^{\circ}C.$ 即チ全量
 $28^{\circ}C.$ ($82^{\circ}F$)ト假定セルガ如シ如斯立脚點ニ基キ普通混擬土橋ニ
對スル溫度ノ變化ヲ $\pm 15^{\circ}C.$ 乃至 $\pm 20^{\circ}C.$ ト假定セル者多シ米國費
府「ウォルナット・レーン」橋(Walnut Lane bridge)=於テ千九百八年八月
ヨリ千九百九年五月ニ涉リ電氣寒暖計ヲ用キテ實測シタル結果
ニ依ルニ外界ノ溫度 $52^{\circ}C.$ ノ變化アリシニ拘ラズ同橋混擬土溫度
ノ變化ハ僅 $=24^{\circ}C.$ ヲ示シタリ更ニ拱頂點ノ最大上昇ヲ測定シタル結果ハ $24^{\circ}C.$ ノ變化ニ對シ計算シタル值ト殆ンド相一致スルヲ
見タリト云フ。

第六節 曲線畫法

拱ハ拱腹線(Intrados)ノ形ニ從ツテ半圓拱(Semicircular arch), 缺圓
拱(Segmental arch), 近似橢圓拱(False elliptic arch), 橢圓拱(Elliptic arch)
及拋物線拱(parabolic arch)等ニ區別スルコトヲ得可シ今簡單ニ此

等各曲線ノ畫法ヲ說述ス可シ。

半圓拱若クバ缺圓拱ニアリテハ第一千二百七十五圖ニ於テ

第一千二百七十五圖

$$EG = \sqrt{R^2 - x^2}; \quad OD = \sqrt{R^2 - \left(\frac{l}{2}\right)^2}$$

故ニ

$$EF = y = \sqrt{R^2 - x^2} - \sqrt{R^2 - \left(\frac{l}{2}\right)^2}$$

今若シ $\frac{l}{2} = 1$ トセバ

$$y = \sqrt{R^2 - x^2} - \sqrt{R^2 - 1}$$

$$\text{而シテ } (R-h)^2 + 1^2 = R^2$$

$$\text{故ニ } R = \frac{h}{2} + \frac{1}{2h}, \quad R^2 = \frac{1}{4} \left(h^2 + \frac{1}{h^2} \right) + \frac{1}{2}$$

従ツテ

$$y = \sqrt{\frac{1}{4} \left(h^2 + \frac{1}{h^2} \right) + \frac{1}{2}} - x^2 - \sqrt{\frac{1}{4} \left(h^2 + \frac{1}{h^2} \right) - \frac{1}{2}} \quad \dots (1484)$$

ニ依リテ x ノ各值ニ對スル縦距 y ノ值ヲ求ムルコトヲ得可シ今
拱矢徑間ノ各比ニ對應スル $\frac{y}{l}$ ノ係數ヲ求ムルトキハ第百五十七
表ノ如キ結果ヲ得可シ。

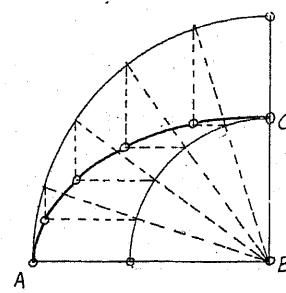
第一百五十七表

$\frac{y}{l}$ ノ各值ニ對スル $\frac{y}{l}$ ノ係數										
$\frac{x}{\frac{1}{2}l} =$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$\frac{h}{l} = 0,10$	0,099	0,096	0,091	0,085	0,076	0,065	0,052	0,036	0,020	0
0,12	0,119	0,116	0,110	0,102	0,091	0,078	0,064	0,045	0,024	0
0,14	0,139	0,135	0,128	0,119	0,106	0,092	0,074	0,053	0,028	0
0,16	0,159	0,154	0,147	0,137	0,123	0,106	0,086	0,062	0,033	0
0,18	0,178	0,174	0,166	0,154	0,135	0,120	0,097	0,070	0,038	0

0,20	0,198	0,193	0,184	0,172	0,157	0,135	0,105	0,080	0,043	0
0,25	0,248	0,242	0,232	0,217	0,198	0,173	0,143	0,105	0,057	0
0,30	0,299	0,291	0,280	0,264	0,242	0,214	0,179	0,135	0,078	0
0,40	0,398	0,390	0,371	0,359	0,335	0,303	0,262	0,216	0,133	0
0,50	0,498	0,490	0,477	0,458	0,438	0,400	0,357	0,300	0,218	0

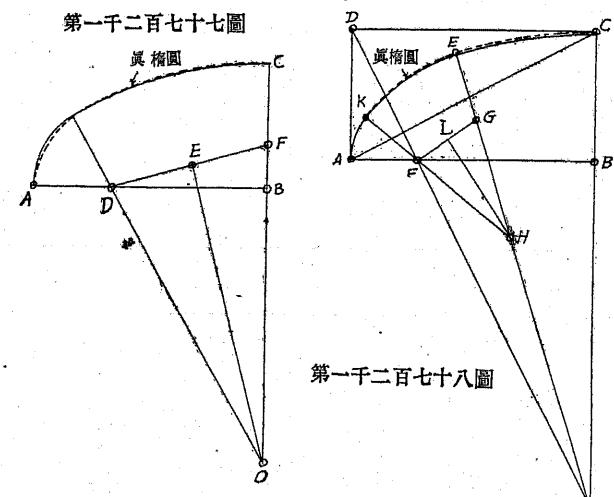
椭圆形ノ拱腹線ヲ畫クニハ第一千二百七十六圖ニ於テ AB 及 BC ヲ椭圓ノ半長軸 (Half major axis) 及半短軸 (Half minor axis) トシ B ヲ中心トシ AB 及 BC ナル半徑ヲ以テ圓ヲ畫キ共通セル或半徑ガ此ニツノ圓ニ交叉セル點ヨリ垂直及水平線ヲ引ケバ此二線ノ交點ハ椭圓上ノ一點トナリ從ツテ如斯數多ノ點ヲ求メテ其軌跡ヲ畫ケバ一ノ

第一千二百七十六圖



椭圓形ヲ得可シ實際ノ拱腹線ハ真椭圓ノ代リニ三中心 (Three centers), 五中心 (Five centers) 等ノ圓弧ヨリ成ル近似椭圓形 (False ellipse) ヲ用フル場合多シ今三中心ノ近似椭圓ヲ畫カントセバ第一千二百七十七圖ニ於テ點線ノ如ク如上ノ方法ニ據リテ真

第一千二百七十七圖



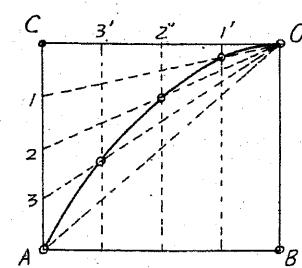
第一千二百七十八圖

第一千二百七十七圖ニ於テ點線ノ如ク如上ノ方法ニ據リテ真

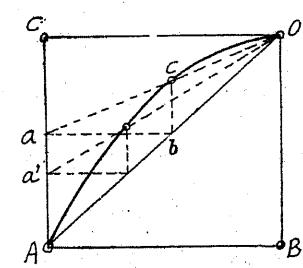
椭圓ヲ畫キ半短軸ノ半バヨリモ大ナル或ニツノ等距離 CF 及 AD ヲ假定シ DF ヲ結ビ E 點ニ於テ之ヲ二等分シ E 點ヨリ DF ニ垂線ヲ引クトキハ此垂線ハ O ニ於テ CB 線ト會ス可シ然ル時 $\therefore O$ 及 D ハ近似椭圓形ノニツノ圓弧ニ相當スル圓心トナル可シ但シ初メ D 點ハ之ヲ中心トシテ畫キタル圓ガ可成眞椭圓ノ曲線ト合致スル様撰定スルコト必要ナリ 五中心ヨリ成ル近似椭圓ヲ畫カントセバ前法ニ依リ點線ノ如キ眞椭圓ヲ畫キ AB 及 CB ヲ其半長軸及半短軸トシ之ト平行ニ CD 及 AD ヲ引キ AC ヲ結ビ D 點ヲ通ジテ AC ニ垂線ヲ引ク時ハ F 及 O ナルニツノ中心點ヲ定メ得可シ O 點ヨリ OC ヲ半徑トシテ椭圓ニ最モ近似セル程度迄 CE ナル圓弧ヲ引キ O ト E トヲ結ブ可シ次ニ AF ト等シク EG ヲ取リ FG ヲ結ビ其中央點 L ニ於テ FG ニ垂線 LH ヲ引キ EO 線ト H ニ於テ相會セシメ HF ヲ連ヌル直線中ニ HK ヲ半徑トシテ HF ノ延長線中 K 迄ノ圓弧ヲ畫キ F ヲ中心トシ FA ヲ半徑トシテ最終ノ圓弧ヲ完成セシム可シ.

抛物線ヲ畫クニハ其方法種タアリ今其一二ヲ舉グレバ第一千

第一千二百七十九圖



第一千二百八十圖

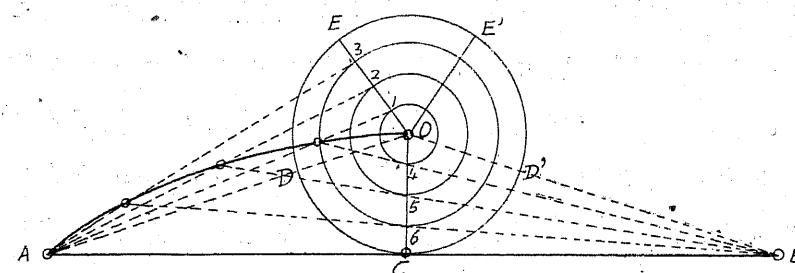


二百七十九圖ニ於テ AB ヲ半底邊トシ BO ヲ其高サトセバ先づ $ABOC$ ナル矩形ヲ畫キ CA ヲ $1, 2, 3, \dots$ ノ如ク便宜ノ數ニ等分シ O_1, O_2, O_3, \dots ヲ引キ更ニ OC ヲ $1', 2', 3', \dots$ ノ如ク前ト同數ニ等分シ茲ニ立テタル垂線ト先キノ對應セル斜線

トノ交點ヲ求ムレバ拋物線ノ軌跡點ヲ得可シ更ニ迅速ナル方法ハ第一千二百八十圖ノ如ク AB ヲ拋物線ノ底邊, BO ヲ其高サトシ $A0$ ヲ結ビ曲線中ノ一點ヲ求ムル爲メ或任意ノ線 Oa ヲ畫キ水平ニ ab ヲ引キテ Oa 線ト b ニ會セシメ b ョリ垂線 bc ヲ立テ aO 線ト c 點ニ會セシムレバ此 c 點ノ軌跡ハ即チ拋物線トナル可シ。

弦及高サヲ與ヘテ扁平缺圓形ヲ畫カント欲セバ第一千二百八十一圖ニ於テ AB ヲ弦即チ徑間トシ OC ヲ高サ即チ拱矢ト假定

第一千三百八十一



シ 0 フ 中心トシテ OC ナル半徑ヲ以テ圓[●]ヲ畫キ AO ヲ結ビ D 點ニ於テ圓ト會セシメ $DC = DE$ トシ OE ヲ結ブ可シ更ニ AO ナル缺圓形ヲ畫クニ必要ナル點ノ數丈ヶ OC 及 OE ヲ分割シ夫々 O フ 中心トセル圓[●]ヲ畫キ A_1, A_2, \dots ヲ引キ B_4, B_5, \dots ノ延長線トノ交點ヲ求ムレバ此等ノ軌跡ハ所要缺圓トナル可シ.

第七節 拱輪ノ厚サ

拱輪(Arch ring)ノ厚サハ徑間, 拱矢若クバ荷重等ニ依リテ異ナル
メミナラズ各點ニ於ケル推力(Thrust), 番曲力率ノ多少, 壓力線ノ
位置(Location of line of pressure)等ニ從ツテ變化ス可キヲ以テ一定

ノ理論的公式ニ依リテ之ヲ表ハスト不可能ナリ故ニ最初拱頂(Crown)ニ於ケル試厚(Trial thickness)ヲ定ム可キ種々ノ實驗公式ニ基キ更ニ技術者ノ經驗ト判斷トニ依リテ之ヲ決スルノ外ナシ今拱頂ニ於ケル厚サヲ定ム可キ主要ナル實驗公式ヲ列舉ス可シ。

1). 「ペッロネ」氏公式 (Perronet 佛)

t_0 = 拱頂ノ厚サ('), l = 径間(')

「レーヴィエ」氏 (Leveillé 佛) ハ既ニ築造セラレタル數多ノ實例ニ照シテ此公式ハ拱形ガ半圓缺圓, 楕圓, 近似椭圓等ノ何レヲ問ハズ又拱頂上ノ荷重如何ニ拘ラズ何レモ適當ナル寸法ヲ與フベシトセルモ拱頂上ニ於ケル填料ノ多少ニ從ツテ幾分之ヲ斟酌ス可キハ明カルヲ以テ「シェルマン・ゴールド」氏 (Sherman Gould 米) ハ填料ノ高サ
2' ヲ超過スル時ハ (1485) 式ヲ變ジテ

トスペシトセリ茲ニ d_0 = 填料ノ高サ(')ヲ示ス(敷石其他ノ材料ハ
之ヲ拱頂上填料ノ等值高ニ換算ス)

2) 「ドゥ・ジャルダン氏公式 (De Jardin 佛)

$$\text{缺圓拱} \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \frac{1}{6}, \text{ 時, } t_0 = 1 + 0,050 R \\ " = \frac{1}{8}, " , t_0 = 1 + 0,035 R \\ " = \frac{1}{10}, " , t_0 = 1 + 0,020 R \end{array} \right\} \dots\dots\dots(1488)$$

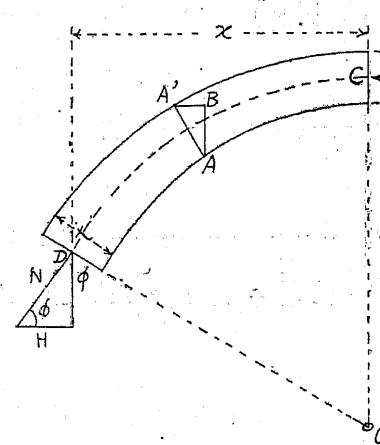
茲 = h = 拱矢('), R = 拱腹ノ半徑('). 但シ (1489) 式 = 於ケル

ヒ逐次其厚サヲ増加ス可シ今第一千二百八十二圖ニ於テ CD ヲ拱上 l' = 付 p ナル等布荷重ヲ有スル場合ノ壓力線 (Line of pressure) ナリトセバ C ヨリ x ナル或距離ニ於テハ其向下荷重ハ $\int_0^x p \cdot dx$ ニシテ水平推力バ且ナリ故ニ此點ニ於ケル曲線ノ傾斜ハ

$$\tan \phi = \frac{dy}{dx} = \frac{1}{H} \int_0^x p \cdot dx$$

従ツテ $\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{p}{H}$ ナリ故ニ今 R ヲ此點ニ於ケル曲率半径トセバ

第一千二百八十二圖



$$\frac{1}{R} = \frac{d^2y}{dx^2} = \frac{p}{H}$$

然ルニ

$$\begin{aligned} \frac{d^2y}{dx^2} &= \frac{1}{R} \cdot \left\{ 1 + \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 \right\}^{\frac{3}{2}} \\ &= \frac{1}{R} (1 + \tan^2 \phi)^{\frac{3}{2}} = \frac{1}{R} \sec^3 \phi \end{aligned}$$

$$\text{故ニ } H = p \cdot R \cos^3 \phi$$

今 D 點ニ於ケル軸推力 (Normal pressure) ハ

$$N = H \sec \phi$$

故ニ壓力ヲシテ拱ノ凡テノ断面ニ於テ同一ナラシメントセバ

$$\frac{\text{拱頂ノ壓力}}{t_0} = \frac{D \text{ 點ノ壓力}}{t}$$

$$\text{即チ } \frac{H}{t_0} = \frac{H \sec \phi}{t}$$

$$\text{故ニ } t = t_0 \sec \phi \quad \dots \dots \dots \quad (1499)$$

即チ或断面ノ垂直線ニ於ケル投射線ハ拱頂ノ厚サニ等シカラザル可ラズ故ニ假令バ A ヲ拱腹ノ或一點垂直線 $AB = t_0$ トシ BA' ナ

ル水平線ヲ引キ A' ニ於テ A 點ノ半徑線ヲ切ル時ハ AA' ハ其點ニ於ケル所要拱輪ノ厚サトナル可シ但シ實際ニハ拱端ニ於テ斯ノノ如キ點ヲ求メ此點ト拱頂ノ拱背點トヲ通ズル或圓弧ヲ畫キテ之ヲ拱ノ拱背線ト定ムルモ大差ナカルベシ(本章第九節参照)

一般實驗ニ據ルニ拱座線 (Springing line) 上或高サ迄ハ拱架 (Centering) ニテ之ヲ支エザルモ拱ハ猶安全ニ自立スルコトヲ得可シ此自立ノ高サハ勿論其使用材料ノ性質及施工ノ程度ニ依リテ異ナリト雖モ半圓拱ニアリテハ自立終端ノ拱矢ヲ拱腹半径ノ半ト取ルコトヲ得可シ換言セバ水平線ヨリ 30° , 垂直線ヨリ 60° ノ位置ニ相當ス故ニ拱座線上 30° ノ位置ニ於ケル接點ヲ名ケテ之ヲ破壊繼手 (Joint of rupture) ト云フ即チ兩端ノ破壊繼手間ニアル部分ヲ拱ノ本體ト考エ其以外ノ部分ヲ拱臺 (Abutment) ト考フルモ可ナリ故ニ「ドー・ジヤルダン」氏ハ拱ハ 120° 以上ノ部分ヲ占ムルコトナシト結論シタリ今此理論ヲ缺圓拱ニ適用スル時ハ角幅 (Angular amplitude) ガ 120° 若クバ以下ナルヲ以テ破壊繼手ハ勿論其拱座線上ニアルト見做サハル可ラズ若シ 120° 以上ナル時ハ半圓拱ト同ジク中央垂直線ヨリ各々 60° ノ左右ニアル可ク同一ノ理由ニ依リ橢圓若クバ近似橢圓拱ノ破壊繼手ハ水平線ニ 45° ノ爲シタル點ニアリト假定ス而シテ其厚サハ $t = k \cdot t_0$ トシ k ハ $\frac{h}{l}$ = 従ツテ異ル可キ係數ナリトセバ其值ハ

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{l} &= \frac{1}{3} \text{ ノ時,} & k &= 1,8 \\ & " & k &= 1,6 \\ & " & k &= 1,4 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots \quad (1500)$$

「クロアゼット・デスノアイエ」氏ハ拱座ニ於ケル厚サノ係數ヲ次ノ如ク示シ得可シトセリ。

$$\begin{cases} \frac{h}{l} = \frac{1}{6}, \frac{1}{8}, \frac{1}{10}, \frac{1}{12} \\ k = 1,40, 1,24, 1,15, 1,10 \end{cases} \quad \text{缺圓拱} \quad (1501)$$

$$\begin{cases} \frac{h}{l} = \frac{1}{3}, \frac{1}{4}, \frac{1}{5} \\ k = 1,80, 1,60, 1,40 \end{cases} \quad \text{椭圓及近似椭圓拱} \quad (1502)$$

第八節 拱臺及橋脚ノ寸法

拱臺 (Abutment) ノ大サヲ定ム可キ實驗公式亦數様アリ今其重ナルモノヲ舉グレバ第一千二百八十三圖ニ於テ T_1 ノ拱臺ノ上幅, T ノ下幅トセバ

1) 「スプラー・ギュ」氏公式 (H. Sprague 英)

$$T = \left(0,3 + \frac{1}{100\gamma} \right) \cdot (l - h + h_1 + 2t_0) \quad (1503)$$

茲ニ $\gamma = \frac{\text{拱矢}}{\text{徑間}} \text{, } l = \text{徑間}' \text{, }$

第一千二百八十三圖

h = 中央拱腹點ノ拱矢'

h_1 = 基礎以上起拱點マデノ高サ'

t_0 = 拱頂ニ於ケル拱厚'

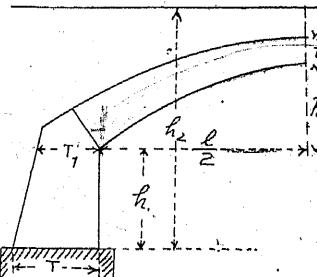
假令バ $l = 60'$, $\gamma = \frac{1}{5}$, $h_1 = 10'$,

$t_0 = 2',5$ トセバ

$$T = \left(0,3 + \frac{1}{20} \right) \cdot (60 - 12 + 10 + 2 \cdot 2,5) = 22'$$

2) 「トロート・ワイン」氏公式 (Trautwine 米)

$$\begin{cases} T_1 = 0,2 R_e + 0,1 h_1 + 2 \\ T \geq \frac{2}{3} h \end{cases} \quad (1504)$$



R_e = 拱頂拱腹ノ曲率半径.

3) 獨國實驗式

$$T_1 = 1 + 0,04(\gamma \cdot l + 4h_1) \quad (1505)$$

$\gamma = \frac{\text{拱矢}}{\text{徑間}}$.

4) 「レヴィエ」氏公式 (Leveillé 佛)

拱頂ニ於ケル拱背線上 $2'$ ノ填料ヲ有スル鐵道橋ノ場合.

$$\text{半圓拱} \quad T_1 = (2 + 0,162l) \sqrt{\frac{h_1 + 0,25l}{h_2}} \cdot \frac{0,865l}{0,25l + t_0} \quad (1506)$$

$$\text{缺圓拱} \quad T_1 = (1 + 0,212l) \sqrt{\frac{h_1}{h_2}} \cdot \frac{l}{h + t_0} \quad (1506)$$

$$\text{椭圓及近似椭圓拱} \quad T_1 = (1,41 + 0,154l) \sqrt{\frac{h_1 + 0,54h}{h_2}} \cdot \frac{0,84l}{0,465h + t_0} \quad (1506)$$

h_2 = 基礎面ヨリ路面迄ノ高サ.

5) 「グールド」氏公式 (Gould 米)

$$T_1 = 1 + 0,04(5l + 4h_1) \quad (1507)$$

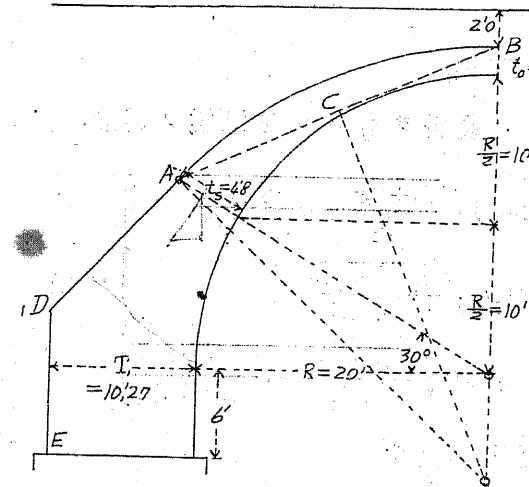
橋脚 (Pier) ノ厚サハ普通拱頂ニ於ケル拱輪厚ノ $\frac{1}{2}$ 乃至 3 倍トス但シ列拱式橋梁ノ臺脚 (Abutment pier) ハ其一方徑間ニ於ケル壓潰 (Collapse) ノ場合ニ於テ其他方徑間ノミヨリ來ル推力ニ充分抵抗シ得ル程度ニ強固ナラザル可ラズ橋脚, 臨脚等ニ關スル實驗公式亦之ナキニアラズト雖モ其結果ニ著シキ差違アルヲ以テ大體ノ寸法ヲ假定シテ靜力的安定ノ度ヲ検定スルノ勝レルニ如カズ.

第九節 拱輪ノ畫法

前數節ニ於テ示シタルガ如ク拱腹線ノ形, 拱頂ノ厚サ及破壊繼手ノ位置ヲ確定シタル時ハ適當ナル拱背線ニ依リテ拱頂及破壊繼手ヲ連結セシムルヲ要ス其拱背線ハ可成 (1499) 式ニ示セル條

件ニ適合スル様之ヲ畫クヲ良シトス其方法種々アルモ「デュボスク」氏 (Dubosque 佛) ノ畫法最モ簡單ニシテ且ツ實際的ナルガ如シ今筆

第一千二百八十四圖



A 點ニ切線ヲ爲セル AD ヲ畫キ (1504) 式以下 (1507) 式ヨリ算出シタル T_1 ノ幅ニ相當シテ引ケル拱臺外側線 ED ト D 點ニ於テ會セシム可シ今此方法ヲ應用シテ數字的ニ之ヲ説明ス可シ。

1) 半圓拱 徑間 40', 基礎面ヨリ拱座迄ノ高サ 6', 拱頂填料ノ高サ 2' トセバ (1485) 式及 (1506) 式ヲ適用シテ

$$t_0 = 1 + 0,035 \cdot 40 = 2',4$$

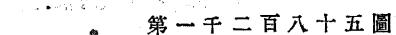
$$T_1 = (2 + 0,162 \cdot 40) \sqrt{\frac{6 + 0,25 \cdot 40}{6 + 20 + 2,4 + 2} \cdot \frac{0,865 \cdot 40}{0,25 \cdot 40 + 2,4}} = 10',27$$

$$t_s = t_0 \sec. 60^\circ = 2 t_0 = 4',$$

故ニ其形第一千三百八十四圖ノ如クナル可シ

テ拱頂及破壊繼手ニ於
ケル拱輪外側ノ二端
 A, B ヲ直線ニテ連結シ
 O 點ニテ AB ヲ二等分
シ茲ニ垂線 CO ヲ引キ
 O 點ニ於テ BO ニ會セ
シメ $AO = BO$ ナル半徑
ヲ以テ AB ナル圓弧ヲ
畫ク時ハ此圓弧ハ所要
拱背線ナル可シ斯クテ

一千二百八十四圖二於



同様ニ缺圓拱ニ對シテハ
假令バ徑間 30', 拱矢 5', 拱
臺ノ高サ 6' トセバ

$$t_0 = 1 + 0,035 \cdot 30 = 2',05$$

$$\text{故 } = t_0 = 2' \text{ トス}$$

$$T_1 = (1 + 0,212, 30)$$

$$\sqrt{\frac{6,0}{6+5+2+2} \cdot \frac{30}{5+2}} = 9',64.$$

$$\text{故} = T_1 = 9',65 \quad \text{トス}$$

$$\text{此場合} = \text{八} \frac{h}{l} \approx \frac{5}{30} = \frac{1}{6}$$

ナルヲ以テ (1501) 式ニ據リ

$$t_s = 1,4 \cdot 2,0 = 2',8$$

此拱ハ其挾角 120° ヨリ少ナク $\frac{h}{l}$ ハ $\frac{1}{4}$ ヨリモ小ナルヲ以テ拱座ハ即チ破壊繼手ト一致ス可ク拱背線ハ 1) ト同様ノ方法ニ依リテ之ヲ畫クコトヲ得可シ「デュボスク」氏ハ DF ナル高サヲ $3'$ 乃至 $5'$ ヨリ少カル可ラズトセリ。

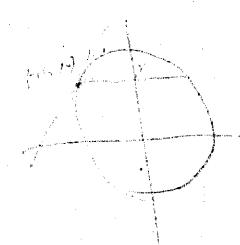
2) 檜圓拱。長軸即チ徑間ヲ $30'$ 、半短軸即チ拱矢ヲ $10'$ 、拱臺ノ高サヲ $6'$ トセバ第一千二百八十六圖ニ於テ前ト同様ニ

$$t_0=2',0$$

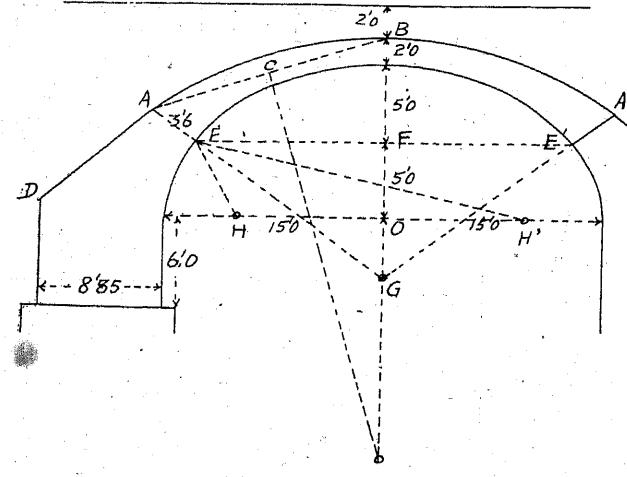
故ニ(1506)式ニ據リ

$$T_1 = (1,41 + 0,154 \cdot 30) \sqrt{\left(\frac{5 + 0,54 \cdot 10}{6 + 10 + 2 + 2}\right) \cdot \left(\frac{0,84 \cdot 30}{0,465 \cdot 10 + 2}\right)} = 8',86$$

卷二八 8'85 卜定



第一千二百八十六圖



而シテ拱腹線ハ
第六節ニ説明シ
タル方法ニヨリ
既ニ決定シタル
モノトス破壊繼
手ハ $\frac{h}{l} = \frac{1}{3}$ ナル
ヲ以テ (1502) 式
ニ據リ

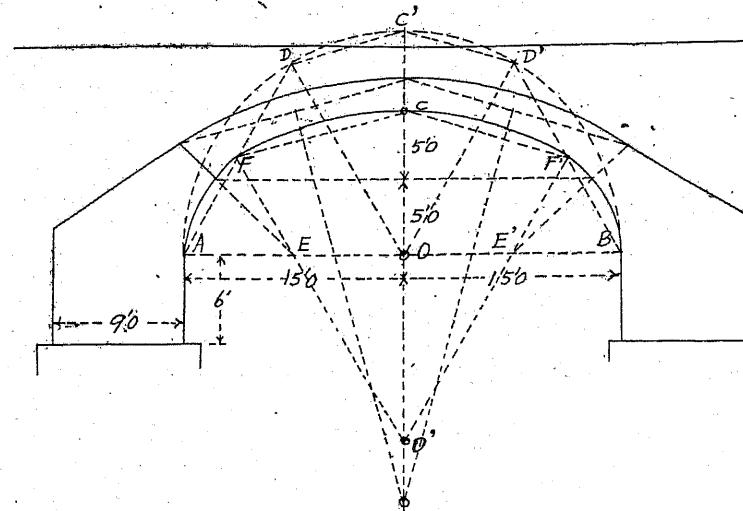
$$t_s = 1,8,2,0 = 3',6$$

$$OF = \frac{1}{2} \text{ 拱矢}$$

ナル距離ニ於テ水平線ヲ引ク時ハ破壊繼手ノ拱腹點Eヲ見出ス
コトヲ得可シ茲ニE點ニテ拱腹線ニ垂直ニEA線ヲ引クコト必要ナリ故ニ今EH, EH'ナル焦徑(Focal radius)ヲ引キHEH'ナル角ヲ二等分セル線EGヲ引き其延長線中ニAE=3',6ヲ取リ前ト同様ABA'ヲ通ズル一ノ缺圓ヲ畫ク可シ拱背線ヲモ橢圓形トナントセバ其畫法稍々複雑トナル可ク然カモ實際ニアリテハ特殊ノ利益ナキヲ以テ其方法ハ之ヲ省略ス可シ。

3) 近似橢圓拱。三中心ヲ有スル近似橢圓拱ノ徑間30', 拱矢10', 拱臺ノ高サ6'トス。「ミシャール」氏(Michal 佛)ノ方法ニ據リ拱腹ノ三中心ヲ畫ク法ヲ舉ゲンニ第一千二百八十七圖ニ於テABヲ直徑トシテAC'Bナル半圓ヲ畫キ之ヲD及D'點ニテ三等分シBD', D'C', C'D, DAヲ連ネO點ヲ通ジテDO'=平行ニCFヲ引キFニ於テADト會セシム同様ニC'D'ニ平行ニCF'ヲ引キF'ニ於テBD'ニ會セシム可シ次ニDO, D'Oナル半徑ヲ引キF及F'ヲ

第一千二百八十七圖



通ジテDO及D'O=平行ニFO', F'O'ヲ引キOO軸ノ延長線トO'ニABナル水平線トE及E'ニ會セシム可シ而シテE及E'ヲ中心トシEA=EF=E'B=E'F'ナル半徑ヲ以テAF及BF'ナル缺圓ヲ畫キO'ヲ中心トシO'F=O'F'ナル半徑ヲ以テFCF'ナル缺圓ヲ畫ク可シ。

前例ト同ジク $t_0 = 2',0$, $T_1 = 9',0$, $t_s = 3',6$ ニシテ破壊繼手ハ又拱矢ヲ二等分セル點ヲ通ゼル水平線中ニアル可シ其拱背線ヲ畫ク方法2)ト全ク相同ジ。

三中心ヲ有スル近似橢圓拱ハ $\frac{h}{l} > \frac{1}{3}$ ナル場合ニノミ適用シ得可ク $\frac{h}{l} < \frac{1}{3}$ ナル時ハ五乃至七中心ヲ有スルモノトナス可シ。

「デュボスク」氏ハ三中心近似橢圓形ノ左右小缺圓及中央大缺圓ノ半徑ニ對シ次ノ如キ公式ヲ使用スベシトセリ。

$$\left. \begin{array}{l} \text{小半径 } r = \frac{l}{2} - 1,366 \left(\frac{l}{2} - h \right) \\ \text{大半径 } R = l - r = \frac{l}{2} + 1,366 \left(\frac{l}{2} - h \right) \end{array} \right\} \quad \dots \dots \dots \quad (1508)$$

茲ニ l = 徑間, h = 拱矢 ヲ示ス若シ $h = \frac{l}{3}$ トセバ

$$r = 0,2725 l, \quad R = 0,7280 l \quad \text{トナル可シ}$$

拱腹線ノ最モ適當ナル形ハ其架設個所ニ於ケル天然河流道路、地盤若クバ經濟上ノ關係等ニ依リ素ヨリ一定シ能ハズト雖モ是等ヲ無視シテ單ニ荷重若クバ徑間ト拱矢トノ關係ノミヨリ之ヲ云ヘバ側壁ノ代リニ支壁式若クバ支柱式ノ如ク水平投射面ニ略ボ等布荷重ヲ受クルモノニアリテハ拱腹線ハ拋物線ヲ適當トシ土壤ヲ填充セル式ニシテ拱矢ト徑間トノ比 $\frac{1}{4}$ ヨリ大ナル時ハ橢圓形ヲ可トシ同ジク其比 $\frac{1}{4}$ ヨリ小ナル時ハ最モ經濟的ナル形ハ缺圓形及橢圓形ノ間ニ存シ近似的ニ三中心近似橢圓形ヲ有スルモノタル可シ故ニ實際ノ拱形ハ二三ノ試拱ニ就キ之ヲ検定シタル後ニアラザレバ豫メ之ヲ確定シ得ザルモノト知ル可シ。

第二章 無鉗拱橋

第一節 推力線理論ニ依ル無鉗拱橋ノ解法

抑モ推力線理論(Thrust line theory)ハ石拱(Voussoir arch)ノ如キ數多ノ繼手ヲ有スルモノ、解拆ニ適用スル方法ニシテ材料ノ彈性的性質ヲ考慮ス可キ鐵筋混泥土拱ノ如キ場合ニハ第九編第二章ニ論述シタル彈性理論(Elastic theory)ニ基キテ之ヲ算定スペキヤ勿論ナリ但シ徑間小ニシテ橋上ニ満載等布荷重ヲ有スルカ若クバ半載等布荷重ヲ有スルカノニツノ場合ノミヲ假定シテ壓力線ヲ畫キ以テ其拱ノ斷面ヲ決定シ得可キモノ、如キ往々推力理論ニ依ルコトアリ又徑間大ナル場合ニモ最初試拱(Trial arch)ノ適當ナル寸法ヲ定ムル爲メ近似方法トシテハ其適用最モ便利ナリ石拱煉瓦拱ノ場合ニハ其壓力線ハ各斷面ノ髓心内即チ中央三分ノ一區域内ニ働く可キハ勿論ナルモ鐵筋混泥土ニアリテハ必ズシモ其必要ヲ認メズ左レド一般ニハ可成髓心内ヲ通過スル様其拱輪ノ方法ヲ定ムル場合多シ(本編第一章第一節參照)然カモ猶鐵筋ヲ添和スル所以ノモノハ之ニ依リテ混泥土ノ許容應力ヲ高メシメ拱輪ノ厚從ツテ其重量ヲ輕減シ得可ク更ニ溫度ノ變化、拱臺橋脚ノ沈降、地震若クバ硬化ニ起源スル混泥土ノ肋縮(Rib Shortening)等豫期セザル原因ニ依リテ混泥土ノ拱輪内ニ生ズル張力若クバ副應力ニ抵抗シテ其裂縫ヲ防止シ得ルノ利益アレバナリ。

先づ試拱ノ形ヲ定メ其死重ヲ算定スルニハ最初土壤鋪道等(鐵道橋ニアリテハ「バラスト」枕木、軌條等)ヲ拱石ノ等量高ニ換算ス可

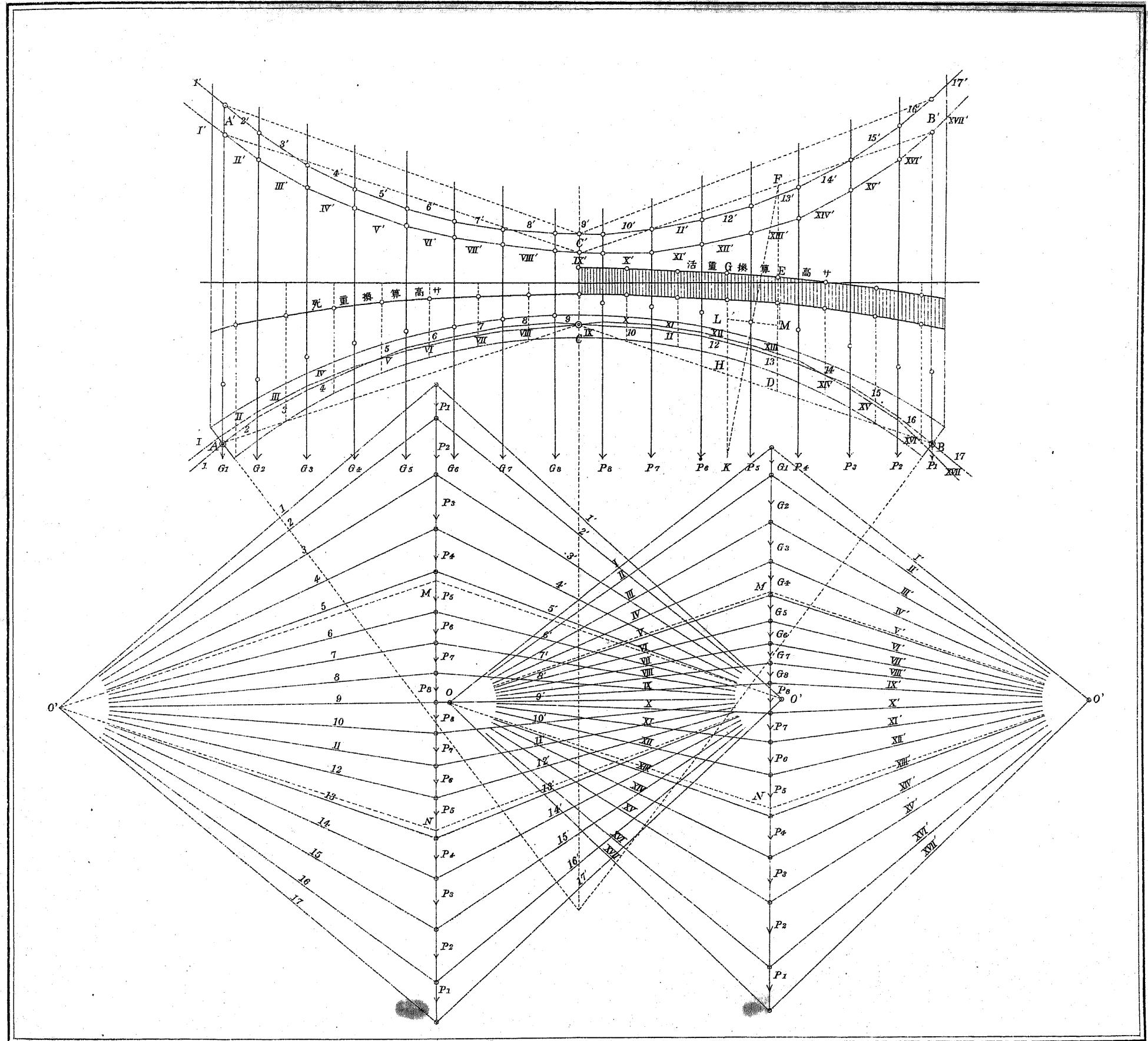
シ中間數點ニ於テモ同様ニ其等量高ヲ求メ其各點ヲ連結スルトキハ一ノ曲様ヲ得可シ之ヲ名ケテ換算荷重線 (Reduced load contour)ト云フ今第一千二百八十八圖ニ於テ拱ヲ垂線ニ依リテ數等分シ各梯形 (Trapezoid) ノ面積及重心點ヲ測定シ其面積ニ拱ノ單位重量 (混凝土ノ重量)ヲ乘ジテ各區割ノ重量 G_1, G_2, G_3, \dots ヲ定ムルコトヲ得可シ各梯形ノ重心點ヲ見出スニハ假令バ DE ヲ延長シ $EF = GH$ トシ反對ノ方向ニ GH ヲ延長シ $HK = ED$ ヲ取リ FK ヲ連ネ GH 及 ED ノ中央點 L 及 M ヲ結ベル LM -トノ交點ヲ求ムレバ可ナリ。

試拱ノ最モ適當ナル形ハ壓力線ト拱軸線トガ最モ近似セルモノタルベキコト勿論ナリ而シテ彈性理論ヲ適用セントスル場合ニハ豫メ其死重ノミニ依リテ如何ナル拱形ガ最モ克ク此條件ヲ満足スペキカヲ試定スルニアリ。

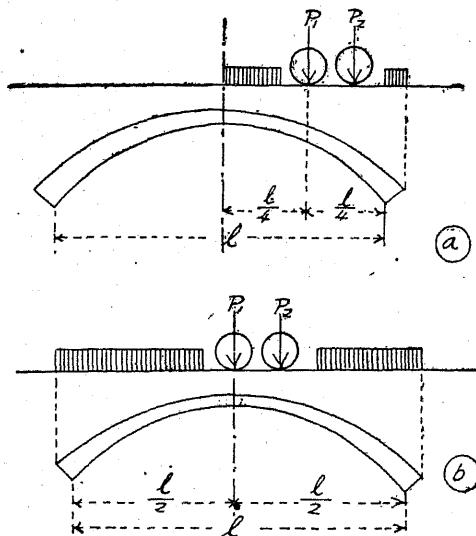
壓力線ノ畫法ハ第一千二百八十八圖ニ於テ半載荷重ノ場合ヲ取り之ヲ論ゼシニ死活重ノ和 P_1, P_2, P_3, \dots ナル區割重量ニ對シ或任意ノ極 O' ニ對スル I', II', III', \dots ナル索角形ヲ畫キ A, C 及 B 點ニ適應セル垂線ヲ A', C', B' ノ各點ニテ切ルモノトシ更ニ力角形ニ於テ $A'C' = O'M$ 及 $B'C' = O'N$ ヲ引キ $AC = MO, BC = NO$ ヲ引ケバ其會點 O ハ所要 I, II, III, \dots ナル壓力線ニ對スル力角形ノ真極 (True pole) トナル可シスケト畫キタル壓力線ガ拱項及拱座ニ於テ可成拱軸線ニ近似セル形トナル様拱形ヲ定メザル可ラズ(第九編第二章第一節參照)。

壓力線ガ其如何ナル位置ヲ通過スル程度ニ定ム可キヤト云フニ

- 1) 死重及換算活重ガ橋上ニ全部滿載ノ時ニ畫キタル壓力



第一千二百八十九圖



線ガ殆ンド拱軸線ト一致ス
可キコト

2) 死重及半載活重ノ時ノ
最小壓力線ガ活重側ノ拱座
三分ノ一點ノ下端, 拱頂ノ中
央點及無活重側ノ拱座三分
ノ一點ノ上端ナル範圍内ヲ
通過スペキコト是レナリ橋
上通過ノ轉轆 (Roller) ヲ考フ
ル場合ニハ第一千二百八十九
圖⑥ノ如ク半載荷重ニ對

シテハ $P_1 > P_2$ トセバ P_1 若クバ二軸間ノ重心點ガ $\frac{l}{4}$ 點ニアル時ヲ
考エ滿載荷重ノ時ハ⑥ノ如ク P_1 ヲ拱頂上ニ置キ其他ハ何レノ場
合トモ群衆荷重ヲ以テ滿載セルモノト見做シテ其壓力線ヲ検定
ス可シ。

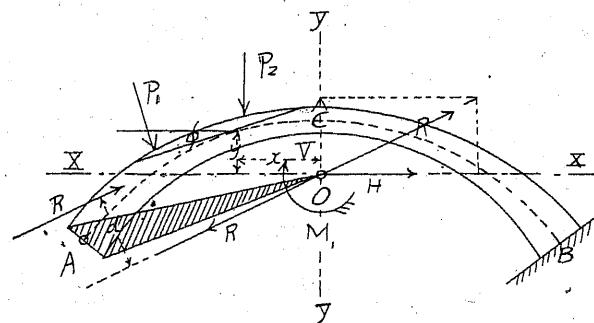
斯クノ如ク壓力線ヲ定メタル後ハ先ツ鐵筋ノ量ヲ假定シ所要
斷面ノ斷面係數及斷面積ヲ算出シ真極ニ對スル力角形ノ放射線
ヨリ其斷面ニ對スル軸推力 N ト更ニ拱ノ軸線ヨリ壓力働點迄ノ
偏倚量 e トヲ測レバ $M = N \cdot e$ の値ヲ確定シ得可ク斯クテ第五編
第十一章第三節以下第五節ノ各公式ヲ應用シテ σ_c , σ_s 及 σ'_s の値ヲ
見出スコトヲ得可シ。

第二節 弾性理論ニ據ル無鋸拱橋ノ解法

彈性理論ニ據ル無鋸拱橋ノ解法ハ種々アリト雖モ千九百六年
二月瑞西土本會誌 (Schweizerische Bauzeitung) ニ「ヌエルシュ」教授 (Prof.

Mörsch) ノ寄稿セル論文ハ鐵筋混泥土拱橋ニ對シテ最モ適切簡易ナリト信ズ可キ理由アルヲ以テ本編ニアリテハ算式ハ專ラ之ニ準據ス可シ但シ其理論ハ既ニ第九編第二章第五節ニ以下第八節ニ

第一千二百九十圖



去セルモノト考フレバ B 點ニ於テ緊定セル一ノ肱桁トナル可シ
 此場合ニ若シ應力ノ配布不變ナリト考フル時ハ A 點ニ於テ其撤
 去前ニ生ジタル R ナル反應力ハ依然トシテ茲ニ働カザル可ラズ
 然ルニ A 點ハ實際緊定セルヲ以テ垂直及水平方向ノ轉動ハ勿論
 其回轉モ不能ナル可ク從ツテ變位量ハ凡テ零トナル可シ此條件
 ニ基キ R ノ分力 H, V 及ビ R ガ支點 A 外ニ働ク爲メニ生ズル彎曲
 力率 M_1 ナル三ツノ未知數ヲ決定スルコトヲ行可シ更ニ或一點 O
 ヲ撰ミ該點ト支點 A トヲ硬直ニ連結セシムモノトセバ此解法
 ハ更ニ簡易ナルモノトナル可シ今 O 點ニ等值ニシテ反對ノ方向
 ヲ有スルニツノ R ヲ考フル時ハ茲ニ V 及 H ナル垂直及水平分力
 ト更ニ $R.d (= M_1)$ ナル三ツノ不定反力働キタルモノト見做スコ
 トヲ得可ク A 點ノ移動セザル以上ハ O 點モ亦休止狀態ニアル可
 シ而シテ支點ヲ移動セシメントスル應力ハ拱ノ各點ニ於ケル變

於テ之ヲ演繹シタ
ルヲ以テ茲ニハ唯
其要點ヲ摘記スル
ニ止ム可シ。

今第一千二百九
十圖ニ於テ一ノ對
稱的拱 AB . ヲ取リ
 A ナル左支點ヲ撤

無 鋸 拱 橋

形ニ連關ス可キヤ明ナリ今 O ヨリ x ナル距離ニ於ケル拱上或一點ノ彎曲力率ヲ M , 其軸壓力ヲ N トス(剪力 Q ノ變形ニ對スル影響ハ極メテ輕微ナルヲ以テ拱ノ計算ニハ普通之ヲ無視スルコト多シ)然ル時ハ A 點ノ變位量ハ零ナリトノ條件ニ基キ(950)式ヨリ(第九編第二章第六節參照)

然ルニ座標ノ原點 O ノ位置ハ未ダ何等ノ假定ヲ與エザルテ以テ
茲ニ

$$\int \frac{x}{E.I} ds = 0, \quad \int \frac{y}{E.I} ds = 0, \quad \int \frac{x.y}{E.I} ds = 0$$

ナル條件ニ適合スル様〇點ヲ撰ム時ハ上式ハ更ニ(953)式即チ

ノ形ト變シ H, V 及 M_1 ノ値ヲ確定スルコトヲ得可シ若シ拱ヲ S ナ

ル長サノ或數區割ニ分チ各區割ノ重心ニ於ケル $w = \frac{S}{E.I}$ ナル重量ヲ計算シ得タル時ハ(953)ハ更ニ(954)式即チ

$$\left. \begin{aligned} H &= \frac{\sum M_0 w \cdot y}{\sum y \cdot w \cdot y + \sum \frac{S}{A}} \\ V &= \frac{\sum M_0 w \cdot x}{\sum x \cdot w \cdot x} \\ M_1 &= -\frac{\sum M_0 w}{\sum w} \end{aligned} \right\} \quad (954)$$

ノ形トナル可クスクテ(951)式即チ $M = M_0 + M_1 - H \cdot y - V \cdot x$ = 据リ各點ニ於ケル實際ノ彎曲力率 M の値ヲ定ムルコトヲ得可シ。

次ニ溫度ノ變化ニ伴フ影響ヲ考フルニ三鉄拱ノ如キ場合ニハ拱軸ノ伸張ハ拱頂ニ於ケル鉄ノ無抵抗ナル昇降ニ依リテ自由ニ加減シ得ルヲ以テ拱ニ特別ノ應力ヲ生ズルコトナキモ無鉄若クバ三鉄以下ノ拱橋ニアリテハ溫度ノ變化ハ拱ニ著シキ應力ヲ生ズ可ク其上昇ハ水平推力 H の値ヲ増加シ下降ハ之ヲ減少セシム可シ而シテ H の値ハ(958)式即チ

$$\begin{aligned} H_t &= \frac{E.e.t.l}{\int \frac{y^2}{I} ds + \int \frac{ds}{A}} = \frac{E.e.t.l}{\int dw y^2 + \int \frac{ds}{A}} \\ \text{或ハ} \quad &= \frac{E.e.t.l}{\sum w y^2 + \sum \frac{S}{A}} \end{aligned} \quad (958)$$

= 示スガ如ク其分母ノ値ハ(953)式ノ分母ト共通ナルヲ以テ溫度

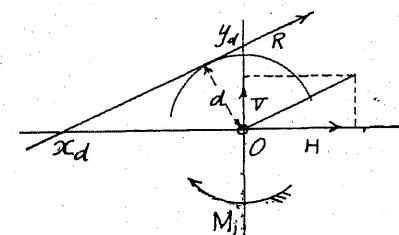
應力ヲ加エタル拱ノ全水平推力ハ

$$H = \frac{\int \frac{M_0 y}{I} ds + E.e.t.l}{\int \frac{y^2}{I} ds + \int \frac{ds}{A}} \text{或ハ} = \frac{\sum M_0 w \cdot y + E.e.t.l}{\sum y \cdot w \cdot y + \sum \frac{S}{A}} \quad (1509)$$

トナル可シ溫度ノ變化ニ依リテ生ズル拱ノ彎曲力率ハ X 軸ノ上下ニ於テ夫々正負ヲ異ニス可ク其最大應力ハ拱頂及拱端ニ起リ其上昇ハ拱背ニ張力、拱腹ニ壓力ヲ生ジ下降ハ其結果正ニ相反ス而シテ拱臺ニ於ケル影響夫々反對ナルハ素ヨリ言フヲ待タズ H 及 V の値定マル時ハ第一千二百九十一圖ノ如ク

$$R = \sqrt{H^2 + V^2} \quad \text{ニシテ力率ノ挺率 } d \text{ ハ}$$

第一千二百九十一圖



$$R.d = M_1 \text{ ヨリ}$$

$$d = \frac{M_1}{R}.$$

R ハ O 點ヲ中心トシ d ヲ半徑トシテ畫ケル圓ニ於ケル切線トナル可シ更ニ R ノ方向ヲ縱横距ニテ示サントセバ

$$M_1 - V \cdot x_d = 0 \text{ 及 } M_1 - H \cdot y_d = 0 \quad \text{ヨリ}$$

$$\left. \begin{aligned} x_d &= \frac{M_1}{V} \\ y_d &= \frac{M_1}{H} \end{aligned} \right\} \quad (1510)$$

ヲ得可シ本節ニ於ケル算式ノ詳細ナル應用ハ例題第百十八ニ就キテ之ヲ見ル可シ。

第三節 拱橋ノ感應線解法

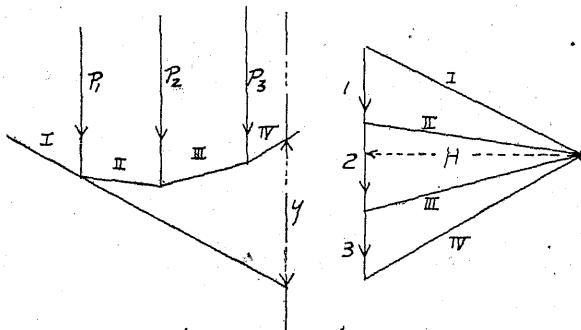
感應線 (Influence line) の作リテ H , V 及 M_1 の値ヲ定ム可キ方法ベ

第九編第二章第六節ニ於テ之ヲ論セルガ如ク或點ノ荷重ヲ $P=1$ トシテ (955) 式ヲ求メ之ヲ (954) 式ニ應用スルニアリ茲ニハ更ニ其圖式解法ヲ詳述ス可シ。

今 E ノ値ヲ常數ト見做ス時ハ E ハ H, V 及 M_1 ノ各式ニ於テ分母及分子ノ各項ニ共通ナルヲ以テ之ヲ省キ $w = \frac{S}{I}$ トシテ之ヲ取扱フ可シ然ル時ハ第一千二百九十二圖ニ於テ彈性荷重 w ノ重心點 O ハ ① ナル力角形及ビ之ニ對應スル索角形 ① ノ作リテ $\int dw \cdot y = 0$ ナル條件ヲ満足ス可キ X 軸ヲ定ムルコト即チ索角形ノ最外邊ヲ延長シ其交點 O' ヨリ水平線ヲ引キ Y 軸ト交叉セシムルコトニ依リテ之ヲ求ムルコトヲ得可シ(第九編第二章第六節參照)

次ニ圖式力学ノ原則ニ基キ或斷面ニ關スル平行外力ノ靜力率(Statical moment)ノ和ハ第一千二百九十三圖ニ示セルガ如ク索角形ニ於ケル第一外邊ノ延長線ト求メントスル斷面ヘノ最終邊トノ間ニ挾マレタル高サ y ニ極距 H ノ乘シタルモノトナル可シ

第一千二百九十三圖

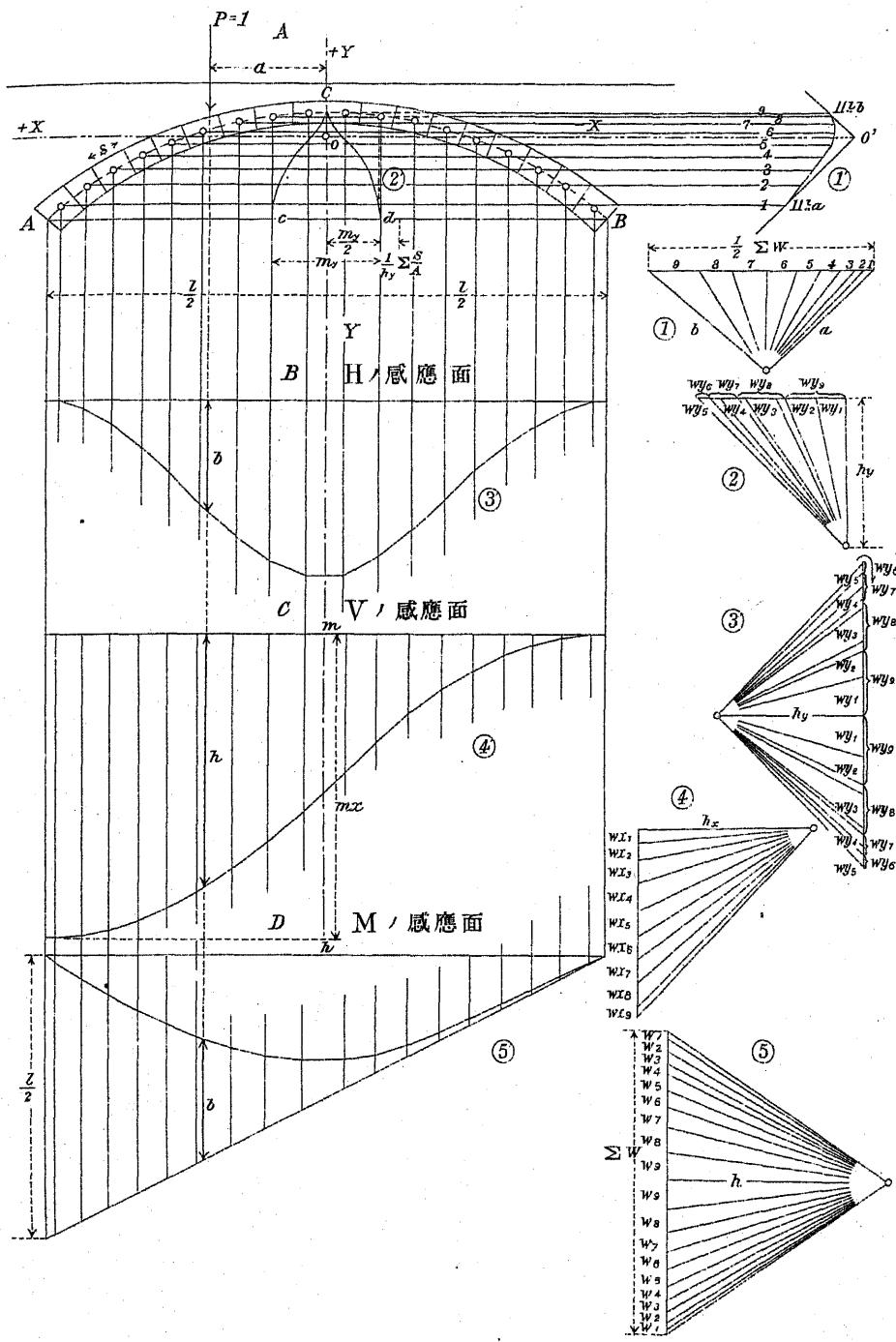


此原則ヲ應用シテ

$P = 1$ ノ場合ニ於ケル H, V 及 M_1 ノ感應線ヲ見出スコトヲ得可シ。

(954) 式ニテ示セル且式ノ分母

$\sum_i y_i w_i \cdot y$ ノ値ヲ見出サントセバ $w \cdot y$ ノ荷重ト見做シ h_y ナル定極距(Definite polar distance)ヲ有スル ② ナル力角形ヲ引ク可シ拱ノ半



部ニ對スル $\sum w.y = 0$ ナルヲ以テ水平ニ動ク $w.y$ ニ對スル索角形ハ正ニ ②ノ如ク半拱ニ對スル最始及最終ノ側邊ハ何レモ垂直トナリ他ノ半拱ニ對シテモ全ク對稱的ナル索角形トナル可シ故ニ此ニツノ最始點間ニ挿マレタル部分 cd ヲ m_y ニテ表ハス時ハ $\sum w.y.y = m_y h_y$ トナル可シ斯くて見出シタルモノ、外且式ノ分母ハ更ニ計算的ニ見出シタル $\sum \frac{S}{A}$ ナル値ヲ加算セザル可ラザルヤ明カナリ(第(954)式参照)。

(954) 式 V ノ分母即チ $\sum x.w.x$ ハ $w.x$ ヲ荷重ト見做シ h_x ナル定極距ヲ有スル④ナル力角形ヲ引キ之ニ對スル④ナル索角形ヲ畫ク可シ然ル時ハ前ト同ジク $m_m = m_x$ トセバ $\sum x.w.x = m_x h_x$ トナル可シ且及 V ノ分母ハ常ニ正號ヲ有ス何トナレバ $\sum w.y^2$, $\sum w.x^2$ ハ何レモ x 及 y ノ自乘數ナルベケレバナリ。

次ニ(954)式ニ於ケル H 式ノ分子即チ $P=1$ ナル單位荷重ニ對スル $\sum M_0 w.y = - \sum x w.y (a-x)$ ((955)式参照) ノ値ヲ見出サントセバ③ノ如ク h_y ヲ極距トセル力角形ト之ニ對應スル③ナル索角形ヲ畫ク時ハ $P=1$ ナル荷重點ニ對スル凡テノ $w.y$ ノ靜力率ハ P ノ荷重點ヨリ下セル垂線ニテ切ラレタル縱距 b ト h_y ト又乘ジタルモノトナル可シ故ニ

$$H = \frac{b.h_y}{m_y h_y + \sum \frac{S}{A}} = \frac{b}{m_y + \frac{1}{h_y} \sum \frac{S}{A}} \quad \dots \dots \dots \quad (1511)$$

換言セバ m_y ナル長サニ更ニ數字的ニ計算セル長サ $\frac{1}{h_y} \sum \frac{S}{A}$ ヲ加ヘタルモノヲ單位尺度トシ是ニテ測レル b ノ長サハ H ノ値トナル可ク即チ(B)ナル圖表ハ H ノ感應面ヲ示スモノトナル可シ。

同様に(754)式 V の分子即ち $P=1$ ナル単位荷重ニ對スル
 $\sum M_0 w \cdot x = - \sum_a \frac{1}{2} w \cdot x (a-x)$ ((955)式参照) の値ヲ見出サントセバ
 H の場合ト同シク $P=1$ ナル荷重點ニ對スル凡テ $w \cdot x$ の靜力
 率ハ (O) 圖表中 P 點ヨリ下セル垂線ニテ切ラレタル縦距 $b = h$
 ヲ乘ジタルモノトナル可シ故ニ

即チ m_x ナル長サヲ單位尺度トシテ測レルひノ長サハ V ノ値ヲ
示スモノトナル可ク從ツテ (O) ナル圖表ハ V ノ感應面ヲ示スモ
ノトナル可シ.

(954) 式 M_1 の分子即チ $- \sum M_0 w = + \sum_{\alpha}^{\frac{1}{2}} w(a-x)$ ((955) 式参照)
 ノ値ヲ見出サントセバ ⑤ ナル力角形ト ⑥ ナル索角形トヲ引ク
 時ハ荷重點ニ對スル右側ノ凡テノ荷重 w ノ靜力率ノ和ハ索角形
 ノ荷重點ニ於ケル側線ト最後ノ側線トノ間ニ挿マレタル b ナル
 長サニ h ナル極距ヲ乘ジタルモノトナル可シ今 $h = \sum w$ トセ
 バ

即チリナル長サハ直接ニ $P=1$ ナル荷重ニ對スル M_1 ナル力率ヲ
示スモノトナル可ク更ニ左方拱端ニアリテハ $M_1 = \frac{l}{2}$ トナル可
シ。

斯クノ如ク H , V 及 M_1 ノ値ヲ定メ得ル時ハ (951) 式ニ從ヒ拱ノ或任意點ニ於ケル力率ノ値ヲ確定スルヨトヲ得可シ.

例題第百十八. 鐵筋混凝土無鉸拱橋ノ純徑間 48',0, 拱腹迄ノ矢 9',0, 拱頂ヨリ路面迄ノ高 1'6" ヲ有ス活荷重ハ東京市使用ノ轉

輻重量 30000#, 軸距 11', 0 ノモノヲ用ヒ(第十一編第一章第四節参照)
群衆及馬車ノ最大荷重 120#/ロ'ト假定ス拱橋ノ各断面ニ於ケル應
力ヲ求ム。

答. I) 許容應力度. 燥曲ヲ受クル場合ニ於ケル混疑土ノ外層
纖維應壓力度 $\sigma_0 = 400 \text{ kg/in}^2$, 鐵筋ノ應張及應壓力度 = 12000 kg/in^2 ,

$\frac{E_s}{E_c} = n = 15$, 土壤ノ重量(鋪道ヲ含ミタル平均) = $100^{\#}/ft^3$, 鐵筋
混凝土ノ重量 = $150^{\#}/ft^3$,

II) 拱ノ寸法、拱ハ缺圓形ト假定シ第一千二百九十四圖ニ於テ
先づ拱腹ノ半徑ヲ求メンニ

第一千二百九十四圖

$$R_t = \frac{h}{2} + \frac{l^2}{8h}$$

$$= \frac{9}{2} + \frac{48^2}{8 \cdot 9} = 36',50$$

拱頂ニ於ケル拱輪ノ
厚ハ實驗公式ニ依リ
テ其值ヲ異ニシ假令

「ウエルド」式

$$t_0 = 2', 3$$

「ドーグラス威

$t_0 = 1',17$

「ド・ジャルダン」式

$t_0 = 1',34$

「ドゥビュイ式

$$t_0 = 1',59$$

「ペロンネ式」 $t_0 = 2',68$

茲ニハ $t_0 = 16''$ ト假定ス 拱端ノ厚ハ理論的ニハ

$$t_s = t_0 \cdot \sec \phi = 16 \cdot \frac{39,5}{36,5 - 9} = 21'' \text{ ナルモ 茲ニハ } 30'' \text{ ト假定シ}$$

タリ然ル時ハ

$$\left(R_a - \frac{t_s}{2} \right)^2 - \left(R_a - \frac{t_0}{2} - h \right)^2 = \frac{l^2}{4} \quad \text{ナルヲ以テ拱軸ノ半径ハ}$$

$$R_a = \frac{\left(\frac{t_0}{2} + h \right)^2 - \left(\frac{t_s}{2} \right)^2 + \frac{l^2}{4}}{2 \left(h + \frac{t_0}{2} - \frac{t_s}{2} \right)} = \frac{\left(\frac{8}{12} + 9 \right)^2 - \left(\frac{15}{12} \right)^2 + \frac{48^2}{4}}{2 \left(9,0 + \frac{8}{12} - \frac{15}{12} \right)} = 39',68$$

$$\theta = \sin^{-1} \frac{24}{39,68 - \frac{15}{12}} = \sin^{-1} 0,6245 = 38^\circ 39'$$

拱軸線ノ徑間ハ

$$l_1 = 2 \cdot 39,68 \cdot \sin \theta = 49',56$$

之ニ對スル拱矢ハ $h_1 = 39,68(1 - \cos \theta)$, $\cos \theta = 0,7810$

$$\text{故ニ} \quad h_1 = 8',69$$

同様ニ拱背線ニ於ケル徑間ハ

$$l_2 = 2 \left(39,68 + \frac{15}{12} \right) \sin \theta = 51,12$$

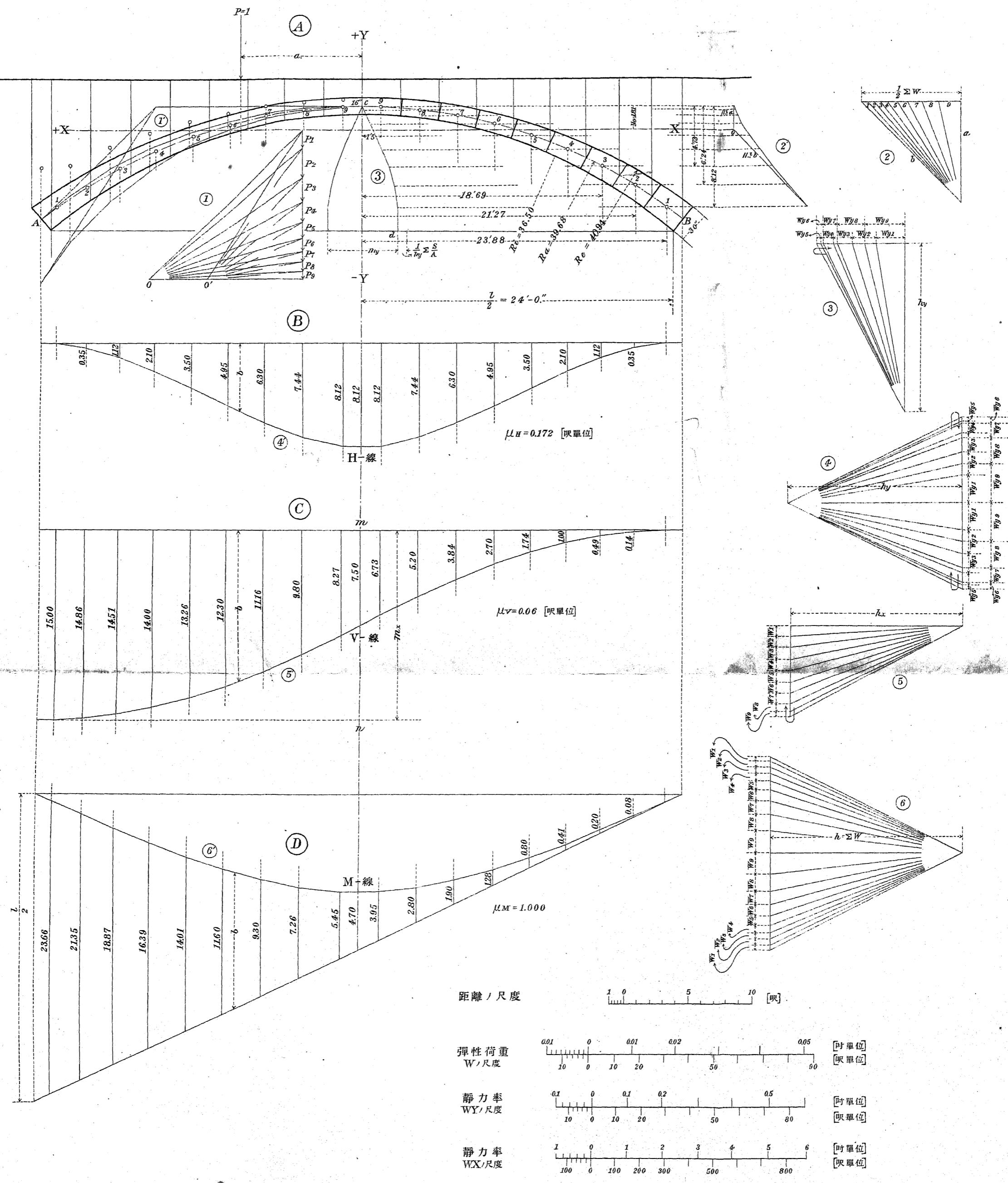
之ニ對スル拱矢ハ $h_2 = \left(39,68 + \frac{15}{12} \right)(1 - \cos \theta) = 8',96$

$$\text{故ニ} \quad R_t = \frac{h_2}{2} + \frac{l_2^2}{8h_2} = \frac{8,96}{2} + \frac{51,12^2}{8 \cdot 8,96} = 40',94$$

中軸線ノ長サヲ見出サントセバ $\theta = 38^\circ 39' = 38,65$ ナルヲ以テ

$$\text{中軸線全長} = 2\pi \cdot 39,68 \cdot \frac{2 \cdot 38,65}{360} = 53',55$$

斯クノ如ク拱厚及缺圓ノ寸法ヲ假定シタル後第一千二百九十五



圖ニ於テ試ミニ靜荷重ニ對シ①ナル力角形ヲ作リ拱端及拱頂ノ中心ヲ通過スル ②ナル壓力線ヲ畫クニ其力線ハ何レモ拱ノ體心内ヲ通過スルヲ以テ先づ假定拱厚ノ適當ナル可キヲ推定シ得可シ

III) 靜力的不定量 H, V 及 M_1 の感應面 今拱ノ全長ヲ $S = 3', 0$ 宛ノ等距離ニ分ツ時ハ其數十八個トナル可シ(但シ左右兩端ハ夫々 $2'78 = 33'', 4$)

次ニ各區割ノ中心ニ夫々 1, 2, 3, …… の番號ヲ付シ各部ノ平均拱厚 d を求メ奥行 $12''$ トシテ其斷面積 A , 物量力率 I を計算シ之ニ依リテ彈性荷重 $w = \frac{S}{I}$ 及 $\frac{S}{A}$ の値ヲ算出スル時ハ(A)表ノ如クナル可シ但シ拱ハ對稱的ナルヲ以テ其半徑間ニ就キテノミ計算セ可ナリ使用公式ハ

$$A = b.d + 2(n-1)A_s$$

$$I = \frac{b.d^3}{12} + 2(n-1)A_s \left(\frac{d}{2} - a \right)^2$$

トシ更ニ鐵筋ノ配置ハ復式ヲ用キ幅 l' = 付キ

$$A_s = A'_s = 3 - \phi 7/8''$$

$$b = 12'', \quad a = 1'', 5 \quad \text{ト假定ス}$$

(A) 表

分格點	拱 厚 $d (")$	斷面積 $A (")$	物量力率 $I (\mu^4)$	斷面 長さ $s (")$	彈性荷重 $w = \frac{S}{I}$ (時単位)	$\frac{S}{A}$ (時単位)
1	29,322	401,150	33632,10	33,40	0,00099	0,083262
2	27,667	382,488	28856,06	36,00	0,00125	0,094148
3	26,111	363,814	24450,93	"	0,00147	0,098953

4	24,556	345,150	20665,47	36,00	0,00174	0,104802
5	23,000	326,484	17215,40	"	0,00209	0,110286
6	21,444	307,817	14254,94	"	0,00253	0,116956
7	19,889	289,151	11382,21	"	0,00316	0,124848
8	18,333	270,484	9128,88	"	0,00394	0,133095
9	16,778	210,833	7117,96	"	0,00505	0,177192
計				$\frac{1}{2} \sum w = 0,02222$	$\frac{1}{2} \sum \frac{S}{A} = 1,04802$	

$$\text{故 } \sum w = 0.04444 \text{ (時単位)} \quad \sum \frac{S}{A} = 2,08604 \text{ (時単位)} = 25,032 \text{ (呎単位)}$$

斯クテ得タル弾性荷重 w ヲ以テ第一千二百九十五圖ニ於テ力角形②及索角形③ヲ作圖スル時ハ $\int dw.y = 0$ ナル條件ヲ満足ス可キ XX 軸ヲ定ムルコトヲ得可シ。

次ニ 1,2,3……等各區割ノ中心點ノ XX 軸及 YY 軸ヨリノ距離 x 及 y ヲ求メ是ニ依リ XX 軸及 YY 軸ニ對スル弾性荷重ノ静力率 $w.x$ 及 $w.y$ ヲ求ムル時ハ其値(B)表ノ如クナル可シ。

(B) 表

分格點	x (')	$y_1 *_1$ (')	$y_0 *_2$ (')	$y_1 - y_0 = y$ (')	$w.x$ (時単位)	$w(y_1 - y_0)$ (時単位)
1	23,88	-8,12	-1,81	-6,31	0,2837	-0,0750
2	21,27	-6,24	"	-4,43	0,3191	-0,0884
3	18,69	-4,73	"	-2,92	0,3292	-0,0514
4	15,99	-3,40	"	-1,57	0,3386	-0,0327
5	13,21	-2,29	"	-0,48	0,3313	-0,0121
6	10,32	-1,40	"	0,41	0,3184	0,0124
7	7,41	-0,71	"	1,10	0,2808	0,0417
8	4,46	-0,25	"	1,56	0,2111	0,0786
9	1,50	0	"	1,81	0,0910	0,1098

* ₁ $y_1 = O$ 點ヨリ 1,2,……ヘノ垂直距離	計	2,4882	-0,0001
* ₂ $y_0 = " X$ 軸 "		$\equiv 0$	

XX 軸ハ $\sum w$ ノ重心ナルガ故ニ作圖正確ナル時ハ
 $\sum w.(y_1 - y_0) \equiv 0$ トナラザル可ラズ。

次ニ力角形③ニ於テ $w.y = w.(y_1 - y_0)$ ヲ荷重トシテ之ニ對スル索角形③ヲ畫ク時ハ明カニ $m_y h_y = \sum w.y.y$ トナル可シ。

但シ m_y = 索角形③ニ於ケル最終兩側線間ノ距離(兩側線ハ互ニ平行ス)

h_y = 力角形③ニ於テ使用シタル極距。

同様ニ力角形④ニ於テ $w.y$ ヲ荷重トシ極距 h_y ヲ以テ索角形④ヲ畫キ其縱距ヲ b ニテ示ス時ハ

$$b.h_y = \sum M_0 w.y.$$

然ル時ハ

$$H = \frac{b}{m_y + \frac{1}{h_y} \cdot \sum \frac{S}{A}} \quad ((1510) \text{式参照})$$

故ニ今

$$\mu_x = \frac{1}{m_y + \frac{1}{h_y} \sum \frac{S}{A}} \quad \text{ト置ク時ハ單位荷重 } P = 1 \text{ ニ對シテ}$$

$$H = \mu_x b$$

但シ b ハ該單位荷重ノ位置ニ於ケル縱距ヲ示ス即チ(B)ハ水平推力 H ニ對スル感應面ニシテ其乘數ハ μ_x ナリ。

同様ニ力角形⑤ニ於テ $w.x$ ヲ荷重トシ任意ノ極距 h_x ヲ以テ索角形⑤ヲ畫キ其最終兩側線ノ距離ヲ m_x トセバ

$$m_x h_x = \sum w \cdot x \cdot x$$

故ニ前述ノモノト同ジク

$$V = \mu_v b.$$

$$\mu_v = \frac{1}{m_x}$$

即チ単位荷重 $P=1$ ニ對スル縦距 b ハ該荷重ニ依リテ生ズルア
ヲ與フルモノニシテ (C) 圖ハ左支點ニ於ケル垂直反應力 V ノ感應
面ヲ示スモノトナル可シ。

同様ニ力角形 ⑥ ニ於テ w ヲ荷重トシ極距 $\lambda = \sum w$ ト取ル時
ハ索角形 ③ ヲ得可ク

$$M_1 = \frac{\sum M_0 w}{\sum w} = \frac{b \sum w}{\sum w} = b.$$

即チ (D) 圖ハ M_1 = 對スル感應面ヲ示スモノトナル可ク而シテ
其乘數ハ 1 = 等シ

斯クテ前掲計算ニ依リテ得タル $w \cdot x$ 及 $w \cdot y$ ノ値ヲ用ヒテ作圖
シタル結果次ノ値ヲ得タリ。

(B) 圖ニ對シ

$$m_y = 5',44 \quad (y \text{ ト同一尺度(')})$$

$$h_y = 69,12 \quad (w \cdot y \text{ ト同一尺度})$$

故ニ

$$\mu_H = \frac{1}{m_y + \frac{1}{h_y} \cdot \sum \frac{S}{A}} = \frac{1}{5,44 + \frac{1}{69,12} \cdot 25,082} = 0,172$$

(C) 圖ニ對シ

$$m_x = 15',00 \quad (x \text{ ト同一尺度(')})$$

$$\mu_v = \frac{1}{m_x} = \frac{1}{15,00} = 0,067$$

(D) 圖ニ對シテハ既述ノ如ク

$$\mu_H = 1,000$$

感應面ノ縦距 b ハ x 又ハ y ト同一尺度(')ニテ計量スペキハ勿論
ナリトス。

今第一千二百九十五圖ヨリ得タル感應面ノ縦距ヲ表示スレバ

(C) 表ノ如クナル可シ。

(C) 表

分格點	H	V	M_1
1	0,00	15,00	23,66
2	0,35	14,86	21,35
3	1,12	14,51	18,87
4	2,10	14,00	16,89
5	3,50	13,26	14,01
6	4,95	12,30	11,60
7	6,30	11,16	9,30
8	7,44	9,80	7,26
9	8,12	8,27	5,45
中心	8,12	7,50	4,70
9'	8,12	6,73	3,95
8'	7,44	5,20	2,80
7'	6,30	3,84	1,90
6'	4,95	2,70	1,28
5'	3,50	1,74	0,80
4'	2,10	1,00	0,41
3'	1,12	0,49	0,20
2'	0,35	0,14	0,08
1'	0,00	0,00	0,00

IV) 溫度應力 (958) 式 = 依り

$$H_t = \pm \frac{E \cdot \epsilon \cdot t \cdot l}{\sum w \cdot y^2 + \sum \frac{S}{A}}$$

茲ニ

$$E = \text{彈性係數} = 30000000 \text{"/"}$$

$$\epsilon = \text{膨脹係數} = 0,000006 (\text{華氏一度} = \text{付})$$

$$t = \text{溫度ノ變化} = \pm 60^\circ F (\text{假定})$$

$$l = \text{徑間} = 49',6$$

而シテ前述ノ如ク

$$\begin{aligned} \sum w \cdot y^2 + \sum \frac{S}{A} &= m_y \cdot h_y + \sum \frac{S}{A} \\ &= 5,44,69,120 + 25,032 \\ &= 401,045 \end{aligned}$$

故ニ

$$H_t = \pm \frac{30000000.0,000006.60.49,6}{401,045}$$

$$= \pm 1335^*$$

V) 最大應力ニ對スル荷重狀態. 斯クテ得タル H_t ハ溫度上昇ノ場合ニハ正號ヲ取リ溫度降下ノ場合ニハ負號ヲ取ル可シ而シテ設計ニ際シテ最モ危険狀態トシテ採用ス可キ H_t ノ正負ハ他ノ荷重條件ニ依リテ定マル可キモノニシテ大略次ノ如シ.

今荷重及應力ヲ分類スレバ本設計ニハ二様ノ荷重ヲ假定シタルガ故ニ

(A) 死重應力(正若クバ負)

(B) 甲種活重(轉轆)=依ル正號最大應力

(C) 甲種活重(轉轆)=依ル負號最大應力

(D) 乙種活重(等布活重)=依ル正號最大應力

(E) " " " " 負號 "

(F) 溫度變化=依ル正號應力

(G) " " " 負號 "

而シテ茲ニ考フ可キ最危險荷重狀態ハ

(A)+(B)+(F), (A)+(C)+(G), (A)+(D)+(F), 若クバ

(A)+(E)+(G) ノ四ツノ場合ノ何レカニシテ其内最大ナルモノヲ以テ設計ニ用フ可キ應力ト定メザル可ラズ.

VI) 死重及活重ノ算定 前ニ假定シタル如ク

鐵筋混凝土ノ重量 = 150#/ft³.

土壤ノ重量(鋪道ヲ含ミ) = 100#/ft³.

トシ活重ハ 30000 封度ノ轉轆若クバ等布活重 120#/ft³ ノ内何レカ大ナル應力ヲ與フ可キモノヲ採用スルモノトス.

1) 奥行 1' = 於ケル死重ノ値ハ (D) 表ニ示スガ如シ.

(D) 表

分格點	拱厚 (')	拱ノ重量 拱厚×S×150 (#)	土壤ノ深 サ (')	土壤ノ幅 (')	土壤ノ重量 深×幅×100 (#)	全死重 (#)
1	2,435	1015,40	8,80	2,29	1969,40	2985
2	,305	1037,25	7,00	2,55	1785,00	2822
3	2,176	979,20	5,73	2,62	1763,26	2742
4	2,046	920,70	4,52	2,74	1238,48	2159
5	1,917	860,65	3,55	2,81	997,55	1860
6	1,787	796,15	2,73	2,90	791,70	1588
7	1,657	745,65	2,10	2,98	615,80	1361

8	1,528	687,00	1,70	2,97	504,90	1193
9	1,390	625,50	1,52	3,00	456,00	1082
計 17792						

2) 奥行 1' = 於ケル活重ハ

甲) 普通設計例ニ從ヘバ轉轆ノ荷重ハ前後左右ニ何レモ約45°ノ傾斜ヲ爲シテ土壤内ニ傳達セラル、モノト假定スルモ本設計ニアリテハ計算ノ簡易ト誤差ノ安全側トヲ期シ該荷重ハ橋幅ノ方向ニハ45°ノ傾斜ヲナシテ傳播スルモ經間ノ方向ニハ一分格長内ニ於テ動クモノトセリ然ル時ハ其荷重ハ(E)表ノ如クナル可シ。

(E) 表

轉轆ノ寸法及
荷重ノ配布

1/8"

50'

東京市ニテ使
用ノセ

1/8"

10'

P_A
12000#

P_B
2.9000=18000#

分格點	土壤ノ深 (')	前 車		後 車	
		荷重分布ノ幅 (')	荷 重 (#)	荷重分布ノ幅 (')	荷 重 (#)
1	8,60	21,20	566	23,87	754
2	7,00	18,00	667	20,87	870
3	5,73	15,46	776	18,13	993
4	4,52	13,04	920	15,71	1145
5	3,55	11,10	1080	13,77	1309
6	2,73	9,46	1269	12,13	1482
7	2,10	8,20	1462	10,87	1657

8	1,70	7,40	1621	10,07	1790
9	1,52	7,04	1705	9,71	1850
中心	1,50	7,00	1714	9,67	1860

乙) 等布活重(120#/')ノ分布ハ(F)表ノ如シ

(F) 表

分格點	區割ノ長サ (')	荷 重 (#)
1	2,29	275
2	2,55	306
3	2,62	314
4	2,74	328
5	2,81	338
6	2,90	348
7	2,93	351
8	2,97	356
9	3,00	360

VII) 單位荷重ニ對スル H , V 及 M_1 ノ値。第一千二百九十五圖

圖式解法ニ依リテ得タル感應面縦距ノ値(G)表ニ各々其乘數ヲ乘シ單位荷重ニ對スル H , V 及 M_1 ノ値ヲ表示セバ(G)表ノ如クナル可シ。

(G) 表

分格點	H	V	M_1
1	0	1,0000	23,66
2	0,0602	0,9907	21,85
3	0,1926	0,9873	18,87

4	0,3612	0,9333	16,39
5	0,6020	0,8840	14,01
6	0,8514	0,8200	11,60
7	1,0836	0,7440	9,30
8	1,2797	0,6534	7,26
9	1,3966	0,5513	5,45
中心	1,3966	0,5000	4,70
9'	1,3966	0,4487	3,95
8'	1,2797	0,3466	2,80
7'	1,0836	0,2560	1,90
6'	0,8514	0,1800	1,28
5'	0,6020	0,1160	0,80
4'	0,3612	0,0667	0,41
3'	0,1926	0,0327	0,20
2'	0,0602	0,0093	0,08
1'	0	0	0

VIII). 各断面ニ於ケル弯曲率 M , 軸推力 N 及向心剪力 Q .

以上計算ノ結果ニ基キ拱橋ノ各断面ニ於ケル應力ヲ算定スルコトヲ得可シ即チ分格點 1, 2, 3, ……, 各點ニ於テ單位荷重 $P = 1$ ニ對スル弯曲率 M , 軸推力 N 及向心剪力 Q ハ夫々

$$M = M_0 + M_1 - H.y - V.x$$

$$N = H \cdot \cos i + V \cdot \sin i$$

$$Q = V \cdot \cos i - H \cdot \sin i$$

ノ公式ニ依リテ算出シ以テ M , N 及 Q ニ對スル各断面ノ感應面ヲ畫クコトヲ得ベクスクリ得可キ感應面ノ縦距ニ實際ノ荷重ヲ乘ズル時ハ該荷重ニ依リテ生ズル M , N 及 Q ノ實值ヲ求ムルコトヲ得可シ本例題ニアリテハ單ニ算法ノ如何ヲ示スニ止マルヲ以テ

以下計算ノ簡易ト同様ナル手數ヲ反覆スルノ無意味ヲ避ケルトノ目的ニ依リ單ニ起拱點徑間 $\frac{1}{4}$ 點及拱頂ノ三ヶ所ニ於ケル各 M , N 及 Q ヲ算出シ從ツテ生ズ可キ應力ヲ求メテ假定セル拱橋ノ安全ナルヤ否ヤヲ検定スルニ止メント欲ス.

甲) 起拱點

A) 異曲力率 起拱點ノ O 點ニ對スル縱横距ハ $x = 24', 78$, $y = -6', 88$ ナルヲ以テ前掲諸表ヲ結合シテ $P = 1$ ニ對スル M ノ値ヲ求ムル時ハ (H) 表ノ如クナル可シ.

(H) 表

分格點	M_0	M_1	$-H.y$	$-V.x$	M
1	0	+23,66	0	-24,780	-1,120
2	0	+21,35	+0,414	-24,550	-2,786
3	0	+18,87	+1,825	-23,970	-3,775
4	0	+16,39	+2,485	-23,127	-4,252
5	0	+14,01	+4,142	-21,906	-3,754
6	0	+11,60	+5,858	-20,827	-2,862
7	0	+9,30	+7,455	-18,436	-1,681
8	0	+7,26	+8,804	-16,191	-0,127
9	0	+5,45	+9,609	-13,661	+1,398
9'	0	+3,95	+9,609	-11,119	+2,440
8'	0	+2,80	+8,804	-8,589	+3,015
7'	0	+1,90	+7,455	-6,344	+3,011
6'	0	+1,28	+5,858	-4,460	+2,678
5'	0	+0,80	+4,142	-2,874	+2,068
4'	0	+0,41	+2,485	-1,653	+1,242
3'	0	+0,20	+1,825	-0,810	+0,715
2'	0	+0,08	+0,414	+0,230	+0,264
1'	0	0	0	0	0

B) 軸推力 起拱點ニ於ケル拱ノ中心線ガ水平線ト爲ス角

$i = \theta$ ハ前掲ノ如ク $i = 38^\circ 39'$, 従ツテ

$\sin i = 0,9245$, $\cos i = 0,7810$ ナルヲ以テ $P = 1$ ニ對スル軸

壓力ノ値ハ(I)表ノ如クナル可シ.

(I) 表

分格點	H	+H cos i	V	+V sin i	N
1	0	0	1,0000	+0,6245	+0,6245
2	0,0602	+0,0470	0,9907	+0,6187	+0,6657
3	0,1926	+0,1504	0,9673	+0,6041	+0,7545
4	0,3612	+0,2821	0,9333	+0,5828	+0,8649
5	0,6020	+0,4702	0,8840	+0,5521	+1,0223
6	0,8514	+0,6649	0,8200	+0,5121	+1,1770
7	1,0836	+0,8463	0,7440	+0,4646	+1,3109
8	1,2797	+0,9994	0,6534	+0,4080	+1,4074
9	1,3966	+1,0907	0,5513	+0,3443	+1,4350
9'	1,3966	+1,0907	0,4487	+0,2802	+1,3709
8'	1,2797	+0,9994	0,3466	+0,2165	+1,2159
7'	1,0836	+0,8463	0,2560	+0,1599	+1,0062
6'	0,8514	+0,6649	0,1800	+0,1124	+0,7773
5'	0,6020	+0,4702	0,1160	+0,0724	+0,5426
4'	0,3612	+0,2821	0,0667	+0,0417	+0,3238
3'	0,1926	+0,1504	0,0327	+0,0204	+0,1708
2'	0,0602	+0,0470	0,0093	+0,0058	+0,0528
1'	0	0	0	0	0

C) 向心剪力 前ト同様ニ $P = 1$ ニ對スル向心剪力ノ値ハ

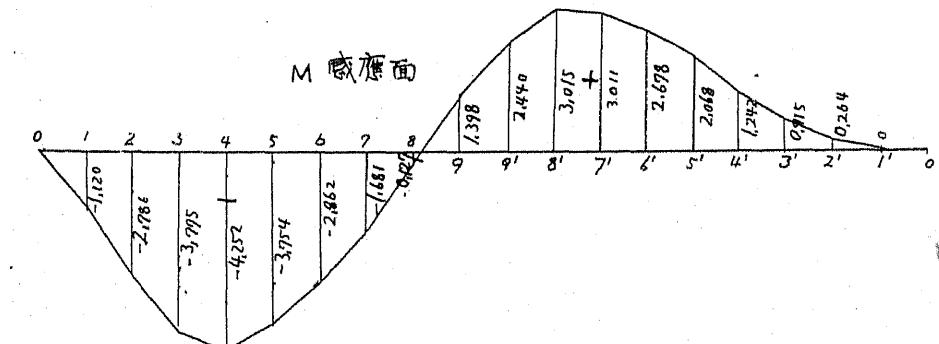
(J) 表ノ如クナル可シ.

(J) 表

分格點	-H sin i	+V cos i	Q
1	0	+0,7810	+0,7810
2	-0,0376	+0,7737	+0,7361
3	-0,1203	+0,7555	+0,6352
4	-0,2250	+0,7287	+0,5081
5	-0,3759	+0,6904	+0,3145
6	-0,5317	+0,6404	+0,1087
7	-0,6767	+0,5811	-0,0956
8	-0,7992	+0,5103	-0,2889
9	-0,8722	+0,4306	-0,4416
9'	-0,8722	+0,3504	-0,5218
8'	-0,7992	+0,2707	-0,5285
7'	-0,6767	+0,1999	-0,4768
6'	-0,5317	+0,1406	-0,3911
5'	-0,3759	+0,0906	-0,2853
4'	-0,2256	+0,0521	-0,1735
3'	-0,1203	+0,0255	-0,0948
2'	-0,0376	+0,0073	-0,0303
1'	0	0	0

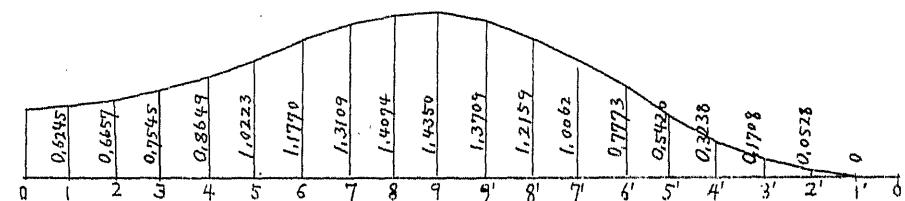
以上(H),(I)及(J)ノ各表ニ於テ得タル値ヲ圖式的ニ表示セバ

第一千二百九十六圖

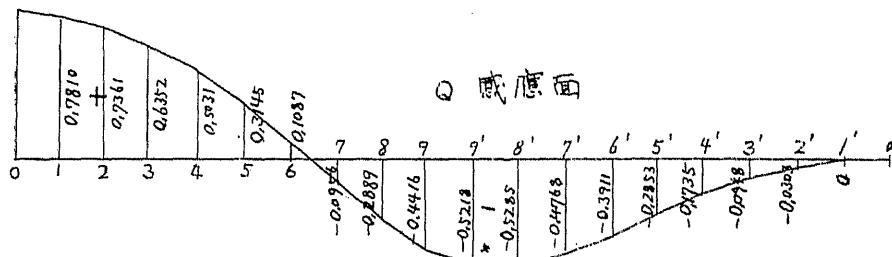


第一千二百九十七圖

N 感應面



第一千二百九十八圖



第一千二百九十六圖以下第一千二百九十八圖ノ如キ感應面ヲ得可シ.

D) 最大彎曲力率ニ對スル應力

拱ニアリテハ彎曲力率ト同時ニ軸推力ヲ生ズルヲ以テ彎曲力率ノ最大ナル時軸推力必ズシモ最大ナリト云フ能ハズ從ツテ生ズ可キ應力モ何レノ場合ニ絶対最大トナルヤヲ斷定シ難シ故ニ最大彎曲力率ニ對シ生ズ可キ應力ト最大軸推力ニ對シ生ズ可キ應力トヲ比較シテ其何レカ大ナル分ヲ採用スル外ナシ.

(1) 死重ニ依ル力率.

彎曲力率 = 荷重 × 該點ニ於ケル彎曲力率感應面ノ縦距
ナルガ故ニ死重ニ依ル彎曲力率ハ次ノ如シ.

$$2985.(-1,120) + 2822.(0,264 - 2,786) + 2742.(0,715 - 3,775) + 2159.(1,242 - 4,252) \\ + 1860.(2,068 - 3,754) + 1588.(2,678 - 2,862) + 1361.(3,011 - 1,681) + 1193.(3,015 - 0,127) + 1082(2,440 + 1,398) = -21999^{\#}.$$

(2) 甲種活重正號最大力率.

此力率ハ明カニ死重ニ依ルモノヨリモ小ニシテ然カモ異號ナルガ故ニ茲ニ計算スルヲ要セズ.

(3) 甲種活重負號最大力率.

轉轆ハ一定ノ間隔ヲ以テ進行スル二個ノ集中荷重ナルガ故ニ其種々ノ位置ニ於テ生ズ可キ力率ノ値ハ何レガ大ナルカラ
推定スルコト困難ナリ故ニ最大ト認ム可キ二三ノ荷重位置ニ就キテ試算シ其最大ナルモノヲ採用ス可シ今感應面圖上ニテ
試算ノ結果ハ前車2點ニ後車6點ニアル時最大ニシテ其値ハ
 $607.(-2,786) + 1482(-2,862) = -6100^{\#}$.

但シ前車及後車ノ距離ハ必ズシモ分格點ノ距離ト一致セザル
ガ故ニ茲ニ示シタルモノハ近似値ニ過ぎザルモノト知ル可シ.

(4) 乙種活重正號最大力率.

(2)ト同理ニ依リ計算ヲ要セズ.

(5) 乙種活重負號最大力率.

等布荷重ノ最大力率ハ明カニ該荷重ガ同號感應面積ヲ充シ
タル場合ニ生ズベキモノナルガ故ニ前掲感應面ニ依リ活重ガ
1點ヨリ8點迄ニ涉リタル時最大力率ノ起ルコトヲ知リ得可
ク其値ハ

$$275.(-1,120) + 306.(-2,786) + 314(-3,775) + 328(-4,252) + 337.(-3,754) \\ + 348(-2,862) + 351(-1,681) + 356.(-0,127) = -7034^{\#}.$$

(6) 溫度變化 = 依ル正號力率.

(2) ト同理 = 依リ計算ヲ要セズ.

(7) 溫度變化 = 依ル負號力率(溫度降下ニヨリ)

$$-H_t y = -[-1335. (-6,88)] = -9186''$$

$$\text{故ニ可能最大彎曲力率} = -21999 - 7034 - 9186 = -38219''$$

斯如求メ得タルト同一荷重狀態ニ際シ生ズ可キ軸推力ハ其感應面上ニ於テ荷重ト之ニ相當スル縦距トノ積ヲ求ムルコトニ依リテ得ラル可シ今單ニ其結果ノミヲ掲グル時ハ次ノ如シ.

$$(1) \text{死重} = \text{依ル軸推力} = 24329''$$

$$(5) \text{乙種活重軸推力} = 2612'' \text{ (活重1點ヨリ8點迄ニ涉リタル時)}$$

$$(7) \text{溫度變化} = \text{依ル軸推力} = -H_t \cos i = -1335. 0,7810 = -1043''$$

$$\text{故ニ全軸推力} = 24329 + 2612 - 1043 = 25898''$$

以上ノ結果ヲ總括スレバ起拱點ニ最大彎曲力率ヲ生ズル場合ニ

$$M = -38219'' = -458628'', N = 25898''.$$

故ニ $e = \frac{M}{N} = -17'',70$ (負號ハ軸線ヨリ上方ニ N ノ働キタル場合ヲ意味ス) 即チ軸推力ハ斷面外ニ働く可ク (754) 式ニ據リ

$$\lambda = 17,70 - \frac{30}{2} = 2'',70 \quad \text{ナルヲ以テ}$$

$$x^3 + 3,270x^2 + \frac{6,15(30+2,270,1,803)}{12}x - \frac{6,15,1,803}{12} [2,1,5^2 + 30^2 - 30(2,1,5 - 2,70)] = 0$$

或ハ

$$x^3 + 8,10x^2 + 478,7x - 12109 = 0$$

$$\text{故ニ} \quad x = 14'',80$$

從ツテ(752)式ニ據リ

$$\sigma_e = \frac{25898}{\frac{12,14,80}{2} + \frac{15,1,80}{14,80}(2,14,80 - 30)} = 294''/''.$$

(747) 式ニ據リ

$$\sigma_e' = 15,294 \cdot \frac{14,80 - 1,5}{14,80} = 3968''/''.$$

E) 最大軸推力ニ對スル應力.

$$(1) \text{死重軸推力} = 24329''.$$

$$(2) \text{甲種活重最大軸推力} = 4148'' \text{ (前車6點ニ, 後車9點ニアル時)}$$

$$(3) \text{乙種活重最大軸推力} = 5037'' \text{ (活重全徑間ニ涉リタル時)}$$

(2) < (3) ナルヲ以テ (3) ヲ採用ス.

$$(4) \text{溫度變化} = \text{依ル軸推力} = 1043'' \text{ (溫度上昇ニ依ルモノ)}$$

$$\text{故ニ總最大軸推力} = 24329 + 5037 + 1043 = 30409''.$$

之ト同一荷重狀態ニ對スル彎曲力率ヲ求ムル時ハ

$$(1) \text{死重彎曲力率} = -21999''$$

$$(3) \text{乙種活重彎曲力率} = -785'' \text{ (活重全徑間ニ涉リタル時)}$$

$$(4) \text{溫度變化} = \text{依ル彎曲力率} = +9186''.$$

$$\text{故ニ總彎曲力率} = -21999 - 785 + 9186 = -13598''.$$

即チ最大軸推力ヲ生ズル場合ニハ

$$M = -13598'' = -163176'', N = 30409''.$$

$$\text{故ニ} \quad e = \frac{M}{N} = 5'',37 \quad \text{而シテ} \quad I = 35200,74 \quad A = 410,5'',$$

$$k = \frac{I}{A \cdot \frac{d}{2}} = 5'',71 \text{ ナルヲ以テ } N \text{ ハ明カニ髓心内ニ働くコトヲ示ス}$$

故ニ

$$\sigma_c = \frac{30409}{410,5} + \frac{163176,30}{2,35200,9} = 143,6^*/\square''$$

$$\sigma_s' = 15 \cdot 143,6 \cdot \frac{15-1,5}{15} = 1938^*/\square''.$$

斯クテ D 及 E の場合ニ於ケル應力ヲ比較セバ前者ノ値大トナル可ク之ヲ以テ設計ニ使用ス可キ應力ト見做ス可シ。

F) 最大向心剪力。

- (1) 死重向心剪力 = 3808*.
- (2) 甲種活重正號最大向心剪力 = +929* (前車 5 點後車 1 點ニアル時)
- (3) 甲種活重負號最大向心剪力 = -1313* (前車 6 點後車 9 點ニアル時)
- (4) 乙種活重正號最大向心剪力 = +949* (活重 1 點ヨリ 6 點迄ニ涉リタル時)
- (5) 乙種活重負號最大向心剪力 = -1167* (活重 7 點ヨリ 1 點迄ニ涉リタル時)
- (6) 溫度變化ニ依ル正號向心剪力 = +834* (溫度降下ニ依ルモノ)
- (7) 溫度變化ニ依ル負號向心剪力 = -834* (溫度上昇ニ依ルモノ)

故ニ總最大向心剪力 = $3808 + 949 + 834 = 5591^*$

而シテ今最大彎曲力率ト最大向心剪力トガ同時ニ起ルモノト假

定スレバ(此假定ハ寧ロ安全側ナリ) $x = 14'',80$ ナルヲ以テ

(569) 式 = 捉リ

$$y = \frac{\frac{12 \cdot 14,80^3}{3} + 15 \cdot 1,803 (14,80 - 1,5)^2}{\frac{12 \cdot 14,80^2}{2} + 15 \cdot 1,803 (14,80 - 1,5)} = 8'',03$$

更ニ $h = 30''$ ナルヲ以テ (570) 式 = 捉リ

$$\tau_{max} = \frac{5591}{12(30 - 1,5 - 14,80 + 8,03)} = 21,4^*/\square''.$$

(571) 式 = 捉リ

$$p = 6,2,7489 = 16'',4984$$

$$\tau_{a,max} = \frac{21,4 \cdot 12}{16,4984} = 15,6^*/\square''.$$

即チ何レモ許容力度以内ニアルヲ知ル可シ。

乙) 四分一徑間點

A) 彎曲力率 $x = 12',39$, $y = -0',35$ ナルヲ以テ $P = 1 =$ 對スル M の値ヲ求ムル時ハ (K) 表ノ如クナル可シ。

(K) 表

分格點	M_0	M_1	$-H.y$	$-V.x$	M
1	-11,49	+23,66	0	-12,390	~0
2	-8,88	+21,85	+0,021	-12,275	+0,216
3	-6,80	+18,87	+0,067	-11,985	+0,652
4	-3,60	+16,89	+0,126	-11,564	+1,352
5	-0,82	+14,01	+0,211	-10,953	+2,448
6	0	+11,60	+0,298	-10,160	+1,788
7	0	+9,80	+0,379	-9,218	+0,461
8	0	+7,26	+0,450	-8,096	-0,386

9	0	+ 5,45	+ 0,488	- 6,831	- 0,893
9'	0	+ 3,95	+ 0,488	- 5,559	- 1,121
8'	0	+ 2,80	+ 0,450	- 4,294	- 1,044
7'	0	+ 1,90	+ 0,379	- 3,172	- 0,893
6'	0	+ 1,28	+ 0,298	- 2,220	- 0,642
5'	0	+ 0,80	+ 0,211	- 1,437	- 0,426
4'	0	+ 0,41	+ 0,126	- 0,826	- 0,290
3'	0	+ 0,20	+ 0,067	- 0,405	- 0,138
2'	0	+ 0,08	+ 0,021	- 0,115	- 0,014
1'	0	0	0	0	0

B) 軸推力

$$\tan i = \frac{12,39}{39,68 - 0,85 - 1,81} = 0,3302$$

$$i = 18^\circ 16'$$

$$\sin i = 0,31344, \cos i = 0,94961$$

ナルヲ以テ $P = 1$ = 對スル N の値ヲ求ムル時ハ (L) 表ノ如クナル可シ。

(L) 表

分格點	$H \cos i$	$V \sin i$	N
1	0	0	0
2	+ 0,0572	- 0,0029	+ 0,0543
3	+ 0,1829	- 0,0102	+ 0,1727
4	+ 0,3430	- 0,0209	+ 0,3221
5	+ 0,5717	- 0,0363	+ 0,5354
6	+ 0,8085	+ 0,2570	+ 1,0655
7	+ 1,0290	+ 0,2332	+ 1,2622
8	+ 1,2152	+ 0,2048	+ 1,4200

9	+ 1,3263	+ 0,1728	+ 1,4991
9'	+ 1,3263	+ 0,1406	+ 1,4669
8'	+ 1,2152	+ 0,1086	+ 1,3238
7'	+ 1,0290	+ 0,0802	+ 1,092
6'	+ 0,8085	+ 0,0564	+ 0,8649
5'	+ 0,5717	+ 0,0363	+ 0,6080
4'	+ 0,3430	+ 0,0209	+ 0,3639
3'	+ 0,1829	+ 0,0102	+ 0,1931
2'	+ 0,0572	+ 0,0029	+ 0,0601
1'	0	0	0

C) 向心剪力 $P = 1$ = 對スル向心剪力ノ値ハ (M) 表ノ如クナル可シ。

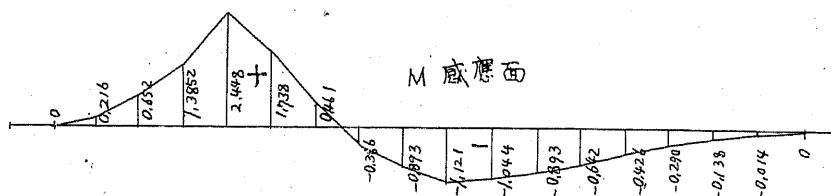
(M) 表

分格點	$-H \sin i$	$V \cos i$	Q
1	0	0	0
2	- 0,0189	- 0,0088	- 0,0277
3	- 0,0604	- 0,0310	- 0,0914
4	- 0,1132	- 0,0638	- 0,1765
5	- 0,1887	- 0,1102	- 0,2989
6	- 0,2669	+ 0,7787	+ 0,5118
7	- 0,3396	+ 0,7065	+ 0,3669
8	- 0,4011	+ 0,6205	+ 0,2194
9	- 0,4378	+ 0,5236	+ 0,0858
9'	- 0,4378	+ 0,4261	- 0,0117
8'	- 0,4011	+ 0,3292	- 0,0719
7'	- 0,3396	+ 0,2431	- 0,0965
6'	- 0,2669	+ 0,1709	- 0,0960
5'	- 0,1987	+ 0,1102	- 0,0785

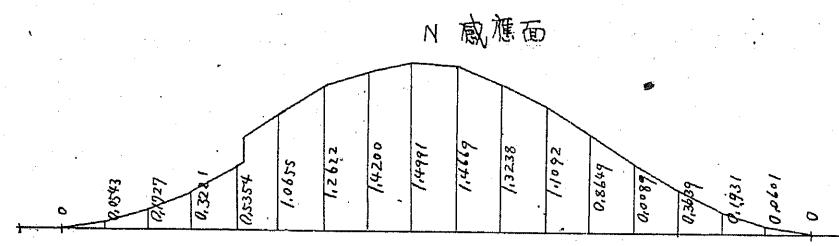
4'	-0,1132	+0,0633	-0,0499
3'	-0,0604	+0,0310	-0,0294
2'	-0,0189	+0,0088	-0,0101
1'	0	0	0

以上得タル(K)、(L)及(M)ナル各表ノ値ヲ圖解セバ第一千二百九十九圖以下第一千三百一圖ノ如キ感應面ヲ得可シ。

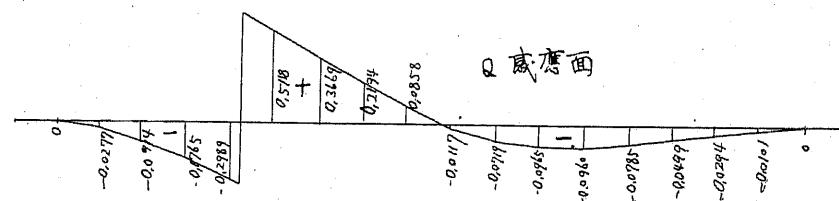
第一千二百九十九圖



第一千三百圖



第一千三百一圖



D) 最大彎曲力率ニ對スル應力。

(1) 死重ニ依ル力率 = +5192[#].

- (2) 甲種荷重正號最大力率 = +3204[#] (前車1點ニ後車5點ニアル時)
- (3) 甲種荷重負號最大力率 = -2534[#] (前車5'點ニ後車9'點ニアル時)
- (4) 乙種荷重正號最大力率 = +2297[#] (等布荷重1點ヨリ7點迄ニ涉リタル時)
- (5) 乙種荷重負號最大力率 = -2058[#] (等布荷重8點ヨリ1'點迄ニ涉リタル時)
- (6) 溫度變化ニ依ル正號力率 = +467[#]. (溫度上昇ニ依ルモノ)
- (7) 溫度變化ニ依ル負號力率 = -467[#]. (溫度低下ニ依ルモノ)

$$\text{故ニ可能總最大彎曲力率} = 5192 + 3204 + 467 = +8863^{\#}$$

之レト同一荷重狀態ニ於テ生ズ可キ軸推力ハ

- (1) 死重軸推力 = 17709[#]
- (2) 甲種活重軸推力 = 578[#] (前車1點ニ後車5點ニアル時)
- (6) 溫度變化ニ依ル軸推力 = 1268[#].

$$\text{故ニ總軸推力} = 17709 + 578 + 1268 = 19555^{\#}$$

即チ最大彎曲力率ヲ生ズル場合ニハ

$$M = +8863^{\#}, \quad N = 19555^{\#}$$

$$\text{故ニ} e = \frac{8863 \cdot 12}{19555} = 5'',44$$

然ルニ該斷面ニテハ $I = 16391^{\#}$, $A = 321,7^{\square\#}$ ナルヲ以テ

$$k = 4'',505$$

$$\text{故ニ} N \text{ハ髓心外ニ動ク可シ從ツテ } h = 22'',61, \lambda = -5'',86$$

$$x^3 - 3.586x^2 + \frac{6.15.(22,61 - 2.5,86).1,803}{12} \cdot x - \frac{6.15.1,803}{12} [2.1,5^2 + 22,61^2 - 22,61(2.1,5 + 5,86)] = 0$$

$$\text{或ハ } x^3 - 17,58x^2 + 144,6x - 4827 = 0$$

$$x = 21'',20$$

$$\sigma_c = \frac{19555}{\frac{12.21,20}{2} + \frac{15.1,80}{21,20}(2.21,20 - 22,61)} = 128''/\square$$

$$\sigma_s' = 15.128 \cdot \frac{21,20 - 1,5}{21,20} = 1783''/\square.$$

E) 最大軸推力 = 對スル應力

$$(1) \text{死重軸推力} = 17709''.$$

$$(2) \text{甲種活重最大軸推力} = 4215'' \text{ (前車7點=後車8點=アル時)}$$

$$(3) \text{乙種活重最大軸推力} = 4310'' \text{ (活重全徑間ニ涉リタル時)}$$

$$(4) \text{溫度變化ニ依ル軸推力} = 1268'' \text{ (溫度上昇ニ依ルモノ)}$$

$$\text{故ニ總最大軸推力} = 17709 + 4310 + 1268 = 23287''.$$

之レト同一荷重狀態ニ對スル彎曲力率ハ

$$(1) \text{死重彎曲力率} = +5192''.$$

$$(3) \text{乙種活重彎曲力率} = +251'' \text{ (活重全徑間ニ涉リタル時)}$$

$$(4) \text{溫度變化ニ依ル彎曲力率} = +467''.$$

$$\text{總彎曲力率} = 5192 + 251 + 467 = 5910''$$

故ニ總最大軸推力ヲ生ズル場合ニ

$$M = 5910'', N = 23287''.$$

故ニ $e = 3'',05$ 然ルニ $k = 4'',85$ ナルヲ以テ N ハ髓心内
ニアリ而シテ $N = 23287'', A = 321,7''$, $I = 16391''^4$ ナルヲ
以テ

$$\sigma_c = \frac{23287}{321,7} + \frac{5910 \cdot 12 \cdot 22,61}{2 \cdot 16391} = 121''/\square$$

$$\sigma_s' = 1691''/\square.$$

F) 最大向心剪力

$$(1) \text{死重向心剪力} = -344''.$$

$$(2) \text{甲種活重正號最大向心剪力} = +739'' \text{ (前車9點=後車6點ニアル時)}$$

$$(3) \text{甲種活重負號最大向心剪力} = -391'' \text{ (前車1點=後車5點ニアル時)}$$

$$(4) \text{乙種活重正號最大向心剪力} = +416'' \text{ (活重6點ヨリ9點ニ涉リタル時)}$$

$$(5) \text{乙種活重負號最大向心剪力} = -348'' \text{ (活重1點ヨリ5點迄及9點ヨリ1點迄ニ涉リタル時)}$$

$$(6) \text{溫度變化ニ依ル正號向心剪力} = +418''$$

$$(7) \text{負號} " = -418''.$$

$$\text{故ニ總最大正號向心剪力} = -344 + 739 + 418 = +813''.$$

$$\text{負號} " = -344 - 391 - 418 = -1153''.$$

丙) 拱頂

A) 彎曲力率 $x = 0, y = +1',82$ ナルヲ以テ $P = 1$ = 對スル M ノ値ヲ求ムル時ハ (N) 表ノ如シ。

(N) 表

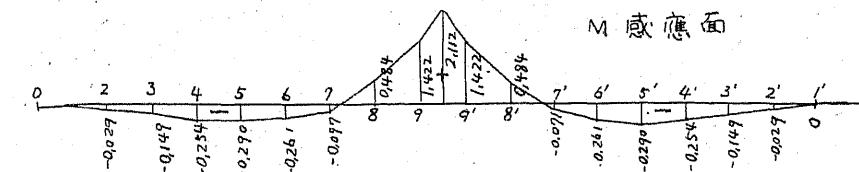
分格點	M_0	M_1	$-H.y$	$-V.x$	M
1	-23,88	+23,66	0	0	0
2	-21,27	+21,85	-0,109	0	-0,029
3	-18,67	+18,87	-0,349	0	-0,149
4	-15,99	+16,89	-0,654	0	-0,254
5	-13,21	+14,01	-1,090	0	-0,290
6	-10,32	+11,60	-1,541	0	-0,261
7	-7,41	+9,80	-1,961	0	-0,071
8	-4,46	+7,26	-2,316	0	+0,484
9	-1,50	+5,45	-2,528	0	+1,422
中心	0	+4,70	-2,528	0	+2,112
9'	0	+3,95	-2,528	0	+1,422
8'	0	+2,80	-2,316	0	+0,485
7'	0	+1,90	-1,961	0	-0,071
6'	0	+1,28	-1,541	0	-0,261
5'	0	+0,80	-1,090	0	-0,290
4'	0	+0,41	-0,654	0	-0,254
3'	0	+0,20	-0,349	0	-0,149
2'	0	+0,08	-0,109	0	-0,029
1'	0	0	0	0	0

B) 軸推力 此場合ノ軸推力ハ明カニ水平推力 H ト同一ナルヲ以テ茲ニ再録セズ:

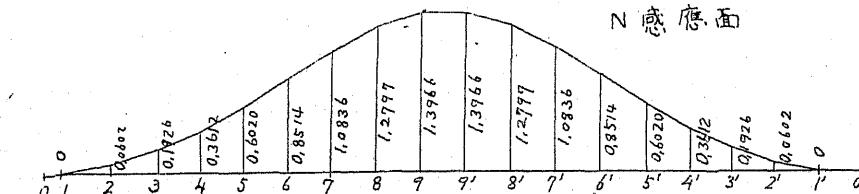
C) 向心剪力 拱ノ右半ニ於テハ垂直反應力 V ニ等シク左半ニ於テハ右半ニ於ケルモノノ符號ヲ變ジタルモノニ等シ。

斯クテ得タル値ヲ圖解シテ第一千三百二圖以下第一千三百四圖ノ如キ感應面ヲ得可シ。

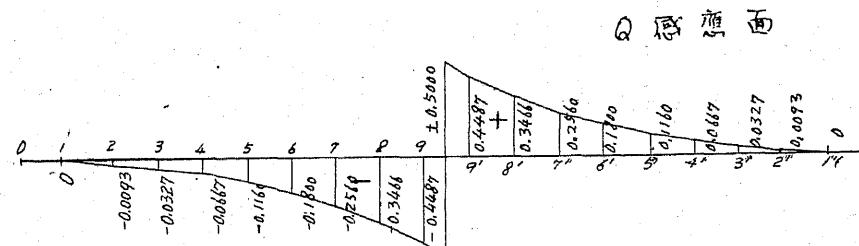
第一千三百二圖



第一千三百三圖



第一千三百四圖



D) 最大彎曲力率ニ對スル應力

- (1) 死重ニ依ル力率 = +53^{1/4}.
- (2) 甲種活重正號最大力率 = +3597^{1/4} (前車 6' 點後車拱頂ニアル時)
- (3) 甲種活重負號最大力率 = -406^{1/4} (前車 2 點後車 6 點ニアル時)
- (4) 乙種活重正號最大力率 = +1368^{1/4} (活重 8 點ヨリ 8 點

= 涉リタル時)

- (5) 乙種活重負荷最大力率 = -705^{ft} (活重 1 點ヨリ 7 點迄及 7' 點ヨリ 1' 點迄 = 涉リタル時)
- (6) 溫度變化 = 依ル正號力率 = +2416^{ft} (溫度降低ニヨルモノ)
- (7) 溫度變化 = 依ル負號力率 = -2416^{ft} (溫度上昇ニヨルモノ)

故 = 總最大正號彎曲力率 = +53 + 3597 + 2416 = 6066^{ft}.

" 負號 " = +53 - 705 - 2416 = -3068^{ft}.

茲 = 得タル最大正號彎曲力率ヲ生ズルト同一荷重狀態ニ於テ生ズ可キ軸推力ハ

- (1) 死重 = 依ル軸推力 = 16924[#].
- (2) 甲種活重軸推力 = 3678[#] (前車 6' 點ニ, 後車拱頂ニアル時)
- (6) 溫度變化 = 依ル軸推力 = -1335[#].

故 = 總軸推力 = 19267[#]

從ツテ最大彎曲力率ヲ生ズル場合ニハ $M = +6066^{\prime\prime}$, $N = 19267^{\#}$

故 = $e = 3^{\prime\prime}, 15$

拱頂斷面ニテハ $I = 6230^{\prime\prime\prime}$, $A = 242,5^{\square\prime\prime}$, $h = 16^{\prime\prime}$ ナルヲ以テ

$$k = \frac{6230}{8 \cdot 242,5} = 3^{\prime\prime}, 21$$

故 = N ハ髓心内ニ作用ス可ク

$$\sigma_c = \frac{19267}{242,5} + \frac{6066 \cdot 12 \cdot 16}{2 \cdot 6230} = 173^{\#}/\square^{\prime\prime}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot 173 \cdot \frac{8 - 1,5}{8} = 2104^{\#}/\square^{\prime\prime}$$

E) 最大軸推力ニ對スル應力

- (1) 死重軸推力 = 16924[#]
- (2) 甲種活重最大軸推力 = 3915[#] (後車 8 點前車 7' 點ニアル時)
- (3) 乙種活重最大軸推力 = 4071[#] (活重全徑間ニ涉リタル時)
- (4) 溫度變化 = 依ル軸推力 = 1335[#]. (溫度上昇ニ依ルモノ)

故 = 總最大軸推力 = $16924 + 4071 + 1335 = 22330^{\#}$.

之レト同一荷重狀態ニ對スル彎曲力率

- (1) 死重彎曲力率 = +53^{ft}
- (3) 乙種活重彎曲力率 = -57^{ft}.
- (4) 溫度變化 = 依ル彎曲力率 = -2416^{ft}.

總彎曲力率 = -2420^{ft}.

故 = 最大軸推力ヲ生ズル場合ニハ $M = -2420^{\prime\prime}$, $N = 22330^{\#}$.
從ツテ最大軸推力ニ對シ生ズ可キ應力ハ明カニ最大彎曲力率ニ
對シ生ズ可キ應力ニ比シテ小ナルヲ以テ茲ニ精算スルノ必要ヲ
認メズ.

F) 最大向心剪力

- (1) 死重向心剪力 = 0
- (2) 甲種活重正號最大向心剪力 = +1158[#] (前車 6' 點後車拱頂ニアル時)
- (3) 甲種活重負號最大向心剪力 = -1158[#] (前車 6 點後車拱頂ニアル時)
- (4) 乙種活重正號最大向心剪力 = +511[#] (活重右半徑間ニ

涉リタル時)

(5) 乙種活重負荷最大向心剪力 = -511[#] (活重左半徑間ニ
涉リタル時)

(6) 溫度變化ニ依ル正號向心剪力 = 0

(7) " 負號 " = 0

總最大正號向心剪力 = +1158[#]

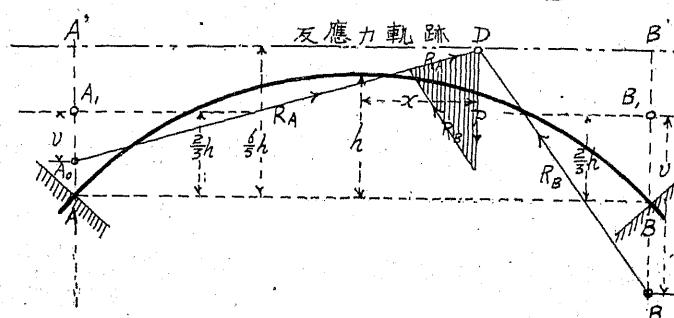
" 負號 " = -1158[#].

τ_{max} 及 $\tau_{a max}$ ハ何レモ許容力度内ニアルコト明カナルヲ以テ茲
ニ精算セズ。

第四節 無鉛拱ノ近似解法

扁平ナル無鉛式抛物線拱ニアリテハ千九百一年獨國ラントベルグ教授(Prof. Landberg), Zeitschrift d. Verein Deutscher Ingenieurニ投載セル彈性理論ニ基ケル解法ハ近似的ナルモ割合ニ簡易正確ニシテ實際的ナルノミナラズ等シク之ヲ扁平ナル缺圓拱ニ應用スルコトヲ得可シ但シ茲ニハ其理論ヲ略シ解法ノ結果ニ就キテ其大要ヲ説述ス可シ。

第一千三百五圖



ノ各點ニ移動セシムル時ハ其各位位置ニ對シ R_A 及 R_B ナルニツノ反

今第一千
三百五圖ニ
於テ或單荷
重 P ガ拱ノ
或一點ニ働
クモノトシ
此荷重ヲ拱

應力ヲ生ズ可シ此ニツノ反應力ト P トハ平衡ヲ保タザル可ラザ
ルヲ以テ其三力ハ同一點 D ニ會セザル可ラズスクノ如キ D 點ノ
軌跡ヲ求ムレバ一ノ反應力軌跡(Reaction locus) $A'B'$ ヲ得可シ而シ
テ此軌跡ノ形ハ拱ノ形狀如何ニ依リテ異ルモ扁平ニシテ等高起
拱點ヲ有スル對稱的抛物線拱ノ場合ニアリテハ $A'B'$ ノ如ク其起
拱點ヲ連ヌル AB ニ平行セル一ノ直線トナル可シ更ニ拱矢 = h
トセバ反應力軌跡ガ AB 線ヨリノ高サハ $\frac{6}{5}h$ トナル可シ若シ反
應力ノ働く點 A_0 及 B_0 ヲ知ルコトヲ得バ反應力ノ方向及其量ヲ定ム
ルコトヲ得可シ此目的ニ對シ AB 線ニ平行シテ $\frac{2}{3}h$ ノ距離ニ第
二ノ直線 A_1B_1 ヲ引キ A 及 B 點ヲ通過スル A_0A 及 B_0B ナル垂直線
ヲ引ク可シ若シ P ガ拱頂ノ右 x ナル距離ニ働く時ハ R_A ハ A_0A ナ
ル垂線中 A_1 ノ下 v ナル距離ニ於テ, R_B ハ B_0B ナル垂線中 B_1 ノ下
 v' ナル距離ニ於テ夫々交叉スルモノトス今 l = 徑間トセバ

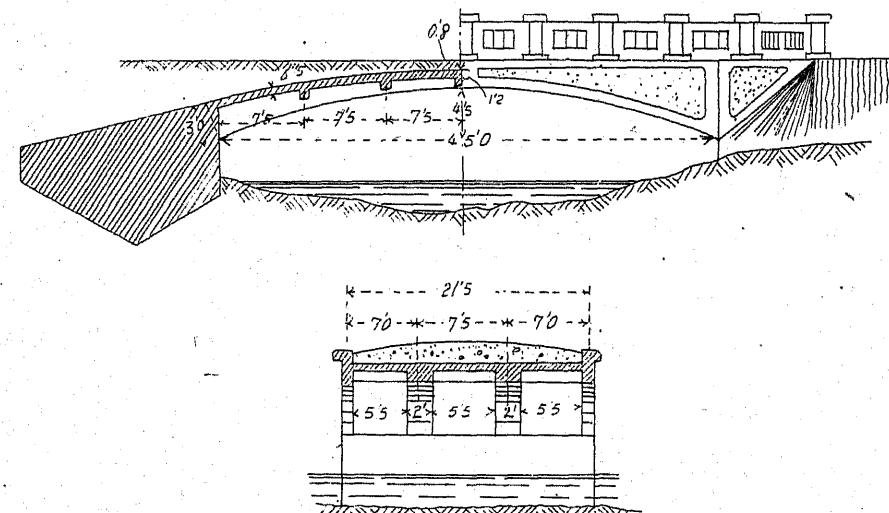
$$\left. \begin{aligned} v &= \frac{8}{15} \cdot h \left(\frac{l}{l+2x} \right) \\ v' &= \frac{8}{15} \cdot h \left(\frac{l}{l-2x} \right) \end{aligned} \right\} \quad (1514)$$

之ニ依リテ R_A 及 R_B ノ働く點及方向ヲ知リ更ニ影線ヲ施セルガ如
ク各反應力ノ方向ニ平行ニ引キタル三角形ヲ畫ク時ハ P ト同一
尺度ニテ測リテ夫々反應力ノ量ヲ定ムルコトヲ得可シ今拱ノ全
徑間ヲ數多ノ區劃ニ等分シ(拱頂ニ於テハ荷重ノ働く様)各區
劃ノ中心ニ働く荷重ヲ算出シ前法ニ從ツテ其荷重ニ對應スルリ
及 v' ノ値ヲ算定シ夫々其反應力ヲ確定スルコトヲ得可シ今其作
圖法ヲ第一千三百十三圖ニ就キテ説明セんニ先づ鉛點 AB ヲ連
ヌル線ニ平行シテ $\frac{2}{3}h$ ノ高サニ直線 A_0B_0 ラ引キ A 及 B ヨリ立テ

タル垂線トノ交點 $A_0 B_0$ ヲ基點トシ x ノ各點ニ等シ v 及 v' ノ値ヲ算定シタルモノヲ $A_0 B_0$ ノ下方ニ測ル可シ斯クテ前述ノ方法ニ從ヒ影線ニテ示セルガ如ク各區剛ノ荷重ニ對スル反應力 R_1, R_2, \dots ノ方向ト其大サトヲ定メ次ニ R_1, R_2, \dots ニ對スル力角形 $abc \dots l$ ヲ畫キ其總合成力即チ R_A ノ方向及其量ヲ求ムルコトヲ得可シ今或極 0 ヲ撰ミテ放線 1, 2, 3, \dots ヲ畫キ之ニ對應スル 1', 2', 3', \dots ノ如キ平衡多角形ヲ畫キ其兩側邊ヲ延長シテ交點 m ヲ求メ m ヲ通過シテ力角形ニ於ケル反應力 R_A ニ平行セル線ヲ畫ケバ左方拱端ニ於ケル反應力ノ働く點ヲ知ルコトヲ得可シ斯クテ R_A ノ方向分量及働く點ヲ知リ得タルヲ以テ P ノ各値ト合成シテ容易ニ左半拱ニ於ケル壓力線ヲ求ムルコトヲ得可シ猶詳細ハ例題ニ就キテ之ヲ見ル可シ。

例題百十九 一公道橋ノ徑間 $45',0$, 拱矢 $4',5$ 其斷面第一千三百

第一千三百六圖



六圖ノ如ク四連ノ肋拱及床版ヨリ構成セルモノアリ鋪道ヲ含ミ
 テノ填料ノ重量 100#/ft^3 , 活重 120#/ft トシ拱頂, 拱端及 $\frac{1}{4}$ 點ニ於ゲル
 應力ヲ求ム但シ材料ノ許容應力度ハ $\sigma_a = 450\text{#/in}^2$, $\sigma_s = 12000\text{#/in}^2$ ト
 假定ス.

答. I) 床版. 本設計ニハ橋梁ニ剛度ヲ増加スル爲メ肋拱間ニ
横桁ヲ插入スルモノトシ其間隔ヲ各々 71.5 トス從ツテ床版ハ方
形ニシテ四側不完全ニ緊定セラレタルモノト見ル可ク第四編第
一章第十一節ニ摘グタル公式ヲ用キテ彎曲力率ヲ計算ス可シ今
(126) 式及 (127) 式ニ於テ $a = b$ ナルヲ以テ其係數ハ

$$c = \frac{a^4}{a^4 + b^4} = 0,50 \quad \text{トナル可シ:}$$

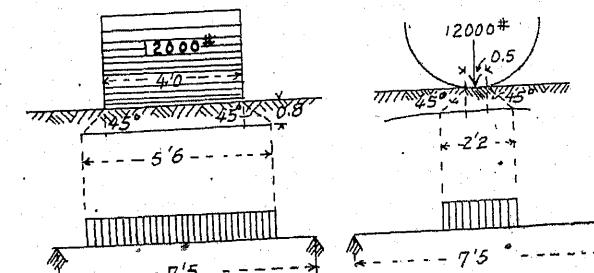
A) 拱頂一填料深 0'8, 床版厚 $9\frac{1}{2}''$ ト假定セバ幅ノ 1' = 付キ

$$\begin{array}{l} \text{填料 } 0,8,7,5,100 = 600^* \\ \text{死重 } \left\{ \begin{array}{l} \text{床版 } \frac{6,5}{12},7,5,150 = 610^* \end{array} \right. \end{array}$$

$$M = 0,50 \cdot \frac{1}{10} (600 + 610) \cdot 7,5 = 454 \text{ t}$$

活重ニ關シテハ徑間小ナルヲ以テ明カニ轉轄荷重ノ影響ハ等布

圖七百三十九



荷重ヨリモ大ナル可
シ今東京市使用ノ十
五噸轉轆ヲ用ヒ(第十
一編第一章第四節參
照)其荷重ハ路面ヨリ
45°ノ傾斜ヲ以テ第一
千三百七圖ノ如ク拱

背ニ傳達セラル、モノト假定ス然ル時ハ

1) 転轆前車ガ拱頂附近ニアル場合ニハ

$$\text{荷重力度} = \frac{12000}{2,2 \cdot 5,6} = 975^{\#}/\text{ロ'}$$

而シテ彎曲力率ヲ求ムルニ當リ床版ハ不完全緊定狀態ニアルモノトシ單純休止桁及完全緊定桁トシテノニツノ場合ニ就キテ考エ其平均ヲ取ルモノトセバ轉轆ガ橋軸ノ方向ニ進行スル場合橋軸ト垂直ノ方向ニ於ケル最危險荷重狀態ニ對スル單純休止床版ノ彎曲力率ハ

$$M = 0,50 \cdot 975 \cdot \frac{5,6}{2} \left(\frac{7,5}{2} - \frac{5,6}{4} \right) = 3200^{\#}$$

同様緊定床版ニ對シテハ第七十一表 ⑩ニ據リ

$P = p \cdot dx$, $a = x$, $b = l - x$ ト置キ荷重ハ左支點ヨリ α ノ點ニ始マリ $\beta = l - \alpha$ ニ及ブモノトセバ緊定桁トシテノ支點ニ於ケル彎曲力率ハ

$$\begin{aligned} M_A &= -\frac{P \cdot a \cdot b^2}{l^2} = -\int_{\alpha}^{\beta} \frac{p \cdot x \cdot (l-x)^2}{l^2} dx \\ &= -\left[\frac{p \cdot x^2}{2} - \frac{2p \cdot x^3}{3l} + \frac{p \cdot x^4}{4l^2} \right]_{\alpha}^{\beta} \\ &= -p \cdot \left\{ \frac{1}{2}(\beta^2 - \alpha^2) - \frac{2}{3l}(\beta^3 - \alpha^3) + \frac{1}{4l^2}(\beta^4 - \alpha^4) \right\} \end{aligned}$$

$$\alpha + \beta = l, \quad \beta - \alpha = \lambda \quad \text{荷重長トスレバ}$$

$$M_A = -\frac{p \cdot \lambda}{12l} \cdot (l^2 + 2\alpha \cdot \beta)$$

今 $p = 975$, $\lambda = 5,6$, $l = 7,5$, $\alpha = 0,95$, $\beta = 6,55$ ヲ插入セバ

$$M_A = -\frac{975 \cdot 5,6}{12 \cdot 7,5} (7,5^2 + 2 \cdot 0,95 \cdot 6,55) = -4163^{\#}$$

故ニ四側緊定ノ床版ニアリテハ

$$M = -0,50 \cdot 4163 = -2081^{\#}$$

同様ニ徑間中央ニアリテハ

$$M = 0,50(-4163 + 2,3200) = 1119^{\#}$$

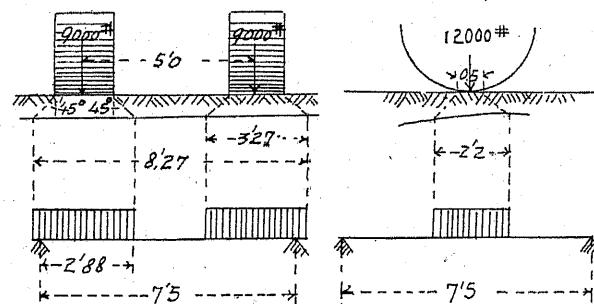
從ツテ不完全緊定桁ニ對スル彎曲力率ハ

$$\text{支點上 } M_m = \frac{0 - 2081}{2} = -1040^{\#}$$

$$\text{徑間中央 } M_m = \frac{3200 + 1119}{2} = 2160^{\#}$$

橋軸ニ平行セル方向ニ於ケル荷重ハ明カニ橋軸ニ垂直ノ方向ニ

第一千三百八圖



於ケルモノヨリモ
小ナルガ故ニ本設
計ニアリテハ後者
ノ値ヲ採用スルモ
ノトス。

2) 轉轆後車ガ
拱頂附近ニアル時

荷重配布幅ハ第一千三百八圖ノ如クナルヲ以テ

$$\text{荷重力度} = \frac{9000}{3,27,2,2} = 1250^{\#}/\text{ロ'}$$

橋軸ニ垂直ノ方向ニ於テ單純休止床版トシテハ

$$M = 0,50 \cdot 1250 \cdot \frac{2,88^2}{2} = 2588^{\#}$$

緊定床版トシテハ第七十一表 ⑩ニ據リ

$$w = 1250, \quad a = 2,88, \quad l = 7,5 \quad \text{ナルヲ以テ支點ニアリテハ}$$

$$M_A = -\frac{w \cdot a^2}{12l^2} \cdot (6l^2 - 8al + 3a^2) \quad (\text{左支點ニ近キ荷重ニ對シ})$$

$$M_B = -\frac{w \cdot a^2}{12l^2} \cdot (4l \cdot a - 3a^2) \quad (\text{右支點ニ近キ荷重ニ對シ})$$

+)

$$M_A + M_B = -\frac{w \cdot a \cdot a^2}{6l} \cdot (3l - 2a) = -\frac{1250.2,88^2}{6.7,5} \cdot (3.7,5 - 2.2,88)$$

$$= -3855'.$$

$$\text{故ニ } M = 0,50(M_A + M_B) = -1927'.$$

徑間中央ニアリテハ

$$M = 0,50(-1927 + 2.2588) = 1575'.$$

從ツテ不完全緊定術ニアリテハ

$$\text{支點上 } M_m = \frac{0 - 1927}{2} = -963'.$$

$$\text{徑間中央 } M_m = \frac{2588 + 1575}{2} = 2081'.$$

橋軸ニ平行ノ方向ニ於ケルモノハ明カニ更ニ小ナル値トナル可シ。

B) 起拱點附近一床版厚 $6\frac{1}{2}$ " 填料ノ深 $2',6$ ナルヲ以テ幅 1'

ニ付キ

$$\begin{cases} \text{死重} & \text{填料 } 2,6,7,5,100 = 1950' \\ & \text{床版 } 0,542,7,5,150 = 610' \end{cases}$$

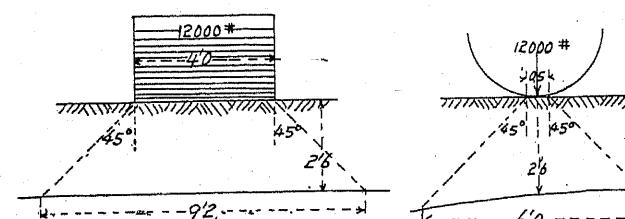
$$M = 0,50 \cdot \frac{1}{10} \cdot (1950 + 610) \cdot 7,5 = 960'.$$

活重ニ關シテハ

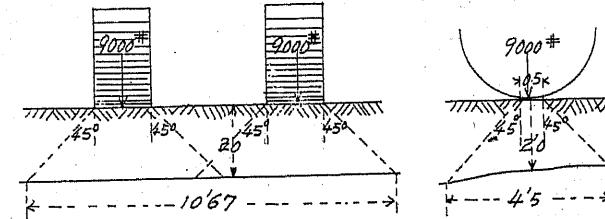
1). 轉轆ノ前車ガ起拱點ニ近キ床版ノ中央ニアル時ハ(填料ノ深サ $2',6$) 荷重ノ配布第一千三百九圖ノ如クナルヲ以テ

$$\text{荷重力度} = \frac{12000}{9,2,6,0} = 226'/.$$

第一千三百九圖



第一千三百十圖



2) 轉轆ノ後車

ガ起拱點ニ近キ床版ノ中央ニアル時ハ荷重ノ配布第一千三百十圖ノ如クナルヲ以テ

$$\text{荷重} = \frac{2,9000}{11,87,6,0}$$

$$= 253'/.$$

即チ後者ノ場合大ナルヲ以テ之ヲ採用シ

用シ等布荷重 $253'/$ ガ床版全體ニ涉ルモノトセバ

$$M = 0,50 \cdot \frac{1}{10} \cdot 253 \cdot 7,5^2 = 711'.$$

以上計算シタル彎曲力率ノ結果ヲ總括セバ次ノ如クナル可シ。

死重_(#) 轉轆前車_(#) 轉轆援車_(#) 最大_(#)

支點上	-454	-1040	-963	-1494
徑間中央	+454	+2160	+2081	+2614
支點上	-960	—	-711	-1671
徑間中央	+960	—	+711	+1671

今 $\sigma_c = 500'/$, $\sigma_s = 12000'/$ トセバ第七十七表ニ據リ

$$h-a = 0,109 \sqrt{\frac{2614,12}{12}} = 5'',57$$

故ニ $h = 6\frac{1}{2}'$, $a = 1''$ ヲ採用ス。

$$A_s = 0,000877 \sqrt{2614.12.12} = 0,538^{\text{in}}.$$

故ニ縦横共 $\frac{5}{8}$ 圓錐 $1'$ 付キ 2 條宛ヲ使用ス可シ(此斷面積 $0,6136^{\text{in}})$

次ニ剪断力ノ試算ヲ行ハシニ彎曲力率同様床版ニ對スル係數 $0,50$ ヲ用フレバ最大反應力ハ

	死重 ^(#)	轉轆前車 ^(#)	轉轆後車 ^(#)	最大 ^(#)
拱頂	302	1364	800	2102
起拱點	640	—	475	1115

採用シタル $h-a=5,5$ ナルガ故ニ

$$x = 0,385.5,5 = 2,12$$

$$\tau_{max} = \frac{2102}{12\left(5,5 - \frac{2,12}{3}\right)} = 36,7^{\text{in}}/\text{in}$$

$$\tau_{a max} = 36,7 \frac{12}{2,1,9635} = 112^{\text{in}}/\text{in}.$$

即チ附着力ハ其許容力度ヲ超過スルヲ以テ終端ニ近ク更ニ $1'$ 付キ 2 條宛ノ鐵筋ヲ添和スルモノトス。

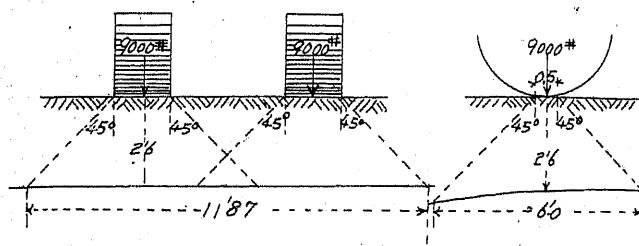
II) 橫桁

橫桁ハ其間隔ヲ $7,5$ トシ計五個ヲ插入スルモノトセバ其最大活重ハ床版計算ニ於テ論ゼルガ如ク拱頂ニ於テハ轉轆ノ前車、起拱點ニ於テハ其後車ノ來ル場合ニ起ル可ク死重ハ拱頂ニ於ケルヨリモ起拱點ニ於テ大ナルコト明カナリ而シテ一個ノ橫桁ハ $7,5 \times 7,5$ ナル床版面積ニ於ケル半荷重ヲ負擔スルモノト考フルヲ至當トス可シ。

1) 拱頂活重一轉轆ノ前車ガ拱頂橫桁上ニ來ル時ノ彎曲力率

ノ値ハ既ニ前掲床版ノ計算ニ就キテ得タルモノニ其幅 $2,2$ ヲ乘ズレバ得可ク $M = 2237.2,2 = 492^{\text{in}}$.

第一千三百十一圖



2) 起拱點活重一起拱點ヨリ

7,5 ノ位置ニアル
横桁上ニ轉轆後車ノ乘リタル時
填料厚 $2,0$ ナリ

トセバ其配布第一千三百十一圖ノ如クナルヲ以テ

$$\text{荷重力度} = \frac{2,9000}{10,67,4,50} = 375^{\text{in}}/\text{in}$$

$$\text{彎曲力率 } M = \frac{1}{10} \cdot 375 \cdot 4,5 \cdot 7,5^2 = 9490^{\text{in}}$$

3) 起拱點死重一起拱點ニ近キ横桁ニ來ル死重ハ横桁ノ寸法 $7,5 \times 14$ ト假定セバ

$$\text{床版 } \frac{6,5}{12} \cdot 150 \cdot \frac{7,5^2}{2} = 2287^{\text{in}}$$

$$\text{填料 } 2,0 \cdot 100 \cdot \frac{7,5^2}{2} = 5625^{\text{in}}$$

$$\text{横桁 } \frac{14-6,5}{12} \cdot \frac{12}{12} \cdot 7,5 \cdot 150 = 703^{\text{in}}$$

$$\text{計 } 8615^{\text{in}}$$

$$\text{彎曲力率 } M = \frac{1}{10} \cdot 8615 \cdot 7,5 = 6460^{\text{in}}$$

以上三ツノ場合ヲ考エ横桁ノ最大彎曲力率ヲ計算スル時ハ

$$M_{max} = 9490 + 6460 = 15950^{\text{in}}$$

之ニ依リ横桁ノ寸法ヲ求ムレバ近似式ニ據リ單式丁形桁 $12'' \times 14''$ ノ場合ニハ

$$A_s = \frac{M}{\sigma_s \left(h - a - \frac{d}{2} \right)} = \frac{15950.12}{12000 \left(14 - 1.5 - \frac{6.5}{2} \right)} = 1,32^{\text{in}}.$$

故ニ直徑 $3/4''$ ノ圓錐 3 條ヲ用フ可シ(此斷面積 $3 \times 0,4418 = 1,32^{\text{in}}.$)
横桁ハ拱頂ニ於ケルト起拱點ニ於ケルト荷重ヲ異ニスルモ便宜
上同一寸法ヲ用フルモノトセリ尙應剪力度及附着力度ニ對スル
試算ハ茲ニ省略ス可シ横桁ハ拱頂ニ於ケル關係上前掲ノ厚以上
ニ增加スルコト能ハザルヲ以テ應剪力度試算ニ際シテ必要アラ
バ厚サヲ增加セズ幅ニ於テ變化セシムルノ外ナシ。

III) 主拱肋

本節ニ於テ説述セルガ如ク無鉸式拋物線拱ニアリテハ反應力
軌跡ハ直線ヲ以テ表ハサレ起拱點ニ於ケル反應力通過點ノ位置

$$v = \frac{8}{15} h \left(\frac{l}{l+2x} \right)$$

$$v' = \frac{8}{15} h \left(\frac{l}{l-2x} \right)$$

ヲ以テ示スコトヲ得可シ今拋物線拱ヲ缺圓拱ト見做シ其半徑ヲ
計算セントセバ第一千三百十二圖ニ於テ

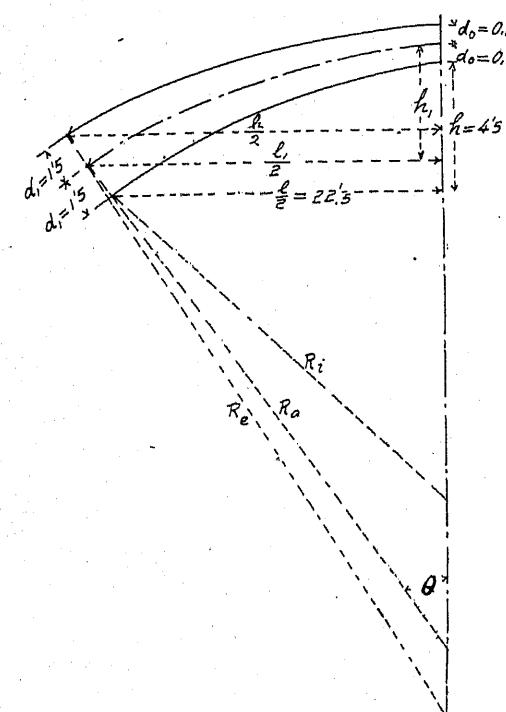
$$\text{拱腹線 } R_i = \frac{h}{2} + \frac{l^2}{8h} = \frac{4.5}{2} + \frac{45^2}{8.4.5} = 58',507$$

拱軸線ハ

$$(R_a - d_1)^2 - (R_a - d_0 - h)^2 = \frac{l^2}{4} \quad \text{ヨリ}$$

$$R_a = \frac{(d_0 + h)^2 - d_1^2 + \frac{l^2}{4}}{2(h + d_0 - d_1)} = \frac{(0.6 + 4.5)^2 - 1.5^2 + \frac{45^2}{4}}{2(4.5 + 0.6 - 1.5)} = 73',613$$

第一千三百十二圖



$$\theta = \sin^{-1} \frac{22.5}{73,613 - 1.5} \\ = \sin^{-1} 0,31201 = 17^{\circ}34'40''$$

拱軸線ニ於ケル徑間

$$l_1 = 2.73,613 \cdot \sin \theta, \quad \sin \theta = 0,31201$$

故ニ

$$l_1 = 45',836$$

拱軸線ニ於ケル拱矢

$$h_1 = 73,613 \cdot (1 - \cos \theta), \quad \cos \theta = 0,95008$$

故ニ

$$h_1 = 3',675$$

拱背線ハ

拱背線ニ於ケル徑間

$$l_2 = 2(73,613 + 1.5) \cdot \sin \theta = 46',872$$

拱背線ニ於ケル拱矢 $h_2 = (73,613 + 1.5) \cdot (1 - \cos \theta) = 2',850$

$$\text{故ニ} \quad R_e = \frac{h_2}{2} + \frac{l_2^2}{8h_2} = \frac{2,850}{2} + \frac{46,872^2}{8 \cdot 2,850} = 97',783$$

以上計算ノ結果

拱軸線徑間 $l_1 = 45',836$

“ 拱矢 $h_1 = 3',675$

反應力軌跡ノ起拱點ヨリノ距離 $= \frac{6}{5} h_1 = \frac{6}{5} \cdot 3,675 = 4',410$

v 及 v' = 對スル起點ノ距離 $= \frac{2}{3} h_1 = \frac{2}{3} \cdot 3,675 = 2',450$

拱背線全徑間 $46',872$ ヲ十一分スルモノトセバ夫ダ次ノ如キ値
ヲ得可シ。

1) 死重

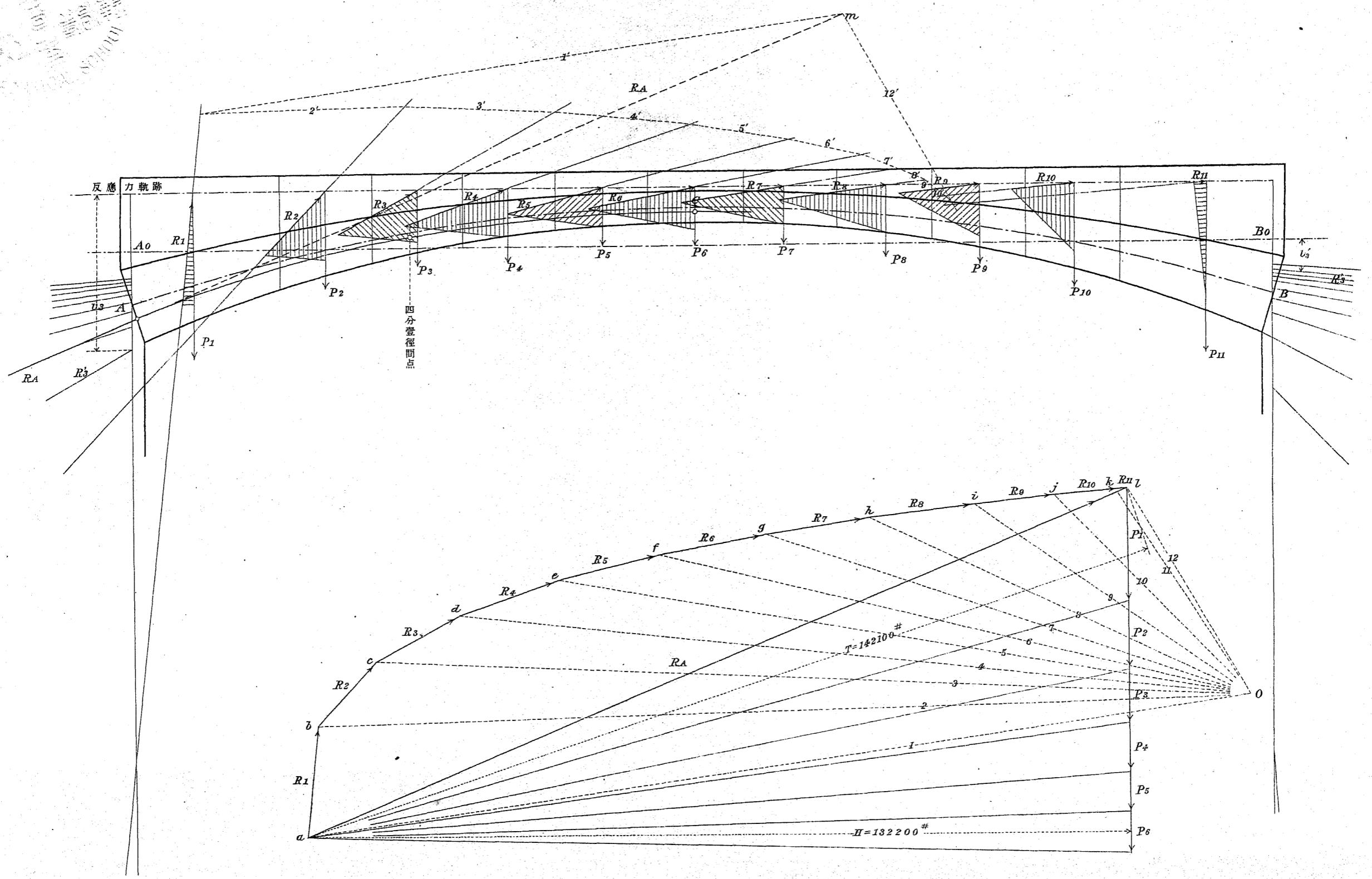
分格點	1	2	3	4	5	6(拱頂)
區割長(')	6,56	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75
平均填料深(')	2,14	2,00	1,45	1,10	0,85	0,80
填料重量(†)	10520	5620	4075	3092	2392	2255
床版(‡)	4000	2287	2287	2287	2287	2287
横桁重量(‡)	—	703	—	703	—	703
拱肋重量(‡)	3390	2250	1854	1572	1405	1350
總死重(')	17910	10086	8216	7654	6084	6595
中心ヨリノ距離 α (')	20,35	15,00	11,25	7,50	3,75	0
$l_1+2\alpha$ (')	85,70	75,00	67,50	60,00	52,50	45,00
$l_1-2\alpha$ (')	4,30	15,00	22,50	30,00	37,50	45,00
v (')	1,028	1,175	1,305	1,468	1,679	1,958
v' (')	20,495	5,878	3,920	2,939	2,850	1,958

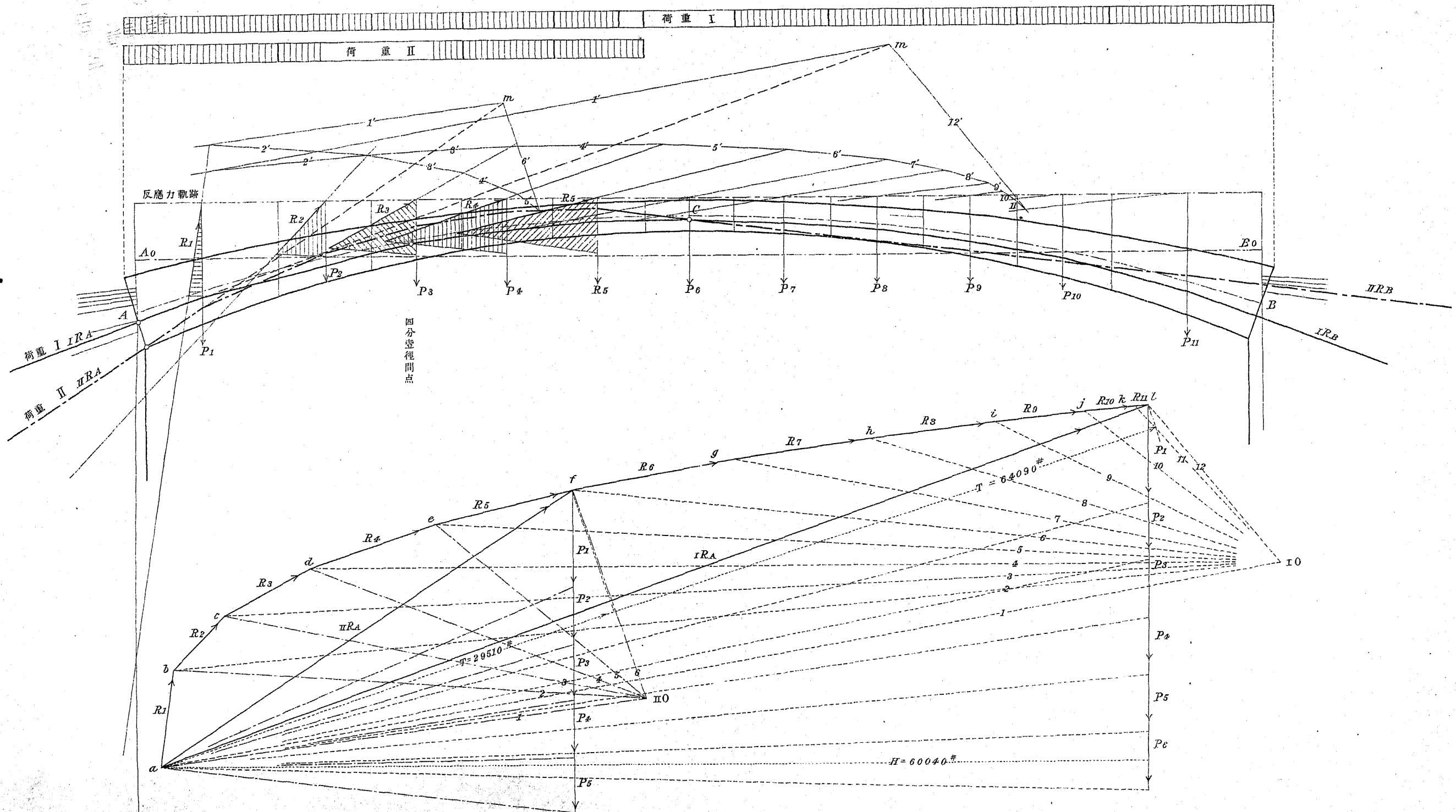
茲ニ計算シタル總死重, α , v 及 v' ヲ用ヒテ各分格點ニ於ケル荷重ニ相應セル反應力ヲ求メ其合成反應力ヲ描キテ抵抗線ヲ作ル時ハ第一千三百十三圖ニ示スガ如キ圖表ヲ得可シ.

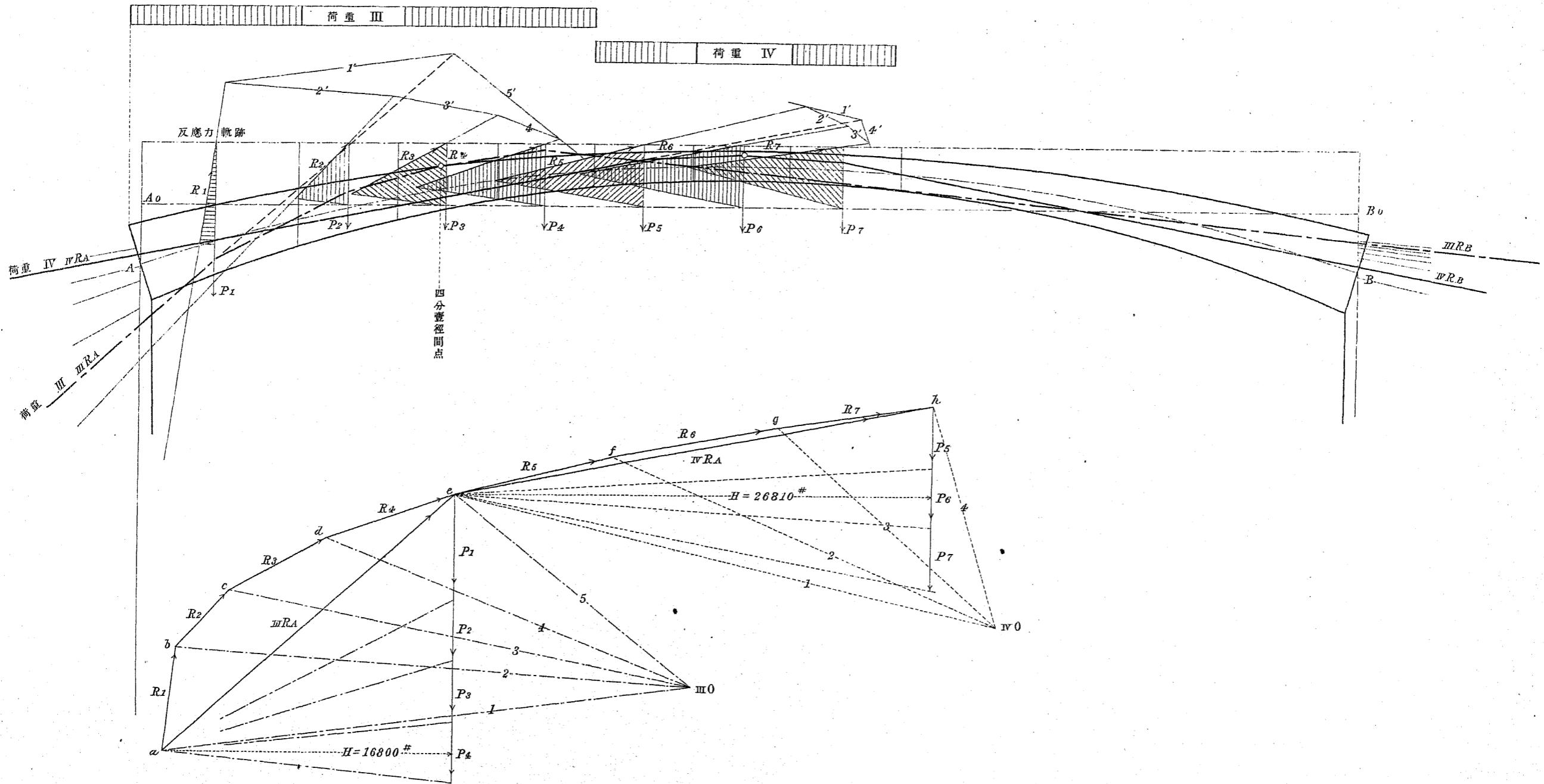
2) 活重

拱橋路面ニ於ケル活重ヲ 120%/ \square 'ト假定シ以下此等布活重ニ依リテ拱ニ起ル最大應力ヲ算出セントス先づ例題第百十八ニ於ケル第一千二百九十六圖乃至第一千三百四圖ニ依リ大約次ノ如キ概念ヲ得可シ.

左起拱點ニ於ケル最大負號彎曲力率ハ全徑間ヲ 10 等分ス。ルモノトセバ活重ガ全徑間ノ左端ヨリ 0,43 ヲ, 又最大正號彎







曲力率ハ同ジク右端ヨリ 0,57 ヲ充セル時
 左四分一徑間點ニ於ケル最大正號彎曲力率ハ活重ガ左端ヨリ 0,40 ヲ, 又最大負號彎曲力率ハ右端ヨリ 0,60 ヲ充セル時.
 拱頂ニ於ケル最大正號彎曲力率ハ活重ガ徑間中央ニ於テ全徑間ノ 0,24 ヲ, 最大負號彎曲力率ハ殘リノ 0,76 ヲ充セル時
 故ニ本設計ニアリテハ次ノ四荷重ニ對シテ抵抗線ヲ求ム可シ.
 活重 I 全徑間ニ活重ヲ有スル時
 " II 活重ガ左端ヨリ分格點 5迄ヲ充シタル時
 " III 活重ガ左端ヨリ分格點 4迄ヲ充シタル時
 " IV 活重ガ拱頂ニ近キ分格點 5, 6, 7 ヲ充シタル時
 今一般ニ活重ヲ $120^*/\text{m}'$ トシテ x, v, v' ヲ求ムレバ

分格點	1	2	3	4	5	6 (拱頂)
區劃長 (')	6,56	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75
活重 (*)	5904	3375	3375	3375	3375	3375
x (')	20,16	15,00	11,25	7,50	3,75	0
v (')	1,042	1,175	1,305	1,468	1,679	1,958
v' (')	16,287	5,878	3,920	2,989	2,350	1,958

之等ノ値ヲ用ヒテ前記四種ノ活重ニ對スル抵抗線ヲ作ル時ハ第一千三百十四圖ノ如クナル可シ.

A) 起拱點ニ於ケル應力.

起拱點ニ於ケル應力ヲ求ムルニハ圖上ニ於ケル抵抗線始線即チ合成反應力 R_A ノ起拱線ニ垂直ナル分力 T 及其拱軸線ヨリノ偏倚距離 e ヲ求ムレバ

死重(第一千三百十三圖)=於テハ

$$T = 142100^*, \quad e = -0', 55 (\text{負號ハ拱軸線ノ下方ナルヲ示ス})$$

$$M = T \cdot e = -78155^*.$$

活重(第一千三百十四圖其一)=於テハ

$$\text{荷重 I = 依リ} \quad T = 64090^*, \quad e = -0', 40,$$

$$M = -25636^*.$$

$$\text{荷重 II = 依リ} \quad T = 29510^*, \quad e = -1', 44,$$

$$M = -42494^*.$$

故=活重最大負號彎曲力率 = -42494^*

之=相當スル $T = 29510^*$.

活重最大正號彎曲力率 = $-25636 - (-42494) = +16861^*$.

之=相當スル $T = 64090 - 29510 = 34580^*$.

故=死活兩荷重=依ルモノノ和ヲ求ムレバ

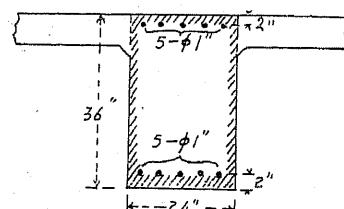
最大負號彎曲力率 $M = -78155 + (-42494) = -120649^*$.

之=相當スル $T = 142100 + 29510 = 171610^*$

$$\text{故=} \quad e = \frac{M}{T} = \frac{120649}{171610} = 0', 703 = 8'', 42$$

今拱肋斷面ヲ第一千三百十五圖ノ如ク假定セバ

第一千三百十五圖



$$A = 24.36 + 2(15-1) \cdot 5.0,7854 = 974^{\square\text{in}}$$

$$I = \frac{24.36^3}{12} + 2(15-1) \cdot 5.0,7854 \left(\frac{36-2.2}{2} \right)^2$$

$$= 121461^{\square\text{in}} 4$$

$$W = \frac{2.121461}{36} = 6750^{\square\text{in}} 3$$

$$k = \frac{W}{A} = \frac{6750}{974} = 6'', 94$$

故= $e > k$ ナリ 今上卷附錄圖譜第七版ニ於テ

$$\mu = \frac{A_s}{b \cdot h} = \frac{2.5,0,7854}{24.36} = 0,0091$$

$$\frac{\lambda}{h} = \frac{M}{T \cdot h} - 0,5 = \frac{120649.12}{171610.36} - 0,5 = -0,266$$

ナルヲ以テ大約

$$x = 0,90 \cdot h = 0,90 \cdot 36 = 32'', 4$$

(752)式ニ據リ

$$\sigma_c = \frac{P}{\frac{b \cdot v}{2} + \frac{n \cdot A' s}{v} \cdot (2h-x)} = \frac{171610}{\frac{24.32,4}{2} + \frac{15.5,0,7854}{32,4} (2.32,4-36)} \\ = 389^{\#}/\square\text{in}$$

B) 四分一徑間點ニ於ケル應力.

一般ニ偏倚軸推力ニ依リテ生ズル應力ヲ求ムルニハ其軸推力ノ大サ及其偏倚量ヲ求ムルコトヲ要ス然ルニ任意點ニ於テハ其點ガ恰モ分格點ニ相當セザル限リハ其軸推力ヲ求ムルコト困難ナルヲ以テ茲ニ四分一徑間點ニアリテハ該點ヲ通ズル垂直斷面(向心斷面ニハアラズ)ヲ假定シ之ニ對スル軸推力即チ水平推力H及其垂直偏倚量eヲ求メテ其計算ヲ行フ可シ.

死重(第一千三百十三圖)=於テハ

$$H = 132200^*, \quad e = -0', 13, \quad M = -17186^*.$$

活重(第一千三百十四圖)=於テハ

$$\text{荷重 I = 依リ(同圖其一)} \quad H = 60040^*, \quad e = -0', 19, \quad M = -11408^*$$

$$\text{荷重 III = 依リ(同圖其二)} \quad H = 16800^*, \quad e = +0', 85, \quad M = +14280^*,$$

故=活重最大正號彎曲力率 = 14280^*.

$$\text{之=相當スル} \quad H = 16800^*.$$

$$\text{活重最大負號彎曲力率} = -11408 - (+14280) = -25688^*$$

之ニ相當スル $H = 60040 - 16800 = 43240^*$.

故ニ死活重總和ニ於テ

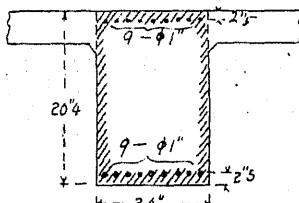
最大負號彎曲力率 $M = -17186 + (-25688) = -42874^*$.

之ニ相當スル $H = 132200 + 43240 = 175440^*$.

$$e = \frac{42874}{175440} = 0',244 = 2'',93$$

拱肋斷面ヲ第一千三百十六圖ノ如ク假定ス但シ圖上ノ斷面ハ
拱肋ニ垂直ナラザルガ故ニ鐵筋ノ位置ヲ緣維ヨリ $2'',5$ ニアリト
假定ス可シ然ル時ハ

第一千三百十六圖



$$A = 24.20,4 + 2(15-1).9.0,7854 = 687,6^{\square}$$

$$I = \frac{24.20,4^3}{12} + 2(15-1).9.0,7854 \left(\frac{20,4 - 2,2,5}{2} \right)^2 \\ = 28718^{\square}$$

$$W = \frac{2.28718}{20,4} = 2815^{\square}$$

$$k = \frac{2815}{687,6} = 4'',10$$

故ニ $e < k$

(736) 式ニ據リ

$$\sigma_o = \frac{H}{A} + \frac{M}{W} = \frac{175440}{687,6} + \frac{42874,12}{2815} = 438^*/\square.$$

O) 拱頂ニ於ケル應力.

死重 $H = 132200^*$, $e = -0',18$, $M = -23796^*$.

活重(第一千三百十四圖)

荷重 I = 依リ(同圖其一) $H = 60040^*$, $e = -0',10$, $M = -6004^*$.

荷重 IV = 依リ(同圖其二) $H = 26810^*$, $e = +0',39$, $M = +10456^*$.

活重正號最大彎曲力率 = 10456^* .

之ニ相當スル $H = 26810^*$.

活重負號最大彎曲力率 = $-6004 - (+10456) = -16460^*$.

之ニ相當スル $H = 60040 - 26810 = 33230^*$.

故ニ死活重ノ總和ニ於テ

最大負號彎曲力率 $M = -23796 + (-16460) = -40256^*$.

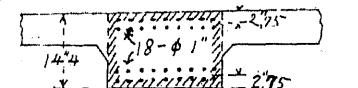
之ニ相當スル $H = 132200 + 33230 = 165430^*$

$$e = \frac{40256}{165430} = 0',243 = 2'',92$$

拱肋斷面ヲ第一千三百十七圖ノ如ク假定ス然ル時ハ

$$A = 24.14,4 + 2(15-1).18.0,7854 = 741,5^{\square}$$

$$\text{第一千三百十七圖} \quad I = \frac{24.14,4^3}{12} + 2(15-1).18.0,7854 \left(\frac{14,4 - 2,2,75}{2} \right)^2$$



$$= 13785^{\square}$$

$$W = \frac{2.13785}{14,4} = 1915^{\square}$$

$$k = \frac{1915}{741,5} = 2'',58$$

故ニ $e > k$

(754) 式ニ據リ

$$\lambda = \frac{14,4}{2} - 2,92 = 4'',22$$

$$a' = 2'',75$$

$$\text{故ニ} \quad x^3 - 3.4,22x^2 + \frac{6.15(14,4 - 2,4,22)18.0,7854}{24} x$$

$$- \frac{6.15.18.0,7854}{24} [2.2,75^2 + 14,4^2 - 14,4(2.2,75 + 4,22)] = 0$$

$$x^3 - 12,66x^2 + 316,01x - 4396,52 = 0$$

今 $x = 14'',0$ ト假定セバ 左邊 = $-9,74$

$x = 14'',1$ ト假定セバ 左邊 = $+345,51$

$$\text{故ニ } \frac{x-14,0}{x-14,1} = \frac{9,74}{345,51}$$

$$x = 14'',005$$

$$\sigma_o = \frac{165430}{\frac{24,14,005}{2} + \frac{15,18,0,7854}{14,005} (2,14,005 - 14,4)} = 442^*/\square''.$$

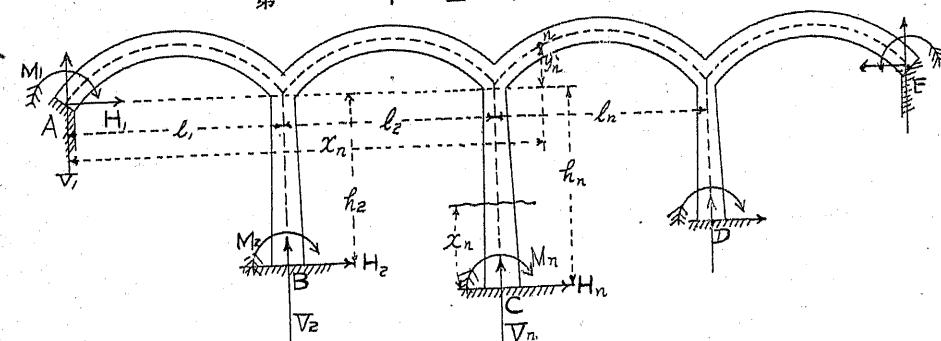
以上計算ノ結果ニ依リ拱肋中重要ナル三點ノ假定斷面ニ於ケル應力ハ何レモ許容力度以内ニアルヲ知ル可シ而シテ拱肋四連ノ内左右外側ノモノハ荷重大約上掲計算ノ半トナル可キヲ以テ幅 $12''$ ヲ採用シ鐵筋ハ大約上掲計算ノ半ヲ使用セバ可ナル可シ更ニ拱臺ノ計算ハ本篇第七章第一節ニ論ズ可キヲ以テ茲ニ之ヲ略ス。

第五節 連續拱橋

數連ノ拱ト拱脚トヲ連結セル連續拱橋 (Continuous arch bridge) ハ其無鉸ナルト有鉸ナルトニ拘ラズ何レモ靜力的不定狀態ノ構成ス可シ但シ各端鉸ヲ有シ各拱脚上ニ單獨ニ變位シ得ル拱橋ニアリテハ單一拱橋ト全ク同一ニ之ヲ取扱フコトヲ得可シ。

彈性的變形ヲ生ズル連續拱橋ノ一般定理ハ煩ヲ避ケテ之ヲ略シ茲ニハ單純ニ無鉸連續拱橋ノ場合ニ於ケル算法ノ要項ノミヲ述ブ可シ今第一千三百十八圖ニ於テ A, B, C, D, E ノ各點ハ何レモ緊定セラレタルモノト考フ然ル時ハ其各點ニ於テ垂直及水平力ト支點力率トノ外力働く可シ故ニ徑間ノ數ヲ n トセバ茲ニ

第一千三百十八圖



3($n+1$) ノ未知數ヲ生ズ可ク内三個ハ靜力的平衡ノ條件ヲ應用シテ之ヲ除却スルコトヲ得可キヲ以テ從ツテ靜力的不定量ハ $3n$ ナル可シ此目的ニ對シ各拱及拱脚ノ斷面ニ於ケル力率及軸推力ニ對スル一般式ハ第 n 次ノ拱斷面ニ對シテ

$$M = M_1 + M_2 + \dots + M_n - H_1 y_n - H_2 (y_n + h_2) - \dots - H_n (y_n + h_n) \\ + V_1 x_n + V_2 (x_n - l_1) + \dots + V_n (x_n - l_1 - l_2 - \dots - l_{n-1}) + M_{0,n} \quad (1515)$$

$$N = (H_1 + H_2 + \dots + H_n) \cos \phi_n + (V_1 + V_2 + \dots + V_n) \sin \phi_n \\ - \left(\sum_{i=1}^n P_i \right) \sin \phi_n \quad (1516)$$

ヲ得可シ茲ニ $x_n, y_n = A$ 點ニ關スル拱點 n ノ縦横距,

$h_1, h_2, \dots =$ 拱脚ノ高サ, $\sum_{i=1}^n P_i = n$ ナル斷面ノ左方ニ於ケル各荷重ノ和, $M_{0,n} = n$ ナル斷面ニ關スル單軸トシテノ力率此レト同様ニ或拱脚ノ x_n ナル高サニ於ケル斷面ニアリテハ

$$M = M_n - H_n x_n \quad (1517)$$

$$N = V_n \quad (1518)$$

斯クテ $3n$ ナル未知數ヲ定ムルニハ (931) 式(剪力ノ關係ヲ無視シテ)即チ。

$$W = \frac{1}{2} \int \frac{M^2}{E.I} ds + \frac{1}{2} \int \frac{N^2}{E.A} ds$$

ナル動作方程式ノ第一微分式ヨリ之ヲ求ムルコトヲ得可シ即チ

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial W}{\partial M_1} &= 0; & \frac{\partial W}{\partial M_2} &= 0; & \dots & \frac{\partial W}{\partial M_n} = 0 \\ \frac{\partial W}{\partial H_1} &= 0; & \frac{\partial W}{\partial H_2} &= 0; & \dots & \frac{\partial W}{\partial H_n} = 0 \\ \frac{\partial W}{\partial V_1} &= 0; & \frac{\partial W}{\partial V_2} &= 0; & \dots & \frac{\partial W}{\partial V_n} = 0 \end{aligned} \right\} \quad (1519)$$

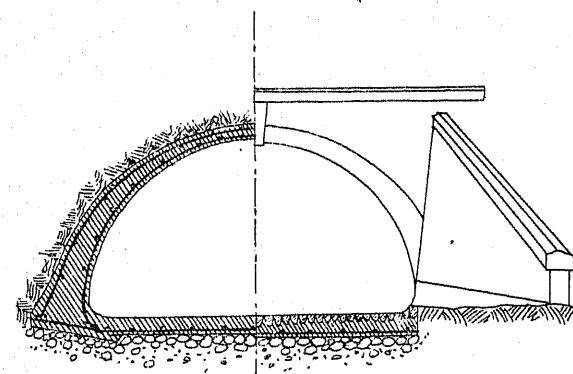
此等ノ方程式ヨリ各點ノ反應力ヲ計算シタル後ハ拱ノ各斷面ニ於ケル力率及軸推力ハ(1515)以下(1518)式ヨリ之ヲ求ムルコトヲ得可シ。

第六節 拱形暗渠.

溪流ヲ横ギル築堤ノ高サ大ナル時若クバ特ニ外觀ノ美ヲ欲スル時ハ函形ノ代リニ屢々拱形暗渠(Arch culvert)ヲ用フルコトアリ函形暗渠ニアリテハ築堤ノ深サニ從ツテ其床版ノ厚サ増加ス可キモ拱形ノ場合ニハ必ズシモ其深サニ比例シテ拱軸ノ應力ヲ増加スルコトナキヲ以テ經濟的構法ナリト云フコトヲ得可シ但シ鐵筋混泥土ノ拱形暗渠ハ一般ニ徑間 8' ヨリ小ナル場合ニハ使用セズ是レ其以下ノ徑間ニアリテハ純混泥土ノミニテ充分ナレバナリ。

若シ暗渠ノ兩端ガ堅盤上ニ休止シ仰拱(Inverted arch)ヲ有セザル場合ニハ拱輪ハ無鉸拱ト同一ノ方法ニテ之ヲ解析スルコトヲ得可シ此場合ノ計算ニハ鐵筋ノ存在ヲ無視シ活重ハ全徑間ニ等布荷重トシテ配布セラル、モノト考エ拱ノ壓力線ハ拱輪ノ何レノ部分ニテモ體心(中央三分ノ一)内ニ働く様設計ス可シ而シテ死

第一千三百十九圖



重即チ土壤ヨリノ垂直壓力ノ外更ニ水平分力ヲモ之ヲ考慮セザ・可ラズ鐵筋ハ拱腹及拱背ニ於ケルモノ、外混泥土ノ硬化及溫度ノ低下ニ伴フ收縮ヨリ來ル裂縫ヲ

防止シ更ニ荷重ノ配布ヲ均等ナラシムル爲メ暗渠ノ長サニ沿ヒモ縦ニ之ヲ配置スルコト必要ナリ拱輪ノ終端地盤上ニ休止セルモノニアリテハ其壓力ヲ安全ニ地盤ニ傳達セシムル爲メニハ其拱座ヲ大トセザルベカラズ故ニ一般ニハ仰拱ヲ以テ拱輪ヲ連結シ全部單體的構法ヲ取ルコト多シ此場合ニ於テバ本章第三節ニ示セル「マルユ」氏解析法ニ依リテ之ヲ取扱フトキハ最モ理論的ニ各部ノ應力ヲ求ムルコトヲ得可シ詳細ハ導水管若クバ隧道ノ場合ニ就キテ之ヲ見ル可ク茲ニハ第一千三百十九圖ニ於テ其構法ノ一斑ヲ示スニ止ム可シ。

第三章 三鋸拱橋

第一節 総 説

彈性理論ニ依リテ無鋸拱ヲ解析スル場合ニハ其算法ノ不確定、溫度ノ影響若クバ拱臺ノ可能的沈降(Yielding)等ヲ考慮中ニ加工テ(岩盤ノ場合ハ除外例)各斷面ニ於ケル應力ガ其材料ノ充分安全ナル許容力度内ニアル様設計スルノ必要ナルコト既ニ第一章第一節ニ於テ之ヲ説述シタルガ如シ之ニ對シテ三鋸橋ノ場合ニハ其解析ノ方法確定的ナル爲メ拱厚ノ決定合理的ニシテ從ツテ材料ノ使用ヲ節約シ得ルノ利益アリ拱頂及拱座ニ鋸ヲ有スル時ハ外力ノ方向及其力量ノ如何ニ拘ラズ(溫度ノ影響ヲモ含ミテ)壓力線ハ必ず此等ノ鋸點ヲ通過セザル可ラズ(第九編第二章第三節參照)而シテ拱臺ノ沈降及拱石ノ受クル壓縮混凝土ノ硬化若クバ溫度ノ昇降等ニ歸因スル拱軸ノ伸縮ニ對シ拱頂鋸ノ運動ニヨリテ適當ニ自ラ調節シ得ルノ利益アリ但シ拱臺ノ沈降、拱石ノ壓縮及硬化ニ伴フ混凝土ノ收縮ハ或時日ヲ經過シタル後ハ其働ヲ止ム可キモ溫度ノ變化ニ對スルモノハ絶エズ連續ス可シ從ツテ鋸點ニ於テ拱架(Center)ヲ取去リタル後膠泥ニ依リテ其周圍ヲ填充シテ該點ノ自由運動ヲ防止スルガ如キハ之ヲ避ケザル可ラズ殊ニ徑間長クシテ拱矢小ナル場合ニ於ケル運動裝置ハ最モ深甚ノ注意ヲ要ス可シ。

三鋸拱ノ不利トスル處ハ徑間短キ場合其鋸ニ要スル工費割合ニ多大ナルコト及其外容ノ無鋸拱ニ比シテ優雅ナラザルコト之

レナリ然レドモ前者ハ長キ徑間ニアリテハ混凝土ヲ節約シ得ルニ於テ之ヲ相殺シ得可ク後者ハ其經濟的構造ヨリ來ル避ク可カラザルノ缺點ナリト云ハザル可ラズ。

第二節 等布荷重ヲ受クル三鋸拱橋ノ解法

三鋸拱ノ一般理論ニ關シテハ既ニ第九編第二章第三節ニ於テ之ヲ説述セリ若シ等布荷重ニ對シ之ヲ應用セントセバ其計算頗ル簡單ナリ假令バ徑間ノ中央ニ拱頂ヲ有スルモノニアリテハ(941)式ヨリ

$$H = \frac{1}{8} \cdot \frac{p \cdot l^2}{h} \quad \dots \dots \dots \quad (1520)$$

茲ニ p ハ單位長ニ對スル等布荷重力度ヲ示ス今(940)式中ニ(1519)式ノ值ヲ插入セバ

$$M = \frac{1}{2} p \cdot x \cdot (l-x) - \frac{1}{8} \cdot \frac{p \cdot l^2}{h} \cdot y \quad \dots \dots \dots \quad (1521)$$

但シ拱軸拋物線形ナルトキハ $M=0$ トナルヲ以テ單ニ軸壓力ノミヲ與フルコト、ナル可シ。

徑間ノ半部ニノミ等布活重ヲ有スルトキハ同様ニ

$$H = \frac{1}{16} \cdot \frac{p \cdot l^2}{h} \quad \dots \dots \dots \quad (1522)$$

即チ全載荷重ニ對スル値ノ半トナル可シ其半載荷重側ノ或一
點ニ於ケル彎曲率ハ

$$M = \frac{1}{8} \cdot p \cdot x \cdot (3l-4x) - \frac{1}{16} \cdot \frac{p \cdot l^2}{h} \cdot y \quad \dots \dots \dots \quad (1523)$$

トナリ不加重側ニアリテハ

$$M = \frac{1}{8} p \cdot l \cdot x - \frac{1}{16} \cdot \frac{p \cdot l^2}{h} \cdot y \quad \dots \dots \dots \quad (1524)$$

ヲ得可シ徑間左迄ニ大ナラズ荷重亦等布的ナル時ノ三鉄拱ノ解法ハ普通 1)全徑間ニ於ケル死重及等布活重, 2)拱頂ノ左側ニ於ケル等布活重, 3)拱頂ノ右側ニ於ケル等布活重ノ場合ニ就キテ之ヲ取扱フ可シ一般ニ全載荷重ハ鉄點ニ近キ斷面ニ最大應力ヲ與エ半載荷重ハ徑間ノ $\frac{1}{4}$ 點ニ近ク最大應力ヲ與フ可シ初メ拱輪ノ死重ヲ假定シ以上荷重ノ三狀態ニ於ケル壓力線ヲ引キ之ニ基キテ各點ニ於ケル適當ナル拱厚ヲ定メ豫メ假定シタル拱輪トノ差違程度如何ヲ検定ス可シ.

前述ノ如ク半載荷重ノ場合ニハ $\frac{1}{4}l$ 點ニ近キ軸壓線ハ最大變位ヲ生ズ可ク其變位量 δ ハ「トルクミット」氏 (Tollmitt) = 従ヘバ其點ニ引ケル垂直線ノ上下ニ於テ夫々

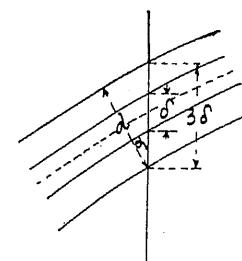
$$\delta = 0,0313 \frac{p.l^2}{H}$$

トナル可シ故ニ壓力線ヲシテ髓心内ニ入ラシメントセバ垂直ニ測レル拱厚少クトモ

$$3\delta = 0,094 \frac{p.l^2}{H}$$

トナル可ク從ツテ軸線ニ垂直ナル拱厚 d ハ少クトモ(第一千三百二十圖)

第一千三百二十圖



$$d = 3\delta \cos \alpha = 0,094 \cdot \frac{p.l^2}{H} \cdot \cos \alpha \dots \dots \dots (1525)$$

トナル可クスクリテ夫々鉄點ニ近ヅクニ從ヒ漸次其斷面ヲ減少ス可シトセリ.

三鉄拱ニアリテハ一般ニ無鉄拱ニ比シテ大ナル許容應力ヲ假定スルモ差支ナシ何ト

ナレバ其應力凡テ確定的ナレバナリコレ曩キニ三鉄拱ハ材料ノ節約ニ於テ無鉄拱ニ勝ルト述ベシ所以ナリ.

第三節 移動荷重ヲ受クル三鉄拱橋ノ解法

三鉄拱橋ニアリテハ各斷面ニ對スル決定的荷重 (Critical loading) 若クバ可動集中荷重ノ位置及配列等ヲ究ムルニハ感應線 (Influence line) 解法ニ據ルヲ最モ簡単ニシテ且ツ便利ナリトス.

(934) 式ニテ示セルガ如ク上下緣端ニ於ケル纖維應力ハ

$$\sigma_{u \text{ or } l} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.d_{1,2}}{I} \dots \dots \dots (1526)$$

茲ニ N ハ軸推力, M ハ拱軸線ニ對スル外力ノ力率ヲ示ス今第一千三百二十一圖ニ於テ環動半徑 $r = \sqrt{\frac{I}{A}}$ ナルヲ以テ

$$\sigma_u = \frac{N.r^2 + M.d_1}{I}$$

$$\sigma_l = \frac{N.r^2 - M.d_2}{I}$$

W_1 及 W_2 ヲ夫々斷面係數ヲ表スモノトセバ $W_1 = \frac{I}{d_1}$, $W_2 = \frac{I}{d_2}$, $M = N.e$ ナルヲ以テ

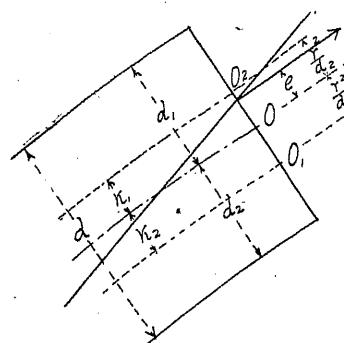
$$\left. \begin{aligned} \sigma_u &= \frac{N.(r^2 + e.d_1)}{I} = \frac{N\left(\frac{r^2}{d_1} + e\right).d_1}{I} = \frac{N\left(\frac{r^2}{d_1} + e\right)}{W_1} \\ \sigma_l &= \frac{N.(r^2 - e.d_2)}{I} = \frac{N\left(\frac{r^2}{d_2} - e\right).d_2}{I} = \frac{N\left(\frac{r^2}{d_2} - e\right)}{W_2} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (1527)$$

更ニ O_1 及 O_2 ナル髓心限度點ヲ中心トセル力率 (Moment about the core point) ヲ M_1 及 M_2 トセバ

$$M_1 = N\left(\frac{r^2}{d_1} + e\right), \quad M_2 = N\left(\frac{r^2}{d_2} - e\right)$$

即チ最遠纖維層ノ應力ハ髓心點ニ關スル彎曲力率ニ比例スルヲ

第一千三百二十一圖 見ル從ツテ其彎曲力率ニ對スル感應



關スル力率 M 及ビ軸推力 N ヲシテ 最大若クバ最小トナス可キ荷重ノ位置ヲ見出スニアリ今 (940) 式ニ據リ

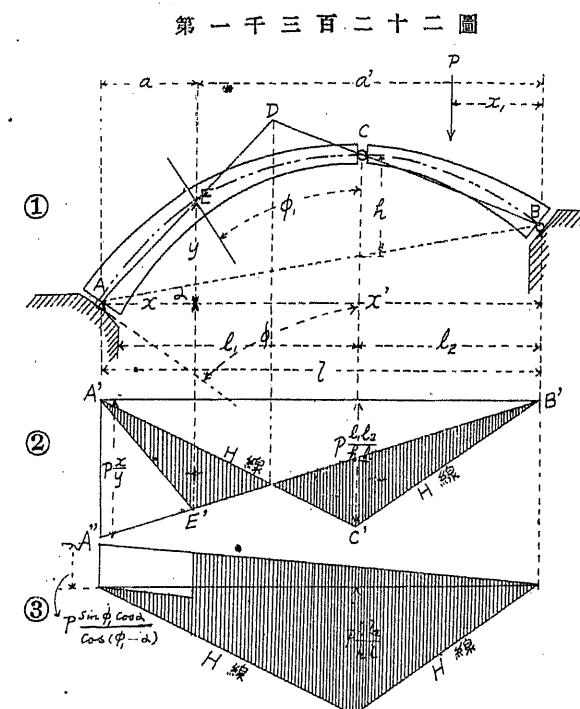
$$M = M_0 - H.y = y \left(\frac{M_0}{y} - H \right)$$

ナルヲ以テ M $\frac{M_0}{y}$ 及 H ナル感應量ノ差ヲ以テ示スコトヲ得可シ然ル = (941) 式ニ據リ

$$H = \frac{M_0 \cdot c}{h}$$

即チ拱頂點ニ對スル單桁ノ力率ヲ拱矢ニテ除シタルモノニ恰當
ス可シ故ニ第一千三百二十二圖②ニ於テ H ハ一ノ三角形 $A' O' B'$
ヲ以テ之ヲ示スコトヲ得可ク其高サハ拱頂點ニ於テ

$P \cdot \frac{l_1 l_2}{h l}$ トナル可シ何トナレバ荷重 P ガ右端ヨリ左方ニ



線ヲ示ス三角形ノ高サハ $P \cdot \frac{l}{4h}$ トナル可シ之レト同様 $= \frac{M_0}{y} =$

對スル感應面ハ左端垂直線上ニ於テ $P \frac{x}{y}$ ナル長サヲ切ル可キ三
角形 $A'A''B'$ ニテ之ヲ示スコトヲ得可シ斯クテ P ニ對シテ假定サ
レタル單位尺度ニ依リテ前記二ツノ三角形ノ差即チ影線ノ長サ
ヲ測リ之ニ y ナル縦距ヲ乘ズル時ハ M ナル力率ヲ求ムルコトヲ
得可シ普通便宜ノ爲メ $P=1$ ト假定シ斯クテ畫キタル面ハ其單
位荷重ガ拱上ヲ通過スル時ノ或一點ニ於ケル力率ノ影響面ヲ示
スモノトナル可シ而シテ A 點ト D 點トノ間ニアル總テノ荷重ハ
正號力率, D 點ト B 點トノ間ニアルモノハ負號力率ヲ生ズ可シ
ナル點ハ AE 及 BC ナル反應力線ノ交叉ニ依リテ之ヲ定ムルコ

トヲ得可タ之ヲ名ケテ荷重割點 (Critical point or Division point of loading) ト云フ.

若シ荷重ガ等布的ナル時ハ感應量ハ其影線ヲ施セル部分ノ面積ニ單位長ノ荷重ト y トヲ乘ジタルモノトナル可ク集中荷重群ノ行進スル場合ニハ各荷重下ノ感應縦距ニ荷重ノ數値及 y ヲ乗ジタルモノ、和ハ即チ E 點ニ於ケル彎曲力率ヲ示スモノトナル可シ此方法ニ依リテ拱ノ各點ニ於ケル M_{max} 及 M_{min} ノ値ヲ確定スルコト極メテ簡易ナリトス。

若シ軸推力ヲ定メントセバ(942)式ニ據

$$N = (Q + H \cdot \tan \alpha) \cdot \sin \phi_1 + H \cdot \cos \phi_1$$

ナルヲ以テ之ヲ書換エ

トセバ括弧内ノ第一項ハ $P \frac{\sin \phi_1 \cos \alpha}{\cos(\phi_1 - \alpha)}$ ナル荷重ニ依リテ單桁上ニ
生ズル剪力ヲ示スヲ以テ容易ニ計算シ得ルカ若クバ感應線ヲ畫
クコトヲ得可シ即チ丘曲線ニ此量ヲ加フル時ハ第一千三百二十二圖③ノ如ク N ニ對スル感應線ヲ得可ク其影線ノ縦距ヲ單位荷
重尺度ニテ測リ之ニ $\frac{\cos(\phi_1 - \alpha)}{\cos \alpha}$ ヲ乘ジタルモノハ N ノ値トナル可

シ更ニ掛ノ形對稱的ナル時ハ $\alpha = 0$ ナルヲ以テ

$$N = \cos \phi_1 (Q \tan \phi_1 + H) \dots \dots \dots \quad (1530)$$

トナル可シ

(1525) 式ニ據リテ最大纖維應力ヲ計算スルコトヲ得可シ而シテ

上部纖維層ニ壓力,下部纖維層ニ張力ヲ生ズルモノハ之ヲ M ノ正號值トシ下部纖維層ニ壓力,上部纖維層ニ張力ヲ與フルモノハ之ヲ M ノ負號值ヲ示スモノト假定ス可シ.

例題第百二十. 徑間 100', 拱矢 10' ヲ有スル三鉸拱橋アリ鐵道院規定 E.40 = 相當スル機關車一臺及等布荷重(4000#/ft.)ノ通過スル場合各點ニ於ケル最大彎曲力率及軸推力ヲ求ム.

答 拱軸ヲ缺圓形ナリト假定セバ該缺圓形ノ半徑ハ

$$R = \frac{h}{2} + \frac{l^2}{8h} = \frac{10}{2} + \frac{100^2}{8 \cdot 10} = 130$$

二分ノ一中心角

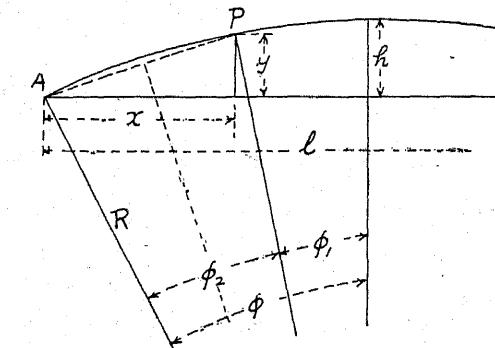
$$\phi = \sin^{-1} \frac{l}{2R} = \sin^{-1} \frac{100}{2130} = 22^\circ,65$$

拱軸長

$$S = 2R \cdot \phi \frac{2\pi}{360} = 2.130.22,25 \frac{2\pi}{360} = 102',85$$

全拱ヲ拱軸ニ添ヒテ二十等分スレバ

第一千三百三十三圖



$$一分格長 \frac{S}{20} = 5',143$$

$$一分格中心角 \frac{2\phi}{20} = 2^\circ,265$$

今第一千三百二十三圖ニ於
テ任意點 P ニアリテハ

$$AP = 2R \cdot \sin \frac{\phi_2}{2}$$

$$x = AP \cos\left(\phi_1 + \frac{\phi_2}{2}\right)$$

$$y = AP \cdot \sin\left(\phi_i + \frac{\phi_2}{2}\right)$$

$$\frac{x}{y} = \cot\left(\phi_1 + \frac{\phi_2}{2}\right)$$

故ニ各分格點ニ於ケル此等ノ値ヲ算出セバ次ノ値ヲ得可シ但シ本例題ノ場合ニハ拱ハ對稱的ナルヲ以テ(1529)式括弧内ニ於ケルモノハ

$$\frac{\sin \phi_1 \cos \alpha}{\cos(\phi_1 - \alpha)} = \tan \phi_1 \quad \text{トナル可ク其乘數} \times \frac{\cos(\phi_1 - \alpha)}{\cos \alpha} = \cos \phi_1$$

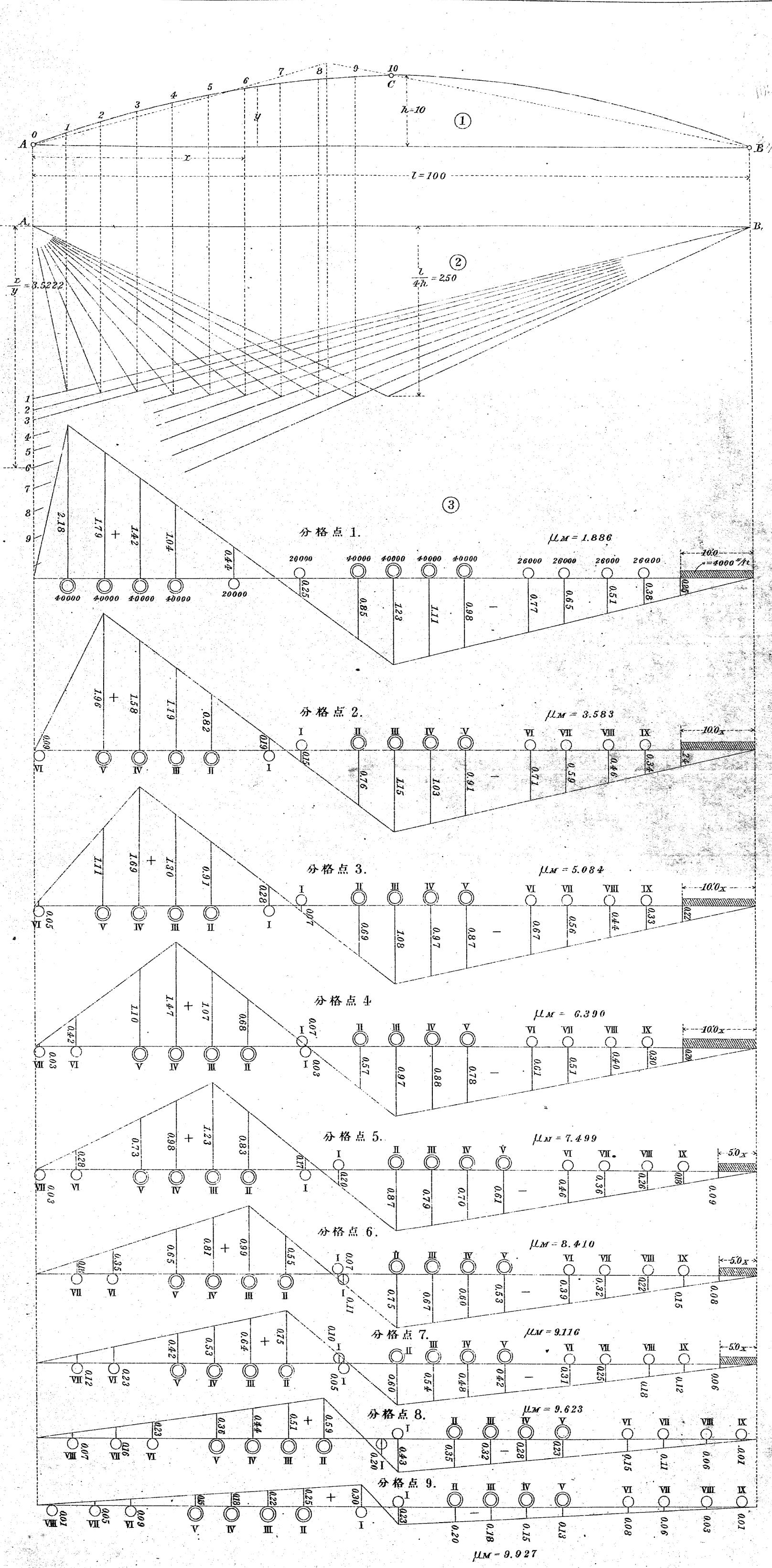
トナル可シ。

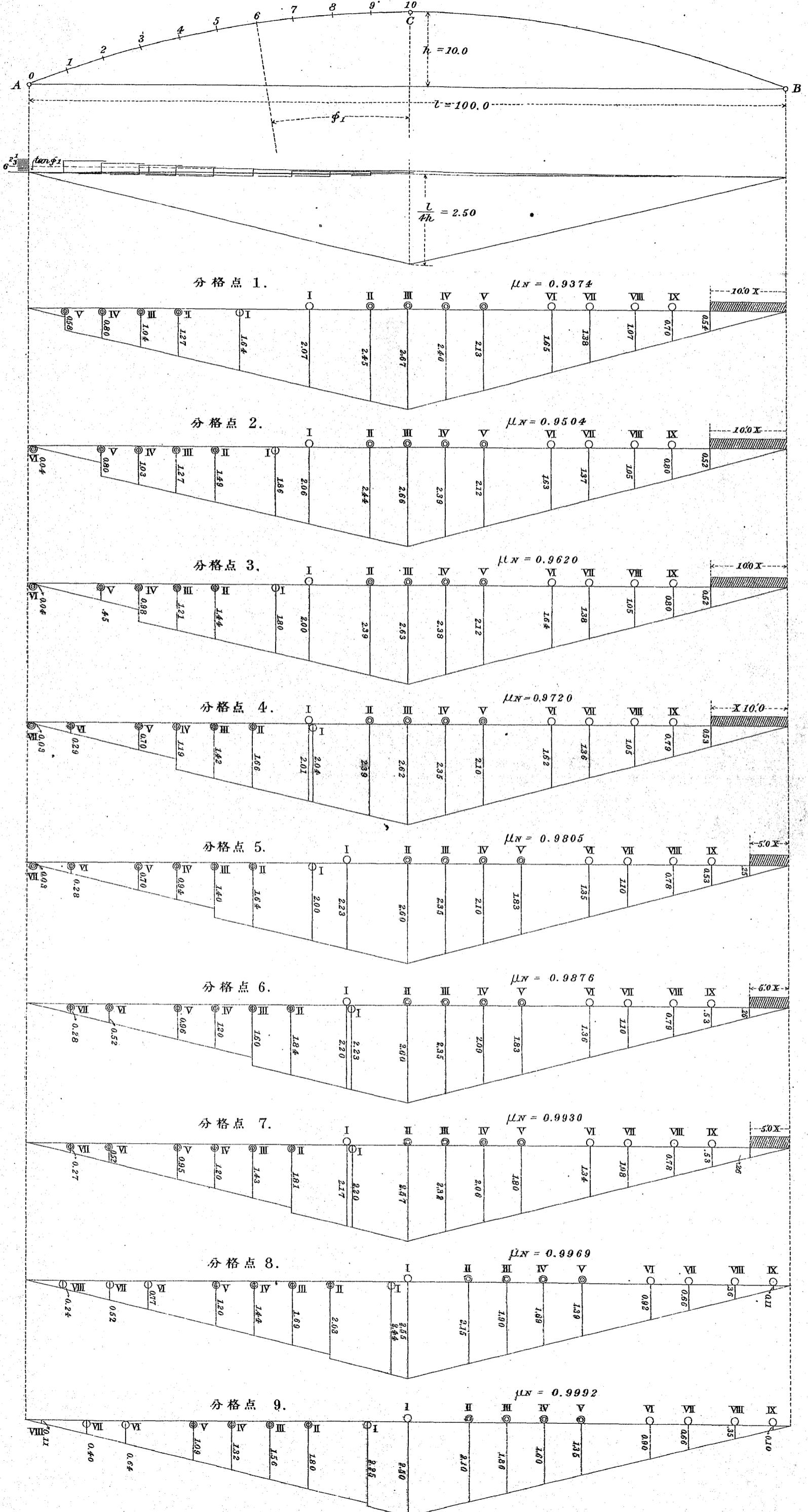
分格點	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ϕ_1	22,65	20,385	18,12	15,855	13,69	11,325	9,06	6,705	4,53	2,265	0
ϕ_2	0	2,265	4,53	6,705	9,06	11,325	13,69	15,855	18,12	20,385	22,65
x	0	4,784	9,641	14,558	19,530	25,553	29,621	34,706	39,820	44,968	50
y	0	1,886	3,583	5,084	6,390	7,499	8,410	9,116	9,623	9,927	10
$\frac{x}{y}$	2,3965	2,5365	2,6918	2,8636	3,0565	3,2743	3,5222	3,8073	4,1388	4,5294	5,0000
$\tan \phi_1$	0,4173	0,3716	0,3272	0,2839	0,2416	0,2004	0,1592	0,1192	0,0793	0,0396	0
$\cos \phi_1$	0,9229	0,9374	0,9504	0,9620	0,9720	0,9805	0,9878	0,9930	0,9969	0,9992	1,0000

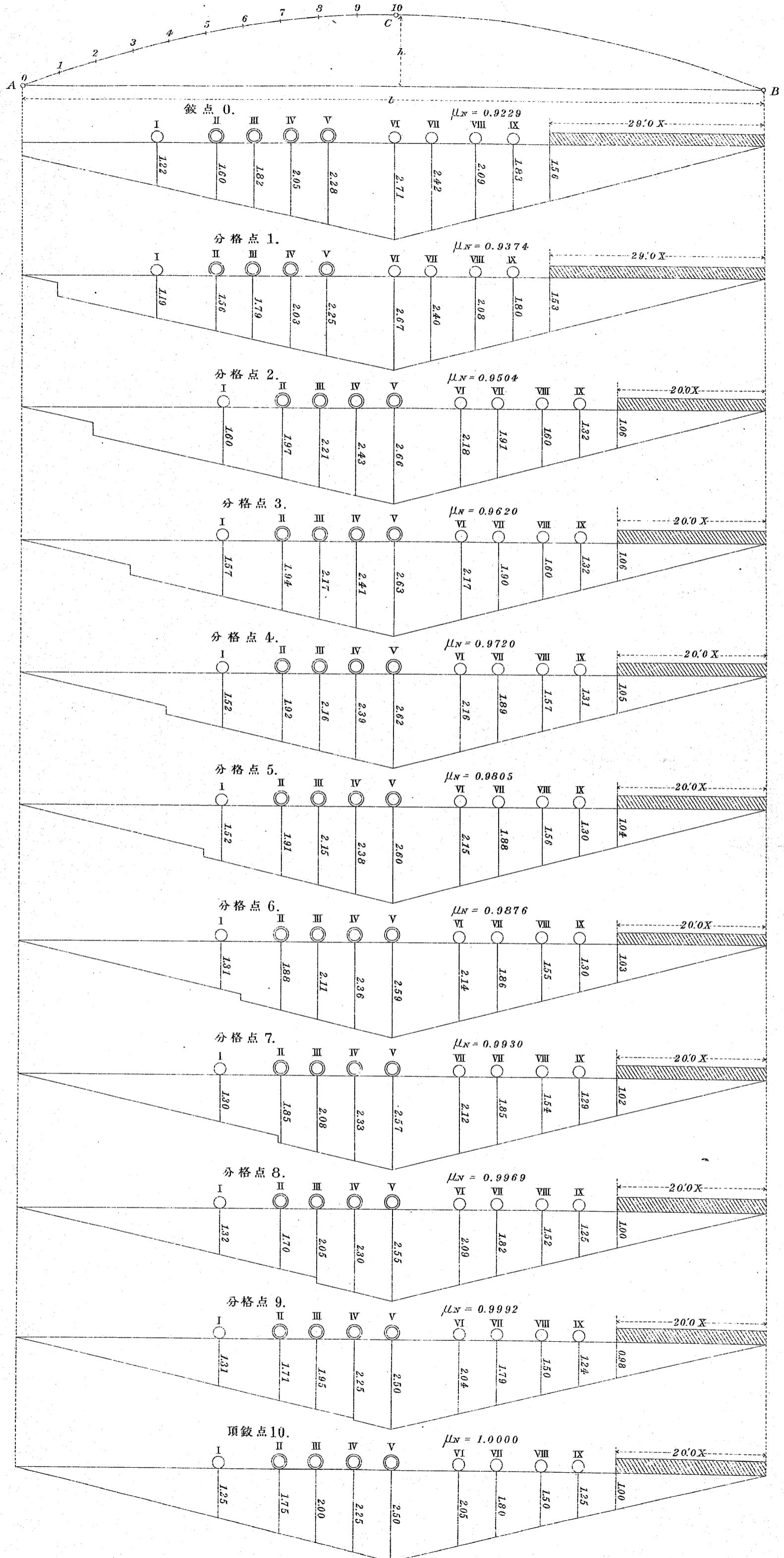
$$\frac{l}{4h} = \frac{100}{4,10} = 2,50$$

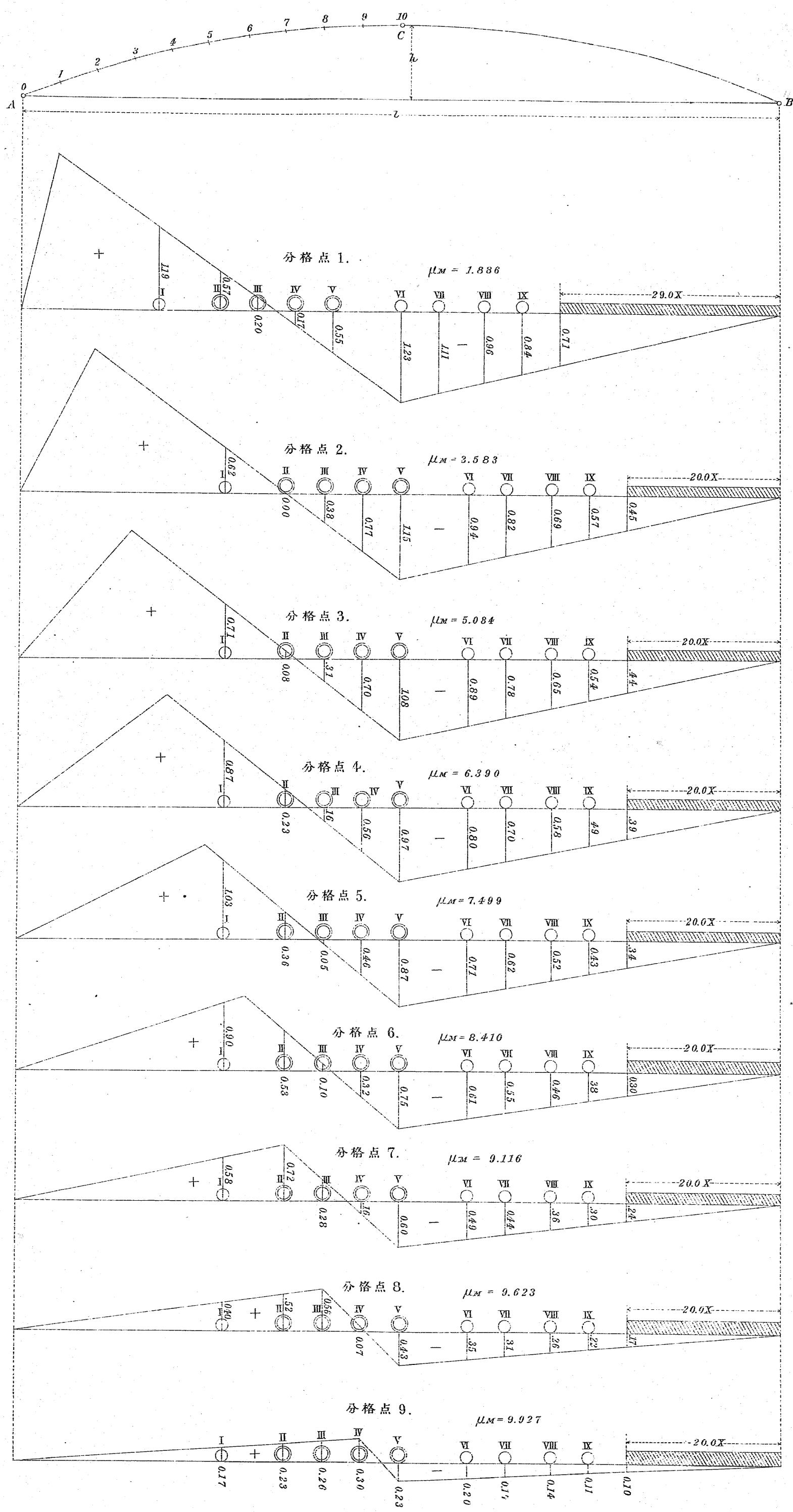
以上ノ數表ヨリ得タル $\frac{x}{y}$ 及 $\frac{l}{4h}$ ヲ用キテ彎曲力率ノ影響面積

ヲ畫ク時ハ第一千三百二十四圖ノ如キ圖表ヲ、更ニ $\tan \phi_1$ ノ値ヲ用キテ軸推力ノ影響面積ヲ畫ク時ハ第一千三百二十五圖ノ如キ圖表ヲ得可シ此等圖表中①ハ拱形及分格點ノ位置ヲ示シ②ハ一般的影響面積ヲ示ス即チ各分格點ニ對スル影響面積ヲ一圖中ニ集合セシメタリ更ニ③ノ各段ニ於テハ②ヨリ摘出シテ各分格點ニ對スル影響面ヲ別々ニ描出シタリ而シテ各段一定直線ヨリ上下ニ正負ヲ區分シ便宜上動荷重ノ位置ハ正號ニ對スルモノヲ其









定線下ニ負號ニ對スルモノヲ其定線上ニ配列シテ其區別ヲ明瞭ナラシメタリ。

影響面ヲ求メタル後或任意荷重狀態ニ於テ其分格點ノ彎曲力率(又ハ軸推力)ハ其荷重ノ位置ニ對應スル縦距ニ荷重ノ大サ及ビ乘數(彎曲力率乘數 $\mu_M = y_1$ 軸推力乘數 $\mu_N = \cos \phi_1$) ヲ乘ジテ之ヲ求ムルコトヲ得可シ。

最大彎曲力率ヲ求メントセバ先づ彎曲力率影響面上ニ於テ最大彎曲力率ヲ與フルガ如キ荷重配置ヲ發見セザル可ラズ其之ヲ求ムル方法次ノ如シ。

- 1) 同號影響面(正又ハ負)上全體ニ荷重ノ行キ渡ル様之ヲ配置シ而シテ可成異號影響面上ニハ荷重ノ存在セザル様按配スルコト。
- 2) 最大縦距ノ位置ニハ可成最大荷重中ノ何レカヲ配置シ縦距ノ大ナル程荷重ノ大ナルモノ、來ル様ニシ(縦距×荷重)ノ總和ヲシテ可成大ナラシムル様工夫スルコト。
- 3) 斯クテ或分格點ニ對シ二三種ノ荷重配置ヲ按配シタル後其各々ヲ計算シテ最大ノ結果ヲ與フ可キ荷重配置ヲ確定スルコト。

第一千三百二十四圖乃至第一千三百二十七圖ニ於ケルモノハ以上ノ方法ニ基キテ求メタル最大彎曲力率及最大軸推力ニ對スル影響面ヲ示スモノナリ而シテ第一千三百二十四圖ヨリ得タル縦距ノ値ハ次ノ如シ。

最大正號彎曲力率一

荷重番號	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X
荷重大サ	20000	40000	40000	40000	40000	26000	26000	20000	26000	4000(*)
分格點	1	0,44	1,04	1,42	1,70	2,18	—	—	—	—
	2	0,10	0,82	1,19	1,58	1,96	0,00	—	—	—
	3	0,28	0,01	1,30	1,60	1,11	0,05	—	—	—
	4	0,03	0,68	1,07	1,47	1,10	0,12	0,03	—	—
	5	0,17	0,83	1,23	0,98	0,73	0,28	0,03	—	—
	6	—0,11	0,55	0,99	0,81	0,65	0,35	0,18	—	—
	7	0,05	0,75	0,64	0,53	0,42	0,23	0,12	—	—
	8	—0,20	0,69	0,51	0,44	0,36	0,23	0,16	0,07	—
	9	0,30	0,25	0,22	0,18	0,15	0,08	0,05	0,01	—

荷重 × 縦距 × y

荷重番號	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	総和(*)	y 弯曲力率(*)
分格點	1	8800	41600	56800	71600	37200	—	—	266000	1,886 500676
	2	3800	32800	47600	63200	78400	2340	—	249200	3,583 892884
	3	5600	36400	52000	67600	44400	1300	—	207300	5,034 1053913
	4	600	27200	42800	58800	44000	1092	780	—	175272 6,300 1119988
	5	3400	33200	49200	39200	29200	7278	780	—	162258 7,400 1216763
	6	—2200	22000	39600	32400	26000	9100	4680	—	131580 8,410 1106587
	7	1000	30000	25600	21200	16800	5978	3120	—	103698 9,116 945311
	8	—4000	23600	20400	17600	14400	5978	4160	1820	83958 9,623 808028
	9	6000	10000	8800	7200	6000	2340	1300	260	41900 9,927 415941

最大負号弯曲力率.—

荷重番號	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	
分格點	1	0,25	0,85	1,23	1,11	0,08	0,77	0,65	0,51	0,38	$\frac{1}{2} \cdot 0,25 \cdot 10_{10}$
	2	0,15	0,76	1,15	1,03	0,01	0,71	0,59	0,46	0,34	$\frac{1}{2} \cdot 0,24 \cdot 10_{10}$
	3	0,07	0,69	1,08	0,97	0,87	0,67	0,56	0,44	0,33	$\frac{1}{2} \cdot 0,22 \cdot 10_{10}$
	4	—0,07	0,57	0,97	0,88	0,78	0,61	0,51	0,40	0,30	$\frac{1}{2} \cdot 0,20 \cdot 10_{10}$
	5	0,20	0,87	0,79	0,70	0,61	0,46	0,36	0,26	0,18	$\frac{1}{2} \cdot 0,09 \cdot 5_0$
	6	—0,10	0,82	0,74	0,65	0,56	0,46	0,36	0,26	0,18	$\frac{1}{2} \cdot 0,08 \cdot 5_0$
	7	0,05	0,75	0,68	0,60	0,50	0,40	0,30	0,20	0,12	$\frac{1}{2} \cdot 0,06 \cdot 5_0$
	8	—0,05	0,68	0,61	0,53	0,43	0,33	0,23	0,13	0,05	$\frac{1}{2} \cdot 0,05 \cdot 5_0$
	9	0,00	0,61	0,54	0,46	0,36	0,26	0,16	0,06	0,00	$\frac{1}{2} \cdot 0,04 \cdot 5_0$

6	0,07	0,75	0,67	0,60	0,53	0,39	0,32	0,22	0,15	$\frac{1}{2} \cdot 0,08 \cdot 5_0$
7	—0,10	0,60	0,54	0,48	0,42	0,31	0,25	0,18	0,12	$\frac{1}{2} \cdot 0,06 \cdot 5_0$
8	0,43	0,35	0,32	0,28	0,23	0,15	0,11	0,06	0,01	—
9	0,23	0,20	0,18	0,15	0,13	0,08	0,06	0,03	0,01	—

荷重 × 縦距 × y

荷重番號	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	総和(*)	y 弯曲力率(*)
分格點	1	5000	34000	49200	44400	39200	20020	16900	13260	9380	5000	237040 1,886 447057 ₄
	2	3000	30400	46000	41200	36400	18460	15340	11960	8840	4800	216400 3,583 635361 ₂
	3	1400	27600	43200	38800	34800	17420	14560	11440	8580	4400	202200 5,084 1027985 ₃
	4	—1400	22800	38800	35200	31200	15860	13260	10400	7800	4400	179920 6,890 1136909 ₈
	5	4000	34800	31600	28000	24400	11960	9360	6760	4680	900	146460 7,499 1098304 ₅
	6	1400	30000	26800	24000	21200	10140	8320	5720	3900	800	132280 8,410 1112475 ₃
	7	—2000	24000	21600	19200	16800	8060	6500	4680	3120	600	102560 9,116 934938 ₀
	8	8600	14000	12800	11200	9200	3900	2860	1560	2600	—	66720 9,623 642047 ₆
	9	4600	8000	7200	6000	5200	2080	1560	380	2600	—	38020 9,627 377425 ₅

次ニ以上求メタル最大正号及負号弯曲力率ニ適應スル軸推力
即チ同一荷重状態ニ於ケル軸推力ヲ求ム可シ。

第一千三百二十五圖ニ於テ各分格點ニ對スル $\tan \phi_1$ ヲ以テ影
響面ヲ畫キ該面上ニ於テ第一千三百二十四圖ト同一荷重状態ヲ
按配スルトキノ縦距ヲ求ムレバ次ノ如キ結果ヲ得可シ。

最大正号弯曲力率ニ相當スル軸推力.—

荷重番號	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
分格點	1	1,64	1,27	1,04	0,80	0,58	—	—
	2	1,86	1,49	1,27	1,03	0,80	0,04	—
	3	1,80	1,44	1,21	0,98	0,45	0,04	—
	4	2,04	1,66	1,42	1,19	0,70	0,29	0,03
	5	2,00	1,64	1,40	0,94	0,70	0,28	0,03
	6	—2,00	1,64	1,40	0,94	0,70	0,28	0,03
	7	0,00	0,64	0,40	0,14	0,04	—	—
	8	0,00	0,64	0,40	0,14	0,04	—	—
	9	0,00	0,64	0,40	0,14	0,04	—	—

分格點

6	2,23	1,84	1,60	1,20	0,96	0,52	0,28	—
7	2,20	1,81	1,43	1,20	0,95	0,52	0,27	—
8	2,44	2,03	1,69	1,44	1,20	0,77	0,52	0,24
9	2,25	1,80	1,56	1,32	1,09	0,64	0,40	0,11

荷重 × 縦距 × $\cos \phi_1$

荷重番號	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	總和	$\cos \phi_1$ 軸推力(%)
1	32800	50800	41600	32000	23200	—	—	—	180400	0,9374 169107
2	37200	59600	50800	41200	32000	1040	—	—	221840	0,9504 210837
3	36000	57600	48400	39200	18000	1040	—	—	200240	0,9620 192631
4	40800	66400	56800	47600	28000	7540	780	—	247920	0,9720 240978
5	40000	65600	56000	37600	28000	7280	780	—	235260	0,9805 230672
6	44600	73600	64000	48000	38400	13520	7280	—	269400	0,9876 286011
7	44000	72400	57200	43000	38000	13520	7020	—	280140	0,9930 278179
8	48800	81200	67600	57600	48000	20020	13520	6240	342980	0,9989 341917
9	45000	72000	62400	52800	43600	16640	10400	2860	305700	0,9993 305355

最大負号彎曲力率 = 相當スル軸推力 -

荷重番號	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X
1	2,07	2,45	2,67	2,40	2,13	1,65	1,38	1,07	0,70	$\frac{1}{2}, 0,54, 10, 0$
2	2,06	2,44	2,66	2,39	2,12	1,63	1,37	1,05	0,60	$\frac{1}{2}, 0,52, 10, 0$
3	2,00	2,39	2,63	2,38	2,12	1,64	1,38	1,05	0,80	$\frac{1}{2}, 0,52, 10, 0$
4	2,01	2,39	2,62	2,35	2,10	1,62	1,36	1,05	0,79	$\frac{1}{2}, 0,53, 10, 0$
5	2,23	2,60	2,35	2,10	1,83	1,35	1,10	0,78	0,53	$\frac{1}{2}, 0,25, 5, 0$
6	2,20	2,59	2,35	2,00	1,83	1,36	1,10	0,79	0,53	$\frac{1}{2}, 0,25, 5, 0$
7	2,17	2,57	2,32	2,06	1,80	1,34	1,08	0,78	0,53	$\frac{1}{2}, 0,26, 5, 0$
8	2,55	2,15	1,90	1,60	1,39	0,92	0,66	0,83	0,11	—
9	2,50	2,10	1,86	1,60	1,35	0,90	0,66	0,85	0,10	—

荷重 × 縦距 × $\cos \phi_1$

荷重番號	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	總和	$\cos \phi_1$ 軸推力(%)
1	41400	97800	106800	96000	85200	42900	35880	27820	18200	10800	562800	0,9374 527569
2	41200	97600	106400	95600	84800	42380	35620	27300	20800	10400	562100	0,9504 534220
3	40000	95600	105200	95200	84800	42640	35880	27300	20800	10400	557820	0,9620 536623
4	40200	95600	104800	94000	84000	42120	35360	27300	20540	10600	504520	0,9720 490393
5	44600	104000	94000	84000	73200	35100	28600	20280	13800	2500	500080	0,9805 490328
6	44000	108400	94000	83600	73200	35360	28600	20540	13800	2600	499100	0,9876 492911
7	43400	102800	92800	82400	72000	34840	28680	20280	13800	2600	493000	0,9930 489549
8	51000	86000	76000	67600	55600	23920	17160	8580	2860	—	388720	0,9969 387515
9	50000	84000	74400	64000	54000	23400	17160	9100	2600	—	378660	0,9992 378863

第一千三百二十六圖ハ軸推力影響面及之ニ對スル最大軸推力ヲ
與フ可キ荷重配置ヲ示シ其縦距次ノ如キ結果ヲ得タリ。

最大軸推力—

荷重番號	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X
0	1,22	1,60	1,82	2,05	2,28	2,71	2,42	2,09	1,83	$\frac{1}{2}, 1,56, 29, 0$
1	1,19	1,56	1,79	2,03	2,25	2,67	2,40	2,08	1,80	$\frac{1}{2}, 1,53, 29, 0$
2	1,60	1,97	2,21	2,43	2,66	2,18	1,91	1,60	1,32	$\frac{1}{2}, 1,56, 20, 0$
3	1,57	1,94	2,17	2,41	2,63	2,17	1,90	1,60	1,32	$\frac{1}{2}, 1,56, 20, 0$
4	1,52	1,92	2,16	2,39	2,62	2,16	1,89	1,57	1,31	$\frac{1}{2}, 1,55, 20, 0$
5	1,52	1,91	2,15	2,38	2,60	2,15	1,88	1,56	1,30	$\frac{1}{2}, 1,54, 20, 0$
6	1,31	1,88	2,11	2,36	2,59	2,14	1,86	1,55	1,30	$\frac{1}{2}, 1,53, 20, 0$
7	1,30	1,85	2,08	2,33	2,57	2,12	1,85	1,54	1,29	$\frac{1}{2}, 1,52, 20, 0$
8	1,32	1,70	2,05	2,30	2,55	2,09	1,82	1,52	1,25	$\frac{1}{2}, 1,50, 20, 0$
9	1,31	1,71	1,95	2,25	2,50	2,04	1,79	1,50	1,24	$\frac{1}{2}, 1,48, 20, 0$
10	1,25	1,75	2,00	2,25	2,50	2,05	1,80	1,50	1,25	$\frac{1}{2}, 1,46, 20, 0$

荷重 × 縦距 × $\cos \phi_1$

分格點	荷重番號	I II III IV V VI VII VIII IX X										總和	$\cos \phi_1$	軸推力(#)
		0	24400	64000	72800	82000	91200	70460	62920	54340	47580	90480	660180	0,0227
	1	23800	62400	71600	81200	90000	69420	62400	54060	46800	88740	650440	0,0374	609721
	2	32000	78800	88400	97200	106400	56680	49660	41600	34320	48400	627460	0,0504	596388
	3	31400	77600	86800	96400	105200	56420	49400	41600	34320	42400	621540	0,0620	597921
	4	30400	76800	86400	95600	104400	56160	49140	40820	34060	42000	615780	0,0720	598538
	5	30400	76400	86000	95200	104000	55900	48880	40560	33800	41600	612740	0,0805	600792
	6	26200	75200	84400	94400	103600	55640	48860	40300	33800	41200	603100	0,0876	595622
	7	26000	74000	83200	93200	102800	55120	48100	40040	33540	40800	596800	0,0930	592622
	8	26400	68000	82000	92000	102000	54340	47320	39520	32500	40000	584080	0,0969	582359
	9	26200	68400	74000	90000	100000	53040	46540	39000	32240	39200	568620	0,0992	568165
	10	25000	70000	80000	90000	100000	53300	46800	39000	32500	40000	576600	1,0000	576600

更ニ第一千三百二十七圖ニ於テ最大軸推力ノ場合(第一千三百二十六圖)ト同一荷重状態ニ於ケル弯曲力率ヲ求ム可シ即チ弯曲力率影響面ニ於テ第一千三百二十六圖ニ於ケルモノト同一状態ニ於ケル荷重ヲ配置セバ次ノ如キ結果ヲ得可シ。

最大軸推力ニ相當スル弯曲力率。

分格點	荷重番號	I II III IV V VI VII VIII IX X										最大正號弯曲力率(#)
		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	1	-1,19	-0,57	-0,20	0,17	0,55	1,23	1,11	0,96	0,84	$\frac{1}{2} \cdot 0,31 \cdot 29,0$	
	2	-0,62	0,00	0,38	0,77	1,15	0,94	0,82	0,60	0,57	$\frac{1}{2} \cdot 0,48 \cdot 20,0$	
	3	-0,71	-0,03	0,31	0,70	1,08	0,89	0,78	0,65	0,54	$\frac{1}{2} \cdot 0,44 \cdot 20,0$	
	4	-0,87	-0,23	0,16	0,56	0,97	0,80	0,70	0,58	0,49	$\frac{1}{2} \cdot 0,39 \cdot 20,0$	
	5	-1,03	-0,36	0,05	0,46	0,87	0,71	0,62	0,52	0,43	$\frac{1}{2} \cdot 0,34 \cdot 20,0$	
	6	-0,90	-0,53	-0,10	0,32	0,75	0,61	0,55	0,46	0,38	$\frac{1}{2} \cdot 0,30 \cdot 20,0$	
	7	-0,58	-0,72	-0,28	0,16	0,80	0,49	0,44	0,38	0,30	$\frac{1}{2} \cdot 0,24 \cdot 20,0$	
	8	-0,40	-0,52	-0,56	-0,07	0,43	0,35	0,31	0,26	0,22	$\frac{1}{2} \cdot 0,17 \cdot 20,0$	

9	-0,17	-0,23	-0,26	0,30	0,23	0,20	0,17	0,14	0,11	$\frac{1}{2} \cdot 0,10 \cdot 20,0$
10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

荷重 × 縦距 × y

分格點	荷重番號	I II III IV V VI VII VIII IX X										總和(#)	y 邪曲力率(#)
		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
	1	-23800	-22800	-8000	6800	22000	31980	28860	24960	21840	41180	123020	1,886
	2	-12400	0	15200	30800	46000	24440	21320	17940	14820	18000	176120	3,583
	3	-14200	-3200	12400	28000	43200	23140	20280	16900	14060	17600	158180	5,084
	4	-17400	-9200	400	22400	38800	20800	18200	15080	12740	15600	123400	6,389
	5	-20600	-14400	2000	18400	34800	18460	16120	18540	11180	13600	93100	7,499
	6	-18000	-21200	-4000	12800	30000	15860	14300	11960	9880	12000	63600	8,410
	7	-11600	-28800	-11200	6400	24000	12740	11440	9360	7800	9600	29740	9,116
	8	-8000	-20800	-22400	-2800	17200	9100	8060	6760	5720	6800	-360	9,623
	9	-3400	-9200	-10400	-12000	9200	5200	4420	3640	2860	4000	-5680	9,927
	10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

以上得タル結果ヲ摘記スレバ次ノ如キ結果ヲ得可シ。

分格點	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
最大正號弯曲力率(#)	0	500676	892884	1053913	1119988	1216768	1106587	945311	808028	415941	
同上ノ場合軸推力(#)	—	169107	210837	192631	240973	230672	286011	278179	341917	305355	—
最大負號弯曲力率(#)	0	-447057	635361	1027986	1136910	1098305	1112476	934933	642048	377426	0
同上ノ場合軸推力(#)	—	527569	534220	536623	490393	490328	492911	489549	387515	378863	—
最大軸推力(#)	609280	610373	596338	597921	595358	600792	595622	592622	582359	568165	576600
同上ノ場合弯曲力率(#)	0	232016	631038	804187	788654	698157	534876	271110	-3464	-56389	0

以上計算ニ於テハ剪力 Q = 對スル計算ハ之ヲ省略シタルモ若シ向心剪力影響面ヲ求メントセバ第一千三百二十二圖ニ於テ

$$\begin{aligned} Q &= (P + H \tan \alpha) \cos \phi_1 - H \sin \phi_1 \\ &= \frac{\sin(\phi_1 - \alpha)}{\cos \alpha} \cdot \left(P \frac{\cos \phi_1 \cos \alpha}{\sin(\phi_1 - \alpha)} - H \right) \end{aligned}$$

拱形對稱的即チ $\alpha = 0$ ナル時ハ

$$Q = \sin \phi_1 (P \cot \phi_1 - H)$$

即チ $P=1$ トセバ, H 曲線ト $1.\cot\phi_1$ トノ差ナル影響面ヲ畫キ之ニ
乗數 $\mu_q = \sin\phi_1$ ヲ乘ズルニ依リテ容易ニ之ヲ求ムルヲ得可シ.

第四章 拱ニ關スル實驗

第一節 總 説.

土木及建築方面ニ拱ヲ應用シタルハ其淵源遠ク耶蘇紀元前三千年乃至四千年ニアリト稱セラル「シャルデア」(Chaldea)ニ於ケル「ニッパル」(Nippur), 埃及ニ於ケル「デンデラ」(Dendera)等ニ徑間 6' 内外ノ拱ヲ使用シタルノ形迹アリ秦始皇ノ建設シタル萬里ノ長城ニハ其樓門中ニ當時既ニ拱ニ關スル相當ノ技巧アリシヲ表證シマルコ・ポロ氏(Malco Polo)ハ紀元十三世紀ニ建造シタル拱橋ノ今猶其使用ニ堪ユルモノアルヲ指摘セリ去レド十九世紀以前ノ建造ニ係ルモノハ凡テ煉瓦若クバ石造ニ限り純混凝土ヲ應用シタルハ恐クハ千八百十六年佛國「スイラック」市(Souillac)「ドルドォギュ」河(Dordogne)ニ徑間 5m ノ拱橋ヲ架設シタルヲ嚆矢トス可ク千八百八年頃ヨリ漸ク鐵筋混凝土ヲ應用スルニ至リ千八百八十九年桑港金門公園ニ於テ僅ニ徑間 20', 拱矢 4' 3" 幅 64' ノ拱橋設計セラレタルヲ見ル爾後二十年間一時ニ長足ノ發展ヲ促ガシ千九百十一年伊國「タイバー」河(Tiber)ニ架セル鐵筋混凝土拱橋ハ其徑間實ニ 328' ヲ算スルニ至リ橋梁發達史上將ニ一新紀元ヲ劃スルニ至リ.

拱ノ理論ニ關シテハ千七百十二年「レーイ」氏(Lahire)ノ發表セル摩擦ヲ有セザル拱石平衡論(Equilibrium of the Voussoirs as a System of frictionless Blocks)ヲ初トシ續イテ「アイテルワイン」氏(Eytelwein)ノ摩擦添和理論トナリ千七百三十年以降「クーブレー」氏(Couplet), 「ク

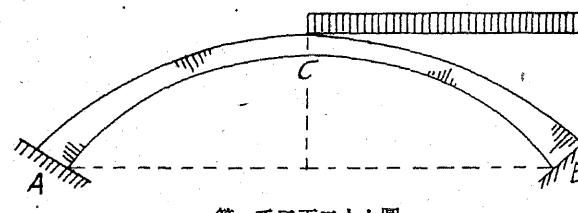
「クーロン」氏 (Coulomb), 「ボイスター」氏 (Boistard), 「ナヴィエ」氏 (Navier), 「ペロンネー」氏 (Perronet), 「メリー」氏 (Méry), 「ラームエ」氏 (Lamé), 「クラペロン」氏 (Clapeyron), 「ランキン」氏 (Rankine), 「モスレー」氏 (Moseley) 等ノ推力理論 (Thrust theory) ヨリ「ワイラウフ」氏 (Wayrauch), 「ヴァンクラー」氏 (Winkler), 「テトマージャー」氏 (Tetmajer), 「メラン」氏 (Milan) 及「モルシュ」氏 (Mörsch) 等ノ彈性理論 (Elastic theory) ヲ經テ今日ノ所謂拱學說ノ樹立ヲ見ルニ至レリ而シテ此等理論ガ實際施工ノ拱ニ對シ如何ナル程度迄正當ニ適用サレ得可キカ如何ナル强度迄其應力ヲ許容シ得可キカノ問題ニ至リテハニ之ヲ實驗ニ徵スルノ外ナカル可シ即チ活重ニ對スル拱ノ動作及性質 (Action and Behaviour) ニ關スル確認若クバ資料ノ要求ハ自然ノ徑路ナルヲ以テ理論ノ推定ト同時ニ實驗ノ並進ヲ促ガシ千八百八十六年伯林ニ於テ「ワイス」氏 (Wayss) ガ徑間 4.5m 乃至 8m ニ涉ル「モニエー」式拱六種ノ實驗ヲ試ミタルヲ初メトシ千八百九十年ヨリ千八百九十五年ニ涉リ澳國政府ハ實物大鐵筋混凝土拱橋ニ關スル大規模ノ實驗ヲ施行シ其結果ノ發表ト共ニ應用發達上一段ノ進歩ヲ加エタルモノアリキ爾來實驗ノ數勘カラザルモ千九百八年獨國混凝土協會ガ徑間 93'ノ三鉸拱橋ヲ實驗シ鐵筋混凝土拱橋ニ對スル理論ト實際ト克ク相吻合スルノ事實ヲ發表シタリショリ以來此構法ニ對スル信念ハ殆ンド完全ニ確立セラル、ニ至レリ今順次簡單ニ其重要ナル實驗ニ就キテ其結果ヲ說述ス可シ。

第二節 鐵筋混凝土拱ノ一般性質

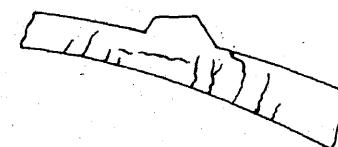
橋臺ノ抵抗程度如何ハ拱ノ性質 (Behaviour) ニ著シキ影響ヲ與フ可シ即チ曲線形拱背 (Extrados) ヲ有スル拱ハ其橋臺ニ墳少ノ沈降

(Yielding) アルトキハ徑間ノ外側展開ニ依リテ破壊ヲ生ズ可ク扁平ナル拱脊ヲ有スルモノニアリテハ其拱背ニ於ケル鐵筋ガ或必要ナル深サ丈ヶ拱臺内ニ插入シアルニアラザレバ拱ノ中心ニ近ク陷落ノ傾向ヲ有ス可シ一般ニ曲線形拱背ヲ有スルモノハ柄ノ場合ト同ジク最初ノ裂縫ハ拱腹 (Intrados) ニ起リ最後ノ破壊ニ達スル前拱背ノ脱片 (Flaking) ヲ生ズ可ク扁平ナル拱背ヲ有スルモノ若クバ曲線形拱腹ヲ有スルモノハ拱臺ノ降伏セザル限り拱背、拱腹何レカ最大張力ヲ生ジタル個所ニ於テ最初ノ裂縫ヲ現出ス可シ第一千三百二十八圖ハ半載荷重ヲ有スル場合即チ拱ノ中軸面ヨリ壓力曲線 (Curve of pressure) ノ最大ナル變位ヲ起ス可キ荷重ノ配置ニ於ケル降伏狀態ヲ示スモノナリ剪力ニ依リテ裂縫ヲ生ズ可キ唯一ノ狀態ハ開側式拱 (Open spandrel arch) ニ於ケル柱若クバ壁ノ直下附近ニ來ル集中荷重ニ歸因スルモノニシテ其形第一

第一千三百二十八圖



第一千三百二十九圖



千三百二十九圖ノ如ク全ク局部的ノモノナリト知ル可シ。

鐵筋混凝土拱ヲ設計スル場合ニハ裂縫若クバ破壊ヲ來ス恐アル部分ニハ凡テ補強鐵筋ヲ用意ス可キ

ハ勿論ナルモ曲線形拱背ヲ有シ等布荷重ノミノ來ル小拱橋ニアリテハ拱腹ノ全部ト更ニ拱端ヨリ破壊繼手即チ徑間ノ約 $\frac{1}{4}$ 邊マデハ拱背ニアリテモ之ヲ補強スルコト必要ナリ大徑間ノ拱橋ニ

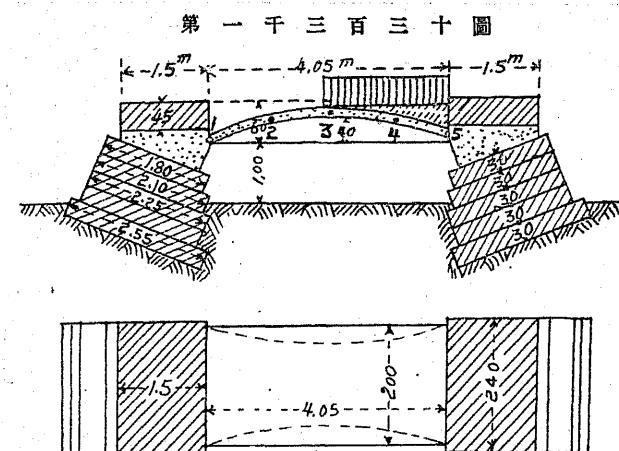
アリテハ其腹背兩方面トモ全部ヲ補強スルコト一般ノ構法ナリ
トス開側式ニアリテハ其局部的剪力ニ對抗セシムル爲メ壁若ク
バ柱ノ底部ニ特殊ニ鐵筋ヲ添和スルヲ要ス扁平拱背ヲ有スルモ
ノニアリテハ上下兩側ヲ連絡スル爲メ拱臺ニ近ク垂直若クバ傾
斜鐵筋ヲ置クカ或ハ拱背ニ於ケル鐵筋ヲシテ深ク拱臺内迄連續
插入セシムルヲ良シトス。

鐵筋混泥土拱橋ハ大部應壓力ヲ受クルヲ以テ混泥土ノ膨出ニ
對シ可成其抵抗ヲ增進セシムル爲メ主要鐵筋ハ垂直及水平共ニ
相互連結セシムルコト必要ナリ可動荷重ヲ受クルモノニアリテ
ハ荷重ノ各位置ニ相當スル凡テノ壓力曲線ヲ確定シ更ニ無鉛拱
橋ニアリテハ溫度ヨリ來ル影響ヲ算出シテ其最不利益ナル場
合ニ於ケル鐵筋ノ配置ヲ考察ス可キヤ勿論ナリ更ニ平面拱背ヲ
有スル拱橋ハ小徑間ニシテ等布荷重ヲ有スル場合ト雖モ猶腹背
兩側ニ近ク全部鐵筋ヲ配置スルヲ良シトス。

第三節 緊定拱ニ關スル實驗

純混泥土若クバ鐵筋混泥土ニテ築造セル緊定拱ノ實驗ハ一千八
百八十六年獨國「ワイス」氏 (Ways) ノ施行セルモノヲ嚆矢トシ爾來
澳國「シュスター」氏 (Schuster) 獨國「バウシンガー」氏 (Bauschinger), 澳國
エムペルガー氏 (Emperger), 獨國「フォール」氏 (Völle), 米國「カツ」氏 (Kutz)
其他官衙會社等ノ實驗ニ係ルモノ渺カラズ然モ一千八百九十年ヨ
リ一千八百九十五年ニ涉リテ澳國土木及建築協會 (Oesterreichischen
Ingenieur u. Architekter Vereins) ガ約十萬「クローネン」ノ經費ヲ投ジテ
煉瓦, 石材, 純混泥土, 「モニエー」式及「メラン」式ノ各種拱ニ就キテ實驗
シタルモノハ其規模ノ宏大ナルト從來懸案ノ疑點ヲ解決シ得タ

ルトニ於テ最モ重
要ナルモノニ屬ス
今茲ニハ其大要ヲ
略述スルニ止ム可
シ同協會ノ實施シ
タル拱ノ種類甚ダ
多ク建築用床ニ對
スルモノハ徑間
2,7 m 乃至 4,05 m, 橋



梁ニ關スルモノハ徑間 10 m 及 23 m ニシテ何レモ各種材料ヲ用キ
テ之ヲ築造シ半載荷重ヲ加エテ兩拱端拱頂, $\frac{1}{4}$ l 點及 $\frac{3}{4}$ l 點ノ五
ヶ所ニ就キテ夫々水平及垂直變位ト角變位トヲ側定シ裂縫ノ現
出ト應力トノ關係ヲ研究シタリ先ツ建築用床ニ對スル純混泥土
及鐵筋混泥土ノ供試拱ハ其形第一千三百三十圖ノ如ク其水平, 垂
直及角變位ノ最大值ヲ示セバ第百五十八表ノ如シ。

第一百五十八表

半載荷重 kg/m^2	純混 土						「モニエー」式						「メラン」式					
	最大垂直 變位			最大水平 變位			最大角變位			最大垂直 變位			最大水平 變位			最大角變位		
	位置 (mm)	量 (mm)	位置 (mm)	量 (mm)	位置 (mm)	量 (mm)	位置 (mm)	量 (mm)	位置 (mm)	量 (mm)	位置 (mm)	量 (mm)	位置 (mm)	量 (mm)	位置 (mm)	量 (mm)	位置 (mm)	量 (mm)
500	4	0,3	2	0,1	4	+ 1'00"	4	1,0	2	0,3	3	- 3'46"	3	1,2	1	0,1		
1000	3	0,7	"	0,2	"	+ 2'15"	"	1,9	"	0,6	"	- 7'55"	"	2,4	4	0,3		
1500	4	2,4	"	0,5	"	+ 7'50"	"	4,0	3	1,1	"	- 14'25"	"	3,6	"	0,7		
2000	"	4,3	"	1,2	"	+ 13'40"	"	6,5	2	2,0	"	- 23'36"	"	4,8	3	0,9		

2500	"	7,4	"	2,4	"	+23'45"	"	10,6	"	3,5	"	- 42'07"	"	5,4	4	2,3
3000	"	13,5	"	4,5	—	—	"	14,8	"	4,6	"	- 59'10"	"	6,4	"	2,4
3287	"	16,7	"	3,0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3500	—	—	—	—	—	—	4	17,0	2	5,9	3	- 1°14'00"	—	—	—	—
4000	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	3	10,3	3	3,1
5000	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	"	13,0	"	3,7
6000	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	"	17,1	"	2,4

以上ノ結果ニ據リテ之ヲ見ルニ耐荷重ハ「メラン」式最大ナルモノ同式ハ製作後一ヶ年他ノ二式ハ同ジク四ヶ月ヲ經過シタルモノニ屬ス更ニ之ヲ同厚同拱矢ニ換算シタル結果ハ第百五十九表ニ示セルガ如ク其強度「モニエー」式最大ニシテ「メラン」式之ニ次ギ純混凝土式最弱小ナリ而シテ床ニ傳達ス可キ荷重ノ配布ハ鐵筋ヲ少距離毎ニ配置セル「モニエー」式ガ硬材ヲ各梁毎ニ配置セル「メラン」式ニ勝ルコト大ナルハ言フヲ俟タズ然カモ後者ニアリテモ猶純混凝土式ニ比シテ約四倍ノ耐荷力ヲ呈セルヲ見ル可シ。

第一百五十九表

徑間 4.05m ヲ有スル供試拱床ノ比較			
拱ノ種類ト荷重	「モニエー」式	「メラン」式	純混凝土
拱頂厚さ(cm)	5	8	10
拱矢(cm)	40	29	41
拱ノ自重	1010	2200	2000
荷重 半載荷重(kg)	1887	700	2061
合計	2897	2900	4061
一平方m=對スル鐵筋ノ量(kg)	6,0	9,3	—
一平方mニ於ケル定荷重	358	358	501
最初ノ裂縫ヲ現出シタル時ノ荷重 kg/m ²	2000	5000	2000
同上ニ關スル算出應張力度 kg/cm ²	113	—	25,6
破壊荷重(kg)	4360	—	3865

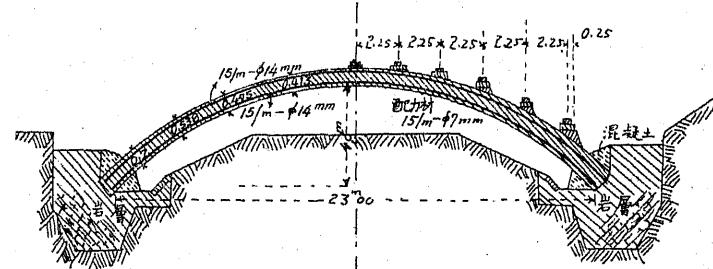
拱厚 8 cm, 拱矢 40 cm トシテ換算セル 裂縫現出當時ノ荷重 (kg) 同上破壊荷重	5376	4705	1236
	11720	—	2388

拱橋ニ關シテハ千八百九十年末製作ノモノ二百二十四日後即チ千八百九十一年七月徑間 10 m, 拱厚 41 cm ノ純混凝土拱橋ニ就キテ施行セラレタリ變位量測定點ハ前ト同ジク拱ノ左右五ヶ處トシ半載荷重 635 kg/m² ヨリ 5080 kg/m² ニ達セリ 2540 kg/m² ニ於テ拱端上側ニ最初ノ裂縫ヲ顯出シ 3810 kg/m² ニ至リ加重側ノ中央即チ $\frac{1}{4}$ 点ヨリ拱頂側ニ向ヒ 50 cm ヲ隔ツル點ノ下側ニ第二ノ裂縫ヲ顯出シ遂ニ 10322 kg/m² ニ至リテ破壊ノ現象ヲ呈シタリ斯くて加重側ノ中央ニ於ケル最大沈下量ハ 29 mm, 拱頂 28,5 mm, ノ不加重側ノ中央 12,5 mm ナリシガ荷重ヲ撤去シタル後夫々 16,8, 15,9 及 7,7 m ニ復歸シタリ更ニ比較ニ便スル爲メ拱頂厚 15 cm, 拱端 20 cm, 徑間拱矢前ト同様ナル「モニエー」式拱橋ヲモ同時ニ實驗シタリシガ其半載荷重 4500 kg/m² ニ至リテ最初ノ裂縫ヲ顯出シ同ジク 9000 kg/m² ニ至リテ拱端ニ裂縫ヲ生ジタリ今前者ト比較換算シタル結果ニ據レバ「モニエー」式ニアリテハ裂縫ヲ生ジタル當時拱端ニ於ケル壓力度 142 kg/cm², 應張力度 70 kg/cm² ニシテ純混凝土ニアリテハ破壊當時ニ於テ夫々 99 kg/cm² 及 21 kg/cm² ニ過ギザリキ今若シ兩者トモ平均 17,5 cm ノ拱厚ヲ有スルモノトシテ裂縫顯出ノ當時ニ溯リテ換算セバ其耐荷重ハ「モニエー」式 4500 kg/m² ニ對シ純混凝土ニアリテハ 1600 kg/m² 即チ前者ノ約 $\frac{1}{3}$ ニ過ギザリシヲ見ル。

續イテ千八百九十二年「ブルケルスドルフ」市 (Purkersdorf) ニ於テ徑間 23 m, 拱矢 4,6 (及 2 m) ヲ有シ煉瓦, 石材, 混凝土及鐵筋混凝土ノ各

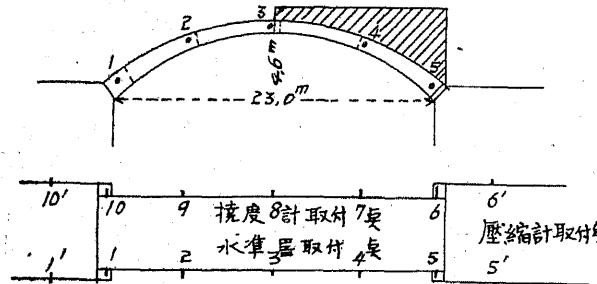
種材料ヨリ構成セル拱橋ニ就キ何レモ半載荷重ヲ加エテ其強弱

第一千三百三十一圖

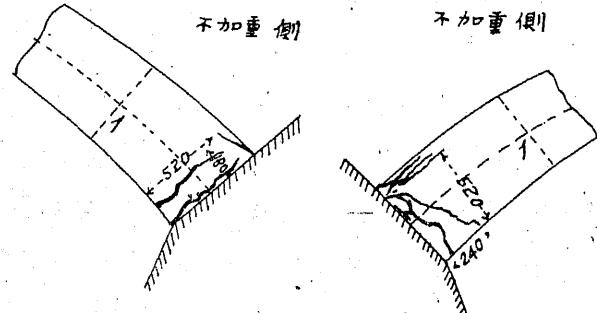


土橋モ拱厚 70 cm ナル外何レモ「モニエー」式ト同様ノ寸法ヲ有ス) 水平距離 2.25 m 每ニ分割セル格點六ヶ處ニ於テ荷重ヲ加エ變位

第一千三百三十二圖



第一千三百三十三圖



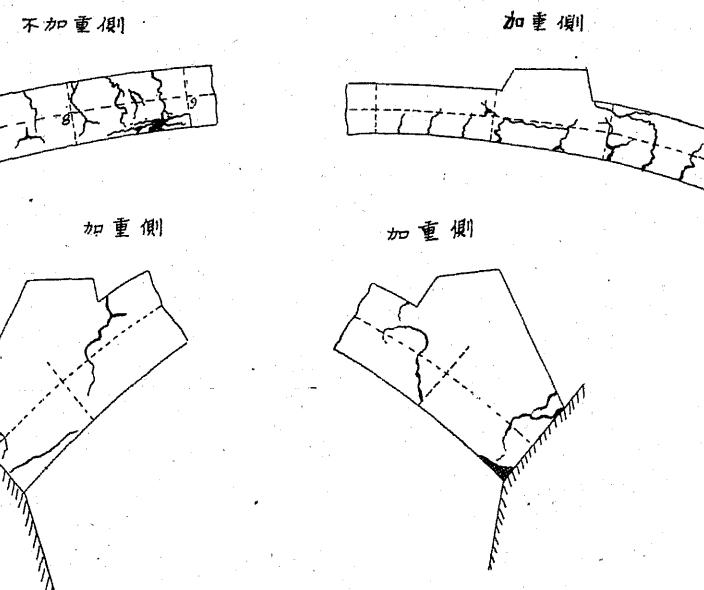
ヲ實驗シタリ内モニエー式拱ノ寸法ハ第一千三百三十一圖ニ示スガ如ク(純混凝土橋モ拱厚 70 cm ナル外何レモ「モニエー」式ト同様ノ寸法ヲ有ス)

量ノ觀測點ハ第一千三百三十二圖ノ如ク五ヶ處ニ於テ之ヲ設置シタリ純混凝土橋ニ關シテハ最初ノ裂縫顯出ハ 2750 kg/m^2 の荷重ニ於テ加重側ニテ拱頂ヲ去ル 7 及 8 m の中間下側ニ起リ 2950 kg/m^2 ニ至リ初メテ不加重側拱端ニモ裂縫ヲ生ジ 3423 kg/m^2 ニ至リテ

其現象第一千三百三十三圖ノ如ク著シク遂ニ 3620 kg/m^2 即チ總荷重 83275 kg = 至リテ突然三ヶ處ニ於テ破壊シタリ破壊前ニ於ケル最大垂直及水平變位量ハ 9 mm 及 5 mm ヲ超ユルコトナカリキ。

「モニエー」式ニアリテハ堰板取外後先づ垂直 = 1.4 mm, 水平 = 1 mm の變位ヲ生ジタリ最初ノ裂縫ハ半載荷重 3414 kg/m^2 = 起リ其變位量垂直 12.4 mm, 水平 6.7 mm, 變角量 $19'$ ヲ示シタリ其裂縫ハ最初不加重側拱端ニ近ク毛狀ヲ呈シ續イテ加重側下端及不加重側上端ニ於テ何レモ拱頂ヲ去ル 8 乃至 9 m の中間ニ於テ長サ 10 乃至 40 cm トナリ 3889 kg/m^2 乃至 4340 kg/m^2 ニ至リ漸々裂縫ノ幅ヲ擴大シ續イテ其數ヲ加エ拱端モ逐次其數ヲ增大スルニ至レリ其裂縫狀態ノ一部ハ第一千三百三十四圖ニ示セルガ如シ而シテ一度

第一千三百三十四圖



荷重ヲ取去ルトキハ裂縫ハ收縮シ再び同一荷重ニ至レバ原状ニ復歸スルノミナラズ更ニ新裂縫ノ顯出ヲ見ル可ク猶荷重ノ増加ト共ニ益々其數及大サヲ增進シ遂ニ $6353 \text{ kg}/\text{m}^2$ 即チ全荷重 146119 kg ニ達シテ破壊ノ現象ヲ呈シタリ最大變位量ハ $5950 \text{ kg}/\text{m}^2$ = 起リ垂直 60 mm, 水平 36 m, 變角量 55'ヲ示セリ以上實驗ノ結果ニ據リテ得タル結論概ね次ニ述ブル所ノ如シ。

- 1) 加重ノ始期ニ於ケル拱軸ノ變形量ハ殆ンド其加重ト共ニ正比例ヲ爲ス換言セバ「フックス」氏法側ニ準ジテ直線ヲ示ス如シ
- 2) 加重ガ或限度ヲ超過シタル後ハ煉瓦及石拱ハ其繼手ニ於ケル膠泥ノ附著力純混凝土及「モニエー」式ハ混泥土ノ應張力ヲ超過スルニ至リテ初メテ裂縫ヲ顯出ス可シ 3) 煉瓦及石拱繼手ニ於ケル膠泥ノ最遠纖維附著力ハ 5 乃至 $6 \text{ kg}/\text{cm}^2$, 混凝土ノ應張力ハ同ジク $17 \text{ kg}/\text{cm}^2$ 鐵筋混泥土ニアリテハ 40 乃至 $60 \text{ kg}/\text{cm}^2$ ヲ示ス
- 4) 最初ノ裂縫顯出ト共ニ變形量ニ突飛ナル變化ヲ與フルコトナシ 5) 煉瓦及石拱ニ於ケル最初ノ裂縫顯出ハ所謂破壊面(第一章第七節參照)=起リ純混凝土及「モニエー」式ニアリテハ裂縫ハ不規律ナル枝狀ヲ爲シ一旦荷重ヲ撤去スルトキハ裂口再び閉塞シ更ニ加重スルニ及ビテ裂縫再現スルノミナラズ更ニ其數ヲ增加ス可ク猶其破壊ニ伴ヒ所々壓挫若クバ剪斷作用ノ伴フヲ見ル
- 6) 裂縫ノ位置ハ一般ニ徑間ノ $\frac{1}{4}$ 乃至 $\frac{1}{3}$ 間若クバ $\frac{2}{3}$ 乃至 $\frac{3}{4}$ 間及拱端ニシテ理論的危險斷面ト略ボ一致ス可シ 7) 最初ノ裂縫顯出ハ必ズシモ拱ノ最終抵抗ヲ意味セズ最終ノ抵抗ニ對スル荷重ハ更ニ著シク增進ス可シ 8) 裂縫顯出ノ後ハ荷重ノ増加ト共ニ應壓層ニ於ケル壓力著シク増進シ其軸推線ハ益々上昇シ應壓力

及應剪力ノ超過ト共ニ拱ハ數ヶ所ニ於テ破壊ノ現象ヲ呈ス可シ
9) 裂縫顯出及破壊ニ對スル荷重ハ大約次ノ如キ結果ヲ得タリ。

拱ノ種類	最初ノ裂縫顯出 kg/m^2 ニ對スル荷重	破壊荷重 kg/m^2
石拱	2457	3218
煉瓦拱	1830	2937
純混凝土拱	2750	3619
モニエー式拱	3414	6353

即チ最初ノ裂縫顯出荷重ニ對スル破壊荷重ノ割合ハ石拱ニテ 70%, 煉瓦拱ニテ 59%, 混凝土拱ニテ 31%, モニエー式拱ニテ 86% 丈ケ昂進セルヲ見ル 10) $1778 \text{ kg}/\text{cm}^2$ 乃至 $4000 \text{ kg}/\text{cm}^2$ ノ荷重間ニ於テ測定セル垂直變形量ヨリ計算シ得タル彈性係數ノ值ハ石拱 $60400 \text{ kg}/\text{cm}^2$, 煉瓦拱 $27800 \text{ kg}/\text{cm}^2$, 混凝土拱 $246000 \text{ kg}/\text{cm}^2$ 及「モニエー」式拱 $335500 \text{ kg}/\text{cm}^2$ ヲ得タリ此係數ヲ利用シテ拱頂ニ於ケル變位角ヲ計算スルトキハ其結果實測變位角ト略相一致スルヲ見ル 11) 實驗ノ結果殊ニ鐵筋混泥土ニアリテハ荷重ノ或程度迄ハ荷重ト變形量トハ近似的ニ正比例ヲナスヲ以テ實際ノ鐵筋混泥土拱ハ一般ニ等質材料ヨリ成ル彈性拱トシテ之ヲ取扱ヒ得可ク其應張力度約 40 乃至 $50 \text{ kg}/\text{cm}^2$ ヲ有スルモノト考フルモ差支ナシ 12) 實驗ノ結果最初ノ裂縫ハ常ニ膠泥ノ附著力若クバ其應張力限度ノ超過ニ歸因シ其應壓力ハ應張力ノ 12 乃至 30 倍ノ抵抗ヲ發揮スルヲ見ルガ故ニ膠泥若クバ混泥土ノ優良ナルモノヲ使用スルコト及應張側ニ鐵筋ヲ使用スルノ最モ有效ナルコトヲ證明シ得可シ。

彈性理論ヲ適用シテ拱ヲ解決スルノ差支ナキコト前述ノ如クナルモ之ヲ應用スルニ當リ注意ス可キハ垂直及水平ノ方向ニ於

ケル抵抗充分ナラザル可ラザルコト換言セバ拱臺ガ加重ニ從ヒテ毫モ沈降スルガ如キコトアル可ラザルコト,施工ニ對スル受材及堰梓ハ出來能フ丈ヶ不變的ナラザル可ラザルコト,材料ノ配合優良ナラザル可ラザルコト,施工ノ方法ニ充分ナル注意ヲ要スルコト,完成セル拱ニハ充分ニ撒水シテ早ク乾燥スルヲ防止ス可キコト,堰梓ノ沈降ハ漸次等布的ナラザル可ラザルコト等是ナリ。

猶以上四種ノ材料ヨリ成ル拱ニ對スル强度ノ關係ヲ一括セバ
第百六十表ノ如キ結果ヲ得可シ.

第 百 六 十 表

煉瓦,石材,混擬土及鐵筋混擬土拱ノ强度比較										
拱ノ種類	拱厚(cm)			最初ノ製磚顯出荷重		算出最大脹張力度 kg/cm^2	破拱荷重		破壊荷重ト 製磚顯出荷 重トノ比	モニエ一式 モニエ一式 破壊荷重 トノ単位トセ
	拱頂	拱端	平均	全荷重(t)	t/m^2		全荷重(t)	t/m^2		
石 拱	60	110	85	56,51	2,457	9,4	74,022	3,218	1,31	0,51
煉 瓦 拱	60	120	90	42,20	1,880	7,0	67,543	2,937	1,60	0,46
混 擬 土 拱	70	70	70	63,25	2,750	17,0	83,275	3,619	1,81	0,57
モニエ一式拱	35	60	47,5	78,53	3,414	50,18	146,120	6,353	1,86	1,00

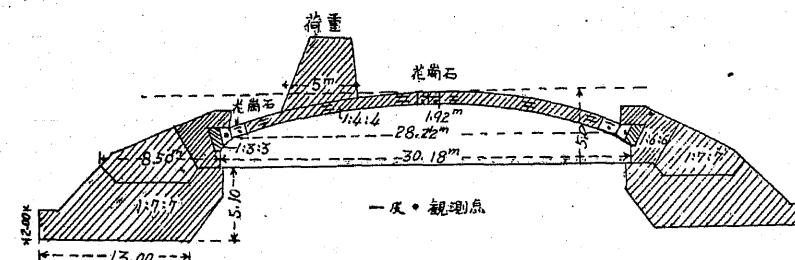
「モニエー式」ノ變形量ハ初期ニアリテハ他種ノ拱ト其量ニ著シキ差違ヲ認ムルコトナキモ荷重ノ増加ニ伴ヒ若シ同一狀態ニアルモノトセバ變形量ハ他拱ニ比シテ漸次其度ヲ輕減ス可シ而シテ鐵筋ノ共働ハ拱厚ヲ減ズルノ效アルノミナラズ著シク水平推力ヲ減ジ得可ク特ニ大徑間ノ拱橋ヲ於テ建設費ヲ減ジ得ルノ利益アリ。

第四節 三鉸拱橋ニ關スル實驗

千九百二年獨國「デュセルドルフ」市 (Düsseldorf) ニ開催セル工業及工藝博覽會ニ獨國「ボルトランド・セメント」協會及獨國鐵筋混凝土

土協會ノ出品ニ係リ「ディッケルホフ」及「ヴィッドマン」會社 (Dyckerhoff u. Widmann, A. G.) ノ建設シタル大徑間ノ三鉸拱橋ハ博覽會閉鎖後市街橋トナス計畫ナリシモ其後千九百八年十月ヨリ獨國鐵筋混凝土協會, 軍用鐵道及運河委員會, 王立材料試驗所, 工科大學及都市技術者聯合委員會等ニ依リ大規模ノ供試實驗拱トシテ使用ス可キニ決定シタリ其實驗ノ細目ハ「ルーデロフ」教授 (Prof. Rudeloff), 「マルテンス」教授 (Prof. Martens), 「ゲーラー」氏 (Gehler), 「ヒューザー」氏 (Hüser), 「キエーネン」氏 (Koenen) 及「シェンブルン」氏 (Schönbrunn) ノ諸氏ニ依リ指揮算定セラレタリ其供試拱橋ハ徑間 28,02 m (92'6"), 拱矢僅ニ 1,92 m, 幅 9,04 m 内 5,52 m ハ車道用ナリキ拱混凝土ノ配合ハ 1:4:4 ニシテ拱臺ノ分ハ夫々第一千三百三十五圖ニ示スガ如ク拱頂ノ厚 65 cm, 拱端 70 cm, 徑間左右 $\frac{1}{4} l$ 點ニ於テ夫々 85 cm ヲ有シ鉸ハ花崗石ヨリ成リ鉸點ノ曲徑夫々 2,09 及 2,05 m ヲ有ス最モ完全ニ破壊シ且ツ最不利ナル狀態ニ於テ試驗スル爲メ凡テ拱上ノ填

第一千三百三十五圖



充料ヲ取除キ直接拱上ニ荷重ヲ適用シタリ加重ノ方法ハ南側半拱ノ中都ニ於テ幅7.7mノ長サ5mノ面積上ニ鐵材ヲ積上げ其總量423000kgニ達シタリシモ猶未ダ破壊スルニ至ラザリキ觀測ハ支臺ノ移動、鉸ノ回轉、拱ノ撓度、纖維層ノ變形量及地盤ノ沈降等ニ

シテ夫々特殊觀測ノ裝置ヲ施シタリ其詳細ハ繁ヲ避ケテ茲ニ之ヲ省略ス。

實驗ノ結果ハ荷重増加スルニ伴ヒ拱ハ加重側ニ低下シ不加重側ニ上昇シ12噸内外ニ至リテ加重側ノ中央下側縁ニ微細ナル毛狀裂縫ヲ現出シ140噸ニ至リテ其加重側下側全部ニ沿フテ擴大セル主要裂縫ニ變ジ225噸ニ至リテ拱軸ノ變形突如トシテ反對ノ方向ニ轉換シ同時ニ拱頂ニ於ケル變位モ從來ノ沈降ヨリ急ニ隆起ノ現象ニ變ジタリ更ニ拱端ニ近キ觀測點ニアリテハ加重側ハ常ニ上方ニ、不加重側ハ常ニ下方ニ於テ遞次其裂隙ノ增加セルヲ認メタリ今其變形量ノ大要ヲ示セバ第百六十一表ノ如シ。

第一百六十一表

三鉄拱橋ニ於ケル觀測變形量						
荷重(t)	0	75	150	225	300	400
沈降若ク バ隆起 (mm)	拱頂	0	-1,1	-1,6	-2,2	+0,5
	不加重側ノ中央	0	+0,5	+0,7	+1,3	-1,1
	不加重側ノ拱端	0	+0,1	+0,6	+0,7	+1,0
水平變位 (mm)	不加重側ノ拱端	0	+0,2	+0,5	+0,7	+0,9
	加重側ノ拱端	0	-0,1	-0,6	-1,4	-1,5

+ 上方若シクバ右側ヘノ變位

- 下方若シクバ左側ヘノ變位

鉄點ノ移動ニ關シテハ不加重側ニアリテハ300噸ノ荷重ニ對シテ水平外方ニ0,9mm、上方ニ1mmト拱背側ニ0'45"ノ變角量ヲ示シ加重側ニアリテハ外方ニ1,5mm、上方ニ0,7mmノ變位ヲ生ジ變角量ハ別ニ之ヲ認ムルコトヲ得ザリキ。

荷重ノ位置及其量ト死重トヲ知リ更ニ其推力線ノ通過スペキ鉄點ガ與エラル、ヲ以テ之ニ依リテ拱ニ生ズル推力線ヲ畫クトキハ加重側ニ於ケルモノハ順次上昇シテ $\frac{1}{4}$ 點ニ於テハ225噸ニテ遂ニ其上緣端ニ達シ不加重側ニテハ稍扁平ナル軌路ヲ畫キテ $\frac{3}{4}$ 點ニテ尤モ下緣端近クニ達シ拱背ハ單ニ張力ヲ與フルヲ見タリ。

本實驗ニ依リテ得タル成績尠カラザルモ之ヲ省略シ今其主要ナル結論ノミヲ舉ゲンニ 1) 本橋ノ設計ハ23噸ノ轉轆及其前後 $1m^2$ 每ニ $400kg$ の群衆荷重ニ堪能ルモノトシテ算定セラレタルニ實驗荷重ハ423噸ニ達シテ猶破壊ニ至ラザリシヲ以テ約18.5倍ノ假定荷重ニ堪能タルコトヲ示シ更ニ轉轆ガ橋幅9m上ニ4列ヲ爲シテ進行スルモノト想定スルモ猶4.6倍ニ達ス可キヲ知ル 2) 最大荷重ヲ載セタル場合ノ應壓力度ハ $196kg/cm^2$ ニ達シ設計ニ使用シタル假定安全荷重ハ $40kg/cm^2$ ナリ即チ約5倍ノ安全率ニ該當ス 3) 拱形極メテ扁平ナルニ拘ラズ加重側ニ於テ $25kg/cm^2$ 不加重側ニ於テ $30kg/cm^2$ ニ達シタルトキ初メテ應張側ニ於ケル裂縫ヲ見タリ而シテ設計計算ニハ混凝土ノ應張力ハ全然之ヲ無視セルヲ以テ本橋ノ安全度遙カニ大ナルコトヲ證明ス 4) 最大荷重ニ於テモ花崗石鉄ハ毫モ損傷ヲ生ジタリシヲ見ズ若シ鉄ニシテ如斯完全ナラザランニハ恐クハ300噸ニ達セズシテ拱ノ破壊ヲ見タルナル可シ 5) 三鉄橋ノ靜力的法則ニ從ツテ取扱ハレタル推力線及應力ハ實際ノ變形量ヲ測定シテ得タル結果ト殆ンド相一致シタルニ依リ從來使用ノ三鉄拱理論ノ實際ニ正確ナルコトヲ證明シ得可シ 6) 之ヲ要スルニ拱橋ノ混凝土及

拱鏡共實際ノ破壊荷重ニ對シテ充分ノ抵抗力ヲ具備スルコトヲ知リ理論ト實際ト殆ンド相吻合スルガ故ニ充分期待的ニ其儘既知理論ヲ適用スルモ差支ナキコトヲ立證シ得タリ。

第五章 拱橋ノ構法

第一節 「モニエー」式拱橋

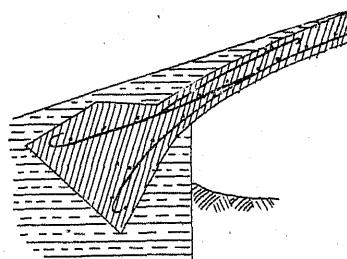
全面拱橋 (Plain arch bridge) ニアリテハ一般ニ拱頂ヨリ拱座ニ至ルニ從ヒ順次拱輪ノ厚サヲ遞増セルモノ多ク各部向心斷面ノ垂直方面ハ少クトモ拱頂ノ斷面ト等シクスルヲ要ス(本篇第一章第七節參照)一般ニ拱ノ中心線ハ死重ニ依リテ生ズル壓力線ト略ボ一致スル程度ニ計畫スルヲ良シトス勿論相當ノ鐵筋ニテ補強セラル、ヲ以テ或程度迄ハ壓力線ガ體心限度外ニ出ヅルヲ認容スルモ差支ナシ拱矢ノ徑間ニ對スル割合ハ普通1:5乃至1:10トシ拱ノ形狀ハ混凝土ノ許容應力ニ對應シテ之ヲ定ム可ク徑間大ナル場合ニ於テ殊ニ注意ヲ要ス。

鐵筋ノ配置ハ他ノ構法ト同シク補強材 (Reinforcing bar) 及配力材 (Distributing bar) ヨリ成ル補強材ハ拱線ニ沿フテ彎曲セシメ配力材ハ直線ノ儘補強材ニ直角ヲ爲シ混凝土ノ媒介ニ依リテ動的外力ノ分布ニ役立ツモノトス鐵筋ノ配置ハ龜裂發生ノ位置ニ順應ス可ギモノニシテ支點ノ地盤軟弱ナル時ハ全徑間ニ等布荷重ヲ有スル場合ニ生ズル龜裂ハ拱頂ノ腹部及拱座ノ背部ニ起リ易ク堅硬ニシテ毫モ沈降ヲ呈セザル地盤ニ支點ヲ有スル時ハ龜裂ノ位置ハ前同様ナルモ拱座ヲ去ル相當間隔點ニ起ル可シ半載荷重ノ場合ニハ拱座ノ龜裂ハ加重側ノ背部不加重側ノ腹部ニ起リ易ク中間ノ位置ニアリテハ拱矢ト徑間トノ割合ニ從ヒ多少異ナルモ加重側ノ中間ニテハ腹部ニ不加重側ノ中間ニテハ背部ニ起

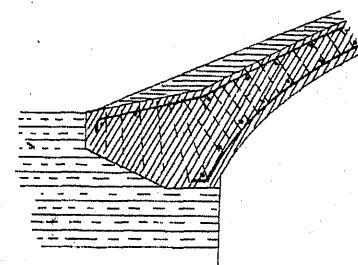
ル可シスノ如ク略ボ其龜裂ノ起リ易キ個所ヲ豫知シ得可キヲ以テ殊ニ該點ニ近ク補強材ノ配置ヲ注意ス可シ。

徑間小ナル時ハ鐵筋ノ配置ハ之ヲ單式トシ拱腹ニ近ク据付クルノミニテ可ナルベキモ支臺ノ沈降ヨリ來ル龜裂ヲ避ケル爲メ拱座ノ附近ニハ補強材ノ一部ヲ折上グルカ若クバ新タニ添和セルモノニ依リテ背部ニモ之ヲ配置スルコト第一千三百三十六圖

第一千三百三十六圖



第一千三百三十七圖



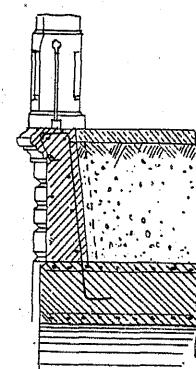
ノ如クスルヲ要ス徑間大ナルニ從ヒ拱ノ腹背兩部トモ補強鐵筋ヲ配置ス可ク一般ニ上下對稱的トナラシムルカ少クトモ徑間 $\frac{1}{4}$ 點迄ハ背部モ亦腹部ト同様ノ數ヲ用フ可シ背部ハ一般ニ應壓側タルヲ以テ鐵筋ハ混凝土ノ補強材トシテ役立ツハ勿論ナルモ日光ノ直射ニ依リテ起ル張力ニモ對抗スルノ必要アル可シ徑間大ナル時其許容應力ニ對應シテ拱形ヲ定メタル場合ニハ複式鐵筋ノ使用ハ理論上必要ナキガ如シト雖モ受粹ノ不充分ナル施工或ハ地盤ノ不均等的沈降等ノ爲メ理論上僅少ノ壓力ヲ受クルガ如キ部分ニアリテハ往々張力ニ變化スルノ恐アル可キヲ以テ豫此場合ヲ豫想シテ實際ニハ複式配置トシ然カモ中心線ニ對シテ上下對稱的トナス場合多シ而シテ第一千三百三十七圖ノ如ク拱座ハ一般ニ之ヲ取擴ゲ上下鐵筋ノ間隔モ亦之ニ適應セシメ混凝

土ノ配合ハ拱ノ本體ト同様優性ナルモノヲ用キテ支臺ノ分ト區別スルコト必要ナリ。

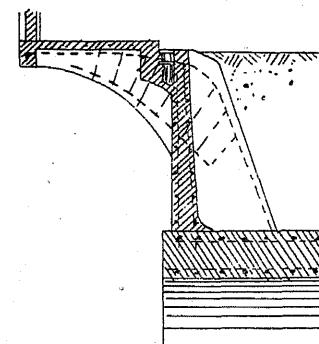
「モニエー」式拱橋ニアリテハ若シ裂縫ヲ生ズルモ一般ニ應壓側ニ於ケル壓挫ニ歸因スルモノ多ク剪力ノ影響ハ實際ニ之ヲ無視スルモ差支ナシ然レドモ往々鐵筋ニ依リテ上下補強材ヲ連結セシムルコトアリ之レ其目的ハ施工ノ際主ニ應壓側ニ於ケル鐵筋鋼ノ相互變位ヲ妨止スルノ目的ニ出ヅルモノナリ但シ單式鐵筋ノ構法ニ於テ拱座ニ近ク向上傾斜筋ニ變ズル場合ニハ其最大剪力ニ對應シテ繩索ヲ必要トスルコトナキニシモアラズ。

填充式拱橋 (Solid spandrel arch bridge) = 於ケル填充土壤ノ橫壓ハ拱輪上ニ築ケル側壁 (Spandrel wall) ニ依リテ之ヲ支保ス其側壁ハ第一千三百三十八圖ノ如キ重力式 (Gravity type) 若クハ第一千三

第一千三百三十八圖



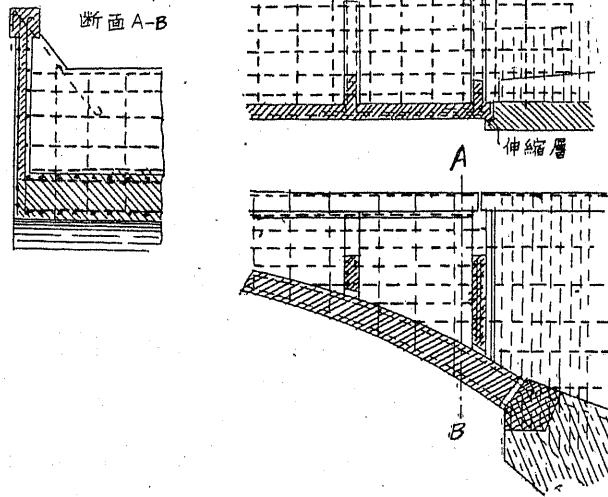
第一千三百三十九圖



百三十九圖ノ如キ扶壁式 (Buttress type) ヲ用フ側壁ノ高サ大ナル時ハ第一千三百四十圖ノ如ク左右終端ノ拱輪ニ生ズル不定應力ヲ防止スル爲メ横壁

(Cross wall) ニテ側壁ヲ連絡セシムルコトアリ步道ハ一般ニ填充土壤上ニアルモ扶壁ヲ有スルモノニアリテハ肱桁ノ構法ヲ用ヒ側壁ヨリ突出セシムルコトアリ此場合ニ於ケル主要鐵筋ノ配置ハ大凡第一千三百三十九圖ノ如クナル可シ拱側壁ノ表面仕上ハ全

第一千三百四十圖



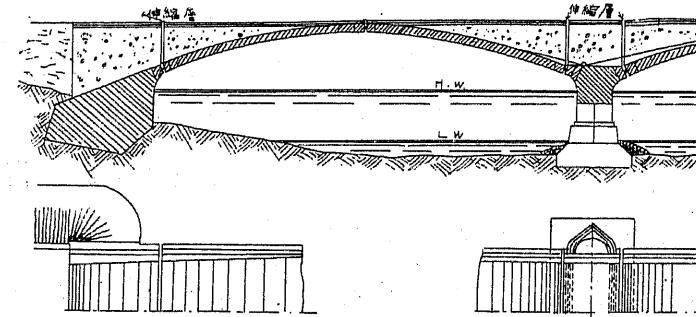
ク平滑面トセルモノ、拱輪上ニ三角形鏡板ヲ附スルモノ若クバ石材煉瓦等ノ仕粧積トナスコトアリ。

橋上車道ノ兩側ニハ排水設備ヲ要ス路面水平ナル時ハ $30'$ 乃至 $40'$ 每ニ勾配ヲ有スル時ハ約

$100'$ 每ニ直徑 $3''$ 以上ノ排水堅樋ヲ設ク可シ今 A ヲ排水ス可キ路面ノ面積(a')トセバ堅樋ノ最小斷面積ハ $a = \frac{A}{200} \text{ in}^2$ トシテ計算ス可シ。

側壁ニ於ケル伸縮接合ハ第一千三百四十一圖ノ如ク一般ニ拱

第一千三百四十一圖



端上ニ作ラル徑間大ナル拱橋ニアリテハ更ニ途中ニモ之ヲ設置シ該接合線ニ沿ヒ「フルト」若

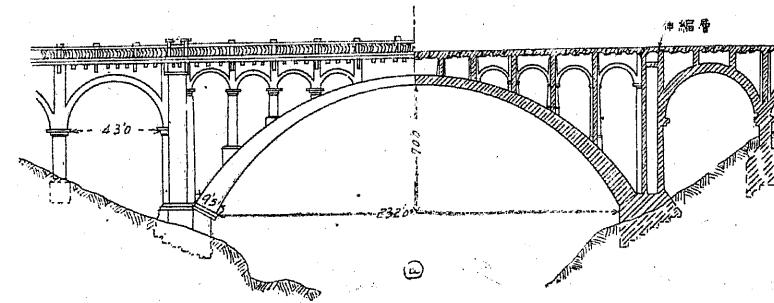
クバ彈性的材料ヲ以テ填充ス可シ此接合ハ溫度ノ變化ニ基キ拱

ノ昇降ニ依リテ生ズル裂縫ヲ防止スルニアリ若シ側壁ヲ積上グタル後迄拱架(Center)ヲ取外スコトナシトスルモ其取外シニ際シ拱頂沈降ノ爲メ裂縫ヲ生ズル恐レアルヲ以テ其設備ハ必ズ之ヲ用意シ置クヲ要ス。

拱背側壁及横壁等ノ表面ハ防水膠泥ヲ以テ之ヲ塗抹シ拱輪ヘノ水ノ滲透ヲ防止シ其排水ヲ容易ナラシム可シ勾欄ニ水平笠石ヲ用フル時ハ目ノ眩惑ニ依リテ中央垂下セルガ如ク感ズルモノナルヲ以テ一般ニ $4''$ 内外ノ「ムクリ」(Camber)ヲ用意ス可シ。

徑間大ナル拱橋側壁間ニ土壤ヲ填充スル時ハ其死重著シクトナルヲ以テ拱上數ヶ所ニ支柱若クバ支壁ヲ建テ其頂點ヲ連ヌル小拱若クバ桁梁ニ依リテ橋床ヲ支エシメ中間ニ空隙ヲ存セシ

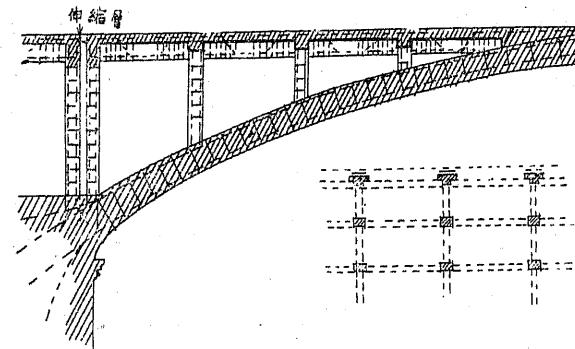
第一千三百四十二圖 ムルノ様式アリ之ヲ名ケテ開側式



(Open span-drel system) ト云

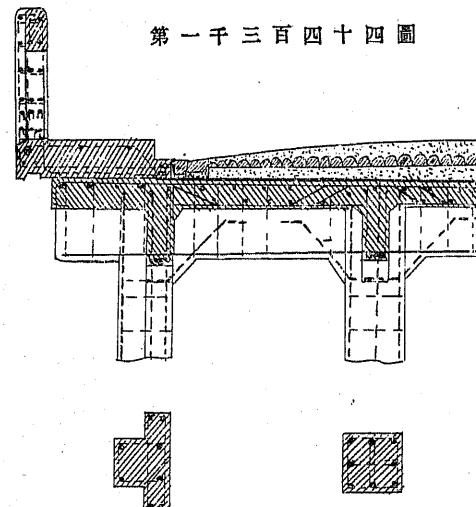
フ此方式ハ獨リ其死重ヲ輕減シ得ルノ利益アルノミナラズ其外觀頗ル輕快ナリトス但シ此構法ニアリテハ徑間ノ四分ノ一點附近ヨリ拱頂ニ至ル迄ハ拱輪橋床トモ一體ノ混擬土トナス場合多シ第一千三百四十二圖ハ米國費府ニ於ケル「ウォルナット・レー」橋(Walnut Lane Bridge)ノ

第一千三百四十三圖

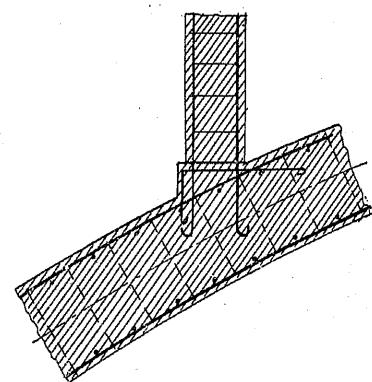


外觀ヲ示ス本橋ハ一千九百八年完成シタルモノニシテ徑間232', 拱矢70'全部純混凝土ヨリ成ル第一千三百四十三圖ハ橋床桁梁式ヨリ成ル開側式拱橋ノ一般構法第一千

第一千三百四十四圖



第一千三百四十五圖



三百四十四圖ハ橋床斷面ト支柱トノ接續構法第一千三百四十五圖ハ支柱ト拱肋トノ接合構法ヲ示スモノナリ。

土壤填充式若クバ開放式ノ何レヲ採用ス可キカハ設計者ノ考慮ヲ要ス可キ問題ニシテ前者ハ上構 (Superstructure) ノ重量ヲ増加シ必要上拱輪ノ厚サ大トナリ從ツテ橋臺橋脚等亦質量的トナル可シ之ニ對シテ後者ハ重量ノ輕減著シキモ比較的堰梓ノ多量ヲ

要スルノ不便アリ故ニ架設個所ニ於ケル勞銀ト材料トノ比較地盤硬軟ノ程度ニ應ジテ其何レガ廉價ナル可キカニ從ツテ其探否ヲ決ス可キモ一般ニ100'以下ノ徑間ヲ有シ拱矢之ニ協フ場合若クバ徑間大ナルモ拱矢ノ徑間ニ對スル比1:10ヨリモ大ナラザル時ハ前者ヲ使用スル方經濟的ナル場合多シ。

因ミニ米國ニ行ハル、「ジョンソン」式 (Johnson), 「ルーテン」式 (Luten), 「スッシャー」式 (Thatcher) 等何レモ「モニエー」式ニ類似セルモノニシテ只其使用鋼材ノ種類ヲ異ニスルノ差アルノミ。

第二節 硬材ヲ有スル拱橋

拱肋ノ骨骼ニ硬材ヲ使用スル構法 (Arched bridge with the rolled steels) ハ一千八百九十二年「メラン」教授 (Prof. Melan) ノ初メテ案出シタルモノニシテ奥國ニ於テ専ラ之ヲ應用シタルモ其後「エ・ペルガー」氏 (Emperger) ニ依リテ米國ニ輸入セラレ爾來引續キテ「ウンシュ」 (Wünsch), 「リベラ」 (Ribera), 「モラー」 (Möller) 式等續出スルニ至レリ。 「メラン」式構法ハ展鐵 (Rolled bar) 若クバ格構桁 (Built-up lattice girder) ヨリ成レル平行硬材ノ拱骨ヲ作リ混凝土ニテ填充セルモノニシテ其利益トスル處ハ骨骼ノ硬材ヲ利用シテ茲ニ堰梓ヲ懸吊セシメ之ニ依リテ著シク木材ノ節約ヲ為シ得ルコト、「モニエー」式ニ於ケルガ如ク計畫通り補強材ノ相互位置ヲ調節セシムル為メ特別ノ注意ト熟練トヲ要セザルコト、混凝土ノ填充ニ對シ鐵筋ノ移動スル恐レナキコト、荷重ノ状態ニ對シテ徑間ノ選擇ヲ制限セラル、等ノ恐ナキコト、「モニエー」式ニ比シ平均徑間ヲ大ナラシメ得ルコト、有鉗式ニアリテハ其構法簡易ニシテ施工ヲ確實ナラシメ得ルコト、鋼材ノ應力ハ許容限度迄之ヲ利用シ得ルノ利アル。

コト等是レナリ。

所要鋼材ノ量ハ拱頂ニアリテ平均混疑土断面ノ百分ノ一乃至二トシ拱頂ニ於ケル厚サ c ハ「メラン」氏ニ從ヒ

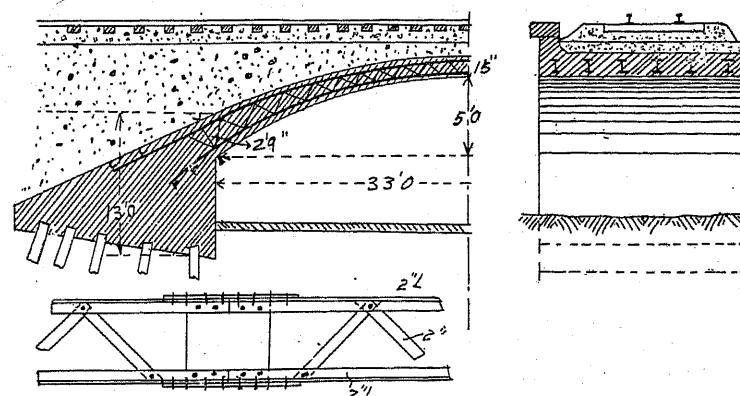
$$c = \frac{\left[q_0 + \frac{1}{2} \left(\frac{h}{c} - 1 \right) p \right] \rho_0}{(1 + 0,15 n) \sigma_0} \quad \dots \dots \dots (1530)$$

ヨリ算出ス可シ茲ニ q_0 ハ拱ノ自重ヲ除外セル拱頂上ノ死活重(t/m^m), p = 活重(t/m^m), h = 拱矢(m), ρ_0 = 全載荷重ノ場合拱頂ニ於ケル軸推線ノ曲率半径, n = 鐵筋面積ノ混疑土面積ニ對スル百分率(1乃至2%), σ_0 = 混疑土ノ許容應壓力 = 300 乃至 500 t/m^m (= 30-50 kg/cm^2)ヲ示ス。

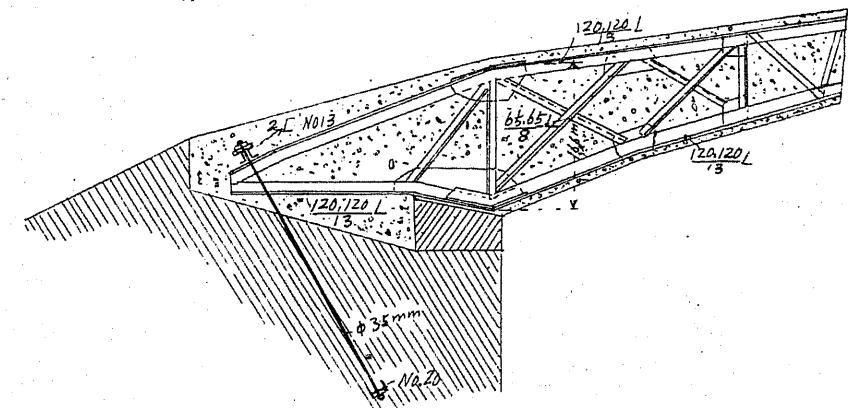
「メラン式」ノ拱頂厚ハ一般ニ「モニエー式」ニ比シテ大ナル可ク無鉄式有鉄式何レニモ適用シ得可シ拱矢ハ其割合小ナルモノ多ク實例ニ依ルニ徑間ニ對スル比1:16ニ過ギザルモノアリ。

小徑間ニアリテハ補強材ハI形鋼, L形鋼, 溝形鋼若クバ軌條等ノ如キ展鐵ヲ拱形ニ折曲ゲタルモノヲ用ヒ別ニ横筋ヲ使用スル必要ナキモ補強材ノ間隔大ナル時ハ屢々配力材ヲ排置スルコトアリ徑間大ナル時ハ綴接セル格構(Lattice girder)ヲ用キ其構法上下突縁ハ恰モ複式「モニエー式」ニ恰當セシム此場合ニハ突縁ハ一般ニ等脚L形鋼ヲ用キ腹部ハ平鐵ニ依リテ結構様ニ連結セシム格構ノ間隔ハ2',5 乃至 5',0 トシ荷重ノ配布及混疑土填充ノ際其轉倒ヲ妨止スル爲メ別ニ小ナル展鐵若クバ是等ノ格構ニ依リテ水平ニ相互之ヲ連結セシムルコトアリ構材ハ一般ニ之ヲ綴接スルモ時日ノ關係若クバ運賃節約ノ必要アル場合ニハ時トシテハ現場ニ於テ螺旋止其他簡便ナル結合法ヲ施スコトアリ混疑土ノ

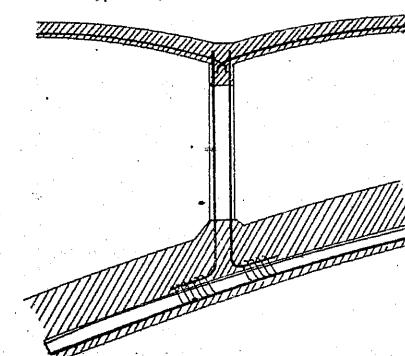
第一千三百四十六圖



第一千三百四十七圖



第一千三百四十八圖



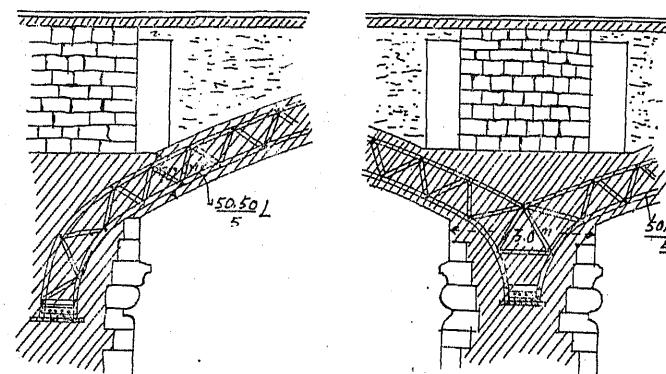
配合ハ普通 1:2:4 トシ鉄ノ附近ニハ 1:2:2 ヲ用フルコト多シ。

第一千三百四十六圖ハ桑港郊外「スチーヴンス溪 (Stevens Creek)」ニ架設セルモノノ一例ヲ示ス徑間33',0, 拱矢 5',0 ニシテ硬材ハ2" L形鋼ヨリ成リ其間隔 2',5 每ニ之ヲ配置セリ第一千三百四十七圖

ハ「メラン」氏ノ設計ニ成ル奥國「ペヤーバッハ」ニ於ケル「シュワルツ」橋 (Schwarza in Payerbach) ノ構法ヲ示シ徑間 26m, 拱矢 2.0m, 拱頂厚サ 45cm, 拱端 1.66m, 上下硬材ハ 120 mm L 形鋼ヨリ成リ 1.0m ノ間隔毎ニ之ヲ配シ別ニ硬材ノ終端ニ於テ直徑 35mm ノ圓鋸ヲ深ク橋臺内ニ緊定シタリ更ニ第一千三百四十八圖ハ開側式ニ於ケル構法ノ一班ヲ示スモノナリ。

「リベラ」式 (Ribera) ハ「メラン」式ニ酷似シ硬材ハ格構ヨリ成ル第一

第一千三百四十九圖



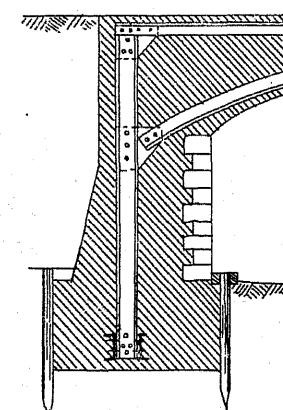
拱ヨリ成リ格構ノ距離 1.52m, 上下臥材ハ 50 mm L 形鋼ヲ使用セリ。

「ウェンシュ」式 (Wünsch) 構法ハ專ラ匈加利ニ於テ使用セラル、方式ニシテ「メラン」式ト同ジク補強硬材ヲ用フ此構法ノ利益ハ桁橋ノ場合ト同ジク支臺上ニ垂直力ヲ傳導セシメントスルニアリ此目的ヲ達スル爲メ水平剪力ヲ充分ニ除却ス可キ様硬材ノ配置ヲ施スモノニシテ軟弱ナル地盤若クバ橋構ノ高サ少ナキ場合ニ最モ適切ナリトス拱背ハ普通扁平狀ヲ爲シ拱矢亦一般ニ小ニシテ徑間トノ比 $\frac{1}{15}$ ニ過ギザルモノアリ。

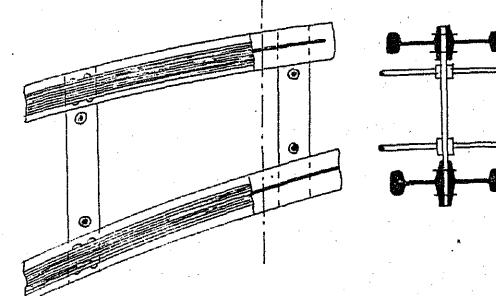
計算ノ方法ハ先づ死活重ノ對稱的配布狀態ヲ假定シ兩端ニ支

エラレタル鏈 (Chain) ノ如ク之ヲ取扱ヒ其水平力ヲ算出シテ一應其斷面ヲ決定シ下弦材ハ之ヲ拋物線トシテ取扱フモノトス從ツテ水平上弦材ハ毫モ應力ヲ受ケザルモノトナル可シ次ニ不對稱卽半載荷重ヲ假定シ之ヲ最危險ナル場合ト考エ從ツテ起ル可キ拱ノ變形ヲ防止シ全構ノ補強ヲ爲シ得ル様水平上弦材ヲ配置スルモノトス更ニ拱腹及支臺内側ノ浮揚ヲ抑壓スル爲メ垂直ニ下降セル鎮材 (Anchoring member) ヲ深ク支臺ノ外側ニ取付ケ以テ張力ニ對應セシム可ク鎮材ノ下端ハ更ニ展鐵横材ニ依リテ相互之ヲ緊定シスクテ拱ト支臺トノ完全ナル連絡ヲ保持セシム其構法第一千三百五十圖ニ示セルガ如シ但シ「メラン」式ト異ナリ上弦材

第一千三百五十圖



第一千三百五十一圖



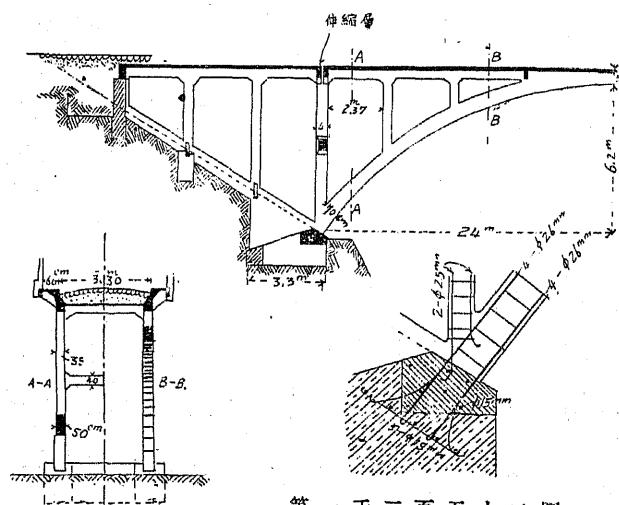
ト下弦材トハ單純ニ拱頂及拱座ノ兩點ニ於テノミ相互綴接セシムルニ過ギズ而シテ各構材ノ相互間隔ハ約 1'6" 内外トシ其混凝土ニ對スル鋼材ノ量ハ約 1 乃至 2% トス混凝土ノ配合ハ頂點及拱腹ニ近ク優良ナルモノトシ殘部ハ 1:8 ノ如ク劣等混凝土ヲ使用ス上下弦材ハ一般ニ L 形鋼トシ垂直鎮材及連結用横材ハ溝形鋼

ヲ用フルモ時トシテハ第一千三百五十一圖ノ如ク上下弦材ニ軌
條ヲ用キ約5',0内外毎ニ鍛鐵ニ依リテ之ヲ連絡シ更ニ橋幅ニ沿ヒ
圓錐配力材ヲ使用セルモノアリ圖ハ米國「ニュージャーセー」市(New
Jersey)ニ於ケル一公道橋ノ構法ヲ示スモノナリ。

「メーラー式 (Möller) も亦硬材式ノ一種ニシテ可成其應力ヲ輕減スル爲メ硬材ハ之ヲ結構組織 (Framed girder) トシ反仰 T 形式ヲ採用セリ第一千三百五十四圖ハ獨國「デュッセルドルフ」市「キヨーニーグス橋 (Königsbrücke in Düsseldorf)」ノ一例ヲ示スモノニシテ徑間 16m ヲ有シ拱端ニ於ケル水平剪力ヲ可成輕減セシムル爲メ扁平拱トシ拱矢僅カニ $\frac{l}{15}$ ニ過ギズ上弦材ハ張力, 下弦材ハ壓力ヲ受クル様計畫セラレ更ニ上弦材ハ之ヲ延長シ重厚ナル拱端内ニ深ク之ヲ篳入緊定セシメタリ.

第三節 肋拱橋

徑間若クバ荷重小ナル場合ニハ二個以上ノ助排(Bibbed arch)ヲ



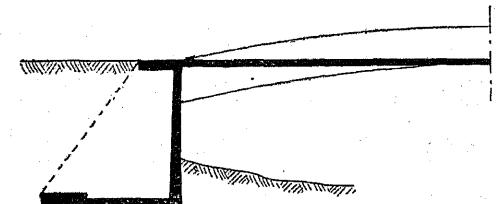
第一千三百五十二

シムルコトアリ何
セ
支持セ
其
床版及
柱列ノ如
第一千二百六
十五圖ノ如
ク
第一千二百六
十五圖
カスル連絡ヲ
之ヲ依リテ
ノ如ク牀桁ニ
第一千二百六
十四圖
クバ第
若クバ第
一千二百六
十四圖

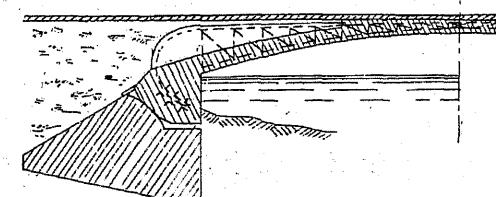
レモ拱頂附近ニアリテハ橋床ト拱背トヲ單體組織トナスコト多ク各肋拱ハ更ニ横梁ニ依リテ之ヲ連結スルコトアリ一般ニ拱端ハ支桁上ニ休止シ橋臺ヘノ壓力分配ヲ等布的ナラシム可シ第一千三百五十二圖ハ獨國「ドナウウォルト・トラットリンゲン」間 (Donauwörth Trautlingen) 鐵道上ニ架設セル跨線橋ノ一例ニシテ徑間ニ比シテ其構法極メテ簡潔ナルヲ見ル可シ時トシテハ肋拱ノ上部ハ之ヲ橋床上ニ露出セシメ勾欄ノ一部ヲ兼用セシムルコトアリ第

第一千三百五十三圖

一千三百五十三圖ハ其一例
ヲ示スモノナリ。



第一千三百五十四圖



ハ三銃式ヲ使用スルコトアリ。

洪水面ト道床面トノ差少
キカ支臺ノ地盤不安ナルカ
若クバ拱座ノ位置低クシテ

洪水ノ際水ノ滲潤スル恐
アル等ノ場合ニハ屢々第一千二百六十六圖ニ示セ
ルガ如ク道床ノ左右ニ高
ク肋拱ヲ配置シ其數點ヨ
リ下セル張力材ニ依リテ
道床ヲ懸吊セシムル方式
(Ribbed arch with hanging floor)
アリ此場合ニハ肋拱ハ無
鉄式ニ限ラズ屢々水平應
張材ヲ有スルニ鉄式若ク

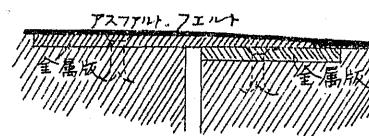
肋骨式拱橋モ T形肋拱ノ連續セルモノト見做スコトヲ得可シ。其形第一千二百六十一圖及第一千二百六十二圖ノ如ク肋版ハ上下何レニモ之ヲ配置スルコトヲ得可シ第一千三百五十四圖ハ前節ニ説明セシ如ク「メーラー式」ナルモ亦肋拱橋ノ方式ニ屬スルモノト見做スコトヲ得可シ。

第四節 伸縮接合。

徑間大ナル拱橋ニアリテハ其橋床ノ伸縮ヲ容易ナラシムル爲メ伸縮接合ヲ設クルコト必要ナリ此裝置ヲ缺ク時ハ橋床ノ抵抗力ハ割合ニ少キヲ以テ溫度ノ昇降橋材ノ集合壓縮若クバ拱座拱脚ノ變角等ニ基キテ橋床ニ裂縫ヲ生ズルノ恐レアリ鉸ヲ有スルモノニアリテハ拱ノ伸縮ト共ニ拱ハ鉸ヲ中心トシテ多少ノ回轉ヲ爲スヲ以テ拱床ハ水平伸縮ヲ爲ス可ク無鉸橋ニアリテハ溫度ノ變化ニ伴ヒ拱軸ノ伸縮ヲ來シ從ツテ拱頂ハ上下ニ昇降シ爲メニ橋床ハ水平ノ移動ヲ感ズ可シ實驗ニ依ルニ此垂直昇降ノ量ハ夏冬ヲ通ジテ $\frac{3}{16}$ " 内外ナルガ如シ。

伸縮接合ノ方法ハ種々アリト雖モ何レモ拱頂若クバ拱端ニ近ク之ヲ設備ス其簡單ナルモノハ第一千三百五十五圖以下第一千

第一千三百五十五圖

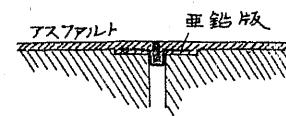


第一千三百五十六圖

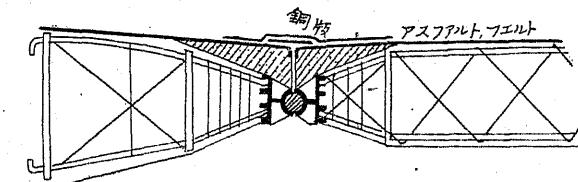


三百五十八圖ノ如ク單ニ金屬版ノ重ネ合ニ依リテ雨水ノ滲入ヲ防グモノニシテ鄭重ナルモノニアリテハ第一千三百五十九圖ノ如ク橋臺ト橋床トノ接續點ニ T形鐵ヲ用キ滲入セル雨水ハ銅樋

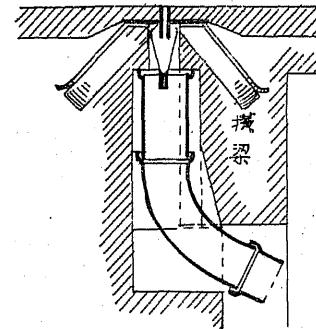
第一千三百五十七圖



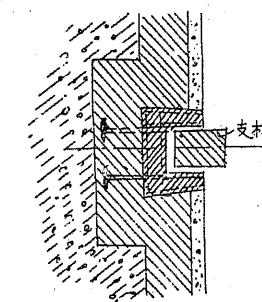
第一千三百五十八圖



第一千三百五十九圖

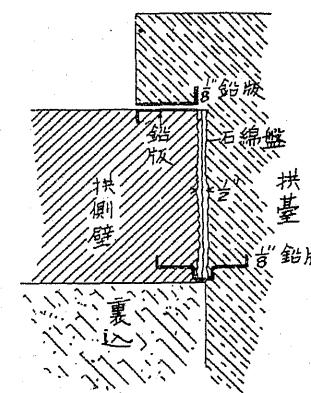


第一千三百六十圖



ニ依リテ之ヲ受ケ排水管ニ通ジ橋床ノ終端ハ之ヲ強力ナル横梁ニ依リテ支保セシムルモノアリ
開放式ノ場合ニハ拱端ニ近キ最終ノ柱ハ振子的運動ヲ自由ナラシムル爲メ第一千三百六十圖ノ如ク U形鐵筋混泥土溝内ヲ通ジテ柱ヲ建ツルモノアリ第一千三百六十一圖ハ京都市四條大橋ニ使用シタルモノニシテ拱ノ側壁ト拱臺トノ間ノ伸縮接合ヲ示スモノナリ更ニ第一千三百四十圖以下第一千三百四十三圖及第一千三百五十二圖等ニ就キテ伸縮層設置ノ位置ヲ参考ス可シ。

第一千三百六十一圖



第六章 鉄ノ構造

第一節 石材若クバ混泥土鉄

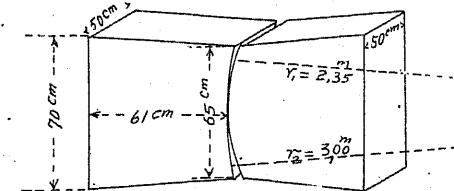
鉄 (Hinge) ハ石材, 混凝土, 鐵筋混凝土, 鉛版, 「アスファルト・フェルト」版若クバ鋼材ノ各種材料ヲ用ヒテ之ヲ作ルコトヲ得可ク其作用ニ依リテ之ヲ區別セバ滑動鉄 (Rolling hinge), 回轉鉄 (Revolving hinge) 及可撓鉄 (Flexural hinge) ノ三種トナスコトヲ得可シ一般ニ石材及混泥土鉄ハ滑動式鉛版及「アスファルト・フェルト」版ハ不完全回轉式 (Quasi-rolling), 鋼材鉄ハ三式何レトモナスコトヲ得可シ.

石材混泥土鉄ハ互ニ滑動シ得可キ凹凸圓筒面 (Concave and Convex cylindrical surface) ノ一對ヨリ成リ凸面ハ凹面ヨリモ稍々小ナル半徑ヲ有ス此方式ニアリテハ接觸面ハ相當ノ幅ヲ有セザル可ラザルヲ以テ壓力線ノ通過スル位置ハ可變荷重ニ從ツテ變化ス可ク從ツテ 100' 以上ノ徑間ヲ有スル拱橋ニハ之ヲ使用スルコト困難ナリ.

千八百七十六年「バウシンガー」氏 (Bauschinger) 及千九百五年「バッハ」氏 (Bach) ノ實驗シタル所ニ據リ石材ノ一部小面積上ヘノ壓力ハ全面積ニ等布荷重ヲ有スル場合ヨリモ其耐壓力度大ナルノ事實ヲ確メ得タルモ石鉄若クバ混泥土鉄ノ場合ニモ亦同様ノ現象ヲ呈シ得可キヤ否ヤ疑ナキ能ハザリキ此點ニ關シテ千九百八年「オーコンクール」市 (Hauconcourt) ニ近キ「モゼル」橋 (Moselle) ノ建設ニ際シ其實際ニ使用セル混泥土鉄ト同様ノ供試鉄ニ施シタル實驗ハ其許容應力及應用限度ヲ定ムルニ極メテ有益ナル資料ヲ與エ

タリ實施橋梁ノ徑間 33 m, 拱矢 4.3 m ニシテ拱頂ニ於ケル最大計算軸壓力幅一「メートル」ニ付キ 159 噸(幅 1' = 付キ 107000*) ニシテ許容應壓力度ヲ 25 kg/cm^2 ($= 356 \text{ lb/in}^2$), 拱頂ノ厚サヲ $\frac{159000}{100.25} = 63.5 \text{ cm}$

第一千三百六十二圖



(25") ト定メ拱頂鉄ニ於ケル最大壓力ハ 120 kg/cm^2 ($= 1700 \text{ lb/in}^2$) ヲ超過ス可ラズトシ「バルクハウゼン」教授 (Prof. Barkhausen) ハ氏ノ公式ニ基キ第一千三百六

十二圖ノ如ク混泥土鉄塊ノ寸法ヲ長サ 61 cm ($= 24"$), 高サ 65 cm 及 70 cm ($= 25.6"$ 及 $27.6"$), 幅 50 cm ($= 19.68"$) ト決定シタリ混泥土ノ配合ハ $1:2\frac{1}{2}:2\frac{1}{2}$ トシ砂利ハ直徑 4 cm ノ極メテ堅キ石英岩 (Quartzite) ヲ用キ而シテ其體心ハ更ニ $1:1\frac{1}{2}:1\frac{1}{2}$ ノ好配合トセリ此供試鉄ハ二對トシ製作後五ヶ月ヲ經過シタル後得タル結果次ノ如シ.

	第一裂縫ニ生シタル時ノ壓力	第二裂縫ニ生シタル時ノ壓力	破壞壓力
第一供試鉄	236 ^t ($= 520000^*$)	260 ^t ($\pm 573000^*$)	—
第二供試鉄	210 ^t ($= 463000^*$)	—	500 ^t ($= 1100000^*$)

裂縫ハ何レモ四塊側ニ於テ其中軸線即チ最大壓力ノ方向ニ起リタリ塊ノ幅 50 cm ナルヲ以テ拱ヨリ受ク可キ壓力ハ $159 \cdot \frac{50}{100} = 80^t$ ($= 175000^*$) トナル可ク從ツテ第一裂縫ヲ生ズル時ノ安全率ハ $\frac{236}{80} = 3$ 乃至 $\frac{210}{80} = 2.6$ ナルヲ知レリ其他「ムーラン」 (Moulin), 「マリングン」 (Mallingen), 「ソヴァージュ」 (Sauvage) 等ニ於ケル「モゼル」河橋ノ實驗ニ基キ混泥土鉄塊ノ壓力限度ハ拱幅一「メートル」ニ付キ 200 乃至 300 t (135000^* 乃至 $155000^*/ft$) タル可シトノ結論ヲ得タリ.

石塊若クバ混泥土塊ヨリ成ル鉄ノ計算ハ「キップエ」 (Köpfe), 「バル

クハウゼン (Barkhausen) 及ヘルツ (Hertz) 氏ノ三式最モ一般ニ使用セラル各式トモ或假定ヲ用キタルト其彈性係數ノ不確實ナルトニ依リ何レモ近似法ニ過ギザルハ言フヲ俟タズ今一々其詳細ニ立入リテ之ヲ論ズルハ冗長ニ失スルヲ以テ其内實際使用ニ際シ最モ簡便ナル「ヘルツ式」ミヲ掲タルニ止ム可シ讀者若シ其詳細ヲ知ラント欲セバ「エムペルガー」氏 (Emperger) Handbuch für Eisenbetonbau 二版第六卷第二章 C ヲ參照ス可シ。

「ヘルツ氏」ノ解法ハ鐵橋ノ轉子支撑 (Roller bearings) ニ關スルモノ

ニシテ之ヲ石塊及混擬土鉄

ニ轉用シタルモノナリ今第

一千三百六十三圖ニ於テ

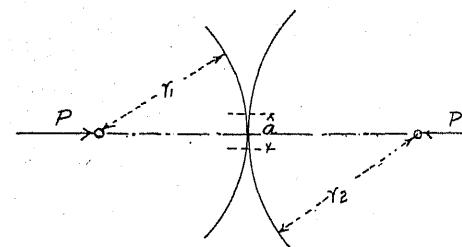
l = 圓墻ノ長サ,

a = 接觸面ノ幅,

$P = l$ ナル長サニ來ル鉄壓

(Hinge pressure)

第一千三百六十三圖



r_1, r_2 = 接觸セル圓墻面ノ半徑

E = 彈性係數

$$m = \frac{\text{伸張量}}{\text{張力ヲ受クル圓墻ノ斷面收縮量}}$$

トセバ

$$a = 4 \sqrt{\frac{2P}{\pi E l} \cdot \frac{\left(1 - \frac{1}{m^2}\right)}{\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2}}} \quad (1531)$$

接觸面ノ中央ニ於ケル最大壓力

$$\sigma_{max} = \frac{4}{\pi} \cdot \frac{P}{a \cdot l} \quad (1532)$$

即チ壓力ノ等布的配布ノ場合ニ比シテ $\frac{4}{\pi}$ 倍大トナル可シ。

半徑ノ值ハ曲率ノ中心 (Center of Curvature) ガ夫々各鉄塊ノ内外側何レニアルカニ從ツテ正號若クバ負號ヲ取ル可ク m ノ值ハ充分精密ニ3ト假定スルコトヲ得可シ然ル時ハ所要壓縮面ノ幅ハ

$$a = \frac{16}{3} \sqrt{\frac{P}{\pi \cdot E \cdot l} \cdot \frac{1}{\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2}}} \quad (1533)$$

壓力力度 σ

$$\sigma = \frac{3}{4} \sqrt{\frac{P \cdot E}{\pi \cdot l} \left(\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} \right)} \quad (1534)$$

一方ノ接觸面平ラナル時ハ $r_1 = r$, $r_2 = \infty$ ナルヲ以テ

$$a = \frac{16}{3} \sqrt{\frac{P \cdot r}{\pi \cdot E \cdot l}} \quad (1535)$$

$$\sigma = \frac{3}{4} \sqrt{\frac{P \cdot E}{\pi \cdot r \cdot l}} \quad (1536)$$

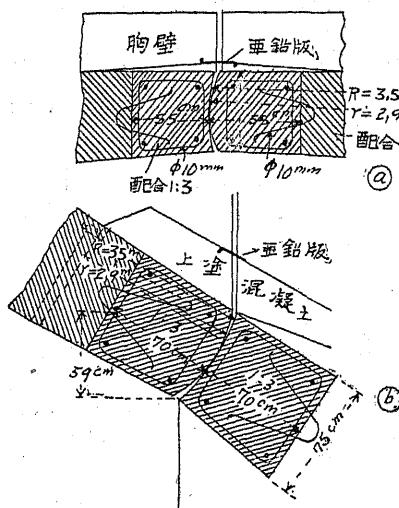
「ヘルツ式」ニ混擬土鉄ニ應用スル場合ニハ $E = 200000 \text{ kg/cm}^2$

(= 2844640 kg/in^2), $\sigma = 200 \text{ kg/cm}^2$ (= 2845 kg/in^2) ナル值最モ適切ナリトセリ。

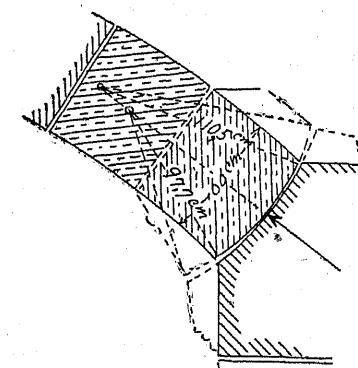
前述ノ如ク鉄塊ノ破壊ガ拱軸ニ沿フテ起ルノ現象ハ即チ是レ拱厚上下ノ方向ニ於ケル張力ノ超過ニ起因スルコトヲ示スモノニシテ「バッハ」氏ハ其ノ實驗上ヨリ壓力ノ方向ニ垂直ナル應張力ハ $0,28 \frac{P}{l}$ ナルコトヲ結論セリ斯クノ如ク應張力ノ不足ニ基因スル裂縫ヲ防止スル爲メ近來ハ壓力ノ方向ニ直角ニ補強鐵筋若クハ螺旋筋ヲ配置スルヲ常トセリ第一千三百六十四圖ハ獨國「ローテ

ンブルグ橋 (Rothenburg) = 使用シタルモノノ一例ヲ示ス同國「ランゲンヘンネルスドルフ」橋 (Langenhennersdorf) = 使用シタル鍛ハ砂

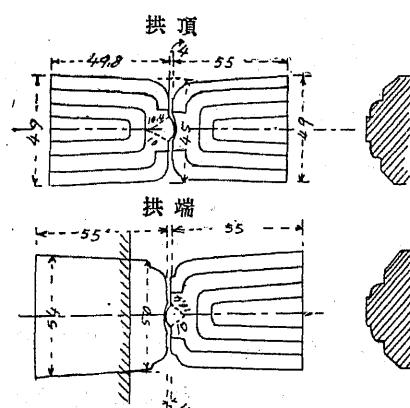
第一千三百六十四圖



第一千三百六十五



第一千三百六十六圖



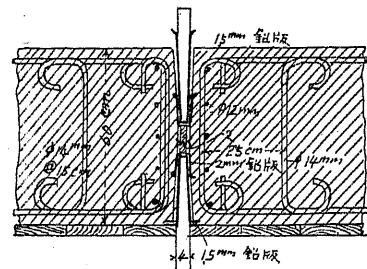
ヲ有シ鉸ハ夫々幅 $0,5\text{m}$ ノモノ密接シテ配置サレ接觸面ハ $0,1\text{m}^2$ ナリキ其形第一千三百六十六圖ノ如シ.

第三節 鉛版若クバ「アスファルト版鉢」

鉛版ヲ使用シテ完全ナル鉛ノ働くキヲ爲サシムルハ多少其效力程度ニ疑ナキ能ハザルモ實際ニハ徑間可ナリニ大ナル拱橋ニモ之ヲ使用セルモノアリ獨國「スツットガルト」(Stuttgart)工科大學材料試驗所ニテ施行セル實驗ニ從ヘバ $8\text{ cm} (= 3,14")$ 立方ノ大サヲ有スル普通ノ鑄鉛(Cast lead)供試體ハ 26 時間何等ノ變化ヲ與フルコトナクシテ克ク $50\text{ kg/cm}^2 (= 712\text{#/□})$ ノ荷重ニ堪エ $72\text{ kg/cm}^2 (= 1023\text{#/□})$ ノ壓力ヲ受クルニ至リテ靜カニ降服(Yield)ノ現象ヲ呈シタリ「バッハ」教授ハ半徑平均 $3,5\text{ cm}$, 比重平均 $11,36$ 高サ A) $7,05\text{cm}$, B) $3,74\text{ cm}$ 及 C) $1,01\text{cm}$ ヲ有スル三種ノ供試鉛片ヲ試験シタルニ A) $= 46\text{ kg/cm}^2 (= 655\text{#/□})$, B) $= 59\text{ kg/cm}^2 (= 840\text{#/□})$, C) $= 126\text{ kg/cm}^2 (= 1795\text{#/□})$ ニ至リテ漸ク四邊ニ搖動シ始ムルヲ見タリ即チ圓墻ハ其高サヲ減ズルニ從ヒテ漸次其受壓力ヲ增加スルモノ、如シ要スルニ鑄鉛版ハ立方體若クバ圓墻ヨリモ遙ニ大ナル壓力ニ堪ユルガ如ク其最大許容應力約 1400#/□ ト假定シ得可シ更ニ「アンチモニー」及鉛ノ合金ハ著シク其降伏點ヲ高ム可ク「ソフトロール」鉛版(Soft-rolled lead plate)モ殆ンド同様ノ性質ヲ有ス可シト云フ但シ以上材料ノ耐久的性質ニ關シテハ殊ニ之ヲ論ズルノ必要ナキヤ言フヲ俟タズ。

插入ス可キ鉛版ノ厚サハ $\frac{1}{2}''$ 乃至 $\frac{3}{4}''$, 長サハ 2'0 乃至 2'8'', 幅ハ普通拱厚ノ $\frac{1}{3}$ 内外トスルモ其應壓力ノ許容スル程度ニ之ヲ小サクスル時ハ壓力線ノ通過點ハ益々理論的ニ近ヅク可シ千八百九十八年獨國「エーアイゲン」市(Ehigen)ニ近キ「ダニューブ」河ニ架設セルモノハ徑間 20 m, 拱矢 2.2 m ニシテ拱頂及拱端ノ鉸ニ使用シタル鉛

第一千三百六十七圖

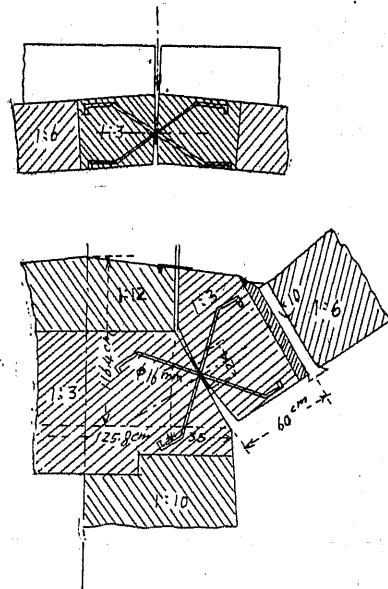


版ハ何レモ幅 15 cm ($= 5,9''$), 厚サ 20 mm ($= 0,79''$), 鉛版ニ來ル壓力 73 kg/cm^2 ($= 1038\#/in^2$) 及 83 kg/cm^2 ($= 1180\#/in^2$) ヲ想定シタリ. 千九百九年竣工セル獨國「ュルテンベルグ」市 (Württemberg) = 於ケル「ストリュムペルバッハ」導水橋 (Strüm-pfleßbach viaduct) ハ各々 $15,2\text{ m}$ ($= 50'$) ノ徑間ヲ有スル六連ノ半圓拱ヨリ成リ其拱頂ニ使用セル鉛版ハ幅 8 cm ($= 3,15''$), 厚サ 2 cm ($= \frac{25}{32}''$) ニシテ其形第一千三百六十七圖ニ示セルガ如シエーイグン市「ダニーブ」橋ニ於ケルモノハ其裝置略ボ之ニ類似セリ第一千三百六十八圖ハ獨國「ローテンブルグ」市 (Rothenburg) = 近キ「ナイセ」橋 (Neisse) = 使用シタルモノニシテ徑間 $30,5\text{ m}$, 拱矢 $4,2\text{ m}$, 拱頂ノ厚サ 55 cm , 拱輪 70 cm ニシテ鉛版ノ厚サ 10 mm ($= \frac{3}{8}''$), 拱厚 $\frac{1}{3}$ ノ廣サニ配置シ 20 cm ノ距離毎ニ直徑 16 mm ノ圓錐ヲ十字形ニ配置シテ鉛版ノ滑動ヲ妨止シタリ.

第三節 鑄鋼鉸

鑄鋼 (Cast steel) ハテ製作セル回轉鉸ハ殆ンド完全ナル鉸ト稱ス

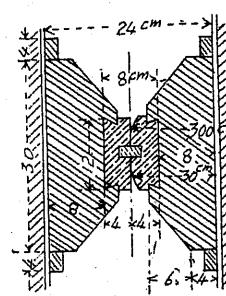
第一千三百六十八圖



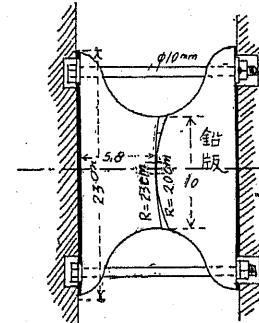
ルコトヲ得可シ其應壓力大ナル爲メ石鉸ニ比シテ半徑小トナル可ク接觸面亦少キヲ以テ摩擦ヲ減シ壓力線ハ頗ル理論的ニ鉸點ヲ通過スルノ利益アリ但シ正位置ニ鉸ヲ据付クルコトノ困難ナルト其精巧ヲ要スル爲メ製作費不廉ナルヲ免レズ.

獨國「ミュンヘン」市 (München) 「マキシミリアン」橋 (Maximilian) ノ鉸點ハ鑄鐵鉸座 (Chair) 及ビ鑄鐵回轉片ヨリ成リ後者ハ一方平面他方弧形ヲ爲シ太柄ヲ以テ相互左右ノ運動ヲ防止シタリ其形第一

第一千三百六十九圖



第一千三百七十圖



千三百六十九圖ノ如

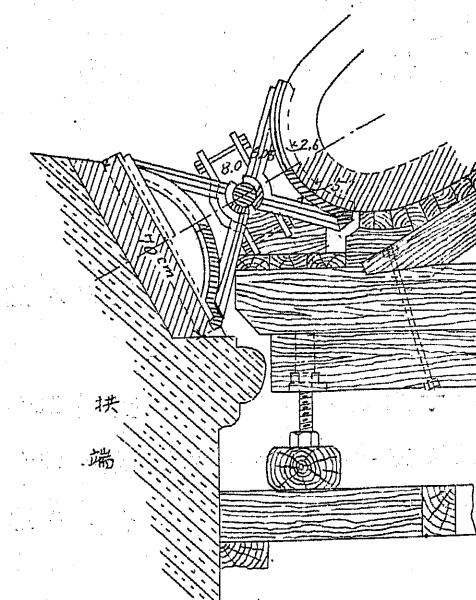
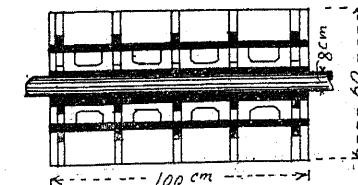
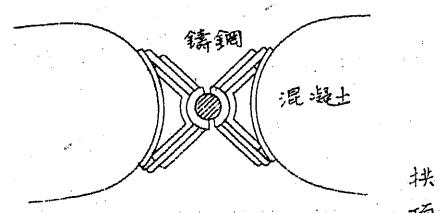
シ同國「グリュンワルド」市 (Grünwald) = 近キ「イザール」橋 (Isar) ハニツノ鑄鋼鉸ヲ用ヒ其形第一千三百七十圖ノ如ク左右移動ヲ妨止

スル爲メ使用セル太柄ハ鉸壓ノ分力ニ依リテ剪斷セラレザル程度ニ其斷面ヲ定メタリ千九百九年建設セル「イーグルスバッハ」及「ラウフェンミューレ」間ノ導水橋 (Igelsbach and Laufenmühle Viaduct) ノ鉸構造ハ殊ニ注意ニ値ス材料ハ鑄鋼ヲ用ヒ壓力ノ配布ニ便スル爲メ鉸ハ鐵筋混擬土塊上ニ精密ニ角形鐵ヲ以テ之ヲ緊メ付ケ其周圍ハ混擬土ヲ以テ之ヲ填充セリ更ニ其繼手ヨリ雨水ノ滲透スルヲ妨止スル爲メ壓縮「コルク」版ヲ以テ之ヲ填充シタリ詳細ハ第一千三百七十一圖ニ就キテ之ヲ見ル可シ.

第四節 錦鉸

錦鉸 (Pin bearings) ハニツノ鉸盤 (Cradle) 間ニ圓墻錦ヲ挿ミ錦ノ

第一千三百七十四圖



爲メ鉄盤ノ縁端ハ殊ニ歯形ノ凸起ヲ有シ上端ハ混凝土擣固ニ便スル爲メ凸起ノ程度ヲ減少シタリ更ニ第一千三百七十四圖ハ獨國「ブルツヴァイラー」市(Burzweiler)「ドラー」橋(Doller)ニ於ケル錐鉄ヲ示シ徑間 34 m ノモノニ使用シタルモノナリ。鉄据付ケノ方法ハ圖ニ就キテ併セ之ヲ見ル可シ。

錐ノ寸法ヲ定ムルニハ第一千三百七十五ニ圖於テ

P = 鉄ニ來ル軸壓力

$r = l$ ナル長サヲ有スル

圓錐ノ半徑

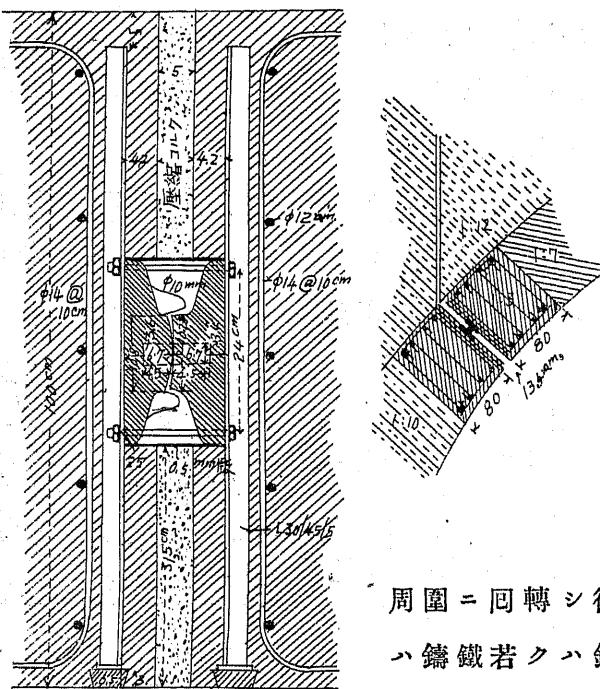
σ = 鉄盤ノ中心點ニ於ケル應壓力度

トセバ「ミューラープレスラウ教授(Prof. Müller Breslau)ニ從ヘバ其應力ノ配布ハ φ ナル角度ヲ

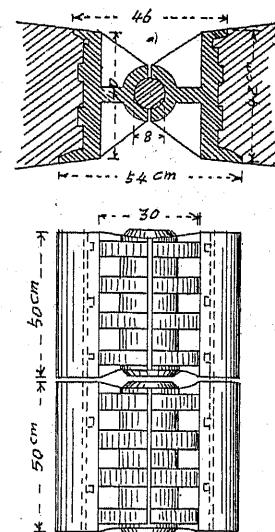
ナセル點ニ於テ $\sigma \cos \phi$ トナル可シ而シテ其垂直分力ハ $\sigma \cos^2 \phi$ ナルヲ以テ

$$P = 2 \int_{\phi_0}^{\phi_0} \sigma \cos^2 \phi \cdot l \cdot r d\phi = 2 \sigma l \cdot r \left(\frac{\phi_0}{2} + \frac{\sin \phi_0 \cdot \cos \phi_0}{2} \right)$$

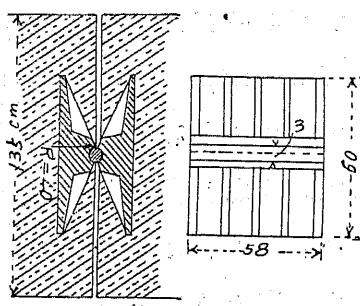
第一千三百七十一圖



第一千三百七十三圖



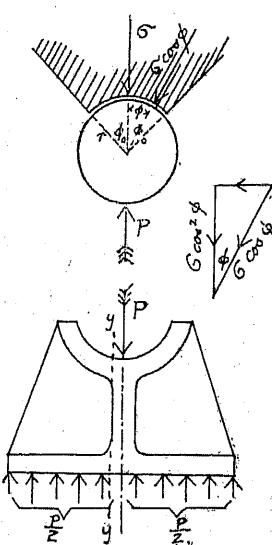
第一千三百七十二圖



周圍ニ回轉シ得可キ裝置ヲ有ス鉄盤ハ鑄鐵若クハ鑄鋼(Cast steel)ヨリ成リ錐ハ常ニ鑄鋼ニテ製作セラル第一千三百七十二圖ハ獨國「ケムブテン」市(Kempten)ニ近キ「イルラー」橋(Iller)ノ拱頂ニ使用シタルモノニシテ錐ノ直徑 3 cm (= 1 1/8") 鑄鋼ニテ作ラレ接續面ノ幅ハ 4.7 cm ニシテ殊ニ焼入ヲ施シタリ第一千三百七十三圖ハ「ベルマースドルフ」停車場(Wilmersdorf station) 上ニ架設セバ「プリシッレーゲン」橋(Prinzregenten Straßenbrücke)ニ用キタル錐鉄ニシテ鉄盤ハ鑄鐵ヨリ成リ錐ハ直徑 8 cm (= 3") ニシテ良鋼ヲ使用シタリ完全ニ剪力ヲ拱ニ傳導スル

故ニ

第一千三百七十五圖



$$r = \frac{P}{\sigma_l (\phi_0 + \sin \phi_0 \cos \phi_0)} \quad \dots \dots \dots (1537)$$

若シ $\phi_0 = 45^\circ$ トセバ上式ヨリ

$$r = \frac{0.8 P}{\sigma_l} \quad \dots \dots \dots (1538)$$

鋼錨ニ對スル許容値 σ ハ12000乃至 15000 $^{\ast}/\square$ ハ採用ス可シ。

實驗公式トシテ使用セラル、モノハ

 d = 錨ノ直徑(“) P = 鉄ノ長サ 1” = 於ケル壓力(“)

トセバ

鑄鋼支臺ニアリテハ $d = 0.00014 P$ 乃至 $0.00028 P$ 鑄鐵支臺ニアリテハ $d = 0.00021 P$ 乃至 $0.00035 P$ 更ニ支臺ハ yy ニ於テ緊定シ底部ヨリ $\frac{P}{2}$ ナル等布荷重ヲ受クル肱

柄トシテ之ヲ計算ス可シ。

例題第百三十一 第一千三百七十六圖ノ如ク拱座ノ支臺 16”
 $\times 20$ ” ハ有スルモノアリ其最大軸壓力 180000 * ニシテ支臺ハ 21”
 每ニ 18” ノ幅ヲ有スル錨ガ拱幅ニ連續シテ置カル、モノトス錨
 及支臺ノ寸法ヲ求ム。

答 最大壓力ハ

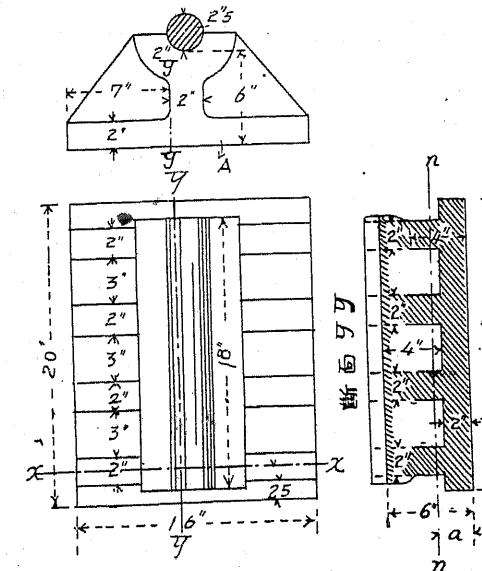
$$\sigma_{max} = \frac{180000}{16.20} = 563^{\ast}/\square.$$

即チ混泥土ノ許容應壓力度ノ範圍内ニアリ今錨ノ長サヲ 18”
 トシ其許容應壓力度ヲ 10000 $^{\ast}/\square$ トセバ(1538)式ヨリ

$$r = \frac{0.8 \cdot 180000}{10000 \cdot 1.18} = 0.8”$$

茲ニハ $d = 2.5$ ハ採用ス可シ。

第一千三百七十六圖



$$\sigma_x = \frac{28150}{10.6} = 2656^{\ast}/\square.$$

鑄鐵ノ許容應張力ハ普通 3500 $^{\ast}/\square$ ト假定シ得可キヲ以テ以上
 ノ値ニテ充分安全ナリ。

次ニ支臺ノ高サヲ 6” 肋版ノ厚サヲ 2”, 其純間隔ヲ 3” ト假定セバ
 斷面 yy = 於テ底邊ヨリ其中軸線ニ至ル距離 a ハ

$$a = \frac{4.4 \cdot 2.4 + 20 \cdot \frac{2}{2} \cdot 2}{4.4 \cdot 2 + 20 \cdot 2} = 2.33”.$$

故ニ上緣端ヨリハ $6 - 2.33 = 3.67”$.

nn 軸ニ關スル物量力率ハ

支臺ト橋臺トノ間ノ壓力ハ
 563 $^{\ast}/\square$ ナルヲ以テ xx 及 yy ナ
 ル断面ニ於ケル彎曲力率ハ

$$M_x = 563 \cdot 16 \cdot \frac{2.5^2}{2} = 28150”^2$$

$$M_y = 563 \cdot 20 \cdot \frac{7^2}{2} = 275870”^2$$

今底版 A ノ厚サヲ 2” ト假定
 セバ肋版ヲ無視シテ x 軸ニ
 對スル断面係數ハ

$$W_x = \frac{16.2^3}{6} = 10.6”^3$$

故ニ底版 A ノ受クル應力ハ

$$I_n = \frac{4.2.4^3}{12} + 4.2.4.(3.67-2)^2 + \frac{20.2^3}{12} + 20.2\left(2.33 - \frac{2}{2}\right)^2 = 219.1''^4$$

断面係数ハ夫々

$$W_1 = \frac{219.1}{3.67} = 59.7''^3$$

$$W_2 = \frac{219.1}{2.33} = 94.0''^3$$

故ニ最大應張力度ハ

$$\sigma_p = \frac{275870}{59.7} = 4621^{\#}/\square''.$$

最大應張力度ハ

$$\sigma_t = \frac{275870}{94} = 2935^{\#}/\square''.$$

鑄鐵ノ許容應張力度ハ 7000[#]/□、應張力度ハ前述ノ如ク 3500[#]/□ト

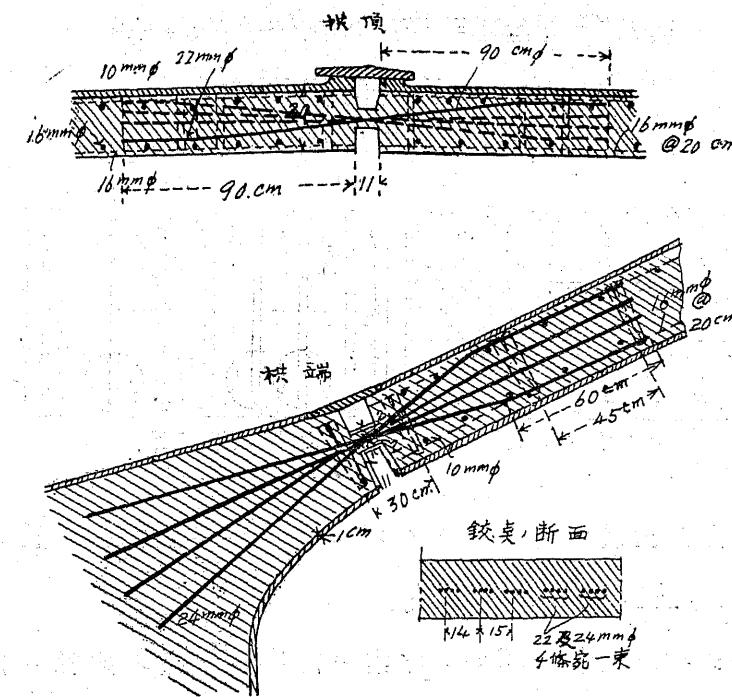
假定シ得可キヲ以テ算定値ハ何レモ完全ナリトス。

第五節 可撓鉄

可撓鉄(Flexural hinges)ハ鋼鉄ノ一種ニシテ半鉄(Semiarticulations)ト稱シ佛國ニテ專ラ使用セラル、様式ナリ鉄トシテノ動キハ必ずシモ充分ナリト云フコト能ハザルモ其施工容易ニシテ費用亦比較的廉價ナリ即チ拱ト拱若クバ拱ト拱臺トノ理論的鉄點ニ於テ十字形ニ集中シテ架ケ渡セル圖鉄若クバ角鉄ノ杭壓力ト少量ノ屈撓(Flexibility)ニ依頼スルモノニシテ此等鋼材ノ許容應張度 σ ハ 10000 乃至 12000[#]/□トシ其混擬土中ヘノ緊定長サ l ハ其許容附着力度ヲ超過セザル程度ニ之ヲ配置ス今鐵筋ノ直徑ヲ d トシ許容附着力度ヲ τ_a トセバ

$$\frac{\pi}{4} \cdot d^2 \cdot \sigma \leq \tau_a \cdot \pi \cdot d \cdot l \quad \text{ナルベキヲ以テ}$$

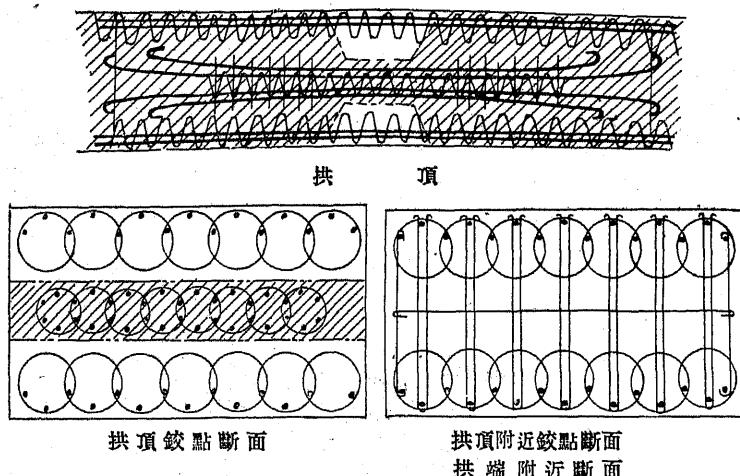
第一千三百七十七圖



$$l \geq \frac{d \cdot \sigma}{4 \tau_a} \quad \dots \dots \dots \quad (1540)$$

今 $\tau_a = 60^{\#}/\square''$, $\sigma = 10000^{\#}/\square''$ トセバ $l \geq 42.7 d$ トナル可シ巴里市「サンマルタン」(St. Martin)運河上ニ架設セル拱ハ徑間 27 m, 拱矢 3.75 m, 4 點ニ於ケル拱厚 45 cm (= 17.7''), 拱頂 27 cm (= 10.6''), 拱座 29 cm (= 11.4'') ヲ有シ其鉄點ハ第一千三百七十七圖ノ如ク拱頂ニアリテハ直徑 22 cm ($= \frac{7}{8}$) ノ圓鉄 4 條ヲ一束トシ帶鐵ニテ之ヲ括リ 90 cm (= 2.94') ノ深サ迄緊定シ 14 cm (= 5.5'') ノ間隔毎ニ之ヲ置キ拱座ニテハ同シク 24 mm ($= \frac{15}{16}$) ノ圓鉄 4 條ヲ一束トシ之ヲ 1 m (= 3.28') ノ深サニ緊定セリ。佛國「アメリ・デ・バーン」橋(Amélie des Bains)ハ徑間 41 m, 拱矢 4.7 m ニシテ其鉄點ノ構造路ボ前者ト相同シク只

第一千三百七十八圖



其圓鋸ノ直徑拱頂ニ於ケルモノ 27 mm ($= 1\frac{1}{16}\text{''}$)、拱座ニ於ケルモノ 28 mm ($= 1\frac{3}{32}\text{''}$) ノ差アルノミ。

「コンシデール」氏 (Considère) の考案ハ前述ト同様ノ方法ニ依リテ拱ヲ作り拱架ヲ取去リタル後其鉸點ノ減少断面ヲ混擬土ニテ填充シ之ヲ外觀無鉸拱ノ如ク改造スルニアリ此構法ハ佛國「シャト・ティリー」橋 (Chateau Thierry)ニ應用セラレタルモノニシテ其形第一千三百七十八圖ニ示セルガ如シ。

第七章 拱臺及拱脚

第一節 拱臺及拱脚ノ安定

緊定拱ヲ論ズル場合ニハ拱臺若クハ拱脚ノ基礎ハ沈降 (Yield) ゼザルテフ假定ノ下ニ設計セラル、モノニシテ全構造ノ安定 (Stability) ヲ確保スル爲メニハ出來能フ限リ此條件ニ近キ狀態ニ按排スルコト必要ナリ即チ良好ナル岩盤上ニ拱臺若クバ拱脚ヲ有スルガ如キハ最モ恰好ノ個處ナリト云フ可シ。

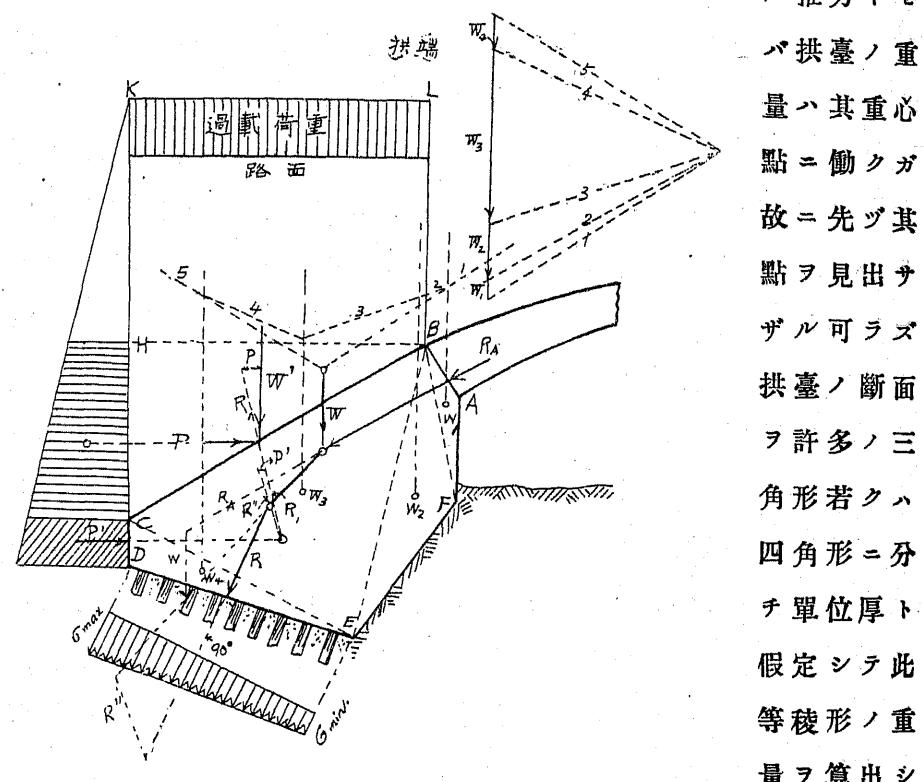
基礎ノ深サ並ニ其形状等ハ拱橋架設位置ノ状态ニ従ツテ一定セズ夫々實地ニ就キテ検定研究ヲ要ス可クスケテ先づ拱臺ノ或形ヲ假定シ而シテ地盤ニ來ル荷重ガ許容耐荷力ヲ超過セズシテ可成均等ニ其壓力ヲ配布スル様設計ス可シ今基礎ニ働く外力ハ1) 拱ノ推力、2) 拱臺ノ重量、3) 拱臺上土壤ノ重量及4) 土壤横壓力ノ四種ニシテ拱ノ推力ハ活重ガ拱橋ノ全徑間ニ配布サル、時最大ナルヲ以テ先づ此場合ニ於ケル壓力線 (Line of pressure) ヲ畫ク可シ更ニ推力ガ拱端ノ中心ヨリ高ク上部ニ働くキ從ツテ基礎ニ來ル壓力ノ增加ヲ生ゼザルカヲ見ル爲メ其拱臺ニ遠キ半徑間上ニノミ活重ヲ有スル場合ノ壓力線ヲ畫キ更ニ該拱臺ニ近キ半徑間ニノミ活重ヲ有スル場合ヲモ比較検定スルヲ要ス集中活重ヲ有スル場合亦之ニ準ズ。

外方荷重ヨリ來ル地盤ヘノ壓力線ハ可成底邊ノ中心ニ近ク作用スルヲ良シトス何トナレバ最大單位壓力ハ等布的ニ働く程其力度小ナルノミナラズ基礎ノ不均等沈降ヲ妨グ著シク全構造ノ

安定ヲ増進スペケレバナリ。

斯クノ如ク拱臺ノ形ヲ假定シ外力ノ働く点方向及其力量ヲ知ラバ次ノ方法ニ據リテ其安定如何ヲ検定ス可シ。若シ其壓力度ガ許容力度ヲ超過スル場合ニハ再び其假定ヲ變更ス可キハ勿論ナリトス今簡易ノ爲メ拱端ニ來ル推力ノ或一ツノ場合ノミヲ假定シテ其方法ヲ論ズ可シ第一千三百七十九圖ニ於テ R_A ヲ拱端ニ來

第一千三百七十九圖



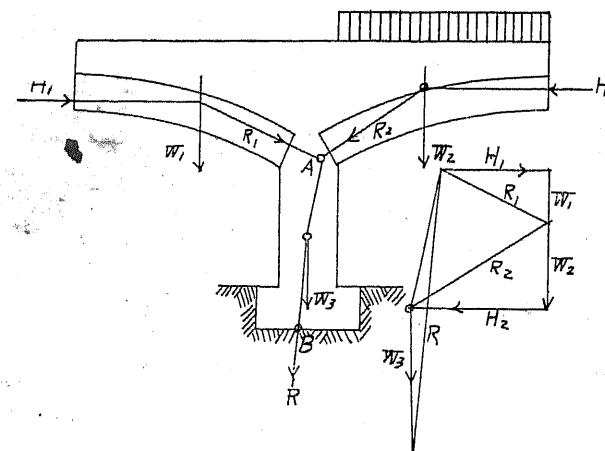
ル推力トセバ拱臺ノ重量ハ其重心點ニ働くガ故ニ先づ其點ヲ見出サザル可ラズ拱臺ノ斷面ヲ許多ノ三角形若クハ四角形ニ分チ單位厚ト假定シテ此等稜形ノ重量ヲ算出シ

圖式的方法ニ依リテ其重心點ニ働く可キ總量 W の位置ヲ見出スコトヲ得次ニ BC 上ノ壓力ハ CH 上ノ水平壓力 P 及單位厚ニ於ケル $OBLK$ ナル土壤ノ重量 W' ヨリ成リ而シテ CH ヘノ水平壓

力ハ(904)式ヨリ算出セル OK 及 HK 上ニ働く壓力ノ差即チ水平影線ヲ施セルモノヲ以テ之ヲ示シ得可ク其働く点ノ高さハ(907)式ニ依リテ之ヲ算出シ斯くて W' ト P トノ合成力 R_1 を見出ス可シ同様ニ CD 上ノ水平壓力 P' を見出ス時ハ其働く点ハ之ヲ CD の中央ト假定シテ大差ナシ斯クノ如ク凡テノ外力及其力量ヲ定メタル後ハ此等外力ノ合成壓力線ヲ引クコト容易ナル可シ即チ先づ推力 R_A ヲ表ハス線ヲ延長シ拱臺ノ重量線 W トノ交叉點ヲ求メ此點ヨリ始メテ推力 R_A の方向ニ推力ノ量ヲ或尺度ニテ測リ同一尺度ニテ重力方向ニ測レル拱臺重量 W トノ合成力ヲ見出シ次ニ合成力ト R_1 及 P' ナル土壓トヲ順次合成シテ最後ノ總合成壓力 R を求メ然ル後此壓力線ニ直角ナル線上ノ底邊ノ投射線ヲ引キ(717)式或ハ(910)式ニ據リテ其最大及最小壓力度ヲ見出ス可シ此壓力度ガ地盤ノ許容應壓力度ノ範圍内ニアルヤ否ヤヲ検定シ其超過量大ナル時ハ更ニ斷面ノ形ヲ變更シテ検算スルカ若クハ相當ノ杭打ヲ施シテ地盤ノ耐壓力ヲ增加セシム可シ杭ノ方向ハ可成壓力線ニ平行ナルヲ良シトス而シテ壓力線ノ働く点ガ底邊三分ノ一以内ニ働く時ハ其力度ハ凡テ壓力ノミヲ受クルコトナル可シ更ニ念ノ爲メ最後ノ壓力線ノ基礎底邊ニ平行ナル分力ヲ見出シ其量ガ底邊ノ摩擦ヲ超過セザルヤ否ヤモ検定スルヲ要ス其摩擦量ハ底邊ニ來ル法線壓力ニ摩擦係數ヲ乘ジタルモノニシテ係數ノ値ハ第百四十八表ニ據ル可ク一般ニ0.5ヲ採用ス。

地盤ノ性質濕潤ナル處ニアリテハ其水ニ飽和セラルハ爲メニ生ズル浮揚力(Buoyancy)丈ヶ拱臺重量ノ輕減セラルベキモノト考フルノ必要ナルコトアリ其割合ニ關シテハ中卷第225頁ヲ參照

第一千三百八十圖



ス可シ。

拱脚ノ安定ハ一
徑間ニ全部活重ヲ
有シ隣接徑間ニハ
全ク活重ヲ有セザ
ル場合ニ於テ最モ
不利ノ状態ニアル
ヲ見ル而シテ拱端
ニ於ケル R_1 及 R_2 ナ
ル合成推力ハ A 點

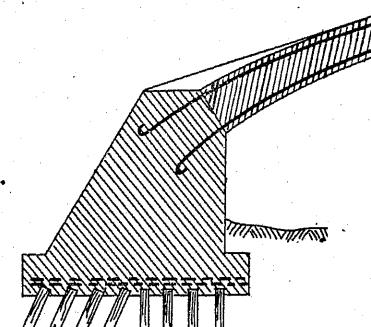
ニ於テ交叉ス可ク更ニ W_3 ナル拱脚ノ重量ト合成シタル最終ノ
合成功力 R ガ B ニ於テ底邊ヲ切ル可シ此場合ニモ B ハ底邊三分ノ
一ニ入り其壓力度ガ許容力度ヲ超過セズ同時ニ其水平分力ハ許
容摩擦範囲内ニアルヲ要ス。

第二節 拱臺及拱脚ノ構造

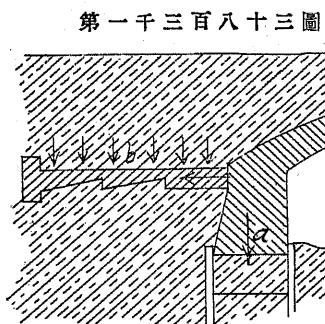
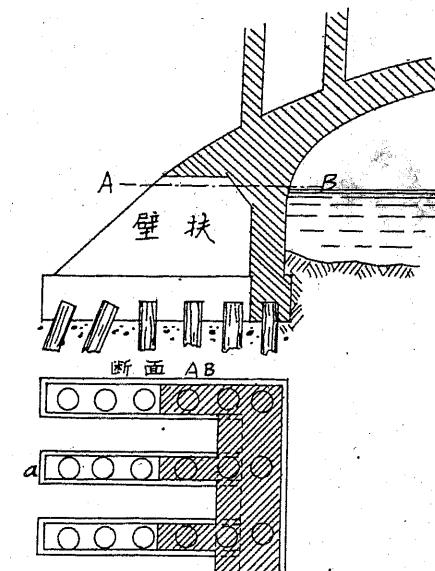
拱座(Springing)ハ條件ノ許ス限リ基礎ニ近ク配置スルヲ良シト
ス之レ拱臺ノ費用ヲ節減シ若クハ拱脚ニ於ケル轉倒力率ヲ最小
トスルノ利益アレバナリ數連ノ拱ヨリ成ル長橋ニアリテハ萬一
拱ノ一個若クバ數連ガ倒壊セル場合ニ於テ拱臺ノ如キ動作ヲ爲
サシムル爲メ各五乃至六徑間毎ニ臺脚(Abutment pier)ヲ準備ス可
シ一般ニハ四個或ハ六個ノ如キ連拱橋ハ好マシカラズ美觀ノ點
ヨリ云ヘバ徑間ノ數ハ奇數ヲ良シトシ中央ヨリ左右相當徑間ノ
長サヲ減少スルモ可ナリ。

基礎ノ深サ拱臺及拱脚ノ形狀ハ架設個所ノ状態ニ依リテ一様

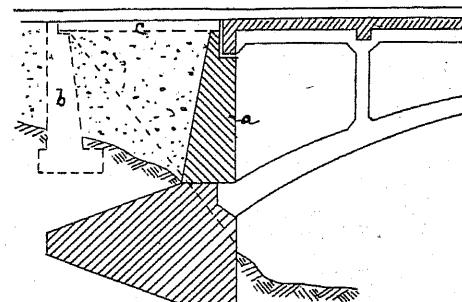
第一千三百八十一圖



第一千三百八十二圖



第一千三百八十四圖



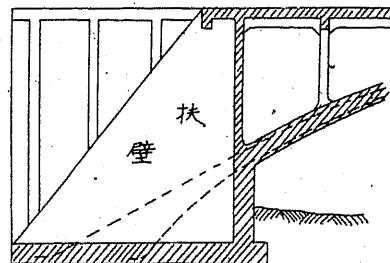
ナラズ地盤堅硬ナラザル處ニ
アリテハ形ノ撰定ハ充分ナル
研究ヲ要ス可シ一般使用ノ形
ハ第一千三百八十一圖ノ如ク
シ若シ混疑土ノ量ヲ輕減セン

ト欲スル時ハ第一千三百八十二圖ノ如ク材料ヲ節約シ所々 a ナ
ル扶壁ヲ以テ補強ス可シ若シ杭打ヲ要スル時ハ前列ハ之ヲ垂直
トシ後列ハ壓力線ノ方向ニ沿フヲ良シトス特殊ナル形ハ第一千
三百八十三圖ノ如ク拱端壓力ノ水平分力ニ對シテハ專ラ b ナル
基礎ヲ有セザル水平版ニ依リテ土壤トノ摩擦ニ依リテ抵抗セシ

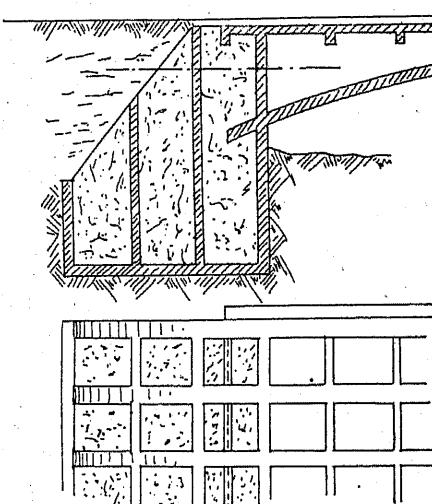
メ垂直分力ニ對シテハ割合ニ短キ底邊ヲ有スルアル垂直壁ニ依リテ抵抗セシムモノアリ而シテひハ可成拱端ト同一水平面ニ近ク之ヲ配置スル方有效ナリ此方式ハ重ニ「マラー式」拱橋ニ使用セラル、モノニシテ材料ノ節約ヲ得ルノ利益アリ。

列柱式若クバ支壁式ニ對スル拱臺ノ配置ハ第一千三百八十四

第一千三百八十五圖



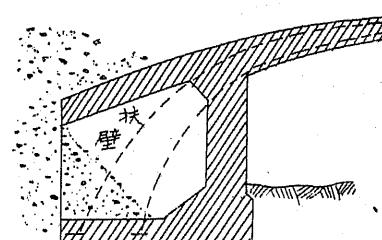
第一千三百八十七圖



鐵筋混凝土ニテ拱臺ヲ作ラントセバ一般ニ第一千三百八十五圖ノ如キ扶壁式ヲ用フ此場合ニハ基礎ノ深サヲ輕減シ

材料ヲ節約シ得ル代リニ特ニ底版ヲ廣クスルコト必要ナリ之レ其上ニ來ル土壌ノ量ヲ増加シ重量ニ依ル抵抗ヲ増加セシメンガ

第一千三百八十六圖



圖ノ如クアル土留擁壁ヲ拱臺上ニ休止セシム可シ若シ袖石垣ヲ有スル時ハひノ如キ第二ノ土留擁壁ヲ準備シアトリノ間ニハ土壤ヲ填充シナル床版ヲ以テ之ヲ連絡セシム可シ。

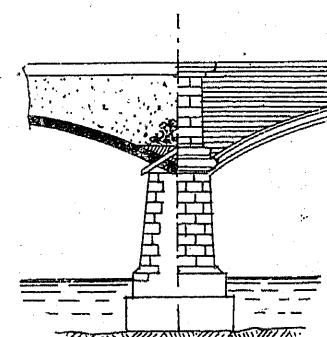
鐵筋混凝土ニテ拱臺ヲ作ラントセバ一般ニ第一千三百八十五圖ノ如キ扶壁式ヲ用フ此場合ニハ基礎ノ深サヲ輕減シ

材料ヲ節約シ得ル代リニ特ニ底版ヲ廣クスルコト必要ナリ之レ其上ニ來ル土壌ノ量ヲ増加シ重量ニ依ル抵抗ヲ増加セシメンガ

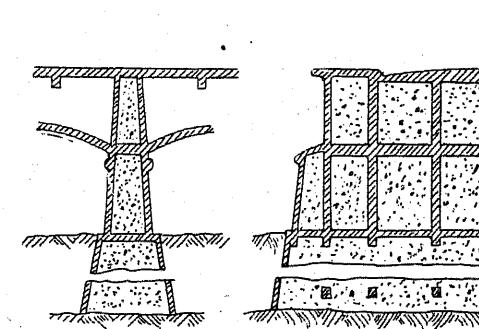
爲メナリ扶壁ハ可成其數ヲ多クシ拱ノ補強材ハ扶壁ヲ通ジテ深ク基礎ニマデ達セシムヲ良シトス場合ニ依リテハ第一千三百八十六圖ノ如ク扶壁間ニハ土壓ノ來ラザル様設計スルコトアリ第一千三百八十七圖ハ圓形橋臺ノ一例ヲ示スモノニシテ材料ノ節約ヲ爲ス爲メ特ニ肋骨式拱橋ニ應用シ得可シ。

拱脚ハ如何ナル點ニアリテモ張力ヲ生ゼザル様設計スルヲ要

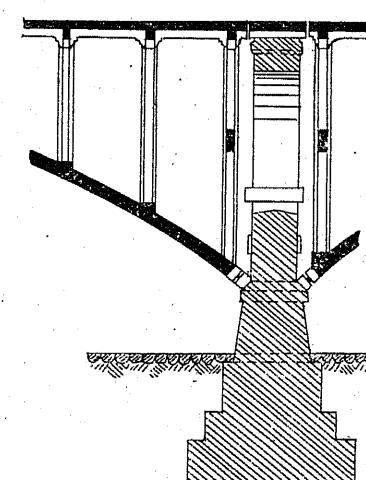
第一千三百八十八圖



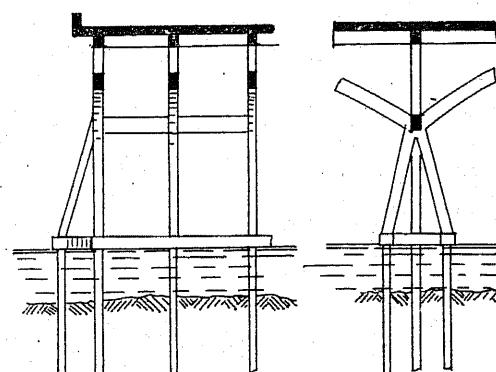
第一千三百八十九圖



第一千三百九十圖



第一千三百九十一圖

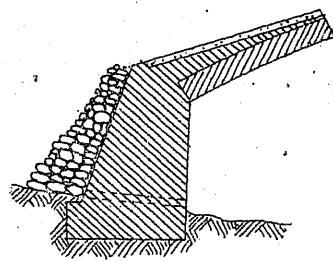


ス故ニ織麗ナル外觀ヲ與エント欲セバ特ニ補強鐵筋ヲ插入スルヲ良シト

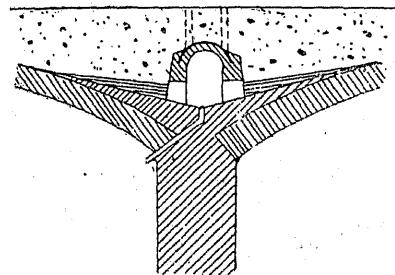
ス流水中ニ立テル拱脚ハ全部混凝土ヲ以テ填充シ質量ニ依リテ

流水ノ衝動ニ抵抗セシムルコト必要ナリ普通拱脚ノ形ハ第一千三百八十八圖ノ如シ肋骨式ニアリテハ第一千三百八十九圖ノ如ク函形トシ各肋拱毎ニ扶壁ヲ設ク可ク列柱式若クバ支壁式ニアリテハ第一千三百九十圖ノ如キ構法ヲ取レバ材料ノ節約ヲ得可

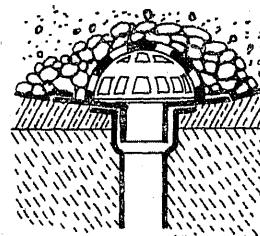
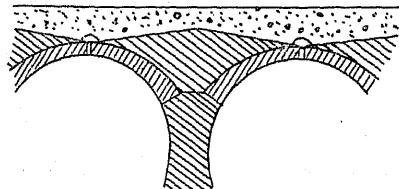
第一千三百九十二圖



第一千三百九十三圖



第一千三百九十四圖



シ此場合ニ
ハ橋床ノ重
量ヲ傳導ス
ル爲メ拱脚
ノ上部ハ之
ヲ拱形トナ

スヲ良シトス流水ニ依リテ拱脚ノ基礎ヲ洗フ恐アル處若クバ河底以下堅盤ニ達スル迄ノ深サ大ナル時ハ拱ハ屢々鐵筋混擬土杭上ニ休止スルコトアリ其一例第一千三百九十一圖ニ示スガ如シ
拱背上ニ滲潤シ來ル雨水ヲ排除スル爲メ適當ナル個所ニ排水管ヲ設備ス可シ第一千三百九十二圖以下第一千三百九十四圖ハ
其一般配置ヲ示スモノナリ。