

次の梁間に於ては曲能率は凡て(一)なり。
剪力は反働力 R_1 より直ちに知り得らる此圖表は第90圖其3の(○)の如し。

第二十六章 鐵骨構造 (Steel Construction)

第二百七節 鐵板梁 (Plate Girder)

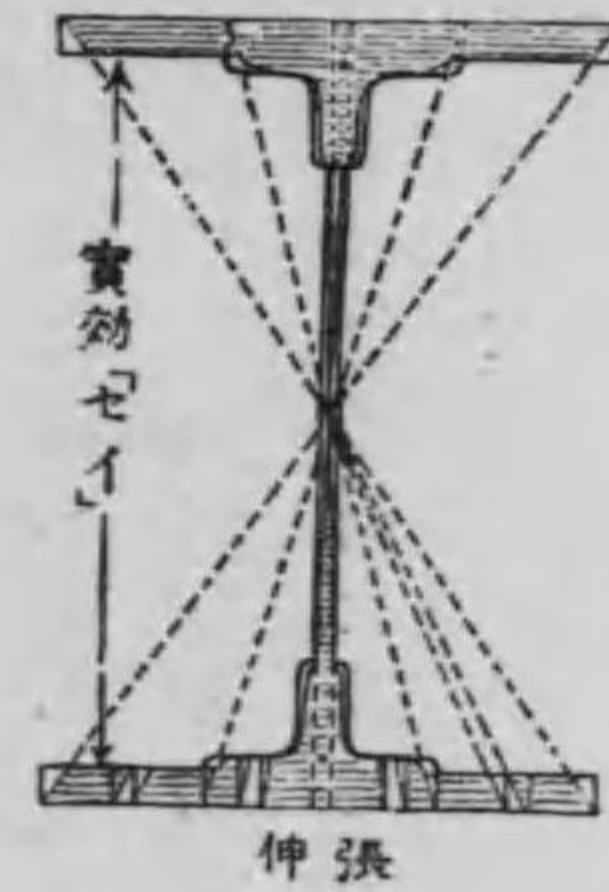
第九十二圖はプレート、ガーダーの標準断面を示すものにして鋼板を組み立て山形鋼 (Angles) を用ひて連続し全體を「リベット」にて鈹綴せるものなり。

「リベット」は能く其「リベット」孔を充たす様に挿入せらるゝを要す若し「壓力を受くるフランジ」へ「リベット」を充分に挿入するときは其等の「リベット」は其壓力の幾分を受けて能く之れに堪へ而かも「リベット」を打ちたるが爲めフランジは其影響を受けて壓力に對する抵抗力を減ずること至て少し又張力を受くる「フランジ」に於ては之れと異り其切斷面に於て「リベット」孔の數多き時は其影響を受けて大に其強度を減ずるものなり。

プレート、ガーダーの断面に於ける應力面 (Stress surface) の有様は第九十一圖に示すが如し圖に於て見る如く桁腹 (Web) は應力を受くる割合甚だ僅少にして之れに反しフランジは其斷面全體に於ける極限應力 (Limiting stress) に殆ど等しき應力を受

く、故に第九十三圖に示すが如くプレート、ガーダーの断面に就てはフランジの面積とアングルの水平の部分の面積との和に等しかるべき應力面を考ふるときは

圖一十九第

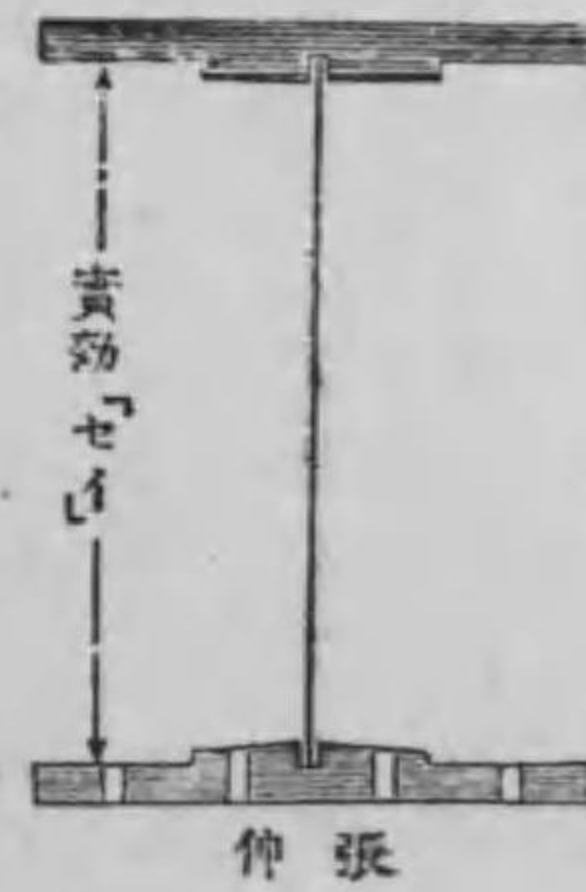


實際に近き結果を得べし又ウェブの高さ即ちフランジ間の距離をば有効セイ (Effective depth) として取るべし何となればフランジの厚さを適當なるプレート、ガーダーにて

圖二十九第



は此の如く考ふる方多少安全なるを以てなり、前章に於て應力は梁の中立軸に於て最大の強さとなることを述べたり故に應張力及び應壓力を考ふる際にはガーダーのウェブは考ふるに及ばざるを以てガーダーは剪断力に對してのみ抵抗するものと考へて可なり、換言すればガーダーを設計するに當りては其フ



み抵抗するものと考へて可なり、換言すればガーダーを設計するに當りては其フ

ランジは應張力及び應壓力に抵抗し得べき様其断面を充分なる面積と爲し又た其ウェブは應剪力に抵抗し得る様に其断面を充分なる面積と爲すべく且つ又たガーダーの「セイ」は兩フランジの間の距離に等しと考へて可なり。實際の構造物にては各材の量は場所によりて不規則なるものにして非常に綿密なる計算を爲すも夫は單に近似せる値を與ふるに過ぎず故に上の如き假定を爲し問題を簡單に考へ得たる其結果に安全率 (Factor of Safety) を考慮して以て計るべからざる不慮の災害に備ふるを要す。展鋼根太 (Rolled Steel Joist) にては之を強硬となす爲め其ウェブは厚さの比較的大なるものを用ふ而して其強さに關し上述の如き方法により計算を行ふ時は大抵の場合には其結果に大なる誤差を生ずべし。

或る場合には其「セイ」を低くしフランジを厚くしたるガーダーを設計するの必要を生ずることあり斯る時は普通の方法に従ひ應力面積を能く檢するを可とす。鐵板梁の設計 (Design of Girders) 構造物を設計するに當りて必要なる諸種の計算は其ガーダーに荷重が如何様に掛り之れがためには如何なる結果を生ずるや又は生じたる諸結果が如何様に相關係するや等を充分知るにあらざれば決して完全のものなりと稱するを得ず構造物を設計するに當りて如何なる計算が必要にし

て又た如何なる計算が不必要なりやは實驗に徴する時は自ら明かなるべし然れども設計者が自ら充分満足し得べき結果を得るに至るまでは譬へ其設計に影響を與ふるものならずと雖も其設計に關して取りたる考案は凡て實驗に徴することなくして之を放擲すべからず(第一卷參照)

今次の如き實例を擧げてガーダーを設計する方法を示さん即ち三十呎六吋の純正梁間を有し其長さに浴ひ每一呎に付き二噸の等布荷重を加へ且つ其一端より十二呎三吋の所に二十噸の集中荷重を加へ此等に堪ふべきプレートガーダーを設計するの必要生じたりと假定す(第九十四圖參照)

ガーダーの「セイ」(Depth of girder) プレートガーダーのセイは其張間(Span)の八分の一乃至十六分の一と爲すを普通とす梁間の十二分の一と爲すは最も普通の場合なり而して此割合となせば最も經濟的のものとなるべし故に今假定したる場合に在りてはガーダーの「セイ」を三十二吋と爲すを可とす。

ガーダーの幅(Width of girder) ガーダーの幅は張間の二十分の一乃至三十分の一と爲すを普通とす而してガーダーの側面に堅固なる支承物を用ふる場合の外決

して其幅を梁間の四十分の一以下ならしむべからず今の場合は其幅を十六吋と側定したり即ち其「セイ」の二分の一にして又た其梁間の二十四分の一に當る。

受臺(Abutments) 各受臺には三吋の面を施したるを以て實際の純正梁間は三十一呎となれり然る時は各受面に及ぼす最大荷重は等布荷重よりの三十一噸、集中荷重の三十分の十八ガーダーの重量の二分の一、等布荷重の中受面の上に實際に加はる部分を加へたるものに等し、今此ガーダーは其重量約五噸あるものと假定す而して又ガーダーの支面の長さを呎にて表はしたるものをとすれば

$$\begin{aligned} \text{其支面に於ける荷重總量} &= 31 + \frac{18}{30} \times 20 + 2\frac{1}{2} + 1 \times 2 \\ &= 45\frac{1}{2} + 21 \text{ 噸} \end{aligned}$$

今ガーダーの受枕(Butt)を石にて造りしと假定すれば其平方呎毎に十五噸の安全荷重を支持し得べきものとなる然るときは此ガーダーの幅は $16\frac{3}{4} \parallel 1\frac{1}{2}$ 呎なるを以て支面の必要なる長さ l は次の如し。

$$\begin{aligned} l &= \frac{45\frac{1}{2} + 21}{15 + 1\frac{1}{2}} \\ \therefore l &= \text{凡そ } 2^{m} 6^{th} \end{aligned}$$

次に又た橋臺は善良なる煉瓦をセメント、モルタルにて積みたるのとし且つ一平方呎毎に六噸の安全荷重を支へ得るものと假定す故に受枕石はガーダーの載るべき面の六分の十五即ち二倍半の面積を有せざるべからず即ち其面積は

$$2\frac{1}{2} \times 1\frac{1}{2} \times 2\frac{1}{2} = 8\frac{1}{8} \text{ 平方呎}$$

而して今之を煉瓦の寸法に適合せしむる爲めに三呎平方と爲し且つ其高さを一呎九吋なりとす而して荷重を受枕に平等に傳へんが爲めガーダーと受枕との間に鉛板を敷くを可とす。

應力圖 (Stress diagram) 次にカーダーの各所に於ける應力分布の状態を知るの要あり之を見出すには第八十圖の(H)に示したると同様の方法にて圖を畫くべし其等の諸圖は第九十四圖の下方右隅に示すが如し。

有効張間 = (純正張間) + 兩方面の取付の部分十一の支面の長さ)

$$= 30'6'' + 2 \times 3'' + 2'6'' \\ = 33'6''$$

此場合にはフランジに於ける最大應力は集中荷重を加へたる點に生ずべきを見

るべし而して此點に於ける應力を計算して以て應力圖の正しきや否やを檢する事を得べし。

左方の橋臺に於ける反動は等布荷重より生ずる三十三噸半、ガーダーの重量より生ずる二噸半、集合荷重より生ずる十一、八噸の三者を加へたるものなり即ち

$$33\frac{1}{2} + 2\frac{1}{2} + 11.8 = 47.8 \text{ 噸 (應剪力参照)}$$

∴ 最大曲能率 = $47.8' \times 13'6'' - 27.5' \times \frac{13'6''}{2}$ (等布荷重に基因するもの)

$$= \frac{13\frac{3}{4}}{33\frac{1}{2}} \times 5'' \times \frac{13'6''}{2} \text{ (ガーダーの重量に基因するもの)}$$

$$= 45.4 \text{ 呎一噸}$$

故に之をガーダーの「セイ」にて除するときは最大應力となる即ち

$$\text{最大應力} = \frac{45.4 \times 12}{32} = 170''$$

フランジ 厚さ二分の一時乃至四分の三時の鋼板即ちプレートを用ふるを普通とすれども亦た必要に應じては八分の七時乃至一時厚のものを用ふる場合あり、本節の末尾に掲げたる表はプレートの大きさ及び其斷面を表はすものなり鋼板の

厚さは二分の一時、八分の五吋、四分の三吋等の如く、八分の一時の差にて種々のものありて、此等は普通出来合品となり市場にあるを以て、此等を用ひんと欲せば其量甚だ大ならざる時は速かに得らるべし、其外山形鋼も市場にあるものは、 $10\frac{1}{2} \times 10\frac{1}{2}$ 乃至 $5\frac{1}{2} \times 5\frac{1}{2}$ の等邊のものか又は是に相當する不等邊のもの多し。

プレートを使用するに當りては厚さの異なるものを混用せず成るべく厚さを一定するを可とす之れ強度を一樣ならしむるのみならず、経済的となるを以てなり、山形鋼を用ふるに當りては主として、リベットを打ち易きものを撰ぶべし、即ち山形鋼の一邊の幅は之れより其厚さを差引き用ふべし、リベットの直徑の三倍以上に相當するものたるべし、且つ又山形鋼の縁とプレートの縁との間の幅は少くとも、リベットの直徑二倍半あるを要す然れども亦た他方より考ふるときは此幅を餘り大に爲すべからず、即ち山形鋼に接するプレートの厚さの八倍以上と爲すべからず、山形鋼の厚さはフランジに用ふるプレートの平均厚に殆ど等しきものを用ふべし、第九十四圖の場合には、 $\frac{1}{2} \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{2}$ の山形鋼を用ひたり。

工形鋼の強さを計算するに當りては其最大應力度を一平方吋に付き、 170 噸として

可なり、但し其根太の断面は何處も同性質のものとして、此く應力を定めたるなり、然れども實際には大梁の断面は種々の材料を以て構成し多少之を硬固に連結するも其構造物の強さは工作の仕方如何により著しき差あるを以て之を考へ置く要あり、此等の事情により實際計算を爲すに當りては應張力及び應壓力の何れに於ても其最大安全荷重を一平方吋に付き、 $6\frac{1}{2}$ 噸とするを可とす、故に今、 190 噸の應力に抵抗すべき各フランジに於ける鐵材に必要な量は

$$\frac{170}{6\frac{1}{2}} = 26.16 \text{ 平方吋}$$

曾て述べたる如く山形鋼の水平部は應力の幾分を承くべきものと考へて可なり、上方のフランジ即ち壓力を受くる方に於ては山形鋼の斷面積は、 $2 \times 4 \times \frac{1}{2} = 4$ 平方吋なり、故に上方のフランジに於ては之に用ふるプレートの必要なる斷面積は、 $26.16 - 4 = 22.16$ 平方吋なり、而して今プレートは其幅十六吋のものをを用ふると定めたりとせば其所要の厚さは、 $\frac{22.16}{16} = 1.4$ 吋、凡そ $1\frac{3}{8}$ なり

又た下方のフランジ即ち張力を受くるフランジに於ては、リベット打ちの爲め取去らるべき部分を減ぜざるべからず、今、 $3\frac{1}{2}$ リベットを用ひ、且つリベット孔は直

徑 $\frac{13}{16}$ にして之を錐にて穿ちたるものと假定す然るときは山形鋼の水平部の断面積は次の如し。

$$2 \times \left(1 - \frac{13}{16}\right) \times \frac{1}{2} = 3.19 \text{ 平方吋}$$

但し各山形鋼をフランジに取り付けるために一本の「リベット」を要するものとす。故に下方のフランジに於ては之れに要する「プレート」の断面積は

$$26.16 - 3.16 = 23 \text{ 平方吋}$$

要する「リベット」の数は之を千鳥狀に配置する事を得べしと雖も斯く配置するときは之を直角に交へる直線上に配置するに比し多少「リベット」打を爲したる部分を弱むるものなり而して第九十四圖に於ける平面圖に示すが如く「プレート」ガ「ダー」のフランジに千鳥狀に「リベット」打を爲さざるべからざるの理由は毫も之れあるなし普通一般には直角に交はる直線の各交點に「リベット」を打つなり然れども若し千鳥狀に之を配置したりとせば此くして節し得たる鐵量に對して斟酌を加へざるべからず「リベット」打ちを爲したる部分の断面は第九十四圖の平面に於けるCDにて示すが如き千鳥狀線に沿ふ所に於て最小となるべし此線に沿ふ断面

積は圖の場合に在りては「プレート」の断面積より三本の「リベット」にて取り去らるる鐵量丈け少きものと見て可なり即ち此部分に於ける「プレート」の有効幅は

$$16\text{吋} - 3 \times \frac{13}{16}\text{吋} = 13\frac{9}{16}\text{吋}$$

$$\therefore \text{所要の厚さ} = \frac{23}{13\frac{9}{16}} = 1.7 = \text{凡そ} \frac{11}{16}\text{吋}$$

現今は鍊鐵 (Wrought iron) を大梁の構造に用ふる事甚だ稀なりと雖も此材料を用ひて大梁を作らんとする場合には其最大應張力を一平方吋に付き五噸とし應張力を一平方吋に付き四噸と爲すべし然るときは所要のフランジの厚さは上下兩者共に殆ど等しきものとなるべし又た實際に於ては上下のフランジを相等しくするを常とす。

小なる大梁に於ては其の構造を簡便ならしむる爲め上下のフランジは共に同じ厚さとなすを普通とす初め應張力を受くるフランジに付きて其厚さを算出し應張力を受くるフランジの厚さは之れと等しきものと爲すなり今圖の場合に兩者のフランジを共に同じ厚さのものと爲さんと欲せば兩者とも其厚さを $\frac{11}{16}$ 吋と

なすべし。

既に述べたる如く應壓力を受くるフランジの必要な厚さは $\frac{1}{2} \frac{P}{\sigma}$ なり此厚さと
なす爲め $\frac{1}{2} \frac{P}{\sigma}$ 厚のプレート一枚と $\frac{1}{2} \frac{P}{\sigma}$ 厚のプレート一枚を重ね用ふるなり而し
て其場合には厚き方のプレートを山形鋼に接して用ひ薄き方のプレートを外方
に用ふべし第九十四圖に於て示せるはコンプレッションフランジ(應壓力を受く
るフランジ)は $\frac{1}{2} \frac{P}{\sigma}$ 厚のプレート二枚と $\frac{1}{2} \frac{P}{\sigma}$ 厚のプレート一枚を重ねて作りたる
ものにして又たテンションフランジの必要な厚さは $\frac{1}{2} \frac{P}{\sigma}$ にして $\frac{1}{2} \frac{P}{\sigma}$ 厚のプ
レート二枚と $\frac{1}{2} \frac{P}{\sigma}$ 厚のプレート一枚を重ねて作りたるものなりテンション、フ
ランジに用ひたる各プレートは何れもコンプレッション、フランジに用ひたる各
プレートに比し $\frac{1}{2} \frac{P}{\sigma}$ 厚きを見るべし此くするの理は既に知れるが如く各プレ
ートに必要な長さを各兩フランジに於て相等しからしめんが爲めなり。各プレ
ートが抵抗し得べき荷重を他の圖を畫きたると同様なる噸の縮尺にて應力圖上
に畫き入れ、ことを得べし此くして數條の水平線を得べし而して各二條の水平
線間の距離は夫々其れに相當するプレートに加へ得べき安全應力を表はすもの

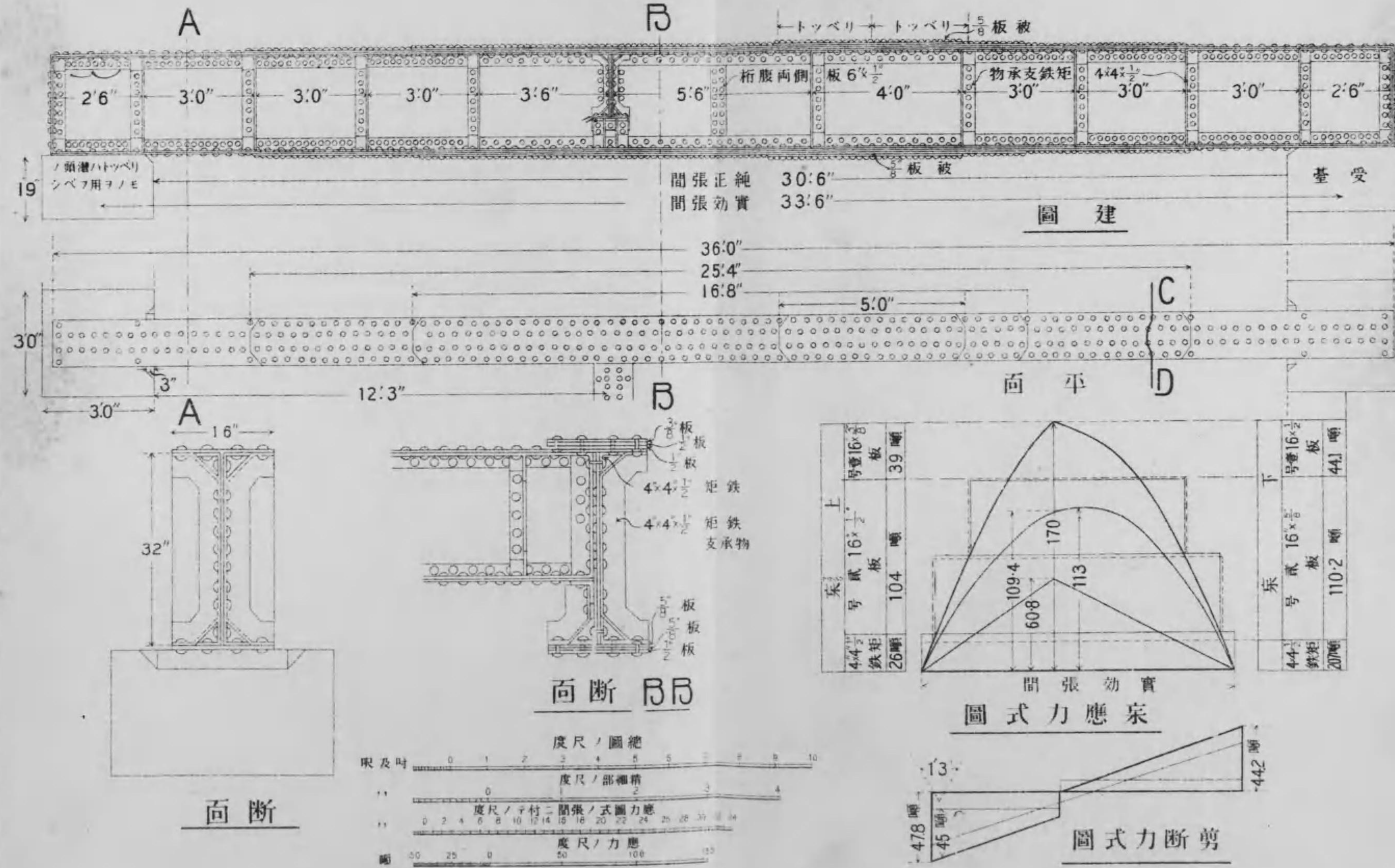
なり其等水平線が應力曲線と交はる諸點はフランジに於て重ね用ふべき各プレ
ートの兩端を示す者なり圖に於ける各實線は上方のフランジに於ける各プレ
ートの強さと其長さを表はし又た點線にて示したるは下方のフランジに於ける各
プレートの強さと其長さを表はしたるなり上方のフランジに於ける各プレ
ートに必要な長さは何れも下方のフランジに於ける各プレートの必要な長さ
よりも少しく小なるを見るべし然れども其差たるや何れも大らざるを以て權造
を簡便ならしむる爲め上下のフランジに於て相對應するプレートの長さは夫々
相等しからしむるなり下方のフランジに於ける各プレートとは何れも「リベット」孔
によりて取去らるゝ鐵の量に比例して其厚さを増すべきにより上の如く兩フラ
ンジに於て相對應するプレートの長さを夫々相等しからしむるも可なり然る時
は其結果兩フランジに於て相對應するプレートは夫々相等しき斷面積を有する
ものと見て可なり。

圖式に依るときはアングルに接するプレートハ各支承面の中央より大梁の端に
向て一呎以上延ばすの要なし然れども實際には強固の度を増す爲めと又た支承

面の全幅に載するため此プレートは大梁の全長に従はしむるを常とす。

又た圖に依るときは第二番目のプレートの左端は支承面の中央より四呎九吋に在る點以外に延ばすの要なし然れども其點に於けるプレートをして應力の幾分を受けしめんが爲めには圖式に表はしたる位置以外に少くともリベット一列丈の長さを増さざるべからず第九十四圖に示す大梁に在りては各プレートは圖式に示す點以外に少くともリベット六本に相當する丈け延長して充分ならしむ。添板即ちカバープレート (Cover Plates) 大梁に用ふる添板は凡て途中に継目を施さずして一枚のものにて所要の長さに用ふるを強固にして且經濟なりとす。雖も非常に長き添板は二枚を継ぎ合はせ以て所要の長さとなす場合あり然るときは今若し其継目を大梁の中心に置くときは二枚の添板は何れも最小の長さとなるべし然れども其継目を最大應力の加はるべき點に置く事となる故に好ましからず、継目は之を継ぎ合はせたる部分よりも多少抵抗力となる様に設計し得べしと雖も亦た継目は應力度をして最大とならしめざる様になすを可とす。圖の場合に在りては中心より四呎二吋距てる點に継目を置きたり。

計設ノ梁工板鐵鋼



間張正純 30:6"
間張効實 33:6"

圖建

面平

面斷 BB

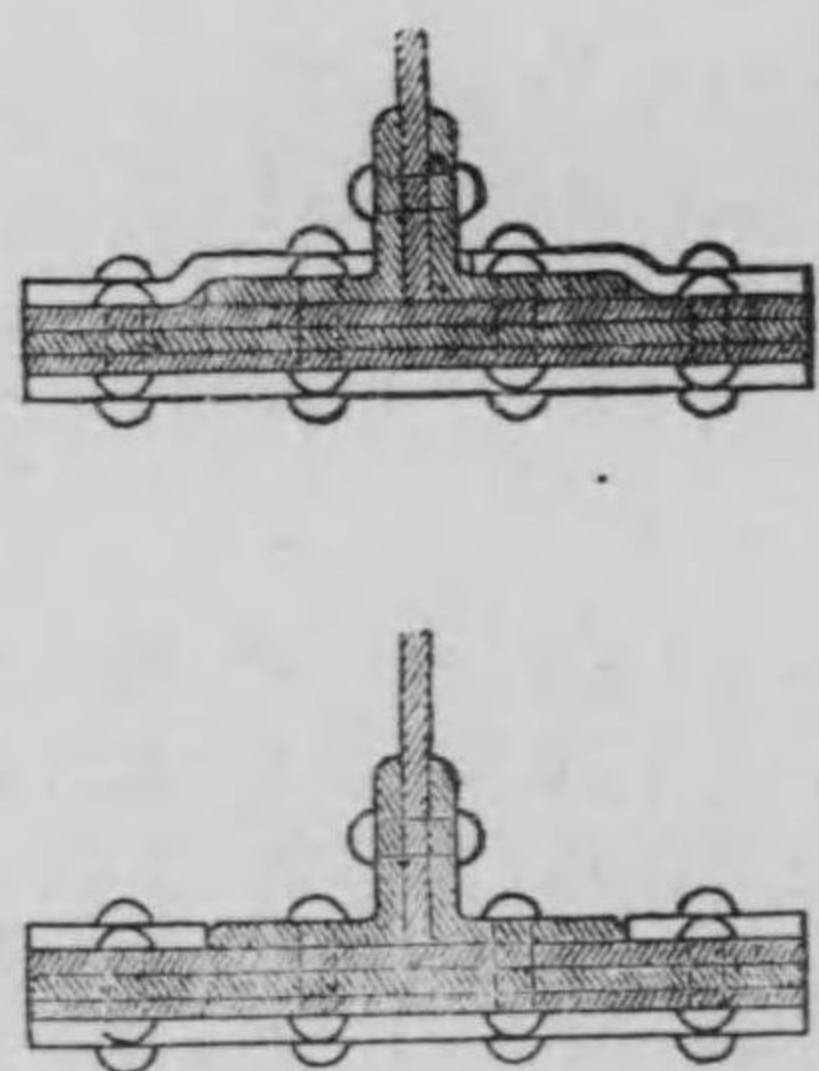
間張効實
圖式力應

圖式力斷剪

面斷

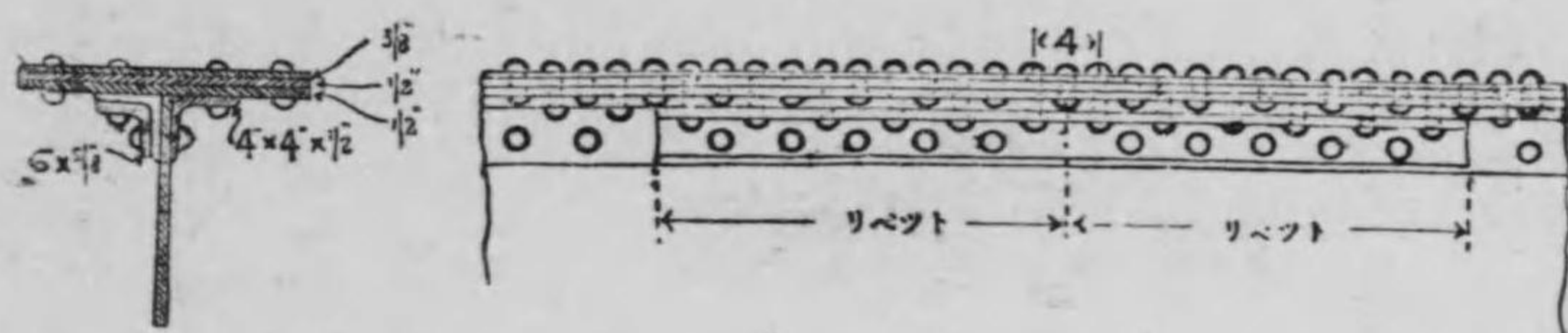
今大梁に用ふる「リベット」は四分の三吋徑の軟鋼リベットにして其完全應剪力は一平方吋毎に五噸なりとし又た継ぎ合はすべき各添板は五十五噸の強さを有するものと假定す單剪斷力(Single shear)即ち二枚の板を重ねる場合には一本の「リベット」の強さは $\frac{1}{2}$ 噸なり故に継目の各側に必要なる「リベット」の數は各 $\frac{25}{2} = 12\frac{1}{2}$ 本なり。

圖五十九第



然れども今便宜の爲め二十八本の「リベット」を七列に用ふるものとすれば添板の厚さは継ぎ合はさるべき添板の厚さよりも大ならざるべからず、添板の継目は又た其上に重ねべき鋼板の丁度終端の處に置くことを得其場合には此終端を二十六本の「リベット」を打ち得べき丈け延長して以て全く添板を用ふることなくして継ぎ合はすことを得べし然れども此くするときは継目を大梁の中心に置く場合と同様なる欠點を生ずること明かなり。

第 九 十 六 圖



添板を継ぎ合はすには一般にダブルカバー (Double Covers) 即ち両面に添板を用ふるを可とす両面に添板を用ふるの方法は第九十五圖に示すが如し。

特に二枚以上の鋼板を重ね用ふる場合に鋼板の継目をダブル、カバーと爲すは大に可なり。

又た二つの山形鋼を継ぎ合はすべき必要ある場合には其継目には第九十六圖に示すが如く其山形鋼の断面積に等しき断面積を有する添板を用ふ山形鋼の断面積は $\frac{1}{2} \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{2}$ なり故に添板としては $\frac{1}{2} \times \frac{1}{2}$ の断面積を有する鋼板を用ふべし継目の各側に必要なるべき「リベット」の数は $\frac{3 \frac{1}{2} \times 6 \frac{1}{2}}{11}$ なり

梁腹即ちウェブ (Web) 前きに述べたるが如くウェブの強さを見るに當りては只剪断力に抵抗し得べき様に爲せば可なるべきなり第九十四圖に示す圖式に依れば左方の支

承面の中央に於ては最大剪断力は 4.5 噸なることを見るべし然れども反働は此支承面の全長を通じて大梁に傳へらるゝを以て實際には最大剪断力は支承臺の縁に生じ而して此縁に於ては最大剪断力は 4.5 噸なりウェブに生ずる應力は極めて複雑なるものにして到底簡單なる計算によりては正確にウェブの設計を爲す能はざるなり而してウェブの割合を定むるには大に判断に依らざるべからざるものありウェブは應剪力に抵抗すべきものゝみならず又た等布荷重によりて直接生ずる應壓力に抵抗すべきものなり普通ウェブは一平方吋に付き三噸の應壓力に堪ふべき様に充分なる厚さと爲し以て硬性のものと爲す又た一般に大梁には判断に依りて或間隔毎に補強材即ちスチッフナー (Stiffeners) と稱するものを用ふ

(第一卷六三四頁參照)

此くしてウェブの必要な厚さは $\frac{4.5}{30 \times 3}$ となる、スチッフナーの數と其位置に就きては後に論ずる所あらん同じ長さの二枚の添板を継ぎ合はせ其中心に継目を置きてウェブを作るを便とす然るときは此中央點に於ては剪断力は八噸なるべきを見る又たウェブ全體に涉り各一本の「リベット」の支面に於ける抵抗は 4×3

$X = 34$ 噸なり。

繼目の各側に要すべき「リベット」の数を理論的に算出すれば $\frac{8}{3.4} = 2.35$ なり其繼目の硬性を増すためウエブと厚さ相等しき添板を二枚用ふべし即ち厚さ二分の一吋幅六吋の添板をウエブの両面に用ふべし而して「リベット」の間隔は其大梁の他の部分に於けるものと同様にして可なり。應剪力圖式に依るときは大梁の中央部に於ては尙ほ薄きウエブ、プレートを用ひて可なるべきを知る然れども大梁に種々厚さの異なるプレートを用ひてウエブを作るは甚だ望ましからざるなり。

「リベット」の間隔即ち歩み (Pitch of rivets) 吾人は曾て長さ每一呎に於ける水平剪断力は長さ每一呎に於ける垂直剪断力に等しき者なることを述べたり簡單なる例證を以て其真なることを説明することを得べし第九十七圖は吾人が假定して考へ來れるものと同様なる構造を有する大梁を示すものにして其一點にWなる集中荷重を加へたるものなり今任意の點Xに於ては其フランジに生ずる應力は $\frac{R_1}{P}$ なりXに於ける断面の左側に於て上方のフランジを考ふるときは此 $\frac{R_1}{P}$ なる力は R_1 の方向にてWに對して働くなり假へば今 R_1 とWとの間に於てはフラ

ンジに於ける應力は一定數にして $\frac{R_E}{P}$ に等しと假定す然るときは此力に抵抗する
 ため m なる長さを通じフランジとウェブの間には $\frac{R_E}{P}$ に等しき應剪力を生ぜ

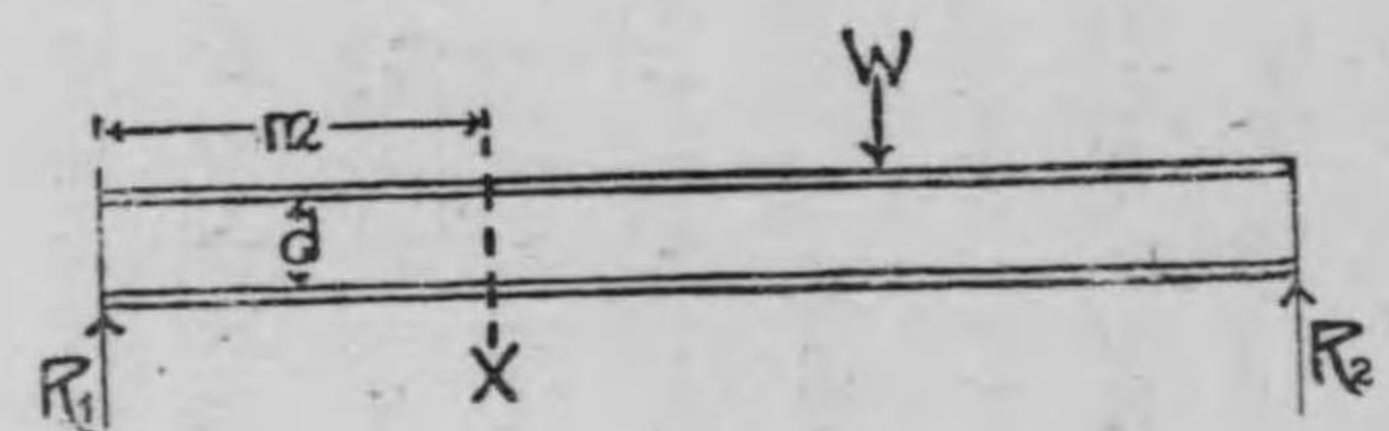
ざるべからず即ち其應剪力は每一呎に付

$\frac{R_{E1} + m \frac{R_E}{P}}{P}$ にして之れ即ち X なる點に於て長さ每一呎
 に働く水平應剪力なり又た此點に於ては垂直應剪力の總
 量 R_1 に等し而してウェブの垂直の長さ每一呎に付其應
 剪力は又た $\frac{R_E}{P}$ に等し此くの如く大梁の全長を通じ凡て
 の點に於てフランジとウェブとの間に生ずる水平應剪力
 は其點に於て生ずる長さ每一呎に於ける垂直應剪力に等
 し。

此水平剪斷力に抵抗するものは山形鋼の垂直肱 (Vertical
 flange) に打ちたる「リベット」なり。

之を事實に徴するに水平應剪力は上に掲げたるものよりは稍小なり之れウェブ
 はフランジに生ずる應力の小部分を受くるに因る之れに反し上方のフランジに

圖七十九第



於ける「リベット」に働く剪断力は第九十八圖に示すが如く等布荷重を直接受くるを以て稍増加すべし第九十八圖に於てBAは每一呎の長さに於ける水平剪断力にしてBCは每一呎の長さに付き等布荷重に依りて生ずる垂直剪断力なり而してACは此兩者の合成剪断力なり。



圖 八十九 第

故に現在の目的に對しては每一呎に於ける水平剪断力は每一呎に於ける垂直剪断力に等しと假定するも差聞なき事を知るべし。山形鋼とウェブとの間に剪断力が働くの外尙ほ又た添板と山形鋼との間にも剪断力あり此剪断力は山形鋼とウェブとの間に於けるものに比し小にして其兩者の比は添板の斷面積と山形鋼を含またるフランジ全體の斷面積との比に等し今の場合に在りては既に述べたる如く

$$\frac{95 \times 12}{46} = 25.0$$
$$\frac{3254}{46} = 70.7$$
$$\frac{220}{46} = 4.8$$

最大剪断力 = 45

即ち每一呎に付 $\frac{45 \times 12}{17} = 32.3$ なり而して之れは山形鋼とウェブとの間の剪断力なり。

又た添板と山形鋼との間に於ける剪断力は(但し今考へたる點に於ては只一枚の添板を用ひたるものとす)長さ每一呎に付き $\frac{10}{8+10} \times 17 = 11.4$ にして下方のフランジに在りては此値よりも稍大なり此剪断力に抵抗し得べき爲めフランジの長さ每一呎に必要な「リベット」の數は $\frac{11.4}{10} = 1.14$ なり添板を山形鋼に接合するに當り二列の「リベット」を打つとすときは「リベット」間の最大間隔即ち距離は $\frac{12}{2} = 6$ となる

コンプレッション、フランジに於て添板の扭曲(Buckling)を避けんが爲めには其フランジに用ふる「リベット」の間隔を四吋以上と爲すべからず之れ大梁に於て初めて損所の表はるゝは常に此かる扭曲によりてコンプレッション、フランジに生ずるものなればなり然して「リベット」を千鳥狀に配置するときは此缺點を大に減ずることを得テンション、フランジに在りては大梁の兩端の處にては「リベット」の間隔を $\frac{12}{2} = 6$ と爲し又た大梁の中央に至るに従て之を増加し中央に於ては 6 と爲す然れども「リベット」の間隔を一樣ならしむる爲め且つ又たスチッフナーを附するに當り容易ならしむるため今爰には大梁の全長を通じて 4 と爲せり他に何等の補強

あらざる限りは此間隔を用ふるを良しとす「リベット」の間隔を6"と爲すは何れの場合に在りても其最大限度にして若し之れより大ならしむるときは添板と添板との間に濕氣浸入し之れが爲め添板は酸化し膨脹し之れによりて添板と添板を離れしむる作用を生ずるの恐れあり。

次に山形鋼とウェブとを連結する「リベット」の間隔を知るの要あり既に述べたる如く此處に於ては剪斷力は長さ每一呎に付き17"に等し此場合には復剪斷力(Double shear) (即ちウェブの兩側に山形鋼あるを以て剪斷力は二箇所に生ず)なるを以て所要の「リベット」の數は $\frac{17}{2.2 \times 1.75} = 4.4^*$ 又たりべットの支面により算出するときは所要の數は $\frac{17}{\frac{1}{2} \times \frac{1}{2} \times 6} = 5^*$ (但し長さ每一呎に付キ)

故に吾人は右二値の中第二番目を採らざるべからず從て「リベット」の間隔は $\frac{12}{5} = 2.4^*$ となる吾人は之を3"の間隔として用ふ

應剪力が長さ每一呎に付き10"なる場合には要する「リベット」の數は

$$\frac{\frac{1}{2} \times \frac{1}{2} \times 9}{10} = 3^* \quad \text{從て間隔は} \quad \frac{12}{3} = 4^* \quad \text{となる應剪力が長さ每一呎に付} \quad 10^* \quad \text{となる}$$

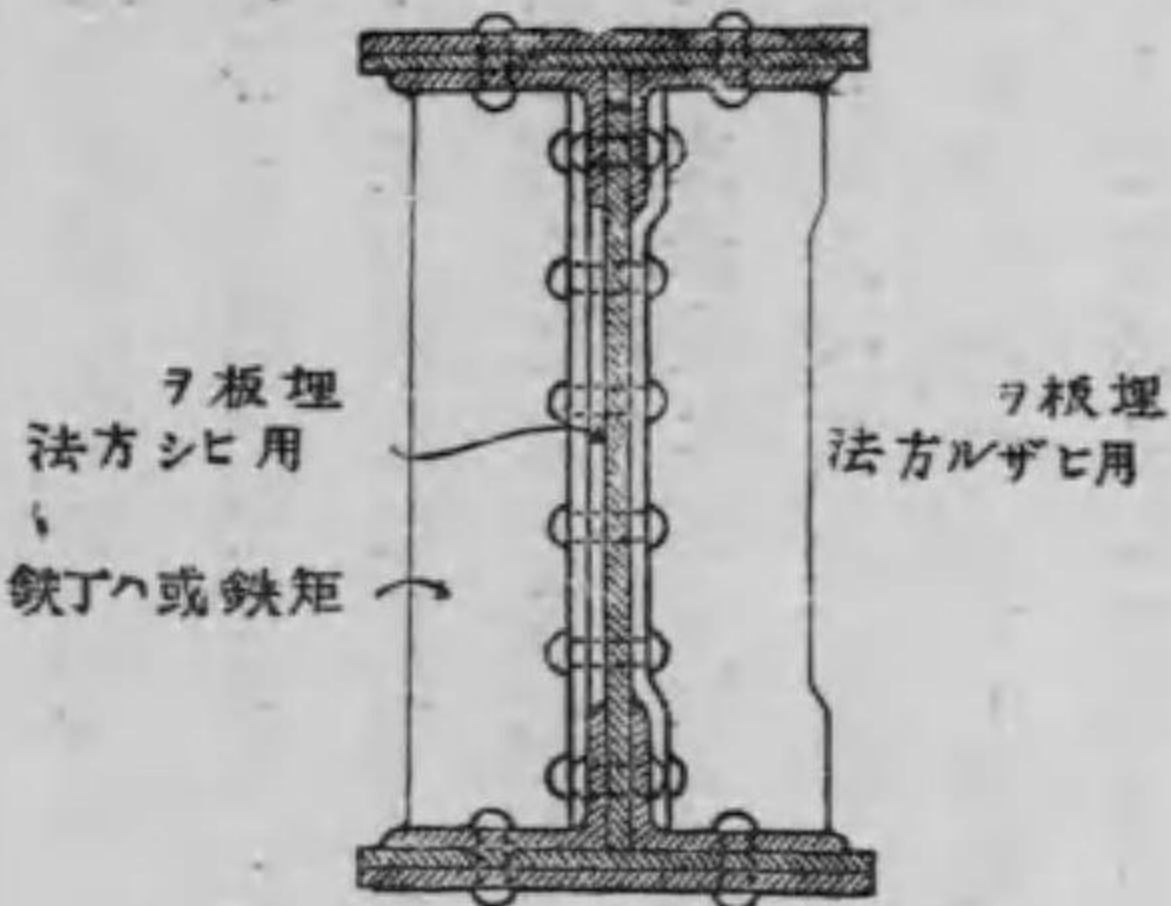
ときはウェブに於ける剪斷力總量は $\frac{10 \times 32}{12} = 26\frac{2}{3}$ なり今第九十四圖に於ける剪斷力圖式に於て之を側定するときは此剪斷力は左方の支承面の中央より $3^* \times 1\frac{1}{2}$ 距たれる點に於ける剪斷力に等り。

以上の如きを以て山形鋼の垂直肢 (Vertical arm) に於ては「リベット」の間隔は大梁の兩端各1"間にては $2\frac{1}{2}^*$ と爲し又た他の部分は凡て4"の間隔と爲すべし。

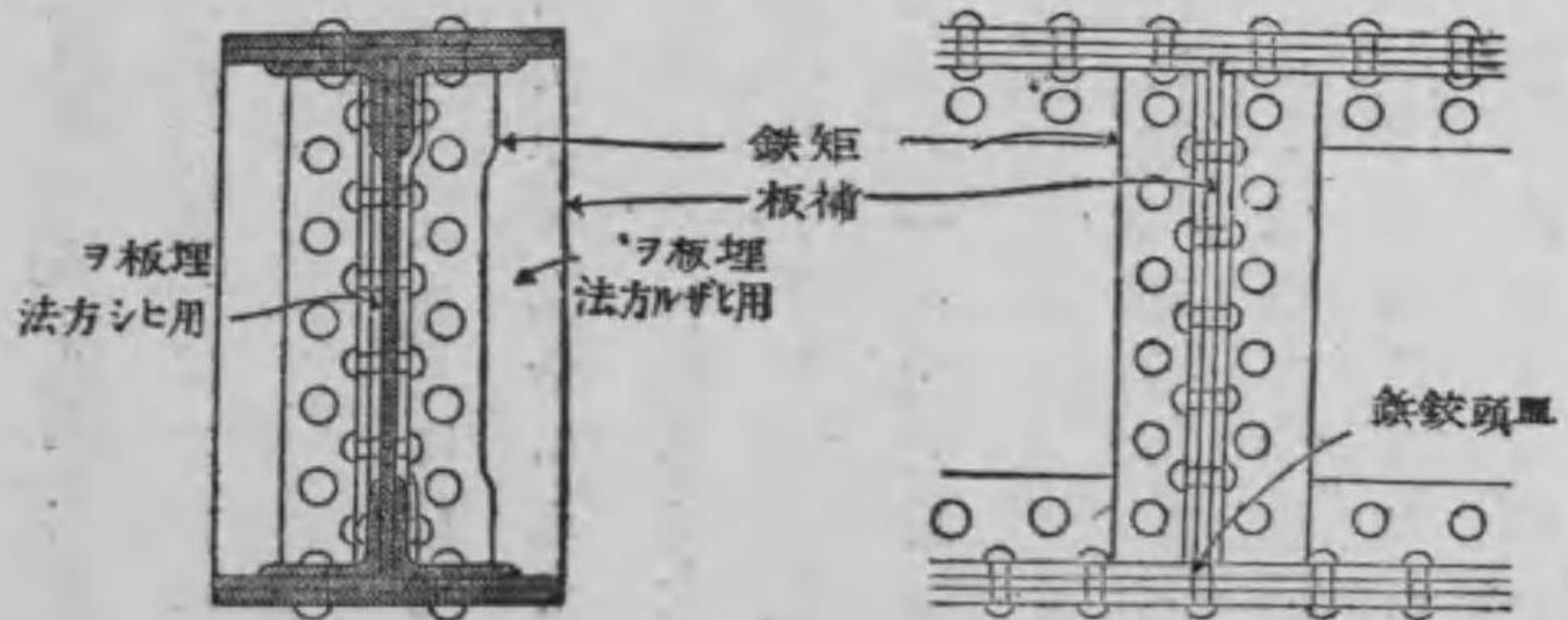
此く大梁の兩端に於て「リベット」の間隔を一樣ならなしむるときは工作に要する手数を省くことを得べく又た過失の生ずるを減ぜしむることを得べし。

大梁の支承臺に載るべき部分にては均一平面と爲すため皿頭 (Counter sunk) の「リベット」を用ふべし。

補強材即ちスチッフナー (Stiffeners) 既に述べたる如く大梁に硬性を與ふる爲めスチッフナーを用ふるを普通とすスチッフナーは第九十四圖に於ける詳細圖及び第九十六圖に示すが如く丁形若くは山形鋼より成るものなり又た第九十七圖に示すが如く一枚の鋼板の兩側に用ひたり山形鋼は之を控へ即ちガゼット (Gizette) と稱すスチッフナーとしては丁形又は山形鋼の何れを用ふるも可なりと雖も之を用ふるに



圖百第



一七〇
 當りては上下兩フランジの間に精密に且つ緊密に適合すべき様其端を切り又は作り出しを爲さざるべからず今第九十四圖にて考ふる如き大梁にては其幅大にしてフラシジに四列の「リベット」を用ひたり而して此場合に用ひたるスチッフナーの形は圖に示すが如し圖に示すが如き形に作出を爲すは甚だ不經濟なり第九十六圖に示すが如く狭き形の大

梁用ひたる場合には丁形又は山形鋼を添板に「リベット」止めとなさず單にフランジの山形鋼に突き付けて可なり。

スチッフナーは第九十六圖の右半部に示すが如く山形鋼の垂直肢の厚さ丈け折り上げて取り付くるも可なり又同圖の左半部に示すが如くスチッフナーとウェブとの間に填充材即ち「パッキングピース」(Packing Piece)を用ひて其上に取り付くるも可なり其何れの場合に於てもスチッフナーの兩端は山形鋼の水平肢に對して緊密に適合する様に爲さざるべからず後者の方法に依るときはスチッフナーの數多からざる場合に甚だ利あり。

パッキングピースの用法は又第九十七圖の左方に示すが如し此形にスチッフナーを取り付くるときは他の方法に依るよりも遙かに強固にして幅の大なる大梁に應用するに適す控材即ちガセットピースとしては又山形鋼を用ひ第九十四圖に示す形の如く其端を作り出しになすべし第九十七圖の左方の場合には山形鋼の兩肢に於ける「リベット」は交互參差して打ちたり即ち一つの肢に於ける或一つの「リベット」は他肢に於ける二つの「リベット」の間に來る様に爲せり下方のフラン

ジに於けるアングルの「リベット」も亦た水平肢のものと垂直肢のものとは互に參差して打ちたり此場合にスチッフナーの直下に當る「リベット」は皿頭のものを用ふべし。

スチッフナーの位置 應剪力が最大なるべき所及び大梁に集中荷重の加へらるべき點にはスチッフナーを用ひざるべからず第九十四圖の正面圖に示すが如くスチッフナーは又た常に支承面の内側に取り付けられざるべからず而して又た同圖に示すが如く二十噸なる荷重の加はる點には大梁の横に別に小なる大梁を取り付けたり此二つの大梁の連結するには其「リベット」の數は二十噸の應剪力に抵抗するに充分なるものならざるべからざるなり此くして三組のスチッフナーの位置を定むべしスチッフナーは同じ間隔を以て配置すべく又は應剪力の最小なる中央部に至るに従ひ間隔を大にするも可なり大梁の兩端には大梁と同じ幅の鋼板を以て覆ひ山形鋼を以て之を大梁に取り付くべし。

撓度即ち「デフレクション」(Deflection)

今次の如く

D = 撓度(吋)を以て表はす)

F = 最大應力度

E = 彈性係數

Y = 中立軸より外層に至る距離(吋)にて表はす)

L = 梁の長さ(吋)にて表はす)

なる符號を用ふれば撓度を表はす式は次の如し。

$$D = \frac{1}{8} \frac{fL^3}{EY}$$

故に今之を吾人の考へ來れる大梁の場合に應用すれば

$$D = \frac{1}{8} \times \frac{6\frac{1}{2} \times (33\frac{1}{2} \times 12)^3}{13,500 \times 17} = 0.57\text{吋} \text{ となる}$$

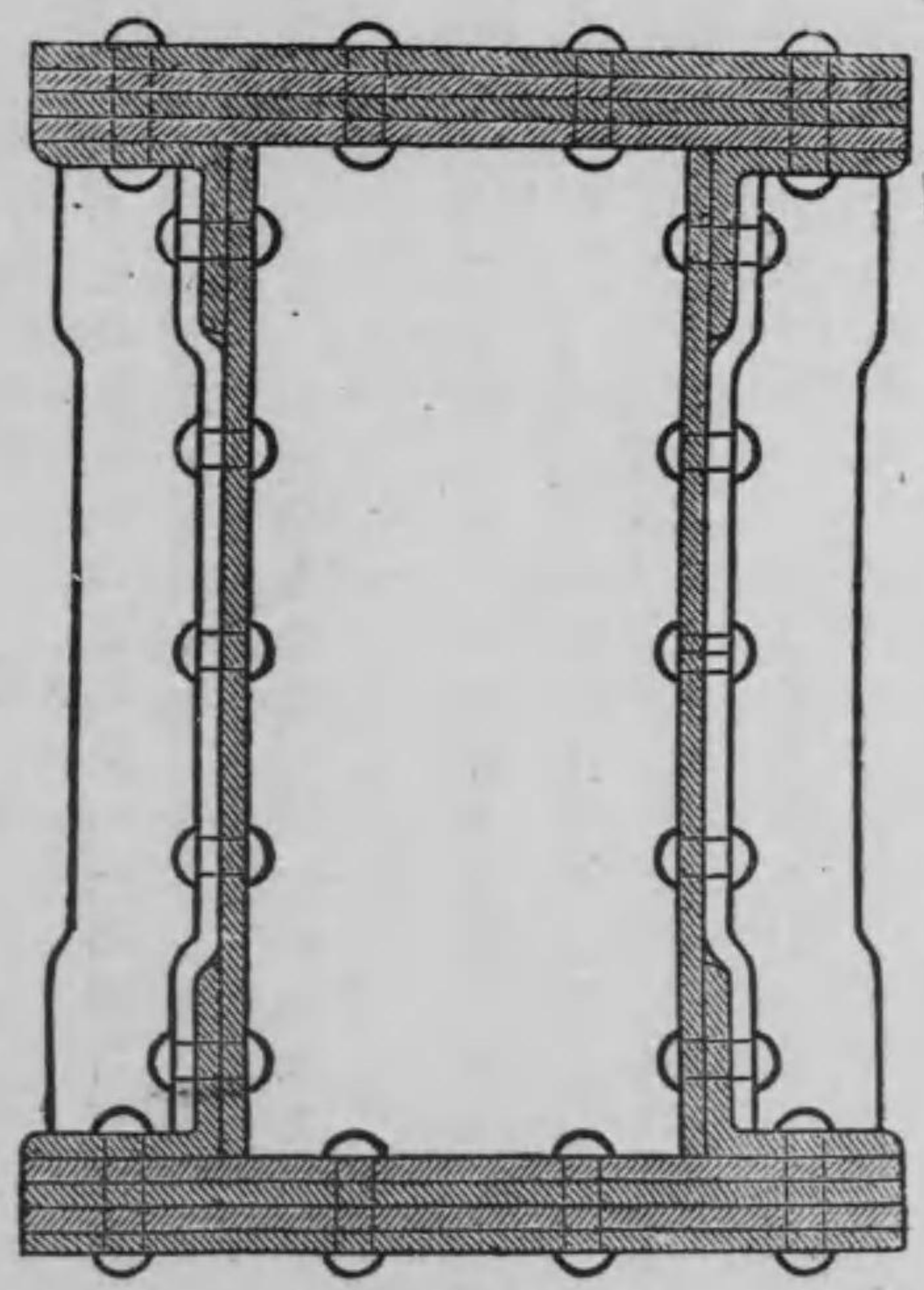
此く撓度は甚だ小なるにより之を考ふるの要なし

大梁の重量 ガーターの重さを見出すには之れに用ひたる鋼板、山形鋼、丁形鋼等を各算出して加へ合はせ之れに其百分の五を「リベット」の重さとして加ふれば可なり此くの如くして吾人の考へ來れる大梁の重さを算出するときは約 $\frac{1}{10}$ たり吾人は先きに此大梁の重さを $\frac{1}{10}$ と假定せしが此假定は事實に甚だ近きを見るべ

し。

箱梁即ちボックス、ガーター (Box girder)

第百一圖はボックス、ガーターの断面を



示すものなり此ガーターに要する計算は凡て單梁腹の鋼板梁の設計と少しも異らず單梁腹の鋼板梁と箱梁との間に異なる所は只ボックス、ガーターに在りては之れに要するウェブの厚さは二枚のウェブの厚さを合せたるものなり

第 一 百 圖

らしめざるを可とす此形の大梁は單梁腹のものよりも硬性の度遙かに大なりと雖も之れが構造を爲すは甚だ容易ならず而して其内部に防腐劑を塗る事難きを以て腐蝕を來たす場合多し之れが爲め一般には單ウェブの大梁を用ふる事多し。鋼板の寸法及び其断面 次に掲げたる第一表は諸所の鐵工場に於ける目録によりて鋼板の寸法を列記したるものなり此等は何れも通常展鋼として得べき大きさを單に參考として擧げたるのみ諸所の鐵工所にて夫々異なる特別の品は其工場を目録以外の寸法のものとも雖も必要に應じて供給し得べきものあり。
「スチユアート、エンド、ロイズ」社展製鋼板の最大寸法 (Maximum dimensions to which steel plates are rolled by messrs, Stewarts & Lloyds Ltd)

一 表

長さ	幅	面積
25	51	68
30	56	63
40	50	120
40	60	130
45	72	180
45	72	180
40	84	120
45	84	135
50	106	200
50	110	210
60	116	220
60	116	220
60	122	230
60	122	230
60	122	240
60	122	240
60	122	240
60	122	240
60	122	240
50	122	200
45	122	190
40	120	180
40	120	170

5th乃至 8th($\frac{1}{8}$ 吋増加す)

長さは何れも十二尺以上

日本帝國八幡製鐵所の形鋼及棒鋼等の大きさは次の如し

第一 形鋼及び棒鋼

- 一、寸法は吋に依るも重量は疋を用ふ
- 二、表に記入せる重量は均一なる鋼の比重を七、八五として計算したるものなり
即ち一平方センチの断面積を有するもの長一米突に付〇、七八五疋又は一平方吋の断面積を有するもの長さ一呎の重量三、四封度に相當す
- 三、故に表に記入せる重量は唯理論的にして假定の重量たるに過ぎず實物は通常此重量に對し一本毎に正負百分の六全重量に對し正負百分の三の公差を要す
- 四、表に示せる断面の寸法は可成的精確を保たしむべしと雖ロールの磨減より生ずる少許の變動は免かるゝ能はず故に形鋼のフランヂ(山形は兩邊の長さに於て正負三パーセント高さは正負二パーセント)山形を除く丸角の徑邊平鋼の幅は正負二パーセント ユニバーサル平鋼の幅は正負一パーセントの公差を要す

要す

- 五、各形鋼及平鋼類の厚さは第三項の重量制限を脱せざる範圍に於て正負十パーセントの公差を要す
- 六、形鋼棒鋼等の長さに付ては正五吋の公差を要す
- 七、以上三乃至六項の公差を更に制限せんとするには其都度特別の協定を要す

第二 鋼板

- 一、厚は通常吋又は一平方呎の重量にて定む幅及長さは呎とす
薄亞鉛引平鋼板同波形鋼板はBWG番號を用ゆ
- 二、板の重量は厚さ八分の一時のもの一平方呎の重量を五、一封度又は二、三二疋として計算したるものなり
- 三、實際重量は十板以上を平均して正負三パーセントの公表を要す但し一枚毎に於ては厚八分三吋を超ゆる板は正負五パーセント厚八分三吋以下十六分三吋未滿のものは正負八パーセントと十六分の三吋以下の板は十パーセントの公差を要す

- 四、鋼板の幅に於て三呎未満のものは正八分五吋三呎以上五呎未満のものにあ
りては正四分三吋五呎以上のものに在りては正一吋の公差を要す
- 五、鋼板の長さに於て十五呎未満のものは正負四分三吋十五呎以上三十呎未
満のものは正負吋三十呎以上のものには正負一吋二分一の公差を要す
- 六、薄板は幅三呎未満のものは幅に於て四分一吋三呎以上のものは幅に於て八
分五吋の公差を要す
- 七、板の厚さは可成的均一に保たしむべしと雖實際製作上部分に依り厚さを異
にすることを免れず通常最厚部分と最薄部分との差を左表の範囲内に於て製
作すべし

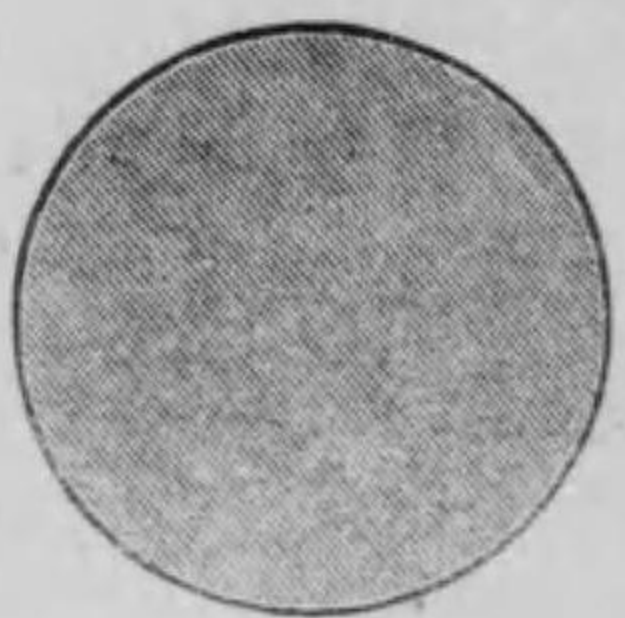
厚	吋		9		13		25	
	3	17	32	64	32	4	32	25
幅	16	64	82	64	100	19.9	20.0	以上
	5-6.9		7-9.9		10.0-19.9		20.0 以上	
所	8-11		11-16		16.1-32.0		32.1 以上	
3-3'-11"	1.0 耗		1.0 耗		0.9 耗		0.8 耗	
4'-4'-11"	1.2 耗		1.1 "		1.0 "		0.9 "	
5'-5'-11"			1.8 "		1.7 "		1.6 "	
6' 以上			2.4 "		2.2 "		2.2 "	

八、以上三乃至七項の公差を更に制限せんとするときは其の都度特別の協定を要す。

第三 ボールト、ナット、スパイキ及リベット類

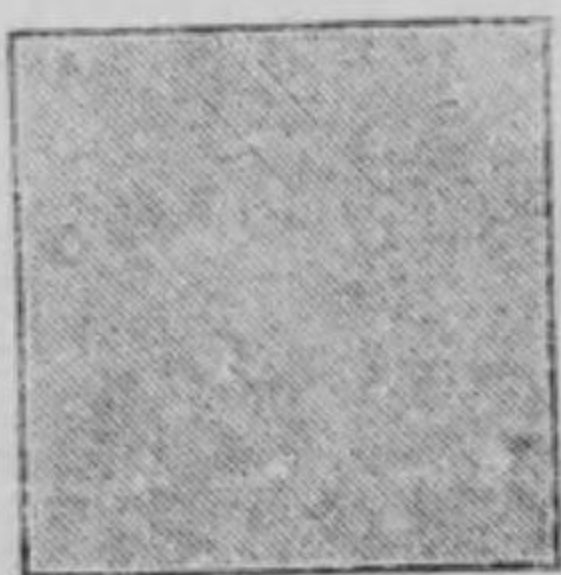
軌條附属品繼目板を除く類の如き小形のものにて多數を集めて取扱ふものは重量に依て注文すべし然して抽出標本に依て平均單重を測り全量の個數を算出す但し重量公表を全體に對し正負百分の五とす

圖二百第 鋼 丸



直徑 $1\frac{1}{4}$
吋より6
吋迄
此外に
半圓鋼
各種

圖三百第 鋼 角



邊 $7\frac{1}{16}$ 吋より6 吋
迄
其他ブルム鋼
邊6 吋より12 吋迄
一本の長さ
2 呎—16 呎

圖 四 百 第

鋼 平

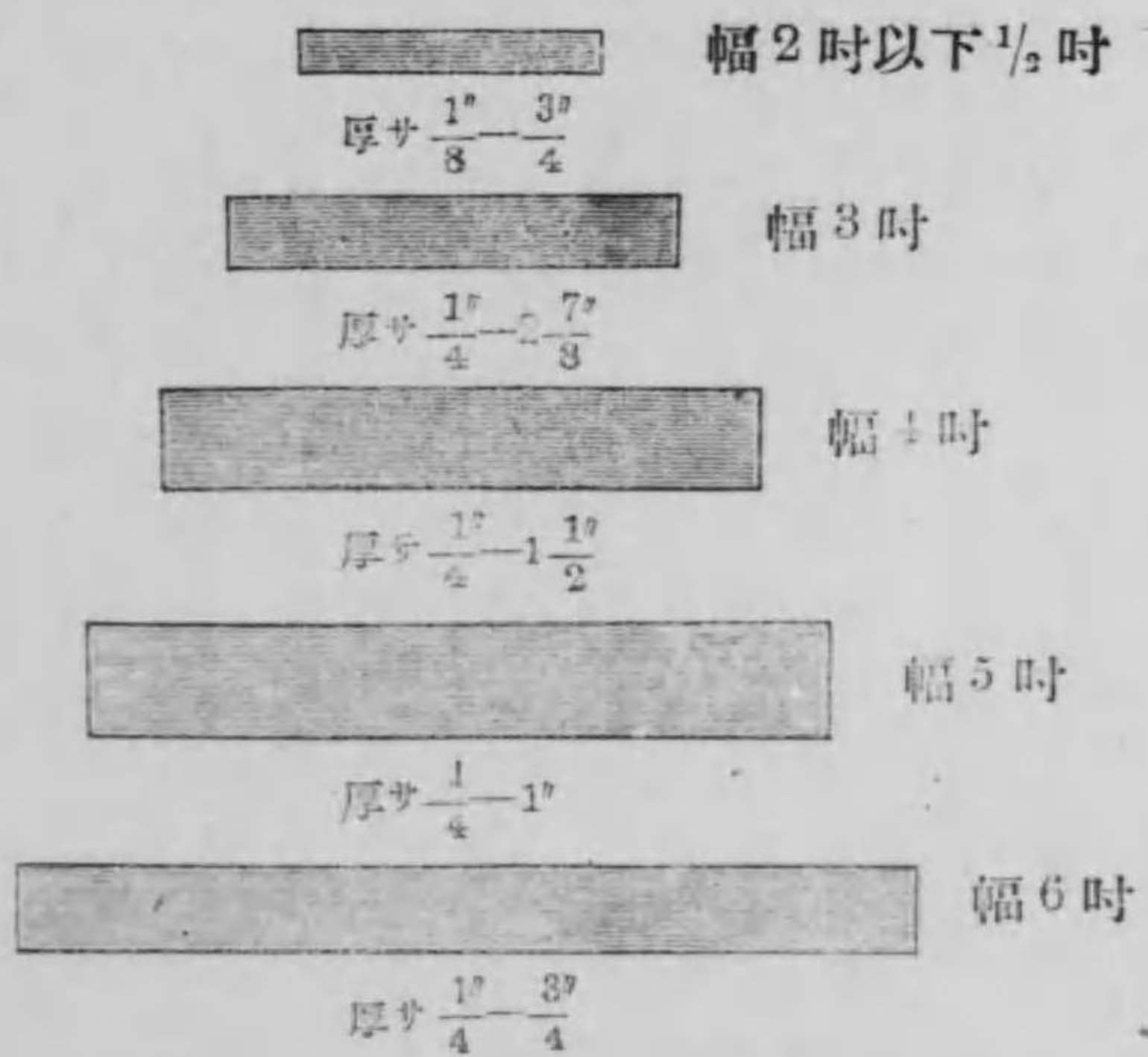
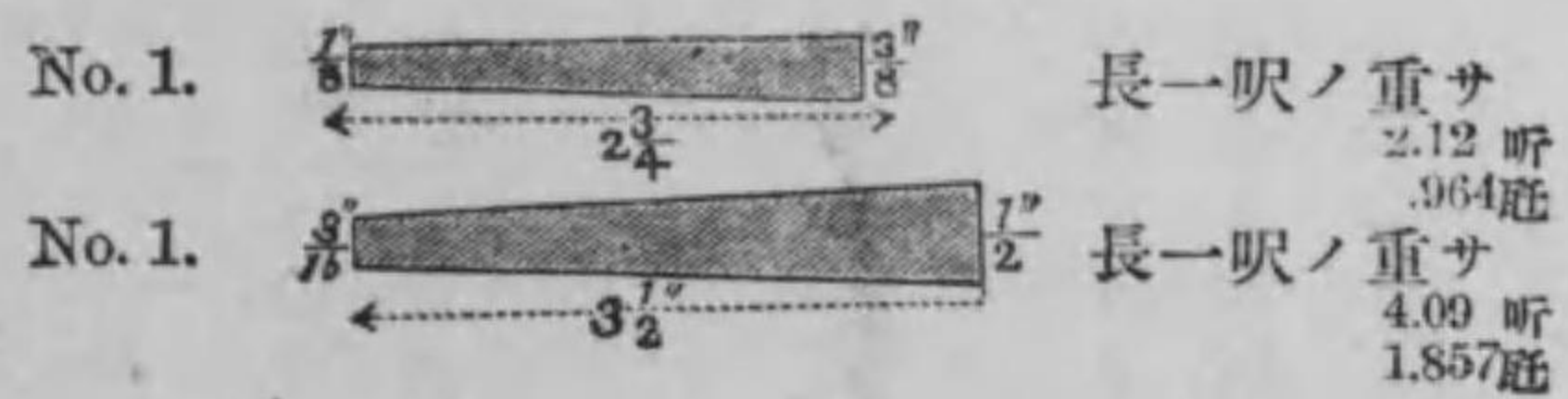


圖 五 百 第

鋼 平 用 床 火

(-バーヤイヤフ)

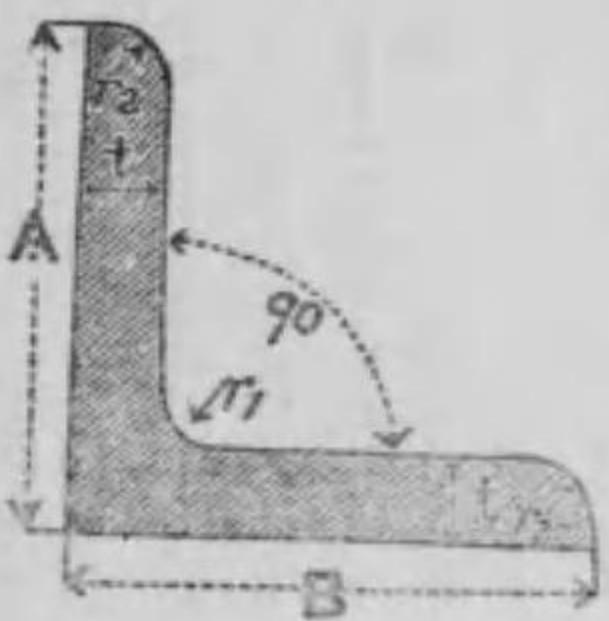


一八二

ア ャ バ ー サ ル 平 鋼

厚(吋)	長(吋)	重	厚(吋)	長(吋)	重	厚(吋)	長(吋)	重	厚(吋)	長(吋)	重	厚(吋)	長(吋)	重	厚(吋)	長(吋)	重	厚(吋)	長(吋)	重			
6	5	16	6	10	30	6	15	45	6	20	80	6	25	150	6	30	240	6	35	315	6	40	360
7	5	16	7	10	30	7	15	45	7	20	80	7	25	150	7	30	240	7	35	315	7	40	360
8	5	16	8	10	30	8	15	45	8	20	80	8	25	150	8	30	240	8	35	315	8	40	360
9	5	16	9	10	30	9	15	45	9	20	80	9	25	150	9	30	240	9	35	315	9	40	360
10	5	16	10	10	30	10	15	45	10	20	80	10	25	150	10	30	240	10	35	315	10	40	360
11	5	16	11	10	30	11	15	45	11	20	80	11	25	150	11	30	240	11	35	315	11	40	360
12	5	16	12	10	30	12	15	45	12	20	80	12	25	150	12	30	240	12	35	315	12	40	360
13	5	16	13	10	30	13	15	45	13	20	80	13	25	150	13	30	240	13	35	315	13	40	360
14	5	16	14	10	30	14	15	45	14	20	80	14	25	150	14	30	240	14	35	315	14	40	360
15	5	16	15	10	30	15	15	45	15	20	80	15	25	150	15	30	240	15	35	315	15	40	360
16	5	16	16	10	30	16	15	45	16	20	80	16	25	150	16	30	240	16	35	315	16	40	360
17	5	16	17	10	30	17	15	45	17	20	80	17	25	150	17	30	240	17	35	315	17	40	360
18	5	16	18	10	30	18	15	45	18	20	80	18	25	150	18	30	240	18	35	315	18	40	360
19	5	16	19	10	30	19	15	45	19	20	80	19	25	150	19	30	240	19	35	315	19	40	360
20	5	16	20	10	30	20	15	45	20	20	80	20	25	150	20	30	240	20	35	315	20	40	360
21	5	16	21	10	30	21	15	45	21	20	80	21	25	150	21	30	240	21	35	315	21	40	360
22	5	16	22	10	30	22	15	45	22	20	80	22	25	150	22	30	240	22	35	315	22	40	360
23	5	16	23	10	30	23	15	45	23	20	80	23	25	150	23	30	240	23	35	315	23	40	360
24	5	16	24	10	30	24	15	45	24	20	80	24	25	150	24	30	240	24	35	315	24	40	360
25	5	16	25	10	30	25	15	45	25	20	80	25	25	150	25	30	240	25	35	315	25	40	360

圖六百第
鋼形山邊等



製作し得る最大長さは
 BSEA 1より4迄 100呎
 " 5より6迄 50呎
 " 10より14迄 50呎
 規定の長さ十五呎以上四十呎迄 各呎

長さ一呎の重量は最少規定厚さの重量を示す

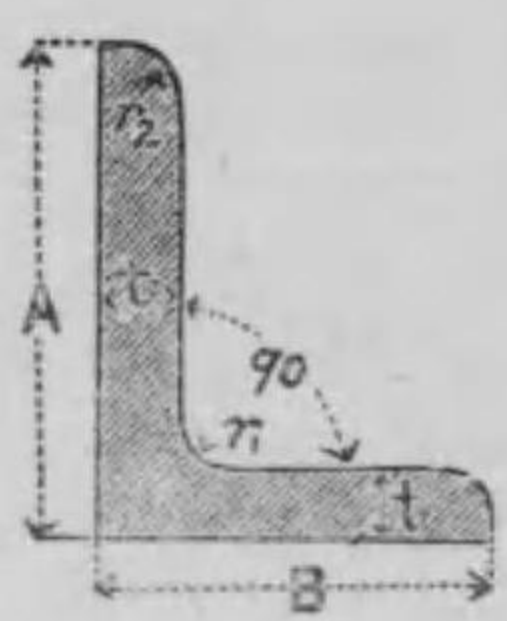
番 號	A × B 吋	規定の厚さ (t)			應得する厚さ		半径(吋)		長さ一呎の重量(重)
		最少	普通	最大	最小	最大	r ₁	r ₂	
BSEA 1	1 × 1	0.125	—	0.250	0.125	0.300	0.175	0.125	.362
2	1 1/4 × 1 1/4	0.125	—	0.250	0.125	0.300	0.200	0.150	.462
3	1 1/2 × 1 1/2	0.125	—	0.250	0.125	0.350	0.200	0.150	.558
4	1 3/4 × 1 3/4	0.175	—	0.300	0.175	0.375	0.225	0.150	.838
5	2 × 2	0.175	—	0.300	0.175	0.400	0.250	0.175	1.034
6	2 1/4 × 2 1/4	0.175	—	0.300	0.175	0.450	0.250	0.175	1.165
7	2 1/2 × 2 1/2	0.250	0.375	0.500	0.200	0.500	0.275	0.200	1.855
8	2 3/4 × 2 3/4	0.250	0.375	0.500	0.225	0.525	0.275	0.200	1.923
9	3 × 3	0.250	0.375	0.500	0.250	0.525	0.300	0.200	2.223

10	3 1/2 × 3 1/2	0.300	0.425	0.500	0.275	0.575	0.325	0.225	3.102
11	4 × 4	0.300	0.425	0.500	0.300	0.625	0.350	0.250	3.560
12	4 1/2 × 4 1/2	0.375	—	0.500	0.325	0.650	0.400	0.275	4.990
13	5 × 5	0.375	—	0.500	0.350	0.700	0.425	0.300	5.564
14	6 × 6	0.450	—	0.625	0.425	0.775	0.325	—	8.020

一、表に示したる二種又は三種の規定の厚さの山形は全體の形状最も正確に近きを得れども若し此の規定より脱したる厚さのものを要するときは兩邊の外隅に於て正角を保つ能はず規定より薄きは突出すべく厚きは丸みを有すべし但し兩邊とも厚さは同一なるべし

二、注文のとき厚さは寸法又は單重にて指定することを得れども双方を同時に指定することを得ず

圖七百第
鋼形山邊等不



製作し得る最大長さは
 BSUA 4より8迄 50呎
 " 6より26迄 90呎
 規定の長さは十五呎以上 四十呎 各呎

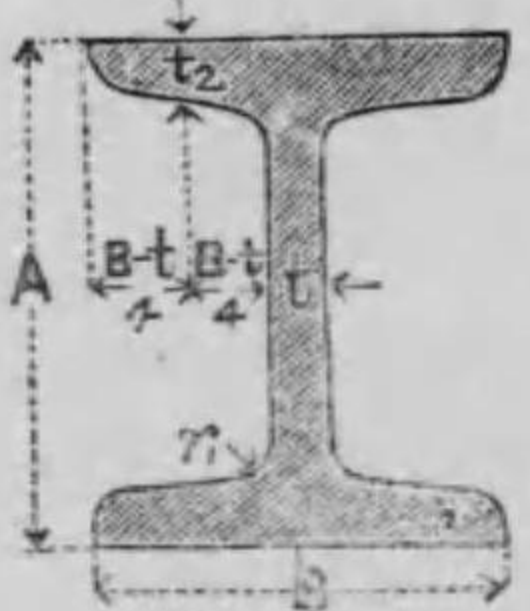
長さ一呎の重量は最少若くは普通規定の厚さの重量を示す

番 號	A×B 吋	規定の厚さ (t)			壓延し得る厚さ		半 徑		長一呎の 重量(斤)
		最少	普通	最大	最少	最大	r ₁	r ₂	
BSEA 4	2×1 1/2	0.175	—	0.300	0.175	0.375	0.225	0.150	.898
5	2 1/2×2	0.175	—	0.300	0.175	0.450	0.250	0.175	1.165
6	3×2	0.250	0.500	0.500	0.200	0.500	0.275	0.200	1.832
7	3×2 1/2	0.250	0.375	0.500	0.225	0.525	0.275	0.200	2.023
8	3 1/2×2 1/2	0.250	0.370	0.500	0.250	0.525	0.300	0.200	2.223
9	3 1/2×3	0.250	0.375	0.500	0.250	0.550	0.325	0.200	2.409
10	4×2 1/2	0.250	0.375	0.500	0.250	0.550	0.325	0.225	3.409
11	4×3	0.300	0.425	0.500	0.275	0.575	0.325	0.325	3.104
12	4×3 1/2	0.300	0.425	0.500	0.275	0.600	0.350	0.250	3.329
13	4 1/2×3	0.300	0.425	0.500	0.275	0.600	0.350	0.250	3.329
14	4 1/2×3 1/2	0.300	0.425	0.500	0.300	0.625	0.350	0.250	3.561
15	5×3	0.300	0.425	0.500	0.300	0.625	0.350	0.250	3.561
16	5×3 1/2	0.375	—	0.500	0.325	0.625	0.375	0.250	4.704
17	5×4	0.375	—	0.500	0.325	0.650	0.400	0.275	4.650
19	5 1/2×3 1/2	0.375	—	0.500	0.325	0.650	0.400	0.275	4.990
20	6×3 1/2	0.375	—	0.500	0.350	0.675	0.400	0.275	5.280
21	6×4	0.375	—	0.500	0.350	0.700	0.425	0.300	5.565
22	6 1/2×3 1/2	0.375	—	0.500	0.350	0.700	0.425	0.300	5.565
23	6 1/2×4	—	0.375	—	0.375	0.725	0.425	0.300	8.078
24	6 1/2×4 1/2	—	0.500	—	0.400	0.750	0.450	0.325	8.868

25	7×3 1/2	—	0.375	—	0.525	0.725	0.425	0.300	8.078
26	7×4	—	0.550	—	0.400	0.750	0.450	0.325	8.868

- 一、表に示したる二種又は三種の規定の厚さの山形は全體の形狀最も正確に近きを得れども若し此規定より脱したる厚さのものを要するときは兩邊の外隅に於て直角を保つ能はず規定より薄きは突出し厚きは丸みを有すべし但兩邊の厚さは同一なるを得べし
- 二、注文のとき厚さは寸法又は單重にて指定するを得れども双方同時に指定するを得ず

第百八十八號
工 形 鋼

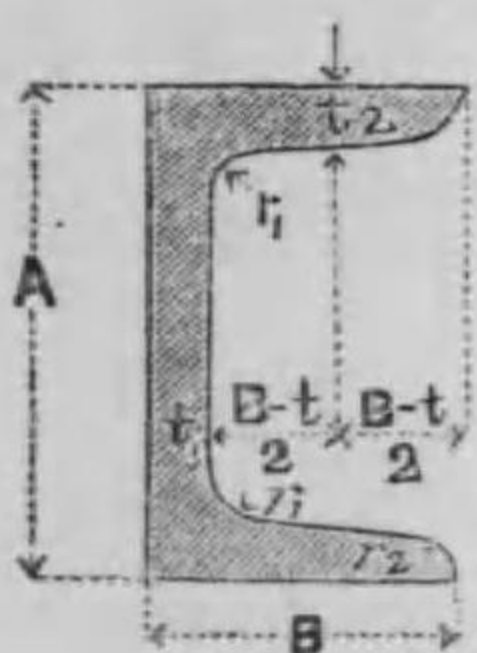


製作し得る最大長さは
15U 2より5迄50呎
" 6より21迄90呎

規定の長さは二十呎以上四十呎迄 各五呎

番 號	A×B 吋	規定の厚さ(吋)		半 徑 (吋)		長一呎の重量(斤)	
		t ₁	t ₂	r ₁	r ₂		
R S B	2	3×3	0.500	0.332	0.300	3.150	3.855
	3	4×1 ¹ / ₂	0.170	0.240	0.270	0.135	2.268
	4	4×3	0.220	0.336	0.320	0.160	4.309
	5	4 ¹ / ₂ ×1 ¹ / ₂	0.180	0.325	0.280	0.140	2.948
	6	5×3	0.220	0.376	0.320	0.160	4.994
	7	5×4 ¹ / ₂	0.290	0.448	0.390	0.195	8.160
	8	6×3	0.260	0.349	0.360	0.180	0.439
	9	6×4 ¹ / ₂	0.170	0.431	0.470	0.235	9.072
	10	6×5	0.410	0.520	0.510	0.255	11.340
	11	7×4	0.250	0.357	0.350	0.175	7.262
	12	8×4	0.280	0.402	0.380	0.190	8.169
	13	8×5	0.350	0.475	0.450	0.225	12.710
	14	8×6	0.440	0.567	0.549	0.270	15.876
15	9×4	0.300	0.460	0.490	0.200	9.525	
16	9×7	0.550	0.624	0.650	0.325	26.317	
17	17×5	0.360	0.552	0.560	0.230	13.603	
18	10×6	0.400	0.376	0.500	0.250	16.060	
19	10×8	0.600	0.670	0.700	0.350	31.742	
20	12×5	0.550	0.550	0.450	0.225	14.509	
21	12×6	0.400	0.717	0.500	0.250	19.967	

圖九百第
鋼 形 溝



製作し得る最大長さ
BSC 1 1/2 迄 50 呎
" 3 1/2 迄 60 呎

規定の長さは二十呎以上四十呎迄 各五呎 長さ一呎の重量を示す

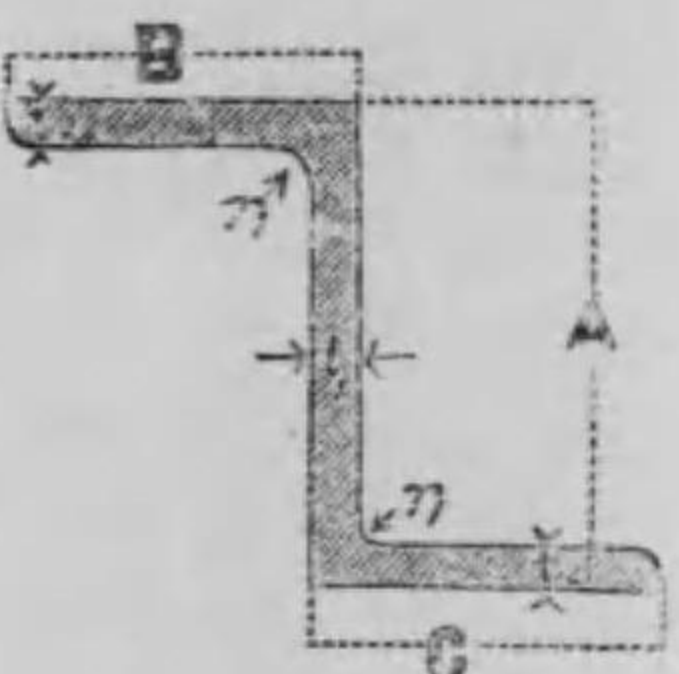
番 號	A×B 吋	規定の厚さ(吋)		最 小 最 大 應得し得る厚さt ₁ (吋)		半 徑 (吋)		長一呎の重量(斤)	
		t ₁	t ₂	最 小	最 大	r ₁	r ₂		
BSC	1	3×1 ¹ / ₂	0.250	0.312	—	—	0.312	0.220	2.390
	2	3 ¹ / ₂ ×2	0.250	0.310	—	—	0.312	0.220	3.062
	3	4×2	0.250	0.375	—	—	0.375	0.260	3.611
	4	5×2 ¹ / ₂	0.312	0.375	—	—	0.375	0.260	4.950
	5	6×2 ¹ / ₂	0.312	0.375	—	—	0.375	0.260	5.461
	6	6×3	0.312	0.437	—	—	0.437	0.300	6.573
	7	6×3	0.375	0.475	0.375	0.575	0.475	0.325	7.389
	9	7×3	0.375	0.475	0.375	0.475	0.475	0.325	7.965
	10	7×3 ¹ / ₂	0.400	0.500	0.400	0.600	0.500	0.350	9.176
	11	8×2 ¹ / ₂	0.312	0.437	—	—	0.437	0.300	6.858
	12	8×3	0.375	0.500	—	—	0.500	0.350	8.754
	13	8×3 ¹ / ₂	0.445	0.525	0.425	0.625	0.525	0.375	10.309

14	8 × 4	0.450	0.550	0.450	0.650	0.550	0.375	11.671
15	5 × 3	0.375	0.437	—	—	0.537	0.350	8.786
16	9 × 3 ¹ / ₂	0.575	0.500	—	—	0.500	0.350	10.102
18	9 × 4	0.475	0.575	0.475	0.675	0.575	0.400	12.950
19	10 × 3 ¹ / ₂	0.375	0.500	—	—	0.500	0.350	10.682
20	10 × 3 ¹ / ₂	0.475	0.575	0.475	0.675	0.575	0.400	12.796
21	10 × 4	0.475	0.575	0.475	0.675	0.575	0.400	13.680
22	11 × 3 ¹ / ₂	0.475	0.575	0.475	0.675	0.575	0.400	13.526
23	11 × 4	0.500	0.600	0.500	0.700	0.600	0.420	15.068
24	12 × 3 ¹ / ₂	0.375	0.500	—	—	0.500	0.350	11.839
25	15 × 4	0.525	0.630	—	—	0.930	0.440	19.124

一、表に示したる規定の厚さの工形鋼及溝形鋼は全體の形狀最も正確に近きを得れども若し此規定より脱したる厚さのものを要するときは邊(フランジ)の幅は増減すべし

二、工形鋼及溝形鋼の注文の時は高さフランジの幅及ウェブの厚さを指定するか又は高さ幅及び單重を指定することを得れども厚さと單重とを共に指定することを得ず

圖十百第
鋼形 Z



製作し得る最大長さは
全部 50 呎
規定の長さは二十呎以上
四十呎迄 各五呎

長さ一呎の重量は規定の厚さの重量を示す

番 號	A × B × C	規定の厚さ(吋)		應 用 し 得 る 厚 さ		半 徑 (吋)		長一呎の重量(噸)
	吋	t ₁	t ₂	最小 t ₁ (吋)	最大 t ₁ (吋)	r ₁	r ₂	
BSZ 1	3 × 2 ¹ / ₂ × 3	0.300	0.400	0.300	0.500	0.325	0.225	4.450
2	4 × 2 ¹ / ₂ × 3	0.325	0.425	0.325	0.525	0.350	0.225	5.230
3	5 × 3 × 3	0.350	0.450	0.350	0.550	0.375	0.250	6.428
4	6 × 3 ¹ / ₂ × 3 ¹ / ₂	0.375	0.473	0.375	0.575	0.425	0.300	8.110
5	7 × 3 ¹ / ₂ × 3 ¹ / ₂	0.400	0.500	0.400	0.600	0.450	0.300	9.112

6	8 × 3 ¹ / ₂ × 3 ¹ / ₂	0.425	0.525	0.425	0.625	0.450	0.325	10.280
7	9 × 3 ¹ / ₂ × 3 ¹ / ₂	0.450	0.550	0.450	0.650	0.475	0.350	11.490
8	10 × 3 ¹ / ₂ × 3 ¹ / ₂	0.475	0.575	0.475	0.675	0.500	0.350	12.770

一、表に示せる規定の厚さのZ形鋼は其形状最も正確に近きを得れども若し此規定より脱したる厚さのものを要するときは高さも幅も多少増減すべく又四邊の外幅に於て正角を保つ能はず規定より薄きは突出すべく厚きは丸みを有すべし

二、注文のときはウェブの厚(三)又は單量の何れかを指定することを得れどウェブとフランヂの厚さを同時に指定し又は厚さと單重とを同時に指定することを得ず

表 三 第 二

山形鋼		山不形鋼		山形鋼		山不形鋼	
大時	大時	大時	大時	大時	大時	大時	大時
1 1/2	1 1/2	1 1/2	1 1/2	3	3	2	2
2	2	2	2	4	4	3	3
3	3	3	3	5	5	4	4
4	4	4	4	6	6	5	5
5	5	5	5	7	7	6	6
6	6	6	6	8	8	7	7
7	7	7	7	9	9	8	8
8	8	8	8	10	10	9	9
9	9	9	9	11	11	10	10
10	10	10	10	12	12	11	11
11	11	11	11	13	13	12	12
12	12	12	12	14	14	13	13
13	13	13	13	15	15	14	14
14	14	14	14	16	16	15	15
15	15	15	15	17	17	16	16
16	16	16	16	18	18	17	17
17	17	17	17	19	19	18	18
18	18	18	18	20	20	19	19
19	19	19	19	21	21	20	20
20	20	20	20	22	22	21	21
21	21	21	21	23	23	22	22
22	22	22	22	24	24	23	23
23	23	23	23	25	25	24	24
24	24	24	24	26	26	25	25
25	25	25	25	27	27	26	26
26	26	26	26	28	28	27	27
27	27	27	27	29	29	28	28
28	28	28	28	30	30	29	29
29	29	29	29	31	31	30	30
30	30	30	30	32	32	31	31
31	31	31	31	33	33	32	32
32	32	32	32	34	34	33	33
33	33	33	33	35	35	34	34
34	34	34	34	36	36	35	35
35	35	35	35	37	37	36	36
36	36	36	36	38	38	37	37
37	37	37	37	39	39	38	38
38	38	38	38	40	40	39	39
39	39	39	39	41	41	40	40
40	40	40	40	42	42	41	41

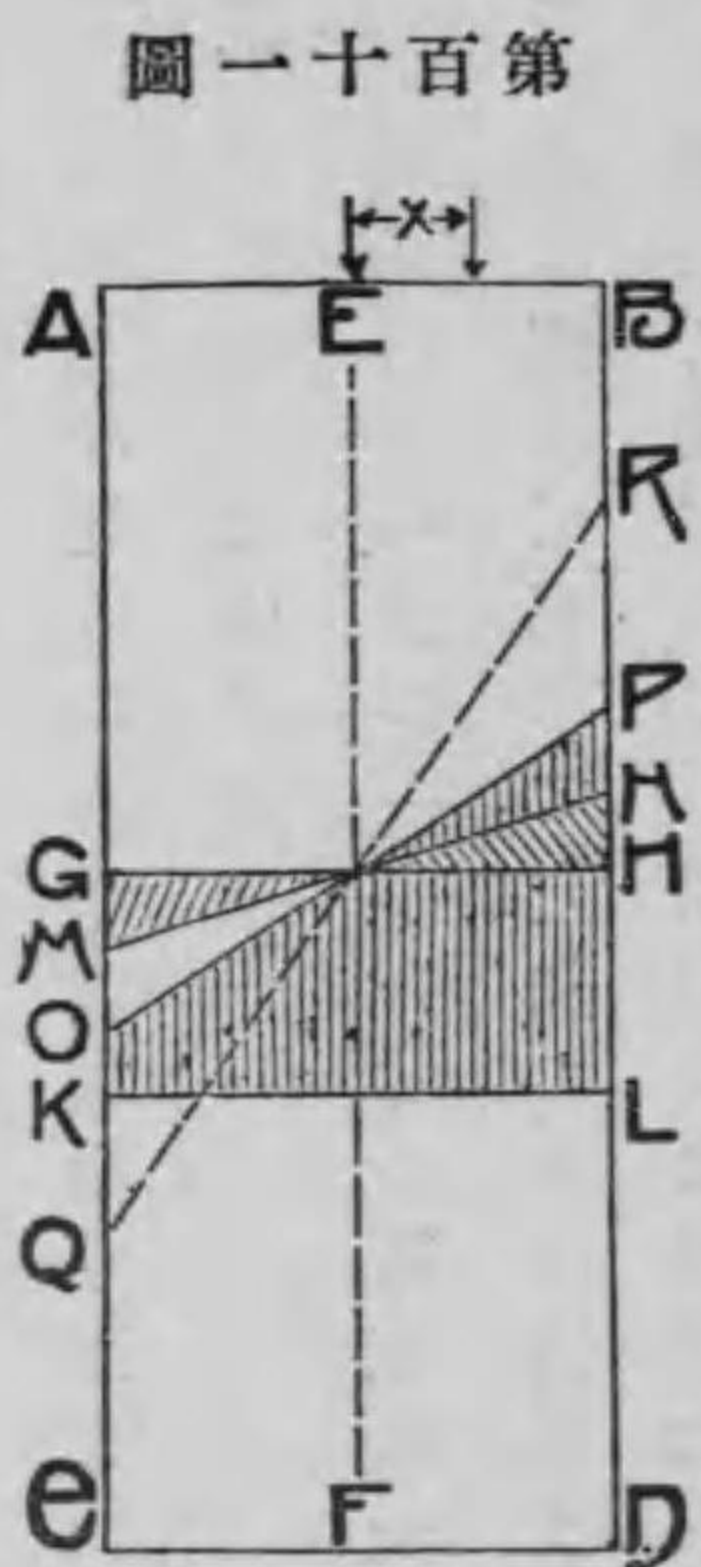
フレンジンガムアオクン、ボスチール會社展製品
山形鋼並びに丁形鋼寸法表

備考 特別品は巾六時以下十二時以上厚1/8吋以下
長五呎以下のものたるべし
英國標準のものは丁形鋼寸法を太線にて示す

第百八節 柱 (Column)

棒状の物體に於て軸即ち長さの方向に壓力を受くるものを柱又は應壓材と云ふ其長さが斷面に比して比較的短かきもの即ち柱が壓力のため單に收縮するのみものを短柱と云ひ比較的長くして收縮と同時に幾分の彎曲を生ずるものを長柱と云ふ而して短柱と長柱との區別は非常に不明瞭にして材料性質及荷重の掛方等に依りて異なる故幾多の實驗の結果より之を決定す(第一卷五七三頁參照)今第百十一圖に於て $ABDO$ を柱の一部の正面圖なりとし FE を其中軸とす GH 及び KL なる二直線の間の距離は此柱の頭部の正中心に荷重を加へたる時に生ずる一平方吋の等布應壓力を圖表的に表はすものとす若し此柱の兩側が各彈性係數 (Modulus of Elasticity) を異にするものとすれば其側には他側よりも尙大なる壓縮を加ふることを得べし然るときは其柱は稍彎曲すべし而して此時に生ずる曲率 $W \times d$ となる但 W は此柱に加りたる荷重にして d は柱の中心に生ずる撓度 (Deflection) の大きさなり此曲率率によりて柱の側には HN に等しき應壓力を生ずべ

く又た他の側には GM に等しき應壓力を生ずべし然るときは BD 側に於ける應壓力の總量は NL に等しく又た AC 側に於ける應壓力の總量は MK に等しく又た若し柱の頭部に加ふる荷重を其中心軸より X 吋の距離に置きたりとせば別 Σx^2 に等しき樹能率を生ず従て BD 側には NP に等しき應壓力を生じ又た AC 側には MO に等しき



第百一十圖

應張力を生ず然るときは BD 側に於ける應壓力の總量は PL に等しく又た AC 側に於ける應壓力の總量は OK に等しく若し彎曲に依りて生ずる應力が直接に生ずる應壓力に比し大なる場合に

は側には KQ に示すが如き應張力を生ずべし従て最大應壓力は RL に等し此理を以て推すときは如何なる柱の強さを見出すことを得べし。
 PL なる應力が其材料の彈性限度 (Elastic limit) に等しくなりたるとき初めて其柱の極限強度となるものなり若し此點以上に撓度を大ならしむるときは従て曲率

増加すべく而して又た更に他の荷重を加ふることなくして其最大應力は破碎點 (Breaking Point) に達すべし

柱の強さに關しては多くの學者之を理論的に研究し種々の法式を作りたりと雖も之れによりて計算するは甚だ複雑にして而かも其算出したる結果たるや單に實驗に徴して得たる法式に依りたるものに比し往々一致せざることあり之れ實際には鐵材の製造にも亦た其組立工作に於ても計るべからざる種々の避け難き缺點を生ずるに由るなり。

柱が支へ得べき每一平方吋の荷重は大約柱幹の長さと同断面の直徑又は最小邊との比に依りて異なること明かなり而して柱幹の長さ其直徑の八倍までのものは短柱として取扱はれ次の表に示す如き全安全荷重を用ひて可なり之れより長さ柱に於ては之れに應ずる法式に依らざるべからず高さが直徑の三十倍以上なる如き長さ柱を用ふるは一般に避くるを可とす。(第五表參照)

環動半徑又は二次率半徑 (Radius of Gyration) 前に述べたる如く柱の強さは主として彎曲に對する其抵抗に關係し而して梁の場合に於けるが如く彎曲に對する抵抗

第五表

	極限抵抗		安全抵抗		彈力係數 (E)
	應張力	應壓力	應張力	應壓力	
鑄鐵	37.5	7	5	1½	7,500
鍛鐵	40.4	22	20	5	12,000
鋼	40.8	28	22	6½	13,500

は其断面の物量力率(断面二次率)に關係するものなり第二章に表はしたるが如く

物量力率 $I = r^2 P \dots \dots$ (力に關係したる)

又 $I = r^2 A \dots \dots$ (面積に關係したる)

第一百十二圖はI形鋼の断面にして今中軸の兩側に於ける部分は何れも中軸より r なる距離に於ける水平層に變ぜられたるものと假定す若し此断面の總面積を A とすれば各水平層の面積は各 Δ となり今此二水平層は其中の何處にても應力度が一定のものと考へ得らるゝ程に甚だ薄きものと假定す若し断面の最外層に於ける應力度を f に等しとすれば今假想したる水平層に於ける應力度は

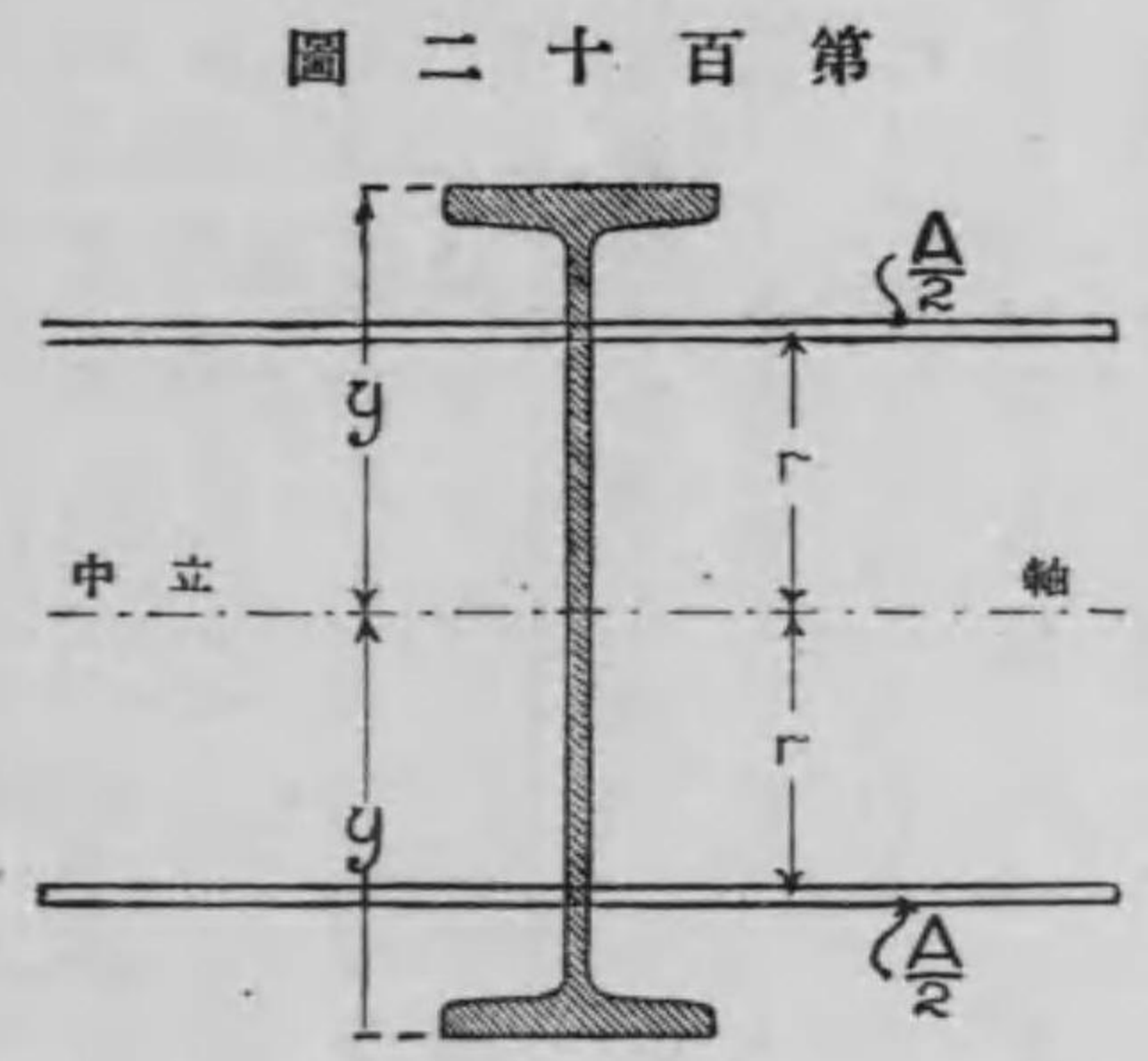
$\frac{f \times r}{y}$ に等し而して其等水平層の抵抗力率は

$$2 \times \frac{A}{2} \times \frac{f \times r}{y} \times r = \frac{A f r^2}{y}$$

今假想水平層の抵抗力率と實際の断面の抵抗力率とが相等しくなるべき様に r なる距離を取れば即ち

$$\frac{A f r^2}{y} = \frac{I}{y} \quad \therefore r^2 = \frac{I}{A} \quad \text{即ち} \quad r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

此 r なる距離を二次率半径と稱す此くの如く彎曲に對する低抗は r^2 に從て變ず而して柱の強さは其長さの環動半径に對する比に關係し長さの直径に對する比に關係せず第百十二圖に於ては彎曲は梁腹に平行なる方向に生ずるものと假想したりと雖も實際には之れに直角なる方向に生ずるものなること明かなり梁腹に直角なる方向に彎曲を生ずるものとせば此場合に於ける環動半径は第百十三



圖二百第

圖に示すが如くにして第百十二圖に示したるものよりは遙かに小なるを見るべし之を以て柱の強さに關する公式に於て環動半径と云ふは其柱が或他の方法によりて其方向に於ける彎曲を防禦せられざるに於ては其最小環動半径 (Least radius of gyration) を意味するものなることを了知し置くべし

矩形の断面に於ては断面の二次率 I は

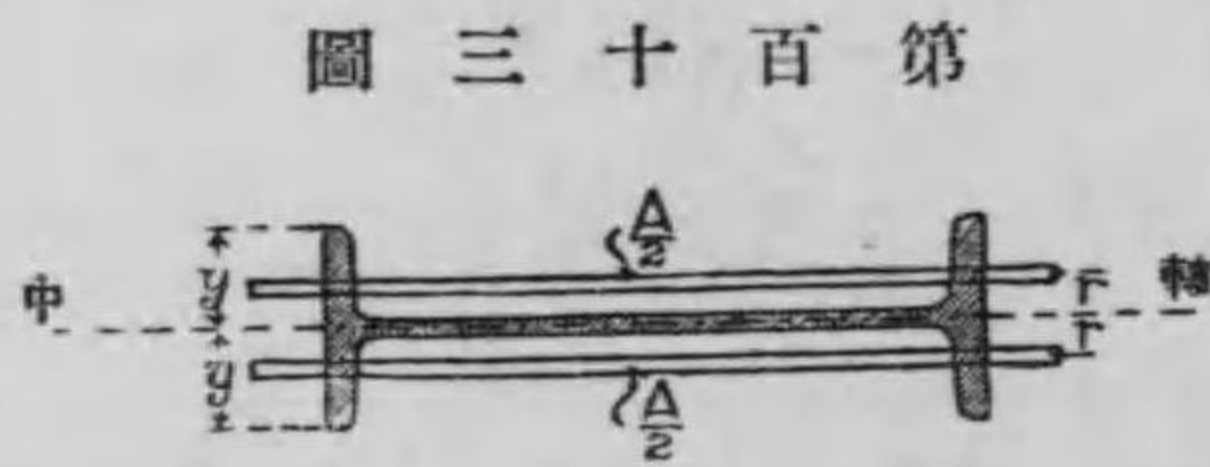
$$I = \frac{b d^3}{12} \quad \text{而して} \quad A = b \times d$$

$$\therefore r^2 = \frac{b d^3}{12} \div b \times d = \frac{d^2}{12}$$

$$\therefore r = \frac{d}{3.45}$$

然れども d は亦た断面に於て最小なる一邊の寸法を意味することを了知し置かざるべからず他の種々なる断面に於ても其環動半径の自乗は上と同様の方法によりて見出すことを得べし今數種の断面に就き求めたるものは第百十四圖に示すが如し。

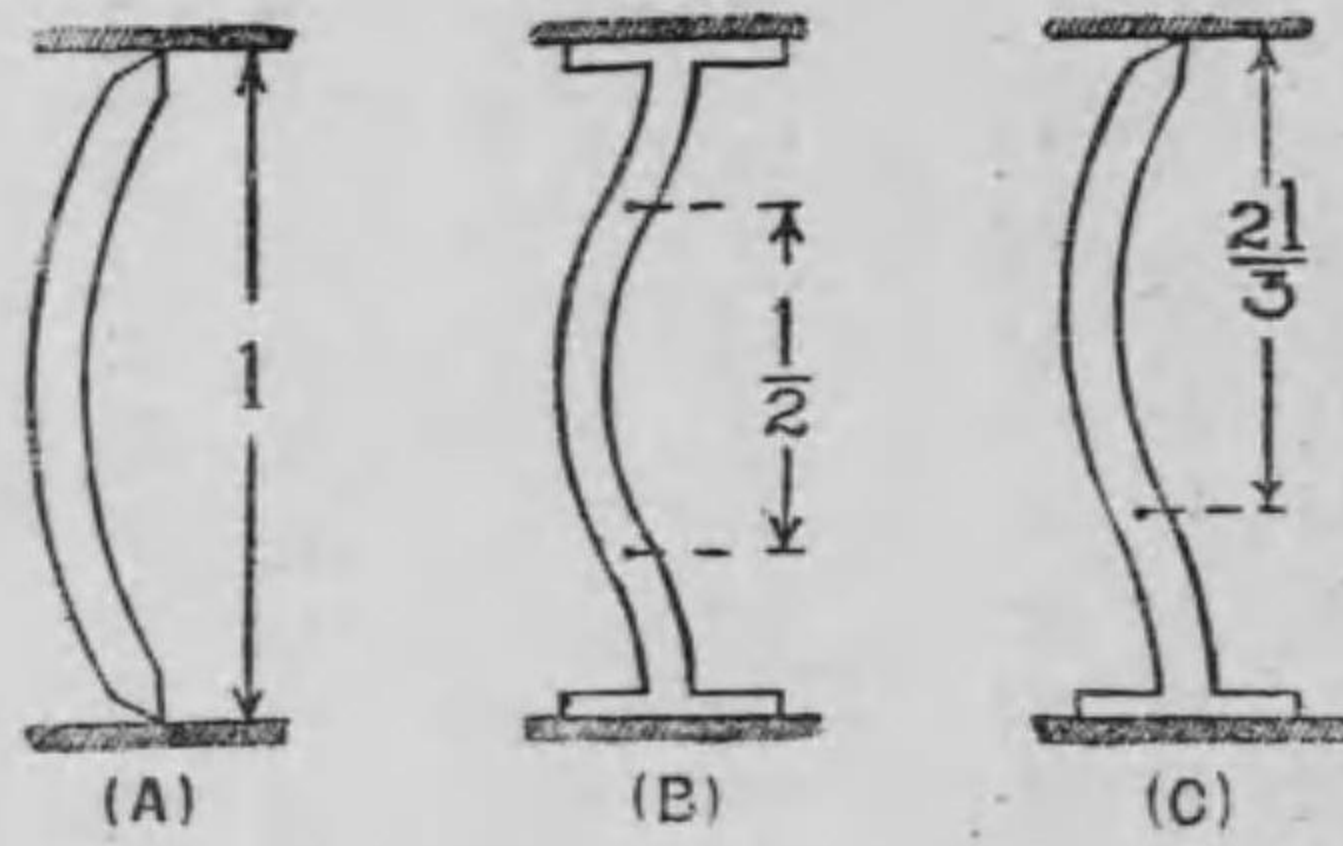
柱の兩端に關する件 今柱の兩端を軸止めとなし之れに荷重を加ふるときは第



圖三百第

の一端を固定しにる場合を示す此場合には曲線の變ずる點は軸止めしたる端より長さの三分の二に相當する處に生ず而して彎曲に對する抵抗は其三分の二

圖 五 十 百 第



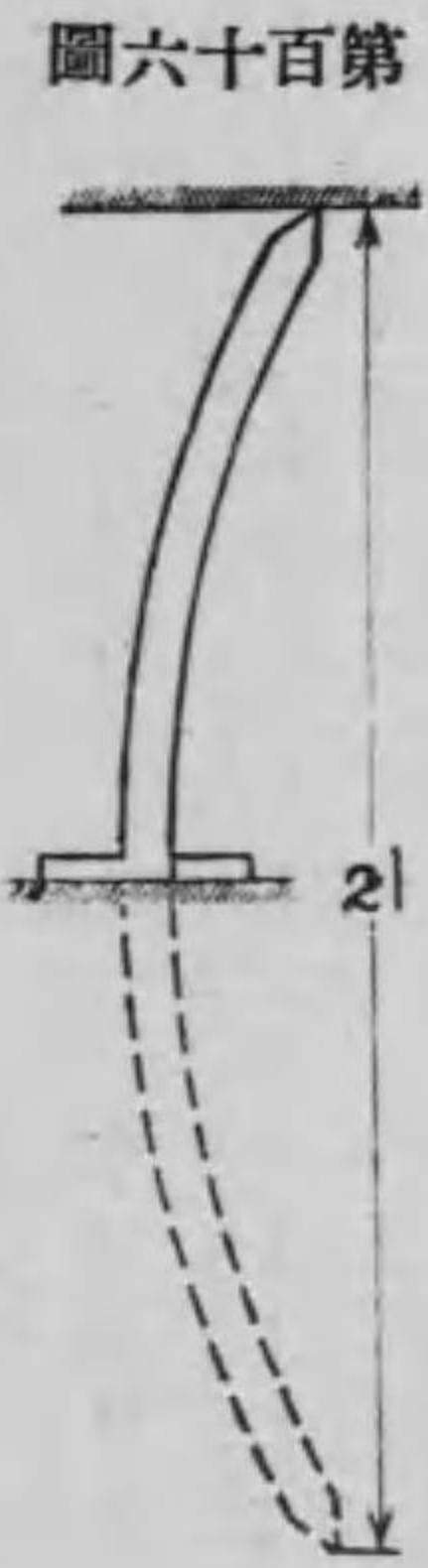
柱に比し四倍の強さを有す
 第百十五圖(C)に於ては柱の一端を軸止めとなし他の
 故に第百十五圖(B)に示す柱は第百十五圖(A)に示す
 さの自乘に從て變ずるものなることを證し得べし
 としたる場合の抵抗力率に等し曲能率は直接長
 率は其二分の一の長さを有する柱の兩端を軸止め
 柱として考へて可なり故に此場合に於ける抵抗力
 此一なる長さの部分は恰も兩端を軸止めとしたる
 曲線の變化する二箇の點の長さは $\frac{l}{2}$ に等しく
 梁の兩端を固定したる時と甚だ類するを見るべし
 此一なる長さの部分は恰も兩端を軸止めとしたる
 柱として考へて可なり故に此場合に於ける抵抗力
 率は其二分の一の長さを有する柱の兩端を軸止め
 としたる場合の抵抗力率に等し曲能率は直接長
 さの自乘に從て變ずるものなることを證し得べし
 故に第百十五圖(B)に示す柱は第百十五圖(A)に示す
 柱に比し四倍の強さを有す

百十五圖(A)に示すが如き彎曲を生ずべし又た同じ柱を取り其兩端を全く固定す
 るときは第百十五圖(B)に示すが如く彎曲し曲線の變化する點二箇あり此場合は

形 斷 面 體 的	徑 二 次 率 半 徑 之 乘	斷 面 最 小 二 次 率 半 徑 之 乘	近 似 值 r	形 斷 面 體 的	徑 二 次 率 半 徑 之 乘	斷 面 最 小 二 次 率 半 徑 之 乘	近 似 值 r
	$\frac{D^2}{16}$		25D		$\frac{D^2 + d^2 h}{12(Dt + dh)}$		21D
	$\frac{D^2 + d^2}{16}$		32D		D^2		28D
	—		36D		D^2		20D
	$\frac{D^2}{12}$		29D		D^2		21D
	$\frac{D^2 + d^2}{12}$		37D		—		20D
	$\frac{D^2 + d^2 h}{12(Dt + dh)}$		40D		$\frac{D^2}{12}$		29D
					—		30D

圖 四 十 百 第

長さを有する柱の両端を軸止めとなしたる場合に於ける彎曲に對する抵抗に等し故に其彎曲に對する抵抗は第百十五圖(A)に示す柱の抵抗に $(\frac{2l}{l})^2 = 4$ 倍す
 第百十六圖に示したるは柱の一端を固定し他の一端を全く自由に放置せる場合にして其彎曲に對する抵抗は其長さの二倍に等しき長さを有する柱の両端を軸止めとなしたる場合の抵抗に等し即ち第百十五圖(A)に示す柱の抵抗の $\frac{1}{4}$ に相當す以上擧げたる記述は柱の兩端を完全に軸止めとなし得たるときに真なるものなり然れども以上述べたる柱の兩端に關する三條件は實際



圖六十百第

に在りては何れも之を安全に爲す能はざるなり栓止接合 (Pin-Connection) と爲したる應壓材 (Strut) は其兩端を軸止めとなしたる柱と見て可なり而して柱の端を完全に固定するは極めて難事なり然れども大なる柱頭と礎盤とを有する柱 (Column) 又は支柱 (Stanchion) は一般に兩端を固定したる場合として考へらる柱の長さとは凡て柱頭及び礎盤を含みて測りたるものを取るものなり。

兩端を軸止めとなし又は固定したる柱の強さは前に述べたる場合に從て變ずるものと考ふべからず前に述べたるは單に彎曲に對する抵抗に關するのみ柱の實際の強さは甚だ長き柱の場合を除くの外彎曲に對する抵抗に關するのみならず亦た直接の應壓力にも關係するものなり

クラクストン、フィドラー氏法式 (Claxton Fidler's Formula) 此法式は彈性係數の起り得べき最大變形に基きて導きたるものにして左に示すが如し

$$P = \frac{f + P - \sqrt{(f + P)^2 - 24 \cdot f \cdot P}}{1.2}$$

但し

$$d = \pi^2 E \left(\frac{r}{l} \right)^2 \quad \text{兩端を軸止めとしたる場合}$$

$$= \pi^2 E \left(\frac{r}{\frac{l}{6}} \right)^2 \quad \text{兩端を固定したる場合}$$

$$r = \text{二次率半徑(吋を以て表はす)}$$

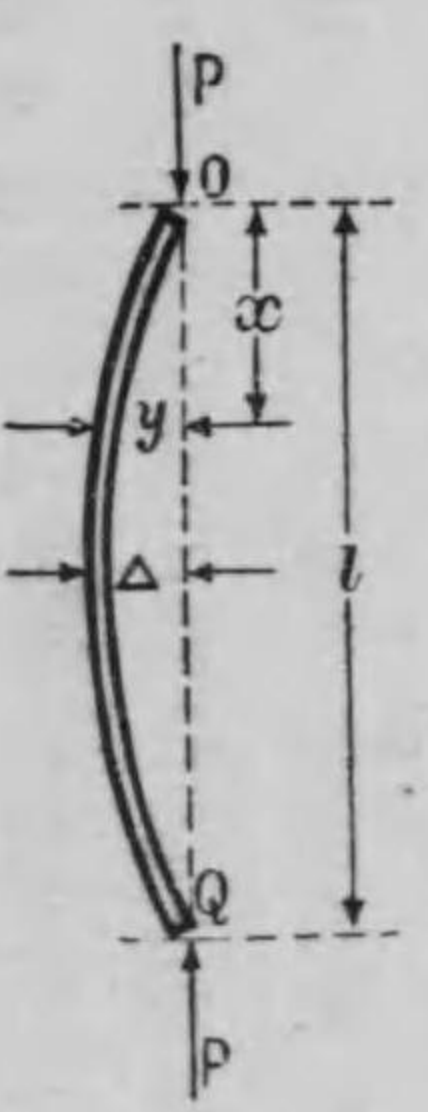
$$l = \text{柱の長さ(吋を以て表はす)}$$

$$E = \text{彈性係數} = 14,000,000 \dots \dots \dots \text{(鑄鐵の場合)}$$

- ≡ 26,000,000.....(鑄鐵の場合)
- ≡ 29,000,000.....(鋼の場合)
- f=一平方吋に於ける最小應力(所を以て表はす)
- ≡ 80,000.....(鑄鐵の場合)
- ≡ 36,000.....(鑄鐵の場合)
- ≡ 48,000.....(軟鋼の場合)

此法式は全然理論的に導きたるものにしてE及びfなる値の外實驗に徴して定めたるものなし安全なる結果を得んには此法式に依るも可なり然れども此法式によりて計算を爲すは甚だ煩はしきにより一般に之を用ひず
オイラー氏ノ法式 (Euler's formula)

圖七十百第



圖の如く柱にPなる荷重の働くとき其最大の彎曲を△としO點よりx距離にある點の彎曲をyとすれば
一般梁の場合の如く其彎曲は比較的小なる

ものなれば

$$dx = dl$$

若し

A=柱の斷面積

r=斷面の二次率半徑

$$p = \frac{P}{A} \text{ 平均荷重} \#/\text{口}''$$

然る時は任意の點に於ける曲能率MはPyに等し

$$EI \frac{d^3y}{dx^3} = -M = -Py \dots\dots\dots(1)$$

故に $\frac{d^3y}{dx^3} = -\frac{P}{EI} y \dots\dots\dots(2)$

(2)を積分すれば

$$y = C_1 \sin qx + C_2 \cos qx \dots\dots\dots(3)$$

其中に $q = \sqrt{\frac{P}{EI}}$ C_1 及び C_2 は常數なり

若し $x=0, y=0$ とすれば $C_2=0$ となり

従つて $y = C_1 \sin qx \dots\dots\dots(4)$

此は彎曲柱の一般の法式なり而して y の値は $qx=0, \pi, 2\pi, 3\pi$ 等の時 0 となり $qx=1/2\pi,$
 $3/2\pi$ 等の時 $\pm C_1$ の最大値にまで變化す
 故に C_1 の値は最大彎曲 Δ に等し
 故に上式に Δ を代入すれば

$$y = \Delta \sin qx = \Delta \sin \sqrt{\frac{P}{EI}} x \dots \dots \dots (5)$$

第116圖の如き簡單なる彎曲の場合は

qx は 0 より π まで變化す

即ち $x=1, ql=\pi$ or $\sqrt{\frac{P}{EI}} l = \pi \dots \dots \dots (6)$

$I = A r^2$ とすれば (6)式より

$$P = \frac{P}{A} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{l}{r}\right)^2} \dots \dots \dots (7)$$

(7)式は Euler's の長柱の法式なり

支點の影響

(七)式は柱の兩端軸止めとしたる場合なれば此等支點に於ける曲能率は零なり、此

式は其他の場合に於ても曲能率零なる二點間の距離を實際に有効なる柱の長に
 することに依り應用することを得
 第百十八圖は柱の兩端(支點)の四つの場合に於て曲能率零なる二點間の距離を示
 す。

此等を(七)式に代用すれば次の如き四つの場合の理論的法式を求め得らる。

(a) 柱の兩端軸止めの場合

$$P = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{l}{r}\right)^2}$$

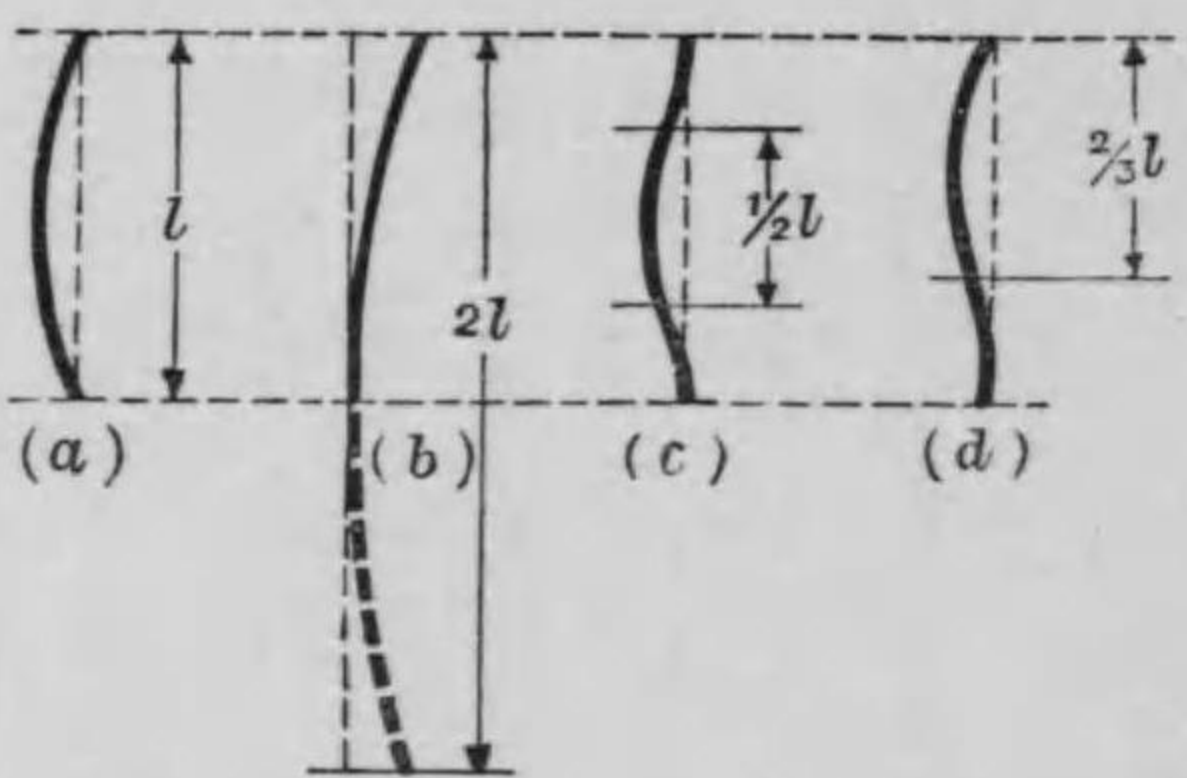
(b) 柱の一端固定され他端振放しなる場合

$$P = \frac{1/4 \pi^2 E}{\left(\frac{l}{r}\right)^2}$$

(c) 柱の兩端固定の場合

$$P = 4 \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{l}{r}\right)^2}$$

第百十八圖



(d) 柱の一端固定され他端軸止めの場合

$$P = \frac{0.75 \pi^2 E I}{L^2}$$

實驗法式 (Empirical formulas.)

現今實用に供せられつゝある柱の法式は多少とも其性質に於て實驗的の所あり而して最も一般に使用せらるるものはゴルドン、ランキン氏法式、ドッチー、エチ、ジョンソン氏の研究したる直線式なれどもジョービー、ジョンソン教授の拋物線式のものもかなり使用せらる。

ゴルドン、ランキン氏法式 (Gordon-Rankine's formula) 此法式は實驗と理論とを基礎として作られたるものにして其由來次の如し、即ち柱に中心荷重の加はる時其ために生ずる最大彎曲を Δ とすれば柱の最大應力は $f = \frac{P}{A} + \frac{P \Delta C}{A r^2} = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{\Delta C}{r^2} \right)$ なり而して彎曲は長さの二乗に正比例し巾又は C に逆比例す
今 a なる係数を前式に代入すれば

$$f = \frac{P}{A} (1 + a \frac{L^2}{r^2}) \quad \text{故に} \quad \frac{P}{A} = \frac{f}{1 + a \left(\frac{L}{r} \right)^2} \quad \text{となる}$$

此係數 a は柱の材料の性質兩端保支の状態に依り異なる
柱の兩端を固定したる場合には

$$\text{全安全荷重(安全單位荷重)} = \frac{P}{A} = \frac{f}{1 + a \left(\frac{L}{r} \right)^2}$$

柱の一端を固定し他端を軸止めとしたる場合には

$$\text{安全荷重(安全單位荷重)} = \frac{P}{A} = \frac{f}{1 + 2a \left(\frac{L}{r} \right)^2}$$

柱の兩端を軸止めとしたる場合には

$$\text{安全荷重(安全單位荷重)} = \frac{P}{A} = \frac{f}{1 + 4a \left(\frac{L}{r} \right)^2}$$

但し爰に用ひたる種々の符號は既に用ひ來れるものと同様なり

此法式に於ては a は柱の形には關係せず a の値は

$$\text{鑄鐵の場合には} \quad a = \frac{1}{3400}$$

$$\text{鍊鐵若くは鋼鐵の場合には} \quad a = \frac{1}{36000}$$

此法式は實驗に徴するときは甚だ都合よき結果を與ふべし

ジョービン、ジョン氏法式 (J.B. Johnson's formula)

此法式の用法は甚だ簡易なり即ち次に示すが如し

鑄鐵	兩端を固定せる場合…………… $w = 60,000 - 2.25\left(\frac{l}{r}\right)^2$
	兩端を軸止めとしたる場合…………… $w = 60,000 - 6.25\left(\frac{l}{r}\right)^2$
鍊鐵	兩端を固定せる場合…………… $w = 34,000 - 0.43\left(\frac{l}{r}\right)^2$
	兩端を軸止めとしたる場合…………… $w = 34,000 - 0.67\left(\frac{l}{r}\right)^2$
鋼鐵	兩端を固定せる場合…………… $w = 42,000 - 0.62\left(\frac{l}{r}\right)^2$
	兩端を軸止めとしたる場合…………… $w = 42,000 - 0.97\left(\frac{l}{r}\right)^2$

但し $l =$ 柱の長さ(時に l を表はす)

$r =$ 振動半徑(時に r を表はす)

$w =$ 一平方時に於ける極限荷重(時に w を表はす)

安全係數 (Factor of safety) 上に擧げたる法式の内ジョンソン式に依りて得べき結果は凡て之を或係數にて除し以て一平方時に於ける安全荷重とならざるべからず

柱に静荷重の加はる場合には此係數として γ 或は γ' 又は γ'' なる數を用ふるを普通とす次に示す法式はシャラー、スミス氏の出したるものにして安全係數を表はすものなり此法式にては安全係數は柱の長さに応じて増加す之れ長さを増す毎に柱に變化又は缺點の生ずる憂多ければなり

$$\text{安全係數} = 4 + 0.05 \frac{l}{d}$$

此法式に依る時は

柱の長さが直徑の十倍なるときは	安全係數 $= 4.5$
柱の長さが直徑の二十倍なるときは	" $= 5$
柱の長さが直徑の三十倍なるときは	" $= 5.5$
柱の長さが直徑の四十倍なるときは	" $= 6$
柱の長さが直徑の五十倍なるときは	" $= 6.5$

次に掲げたる第七表は、クラクストン、フィドラー氏の公式を用ひて算出したる結果を擧げたるものにして何れの場合にも四なる安全係數を用ひたり

ジョンソン氏直線法式 (Johnson's straight line formula)

第 六 表

l r	切断面の一平方吋に於ける安全應力					
	鑄 鐵		鍊 鐵		軟 鋼 鐵	
	兩 端 圓 形	兩 端 圓 形	兩 端 圓 形	兩 端 固 形	兩 端 圓 形	兩 端 固 形
10	8.68	8.85	4.00	4.00	5.33	5.34
15	8.41	8.76	3.98	4.00	5.26	5.31
20	8.07	8.65	3.92	3.99	5.20	5.29
25	7.58	8.46	3.88	3.98	5.13	5.24
30	6.98	8.21	3.80	3.95	5.02	5.20
35	6.32	7.91	3.72	3.92	4.90	5.15
40	5.68	7.56	3.64	3.89	4.76	5.09
45	5.02	7.19	3.54	3.86	4.58	5.03
50	4.43	6.82	3.44	3.82	4.40	4.98
55	3.84	6.46	3.31	3.78	4.22	4.92
60	3.35	6.10	3.17	3.73	4.02	4.83
65	2.92	5.75	3.04	3.68	3.80	4.75
70	2.57	5.39	2.90	3.63	3.59	4.67
75	2.23	5.02	2.76	3.55	3.37	4.56
80	1.96	4.68	2.60	3.48	3.15	4.45
85	1.74	4.33	2.46	3.40	2.96	4.35
90	1.56	4.00	2.33	3.32	2.77	4.25
95	1.42	3.66	2.18	3.22	2.56	4.13
100	1.29	3.35	2.03	3.17	2.40	4.00
105	1.17	3.07	1.92	3.08	2.24	3.88
110	1.07	2.80	1.79	3.00	2.08	3.74
115	0.99	2.57	1.67	2.91	1.95	3.61
120	0.93	2.37	1.57	2.82	1.83	3.64
125	0.86	2.19	1.47	2.74	1.71	3.32
130	0.80	2.03	1.39	2.66	1.61	3.21
135	0.75	1.90	1.32	2.58	1.50	3.09
140	0.70	1.78	1.24	2.48	1.42	2.96
145	0.66	1.66	1.17	2.40	1.36	2.85
150	0.61	1.56	1.10	2.32	1.28	2.72
160	0.56	1.40	0.98	2.14	1.13	2.51
170	0.49	1.25	0.88	2.00	1.01	2.32
180	0.43	1.14	0.80	1.84	0.91	2.13
190	0.39	1.03	0.72	1.70	0.83	1.97
200	0.36	0.93	0.66	1.57	0.75	1.83
210	0.32	0.84	0.58	1.46	0.68	1.68
220	0.30	0.77	0.55	1.35	0.62	1.55
230	0.28	0.70	0.50	1.26	0.58	1.44
240	0.25	0.64	0.46	1.18	0.53	1.34
250	0.23	0.59	0.42	1.11	0.49	1.25
260	0.22	0.56	0.40	1.04	0.46	1.16
270	0.20	0.52	0.37	0.97	0.42	1.08
280	0.19	0.49	0.35	0.91	0.39	1.01
290	0.18	0.46	0.32	0.86	0.37	0.96
300	0.17	0.43	0.30	0.80	0.35	0.92

(一一四—一二五頁ノ間)

此直線式はトマス、エッチ、ジョンソン氏が使用し始めたるものにして簡明なる式なれば普通の柱に用ふるに便なり、

鍊鐵、

柱の兩端軸止めの場合 $P = 42,000 - 167 \frac{l}{r}$

柱の兩端振放しの場合 $P = 42,000 - 203 \frac{l}{r}$

柱の兩端固定の場合 $P = 42,000 - 128 \frac{l}{r}$

鋼鐵

柱の兩端振放しの場合 $P = 52,500 - 284 \frac{l}{r}$

柱の兩端軸止めの場合 $P = 52,500 - 200 \frac{l}{r}$

柱の兩端固定の場合 $P = 52,500 - 179 \frac{l}{r}$

以上の場合に於ては

P は柱の單位斷面積の耐え得る荷重

l は柱幹の長さ

r は斷面の二次率半徑

第百九節 柱の構造

材料が鑄鐵なる場合は柱の断面は多くは中空圓形のものを用ひ鋼材なる時は簡單なるものは工形鋼を用ひ荷重大なる場合には山形鋼鋼板其他を以て組み立て、柱となし用ふること多し各製鐵所に於ては柱として用ひらるべき各種形鋼の安全荷重を表に作りて示すもの多し此等の表は何れも充分精密なるを以て實際鐵材を用ふるに當りては之に依りて設計するを可とす今一例としてスケルトン會社 (Messrs. Skelton & Co.) より發行せる表を示せば次の如し、此表に於て第(18)番目より第(30)番目に至るまでは其断面正方形なるを以て其儘にて柱として用ふるに適す

l は柱の長さ

r は環動半徑(断面の二次率半徑)

第八表は羽の廣き工形鋼を抗壓材として使用する場合の表なり、

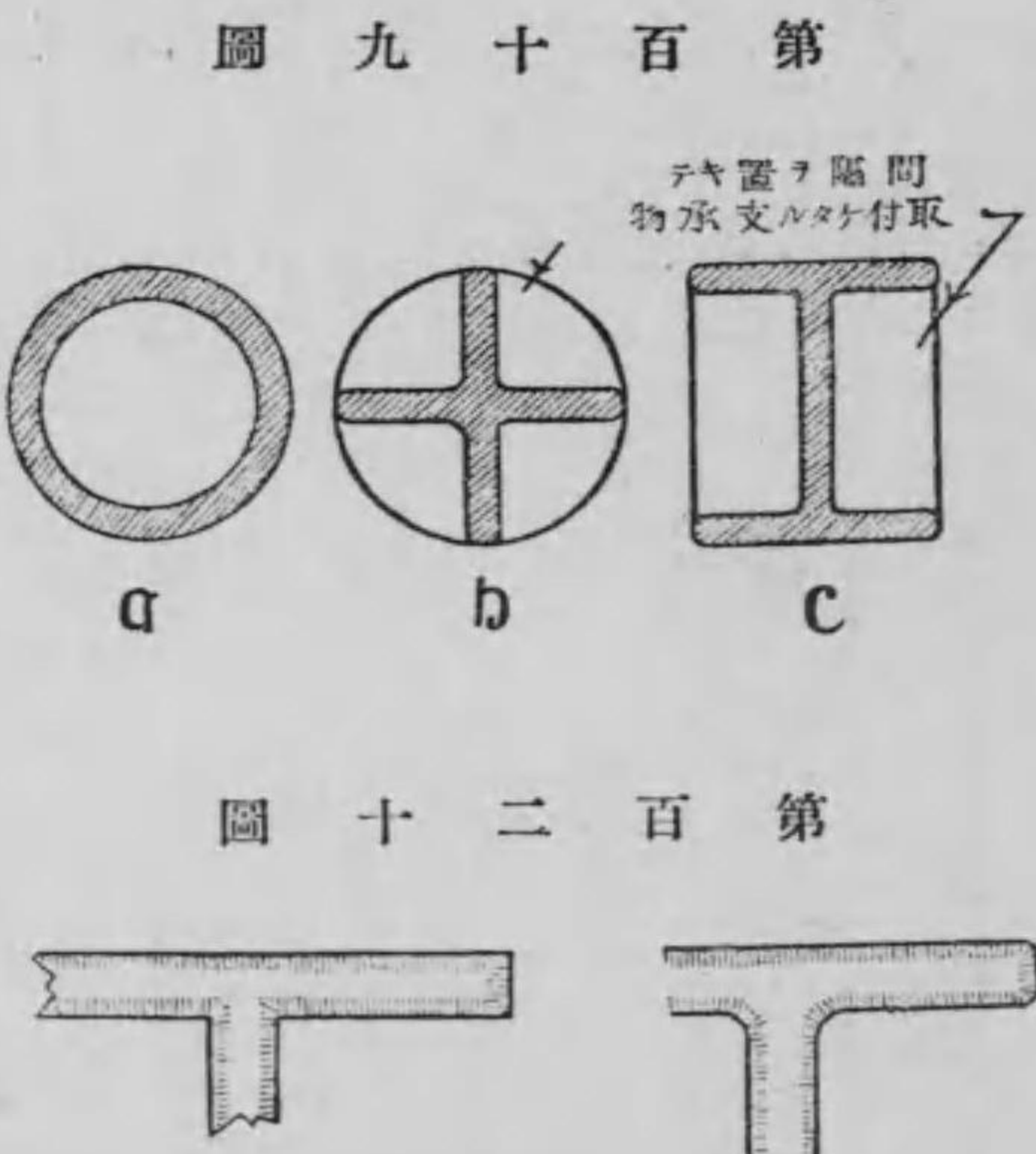
第八表

断面高さ 番號時	幅 時	重さ (一吋) 時	断面 積 平方吋	物量力率 (断面ノ二次率)		抗力率 軸 RXX.	最小環 動半徑 軸 rYY.	柱の長さ									
				I XX.	I YY.			8'	10'	12'	14'	16'	20'	24'	28'	30'	
18	7 7/8	31 1/2	9.3	34	26	24	1.67	—	46	32	23	18	—	—	—	—	—
20	7 7/8	37	10.91	124	38	32	1.86	—	66	46	34	25	—	—	—	—	—
22	7 7/8	43	12.80	177.298	53.228	40.935	2.040	62	59	55	51	46	—	—	—	—	—
24	8 1/2	51	15.00	246.240	73.032	52.155	2.206	74	70	60	62	58	47	—	—	—	—
25	9 1/2	55	16.29	289.584	85.800	58.865	2.295	81	77	74	69	65	53	—	—	—	—
26	10	61	17.92	344.448	102.564	67.244	2.388	90	86	82	77	73	60	—	—	—	—
27	10 1/2	65	19.10	396.696	118.080	74.664	2.486	96	92	88	84	78	65	—	—	—	—
28	10 3/4	69	20.43	457.248	136.104	83.021	2.581	103	99	96	91	86	73	—	—	—	—
29	11	74	21.87	524.784	154.008	91.988	2.773	111	108	104	101	95	85	—	—	—	—
30	11 1/4	80	23.58	604.824	173.856	102.480	2.761	120	116	112	108	102	96	—	—	—	—
32	12 1/2	85	24.91	723.356	188.508	114.802	2.753	127	123	118	114	108	100	—	—	—	—
34	13 1/2	88	25.94	843.784	194.328	126.43	2.737	132	128	123	119	112	100	—	—	—	—
36	14	96	28.15	1019.496	211.632	143.930	2.738	142	139	133	128	121	108	—	—	—	—
38	15	101	29.64	1187.804	229.300	158.905	2.725	151	146	140	135	128	113	—	—	—	—
40	15 1/2	107	31.56	1388.016	233.304	176.412	2.718	160	155	149	145	135	121	—	—	—	—
42	16 1/2	113	33.16	1637.976	241.872	195.932	2.701	169	163	157	151	142	126	—	—	—	—
45	17 1/2	121	35.55	1941.288	256.032	219.215	2.683	181	175	168	162	152	135	—	—	—	—
47	18 1/2	128	37.52	2275.464	267.408	243.512	2.669	190	184	177	169	161	142	—	—	—	—
50	19 1/2	138	40.57	2670.732	281.232	271.511	2.632	206	199	191	184	172	152	—	—	—	—
53	21 1/2	153	44.65	2502.056	301.968	323.666	2.601	226	218	210	200	188	165	—	—	—	—

此表は兩端を軸止めとしたる場合として考へ安全係數を5となし「オイラー」法公式によりて算出したるものなり

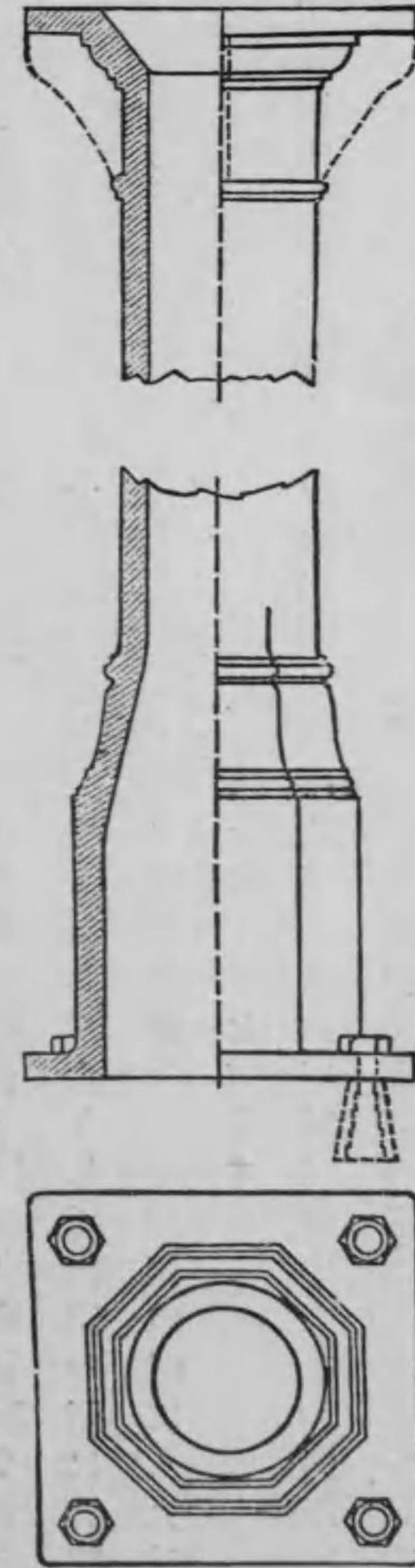
鑄鐵柱 (Cast-iron Column)

其普通の形は第百十九圖に示すが如く之を鑄造するに當りては其隅々を鋭角となせば其部は脆弱となるを以て第百二十圖に示すが如く冷却するの際恰も結晶分子が表面に直角なる線となる様各々隅に丸味を附くるを要す而して主として内側の隅に丸味を附すと雖も亦た外側の隅にも丸味を附くるを可とす



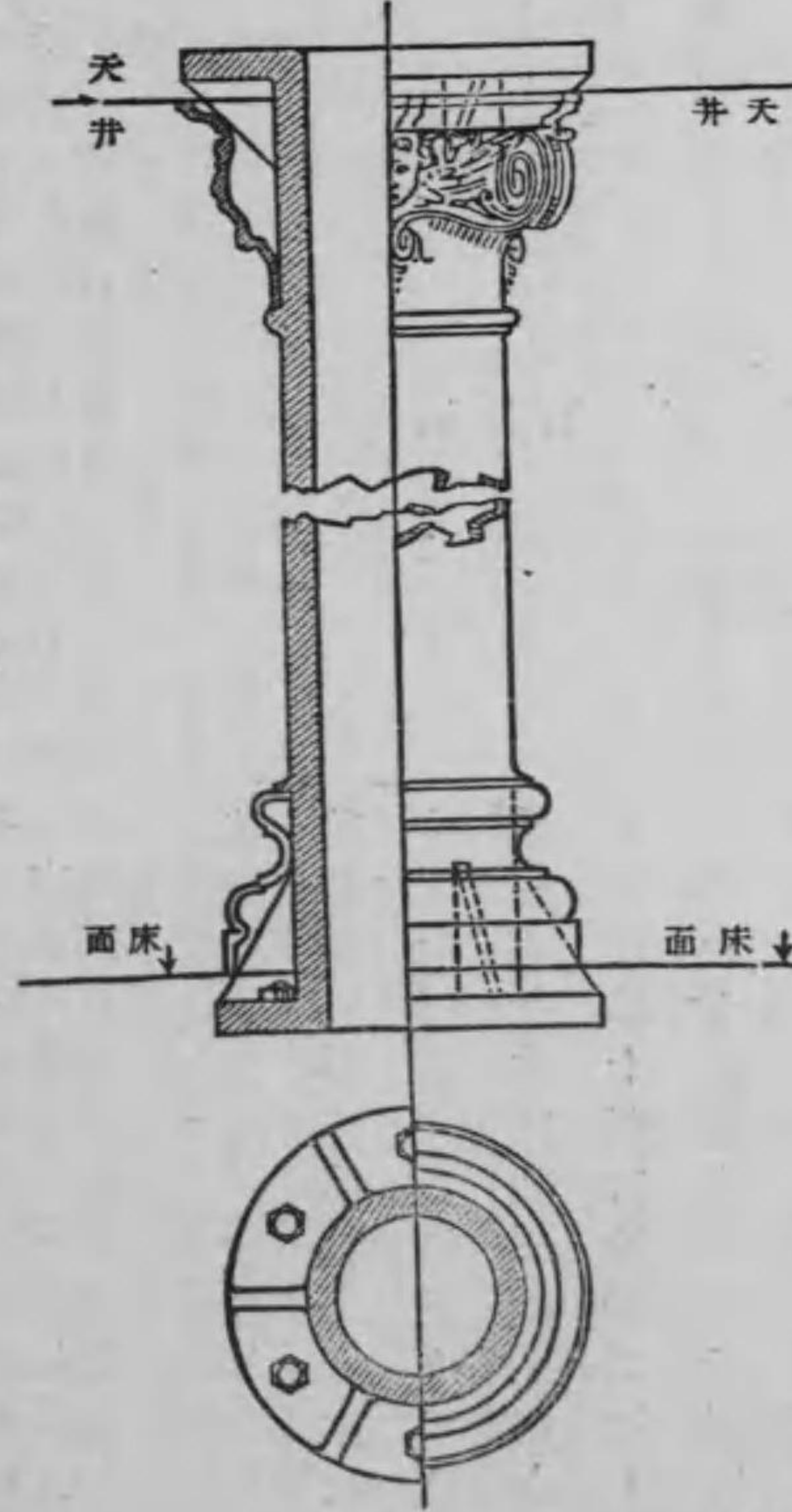
第百十九圖のaに示したる圓筒形の断面に於ては鐵の原料が皆中心より同距離に配置さるゝを以て鐵量最も少くして最大の強度を出し得る断面なり且つ又た

圖一十二百第

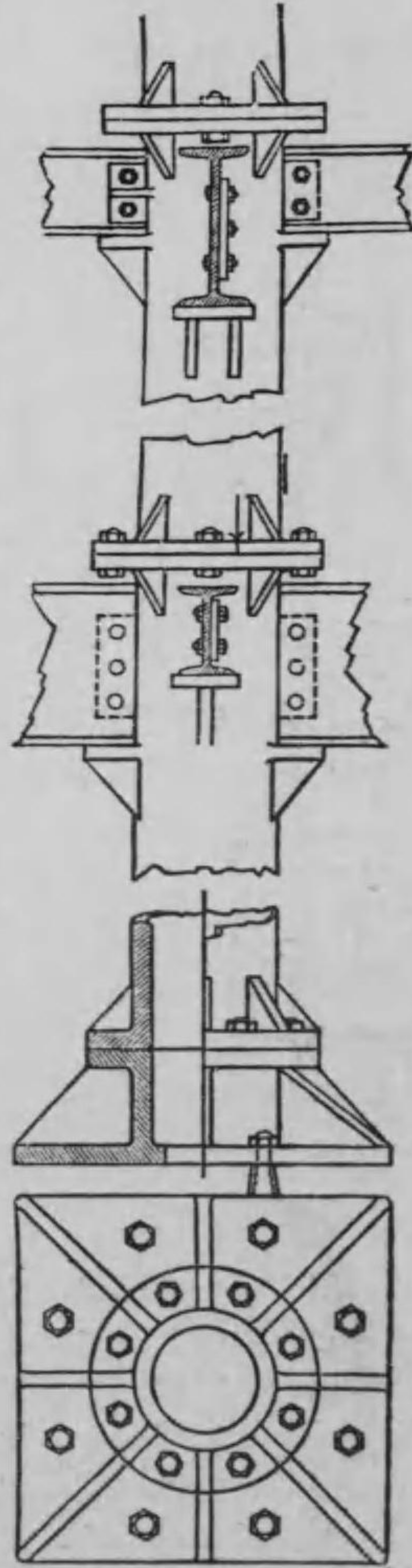


二一八

圖二十二百第



隅角なきを以て脆弱なる箇所を生ずることなし同圖のり及びeなる断面に在りては之れに生ぜし瑕痕及び厚さの不同等は見出すに易く且つ之を他の鐵材に取り付けるに當りては断面圓形なるものより容易なるの便宜あり圓筒形の断面を有する鐵材の厚さを檢するには諸所に小孔を穿たざるべからず



圖三十二百第

第二百二十一圖、第二百二十二圖、及び第二百二十三圖は圓筒形断面の場合に於ける柱頭、礎盤及び其取り付け方を示したるものなり、又た第二百二十四圖はI形断面の場合に於ける各詳細圖なり

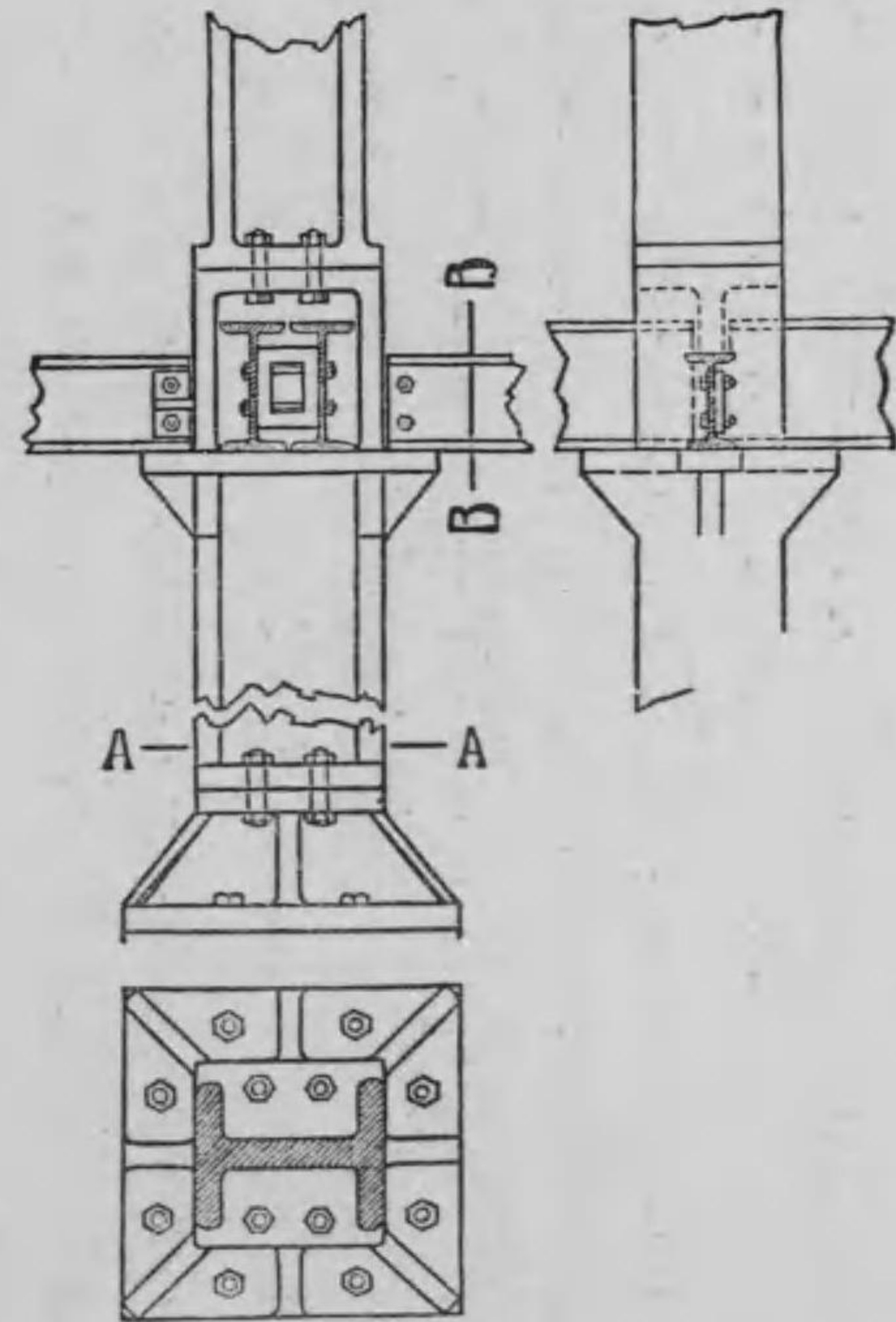
第二百二十一圖に示す形の柱は普通用ひらるゝものにして之れに加はる荷重が大

ならざる場合に適するものなり凡て鑄造物に線形を附するときは脆弱の原因を爲すものなるを忘るべからず之れ柱の頭部及び底部に線形を附して其直徑を増

二二〇

すときは其點に於ては鐵材中に彎曲する歪を生ずるを以てなり然れども若し圓筒形の斷面を用ひんとせば點線を以て示すが如く柱頭の下に羽を附くるときは右の如き缺點を除くことを得べし第百二

第百二十四圖



十二圖に示すが如き形の者を用ふるときは更に可なり此形の柱に於ては只小な

る玉縁あるの外其表面凡て凹凸を有せず而して柱頭及び礎盤の如き裝飾物は別の鑄物として作りて附加したるなり此くするときは此等裝飾物は非常に細密なる物となす事を得而し又た之等裝飾物は二部に分ちて鑄造し之を其の位置に兩方より合はせ用ふるなり例令ば屋根を支ふるために鑄鐵柱を用ひんとする場合の如きには美觀を増さんが爲めに柱の直徑を大ならしむるを欲する事あり之れが爲め屋根の荷重を支ふるに必要な大さより遙かに大なるものを用ひざるべからざることあり此場合には荷重を支ふるに必要な太さの柱を用ひ其表面に別に鑄造したる裝飾物にて覆ひ以て遙かに太きものゝ如く見せしむるなり衝動を受くべき恐ある場所に鑄鐵柱を用ひんとする場合には相當の方法を講じて其柱を補強せざる場合には其柱の直徑を増し又は鐵材の厚さを増さざるべからず第百廿三圖及び第百廿四圖は共に二本の柱を上下にて接合し用ふる場合の方法を示すと同時に又た柱に作り出したる突起邊に工形鋼梁をボルト締めとなして支ふるの方法を示せり此外同圖に於ては柱に加はる荷重を更に大なる面積を有する基礎に傳へんが爲めに用ふる鑄鐵礎盤の取付け方法を示せり柱と柱

との間の表面及び柱と敷板(Base Plate)との間の表面は密接せしむることを要す
 鑄鐵支柱は龜裂又は疵瑕を生ずるの恐れ多きを以て全く之れに信賴するを得ず
 特に柱に作り出したる突起邊にて他の材料と接合する部に於て然りと爲す鑄鐵
 支柱は此くの如き短所を有するを以て鑄鐵材を用ふること漸く少く之れに代り
 て鋼材の用法盛なるに至れり然りと雖も次の如き場合に鑄鐵材を用ふるときは
 大に利あり即ち單獨なる柱として用ふる場合の如き又は一階以上を支へざる場
 合の如き之れなり又た火災に對して何等の防禦を爲さざる場合には鑄鐵は却て
 鋼に勝れり何となれば鑄鐵材は火災に遇ひて龜裂を生ずるも尙ほ荷重を支ふる
 ことを得べしと雖も鋼材の柱は火災に遇ふときは全く其用を爲さざるに至るを
 以てなり

鑄鐵柱の設計、今高さ二十呎にして六十噸の靜荷重を支ふべき鑄鐵柱を設計す
 るの必要あるものとす

然る時は柱の直径は其長さの十分の一乃至三十分の一となして可なる故に今長
 さの二十分の一なる十二吋の直径を考へ又た其柱の兩端は全く固定したる場合

と假定す然るときは前節に擧げたるゴルドン氏法式により其一平方吋に於ける
 極限荷重は

$$f = \frac{36}{1 + 800 \times (20)^2} = 24 \text{噸}$$

今安全係數を5とするとときは其一方吋に於ける安全荷重は

$$\frac{1}{5} \times 24 = 4.8 \text{噸}$$

故に必要な斷面積は $\frac{4.8}{12.5} = 12.5 \text{平方吋}$

故に直径を十二吋と假想せしを以て其厚さは $\frac{12.5}{12}$ より稍大なるものとなるべし然
 るに鐵材の厚さは直径の $\frac{1}{2}$ よりも小ならしむることを得ず故に材料を節するた
 め之れより小なる直径例へば九吋の如きを探らざるべからず今九吋の直径と爲
 すときは鐵材の最小厚さは次の如し $\frac{1}{2} = \frac{9}{18}$

従て其鐵材の斷面積は $81 \times \pi \times \frac{9}{18} = 101.3 \text{平方吋}$

然るときはゴルドン氏法式により其極限荷重總量は

$$f A = \frac{36 \times 19^2}{1 + 800 \left(\frac{20 \times 12}{9}\right)^2} = 371 \text{噸}$$

今安全係數5.5とするときは

$$\text{安全荷重} = 5.5 \times 371 = 67^{\text{噸}}$$

又前章に擧げたる種々の公式によりて柱の強さを見るときは次の如し即ちリ
ンキン氏法式によるときは

$$\text{破碎荷重} = \frac{fA}{1 + \frac{1}{\pi^2} \left(\frac{l}{r} \right)^2}$$

$$r^2 = \frac{D^2 + d^2}{16} = \frac{9^2 + (7\frac{1}{2})^2}{16} = 8.58$$

$$\therefore \text{破碎荷重} = \frac{36 \times 19\frac{1}{2}}{1 + \frac{1}{\pi^2} \left(\frac{20 \times 12}{3.58} \right)^2} = 342^{\text{噸}}$$

$$\therefore \text{安全荷重} = 5.5 \times 342 = 62^{\text{噸}}$$

又クラックストンノインロー氏法式によるときは

一平方時に於ける極限荷重(噸)にて表はす) = $\frac{f+p - \sqrt{(f+p)^2 - 24fp}}{1.2}$

$$p = \pi^2 E \left(\frac{r}{6l} \right)^2 = 3.1416^2 \times 14,000,000 \times \frac{8.58}{(6 \times 20 \times 12)^2} = 57,187$$

$$\begin{aligned} \therefore \text{一平方時に於ける破碎荷重(噸)にて表はす)} \\ &= \frac{80,000 + 75,187 - \sqrt{(80,000 + 75,187)^2 - 2.4 \times 90,000 \times 57,187}}{1.2} \\ &= 40,534^{\text{噸}} \end{aligned}$$

故に安全係數を前の如く5.5とするときは安全荷重總量は

$$\frac{40,534 \times 19\frac{1}{2}}{2240} = 64^{\text{噸}}$$

又前章の終りに掲げたる表を用ふるときは計算を大に省略することを得べし

$$r = \sqrt{8.58} = 2.93 \quad \therefore \frac{l}{r} = \frac{20 \times 12}{2.93} = 82$$

今表によるときは一平方時に於ける安全荷重は4.68と4.33との間なるべきを知るべし故に今之を4.5とす然るときは

$$\text{安全荷重總量} = 19\frac{1}{2} \times 4.5 = 88^{\text{噸}}$$

此結果より安全係數は4なるを見るべし

又前回の如く安全係數を5.5とするときは安全荷重は

$$\frac{88 \times 4}{5.5} = 64^{\text{噸}}$$

次にジョーンソン氏法式によるときは

一平方時に於ける極限荷重(听にて表はす)

$$= 60,000 - 2.25 \left(\frac{l}{r} \right) = 60,000 - 2.25 \frac{(20 \times 12)^2}{8.53}$$

$$= 44,895^{\#}$$

$$\therefore \text{安全荷重總量} = \frac{44,895 \times 19^2}{2240 \times 5.5} = 71^{\#}$$

故に直径を九吋として計算したる柱は其目的に充分なる強さを有するものなるを見るべし

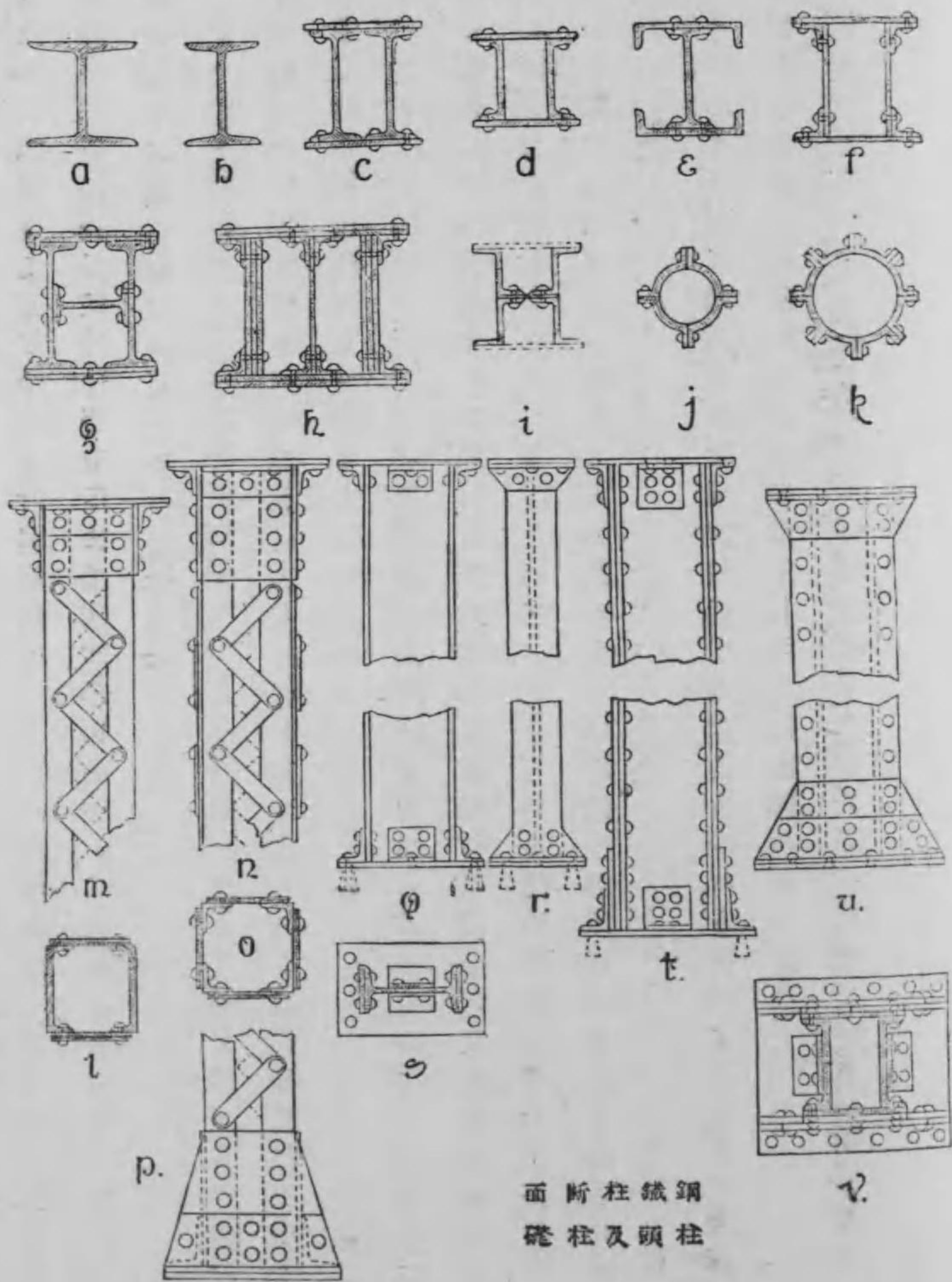
今若し礎磐の安全荷重を一平方呎に付き15[#]と見るときは柱底^{ベース}の面積は

$$\frac{19^2}{5.5} = 4 \text{ 平方呎となる}$$

鋼柱 (Steel Columns) 鋼柱の種々なる断面は第百二十五圖に示すが如し普通有りふれたる形鋼を種々組み合はせて種々なる形態のものとなすことを得べし(第一卷参照)

普通の大さを有するI形鋼板鋼又は山形鋼は之を求むるに易しと雖も他の形の

第百二十五圖



鋼柱及頭柱
鋼柱断面

はの速かに求むることを得ず設計者の意匠により特種の断面を要するとき若し其數夥多なるに於ては特に製造所にては其形を展製して供することあり然れども急を要する場合には直ちに之を得る能はざるなり

鋼を以て柱を構造するには之を堅實のものとなす事を主とするを以て凡て鐵材が断面の中心軸より成るべく遠きにある様にし且つ成るべく絞鉄の列數を少くなからしむる様に断面を設計するを可とす

第二百二十五圖 i に示す断面は亞米利加に於て多く用ひらるゝものにして之れに要する絞鉄は唯二列あるのみ然れども此場合には鐵材は割合に其断面の中央部に多し而して今鐵材を中心より遠き所に多からしめん爲め點線にて示すが如く二つの板鋼を附加するの要ありとす然るときは絞鉄の列數遙かに多くなるの不利あり。

同圖 J に示す断面は鐵材の量を經濟的に用ひたるものなり然れども之を他の材料と接合するには他の断面のものに比し遙かに困難なり

又同圖 l, m 及び n, o, p 等に示したる筋違材を入れたる者は特に輕き荷重を支ふ

るに必要なものなり筋違材としては普通厚さ四分の一吋にして、絞鉄打を爲すに足るべき幅のもの例へば絞鉄の直径に三倍する幅のものを用ふ

a より i に至る凡ての断面に於ては相當の間隔毎に肋鐵即ち「スチッフナー」を入れて用ふるを可とす

又た m より v に至るものは鋼板、山形鋼及び添板ガゼットプレートを以て柱頭及び礎盤を構成する方法を示したるものなり

鋼柱の設計、今高さ $30m$ にして $100m$ の荷重を支ふる柱の設計すべき必要ありとす而して又た其兩端は軸止めとなすか又は圓形振放となすものと假定す柱の断面の形狀は一は之に用ひらるゝ直径及び之れに必要な断面積に従ひ一は設計者の意匠に従ひて撰ぶべきなり其断面を定むるに當りては多くの試験によりて計算するを要す其手數を経ずして直ちに適當なる寸法のものを得べきものと思ふべからず

今第二百二十六圖に示すが如く $10m \times 25m$ なる工形鋼二つと $12m \times 20m$ なる鋼板二枚より成る断面のものをを用ふるものとす然るときは

$$\begin{aligned} \text{斷面積} &= 2 \times 8.82 + 2 \times 12 \times \frac{5}{8} \\ &= 17.64 + 15 = 32.64 \text{ 吋}^2 \end{aligned}$$

但し 8.82 は 10 × 5 なる工形鋼の斷面積なり

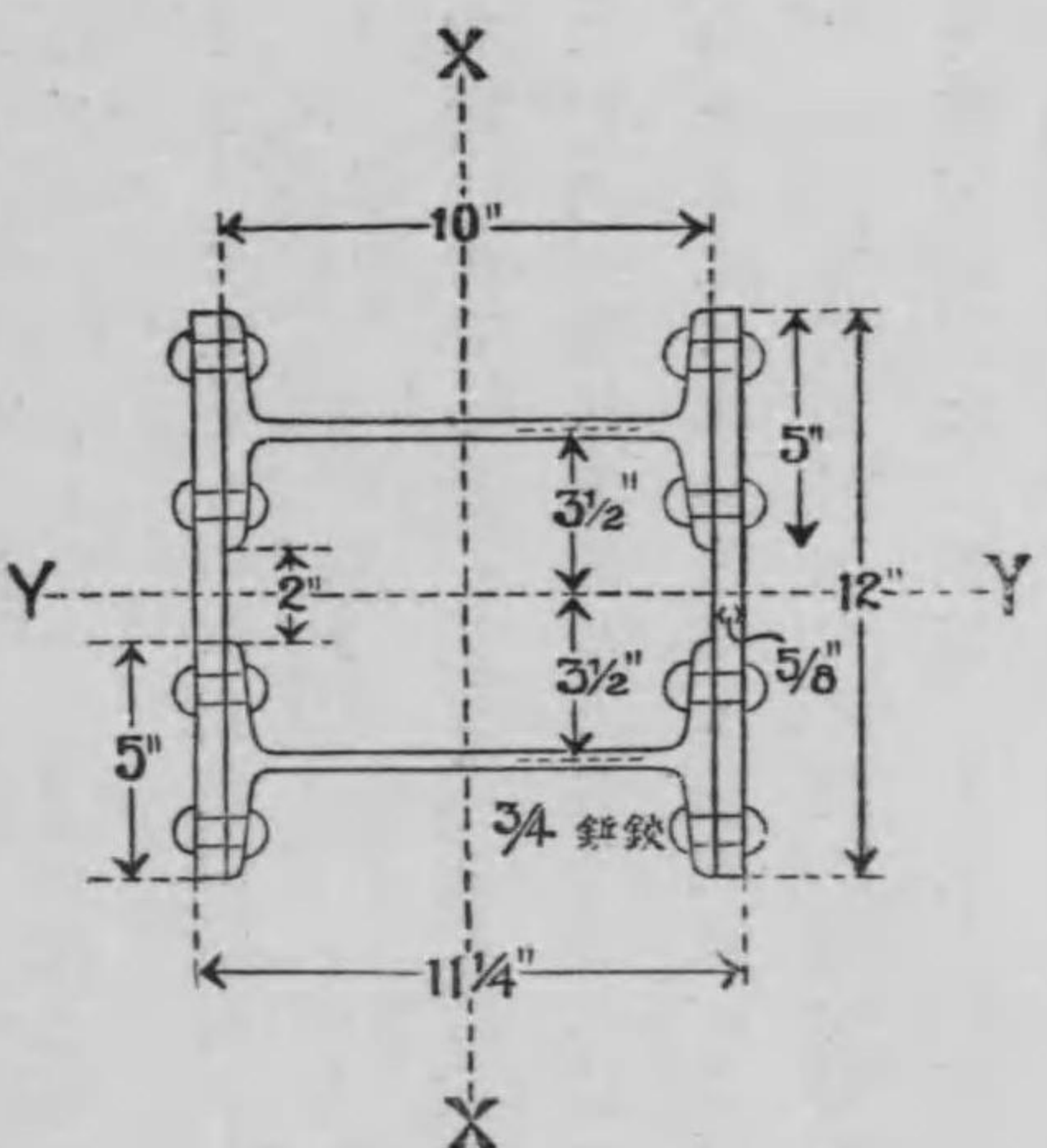
「ユルマン」氏法式によることは
極限荷重噸にて表はす)

$$\begin{aligned} &= \frac{fA}{1 + 4c \left(\frac{l}{r} \right)^2} = \frac{24 \times 22.94}{1 + \frac{4}{25} \times 50 \left(\frac{20 \times 12}{12} \right)^2} \\ &= 11 \text{ 噸} \end{aligned}$$

今 安全係數 = 5 とするときは
安全荷重 = $\frac{511}{5} = 102 \text{ 噸}$

此くの如く此法式によりて得たる結果は之れに信頼する能はず

第百二十六圖



環動半徑を見出すときは次の如し

$$Y \text{ Y 軸に對しては } I = 2(9.79 + 8.82 \times 3\frac{1}{2})^2 + 2 \times \frac{5 \times 12^3}{12}$$

$$= 307.62$$

Y Y 軸に對する環動半徑の自乗は

$$r^2 = \frac{I}{A} = \frac{307.62}{32.64} = 9.42$$

$$\therefore r = \sqrt{9.42} = 3.07 \text{ 吋}$$

又た X X 軸に對しては

$$I = 2I_1 + \frac{1}{12}(D^3 - d^3)$$

$$\text{但し此場合には } I_1 = 145.6$$

$$\therefore I = 2 \times 145.6 + \frac{1}{12}(11.25^3 - 10^3)$$

$$= 715$$

X X 軸に對する環動半徑の自乗は

$$r^2 = \frac{I}{A} = \frac{715}{32.64} = 21.9$$

$$\therefore r = \sqrt{21.9} = 4.68$$

此くの如く Y Y 軸に對する環動半徑は X X 軸に對するものに比し著しく小なり
故に我々は前者の値を取りて考ふるを要す

ランキン氏法式により

$$\begin{aligned} \text{極限荷重} &= \frac{fA}{1 + 4a\left(\frac{l}{r}\right)^2} = \frac{24 \times 32.64}{1 + \frac{4a}{8000} \left(\frac{20 \times 12}{3.07}\right)^2} \\ &= 519^{\text{噸}} \end{aligned}$$

而して 安全係數 = 5 とすれば

$$\text{安全荷重} = \frac{519}{5} = 104^{\text{噸}}$$

又たジョーンソン氏法式にるとせば

$$\begin{aligned} \text{一平方吋に於ける極限荷重(听にて表はす)} \\ &= 42,000 - 0.97 \left(\frac{l}{r}\right)^2 = 41,940 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \therefore \text{安全荷重(噸にて表はす)} &= \frac{41,940 \times 32.64}{2240 \times 5} \\ &= 122^{\text{噸}} \end{aligned}$$

前節の末尾に附したる表により

$$\frac{l}{r} = \frac{20 \times 12}{3.07} = 78.18$$

故に一平方吋に於ける安全荷重を 32.2 とせらるべからず

$$\therefore \text{完全荷重總量} = 32.64 \times 3.2 = 104\frac{1}{2}^{\text{噸}}$$

此結果によるときは安全係數を 4 として可なりさればクラックストン、フィドラー氏法式によると同様にして之れによるときは鋼の極限強度は小なる値となるべし故に今考へたる断面は其用ふる目的に對しては充分なる強さを有すること明かなり

絞鉄の直径は $\frac{h}{4}$ となし其距離は $\frac{h}{4}$ 又は $\frac{h}{2}$ となして可なり

中心外に荷重の加はる場合

$$\text{抵抗力率} = \frac{h}{y} = \frac{A r^2 f}{y}$$

今 W なる荷重が柱の中立軸より d なる距離に働くものとするときは其場合に生ずる曲能率は Wd なり

$$\therefore w d = \frac{A r^2 f}{y} \quad \therefore A = \frac{w d y}{r^2 f}$$

即ち曲能率に抵抗するがためには A なる面積を柱の断面に加ふべきことを要す然れども之れは正確なるものと云ふを得ず何となれば柱の屈曲によりて生ずる曲能率は同時に多少増加すべきを以てなり故に上の事柄は實際の場合に對して

は充分精確なるものなり

前に考へたる鋼柱の例に於て100^{kg}の荷重を加ふるの外尙ほ20^{kg}の荷重を其中立軸より $\frac{1}{2}$ の距離を加ふるものとす計算を行ふに當り一平方吋に於ける極限應力を σ_{lim} とし

又た安全係數を5とす然るときは

$$f = \frac{2}{3} = 4.8 \text{ (一平方吋に付き)}$$

なることを要す故に $A = \frac{wdv}{f \cdot f} = \frac{20 \times 5 \times 6}{9.42 \times 8} = 13 \text{ (平方吋)}$

rの値を一定のものとするときはAは曲能率に抵抗せんが爲め増加すべき面積なり然れども實際にはA丈けの面積を増加するの必要なし之れ斷面積を増加するに従てrの値は増加すればなり

爰に注意し置くべきは13^{平方吋}の面積を増加するの目的は20^{kg}の荷重を中心外に加へたるために生ずる曲能率に抵抗せしめんが爲めのみ此荷重自身の靜荷重に對しては別に考ふべきものとす。

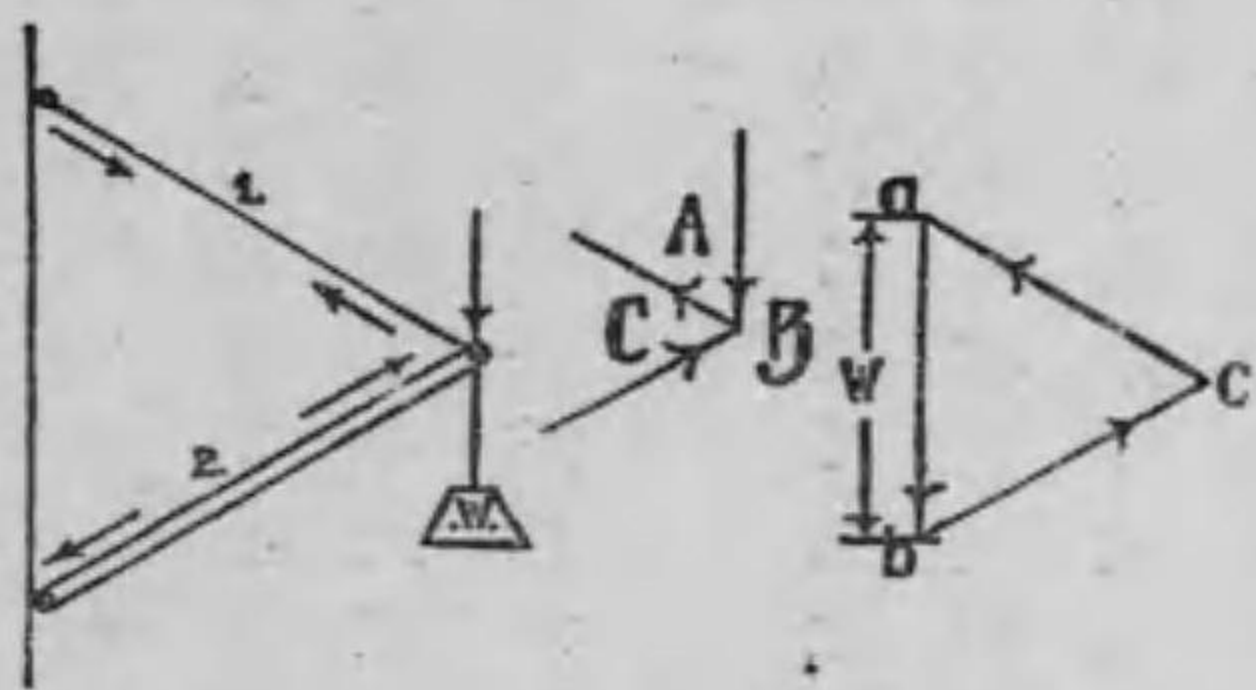
第一百十節 枠組構造物 Framed structures

荷重を支ふるに最も經濟的にして且安全なる方法と云ふべきは構造物の各構材をして直接張力又は壓力を受けしむる様に爲すに在り而して梁の中軸に對して材料の或る量は不必用のものとなることは避くべからざるなり而して中空ならざる梁腹を有する大梁に於ても亦然りとす就中前節に於けるが如く曲能率と直應張力との接合點は最も材料の不經濟を來たすを以て出來得る丈け之を避くるを可とす

枠組構造物に於ては之を適當に設計するときには外部より加はる集合力によりて生ずる應力は其構造物の各構材の方向に働く様になり此くして應力の方向を知るを得ば其應力の量は第一章に述べたる原理によりて見出す事を得べし
 第二百二十七圖に於ては二構材の一端を夫々堅固なる支承物に軸止めとなし他端を合せて互に軸止めとなし其端にWなる錘を支へたる様を示せり此場合にはWは下部の構材には直應壓力を生ぜしめ上部の構材に直應張力を生ぜしむる事明

かなり此くの如く1なる構材は張力を受く従て其二構材の接合點に對し外部に向ふ力を出す之に反して2なる構材は壓力を受く従て其接合點に向ふ力を出すべし其二つの力はWなる下方に向ふ力の分力なり今二構材の接合點に就き考ふるときは同圖の中央部に示す圖の如く三つの力が一點に働きて平衡を保ち居るを見るべし此圖に於てBC及びCAはABの分力なり而して今力の三角形の理を應用するときにはBC及びCAの大きさを見出す事を得べし此くの如く之に相應する力の三角形に於て W をABに平行に引きWの量に等しく計り取るべし又た BC 及び CA を夫々BC及びCAに平行に引き之を W に於て會せしむるときは其等の構材に於ける力の量を知る事を得べし安定の位置に在る構造物に於ては各構材は如何なる状態に接合せらるゝも夫々其接合點に力が働き居り其等の力は皆平衡を保ち居るなり故に力の三角形若くは力の多角形

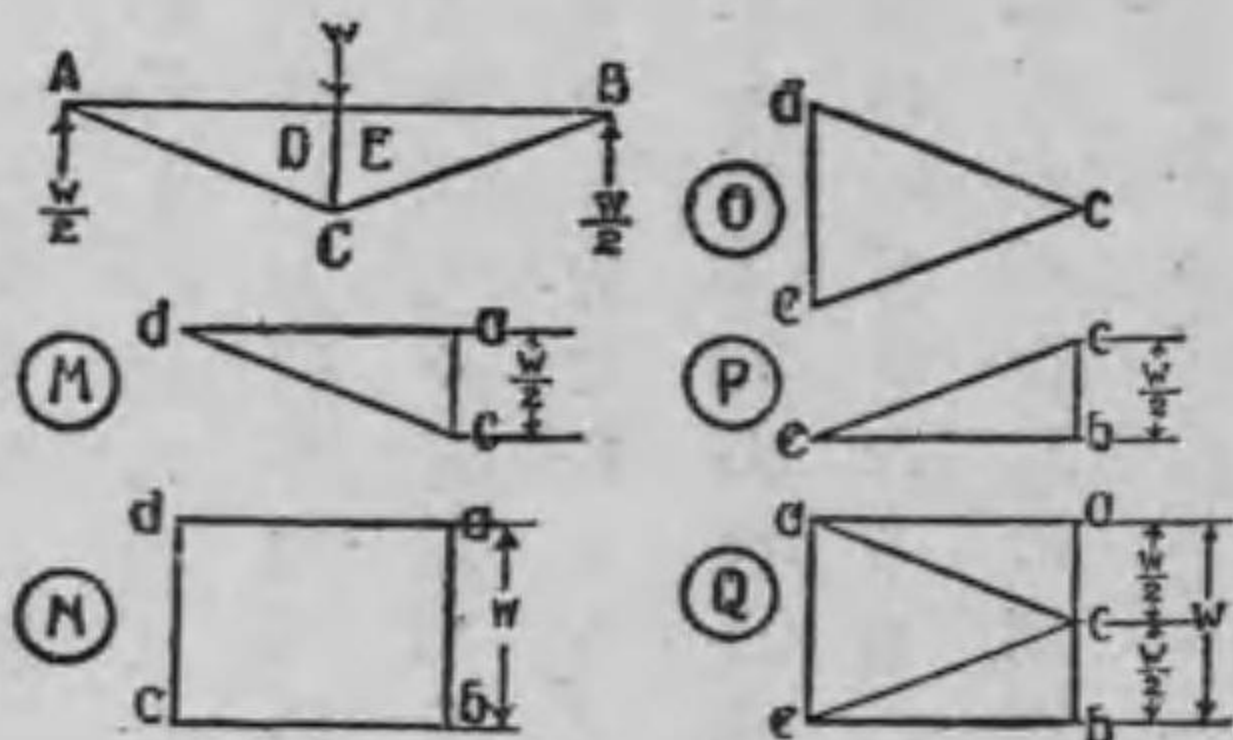
圖七十二百第



の理を常に應用する事を得るなり

枠組構造の簡單なる場合

圖八十二百第



前に述べたる如き理を今第二百二十八圖に於て圖式的に示したる如く組立梁(Trussed Beam)に生ずる應力を見出すために應用することを得べし爰に注意すべきは上に掲げたる圖式は凡て構造物の骨組を示すものにして各直線は各構材の中心軸を表はし壓力を受くる構材は特に太き線にて表はし又た張力を受くる構材は細き線にて示せり然れども實際には圖を精密ならしめんが爲め凡ての線は出來得る丈け細く引くを可とす又た各圖式を引くには成るべく便宜なる様大縮尺を用ふるを可とす圖式の空間に附する各符號は第十章に表はしたる如きものとなすべし

先づAなる接合點に就き考ふるときは第二百二十七圖に示したる如き場合を顛倒せるものに等し今 M を以て W を表はす様に引き又た N 及び O を夫々AD及びCD

に平行に引くときは其等の構材に於ける應力を見出すことを得べし(M)に示すもの之れなり次にwなる荷重の加はる直下の接合點に就き考ふるときはDAは壓力を受くるを以て接合點に向ふ力を生ず而して其力は既に(M)に於て見出したる如くwに等し(N)圖に於てwを引き又たwをwに平行に且つ之れに等しく引くべし然るときは力の多角形の理によりBE及びEDに於ける應力はBE及びEDに平行線を引くときは夫々w及びwなることを知るべし而してDEは其上方に直接働く重量に等しき壓力を受くることを見るべし

同様にしてCなる接合點に働く應力はO圖に示すが如くにして見出さる但しOは(N)圖に於て得たるものなり又たBなる接合點に於ける應力は(P)に示すが如し之を以て或接合點の周圍の應力は二つ以上の未知なるものなき場合には之を見出し得らるゝこと明かなり

各接合點に對して夫々別箇の圖式を畫かざるも之を一纏めとなして一圖式と爲し以て大に簡便ならしめ且つ精確ならしむることを得べし即ち(Q)に示したるは(M)(N)(O)及び(P)を合せ引き簡單にしたるものなり

示力圖式の引き方 次に示すが如き方法に依るときは枠組構造物に關する大低の諸問題は之を精確に解することを得べし今第二百二十九圖に示すが如き二つの束を入れたる組立梁を考へ之れが解法を示さん

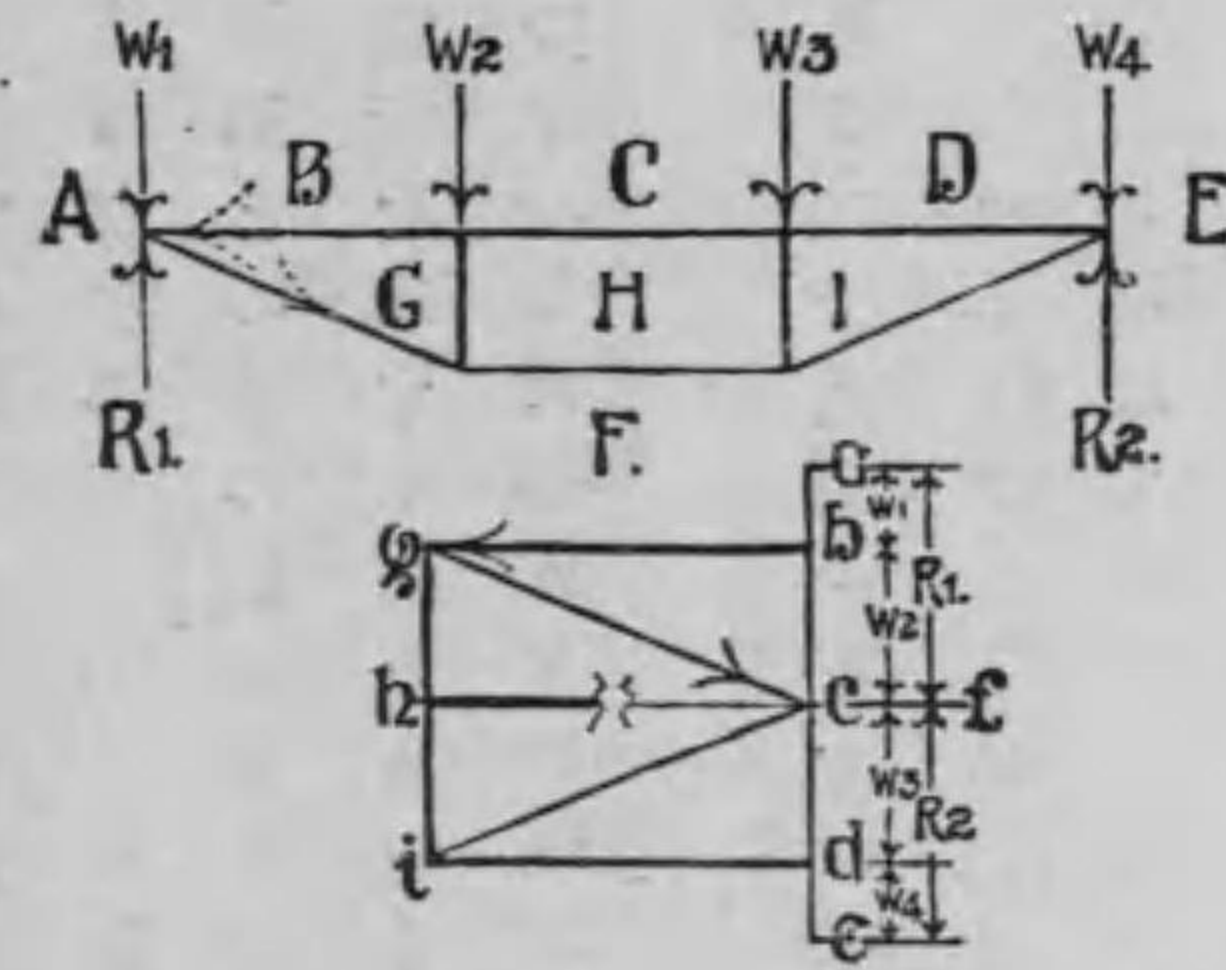
(1) 外部より加はる力と力との間の空所には凡て符號を附すべし但し w_1 なる外力 R_1 なる反働との間の於けるものより初めAと附すべしFは R_1 、 R_2 なる二つの反働の間の空所を示すものなり又た枠組の内部に於ても夫々G、H、I等と順を遂ふて符號を附すべし此圖式を枠組圖式(Frame diagram)又は空間圖式(Space Diagram)と稱す

(2) 次に第二百二十九圖の下方に示すが如く梁に働く各荷重を荷重線上に縮尺を以て計り取り夫々a、b、c、d、e等の符號を附すべし即ちAとBとの間の荷重は縮尺に従ひてgなる線にて示さるゝものとし之をAとBとの間の w_1 が下方に向て垂直に働くと同様に下方に向けて垂直に引くべし次にBとCとの間CとDはの間等との如く時計の廻はる方向に従ひて進みgなる反働を計り取り最後に荷重線上にhなる反働を引くときはhなる出發點に回歸するに至るべし

(3) 何れの接合点より初むるも可なるべしと雖も左方の接合点若くは二つ以上の未知なる力があらざる接合点より初むるを可とす而して力の三角形又は多角形を作るべし此く今Aに於ける接合点より初め

響を有せず而して直接にR₁なる反働に相對するなり故に即ちw₁なる荷重丈け少き反働が此點に於て此構造に働くべき總外力と見做すことを得べし

圖九十二百第



時針の廻はる方向に從て各接合點に働く荷重の大きを見るべし即ちR₁なる反働は前に示すが如くなる荷重線にて表はさるゝが如く又たw₁はなる線にて表はさるゝが如し次に及びに於ける二つの力は夫々之れに平行して及びなる線を引きて以て見出すことを得べし何れの接合點に於ても其の力の多角形は終に其出發點に回歸して閉合すべきものなりw₁なる力は此枠組構造に對しては何等の影

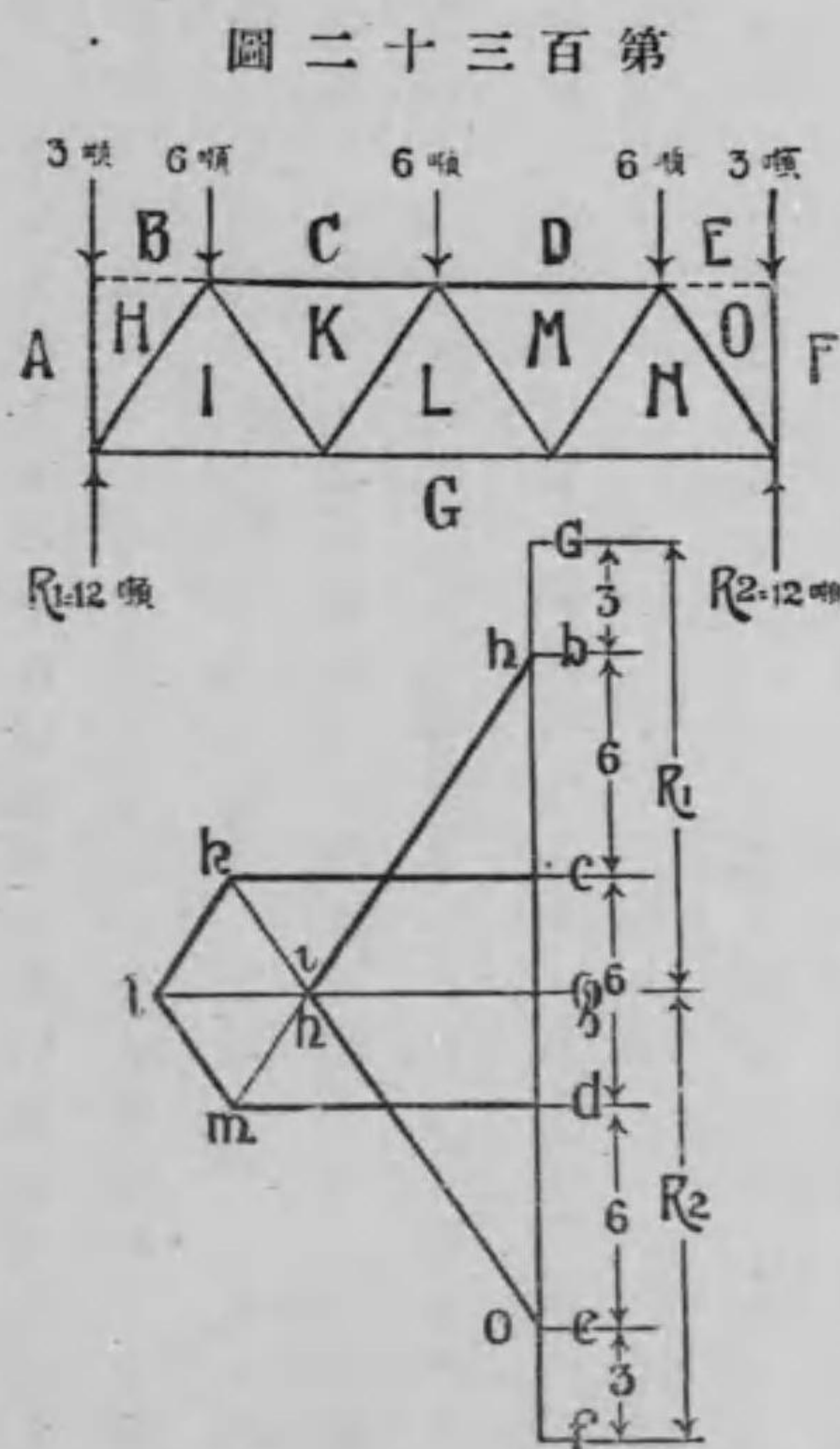
次にw₂の働く直下の接合點に就き考ふるにに於ける應力とw₃なる荷重は既に示力圖式にて見出したる如く夫々及びなり而して及びに於ける應力はなる多角形を完成するときは見出すことを得べし及び及びは凡て壓力を受くるを見るべし順を遂ふて各接合點に就き此法を續け行ひ以て凡ての構材に於ける應力を見出すべし

各力の方向は空間圖式に於て時針の廻轉する方向に從て符號を讀むと同様に示力圖式に於て符號を讀むときは直ちに知らるべし例へば今Aなる左端の接合點に就き考ふるにに於ける應力はなる方向に働くものにして右方より左方向に矢にて示すが故し此矢の方向と同じく空間圖式に於て之れに相應する線上に點線にて矢を畫くときは間の力は其接合點に向て働くを知るべく又たなる構材は壓力を受くるものなることを見るべしに於ける應力はなる方向即ち左より右に向て働くを見るべし而して點線にて畫きたる矢の方向にて見る如くなる構材はAなる接合點に對して外方に引かるゝが如き張力を受くるを知るべし

又た此方法を各接合點に就き順を遂ふて續け行ふべし或一つの接合點に就きて考ふるには時計の回轉する方向に従ひ他の接合點に關係なくして力の關係を知るを得べし故に今 w_1 なる荷重の直下なる接合點に於ては空間の次序を知るには $ABGF$ と讀めば可なり又た力の方向を定むべき示力圖式に於ける次序は亦た $BCDE$ と讀めば可なり又た G と H との間に於ける東の下方の接合點に就き考ふるに空間の時針方向の次序は $GHEFG$ にして又た其示力圖式に於ける次序は $GHFG$ なり力は g より h より g に向て働くと以て G と H との間なる線上に之れに相應して點線にて矢を畫くときは下方に向くべし即ち今考へたる接合點に向て力は働くべし此結果たるや G と H の間なる構材は壓力を受け又た此接合點に働く他の力は之れより他に向て働くべく從て其等の構材は皆張力を受くべきを示すべし組立梁 (Truss Beam) 適當に枠組したる構造物に於ては矩形の圖式は決して表はれ來らず而して此かる空所は三角形に分ちて考へ得らるゝなり之を以て第二百二十九圖に示す構造は眞正なる枠組の場合に表はさるゝを知る示力圖式を引くに當り w^2 と w^3 とは相等しと假定せり然れども若し此兩者相等しからざる場

合若くは w^3 を全然取り去りたる場合には DE 及び FE なる二つの繋ぎ ($Truss$) は一直線上にならんとする傾を生ず之れがため DE なる束を上方に突き上げ從て DE 及び DI に曲能率を生ずる結果となる故に第三百十圖に示すが如く H なる矩形内には筋違 (Brace) を入れざるべからず然るときは其場合の示力圖式は同圖の下方に示すが如きものとなる又た若し二つの束の上に加はる荷重が相等しとするも偶然他の荷重が加はるによりて兩者均等を失することあり之を以て此中央の矩形内には第三百十一圖に示すが如く常に二つの筋違を交叉して入れ以て兩端の何れか一方より偶然に加はり來る荷重に對して備ふるを可とす此事は木材を以て構成したる梁の場合に應用するを得ず何となれば此場合には此曲能率に抵抗すべき多くの材料を備けるを常とすればなり若し DE 及び KL なる二構材が其斷面大にして之れに加ふる荷重が平等なるときは兩者は共に束の如き作用をなし以て GH 及び LM なる束の受くる荷重を減ぜしむるものなり然れども之れ素より筋違を用ふるの目的にあらず又た筋違は斷面少なる材料より成るを以て其壓力に對する抵抗は全くなきものとして考へざるべからず故に此の場合に於ける示力圖式は第

を枠組圖式の下方に示せり先づ左方の端より初めABの下なる接合點を見るに只二つの未知構材あるのみ此點に對し示て力圖式を引くときはHAには其上部に加はる荷重の量に等しき應壓力を生ずるを見るべし之に反してBHには全く應力を



生ぜず而して之を圖式に於て點線を以て表はせり此結果は甚だ明かなることにして圖式を引くに當りてはR₁なる反働の直上なる接合點より直ちに初むるを得べし

第百三十三圖は第百三十二圖に示せると同形の梁

材にして下方の桁に沿ふ各接合點に荷重を加へたる場合なり1及び2なる二つの構材には應力を生ぜざること明らかなり何となればR₁により1なる構材に及

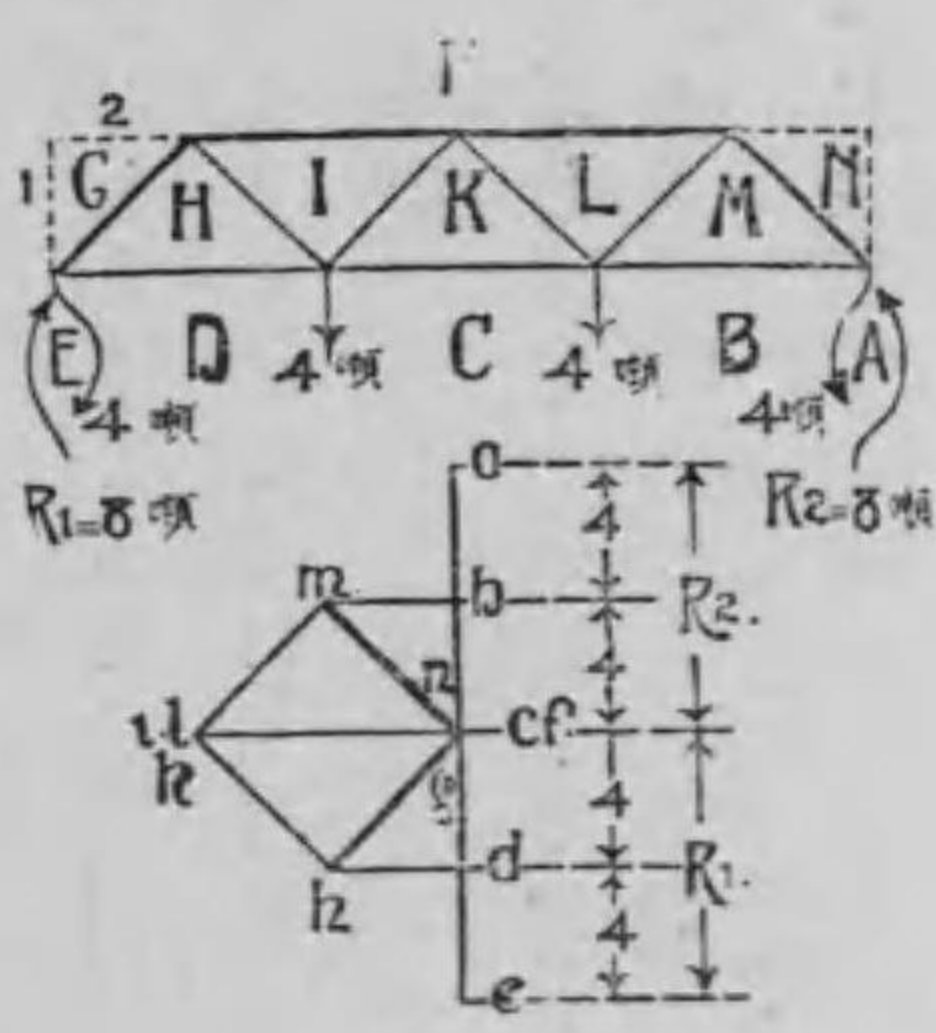
ぼすの推力(P_{push})は只2なる構材が彎曲に對する抵抗と相會するのみなればなり然れども2なる構材は其右方の接合點に於ては彎曲に對する抵抗を少しも有せざるものと假定さる故に此等二つの構材は何れの反働にも抵抗せざるものなることを見るべし從て此二者は共に全く此構造より除き去るも可なり此點に就き此く決定したるを以て示力圖式を引くにはR₁なる反働の直上なる接合點より初めて可なり此接合點に於ては二つの未知力あり圖式を引くに當りIk及びKLなる二つの構材には何等の應力なきを見るべし然れども之れ此梁材に加はる荷重が中心に對して左右相對なる場合に限ることなり今の場合に用ひたる符號は從來の場合と少しく異なるを見るべし要するに之れ時計の方向を迫ふて符號を附せんが爲めに生ぜる結果のみ尙ほ又た此梁材の兩端に加はる荷重と反働を表はす線は荷重線と反働線との間に符號を入るべきため曲線を以て表はせり

第百三十四圖に示す梁材は第百三十三圖に示す梁材と同形のものなれども只其筋違材は第百三十三圖の場合を顛倒せる場合なり此場合にはFEなる構材はR₁なる反働の量に等しき壓力を受く然れどもFOなる構材には應力を生ずることなし

其示力圖式を前と同じ方法によりて畫くときは同圖の下方に示すが如し此場合を第百三十二圖に示す場合と比較し見るを可とす

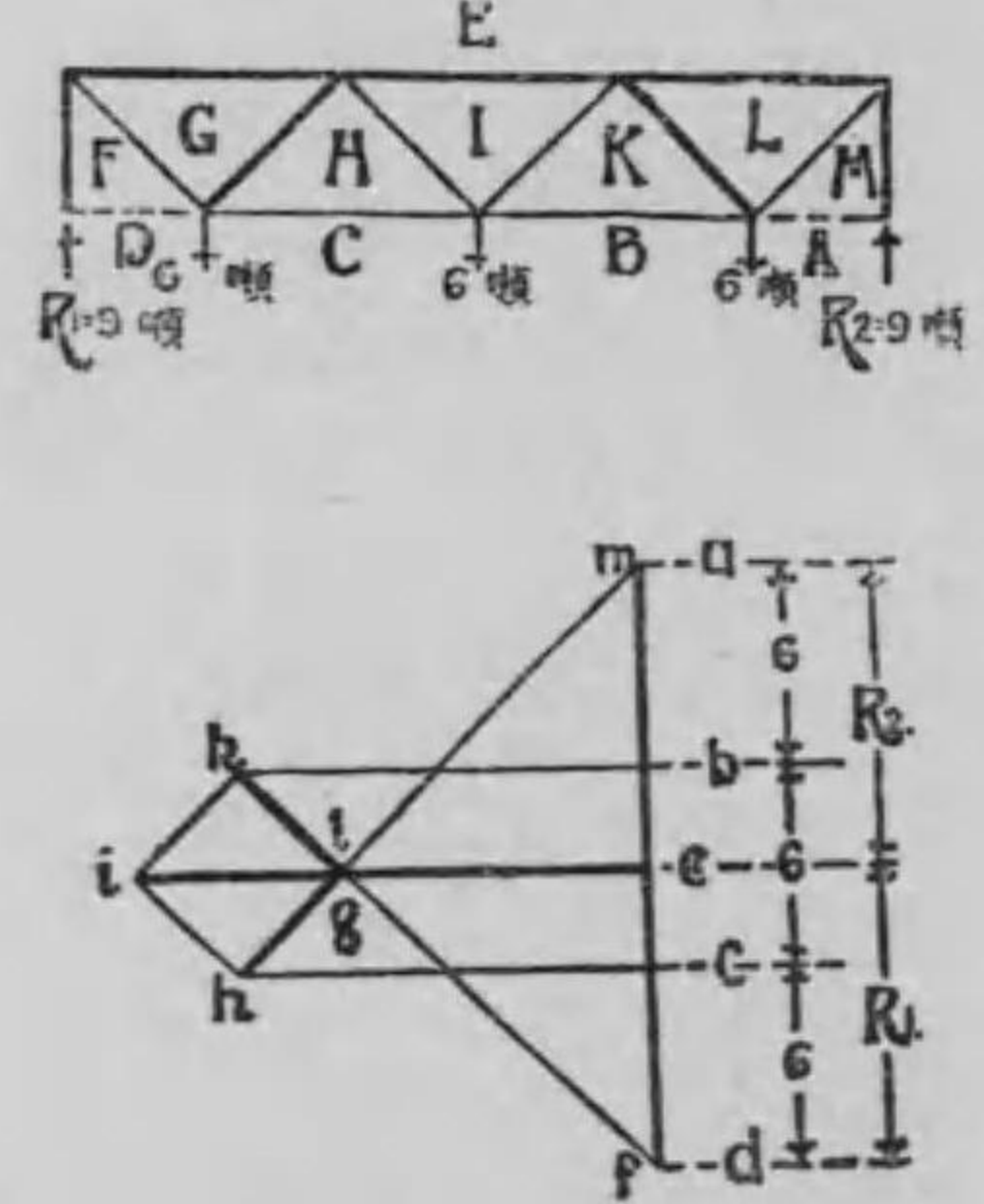
格子組大梁 (Composite Warren Girders) 第百三十五圖は第百三十三圖及び第百三十

圖三十三百第



四圖に示したる二つの形を單に合成して一つの梁材と爲したる形を示すものなり
 二者を合成したる結果を特に大ならしめんが爲め其等二つの場合に假定したる荷量を此場合には凡て加ふることゝす然るときは各筋違材には第百三十三圖及び第百三十四圖に於て之れに相應する各筋違材に於けるものと同じ大きさの應力を生ず然れども此場合には上下の桁に生ずる應力は前二圖に於て夫々之に相應する二つの桁に於ける應力の和に等しきものなり
 左方なる反働に就きて示力圖式を引くときは三つの未知構材を見出すことを得

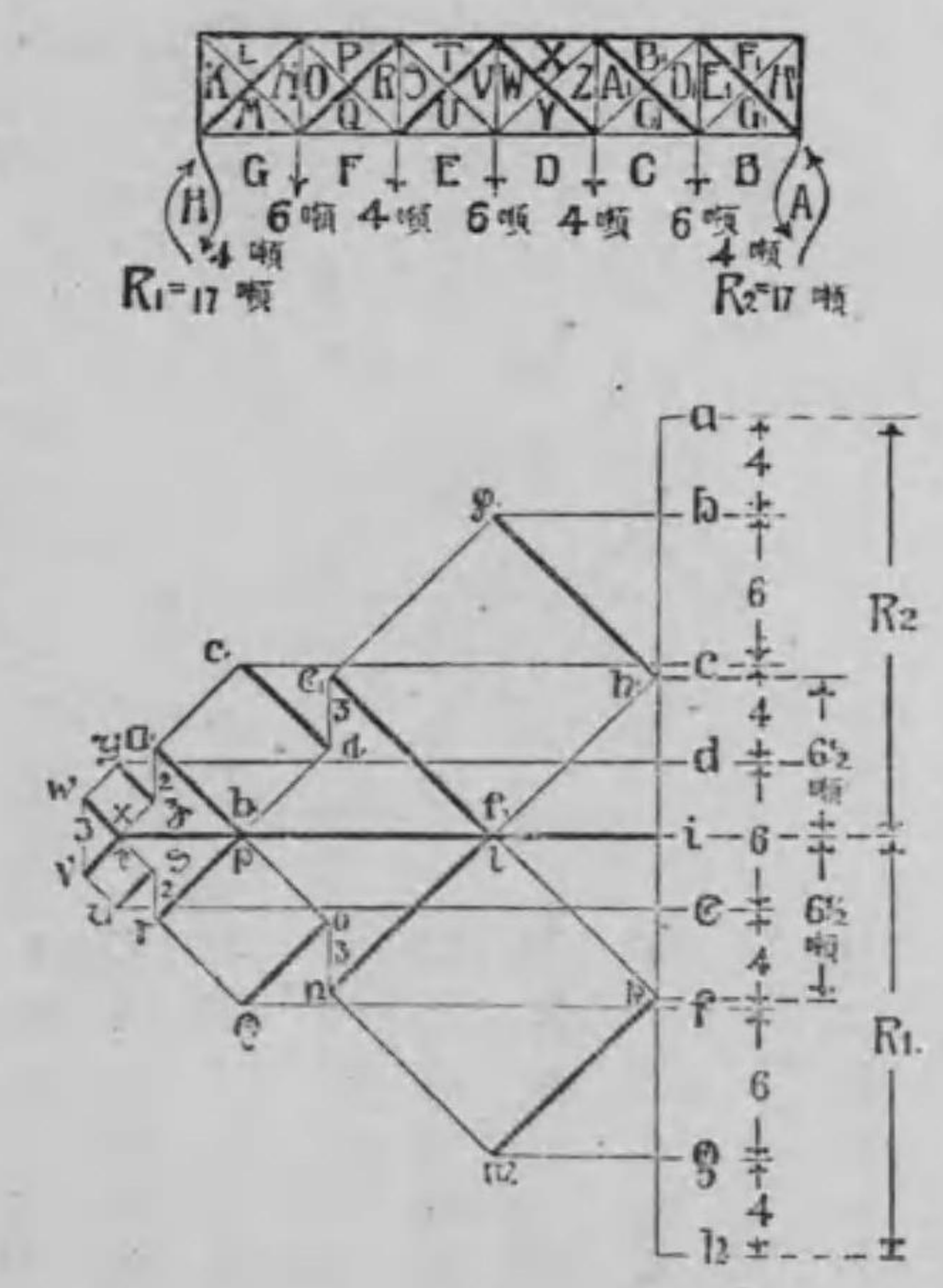
圖四十三百第



べし次に垂直構材に於ける應力を定めざるべからず之を定むるため梁材を第百三十三圖及び第百三十四圖に示す如き各部分に分ちて考ふべし即ち R_1 なる反働の中何れ丈けが其の部分の梁材より生ずるもの即ち筋違材が垂直束の上端に會する所に加はる荷量によりて生ずべきものなりやを見出すの要あり然るときは此束は其範圍内にては應壓力を受け居ることを知るべし何となれば第百三十三圖にて知る如く垂直構材の下方に筋違材を連結するときは其部分にては此垂直構材に應力を生ぜざるを以てなは各違材に於け筋る應力は示力圖式に於て二回宛表はされ居るを見るべし例へばKMとLNは一構材を表はすものなり他の筋違材に就きても亦同様なり示力圖式によりて測定するときはLN, OT, TU等に於ける各應力は第百三十三圖のGH, HI, IK, KL等に於けるものと

同様なり又た MN, NP, ST, TV 等に於ける各應力は第百三十四圖の FG, GH, HI, IK 等に於けるものと同様なり而して OI に於ける應力は第百三十三圖の IF に於ける應力と第百

圖五十三百第



三十四圖の GE に於ける應力との和に等し桁の他の部分に於ても亦た同様なり若し梁材が第百三十六圖に示すが如くに荷量を受くる場合と全く同様なり而して第百三十四圖の各部に相當する部分には何れも應力を生ぜざるなり

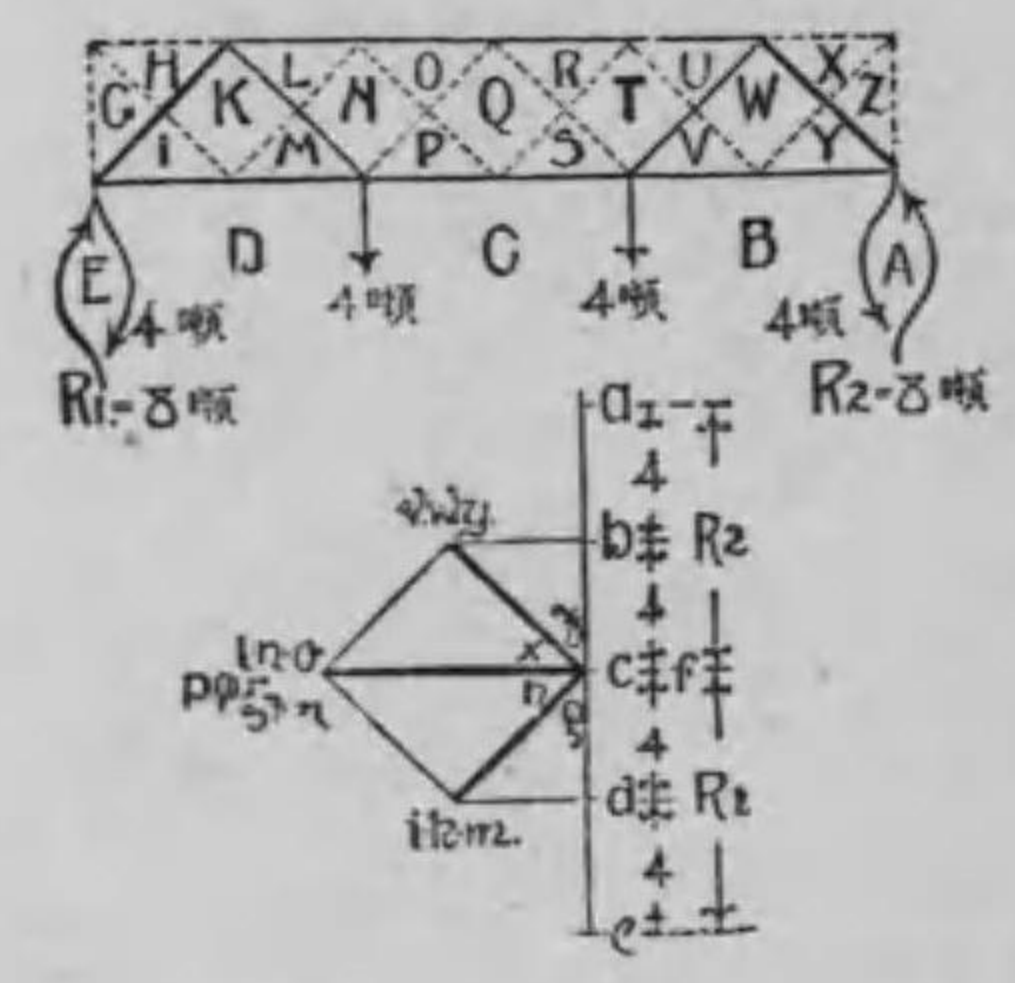
二五〇

垂直構材を有する格子組大梁、

(Composite Warren Trusses With Vertical Members) 梁材の各格間に垂直構材を附加する

ときは二つの部材を互に連結する事を得而して各荷重の及ぼす結果は此兩者に平等に分たるべし第百三十七圖に示すが如く荷重の直上なる各垂直構材は上方の桁に各四噸なる荷重の二分の一を傳ふべし換言すれば其等の垂直構材は二噸

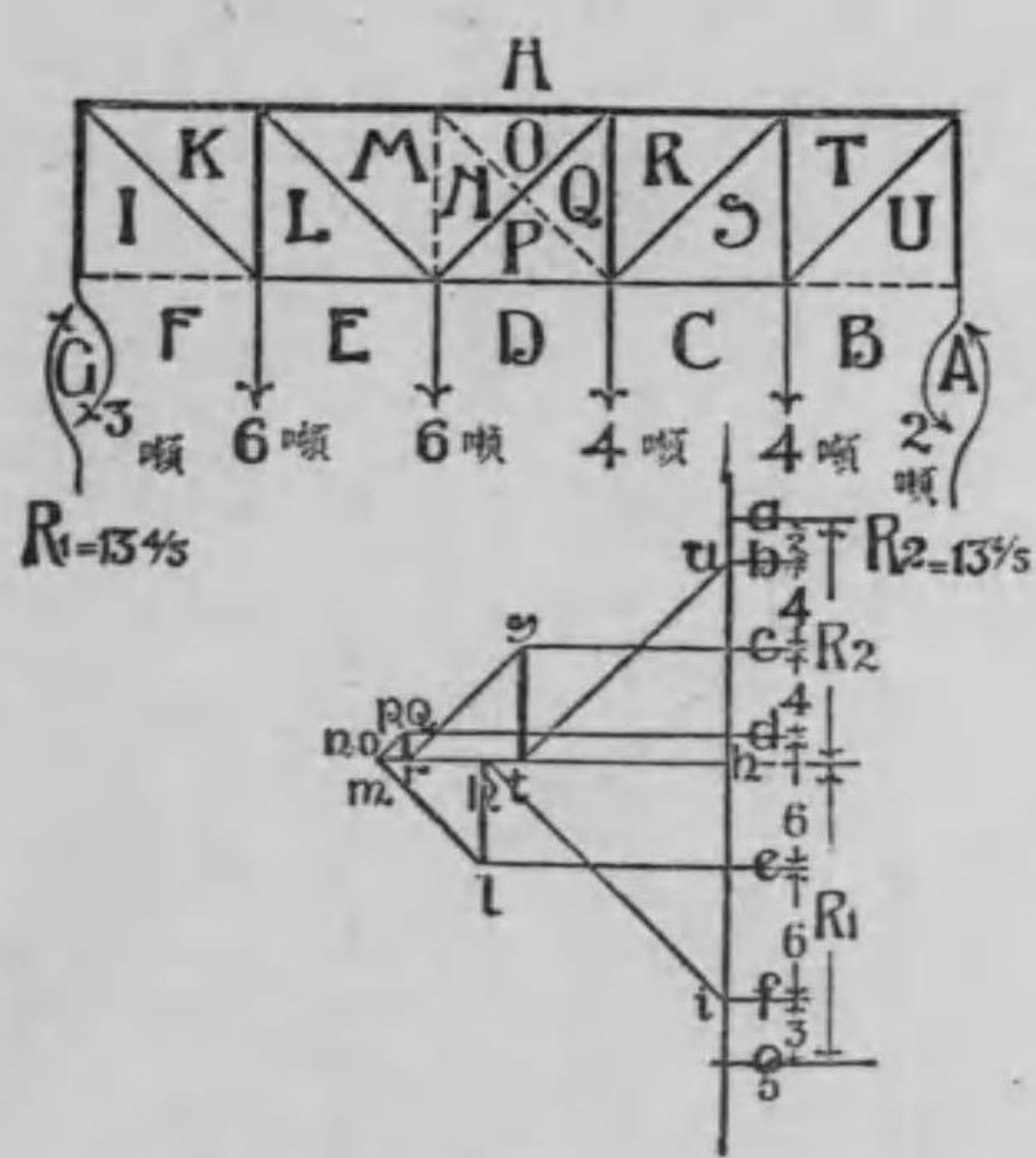
圖六十三百第



に等しき應張力を受くべし其荷重は直接垂直構材に加はるものと見るも可なり而して兩端に於ける組立は左右相對なるを以て此梁材の二つの部材の間に其荷重を分與すべきこと明かなり又た其下に荷重を有せざる垂直構材には應力を生ずることなし第百三十八圖に示すは第百三十四圖に示したると同様に荷重を受くる梁材にして各荷量は上下の桁に於ける架構の間に分たれ又た梁材の兩端に於けるものを除くの外各垂直材は其下方に加はる荷量の二分の一に等しき應張力を受く兩端に於ける垂直材は何れも此梁材に及ぼす反働の二分の一に等しき應壓力を受く此兩端に於ける四噸なる荷量は只反働に抗するのみに

方法を注意して應用する時は示力圖式を畫くに難からざるなり既に述べたるが如く示力圖式に於て垂直構材に於ける應力を引くには之を縮尺に従て計り取るべきものとす今の場合には下方の桁に於て最大なる荷量を受くるもの外垂直構材は何れも應壓力を受くるを見るべし兩端に相等しき荷量を受くる垂直構材には應力を生ぜず換言すれば大き等しくして方向の相反する二つの應力が生じて互に消し合ふなり

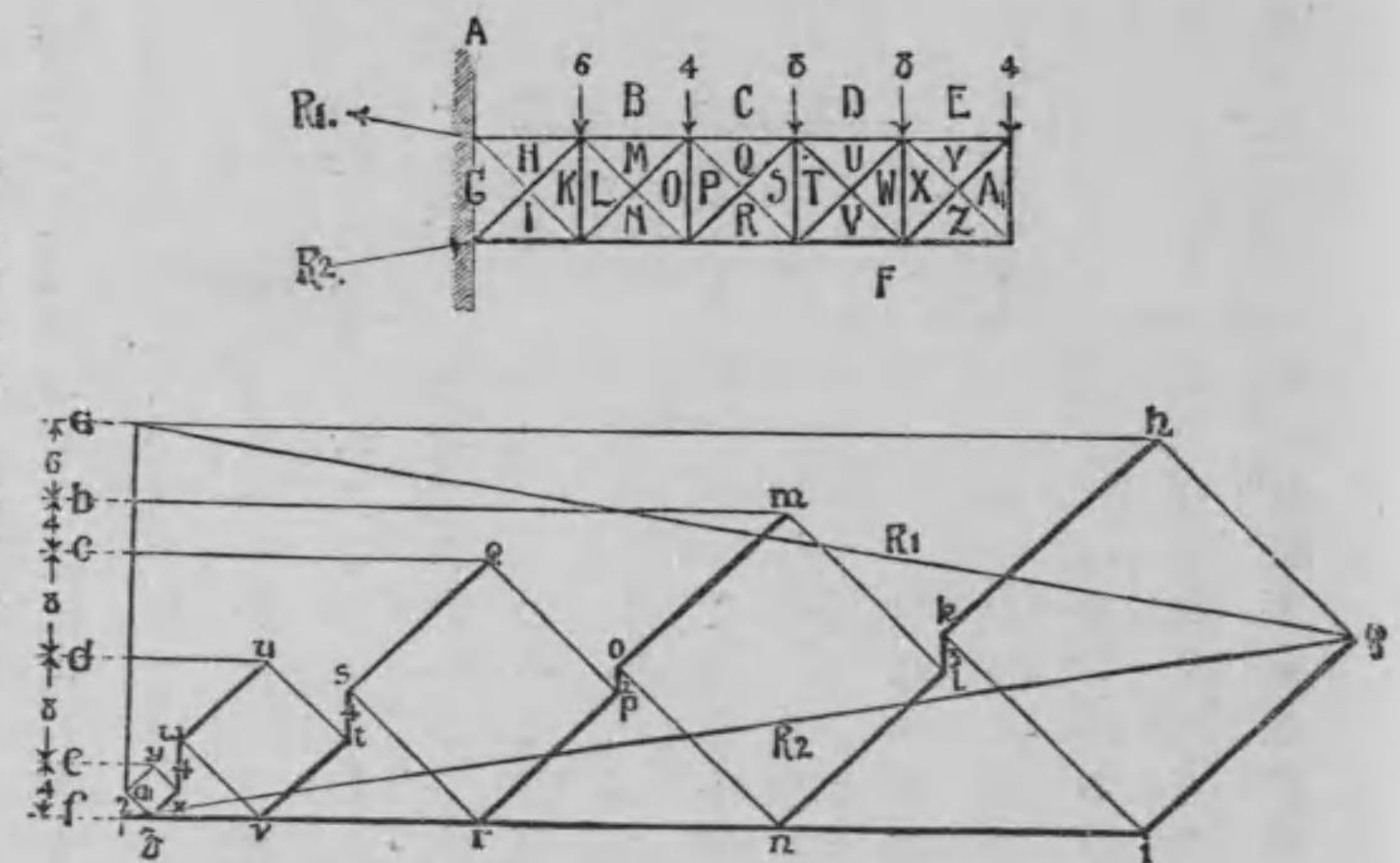
圖十四百第



リンヴェル梁材 (Timber Girder) 第四百十圖に示したるは第三百三十圖に於ける

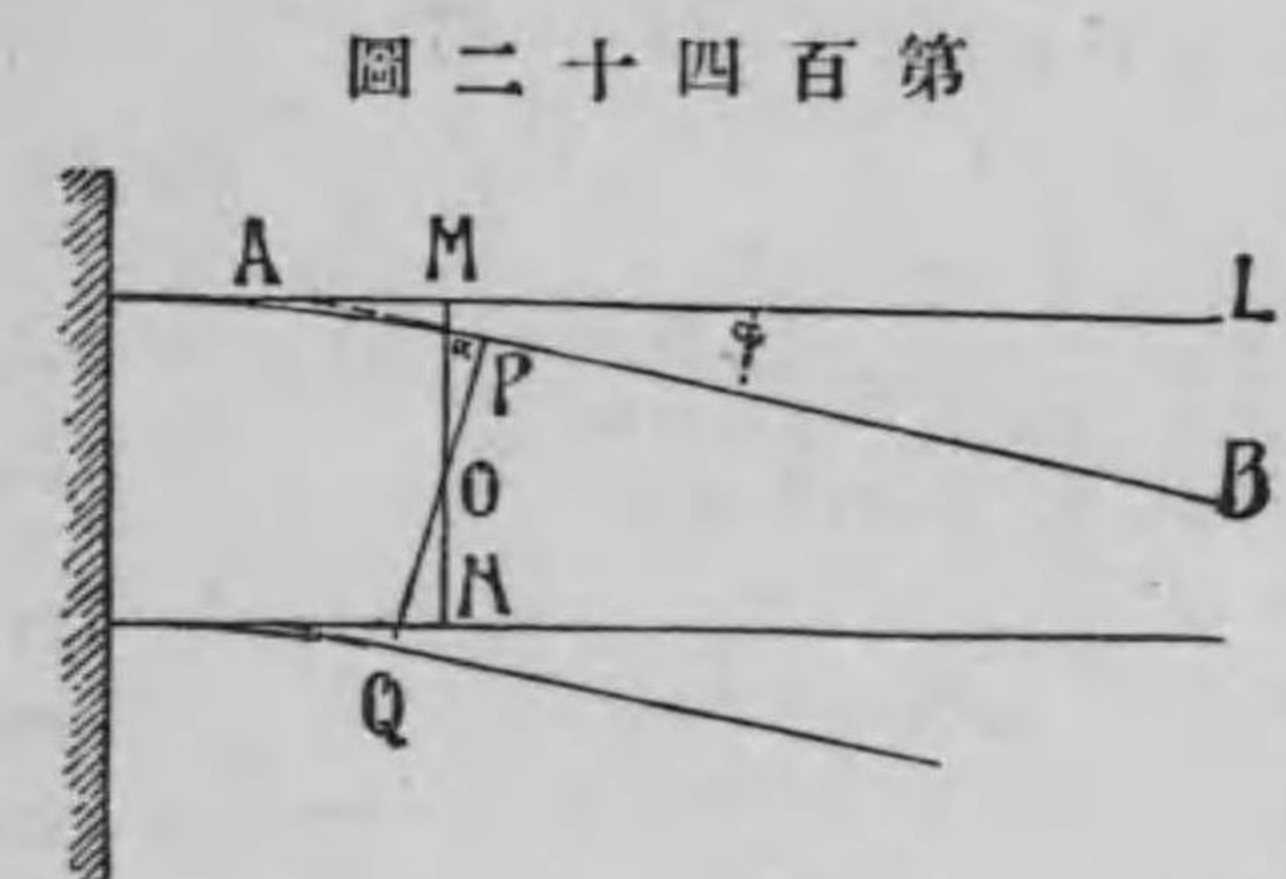
組立梁の場合を少しく敷衍したるものと見做し得べき一種の梁梁なり今圖に示すが如く其下方の桁に荷量を加へたるものとし其示力圖式を求むれば同圖下方

圖一十四百第



に示すが如し其應壓梁腹材は凡て垂直枝束の形となすを得策とす然る時は或る與へられたる「セイ」の梁材に對しては其長さ極小のものとなるなり筋違材は凡て繋ぎとして入れたるものなり故に若し示力圖式を引くに當り應壓力を受くる筋違材の表はれたる際には其抵抗は全く無きものとして考へざるべからず而して此梁材の中央格間に示すが如く副筋違材を必要とす此形の梁材の諸種の變形は大橋梁工事に廣く應用せらるゝものなり且又往々固定靜荷量を支ふる輕き橋梁にも應用せらる然れども小なる梁間の輕き橋梁にして之に加は

る活荷量が其橋梁の静荷量に比し著く大なる場合には此形の梁材は適當ならず
 彎曲 (Deflection) 組立てたる梁材に關して其彎曲の状を知らんには次の如くにして
 講究するを簡便とす今事を大に簡易ならしむるため第四百十一圖に示すが如き
 舷木の場合を取りて考ふるものとし上圖に示すが如き荷量が加はるものとし先
 づ右端より示力式圖を引き初むるときは F_{01} なる構材は其上に加はる荷量の二分

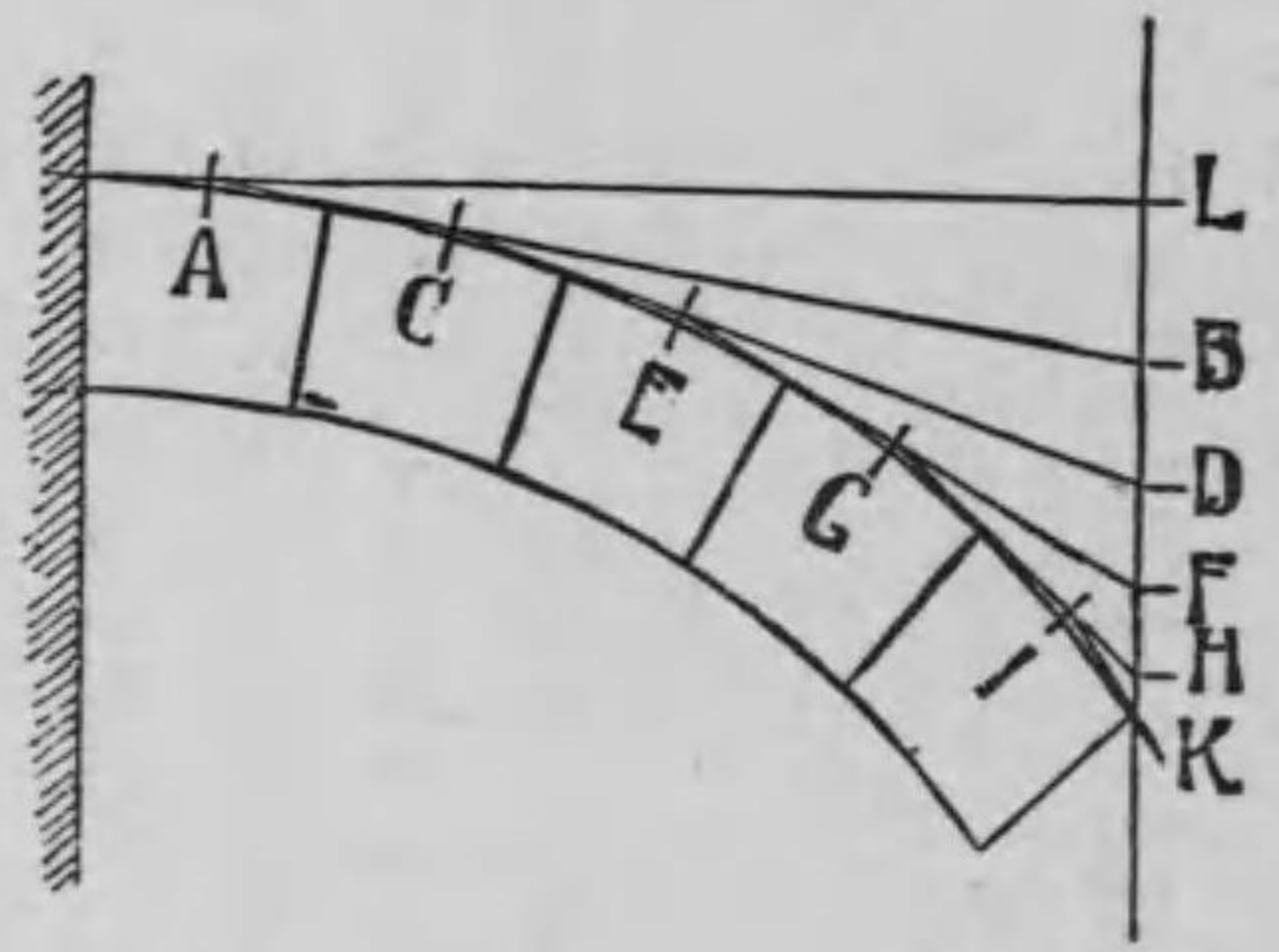


圖二十四百第

の一に等しき應壓力を受くるを知る示力圖式を完成
 し ga 及び gf を引くときは R_1 及び R_2 なる反働を見出す
 ことを得べし

第四百十二圖に示すが如く此梁材の第壹番目の格間
 を取りて考ふる時は梁腹材は彎曲によりて影響を蒙
 るること甚だ小きを知るべし故に實際に當りては之
 を考ふるの要なきなり故に若し r_1 を上下兩桁に於る
 應力度とし (若し兩桁の應力相等しからざるときは其
 平均應力度を取るものとす) 又た r_2 を今考ふる部分の

圖三十四百第



長さとするれば上部羽縁の伸張及び下部羽縁の減縮は $\frac{f_{N1}}{E}$ に等し故に此格間の受
 くる變形を過大して示せば圖の如し而して他の部分は此屈撓の爲め傾斜をなす
 べし其傾斜の方向は第壹番目の格間の屈撓曲線上 P 點に於ける切線 AB にて表は
 ざる又た垂直構材 MN の位置は變じて PQ となる MN は AL に垂直にして PQ は AB に垂直
 なるを以て $\angle LAB = \angle MOP = \alpha$ なり

然る時は $\text{Tanz} = \text{羽縁の伸張又は減縮} + OP$

$$\frac{f_{N1}}{EY}$$

$$\text{但し } y = \frac{d}{2} = OP$$

故に第四百十三圖に示す梁の端に於ける彎曲 LB
 は第一番目の格間の屈撓に依りて生ずるもの
 して其量は

$$AL, \text{tanz} = AL \frac{f_{N1}}{EY}$$

又た BD なる撓曲は第二番目格間の屈撓によりて
 生ずるものにして其量は

荷重 $\frac{f_s x^2}{EY}$ と同様なり但し

f_s は第二番目の格間の羽縁に於ける應力度にして x_2 は此格間の羽縁の長さなり故に腋木の端に於ける彎曲總量は

$$AL \frac{f_s x_1}{EY} + CB \frac{f_s x_2}{EY} + ED \frac{f_s x_3}{EY} + \dots$$

今若し此腋木の各格間に於ける f と x と値を同一なりとすれば彎曲の量は

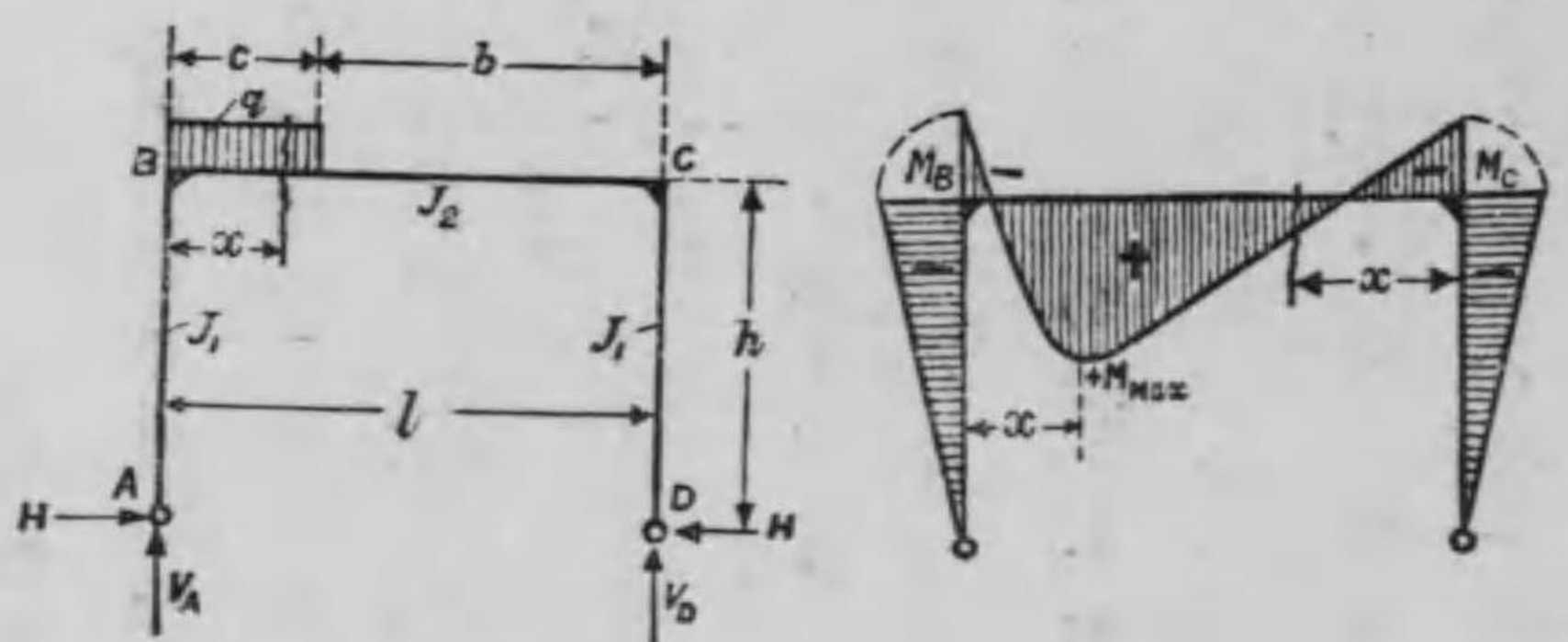
$$\frac{f_s x_1}{EY} (AL + CB + ED + \dots)$$

$$\therefore \text{彎曲總量} = \frac{1}{2} \frac{f_s l^2}{EY}$$

第百十一節 剛節架構 (Rigid Frame Structure.)

鐵骨又は鐵筋コンクリート構造を設計計算する場合從來は木造建築の場合と同様に柱、梁、小屋組等を各自個々獨立したるものと想像し其各が外力に個々の物として抵抗することとして計算したれども近來は各接手が比較的剛節になし得ると考へらるゝ結果建築物全體が一つの物として外力に抵抗するとして計算する様になれり、即ち建築物全體又は其一部分を一架構として取扱ふなり。此事柄は

第百四十四圖



計算方法の一大進歩にして從來建築物に垂直荷重 (Vertical Load) のみが働くものとして強度計算をなしたるものが地震又は風壓の如き横力 (Horizontal Load) を豫想して加算し耐震耐風の建築物を建築し得るなり
一柱と梁は固定せられ柱脚の軸止の場合
第百四十四圖の如くB點に近く梁間の一部分に等分荷重の掛る場合に各接合點に起る應剪力度及曲能率を求むる法式は次の如し

- M_AA點の曲能率
- M_BB點の曲能率
- M_CC點の曲能率
- M_DD點の曲能率
- H.....横力
- K.....剛比
- V_AA點の應剪力度

V_D ………D點の應剪力度

然る時は $V_A = \frac{qc}{2l}(2l-c)$

$$V_D = \frac{qc^2}{2l}$$

$$H = \frac{qc^2}{4hl} \cdot \frac{3l-2c}{2k+3}$$

但し $K = \frac{J_2}{J_1} \cdot \frac{h}{l}$

J_1 及 J_2 は各柱及梁の断面の二次率

q は等布荷重にして“□”にて表はす

$$M_A = M_D = 0$$

$$M_B = M_C = -\frac{qc^2}{4l} \cdot \frac{3l-2c}{2k+3}$$

BC梁に於てB點より任意の距離 x の曲率率は

Oなる部分に對して

$$M_x = V_A x - \frac{qx^2}{2} + M_B \dots \dots (x \text{はB支點より測る場合})$$

bなる部分に對して

$$M_x = V_D x + M_C \dots \dots (x \text{はC支點より測る場合})$$

q なる等布荷重が此架構に最大に働く點

$$x = \frac{c}{2l}(2l-c) \dots \dots (x \text{はB支點より測る場合})$$

而して最大曲率率は

$$+ M_{max} = + \frac{qc^3}{8l^2}(2l-c)^2 + M_B$$

$$= + \frac{2k(2l-c)^2 + 6l^2 - 8cl + 3c^2}{8l^2} \cdot \frac{qc^3}{2k+3}$$

第百四十五圖の如くC點に近くbなる距離を以てc長さ間にbなる等布荷重の働く場合

用語は凡て前述に準ず以下同様なり

$$V_A = \frac{qc}{2l}(2b+c)$$

$$V_D = \frac{qc}{2l}(2a+c)$$

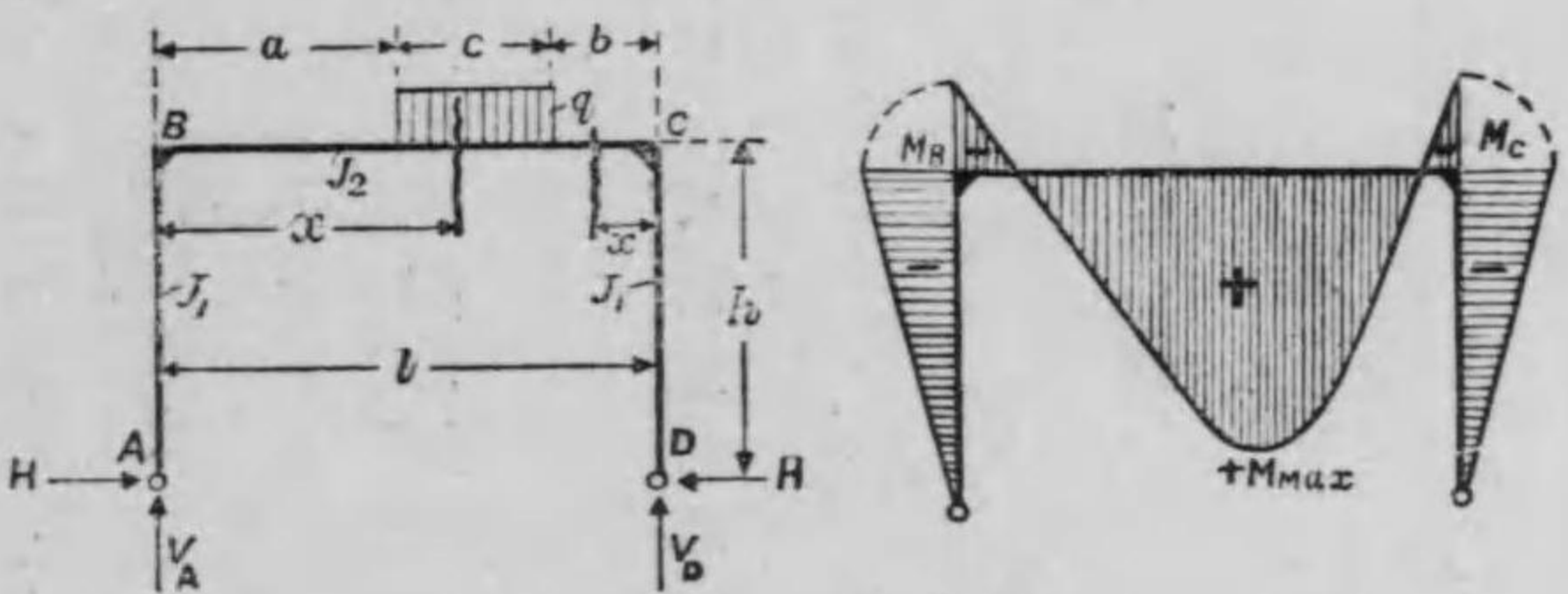
而して剛比 $k = \frac{J_2}{J_1} \cdot \frac{h}{l}$ なり

$$\text{横力 } H = \frac{qc(-6l^2 + 6bl - 6bc - 2c^2 + 3cd)}{4hl(2k+3)}$$

而して各A,B,C,D點の曲率率は

$$M_A = M_D = 0$$

第百四十五圖



1141

$$M_B = M_C = \frac{qc(-6l^2 + 61l - 6bc - 2c^2 + 3cd)}{4(2k+3)}$$

BC梁に於て任意の點の曲能率は

aなる部分に對して

$$M_x = V_A x + M_B \dots \dots (x \text{はB支點より測る場合})$$

Cなる部分に對して

$$M_x = V_A x - q \cdot \frac{(x-a)^2}{2} + M_B \dots \dots (x \text{はB支點より測る場合})$$

bなる部分に對して

$$M_x = V_B x + M_C \dots \dots (x \text{はC支點より測る場合})$$

qなる等布荷重が此架構に最大に働く點

$$x = a + \frac{V_A}{q} \\ = a + \frac{c}{2l}(2b+c)$$

而して最大曲能率は

$$+M_{max} = + \frac{qc(2b+c)}{2l} \left[a + \frac{c}{4l}(2b+c) \right] + M_B$$

第百四十六圖の如くBC梁に等布荷重の働く場合

$$V_A = V_B = \frac{ql}{2}$$

$$\text{剛比 } k = \frac{J_2}{J_1} \cdot \frac{h}{l}$$

$$\text{横力 } H = \frac{ql^2}{4h(2k+3)}$$

各點の曲能率は

$$M_A = M_D = 0$$

$$M_B = M_C = - \frac{ql^2}{4(2k+3)}$$

B支點より任意の距離xの曲能率

$$M_x = \frac{ql}{2} \cdot x - \frac{qx^2}{2} + M_B$$

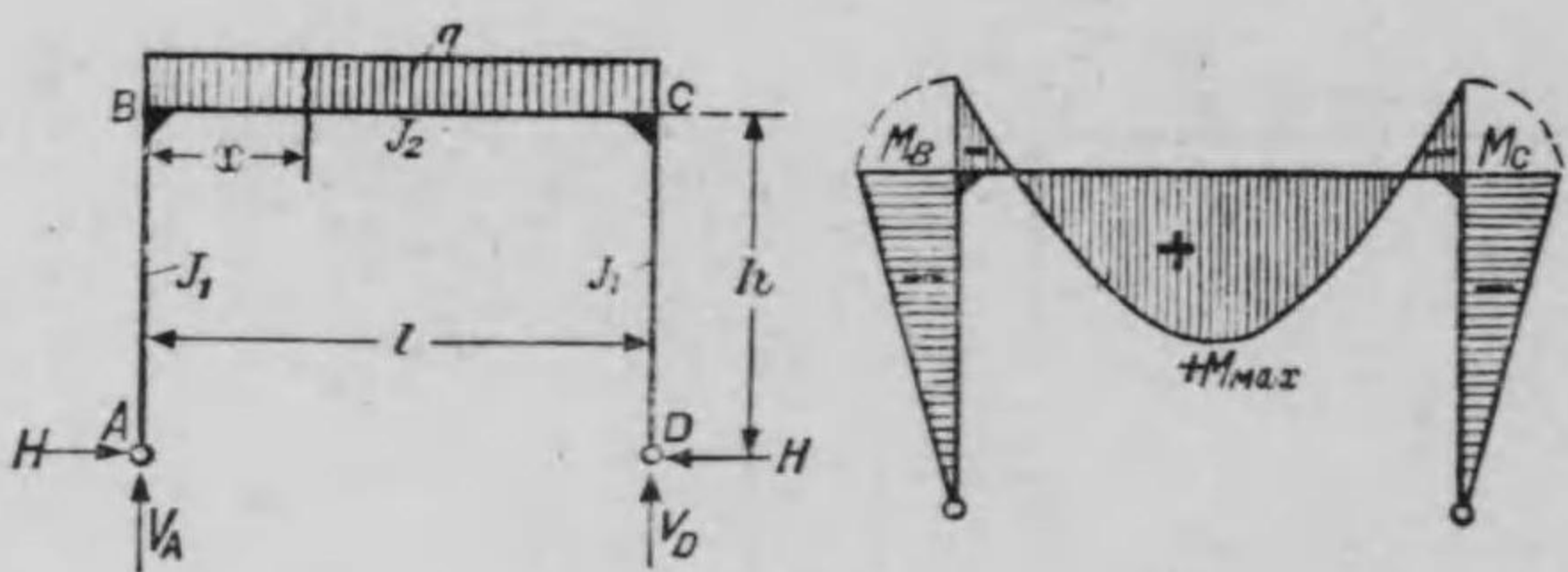
qなる等布荷重が此架構に最大に働く點

$$x = \frac{l}{2}$$

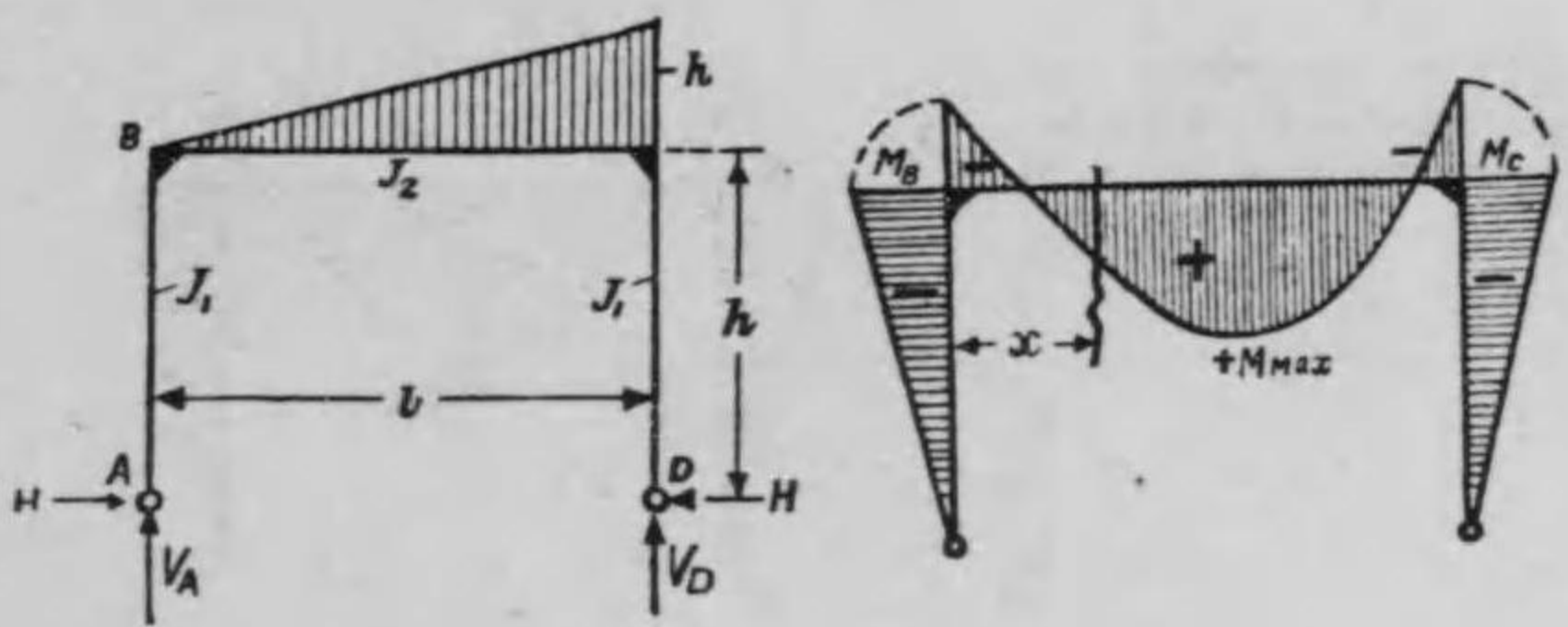
而して 最大曲能率は

$$+M_{max} = + \frac{2k+1}{2k+3} \cdot \frac{ql^2}{8}$$

第百四十四圖



第四百十七圖の如くB點よりC點に漸次荷重の大になる場合



$$V_A = \frac{pl}{6},$$

$$V_D = \frac{pl}{3},$$

剛比 $k = \frac{J_2}{J_1} \cdot \frac{h}{l}$

$$H = \frac{pl^2}{8l(2k+3)}$$

各點の曲能率は

$$M_A = M_D = 0$$

$$M_B = M_C = -\frac{pl^2}{8(2k+3)}$$

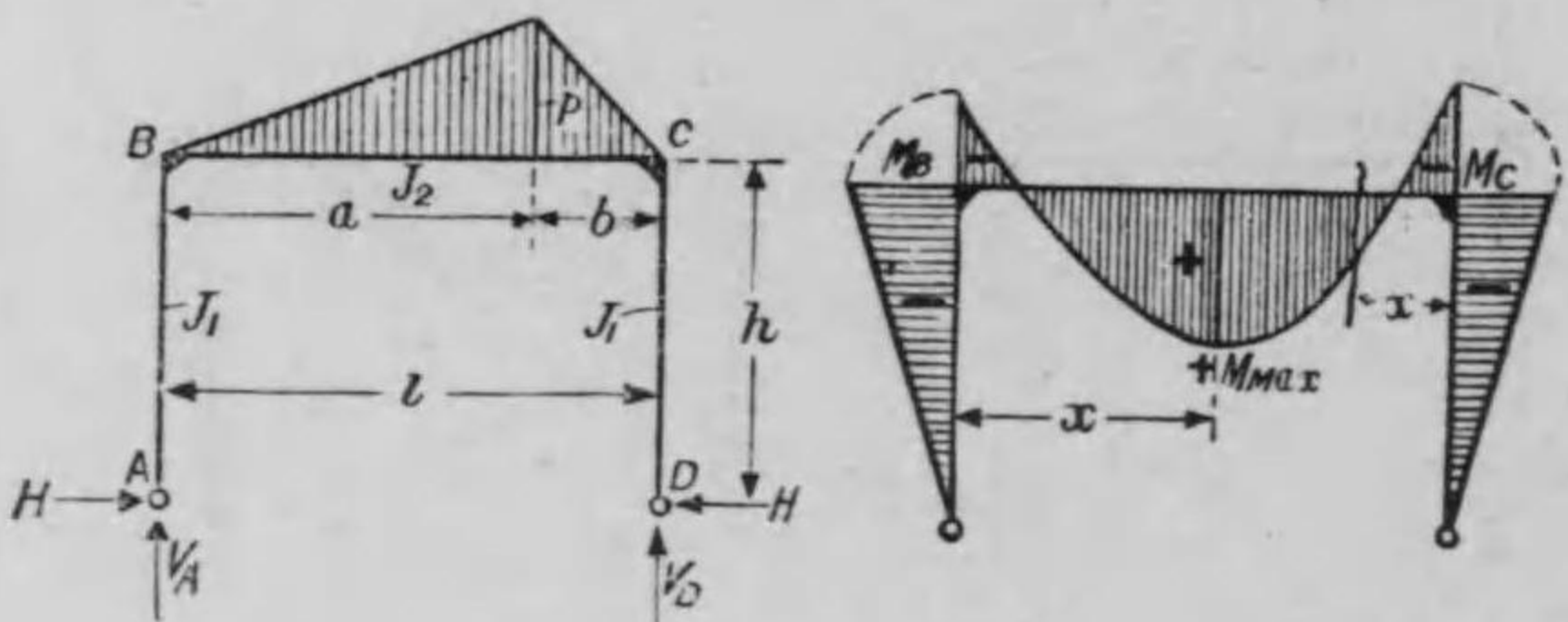
B支點より任意の點xの曲能率

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

$$x = \frac{l}{\sqrt{3}}$$

圖の如き荷重が梁構に最大に働く點

第四百七十四圖



第四百八十四圖

而して最大曲能率は

$$+M_{max} = +\frac{pl^2}{27} \sqrt{3} + M_B$$

第四百十八圖の如くB點よりaの距離に最大荷重が掛りB、C二支點は荷重零なる場合

$$V_A = \frac{p}{6}(b+d)$$

$$V_D = \frac{p}{6}(2l-b)$$

剛比 $k = \frac{J_2}{J_1} \cdot \frac{h}{l}$

$$H = \frac{l^2(l^2+lb-b^2)}{8l(2k+3)}$$

各點の曲能率は

$$M_A = M_D = 0$$

$$M_B = M_C = \frac{l^2(l^2+lb-b^2)}{8(2k+3)}$$

B支點より任意の距離xの曲能率

$$M_x = \frac{p}{6}(b+d)x - \frac{px^2}{6a} + M_B$$

圖の如き荷重が此架構に最大に働く點

$$x = \sqrt{\frac{l^2 - l^2}{3}}$$

而して最大曲能率

$$+ M_{max} = + \frac{l^2(b+l)}{9} \sqrt{\frac{l^2 - l^2}{3}} + M_B$$

lなる部分に對して

$$M_x = \frac{P}{6} (2-b)x - \frac{Px^3}{6b} + M_C \quad (C \text{ 支點より } x \text{ 距離にある點})$$

第百四十九圖の如く B 支點より a 距離に P なる集中荷重の掛る場合

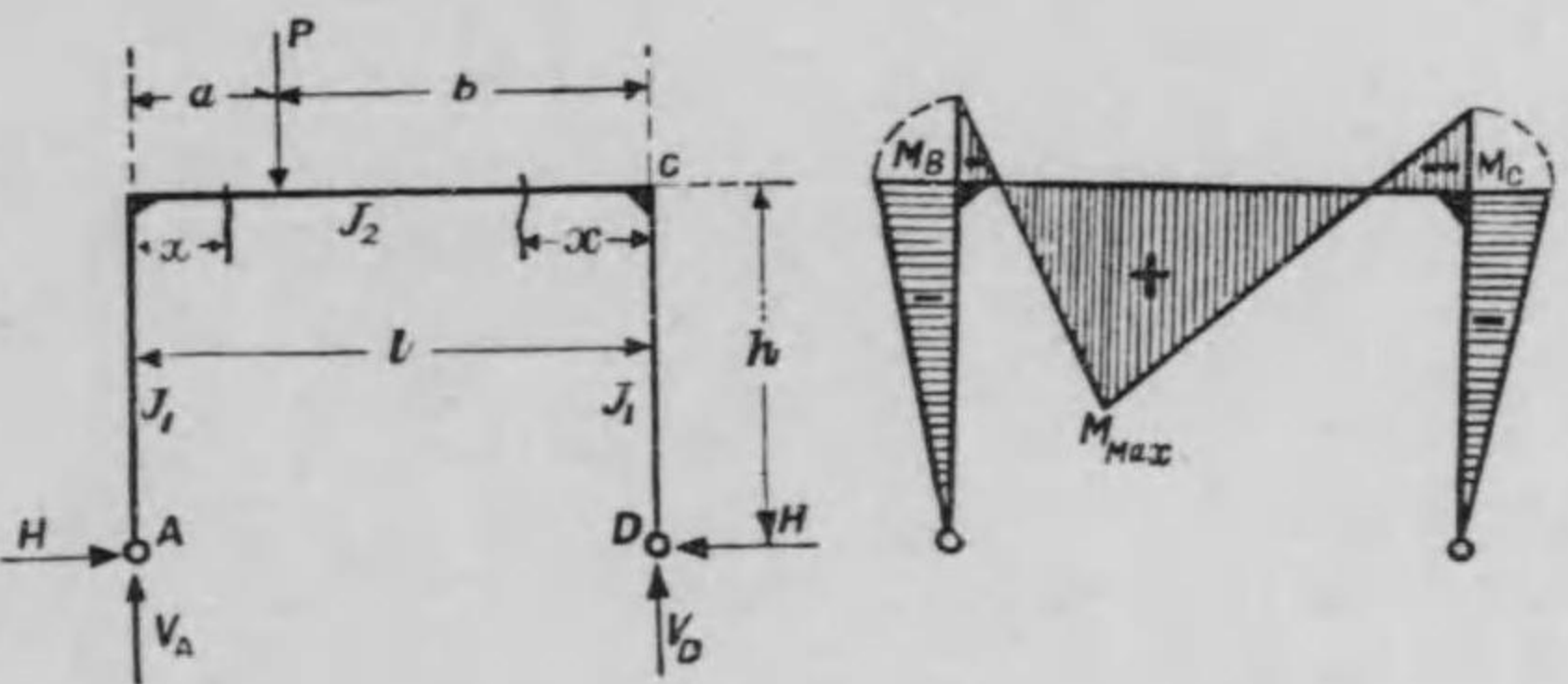
$$V_A = \frac{Pb}{l}$$

$$V_D = \frac{Pa}{l}$$

$$\text{剛比 } k = \frac{J_2}{J_1} \cdot \frac{h}{l}$$

$$\text{横力 } H = \frac{3Pab}{2h(2k+3)}$$

第百四十九圖



各點の曲能率は

$$M_A = M_D = 0$$

$$M_B = M_C = - \frac{3}{2} \cdot \frac{Pab}{(2k+3)l}$$

B 又 C 支點より任意の距離 x の曲能率

a なる長さに對して

$$M_x = \frac{Pb}{l} \cdot x + M_B$$

b なる長さに對して

$$M_x = \frac{Pa}{l} \cdot x + M_C$$

$$x = a$$

圖の如き荷重が此架構に最大に働く點

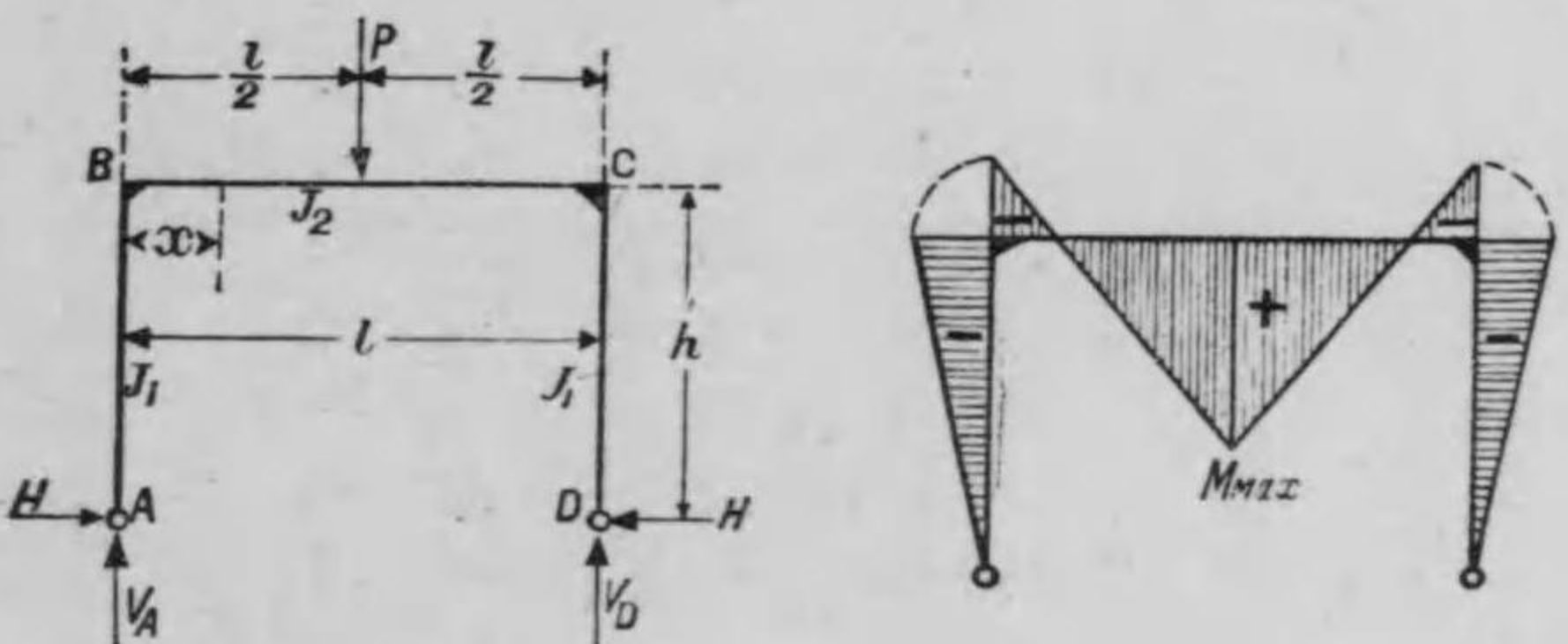
而して最大曲能率は

$$+ M_{max} = + \frac{4k+3}{2k+3} \cdot \frac{Pab}{2l}$$

第百五十圖の如く BC 梁の中央に集中荷重の掛る場合

$$V_A = V_D = \frac{P}{2}$$

圖 十五 百 第



剛比 $k = \frac{J_2 \cdot h}{J_1 \cdot l}$

横力 $H = \frac{3Pl}{8(2k+3)}$

各點の曲能率は

$M_A = M_D = 0$

$M_B = M_C = -\frac{3}{8} \cdot \frac{Pl}{2k+3}$

B支點より任意の距離 x の曲能率

$M_x = \frac{P}{2} \cdot x + M_B$

圖の如き荷重が此架構に最大に働く點

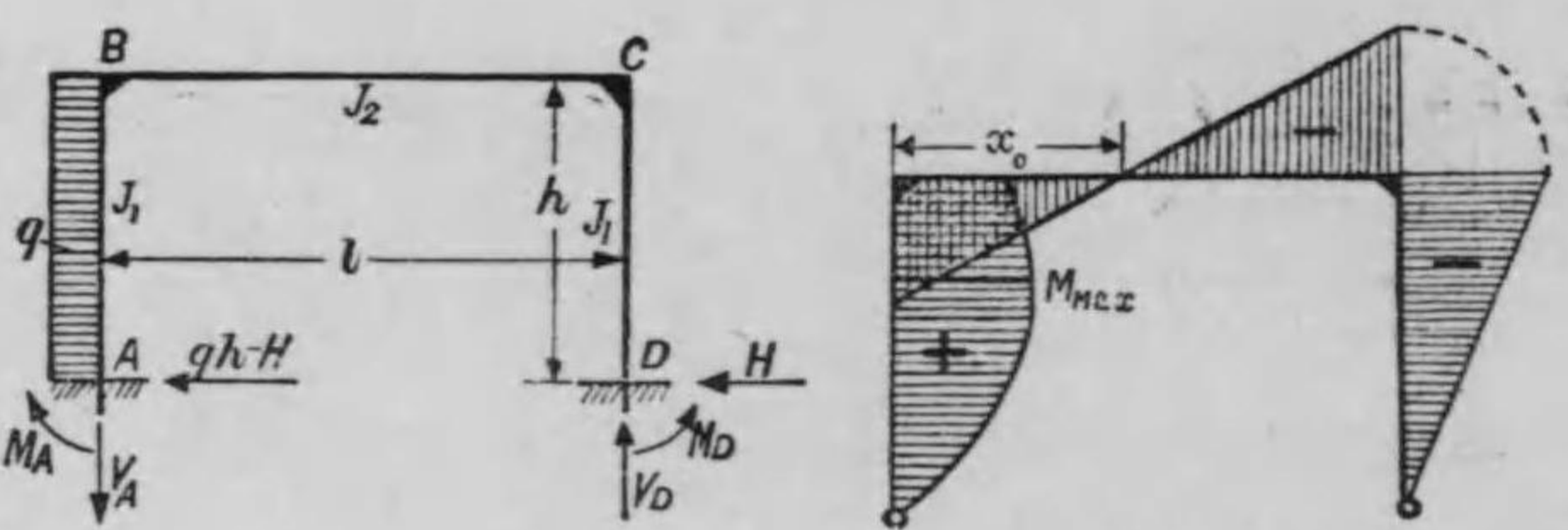
$x = \frac{l}{2}$

而して最大曲能率は

$+M_{max} = +\frac{4k+3}{2k+3} \cdot \frac{Pl}{8}$

合 第五百一十一圖の如く AB なる柱に等布荷重の働く場

圖 一 十五 百 第



$V_A = V_D = \frac{qh^2}{2l}$

剛比 $k = \frac{J_2 \cdot h}{J_1 \cdot l}$

横力 $H = \frac{11k+18}{2k+3} \cdot \frac{qh}{8}$

AB なる柱の任意の點の曲能率

$M_x = Hx - \frac{qx^2}{2}$

圖の如き荷重が此架構に最大に働く點

$+M_{max} = \frac{q}{2} \left(\frac{h}{8} \cdot \frac{11k+18}{2k+3} \right)^2$

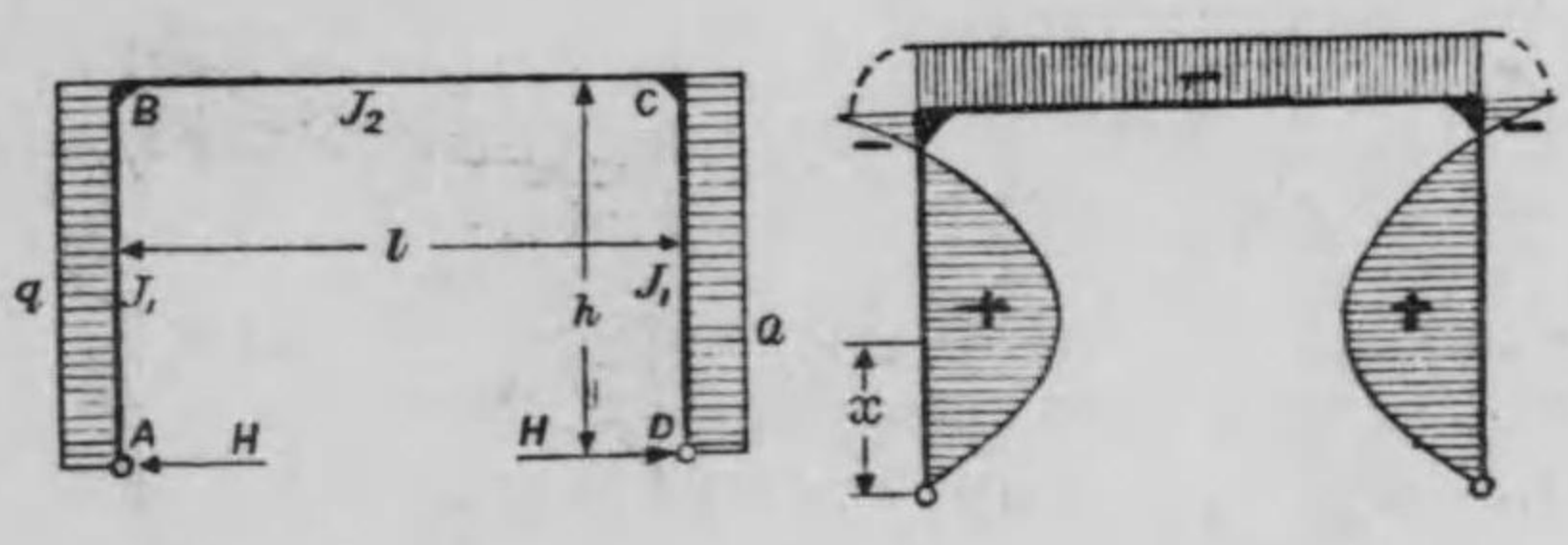
$M_B = +\frac{3ql^2(k+2)}{8(2k+3)}$

$M_C = -\frac{qh^2}{8} \cdot \frac{5k+6}{2k+3}$

梁に於て曲能率 0 の點 x_0 は

$x^2 = \frac{3}{4} \cdot \frac{k+2}{2k+3} \cdot l$

第百五十二圖の如く兩側の柱に等布荷重の働く場合



$$V_A = V_D = 0$$

$$\text{剛比 } k = \frac{J_2 \cdot h}{J_1 \cdot l}$$

$$\text{横力 } H = \frac{3}{4} \cdot qh \cdot \frac{k+2}{2k+3}$$

柱に於て A 及 D より任意の距離 x の曲能率

$$M_x = Hx - \frac{qx^2}{2}$$

$$M_B = -\frac{qh^2}{4} \cdot \frac{k}{2k+3} = M_C$$

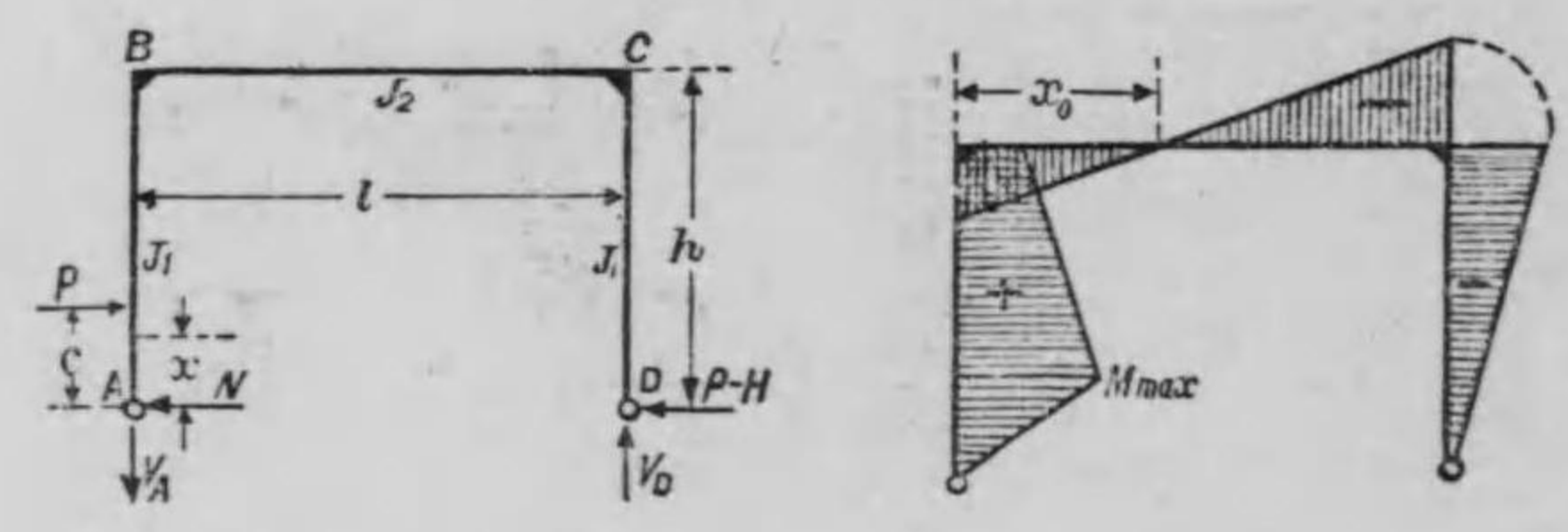
梁に於て任意の距離 x の曲能率

$$M_x = -\frac{qh^2}{4} \cdot \frac{k}{2k+3}$$

第百五十三圖の如く A B 柱の任意の點に集中荷重の働く場合

$$V_A = V_D = \frac{P_0}{l}$$

第百二十五圖



$$k = \frac{J_2 \cdot h}{J_1 \cdot l}$$

$$I_1 = \frac{k[4h^2 + c^2 - 3chl^2] + 6l^2 - 3chl^2}{h^2(2k+3)} \cdot \frac{P}{2}$$

AB 柱に於ける任意の點の曲能率
O の部分に對して

$$M_x = Hx$$

(h-c) の部分に對して

$$M_x = Hx - P(x-c)$$

各點の曲能率

$$M_B = \frac{k(l^2 + c^2) + 3hl^2}{2h^2(2k+3)} \cdot P_0$$

$$M_C = \frac{k(c^2 - 3hl^2) - 3hl^2}{2h^2(2k+3)} \cdot P_0$$

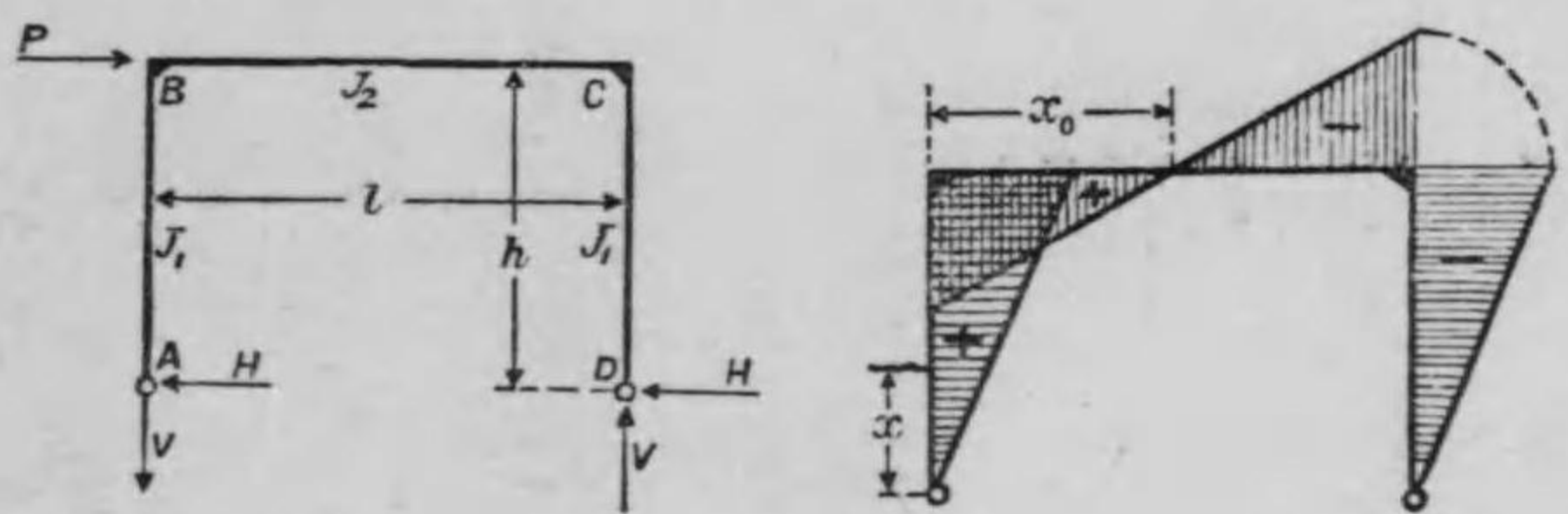
B 支點より曲能率 0 なる x_0 距離

$$x_0 = \frac{k(l^2 + c^2) + 3hl^2}{2h^2(2k+3)} \cdot l$$

第百五十三圖

第百五十四圖の如く B 支點に集中荷重の働く場合

圖四十五百第



$$V = \frac{Ph}{l}$$

$$k = \frac{J_2}{J_1} \cdot \frac{h}{l}$$

$$H = \frac{P}{2}$$

△點より任意の距離 x の曲能率

$$M_x = \pm Hx$$

$$M_B = \frac{P}{2} \cdot h = -M_C$$

曲能率零の點

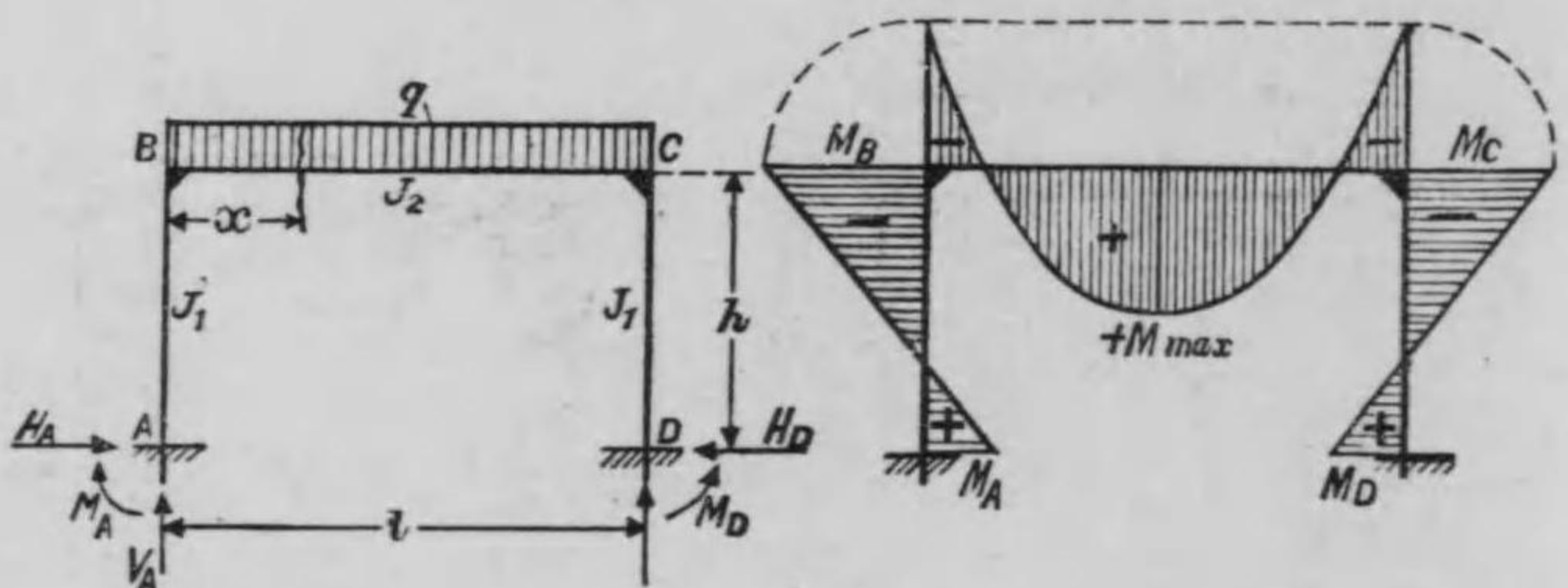
$$x_0 = \frac{l}{2}$$

二柱と梁及柱脚の固定されし場合

第百五十五圖の如く BC 梁に等布荷重の働く場合

$$V_A = V_D = \frac{ql}{2}$$

圖五十五百第



$$k = \frac{J_2}{J_1} \cdot \frac{h}{l}$$

$$H_A = H_D = \frac{ql^2}{4h(2+k)}$$

各點の曲能率

$$M_A = M_D = \frac{ql^2}{12(2+k)}$$

$$M_B = M_C = -\frac{ql^2}{6(2+k)}$$

BC 梁に於て B 點より任意の距離 x の曲能率

$$M_x = \frac{qx}{2} (l-x) - \frac{ql^2}{6(2+k)}$$

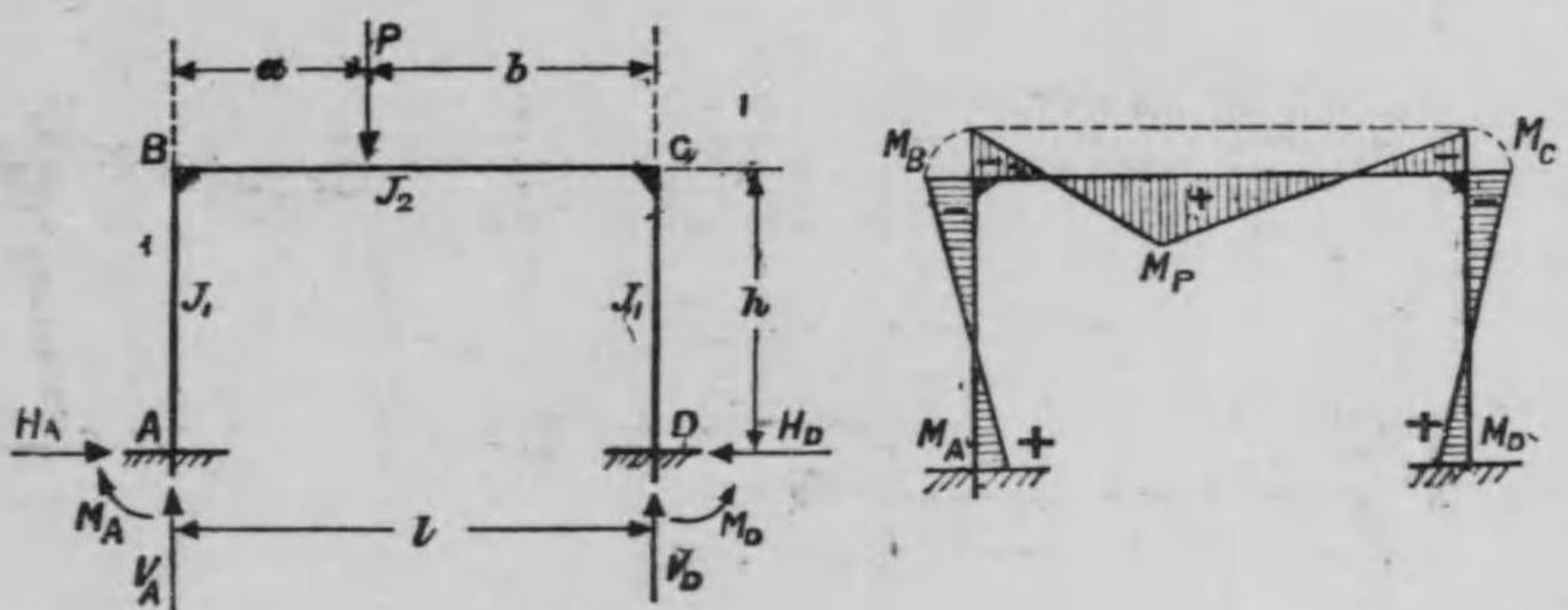
梁の最大曲能率は

$$+M_{\max} = \frac{ql^2}{8} - \frac{ql^2}{6(2+k)}$$

$$= \frac{ql^2}{24} \cdot \frac{2+3k}{2+k}$$

第百五十六圖の如く BC 梁の任意の點に集中荷重の

圖六十五百第



働く場合

$$V_A = \frac{Pb}{l} \cdot \frac{1 + \delta - 2\delta^2 + 6k}{1 + 6k}$$

$$V_D = \frac{Pa}{l} \cdot \frac{3\delta - 2\delta^2 + 6k}{1 + 6k}$$

但し $k = \frac{J_2}{J_1} \cdot \frac{h}{l}$

$$\delta = \frac{a}{l}$$

而して $H_A = H_D = \frac{3Paab}{2hl(2+k)}$

各點に於ける曲能率

$$M_A = \frac{abP}{2l} \cdot \frac{5k - 1 + 2\delta(2+k)}{(2+k)(1+6k)}$$

$$M_D = \frac{abP}{2l} \cdot \frac{3 + 7k - 2\delta(2+k)}{(2+k)(1+6k)}$$

$$M_B = M_A - H_A h$$

第百五十七圖の如くBC梁の中央に集中荷重の働く場合

$$M_C = M_D - H_A h$$

$$M_P = M_A - H_A h + V_A a.$$

$$V_A = V_D = \frac{P}{2}$$

$$k = \frac{J_2}{J_1} \cdot \frac{h}{l}$$

$$H_A = H_D = \frac{3Pl}{8h(2+k)}$$

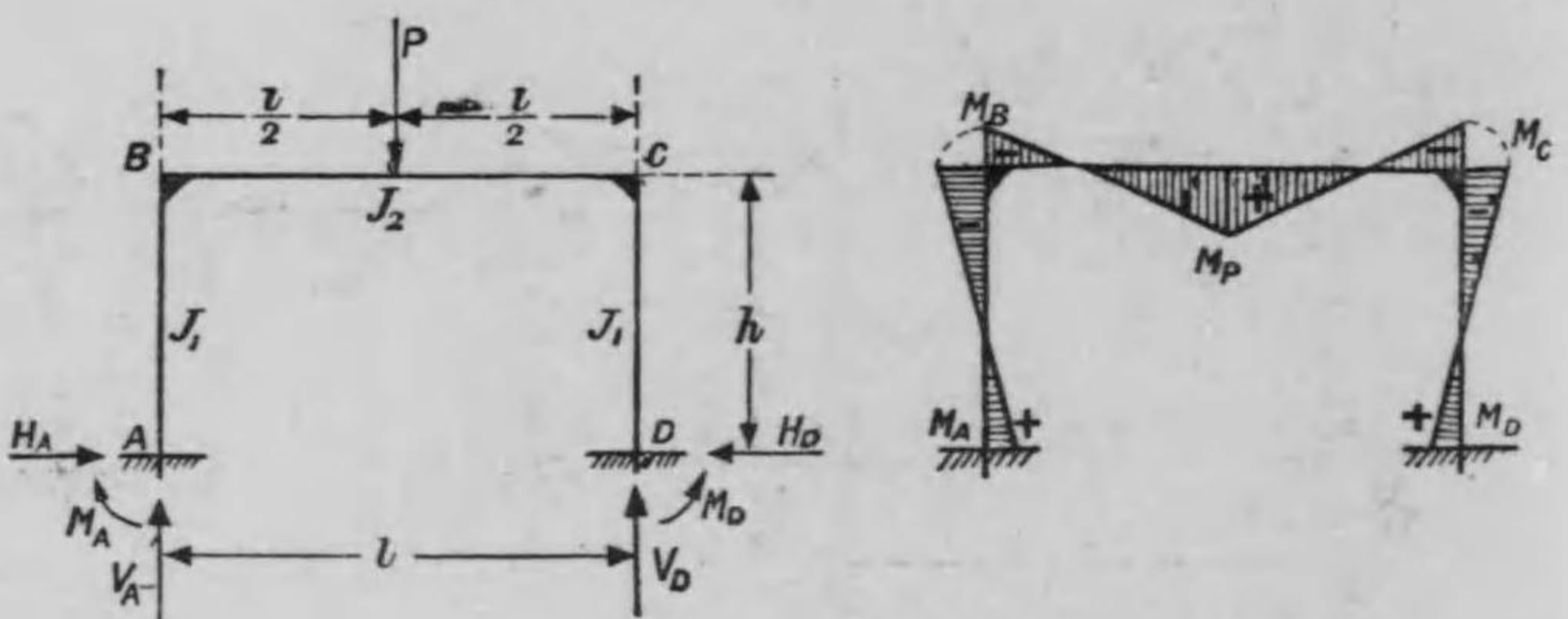
$$M_A = M_D = \frac{Pl}{8(2+k)} = H_A \frac{h}{3}$$

$$M_B = M_C = -\frac{Pl}{4(2+k)} = -H_A \frac{2h}{3}$$

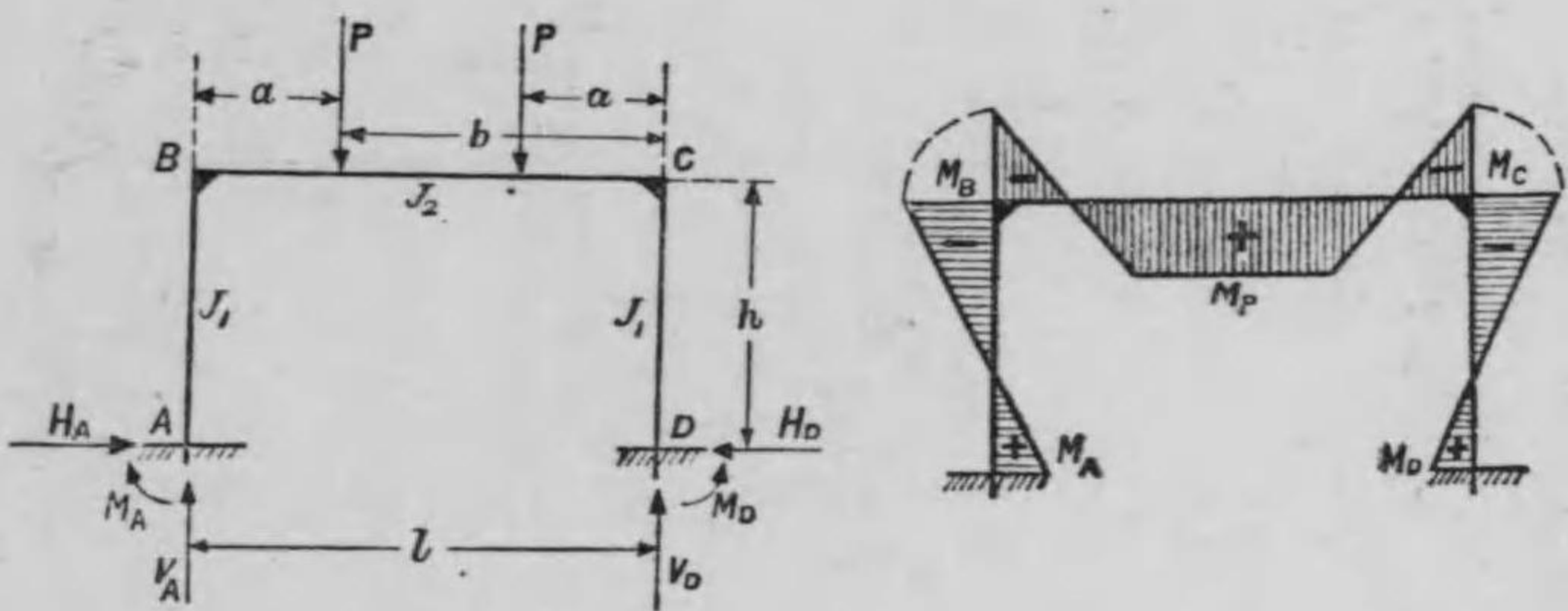
$$M_P = \frac{Pl}{4} + M_B$$

$$= \frac{Pl}{4} \cdot \frac{1+k}{2+k}$$

圖七十五百第



第五百八十八圖



第五百八十八圖の如くBC梁に二つの集中荷重の掛る場合

$$V_A = V_D = P$$

$$k = \frac{J_2}{J_1} \cdot \frac{h}{l}$$

$$H_A = H_D = \frac{3Pab}{h(2+k)}$$

各點の曲能率は

$$M_A = M_D = \frac{Pab}{l(2+k)} = H_A \cdot \frac{h}{3}$$

$$M_B = M_C = -\frac{2Pab}{l(2+k)} = -H_A \cdot \frac{2h}{3}$$

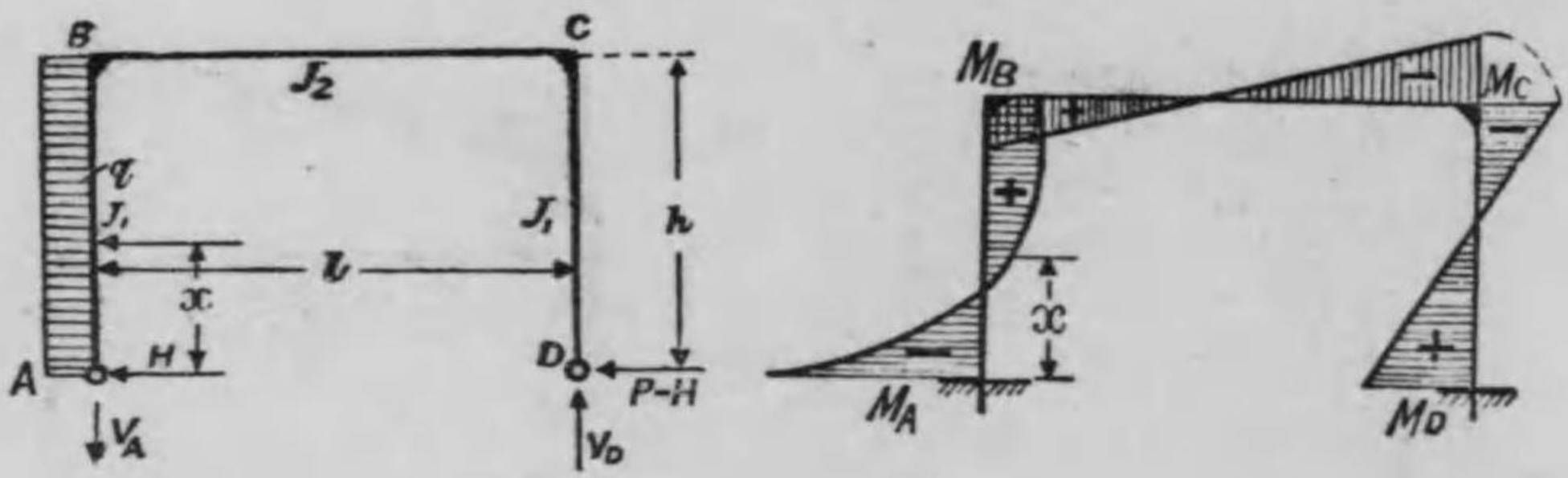
$$M_P = Pa + M_B$$

第五百五十九圖の如くAB柱に等布荷重の働く場

合

$$V_A = V_D = \frac{qh \cdot k}{l(1+6k)}$$

第五百九十九圖



第六十圖の如くB支點に集中横力の働く場合

$$V_A = V_D = \frac{3Phk}{l(1+6k)}$$

$$H = \frac{qh}{8} \cdot \frac{3+2k}{2+k}$$

但し $k = \frac{J_2}{J_1} \cdot \frac{h}{l}$

各點の曲能率は

$$M_A = -\frac{qh^2}{24} \left(12 - \frac{9+5k}{2+k} - \frac{12k}{1+6k} \right)$$

$$M_D = +\frac{qh^2}{24} \left(+\frac{9+5k}{2+k} - \frac{12k}{1+6k} \right)$$

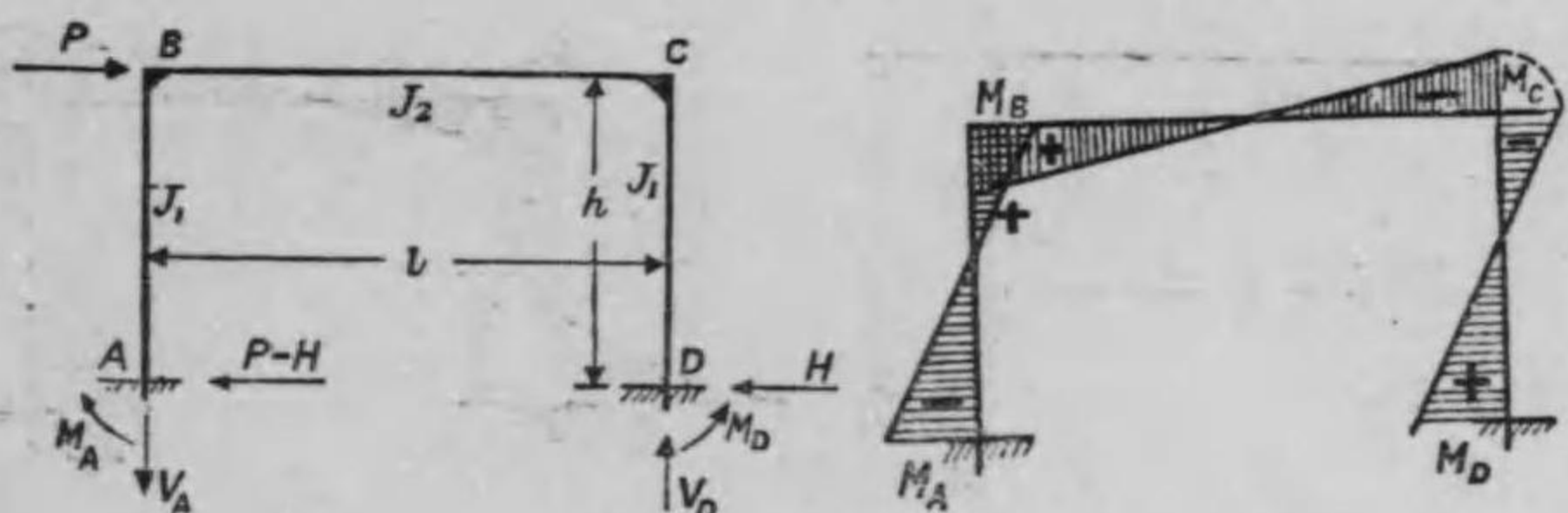
AB柱に於てAより任意の距離xの曲能率

$$M_x = M_A + (qh-H)x - \frac{qx^2}{2}$$

$$M_B = M_A - Hh + \frac{qh^2}{2}$$

$$M_C = M_D - Hh$$

圖 十 六 百 第



$$k = \frac{J_2 \cdot h}{J_1 \cdot l}$$

$$\Pi = \frac{P}{2}$$

各點の曲能率は

$$M_A = -\frac{P \cdot h}{2} \cdot \frac{1+3k}{1+6k}$$

$$M_D = +\frac{P \cdot h}{2} \cdot \frac{1+3k}{1+6k}$$

$$M_B = +\frac{P \cdot h}{2} \cdot \frac{3k}{1+6k}$$

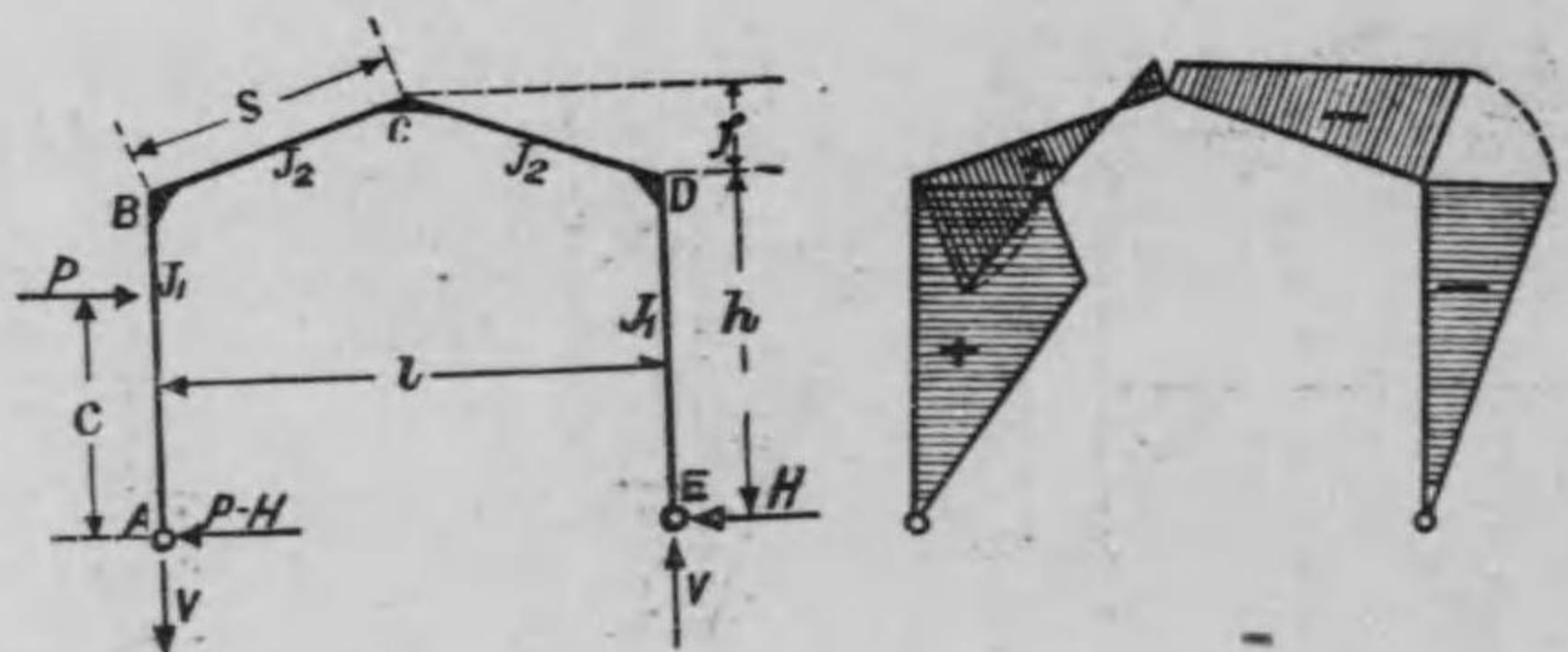
$$M_C = -\frac{P \cdot h}{2} \cdot \frac{3k}{1+6k}$$

三梁が屋根の如く多少傾斜あり柱脚のみ軸止其他の接合部は固定なれある場合

第百六十一圖の如くA B 柱に横力の働く場合

$$V = \frac{P \cdot h}{l}$$

圖 一 十 六 百 第



$$k = \frac{J_2 \cdot h}{J_1 \cdot l}$$

$$H = \frac{P \cdot c}{4} \cdot k \left(3h - \frac{c^2}{h} \right) + 3(2h+f)$$

各點の曲能率は

$$M_P = (P - H) \cdot c$$

$$M_B = P \cdot c - H \cdot h$$

$$M_C = \frac{P \cdot c}{2} - H(h+f)$$

$$M_D = -H \cdot h$$

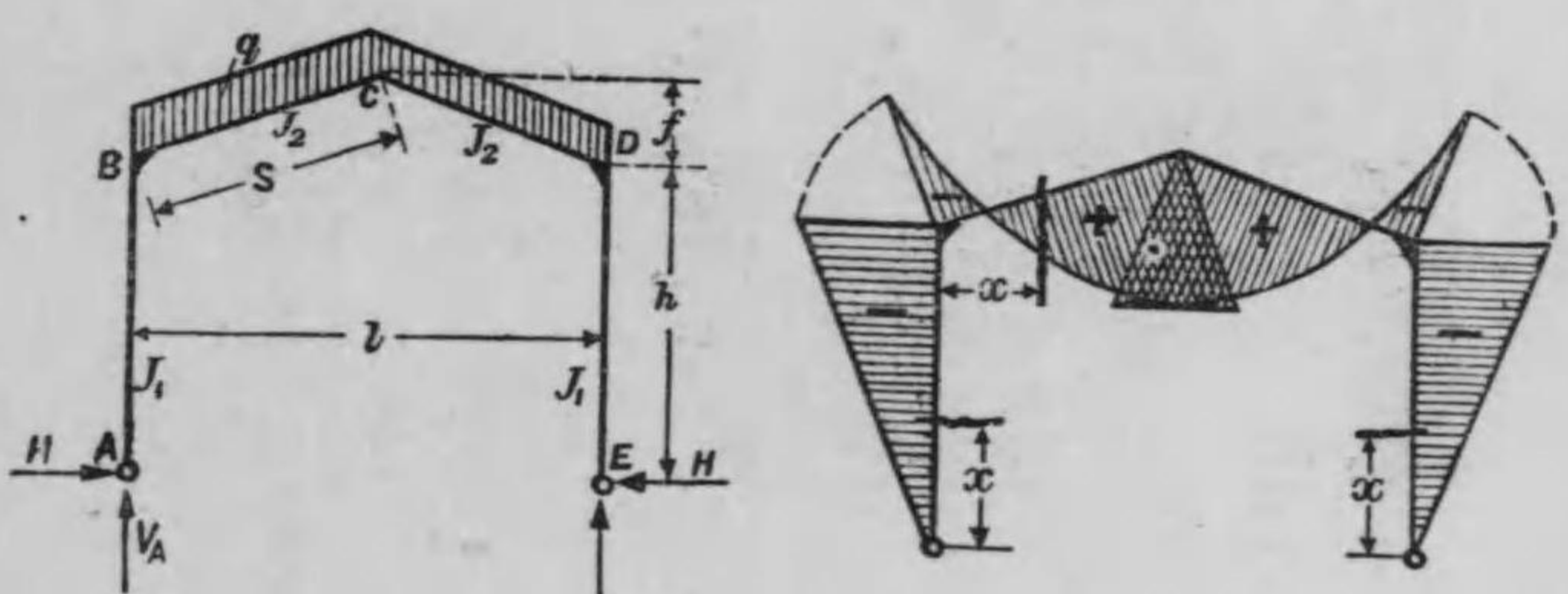
第百六十二圖の如く屋根(梁)上に等布荷重の働く場合

$$V_A = V_E = \frac{q \cdot l}{2}$$

$$k = \frac{J_2 \cdot h}{J_1 \cdot l}$$

$$H = \frac{q \cdot l^2}{32} \cdot \frac{8h+5f}{h^2(3+k)+f(3h+f)}$$

圖二十六百第



110

柱に於て A 又 E 點より任意の距離 x の曲能率

$$M_x = -Hx$$

$$M_B = -Hh$$

梁に於て B 點より任意の距離 x の曲能率

$$M_x = \frac{qx}{2} (l-x) - H(h + \frac{2fx}{l})$$

$$M_C = \frac{ql^2}{8} - H(h+f)$$

四閉合せられたる長方形の内面に等布荷重の働く場合

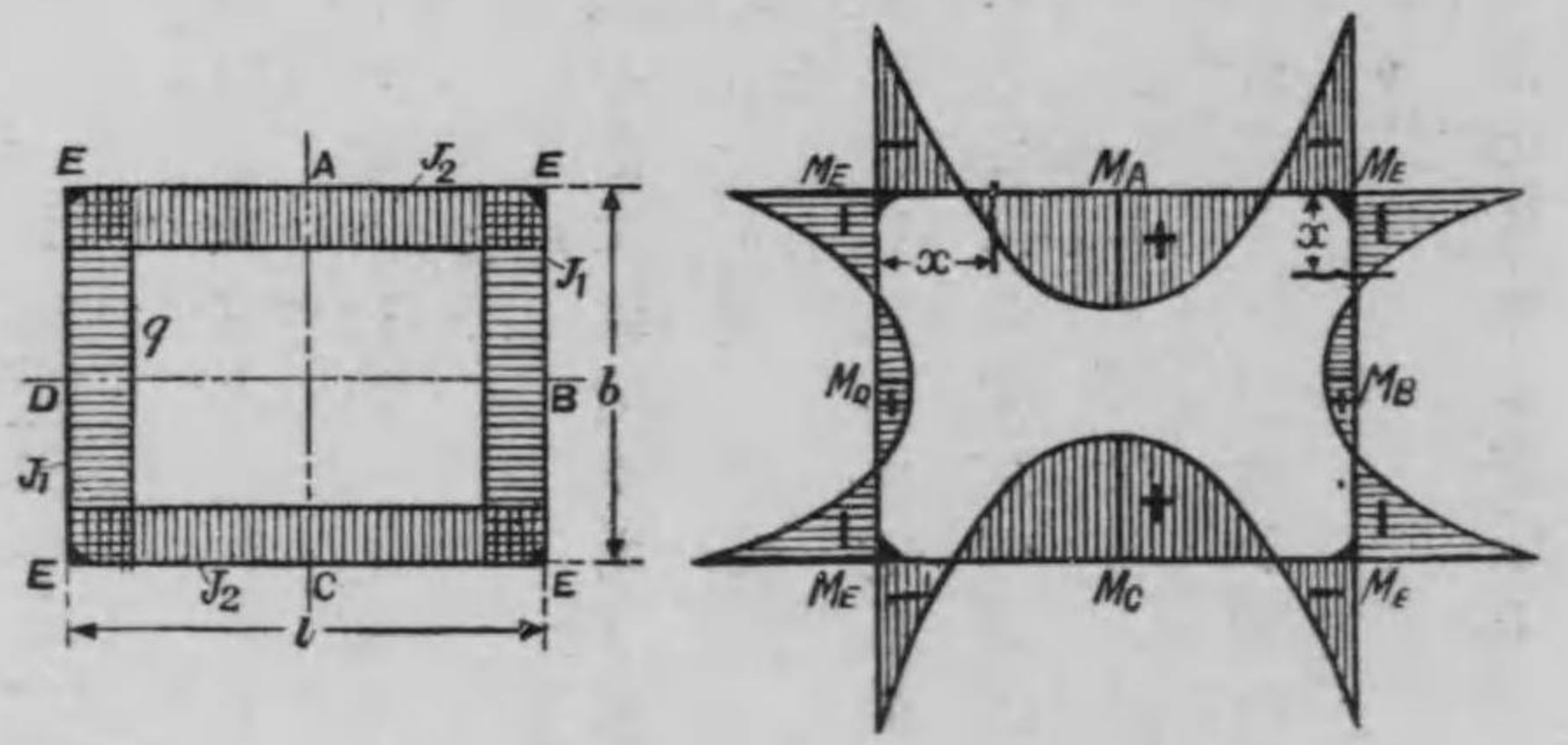
第百六十三圖の如く各接合部は固定されある場合

$$k = \frac{J_2 \cdot b}{J_1 \cdot l}$$

各點の曲能率

$$M_E = -\frac{q}{12} \cdot \frac{b+3k}{1+k}$$

圖三十六百第



$$M_A = M_C = \frac{ql^2}{8} + M_E$$

$$M_B = M_D = \frac{qb^2}{8} + M_E$$

AE 又の OE に於て任意の點 x の曲能率

$$M_x = \frac{qx}{2} (l-x) + M_E$$

BE 又 DE に於て任意の點 x 曲能率

$$M_x = -\frac{qx}{2} (b-x) + M_E$$

第一百十二節 屋根 (Roofs)

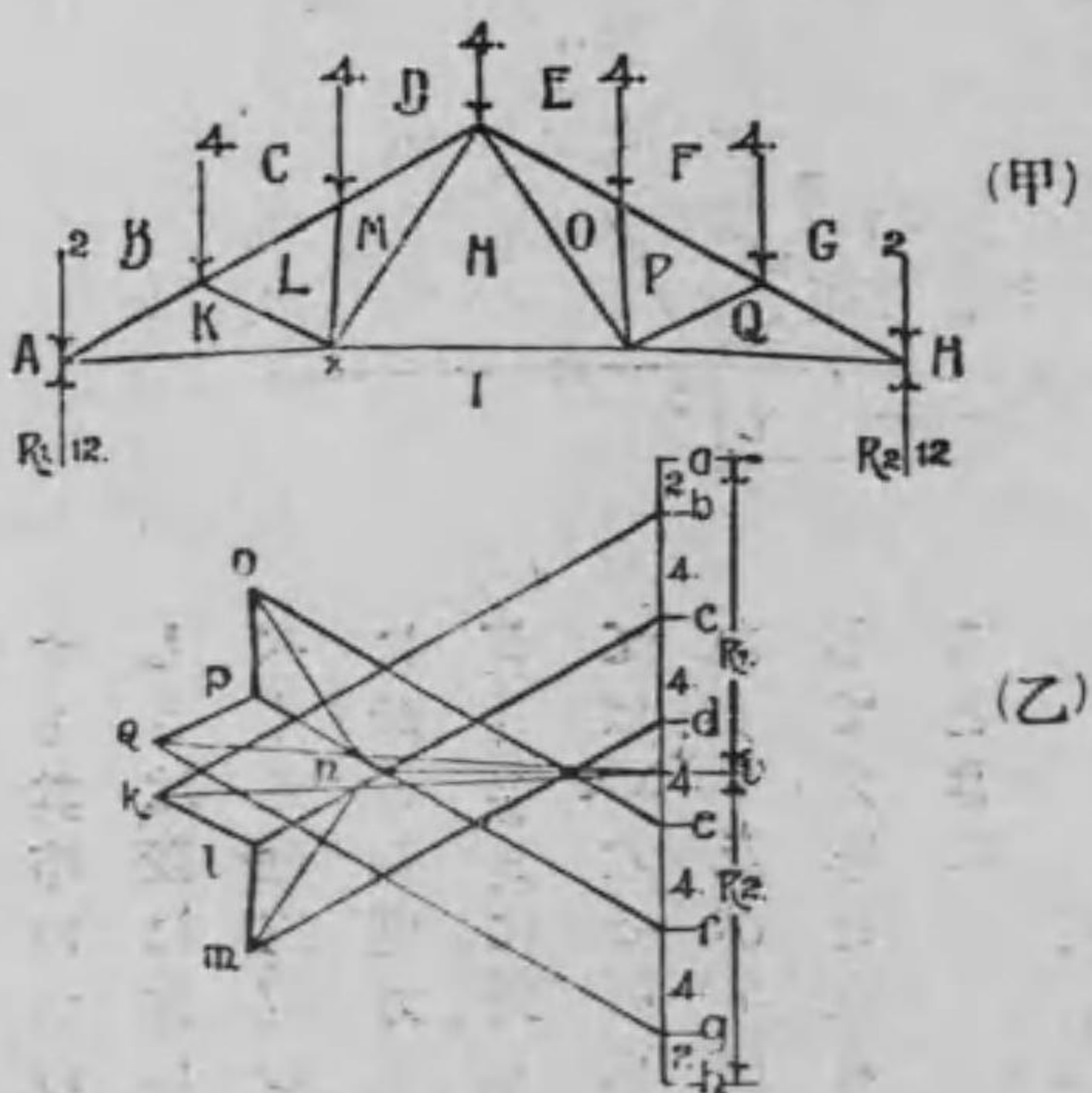
小屋組 (Roof truss) は適當なる角度にて屋蓋を支ふる一つの大梁 (Girder) にして既に構材の場合に述べしが如く三角形に其の面積を小區分することを必要なりとす

小屋組の形には種々あり第六十六圖に於ては種々の梁間に應じて夫々適當なる形を示せり (第二卷參照)

小屋組の或特種の形を撰定するに當り先づ考ふべき問題は梁間の廣さ (Width of Span) にして次に考ふべきは各小屋組間の距離なり距離は普通五呎乃至十二呎と爲すを好しとす又た各方杖 (Gables) は成るべく短くなる様になし以て小屋組を輕からしむべし小屋組形式の撰定には亦た此外觀と設計者の考案によりても異なることありと知るべし

今小屋組に加はる荷重を第六十四圖の甲に示せる如きものとせば此小屋組の示力圖式 (Force Diagram) は同圖乙に示すが如し此圖式を作る方法は既に前章に述

第一百十六圖

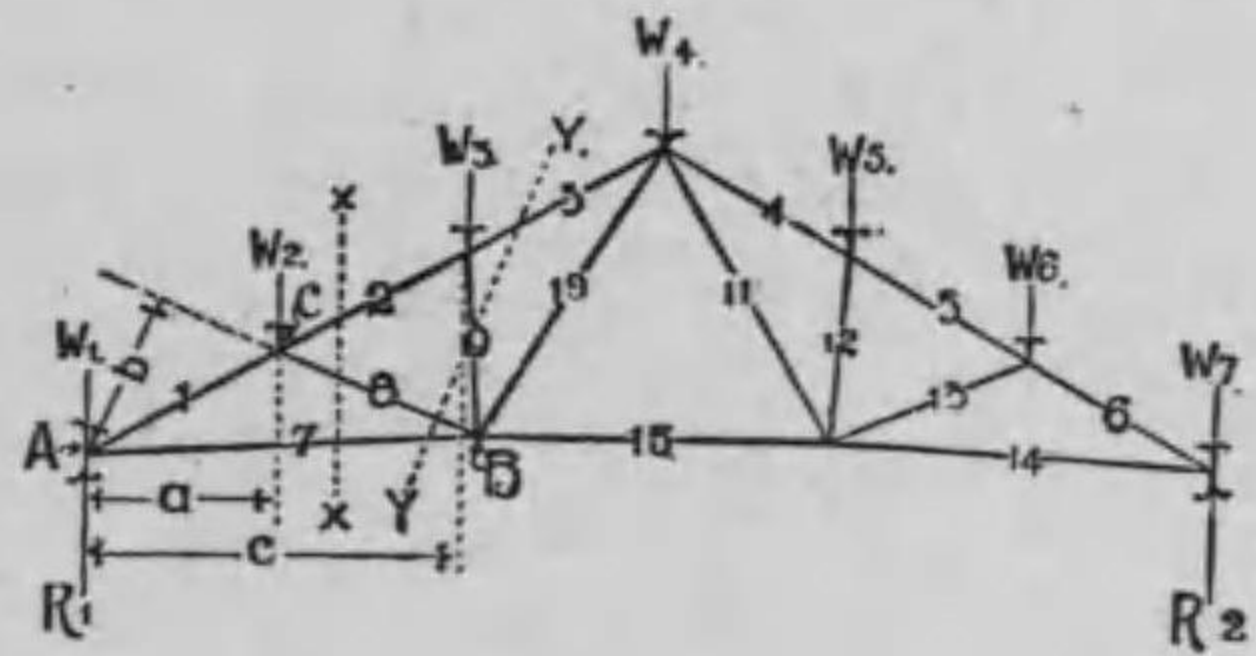


べたると同様なり先づ各荷重を W なる線上に取るべし小屋組の左側部より初め反働力 R_1 荷重 2 及び R_2, R_1, R_2 なる部材に平行して夫々 W, W, W を引き以て平行四邊形 $abcd$ を引き次ぎに同様にして平行四邊形 $efgh$ 及び $ijkl$ を引くべし然かる後ち $iklm$ なる平行四邊形を得べし然るときは X なる接手に於ては尙未知の部材 (Members) は只二個なるを知るべし

此を求むるには二つの方法あり即ち力率による方法 (Principle of Moments) 及び切斷法 (Method of Sections) 是れなり第一百六十五圖に示せるは第六十四圖に示せると同様の場合なり今此小屋組を一線例へば XX の如き線にて二つに分ちたりと考へよ今若し切斷したる各部材の端に此等部材に於ける應力に其大きさも

方向も等しき力を働かしむるものとせば切斷せる各部は何れも尙平衡の状態を保つべし若し或物體に數個の力が働きて平衡を保てる場合には任意の一點に對

圖 五 十 六 百 第



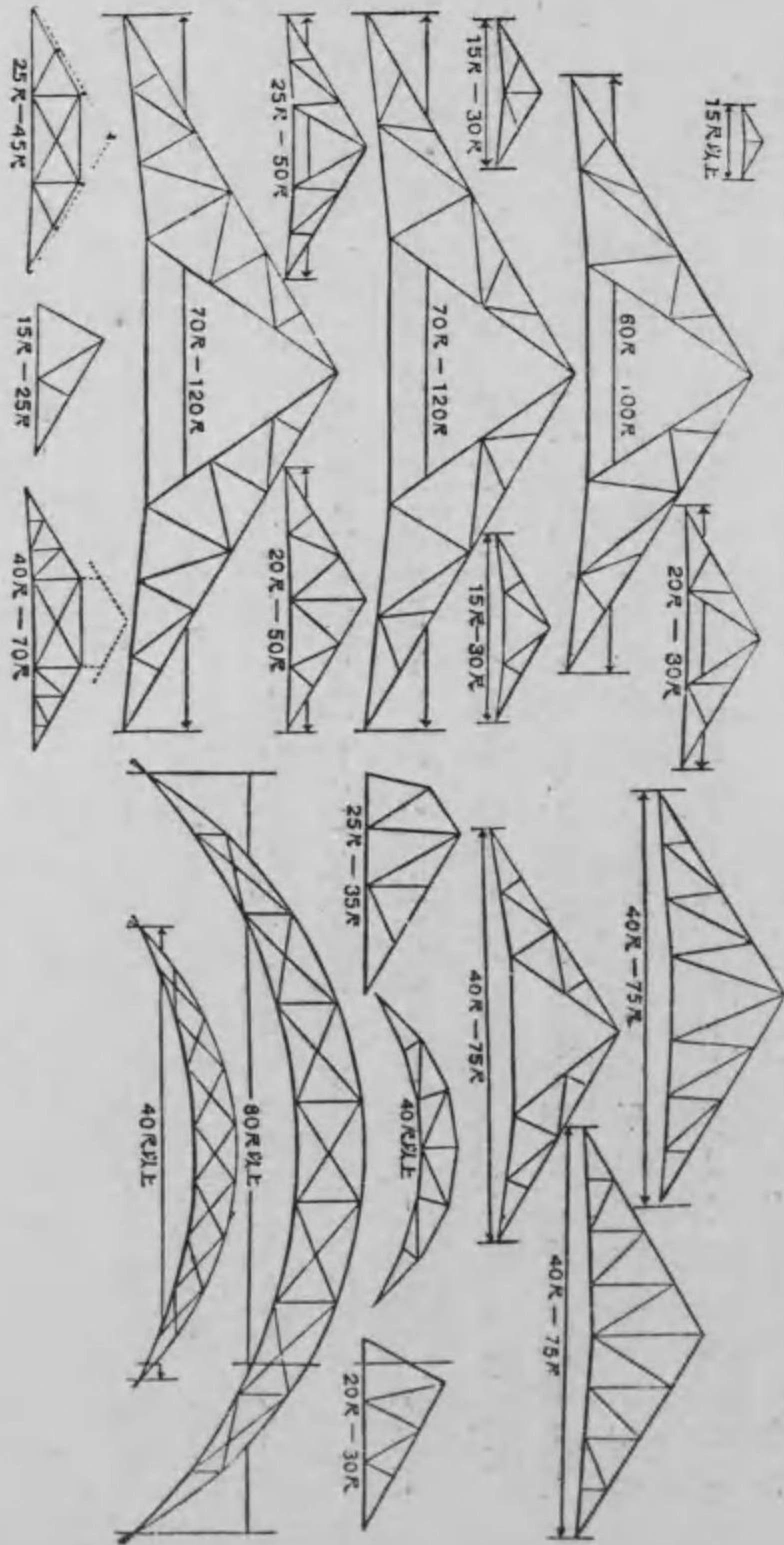
する其等の力の力率の代數的和 (Algebraic sum) は 0 に等しきは既に知れる所なり今切斷法を行ふに當り出來得べくんば三箇の部材を切る様にすべし而して或一部材に於ける應力を見出さんには他二部材の交切點 (Point of intersection) に對して力率を求むべし今第六十五圖に於ては XX なる斷面によりて 2 8 及び 7 なる三部材を切りたり 2 及び 7 は A なる點に於て交切す故に今 A 點に對して力率を取るとし 8 なる部材に於ける應力を S_8 とするときは

$$W_{2a} - S_8 b = 0 \quad \text{即ち} \quad S_8 = \frac{W_{2a}}{b}$$

之れと同様にして 2 及び 7 なる部材に於ける應力は夫々 B 及び C なる點に對して力率を取るときは見出すことを得べし又た他の部材に於ける應力は他の斷面

を取りて考へ同様の方法を續くるときは容易に見出すことを得べし即ちりなる

圖 六 十 六 百 第



部材に於ける應力を見出すには YY の如き四個の部材を切る斷面を考ふるを要す

然れども其等の中一つの部材に於ける應力即ち S_a は既に見出したるものなり故に今他三部材の交切點 A に對して力率を求むるときは

$$W_{2a} + W_{3c} - S_a b - S_0 d = 0$$

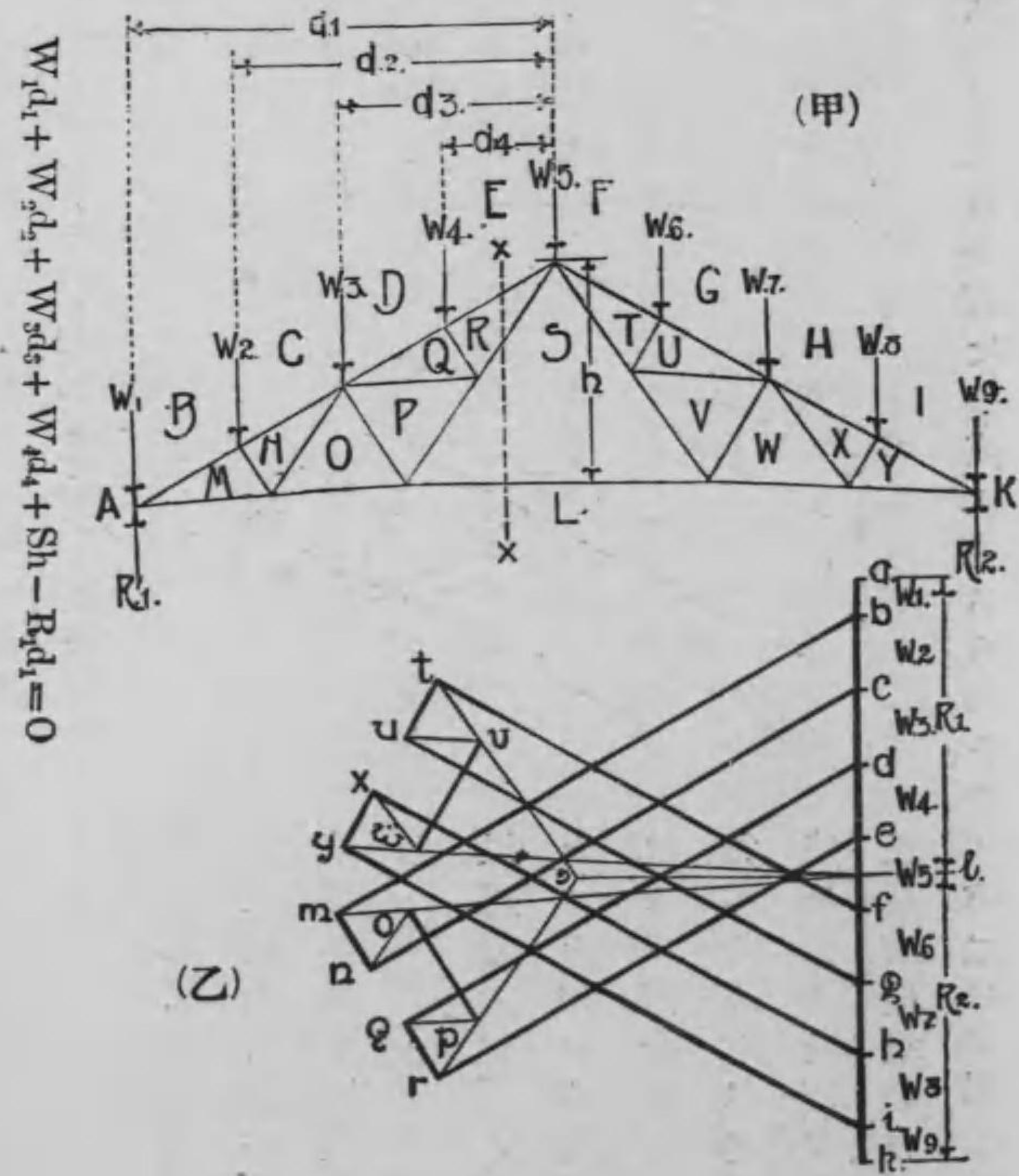
即ち

$$S_0 = \frac{W_{2a} + W_{3c} - S_a b}{d}$$

但し d なる長さは A 點より g なる部材に下したる垂直線にして第百六十六圖に於ては圖の複雑に涉るを避けんが爲め之を省きて記入せず
小屋組の各部材に於ける應力を見出すに此方法を用ふるは主として一個若くは二個の部材に於ける應力を求むる場合に多く行はるゝものなり

第百六十八圖の甲に示したるはフィンク・トラッス (Fink truss) と稱する小屋組にして其示力圖式は同圖乙に示すが如し其示力圖式を引くには小屋組の左端より初め通常の方法により第四又は第五の接手に及ぼし之を續け行ふときは三個の未知部材の應力を求むることを得べし圖式を引くに當りては誤差を生ずること多きを以て屢試査を爲して調整すべし而して相似的の部は既成のものに等しくして

第百六十七圖



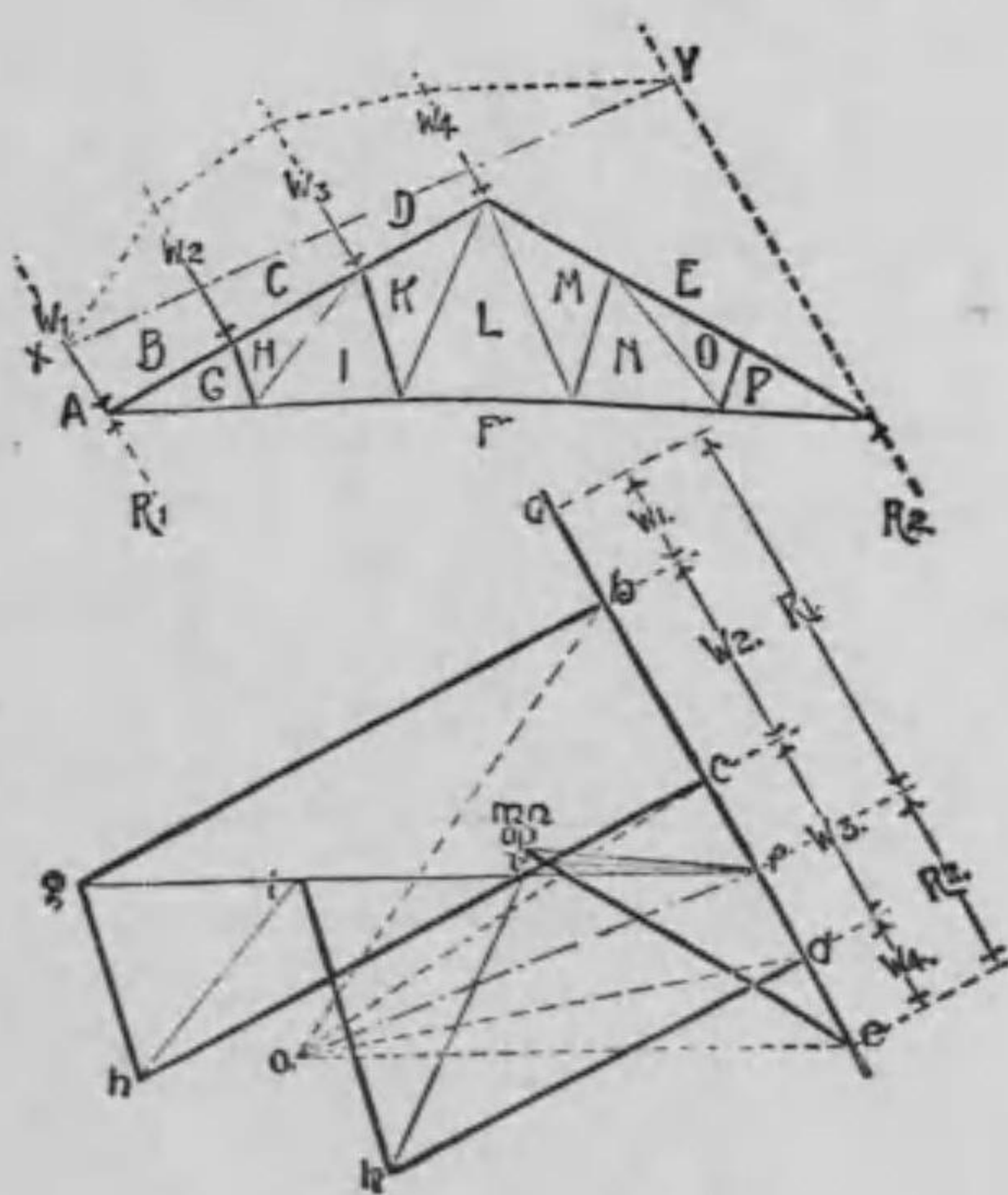
$$W_1 d_1 + W_2 d_2 + W_3 d_3 + W_4 d_4 + Sh - R_1 d_1 = 0$$

容易に引くを得べし然れども圖式を引くに當り先づ初めに上記の如き力率法によりて一部材に於ける應力を見出すを最も可なりとす此くの如くして断面 XX を考へトラッスの頂點に對して力率を求め S を以て SL に於ける應力を表はすものとせば

故に

$$S = \frac{R_1 d_1 - W_1 d_1 - W_2 d_2 - W_3 d_3 - W_4 d_4}{L}$$

第百六十八圖



此くしてSLなる部材に於ける應力を見出し普通の如くにして之を續け行ひ以て圖式を完成するを得べし

風壓力 (Wind Loads)

上に掲げたる諸例にては小屋組には唯垂直荷重の加はるものとして考へたり然れども次に應力圖式に風壓力の及ぼす結果を考へん但し風壓は屋根の只一方より及ぼすも

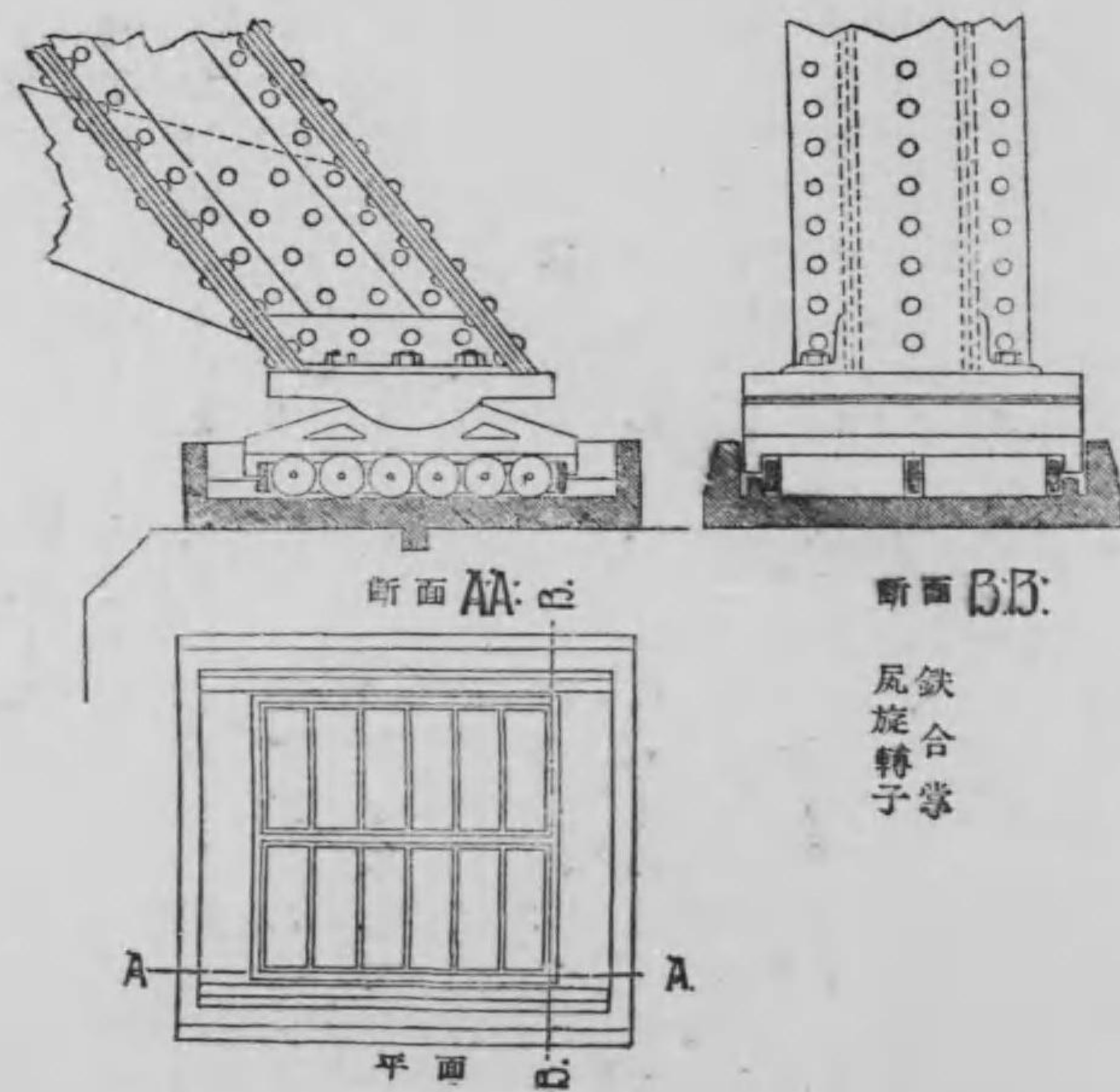
のとし且つ屋根の表面に垂直に當るものとする(第二卷参照)

第百六十八圖に於ては小屋組に加はる荷重は全然屋根の一面に及ぼす風壓によ

るものゝみと考たる場合なり既述の諸例に於ては何れも小屋組に加はる荷重は垂直にして且つ均等に配布され而して其兩支點に於ける反働力は相等しかりなり然れども第百六十八圖の場合に於ては兩支點に於ける反働力は相等しからず而して此反働力の量は第十章の末尾に記したる方法によりて見出すことを得べし小屋組に加はる各荷重の方向は何れも一樣なるを以て反働力の方向も亦其等荷重の方向に等しからざるべからず即ち點線を以て示すが如くにして何れか一方の反働指力線上に任意の一點を取り之れより初めて順次に圖式を作りXYを結び付くときは圖式を完成し得べし極圖式に於てXYに並行してofを引くときは反働力の大きを見出し得べし此くして反働力を見出し得るときは既述の方法により通常の如くにして示力圖式を引くことを得べし但し爰に注意すべきはAnなる空隙は一本の等しき直線によりて表はさるゝ諸力によりて限らるゝを以てofなる線は極圖式に表はれざるに在り

第百六十九圖に於ては左側に於ける荷重は只風壓に依るものとし且つ右側に於けるものは只屋根の重量に依るもののみと假定せり此等の荷重を示力圖式に引

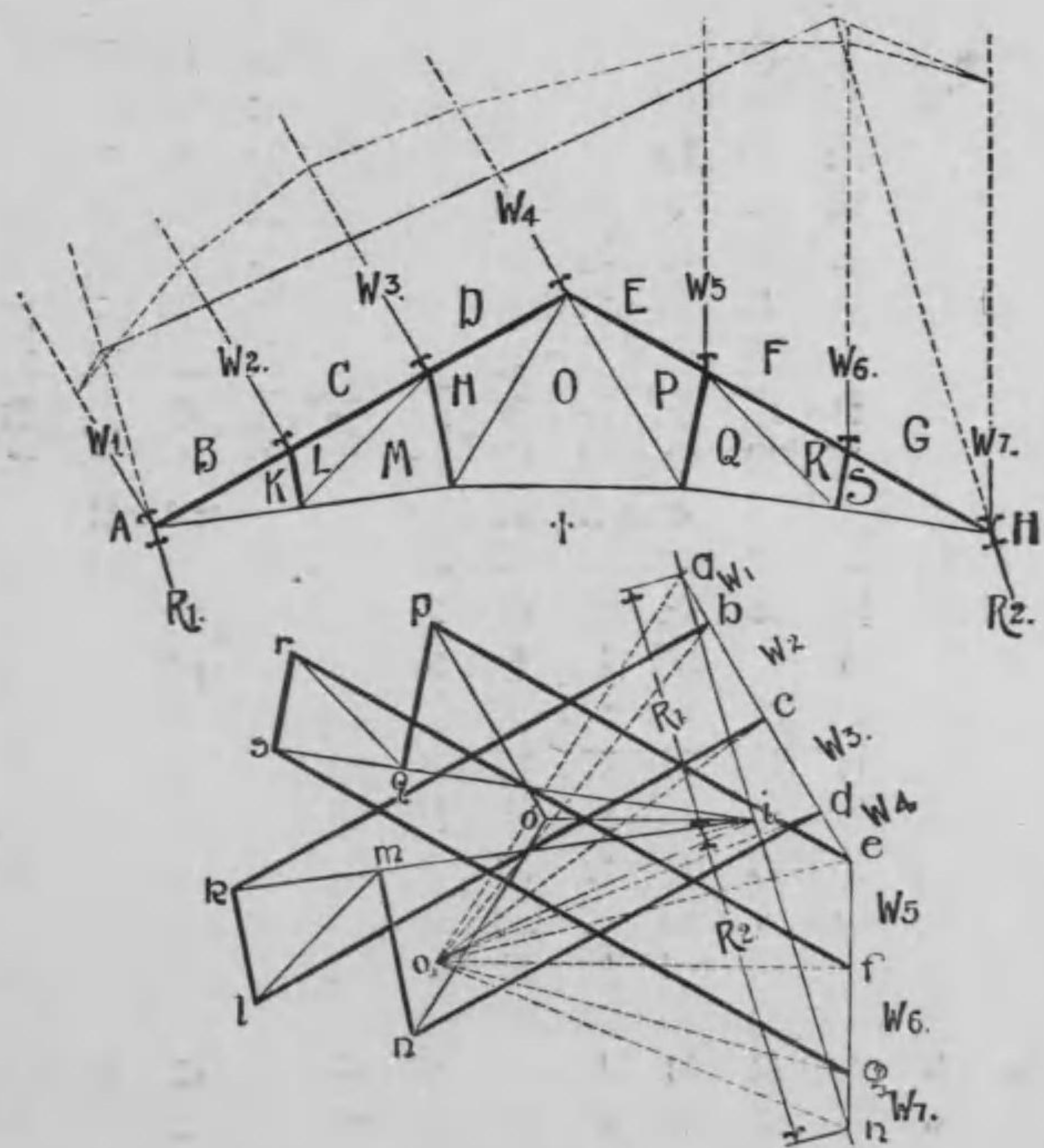
圖 十 七 百 第



のと考へたる場合なれども張間の甚だ大なる場合例へば八十呎又は其以上なる

如き場合には小屋組の一端に轉子 (Roller) を附して温度によりて生ずる膨脹を加減せしめ且つ小屋組が壁に推力を與ふるを防ぐことあり、轉子の下なる支臺の反働力は單に垂直なる力のみなるべきこと明かなり、第七十圖は大圓形屋根 (Large arched roof) の一端を支承する轉子の詳細を示せるものなり、第七十一圖に於ては第

圖 九 十 六 百 第

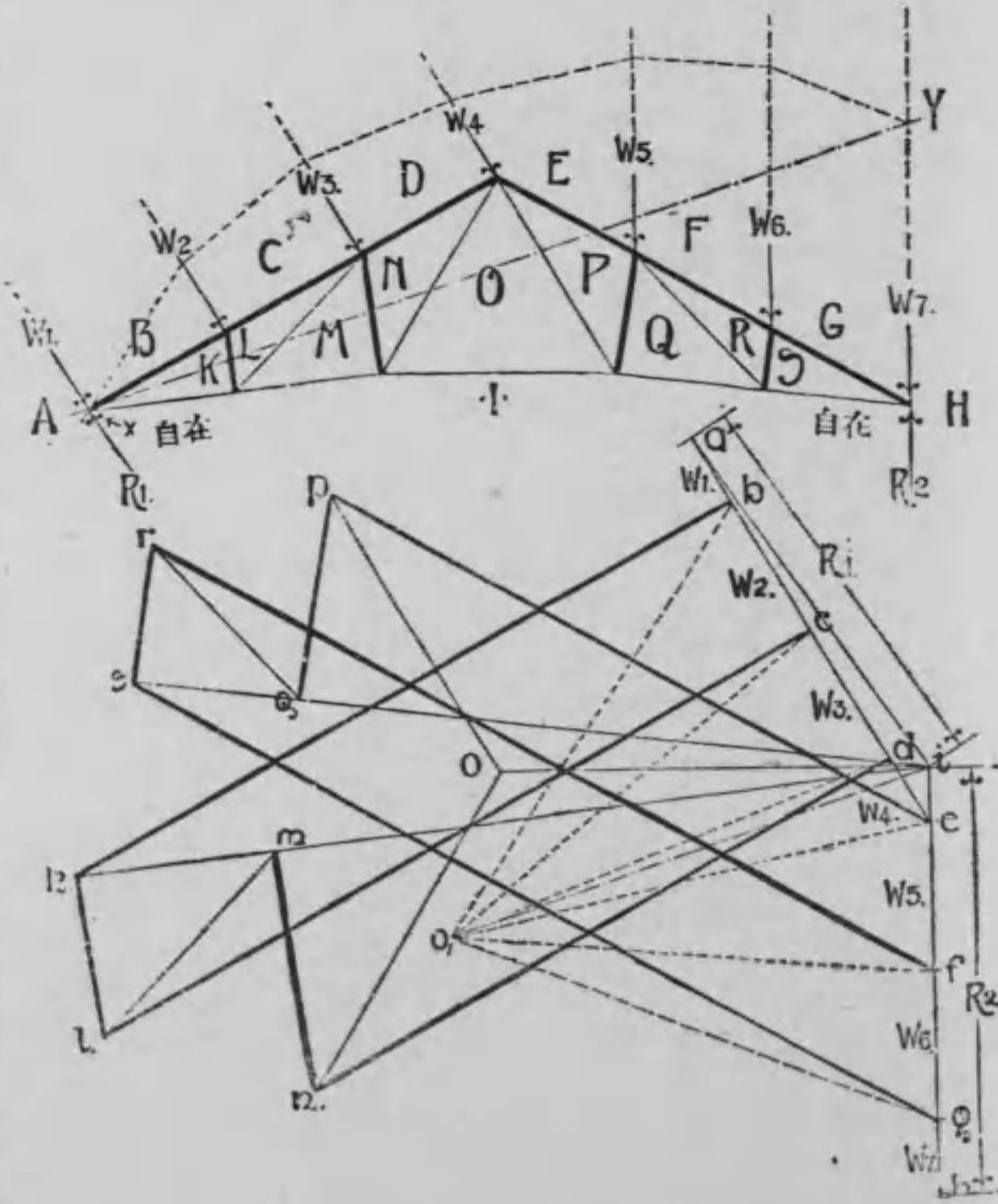


轉子承端 (Roller Bearings) 前記の二例に於ては何れも小屋組の兩端は固定せるも

き且つ多邊形を完成するときは小屋組兩支點に於ける總反働力の量及び方向は ha に等しきことを見出すべし、此く反働力の方向を見出すときは之れに等しく小屋組の兩支體に引くべし點線にて示すが如し

百六十九圖に擧げたと同様にして此場合には小屋組の一端は可動的にせるもの即ち轉子にて保支せるものと考ふ然るときは可動的なる右端に於ては反働力は垂直の方向となること既に知るが如し圖式を引くに當りてはXなる點より初めざるべからず之れR₁上に於て明確に知れ居る點は只此點のみなればなり次に通常の如く閉合多邊形を作り兩端XYを結び付け之れに平行して示力圖式に於てo₁を引くときはhiなる垂直線上にR₂なる反働力の大きき知り得べく又たaiを結び付くときはR₁の大ききを知ることを得べし此くして荷重の多邊形及び反働力の多邊形 *force* を完成すべし次に通常の如く續くるときは應力圖式を引くことを得べし第七十一圖は第七十圖に示せると同様の小屋組にして只此場合には風壁力が反對の方向より加はれるの差あるのみ此場合にも亦た圖式を作るにはXなる點より初めざるべからず而してR₁及びR₂なる二つの反働力は示力圖式に示すが如きものとなるを見るべし

第百七十一圖



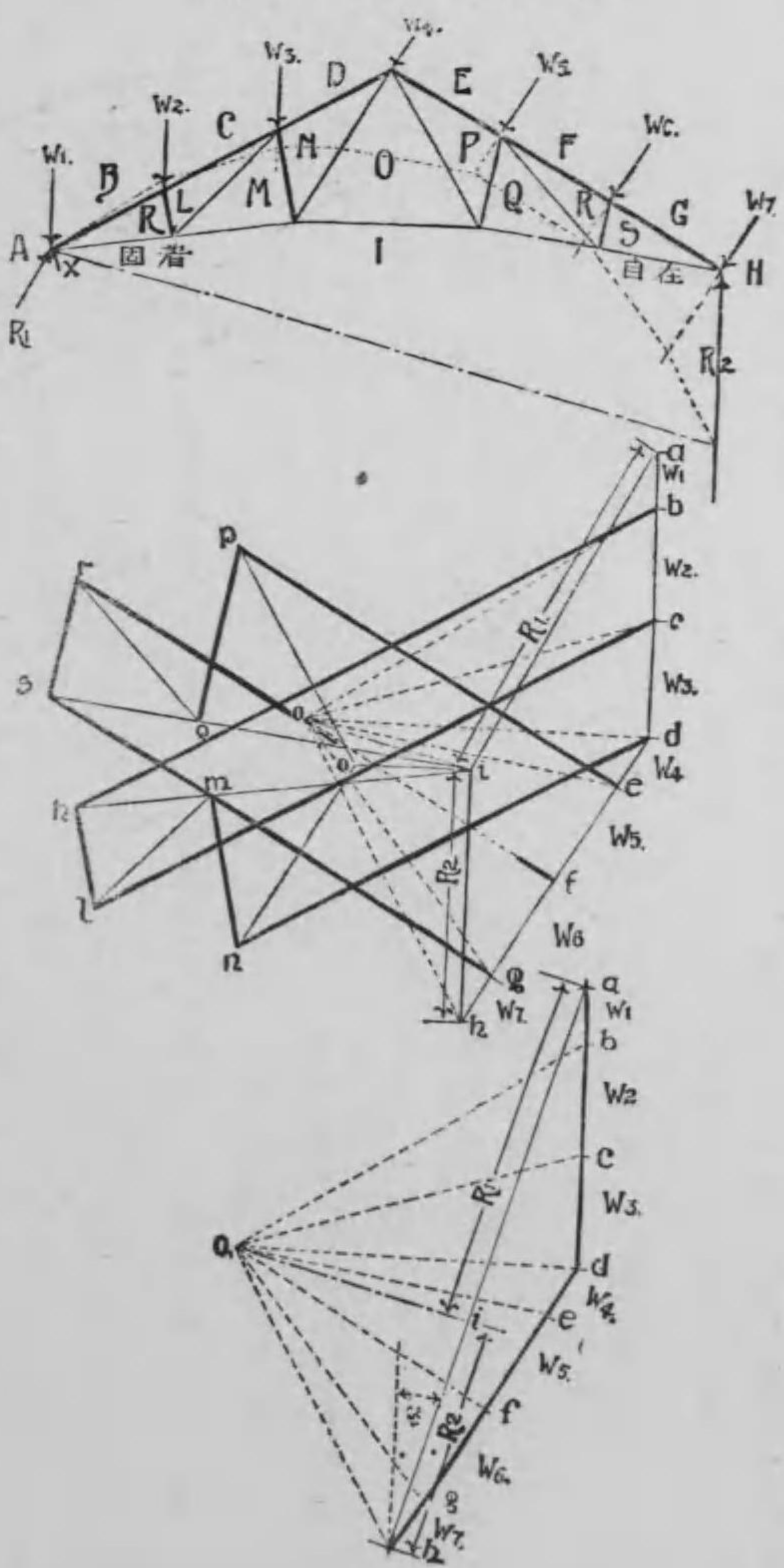
も鐵板間の摩擦は合成壓力 (Resultant Pressure) に對して働くべき反働力を此端に生

なり
張間八十呎以下の小屋組に於ては同様に只一端を固定し他端は鐵板上に安置して沓金物 (Shoe) を用ひ之れに穿ちたる溝孔にボルトを通して止め以て尙此端が動き得る様に一端固定せざる

ぜしむるに向充分なり平滑なる鋼表面間の摩擦係數 (Coefficient of friction) は略ぼ \tan

二九四

圖二十七百第



$10^\circ = 17633$ に等し然れども鐵板の表面は多くは粗雜なるを以て摩擦係數を尙之れより大となさざるべからず合成壓力は往々にして垂直線より 30° 以上の角度

をなすことあれども其場合には兩端を固定せるものと考ふるときは大なる誤差を生ぜざるものなり且つ又た可動端に於ける合力は第百七十一圖に示すが如く垂直線より約 15° の差をなして引き得べきことあり

屋根上面及ぼす荷重の性質 (The Nature of Loading on Roof Trusses): —

小屋組の各部材に於ける應力を見出すに當りては先づ屋根に加はる荷重を知るの要ある屋根に加はる荷重は之を左の二種に分つことを得べし

(甲) 静荷重 (Dead Load) 此荷重は屋根葺材料の重量及び小屋組自身の重量等を合せたるものなり

(乙) 動荷重 (Live Load) 此荷重は風壓積雪星及び屋根修覆職工の重量等を合せたるものなり

一つの小屋組が支承すべき屋根の廣さは第百七十三圖の均角投影圖 (Isometric Projection) に於て斜線を施して示したるが如くにして又た各接手に於て支承すべき廣さは夫々斜線の方向を異にして別ち示せり屋根自身によりて生ずる静荷重は屋根を構成する各材料と其等の重量とを知るときは容易に見出すことを得べし

今次に屋根を構成する種々の材料の重量を列挙せん

石盤	1 平方呎に付	8 [#]
瓦	"	23 [#] (葺土を含む)
裏板	"	1—3 [#]
コングラート(厚1 [#])	"	12 [#]
母屋	"	9 [#]
垂木	"	1 [#]
波形亜鉛鍍鐵板 16 W.G.	"	3 ¹ / ₂ [#]
" 18 W.G.	"	2 ¹ / ₂ [#]
" 20 W.G.	"	2 [#]
" 22 W.G.	"	1 ³ / ₄ [#]
" 28 W.G.	"	4 [#]

小屋組自身の重量は之れを設計し終はらざれば勿論精確に之を知り得べからず之を以て設計を爲すに當りては其重量を假定して計算を行ふべきなり張間二十

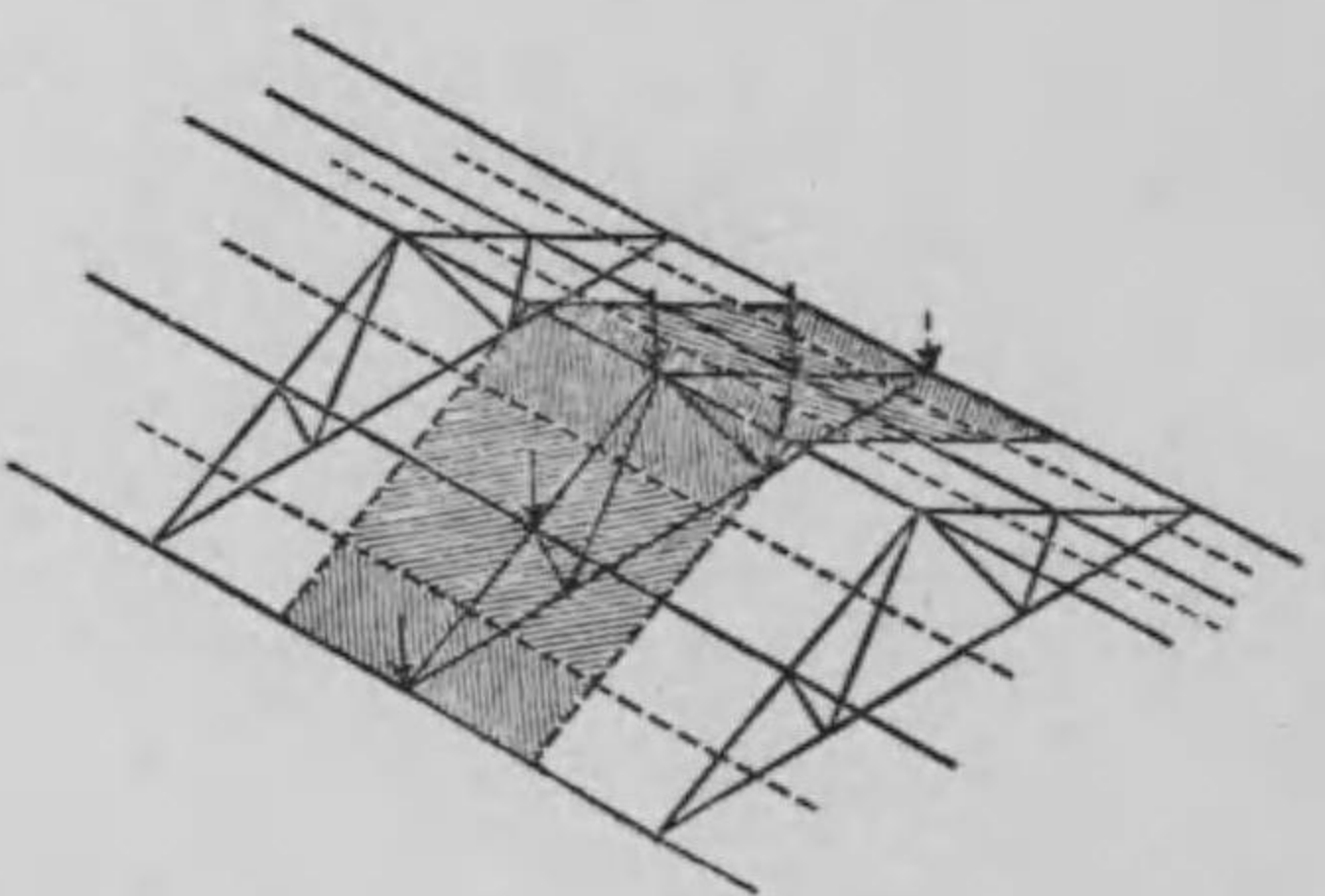
呎以上八十呎以下の小屋組を八呎乃至十二呎の間隔を得て用ふる際には其重量は一平方呎に付き 1¹/₂[#] 乃至 6¹/₂[#] の間に在りと知るべし又た葺料として波形亜鉛

鍍鐵板(Corrugated Iron)を用ふるとせば之を合せて屋根の重量は一平方呎に付き 9[#] 乃至 12[#] にして石盤を以て葺くものとせば 16[#] 乃至 23[#] なりと見て可なり(第二卷参照)

風のために生ずる壓力は甚だ不正確のものなり英國に於ては橋梁を設計するに當りては水平風壓力を一平方呎に付き 55[#] とし又た普通の屋根を設計するに當りては一平方呎に付き 20[#] として充分なりとすと云ふ我國に於ては地方に依りて異れども普通 40[#] / □ 尺に取れば充分ならん、水平風

壓力を此く定むるとするも之れが勾配を有する屋根に及ぼす影響に至りては更に不正確のものなり吾人は液體の壓力は凡ての表面に同様に垂直に及ぼすの事

第 百 七 十 三 圖



實あるを知る而して風の場合には之れを水平に吹くものとし之れが屋根に及ぼす壓力は風力を二つの分力に分つときは見出すことを得べし即ち第七十四圖に示すが如く一は屋根の勾配に平行し他の一は之れに垂直なる分力を分つべし

然るときは勾配に垂直なる分力は屋根に及ぼす風壓となるべし然れども風は斷へず水平に吹くものにあらず且つ摩擦の結果も亦た見逃し能はざるべきにより實際に風壓を知るは甚だ困難なりと云ふべしドクトルハットン氏(Dr. Hutton)は單に實驗に實驗に基きて風壓を算定するの法式を出せしが之れに従ふ時は理論的に得たるものと大に異なるを見るなりアンウィン氏(Uwien)はハットン氏が實驗の結果に基きて次の如き法式を作れり

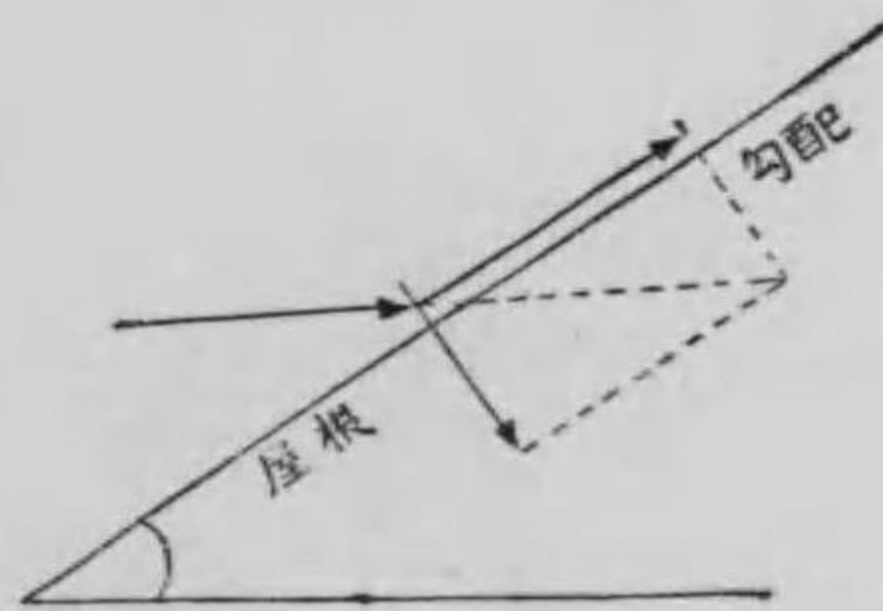
$$P_n = P(\sin \theta)^{1.51 \cos \theta - 1}$$

但し

P_n = 屋根に垂直なる風壓力

P = 風の水平壓力

圖四十七百第



θ = 屋根の勾配角

今屋根勾配がより57°5'に至るまでのものに於て風の水平壓力を四十听四十五听五十听五十五听六十听となし上の法式によりて垂直壓力を計算したる近似値を表にて示せば次の如し

第八表

P 勾配	P_n (听にて表はす)				
	40听	45听	50听	55听	60听
5°	5.	5.6	6.2	6.9	7.
10°	9.6	10.8	12.0	13.2	14.4
15°	14.1	15.9	17.7	19.4	21.2
20°	18.4	20.7	23.0	25.3	27.6
25°	22.7	25.5	28.3	31.2	34.0
30°	26.6	30.0	33.3	36.6	40.0
35°	30.2	34.0	37.7	41.5	45.3
40°	33.4	37.5	41.6	45.8	50.0
45°	36.0	40.5	45.0	49.5	54.0
50°	38.1	42.9	47.7	52.4	57.2
55°	39.7	44.7	49.7	54.7	59.7
57°5'	40.0	45.0	50.0	55.0	60.0

風壓力は唯屋根の片側にのみ加はるものと考ふるを常とすれども時としては他

の片側も亦た風のために飛ばし揚げらるゝが如き作用を受くる傾あることあり上に掲げたる表に於ける垂直壓力の値は精密の度を去ること遠しと雖も寧ろ遙かに安全を期して出したるものなるを以て之れに據るときは危険の恐れ決してなかるべきなり

積雪及び修繕工夫の重量は之を考ふるの要あること殆ど稀なり、若し積雪の重量を計算に入るゝの要あるときは普通の勾配の屋根にて一平方呎に付き $\frac{1}{2}$ と見るときは充分ならん

第一百十三節

小屋組構造ノ設計

(The Design of Roof Trusses)

今茲に張間55呎にして裏板(Boarding) 上を石盤にて葺く小屋組を設計すべき必要ありとす

小屋組の形式は第六十八圖に示すが如きものとなす而して建物の長さを十呎間に分つ即ち小屋組真々の距離を十呎と爲し繫棒(The rod)には幾分「ムクリ」(Camber)を付するを普通とす之れ小屋組の外観を美ならしめ且つ最上層の天井を高くし加之方杖の長さを減ずるの利あればなり然れども之れが爲め繫棒と合掌とに於ける應力を著しく増加するなり此場合には繫棒に「ムクリ」を附することゝなす(第七十五圖参照)

荷重 合掌の長さは約33呎となるを以て一つの小屋組に載るべき總屋根面積は

$$33 \times 10 \times 2 = 660 \text{ 平方呎}$$

今此小屋組の重量を 2500^{lb}と假定する時は一平方呎の重量は

$$\frac{2500}{640} = 3.9^{\text{m}}$$

即ち之を4^mと見做す(普通小屋組の一平方尺の重量は10^mと假定す)
凡ての静荷重を次の如く假定することゝす即ち

小屋組	一平方呎に付き	4 ^m
石盤	"	8 ^m
4 ^m 板張	"	21 ^m
垂木	"	21 ^m
母屋	"	12 ^m

即ち其總量は182^mと爲る今之を19^mなりと見做す然るときは各接手に於て受くべき静荷重の量は次の如くなるべし。

$$10 \times \frac{32}{4} \times 19 = 1520^{\text{m}} = \frac{1520}{112} = 13.5^{\text{m}} \text{ (平均的)}$$

而して又た小屋組の兩端に加はる静荷重は各

$$\frac{1}{2} \times 13.5 = 6.75^{\text{m}} \text{ (平均的)}$$

なり今屋根勾配を30°とし水平風壓を50^m/△とする時は前章の末尾に附したる表

によりて垂直風壓力は一平方呎に付き33^mなることを知るべし然るときは小屋組の片側に於て中間の三接手の受くる垂直風壓力は各

$$10 \times \frac{32}{4} \times 33 = 2640^{\text{m}}$$

$$= \frac{2640}{112} = 24^{\frac{1}{2}} \text{ (平均的)}$$

にして又た其兩端に加はるものは

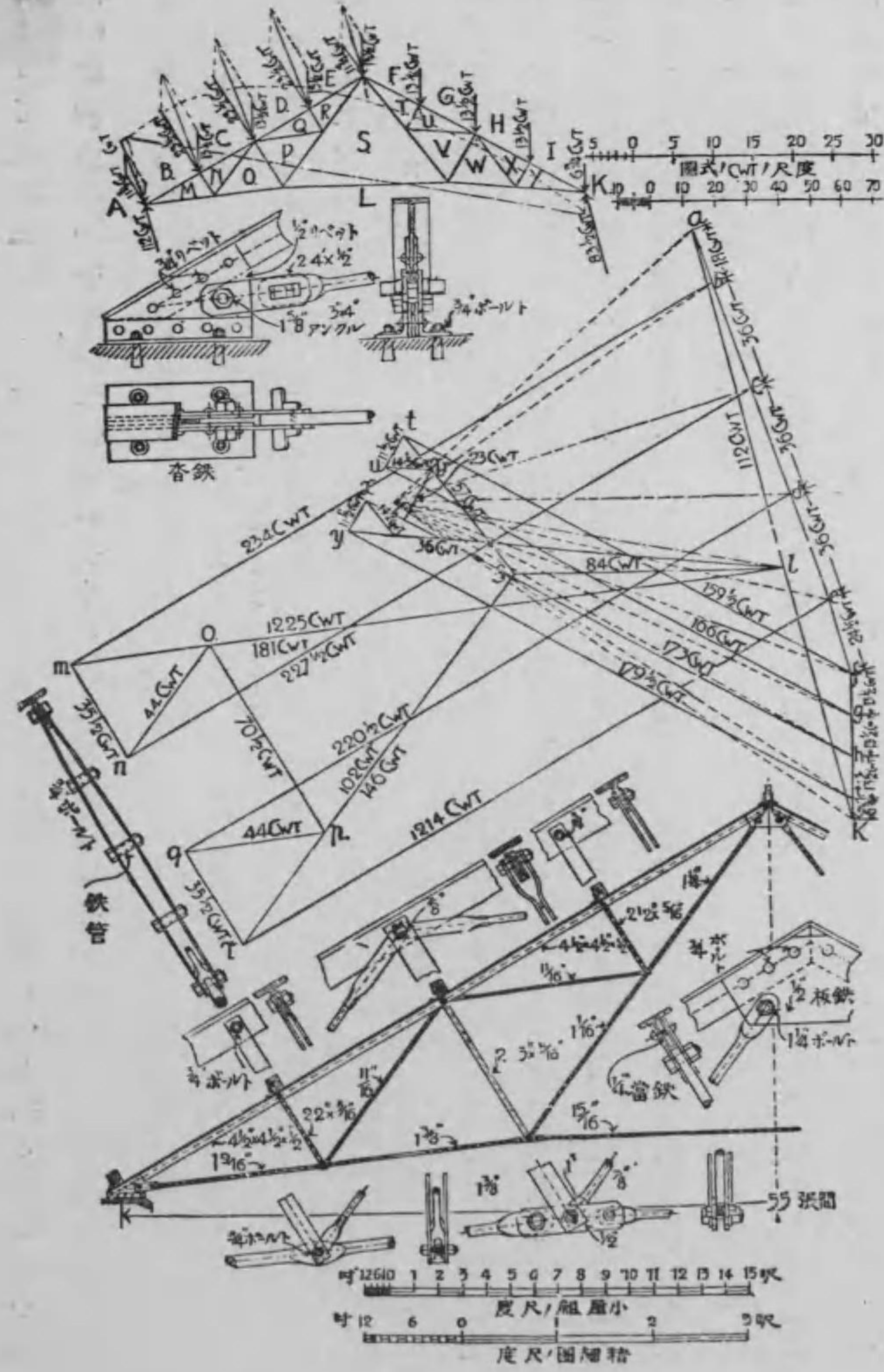
$$\frac{1}{2} \times 32^{\frac{1}{2}} = 11^{\frac{1}{2}} \text{ (平均的)}$$

故に静荷重と動荷重との合力は平行四邊形の方法によりて見出すときは第百七十五圖に示すが如きものとなるべし各荷重を順次に引き下すときは其等の合力akが垂直線と爲す角は甚だ小にして15°よりも小なるを見るべし故に兩支點に於ける反働力は平行と考へて可なり而して其量は各點線にて示したる圖式法にて見出し得べし(二百九十六頁参照)

應力圖式、此圖式を作るには甚だ精密を要するを以て鉛筆の端を尖銳ならしめ注意して引くべし此圖式に於て最終の一線を引くに當り多邊形が正しく閉合せ

圖 五 十 七 百 第

屋組 張間—55呎 梁の間隔—10呎 静荷量一呎に付19呎 垂直風力一呎に付33



三〇四

あるときは其製圖の不正確なるを證するものなり小屋組の設計に於て凡ての計算は反働力を見出すべき精度によるものなるを以て之を見出すには大に意を用ふるを要す

應力圖式を引きて各部材に於ける應力を見出し之を次の如き表に作るべし

第 九 表

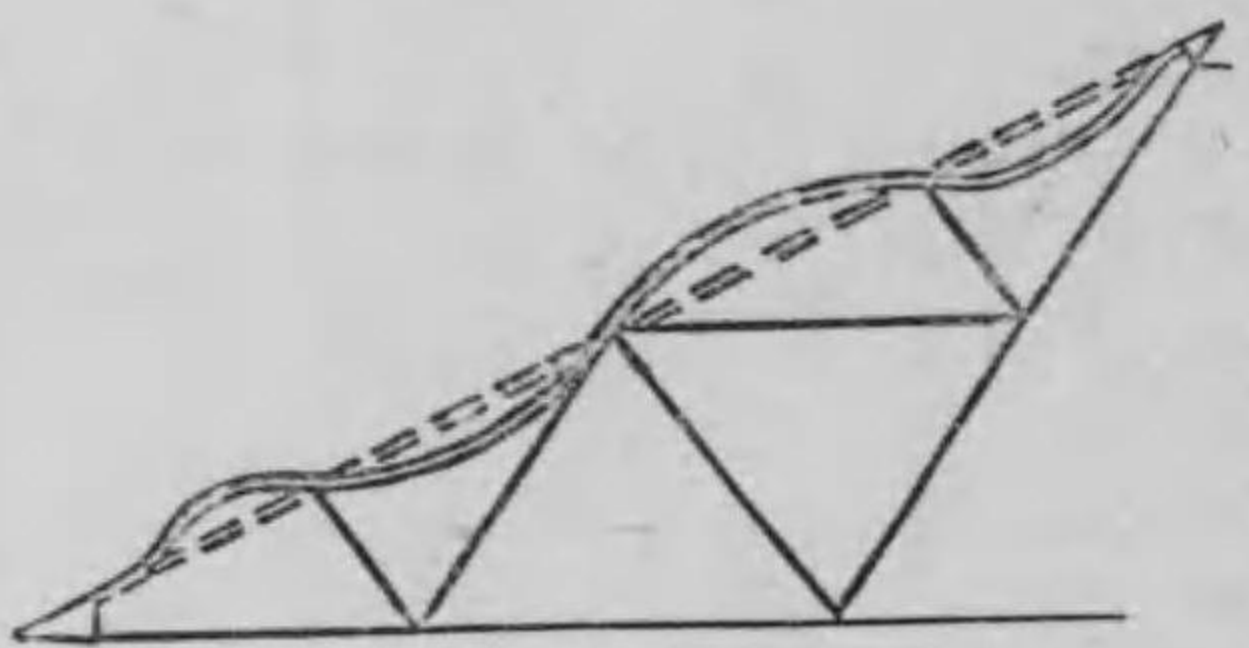
部 材	應力 CWTにて 表す	應力 CWTにて 表す	必要なる 斷面積	部材の形
ML 及び YL	225		1.88	1 1/2" 棒鐵
OL 及び WL	181		1.51	" "
RS 及び TS	143		1.22	" "
PS 及び VS	102		.85	" "
NO 及び XW	44		.37	" "
PQ 及び VU	44		.37	" "
SL	84		.30	" "
BM 及び LY		234	長さ	
ON 及び HX		227 1/2		

DQ 及び GU	220 $\frac{1}{2}$	6 \times 0 $\frac{1}{2}$	4 $\frac{1}{2}$ " \times 4 $\frac{1}{2}$ " \times $\frac{1}{2}$ " 丁形鋼
ER 及び FT	214	7 \times 0 $\frac{1}{2}$	2-3" \times 1 $\frac{5}{8}$ " 平鋼
OP 及び WV	70 $\frac{1}{2}$		
MN 及び YX	35 $\frac{1}{2}$	3 \times 6 $\frac{1}{2}$	2-2" \times 1 $\frac{5}{8}$ " 平鋼
QR 及び UT	35 $\frac{1}{2}$		

部材の寸法 (Size of members) 風力は屋根の何れの側にも加はるものと見らるべきにより小屋組の両側は同様に設計すべきこと論を俟たざるなり
上の表に掲げたる棒鐵の直徑は安全應張力を一平方時に付き $\frac{1}{2}$ として算出したるものなり

合掌には丁形又は二ヶの山形鋼を用ふるを通例とす又た時としては溝形鋼或は工形鋼を用ふることあり合掌は其全長を通じて同一斷面積と爲すを普通とす合掌は其各接手間の部分は其兩端を蝶番止めとなしたる柱と見做して考ふることを得べし但し兩端の部分は一端を固定したる柱と見做して考ふることを得べし小屋組に荷重が加はる時は合掌は第七十六圖に示すが如く屈曲する傾を生

第百七十六圖



ずべきこと第百八節に於ける第百十五圖によりて知るが如し。
上掲の表にて見る如く合掌として $4\frac{1}{2} \times 4\frac{1}{2} \times \frac{1}{2}$ の丁形鋼を選定せり而して其強さは次の如くにして算出するを得べし即ち第百八節に掲げたる表によりて環動半徑との近似値を求むる時は
 $r = 21D = .21 \times 4.5 = .945$
 而して $l = 12 \times \frac{32}{4} = 96$
 $\therefore \frac{l}{r} = \frac{96}{.945} = 100$
 第百八節の末尾に掲げたる表により安全荷重を一平方時に付き 2.4 とす而して今 $4\frac{1}{2} \times 4\frac{1}{2} \times \frac{1}{2}$ 丁形鋼の斷面積を求むるに 4.25 なり故に

總安全荷重 = $2.4 \times 4.25 = 10.2$

又たランキン氏法式によりて破砕荷重を見出さんに柱の兩端を軸止めとなした

る場合には第百八節に記したる如く

$$\text{破砕荷重} = \frac{F'A}{1 + 4a\left(\frac{l}{d}\right)^2}$$

而して $F' = 24^{\text{噸}}$

$$a = \frac{1}{36000}$$

$$A = 4.25^{\text{平方吋}}$$

$$\frac{l}{r} = 100$$

なるにより

$$\begin{aligned} \text{破砕荷重} &= \frac{24 \times 4.25}{1 + 3 \times \frac{1}{36000} \times (100)^2} \\ &= 55.6^{\text{噸}} \end{aligned}$$

$$\therefore \text{安全係数} = \frac{55.6}{10.3} = 5.5$$

故に合掌として選定せし丁形鋼は其断面積 $4.25^{\text{平方吋}}$ にて此場合には充分なる強さを有することを知るべし
小屋組に於て應壓部材の強さを計算するに當りては建物の一部を支承すべき柱の計算に用ふるが如き大なる安全係数を用ふるの要あらず

方杖としては丁形鋼を用ふることあり或は山形鋼を用ふることあり或は又た第百七十五圖に於けるが如く二本の平鋼の間に空隙を存し之をボルト止めとして用ふることありOPなる部材は其長さ $l_{\text{平}}$ にして之には $3 \times \frac{3}{16}$ の平鋼を二本合せ用ひ其ボルト孔は $\frac{3}{16}$ とすべし然るときは

$$\text{断面積} = 2\left(3 \times \frac{5}{16} - \frac{3}{4} \times \frac{5}{16}\right) = 1.4^{\text{平方吋}}$$

今其環動半徑 r の近似値を求むれば

$$r = .29D = .29 \times 3 = .87^{\text{吋}}$$

$$\therefore \frac{l}{r} = \frac{12 \times 7}{.87} = 96.5$$

而して第百八節の末尾に掲げたる者に據る時は安全荷重は一平方吋に付き $2.6^{\text{噸}}$ なり故に

$$\begin{aligned} \text{總安全荷重} &= 2.6 \times 1.4 = 3.64^{\text{噸}} \\ &= 72.8^{\text{ポンド}} \end{aligned}$$

$$\frac{\text{平均重量}}{100\text{wt}} = \frac{1}{20} = 112^{\text{噸}}$$

此部材に於ける應力は $70\frac{1}{2}$ なるを以て右の如き断面積のものを用ふれば充分の強さを有することを知るべし

MNなる部材としては $2 \times \frac{12}{16}$ の平鋼を二本合せ用ふれば充分の強さを有するものとなる

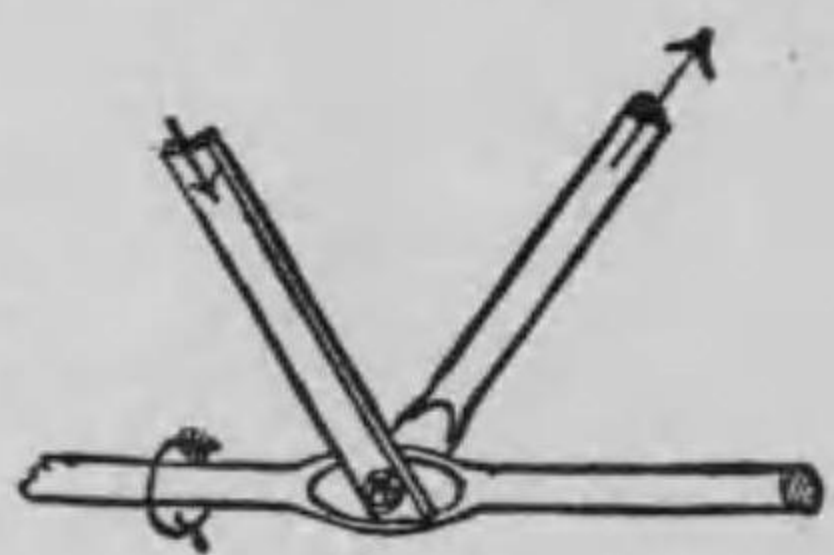
右の例及び次に擧ぐべき例に於て掲げたる各部材の寸法は各部材に對して夫々算定したる最小の寸法なれども實際には部材寸法の種類を少からしめ且つ構造を容易にならしむるが爲め算出したる最小寸法よりも大なる斷面積を有するものを用ふること往々あり

小屋組の建圖を引くに當りては先づ初め小屋組の形式を表はす枠組圖式の諸線を引くべし次に此等の諸線を中心線となして各部材を引くべし即ち枠組圖式の各線をして各部材の斷面の重心線とならしむべし若し此注意をなさざる時は各部材を設計するに當りて其計算に與らざる副應力(Secondary stresses)を生じ更に計算を爲さざるべからざるの必要を生ずべし

接手(Joint) 各接手に於ては各部材をボルト止め又は「リベット」止めと爲し而して各接手に於て複應剪力を生ぜしむるが如くに配置するを可とす之れが爲めNO及びPQなる部材の其端を眼孔形接手(Forked joint)と爲さしむNOなる部材の下端は

第七十七圖に示すが如く其接手の一侧にあらしめ又た他側には方杖の端を對せしめ一本のボルトにて止むるときは此圖に於て矢にて示すが如き方向に旋扭力率(Twisting moment)を生ず而して此力は單に女捻(Nut)及びボルトの頭部に於ける壓力にて抵抗さるべきなり。

第七十七圖



此等眼孔形接手は精密に接合せしむること甚だ難し故に成るべく之を用ひざるを可とす往々大なるボルトを以て止むる際に之れが爲めに生ずる副應力を算定して以て此接合法を用ふることあり此接合法を用ふるは主として經濟上成るべく材料を節するためなりと雖も亦た屢必要以上の大なる材料を用ふれば大に勞役を省き爲めに大に

構造物の工費を節減し得ることあるを常に心に記し置くべし
棒鐵の端にボルト孔を作るには(第七十八圖參照)孔の兩端に於ける斷面積は棒鐵の斷面積に凡そ1.3倍せしむるを可とす即ち第七十八圖に於て $B+B=1.25A$ 而して σ の斷面積 $=A$ の斷面積

及び支持力に抵抗すべきため充分なるリベットを用ひざるべからず此場合には

リベットを三本用ふるときは充分なるを知る

QRなる方杖の頭部に於ける接合を考ふるに此方杖に加はる $\frac{3}{4}P$ の壓力に抵抗すべきためには $\frac{3}{4}P$ のボルトを一本用ふるときは充分の強さとなると雖も凡て構造物に用ふるボルトは $\frac{3}{4}P$ を以て最小となすを以て此場合にも $\frac{3}{4}P$ のボルトを用ふべし

OPなる方杖の頭部に於けるボルトの抵抗すべき應剪力は上述の如き場合と異り明確のものにあらざるなり此接手に於てボルトに及ぼす壓力は第百七十九圖のAに示すが如し

各壓力を合掌の壓力に平行の方向と垂直なる方向とに分解するとき各分力は點線にて示すが如し又たボルトに働く諸力の合掌に平行なる各分力は今各部材の壓力を其端に於ける眼孔形接手に依りて二つに分つときは夫々Bに示すが如し尙ほ其等の壓力の爲めに生ずる應剪力は尙ほ同圖に示すが如くにして之を見出すには既に第二十五章に述べたる如し合掌に直角なる方向にてボルトに及

ぼす分力及び此等分力の爲めに生ずる應剪力はC圖に示すが如し

以上B及びCなる二つの應剪圖式を比較するときは最大應力はON及びQPなる二部材の間に生ずることを知るべく而して此所にては合掌に平行して $\frac{3}{4}P$ の

この應力働き又た合掌に直角に $\frac{3}{4}P$ の應力働くを知るべし此等二つの

應剪力は各最大剪斷力の分力にして其合成剪斷力を求むるときはD圖に示すが如く $\frac{3}{4}P$ と爲るなり

次にPOなる方杖を構成する平鋼をボルトの兩端にあらしむるが如く接合するときは其場合にボルトに及ぼす壓力はE及びF圖に示すが如き者となる此場合には合掌に直角なる方向に働く應力は大に増大するを見るべし且つ之れと同様にボルトを彎曲せしむる傾向大となるを見るべし此場合には其最大應剪力は $\frac{3}{4}P$ としてON及びQPなる二部材の間に生ずる應力はG圖に示すが如く増して $\frac{3}{4}P$ となるなり以上の事實は部材をボルトにて接合するに當りては各壓力は成るべく相距りて交互に相反する方向にありて働く様にし且つ最大壓力は「ボルト」の中心に成るべく近からしむるを可とすべきを證するも

のなり
 以上の如く一小ボルトの設計に就て記し來りし所は甚だ些事に涉るが如き嫌ありと雖も而かも此の如く詳かに説きし所以のものは右と同様の場所に用ひらるゝボルトの強弱に關する原則を明かにせんが爲めに外ならず而して小屋組の設計に當りて唯一ヶ所の薄弱なる接手あるが爲めに他の部分の構造凡て善良なるも全く用に堪へざるに至ることあるを以て甚だ重要な事と云ふべきなり
 上記の例に於てはボルトに於ける最大應剪力は $\frac{100}{16} \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{2}$ にして之れに抵抗すべき爲めボルトの直徑を $\frac{100}{16}$ と爲すときは充分なり然れども方杖によりて與へらるゝ $T_{0.1} \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{2}$ の壓力に抵抗すべき支承面を充分ならしめんとせば
 直徑のボルトを用ひざるべからず此ボルトを用ふるときは其支承抵抗は

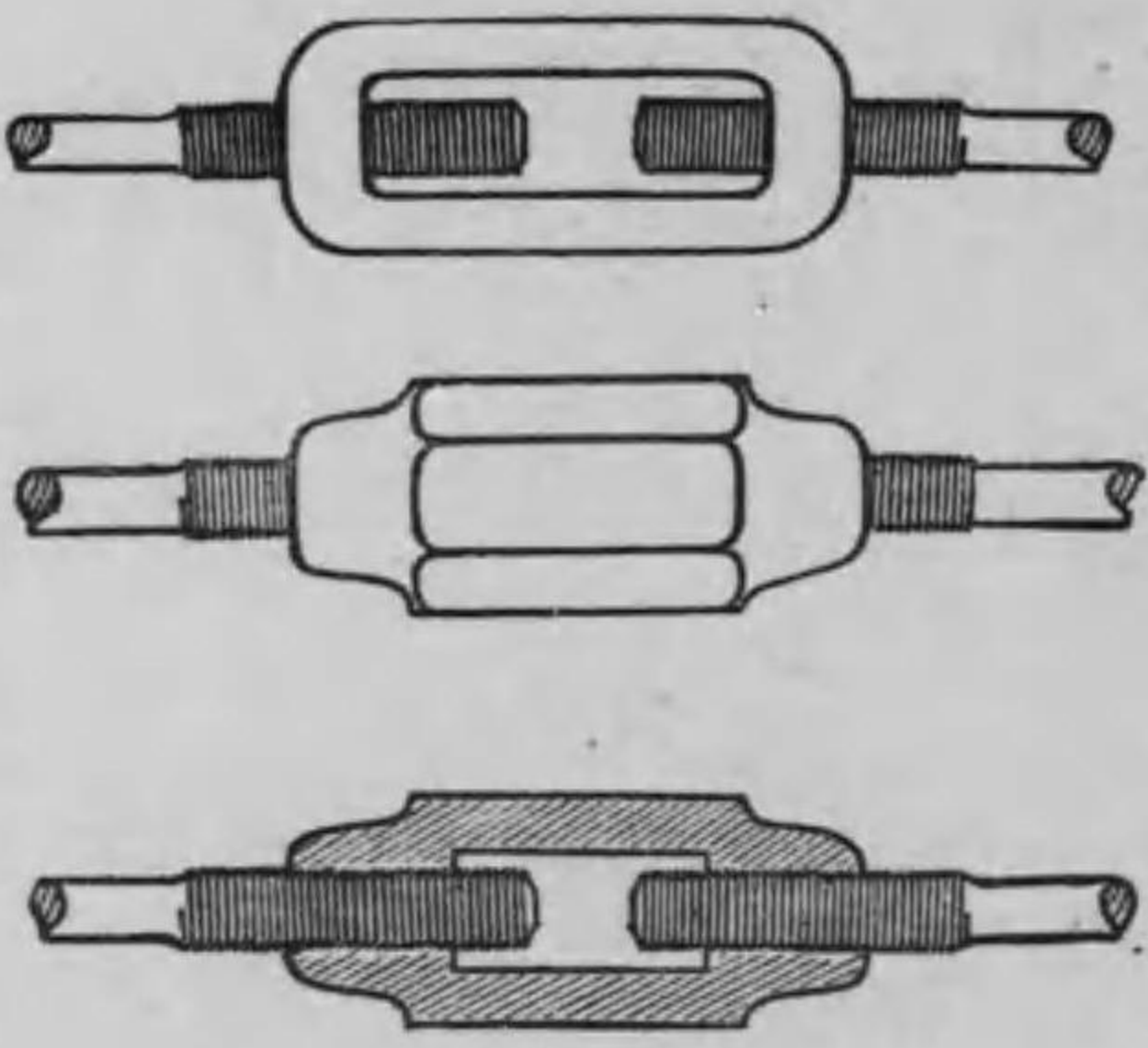
$$2 \times \frac{7}{8} \times \frac{5}{16} \times 7 = 3.8 \text{ 噸}$$

$$= 20 \times 3.8 = 76 \text{ 噸}$$
 となるべし

MN OP 及び QR なる方杖の下端に於けるボルトに及ぼす應力は上記の方法により

て見出すことを得べし小屋組繫棒の締め方には種々の方法あり第百三十八圖の場合には鐵沓 (Shoe) の詳細圖に示すが如く四字楔 (Chis) 及び楔 (Cotter) を以て繫材を締め付けたり又た第百八十圖に示すが如き旋廻繫子を以て締め付くるも同様

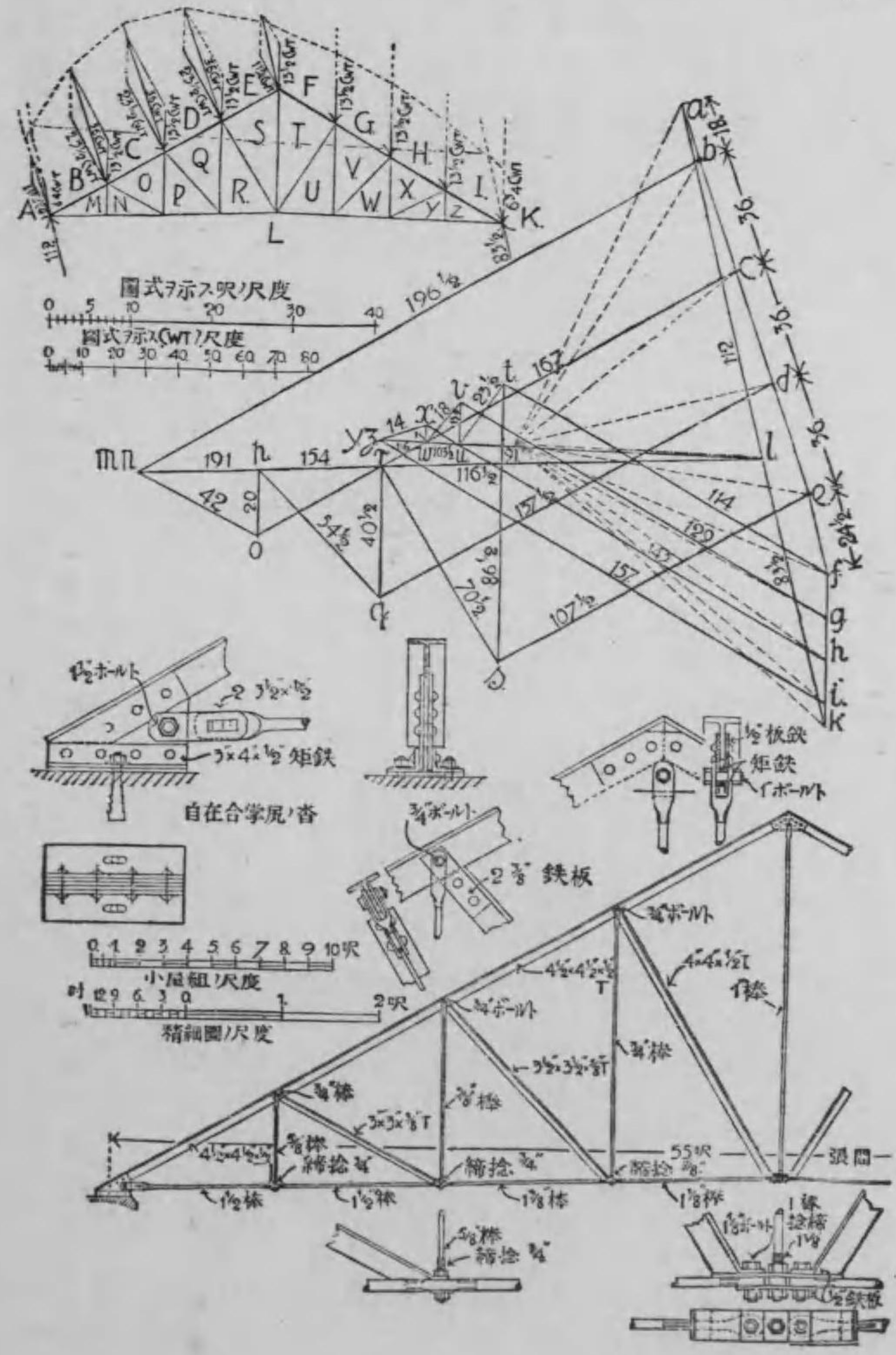
第百八十八圖



の結果を得べし此締付材料を用ふるは實際の工事に於て生じ易き缺點を補正するに在り故に若し精確に工事を遂行するを得ば之を用ふるの要あらざるなり一般の工事には多くは棒鐵の代りに帶鐵及び山形鋼を用ひ又たボルトの代りにリベットを用ふ此場合には締付材料を用ふること甚だ稀なり第百八十一圖に於ては第百七十五圖に於ける小屋組と其張間及び各荷重間の距離相同じく又た之れに加はる荷重も亦た前例と相同じ小屋組の設計を示すものなり此場合には MN 及び YZ なる二部材には應力を生ぜず故に此二者を省き去るも可なり然れ

第 百 八 十 一 圖

鋼 鐵 小 屋 組 張 間—55 呎 梁 ノ 間 隔—10 呎 靜 荷 量—1 呎 = 付 19 噸 垂 直 風 力—1 呎 = 付 33 噸



三二八

ども此者は共に繫材の一部を支ふる助を爲し且つ小屋組の外観を良好ならしむるものなり
 各部材に於ける應力は圖式によりて見出すことを得べく其値及び各部材の断面は次の表に示すが如し

第 十 表

部 材	應 力 「トン」 「ク」 「キ」 「ポ」 「ワ」 「ハ」 「ト」 「ニ」 「ホ」 「ヘ」 「フ」 「ク」 「キ」 「ポ」 「ワ」 「ハ」 「ト」 「ニ」 「ホ」 「ヘ」 「フ」	應 力 「トン」 「ク」 「キ」 「ポ」 「ワ」 「ハ」 「ト」 「ニ」 「ホ」 「ヘ」 「フ」	所 要 ノ 断 面 積	部 材 ノ 形
ML 又 ハ NL	191	196½	1.59	1½ 棒鐵
YL 又 ハ ZL	154		1.28	1¾
PL 及 ハ WL	116½		0.97	1
RL 及 ハ UL	86½		0.72	1
ST	40½		0.33	¾
QR 及 ハ VU	20		0.17	¾
OP 及 ハ XW	0		0	¾
MN 及 ハ ZY				¾
BM 及 ハ LZ		196½	長サ	¾

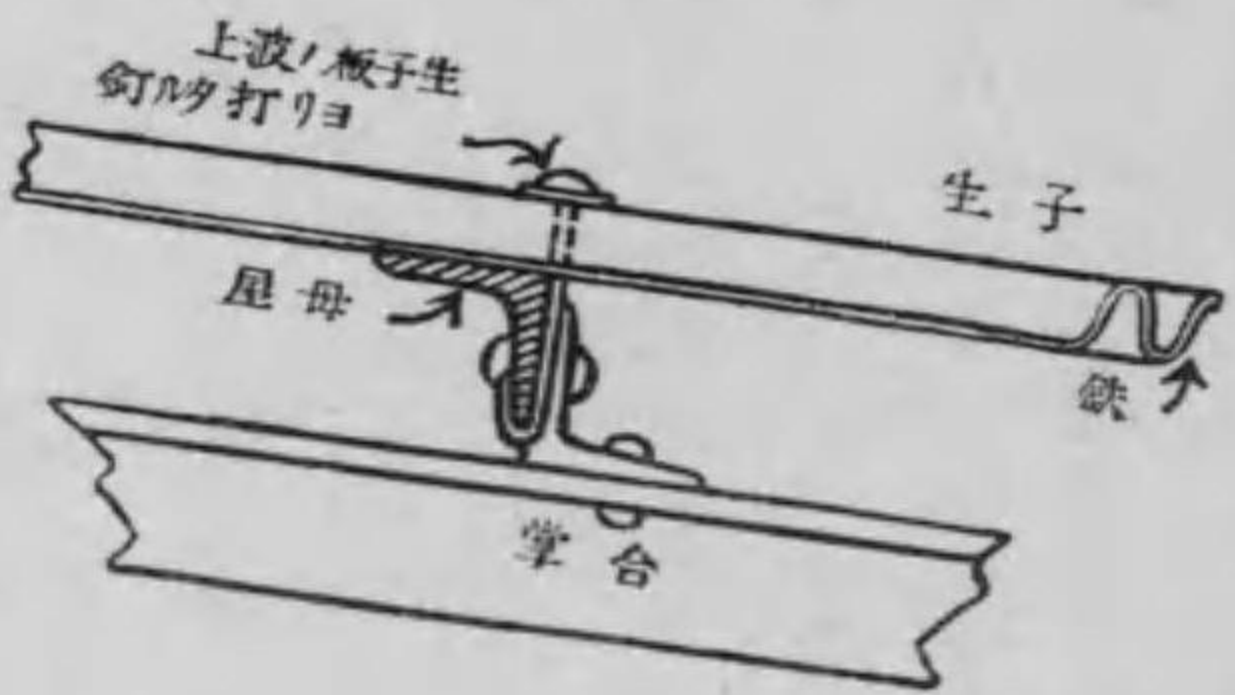
OO 及 e HX	167	8'0"	4 1/2" x 4 1/2" x 1/2" T
DQ 及 e GV	137 1/2		
ES 及 e FT	107 1/2	13' 0"	4" x 4" x 1/2" T
RS 及 e UT	70 1/2		3 1/2" x 3 1/2" x 1/2" T
PQ 及 e WV	54 1/2		3" x 3" x 3/8" T
NO 及 e YX	42	7' 9"	

此場合には方杖としては表に示すが如く丁形鋼を用ひたり此方杖の上端の接手は其梁腹の兩側に鋼板を當て「リベット」止めとなし之を合掌及び垂直部材と共に「ボルト」止めとなし以て壓力を「ボルト」に平均して及ぼす様にす
 方杖を繫材に取り付くるには詳細圖に示すが如く其梁腹を少しく切り去り又其上羽縁は曲げて繫材に重なる様にすべし此曲げたる羽縁の部及び繫材には「ボルト」孔を設け以て垂直部材の螺旋端を之れに貫き女捻を以て締むるなり垂直部材の下部に於ける螺旋端は過螺旋 (Plus thread) 即ち其齒狀部を引き去りたるもの、直徑が少くとも此棒鐵の直徑に相等しからざるべからず之れが爲めには棒鐵

の端を縮服せしめ然る後之れに螺絲を施すなり凡て小屋組の部材の端を螺絲状と爲すには其何たるを問はず常に過螺絲状と爲さざるべからず

第百八十一圖は鋼小屋組の設計を示すものにして其張間九十呎にして小屋組間の間隔十二呎なりとす此場合には亞鉛鍍波形式鐵板を以て葺くものと假定す而して鋼母屋を用ひて之れに亞鉛鍍形鐵板を葺かんと欲する場合には第百八十二圖に示すが如くにすべし母屋に直接亞鉛鍍波形式鐵板生子板を葺きたるのみにては其下面に水蒸氣凝結し之れが滴々落下する惡結果を生ずる事あり故に之を防ぐため第百八十二圖に示せるものに於ては母屋の上に板張をなし其上に生子板を以て葺けり合掌の長さを 52' とすれば小屋組一箇の支承する屋根

第百二十八圖



面積は $52 \times 12 \times 2 = 1248 \text{ 平方呎}$

今小屋組自身の重量を 3000' とすれば屋根面積一平方呎に於ける重量は

8000 = 61^m なり
1248

各種の静荷重は次の如し

「ト ラ ? ス」(小屋組).....一平方呎に付	61 ^m
母屋....."	2
裏板....."	2 ¹ / ₂
生子板....."	2
蓋計	13 ^m

即ち小屋組に加はる静荷重を一平方呎に付 13^m とす又垂直風壓力を一平方呎に付き 33^m とす荷重は母屋によりて合掌の全長を通じて凡ての部分に分布せらるゝが如しと雖ども第百八十一圖の A に示すが如く合掌と母屋との接手に加はるゝものとは考ふべきなり今小屋組の右端を轉子にて支ふるものとするときは兩端に於ける反働力は前例に於て説きしが如くにして見出すを得べく A 及び B に表はすが如し而して其應力圖式は通常の如くにして引き得べし C に在りては小屋組の端を固定せざる方より風が吹くものと考へたる場合の應力圖式なれども風

壓の方向を變ずることなくして今左端を自由に働き得べき様に考へたり然かするときは圖式を引くに簡單となるのみならず B、C 二者に於ける應力の變化を比較するに甚だ便なり。

各部材に於ける應力を以上の二圖式によりてを求めたる後次に掲ぐる表を作るべし此二つの場合を比するに各部材に於ける最大應力は風が小屋組の固定端より吹く際に最大なることを知るべし然れども之れ第百八十一圖に考へたる小屋組の場合にして何れの小屋組に於ても常に此くの如しと云ふ能はざるなり。小屋組に於ける各應力を算定するに當り小屋組には垂直等布荷重のみ働くものと考ふること實際の場合に甚だ多し即ち垂直等布荷重を屋根の一平方呎に付き 60^m と假定するを最も普通とす之れ此垂直等布荷重を以て静荷重、動荷重兩者の作用に相當するものと考ふるに出でたるなり今第百八十一圖の小屋組に一平方呎に付き 50^m の垂直荷重が働くものとすれば其場合に於ける應力圖式は D 圖に示すが如し此場合に見出したる各部材の應力も亦た次の表に示せり此表を注意して見るときは方杖及び小繫材に生ずる應力は D にて見出したるものと B 及び

〇にて見出したるものと殆ど相等しきを知るべし又た之れに反して合掌及び主要繫材に生ずる應力はDにて見出したるものはB及びCにて見出したるものよりは遙かに大なることを知るべし

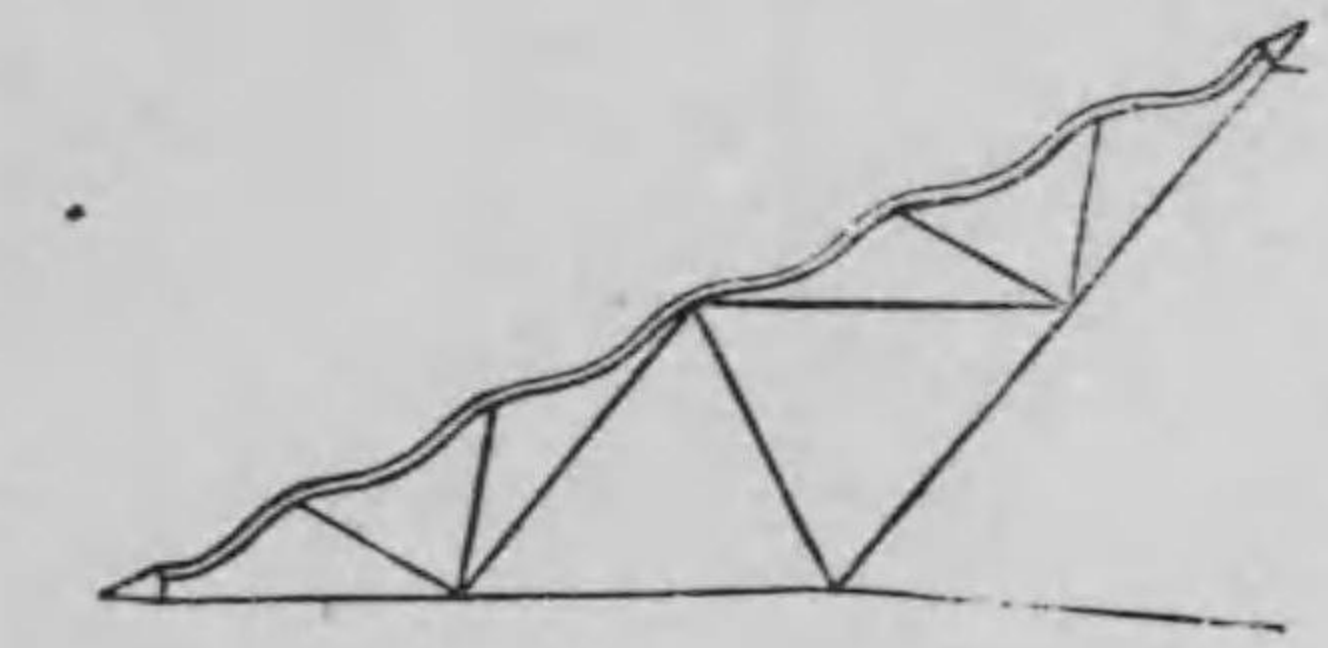
第十一表

部 材	最大應力 (ハットレットウエートにて表はず)		可動端より風の吹く場合		一平方呎に付き50斤の垂直荷重の働くとき		所要の断面積	部 材 の 形
	固定端より風の吹く場合	應圧力	應張力	應圧力	應張力	應圧力		
QP及XH ₁ P	427		317		523		3.03	2-4"×1" 帶鐵
TP " E ₁ P	327		220		427		2.34	
PY	170		70		257		1.21	3½"×¼"
XY及XA ₁ Y	262		250		269		1.87	2-3½"×¾"
UY " D ₁ Y	165		153		173		1.17	2-2½"×¼"
ST " F ₁ E ₁	97		97		96		0.69	
UV " D ₁ C ₁	97		97		96		0.69	
BQ " NH ₁		392		373		602		
CR " MG ₁		357		338		551		

DS " LF ₁	381		361		556	長さ 8'8"	2-7"×3"×¼"	山形鋼
EV " KC ₁	374		355		532			
FW " IB ₁	339		320		481	12'0"	2-5"×2½"×¾"	山形鋼
GX " HA ₁	362		343		486			
TU " E ₁ D ₁	122		122		121	7'6"	2-3"×3"×¼"	山形鋼
QB " H ₁ G ₁	50		50		50			
RS " G ₁ F ₁	50		50		50			
VW " C ₁ B ₁	50		50		50			
WX " B ₁ A ₁	50		50		50			

應張部材の寸法を算出するには其安全應力を一平方時に付き「 σ 」として取りたりリベット孔を設くるため鐵材の幾分取り去らるるを以て之を償ふ爲め各部材は何れも算出したるものより幾分大なるものと爲すべきなり第百八十一圖の小屋組に於ては其建圖にて見る如く中央に細き垂直棒鐵を用ひたり此垂直材は敢て小屋組の強弱には關せざれども之れなきときは繫梁の張間に大に過ぐるこゝなるを以て單に繫梁の中失を支持するために附加したるなり此材は小屋組の強

弱に影響する所なきを以て小屋組の圖式に表はさざるなり方杖の所要寸法は前例に説きたるが如くにして算出することを得べし



第百八十四圖

を以て適當なるものと假定するときは環動半徑の近似値は

$$2D = .2 \times 7 = 1.4$$

合掌の寸法を定むるに要する計算には前例に於て述べたるの外尙逸かに攻究するを要す之れ此場合には合掌應力圖式にて見出したる應壓力に耐へざるべからざるのみならず曲能率にも耐へざるべからざればなり合掌の各部は其兩端を固定したる柱として考へ得べし何となれば此場合には各接手は前例に於けるものより一層強固のみならず各接手間の母屋にて受くべき荷重のために上方に彎曲することなきを以てなり第百八十四圖と第百十五圖及び第百七十六圖とを比較参照せよ今合掌として 7×8 の丁形鋼二箇

$$\therefore \frac{l}{r} = \frac{8'}{1.4''} = \frac{87}{1.4} = 74$$

然るときは末尾に附したる表によりて一平方吋に付安全應力は $46,000$ なるを見るべし故に此の應壓力に耐ふるに要する面積を A とすれば

$$A = \frac{392}{4.6 \times 20} = \frac{392}{92} = 4.3$$

合掌に於ける曲能率を検するに此合掌は連續梁 (continuous beam) の形なること自ら明かなり而して小屋組の接手に加はると假定したる荷重は同じ割合にて分配さるゝと考へ得らるべし然れども構造物は決して完全に硬剛ならず今合掌の強弱を見んには其の最下端の一張間に就きて考ふれば可なり何となれば壓縮及び彎曲の合成したる影響は此部分に於て最大なればなり今曲能率を單一張間に同様に荷重を及ぼしたる場合のものに等しと假定するも尙ほ安全なる結果となるべし故に其曲能率を求めんには次の如し

$$\frac{417}{3} = 139 \text{ なり故に}$$

一接手に加はる荷重は 417 なるにより一張間に付き

$$B.M. = \frac{2}{3} \times 13.7 \times \frac{88''}{3} = \frac{2}{3} \times 13.7 \times \frac{104}{3} = \frac{2850}{9} = 317 \text{ Ft-Lbs}$$

第九節に擧げたる法式 $A = \frac{Wd}{f}$ に於て Wd の代りに 317 を入るときは

$$A = \frac{317}{1.4}$$

今 $Y = 4\frac{3}{8}$

$$f = 7 \text{ Tons} = 7 \times 20 = 140 \text{ Tons}$$

と假定することあり

$$A = \frac{317 \times 4\frac{3}{8}}{(1.4)^2 \times 140}$$

= B.M. に耐ゆべき面積

故に壓縮と曲能率とに耐ゆべき總面積は

$$4.3 + 5 = 9.3 \text{ Tons}$$

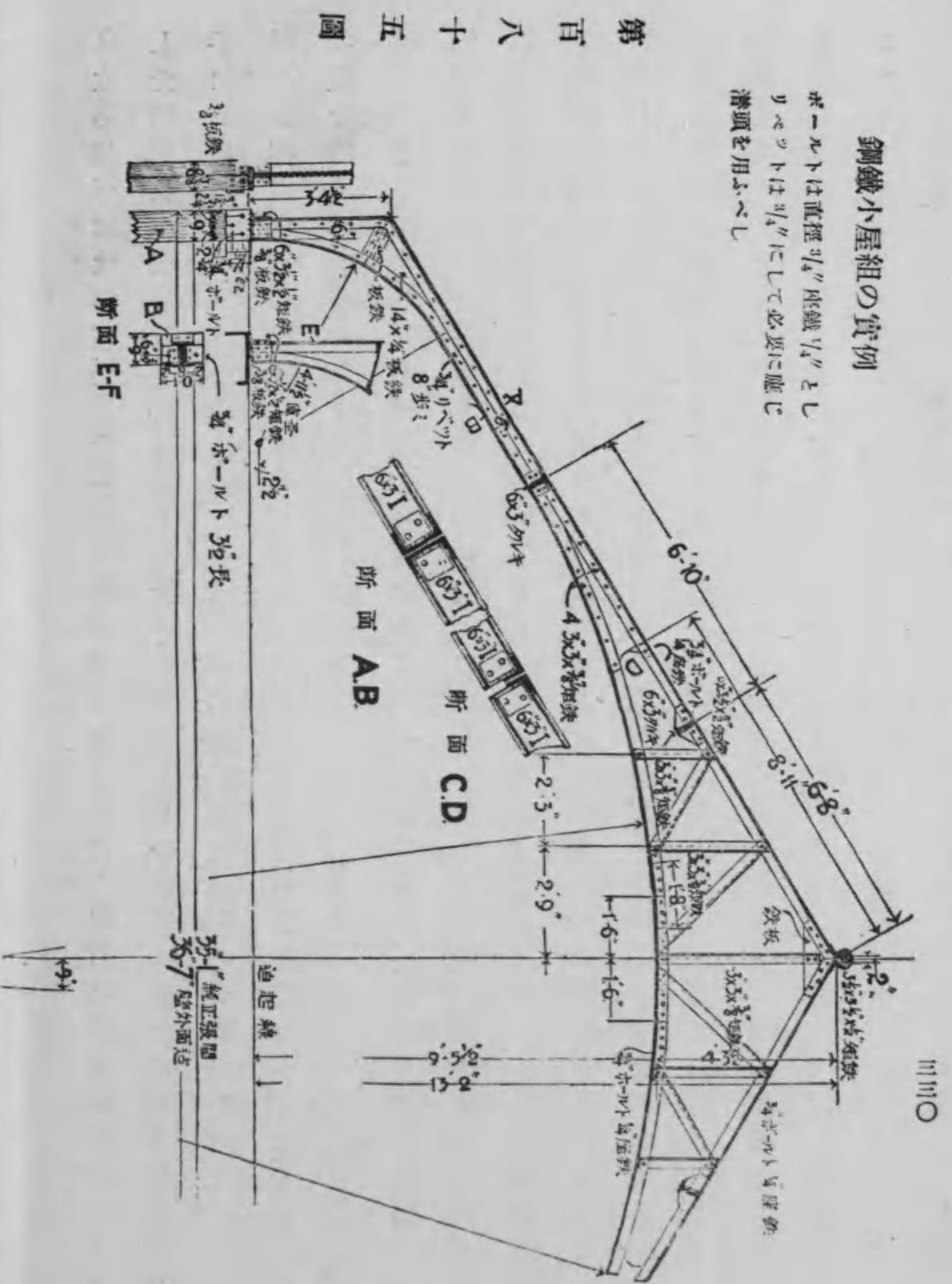
となる然るに 7" x 3" x 1/2" の山形鋼二本にて其斷面積 9 1/2 Tons なり故に上記の計算に據り初め推定せる 7" x 3" x 1/2" の山形鋼二本は合掌材として適當なるを知るべし

D なる接手には控板 (Gusset plate) に加ふるに覆板 (Cover plate) を用ひあるを見るべし此控板及び覆板は各部材をして均等に牽引せしむるに必要なるものなり各接手に於ける「リベット」の數は曾て述べたるが如く剪斷應力及び彎曲應力に抵抗し得べき様に定むれば可なり但し特に大に強固を要すべき接手に於ては「リベット」の數を増すべきものとす

第八十一圖に示せる屋根の構造は現今一般に用ひらるゝ形なり此小屋組の構造に付ては「リベット」孔を穿つために取り去らるゝ分量を償ふため繫材は凡て其全長を通じて算定せらるゝ材料よりも大なるものとなさざるべからざるにより不經濟の構造なりとて異議を爲す者ありと雖も棒鐵の端を鍛造して用ふるものに比し其安全應力遙かに大となるを以て非常に安全なる構造となるの利あり之れに加ふるに棒鐵の代りに帶鐵を用ふれば各接手を作るに甚だ容易なるを以て手數を要せざる一大長所あり然れども其欠點と云ふべきは二本の帶鐵を合せて繫材と爲すときは其材料に發見し能はざる疵瑕のあることありて之れが爲めに不慮の危禍を生ずることあり且つ又二材の相面する表面は之を清淨ならしむる

鋼鐵小屋組の實例

ボールドは直徑 $\frac{3}{4}$ " 座鐵 Y_1 とし
リベットは $\frac{3}{4}$ "にして必要に應じ
溝頭を用ふべし



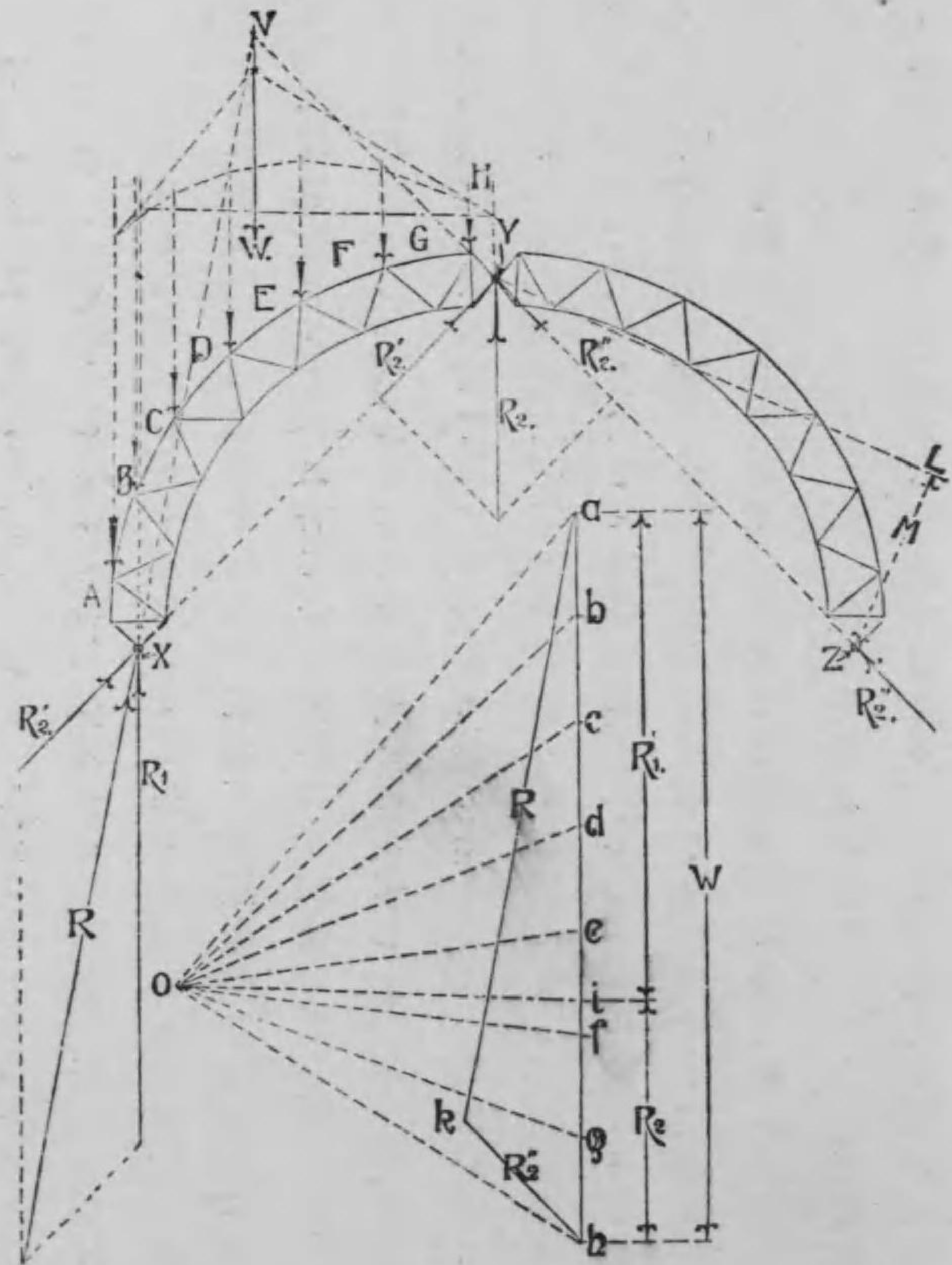
第百八十五圖

こと難く又た顔料を以て塗ること容易ならざるにあり第百八十五圖はドーネー兄弟商會 (Messrs Downay & Sons) にて作りたる小屋組の形にして種々特異の形式を有するを見るべし

曲線形の部材ある場合に圖式を引かんとするには第百八十六圖に示すが如く各接手間の部分々々を直線形のものとして表はして可なり第百八十六圖は即ち第百八十五圖に示す小屋組の小屋組圖式なりHGなる部材は其左端梁腹に連結する點に於て終はるものと考へ得らるべし此部材の方向を表はす直線を延長して合掌の中心線をYなる點に於て交切せしむべし然る時はY及び Y_1 なる二點間の部分は特に一つの小屋組として考へ得らるべし故に其應力圖式は第百八十六圖に示すが如く Y, Y_1 の間以外の部分及び此兩部分に於ける荷重は凡て之を考ふることなく通常の如くにして引くを得べし

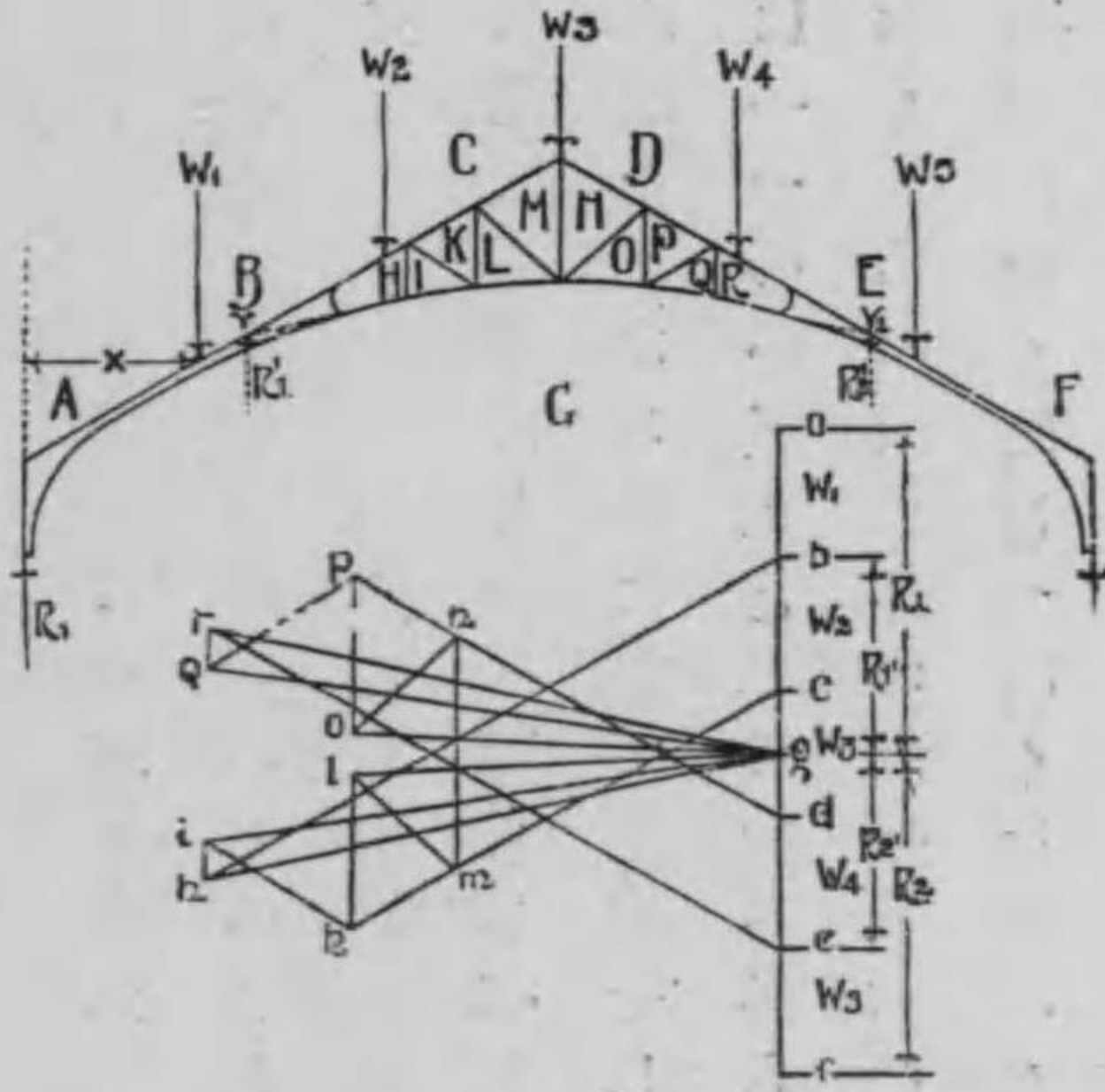
IG及びLG等の如き曲線形の繫材は應張力に抵抗すべきのみならず此等の部材を真直ならしめんとする曲能率にも抵抗すべき様に考へて算定せざるべからず此曲能率をBMとすれば

圖七十八百第



支へらるゝ大梁より成る單純小屋組として考へ得らるべし先づ初め圖に示すが如く垂直荷重を受くる左半部に就きて考ふるに

圖六十八百第



弓形小屋組 (Arched Roof Trusses) 弓形小屋組には三軸止弓形 (Three hinged Arche) と二軸止弓形 (Two hinged arches) の二種あり

(A) 三軸止弓形小屋組 第百八十七圖は圖式的に三軸止弓形小屋組を示せるものなり此弓形小屋組各半部は其の一端は受臺にて支へられ又た他端は他半部にて

W_1 なる荷重を受くる部分は單純なる梁の形として考へらるゝこと明かなり

故に第百七節に於て述べたる所に従ひ設計して可なり而して其最大曲能率は $R_1 \times X$ に等し