

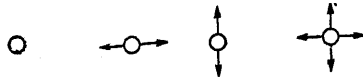
第十三章 端 承 (End bearing)

第一節 總 論

端承の目的は

- (1) 上部構に作用する水平及鉛直荷重を橋臺又は橋脚に等布する、
- (2) 温度の變化又は撓度に應ずる上部構の滑動を確保する、
- (3) 反力に對して出来るだけ不變の位置を保つ様な一定の作用點若しくは作用線を指定する、
- (4) 反力の方向を確定する。

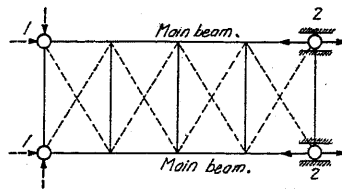
上部構が單に一支點の周圍を廻轉するだけならば、第 363 圖の如き圓形の固定端となさば、如何なる方向の水平力も



受けることが出来る。上部構が一つの

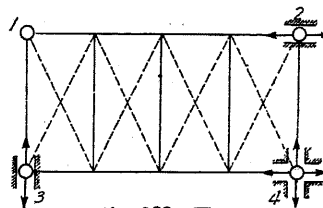
第 363 圖 第 364 圖 第 365 圖 第 366 圖

直線運動をなすときは、可動端を必要とする。第 364 圖及第 365 圖は一方のみに移動し得るのであるから、其の移動の方向に直角な水平分力を受くる様に設計する。支承を如何なる方向にも可動的となすには、第 366 圖の如くなつて水平力を受くことが出来ない。



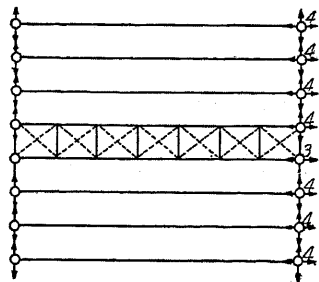
第 367 圖

二主桁を有する小さい橋梁で主桁の中心間隔が約 5 m より大なるときは、單に主桁に平行なる運動をなし得る様にすればよい(第 367 圖)。幅の廣い橋では橋軸と直角の方向の移動にも應ずる様にせねばならない(第 368 圖)。上部構は橋軸の方向に固定さ



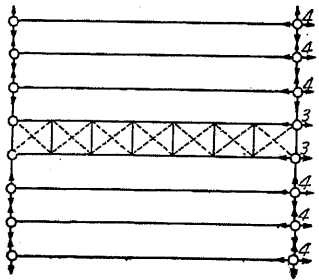
第 368 圖

れた支承 1 及 3 に対しては橋軸の方向に、又橋軸と直角の方向に固定された支承 1 及 2 に対しては橋軸と直角の方向に變形を生じ、橋軸に直角をなす水平力に対しては一次不靜定である。1 に於ては大きさ及方向が未知なる 2 及 3 に於ては各大きさが未知なる水平反力がある。橋軸と直角をなす水平力に対して支



第 369 圖

承を靜定となすには、2 或は 3 に何れの方向に対しても可動する支承を設けねばならない。然しかゝる可動支承を 2 に設けてはいけない。なぜなれば其の場合には突桁としての作用に因り、1 及 3 には著しい彎曲應力を生ずることになるからである。各方向へ可動し得る 4 の支承は溫度變化に因る上部構の變形には應じ得るも、橋軸の方向のみに起る活荷重に因る上部構の變形に対しては其の目的を達しない。



第 370 圖

數多の桁を相互に連絡せし場合には、支承の配置を第 369 圖の如くなすことあるも、多くは第 370 圖の如く中央の二主桁は横變位をなし能はざる様にし、其の他の支承は第 369

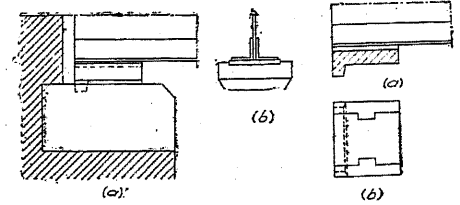
圖と同様の構造となす。

承の目的は上部構の荷重を石工に出来るだけ廣く分布するにあるが、特に鐵於ては活荷重の撃衝は横構に依り石工に傳はるも、石工は多くの場合小さくを有するに過ぎないから、床鈹 (Bed plate) に廣い面積を有せしめねばい。従て鋼製支承の下には、之に相當する大きさの床石 (Bed stone) を置床石には堅硬の石例へば花崗岩或は鐵筋コンクリートを用ふる。徑間が小さきときは、橋脚又は橋臺上の全幅に亘り其の上面に鐵筋を挿入する。

第二節 表 承 (Surface bearing)

主桁又は主桁に皿鈹を以て連結せし底鈹 (Sole plate) が、床鈹と或る面積で接觸するのを表承 (第 371 圖、第 372 圖) と謂ふ。橋軸の方向に移動する支承は、

第 371 圖の如き構造となさば桁は床鈹の上で橋軸の方向に移動することが出来る。橋軸に直角な方向の水平力に対しては床鈹の兩側に設けた肋 (Rib) に依つて抵抗す

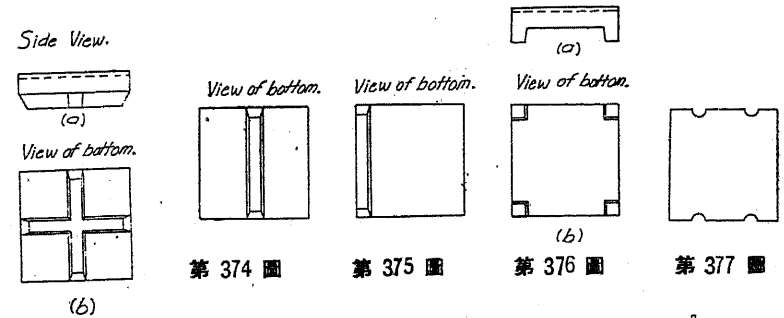


第 371 圖

第 372 圖

る。固定端の場合には、底鈹に噛み合ふ突出部を兩側の肋の中央に設け桁と床鈹とは固定する (第 372 圖)。固定若くは可動支承に於て主桁と肋との間に間隙を設けて置けば、橋軸と直角をずる方向又は總ての方向に可動的となすことが出来る。

縦及横の方向に作用する水平力は、床鈹を床石の上に移動をせしめんとするから、床鈹を適當の方法に依つて床石に固定することが肝要である。此の目的に添



第 373 圖

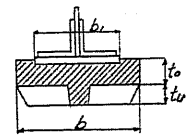
第 374 圖

第 375 圖

第 376 圖

第 377 圖

ふため床鈹の下面に十字形の肋 (第 373 圖)、中央 (第 374 圖)、又は橋臺に接する側に (第 375 圖) 一本の肋を設け、肋は總て第 371 圖の如く床石の内に喰ひ込ましむる。肋の代りに四



第 378 圖

方の隅に個々の突起物を設けしもの(第376圖)、或は橋軸の方向に於て床鈑の兩端に半圓形の孔を作り、床石内にセメントで碇着せし鋼釘が丁度之に嵌まる様にして、床鈑を床石に固定する工法もある(第377圖)。

表承の計算には一般に反力の鉛直分力を考へて、之が支承面に等布するものと假定し、床石に對する壓力が其の許容強度を超過せざることを要す。

床鈑の大きさは荷重と石工の支壓力とに依つて定まる。

$$A = \frac{V}{f_b} \dots\dots\dots(1)$$

A は床鈑の面積

V は桁の兩端に於ける最大反力

f_b は石工の許容支壓力

とす。

今床鈑の幅を b 、桁の幅を b_1 、厚さを t_0 、肋の高さを t_u とせば(第378圖)、ウインクラ氏(Winkler)は次の式を與へてゐる。

$$b = 1.25 b_1 \sim 1.50 b_1 \dots\dots\dots(2)$$

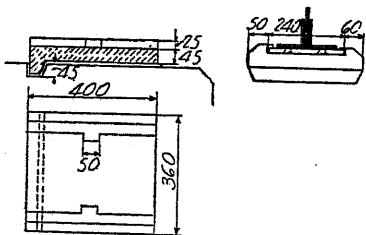
$$t_0 = 40 + 0.9 l \text{ mm} \dots\dots\dots(3)$$

l は支間(m)とす。

肋は多くの場合に梯形をなし(第373圖)、

$$t_u = 0.6 t_0 \sim 0.8 t_0 \dots\dots\dots(4)$$

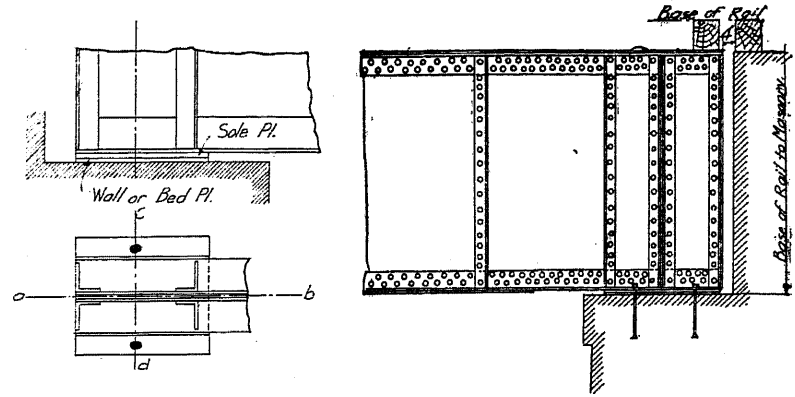
となす。



第 379 圖

第379圖は5~6m支間の桁に用ふる表承で、40~50mm厚の鑄鐵鈑があつて、其の上に充分滑になした桁の突縁が直接載つてゐる。

第380圖の如き設計は屢長徑間の橋にも用ひらるゝが、荷重の分布が平等とな

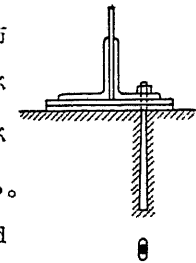


第 380 圖

第 381 圖

らない缺點がある。例へば横の cd の方向には荷重を分布するには餘り屈撓的であり、 ab の方向には剛度に富むが故に桁が撓むときは内縁 b の處に餘分の壓力を生じ、之が車輛荷重の撃衝と合同して床石又は石工破壊の原因となる。

第381圖は鈑桁橋の支承を示すのであるが、定端(Fixed end)のときは桁を石工に碇着し、伸縮端(Expansion end)

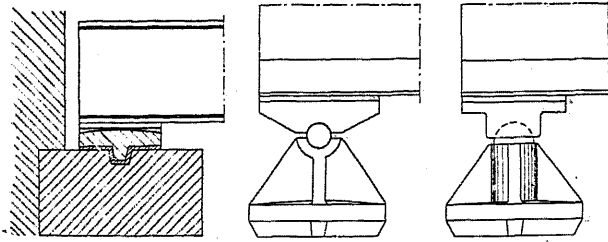


第 382 圖

のときは底鈑に長孔(Slotted hole)を穿ち、其の孔には桁の伸縮に應ずるだけの大きさを保たしむる(第382圖)。

第三節 搖 承 (Rocker bearing)

搖承は主桁の廻轉が支承の中央でなされ、支承は常に中心荷重を受け得る様な構造となす。底鈑又は沓と床鈑又は承臺(Pedestal)との接觸が直線、點、圓嚙面或は球面なるかに依つて切線搖承(第383圖)、點搖承(第386圖)、ピン搖承(第384圖)及球搖承(第385圖)と謂ふ。ピン及球搖承は、ピン又は球面を圍む特別な沓を必要とする。點及球搖承は、他の搖承に比して沓が橋軸と直角の方向にも廻轉し得るのみならず、應力も都合よく分布する特長を有してゐる。此の廻

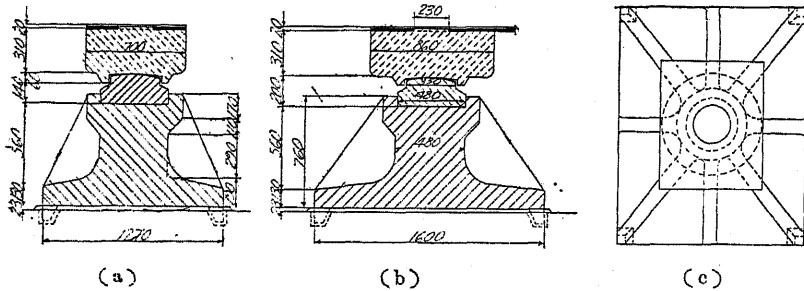


第 383 圖

第 384 圖

第 385 圖

轉は主桁を連結し
 支承上に横はる端
 横桁の撓度に依つ
 て生ずるものであ
 る。夫等の特長を
 有するため設計は

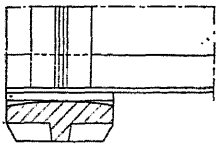


(a)

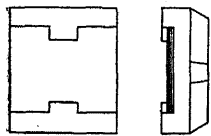
(b)

(c)

第 386 圖



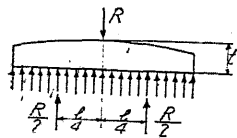
(a)



(b)

(c)

第 387 圖



第 388 圖

困難なるも屢用ひられる。點及切線搖承に於ては沓の
 廻轉は轉動摩擦を生ずるが、ピン搖承に於ては摺動摩
 擦を生ずるので、前者は後者に比し卓越する工法であ
 る。徑間 6 m 以上の總ての上部構に於ては、固定及
 可動支承とも搖承となす。

1. 固定承 (1) 切線搖承。主桁の支間約 25 m まで
 の固定支承は、主桁に皿鋸で取付けた底鋸が、上面拱
 形をなせる鑄鐵又は鑄鋼製の床鋸上に載つた搖承 (第
 387 圖) として造られる。其の構造は大體表承の場合
 と同一で、底鋸は厚 2~3 cm の軟鋼で造り、床鋸の
 計算に當つては單に反力の鉛直分力を考へ、之が床鋸
 の中央に作用して石工の上に等布するものと假定する

(第 388 圖)。

床鋸の長及幅は表承の場合と同様に決定され、中央に於ける床鋸の厚 t は力率
 $\frac{R}{2} \times \frac{l}{4}$ より見出される。但し R は反力、 l は床鋸の長とす。

床鋸の幅 b と t との関係は次の如し (第 388 圖)。

$$f = \frac{M}{W} = \frac{\frac{R}{2} \frac{l}{4} 6}{bt^2}$$

$$\therefore t = \sqrt{\frac{6Rl}{8bf}} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{3Rl}{bf}} \dots \dots \dots (5)$$

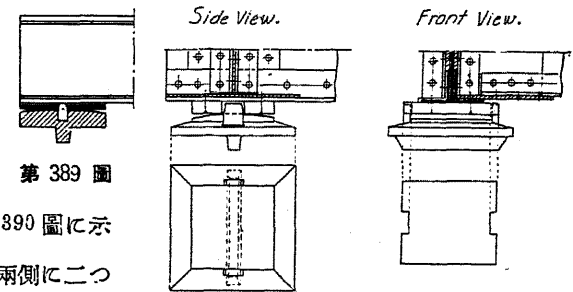
軟鋼製鑄造床鋸に對する許容彎曲應力 $f = 1000 \text{ kg/cm}^2$ とし、反力 R
 を應にて表せば

$$t = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{3Rl}{b}} \dots \dots \dots (6)$$

となる。

床鋸の兩側に肋又は突出部を設くる代りに (第 387 圖)、上部構に作用する縦横の
 水平力を受くるため直径 2~3 cm の柄を設け、其の下部は床鋸に螺旋締めとな

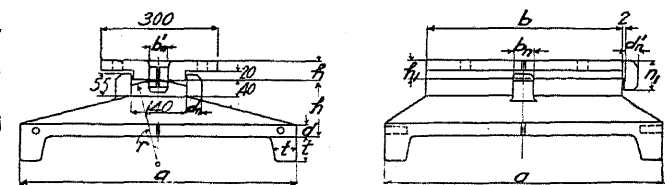
し頭部は底鋸に接着し
 た構造となすことがあ
 り (第 389 圖)、柄は主
 桁の廻轉を自由ならし



第 389 圖

第 390 圖

むる様な齒形となす。第 390 圖に示
 せる切線搖承は、承臺の兩側に二つ
 の齒があつて之に相當する底鋸の凹
 みに嵌まり、之
 に依つて橋軸の
 方向及之と直角
 の方向に於ける
 水平力を受くる



第 391 圖

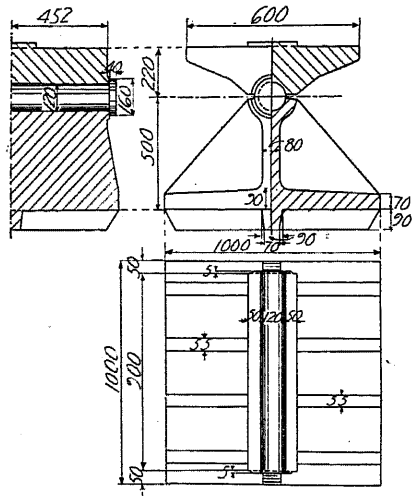
ことが出来、床鉄と石工との取付は表承の場合と同じ。

獨逸の標準 (DIN, E 1039) に従へば 125 ~ 300 t の反力を有する単構には次の寸法を用ふる (第 391 圖及第 40 表)。

第 40 表

反力 噸	床 鉄 (mm)							底 鉄 (mm)				
	a	h	d	r	b _n	d _n	t	b	h ₁	η ₁	b' _n	d' _n
125	560	120	30	171	40	30	50	380	45	75	40	30
150	610	125	30	185	50	35	50	420	45	75	50	35
175	660	135	30	198	50	35	50	460	50	80	50	35
200	710	140	30	208	50	40	60	500	50	80	50	40
225	750	150	40	216	50	40	60	540	55	85	60	40
250	790	155	40	224	60	40	60	580	55	85	70	45
275	830	160	40	231	60	40	70	620	60	90	75	50
300	870	170	40	236	60	55	70	660	60	90	80	55

(2) ピン橋承。中位及大きい橋梁に對しては各種の橋承が用ひられるが、此

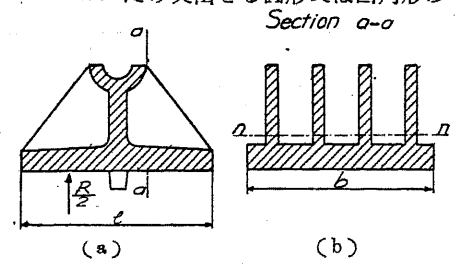


第 392 圖

の場合に床鉄は小さい橋梁の時と違つて肋入り承臺 (Pedestal) を用ひる (第 392 圖乃至第 396 圖)。ピン橋承が最も廣く用ひられるが、第 392 圖は支間 70 m の複線鐵道橋に用ひた例であつて、承臺は基鉄、腹及肋とより成り立ち、ピンは橋軸に直角の方向の水平力を、上部の沓より下部の承臺に傳達するための二つの殼に包まれてゐる。殼の直径はピンの直径の約 1.3 倍、其の厚はピン直径の

$\frac{1}{3} \sim \frac{1}{4}$ となし、沓の厚は第 388 圖の場合と同様にして算出する。水平力を主桁から沓に傳ふるには、沓の上部に 2 ~ 2.5 cm だけ突出せる圓形又は四角形の

柄が、底鉄に造つた柄孔にピッタリ嵌まる様にして、主桁と沓とを連結するのが最良の方法である。承臺の下面には十字形の肋を造つて石工に埋め込む。

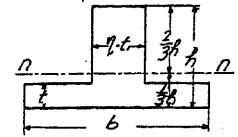


(a) 承臺の計算。承臺の高、基

第 393 圖

鉄及肋の厚は、セクション a-a (第 393 圖) が彎曲率

$\frac{R}{2} \cdot \frac{l}{4}$ に依つて過度の應力を受けざる様に定むる。面倒な計算を避くるためミューラー-ブレスラウ氏



第 394 圖

(Müller-Breslau) の方法に據ることとする。

今セクション a-a に厚 t_1 の肋が η あるものを一緒にして第 394 圖の如き形と考へ、其の重心軸は下面より $\frac{h}{3}$ の處にあるものとし、基線に對する力率を探れば

$$\eta t_1 h \frac{h}{2} + (b - \eta t_1) \frac{t t}{2} = [\eta t_1 h + (b - \eta t_1) t] \frac{h}{3} \dots (7)$$

$$t = \frac{h}{3} \pm \sqrt{\frac{h^2}{9} - \frac{1}{3} \frac{\eta t_1 h^2}{(b - \eta t_1)}} \dots (8)$$

$$\left. \begin{aligned} t &\cong \frac{h}{3} \\ t &= \frac{h}{3} \left(1 - \sqrt{\frac{b - 4\eta t_1}{b - \eta t_1}} \right) \end{aligned} \right\} \dots (9)$$

$$b \cong 4\eta t_1 \dots (10)$$

(7) 式を變化して次の式を得。

$$\frac{b}{\eta t_1} = 1 - \frac{\left(\frac{h}{t}\right)^2}{3 - 2\left(\frac{h}{t}\right)} = 1 + \frac{\left(\frac{h}{t}\right)^2}{2\left(\frac{h}{t}\right) - 3} \dots (11)$$

重心軸に対する慣性率は

$$J = \frac{b\left(\frac{h}{3}\right)^3 - (b-\eta t_1)\left(\frac{h}{3}-t\right)^3 + \eta t_1\left(\frac{2}{3}h\right)^3}{3} \dots\dots(12)$$

上縁に関する断面率は

$$W_o = \frac{J}{\frac{2}{3}h} = \frac{\eta t_1 h^2}{6} \left[1 + \frac{\left(\frac{h}{t}\right)^2 - 3\left(\frac{h}{t}\right) + 3}{2\left(\frac{h}{t}\right)^2 - 3\left(\frac{h}{t}\right)} \right] \dots\dots(13)$$

$\frac{h}{t}$	$\frac{b}{\eta t_1}$	W_o
3	4.0	0.2222 $\eta t_1 h^2$
4	4.2	0.2251 $\eta t_1 h^2$
5	4.6	0.2286 $\eta t_1 h^2$
6	5.0	0.2315 $\eta t_1 h^2$

$\frac{h}{t}$ に対して 3, 4, 5, 6 の値を與ふれば, (11) 式の $\frac{b}{\eta t_1}$ 及 (13) 式の W_o の値は次の通りとなる。
 $\frac{h}{t}$ は成る可く 3 と 5 との間にある様に選んで h の値を定むる。

【例】 反力を 480 t とし、基礎は各邊 120 cm の正方形とすれば、石工に対する壓力は

$$p = \frac{480\,000}{14\,400} = 33.3 \text{ kg/cm}^2$$

となる。今 $\frac{h}{t} = 5$ と假定すれば、上表により

$$\frac{b}{\eta t_1} = 4.6$$

$$W_o = 0.2286 \eta t_1 h^2$$

となる。

$$M = W_o f = \frac{R}{2} \frac{l}{4}$$

より $0.2286 \times \frac{120}{4.6} h^2 f = \frac{480 \times 120}{8}$ を得。

今 $f = 1 \text{ t/cm}^2$ とせば

$$h = \sqrt{\frac{480 \times 120 \times 4.6}{8 \times 0.2286 \times 120}} = 35 \text{ cm}$$

$$t = \frac{h}{5} = 7 \text{ cm}$$

$$t_1 = \frac{b}{20} = \frac{120}{20} = 6 \text{ cm}$$

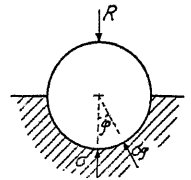
$$\frac{b}{\eta t_1} = 4.6 \text{ より } \eta = \frac{b}{t_1 \times 4.6} = \frac{120}{6 \times 4.6} > 4 \text{ 然し } < 5$$

$\eta = 5$ とすれば

$$t_1 = \frac{120}{4.6 \times 5} = 5.5 \text{ cm}$$

基礎の厚は排水のため普通其の中央より外側に向ひ 1:20 の傾斜を附し、腹の厚は $\frac{h}{6}$ となし此の値の $\frac{2}{3}$ の厚を以てピンを包む。

(b) ピンの計算。ピンの頂點に於ける壓應力を σ とせば、鉛直線に對して φ の角度だけ傾いた點の應力 σ_φ は (第 395 圖)、



$$\sigma_\varphi = \sigma \cos \varphi \dots\dots(14)$$

第 395 圖

となる。依つて

$$R = \int \sigma_\varphi r d\varphi l \cos \varphi \dots\dots(15)$$

R は反力

r はピンの半徑

l はピンの長

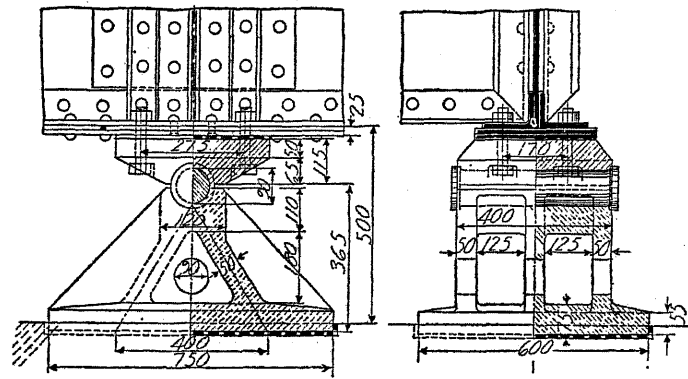
を表はす。ピンと之を包む支承の殼とは、ピンの中心を通る鉛直線の周圍に $\varphi = \frac{\pi}{4}$ だけ接觸するものと假定せば次式を得。

$$R = 2\sigma r l \int_0^{\frac{\pi}{4}} \cos^2 \varphi d\varphi = 1.285 l r \sigma$$

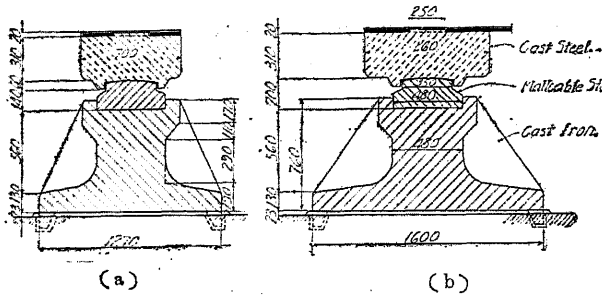
$$r = \frac{0.8R}{\sigma l} \dots\dots(16)$$

σ は鑄鋼に對しては 1 t/cm^2 、鍛鋼に對しては 1.2 t/cm^2 とする。

反力が大きい場合ピンの直徑を餘り大きくするのを避くる爲めには、1500 ~ 1700 kg/cm^2 の強度を有する鋼を用ひ、ピンの直徑 7 cm 以下のものは完全なる製造が困難であるから用ひていけない。反力の大きい場合に普通用ひらるゝ形は

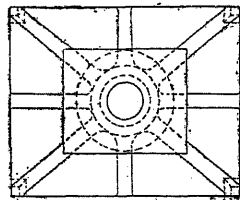


第 336 圖



(a)

(b)



(c)

第 397 圖

場合には互に一點で接觸する。杓と主桁との取付は第 392 圖と同様に杓の上面に圓形の突出部を造り、之が底版の窪みに嵌まる様になつてゐて、承臺下面の四隅、

第 396 圖の如し。
(3) 點搖承。第 397 圖はケルンに於ける鐵道橋の設計例で、

一番下に鑄鐵製の承臺があつて之れに上表面をなせる鍛鋼製の球樞 (Ball-pivot) を嵌め込み、其の上方に鑄鋼製の杓が載つてゐるが、杓の下面も球面となしてある。二つの球面は異なつた半徑を有する故、無載荷の

には突出部を設けて石工に礎着せり。杓の計算はピン搖承の場合と同一で、球樞下面の面積は鑄鐵の許容壓應力に依り決定せらるゝ。球樞の高は第 388 圖の場合と同様、中央に於ける彎曲率が何れの部分にも高い應力を起さない様に定むる。點搖承の接觸面に於ける應力或は接觸面の半徑の計算は、ヘルツ氏 (Hertz) の公式に従ふものとす。

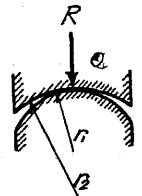
(a) 切線接觸の場合 (切線搖承)。

r_1, r_2 は互に接觸せる球面の半徑

ρ_1, ρ_2 は各半徑の逆數

E_1, E_2 は球樞と杓の材料の彈性恒數

ϵ_1, ϵ_2 は各彈性恒數の逆數 (伸張恒數)



第 338 圖

$$P = \frac{R}{l} \text{ 單位長に對する壓力}$$

$$\mu = \frac{1}{3} \text{ (ポアソン比)}$$

とせば、接觸面の幅 b は

$$b = \frac{4}{3} \sqrt{\frac{P}{8\pi} \frac{\epsilon_1 + \epsilon_2}{\rho_1 - \rho_2}} \dots\dots\dots (17)$$

最大壓應力 σ_c は

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{4}{\pi} \frac{P}{b} = \frac{3}{\sqrt{8\pi}} \sqrt{P \frac{\rho_1 - \rho_2}{\epsilon_1 + \epsilon_2}} \\ &= 0.6 \sqrt{\frac{P}{\epsilon_1 + \epsilon_2} \frac{r_2 - r_1}{r_1 r_2}} \dots\dots\dots (18) \end{aligned}$$

鑄鐵 $E = 1000 \text{ t/cm}^2$ 、鑄鋼 $E = 2200 \text{ t/cm}^2$ とせば

$$\begin{aligned} \text{(i) 鑄鐵杓が鑄鐵球樞の上にあるとき} & \sigma_c = 13.4 \sqrt{\frac{R}{l} \frac{r_2 - r_1}{r_1 r_2}} \\ \text{(ii) 鑄鐵杓が鑄鋼球樞の上にあるとき} & \sigma_c = 15.7 \sqrt{\frac{R}{l} \frac{r_2 - r_1}{r_1 r_2}} \\ \text{(iii) 鑄鋼杓が鑄鋼球樞の上にあるとき} & \sigma_c = 19.9 \sqrt{\frac{R}{l} \frac{r_2 - r_1}{r_1 r_2}} \end{aligned} \dots\dots (19)$$

無載荷の場合に直線又は點で接觸するが如き上述の支承に對しては、許容強度

を普通の場合より高く採ることが出来る。

鑄鐵に對しては $\sigma_c = 4 t/cm^2$

鑄鋼に對しては $\sigma_c = 7 t/cm^2$

とし、 $r_1 = \alpha r_2$ と置けば (19) 式に於て

(ii) の場合は $r_1 = 15.4 \frac{R}{l} (1-\alpha)$ }(20)

(iii) の場合は $r_1 = 8.0 \frac{R}{l} (1-\alpha)$ }

$r_2 = \infty$ なるときは $\alpha = 0$ となる。

(b) 點接觸の場合 (點搖承)。

$\alpha = \sqrt[3]{\frac{2}{3} R \frac{\epsilon_1 + \epsilon_2}{\rho_1 - \rho_2}}$ (21)

從て

$\sigma_c = \frac{3}{2\pi} \sqrt[3]{\frac{9}{4} R \frac{(\rho_1 - \rho_2)^2}{(\epsilon_1 + \epsilon_2)^2}}$
 $= 0.625 \sqrt[3]{\frac{R}{(\epsilon_1 + \epsilon_2)^2} \left(\frac{r_2 - r_1}{r_1 r_2}\right)^2}$ (22)

$E_1 = E_2 = E$

$\sigma_c = 0.393 \sqrt[3]{RE^2 \left(\frac{r_2 - r_1}{r_1 r_2}\right)^2}$ (23)

$R = \frac{\sigma_c^3}{(0.393)^3 E^2} \left(\frac{r_1 r_2}{r_2 - r_1}\right)^2 = k \left(\frac{r_1 r_2}{r_2 - r_1}\right)^2$ (24)

$r_2 = \infty$ なるときは $R = k r^2$ }(25)
 $r = \frac{1}{r_1}$ }

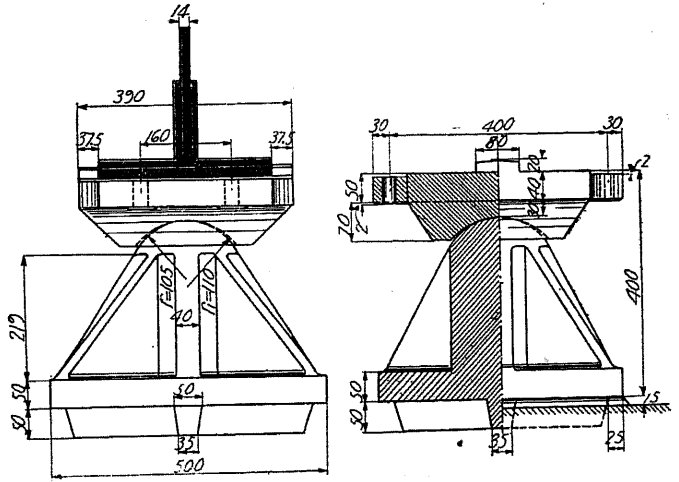
$\sigma_c = 10 t/cm^2$ とせば $k = 0.004$ となるから

$R = 0.004 r^2$
 或は $R = 0.004 \left(\frac{r_1 r_2}{r_2 - r_1}\right)^2$ }(26)
 $r_1 = (1-\alpha) \sqrt{250R}$
 $r_1 = \alpha r_2$

第 399 圖

は支間 21m の道路橋に用ひた點搖承の例である。

(4) 球搖承。同一半徑を有する二個の球が接觸せるも



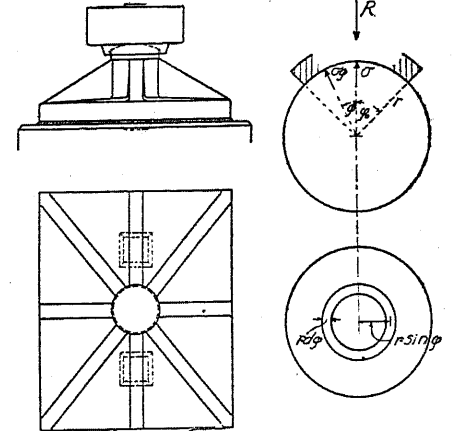
第 399 圖

のであつて(第 400 圖)、其の計算はピン搖承の場合と全く同一である。第 401 圖に於て

$\sigma_p = \sigma \cos \varphi$

とせば

$R = \int_0^{\varphi_0} \sigma \cos \varphi \cdot 2 r^2 \pi \sin \varphi d\varphi$
 $\cos \varphi$
 $= 2 \pi r^2 \sigma \frac{(1 - \cos^3 \varphi_0)}{3}$ (27)

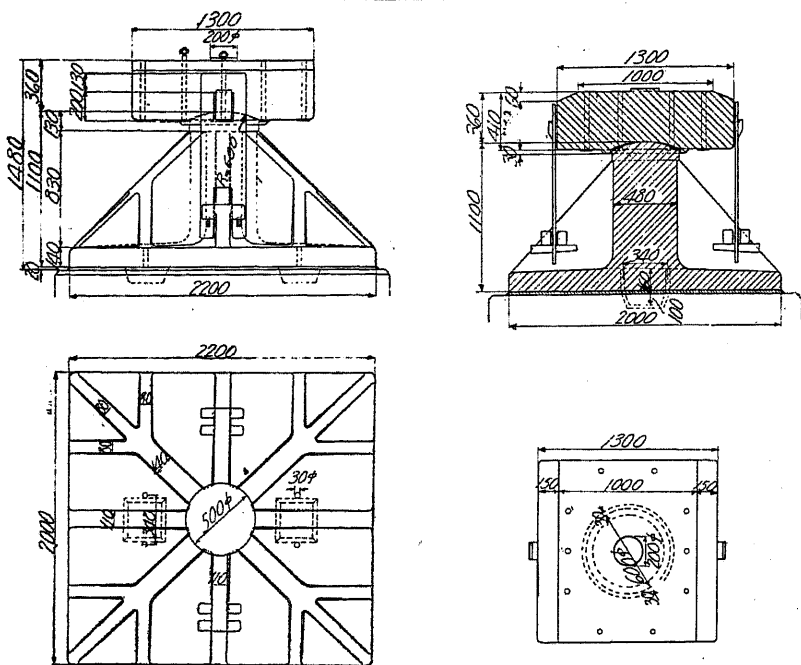


第 400 圖

第 401 圖

$\varphi_0 = \frac{\pi}{4}$ }(28)
 $R = 1.354 r^2 \sigma$
 $r = 0.85 \sqrt{\frac{R}{\sigma}}$

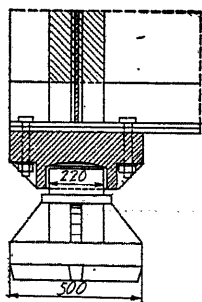
第 402 圖はライン河に架した支間 186 m の複線鐵道橋の例であつて、球搖承



第 402 圖

は承臺と沓とより成り、球樞の球面半径は 600 mm で、沓は水平力を承臺に傳ふるために球樞の上にある同形の突出部と噛み合ひ、球樞は枝付の肋に依つて基鉄に支へらる。第 403 圖及第 404 圖も球搖承の例である。

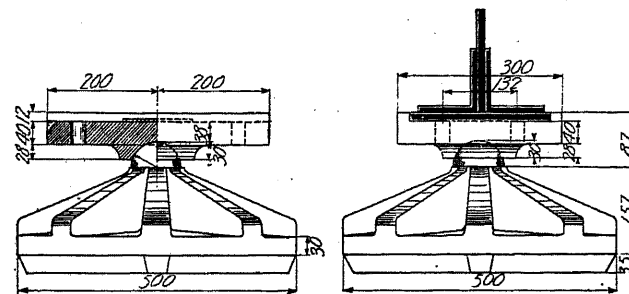
2. 可動承 一方向のみに可動的の支承を謂ふ。



第 403 圖

(1) 摺動承。可動承は桁端の廻轉を自由ならしむるのみならず、橋軸の方向に於ける水平移動をも容易ならしむる。支間 16 m 以下又は死荷重よりの反力 12 t 以下の橋梁に於ける可動承は、小支間の橋梁の固定承と全く同一で只縦の方向の移動を抑制する部分を取除けばよろしい。即ち第 387 圖に於ける突出部を廢止し、第 390 圖に於ては底鉄の下面にある凹處を充分に大きくすれば

よろしい。摺動承は小さい上部構にのみ適用せられるが、反力が大きくなれば摺動摩擦に因つて著しく大きい



第 404 圖

水平力が生じ、上部構と橋臺若くは橋脚に不利益な應力を生ずるから他の可動承を之に代ふる必要がある。

(2) 輾承 (Roller bearing)、平輾承 (Flat-roller bearing) 及振り承 (Pendulum bearing)。死荷重に因る反力 12 t 以上の上部構に於ては、摺動摩擦に代ふるに轉動摩擦を以てする。即ち摺動承の代りに輾承、平輾承及振り承を用ふる方がよろしい。

(a) 輾承。圓球形の轉子が基鉄の上にあつて、前節に述べし搖承を其の上に乗せた構造である。搖承は轉子の轉動に依り基鉄上に變位することが出來、其の際轉子は其の變位の半分を進むことになる。

變位は溫度の變化及載荷作用より計算する。桁長を $L(m)$ 、溫度の變化 t を $\pm 30^\circ C$ 、伸縮係數を 0.000 012 とせば、桁長の變化は

$$\Delta_1(cm) = \pm \omega t L = \pm 0.036 L \dots\dots\dots(29)$$

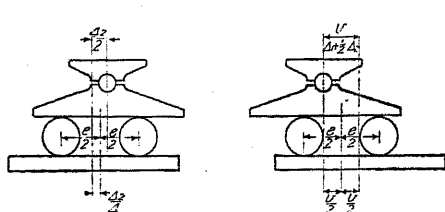
となる。レンチキュラー・トラス (Lenticular truss) に於て車道が構の中立軸に設けられ、而も軸自身が直線をなすときは載荷のために何等の變位も起らないが、普通の構に於けるが如く下弦が上方に f の反りを有するときは、滿載荷重に依つて支承には外方に

$$\Delta_2 = \frac{\sigma}{E} L + \frac{8}{3} \frac{(2f - \delta)\delta}{L} \dots\dots\dots(30)$$

の變位を來たす。式中 σ は活荷重のため生ずる弦應力、 δ は活荷重のため桁

の中央に生ずる撓度とす。若し抗壓弦に支承を設くるときは σ を負と採る。

$2f-d=0$ なるときは次式を得。



第 405 圖

$$\Delta_2(\text{cm}) = \frac{\sigma}{E}L \dots\dots(31)$$

橋脚の小移動又は支承の不完全なる装置のために起る偶然の變位に對して約 2 cm を割増しすれば、變位の範圍 $v(\text{cm})$ は

$$v = \pm\left(\frac{2\Delta_1 + \Delta_2}{2} + 2\right) \dots\dots(32)$$

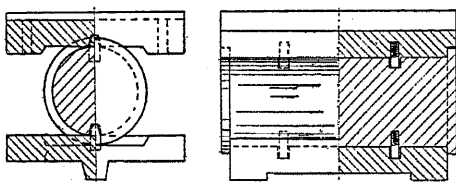
となる。中位の溫度 10°C 及活荷重の半分が全徑間に載れる時を最初の位置とすれば、無荷重の橋梁で溫度 10°C の場合には支承は $\frac{\Delta_2}{2}$ 、輦子は $\frac{\Delta_2}{4}$ だけ最初の位置より内方へ變位する (第 405 圖)。

$L = 120 \text{ m}$ のとき $\Delta_1 = 5.24 \text{ cm}$ 、 $\Delta_2 = 5.04 \text{ cm}$ とせば

$$v = \frac{10.48 + 5.04}{2} + 2 = 9.76 \text{ cm}$$

輦子が最初の位置よりの最大變位は $\pm\frac{v}{2} = \pm 4.88 \text{ cm}$

小支間の橋梁には單輦承を用ひて、第 406 圖及第 407 圖の如くなせば高さも低く済む。常に搖承を併用するが反力 40~50 t までは一輦子で充分である。



第 406 圖

輦子の寸法は本章第三節 1 (3) (a) に述べし式に依り計算するが、輦子が二個以上のときは反力の完全なる等布を期待し得ないことを注意しなければなら

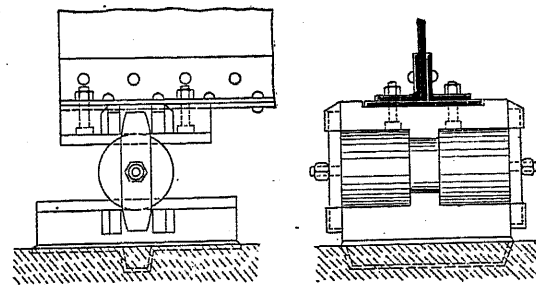
ない。輦子の直徑に僅少の差違があつても各輦子の受くる荷重は甚だしく不同になるが、假令ひ之を度外視し計算上輦子は同一直徑を有するものとしても彈性變形のため均齊の壓力を受けない。輦子が數個ある場合は、其の上の數輦が薄く

なる程、又輦子の間隔及輦子の數が多くなる程外側の輦子が小さい荷重を受くる様になる。従て出来るだけ二個以上の輦子を用ひない方がよろしい。輦子の直徑が

25 cm で其の長が 100 cm

なるときは 300 t の反力に耐ゆることが出来る。

輦子が最初据え付けられたときの位置より最も大なる變位をなしたとき



第 407 圖

に最大の輦子壓力が生ず

る。二輦子の軸距を e とせば、其の轉動に對する支承の最大變位は $\pm\frac{v}{2}$ となる。反力を R とせば、一輦子の受くる最大壓力は

$$\frac{1}{2}R' = \frac{1}{2}R\left(1 + \frac{v}{e}\right) \dots\dots(33)$$

となる。輦承及後に述ぶる平輦承の輦子の直徑は、本章 (20) 式に依り算出する。二輦子以上の場合には輦子壓力が均一でないから、一輦子の受くる最大壓力 $\frac{R'}{n}$ を約 $\frac{5n-2}{4n}$ 倍大きくする。 n は輦子の數とす。

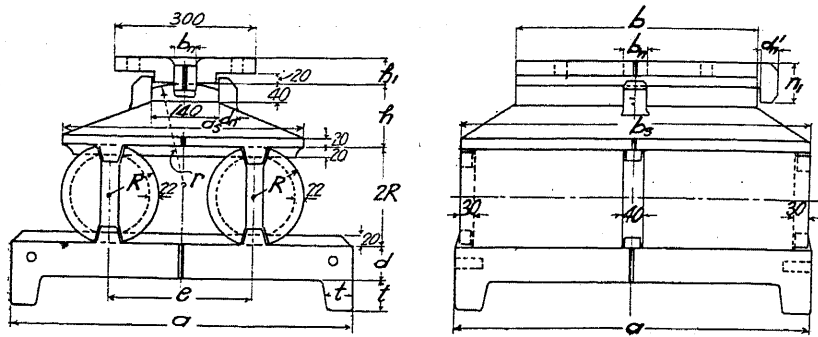
	一 輦 子	二 輦 子	n 輦 子
鑄鋼製輦子が鑄鋼上にあるとき	$dl = 16 R$	$dl = 8 R'$	$dl = 16 \frac{5n-2}{4n^2} R'$
鑄鋼製輦子が鑄鐵上にあるとき	$dl = 30 R$	$dl = 15 R'$	$dl = 30 \frac{5n-2}{4n^2} R'$

上表中 d 及 l は輦子の直徑及長で種、 R 及 R' は恥にて表はす。

$$\left. \begin{aligned} \text{輦承の輦子の直徑は} \quad d(\text{cm}) &= 10 + 0.15 L \\ d(\text{cm}) &= 20 + 0.20 L \end{aligned} \right\} \dots\dots(34)$$

となし、普通 40 cm を超過させない。

第 408 圖は獨逸の標準(DIN, 1040)を示すが、搖承は第 391 圖と同一で固定承



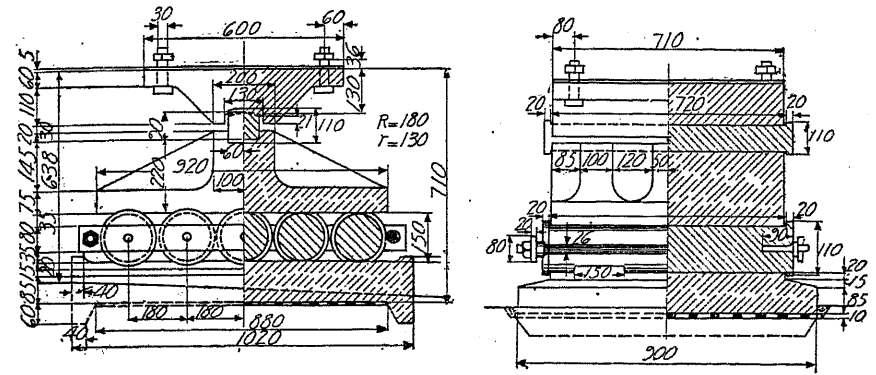
第 408 圖

第 41 表

反力 應	基 鉄				輾 子		支 鞍					底 鉄			
	a	d	e	t	R	b _s	a _s	h	r	b _n	d _n	b	h _i	d' _n	n ₁
125	560	55	240	50	85	550	400	105	171	40	30	380	75	30	75
150	620	60	270	50	90	610	430	120	186	50	35	420	75	35	75
170	670	65	290	50	95	660	470	125	198	50	35	460	80	35	80
200	730	70	310	60	100	720	510	130	208	50	40	500	80	40	80
225	790	75	340	60	105	780	540	140	216	50	40	540	85	40	85
250	840	75	360	60	110	830	580	145	224	60	40	580	85	45	85
275	890	80	380	70	115	880	600	155	231	60	40	620	90	50	90
300	930	85	400	70	120	920	640	160	236	60	40	660	90	55	90

の場合と同一大きさの底鉄と輾子上に變化し得る支鞍とより成り、輾子は正方形の基鉄上に在る。輾子を導くには支鞍と基鉄の中央に平縁を附して、之が輾子の溝に噛み合ふ様に造る。之に依りて側面よりの反力を基鉄に傳達する事が出来る。

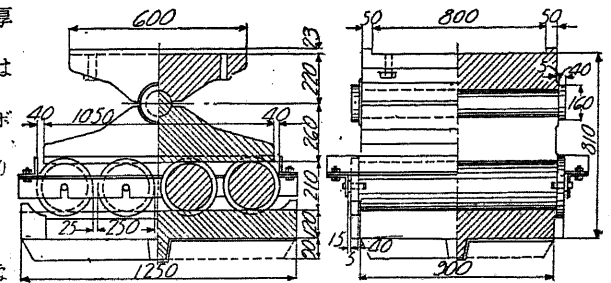
輾子相互間の距離及其の平行なる排列を確保するために導溝を用ふる、導溝は輾子が基鉄若くは輾子の上にある支承部分に對し好ましからざる變位をなすことを防止する爲に普通二枚の平鋼で造り、之を輾子の両端に附けた建込ボルト上に可動的に被せ螺旋に依つて締付くる。或は平鋼の突出せる両端を棒鋼で締付けて框構を作る(第409圖)。框構には寧ろ山形鋼を使用すれば(第410圖)掃除が容



第 409 圖

易に出来る。平鋼の厚は 20~30 mm、幅は 80~100 mm、建込ボルトの直径は 25~30 mm とす。

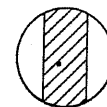
輾子は橋軸に直角な水平力を受け、側方の



第 410 圖

變位に對して安全ならざるべからず。其の目的に添ふため上下兩鉄を掩ふ様な帶環(20~30 mm の厚及幅)を中央若くは兩端の輾子に備へ付け、帶環を用ひざる時は、幅 40~50 mm で深 20 mm 位の溝を輾子の中央に設くる(第 418 圖)。

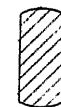
(b) 平輾承。輾子はヘルツ氏の式に依つて算出した直径を有し、其の上下兩鉄との接觸個所に於ては充分の大きさを保ち、接觸面の何れの部分も過度の應力を受けないだけにしなければならない。接觸面は輾子の上下兩面の幾部分かに限らるので、必ずしも同形となすの必要がないから其



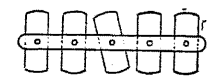
第 411 圖



第 412 圖



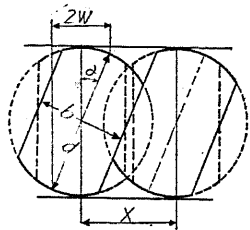
第 413 圖



第 414 圖

の兩側を廣く剪斷

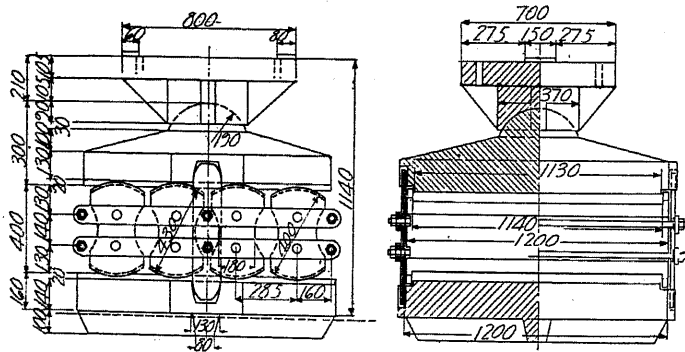
する(第411圖)。大きい支承に於て弓形輓子 (Segmental roller) を用ふれば、支承の全長を著しく短縮し反力の分布も平等となる。弓形輓子には第412圖及第413圖の形を用ふることあり、輓子を導き其の動作を抑制するための設備は輓承の場合と同一である。但し圓形輓子の場合の如く其の兩側に各一枚の平鋼を用ふれば、前輓してから後輓するときに一個若くは數個の輓子が共同動作を採らないので其の平行の位置を保たないことになる(第414圖)。故に輓子の各側に上下二枚の平鋼を備ふることが必要である。



第415圖

弓形輓子の直徑は 25~40 cm とし、其の幅は桁の最大變位に適應すべきも、少くも $2v = 0.0012 L$ (但し $L=$ 支間 m) を有せねばならない。尙安全のため $b = 0.4\sim 0.6 d$ とす(第415圖)。弓形輓子間の空隙又は其の中心距離 x は少なくとも變位を許容するだけにするが、輓子が顛覆する様に大きくてはいけない。是等の條件より

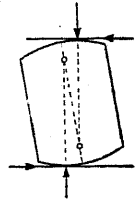
$$x = \frac{b}{\cos \frac{2v}{d}} \quad \text{或は } x > \frac{b}{1 - \frac{1}{2} \left(\frac{2v}{d} \right)^2} \quad \text{或は } x < \frac{b}{\sqrt{1 - \left(\frac{b}{d} \right)^2}} \quad \dots (35)$$



第416圖

第416圖は平輓承の例であるが、輓子の廣大なる變位及滑動を防止す

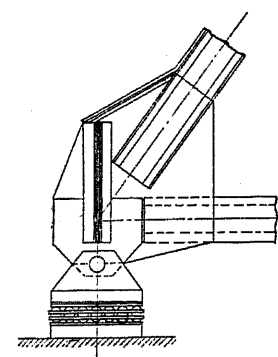
るため輓承の場合と同様の構造となせり。中徑間の橋で反力が大きい場合に弓形輓子を用ふれば、大きい直徑を必要とするから輓子は高くなつて側方の力に對し不安定となる。キューブラー氏 (Kübler) の説に従へば、圓端面の曲線中心が相互に移動し得る様にし又弓形輓子の高 ($h < 2r$) を低くすれば、支承の運動を甚だしく阻害する結果となる。如何となれば、桁が變位する際支點は高



第417圖

められて互に變位するから支承に水平力が發生する事になる(第417圖)。

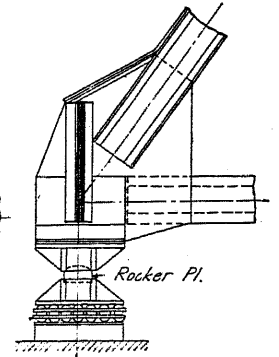
輓子上に荷重を等布するには、脊は橋軸の方向に剛度を有し、ピンの中心より輓子の上面までの高が充分でなければなら



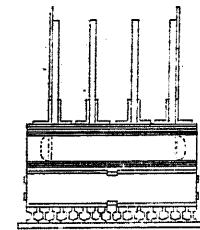
第418圖

ない、其の高は輓子の上部に於ける支承長の半分以上となす(第418圖)。

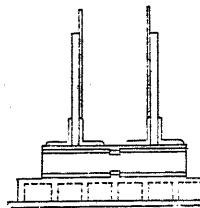
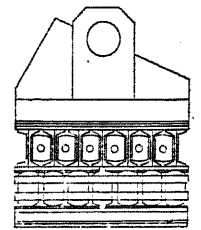
橋軸と直角の方向へ荷重を等布するため、モリソン氏 (Morison) は第419圖の如き設計をなし、脊と輓子の間に鑄鋼の搖承板 (Rocker plate) を挿入せり。其の上下兩面は圓壙形に仕上げ、下面は橋軸と平行の軸を上面は之と直角の軸を有するので、脊と床板又は石工とは多少の角度をなすことが出来る。第420圖は横剛



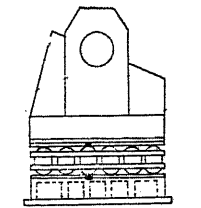
第419圖



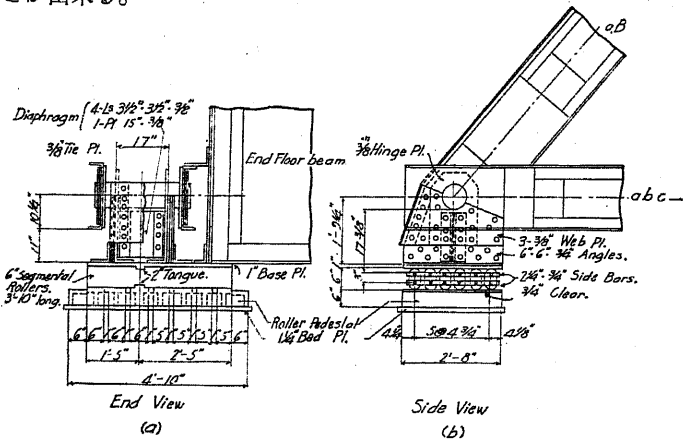
第420圖



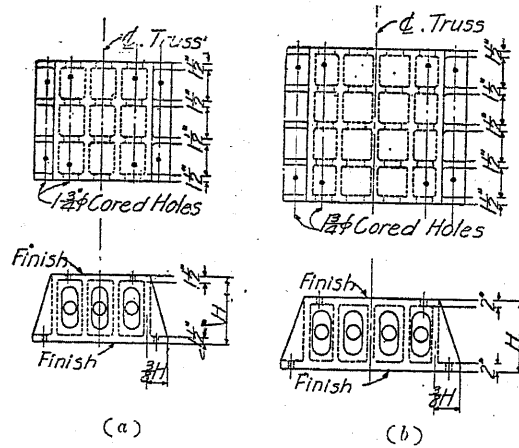
第421圖



性を増加し、支承面を擴大するために I 桁の格床 (Grillage) を用いたものである。格床には第 421 圖の如き鑄物を用ふこともある。定端に於ける床鉄又は鑄物は、輾端に於けるものより輾子の高だけ高く造れば、上部構兩端の石工を同高となすことが出来る。



422 圖

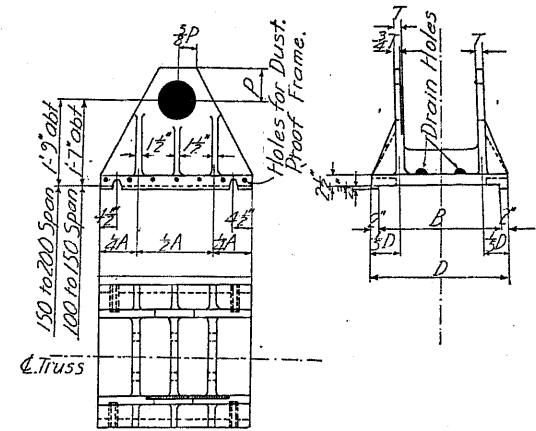


第 423 圖

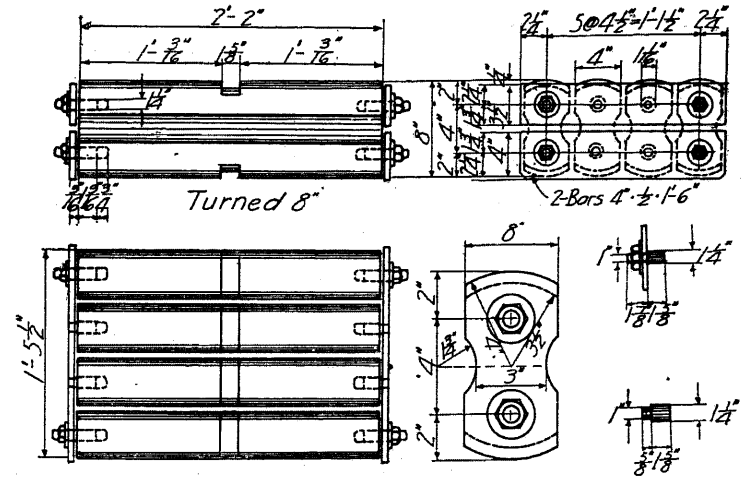
第 422 圖は 53.34 m (175') の單線ピン結鐵道橋の平輾承を示す。弓形輾子の直径は 15 cm で、鑄物の幅は輾子の長より 30 cm だけ大きくして、床鉄を石工に碇著するためのボルトに對する餘地を残し、又脊の長を減するため輾子を弓形となしである。

シカゴ・ミルナーキー・セントポール鐵道會社の標準は次の通りで、第 423 圖

(a) は支間 30 ~ 45 m の構、(b) は支間 45 ~ 60 m の構定端の承臺を示し、何れも鑄鐵で造られてある。第 424 圖は輾端の脊である。第 425 圖は鉄桁の弓形輾子の詳細を、又第 426 圖は定端の鑄物の詳細を示す。(c) 振子承。中位の徑間

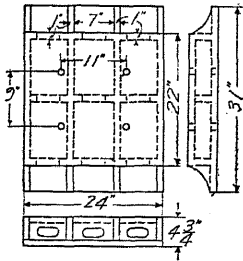


第 424 圖



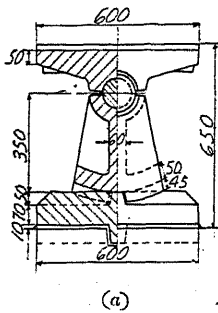
第 425 圖

る輾承の外に第 427 圖の如き振子承が用ひられる。ピンは振子の中心に挿入し、振子の外側を取巻く鐵帶と基鉄とは聯動装置になつて、例へば豫期せざる變位が起つても振子が外れない様にしてある。此の構造に依れば、振子に對して大きい半径を用ふことが出来るので、支承の高を大きくする必要がない。橋臺、橋脚の

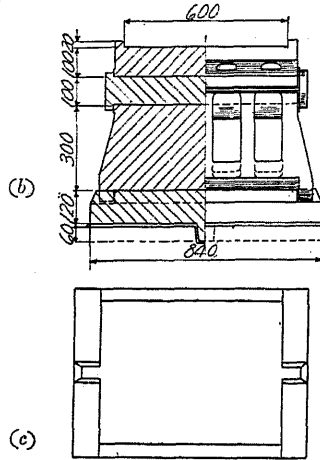


第 426 圖

傾斜に依つて支承の上部は屢々橋軸の方向に著しく變位するから、(i) 輓承に於ては個々の輓子が許容強度以上の應力を受け、(ii) 平輓承に於ては其の輓動を抑止さるゝか或は輓子が顛覆し、(iii) 振子承に於ては振子が倒れる。従て是等の輓子、平輓子及振子を原位置に引き起さねばならない。



(a)



第 427 圖

窠支柱 (Socket stanchion or pier)

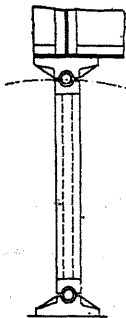
は支柱の上下に鉸を有し、單桁の可動端として例外的

に用ひられ、又屢々連続桁或はゲルバー桁の中央橋脚にも用ひらる (第

428 圖)。支柱の斷

面が變化する場合の環動半徑は

$$r = \sqrt{\mu \frac{J_m}{A_m}} \dots \dots \dots (36)$$



より算出することを得。

支柱の斷面		J_n	J_m	$\mu = 0.20 + 0.80 \sqrt[3]{\left(\frac{J_o}{J_m}\right)^2}$	} ..(37)
"		J_n	J_o	$\mu = 0.34 + 0.66 \sqrt{\frac{J_o}{J_m}}$	
"		J_n	J_o	$\mu = 0.61 + 0.39 \sqrt{\frac{J_o}{J_m}}$	

第 428 圖