

第五章 銲接鋼橋細部構造

第一節 概 説

15. 銲接鋼橋の現状

鋼橋に対する銲接應用の現況は已に §2 に於て略述した如く鋼橋の補強修繕用としての應用は、特殊の場合を除き、従來の銲工法を遙かに凌駕してをり、本邦鐵道橋の如きも昭和7年度來銲桁橋の補強は殆んどこの工法にのみよつてをる。全銲接鋼橋について見るに銲桁橋は既に多數の實驗と充分なる經驗を積み今日ではすでに實用期に入つたものと稱し得べく、大なる衝擊荷重の働く橋梁にも充分なる確實さをもつて施工せられてをる。従つて新設せらるゝ全銲接銲桁橋の數は相當に多い。併し構橋となると銲接接手の衝擊に對する抵抗性に幾分の疑點が存するために銲桁橋ほど應用されてをられず、今日迄の全銲接構橋は主に輕荷重の道路橋、歩道橋等で、衝擊の大なる鐵道橋としての應用は極めて少い。併し最近銲接の持久性に對する研究の進歩は早晚新電極棒或は新銲接工法の發見となりこれ等全銲接構橋の大々的出現を見るに至るものと信ずる。

16. 荷重並に部材斷面

銲接鋼橋設計用の荷重は何れの仕様書に於ても銲結當該構造物に對する荷重を準用することに定めてをる。又各部材の設計に際しての許容應力も銲工法に對するものが適用され、細部構造に關する規定も特に銲接に關聯するがために別に定められたるもの以外はこれを準用してをる。併しこれがために銲接部材に於て其の細部構造を銲工法のそれに捕はれることなき様充分の注意が必要である。

17. 銲接部の計算

一構造物の各部が同一安全率の下に設計せられねばならぬことは、銲接構造物に於ても、銲結の場合と同様である、従つて銲接接手の計算に當つては部材の發生應力に對してのみ設計せず、斷面に餘裕を有する部材に對しては其部材の強度について計算を行ふべきである。

銲接部の寸法を決定すべき應力の算出法は規格毎に著しい相違がある、此を論究するには必ずこれと對應する許容應力の大小其他の事項を念頭に置かねばならぬ、従つて以下の説明を讀まるに際しては必ず §6 に掲げた許容應力の項を参照されたい。米國鐵道協會銲接鋼構造物規定に於ては、衝擊をうくる主要部材の銲接接手の設計には、死荷重、活荷重、衝擊應力の總和に更に衝擊應力の25%を附加したものを採り、銲接の方向をなるべく主應力の方向に平行ならしむべしと規定してをるのみであるが、1933年の獨逸銲接鋼構造物規格は、橋梁の衝擊應力に對して非常な注意を拂つてをり極めて周到なる計算法を指示してをる。

同規格によれば橋梁の銲接接手計算には先づ、死荷重、活荷重（衝擊を加算せる）並に遠心力荷重により其部分に生ずる曲げモーメント、剪斷力、直應力の和の最大並に最小値を算出し次式によつて銲接接手の決定に用ふる應力 (M, Q, S) を決定する。

$$\left. \begin{aligned} M &= \text{最大 } M + \frac{1}{2}(\text{最大 } M - \text{最小 } M) + M_i \\ Q &= \text{最大 } Q + \frac{1}{2}(\text{最大 } Q - \text{最小 } Q) + Q_i \\ S &= \text{最大 } S + \frac{1}{2}(\text{最大 } S - \text{最小 } S) + S_i \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (39)$$

上式にて最大 M , 最小 M 等は其正負によつて符號を異にすべきである、又 M_i, Q_i, S_i は夫々温度の變化によつて生ずる曲げモーメント、剪斷力、直應力である。

上式は銲接接手の反覆應力による疲を重要視せる式であつて温度應力を無視して考ふる時最大最小値の變化なき靜荷重に對しては應力の割増は起らない。應力が一定値と零の間を變化するものでは 1.5 倍の割増となり、絶對値の等しい正

負の兩應力をうくるものでは 2 倍に割増されることになる。

これら M, Q, S 等により、銲接部につきて算出されたる單位應力 σ は常に $\sigma \geq \alpha \sigma_{ss}$ の關係をもたねばならぬ、 α は §6 に示した銲接許容應力の係數、 σ_{ss} は部材の斷面計算に用ふる母材許容應力である。

獨逸銲接鋼構造物規格が反覆荷重に對して上記の如く過大なる應力の割増を要求せるに對し Kommerell 氏等は γ 法と稱し、割増の度を一般鋼橋の規定程度に止めんとし、次の方法を指示してをる。例へば直應力の場合には

單位應力を $\sigma = \gamma \frac{\text{最大 } S}{F} \leq \sigma_{ss}$ ならしむ、こゝに

$$\gamma = \alpha + b \frac{\text{最小 } S}{\text{最大 } S} = \frac{\sigma_s}{\sigma_U} + \left(\frac{\sigma_s}{\sigma_U} - \frac{\sigma_s}{\sigma_W} \right) \frac{\text{最小 } S}{\text{最大 } S} \geq 1.0 \dots (40)$$

σ_s : 材料の降伏點應力

σ_U : 一方疲限度 (Ursprungfestigkeit)

σ_W : 正負疲限度 (Wechselfestigkeit)

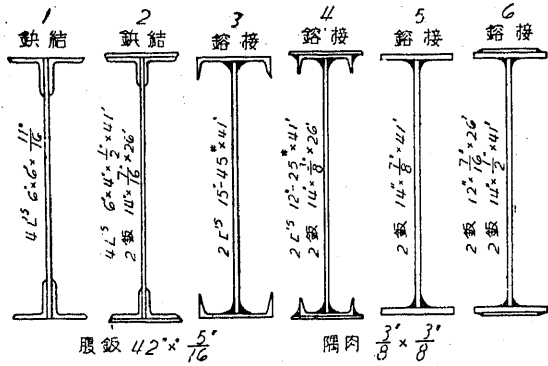
又曲げ應力の場合 $\sigma = \gamma \frac{\text{最大 } M}{W} \leq \sigma_{ss}$ ならしむ、

St. 37 に對しては $\sigma_s = 24\text{kg/mm}^2, \sigma_U = 24\text{kg/mm}^2, \sigma_W = 18\text{kg/mm}^2$ とせば $\gamma = 1.0 - 0.3 \frac{\text{最小 } S}{\text{最大 } S} \geq 1.0$ となり、鋼橋規定の割増値と一致する、而して銲着鋼につきての $\sigma_s, \sigma_U, \sigma_W$ 等は今後多數の實驗結果にまたねばならぬが、Gerbes 氏の實驗によれば St. 37 の銲着鋼に對し $\sigma_W = 16\text{kg/mm}^2$ の値が與へられてをる。

第二節 銲接鈹桁橋

18. 一般形狀

銲接鈹桁の銲結鈹桁との著しい相違は突縁並に腹鈹に於て銲孔による斷面の控除を必要としないこと、連結用の山形鋼を要せざるが故に突縁斷面の全部を中軸より最遠縁維近くに置くことが出来ること、工作の簡單なること等で、これによる



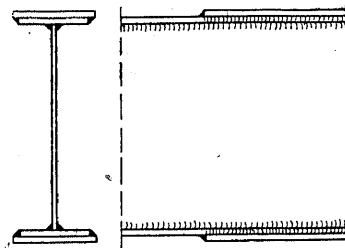
第55圖 鉚結並銲接鋼桁断面

其の徑間長がさほど大ならざる限り、鉚結に於けるが如く曲げモーメントの變化に應じて細かく断面を變へず、1枚鋼の通し突縁とするのが經濟的のことが多いが

第十九表 鉚結並銲接鋼桁橋重量比較表

鋼桁支間 = 12.2m		等布荷重 5,953kg/m			
設計番號	中央部断面積 (cm ²)	總重量 (kg)	節約重量 (kg)	節約重量 (%)	摘要
1	286	3,401	—	—	鉚 結
2	286	2,928	473	13.9	"
3	259	2,849	552	16.2	銲 接
4	247	2,527	874	25.7	"
5	243	2,727	674	19.8	"
6	243	2,480	921	27.1	"

曲げモーメントの變化が急なるか、又は徑間長大なるときはやはり断面を變へねばならぬ。この變へ方に第56圖の如く鉚結鋼桁と同様に何枚かの突縁鋼を重ねてゆく方法と、第57圖の如く各部とも1枚の突縁鋼を使用し、其厚さを曲げモーメントに應じて變化せしめてゆく方法とがある。



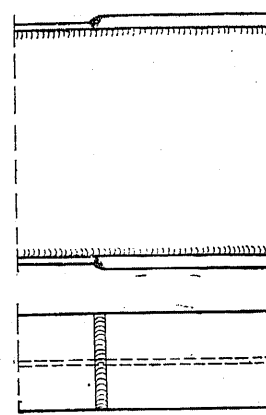
第56圖 突縁鋼の重ね合せによる断面變化法

前者は各突縁鋼を連結するために多量の銲接を必要とする點、この連結隅肉銲

鋼材節約の程度は第55圖指示の断面を有する鉚結並に銲接鋼桁6種のもの、重量比較表(第十九表)によつて知ることが出来る、最輕量のもので約30%の重量節約となつてをる。

銲接鋼桁の突縁断面は

接のために突縁鋼の幅を第58圖(a),(b)孰れかの方法にて順次變化せしめねばならぬこと、銲接の施工に際して上向銲接を避くるために桁を何回か反轉せしめる必要があること等の缺點がある、銲接施工に際してこの反轉は銲接を第59圖(a)の順序に行へば、同一番號の隅肉は2人の銲接工が同時に同速度にて銲接して

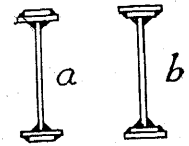


第57圖 突縁鋼の厚さを變化することによる断面變化法

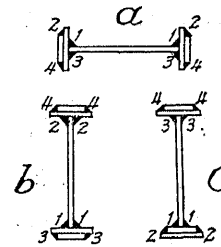
ゆくものとして1回にて足るも、施工順の非對稱から起る收縮並に溫度應力による歪甚しく重要工作物には用ひ難い、今日では(b)の順序を最上とせるも2回の反轉を必要とする、若し兩側各2枚の突縁鋼を別々に銲接し、これ等を最後に腹鋼に銲接すれば反轉は1回にて足るも、1又は2の銲接の際の收縮が3又は4の隅肉に大なる應力を起しこれ等に龜裂を生ぜしむるの患がある、(b)に代るに(c)の方法を用ふることもあり、反轉は1回にてすむ、上下突縁の断面が對稱ならざるも實用

上には大過ない。

突縁に第57圖の如き1枚鋼を使用する場合は、断面變更に必要な銲接は僅かなるも接手が衝合銲接となるが故に、今日これが許容應力低く、且つ直接張力の作用することを禁じられた關係上、接合部に添接鋼



第58圖 突縁鋼幅員の變更

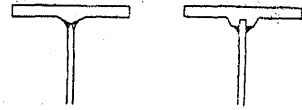


第59圖 鋼桁銲接順

を用ひざる限り構造は頗る困難である。併しこの困難は高强度電極棒の研究、衝合接手の特性並に構造に関する研究の進むと共に、やがて解決せらるべき問題と信ずる。

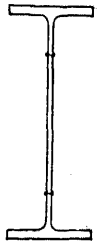
鋼桁突縁としては上記の如く普通の平鋼を使用するほかに、特に銲接鋼桁突縁材として壓延された鋼材を用ふることもある。第60圖は其一例で Gesellschaft für Elektroschweiss-

ung Dortmund の特許品である、これの使用によつて組立の容易となること、平銲の場合の如く突縁断面の銲接作業の熱影響による變質の懸念全くなきこと、實驗の報告によればこの新突縁銲使用のものは普通の断面のものよりも持続性大なること等の利點を持つて



第60圖 銲接銲桁突縁用壓延材

る、未だ製品の種類等さほど多くはないが將來此種のもが多數に壓延せらるゝに至るものと信ずる。
 又第61圖の如く廣幅I形鋼を2つ切りとして突縁に使用し、これに所要の腹銲を銲着したものがあ、突縁に及ぼす銲接の影響は全くなく、又銲接部收縮による突縁の曲り等の虞なきも、市販のI形鋼は元應力を有するもの多く切斷によつて歪を生ずることがあ、この意味から銲接銲桁突縁用として壓延された半切I形鋼を使用する方が便利である。



第61圖 I形鋼を2分して銲接銲桁の突縁に使用せる例

19. 断面の決定

銲接銲桁の高さ、腹銲厚等は大體銲結銲桁の慣習に準ずる。断面二次モーメント

ト J_x 及断面係数 W は、突縁及腹銲の高、厚を b, d, h, δ とすれば

$$J_x = \frac{\delta h^3}{12} + \frac{b}{12} [(h+2d)^3 - h^3] \dots\dots\dots (41)$$

$$W = \frac{\delta h^3}{6(h+2d)} + \frac{b}{6} \frac{(h+2d)^3 - h^3}{h+2d} \dots\dots\dots (42)$$

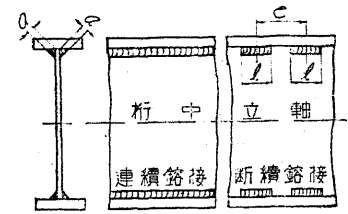
にて示される。

銲結銲桁の如く銲孔の控除を必要とせざること既述の如くなるも、組立用のボルト孔を穿つ場合はこれを控除せねばならぬ、但し多くの場合ボルト孔は最小應力の部分に穿たれるから、このために断面の増加を必要とすることは稀である。又假令引張側突縁にてボルト孔による断面損失ある場合も、孔の前方に施工された銲接にて断面損失が補はれるときはこの損失を考慮しなくてもよい。斷

面の慣性モーメント計算に當つては各部隅肉銲接による断面の増加は考慮しない、又同時に銲接熱による鋼の材質變化も問題としない。突縁が數枚の鋼板の重ね合せによる場合、各銲の側縁には隅肉銲接が施されねばならぬ。且つ壓縮側の突縁銲の幅が $24t$ 乃至 $30t$ (t は最小銲厚、mm) 以上の場合には内部に溝銲接をするか又は細幅の銲を2枚並用する。即ちこの場合縁部の銲接と溝銲接との最大横間隔は $12t$ 乃至 $15t$ であり、溝銲接を用ひた場合は断面計算にはこの部分を控除すべきことは勿論である。

20. 突縁と腹銲竝に突縁銲間の接合

突縁銲と腹銲との接合は第62圖に示すが如く腹銲端の兩側隅肉銲接にて行はれる、この隅肉銲接には斷續銲接、連續銲接共に用ひられてゐるが、反覆應力に對する耐久性から云へば連續銲接の方が安全である。



第62圖 突縁と腹銲との連結

今 Q : 當該断面に於ける最大垂直剪斷力
 J : 當該断面の桁中立軸に對する慣性モーメント
 S : 突縁断面の桁中立軸に對する断面一次モーメント
 a : 隅肉銲接の喉厚、 τ : 銲接の許容剪斷應力
 l : 斷續隅肉銲接の時の1隅肉銲接長
 e : 同上の隣接銲接斷片の心距

とすれば、當該銲接部に作用する水平剪斷力 T は

$$T = \frac{Q S}{J}$$

にして、これに對應すべき銲接強度は連續隅肉銲接のとき單位長につき、

$$T = 2 a \tau$$

$$\text{従つて } \frac{Q S}{J} = 2 a \tau$$

所要隅肉喉厚は
$$\alpha = \frac{QS}{2J\tau} \dots\dots\dots (43)$$

となる、又断続銲接の場合は銲接の単位長強度は

$$T = 2\alpha\tau \frac{l}{e}$$

従つて
$$\frac{QS}{J} = 2\alpha\tau \frac{l}{e}$$

所要隅肉喉厚
$$\alpha = \frac{QS}{J} \cdot \frac{1}{2\tau} \cdot \frac{e}{l} \dots\dots\dots (44)$$

所要銲接心距
$$e = \frac{J}{QS} \cdot 2\alpha\tau \dots\dots\dots (45)$$

突縁上に直接車輪荷重がのる場合、桁長単位當りの等布假想荷重を w とすれば、連続隅肉銲接に對しては

$$\sqrt{\left(\frac{QS}{J}\right)^2 + w^2} = 2\alpha\tau$$

にして、所要隅肉喉厚は

$$\alpha = \sqrt{\left(\frac{QS}{J}\right)^2 + w^2} / 2\tau \dots\dots\dots (46)$$

となる、又断続隅肉銲接の場合は

$$\sqrt{\left(\frac{QS}{J}\right)^2 + w^2} = 2\alpha\tau \frac{l}{e}$$

にして、所要隅肉喉厚は

$$\alpha = e \sqrt{\left(\frac{QS}{J}\right)^2 + w^2} / 2\tau l \dots\dots\dots (47)$$

となり、所要銲接心距は

$$e = 2\alpha\tau l / \sqrt{\left(\frac{QS}{J}\right)^2 + w^2} \dots\dots\dots (48)$$

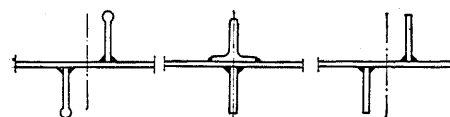
となる。

重ね合されたる突縁鋼の接合用隅肉銲接計算も前掲と全く同様である。

21. 補 剛 材

補剛材としては銲結鋼桁に於けるが如く山形鋼を必要とせず第63圖の如く中間補剛材としては平鋼、バルブ鋼、丁形鋼等を使用し、端補剛材又は荷重を受くる

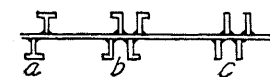
箇所補剛材としては第64圖の如き構造を用ひてをる、(b)のものは山形鋼を使用せるものなるも銲結のときは



第63圖 中間補剛材

反對のむきに使用してをる。これ等の工法は相對する兩側補剛材の位置を喰ひ違はし、銲接の集中を

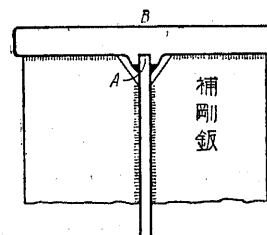
避けたるものなるも、收縮應力の原因たる銲接箇所の増加するの缺點あり、この意味より腹鋼厚 8~9mm 以上ならば兩側補剛材を對立せしめ、取付の銲接を千鳥とする方可なりとの説もある。孰れにせよ補剛材の取付銲接は銲接の集中をなるべく避くるため



第64圖 載荷重補剛材

に腹鋼兩側に千鳥とすべきである。

補剛材の寸法並に間隔は銲結桁に於ける慣習と理論とを準用する、大體其幅は



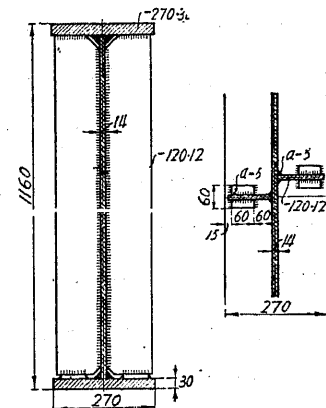
第65圖 補剛材の銲接

突縁突出長の $\frac{4}{5}$ 以上、間隔は桁高を限度としてをる。

補剛材の腹鋼への取付は断続千鳥銲接にて充分なことが多い、上下突縁へは連続銲接で完全に銲着する、この場合腹鋼と突縁との接合部に銲接の集中を避くるためには補剛材の一隅を第65圖の

如く切取る方がよい。

補剛材の壓縮突縁は直接銲接することが多いが、引張突縁へは第66圖の如く補剛材の下へ平鋼を挿みこれと補剛材とを直接銲接し、平鋼と突縁とは突縁の長さの方向の隅肉銲接にて取り付け、引張突縁の熱影響による減力を避けてゐるものもある。尙突縁鋼が薄手の場合又は枕木が直接桁上に置かる、場合、壓縮突縁へは主補剛材のほか

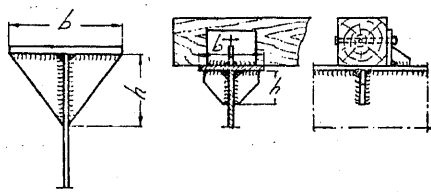


第66圖 補剛材の引張側突縁への銲接

の直下に第67圖に示すが如き三角形の副補剛材を取りつける、此の場合補剛材の大きさは $h \geq \frac{b}{2}$ にて定められる。

22. 腹 鈹 の 接 合

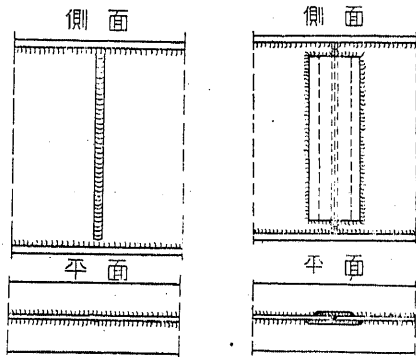
腹鈹の接合に第68圖の如き V 接ぎ又は X 接ぎによる衝合接合を用ふことは、今日ではこれの許容強度の低いことから見て困難である、併し今後電極棒の研究の進歩と共に、衝合接合を自由に使用しうる時代が来るものと信ずる。



第67圖 副 補 剛 材

現今腹鈹接合法として多く用ひられてゐるものは第69圖の如く腹鈹の兩側より各1枚の平鈹を添接したもの、第70圖の如く曲げ應力の大きさに應じて順次外側より大

さを變化せしめた幾枚かの平板を添接したもの、第71圖の如く織目に桁を横切つて横鈹を挿入し補剛材を兼ねさせたもの等であるが、第69圖及第70圖のものは反覆應力試験の結果は甚だ不良であつて、激しい衝撃應力の反覆作用する桁には不向きである。又第71圖のものも其點に於ては左程優つたものと稱し難く、この點をよく考慮したものに第72圖、

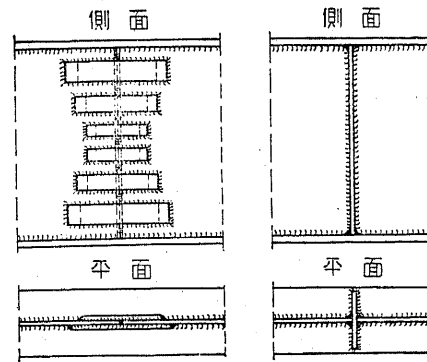


第68圖 腹鈹衝合接手

第69圖 腹鈹添接鈹接手(其一)

第73圖の如き工法がある。第69圖及第70圖のものは孰れも縦銲接の集中を避けるために兩側添接鈹の幅をかへてゐる、又此の種のものでは添接鈹に於ける銲接の不足を溝銲接にて補充することが容易であるが、これらの持つ缺點は腹鈹の織目に衝合銲接を施す場合、平鈹添接に先つ

て補強盛の部分を削り取らねばならぬことで、時にはこの衝合銲接を省略するこ



第70圖 腹鈹添接鈹接手(其二)

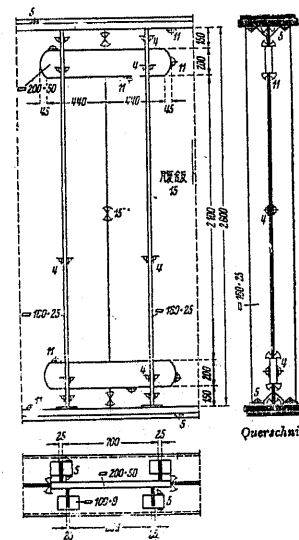
第71圖 腹鈹横鈹接手

ともある、この場合は鈹桁組立中の銲接収縮に基く桁長の短縮を、この部分の間隙の調節にて補ふに便である。

第72圖のものは腹鈹を大部分 X 接手によつて接合し、其上下部に各1枚の部厚な平鈹を箝め込んだもので、平鈹と腹鈹との接合には複斜接ぎが用ひられてゐる、又

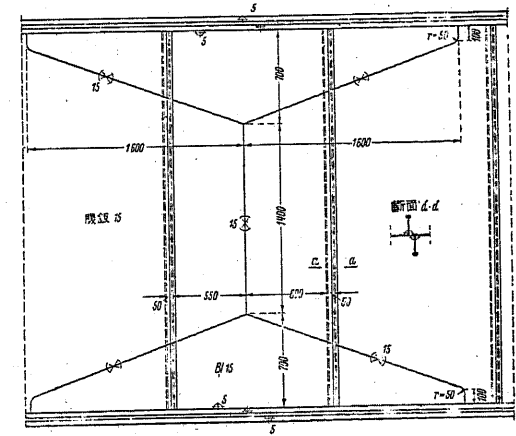
第73圖のものは腹鈹接合線を縦一直線となさず、上下部に三角形の部分を残して、垂直の接目を短縮したもので、接合部は X 接ぎを用ひてゐる。

添接鈹接手による腹鈹の計算は銲結鈹桁の銲應力を算出するものと同様で、



第72圖 腹 鈹 接 合

§4 (B) (b)に説きたるが如く先づ添接鈹周圍の隅肉銲接竝に溝銲接の有効喉斷面積の總和が全

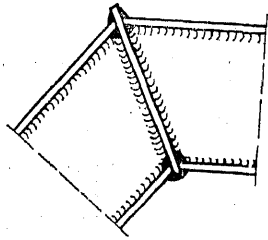


第73圖

剪斷力を均一にうくるものと假定して剪斷應力を求め、曲げモーメントに対しては全有效喉斷面積が桁の中立軸に對して有する慣性モーメントから計算した最端

部の鋸接に起る應力を求め、剪斷應力と曲げ應力との合力を許容剪斷應力以下ならしめればよい。

横鋸接手は使用材料の少き點、補剛材の配置に妨げとならざる點、接手が場所



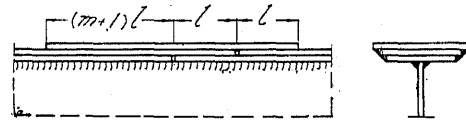
第74圖 ラーメン格點の横鋸接手

をとらざる點にては最も優れた工法なりと考へる
接手の計算は §4 (B) (a) に示したところによつて極めて容易である、此の種のものゝ第74圖の如くラーメン等の格點にて曲げをうくる部材を接合するに極めて便利である。この場合は横鋸は突縁まで延ばし兩側よりこれに突縁を鋸着する。

23. 突縁の接合

突縁に單なる衝合接合を用ひ得ないことは §18 に説いた如くである、従つてこれが接合には添接鋸を添へるか又は特別な衝合接手が工夫されてをる。

突縁が數枚の鋼板の重ね合せで出來てをる場合は接合せらる鋼板は同厚なること多く、添接鋸接手が主に用ひられる、第75圖は2枚の突縁鋸の接手を1枚の添接鋸にて接



第75圖 突縁鋸の片側添接鋸接手

合した例で、突縁鋸の繼目には衝合接合を行ふことあり又行はないこともある。添接鋸にて直接に接合せられる繼目に對しては添接鋸の長さ l は添接鋸の強度に相當しただけの側面隅肉鋸接の出來る長さであればよい。

切込又は溝鋸接あらばこれを鋸接強度に加算するも、添接鋸の端部の前面隅肉鋸接は計算に入れず輕鋸接することが多い。

今 F_s = 添接鋸の斷面積

σ = 突縁鋼材の許容引張強度

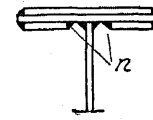
とすれば側面隅肉鋸接のみのときの l は

$$l = \frac{F_s \sigma}{2 \tau a} \dots \dots \dots (49)$$

となる。

添接鋸が繼目に對して間接で兩者の間に m 枚の鋸が挟まれたる場合、添接鋸の長は前掲の l の $(m+1)$ 倍とする。

又突縁鋸の繼目に衝合鋸接が施工される場合には添接鋸の長は l の $\frac{(m+1)}{2}$ 倍で充分である。

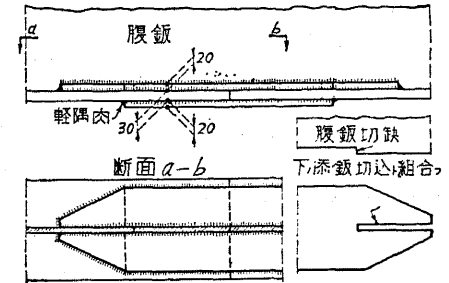


第76圖 突縁鋸の兩側目板接手(其一)

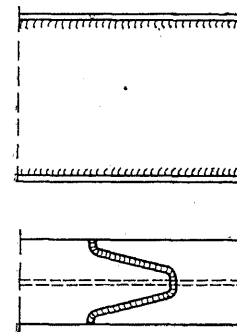
突縁鋸の内側面に第76圖の如く2枚の添接鋸を當て兩側添接鋸接手とすることあるも、突縁の接合を腹鋸との接合前に施工せざれば n 部の隅肉の鋸接困難となるの

缺點がある、又これを避けるために第77圖の如く内側面の添接鋸を1枚とし腹鋸を貫いて鋸接せるものもある、この場合腹鋸縁には添

接鋸を貫通せしむるために切込を作らねばならぬ、第77圖の内側添接鋸は兩端に切込を有するため添接鋸は豫め突縁鋸に鋸着されてをらねば組立が困難であるが、第83圖の如き場合には左程の困難はない。



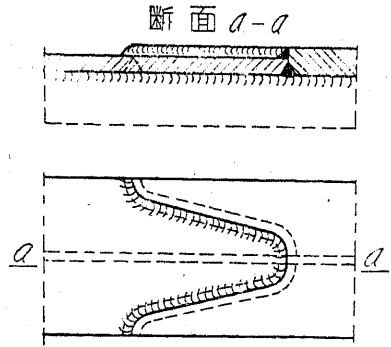
第77圖 突縁鋸の兩側目板接手(其二)



第78圖 同厚突縁鋸の楔形衝合接手

突縁が各部1枚鋸の場合、同厚の突縁鋸の繼目は添接鋸を使用するとせば前掲の場合と同様である。單なる衝合接手は其設計困難なること既述の如くであるが、第78圖は繼目を楔形となし鋸接部の長さを増した衝合接合で、實驗の結果では好成绩を示してをるが繼目の工作に手数を要する點を缺點とする。

厚さを異にする1枚鋸突縁の接合に、添接鋸を使用せず衝合鋸接とする場合は、同厚突縁鋸のときと同様



第70圖 異厚突縁銲の楔形銲合接手

如く單なる矢筈形となしてをる。

この場合

F : 薄厚の突縁銲の垂直斷面積

F_s : 斜角 α なる縫目に沿ひて

の斷面積とすれば

突縁垂直斷面への垂直應力は

$$\sigma = \frac{P}{F}$$

$$\text{片側斜斷面積} = \frac{F_s}{2} = \frac{1}{2} \cdot \frac{F}{\sin \alpha}$$

片側の斜斷面に働く垂直力 N 及接線力 T は

$$N = \frac{P}{2} \sin \alpha, \quad T = \frac{P}{2} \cos \alpha$$

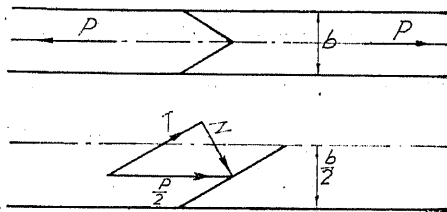
従つてこの斜斷面に作用する接線應力 σ_T 及垂直應力 σ_N は

$$\sigma_T = \frac{T}{\frac{1}{2} F_s} = \frac{P}{F} \cdot \frac{\sin 2\alpha}{2} = \sigma \frac{\sin^2 \alpha}{2} \dots \dots \dots (50)$$

$$\sigma_N = \frac{N}{\frac{1}{2} F_s} = \frac{P}{F} \sin^2 \alpha = \sigma \sin^2 \alpha \dots \dots \dots (51)$$

第79圖の如く縫目を楔形となし、縫目に沿ひて下面に V 接手を、上面に兩銲の厚さの差に相應する隅肉銲接を施す、V 接手は薄銲の全厚につきて行はず幾分の厚さを殘し、上面隅肉銲接に對しても突縁原銲を利かせ得る様にする。

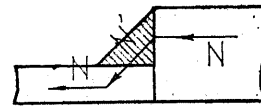
楔形は第79圖にては其の端部に丸身を附したるも Dresden 附近に架設せられたる Schlachthof 橋にては第80圖の



第80圖 楔形銲合接手の應力

従つて合成最大應力 σ_s は $\sigma_s = 0.35\sigma_N + 0.65\sqrt{\sigma_N^2 + 4\alpha_0^2\sigma_T^2} \dots \dots \dots (52)$

今 $\alpha_0 = 1$ とすれば $\sigma_s = \sigma \sin^2 \alpha (0.35 + 0.65\sqrt{1 + 4 \cot^2 \alpha}) \dots \dots \dots (53)$



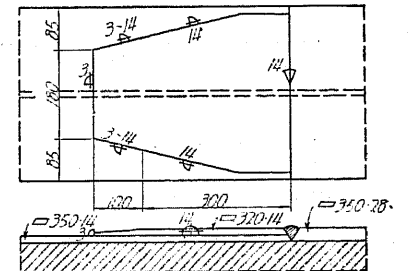
第81圖 隅肉銲接に於ける垂直力の傳達

上式にては銲接部全體に應力の均一分布を假定し、たほかに曲げ應力が縁維に近づくにつれて増加することも無視してをる、又隅肉に働く垂直應力 N' は第81圖に示す關係より $N' = \sqrt{2} N$ となり突縁に

働く垂直力より大である、此等の事情より考ふるとき上式にて與へらるゝ合成應力は單に發生最大應力の概念を示すに過ぎない。

同じく接手に銲合銲接を用ひ、其有效喉斷面積を増大せしむるために第82圖の如き補足銲を銲着し、厚さの大なる突縁銲の厚さに相應する喉厚を利用し得る

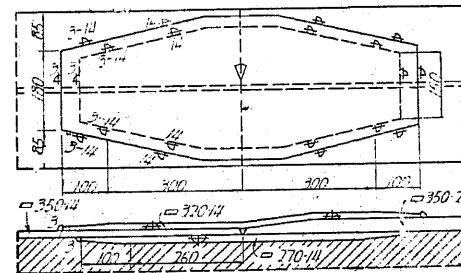
様考案せるものがある、補足銲には其銲厚に比例してこれの分擔すると考へらるゝ應力に相當した隅肉銲接を、其周圍に施工する。補足銲の形狀は接手に於ける突縁斷面積を漸變せしむるために、其先端に向ひ幅、厚共に漸縮せしむる方が理



第82圖 異厚突縁銲の補足銲による接手

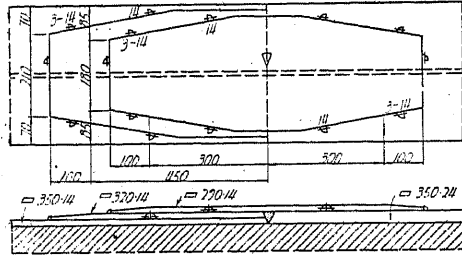
論的であり、末端の前面隅肉は單なる防

水の目的にて輕銲接とし、應力の傳達には考慮しない。



第83圖 異厚突縁銲の添長銲接手 (其一)

銲の厚の相違を除くために第83圖の如く、厚さ大なる突縁銲端を削成して小なる突縁と同厚ならしむるか、第84圖の如く兩突縁銲の厚さの差に相當する填材を入るか、孰れかの方法を探らねばならぬ、前者に突縁銲端削成の手數あ



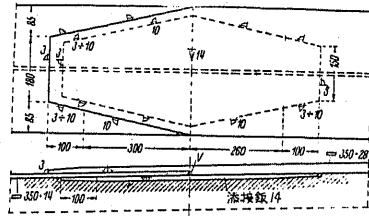
第84圖 異厚突縁銲の添接銲接手 (其二)

るも、構造の簡單なる點、銲接部の少き點、應力の傳達の單純なる點等より考ふるとき後者に優るものと認める。

傳達さるべき應力の大きさによつては、第83圖の如く、内面よりの添接銲をも必要とする場合がある、この場合は第76圖指示の理由により腹銲を貫通せしむる方が都合がよい。

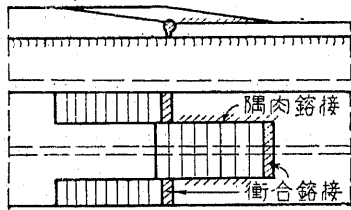
孰れの場合も接手部の断面を漸變せしむるために、添接銲端は幅、厚共に漸縮せしめ、端部の前面隅肉は輕銲接とし應力計算には無視する方がよい。

兩突縁銲の厚の差大なるとき、添接銲を使用する代りに、厚さの大なる突縁銲の内面を、小突縁銲の厚さだけ削成し、前者を後者上に被せた、第85圖の如き工法を用いたものもある、鋼材竝に銲接を節約する點に於て勝れてをる。

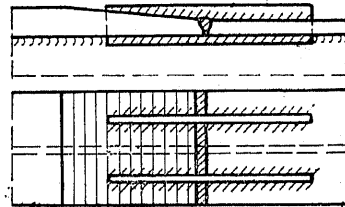


第85圖 異厚突縁銲の重接手

以上のほか異厚突縁銲の接合法として考慮されたものに第86圖の如く兩突縁銲を桶形に嚙み合し、衝合銲接と側面隅肉銲接とを混用したもの、第87圖の如



第86圖 桶形組合接手



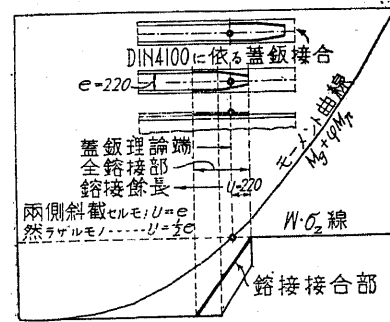
第87圖 挿み銲接手

く、厚銲を薄銲並に削成し兩者共通の2筋の切込みを作りこれに挿み銲を入れて隅肉銲接を施し衝合銲接を補強したものがある。

以上銲接銲桁の突縁接合法は今日未だ研究時代にして確然たる工法の決定を見ず、今後各種工法の持続性の研究と銲接技術竝に工法の進歩に伴つて改善せらるべきものと認める。

24. 突縁銲の餘長

突縁銲が數枚重ね合せて用ひられたる場合、外側突縁銲の理論長は曲げモーメント圖から容易に決定し得ること銲結銲桁の場合と同様である、而してこの突縁



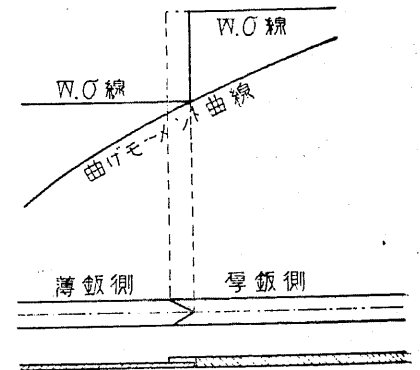
第83圖 蓋銲の餘長

銲へ理論長以上に幾何の餘長を與ふべきかは今日未だ確然たる慣習がない。1933年のDIN 4100にては銲は其強度に應じた銲接のなされたる點より有效なりと定めたるが故に、餘長としては§23のしに相當せる長さを必要とせるも、この長さは可成長いものとなり材料の經濟上面白くなく又實驗上さ

ほどの長さを必要とせずとの説も高く、1934年の改正規格では餘長としては銲結蓋銲の餘長と同様に最小限度、蓋銲の幅の半ばを採ることに改められた、而して

其端部は中間部の取付けに斷續銲接が用ひられてをる場合にも、蓋銲の強度に相當するだけ全銲接する、第88圖はこの關係を圖示したものである。

突縁に1枚銲を使用する場合、銲厚の變更點の理論位置は、曲げモーメント曲線より決定しうること前掲と同様である。繼目に單純なる衝合接手を用ふるものとせば、厚銲側を理論長より



第89圖 突縁銲接合點

延して縦目の許容強度が薄板の強度に匹敵しうる點に至らしむれば可なるも、材料の不經濟が甚だしい。前掲楔形衝合接手を使用せる Schlachthof 橋にては第89圖に示す如く縦目の理論位置に楔の尖端を置いてをる。

25. 縦桁の連結

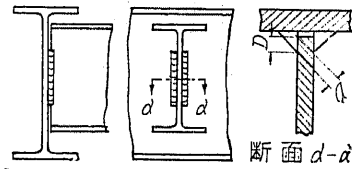
こゝでは主として、縦桁と横桁との連結法について述べ、他にこれと類似の建築物に於ける柱と桁との連結法にも觸れて見たいと思ふ。

これらの連結には大別して、端剪斷力のみを傳達することを目的とするものと、端剪斷力のほかに端曲げモーメントに抵抗せしめんとするものとの2種がある。

鋸結構造にては特に強剛なる連結材を用ひ、充分端曲げモーメントに抵抗しうる工法を採るに非ざれば、連結部の完全なる連続性を期すること殆んど困難なるがため、今日鋸結構造に於ける慣習はこれ等連結部に對して剪斷力の傳達のみを認め、鋸結によつて得らるゝ不完全連続性に基く、桁の正曲げモーメントの減少を認めないこととなつてをる。然るに鋸接によるこれ等の連結部は、其工法によりて容易に完全なる連続性を期待しうるが故に、これによつて得らるゝ桁の正曲げモーメントの減少に基く鋼材の節約は著しい額にのぼる。この點が鋸接工法の鋸結工法に對して有する利點の一つである。

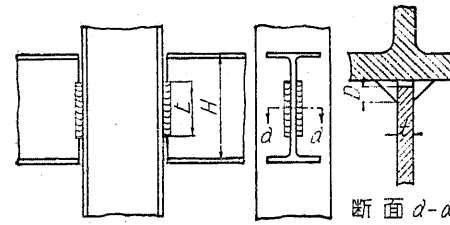
(A) 剪斷力のみをうくる連結 最も簡單なるものは第90圖の如く腹板の一部兩側に隅肉鋸接を行つたものである。この工法では桁の撓みによつて起る端曲げモーメントにより、鋸接の上下端に高副應力の發生を避け難い。衝撃並

に反覆荷重の懸念なき輕構造物にて、桁の撓みに應じて彎曲する可撓性の大なる柱か、又は第90圖の如く側面への振れの可能なる桁への連結にのみ使用すべきである。此種の連結部にては組立を容易ならし



第90圖 桁の單接合 (其一)

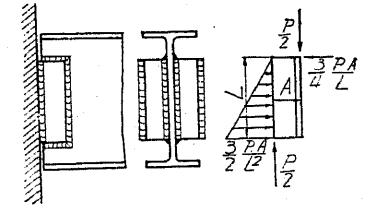
むるため桁端に幾分間隔を存せしむるが故に、此部分の鋸接の有効脚は第90圖



第91圖 桁の單接合 (其二)

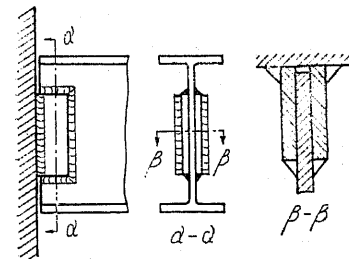
の D にして、強度はこれに對應する喉厚 a にて決定される。輕構造物にこの工法を使用する場合、桁を連結する相手が上記の如き可撓性を有せざるときは、腹板に於ける鋸接長 L を第91圖の如く、なるべく短かくし少くも桁高 H の $\frac{2}{3}$ 以下ならしめ、鋸接の有効脚 D は腹板厚 t の $\frac{4}{5}$ 以上とすることにより、副應力の影響を輕減することが出来る。更に

連結部の柔軟性を確實ならしむるためには第92圖の連結山形鋼を使用する方法もあるも、鋸結と比較して何等鋼材の節約とはならない、只工作の不正確から起る桁端間隙の不同は何等苦とならない。此の工法に用ひらるゝ山形鋼の脚長は厚さの8倍以上を



第92圖 桁の單接合 (其三)

可とする、山形鋼の變形によつて端曲げモーメントの影響を免れんとするものである。而して鋸接下端のうくる應力は、桁の反力 P による剪斷力 $\frac{P}{2}$ と、山形鋼の脚長の偏心によつて起るモーメント $\frac{PA}{2}$ とによる應力とである、前者によるものは $\frac{P}{2L}$ 、後者によるものは $\frac{3PA}{2L^2}$ にして之等の合成應力は $\frac{P}{2L} \sqrt{1 + \left(\frac{3A}{L}\right)^2}$ となる。連結山形鋼の代りに第93圖の如く

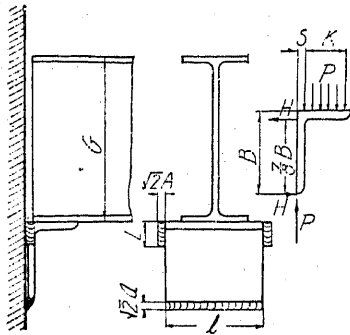


第93圖 桁の單接合 (其四)

平板を使用することあるも、連結部の柔軟性は山形鋼の場合ほど確かでない、従つて連結平板の長さは第91圖の工法に於ける鋸接法の寸法に準すべきである。前掲の諸法は孰れも剪斷力のみをうくる目的にて計

畫されたるものなれども其構造上、端曲げモーメントの影響を免れ難い、純然たる剪斷力のみをうくる支承としては第94

圖の如く豫め工場にて支承用の山形鋼を鋸着し、この上に桁を置くものがある。



第94圖 桁の單接合 (其五)

桁と支承との連結は鋸着することもあるがボルトによる方が、副應力の懸念がない、又山形鋼と取付面との間は 1mm 未満の間隙を存せしめ、山形鋼下端の鋸接と上端の鋸接とを分離して施工し、其抵抗モーメントを大ならしめる。桁端反力は山形鋼下端鋸接のみにて負擔せしめ、支持面 K に分布する反力 P によるモーメントは上下

兩端の鋸接にて負擔せしめる。今下端鋸接の喉厚を a 、長さ l 、上端左右兩側の鋸接の喉厚を A 、長さを L とすれば、下端鋸接は $al\tau = P$ にて決定せらる。上端鋸接は其長 L を山形鋼脚長 B の $\frac{1}{4}$ 程度に止め、桁端と取付面との間隙を S とすれば、反力 P による支承に作用するモーメントは $P(S + \frac{K}{2})$ にして、これに對し上下鋸接に作用する水平力 H の抵抗モーメントは $H \cdot \frac{7}{8} \cdot B$ となる。従つて

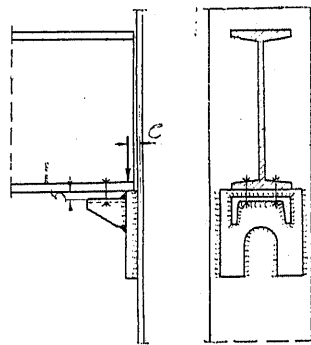
$$H = \frac{4}{7} \frac{P}{B} (2S + K)$$

今上端鋸接が其長さ短きが故に上記 H が一樣に分布せらるゝものとすれば

$$A = \frac{8P}{7B^2\tau} (2S + K)$$

而して山形鋼の厚さ T は山形鋼の最弱點が其垂直脚の上部内角のフィレット下にあるものとして、 H と P とによる曲げモーメントによつて決定する。

上記の計算に於ては桁端の接觸幅 K の決定に困難がある。接觸面の支持力、腹鋸の耐力等から算出する方法あるも確實ならず。且支承面に於ける反力の分布を均等とせる點に

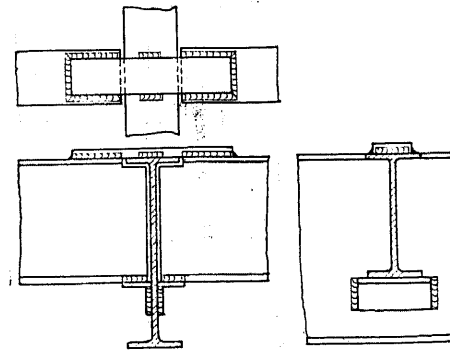


第95圖 桁の單接合 (其六)

も大なる疑問あり、桁の撓みと共に支承山形鋼の先端に極めて大なる接觸應力の發生を免れない。

これ等の缺點を除き完全に剪斷力のみを支持し、他に副應力の懸念なきものは第95圖の工法である。桁の支承としては取付面に鋸着せる支承鋸により、全反力はこの支承鋸の隅肉鋸接にて負擔せしむ。桁下には 5mm 程度の間隙をおきて山形鋼又は溝形鋼を鋸接し、これと桁端とをボルト締めとなして桁の左右移動を防止すると共に組立の便に備ふ。支承面中心と支承鋸の鋸接面との偏心 e によるモーメント $P \cdot e$ は僅かなるが故に無視出来る。第95圖に示せるものは支承鋸周囲の鋸接線を、出來得る限り大ならしめんがために、受臺に溝形鋼を用ひて下縁に切り込みを設けてをる、これによつて支承鋸の大きさを縮小することが出来る。

(B) 剪斷力と曲げモーメントをうくる連結 桁の端断面の周りに施工したる隅肉鋸接をもつて §4.(B) (a) に説きたる方法にて連結するを最も簡単とするも、上縁部の鋸接は曲げモーメントによる引張力をうくるが故に、反覆又は衝撃荷重を有する重要構造物には使用し難い。斯くの如き構造物に對しては第96圖に示す如く、引張側には必ず引張用の平鋸を添接する、反力は支承山形

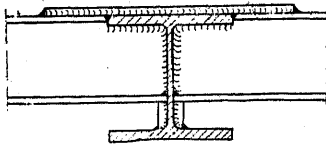


第96圖 桁の連續接合 (其一)

鋼又は腹鋸の鋸接に負擔せしめ、曲げモーメントによる引張應力は平鋸と桁の上面との間の隅肉鋸接にて抵抗させる。下縁部の壓縮應力は桁の下突縁を腹鋸に鋸着すれば充分なるも、組立の便宜上取付面と桁端面との間に設ける間隙が大となる恐れあれば、支承鋸と下突縁との間に隅肉鋸接を施してもよい。併しこの場合鋸接長の不足を感じ、取付面と桁端面との鋸接をも必要とす

ることが多い。

前掲の例では連結せらるゝ小桁と主桁との高さが相當に違ひ支承山形鋼の取付



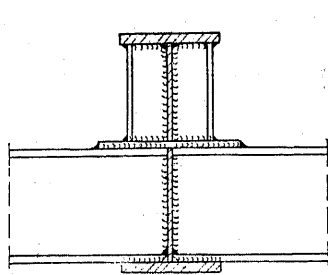
第97圖 桁の連続接合（其二）

が出来たが、高さにさほどの差のない場合には第97圖の如く主桁と下突縁との間に承臺

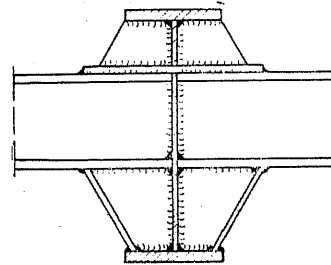
を置くこともある。又第98圖の如く兩桁の

上突縁の高さが同一でない場合は、引張側の

平鋸は主桁の腹鋸を貫通して取付けねばならぬ、第99圖も其例である。尙衝撃の大なる構造物にては小桁の取付箇所には充分強固なる補剛材を必要とするが故



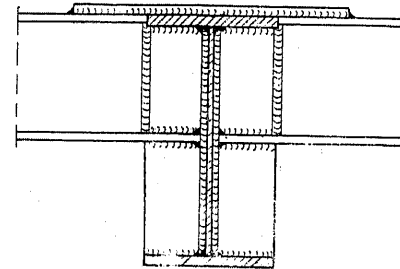
第98圖 桁の連続接合（其三）



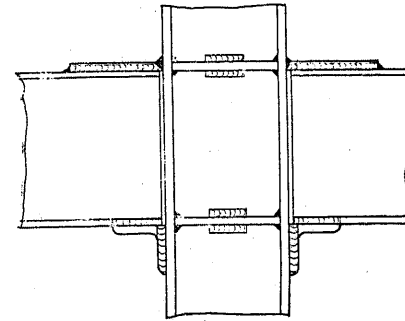
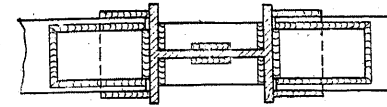
第99圖 桁の連続接合（其四）

に、第99圖の如く桁の兩突縁間に持送りを取付る方が安全である。これには平

鋸を用ふることもあるが I 形鋼の小片を使用するのが便利である、この補剛材を強固ならしむる點から言へば、第100圖に示せるが如き構造が最も周到なものと言はねばならぬが材料の不経済は免れない、先づ補剛材として I 形鋼の切斷せるものを用ひ、其腹鋸の突出は主桁の突縁の幅程度にし、これへ小桁の腹鋸を衝合接手にて取付け、小桁の下突縁のみは延びて補剛材の腹



第100圖 桁の連続接合（其五）



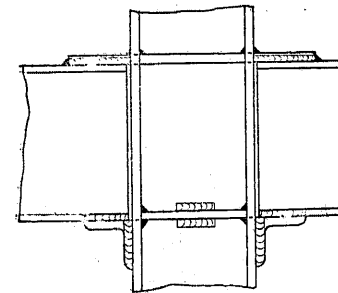
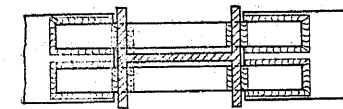
第101圖 桁の柱との接合（其一）

鋸に作つた切込みの中へ挿し込み隅肉鋸接が施されてをる。補剛材用の I 形鋼は兩側とも其突縁幅を異にし、主桁腹鋸に於ける鋸接の集中をさけてをる。

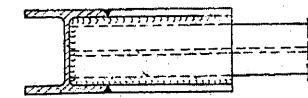
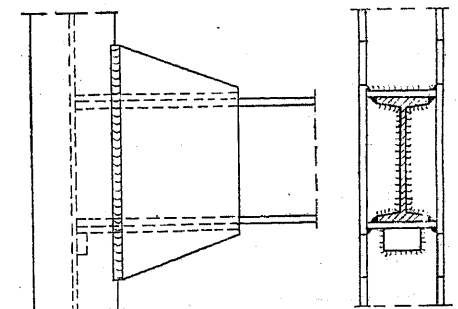
特別な工法としては第107圖の如く縦桁の端を鍛工にて曲げ自ら補剛材の働きをなさしめたものがある、剛性の點から云へば甚だすぐれた工法であるが、工作に手数を要する點が缺點である。

又第115圖の如く縦桁を横桁上に載せ、平鋸による持ち送りにて固定したものがあがるが縦桁の連続性は得難い。

取付面が I 形鋼のフランジ面なるときの構造としては、第101圖が代表的のものであるが幾分材料不経済の感がある、併し完全なる連続性を期するためには



第102圖 桁の柱との接合（其二）



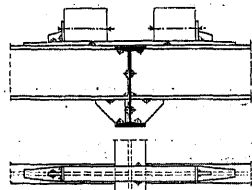
第103圖 桁の柱との接合（其三）

この程度の鋼材使用は免れない。上縁の引張應力は先づ接目鋸と柱の堅面との衝

合銲接にて柱突縁間の填飯へ傳へられる。この衝合銲接は工作には、幾分不便であるが、平飯を桁の上面に銲着する前に現場で銲接して、元應力の發生を防ぐ方が得策である。下方の填飯は勿論曲げモーメントによる壓縮に抵抗すべきであり、反力は下端の支承山形鋼にて支へられる。この種のもので第102圖は引張側の平飯を柱のフランジを貫通せしめたもので桁の連続性は一層確實である。第103圖は繫飯を用いた例で、繫飯は柱の突縁へ衝合接手にて取り付けられ、桁と繫飯とは柱の突縁と繫飯との間にはさんだ平飯によつてをる。

26. 橋床竝に横桁の連結

鐵道橋に開床が用ひられる場合、橋床部への銲接應用は木枕木留金物の銲着、銲接鋼製枕木の利用以外に出でない、第104圖は前者の一例で縦桁取付け用の通



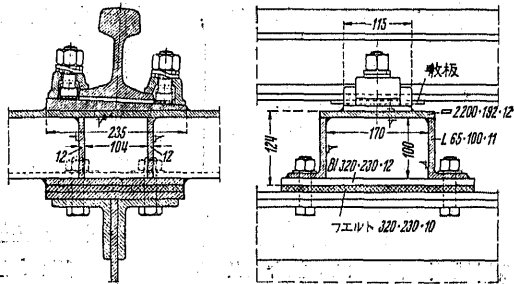
第104圖 木枕木留金物の銲着

し飯上に枕木の置かれた場合を示してをる、枕木ボルト締めを使用する留金物には平飯を用ひ、これを通し飯に隅肉銲接にて取り付け、これが支持にはこれと直角に肋飯を配してをる、軌條に作用する力は列車の進行方向の相違と、列車の發車、停止によつて方向を異にするが故に相隣接する枕木留金物は

互に反對側に配置する。

第105圖は銲接鋼製枕木の例である、枕木は1枚の平飯と、2個の不等邊山形

鋼よりなる下開きの断面を有し、各材料の組合には輕銲接を用ひてをる、支承點には1枚の綴飯と、2枚の隔飯とが取り付けられてをる、軌條の敷飯は枕木に銲

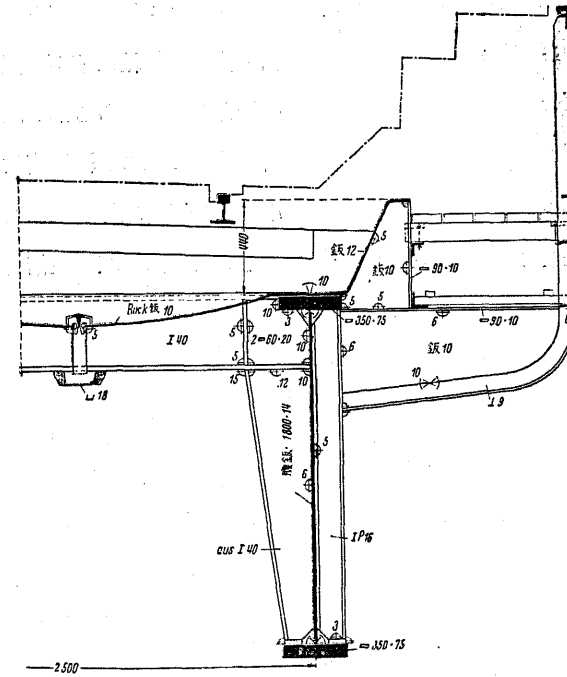


第105圖 銲接鋼枕木

着せられ、敷飯と軌條とは

規定の締付け装置にて取り付けられる。枕木と桁との取付けは山形鋼の足を利用してボルト締めであり、兩者の間に防音の目的にてフェルトが挿まれてをる。又軌條と敷飯との間にも同じ目的に木板が敷かれてをる。

鐵道橋の開床にてバックル飯を使用する場合、飯縁を横桁又は縦桁の突縁に銲着する方法に種々ある、第106圖に示したものはバックル飯とZ形に曲げた側飯



第106圖 バックル飯を使用せる開床(其一)

とによつて道床を支へてをる、側飯上端の曲げは横方向の剛性を與へるものであり、下端の曲げは、バックル飯の曲げと共に主桁又は横桁の突縁飯上につてをる、兩飯の曲りの縁は別々に隅肉銲接にて突縁飯に銲着し、其間に出来る隙間は別に銲着鋼にて埋める、若し兩飯の縁を接近せしめV接手にて直接連結するときはV接手

の底の間隔を大き目に取り、桁の突縁への銲込みを充分な様にする、又兩飯の縁が相當距つてをる場合は其間に別の填材をおき、この兩縁をバックル飯及側飯の縁とV接手にて銲着し、水溜りの原因たるべき間隙を残さぬ様にする、又バックル飯及び側飯の下面は桁の突縁飯の稜角と隅肉銲接にてつなぐ方がよい。

第107圖に示したものは側飯に山形鋼と平飯とを使用せる例で、兩者はV接手にて銲着されてをる。

$$J = \frac{1}{12}(30 \times 32.2^3 - 27.2 \times 23.8^3) - 25,760 = 27,148 \text{ cm}^4$$

$$W = \frac{27,148}{16.1} = 1,686 \text{ cm}^3$$

$$F = 30 \times 32.2 - 27.2 \times 23.8 - 154 = 165 \text{ cm}^2$$

となる。上式中 154, 及 25,760 は IP 30 の斷面積及慣性モーメントである。

従つて曲げモーメントによる縁應力 σ_1 及反力が等布するものと假定しての剪斷應力 σ_2 は

$$\sigma_1 = \frac{1,380,000}{1,686} = 818 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{43,000}{165} = 261 \text{ kg/cm}^2$$

となる。兩應力の合成力 σ は (8) 式により、

$$\sigma = \sqrt{818^2 + 261^2} = 859 \text{ kg/cm}^2$$

これに対する許容應力は §6 により、St 37 に對して、他に附加應力なき場合、 $\sigma_{sz} = 1,400 \text{ kg/cm}^2$ とすれば

$$\sigma_z = 0.65 \times 1,400 = 910 \text{ kg/cm}^2$$

軌條桁の場合に $\sigma_{sz} = 1,350 \text{ kg/cm}^2$ とすれば

$$\sigma_z = 0.65 \times 1,350 = 875 \text{ kg/cm}^2$$

となり充分の強度を持つこととなる。

この工法では現場銲接にて上向き銲接を行はねばならぬ不利があるが故に、次の通し銲を有する工法の方が安全である。

例題 2. 縦桁と横桁との連結 (通し銲と桁承材とを有する場合) 縦桁には例題 1 と同様 IP 30 を用ふるものとする。連結部に作用する外力を

$$\text{最大曲げモーメント} \quad M = +10 \text{ tm}$$

$$\text{最小曲げモーメント} \quad M = +2.4 \text{ tm}$$

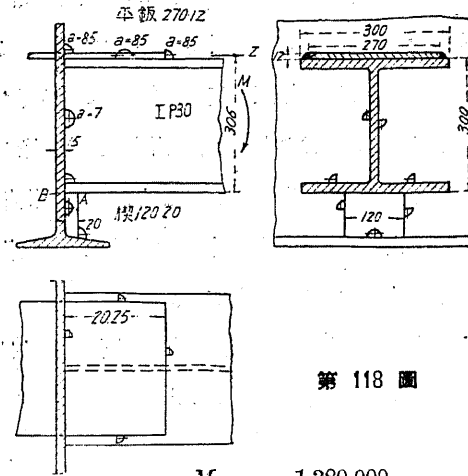
$$\text{最大反力} \quad A = +30.0 \text{ t}$$

$$\text{最小反力} \quad A = +4.0 \text{ t}$$

とす。従つて連結部の計算に用ふる全外力は

$$M = 10 + \frac{1}{2}(10 - 2.4) = 13.8 \text{ tm}$$

$$A = 30 + \frac{1}{2}(30 - 4) = 43 \text{ t}$$



第 118 圖

今曲げモーメントに抵抗せしむるために、横桁の腹銲を貫きて第 118 圖の如き添接銲を配し兩側縦桁の上突縁銲を連結するものとす。今この添接銲が $M = 13.8 \text{ tm}$ によつてうくる引張應力 (z) は、B 點にてモーメントを考ふることにより

$$z = \frac{M}{30.6} = \frac{1,380,000}{30.6} = 45,100 \text{ kg}$$

にて與へらる。従つて添接銲の所要斷面積 (F) は

$$F = \frac{45,100}{1,400} = 32.2 \text{ cm}^2$$

なり、よつて平銲 $27 \times 1.2 = 32.4 \text{ cm}^2$ を用ふ。

今脚 $b = 1.2 \text{ cm}$ の隅肉銲接によつてこの添接銲を縦桁の突縁に連結するものとせば、隅肉銲接の喉斷面は $a = \frac{1.2}{\sqrt{2}} = 0.85 \text{ cm}$ となる。

添接銲の全長を 420 mm とし、一侧の縦桁突縁上にある長さを、20.25 cm とすれば、隅肉の總長は側面、前面を合計して

$$\Sigma l = 2 \times 20.25 + 27 = 67.5 \text{ cm}$$

となる。従つて總喉斷面積は

$$F_s = 67.5 \times 0.85 = 57.4 \text{ cm}^2$$

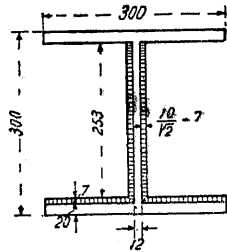
故に隅肉銲接のうくる単位剪断應力は

$$\sigma = \frac{45,100}{57.4} = 786 \text{ kg/cm}^2$$

なり、これに対する許容剪断應力は

$$\sigma_s = 0.65 \times 1,400 = 910 \text{ kg/cm}^2$$

にして、隅肉銲接端の壺を考慮するも尙充分なる強度を持つ。この場合添接鉄前面の隅肉は輕銲とし、強度計算に當つて無視する方がよい、この場合は添接鉄の長さは約 60 cm 必要となる。反力 $A = 43 \text{ t}$ はこれを腹鉄兩側と、下突縁の上



第 119 圖

面のみ隅肉銲接にて對抗せしむるものとし、縦桁下は取付けたる桁受けは反力支持には關與せず、縦桁取付け作業の便に供するものとする。

第 119 圖により 10 mm 隅肉銲接の總喉断面積は

$$F_s = 2 \times 0.7 \times 25.3 + 0.7 \times (30 - 1.2) = 55.6 \text{ cm}^2$$

にして、単位剪断應力 σ は

$$\sigma = \frac{43,000}{55.5} = 774 \text{ kg/cm}^2$$

にして、これに対する許容剪断應力 $\sigma_s = 0.65 \times 1,400 = 910 \text{ kg/cm}^2$ にして充分なる強度を持つ。

例題 3. 鉄桁突縁鉄と腹鉄との接合 支間 10 m の鉄桁が第 120 圖指示の如く突縁鉄 260・30 mm, 腹鉄 860・15 mm の断面を有するものとし、桁のうくる最大反力及最小反力を

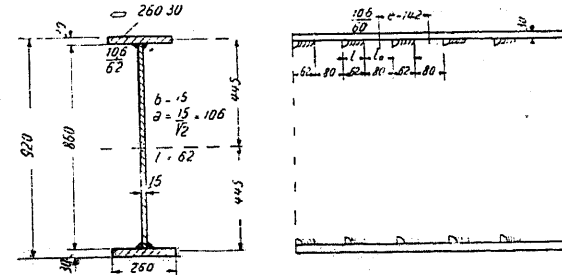
$$\text{最大反力} = 5.0 + 44.5 = 49.5 \text{ t}$$

$$\text{最小反力} = 5.0 \text{ t}$$

なりと假定するとき、第 120 圖の断面の慣性モーメントは

$$J = \frac{1}{12} (26 \times 92^3 - 24.5 \times 86^3) = 388,543 \text{ cm}^4$$

にして、突縁鉄の桁中立軸に對して有する断面一次モーメントは



第 120 圖

$$S = 23 \times 3 \times 44.5 = 3,471 \text{ cm}^3$$

となる。而して接合點に於ける水平剪断力は

$$T = \frac{QS}{J}$$

にて表はさるゝが故に Q の値を § 17 (39) 式により

$$Q = 49.5 + \frac{1}{2} (49.5 - 5.0) = 71.75 \text{ t}$$

とすれば、接合部の単位剪断應力は

$$T = \frac{71.750 \times 3,471}{388,543} = 641 \text{ kg/cm}^2$$

となる。

今第 120 圖の斷續隅肉銲接の一隅肉長を l , 其心距を e , 喉厚を a , 隅肉許容剪断應力を τ とすれば、§ 20 に説きたるところにより

$$T = 2 a \tau \frac{l}{e}$$

今隅肉脚長 1.5 cm に對し $a = 1.06 \text{ cm}$, 心距 $e = 14.2 \text{ cm}$, 隅肉長 $l = 6.2 \text{ cm}$ とすれば

$$641 = 2 \times 1.06 \times \tau \frac{6.2}{14.2}$$

$$\text{従つて} \quad \tau = \frac{641 \times 14.2}{2 \times 1.06 \times 6.2} = 692 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau < 0.65 \times 1,400 = 910 \text{ kg/cm}^2$$

にして充分なる強度をもつ。桁の中央にては Q の減少と共に e の間隔を増大しうべく、所要の e の値は § 20 (45) 式を用ひて決定する。

例題 4. 鋼桁腹板竝に突縁鋼の接手 今第 121 圖の斷面を有する支間 16 m の鋼桁の腹板竝に突縁鋼が支承より $a = 5$ m の點に於て接合せらるゝものとする。

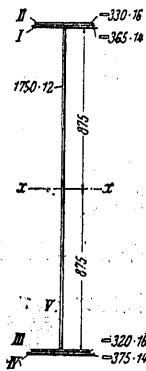
この接合點に於て生ずる曲げモーメント竝に剪斷力は、衝撃を含めて

- 最大曲げモーメント $M = +345.5 \text{ tm}$
- 最小曲げモーメント $M = +32.8 \text{ tm}$
- 最大剪斷力 $Q = 44.2 \text{ t}$
- 最小剪斷力 $Q = 4.1 \text{ t}$

なりとする。

第 121 圖の斷面形は上向溶接を出來うる限り減少せしめんとせるものにして、突縁は上下對稱ならざるも其重心の腹板中心よりの偏りは極めて少く、これを無視するも大過なき程度である。下表に斷面寸法を示す。

	幅×厚	斷面積
上突縁	突縁鋼 I $F_1 = 36.5 \times 1.4 =$	51.1 cm^2
	突縁蓋鋼 II $F_2 = 33 \times 1.6 =$	52.8 cm^2
下突縁	突縁鋼 III $F_3 = 32 \times 1.6 =$	51.2 cm^2
	突縁蓋鋼 IIII $F_4 = 37.5 \times 1.4 =$	52.5 cm^2
腹板	$F_5 = 175 \times 1.2 =$	210.0 cm^2



第 121 圖

上記の斷面形の重心の位置を求むるに斷面下端よりの距離 x は

$$x = \frac{52.5 \times 0.7 + 51.2 \times 2.2 + 210.0 \times 90.5 + 51.1 \times 178.7 + 52.8 \times 180.2}{52.5 + 51.2 + 210.0 + 51.1 + 52.8} = 90.52 \text{ cm}$$

これに對して腹板中心の斷面下端よりの距離は

$$x = 87.5 + 1.6 + 1.4 = 90.5 \text{ cm}$$

にして、斷面重心と腹板中心とが合致せるものと考へて支障なき程度である。

A. 腹板の接合 接合部のうくる曲げモーメント中、腹板の負擔すべき量を突縁との慣性モーメントの比によつて求むれば

$$\begin{aligned} \text{最大曲げモーメント} & M = 62.2 \text{ tm} \\ \text{最小曲げモーメント} & M = 5.9 \text{ tm} \end{aligned}$$

となる、又剪斷力は全部腹板が負擔するものとする。

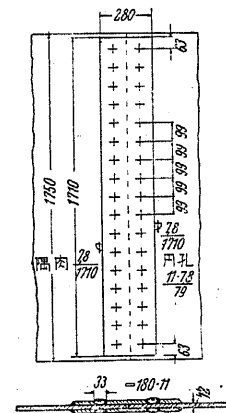
(a) 添接鋼による接合 今 2 平鋼 280・11mm を接手の兩側より添接するものとし、其堅縁に 11 mm の隅肉溶接 (喉厚 7.8 mm)、長 1,710 mm を施し、外に直徑 33 mm の圓形溝溶接一列 17 個を表裏に施工するものとする。

接手計算に用ふる曲げモーメント及剪斷力は

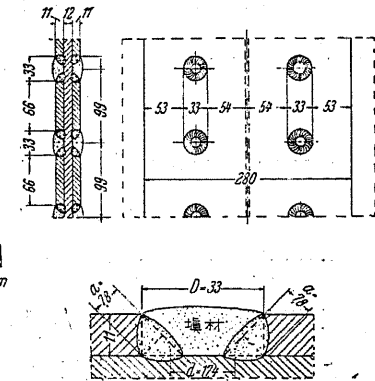
$$M = 62.2 + \frac{1}{2}(62.2 - 5.9) = 90.3 \text{ tm}$$

$$Q = 44.2 + \frac{1}{2}(44.2 - 4.1) = 64.3 \text{ t}$$

これに抵抗する溶接の斷面積は、隅肉溶接に對し兩端の壺として各 1cm を控除し、溝溶接に對しては填充材を無視し溝の周圍 隅肉溶接の喉斷面を考へ、これを平面上に倒して其面積を求むれば (第 122 圖及第 123 圖)



第 122 圖



第 123 圖

隅肉溶接に對し $F_1 = 2 \times 0.78 \times (1710 - 2) = 264 \text{ cm}^2$

$$\text{溝銲接に對し} \quad F_2 = 2 \times 17 \times \frac{\pi}{4} (3.3^2 - 1.74^2) = 210 \text{ cm}^2$$

$$\text{合 計} \quad F = F_1 + F_2 = 474 \text{ cm}^2$$

隅肉銲接の喉断面のもつ慣性モーメントは

$$J_1 = 2 \frac{0.78(171-2)^3}{12} = 627,500 \text{ cm}^4$$

溝銲接のもつ慣性モーメントは

$$J_2 = 4 \times \frac{\pi}{4} (3.3^2 - 1.74^2) \times (9.9^2 + 19.8^2 + 29.7^2 + 39.6^2 + 49.5^2 + 59.4^2 + 69.3^2 + 79.2^2) = 498,500 \text{ cm}^4$$

$$\text{全慣性モーメント} \quad J = J_1 + J_2 = 1,121,000 \text{ cm}^4$$

従つて全銲接の断面係数は

$$W = \frac{1,121,000}{\frac{(171-2)}{2}} = 13,270 \text{ cm}^3$$

曲げモーメントによる縁應力は

$$\sigma_1 = \frac{9,030,000}{13,270} = 680 \text{ kg/cm}^2$$

剪斷力による単位應力は

$$\sigma_2 = \frac{64,200}{474} = 136 \text{ kg/cm}^2$$

兩應力の合成應力は

$$\sigma = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2} = \sqrt{680^2 + 136^2} = 693 \text{ kg/cm}^2$$

これに對する許容剪斷力は

$$\sigma_s = 0.65 \times 1,400 = 910 \text{ kg/cm}^2$$

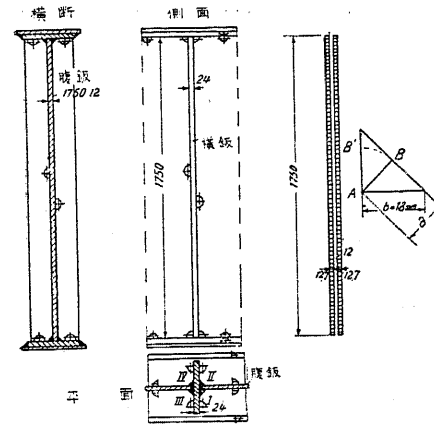
この計算例では合成應力が許容應力に比して餘裕を有しすぎる觀がある、これはこの計算例が許容應力 700 kg/cm² なる時の數字を其儘用ひたによるものである、この例に於てすら、添接銲の大きさは銲結の場合に比して遙かに小さく、銲工法によつてすれば少くも 520・11・1750 mm の添接銲と 22 mm φ の銲 1 列 15 箇 3 列を必要とする。尙銲接接合としては次の横銲接手を一層便とする。

(b) 横銲による接合 厚 24 mm の平銲を腹銲接合點に挿み、これによつて腹銲を接合すると同時に、補剛材を兼ねしめんとするものである。(第 124 圖)

銲接部の計算に用ふべき曲げモーメント並に剪斷力は (a) と同様にして

$$M = 62.2 + \frac{1}{2}(62.2 - 5.9) = 90.3 \text{ tm}$$

$$Q = 44.2 + \frac{1}{2}(44.2 - 4.1) = 64.3 \text{ t}$$



第 124 圖

この場合腹銲端に施工する隅肉の寸法はなるべく大とするを便とする、隅肉銲接の脚長は普通、接合せらるゝ最小銲厚を限度とするも、今はこれの 1.5 倍を使用するものとす、即ち脚は $b = 1.5 \times 12 = 18 \text{ mm}$ 、喉断面は $b = \frac{18}{\sqrt{2}} = 12.7 \text{ mm}$ となる。

曲げによつて腹銲に起る引張應力並に壓縮應力は、先づ I, I, の隅肉銲接によつて横銲に傳へられ、更に II 及 III の銲接によつて、反對側の腹銲に傳達せられる。

今喉断面 A B を豎面に展いて得らるゝ断面形につきて考ふるに

$$\text{面 積} \quad F = 2 \times 1.27 \times 175 = 445 \text{ cm}^2$$

$$\text{断面係數} \quad W = 2 \times \frac{1}{6} \times 1.27 \times 175^2 = 12,964 \text{ cm}^3$$

従つて曲げによる縁應力は

$$\sigma_1 = \frac{9,030,000}{12,964} = 696 \text{ kg/cm}^2$$

剪斷力による應力は

$$\sigma_2 = \frac{64,300}{445} = 145 \text{ kg/cm}^2$$

従つて兩應力の合成力は

$$\sigma = \sqrt{696^2 + 145^2} = 711 \text{ kg/cm}^2$$

これに対する許容剪断力は $\sigma_s = 0.65 \times 1,400 = 910 \text{ kg/cm}^2$ にして充分なる強度を有す。

この接合法は其構造の簡單なる點、並に銲接作業の容易なる點にて (a) の工法よりはるかに優れてをる。

B. 突縁鋼の接合 今銲接の許容應力 σ_s と母材許容應力 σ_{sz} との比を α にて示すとすれば、次の關係がある。

$$\sigma_s = \alpha \sigma_{sz} = \alpha \frac{\text{最大 } S}{F} \dots\dots\dots (54)$$

こゝに S は断面 F なる母材に作用する外力である。

然るに銲接部に働く應力 σ は、其喉断面積を F_s とすれば

$$\sigma = \frac{\text{最大 } S + \frac{1}{2}(\text{最大 } S - \text{最小 } S)}{F_s} \dots\dots\dots (55)$$

にて示さるゝが故に、母材接合に要する銲接の喉断面積は

$$F_s = \frac{F}{\alpha} \cdot \frac{\text{最大 } S + \frac{1}{2}(\text{最大 } S - \text{最小 } S)}{\text{最大 } S} \dots\dots\dots (56)$$

となる。

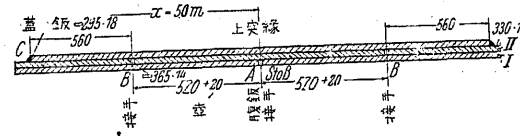
曲げによる應力をうくる部材の場合には (56) 式にて S の代りに M と置けばよい。

この例にては $\alpha = 0.65$, 最大 $M = 345.5 \text{ tm}$, 最小 $M = 32.8 \text{ tm}$ なるが故に

$$F_s = \frac{F}{0.65} \cdot \frac{345.5 + \frac{1}{2}(345.5 - 32.8)}{345.5} = \frac{F}{0.65} \times 1.45 = 2.23 F$$

即ち接合に必要な銲接の喉断面積は母材断面の 2.23 倍となる。

今第 125 圖に示すが如く、突縁鋼 I (断面 $F_1 = 36.5 \times 1.4 = 51.1 \text{ cm}^2$) を A 點に接合し、これの添接鋼として平鋼 BB (断面 $F_2 = 33.0 \times 1.6 = 52.8 \text{ cm}^2$)



第 125 圖

を使用する。添接鋼の断面積並に慣性モーメントは母材たる突縁鋼より大きい、この添接鋼を母材に銲着す

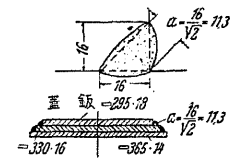
るに要する隅肉の喉断面積は、添接鋼の断面積に對し

$$F_s = 2.23 \times 52.8 = 117.74 \text{ cm}^2$$

よつて AB の長さを、端の壺に對し 20 mm を見込み、520+20 mm とし、隅肉の脚長を鋼厚 16mm に等しとすれば、實喉断面積は、 $2 \times 1.13 \times 52 = 117.52 \text{ cm}^2$ となる。(第 126 圖)。

突縁蓋鋼 II は I の添接鋼と BB にて突き合せとなる、よつて、其外側に第二の添接鋼 (断面 $F_3 = 29.5 \times 1.8 = 53.1 \text{ cm}^2$) をあて

る、この添接鋼の断面積並に慣性モーメントは突縁蓋鋼 II ($F_2 = 52.8 \text{ cm}^2$) に比して少しく大である、これが銲着に要する銲接喉断面積は、添接鋼断面積 53.1 cm^2 に對し



第 126 圖

$$F_s = 2.23 \times 53.10 = 118.41 \text{ cm}^2$$

これに對し、B 點の外側に長 560 mm の側面隅肉と、鋼幅に相當する前面輕隅肉銲接を行ふものとし、前面隅肉は強度計算より除外すれば、隅肉の脚を 16 mm, 壺 20 mm を控除して全隅肉長 $l = 2 \times (560 - 20) = 1,080 \text{ mm}$ 、従つて隅肉喉断面積は

$$F_s = 1.13 \times 108 = 122.04 \text{ cm}^2$$

となる。

下突縁の接合も上突縁と同様にして突縁鋼 III ($F_3 = 32.0 \times 1.6 = 51.2 \text{ cm}^2$) は A' にて添接鋼 ($F_4 = 37.5 \times 1.4 = 52.5 \text{ cm}^2$) にて接合せられる。(第 127 圖)

添接鋼に要する隅肉銲接の所要喉断面積は

$$F_s = 2.23 \times 52.5 = 117.08 \text{ cm}^2$$

これに対し 14 mm 隅肉銲接を A' B' 間に 615 mm 施工するものとす、今壺
に對し 20 mm を見込めば、實喉斷面積は

$$F_s = 2 \times 0.99 \times (61.5 - 2.0) = 117.8 \text{ cm}^2$$

となる。

この添接銲と突縁蓋銲 III ($F_4 = 52.5 \text{ cm}^2$) との接合點 B' の外側に第 2 の添
接銲 ($F = 41.0 \times 1.3 = 53.3 \text{ cm}^2$) をあてる。これに必要な銲接喉斷面積は

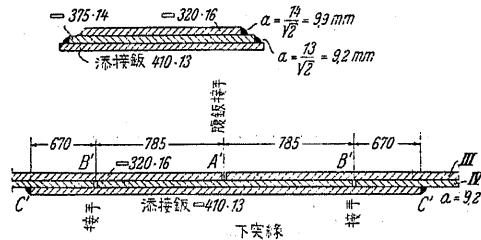
$$F_s = 2.23 \times 53.3 = 118.86 \text{ cm}^2$$

これに對し 13 mm 隅肉銲接を用ひ、側面銲接 670 mm と銲端に前面隅肉輕
銲接を施工するものとし壺 20 mm を控除すれば、隅肉全長 $l = 2 \times (670 - 20)$
 $= 1,300 \text{ mm}$ にして、隅肉喉斷面積は

$$F_s = 0.92 \times 130.0 = 119.6 \text{ cm}^2$$

となる。(第 127 圖)

而して外側添接銲の幅と厚
との比は $\frac{b}{t} = \frac{410}{13} = 31 > 30$
なるが故に §19 によれば、添
接銲に溝銲接を設ける方が妥
當である、併しこの場合とし



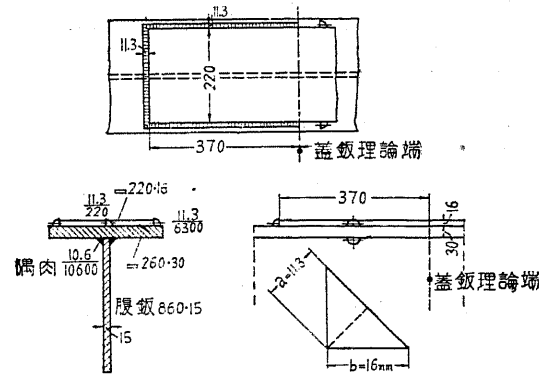
第 127 圖

ては銲厚を 14 mm に改むる方が使用鋼板の種類を減ずる意味から云つても一層
得策であらう。

例題 5. 突縁蓋銲の取付 支間 10 m の銲桁が、中央部に突縁蓋銲として斷面
($F = 22 \times 1.6 = 35.2 \text{ cm}^2$) のものを要し、其理論長が 5.60 m なりとす、以下は
この蓋銲端部の取付法を示さんとするものである。

今理論端の最大曲げモーメントを 157.7 tm、最小曲げモーメントを 12.5 tm と
すれば、蓋銲斷面 35.2 cm^2 の取付に要する銲接喉斷面積は (56) 式により

$$F_s = \frac{35.2}{0.65} \cdot \frac{157.7 + \frac{1}{2}(157.7 - 12.5)}{157.7} = 54.1 \cdot \frac{230.3}{157.7} = 79.5 \text{ cm}^2$$



第 128 圖

となる。

接合用隅肉銲接の脚長を
銲厚に等しく 16 mm にと
るものとせば $a = \frac{16}{\sqrt{2}}$
 $= 11.3 \text{ mm}$ にして、片側
370 mm の側面隅肉と、銲
端に輕隅肉を施工し、壺に
20 mm を見込めば有效喉斷
面積は

$$F_s = 2 \times 1.13(37 - 2) = 79.1 \text{ cm}^2$$

となる。

而して本例に於てはこの側面隅肉長 370 mm は、全部蓋銲理論長の外側にと
つた (第 128 圖)。

1934 年獨逸銲接鋼建築物規格による計算例

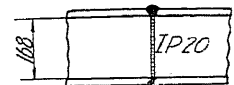
例題 1. I 形鋼の中間接手 獨逸 I 形鋼 IP20 (斷面係數 $W = 595 \text{ cm}^3$) が

曲げモーメント $M = 8.0 \text{ tm}$

剪 斷 力 $Q = 2.0 \text{ t}$

をうくる點にて接合せらるゝものとする。

(a) 衝合接手を用ふる場合 この規格に於ては §6 に記せるが如く、特に監督
官廳の許可があれば $\sigma_s = \sigma_{sc}$ に採つても差し支へないことになつてをる、第 129
圖の如き衝合銲手を用ふるには斯くの如き高い許容應



第 129 圖 衝合接手

力が許され、且つ壺を斷面外に置きうる場合でなけれ
ば不適當である。
この接手に於て其有效斷面は I 形鋼の夫れと同様と見做すが故に、接手に對し
ても斷面係數は $W = 595 \text{ cm}^3$ である。

$$\sigma_2 = \frac{79,000}{1.5 \times 200} = 264 \text{ kg/cm}^2 \text{ [} < 0.65 \sigma_{sz} \text{]}$$

従つてこれ等の合成による主應力は (11) 式により。

$$\sigma = \frac{\sigma_1}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{\sigma_1^2 + 4\sigma_2^2} = 575 + \frac{1}{2} \sqrt{1,150^2 + 4 \times 264^2} = 1,210 \text{ kg/cm}^2$$

となる、普通の場合これに対する銲接許容引張強度は $\sigma_s = 0.75 \times 1,400 = 1,050 \text{ kg/cm}^2$ なるが故に強度幾分不足せり、これを補ふためには、接合点を支點へ近づくるか、又は次に示す他の接合方法を用ひなければならぬ。

(B) 腹板の衝合接手と添接板との混用 前掲の問題に於て衝合接手のほか(c)圖の如き添接板を接目の上下部に補足したものである、今衝合銲接並に隅肉銲接の許容應力強度を夫々 $\sigma_s = 0.75 \sigma_{sz} = 1,050 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_s = 0.65 \sigma_{sz} = 910 \text{ kg/cm}^2$ とする。

今衝合銲接並に隅肉銲接の喉厚を其許容應力の大きさの比によつて、母材の厚さに換算すれば

$$\text{衝合銲接換算喉厚 } a_{1r} = \frac{0.75 \sigma_{sz}}{\sigma_{sz}} \times 1.5 = 1.125 \text{ cm}$$

$$\text{隅肉銲接換算喉厚 } a_{2r} = \frac{0.65 \sigma_{sz}}{\sigma_{sz}} \times 0.5 = 0.325 \text{ cm}$$

従つて腹板接手全銲接の換算喉断面積、断面二次モーメント及び断面係数は

$$F_r = 1.125 \times 200 + 4 \times 0.325 \times 25 = 257 \text{ cm}^2$$

$$J_r = \frac{1.775 \times 200^3}{12} - \frac{2 \times 0.325 \times 150^3}{12} = 1,000,000 \text{ cm}^4$$

$$W_r = \frac{1,000,000}{100} = 10,000 \text{ cm}^3$$

接手に働く曲げモーメントを、突縁板と腹板とが其断面二次モーメントの比にて分擔するものとすれば、腹板に働く曲げモーメントは

$$M_s = M_x \frac{J_s}{J_r} = 72,600 \cdot \frac{1.5 \times 200^3}{6,300,000} = 11,500 \text{ tem}$$

従つて換算喉断面のうくる、曲げモーメントによる縁應力は

$$\sigma_{1r} = \frac{11,500,000}{10,000} = 1,150 \text{ kg/cm}^2$$

剪断力による應力は

$$\sigma_{2r} = \frac{79,000}{257} = 310 \text{ kg/cm}^2$$

従つてこれ等による主應力は

$$\sigma_r = \frac{1,150}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{1,150^2 + 4 \times 310^2} = 1,230 \text{ kg/cm}^2$$

換算喉断面に対する許容應力は母材の夫れと同様に採り得べく、 $\sigma_s = 1,400 \text{ kg/cm}^2$ なりとせば、接手は充分なる強度を有することとなる。

(C) 腹板の横板接手 前掲の接手に於て(b)圖の如き横板を使用するものとす、腹板と横板とを接合するための隅肉銲接の許容最大喉厚は $0.7 \times 15 = 10.5 \text{ mm}$ なるが故に $a = 10 \text{ mm}$ を採る。

曲げモーメントに依る銲接のうくる縁應力は、(a) の衝合接手の場合の應力より、喉断面の比率にて求むれば

$$\sigma_1 = \frac{72,600,000 \times 100}{6,300,000} \times \frac{1.5}{2 \times 1.0} = 862 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{剪断應力は } \sigma_2 = \frac{79,000}{2 \times 1.0 \times 200} = 198 \text{ kg/cm}^2$$

従つて合成應力は

$$\sigma = \sqrt{862^2 + 198^2} = 890 \text{ kg/cm}^2$$

にして、許容應力 $\sigma_s = 0.65 \times 1,400 = 910 \text{ kg/cm}^2$ 以下なり

(D) 二重突縁の接手 突縁として(e)圖の如く2枚の平板を使用するものとす。

外側の蓋板は餘長として其理論端より板幅の $\frac{1}{2}$ 即ち

$$u = \frac{B}{2} = \frac{420}{2} = 210 \text{ mm}$$

だけ延ばす。

蓋板端部の接合は、蓋板断面が $F = 42 \times 2.2 = 92.4 \text{ cm}^2$ 、これの強度が $S = F \cdot \sigma_s = 92.4 \times 1,400 = 129.4 \text{ t}$ なるが故に、隅肉喉厚を $a = 8 \text{ mm}$ に採るとすれば、所要隅肉全長は $l = \frac{129.4}{0.8 \times 0.91} = 180 \text{ cm}$ となる、今蓋板端の前面隅肉を有効

と認め、壺を蓋板幅外に置くとすれば、前面隅肉の長さは $l_1 = 40$ cm だけ採れる、従つて所要側面隅肉長は $l_2 = \frac{180-40}{2} = 70$ cm となる。

この場合隅肉喉厚として $a = 4$ mm に採る場合は、 $l = 360$, $l_1 = 40$, $l_2 = 160$ cm となる。

上記孰れの場合も接手の抵抗力率は曲げモーメント圖の外に在る。

突縁板と腹板との結合 桁端の最大剪断力は最大反力 $A = 210$ t である。

端部にて突縁板が中立軸に対してもつ断面一次モーメント S_1 は

$$S_1 = 45.0 \times 3.6 \times 101.8 = 16,500 \text{ cm}^3$$

にして、端部断面の慣性モーメントは

$$J_1 = \frac{45 \times 207.2^3}{12} - \frac{43.5 \times 200^3}{12} = 4,300,000 \text{ cm}^4$$

なり、従つて連続隅肉銲接使用の場合の所要隅肉喉厚は (43) 式により

$$a = \frac{1}{2} \cdot \frac{210 \times 16,500}{0.910 \times 4,300,000} = 0.44 \text{ cm} \approx 4.5 \text{ mm}$$

となる、外側蓋板の端部、即ち $x = 4.1$ m の點にて同様の方法にて所要喉厚を求むるに

$$Q = 102 \text{ t}, \quad a = \frac{4.4 \times 102}{210} = 2.14 \text{ mm}$$

となり、許容隅肉最小喉厚 4 mm 以下となるが故に、隅肉喉厚を桁端と同様に $a = 4.5$ mm とし、断続銲接を使用するものとする、その 1 銲接片の長さを 10 cm にとれば、その所要心距は (45) 式により

$$e = \frac{4,300,000}{102 \times 16,500} \times 2 \times 0.45 \times 10 \times 0.91 = 21 \text{ cm}$$

となる、即ち外側蓋板端部にて長 10 cm, 心距 21 cm, 喉厚 4.5 mm を有する断続隅肉を、桁端に於て連続銲接となる様漸次變化せしめる。

外側蓋板端部の接合銲接の完了する $x = 4.8$ m の點に於ては $S_2 = 26,200 \text{ cm}^3$, $J_2 = 6,300,000 \text{ cm}^4$ である、この蓋板端部銲接長 $l_a = 70$ cm の間に於ける突縁應力の變化は

$$A_G = M_2 \frac{S_2}{J_2} - M_1 \frac{S_1}{J_1} = 290 - 241 = 49 \text{ t}$$

にして、この變化に相當する剪断力を $l_a = 70$ cm の間にて腹板及突縁間に傳達しなければならぬ、これに必要な連続隅肉銲接の喉厚は

$$a = \frac{49}{2 \times 70.0 \times 0.910} = 0.385 \text{ cm}$$

よつて他の部分同様 $a = 4.5$ mm を用ふ。この部分より更に中央部の腹板と突縁板の接合も、前掲の方法によつて $a = 4.5$ mm の断続銲接として決定することが出来る。又蓋板と突縁板との接合についても同様である。

徑間中央に於ける突縁板の接合 若し衝合銲接に對して $\sigma_x = \sigma_{xx}$ が許される場合は、壺を断面外におく様に衝合接合を行へばよい。

若し又一般の場合で $\sigma_x = 0.8 \sigma_{xx}$ であるときは、接合箇所を其點の曲げモーメントが $M_x = 670$ tm にて最大曲げモーメント 840 tm の 0.8 倍なる $x = 4.4$ m の位置にうつせば、衝合接合を用ふことが出来る。

(f) 圖の如く衝合銲接のほか添接板を使用する場合には、突縁板の断面積が $F = 450 \times 36$ mm にして、これの強度

$$S = F \cdot \sigma_{xx} = 45.0 \times 3.6 \times 1,400 = 226 \text{ t}$$

の中 $0.8 \times 226 = 180$ t は衝合銲接にて傳達せられ、残部の $226 - 180 = 46$ t を添接板にて傳へることとする。

添接板には $400 \cdot 13$ mm の平板を使用することとする、46 t によつてうける應力度は

$$\sigma = \frac{46,000}{40 \times 1.3} = 890 \text{ kg/cm}^2$$

にして、充分の強度をもつ。これの接合隅肉銲接長 L は、添接板が蓋板の外側にありて、間接接合となるが故に

$$L = \frac{1+m}{2} l = \frac{1+1}{2} l = l$$

となる、 l の値は 46 t を傳達するに必要な隅肉銲接長で、添接板厚 13 mm に對し喉厚 $a = 9$ mm に採れば

$$l = \frac{46}{0.9 \times 0.91} = 56 \text{ cm}$$

となる、(f) 圖に示した構造ではこの銲接長として、側面前面兩隅肉銲接の全長を採つてをる、更に安全にとれば前面隅肉は輕銲接として、側面隅肉にて l の全長をとる。

若し突縁接手に衝合銲接を施工しない場合は、突縁と同強の添接板が $L = (1+m)l = 2l$ の長さの隅肉銲接にて接合されることとなる、尙このときの l は突縁全断面の強さに相當したものでなくてはならぬ。併しこの接合法はあまり便利な工法ではない。

添接板が直接接手にあたる場合、衝合銲接が併用され、且つ添接板の前面、側面兩隅肉を混用するときには (g) 圖の如く幅狭き添接板にて充分である。

腹板と突縁の全部又は一部が同一箇所にて接合せらるゝ場合 突縁の接手に衝合銲接が施工せらるゝの如何に拘らず、接合せらるゝ突縁の斷面積に相當した大きさの添接板をあてる、(h) 圖は其例を示したもので、内側突縁板のみ接合せらるゝものとし、これの斷面積 $F = 45.0 \times 3.6 = 160 \text{ cm}^2$ に對して外側添接板 400・20 mm のもの 1 枚、内側添接板 160・25 mm のもの 2 枚が用ひられてをる、これ等の接合に要する隅肉銲接長は前掲の諸例と同様にして決定せらるべきである。

(E) 單突縁の接手 (a) 圖の如く中央部突縁に 450・56 mm、端部突縁に 450・20 mm とし各部 1 枚突縁を使用する場合である。

若し衝合銲接に對し $\sigma_s = \sigma_{ss}$ が許されるときには、端部斷面の慣性モーメントは $J = 2,830,000 \text{ cm}^4$ なるが故に、突縁接手は其曲げモーメントが

$$M = \frac{1.400 \times 2,830,000}{102} = 39,000 \text{ tcm}$$

の點、即ち $x = 2.14 \text{ m}$ にて衝合接合を行へば可なり。

若し衝合銲接に對し、 $\sigma_s = 0.8\sigma_{ss}$ なりとすれば、突縁斷面 450・20 mm を許容強度の比により 450・16 mm に換算し、これに對する慣性モーメント $J = 2,500,000 \text{ cm}^4$ より、突縁接手を、其點の曲げモーメント

$$M = \frac{1.400 \times 2,500,000}{101.6} = 34,000 \text{ tcm}$$

なる $x = 1.82 \text{ m}$ に置けばよい。

接手に § 23 に示せる各種添接板を使用する場合は、二重突縁板の計算例に準ずればよい。

(F) 二重突縁と單突縁との比較 (D) に示せる二重突縁の場合の突縁鋼材重量は

内側突縁板	$450 \cdot 36 \cdot 8,300 = 1,060 \text{ kg}$
外側蓋板	$420 \cdot 22 \cdot 3,900 = \frac{280}{1,340 \text{ kg}}$

これに對し (E) の單突縁の場合は

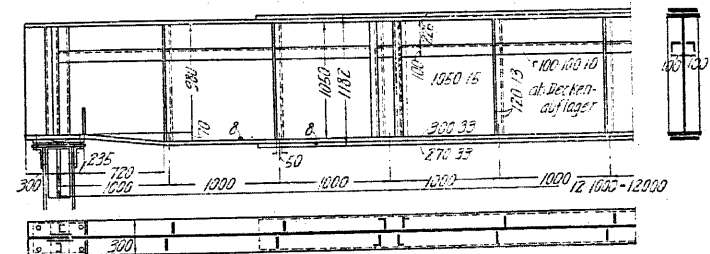
中央部突縁板	$450 \cdot 56 \cdot 5,800 = 1,150 \text{ kg}$
端部突縁板	$450 \cdot 20 \cdot 2,500 = \frac{180}{1,330 \text{ kg}}$

にして兩者の鋼材重量に大差なし。

所要銲着鋼の體積を比較するに、二重突縁にて兩突縁板の接合に $a = 4.5 \text{ mm}$ の連續銲接を用ふるとすれば、これに要する銲着鋼體積は 163 cm^3 、突縁板の V 接ぎ衝合銲接に 410 cm^3 、合計 573 cm^3 を必要とするに對し、單突縁にては其衝合銲接に V 接ぎならば 126 cm^3 、X 接ぎならば 63 cm^3 を要するのみである。

28. 銲接板桁の實例

鐵骨大梁 第 132 圖は板桁橋ではなく鐵骨建築大梁の一例で伯林 Steffens & Nölle 會社の施工にかゝる支間 12m のものである。梁の直上に壁がのり 200 t



第 132 圖 鐵骨建築銲接大梁

の等布荷重をうけてをる。突縁鈹は2枚重ね、兩突縁鈹の結合竝に腹鈹との連結は共に連続隅肉銲接を用ひてをる。補剛材は端部に溝形鋼、中間は平鈹、荷重集中箇所山形鋼を使用し、支承附近の下部突縁側に副補剛材を取りつけてをる。上下突縁のほか中間に山形鋼による突縁材のあるのは建物の床を支持する目的に設けられたものである。

鐵道橋 第133圖は獨逸鐵道の單線銲接鈹桁橋開床のものゝ一例である。支間10 m、獨逸鐵道 N^{7a} の荷重に對して設計せられたもので、主鈹桁は高92 cm、St. 37 が使はれてをる。横桁並縦桁共に I 形鋼が使用せられ（前者獨逸標準形鋼 IP 45、後者 IP 32）取付けのみが銲接によつてをる。斷面として形鋼を使用したことは、平鈹の組合せによる斷面に比して幾分經濟上の利益があつたことに基いてをる。

縦桁の取付けには、横桁の腹鈹を貫通した平鈹が兩側縦桁の上部突縁をつなぎ、下突縁では横桁の下突縁との間に填材が銲着せられ、腹鈹に於ける取付銲接部の應力を軽減してをる。

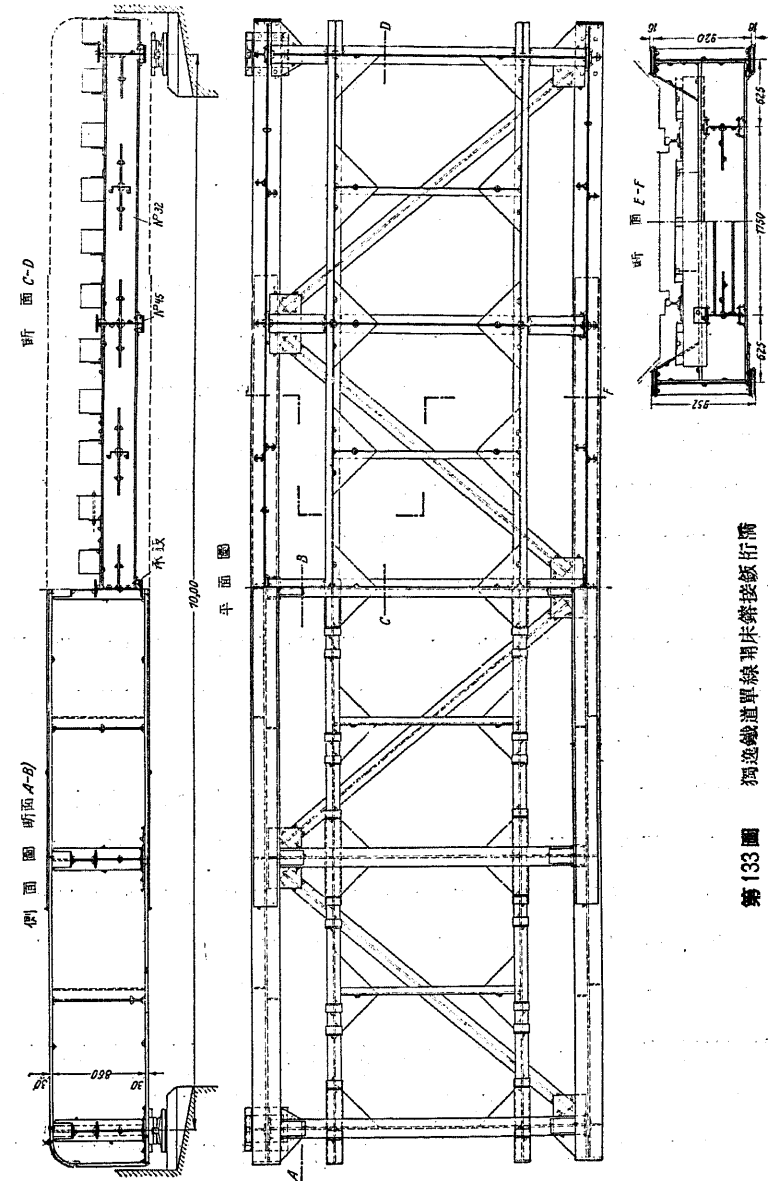
横桁と主鈹桁との取付けは、主桁腹鈹と横桁上突縁との間に取りつけた持ち送りによつて補強してをる。又横桁の銲接點には主桁の腹鈹に別に平鈹を當て、銲接の集中による主桁腹鈹の材質變化を防いでをる。本設計にてはこの部分に限らず銲接部の銲け込みによる害の防止に細心の注意が拂はれてをる。

主桁は腹鈹 860・15 mm、突縁鈹 260・13 mm で、中央 5.9 m だけ 220・16 mm の蓋鈹をもつてをる。突縁鈹、腹鈹とも襷目なしの1枚鈹で、突縁鈹の端部は構造上と美觀上とから圓形に曲げ下し鈹桁端部を補剛してをる。支承鈹の上には丁形鋼による補剛材を配し、其他の部分の補剛材には平鈹を用ひてをる。

耐風構は鉸結構造と同工法で繫鈹を用ひ、丁形鋼を配してをる、縦桁の振れ止めは溝形鋼を用ひ、横桁とでラーメン型に組み、格點に三角形の繫鈹を取りつけてをる。

本橋は全部を工場にて組合せて現場に運搬架設したもので現場銲接は行つてを

らない。設計に用ひた許容強度は剪斷力に對し 800 kg/cm² である。



第 133 圖 獨逸鐵道單線銲接鈹桁橋

Hellbrook 街高架橋 第184圖に示したものは同じく獨逸鐵道の單線鈹桁橋の例であるが閉床構造となつてをる。この圖面は工學博士田中豊氏が獨逸から持ち歸られたものを、日大工學部の成瀬教授が複寫せられたものである。こゝに貴重な參考資料を御惠與下さつた好意に厚く謝意を表する。

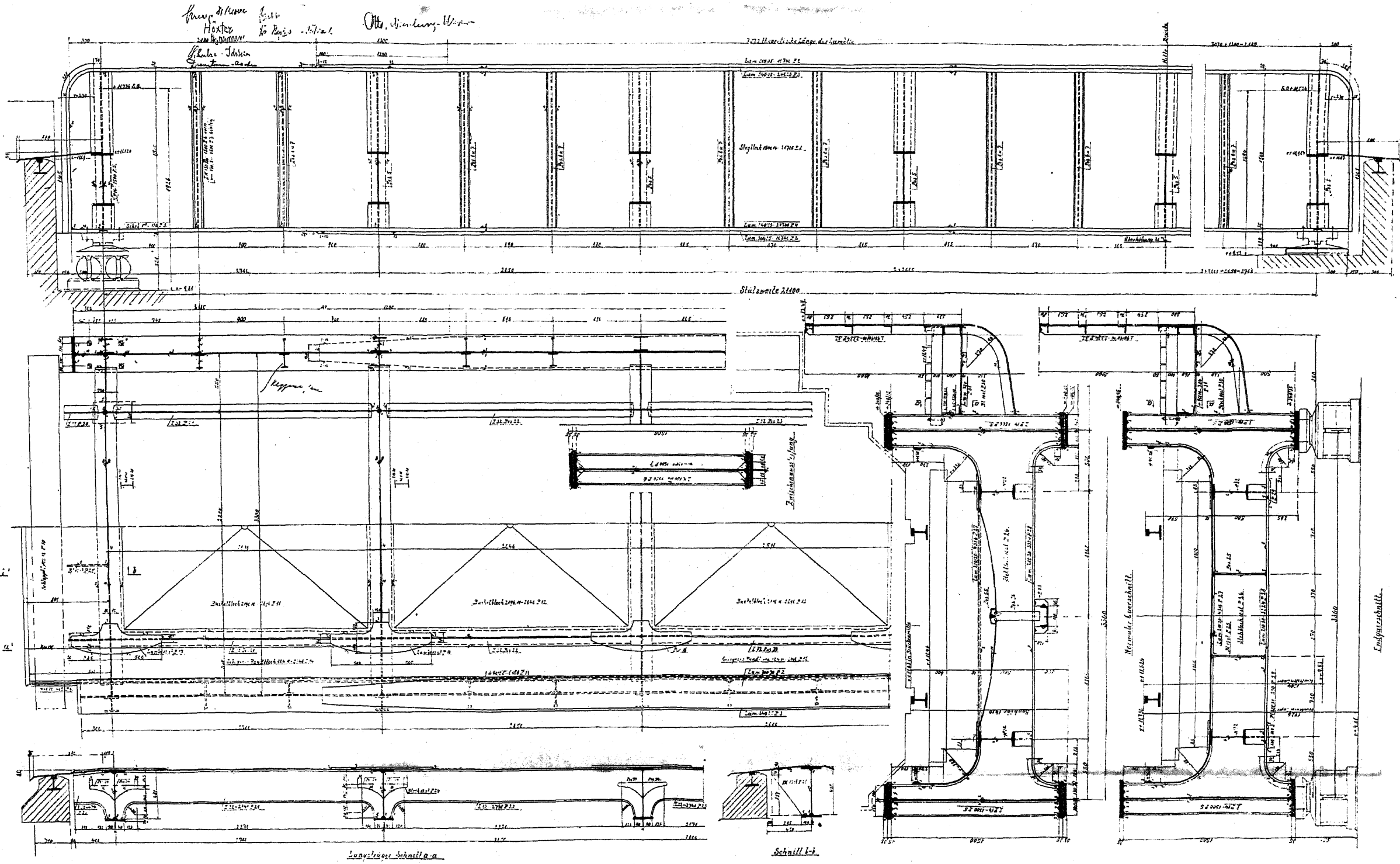
本橋は支間 21.1m ハンブルグ市の Hellbrook 街を横切つて架設せられたもので、橋床はバツクル鈹による閉床で、一側に歩道を有してをる。

主桁は高 1.57 m で支間の約 $\frac{1}{13.5}$ となつてをる。腹鈹は 1,500・14 mm、突縁鈹は 340・35 mm で兩者とも全徑間 1 枚鈹を使用して、接合部の困難を避けてをる。腹鈹の總長 21.7 m、上突縁鈹の如きは端部を圓形に曲げ降せるが故に、總長 24.626 m の長尺物となつてをる。斯くの如き長尺材の使用は、鋼材の取扱ひ及び工作上に幾多の不便をもたらしたことゝ筆者は考へるのであるが、これ等の困難を忍びて尙主桁材に於ける銲接接合を避けたことは、今日の接合工法の重要鐵道橋への適用に對して、獨逸構造技術者が尙幾分の不安をもつてをることを物語るものと考へる。極めて大膽に鐵道鈹桁橋のみならず、鐵道トラス橋までに銲接を應用してをる米國技術者に比して、獨逸技術者の慎重さを感じると共に銲接構造物に對しては接合部の構造に、今後研究せらるべき多くの重要事項が残されてをることを痛感するものである。

主桁は突縁鈹のほかに中央部約 16.7 m 間に 300・15 mm の蓋鈹を有してをる。腹鈹と突縁との連結は大體 8 mm の連續隅肉銲接、蓋鈹と突縁鈹との連結は 6 mm の連續隅肉銲接が使用せられ、蓋鈹の端部は厚、幅共に漸縮せられこの部分約 1.2 m 間は 12 mm の連續隅肉を施し、最端部には 3 mm の前面隅肉が施されてをる。

補剛材は桁高の約 $\frac{3}{5}$ 即ち約 90 cm 毎に配置せられ中間補剛材は一側に異形 I 形鋼、他側にバルブ鋼が使用されてをる。これの銲接は大體 4 mm~5 mm の連續隅肉銲接が用ひられてをる。横桁取付箇所の補剛材は外側には異形 I 形鋼で中間補剛材より稍大型のもの、内側は横桁の兩端が補剛材を兼ねる様に擴大され

第 134 圖 Hamburg, Heilbrook 街 高架鐵道橋



て、横桁の上下突縁は屈曲して主桁の上下突縁まで到達してをる。

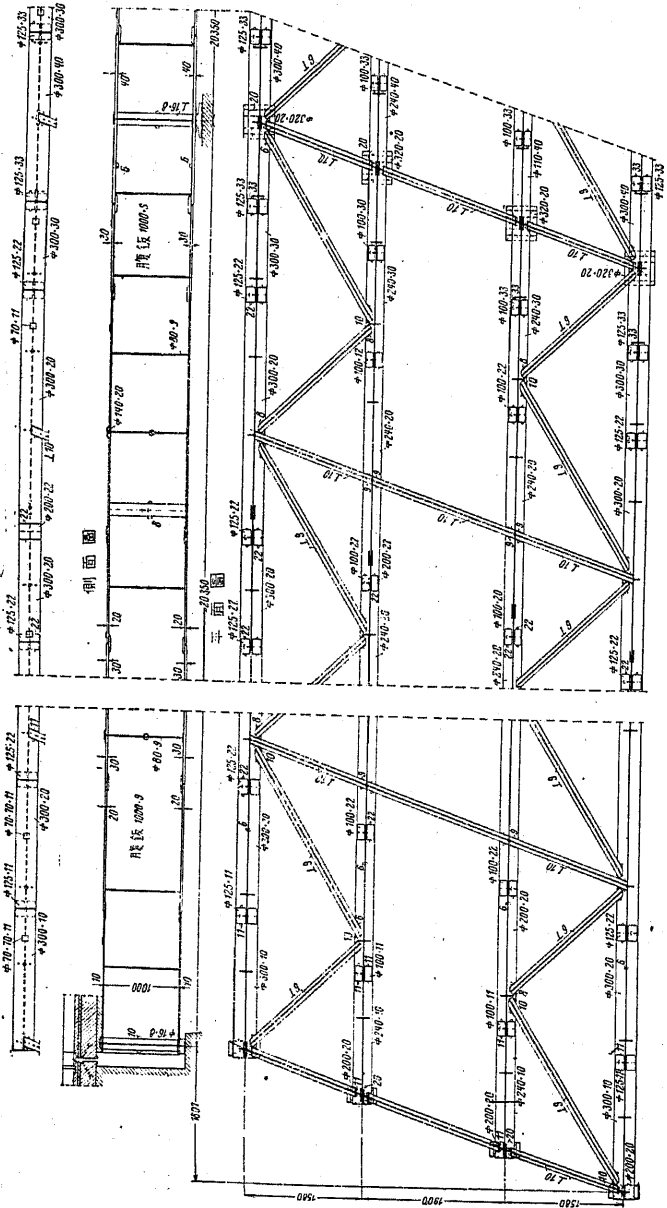
横桁は中央高 50 cm 主桁間隔の約 $\frac{1}{6.6}$ である。突縁鉄は 210・20 mm の平鉄、腹鉄厚は 10 mm、兩者の取付は 8 mm 隅肉で、横桁の兩端は主桁の補剛材を兼ねる意味で特殊の形に造られてをる。腹鉄の切り取りに可成の不經濟を免れぬ工法を採つた嫌ひがあるが、接合を出來うる限り避ける意味からは萬全の方法であらう。

縦桁は IP 32 が使用せられ其上面は横桁上面と同高にて上突縁は排水のために特殊形にした平鉄で連結されてをる。但しこの連結鉄と桁との間にバックル鉄が挿み込まれてをる關係上銲接は間接である。縦桁端の下突縁は腹鉄を割つて填鉄を入れ、横桁の下突縁まで曲げてある。可成の手數を要する工法と考へるが、連結部の剛性からは申分ない。

Schlachthof 橋 第 135 圖、第 136 圖及第 113 圖に示したものは第 1 圖に示した Dresden の Schlachthof 橋である。同市と市外の Schlachthof 島との間の Elbe 河の洪水敷に架設せられた公道橋である。橋梁總長 315.48 m、支間 22.08 m ~ 26.10 m のもの 13 徑間よりなるゲルバー型の鉄桁橋である。幅員は車道 8.5 m、左右歩道各 1.5 m で、車道橋床は横桁間に架け渡された丁形鉄筋コンクリート桁にて形成され、縦桁を用ひてをらぬ。歩道は主桁から左右に突き出された鉄筋コンクリート肱木桁によつてをる。

第 135 圖は吊徑間を有する第 3 徑間と、第 4 固定徑間との一部を示したものである。主桁高 2,050 mm にして、徑間の $\frac{1}{11}$ ~ $\frac{1}{13}$ に當つてをる、腹鉄は 2000 12 mm 鉄、突縁鉄は幅 300 mm、厚 23 mm 及 46 mm にして、原則として各部 1 枚鉄よりなり、腹鉄との結合は兩側 6 mm の連續全隅肉銲接によつてをる。但し支點上には別に 300・17 mm の蓋鉄を添加し、側面單斜接ぎにて突縁鉄と連結してをる。補剛材は約 1 m 間隔に配置され、120・10 mm の平鉄を用ひ、取付けの銲接は 4 ~ 5 mm 兩側連續全銲接で、兩側の補剛鉄は互に約 30 mm 喰はしてをる。又横桁取付け箇所補剛材は内側のものは IP

銲との混用接手を用ひ、添接銲は次式にて求められる、喉厚 b に相當せる銲厚を



第139圖 Lehn 河橋詳細圖

採つてをる。

$$(a+b) \frac{\sigma_x}{\sigma_{xx}} = a$$

腹銲補剛材は中間は 90・9 mm の平銲、支承上は丁形鋼が用ひられてをる。

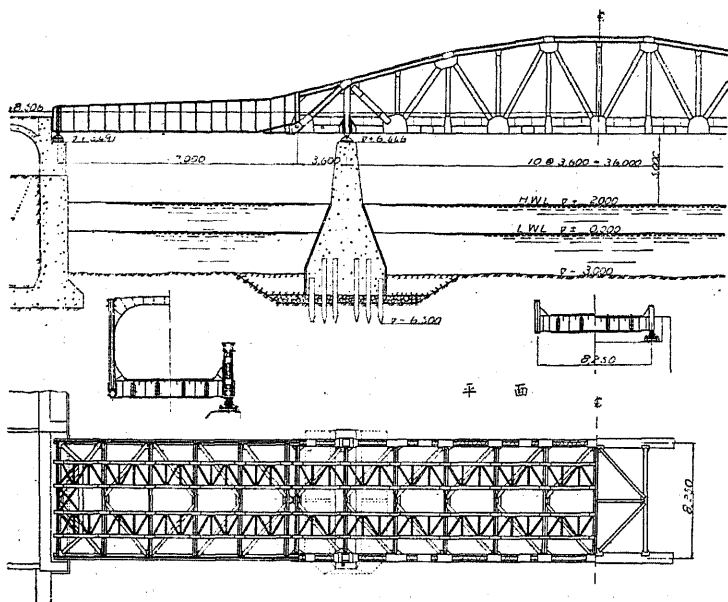
對傾構は 4.07 m 間隔に設けられ、各部の構造は第 114 圖に示せるが如くである、上下臥材、斜材共に丁形鋼を用ひ、隣接上臥材の上突縁は主桁の突縁上にて添接銲にて接合されてをる、各材の連結には緊銲を使用してをらない。

對風構は主桁の下突縁の平面に設けられ、兩側主桁を 2 本 1 組に連結してをる丁形鋼よりなる斜材の取付けは第 139 圖に明かなごとく緊銲を用ひず、主桁下突縁に直接側面隅肉にて銲着されてをる。

主桁は全長を 3 箇に分割して輸送し、現場組合の後銲接されてをる、突縁の現場接合は厚 20 mm の位置にて、上下突縁とも上面への片側添接銲接手が用ひられ、現場上向銲接を避けてをる、腹銲接手は突縁接手より 330 mm 距りたる點に設けられ、腹銲は X 形衝合銲接の上に兩側より添接銲をあてゝをる、この部分の銲接は堅銲接となる、この方法にては突縁接手と腹銲接手との間の 330mm の間の突縁と腹銲との接合は上向銲接となるの缺點がある。

瑞穂橋 第 140 圖～第 142 圖に示したものは、内務省横濱土木出張所が本邦最初の銲接鐵道橋として、横濱港北大堤内側外國貿易施設用新埋立地に至る水路に架設した、曲弦ワーレン・トラス（中央徑間）及下路銲桁（側徑間）とよりなるゲルバー型複線鐵道橋である、中央徑間 36.0 m、側徑間 20.0 m の内中央徑間トラスの突出 3.6 m にして側徑間銲桁の純支間は 17.0 m である、主桁中心間隔 8.25 m、設計荷重は鐵道省規格 KS 15 が採用された、第 140 圖は其一般圖である。

中央徑間の主トラスだけは銲接を用ひず銲結とした、これは衝撃の多い鐵道橋の部材連結へ銲接接手を使用することに一抹の不安の抱れてをる現況に於ては止むを得ないことと考へる、中央徑間トラスの床構並に側徑間銲桁橋には全部銲接を採用した、銲接部の設計に當つては出來得る限り工場銲接を採り、現場架渡後

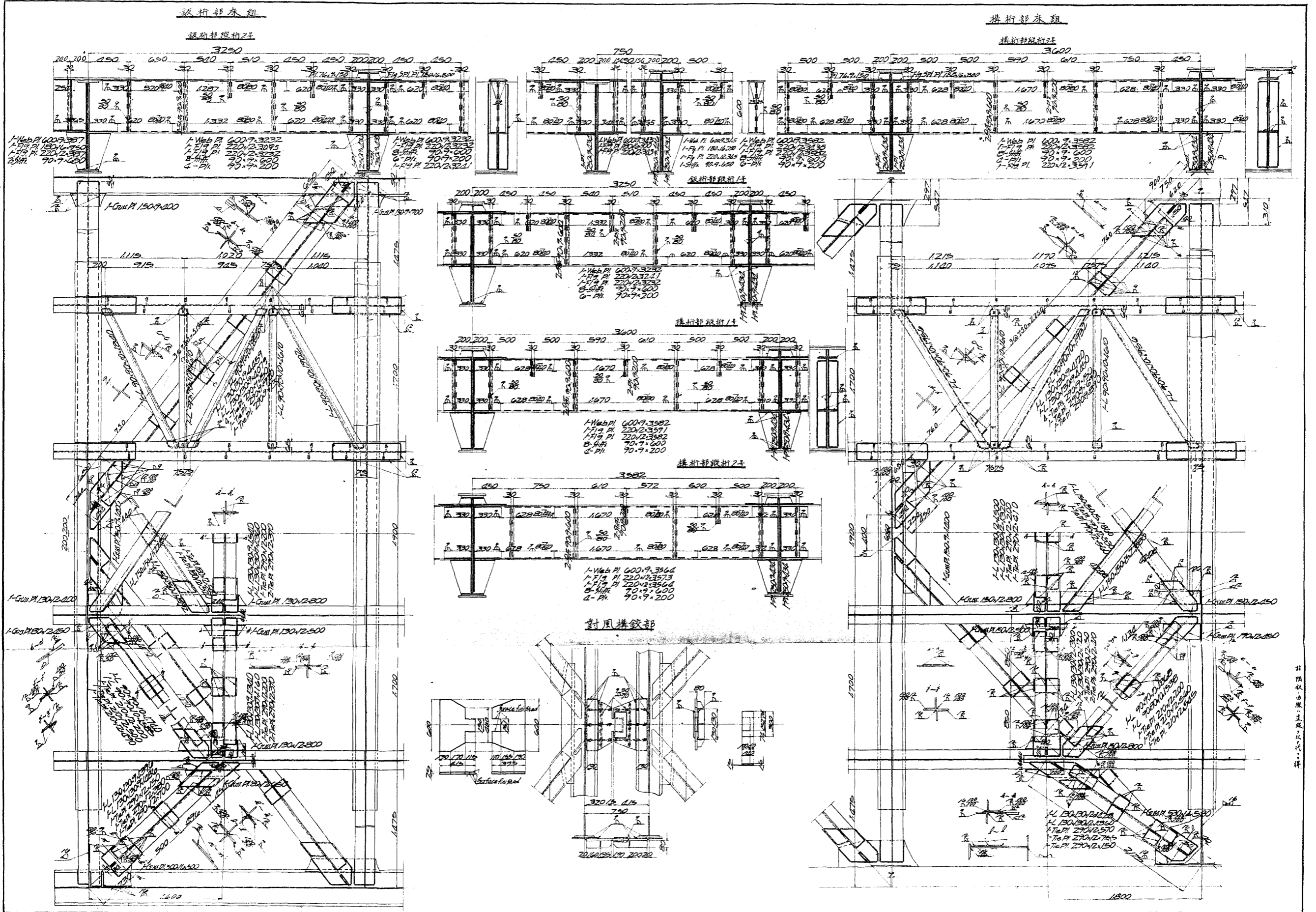


第140圖 瑞穂橋一般圖

の足場上の銲接は最小限度に止めることに努めた。

兩側主桁は Y 點 (第141圖) に於て、腹板高 2.328 m、上突縁は橋臺側に約 30' の傾斜を有してをる、本橋の設計に於ては上下兩突縁材は其許容應力の相違に應じて断面を異らしめ、上突縁は端部に於て 400・22 mm 鋼 1 枚、中央部は其外側に更に 450・22 mm の蓋鋼を加へ、下突縁は端部突縁鋼 370・19 mm、中央部蓋鋼 420・19 mm を用ひてをる、突縁の接合は内側突縁鋼についてのみ行はれ、外側蓋鋼には接合が行はれてをらぬ、上突縁鋼は S_1 及 S_2 、下突縁鋼は S_1' 及 S_2' の 4 箇所にて接合されてをる、接手にては外側に蓋鋼を有するが故に、内側より添接鋼を當てゝをる、添接鋼は突縁鋼 400・22 mm に對し平鋼 95・32 mm 3 枚を用ひてをる、これによつて第76圖に示した n 部分の銲接作業の困難をさけてをるが、各添接鋼の間隔もさほど大きくないからこの部分の作業もあまり樂とは云へない、又中央の添接鋼は腹板に切り込まねばならぬ。

主桁の突縁と蓋鋼、突縁と腹板の接合は孰れも 9 mm の斷續隅肉となつてをる、



註：鋼桁由瑞穗橋主梁，以代鋼桁。

主桁の腹銲接合は X, Y 2箇所にて行はれ、孰れも横銲接手を用ひた。腹銲厚 14 mm に對し、横銲には 370 14 mm を用ひ、19 mm の連続隅肉銲接にて接合されてをる。補剛材は約 1.1 m 間隔に配置され、徑間中央部にては壓縮側突縁に副補剛材を配してをる、補剛材は 175.9 mm の平銲を用ひ、主桁の兩側にて補剛材は互に 60 mm の偏りを有せしめ、銲接の集中を避けてをる、補剛材の接合は隅肉銲接 $9 \cdot 50 / 100$ が用ひられてをる。

横桁の構造は主桁と大體同様である、横桁と主桁との取付には、横桁下突縁は主桁の下突縁に乗り、腹銲端部は主桁の補剛材と重接手に接合せられ、更に横桁端部には持送りをつけて、上突縁を主桁上突縁まで達せしめてをる。これ等接合部の銲接は大體 9 mm の連続全隅肉を採用してをる。

縦桁の断面其他も大體横桁と同様であり、其横桁との連結部には通し銲を用ひ、更に横桁上下突縁との間に持ち送りを附してをる。

水平構は部材として 2 山形鋼よりなる十字断面を用ひ、其取付部は現場銲接が上向きとならざる様、端部に連結銲を使用してをる。

本橋の銲桁部 1 連の鋼重は 42.37 t で、これを鎮結にて設計した場合の 48.69 t に比して約 15% の重量節約となつてをる、この節約量は他の實例に比して稍僅少の様に考へられる、これは兩種の設計方針に多少の相違があつたことに基因する。

江戸坂跨線道路橋 本橋は田端驛構内に於て鐵道省が目下(昭和 10 年 4 月)東京府の委託をうけて施工中の本邦最初の全銲接道路橋である、第 143 圖及第 144 圖は其一般圖竝に主要部の詳細圖で、直接設計に當られた鐵道技師稻葉權兵衛氏の好意によつて得た設計圖から拔萃したものである。

3 徑間突桁式下路銲桁橋で總支間 134 m、側徑間 40.5 m、中央徑間 53 m 内吊徑間 34.6 m である、主桁 2 組の間に鐵筋コンクリート床版よりなる幅員、車道 7.0 m の、主桁の兩側に各 2.0 m の歩道を有してをる、主銲桁は車道歩道間に約 1.3 m の高さに配置せられ、恰も手摺の觀を呈してをる、側徑間主桁は中間支點

にてラーメン型に突出し、支柱の役を兼ねてをる、主桁断面は複腹鋸型にて桁高 2.30m, 蓋鋸幅 1.0 m、兩腹鋸間隔 0.74 m である、兩腹鋸をつなぐ上部蓋鋸としては 1,000・25 mm 鋸が全徑間を通して使用せられ、これの内側に 450・25~400・25mm の上突縁鋸が曲げモーメントに応じて 1 枚又は 2 枚、各腹鋸個々に用ひられてをる、下突縁に於ては上突縁の蓋鋸が 2 分され、500・25 mm 鋸として個々に兩腹鋸に取付けられたほか上突縁と同様である。

主桁の接合を J_1 につきて見るに、蓋鋸の接手には横方向に別に 150・25 mm の平鋸が嵌入され、2 箇所の X 接手にて衝合銲接し、其外側に 4 枚の菱形添接鋸が配置された、内側突縁鋸の接手位置は、蓋鋸に用ひた平鋸の中心に當り、X 接手 1 箇所、其内側に各 2 枚の添接鋸があたつてをる、蓋鋸接手に平鋸を挿入したことは、突縁鋸の接手との重襲をさけたためである。同所に於ける下突縁の接手を見るに、外側突縁鋸と内側突縁鋸とは互に反對の方向に矢管型に接合せられ、引張側突縁として、衝合銲接線の増大に苦心してをる、この部分に對しては更に安全をとり、添接鋸として外側に各 2 枚、内側に腹鋸を通した 1 枚の菱形鋸が配置されてをる、この内側に更に 50・15 mm の平鋸が取付けられてをるが、銲接があまりに集中しすぎはせぬかとも考へられる。腹鋸の接合は 60・14 mm の平鋸による添接鋸接手が用ひられてをる。

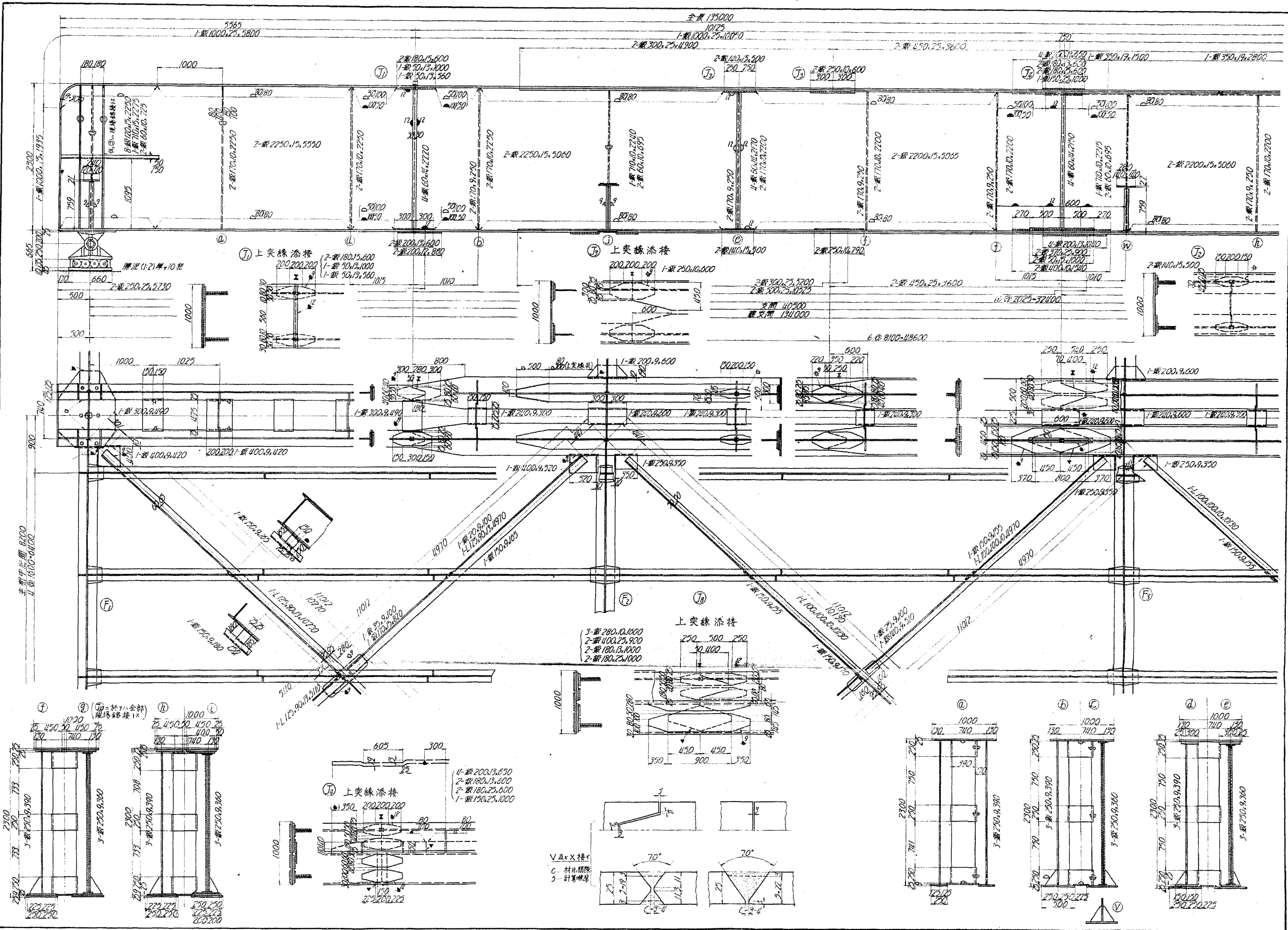
主桁の補剛材は各腹鋸とも函形の内側に 170・10 mm の平鋸が 2.025 m 間隔に置かれ、兩補剛材は上中下 3 箇所の綴鋸にて繋れてをる。

横桁は中央 830 mm、兩端約 771 mm の高さを有し、兩突縁鋸 300・25 mm、腹鋸 780・12 mm、突縁鋸と腹鋸の接合は $12 \cdot \overline{100/50}$ の千鳥隅肉が用ひられてをる、主桁との連結は引張側にては歩道突桁の突縁鋸との間に通鋸 130・25 mm のもの 2 枚を用ひ、腹鋸は主桁腹鋸に 9 mm の現場連続隅肉にて接合される。

縦桁には I 形鋼が用ひられ、横桁との連結には、これの腹鋸を貫いた通し鋸が用ひられてをる。

Radbusz 橋 歐洲最初の全銲接拱橋として 1933 年秋、Tschechoslowakei の

第144圖 江戸坂跨線道路橋設計圖 (其二)



第三節 銲接トラス橋

29. 銲接トラス橋の現状

部材の連結に際して考慮しなければならぬ最も重要な問題は、接手に於て應力の集中を出來うる限りさけ、應力線の偏り、曲り等をなるべく緩漫ならしむることにある、この必要は接手の静荷重に對する強さを増加せしむる意味よりも、むしろ其疲限度を高くせしむる點に於て重要性を帯び、静荷重をうくる構造物よりも、橋梁の如き動荷重をうくる構造物に於て缺くべからざるものである。

而してこれを従來の銲構造物について見るに、今日其接手の應力傳達の狀況、持久性等に關する研究は相當進んでをり、これに對する永い經驗を有することと、軟鋼にて形成された銲の大なる靱性とが、局部的の應力集中の緩和に大なる役割を演ずるがために、構造物の種類に應じて適當なる接手工法を採擇するに困難ならざる状態にある。

翻つて銲接構造物に於ける銲合接手、隅肉接手について考ふるに、前者は今日の銲接技術に於ては $\sigma_s = \sigma_{ss}$ の域に達せず、其許容應力は $(0.85 \sim 0.75) \sigma_{ss}$ に止まり、添接銲による隅肉銲接の混用を避け得ざるの状態にある、然るに最近に於ける銲接接手の疲試験の結果は、隅肉銲接の疲限度が著しく低く、其持久性の少い事が、反覆應力の甚しい構造物の接手として、使用すべからざるものであるとの結論に達するに至つた、これは一般隅肉銲接の形状にては接手部に急激なる断面の變化と、切欠作用が起ること、側面隅肉にては應力傳達が銲結と異り添接銲の縁邊のみにて行はれ、應力線の偏りが甚しいこと、其端部に應力の局部的増積のあること等から見て當然な結果と云はねばならぬ。

これに對し、表面の波形も淺く規則的に、母材との擦りつけもなだらかに、氣泡、銲滓の包有もない、施工良好なる銲合銲接の疲限度は隅肉銲接に比して遙かに高い値を示してをるのであるが、不幸にして今日これに對して認められてをる

強度が甚だ低いのである。

この理由から部材接合箇所の多いトラスに對する銲接の應用は、今日のところ主として静荷重のみをうけて反覆應力を生ずることのない、隅肉銲接を採用しても其持久性に懸念する必要な建築物、水道鐵管橋の類、鐵筋コンクリート床版を有し、静荷重に對し動荷重の影響の比較的小さい道路橋、或は荷重の小さい歩道橋等に限られてをり、 $\sqrt{}$ 動荷重による反覆衝擊應力の大なる鐵道橋への應用は極めて稀である。

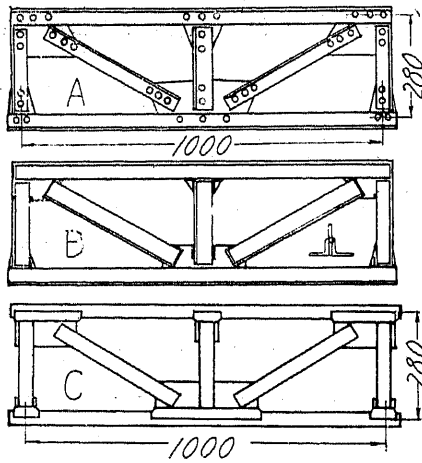
即ち將來銲合銲接の強度が、今日以上に信頼しうるに至り $\sigma_s = \sigma_{ss}$ の時代が來り、部材接合にこれを自由に使用しうるに至るまで、大なる反覆應力をうくる銲接トラス橋の架設は、躊躇せらるべきであらう。

30. 部材断面形

壓縮部材の断面形として環狀断面の優秀なることは衆知の事柄であり、銲結トラス橋の部材としても英國の Forth 橋、北米合衆國の Eads 橋等の著名橋梁に使用されてをるが、銲結による細部構造の困難は、これが一般的使用を阻害し、今日では互に直角に交る片々の集りよりなる、壓延鋼を集めて部材を構成することが一般の慣習となつた。

併し接合に銲接が用ひらるゝに至つて、銲結に於けるが如き細部構造の困難は全くなく、環狀断面の使用が全く自由になつて來た、1933年伊太利に建設された高さ 18.6m の望樓の如きは鋼管の組合による全銲接建築である。併し今日では未だ銲接部材用としての環狀壓延鋼の製造を見ざるが故に、従來の銲結用として發達せる壓延鋼を當分の間使用せねばならぬ状態にある。

環狀断面の部材の優秀さは Karl Bung が第 151 圖に示す 3 種のトラスについて行つた實驗でも知ることが出来る。A B は兩種とも山形鋼を部材とせるものなるも、前者は銲結、後者は銲接である。C 種は山形鋼と同等の強度を有する環狀断面部材を用ひて銲接したものである。



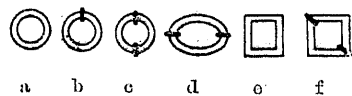
第 151 圖 銲結トラスと銲接トラス

基因する點より見て、銲結トラスは局部的に最も大なる變形をうくる部分のある

ことが認められ、且つ環狀断面を用いたトラスに於て、鋼材が最も一樣に利用されてをることがわかる。

3. 應力の分布傳達は銲結トラスに比し、銲接殊に環狀断面トラスに於て遙かに一樣である。

以上の如く環狀断面部材の使用が極めて有利なることは多言を要せざるところなるも、これが形成に便利なる壓延材の未だ製作せられざる今日、比較的容易に



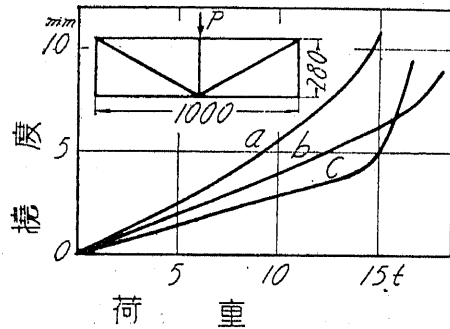
第 153 圖 銲接環狀部材断面形

は鋼板を彎曲したる後 1 箇所銲着して得らるゝもの、c 及び d は鋼板を彎曲する

3 トラスの重量は A 種の銲結のもの最も重く、B 種は A 種に比して 17%、C 種は 50% 輕量となつてをる、第 152 圖に示す荷重撓み圖其他から次の如き結論が下されてをる。

1. 比例限界は銲接トラスが銲結のものに比して遙かに大である、而して環狀断面のものは山形断面のものより更に大である。

2. トラスの撓みが各部材の歪に



第 152 圖 銲結並銲接トラスの撓度比較圖

求めうべき環狀又はこれに近き断面形は第 153 圖に示すが如きものである。中 a 及 e は鋼材原形其儘を利用するもの、b

か、又は半圓又は半楕圓形の壓延鋼の銲着によつて得らるゝもの、f は山形鋼 2 個の銲接によるものである。

環狀壓縮部材に對して、與へられた部材長と外力とに適合する最も經濟的な断面を直ちに決定しうる様な公式は、未だ算出されてをらないが、管徑と管厚との間に自由採擇による試算を行つて決定するに便利な表、近似式等の發表されたものが幾分ある。

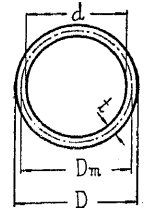
一般に第 154 圖の如き環狀断面に於て、最小断面二次半徑は

$$r = \frac{1}{4} \sqrt{D^2 + d^2} \dots\dots\dots (57)$$

今平均半徑を D_m とすれば、外徑は $D = D_m + \delta$ 、内徑は $d = D_m - \delta$ にして、(57)式は

$$r = \frac{1}{4} \sqrt{2(D_m^2 + \delta^2)} \dots\dots\dots (58)$$

となり、 $\delta = \frac{1}{10} D_m$ とすれば $r = 0.3553 D_m$ 、 $\delta = \frac{1}{30} D_m$ とすれば $r = 0.3537 D_m$ となる、従つて $\delta = (\frac{1}{10} \sim \frac{1}{30}) D_m$ に對し平均 $r = 0.3545 D_m$ として大過なく、最小断面二次半徑 r は管厚 δ に無關係と見做すことが出来る。



第 154 圖 環狀断面

従つて壓縮材の細長比 $\lambda = \frac{l}{r}$ が

$\lambda \geq 100$ なるにつれて、 $D_m \leq \frac{l}{35.45}$ となる。

今環狀部材の断面決定に必要な D_m 及 δ を求むるために、先づ其斷面積を $F = \pi D_m \delta$ 、最小断面二次半徑を $r = 0.3545 D_m$ とし、其壓縮應力 $\sigma = \frac{S}{F}$ を許容強度以内たらしめた時の D_m と δ との關係式を求め、この關係式が求まれば、 D_m 又は δ の孰れかを假定すれば他の値を決めることは容易であり、1、2 回の試算によつて適當なる断面形を決定することが出来る。

而してこの關係式は壓縮部材の許容強度式の異なる毎に其型式を變へて來る。

今鐵道省鐵道橋の示方書に基けば

(1) $\frac{l}{r} < 40$ の場合

$$1,000 = \frac{S}{F} = \frac{S}{\pi D_m \delta}$$

$$D_m \delta = 0.0003185 S \dots\dots\dots(59)$$

今 $S=30.0$ t, $l=1.5$ m, のとき $D_m=12$ cm に採れば, $r=0.3545 \times 12=4.255$ となり $\frac{l}{r}=35.25 < 40$ にして、(59)式により所要厚は $\delta = \frac{0.0003185 \times 30,000}{12} \approx 0.8$ cm となる。

(2) $40 \leq \frac{l}{r} < 100$ の場合

$$1,200 - 5 \frac{l}{r} = \frac{S}{\pi D_m \delta}$$

$$(425.5 D_m - 5l) \delta = 0.1 \cdot 28 S \dots\dots\dots(60)$$

今 $S=10.0$ t, $l=2.0$ m のとき $D_m=6.0$ cm に採れば $r=2.13$ cm となり、 $\frac{l}{r}=94 < 100$ にして、(60)式によつて $\delta = \frac{1,128}{2,550 - 1,000} = 0.73$ cm となる。

(3) $\frac{l}{r} \geq 100$ の場合

$$\frac{21,000,000}{3} \left(\frac{r}{l}\right)^2 = \frac{S}{\pi D_m \delta}$$

$$2,760,000 D_m^3 \delta = S l^2 \dots\dots\dots(61)$$

今 $S=10.0$ t, $l=2.0$ m, のとき $D_m=5.5$ cm に採れば $r=1.95$ cm となり、 $\frac{l}{r}=102.5 > 100$ にして、(61)式により、 $\delta = \frac{10,000 \times 200 \times 200}{2,760,000 \times 5.5^3} = 0.87$ cm となる。

次に道路構造に関する細則に基けば

(1) $\frac{l}{r} \leq 60$ の場合

$$1,000 = \frac{S}{\pi D_m \delta}$$

$$D_m \delta = 0.0003185 S$$

にて鐵道橋示方書に據る (1) の場合と全く同様である。

(2) $\frac{l}{r} > 60$ の場合

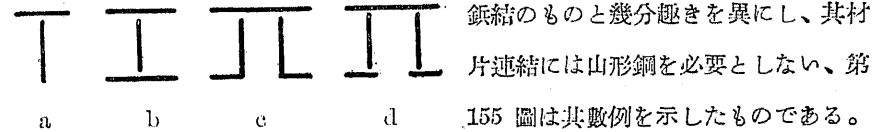
$$1,500 \left(1 - 0.0055 \frac{l}{r}\right) = \frac{S}{\pi D_m \delta}$$

$$\delta = \frac{S}{4,710 D_m - 73.1 l} \dots\dots\dots(62)$$

今 $S=10.0$ t, $l=2.0$ m のとき $D_m=6.0$ cm に採れば, $r=2.13$ cm となり、 $\frac{l}{r}=94 < 60$ にして、(62)式により $\delta = \frac{10,000}{4,710 \times 6 - 73.1 \times 200} = 0.75$ cm となる。

以上は比較的小型の壓縮材断面として應用せらるべきもので、稍大型のもの竝に引張材断面としては山形鋼、溝形鋼、H 形鋼等の壓延鋼が其儘使用せらるゝことは銲結トラスと同様である。

部材が更に大となれば壓延鋼による集成断面が使用せらるゝも、其組合せ方は



第 155 圖 形鋼による集成部材断面形 集成断面にて其銲厚、寸法等はほゞ

銲結のものに準ずる、例へば蓋銲厚は蓋銲と腹銲との銲接線距の $\frac{1}{40}$ を最少限度とし、突縁又はこれに類似の銲の厚さは其突出長の $\frac{1}{15}$ 以上とする。

孰れの断面形にせよ、其銲接線が断面に關し、對稱の位置に存しないものは、銲接組立に當つて熱歪みを起し易く、施工に特別の注意を必要とするの缺點がある。

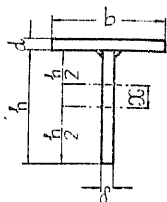
一般に銲接トラス橋の集成部材断面としては、中小徑間の場合は第 155 圖 c, d の如き複腹銲のものよりも、單腹銲のものの方が便利である、如何となれば小型の複腹銲断面にては内側の銲接作業が非常に困難になると同時に、集成用の銲接線の増加に伴つて銲着鋼の所要量が増して來るし、又單腹銲にては複腹銲の時の如く、綴銲の様なものが必要としない。

單腹銲断面で第 155 圖の a, 及び b を比較すると I 型断面のものがはるかに

銲着鋼を多量に要するのみならず、この断面では格點に於て下突條の切斷を餘儀なくされることが多い、これ等の點から見て中小断面形としては丁形が最も適してをることとなる。

更に丁形断面の優つてをことは、複腹鋸断面竝に I 形断面にては、x, y 兩軸に對する断面二次モーメントを等値ならしむることが困難であるが、丁形断面にては下掲の方法にて容易にこの條件を満足せしむることが出来る、この點からの鋼材節約の量も決して少なくない。

今第 156 圖に示す丁形断面に於て、兩軸に對する断面二次モーメントを等値ならしめ、且つ材片の幅と厚との比を一定値ならしむれば次の關係式を得。



第 156 圖 丁形断面

$$J_x = J_y, \quad \frac{h}{\delta} = \zeta, \quad \frac{b}{2} = \zeta$$

然るに

$$\left. \begin{aligned} F &= bd + h\delta \\ x &= \frac{bd \frac{h+d}{2}}{bd + h\delta} \\ J_x &= \frac{db^3}{12} + \frac{h\delta^3}{12} \\ J_y &= \frac{\delta h^3}{12} + \delta h x^2 + \frac{bd^3}{12} + bd \left(\frac{h+d}{2} - x \right)^2 \\ &= \frac{\delta h^3}{12} + \frac{bd^3}{12} + b d h \delta \frac{(h+d)^2}{4(bd + h\delta)} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (63)$$

今上の諸式に於て $J_x = J_y$ と置き、 $\frac{bd^3}{12}$, $\frac{h\delta^3}{12}$ 等の小値を無視し、 $\delta = \frac{h}{\zeta}$, $d = \frac{b}{2\zeta}$ とすれば、 $r = \frac{h}{b}$ に関して次の六次式を得。

$$r^6 + 2r^4 + \frac{3}{2\zeta} r^3 - \frac{r^2}{8} \left(4 - \frac{3}{\zeta^2} \right) - \frac{1}{4} = 0$$

本式にて與へらるゝ r の値は、 $\zeta = 12 \sim 18$ の範圍にては殆んど變化なく、平均値をとり $r = 0.649$ とするも 1% 以上の誤差はない。

従つて $\delta = \frac{h}{\zeta}$, $d = \frac{b}{2\zeta}$, $h = 0.649 b$ と置くことによつて、(63) 式より

$$F = \frac{0.9212}{\zeta} b^2, \quad J = \frac{b^4}{24\zeta}, \quad r = 0.213 b \dots\dots\dots (64)$$

を得。

今壓縮部材の許容強度式として、道路構造に關する細則のものを用ふるものとせば

(1) $\frac{l}{r} \leq 60$ の場合

$$1,000 = \frac{S}{F} = \frac{S\zeta}{0.9212 b^2}$$

$$b = \sqrt{0.001085 S \zeta} \dots\dots\dots (65)$$

今 $S=50$ t, $l=3.0$ m, $\zeta=15$ とすれば(65)式により $b = \sqrt{0.001085 \times 50,000 \times 15} = 28.5$ cm となる、(64) 式により $r = 28.5 \times 0.213 = 6.07$ cm、にして $\frac{l}{r} = \frac{300}{6.07} = 49.5 < 60$ なるが故に本公式の適用に支障なく、 $h = 0.649 \times 28.5 = 18.5$ cm, $d = \frac{28.5}{2 \times 15} = 0.95$ cm, $\delta = \frac{18.5}{15} = 1.23$ cm となる。

依つて $b=29$ cm, $d=1.0$ cm, $h=19$ cm, $\delta=1.2$ cm を使用するものとすれば (63) 式により、 $F=51.8$ cm², $J_x=2,035$ cm⁴, $J_y=1,965$ cm⁴, $r=6.16$ cm $\frac{l}{r} = 48.7$, $\sigma = \frac{50,000}{51.8} = 965$ kg/cm² となる。

(2) $\frac{l}{r} > 60$ の場合

$$1,500 \left(1 - 0.0055 \frac{l}{r} \right) = \frac{S\zeta}{0.9212 b^2}$$

$$1,380 b^2 - 32.47 b - S \zeta = 0 \dots\dots\dots (66)$$

今 $S=100$ t, $l=6.0$ m, $\zeta=15$ とすれば(66)式により、 $b^2 - 14.1b - 1,087 = 0$ より $b = 40.75 \approx 42$ cm を得、従つて $d = \frac{42}{2 \times 15} = 1.4$ cm, $h = 0.649 \times 42 = 28$ cm, $\delta = \frac{28}{15} = 2.0$ cm とすれば、 $F=114.8$ cm², $J_x=8,670$ cm⁴, $J_y=9,387$ cm⁴, $r=8.69$ cm にして $\frac{l}{r} = 69 > 60$, 許容強度 $1,500 \left(1 - 0.0055 \frac{600}{8.69} \right) = 930$ kg/cm² に對し $\sigma = \frac{100,000}{114.8} = 870$ kg/cm² となる。

壓縮材の許容強度式に他の公式を使用する場合も、上記と同様の方法にて算出することが出来る。

以上の如き断面形のほかに、將來衝合銲接が自由に使用しうるに至つた暁、トラスの腹材として盛んに利用せらるゝであらうと思はれるものは十字形断面である、この特長については第190圖竝に其解説を参照されたい。

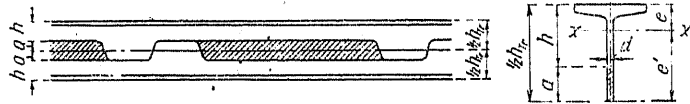


丁形集成断面の代りに第157圖の如く I 形鋼を2分したものを使用したものがあつた、この場合丁形断面の縦横兩中立軸に対する慣性モーメントを等しからしむるためには、 a を次式にて與へらるゝものとすればよい。(第158圖)

第157圖

$$a^3 - a^2 \frac{2F}{d} + a^2 \frac{12S}{d} - a \frac{6(J_x - J_y)}{d} = \frac{3}{d^2} \{ 4S^2 - F(J_x - J_y) \} \dots\dots\dots (67)$$

茲に F, S, J_x, J_y は I 形鋼原形の斷面積、斷面一次モーメント竝に兩軸に対する慣性モーメントである。



第158圖 I形鋼よりの弦材切取

第158圖のものは1個の I 形鋼より2個の弦材を切り取つたもので、腹銲の廣幅の部分を繫銲として使用せんとするものである。第176圖にはこの工法による弦材を用ひたるトラスの一例を示した。

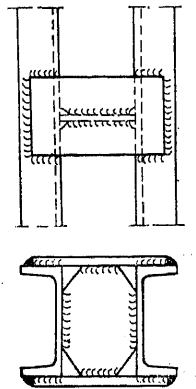
31. 部材の集成

集成壓縮部材の材片組合用の銲接は連続又は斷續孰れにても可なるも、部材端は部材幅の1倍乃至1.5倍を連続銲接とする、中間に斷續銲接を用ふる時其最小長は脚の4倍、其純間隔は壓縮材のとき銲の最小厚の8倍、引張材のとき10倍以下とする。尙部材の露出する場合には斷續銲接間の間隙は輕銲接にて水密と

する方が安全である、この場合銲接片の純間隔は前記の2倍程度とするも差し支へない。

部材集成に2枚以上の銲が重ねられたるとき、其幅が銲厚の約25倍を越すとき、兩側縁部の隅肉銲接のほかに銲の中央部に溝銲接を施す。

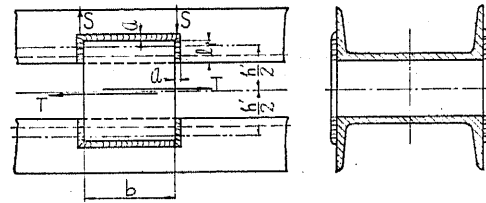
集成壓縮材に取付ける綴銲の大きさは銲結部材のものと同様、壓縮材の縦剪斷力から計算せらるべきである、一般に其縦の長さは中間綴銲にて幅の $\frac{1}{2}$ 以上、端綴銲にて幅と同一以上、其厚は幅の $\frac{1}{50}$ 以上のものが使用される。第159圖は2溝形鋼よりなる集成断面の綴銲竝に隔銲取附の一例を示したものである。集成部材に綴釘を使用する場合、其大きさの決定は銲結の場合と同様であるが、端部の取附は銲結の時の様に重ね合せない。



第159圖 綴銲の取付

又複綴銲は取附に銲接の集中を免れないから使用されない。

綴銲の取附に必要な銲接の大きさは、次の如くにして算出される、今第160圖を2溝形鋼よりなる集成壓縮材とし、1綴銲に作用する縦剪斷力を T とすれば、綴銲接手に働く曲げモーメントは $M = \frac{1}{2} T h'$ にして、これに對して兩端の前面隅肉銲接の作用する抵抗モーメントは、これのうくる應力を S とすれば、 $M = S(a+b)$ となる、従つて



第160圖

$$S = \frac{1}{2} \cdot \frac{T h'}{(a+b)} \dots\dots\dots (68)$$

故にこれ等前面隅肉に働く曲げによる剪斷強度は

$$\sigma_1 = \frac{S}{t_1 a} \dots\dots\dots (69)$$

次に T の縦剪斷力が、側面及前面兩隅肉銲接に均等に分布するものとせば、

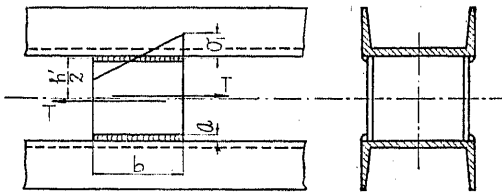
全喉断面積は $F=a(2h_1+b)$ なるが故に

$$\sigma_2 = \frac{T}{a(2h_1+b)} \dots\dots\dots(70)$$

従つて兩應力の合成強度として

$$\sigma = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2}$$

を得、 σ の許容應力としては 2.4 t/cm^2 をとる (附録 V § 5.4 参照)。



第 161 圖

第 161 圖の如く、綴鋸が兩溝形鋼に挟まれたる場合は縦剪斷力 T による曲げモーメント $\frac{1}{2} Th'$ によつて、接手の端部に生ずる縁應力は、鋸

接喉断面の断面係数を $W = \frac{1}{6} ab^2$ とするとき、

$$\sigma_1 = \frac{1}{2} \frac{Th'}{W} \dots\dots\dots(71)$$

剪斷力が均等に分布するものとして、其強度は

$$\sigma_2 = \frac{T}{ab} \dots\dots\dots(72)$$

にして、これ等の合成強度は $\sigma = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2}$ にて示される。

又第 181 圖に示したものは Lowicz 橋の例で、綴鋸の代りに腹鋸高に相當した

間隔で溝形鋼の小片を取りつけ、3 個毎に

同じく溝形鋼による隔鋸を鋸着してをる。

2 個又は 4 個の山形鋼よりなる部材の組

合には第 162 圖の如く山形鋼間に挿んだ鋼

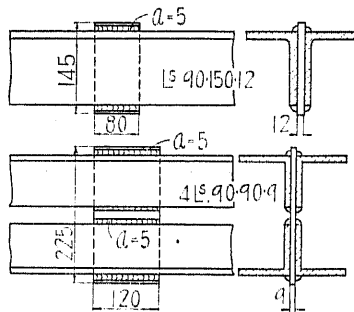
板を用ひてをる、其間隔は鋸結の場合に準

ずればよい、鋸の幅は鋸結の場合より狭く

ても充分である。

鋸接トラスが既述の如く、未だ反覆衝撃

應力の激しい鐵道橋等に用ひられず、主として靜荷重のみをうくる小屋組、輕荷重



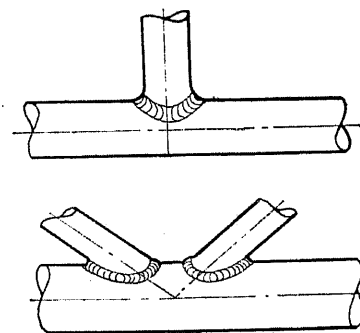
第 162 圖 山形鋼より成る部材

の道路橋等に限られてをる關係から、大なる集成断面を有する部材の試みられたるものなく、これに用ひらるべき綴鋸、綾釘、繫鋸等の工法に關する充分なる研究が行はれてをらない、従つてこれに對する確定的の工法は今後の實驗研究によつて解決せらるべきものと考へる。

32. 部 材 の 接 合

今日部材の接合に比較的疲限界の高い、衝合鋸接のみを使用することは、其強度の低い點から困難があり、比較的強度の大なる隅肉鋸接を用ふることは、其持久性の低い點から、靜荷重をうくる構造物以外には充分な信頼を置くことが出來ぬ状態にあることは § 29 に説いた如くである。従つて下へ掲げた部材接合諸實例の前半、隅肉鋸接を使用したものは、1, 2 の物を除いては、建築物又は比較的靜荷重大なる道路橋の設計例を示したもので、これを衝撃並に反覆應力の大なる鐵道トラス橋に應用するのは躊躇しなければならない。尙本節後半に於て、將來衝合鋸接に對して $\sigma_{\text{許}} = \sigma_{\text{許}}$ が許される時期に達した時の工法即ち衝合接合を主とした設計例を掲げた。

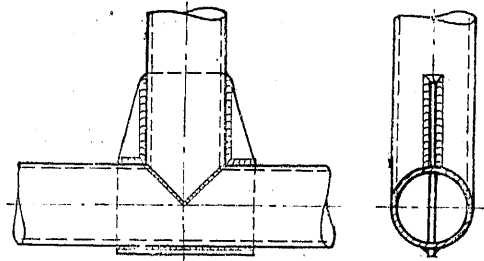
格點に於ける部材の接合に當つて考慮せねばならぬ一般注意事項は、其重心線をトラスの圖形線に一致せしむべきこと、接合點の鋸接の重心を断面重心線と一



第 163 圖 環狀断面部材の接合 (一)

致せしむべきこと、又部材の強度に相當する接合をなすべきこと等で此等は鋸結トラス橋と同様である。格點繫鋸の使用は輕トラスにては必ずしもこれを要せざるも、重要トラスにては接合の完全を期する意味にて必要とせらるゝ場合が多い。

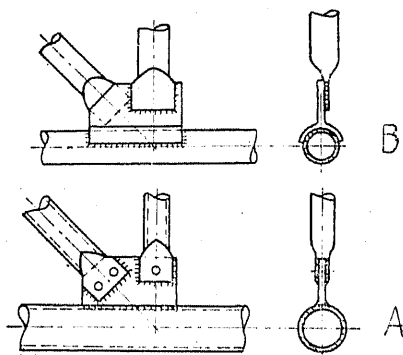
環狀断面部材格點接合の最も簡單なるものとしては第 168 圖の如き直接ぎとせるものもある、強度上の不安なきものを施工するには相當の熟練と細心の注意とを必



第164圖 同上(二)

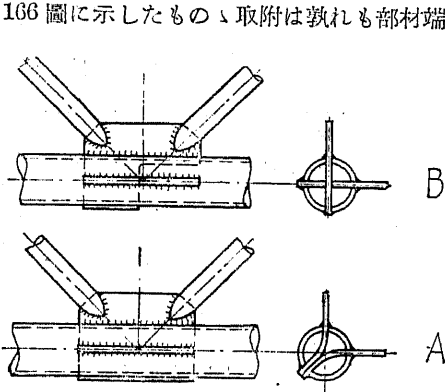
要とするが故に第164圖乃至第167圖の如く繫鋸を使用することが多い。第164圖は直交する環状断面部材の接合で兩部材切り込みの上、接合部へ繫鋸を挿し挟みたるもの、

第165圖は臥材へ繫鋸を鋸接して、これに腹材を取りつけたものである、Aは繫鋸として平鋸を使用し、Bは特殊形の繫鋸を使用して居る。接續は後者が確實であるが高價たるを免れない。腹材の取附には部材端を押し潰して居る、Aは更に其尖端を2分したもので、連結に偏心を生ぜざる點でBに優つて居る、第166圖のものは主トラスと水平トラスの如き互に直角をなす2平面に部材を連結せしむる時の工法を示したもので、A、B共に臥材の切り込みへ繫鋸を挿し挟んで居る。之等第165圖及

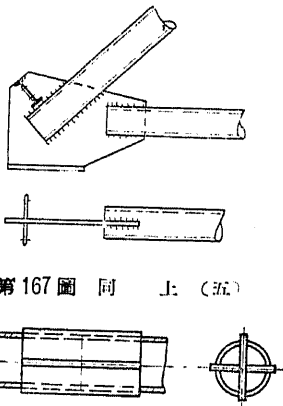


第165圖 同上(三)

第166圖に示したものの、取附は孰れも部材端の加

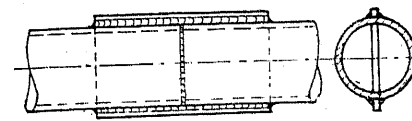


第166圖 同上(四)



第168圖 部材の中間接手(一)

工を要したるも簡單を主とする時は第167圖の如く部材端を切り放しのまゝとすることもある。

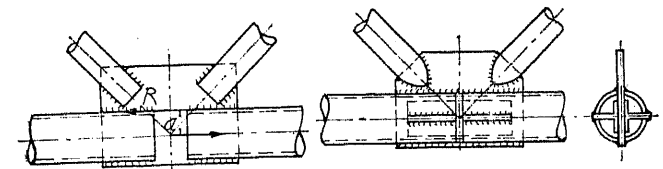


第169圖 同上(二)

環状断面部材の中間接手は部材を直截又は斜截して衝合接合とすることも、今日尙充分なる強度を期し難く

第168圖又は第169圖の如き繼目鋸を挿入するを最も有效とする。

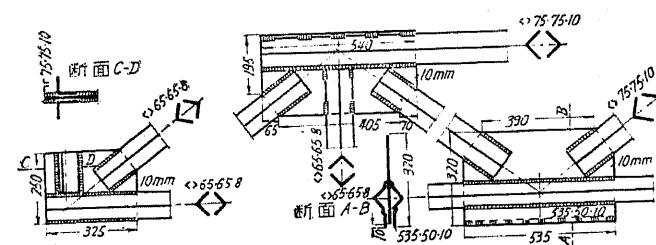
第170圖は格點へ臥材の接手を設けた例で、左圖は1枚の繫鋸を挿入したもの、右圖は繫鋸のほかに丁形鋼を繼目鋸として利用して居る。



第170圖 同上(三)

山形鋼2個の

組合による函形断面部材を使用せる場合の格點接合法として第171圖及第172圖

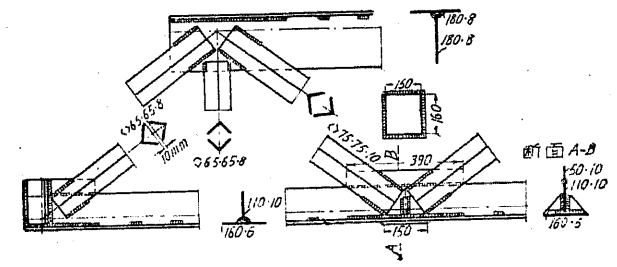


第171圖 2よりなる函形断面部材の格點接合(一)

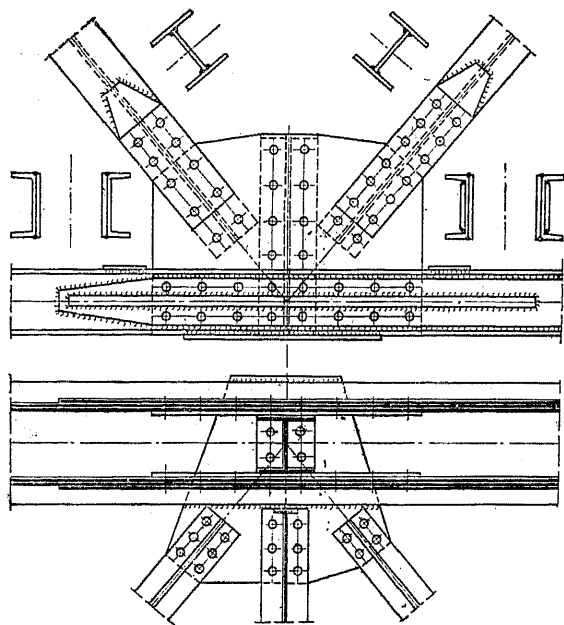
の如きは、極めて特異性を有するものと云はねばならぬ。第171圖のものは

臥材腹材ともに山形鋼2個による函形断面形を有し、格點繫鋸は兩山形鋼間に挿し挟み、腹材端

と繫鋸との接合には山形鋼の兩脚に沿つての隅肉鋸接を用ひ極めて便利に出來て居るが、水平トラスの取附には特別の考



第172圖 同上(二)



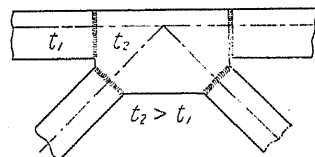
第185圖 銲接と銲とを混用せる點接合

將來衝合銲接の強度が今日以上に信頼しうるものとなり、許容強度として $\sigma_s = \sigma_{ss}$ とするも何等不安なき時代となつた場合は、隅肉銲接を主とした前掲諸工法は静荷重構造物の接合法として残り、動荷重構造物の接手としては専ら、疲限界の高き衝合接合が使用せらるゝに至るであらう。

この場合に先づ考へらるゝことは、格點に於ける繫鋸使用法の變化である。恐らく今日銲工法、又は隅肉銲接を主とした銲接工法にて使用してをる、部材腹鋸と繫鋸との重襲による工法は捨てられ、部材腹鋸と同一面にて衝合接手を用ひた、第186圖の如き工法が喜ばれるに至るであらう。

これによつて各部材からの應力線は、何等の亂れもなく繫鋸に傳達せられ、各部材より集合せる應力は、繫鋸の厚さを部材腹材に比し適當に厚くとることによつて、繫鋸内

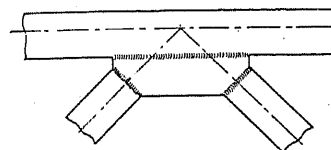
され、部材斷面の銲孔による損失を補つて居る。下弦材は左側部材は溝形鋼と内側腹鋸よりなり、右側部材は更に外側腹鋸を持つて居る。この外側腹鋸は左側まで延長せられ、右側部材の全斷面が繫鋸に銲結せられて居る、尙この部分には銲孔による斷面損失を補はんが爲に小鋼板が添接されて居る。



第186圖 衝合接手を用ひたる格點接合

に集中、偏倚等のことなく均等に分布されるであらう。

第186圖と類似の工法で第187圖の如く、弦材を兩格間連続とし、これに繫鋸を衝合銲接する工法も考へられるが、銲接線が長くなること多きと、第186圖の



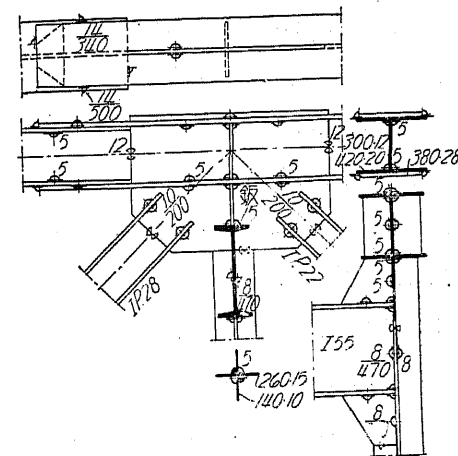
第187圖 弦材へ繫鋸を添接せる格點

如く繫鋸厚を腹鋸より大ならしめて、各部材よりの集合應力を均布し、繫鋸内の應力偏倚、集中等を軽減することが出来ぬ。

繫鋸の取付に衝合銲接を用ひたる場合の、格點構造の1例として、第188圖に掲げたも

のは、弦材、腹材ともにH斷面を有するもので、Eiselin氏の提案せるものである、右側上弦材の高さは左側上弦材に比して、突縁鋸の厚さだけ高く、此等の接手ではこれを利用してをる、即ち右側弦材の突縁鋸が格點全體を通じ、更に左側

弦材の上に延び、添接鋸の役をしてをる、この場合隅肉銲接の施工に便なる様、兩材の突縁幅が變へてある。左右兩弦材とも、腹鋸は繫鋸とX接手にて銲接され、右側弦材の突縁には切込みを作りて繫鋸を挟み、隅肉銲接にて連結される、この部分の突縁は繫鋸の補剛材として働いてをることゝなる、又繫鋸の上端が突縁から突き

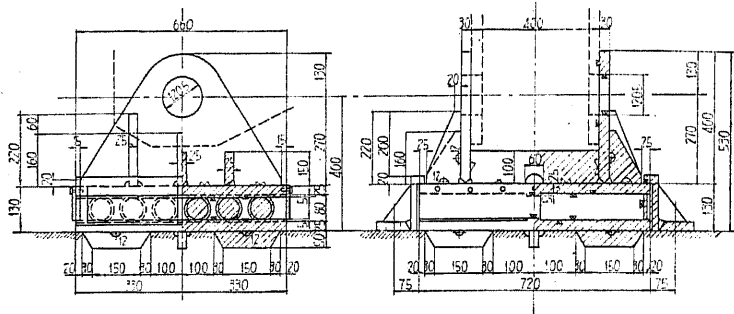


第188圖 衝合接手を用ひたる格點構造(其一)

出てをるが、片側銲接による熱歪みを避けんとする意味以外には、其必要を認めない。斜材の取付は腹鋸の衝合と突縁鋸切込み部の隅肉銲接によつてをる、元來H形鋼の斷面積の $\frac{3}{4}$ は突縁にあるが故に、斜材應力の過半が接手の隅肉銲接を通して 90° の方向旋回をする、且つ切込み端部の取付けは不完全勝ちとなるために、突縁應力の一部は腹鋸の衝合銲接を通して傳達され様とする傾向は避けられ

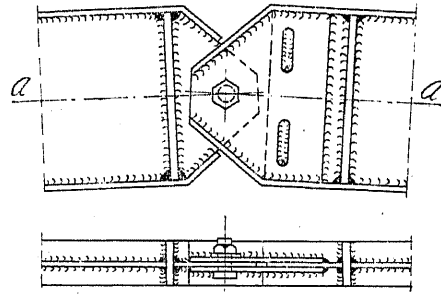
つた壓縮試験の結果では主肋鉄は明かに桁として働き、最大應力は肋鉄の頂部附近に発生し、其大きは圖示の寸法のものにて、設計荷重の2倍640tの載荷にて2,352 kg/cm²を生じたるのみにて、未だ明かに降伏點強度に達してをらぬ。

第198圖のものは八號國道梁川橋の銲接支承で、主構との連結は鉋によつてを



第198圖 八號國道梁川橋銲接支承

る。設計荷重 104t を分擔する厚 30mm の主肋鉄2枚は、内外各3枚の隅鉄にて支へられてをる、各鉄の取付けには、單斜又は複斜接ぎを用ひた。



第199圖 銲 接 鉋

第199圖は銲接三鉋鋼拱橋の鉋の一例を示せるもので右側拱肋端に隅肉及び溝銲接にて銲着されたるピン鉄は左側の拱肋鉄を挿し挟み、兩肋の突縁は互に妨げとならざる程度に切斷されて居る。

34. 部材計算例

下掲の計算例は 1934年獨逸銲接鋼建築物規格と、獨逸鐵道鋼橋設計規定に據つたものである。

例題1 部材と繫鉄との連結(其一) 第200圖に示す丁形鋼 14・14mm、よりの引張材が、S = 20.1t の部材應力をうくるものとす。

部材断面重心の偏倚によつて起る曲げモーメントは

$$M = 20,100 \times 3.8 = 76,380 \text{ kgcm}$$

となる。圖示の3隅肉銲接を用ふるものすれば、これ等の喉斷面積の總和は

$$F_s = \sum al = (12.4 + 2 \times 11) \times 0.8 = 27.5 \text{ cm}^2$$

にして、これ等の重心線は

$$\eta = \frac{12.4 \times 0.8 \times 20.4 + 2 \times 11 \times 0.8 \times 5.5}{27.5} = 10.9 \text{ cm}$$

の位置にありて、其慣性モーメントは

$$J = \frac{1}{12} (12.4 \times 0.8^3 + 2 \times 0.8 \times 11^3 + 12.4 \times 0.8 \times 9.5^2 + 2 \times 11 \times 0.8 \times 5.4^2) = 1,586 \text{ cm}^4$$

にして、斷面係数は

$$W = \frac{1,586}{10.9} = 145.5 \text{ cm}^3$$

従つて、曲げによる縁應力は

$$\sigma_1 = \frac{76,380}{145.5} = 525 \text{ kg/cm}^2$$

剪斷應力は、均等に分布するものとして

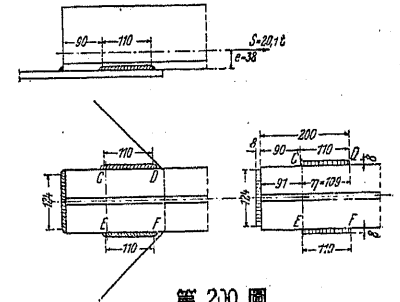
$$\sigma_2 = \frac{20,100}{27.5} = 731 \text{ kg/cm}^2$$

従つて、合成應力強度は

$$\sigma = \sqrt{525^2 + 731^2} = 900 \text{ kg/cm}^2$$

にして、許容強度 $\sigma_2 = 0.65 \times 1,400 = 910 \text{ kg/cm}^2$ 以下である、尙 CD 及 EF の側面隅肉銲接はなるべく、右端へよせるほど有效である。

例題2 部材と繫鉄との連結(其二) 例題1に掲げたものは部材断面が繫鉄の面に對して、對稱でないために、偏倚による曲げモーメントを生じた場合である



第200圖

が、第201圖に示したる部材は孰れも緊鍔面に對して對稱斷面を有してをる。

a 部材は側面隅肉のみにて連結された場合を示したもので、 $S = 30\text{ t}$ の壓縮應力をうけるものとする。兩側隅肉銲接夫々の分擔する應力が、部材重心よりの距離に逆比するものとすれば、 a_1 隅肉銲接は

$$S_1 = \frac{30.0 \times 36}{100} = 10.8\text{ t}$$

a_2 隅肉銲接は $S_2 = \frac{30.0 \times 64}{100} = 19.2\text{ t}$ を分擔する。

今隅肉銲接の許容剪斷強度を $\sigma_s = 0.65 \times 1,400 = 910\text{ kg/cm}^2$ とし、喉厚 $a_1 = 5\text{ mm}$ (脚 7 mm) とすれば a_1 の所要隅肉長は

$$l_1 = \frac{S_1}{2 \times a_1 \sigma_s} = \frac{10.8}{2 \times 0.5 \times 0.91} = 12\text{ cm}$$

同様にして喉厚 $a_2 = 7\text{ mm}$ (脚 10 mm) とすれば a_2 の所要長は

$$l_2 = \frac{19.2}{2 \times 0.7 \times 0.91} = 15\text{ cm.}$$

となる。

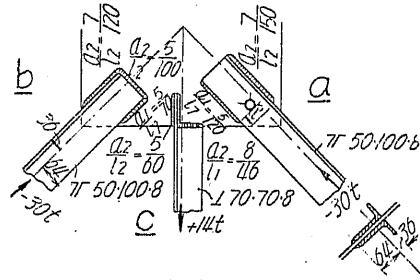
b 部材は部材應力 30 t 、連結には側面隅肉と前面隅肉とを混用させてをる。前面隅肉の喉厚 $a_3 = 5\text{ mm}$ とすれば、これの負擔する應力は $S_3 = 2 \times 0.5 \times 10.0 \times 0.91 = 9.1\text{ t}$ となる。今兩側面隅肉の喉厚を夫々 $a_1 = 5\text{ mm}$ 、 $a_2 = 7\text{ mm}$ とすれば、銲接の重心を、部材斷面の重心と一致せしむるために、 a_1 隅肉の分擔すべき應力は $S_1 \times 10.0 + 9.1 \times 5.0 = 30 \times 36$ の關係より、 $S_1 = 6.25\text{ t}$ となる。

従つて a_1 隅肉の所要長は

$$l_1 = \frac{6.25}{2 \times 0.5 \times 0.91} = 7\text{ cm}$$

a_2 隅肉の分擔すべき應力は $S_2 = 30 - 9.1 - 6.25 = 14.65\text{ t}$ にして、其所要長は

$$l_2 = \frac{14.65}{2 \times 0.7 \times 0.91} = 11.5\text{ cm となる。}$$



第 201 圖

c 部材は丁形斷面を有し、 14 t の引張應力をうけ、連結には衝合銲接と側面隅肉銲接とが混用されてをる。今衝合銲接に對する許容強度を $\sigma_s = 0.75 \times 1,400 = 1,050\text{ kg/cm}^2$ とし、其喉厚 $a_1 = 8\text{ mm}$ 、長 $l_1 = 62 - 2 \times 8$ (壺) $= 46$ とすれば、これの分擔しうる應力は $S_1 = 0.8 \times 4.6 \times 1.05 = 3.9\text{ t}$ にして、隅肉銲接の分擔すべき應力は $S_2 = 14.0 - 3.9 = 10.1\text{ t}$ となる、其喉厚を $a_2 = 5\text{ mm}$ とすれば、所要長は $l_2 = \frac{10.1}{4 \times 0.5 \times 0.910} = 6\text{ cm}$ なり。

部材丁形鋼の重心は $x = 1.94\text{ cm}$ の位置にあるに對し銲接の重心は

$$x = \frac{3.9 \times 3.9 + 10.1 \times 0.4}{14.0} = 1.38\text{ cm}$$

にして、 0.56 cm の偏りあるも、この場合としては避け難いものであり、又大なる影響を與へるものとも考へられない。

a 部材には取付端部に $d = 20\text{ mm } \phi$ の組立ボルトを有してをる、これによる斷面損失は $\Delta F = 2 \times 2.0 \times 0.8 = 3.2\text{ cm}^2$ にして、部材斷面積 $2 \times 11.5 = 23\text{ cm}^2$ 部材應力 $S = 30.0\text{ t}$ なるが故に、ボルト孔による分擔應力の損失は $\frac{30.0 \times 3.2}{23} = 4.2\text{ t}$ となり、規格に従へばボルト孔より前方に、この損失應力を傳達するだけの銲接が必要である、従つて圖示の l' の長さは

$$l' = \frac{4.2}{2 \times 0.7 \times 0.91} = 3.3\text{ cm}$$

以上たることを要する。

例題 3 縦鍔を有する壓縮部材の計算 柱長 $l = 6\text{ m}$ 、最大荷重 $P = 123.3\text{ t}$ をうくるものとする。

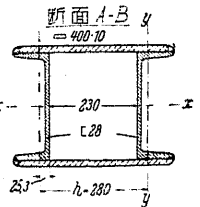
(A) 斷面の決定 溝形鋼 2- \square 28 を第202圖の如く配置し縦鍔にて連結するものとする。

柱長 $l = 600\text{ cm}$ 、斷面積 $F = 2 \times 53.3 = 106.6\text{ cm}^2$

$$x \text{ 軸に對する回轉半徑 } r_x = \sqrt{\frac{J_x}{F}} = \sqrt{\frac{6,276 \times 2}{106.6}} = 10.9\text{ cm}$$

$$\text{細長比 } \lambda = \frac{l}{r_x} = \frac{600}{10.9} = 55$$

従つて獨逸鐵道鋼橋設計規定によつて、



第 202 圖

挫屈係数 $w=1.21$

となり、偏心なき場合の壓縮強度は、

$$\sigma = \frac{wR}{F} = \frac{1.21 \times 123,300}{106.6} = 1,400 \text{ kg/cm}^2$$

にしてほゞ許容強度 $\sigma_s=1,400 \text{ kg/cm}^2$ と一致する。

次に Krohn 氏の計算法によつて、溝形鋼個々について自由長を求めれば、

$$\text{溝形鋼 1 個の斷面積 } F_1 = 53.3 \text{ cm}^2$$

$$y \text{ 主軸に對する回轉半徑 } r_y = 2.74 \text{ cm}$$

$$\text{兩溝形鋼主軸の間隔 } h = 23.0 + 2 \times 2.53 = 28 \text{ cm}$$

溝形鋼個々のうくる最大荷重 P_1 は、

$$P_1 = P \times \frac{68h}{163 \times h - l} = \frac{68 \times 28}{163 \times 28 - 600} \times P = 0.5935 P = 73.2 \text{ t}$$

この荷重に對する挫屈係数は、

$$w_1 = \frac{1,400 \times 53.3}{73,200} = 1.02$$

にして、細長比 $\lambda_1=20$ となり、柱全體の細長比 55 よりも小さい。この所要細長比より、溝形鋼個々の自由長 l は

$$l = \lambda_1 \times r_y = 20 \times 2.74 = 55 \text{ cm}$$

にして、綴鈹の純間隔は 55 cm 以下たらしむる必要がある。

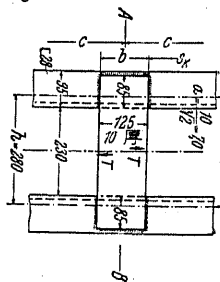
(B) 綴鈹の計算 第 203 圖の如き綴鈹にて兩溝形鋼を連結するものとすれば、柱の挫屈時に働く、柱端の横荷重 Q は

$$Q = \frac{F_1}{14} = \frac{53.3}{14} = 3.81 \text{ t}$$

となり、綴鈹に働く縦剪斷力 T は、綴鈹の中心距離 c を

$$c = l + b = 55 + 12.5 = 67.5 \text{ cm}$$

とすれば



第 203 圖

$$T = \frac{Qc}{h} = \frac{3.81 \times 67.5}{28} = 9.18 \text{ t}$$

となる。従つて片側の綴鈹のうくる剪斷力は $\frac{9.18}{2} = 4.59 \text{ t}$ となる。

次にこの剪斷力に對して綴鈹端に施した第 204 圖の銲接が安全か否かを確める。先づ 10 mm の隅肉銲接の喉斷面 $a = \frac{10}{\sqrt{2}} = 7$ を展開したる平面圖形につき其重心線を求む。

$$\text{圖形面積 } F_2 = 0.7 \times (12.5 + 2 \times 7.5) = 19.3 \text{ cm}^2$$

$$y = \frac{0.7 \times 12.5 \times 20.35 + 15 \times 0.7 \times 16.25}{27.3} = 18.1 \text{ cm}$$

従つて剪斷力のために銲接部に生ずる曲げモーメントは

$$M = \frac{T}{2} y = 4.59 \times 18.1 = 83.1 \text{ t cm}$$

この曲げモーメントに對し、第 204 圖の上下の横銲接に生ずる一對の R が對抗するものと假定すれば

$$R \times 13.2 = M = 83.1 \text{ t cm}$$

$$R = \frac{83.1}{13.2} = 6.3 \text{ t}$$

R によつて横銲接のうくる $z-z$ 軸に平行の剪斷應力は、

$$\sigma_1 = \frac{6,300}{7.5 \times 0.7} = 1,200 \text{ kg/cm}^2$$

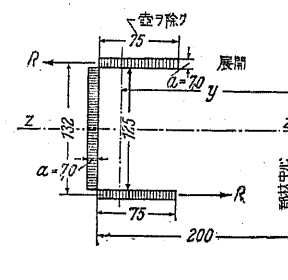
綴鈹に働く縦剪斷力 T は隅肉全體にて均等に支持するものとすれば、 $z-z$ 軸に直角の方向の剪斷應力は

$$\sigma_2 = \frac{4,590}{19.3} = 240 \text{ kg/cm}^2$$

従つて兩剪斷應力の合成強度は

$$\sigma = \sqrt{1,200^2 + 240^2} = 1,225 \text{ kg/cm}^2$$

この場合破壊時に對して $\sigma_s=2,400 \text{ kg/cm}^2$ を許すとすれば充分安全である。



第 204 圖

例題 4 綾綴を有する壓縮材の計算 前例と同様溝形鋼 2- \square 28 箇よりなる集成断面とし、柱長 $l=6\text{ m}$ 、最大荷重 $P=123.3\text{ t}$ をうくるものとする。

部材断面は前例の通りとすれば、例題 3 により $r_x=10.9$ $\lambda_x=55$ である。又第 205 圖により

$$J_y = 2(399 + 53.3 \times 12^2) = 16,148 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_y = \frac{600}{\sqrt{\frac{16,148}{106.6}}} = \frac{600}{12.38} = 48.5$$

となる。

今溝形鋼個々の自由長即ち複綴取付箇所の間隔を第 206 圖の示す如く $l=71\text{ cm}$ とする場合

$$\text{細長比 } \lambda_1 = \frac{l}{r_y} = \frac{71}{2.74} = 26$$

となる、獨逸鐵道鋼橋設計規定にては、柱の Y 軸に對する挫屈の照査には $\lambda_{y1} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2}$ を用ふるが故に、上記の諸値を代入すれば

$$\lambda_{y1} = \sqrt{48.5^2 + 26^2} = 55$$

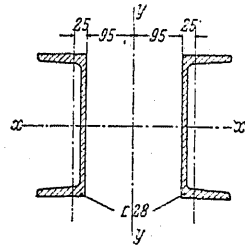
となり、 $\lambda_{y1} = \lambda_x = 55$ にして兩軸に對して、同程度の細長比をもつ、これに對する挫屈係数は $w_{y1} = 1.21$ にして

$$\sigma = \frac{1.21 \times 123,300}{2 \times 53.3} = 1,400 \text{ kg/cm}^2$$

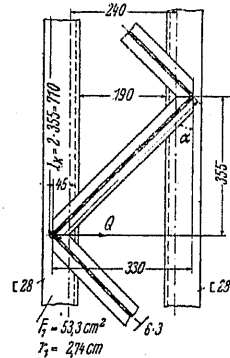
にて、許容應力 $\sigma_s = 1,400 \text{ kg/cm}^2$ と一致する。

綾釘として丁形鋼 6.3 を第 206 圖の位置に取りつけ、其端部は溝形鋼重心線より 45 mm の點にて切斷せらるゝものとする。Krohn 氏によれば挫屈時の柱端横荷重 Q は

$$Q = \frac{F_1}{14} = \frac{53.33}{14} = 3.81 \text{ t}$$



第 205 圖



第 206 圖

従つて 1 綾釘のうくる應力 D は

$$D = \pm \frac{1}{2} \frac{Q}{\sin \alpha}$$

然るに $\tan \alpha = \frac{330}{355}$ 、 $\alpha = 42^\circ 54' 33''$ 、 $\sin \alpha = 0.681$ なるが故に

$$D = \pm \frac{3.81}{2 \times 0.681} = \pm 2.80 \text{ t}$$

綾釘の長さは $l_1 = \frac{33.0}{\sin \alpha} = 48.5 \text{ cm}$ にして、これを綾釘の挫屈長に採れば、丁形鋼、60・30mm に對して

$$\text{斷面積 } F_1 = 4.64 \text{ cm}^2$$

$$x \text{ 軸に對する回轉半徑 } i_x = 0.75 \text{ cm}$$

従つて其細長比 λ_1 並に挫屈係數 w_1 は

$$\lambda_1 = \frac{48.5}{0.75} = 64.7$$

$$w_1 = 1.26 + 4.7 \times 0.013 = 1.31$$

よつて挫屈時應力 σ_1 は

$$\sigma = \frac{1.31 \times 2,800}{4.64} = 800 \text{ kg/cm}^2$$

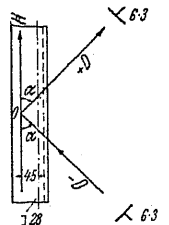
次に綾釘の取付け點が主材溝形鋼の中立軸上にあらずして 45 mm の偏心あるがために生ずる副應力を求めんとす。

2 綾釘の交點を O とすれば、この點にて主材に偏心による曲げモーメントを生ずべき、主材の中立軸に平行なる力 H (第 207 圖参照) は綾釘應力 D の垂直分力である。

$$D = \pm \frac{1}{2} \frac{Q}{\sin \alpha}$$

$$\text{従つて } H = 2 D \cos \alpha = 2 \cdot \frac{Q}{2} \cdot \frac{\cos \alpha}{\sin \alpha} = 3.81 \times \frac{355}{330} = 4.10 \text{ t}$$

主材溝形鋼の反對側の突縁にも同様の H 作用するが故に、兩者にて溝形鋼のうくる偏心曲げモーメントは



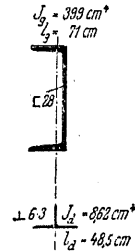
第 207 圖

$$M = 2 \times H \times 4.5 = 36.9 \text{ tcm}$$

この曲げモーメントに對抗して、綾釘取付點に集まる6部材（主材溝形鋼2綾釘4）が協力して働くものと假定し、各々が其断面二次モーメントと長さ l との比に従つてモーメントを分擔するものとするれば、主材溝形鋼に働く曲げモーメント M_g は

$$M_g = M \frac{\frac{J_g}{l_g}}{2 \frac{J_o}{l_o} + 4 \frac{J_a}{l_a}} = M \frac{\frac{399}{71}}{2 \times \frac{399}{71} + 4 \times \frac{8.62}{48.5}}$$

$$= \frac{5.620}{2 \times 5.620 + 4 \times 0.178} M = \frac{5.620}{11.952} M = 17.34 \text{ tcm.}$$



第 208 圖

綾釘のうくる曲げモーメント M_a は

$$M_a = M \times \frac{0.178}{11.952} = 0.0149 M = 0.55 \text{ tcm}$$

従つて溝形鋼に起る副應力 σ_g は其断面係數 57.2 cm^3 とせば

$$\sigma_g = \frac{17,340}{57.2} = 303 \text{ kg/cm}^2$$

綾釘に生ずる副應力 σ_a は其断面係數 2.87 cm^3 とせば

$$\sigma_a = \frac{550}{2.87} = 192 \text{ kg/cm}^2$$

溝形鋼の總應力 σ は

$$\sigma = 1,400 + 303 = 1,703 \text{ kg/cm}^2$$

（この副應力 303 kg/cm^2 は挫折時に生ずるのみである）

綾釘の總應力 σ は

$$\sigma = 800 + 192 = 992 \text{ kg/cm}^2$$

切斷時に $3,700 \text{ kg/cm}^2$ の應力を許すとせば僅少な値である。

次に綾釘取付の鋸接には 5.5 mm 隅肉鋸接を用ふるとすれば

$$\text{喉 断 面 } a = \frac{5.5}{\sqrt{2}} = 3.9 \text{ mm}$$

鋸 接 長 $l = 40 \text{ mm}$

全喉斷面積 $F_s = 2 \times 4.0 \times 0.39 = 3.12 \text{ cm}^2$

綾釘應力 $D = 2,800 \text{ kg}$

單位應力 $\sigma_1 = \frac{2,800}{3.12} = 900 \text{ kg/cm}^2$

綾釘に働く曲げモーメント $M_a = 550 \text{ kgcm}$ に対しては第 209 圖指示の偶力

$R R$ が對抗する、即ち

$$R \times 6.39 = 550$$

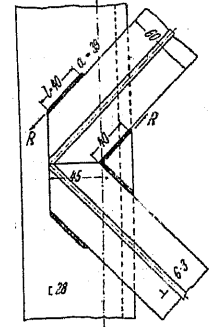
$$R = 86 \text{ kg}$$

従つて單位應力 σ_2 は

$$\sigma_2 = \frac{86}{4 \times 0.39} = 55 \text{ kg/cm}^2$$

全應力 $\sigma = 900 + 55 = 955 \text{ kg/cm}^2$

にして許容應力 $\sigma_s = 2,400 \text{ kg/cm}^2$ に比して充分なる強度を示してをる。



第 209 圖

尙本計算に示した副應力の計算は省略するも大過ない。

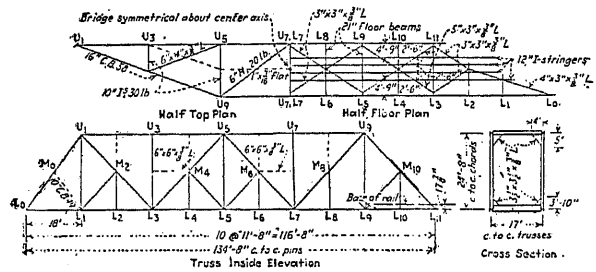
35. 鋸接トラス橋の實例

Chicopee Falls 鐵道橋 トラス橋の實例としては先づ此種の橋の中で最初のものであり、且つ今日尙た一つの鐵道橋である、北米合衆國 Chicopee Falls, Mass. の單線鐵道橋を擧げねばならぬ。

本橋は Boston and Maine 鐵道の Westinghouse 電氣工場への引込線が、幅員約 50 呎の運河を横切る箇所に架設せられたもので、約 72° の傾きを有する斜橋である、各主構の支間 $134' \sim 8''$ 、橋の總長 175 呎、橋幅 17 呎、主構高 $24' \sim 8''$ の平弦ワーレン・トラスにてサブ・パネルを有してをる。第 210 圖は其部材配置圖である。

本橋は元來列車荷重 Cooper's E-60 に對し、鋸結橋として設計せられたもの

であつて、この場合の所要鋼材量は 140 t に及んでをり、同一工法にて Cooper's



第 210 圖 Chicopee Falls 銲接トラス橋部材配置圖

E-50 を用ふる時鋼材量約 120 t となる。これに對し實施せられた銲接トラス橋は荷重に Cooper's E-50 を採り、總鋼材量は僅かに 80 t、

銲結トラスに對し約 $\frac{1}{3}$ の鋼材を節約してをる。この主なる原因は連結用鋼材の減少であつて、兩主構とも僅かに 7 箇所に繫釵を使用したのみであり、其繫釵も銲結トラスの場合に比し大き約 $\frac{1}{5}$ ですんでをる。其他の鋼材節約は引張材に於て銲孔無きための利益と、縦桁、横桁等の接合部に於ける鋼材節約とであつて、其量は兩者相半ばしてをる。實施工費の節約は鋼材量の節約と同比率にはゆかず銲結の場合 19,000 弗に對し銲接の場合 15,000 弗にして約 20% の節約なりと報ぜられてをる。

銲接主構の部材はすべて高さ 10 吋とし、上下弦材、斜材孰れも H 形鋼、垂直材には I 形鋼が用ひられてをる。床桁は高 21 吋の廣幅 I 形鋼に蓋釵を附し、縦桁は 12 吋 I 形鋼、上部水平構 6 吋×6 吋 山形鋼、下部水平構 3 吋×3 吋 山形鋼が使用されてをる。

次に各部材の接合法を見るに、下弦材と繫釵との連結は第 178 圖に示せるが如く、主として断面 $\frac{1}{2}$ 吋角の切込銲接によつてをる。又下弦材間の接合は銲結と同様、格點の外側にて行ひ、小部材の断面と同大の衝合銲接と外側に當てた添接釵とによつてをる。衝合接合のみにては、之に對して許容強度を 13,000 #/吋² に採りたるがため、母材の許容強度 16,000 #/吋² に對し、約 $\frac{3}{16}$ の断面不足となり、これを補はんがために $2-3 \times \frac{1}{2}$ 吋の添接釵を當て、これを $\frac{3}{8}$ 吋の側面隅肉銲接にて接合したものである。第 178 圖はこの詳細を示してをる。尙この添接釵は一面に於

て組立釵として役立つてをる。

斜材と繫釵との取付けは H 形鋼尖端竝に側面の隅肉銲接と 2 列の切込銲接とにより、垂直材と繫釵との連結は I 形鋼の尖端の突縁を切り取り下弦材内に嵌ませしめ、隅肉銲接を施してをる。

これ等斜材、垂直材等は現場組立に便なる様、孰れも 2 箇づゝの組立ボルト孔を兩端に有してをる。

床桁と垂直材との取付けは此種橋梁の細部構造上最も重要なる部分であるが、本橋の工法を見るに、先づ端剪斷力に抵抗せしむるために腹釵端に單斜接ぎを用ひ、ほかに組立に備へて一側に山形鋼を取付けてをる(第 178 圖参照)、又端部に働く負曲げモーメントに對しては垂直材との間に山形鋼による持ち送りを配してをる(第 212 圖参照)。

て組立釵として役立つてをる。

斜材と繫釵との取付けは H 形鋼尖端竝に側面の隅肉銲接と 2 列の切込銲接とにより、垂直材と繫釵との連結は I 形鋼の尖端の突縁を切り取り下弦材内に嵌ませしめ、隅肉銲接を施してをる。

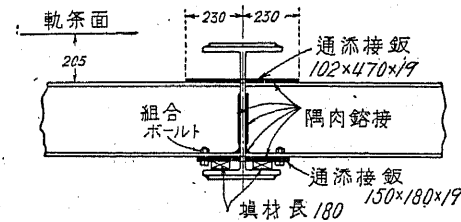
これ等斜材、垂直材等は現場組立に便なる様、孰れも 2 箇づゝの組立ボルト孔を兩端に有してをる。

床桁と垂直材との取付けは此種橋梁の細部構造上最も重要なる部分であるが、本橋の工法を見るに、先づ端剪斷力に抵抗せしむるために腹釵端に單斜接ぎを用ひ、ほかに組立に備へて一側に山形鋼を取付けてをる(第 178 圖参照)、又端部に働く負曲げモーメントに對しては垂直材との間に山形鋼による持ち送りを配してをる(第 212 圖参照)。

上弦材の接合は端面仕上げの上、應力の 81% を衝合銲接にて傳へ、繫釵は應力の 19% の傳達と弦材位置の保持と、腹材の取付けとに役立つてをる。

縦桁の取り付けは第 211 圖に示すが如く、端剪斷力は其腹釵端兩側の隅肉銲接により、端曲げモーメントに對しては、床桁腹釵を貫通した平釵を上突縁に隅肉銲接にて取りつけ、下突縁に配した平釵は床桁腹釵に衝合銲接してをる、尙下突縁の下には填材を用ひこれと平釵とは組立の際の縦桁受けとして使用されてをる。

本橋銲接作業に於て特記すべき問題は、下弦材の一接合點の衝合銲接が開通後 1 週間目に龜裂を生じたことである。龜裂箇所は H 断面の腹釵の衝合銲接であつて、其原因は銲接作業を先づ兩側突縁部よりはじめ、突縁完成後最後に腹釵を接合したことによるものである、この部分の冷却による收縮應力が接合部の實強度を低下せしめたものと認められる。龜裂部は再銲接によつて元應力のない完全



第 211 圖 縦桁の取付

により、端曲げモーメントに對しては、床桁腹釵を貫通した平釵を上突縁に隅肉銲接にて取りつけ、下突縁に配した平釵は床桁腹釵に衝合銲接してをる、尙下突縁の下には填材を用ひこれと平釵とは組立の際の縦桁受けとして使用されてをる。

本橋銲接作業に於て特記すべき問題は、下弦材の一接合點の衝合銲接が開通後 1 週間目に龜裂を生じたことである。龜裂箇所は H 断面の腹釵の衝合銲接であつて、其原因は銲接作業を先づ兩側突縁部よりはじめ、突縁完成後最後に腹釵を接合したことによるものである、この部分の冷却による收縮應力が接合部の實強度を低下せしめたものと認められる。龜裂部は再銲接によつて元應力のない完全

なものと改められた。

銲接作業開始前のトラスの組立に便利なるがために、其重量が労働者2人にて容易に扱ひ得る以上の重量を有するものには、すべて組立ボルト孔を設けてをる。

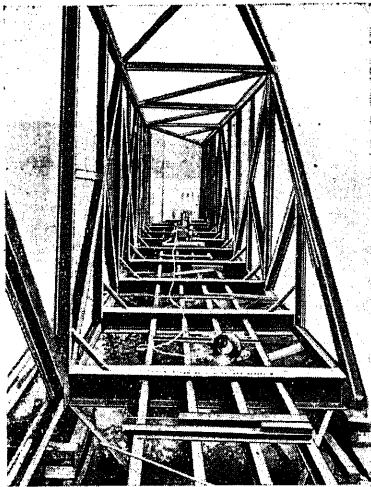
作業は現場、工場孰れも僅かに2名の銲接工を使用したのみで、銲接機は直流200 Aのもの、電極棒は径 $\frac{5}{32}$ 及 $\frac{3}{16}$ 吋のものを用ひてをる。全橋に施工された銲接の総量は下表の如くである。

	工場銲接	現場銲接	計
$\frac{3}{8}$ 吋 隅 肉 銲 接	308 呎	562 呎	870 呎
衝 合 及 切 込 銲 接	88 吋 ³	450 吋 ³	538 吋 ³
合 計	388 吋 ³	921 吋 ³	1,269 吋 ³

これが実施に要した勞力は延約 50 人である。

第 212 圖は本橋の全景を示す。

Lowicz 道路橋 本橋は歐洲に於ける最初の電弧銲接橋として Poland, Lwow



第 212 圖 Chicopee Falls 橋

工科大学教授 Stefan Bryla 氏によつて設計せられた同國 Lowicz 附近の Sludwia 河橋である。本橋は Warsaw-Berlin 間の主要國道上に位し、全幅員約 10m、徑間 26m の曲弦ワーレン型ポニー・トラスで、車道 5.40m、主構兩側に 2.46m の歩道を有してをる。上弦は拋物線形をなし、主構の中央高 43m と支間 27m との比は約 $\frac{1}{6.82}$ となつてをる。

本橋の設計に用ひた荷重はポーランド政府が 1925 年に規定した仕様書に據

つてをる。即ち車道はこれを 2.5 m の車線に分割し、各車線毎に長 6.0 m の 20 t

輾壓機 1 臺と、これの前後に接続して 1 m² につき 500 kg の等布荷重を載せてをる。車道の幅が 1 車線以上となると、荷重は幅員に應じて次々に示される係數を 1 車線荷重に乗じたものを採つてをる。

$$L = 0.4b \dots\dots \text{幅員 } b \leq 5.0\text{m}$$

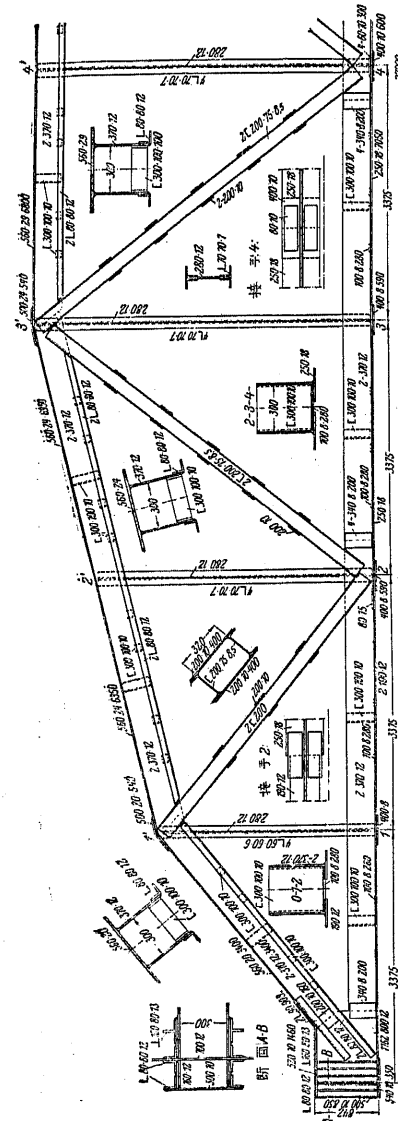
$$= 1 + 0.2b \dots\dots \text{ } b > 5.0$$

使用された鋼材は、本邦標準規格第 20 號の定むる構造用輾壓鋼に比して稍強度低く、1 cm² につき 3,700~4,200 kg のものである。

トラスの部材断面は第 213 圖の示すが如く上弦材には函形、下弦材には複丁形、兩部材とも腹板には 370・12mm 平板を用ひ、これの間隔を 300 mm に一定してをる。

縦桁には I 形桁を用ひ、梯形の持ち送り板にて床材に銲接し、縦桁の取付けと同時に床桁の補剛材に當てゝをる。この構造によれば縦桁は彈性支點上にある連續桁として計算することが出来る。支點が彈性であることは、連續桁としての利益を著しく減殺することになるが横桁と同時に働くがために、横桁材料を約 12 % 節約することが出来た。

床桁と垂直材との取付けは、直接接合を避け、垂直材下端の腹板に梯形の



第 213 圖 Poland, Lowicz 附近 Sludwia 河道路橋 (其一)

床桁は高 0.80 m の I 形断面集成桁、縦桁は I 形鋼 I 40 を用ひてをる、橋床は鉄筋コンクリート版にて、中央部 6.5 m の車道は、小鋪石敷となつてをる。部材の断面決定には、出來得る限り各部への接近を容易ならしめたること、上向銲接を避けたること、厚板を自由に使用したること、全體として連続銲接のみを使用したこと等が特長である。

縦桁断面決定に當つてはこれを單純桁として取り扱ひ、連続性を認めてをらないが、併し支點に於ける負曲げモーメントに對しては通し板、持送りが取り付けである。横桁の突縁は 1 枚板が用ひられ曲げモーメントに應じて、中央部 303 mm、兩側 330・20 mm と厚さを變へてをる、突縁の接合は、X 接手と片側添接板との混用である。

第 215 圖に示した上格點 III について見るに、中央上弦材は最大應力 363 t にして、蓋板 600・40mm、兩腹板 450・25mm、兩突縁板 160・12mm の Γ 形断面を有し、兩端上弦材にては蓋板 600 25 mm 腹板 350・25 mm となつてをる。斜材並に垂直材としては、突縁に溝形鋼又は平板を用ひた集成断面が利用されてをる。壓縮應力のみをうける上弦材の接合は、全然衝合銲接のみにより、現場上向銲接を生ぜざる様 40 mm の板厚に對しても V 接手を用ひてをる。この格點にては腹材の取付けのためには繫板を特に設けず、上弦材の腹板へ直接隅肉銲接にて取り付け、腹材の腹板は弦材の断面内側へ深く挿し込んで、補剛に役立つてをる。本橋にて腹材取付けのために繫板を設けたのは 0, 1, 2 の下格點のみである。

第 215 圖中の下格點 2 について見るに、下弦材は 2 蓋板と 2 腹板とよりなる Γ 形断面を有し、其腹板は繫板と同一面にありて、接合には衝合銲接と、部材断面の $\frac{1}{2}$ に相當する添接板とが用ひられてをる、衝合接手を通ずる断面の全體に銲接許容強度以上の應力を發生せしめないためである。

各部材断面の集成には隔板と綴板とが比較的簡單に取つけられてをる。

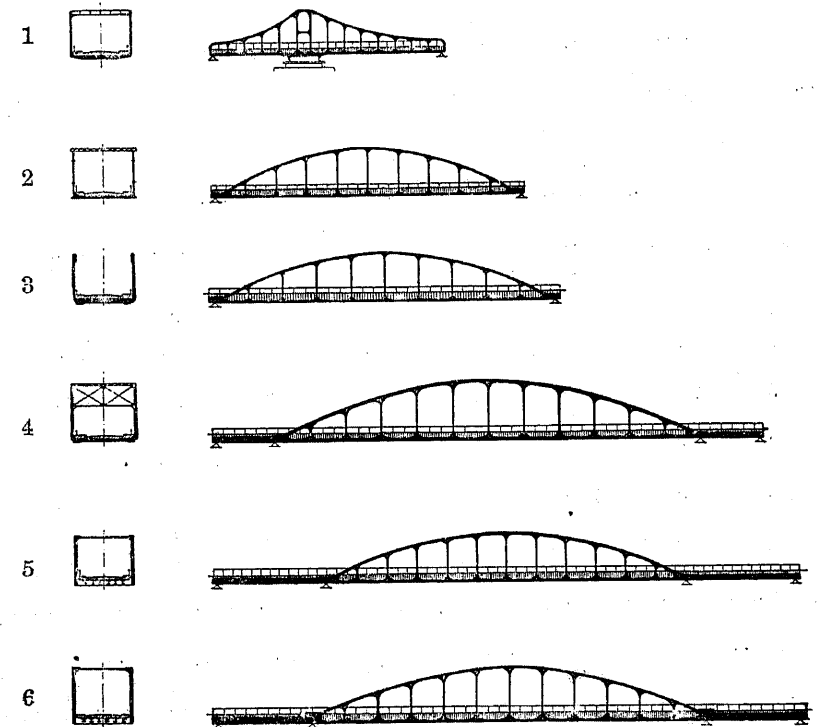
水平構としては 2 山形鋼が Γ 又は Γ 形に使用され、上部水平構の支材は I 断面で、上部突縁に溝形鋼を用ひてをる。

第四節 銲 接 ラ ー メ ン

36. 白耳義に於けるフィーレンデル型銲接橋

白耳義の工業地域リエージュ地方と、商業中心アンブエルス方面とをつなぐ、新アルペール運河の完成と共に、この運河を横切つて架設された橋梁の数は少くない。而してこれ等多数の橋梁の大部、約 24 橋がフィーレンデル型のラーメン構橋であつて、全部銲接工法を採用してをることは、銲接橋梁界の劃時代的事柄と云はねばならぬ。

主徑間長 68 m の Laraye 橋から 34.24 m の Dudzeele 橋まで 24 橋が 1932



第 216 圖 白耳義 Albert 運河の銲接橋

年から 1934 年の間に架設せられ、これ等諸橋が斜材のない優美な拋物線形の偉容を新運河上に競つてをることは、白耳義に於ける銲接技術の優秀さと、一般構造技術界の銲接に對する理解の深さとを痛感せしむるもので、羨望に堪えない次第である。

抑も其持続性に多大の疑問が残されてをり、設計應力以外の副應力の影響を重大視せねばならぬ銲接工法を採用するに當つて、これ等副應力等の懸念なき、ラーメン構を採つたことは甚だ理論的な行き方であつて、あながち同國にフイーレンデル氏が居られることがこの型式を採用するに至つた主な原因とのみ考へるにはあたるまい。むしろ將來銲接トラス橋の進むべき方向を暗示するものではないかと考へる。

こゝに甚だ遺憾とするところは、これ等新型式諸橋の細部構造を示す文献の得難く、こゝに讀者の満足を買ひうる程度の資料を示し得ないことである。

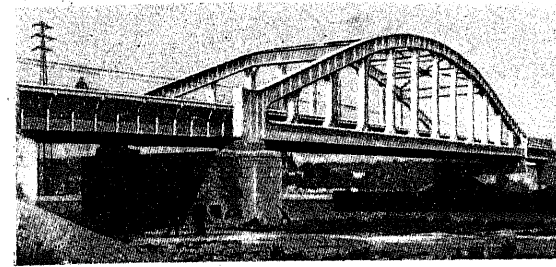
第 216 圖はこれ等諸橋中の主なるものゝ型式を示したもので、下表は其徑間、幅員、鋼重等である。

第二十表 Albert 運河主要銲接橋一覽表

番號	架設年	架設地	全橋長 (m)	主徑間長 (m)	幅員 (m)	鋼重 (t)
1	1932	Gent (Muide)	35.00	—	9.40	—
2	"	Lanaye	88.00	68.00	9.50	315
3	1933	Harentha's A	48.75	48.75	9.50	175
4	"	{ Lank'ner Lana Ken	54.50 "	54.50 "	9.60 "	185 "
5	"	Herenthals C	92.50	57.50	9.50	290
6	"	{ Schooten Nr. 39 Schooten Nr. 40	93.00 "	63.00 "	9.60 "	350 "

これ等諸橋中最大徑間長を有する Lanaye 橋は、第 4 圖の如く主構は、12 格間の拋物線型フイーレンデル框構 2 個よりなり、主構は更に兩側徑間各 10m の鉸桁橋として延びてをる。主構の高さ 9.273 m、兩主構の間隔 9.5 m この間に車道有効幅員 6.0 m 及兩側歩道各 1.5 m の橋床が設けられてをる。橋床は縦桁

上にのせられた鉄筋コンクリート版よりなり、上に厚 4 cm のアスファルト、ブロック舗装を有する。



第 217 圖 Alber 運河 Schooten Nr. 40 橋

本橋は工場にて各部材を出來得る限り大きく銲接組合をなし、現場接合はすべて鉸結を採用したものである、本橋の架設方法が完全なる足場を用

ひず、中間 2 箇所に支柱を使用せるのみにして、半ば吊下げ式の組立方法を用ひたるため足場の不十分が現場銲接作業に不結果を來たすことを恐れたものと考へられる、其他の諸橋にして足場の不安なきものにては現場銲接を用ひてをる。



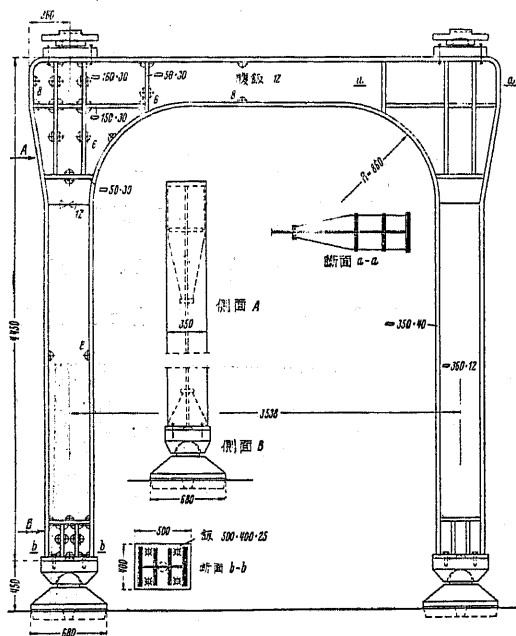
第 217 圖及第 218 圖は Lanaye 橋について徑間長の大なる Schooten 橋の全景と工場にての組立狀況を示したものである。

第 218 圖 工場銲接中の Schooten Nr. 40 橋

37. 門型ラーメン

鉸結にては材片の曲り其他の關係より、比較的細部構造の困難なる門型ラーメンに、銲接が便利に應用出來るであらうと云ふことは、何人も着眼するところであつて、最近此種の銲接構造物の計畫されるものが多い、この理由は一面から見るとラーメン其者がトラスに於けるが如く、副應力其他計算應力外の、構造物の持続性を支配するものを懸念する必要のないために、銲接構造物としてすぐれた

適應性を持つと云ふ點にも原因する。

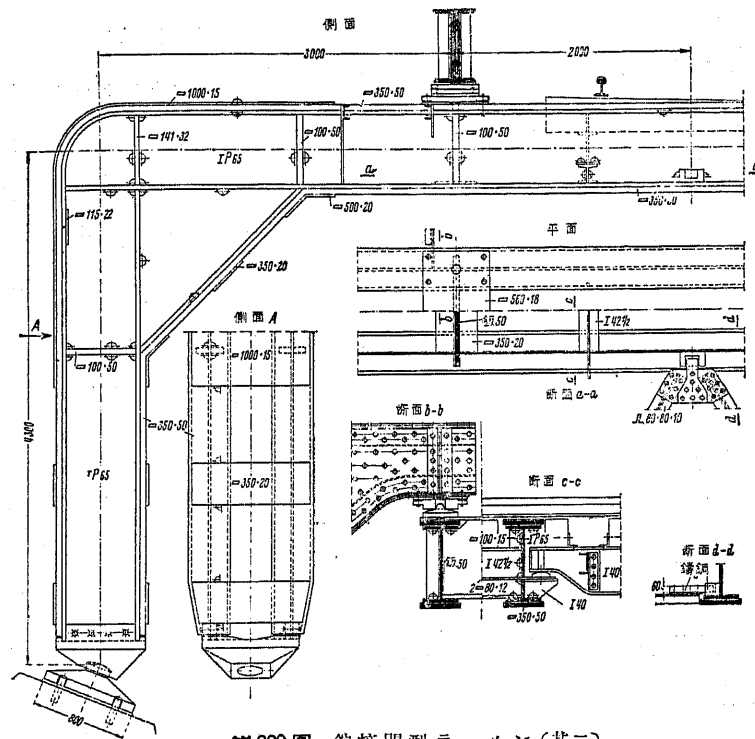


第219圖 銲接門型ラーメン (其一)

隅角及、脚部には互に直角の方向の補剛材が使用されてをる、厚は大體 30 mm で隅角から隔るにつれて其幅を減じ、断面の急變化をさけてをる。

第 220 圖のものは獨逸 Vohwinkel 驛の、複線と單線鐵道との立體交叉點に於ける門型ラーメンを示したもので、約 20° の急角度で交る複線鐵道を跨いで、支間約 20 m の兩側銲桁橋を支持してをるものである。ラーメンの支間 10 m 複腹銲を有する相當重厚な構造を有してをる、兩側銲桁は平面圖に示す如く兩腹銲上にて夫々支承金物にて支持せられた固定端を有してをる。銲桁はラーメン上にては端橫桁を持たず、端縱桁は圖示の如き特殊の構造にて、ラーメン腹銲に支へられてをる、支持用の持送りは I 40 より切り取りたるものにて、其端モーメントに抵抗するために通銲がラーメン腹銲を貫いてをる、又縱桁間の水平構の端はラーメン腹銲に可動的に取りつけられてをる。銲桁支持點のラーメン兩腹銲は

第 219 圖及第 220 圖は銲桁橋の橋脚用の門型ラーメンを示したもので、第219圖のものは支承金物として鑄鋼が用ひられ、これの脊金物は柱の端部に銲接された床銲とボルト締されてをる。銲桁の支持金物も鑄鋼で、ラーメンの突縁に直接ボルト締されてをる。ラーメンの兩側突縁は1枚の通銲が使用され接手はない、腹銲は柱脚上部で X 接ぎされてをる。ラーメン

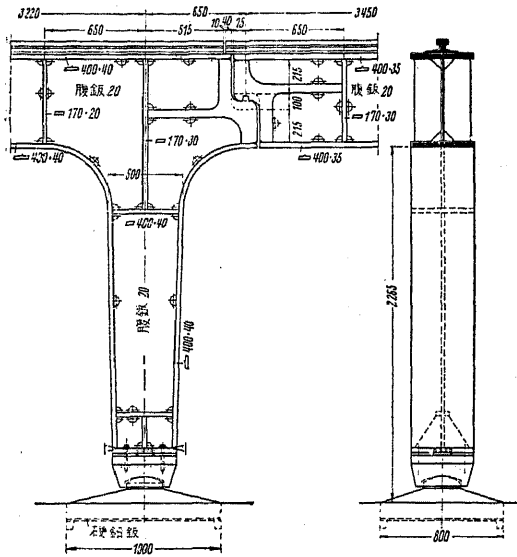


第220圖 銲接門型ラーメン (其二)

厚 50 mm の補剛銲と隔銲とにて補剛されてをる。ラーメン主材は IP 65・2 組であつて、これに夫々繼目なしの 350・50mm の突縁銲が連続銲接にて取り付けられ、隅角にては更に外側に 1,000・15mm 銲が銲接されて兩材片を連結してをる、隅角以外の部分は 20 mm 厚の綴銲を用ひてをる。

第 221 圖に示すものは Hannover 市に設けられた高架鐵道橋の橋脚ラーメンで、大體の構造は第 219 圖のものと大同小異である。特長としては中部徑間に吊桁を有することゝ、吊桁の支持鉸に鑄鋼を用ひてをることである、鑄鋼鉸は其厚さの中央に、ラーメンの腹銲を挿し込むだけの間隙を有し、腹銲と鉸とは連続隅肉にて接合されてをる。但し鉸は支承點附近にては間隙を有せず一體となつてゐる。

第 222 圖はこれが全景を示したものである。



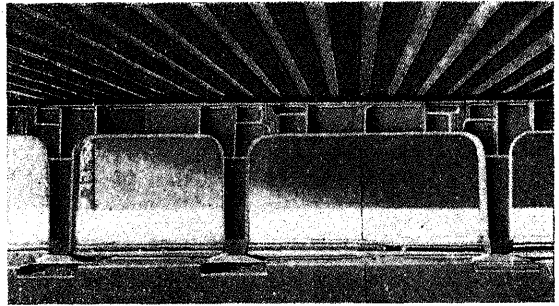
第221圖 銲接門型ラーメン (其三)

第223圖に示したものは停車場プラットフォームの上屋の一例で、柱としては溝形鋼IP 18を用ひ、脚部の固定には第191圖に示せるが如く、三角形の肋鉄と八角形の底鉄とを用ひてをる。屋根の腹鉄の補剛は平鉄80・10mmを用ひ、接手は衝合銲接の外側へ補剛材と添接鉄とを兼ねた丁形鋼8 8mmが使用されてをる。

第224圖は某埠頭倉庫に用ひられた銲接ラーメンを示したもので、大連啓正式

特許品製作所鈴木啓正氏

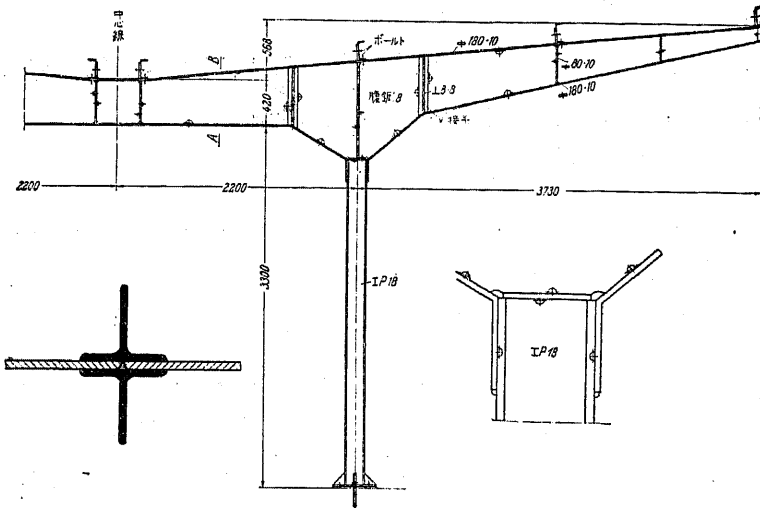
によつて施工せられたものである。部材はI型断面を有し曲げモーメントの大小に應じて、腹鉄の高さ、突縁の幅及厚を變化してをる、3箇所に設けられた現場接手は腹鉄



第222圖 Hannover の高架橋門型ラーメン

に對しては横鉄接手を用ひ、突縁に對しては片側添接鉄接手を使用してをる、部材の補剛材は10mm平鉄を用ひ、一部に副補剛材が入れてある、柱脚部の補剛には4枚の三角形の肋鉄と、2枚の添鉄が使用された。使用隅肉銲接は大體連續銲接で喉厚5mmである。

本工事は全部直流銲接機を使用し、突縁鉄は銲接前に外側へ反りを與へて歪み



第223圖 銲接上屋

を防いでをり、厚の異なる2枚の鉄の接手では厚い鉄を削成して、厚さの急變化を防いでをる。

第五節 銲接による鋼橋の補強

38. 鋼橋の補強と銲接

最近補強修繕工事の報告せらるゝ鋼橋は、殆んど1900年前後の架設にかゝるもので、架設後3,40年を経過せるものが多い。之等の實例に徴して鋼橋の生命を3,40年と推斷することが出來ないでもないが、之等の橋は鍊鐵橋か又は初期の鋼鐵橋であつて、其鐵材が今日の材料と幾分異つて居るものと考へねばならぬから、この年數を以つて最近架設の鋼橋の生命と認めることは困難かも知れぬが、先づ半世紀に達しない年月で、架換の時機に達するものと考へねばならぬ。

鋼橋が架換又は補強修繕を要するに至る原因を、次の4つの原因に歸する事が出来る。

1. 鐵材の腐蝕。
2. 荷重の増加並に交通量の増加に伴ふ部材強度の不足と、橋幅の不足。
3. 材料の缺陷其他の原因による鋼橋部材に生ずる龜裂。
4. 各種の原因による部材の弛緩。

斯の如き状態に到達せる橋梁が新しく架換へらるゝ場合は別として、補強工事によつて之が性能を増加し、更に何年かの生命を保たしめんとする時、其工法として考へらるゝものに銲工法と銲接工法とがある。

然るに銲工法によれば在來銲を切斷するの必要を生じ、爲に交通の遮斷又は列車運轉停止を要する事多く、施工上多大の困難を免れない。之に反し銲接工法による時は、銲の切取りは不要にして在來部材の一時的減力等のことなく、且つ交通停止の必要も全くなく、價格に於ても銲工法に比して低廉なる實例が多い、今日鋼橋の補強が銲接工法によるもの多きに至れる理由が此處に存するのである。

たゞこゝに問題たるべきは、補強後新たに施工したる銲接と在來の銲とが如何なる程度に協力するかにある。此點に關してはすでに、Bühler 氏 (Stahlbau 1930 Heft 20), Kayser 氏 (Stahlbau 1930 Heft 13), Bierett 氏 (Stahlbau 6 Feb. 1931), Gaber 氏 (Bauingenieur 20 Mai 1932) 等の實驗あるも未だ一般的の結論に達したとは云へぬ (§ 39 参照)、只銲接が銲結に比して遙かに剛である事は何人も見逃し得ない點で、兩者混用の接手の破壊は先づ銲接部の切斷によつて起り、この時の銲は未だ其全力を發揮してをらぬものと認めねばならぬ。又補強はすでに死荷重應力をうけてをる銲結構造物に施工せらるゝこと多く、この場合は補強銲接は全然死荷重應力は分擔せず、動荷重應力を銲と協同で分擔するものと見ねばならぬ、安全をとつた仕様書では動荷重應力全部又は $\frac{2}{3}$ 以上を補強部に分擔せしめてをるものもある。

補強工事の銲接はすべて現場銲接をすることを免れぬ。従つて其の細部の設計に當りては特に作業の難易を考慮し、尙且つ交通による支障等の問題を充分に攻究する必要がある。

39. 混用接手に於ける應力の分擔

銲接にて補強された銲結接手の静荷重による破壊強度は、銲接と銲結と各々の強度の和とはならず、これの 80~90% 程度の強度を示すに過ぎない。この原因は兩者の靱性の著しい相違によるものであつて、破壊時に於て銲は未だ其最大強度を發揮するに至らない。而してこの混用接手の破壊強度は銲結と銲接との強度の比、銲接の配置等によつて相當の變化を示し一律には論じ難いが、内藤多伸博士の實驗によると大體兩者の強度がほぼ同一のときに好結果を示し、又銲接が接合點に近く施工せられた場合の方が幾分大なる強度を示す傾向がある、又同氏の實驗に於ける破壊強度は、銲接並に銲結の強度から兩者の和として豫想せらるゝ値の 75~95% を示してをる。又 Kayser 氏は其實験の結果に基いて、混用接手の強度 P_K と、銲結の強度 P_N 、銲接の強度 P_S との間に $P_K = P_S + \mu P_N$ の關係ありと發表してをる、 μ の値は同氏の實驗では約 0.78 である、この結果から混用接手の設計に當つては銲接の許容強度は其全強を採り、銲結の許容強度は其 $\frac{2}{3}$ を採ることをすゝめてをる。

これ等の實驗は多く無負荷状態の銲結へ銲接を添加したのであつて、實際問題に於ては死荷重應力をうけたる銲結を補強する場合が多い、この場合の銲結と銲接との協力の効果は幾分高まることとなる。

以上混用接手について説いたところは、静荷重應力に對する強度の問題であつて、動荷重に對する強度、即ちこれが疲限度の問題となると上記とは全然違つた傾向を示してをる。元來銲接接手として構造上又施工上最も便利なものは側面隅肉で、其静荷重に對する強度が相當信頼しうるものなることは一般に認められてをるが、これが反覆應力に對する抵抗性が甚だ低く、動荷重をうくる構造物の接手としては信頼すべからざるものなることが、Graf 氏 其他の實驗結果より明かにされた、而して其原因が母材又は銲着鋼の性質にもよることは明かであるが、それよりもむしろ、應力傳達に當つての應力線の偏り、或は集中にあることは

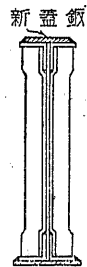
§ 29 に於て説いた如くである。そこで今この側面隅肉銲接が銲結と混用された場合を考へるとすると、こゝに應力傳達の狀況が、隅肉銲接單獨の場合とは大なる變化を生じ、應力線の亂れが或程度まで緩和せらるゝことが Kayser 氏其他の實驗によつて明かにされてをる。この意味に於て、銲結と銲接との混用が、銲結構造物の補強問題以外に於ても論究せらるゝ價值があることゝなる。

然らば銲結、銲接、及び兩者の混用の持続性の優劣如何と云ふことになるが、側面隅肉銲接の關する範圍に於ては銲接が最も劣つてをることは明かであり、銲結と混用接手との優劣に至つては、後者に於ける銲結と銲接との比例並に其配置等により著しい相違を示し今日未だ確定的結論が見出されてをらぬ、Kommerell 氏等の實驗で見ると、補強用の銲接が應力の幾分かが銲にて添接銲よりすでに部材へ傳達せられたる後に施工された方が、持続性を一層大ならしむる様である、この點は内藤博士によつて求められた静荷重に對する強度を大ならしむるための銲接の位置とは反對である。

40. 銲桁橋の補強

補強せらるべき銲桁が蓋銲を有せず突縁背面に銲頭なき場合は、補強は極めて容易で第 225 圖の如く上下突縁背面へ新蓋銲を銲着すれば足りる。

この場合下側蓋銲の幅員は突縁の幅員以上とし現場上向銲接を避くべきである。此種の補強例中、特異なものに Newyork 市 Brook 街の跨線橋がある、同橋はコンクリート道床を有し縦桁は道床中に全く埋め込まれたものであるが、蓋銲を有するこの縦桁の下突縁は露出せるため、下を通過する列車の煤煙に侵され全く腐蝕するに至つたものである、この下突縁の補強に

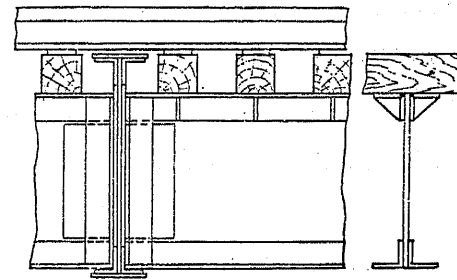


第 225 圖 新蓋銲

この新蓋銲銲着に際して新蓋銲に死荷重應力を分擔せしむる必要あるため、特

別なる工夫を施して居る、即ち新蓋銲（斷面約 300・20 mm）の一端約 750mm に兩側連續隅肉銲接を施したる後、蓋銲をトーチにて温め豫め算定せる長さだけ伸長せしめたる後、他端約 750 mm に同様連續隅肉銲接を行ひ、然る後中間に連續隅肉銲接を施して居る、蓋銲は冷却と共に收縮し静荷重應力の幾分を負擔する事となる。蓋銲を加熱伸長せしむる量 ΔL は之に分擔せしむる平均應力強度を S とし蓋銲長を L とすれば $\Delta L = \frac{SL}{E}$ にて與へられる。

銲桁に於て材質不良のために龜裂を生じ易き箇所は、横桁縦桁等の取附、山形鋼又は直接荷重を受くる無蓋銲の鐵道橋縦桁の突縁山形鋼等にて、其角稜に沿



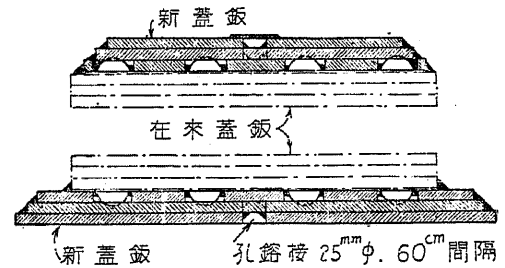
第 226 圖 縦桁突縁山形鋼補強の一例

つて起る事が多い。第 226 圖は縦桁突縁山形鋼龜裂補強の一例で、龜裂部を研り去りたる上、其部分を銲鋼にて埋めほかに三角形持送り銲接したものである。

銲桁が蓋銲を有し上下面に銲頭の突出せる場合の補強法として

は、數種の工法が案出されて居る。第 1 の工法は蓋銲の銲頭に對應した點に之に應じた大きさの孔を有する補強蓋銲を銲着するもので、銲頭孔には銲鋼を埋め銲の縁部には隅肉銲接を施し、必要に應じては更に外側蓋銲を取付ける法である。此の工法を用ひたる著名の例は英國 York 州 Hull-Beveley 間の L. N. E. R. 線の複線橋の補強工事である。

第 227 圖は該銲桁中央部の上下突縁斷面を示したもので、銲頭孔を有する新蓋銲の外側に更に 2 枚の補強蓋銲が取り付けられ、之等の中央には更に溝銲接



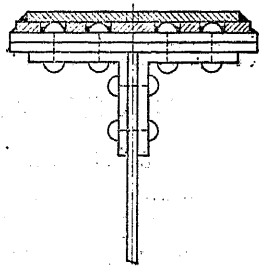
第 227 圖 蓋銲を有する銲桁突縁の補強法(其一)

が施されて居る、又下側蓋銲は

外側ほど幅廣のものを用ひ向上銲接を避けて居る。

此工法の一大缺點は既存の銲頭位置に正確に銲頭孔を鑽孔する事の困難にある。銲打ちの不正確から其の位置が不規則なる時は、銲頭孔を現場合せとするの外なき場合もあり得る、又銲頭孔の鑽孔並に填充に多額の費用を要する。

第2の補強法は銲頭高に對應した厚さの平銲數枚を銲列間に銲着し、其上に新



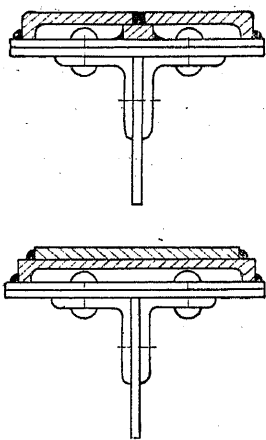
第223圖 同上(其二)

蓋銲を銲着せんとするもので第228圖は其一例を示したものである。

この工法は平銲取附の爲に多量の銲接を要し、これがための銲接總長が補強蓋銲の取附に強度上要求せらるゝ長さに比し、遙かに大となるの缺點がある。第229圖及び230圖は此の缺點を出來得る限り

輕減せんと考案されたもので本邦鐵道橋の補強に多數使用されてをる工法である。

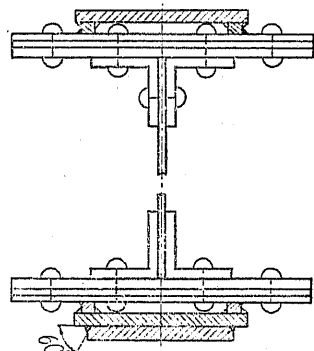
第229圖のものは銲間に1枚又は2枚の平銲を置き、之を斷續隔肉銲接にて銲着し、之を跨ぎて溝形鋼の兩脚端を切斷せるものを連續銲接にて銲着し、之と平



第229圖 同上(其三)

銲とは長溝銲接にて接合されて居る。

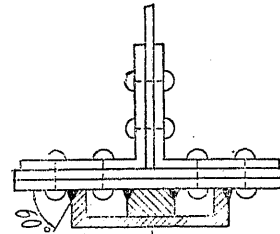
これに用ひられた銲接は斷續銲接2列、連



第230圖 同上(其四)

續銲接2列、長溝銲接1列にして、多數の平銲を使用する場合に比して銲接長が

はるかに少い。第230圖に示したものは銲列間の平銲を省略し、補強平銲の兩側に小平銲を工場銲接したもので、前例の溝形鋼に代へて居る。補強平銲の幅 b と厚 t とは壓縮材としてバックリングの生ぜざる範圍でなくてはならぬ、普通 $b <$



第231圖 同上(其五)

$24t$ であれば充分であるが、 $b > 20t$ と規定してをるところもある。第229圖及び第230圖のものは下側突縁の補強に向上銲接を行はねばならぬ、この向上銲接の施工を容易ならしめ且つ其の強度を確實ならしむるためには、第230圖及び第231圖の如き 60° の開先きをつける事が極めて有效である。

今この種の補強方法に於ける、補強突縁の經濟的斷面積の決定法に關する、中原壽一郎氏の説を抜萃すると、第232圖に於て、

F_0 = 在來桁の全斷面積

J_0 = 在來桁の中立軸に對する斷面二次モーメント

y_1 及び y_2 = 在來桁の縁維距離

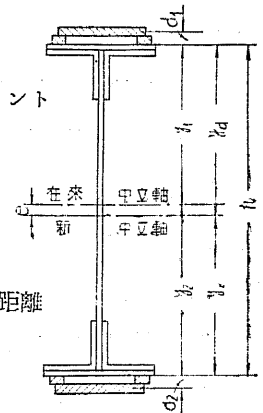
f_a = 壓縮突縁補強斷面積

f_s = 引張突縁補強斷面積

d_1 及び d_2 = 在來桁の縁維と補強斷面重心との距離

M = 外力による最大曲げモーメント

σ_a 及び σ_s = 突縁の許容壓縮及び引張強度



第232圖

とするとき、新斷面の壓縮側突縁の縁應力を σ_a ならしむるためには、 f_a と f_s の間に次の關係式が成立する、但此式の誘導には d_1 及び d_2 の値が普通2cm前後であつて、 y_1 及 y_2 に比して僅小であるからこれを無視してをる。

$$f_a = - \frac{f_s u + v}{f_s h^2 + w} \dots (78)$$

$$\begin{aligned}
 \text{こゝに } u &= F_0 y_2^2 + J_0 - mh, & v &= F_0 (J_0 - m y_1) \\
 w &= F_0 y_1^2 + J_0 + 2m, & m &= \frac{M}{\sigma_a}
 \end{aligned}$$

同様に引張突縁について、其縁應力を σ_a に等しからしむれば、次式が求められる。

$$f_a = -\frac{f_a w' + v'}{f_a h^2 + w'} \dots \dots \dots (74)$$

$$\begin{aligned}
 \text{こゝに } u' &= F_0 y_1^2 + J_0 - m'h, & v' &= F_0 (J_0 - m' y_2) \\
 w' &= F_0 y_2^2 + J_0 + 2m', & m' &= \frac{M}{\sigma_a}
 \end{aligned}$$

(73) 及び (74) 式は f_a 及び f_z の聯立二次方程式で、この関係から計算又は圖式によつて f_a 及 f_z の値を容易に決定することが出来る。

若し $f_a = f_z = F$ であれば (73) 式及び (74) 式は

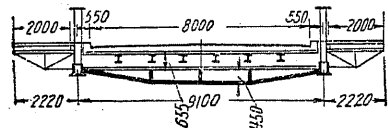
$$F^2 h^2 + (w + u)F + v = 0 \dots \dots \dots (75)$$

$$F^2 h^2 + (w' + u')F + v' = 0 \dots \dots \dots (76)$$

となる。

尙こゝに注意を要することは、在來桁のみが死荷重をうけ、動荷重（衝撃荷重を含む）は補強後の新断面がうける場合には、動荷重のみから生ずる補強突縁の縁應力よりも、死、動兩荷重より生ずる在來突縁の縁應力の方が大となり、設計はこの點に支配せられることがある、桁高大にして、補強による桁高増加の割合の少い場合は、多くこの點の照査を必要とする。

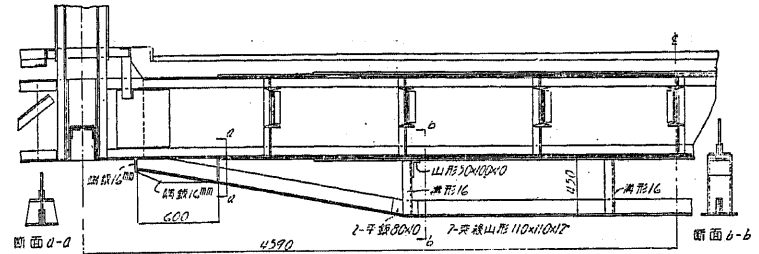
第3の補強法は在來橋床のために上突縁側の補強困難なる場合等に、下突縁側に工場銲接にて組立てたる補強桁を現場銲接せんとするもので、第233圖は同工



第233圖 Paradees 橋床桁の補強

法によつて補強された獨逸 Zwickau Paradees 橋の床桁の例である。この工法は現場銲接の比較的少きこと、補強効果の著しき點に於て、最近外觀と

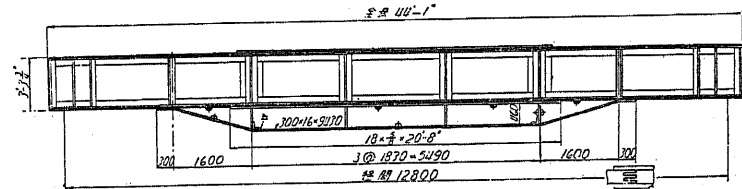
橋梁下空高に支障なき場合好んで用ひらるゝ傾向がある。補強桁の構造は Paradees 橋のものは第234圖に指示の如く、2枚の山形鋼よりなる下突縁と、溝形



第234圖 同上詳細圖

鋼による支柱とよりなり、支柱の取付けには山形鋼を、下突縁山形鋼端部の取り付けには繫鉄を用ひて居る。

第235圖指示の補強桁は Paradees 橋とは別に、之と東西時を同じくして本邦



第235圖 本邦鐵道銲桁補強法の一例

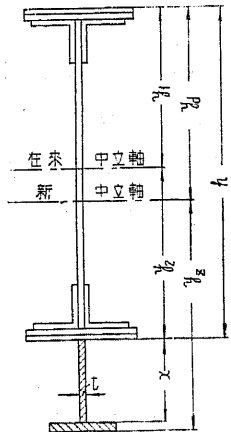
鐵道省にて考案され、本邦鐵道銲桁橋の補強に多數用ひられたもので、平銲突縁と腹銲とよりなり、在來桁との取付けは腹銲と在來突縁との間の隅肉銲接により、突縁平銲の端部には別に切込み銲接を施して居る。

この丁形補強突縁の經濟的斷面の決定法に關しての、中原壽一郎氏の説を抜萃すれば、第236圖に於て第232圖の記號のほか

f = 補強突縁の斷面積

w, t = 補強腹銲の高さ及厚さ

とするとき、壓縮突縁の縁應力を σ_a に等しからしむるためには w と f との間に次の關係が成立つ、



第236圖

$$f = - \frac{\frac{t^2}{12}x^4 + \frac{t}{3}F_0x^3 + \frac{t}{2}px^2 + tqx + r}{\frac{t}{3}x^3 + F_0x^2 + px + q} \dots\dots\dots (77)$$

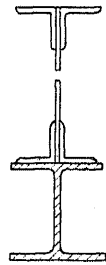
こゝに $p = 2F_0y_2 - m, \quad q = F_0y_2^2 + J_0 - mh$
 $r = F_0(J_0 - my_1), \quad m = \frac{M}{\sigma_a}$

同様に引張突縁に對しては

$$f = - \frac{\frac{t^2}{12}x^4 + \frac{t}{3}F_0x^3 + \frac{t}{2}p'x^2 + tq'x + r'}{\frac{t}{3}x^3 + F_0x^2 + p'x + q'} \dots\dots\dots (78)$$

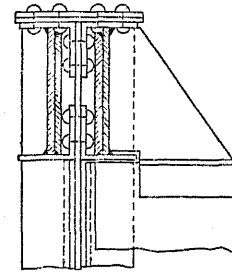
こゝに $p' = 2F_0y_2 - m', \quad q' = F_0y_2^2 + J_0 - \frac{F_0}{t}m'$
 $r' = F_0(J_0 - m'y_2), \quad p'' = 2F_0y_2$
 $q'' = F_0y_2^2 + J_0, \quad m' = \frac{M}{\sigma_z}$

(77) 式及び (78) 式に於て t の値を假定すれば、 F と x との聯立方程式として、解析的か又は圖式的に所要の f 及 x を決定することが出来る、架設箇所の空高によつて、以上の如くにして求めた x が使用出来ぬ場合は、 x を先づ決定して(77)式にて與へらるゝ f の値を探らねばならぬ、又上式は最大引張應力が補強突縁に起るものと假定した場合であつて、死荷重並に動荷重應力をうける在來突縁の縁應力が、動荷重應力のみをうける補強突縁の縁應力よりも大なることがある、 x の値が比較的小さい場合に起り勝ちであるから、この點の照査を必要とする。

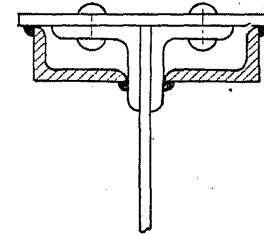


第 237 圖 I 形鋼による補強

上記のほか特殊の補強法として第 238 圖の如く、I 形鋼を使用したものがある、勿論、銲頭による困難のない場合のみ可能であるが、鋼材使用の點から見て不經濟たるを免れぬ、只下向銲接のみにて施工出来る點が便利である。又第 238 圖米國 Erie 鐵道 Akron 橋の例の如く、複突縁の内側へ銲頭をさけて補強銲を銲着したものがある、此の場合補強銲の位置確定のために填材



第 238 圖 Akron 橋の突縁補強

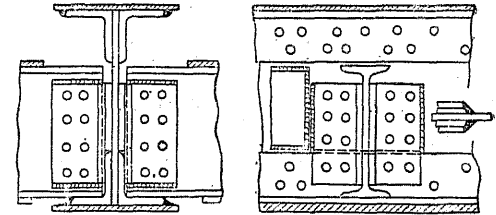


第 239 圖

が使用されて居る。第 239 圖のものは白耳義 Haine-Saint Dierre の跨線橋の床桁補強の例で、孰れも在來橋床のために上突縁の上面への補強困難なる爲に

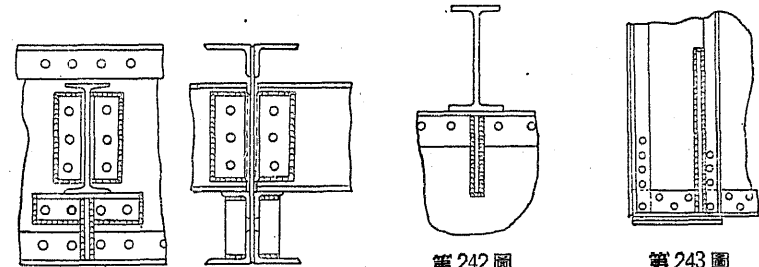
考案された方法で鋼材利用の點から見ては有效だとは云はれない。

銲桁類の取付けの補強は、銲による連結山形鋼の縁部に隅肉銲接を行つたものが多い。第 240 圖は其の一例を示したものであり、第 241 圖は連結山形鋼周圍の補強銲接のほか、縦桁



第 240 圖 縦桁取付の補強 (其一)

支承山形鋼の下部に補強用の隔銲を銲接した例である。銲桁腹銲接合の補強も添接銲の縁部に補強隅肉銲接を施した例が多い。第 240 圖は其の一例である。



第 241 圖 同 上 (其二)

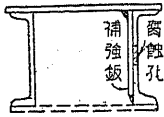
第 242 圖 縦桁支承點の補強

第 243 圖 端補剛材の補強

このほか銲桁の補強としては第 242 圖の如く、縦桁支承點にて床桁突縁山形鋼を平銲による三角形持ち送りにて補強したるもの、第 243 圖の如く銲桁端補剛材を平銲補剛材の銲着にて補強したものなどがある。

41. トラス橋の補強

鋼橋部材、横桁、縦桁等の橋床との接觸部、又は支承部の地盤と直接接する部



第 244 圖

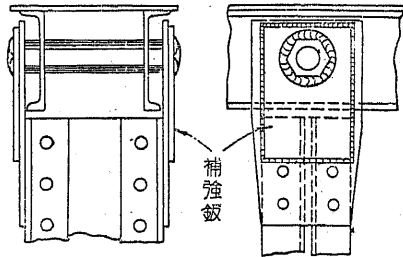
断面腐蝕孔の補強

分等の腐蝕による断面減少を銲接にて補強した例は極めて多い。此の場合腐蝕の甚しき部分は切り取り周囲清掃の上にて新鋼材を添接して居る。

第 244 圖は米國 Pennsylvania の一道路橋端柱の溝

形鋼腹板に生じた 5.40 cm の腐蝕孔を、之を蓋ふ平板にて補強した例である。

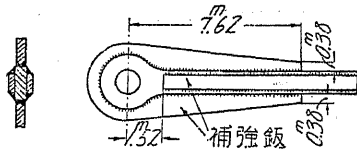
第 245 圖は同橋上格點の銲板の腐蝕を、其外部に新銲板を銲接して修繕したもので新添接板にはピンナットに相當した穴を穿ち此の部分に銲着鋼を填充して居る。



第 245 圖 板 の 補 強

第 246 圖は Kansas 市の陸橋下格

點のアイ・バーの補強の例で、断面積の不足は平行部に兩側より添接した平板に

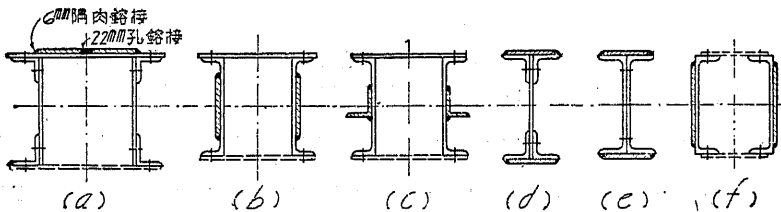


第 246 圖 眼 釘 の 補 強

よつて補ひ、釘頭の腐蝕は其の周圍に銲着した馬蹄形の補強板によつて居る。

荷重の増加による部材断面積不足の補強は、板桁橋の突縁の場合と同様に補強

板取付面に於ける釘頭の有無によつて其の工法を異にして居る。釘頭なき場合の



第 247 圖 部 材 断 面 の 補 強

補強は平板又は形鋼の平附けが主として用ひられる。補強板の位置は在來断面の中立軸を著しく變化せしめざることを理想とし、在來断面中立軸の偏りを補強板によつて訂正せる例もある。第 247 圖は平板による部材断面補強の實例を示したものである。(a), (b), (c) は上弦材補強の例で (a) は蓋板に補強板を附したるもの、兩縁の隅肉銲接の外に溝銲接が用ひられて居る、此の種の補強板の端は格點にて上部繫板に衝き合せとなる、又断面中立軸の上昇をまぬかれぬ。(b) は左右腹板を補強せるものにして補強板の幅が廣きに過ぐるときは縁部隅肉銲接の施工が困難となる、補強板は最外側にあるが故に其端部は兩端繫板上まで延ばされることが多い。(c) は (b) の補強板に代へて補強山形鋼を使用した例で孰れの場合も断面中立軸には著しい移動はない。

(d), (e) は斜材補強の一例で突縁に補強蓋板を附したるもので其の端部は繫板と衝き合せとなる。(f) は下弦材の補強の一例である。補強板取附の銲接は §32 に説きたるところに準じ断續又は連續隅肉銲接による。Zwickau の Paradees 橋に於ては補強板のうくる應力が部材の中央より端部に至る間の銲接にて傳達せらるゝものとし、銲接のうくる單位應力を次式にて算出して居る。

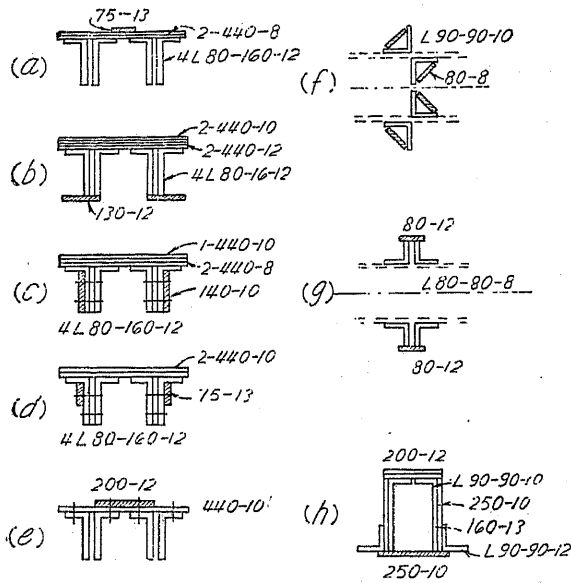
$$\sigma_s = \frac{F \sigma}{n \frac{l}{2} a} \dots \dots \dots (79)$$

F: 補強材断面積、σ: 同上單位應力、n: 銲接線數

l: 補強材長、a: 銲接喉断面

補強材取付面に釘頭ある場合、補強板は釘頭に相當する位置に鑽孔して後、前項同様に平附けし釘頭箇所を銲填するものと、釘線間其他釘頭に妨げられざる位置に之を銲着する場合とある。

第 248 圖は前掲 Paradees 橋の部材補強の例を示したものである。(a) 乃至 (e) は上弦材の補強法である。(a) は突縁板へ補強板平附け、(b) は腹部山形鋼尖端に左右 2 枚の平板を横附けせるもので巧みに釘頭の支障を避けて居る、補強板を 2 枚に分ち 1 枚板とせざりし理由は銲接線を増加せしむる事と断面を函形となさざる事



第248圖 Paradees 橋部材断面の補強

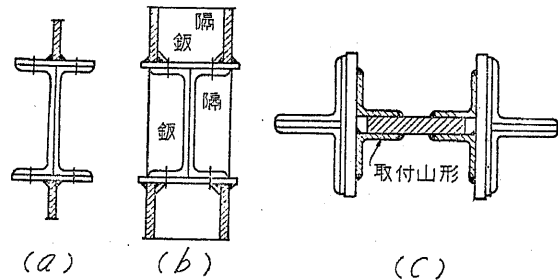
にある。(c), (d), (e)は腹部山形鋼又は蓋鋼に平鋼を平付けせるものにて銲頭に對しては補強鋼に鑽孔を行つて居る。(f)は4山形鋼よりなる斜材の補強で、補強鋼は山形鋼の内側へ斜めに取付けて居る。断面が三角形の函形となるに對し兩端は平鋼で塞いで居る、

(g)は垂直材にして(b)

と類似の補強法を採用して居り、(h)は下弦材にて下面へ1平鋼を取付けて居る。

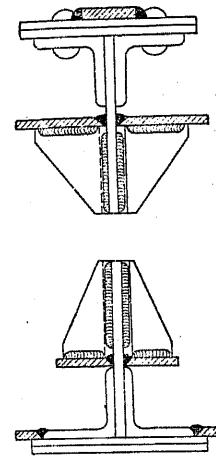
第249圖は獨逸 Regenwalde の Rega 橋の補強の例を示せるものである。(a)は斜材の補強法で2個の20cmの溝形鋼よりなるI形断面の蓋鋼の銲頭をさけ中部に80・15mmの平鋼を堅付けせるもの、(b)は同じく斜材にて(a)と類似の断面を有するもので蓋

鋼の兩縁に100・15mmの平鋼を對立せしめ之等を隔鋼にて繋いで居る、又原断面にも隔鋼を取り付けて補強にとめて居る。(c)は下



第249圖 Rega 橋部材断面の補強

弦材の補強を示し對立せる2個の丁形鋼よりなる原断面形の中間に180・32mmの補強鋼を入れ、これと原断面との連結は適宜の間隔に設けた取付け山形鋼によ



第250圖

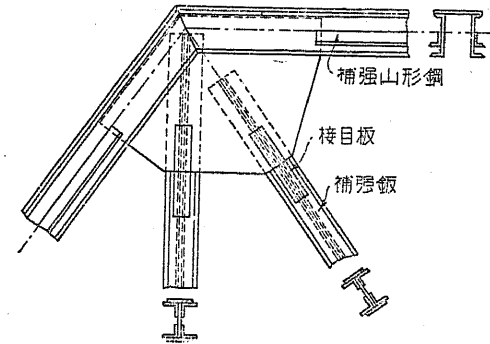
丁形部材断面の補強

つて居る。

第250圖は丁形断面を有する上弦材並に下弦材の補強の一例で、上弦にては蓋鋼上銲頭間に平鋼を銲せし、更に丁形腹鋼の兩側に平鋼を堅付けし、之が補剛の目的にて三角形の補剛鋼を取付けて居る。下弦材にては突縁山形鋼の脚端に補強平鋼を取りつけ、ほかに腹鋼へ平鋼を堅付けせること上弦と同様である。之等いづれの補強鋼取付にも現場銲接は下向にて施工出来る様考案されて居る。

部材端連結部の補強は銲結されたる部材端の周圍縁に所要長の銲接を施工する事が最も簡単であるが、第251圖の如く部材断面の補強鋼が緊鋼と衝き合せとなる場合

は、補強鋼と緊鋼との連結を完全ならしむる必要上兩者の間に圖示の如く添接鋼を當てる、添接鋼の大きさは補強鋼の断面に相當せるものにて可なるべく、其長さ2lは側面隅肉のみを有効と認むるとき、次式にて示される銲接部



第251圖 部材端連結部の補強

單位應力 σ_s を、許容應力以下ならしむれば可い。

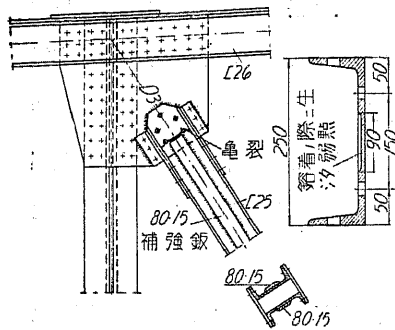
$$\sigma_s = \frac{F \sigma}{n a l} \dots \dots \dots (80)$$

F: 補強鋼断面積、 σ : 部材單位應力、n: 側面隅肉銲接線數、

a: 隅肉銲接喉断面、l: 添接鋼の $\frac{1}{2}$ 長

在來銲頭の爲に添接鋼に溝銲接を必要とする事が多い、銲頭位置の溝銲接は銲填して添接鋼の取付けに有効と認めることもあるが、認めぬ方が無難である。

部材の補強に當つて特に注意を要する點は、補強材の端部、即ち繫釵との取付けに於て、切欠作用のために應力集中、ひいては持続性減少の原因を残さざる事である、第252圖に示すものはこの點から見ての補強の失敗の實例である、これ

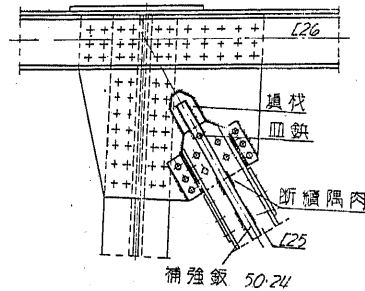


第252圖 補強部材端部の亀裂

を見ると龜裂は斜材腹釵に連続銲接せられた補強平釵の端部に接した鉸孔を縫つて發生してをる、この原因としては8個の鉸孔にて斷面を減らされてをる最も補強を要すべき部分の直前にて補強釵が終つてをること、補強釵の端部に施工した前面隅肉銲接によるアンダー・カットが母材斷面を弱めたと考へねばならぬこと、前面隅肉の施工

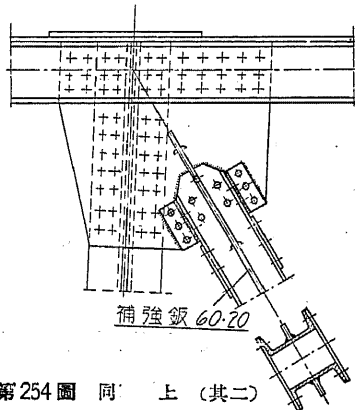
がこの部分に、衝撃荷重をうくる構造には禁物である切り込み作用を誘導してをること、補強釵の部材への取付けが應力傳達に必要な程度を越えた大なる連続銲接に行はれ、これに伴ふ收縮應力が部材龜裂の發生を助長してをることが擧げられる。

斯くの如き、應力傳達上の患なき工法と



第253圖 部材端部の銲接補強(其一)

して第253圖又は第254圖の如き工法が考へられる、前者は補強釵 50.24 mm を部材端外まで延し、部材溝形鋼の厚さに相當する填材を配して隅肉銲接にて接合してをる、溝形鋼腹釵と補強釵との取付けは所要限度の斷續銲接に



第254圖 同上(其二)

よつてをる。

第254圖のものは補強釵として 60.20 mm の平釵を溝形鋼腹釵へ堅付けしてをる、補強釵の端は部材外まで前例同様に延長し、隅肉銲接にて接合してをる、補強釵の取付けは斷續銲接であり、堅付け補強釵による偏心モーメントの憂は兩繫釵間に挟んだ隔釵にて取り除いてゐる。

42. 補強計算例

例題 1 蓋釵の銲接による釵桁橋の補強 この例題では設計方針を大體1933年の獨逸銲接鋼構造物規格に據つてをる。

支間 $l = 16.245 \text{ m}$ とし、中央部の絶對最大曲げモーメントは

$$\text{靜荷重最大曲げモーメント} \quad M_s = 33.5 \text{ tm}$$

$$\text{動荷重絶對最大曲げモーメント(衝撃を含む)} \quad M_p = 243.2 \text{ tm}$$

これに對し、第255圖指示の釵桁中央部有效斷面の慣性モーメントは

$$J_2 = 1,410,000 \text{ cm}^4$$

にして、上記の曲げモーメントによる最大縁應力は

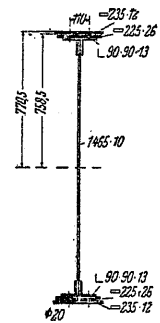
$$\sigma_{max} = \frac{3,350,000 \times 77.05}{1,410,000} + \frac{24,320,000 \times 77.05}{1,410,000} = 183 + 1,329 = 1,512 \text{ kg/cm}^2$$

となり、許容應力 $\sigma_{ss} = 1,400 \text{ kg/cm}^2$ を超過する。

内側蓋釵 225.26 mm は釵桁全長に亘り取り付けられたるも、外側蓋釵 235.12 mm は端部より $x = 3.36 \text{ m}$ の點より取り付けられ、孰れも2個の釵にて突縁山形鋼に鉸結せらる。従つて端部の釵桁有效斷面の有する慣性モーメントは

$$J_1 = 1,137,000 \text{ cm}^4$$

にして、 $x = 3.36 \text{ m}$ の點の最大曲げモーメントは



第255圖

静荷重によるもの $M_{gx} = 22.01 \text{ tm}$

動荷重（衝撃を含む）によるもの $M_{px} = 175.10 \text{ tm}$

これ等による最大縁應力は、

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \frac{2,201,000 \times 75.85}{1,137,000} + \frac{17,510,000 \times 75.85}{1,137,000} \\ &= 147 + 1,168 = 1,315 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

となり $\sigma_{xx} = 1,400 \text{ kg/cm}^2$ 以内なり。

即ち補強は中央部にのみ必要となる、今補強蓋鈹の幅員を蓋鈹が突縁締付鈹列間に銲着しうる程度に止めんとす。鈹列中心間隔 110 mm にして、鈹頭直径 30 mm なるが故に補強蓋鈹の幅員は $110 - 30 = 80 \text{ mm}$ 以下なるを要す。よつて蓋鈹 63・16 mm を用ふるものとすれば、其斷面積は

$$F = 6.8 \times 1.6 = 10.88 \text{ cm}^2$$

にして、鈹桁の慣性モーメントは

$$\begin{aligned} J &= 1,410,000 + 2 \left[\times \frac{6.8 \times 1.6^3}{12} + 10.88 \times 77.85^2 \right] \\ &= 1,410,000 + 131,900 = 1,541,900 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

となる。

補強蓋鈹は静荷重應力を採らず動荷重のみを分擔するものと假定し、これによつて生ずる縁應力を算出すれば

$$\sigma = \frac{24,320,000 \times 78.65}{1,541,900} = 1,241 \text{ kg/cm}^2$$

在來の外側蓋鈹の縁應力は、これが静、動兩荷重を分擔するが故に

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{3,350,000 \times 77.05}{1,410,000} + \frac{24,320,000 \times 77.05}{1,541,900} \\ &= 183 + 1,215 = 1,398 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

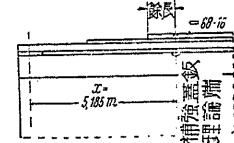
兩縁應力とも $\sigma_{xx} = 1,400 \text{ kg/cm}^2$ 以下なり。

補強蓋鈹の長さの決定には、在來外側蓋鈹に生ずる縁應力を前記 $\sigma = 1,398 \text{ kg/cm}^2$ 以上ならしめざることゝす。外側蓋鈹がこの縁應力に對したるとき

抗モーメントは

$$M_x = 1,398 \times \frac{1,410,000}{77.05} \div 25,580,000 \text{ kgcm}$$

この値に相當する曲げモーメントの生ずる位置は $x = 5.185 \text{ m}$ なり。よつて補強蓋鈹の長さはこの理論端の外方に、其斷面積 $F = 6.8 \times 1.6 = 10.88 \text{ cm}^2$ の強度に相當する銲接を施しうる餘長を附したるものとす。第 256 圖にこの餘長と理論端との關係を示す。



第 256 圖

餘長決定に必要な、補強蓋鈹強度に相當する銲接喉斷面積は (56) 式

$$F_s = \frac{F}{a} \cdot \frac{\text{最大 } M + \frac{1}{2}(\text{最大 } M - \text{最小 } M)}{\text{最大 } M}$$

にて算出す。こゝに補強蓋鈹が動荷重のみを負擔するものとすれば

$$a = 0.65, \text{ 最大 } M = M_p = 243.2 \text{ tm}, \text{ 最小 } M = 0$$

にして

$$F_s = \frac{10.88}{0.65} \times 1.5 = 25.1 \text{ cm}^2$$

隅肉の脚を補強蓋鈹厚 16 mm に對し 13 mm を採るものとせば喉厚は $a = \frac{13}{\sqrt{2}} = 9.2 \text{ mm}$ となる。

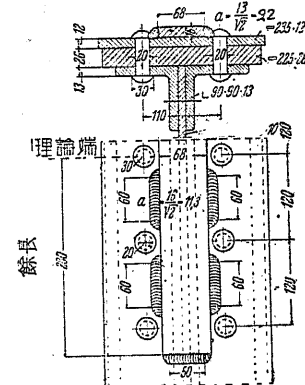
今蓋鈹理論端外へ第 257 圖指示の如く壺を除きたる有效長 60 mm の斷續側面

銲接 4 個を施し、ほかに蓋鈹端へ有效長 50 mm の前面隅肉を施すものとすれば、總銲接喉斷面積は

$$F_s = (4 \times 6 + 5) \times 0.92 = 26.6 \text{ cm}^2$$

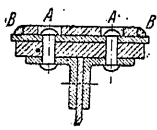
となり充分なる面積を有し、餘長は第 257 圖の 280 mm にて所期の目的を達し得たることゝなる。

補強蓋鈹はこの設計例の如く、突縁締付



第 257 圖

銲列間に配し得ること少く、第258圖の如く銲頭を覆ふことが多い。この場合は



第258圖

銲頭位置に鑽孔を要するが故に蓋板の有効断面の縮小をきたし、不経済たるを免れぬ。

この場合、銲頭孔は銲填せらるゝのが普通である、このとき銲接熱のために銲が弛緩することゝ附近の鋼材が焼戻さるゝ懸念があり、且つ銲頭を充分、在來蓋板と銲着せしむること困難なる場合多きが故に、應力の傳達には銲頭孔の填材を考慮に入れず、計算例の如く補強鋼周縁の斷續隅肉銲接のみによる方が安全である、但し銲頭孔には雨水の浸入を防ぐための銲接は必要であり、銲填に多量の銲着鋼を要するならば瀝青質材料による充填でも充分である。下突縁に對してはこの懸念は不要なことは勿論である。

尙補強蓋板取付の斷續隅肉銲接の中間部は、雨水の浸入を防ぐために輕銲接を施すことが多い。

例題 2 溝形補強板による板桁の補強 支間 8 m の單線鐵道板桁橋の主桁が第259圖の中央斷面を有するものとし、これを兩突縁の溝形補強によつて中央部

靜荷重最大曲げモーメント $M_0 = 5.04 \text{ tm}$

動荷重最大曲げモーメント(衝擊共) $M_p = 70.66 \text{ tm}$

に堪え得るものに改めんとす (§ 40 参照)。

在來斷面の有効斷面積は、其引張突縁及腹板に對し圖示の位置に 19 mm 銲孔あるものとして

$$F_0 = 194.2 \text{ cm}^2$$

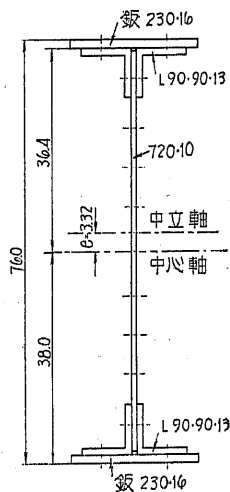
となり、中立軸は中心軸より

$$e = 3.32 \text{ cm}$$

にありて、縁維距離は夫々

$$y_1 = 38.0 - 3.32 = 34.68 \text{ cm} \quad y_2 = 38.0 + 3.32 = 41.32 \text{ cm}$$

となる。又中立軸に對する在來斷面の斷面二次モーメントは



第259圖

$$J_0 = 200,700 \text{ cm}^4$$

となる、今引張突縁に對しては許容強度 $1,200 \text{ kg/cm}^2$ 、壓縮突縁に對しては其突縁固定間隔 $l = 270 \text{ cm}$ 、突縁幅 $b = 23 \text{ cm}$ とすれば、許容強度は $1,150 - 15 \times \frac{270}{23} = 974 \text{ kg/cm}^2$ となる、從つて在來桁の有する抵抗モーメントは引張側、壓縮側夫々

$$M_s = 1,200 \times \frac{200,700}{41.32} = 5,833,000 \text{ kg cm}$$

$$M_c = 974 \times \frac{200,700}{34.68} = 5,640,000 \text{ kg cm}$$

となり、補強を引張、壓縮兩突縁とも同一斷面積の溝形を使用するものとすれば、斷面積の決定は壓縮側に支配せらるゝこととなる。

而して在來斷面は靜荷重によつて

$$\sigma_s = \frac{504,000 \times 41.32}{200,700} = 104 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = \frac{504,000 \times 34.68}{200,700} = 87 \text{ kg/cm}^2$$

をうくるが故に、動荷重に對する許容強度は、引張、壓縮側夫々 $1,200 - 104 = 1,096 \text{ kg/cm}^2$ 、 $974 - 87 = 887 \text{ kg/cm}^2$ となる。

§ 40 の (75) 式

$$F^2 h^3 + (w + u) F + v = 0$$

に於て、 $F_0 = 194.2 \text{ cm}^2$ 、 $h = 76.0 \text{ cm}$ 、 $y_1 = 34.68 \text{ cm}$ 、 $y_2 = 41.32 \text{ cm}$ 、 $J_0 = 200,700 \text{ cm}^4$ 、 $\sigma_{cs} = 887 \text{ kg/cm}^2$ 、 $m = \frac{7,066,000}{887} = 7,970$ にして

$$u = F_0 y_2^2 + J_0 - m h = -73,800$$

$$v = F_0 (J_0 - m y_1) = -14,000,000$$

$$w = F_0 y_1^2 + J_0 + 2 m = 450,140$$

從つて $F^2 + 65.1 F - 2,530 = 0$

$$F = 27.4 \text{ cm}^2$$

となる、依つて第260圖に示す如く、1 鋼 18×1.2 = 21.6 cm², 2 鋼 2.0×1.6=6.4 m², 計 F=28 cm² の補強突縁を使用するものとす。

補強後の桁断面の中立軸は中心軸より e = 2.57 cm の位置にありて、

$$y_a = 38.0 - 2.57 = 35.43 \text{ cm}$$

$$y_z = 38.0 + 2.57 = 40.57 \text{ cm}$$

となる、又新中立軸に對する全断面の断面二次モーメントは J = 290,330 cm⁴ にして、補強後、動荷重のために在來突縁のうくる縁應力は

$$\sigma_a = \frac{7,066,000 \times 35.43}{290,330} = 863 < 887 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_z = \frac{7,066,000 \times 40.57}{290,330} = 988 < 1,096 \text{ kg/cm}^2$$

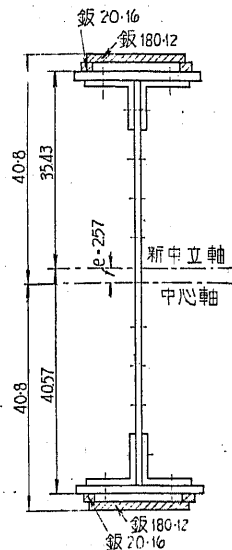
にして、充分なる強度を持つ。

補強用の材片と在來突縁との接合は、銲接鋼桁の突縁の取付と同様の計算方法にて決定することが出来る、又在來突縁と在來腹鋼との取付鋼の補強は、活荷重による剪斷應力の全部を補強銲接に分擔せしむるか、又は其 $\frac{2}{3}$ を補強銲接に殘部 $\frac{1}{3}$ を在來鋼に負擔せしめる。

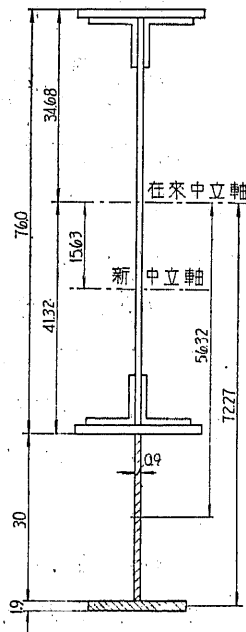
例題 3 丁形補強鋼による鋼桁の補強 例題 2 に於て第 261 圖の如き引張突縁側の丁形補強鋼を用いたる場合は、 $F_0 = 194.2 \text{ cm}^2$, $h = 76.0 \text{ cm}$, $y_1 = 34.68 \text{ cm}$, $y_2 = 41.32 \text{ cm}$, $J_0 = 200,700 \text{ cm}^4$, $\sigma_{zz} = 1,200 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_{dz} = 974 - 87 = 887 \text{ kg/cm}^2$, $M_p = 7,066,000 \text{ kg cm}$, $m = 7,970$ にして

$$p = 2 F_0 y_2 - m = 8,080$$

$$q = F_0 y_2^2 + J_0 - mh = -73,800$$



第 260 圖



第 261 圖

$$r = F_0 (J_0 - m y_1) = -14,600,000$$

あるが故に § 40 の (77) 式は

$$f = -\frac{0.0675x^4 + 58.3x^3 + 3,640x^2 - 66,400x - 14,600,000}{0.3x^3 + 194.2x^2 + 8,080x - 73,800} \dots (A)$$

となり、 $m' = \frac{7,063,000}{1,200} = 5,890$ にして

$$p' = 2 F_0 y_2 - m' = 10,160, \quad q' = F_0 y_2^2 + J_0 - \frac{F_1}{t} m' = -738,800$$

$$r' = F_0 (J_0 - m' y_2) = -8,300,000, \quad p'' = 2 F_0 y_2 = 16,050$$

$$q'' = F_0 y_2^2 + J_0 = 532,200$$

となるが故に § 40 の (78) 式は

$$f = -\frac{0.0675x^4 + 58.3x^3 + 4,570x^2 - 665,000x - 8,300,000}{0.3x^3 + 194x^2 + 16,050x + 532,200} \dots (B)$$

となる。(A), (B) 兩式を満足する f と x との値は試算によつて

$$x = 30 \text{ cm}, \quad f = 33.1 \text{ cm}^2$$

となることを知る、よつて第 261 圖に示せるが如く補強断面として

$$\text{腹 鋼} \quad 30 \times 0.9 = 27.0 \text{ cm}^2$$

$$\text{突 縁 鋼} \quad 18 \times 1.9 = 34.2 \text{ cm}^2$$

$$\underline{\hspace{2cm}} \\ 61.2 \text{ cm}^2$$

を使用す、従つて補強後の全断面積は $F' = 194.2 + 61.2 = 255.4 \text{ cm}^2$ にして、

中立軸の偏りは

$$d = \frac{1}{255.4} (34.2 \times 72.27 + 27.0 \times 56.32) = 15.63 \text{ cm}$$

縁維距離は

$$y_a = 34.68 + 15.63 = 50.31 \text{ cm}$$

$$y_z = 41.32 + 30 + 1.9 - 15.63 = 57.59 \text{ cm}$$

となり、新断面の断面二次モーメントは $J = 402,800 \text{ cm}^4$ に増加する、従つて補強後の断面が動荷重によつてうくる縁應力は

$$\sigma_u = \frac{7,066,000 \times 50.31}{402,800} = 883 < 887 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = \frac{7,066,000 \times 57.59}{402,800} = 1,010 < 1,200 \text{ kg/cm}^2$$

にして充分なる強度を有することゝなる。

補強断面の接合に必要な肉銲接の計算は、銲接鋼桁の計算例に準ずればよい。

例題 4 トラス部材の補強 支間 37 m のトラス橋の一部材が第 232 圖指示の断面を有し、これが

静荷重應力 $D_j = 13.8 \text{ t}$

動荷重應力 (衝撃を含む) $D_p = 74.7 \text{ t}$

計 $D = 88.5 \text{ t}$

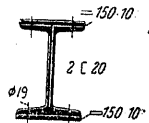
を受くるものとす。

部材は径 19 mm の銲 22 個にて緊銲に接合せられたるものとす、銲の配置を第 262 圖及第 263 圖指示の如くなりとすれば、部材の有効断面積は

2-溝形鋼 20; $2 \times 31.33 - 4 \times 2.2 \times 1.15 = 52.54 \text{ cm}^2$

2-平銲 150・10; $2 \times 15 \times 1 - 4 \times 2.2 \times 1.0 = 21.20 \text{ cm}^2$

計 $F_n = 73.74 \text{ cm}^2$



第 262 圖

従つて部材單位應力は

$$\sigma = \frac{88,500}{73.74} = 1,200 \text{ kg/cm}^2$$

にして鋼材に對し $\sigma_s = 1,200 \text{ kg/cm}^2$ とすれば、断面積の補強は不用なり。

次に接合銲につきて考ふるに、銲の断面は

$$F = 22 \times \frac{\pi \times 1.9^2}{4} = 62.37 \text{ cm}^2$$

にして、これのうくる剪斷應力は

$$\tau_j = \frac{13,800}{62.37} = 221 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{動荷重によるもの } \tau_p = \frac{74,700}{62.37} = 1,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{合計 } \tau = 1,421 \text{ kg/cm}^2$$

なり、今銲の許容剪斷應力を $\tau_s = 900 \text{ kg/cm}^2$ とすれば、部材接合の強度不足となり、この部分に銲接補強を必要とすることゝなる。依つて § 38 に説きたるところにより、銲には單に静荷重のみを、補強銲接には動荷重のみを負擔せしむるものとすれば、銲の分擔すべき應力は $\tau = 221 \text{ kg/cm}^2$ のみとなる。

次に部材有效面積 $F_n = 73.74 \text{ cm}^2$ 中銲接によつて接合せらるべき部分は

$$F' = 73.74 \times \frac{74.7}{83.5} = 62.3 \text{ cm}^2$$

この断面積の接合に必要な肉銲喉断面積は (56) 式にて算出する。

$$F_s = \frac{F'}{a'} \cdot \frac{\text{最大 } S + \frac{1}{2}(\text{最大 } S - \text{最小 } S)}{\text{最大 } S}$$

この場合 $a' = 0.65$, 最大 $S = 74.7$, 最小 $S = 0$ にして

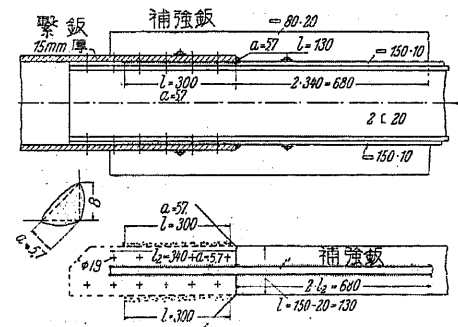
$$F_s = \frac{62.3}{0.65} \times \frac{1.5 \times 74.7}{74.7} = 143.7 \text{ cm}^2$$

を要することゝなる、この銲接喉断面積をうるために先づ第 263 圖の如く部材縁邊に沿ひて、4 箇所に長 30 cm (壺を除き) の側面隅肉と、2 箇所に長 13 cm の前面隅肉を施すものとせば、これ等の隅肉銲接の總長は

$$l = 2(13 + 30 + 30) = 146 \text{ cm}$$

にして、若し 8 mm 隅肉を用ふるものとせば喉厚 $a = 0.57 \text{ cm}$ にして、これによつて得らるゝ喉断面積は

$$F_l = 146 \times 0.57 = 83.12 \text{ cm}^2$$



第 263 圖

にして尙

$$F_2' = 143.7 - 83.12 = 60.58 \text{ cm}^2$$

を不足す。よつて第 263 圖に示すが如く部材兩側に各々平銲 80・20mm を堅附けにしてこれを繫銲外側に隅肉銲接にて接合せんとす。

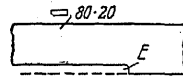
平銲の繫銲上の長さを $l_2 = 340 \text{ mm}$ とし、隅肉喉厚 $\alpha = 0.57 \text{ cm}$ とすれば、喉斷面積は

$$F_2 = 4 \times 34 \times 0.57 = 77.52 \text{ cm}^2$$

にして、所要喉斷面積 60.58 cm^2 に對して充分なる餘裕を有す。

補強平銲 80 20mm と部材蓋銲 150・10 cm との接合は應力の集中を避けるためと、主斷面溝形鋼との取付けが間接々合となる關係より、

平銲長を繫銲上に於ける夫れの 2 倍 680 mm とした。又繫



銲面と蓋銲面の高低差に對し第 264 圖の E に切り缺きを

第 264 圖

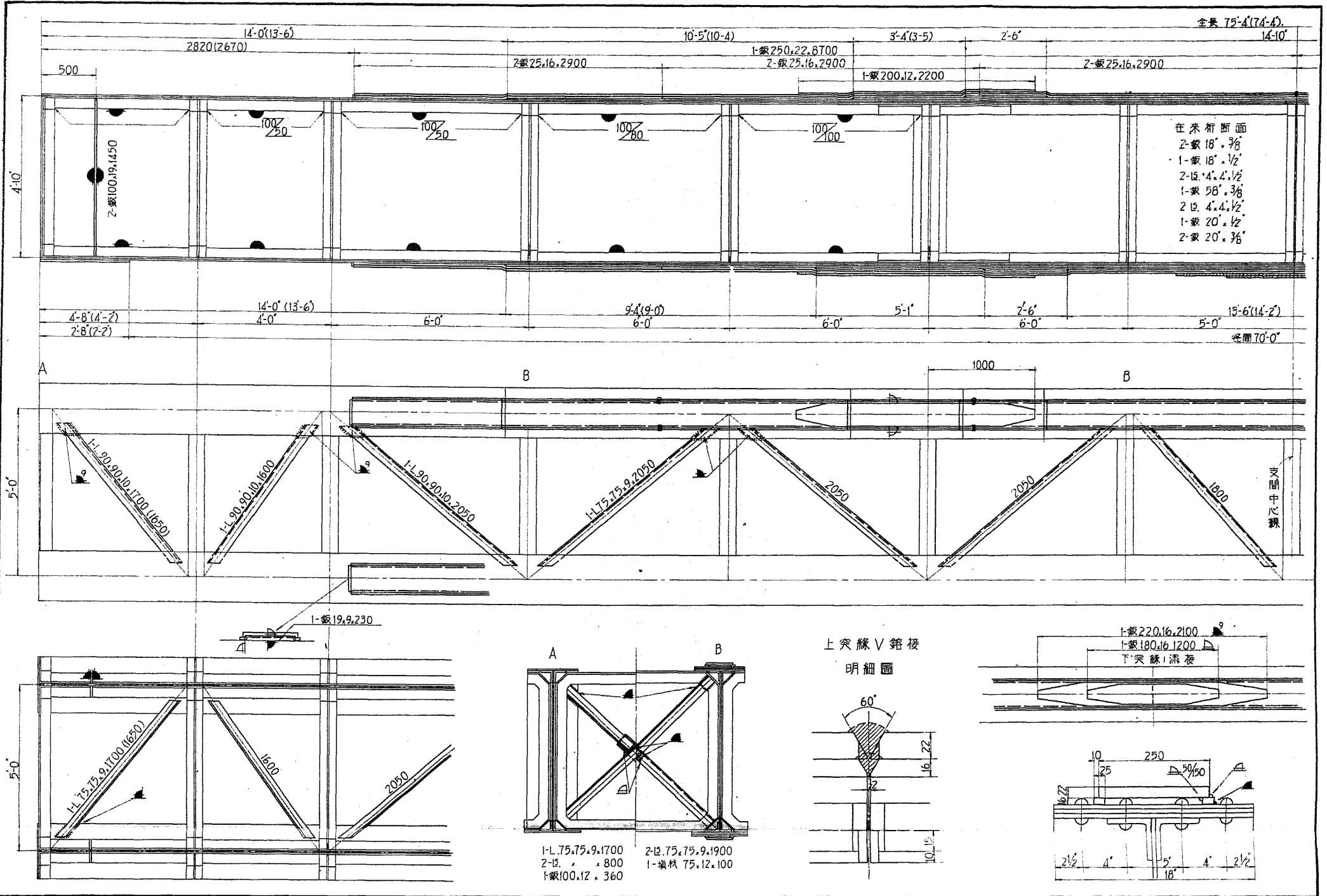
附した、この部分は切り缺き作用による應力集中を避くるために充分丸身を與ふる必要がある。

43. 補強の實例

溝形補強 第 265 圖は鐵道省官房研究所の設計による、支間 22.1 m の單線銲桁橋の補強で、溝形補強法を用ひ、在來銲桁橋を KS-15 荷重に堪ゆる様改造したものである、補強突縁銲は上下兩側共 250・22 mm で、支間の中央で接合されてをる、壓縮側には V 接手、引張側は 16 mm 銲を用ひた二重添接となつてをる。補強突縁銲は在來突縁の高さの變化に應じてクリムプされてをる。又在來突縁山形鋼と腹銲とは隅肉千鳥銲接にて其結合を補強され、水平構の斜材が繫銲なしに在來突縁へ銲着されてをる。

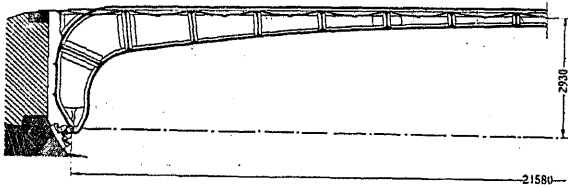
丁形補強 第 266 圖は同じく鐵道省官房研究所の設計で、支間 19.0 m の單線銲桁橋の丁形補強の例で、補強の設計荷重は KS-15 である、補強桁は支間の中央にて接合され、腹銲も突縁銲も兩側添接銲が用ひられてをる。各材片の組合

第265圖 鐵道鉸桁橋溝形補強



には殆んど千鳥鋸接が採用されてをる、水平構の斜材の取付けは繫釧なしの三方隅肉鋸接を用ひてをる、在來突縁山形鋼と、腹釧との接合は剪断應力の大なる端部のみ隅肉鋸接にて補強されてをる。

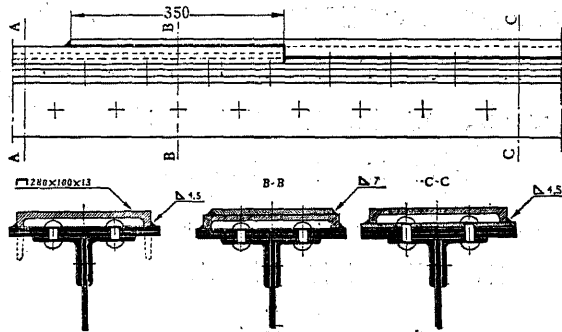
Buda 橋 第267圖に示す白耳義 Courtrai の Buda 橋の主桁は、同地の軌



第267圖 白耳義 Courtrai の Buda 橋

道新線が在來の同橋上を通過するについて 8 本中、軌道下に當る 2 本の補強を行つた。二 鉸ラーメン桁橋、支間

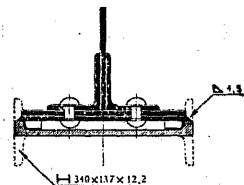
21.58 m の同橋は橋床に凸釧が使用せられ、鉸結による補強は全然不可能の状態にあるため、鋸接補強が採用されたもので、I 桁断面の主桁の兩突縁に補強突縁を鋸接したもので、上部補強突縁には第268圖に示す如く溝形鋼の脚を半ば削去した断面を用ひ、在來鉸頭を避けてをる、補強に用ひた溝形鋼の幅は在來突縁の蓋釧幅よりも狭く、すべて下向鋸接で施工出来る様になつてをる。在來桁の蓋釧が途中で終つてを



第268圖 同上に於ける上突縁の補強

る部分では、其點の左右で補強溝形鋼の背面高に喰ひ違ひが起る、この場合は第268圖の B-B、C-C 断面に示せる如く、右側の補強溝形鋼の腹釧が左側補強溝形鋼上へ添接釧として延びてをる。

下部突縁の補強には、鋸接を下向に施工せしむるために、第269圖の如く在來蓋釧よりも廣幅の補強



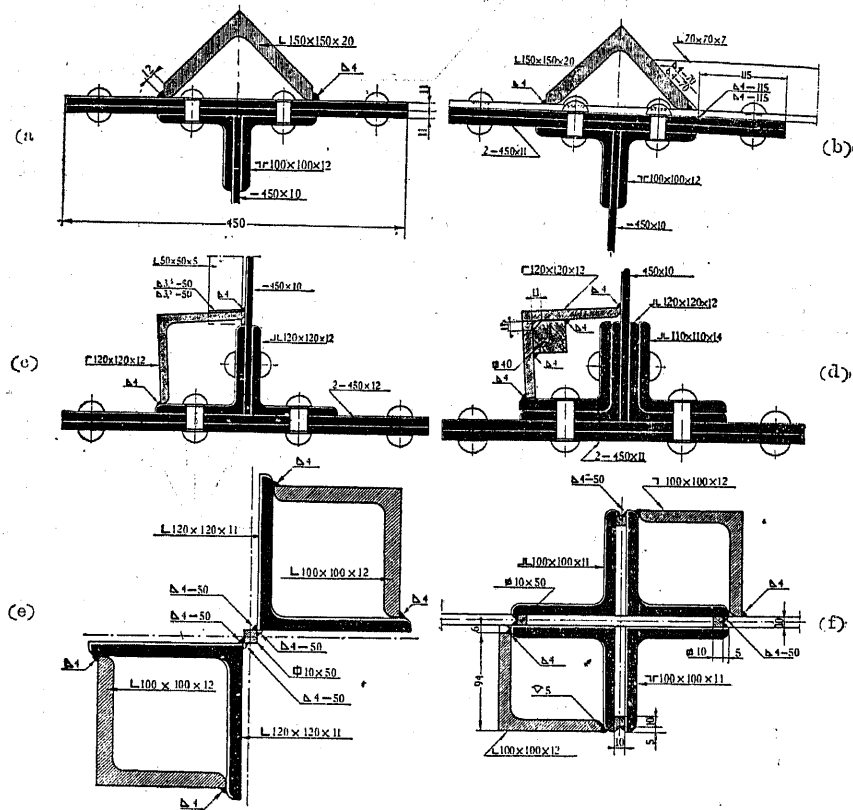
第269圖 同橋下突縁の補強

の多きと、列車の休止困難なりしたため銲接工法の採用となつた。

本橋の補強にては在來銲は靜荷重應力のみを分擔し、補強銲接が動荷重應力全部を負擔するものと假定してをる。

主要部材斷面の補強は第 273 圖に示したるがごとく、斜材にて銲頭の妨げあるものは平銲の堅付けを用ひ、下弦材にては斷面の内部に補強平銲を山形鋼を用ひて添加してをる。

Sambie 河橋 第 274 圖は白耳義 Chaleroi 附近にて Sambie 河と河岸の鐵



第 274 圖 白耳義 Sambie 河橋の部材補強

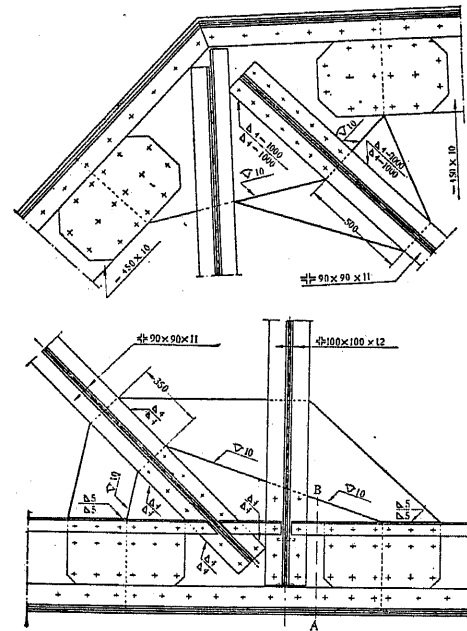
道線路とを跨いて大戦前に架設せられた、支間 72.4 m の直弦トラス橋の部材補強方法を示したものである。

丁形斷面を有する上弦材の補強は (a) 圖の如く、弦材蓋板上に等邊山形鋼をハ形に銲着してをる、斷面の増加と共に、斷面二次モーメントの増加にも有效なる工法であり、施工の簡単なこと、連續銲接の使用によつて雨水の浸入を防げば、排水の點と内部の鋼材保護の點からも優れた工法である。トラスの格點にて水平構の山形鋼が弦材蓋板上に乗つてをる點では、(b) 圖の如く水平構の山形鋼の銲結されてをる脚は、銲接にて連結部を補強し、他の一脚はこれを斜截して補強山形鋼に銲接してをる。

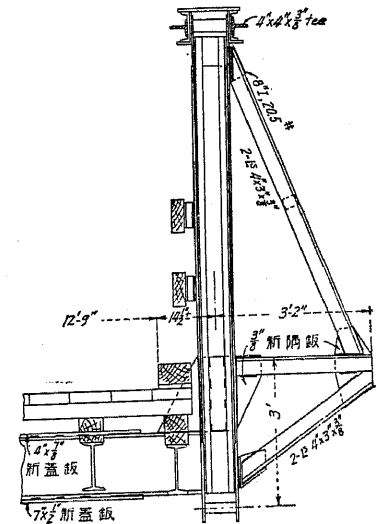
下弦材も上弦材と同様丁形斷面を有してをるが、これの補強には (e) 及 (d) の如く一側へ山形鋼又は山形鋼と角鋼とを銲接してをる、在來銲頭に妨げられぬ工法ではあるが、補強後の斷面が非對稱となる點に再考の餘地がある。

腹材の補強は (e) 及 (f) に示す如く、外側に銲着した 2 山形鋼により、外に各材

片間に小角鋼の銲接を行つて、材片の自由長を短縮してをる。



第 275 圖 同上格點の補強



第 276 圖 ポール樁の補強

第275圖は2格點の構造を示したもので、斜材端は繫鈹に隅肉銲接にて補結せられ、繫鈹は部材結合に必要な銲接長の得らるゝだけ増大されてをる、繫鈹の増大は在來繫鈹に組合ふ形に形造られた鈹を、V接ぎにて在來繫鈹に取りつけてをる。

ボニー構の補強 第276圖はボニー構の補強の一例で、上弦材の補強は腹鈹へ取りつけた丁形鋼により、I形鋼よりなる横桁は上下蓋鈹の銲着と、新たに垂直材の山形鋼間に挿し込んだ隅控鈹にて補強され、主桁の剛性は新たに外側に取りつけた銲接ブラケットによつて増大してをる。