

鋸 接 鋼 橋 (三)

青 木 楠 男

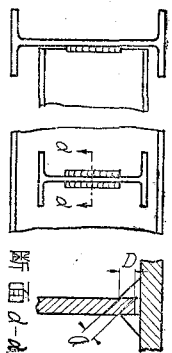
23. 桁の連結 主桁桁と横桁との連結、横桁と縦桁との連結、更に構橋又は建築物に於ける柱と桁との連結を總括して記述せんとするものである。

これらの連結は大別して、端剪断力のみを傳達することを目的とするものと、端剪断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。

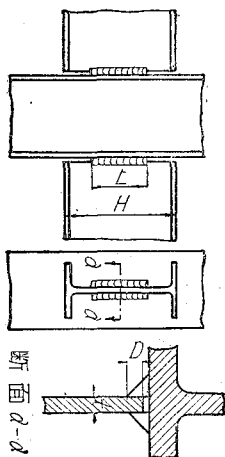
鉄結構造にては特に強剛なる連結材を用ひ充分端曲げモーメントに抵抗せしむるに非ざれば、連結部の完全なる連續性を期すること殆んど困難なるがため、今日鉄結構造に於ける慣習はこれ等連結部に對して剪断力の傳達のみを認め、連結によつて得らるゝ不完全連續性に基く、桁の正曲げモーメントの減少を認めないこととなつてをる。然るに鋸接によるこれ等の連結部は、其工法によりて容易に完全なる連續性を期待しうるが故に、これによつて得らるゝ桁の正曲げモーメントの減少に基く鋼材の節約は著しい額にのぼる。この點が鋸接工法の鉄結工法に對して有する利點の一つである。

(A) 剪断力のみまうくる連結 最も簡單なるものは第75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、鋸接の上下端に高割應力の發生を避け難い。衝撃並に反覆

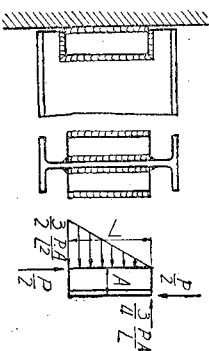
荷重の懸念なき輕構造物にて、桁の撓みに應じて彎曲する可撓性の大なる柱か、又は第 75 圖の如く側面への撓れの可能なる桁への連結にのみ使用すべきである。此種の連結部にては組立を容易ならしむるため桁端幾分間隔を存せしむるが故に、此部分の銹接の有効脚は第 75 圖の D にして、強度はこれに對應する喉厚 a にて決定される。輕構造物にこの工法を使用する場合、桁を連結する相手が上記の如き可撓性を有せざるときは、腹鉄に於ける銹接長 L を第 76 圖の如く、なるべく短かくし少くも桁高 H の $\frac{2}{3}$ 以下ならしめ、銹接の有効脚 D は腹鉄厚 t の $\frac{4}{5}$ 以上とすることにより、副應力の影響を軽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 77 圖の連結山形鋼を使用する方法もある、鉄結と比較して何等鋼材の節約とはならないが、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 倍以上とするを可とする。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 BC 部のうくる應力は、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



第 75 圖 桁の單接合 (其一)



第 76 圖 桁の單接合 (其二)

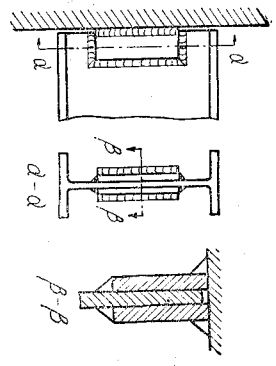


第 77 圖 桁の單接合 (其三)

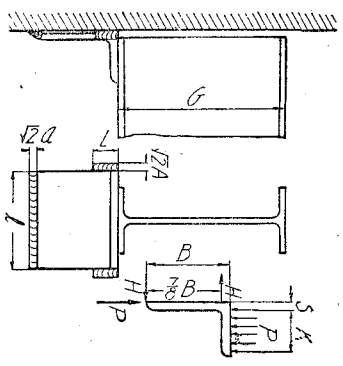
ものは $\frac{3PA}{2I^2}$ にして之等の合成應力は $\frac{P}{2I} \sqrt{1 + \left(\frac{3A}{I}\right)^2}$ となる。連結山形鋼の代りに第 78 圖の如く平鉄を使用することあるも、連結部の柔軟性は山形鋼の場合ほど確かでない。従つて連結平鉄の長さは第 76 圖の工法に於ける銲法の寸法に準すべきである。前掲の諸法は孰れも剪力のみをうくる目的にて計畫されたものなれども其構造上、端曲げモーメントの影響を免れ難い。純然たる剪力のみをうくる支承としては第 79 圖の如く豫め工場にて桁下に別に支承用の山形鋼を銲着し、この上に桁を置くものあり。桁と支承との連結は銲着することあるもポールのによる方、副應力の懸念がない。又山形鋼と取付面との間は 1 mm 未満の間隙を存せしめ、山形鋼下端銲接と上端銲接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銲接のみにて負擔せしめ、支持面 R に分布する反力 P によるモーメントは上下兩端の銲接にて負擔せしむ。今下端銲接の喉厚を a 、長さ l 、上端左右兩側の銲接の喉厚を A 、長さを L とすれば、下端銲接は

$$\alpha \cdot l \cdot r = P$$

にて決定せらる。上端銲接は其長 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 $R \cdot \left(S + \frac{K}{2}\right)$ にして、これに對し上下銲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



第 78 圖 桁の單接合 (共四)



第 79 圖 桁の單接合 (共五)

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

今上端銲接が其長さ短きが故に上記 H が一様に分布せらるゝものとするれば

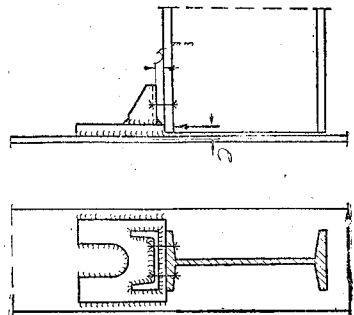
$$A = \frac{8P}{7B^2\tau} (2S + K)$$

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イ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、腹鋼の耐力等から算出する方法もあるも確實ならず。且支承面に於ける反力の分布を均等とせる點にも大なる疑問あり。又桁の撓みと共に支承山形鋼の先端に極めて大なる接觸力の發生を免れず。

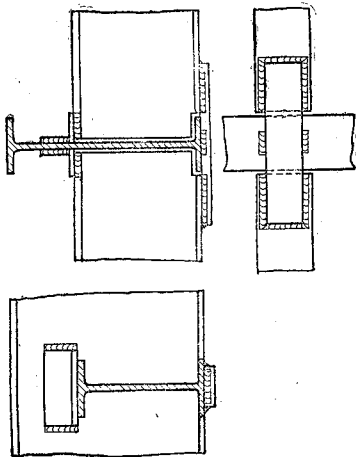
これ等の缺點を除き完全に剪力のみを支持し、他に副應力の懸念なきものは第 80 圖の工法なり。桁の支承としては取付面に締着せる支承鋼により、全反力はこの支承鋼の間隙銲接にて負擔せしむ。桁下には 5 mm 程度の間隙をおきて山形鋼又は溝形鋼を銲接しこれと桁端とをボルト締めとなして桁の左右移動を防止すると共に組立の便に備ふ。支承面中心と支承鋼の銲接面との偏心 e によるモーメント $P \cdot e$ は僅かなるが故に無視せらる。第 80 圖に示せるものは支承鋼周囲の銲接線を、出來得る限り大ならしめんがために受臺に溝形鋼を用ひて下縁に切り込みを設けたり。これによつて支承鋼の大きさを縮小することが出来る。

(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間隙銲接をもつて 4 (B) (b) (第十



第 80 圖 桁の單接合 (其六)

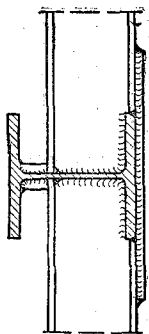
五巻、第十二號記載)に説きたる方法にて連結するを最も簡單とするも、上縁部の銲接は曲げモーメントによる引張力をうるが故に、反覆又は衝撃荷重を有する重要構造物には使用し難い。斯くの如き構造物に對しては第81圖に示す如く、引張側には必ず抗張用の目釘を添接する、反力は下部に銲接した支承山形鋼に負擔せしめ、曲げモーメントによる引張力は目釘と桁の上面との間の側面隅肉並に前面隅肉にて抵抗させる。下縁部の壓縮力は桁の下突縁を腹釘に銲着すれば充分なるも、組立の便宜上取付面と桁端面との間に設ける間隙が大となる恐れあれば、支承釘と下突縁との間に隅肉銲接を施してもよい。併しこの場合銲接長の不足を感じ、取付面と桁端面との銲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等に違ひ支承山形鋼の取付が出来たが、高さにさほどの差のない場合には第82圖の如く主桁の下突縁

第81圖 桁の連続接合 (其一)

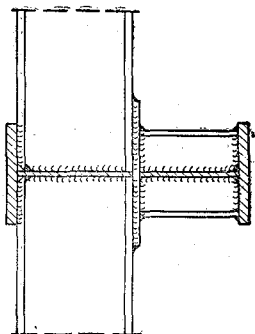
との間に承臺を置くこともある。又第83圖の如く兩桁の上突縁の高さが同一でない場合は、引張側の目釘は主桁の腹釘を貫通して取付けねばならぬ。第84圖も其例である。尙衝撃の大なる構造物にては小桁の取付箇所には充分強固なる補剛材を必要とするが故に、第84圖の如く兩桁の突縁間に持送りを取付る方が安全である。これには平釘を用ふることもあるがI形鋼の小片を使用するのが便利である、この補剛材を強固ならしむる點から言へば、第85圖に示せるが如き構造が最も周到なものと言はねばならぬが材料の不經濟は免れない、先づ補剛材としてI形鋼の切斷せるものを用ひ、其腹釘の突出は主桁の突縁の幅程度にし、これへ小桁の腹釘を銲合接手にて取付け、小桁の下突縁のみは延びて補剛材の腹釘



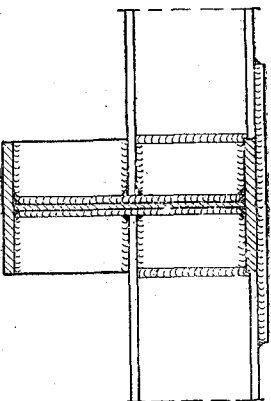
第 82 圖 桁の連続接合 (其二)

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

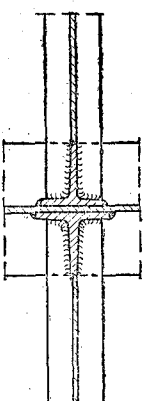
取付面が I 形鋼柱のフラツチ面な
 るときの構造としては、第 86 圖が
 代表的のものであるが幾分材料不經
 済の感なきにあらざるも、完全なる
 連続性を期するためにはこの程度の



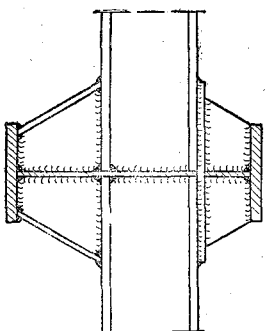
第 83 圖 桁の連続接合 (其三)



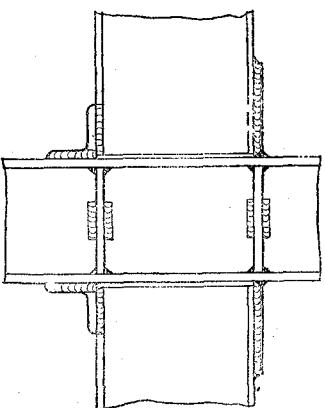
第 84 圖 桁の連続接合 (其四)



第 85 圖 桁の連続接合 (其五)

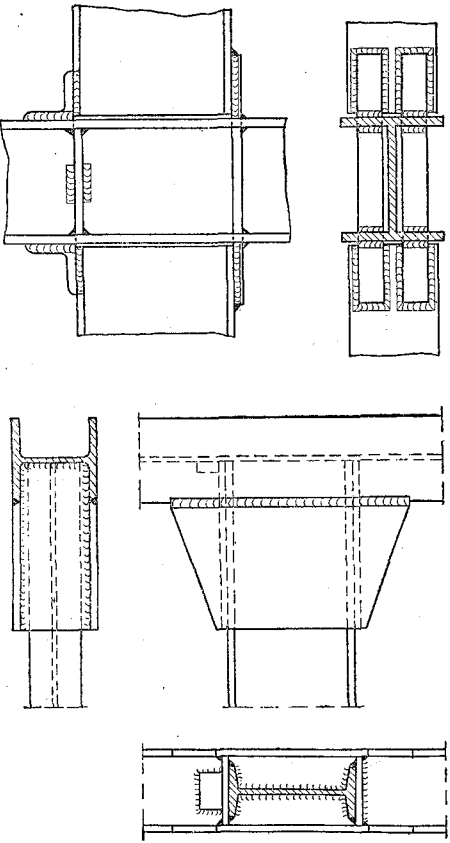


第 85 圖 桁の柱との接合 (其一)



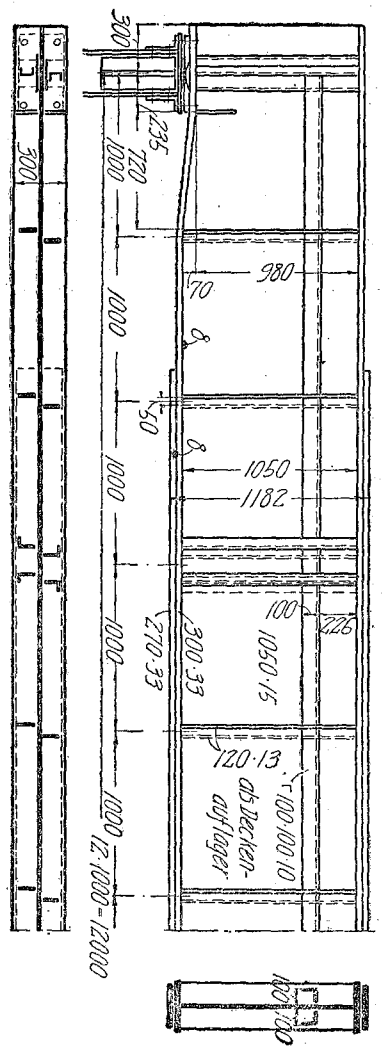
鋼材使用は免れない。上縁の引張應力は先づ目釘と柱の堅面との衝合接手にて柱突縁間の眞鍮に傳へられる。この衝合接合は工作には幾分不便ではあるが目釘を桁の上面に鑲着する前に現場で鑲接して、初應力の發生を防ぐ方が得策である。下方の眞鍮は勿論曲げモーメントによる壓縮に抵抗すべきものであり、反力は下端の支承山形鋼にて支へられる。この種のもので第 87 圖は引張側の目釘を柱のフランヂを貫通せしめたもので桁の連續性は一層確實である。第 88 圖は隅釘を用いた例で、隅釘は柱の突縁へ衝合接合せられ、桁と隅釘との取付けは柱の突縁と隅釘の間にはさんだ平釘によつてをる。

21. 銲接鋼桁の實例 第 89 圖は鋼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。200 T の等布荷重をうけ、梁の直上に壁がのることになつてをる。突縁釘は二枚重ね、隅突縁釘の結合並に腹釘との連結は共に全隅肉連續銲接を用ひてをる。補剛材は端部に溝形鋼、中間は平釘、荷重集中箇所には山形鋼を使用し、支承附近の下部突縁側に副補剛材を取りつけてをる。上下突縁のほかに中間に山形鋼による突縁材のあ



第 87 圖 桁の柱との接合 (其二)

第 88 圖 桁の柱との接合 (其三)

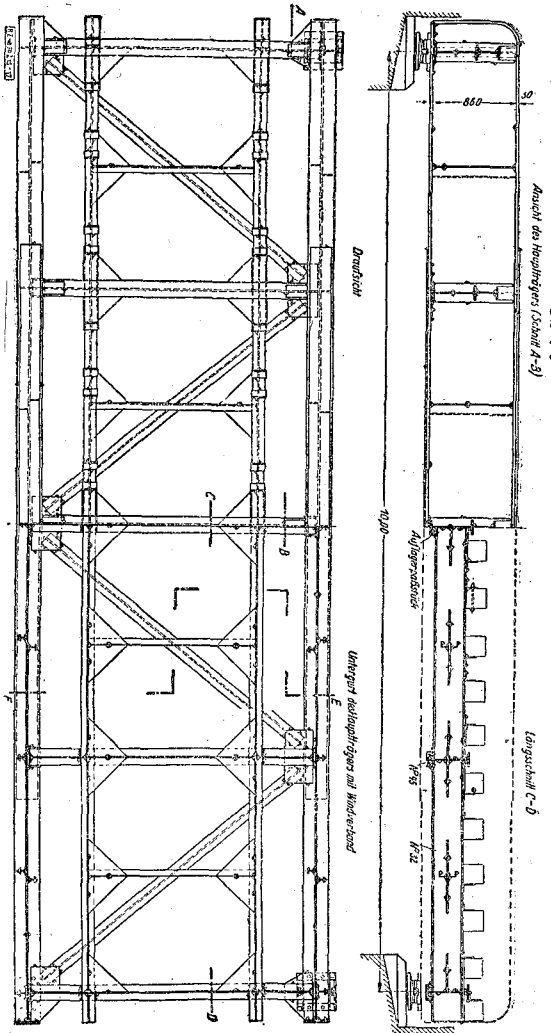


第 89 圖 鐵骨建築 銜接 大梁

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。

第 90 圖は獨逸鐵道の單線銜接鉄桁橋で開床のものゝ一例である。支間 10m、獨逸鐵道 N¹a の荷重に對して設計せられたもので、主鉄桁は高 92cm、st 37 a が使れてをる。横桁並縦桁共に I 形鋼が使用せられ（前者が獨逸標準形鋼 I 45、後者が I 32）取付けのみが銜接によつてをる。断面として形鋼を使用したことは、平鉄の組合せによる断面に比して幾分經濟上の利益があつたに基いてをる。

縦桁の取付けには、横桁の腹鉄を貫通した平鉄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銜合せられ、腹鉄に於ける取付銜接部の應力を軽減してをる。



第 90 圖 獨進鐵道單線開閉索接鋼桁橋

橫桁と主鋼桁との取付けは、主桁腹鋼と橫桁上表縁との間に取りつけた持ち添りによつて補強してゐる。又橫桁の銼接點には主桁の腹鋼に別に平鋼を當て、銼接の集中による主桁腹鋼の材質變化を防いでゐる。本設計にてはこの部分に限ら

ず銲接部の繁け込みによる害の防止に細心の注意が拂はれてゐる。

主桁は腹鉄 860 mm×15 mm、突縁鉄 260 mm×13 mm で、中央 5.9 m だけ 220 mm×16 mm の蓋鉄をもつてゐる。突縁鉄、腹鉄とも接目なしの一枚鉄で、突縁鉄の端部は構造上と美觀上とから圓形に曲げ下し鉄桁端部を補剛してゐる。支承鉄の上には 7 形鋼による補剛材を配し、其他の部分の補剛材には平鉄を用ひてゐる。

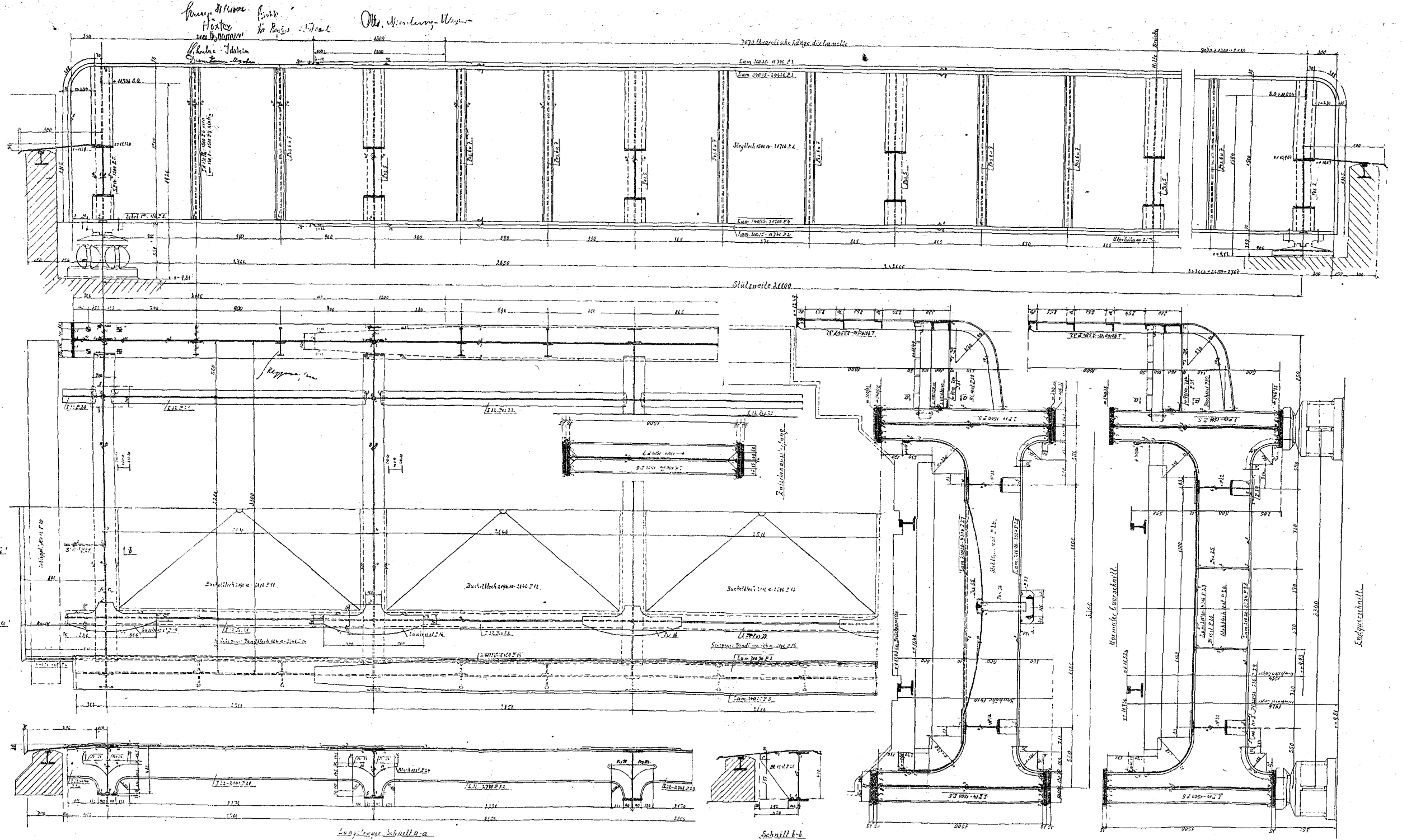
耐風構は銲結構造と同工法で隅鉄を用ひ、7 形鋼を配してゐる、縦桁の振れ止めは溝形鋼を用ひ、横桁とデラーマン型に組み、格點に三角形の隅鉄を取りつけてゐる。

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。設計に用ひた許し強度は剪力に對し 800 kg/cm² である。

第 91 圖に示したものは同じく獨逸鐵道の單線鉄桁橋の例であるが閉床構造となつてゐる。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製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 21.1 m、ハンブルグ市の Heilbrook 街を横切つて架設せられたもので、橋床はバツクル鉄による閉床で一側に歩道を有してゐる。

主桁は高 1.57 m で支間の約 $\frac{1}{13.5}$ となつてゐる。腹鉄は 1500 mm×14 mm 突縁鉄は 340 mm×35 mm で兩者とも全徑間一枚鉄を使用して、接合部の困難を避けてゐる。腹鉄の總長 21700 mm、上突縁鉄の如きは端部を圓形に曲げ降せるが故に、總長 24626 mm の長尺物となつてゐる。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



第 91 圖 獨乙鐵道單線閉床銲接鋼桁橋 (ハンブルグ市 Hellbrook 街架設)

をもたらしたことで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々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。極めて大膽に鐵道鉋桁橋のみならず、鐵道構橋までを銲接を應用してをる米國技術者に比して、獨乙技術者の眞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淺されてをることを痛感するものである。

主桁は突縁鉋のほかに中央部約 16.7 m 間に 300 mm×15 mm の蓋鉋を有してをる。腹鉋と突縁との連結は大體 8 mm の空隅肉銲接、蓋鉋と突縁鉋との連結は 6 mm の空隅肉銲接が使用せられ、蓋鉋の端部は厚、幅共に漸縮せられてこの部分約 1.2 m 間は 12 mm の空隅肉を施し、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 乃至 5 mm の連續隅肉銲接が用ひられてをる。横桁取付箇所は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て、横桁の上下突縁が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。突縁鉋は 210 mm×20 mm の平鉋、腹鉋は 10 mm 鉋兩者の取付は 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。腹鉋の切り取りに可成の不經濟を免れぬ工法を探つた嫌ひがあるが、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。

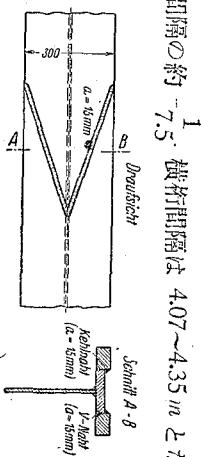
縱桁は 132 が使用せられ其上面が横桁上面と同高なる關係上、兩側縱桁は上突縁を特殊形の平鉋で連結せられてをる。

Y 型鐵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鐵筋コンクリート版木桁によつてをる。

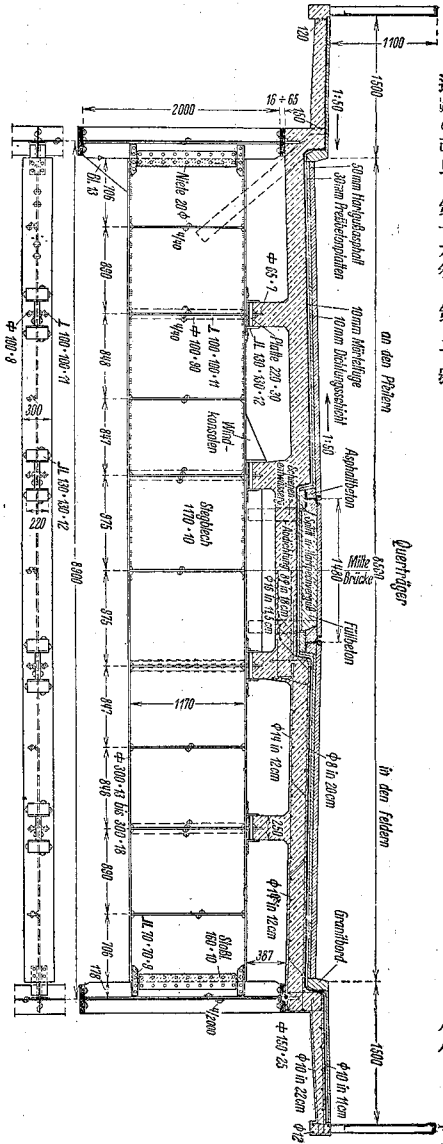
第 92 圖は吊徑間を有する第 3 徑間と、第 4 固定徑間とを示したものである。主桁高 2050 mm にして、徑間の $\frac{1}{11}$ 乃至 $\frac{1}{13}$ に當つてをる、腹鉄は 2000 mm × 12 mm 鉄、突縁鉄は幅 300 mm 厚、23 mm 及 45 mm にして、原則として各部一枚鉄よりなり、腹鉄との結合は兩側 6 mm の連続全鋼肉銲接によつてをる。但し支點上には別に 300 mm × 17 mm の蓋鉄を添加し、側面 Y 銲接にて突縁鉄と連結してをる。補剛材は約 1000 mm 間隔に配置にてされ、120 mm × 10 mm の平鉄を用ひ、取付けの銲接は 4 乃至 5 mm 兩側連続全銲接で、兩側の補剛鉄は互に約 30 mm 喰ひ違はしてをる。又横桁取付け箇所補剛材は内側のものは I36 を 2 分したものをを用ひ、これに横桁腹鉄を銲結してをる。

主桁腹鉄の接合は第 61 圖に指示した挿鉄接手を用ひ、挿鉄として 300 mm × 25 mm 鉄が用ひられ、10 mm 乃至 13 mm の連続全鋼肉銲接が兩側に施されてをる。突縁鉄の接合は第 92 圖右端に示せるが如く第 69 圖で説きたる楔形銲合接手を用ひてをる。第 93 圖は其詳細圖である。

横桁は第 94 圖に示せるが如く腹鉄 1170 mm × 10 mm にして桁高は主桁間隔の約 $\frac{1}{7.5}$ 横桁間隔は 4.07 ~ 4.35 m となつてをる。横桁突縁鉄は 300 mm × 14 乃至 18 mm にして腹鉄との取付けは 7 mm の斷續間肉銲接を用ひてをる。補剛材は橋床 Y 型鐵筋コンクリートの支承點にては一側に Y 形鋼 100 mm × 100 mm × 11 mm、他側に平鉄 100 mm × 9 mm を 4 mm の斷續間肉銲接にて取りつけてをる。尚これ等



第 93 圖 Schlichthof 橋突縁鉄の楔形銲合接手



第 94 圖 Schlachthof 橋 斷 面 圖

の補剛材の中央に片側だけ平鉄 100 mm × 9 mm の中間補剛材が用ひられてをる。

横桁と主桁との取付けは現場銲接を出来る限り使用せざる方針にて銲接を用ひず、銲結としてをる。

尚本橋は橋床コンクリート版が耐風構として作用するものと考へ耐風構を取りつけてをらなない。只主桁に當つた風壓が床版に傳へられるために、横桁の上突縁鉄上に山形鋼を取りつけて T 形桁をさし挿んでをる。又吊梁間の風壓の傳達、全風壓の橋脚への傳達等に特殊の考案が行はれてをるが銲接構造と直接關係なき事項なるが故にこれを省略する。

23. 銲接鋼桁計算例 下掲の計算例は O. Kommerell 氏が 1931 年版の彼の著書 'Einführungen zu den Vorschriften für geschweisste Stahlbauten' に掲げた計算例中、桁に關係したものを基としてこれに解説を加へたものである。従つ

考へる、第 95 圖の左圖がこれである。

今水平部の隅肉銼接の脚が 1.5 cm 垂直部の隅肉銼接の脚が 1.2 cm とすれば喉斷面は次の値をもつ。

$$b = 1.5 \text{ cm} \quad \text{のとき} \quad a = \frac{1.5}{\sqrt{2}} \doteq 1.1 \text{ cm}$$

$$b = 1.2 \text{ cm} \quad \text{のとき} \quad a = \frac{1.2}{\sqrt{2}} \doteq 0.8 \text{ cm}$$

従つてこの假想有効斷面の全面積 (F) 慣性モーメント (J) 斷面係數 (W) は

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

$$J = -\frac{1}{12} (30 \times 32.2^3 - 27.2 \times 23.8^3) - 25760 = 27148 \text{ cm}^4$$

$$W = \frac{27148}{16.1} = 1686 \text{ cm}^3$$

となる。上式中 154、及 25760 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張應力 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

$$\sigma_1 = \frac{1380000}{1686} = 818 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{43000}{165} = 261 \text{ kg/cm}^2$$

となる。兩應力の合成力 σ は (5) 式により、

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

これに對する許容應力は 6 により、st 37 に對して、他に附加應力なき場合、

$$\sigma_z = 0.65 \times 1400 = 910 \text{ kg/cm}^2$$

軌條桁の場合は

$$\sigma_z = 0.65 \times 1350 = 875 \text{ kg/cm}^2$$

となり充分の強度を持つこととなる。

この工法では現場溶接に上向き溶接を行はねばならぬ不利があるが故に、次節の通し鋼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 (通し鋼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。連結部に作用する外力を

最大曲げモーメント	$M = +10 \text{ t}\cdot\text{m}$
最小曲げモーメント	$M = +2.4 \text{ t}\cdot\text{m}$
最大反力	$A = +30.0 \text{ t}$
最小反力	$A = +4.0 \text{ t}$

とす。従つて連結部の計算に用ふる全外力は

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

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

今出げモーストに抵抗せしむるために、横桁の腹鉄を貫きて第 97 圖の如き接目鉄を配し兩側縦桁の上突縁鉄を連結するものとす。今この接目鉄が $M = 13.8 \text{ ton}$ によりてうくる引張應力

(2) は、 B 點にてモーストを考ふることにより

$$z = \frac{M}{30.6} = \frac{1380000}{30.6} = 45100 \text{ kg}$$

にて與へらる。従つて接目鉄の所要斷面積 (F) は

$$F = \frac{45100}{1400} = 32.2 \text{ cm}^2$$

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

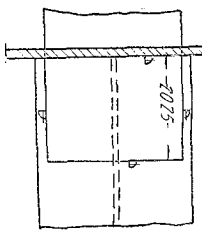
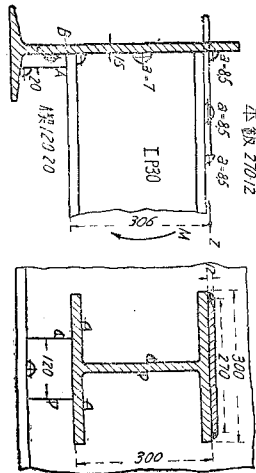
今間 $b = 1.2 \text{ cm}$ の隅肉銲接によつてこの接目鉄を縦桁の突縁に連結するものとせば、隅肉銲接の喉斷面は $a = \frac{1.2}{\sqrt{2}} = 0.85 \text{ cm}$ となる。

接目鉄の全長を 420 mm とし、一側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

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

となる。従つて總喉斷面積は

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



第 97 圖

故に隅肉銲接のうくる単位剪應力は

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

なり、これに對する許容剪應力は

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

にして、隅肉銲接端の垂を考慮するも尙充分なる強度を持つ。

反力 $A = 43t$ はこれを腹鉄兩側と、下突縁の上面のみの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 98 圖により 10 mm 隅肉銲接の總喉斷面積は

$$F_z = 2 \times 0.7 \times 25.3 + 0.7 \times (30 - 12) = 55.6 \text{ cm}^2$$

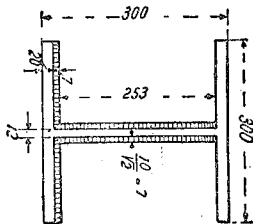
にして、單位剪應力 σ は

$$\sigma = \frac{43\,000}{55.6} = 774 \text{ kg/cm}^2$$

にして、これに對する許容剪應力 $\sigma_z = 0.65 \times 1\,400 = 910 \text{ kg/cm}^2$ 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 99 圖指示の如く突縁鉄 260 mm × 30 mm 腹鉄 860 mm × 15 mm の斷面を有するものとする。列車



第 98 圖

今第 99 圖の斷續脚肉銜接の一脚肉長を l 、其心距を e 、喉厚 a 、脚肉許容剪應力を σ 、とすれば、18 に説きたるところにより

$$\tau = 2 \cdot a \cdot \rho \cdot \frac{l}{e}$$

今脚肉脚長 1.5 cm に對し $a = 1.06$ cm, 心距 $e = 14.2$, 脚肉長 $l = 62$ とすれば

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

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

許容剪應力
$$\sigma_s = 0.65 \times 1400 = 910 \text{ kg/cm}^2$$

にして充分なる強度を有す。桁の中央にては Q の減少と共に間隔を増大しうべく、18 (15) 式を用ひてこれを決定し得べし。(未完)

