

# 鋼橋架設工事の引出工法における腹板の耐力およびその安全性について

横河工事

菊野日出男 ○新田結道

## 1. はじめに

近年、橋梁の設計、製作技術の急速な進歩にしろない高張力鋼を用いた大型薄肉溶接構造の橋梁がますます増加する傾向にある中で、橋梁架設技術の進歩にもめざましいものがあり、これらの時代的すう勢に則して架設工法の開発にも多大の努力が見られる。しかし、架設途中における荷重、外力、製作、計算精度に対する不確定な要素も多く架設途中の構造系に対する耐力およびその安全性についての研究がそれにとわわらず、最近においても架設途中で落橋する事故も2~3例、海外で発生している。これには、架設途中における安全性の検討がおよそおこなわれておらず、安全率を或る程度低く設定されることは止むをえないとしても、甚ときは単に経験のみに頼っていることもないではない。そこで、従来から用いられて来た鋼橋架設工法の一手法である『引出し工法』を例にとり、その問題点の一つである腹板を補剛材のない点で受け止める局部集中応力とその耐力について従来から用いられて来たローラーによる引出し工法から一歩進んだ方式の引出し工法で、最近の高張力鋼を用いた長支間の大型、薄肉構造の橋桁、特に箱桁に対処したものの『ノンフリクションプレート』と滑り板を用いた橋桁を支持してシャッシャリ引き出す工法がかわら『送り出し装置』を用いた引出し工法を紹介し本工法の特徴、および腹板をローラーで受け止める場合と平面板で支持した場合の腹板に生ずる局部集中応力の差異を理論計算と実験値から考察し、その耐力および安全性を実際架設例を紹介しながら述べて行なう。

## 2. 『送り出し装置』を用いた引出し工法の概要および特徴

従来から橋げた架設の一工法としての『引出し工法』は、あらかじめ取付道路上など架設地帯附近に組立てられた跨線橋、架道橋等を短時間に架け渡す工法として、また河川上での下空間の利用が制限される場合および重連式の引き出し可能な直橋の架設等に有効な工法としてひろく用いられてきた。この場合、既設の架設時の主桁にかかる負の曲げモーメントを小さくするに努めず延きを取り付けたり、引き出し時の牽引抵抗を小さくするため、それをローラーで支持しながらウインチとワイヤーロープによって引き出す工法にとられてきたが、この工法には、つぎのような難点があった。

- i). ローラー上をを引き出す場合、ローラーと鋼梁の接触部で働くためその近傍に応力が集中し、さらに最近のように大型の薄肉構造を取り扱う場合には腹板の底層に対する安全性が著しく低下することとを考慮される。
- ii). 大型橋梁を重連式で引き出す場合に、ウインチとワイヤーロープ方式では牽引力が不足する問題が生ずる。
- iii). 大型、大電量の橋げたをローラーで支持した状態で引き出すことは架設時の安全性に欠ける面がある。

以上の欠点を改善するとともに引出し工法の利点を兼ね備えた引出し工法が『送り出し装置』を用

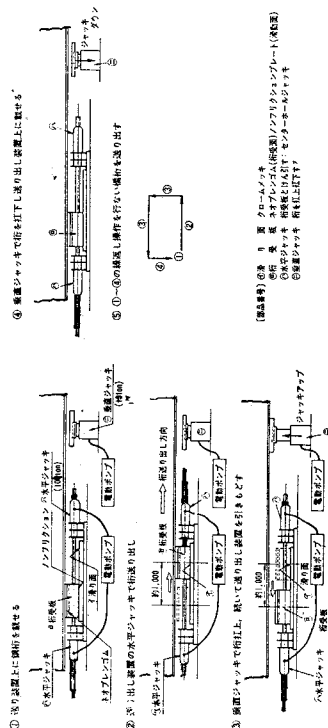
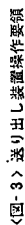
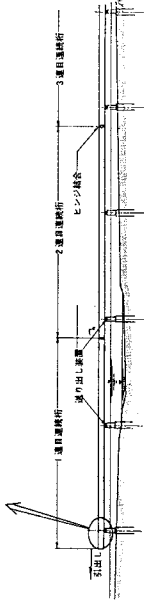
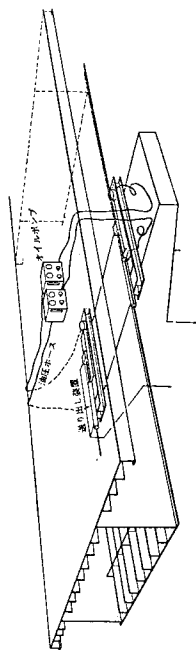
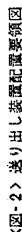
i). 1枚の腹板を剛性の大きな板で面支持することにより、腹板に生ずる局部集中応力を緩和し、ローラー引出しに比べて大反力、大ブロックの一枚引出しが可能になった。

ii). 引出しを従来のウインチ〜ワイヤーロープ方式から、油圧ジャッキ〜ポンプ方式にかえることにより、引出し牽引力の保証と引出し作業の単純化と安全性が増した。

iii). 牽引抵抗を小さくするため、従来のローラーを用いていたが、本工法ではノンフリクションプルート（四フックエチレン樹脂）の滑り板（摩擦係数、 $\mu = 0.03 \sim 0.08$ ）を用いることにより、引出し抵抗をローラーと同等におさえることが、可能になった。

iv). 従来の引出し工法を用いた従来のローラーで主桁を支持する方式から平面板で支持することから架設時の安定性が高くなり安全性に優れている。

送り出し装置の構造、配置要領をそれぞれ図-1、図-2に示す。また送り出しの機構は図-3に示すように、約1mの滑り面長を有する滑り板①と、けねと支接するけね受板②、および①と移動させる水平レンジギヤツキ③とけねを扛上、降下させる垂直ギヤツキ④とからなり、③、④のギヤツキは電動ポンプによって操作できる。これを図-3の①～④サイクルで操作することにより、1ストローク(約1m)ずつ橋やねを直線上に送り出して行く。

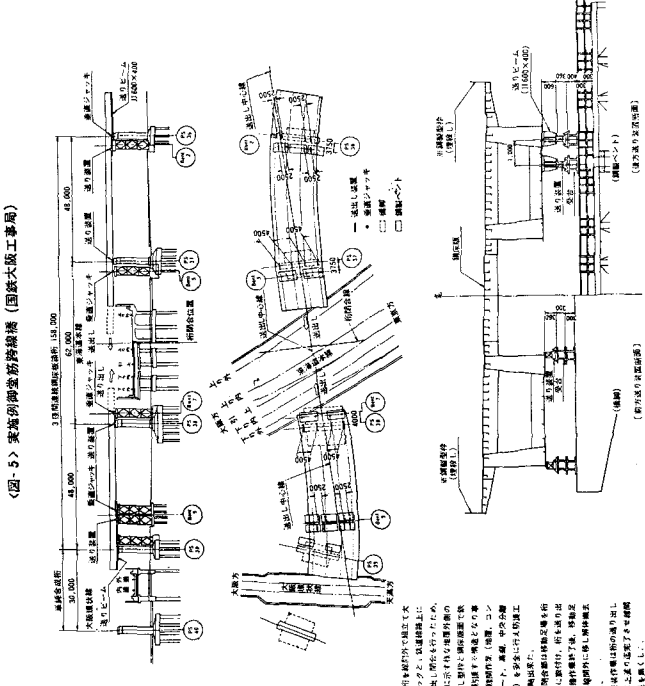
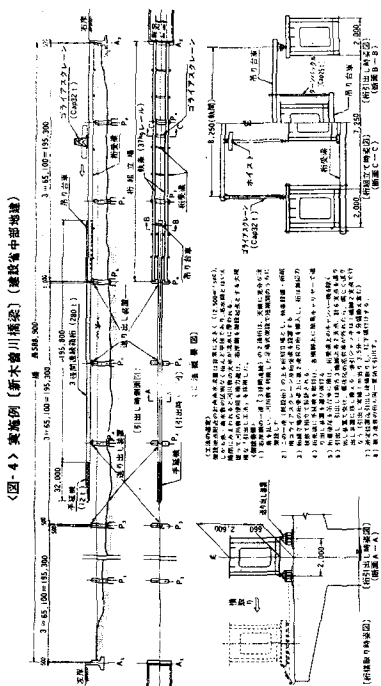


#### 4. 施工実績および施工例

施工実績は表-1に示す。施工例は図-4、図-5に示す。

表-1 施工実績

| 工事名                 | 工事時期         | 発注先        | 橋梁形式及び諸元                                                   | 工事総重量      | 引出容量W(t)<br>引出距離L(m) | 送り装置数:S<br>水車台数:T |
|---------------------|--------------|------------|------------------------------------------------------------|------------|----------------------|-------------------|
| 1. 新木曾川橋梁           | S43.3~S43.12 | 建設省中部地建    | 3径同連続鋼床版2箱桁 3連<br>3@15,100=195,300 中径14,000                | 3,238t 831 | W=300t<br>L=400m     | S=8台<br>T=2台      |
| 2. 御堂筋跨線道路橋         | S44.4~S44.12 | 国鉄大阪工務局    | 3径同連続鋼床版2箱桁 (曲線橋)<br>(48,000+62,000+48,000) 中径16,000       | 925t 655   | W=500t<br>L=30m      | S=8台<br>T=4台      |
| 3. 天王寺心ハス           | S44.4~S44.12 | 国鉄大阪工務局    | 2径同連続鋼床版2箱桁 (曲線橋)<br>(46,000+58,000) 中径16,000              | 706t 855   | W=600t<br>L=100m     | S=8台<br>T=4台      |
| 4. 小松跨線道路橋          | S44.3~S44.3  | 国鉄東工務局     | 単独鋼床版2箱桁 2連<br>6@9,300 中径15,000                            | 658t       | W=600t<br>L=180m     | S=12台<br>T=4台     |
| 5. 首都圏道路7号線<br>2.2区 | S44.9~S44.11 | 首都圏道路公団    | 単独合成工桁 2連<br>4@54,630                                      | 380t       | W=70t<br>L=55m       | S=4台<br>T=2台      |
| 6. 石狩河口橋            | S44.10~S45.3 | 北海道開発局     | 3径同連続鋼床版1箱桁 (斜張橋)<br>2@62,000+160=284,000 中径               | 1651t      | W=440t<br>L=31m      | S=4台<br>T=2台      |
| 7. 鈴鹿川橋梁            | S46.6~S46.3  | 鉄道建設公団名古屋局 | 3径同連続2箱桁 2連<br>3@49,600=277,600<br>3径同連続1連 2@48,600=97,200 | 1700t      | W=1200t<br>L=380m    | S=12台<br>T=8台     |
| 8. 松浜歩道橋            | S45.9~S45.12 | 建設省北陸地建    | 単独鋼床版1箱桁 14連<br>2@4,400+12@45,800 中径2,000                  | 895t 097   | W=2551t<br>L=260m    | S=8台<br>T=2台      |
| 9. 新津根橋             | S46.6~S46.12 | 建設省関東地建    | 3径同連続1箱桁<br>3@90,000=270,000 中径9,000+2,000                 | 849t 803   | W=870t<br>L=280m     | S=16台<br>T=8台     |
| 10. 新立野川橋           | S46.5~S47.2  | 建設省四国地建    | 3径同連続1箱桁 2連<br>6@71,000=426,000 中径10,750+1,500             | 1871t 296  | W=1800t<br>L=400m    | S=20台<br>T=12台    |
| 11. 新旭川橋            | S47.1~S47.6  | 建設省中国地建    | 3径同連続2箱桁 2連<br>6@56,350+2=338,100 中径8,000+2,500            | 1097t 583  | W=1000t<br>L=300m    | S=10台<br>T=6台     |
| 12. 新田大橋            | S48.6~S48.9  | 福岡県        | 単独開口断面1箱桁<br>5@62,200=266,000 中=10,000                     | 791.501    | W=633t<br>L=213m     | S=8台<br>T=4台      |



## 5. 腹板に生ずる応力の解析および実験結果との比較

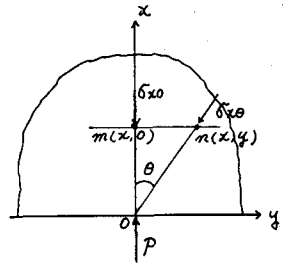
5-1 在来から引出し工法に用いられて来たローラーで補剛されていない腹板を受けの場合、局部集中応力により腹板の耐力力が著しく低下した型の薄肉構造の橋梁を引出し架設することには大きな利約となっていた。しかし、ローラーに変えて平面板で受けて引出し架設することが可能であれば腹板の耐力力が向上しより大型の橋梁架設が可能とすることは十分知られていた。そこでこの項で紹介した『送り装置』なるものの考察より実用化されたら、本装置も亦案として当初は腹板の局部集中応力を緩和することに対しては非常に有効な手段であることは十分判っていたが、どの程度効果があるかは不明であった。そこで、計算による解析と実験結果により、その効果に付いての検討を行ない実証したいと思う。

5-2 ローラーから集中荷重を受けたときの理論式。

半無限大板に集中荷重  $P$  が作用した場合の腹板に生ずる応力は次の釣合式から求まる。荷重  $P$  による  $m$  点および  $n$  点に生ずる応力を  $\delta_{x0}$  および  $\delta_{x\theta}$  とすれば、これらはいずれも  $O$  点に向う方向の圧縮応力で、これに直角方向の主応力は  $O$  でありまた  $\delta_{x0}$  と  $\delta_{x\theta}$  との間には  $\delta_{x0} = \delta_{x\theta} \cdot \cos \theta$  の関係がある。平板を  $m \sim n$  を通る水平線で切り、この断面に垂直な方向の応力を積分すれば  $P$  に等しくなるわけである。

すなわち、平板の厚さを  $tw$  とすれば

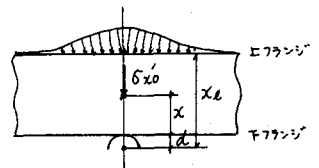
$$P = - \int_{-\infty}^{\infty} tw \cdot \delta_{x0} \cdot \cos \theta dy = - \int_{-\frac{\pi}{2}}^{\frac{\pi}{2}} tw \cdot \delta_{x0} \cdot \cos \theta \cdot \frac{x \cdot d\theta}{\cos \theta} \\ = - tw \cdot x \cdot \delta_{x0} \left( \frac{\theta}{2} + \frac{\sin 2\theta}{4} \right) \Big|_{-\frac{\pi}{2}}^{\frac{\pi}{2}} = - \frac{\pi}{2} \cdot tw \cdot x \delta_{x0}$$



故に  $\delta_{x0} = \frac{-2P}{\pi \cdot tw \cdot x} \dots \dots \dots \textcircled{1}$

実際のけりでは、その腹板の高さは有限で、かつ上フランジによって拘束を受けている。また下フランジの剛性等の影響により、計算上の荷重の作用点  $O$  は、実際の作用点より  $d$  だけ遠い位置にある。そのための補正項  $\delta_{x0}''$  はつぎのようになる。

$$\delta_{x0}'' = \delta_{x0} \frac{x-d}{x_e-d} = - \frac{2P}{\pi \cdot tw \cdot x_e} \cdot \frac{x-d}{x_e-d}$$



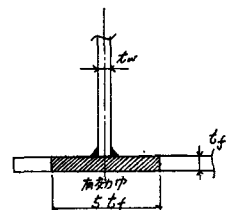
したがって実際に働く応力は次式で表わせる。

$$\delta_{x0}' = \delta_{x0} - \delta_{x0}'' = - \frac{2P}{\pi \cdot tw} \left\{ \frac{1}{x} - \frac{x-d}{x_e(x_e-d)} \right\} \dots \dots \dots \textcircled{2}$$

又、文献(1)によると実験により  $d$  の値を

$$d = 1.654 \left( \frac{I}{tw/2} \right)^{1/2} \text{ とし}$$

$I$  の値を  $I = \frac{5tf \times tf^3}{12}$  としている。



### 5-3 平面支承から荷重を受けらる時の理論式。

5-2項でローラー支承から腹板に集中荷重を受けらる時、 $m$ 点に生ずる垂直方向の応力 $\sigma_{x0}$ は①式で表わされる。そこで半無限大板が、巾 $b$ を有する平面 支承から $P$ なる荷重を受けらる場合にはローラーの場合と同様、 $m$ 点に生ずる垂直応力 $\sigma_{x0}$ を求めることとする。まず平面 支承が無限大の剛性を有するものとして、平面支承の任意の点 $n(0, y)$ より $dp$ なる荷重が作用した時の $m$ 点の $\theta$ 方向に働く応力 $\delta x\theta$ は

$$\delta x\theta = \frac{-2 dp}{\pi \cdot tw \cdot x} \cos \theta \text{ である。}$$

又、 $m$ 点の $x$ 軸方向に働く応力 $\delta x0$ も、 $\delta x0 = \frac{-2 dp}{\pi \cdot tw \cdot x} \cdot \cos \theta$ で表わされる。

従って、巾 $b$ なる平面支承 $n(x, 0)$ 上の受ける $x$ 軸方向応力 $\delta x0$ は

$$\delta x0 = 2 \int_0^{\frac{b}{2}} \frac{-2 P}{\pi \cdot tw \cdot x \cdot b} \cdot \cos \theta \cdot dy$$

又、 $\cos \theta$ は  $\frac{x}{\sqrt{y^2 + x^2}}$  で表わされるから  $\delta x0 = \frac{-4 P}{\pi \cdot tw \cdot b \cdot x} \int_0^{\frac{b}{2}} \left( \frac{x}{\sqrt{y^2 + x^2}} \right)^2 dy$

$$\delta x0 = \frac{-4 P}{\pi \cdot tw \cdot b} \tan^{-1} \frac{b}{2x} \dots \dots \dots \textcircled{3}$$

で表わされる。しかし、実際の桁ではその腹板の高さは有限でかつ上フランジによって拘束を受けている。また下フランジの剛性等の影響により計算上の荷重の作用点 $0$ は、実際の作用点より $d$ だけ遠い位置にある。そのための補正項 $\delta x0''$ はつぎのようになる。

$$\delta x0'' = \delta x0 \cdot \frac{x-d}{x} = \frac{-4 P}{\pi \cdot tw \cdot b} \cdot \tan^{-1} \frac{b}{2x} \cdot \left( \frac{x-d}{x} \right)$$

$$\therefore \delta x0' = \delta x0 - \delta x0'' = \frac{-4 P}{\pi \cdot tw \cdot b} \left( \tan^{-1} \frac{b}{2x} - \tan^{-1} \frac{b}{2x} \cdot \left( \frac{x-d}{x} \right) \right) \text{ となる} \dots \textcircled{4}$$

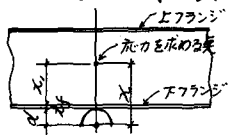
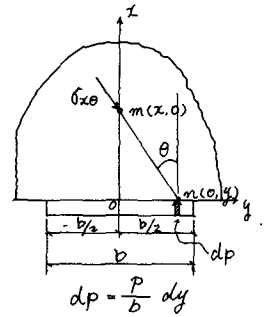
### 5-4 理論式中の $d$ の値について。

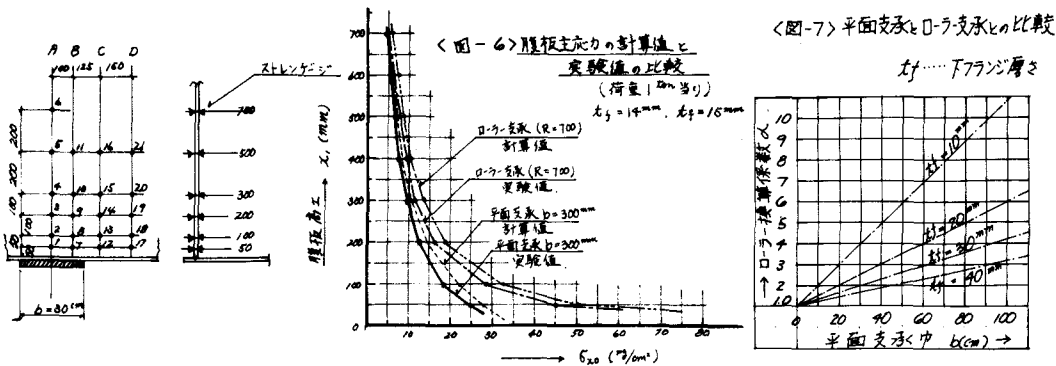
理論式を実用式として用いるためには、理論式中の $d$ の値を実験的に求める必要がある。ローラー支承の場合の $d$ 値については、今までも実験的に求められている。参考文献2)による圧縮桁の場合、 $d = 1.654 \left( \frac{I}{tw^2} \right)^{1/3}$  とし  $I = \frac{5.55^4}{2}$  としている。

すなわち、ローラーから腹板の応力を求める点までの距離を $x$ とし、その $x$ の値を次式で表わしている  $x = x_f + x_1 + d \dots \dots \dots \textcircled{5}$

この $d$ の値はローラーの場合、良く一致することになっており、実用式として多く用いられている。そこで平面支承の場合も基本的にはこの $d$ の値と一致しなければならない。たとえ③式に⑤式の値を代入して

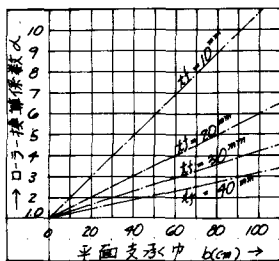
実験値と比較を行なった。その結果は、図-6の通りである。この図によると、 $d = 1.654 \left( \frac{I}{tw^2} \right)^{1/3}$  を用いて計算した値がいずれの場合も10%~20%大きくなり実験値の方が、小さくなる。





〈図-7〉平面支承とローラー支承との比較

σ<sub>0</sub>……下フランジ厚さ



したがって、計算式の  $\alpha$  の値を多少修正する必要があると考えらるが、実験の際の折に生じた曲げモーメントが明確でなく、又実用上安全側になること、平面支承の場合、支承板の剛性にも問題があるのであえて  $\alpha$  の値を修正せずに用いることにした。

5-5、ローラー支承の場合と平面支承の場合の腹板に生ずる応力の比較。

前記の 5-2, 5-3 項より求めた理論式より半無限大板に生ずる応力は、

$$\text{ローラー支承の場合} \quad \sigma'_{x0} = -\frac{2P}{\pi \cdot \tan \alpha} \quad \cdots \cdots \cdots \text{[I]}$$

$$\text{平面支承の場合} \quad \sigma'_{x0} = -\frac{4P}{\pi \cdot \tan b} \cdot \tan^{-1} \frac{b}{2x} = -\frac{2P}{\pi \cdot \tan \alpha} \left( \frac{2x}{b} \cdot \tan^{-1} \frac{b}{2x} \right) \cdots \cdots \text{[II]}$$

(但し、いずれの場合も補正項は小さいため省略した。)

となる。そこでローラー支承と平面支承の場合の腹板に生ずる応力比較は、[II] 式を次の様に表わして比較することになる。

$$\text{すなわち [II] 式は} \quad \sigma'_{x0} = -\frac{1}{\alpha} \cdot \frac{2P}{\pi \cdot \tan \alpha} \quad \cdots \cdots \cdots \text{[III] を表わす。}$$

$$\alpha \text{ の値は} \quad \alpha = \frac{b}{2x \cdot \tan^{-1} \left( \frac{b}{2x} \right)} \quad \cdots \cdots \cdots \text{[IV] を表わす。}$$

ここで  $\alpha$  はローラー支承と比較する係数として表わすことになる。この  $\alpha$  を『ローラー換算係数』として表わすと図-7 の様になる。図-7 よりわかることは、下フランジの板厚が薄い場合、平面支承と折をえることは非常に有効になることわかる。たとえば、平面支承中  $b = 60 \text{ cm}$  で下フランジ厚  $t_f = 10 \text{ cm}$  の場合、ローラー支承に換算すると  $\alpha \div 70$  となり 7 分の 1 のローラーで受けたのと同じ効果があることわかる。又図-4 に示した腹板の主応力分布図では平面支承とローラー支承との主応力の腹板高による応力変化を示したものであるが腹板に生ずる応力は下フランジ上面から 10 cm 程度迄は局部集中応力の差異がほぼはたしく 70 cm 以上になるとローラー支承と平面支承の差異は小さくなることわかる。したがって平面支承は局部集中応力 和に対して非常に効果がある。以上述べた点から平面支承とローラー支承の場合の大きな差異を茲から行われ

ていた『引出し工法』を大巾に改善するとともに長大橋を『引出し』架設することと可能となる要因でもある。

## 6. 『引出し工法』における腹板の耐力とその安全性について。

6-1 概要. 引出し工法における腹板に生ずる応力及び応力分布は、理論解析及び実験を通してある程度、把握することが出来るようになったが腹板の耐力すなわち座屈については不明点が多い。桁製作時の初期ひずみ、残留応力および材料強度と耐力の問題などがある。特に腹板の初期ひずみ、残留応力は腹板耐力に大きな影響をおよぼすことは実験、実地施工を通して知り得ているが、十分把握するまでには致っていない。しかし腹板の局部座屈(耐力)に影響する項目をあげると。

- |                    |                    |
|--------------------|--------------------|
| 1. 支承条件。           | 5. 腹板補剛の間隔および位置。   |
| 2. 腹板の初期ひずみ(製作精度)。 | 6. 腹板の板厚および母材強度。   |
| 3. 残留応力。           | 7. 腹板と下フランジとの接合方法。 |
| 4. 下フランジの板厚。       | 8. 腹板の温度応力および変形。   |

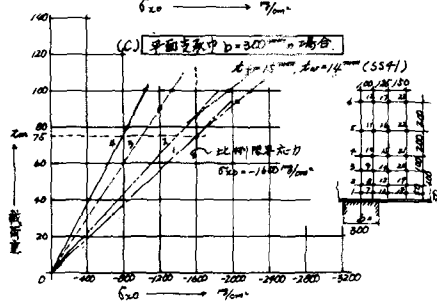
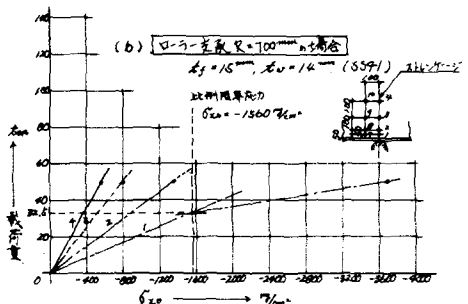
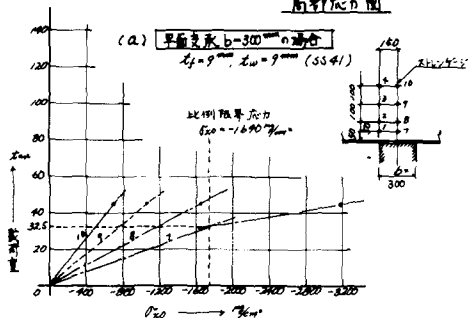
などがあげられる。

## 6-2 腹板の耐力について。

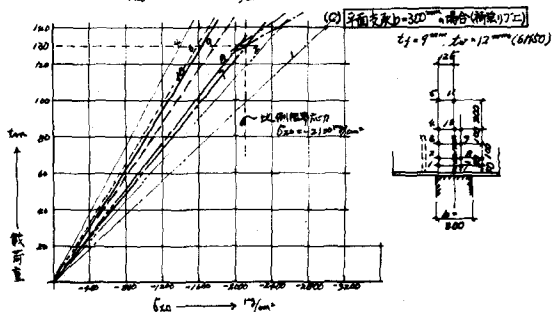
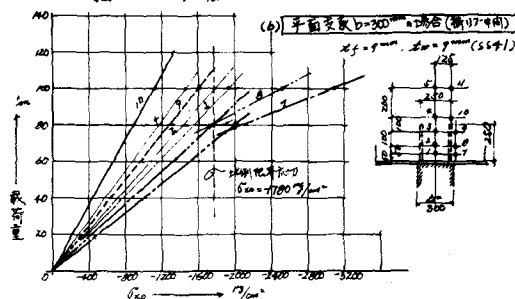
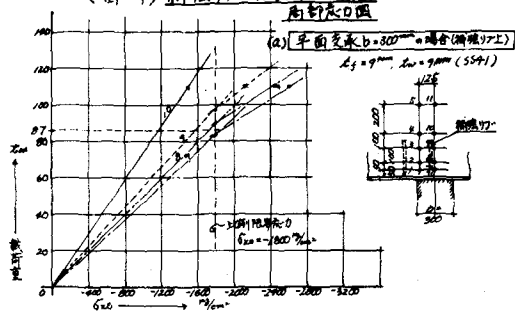
我々が『引出し工法』で鋼桁の架設計画を行なうに際し『ローラー支承』を用いるにしろ、『平面支承』を用いるにしろ腹板の補剛されていない点で受けた場合、局部集中応力による局部座屈が問題となり、その耐力がどの程度あるか問題とされていた。そこで、2~3の実験を通してこの種の問題の究明にあつた。その実験結果を図-8~図-9に示した。これによると腹板がSS4/材の場合には、下フランジ上面より50mmの位置で腹板の局部応力 $\sigma_c = -1600$ MPa ~  $\sigma_c = -1800$ MPa程度には達し明らかに局部座屈の現象を呈しはじめる。又、SM50材の場合ではSS4/材ほど明確な現象は得られなかったが、図-9(c)に示す通り $\sigma_c = -2100$ MPa前後で局部座屈を生じていることがわかる。これは腹板の局部的に面外座屈を生じ始めるか、その他の降伏現象を起し初めているもので、局部座屈現象を起していることには相異なく、この点をもって腹板の局部座屈したと考えてもよい。しかし、実験結果から推定すると局部座屈が生じ始める時の耐力は破壊に至るまでの耐力の約70%~60%程度である。しかつてこの局部座屈現象が起り初めてからさらに30%~40%の荷重を増加させないことには腹板が局部破壊するまでには至らない。これらのことは、我々の施工計画を行なうにあつて腹板の耐力を推定する一つの目安にはなるものとして重要な点である。又これらの実験結果は腹板の補強リブの効果についての目安を得てくれるものでもあった。図-9には腹板に補強リブを取り付けた場合の腹板の耐力を示しているが、これによると腹板の耐力は補強リブをつけないものに比べて $t_w = 9$ mmのものに約2倍の耐力を示している。従つて、補強リブは『平面支承』の場合、腹板の耐力を増す手段として非常に有効である。又、図-10は補強リブの効果を示すもので荷重1噸当りに対して腹板に生ずる応力を補強リブのある場合とない場合および載荷位置の違いによる差異を示したものである。

## 6-3 腹板の耐力とその安全性について。

＜図-8＞ 補強リバーの腹板の  
局部応力図

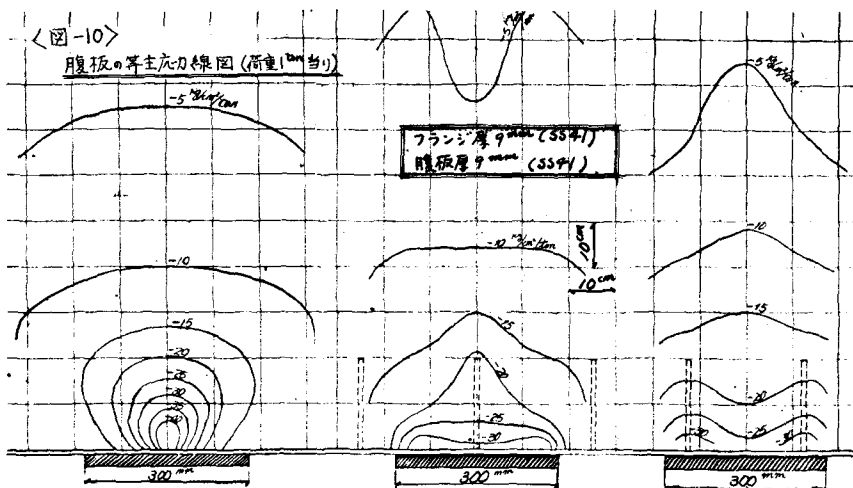


＜図-9＞ 補強リバーの場合の腹板の  
局部応力図



＜図-10＞

腹板の等主応力線図 (荷重 1mm 当り)



『引出し工法』における腹板の耐力とその安全性について考える場合、まず架設しようとする鋼桁全体の架設荷重、外力に対してどのような安全性をもてばよいか、又腹板の局部集中荷重に対してどのような安全性をもてざるべきかが問題となる。そこで、今までの施工実績と実験結果および理論計算などを考慮に入れたら考えてみたいと思う。まず今までの架設計画時に考えていた安全性を例にあげると、主桁の抵抗モーメントが架設時に生ずる曲げモーメントに対し架設割増しなしで満足していること。腹板の補剛材間隔、配置が架設時に生ずるせん断力に対して十分であること。および  $DIN4114$  の座屈安全率が  $1.35 \sim 1.45$  以上あること。上、下フランジが圧縮力を受ける場合には、その座屈安全率が  $DIN4114$  を用いて  $1.45$  以上あることを基本としていた。次に腹板の局部集中荷重に対しては局部的に生ずる応力  $\sigma$ 、 $S/S_1$  材の場合は  $\sigma \leq -2000$  部、 $S/M50$  材の場合は  $\sigma \leq -3000$  部であればよいとしていた。しかし、局部集中応力の算出方法と許容による局部集中応力の大きさの問題があり、施工初期の中には多少トラブルもあり、それ以後は腹板の局部集中応力を緩和する意味で腹板に補強リブを平面支承以下で配置して安全性を確保していたのが実状であった。そこで、この局部集中応力算出方法と局部座屈の実作を把握するために種々の実験を実施を行なった。その結論として、今述べて来た様な結果が得られた。そこで一応これらの結果にもとづいて局部座屈についての安全性を再考してみたい。架設時の主桁の安全性の検討については局部座屈問題を除いて今述べておきしつかないことは施工例を通してわかっており次の事項を改善することにした。

- ① 局部集中応力の算出式は5-3項を導いた③式による。
  - ② 腹板の局部座屈応力を  $S/S_1$  材では  $\sigma \leq -1800$  部、 $S/M50$  材では  $\sigma \leq -2400$  部とすること。又それ以外の材算については母材の降伏点応力度  $\sigma_y$  の  $80\%$  以下とする。
  - ③ 補強リブを平面支承以下で配置する際は、③式に算出した応力  $\sigma$  の  $65\%$  とする。  
(但し 補強リブは  $R500 \times 10 \times 150$  程度のもので使用すること。)
  - ④ 腹板厚  $t_w$  が  $12mm$  以下では②の局部座屈応力の  $80\%$  とする。
  - ⑤ 架設時の主桁構造系が静定系であるか不静定系であるかによって計算反力と実際反力に差が出て実状に則さないか不静定系の場合には計算反力の  $2$  割増しする。
- 以上、『引出し工法』で施工計画を行なう場合の局部集中応力に対する許容応力度を過去の実験結果よりまとめると表-2のようになる。

