3 章 設計法の違いによるコスト縮減効果の比較

3.1 はじめに

プレートガーダーの腹板の補剛設計については，古くは鋼重削減を目的とし腹板厚を薄くし，腹板の座屈を防止するため多くの垂直・水平補剛材を配置する所謂多補剛設計が行われてきた．しかしながら，鋼材の低価格化，労務単価の高騰により製作コストのうち労務費の占める割合が増えている近年では，多少板厚が増加しても補剛材の数を減らすことで労務費の割合を減じ製作コストを抑える少補剛設計にシフトしている．

旧建設省が提唱した鋼道路橋設計ガイドライン（案）では，道路橋示方書の規定の範囲内で水平補剛材段数を少なくすることで製作コストの低減を図っているが，近年の日本道路公団発注の工事では，主桁の応力状態に応じたアスペクト比の見直し，腹板の安定性照査方法の提案により，道路橋示方書の規定に拘らない少補剛薄板設計が試みられている．その他，曲げモーメントへの抵抗には寄与せずせん断力に対してのみ抵抗する波形ウェブ，欧米の基準等で採用されているコンパクト，ノンコンパクトの区分を取り入れた限界状態設計法などの研究が進められている．

本グループでは，あるモデル橋梁を対象に前述の多種の設計法により試設計を行い，その結果をもとに製作コストを試算し比較することで，それぞれの設計法によるコスト縮減効果を具体例にて確認するものである．このとき，本テーマは設計法の提案を目的とするものではないため，既存の設計基準あるいは研究成果を用いて試設計を行うこととする．

3.2 検討方針

3.2.1 検討対象モデル橋梁

検討の対象とするモデル橋梁は，「連続合成 2 主桁橋の設計例と解説」（日本橋梁建設協会　平成 17 年 8 月）に設計例として示される 3 径間連続 2 主桁橋とする．モデル橋梁の構造一般図および断面構成図を**図-3.2.1** に示す．

3.2.2 検討方法

3.2.1 で示した文献に示される設計例をもとに，各設計法での試設計を行う．試設計は主桁の断面計算について行うこととし，床版，ずれ止めは検討対象から除外する．設計断面力は設計例に示される断面力算出結果を用いる．ただし，断面決定後の断面力の再計算は作業量が大きいことを勘案し行わないこととする．

また，断面計算は橋梁の対象性から片側主桁の第 1 支間～第 2 支間中央までの 7 断面について行い，断面変化位置，ブロック数等は設計例に倣うものとする．

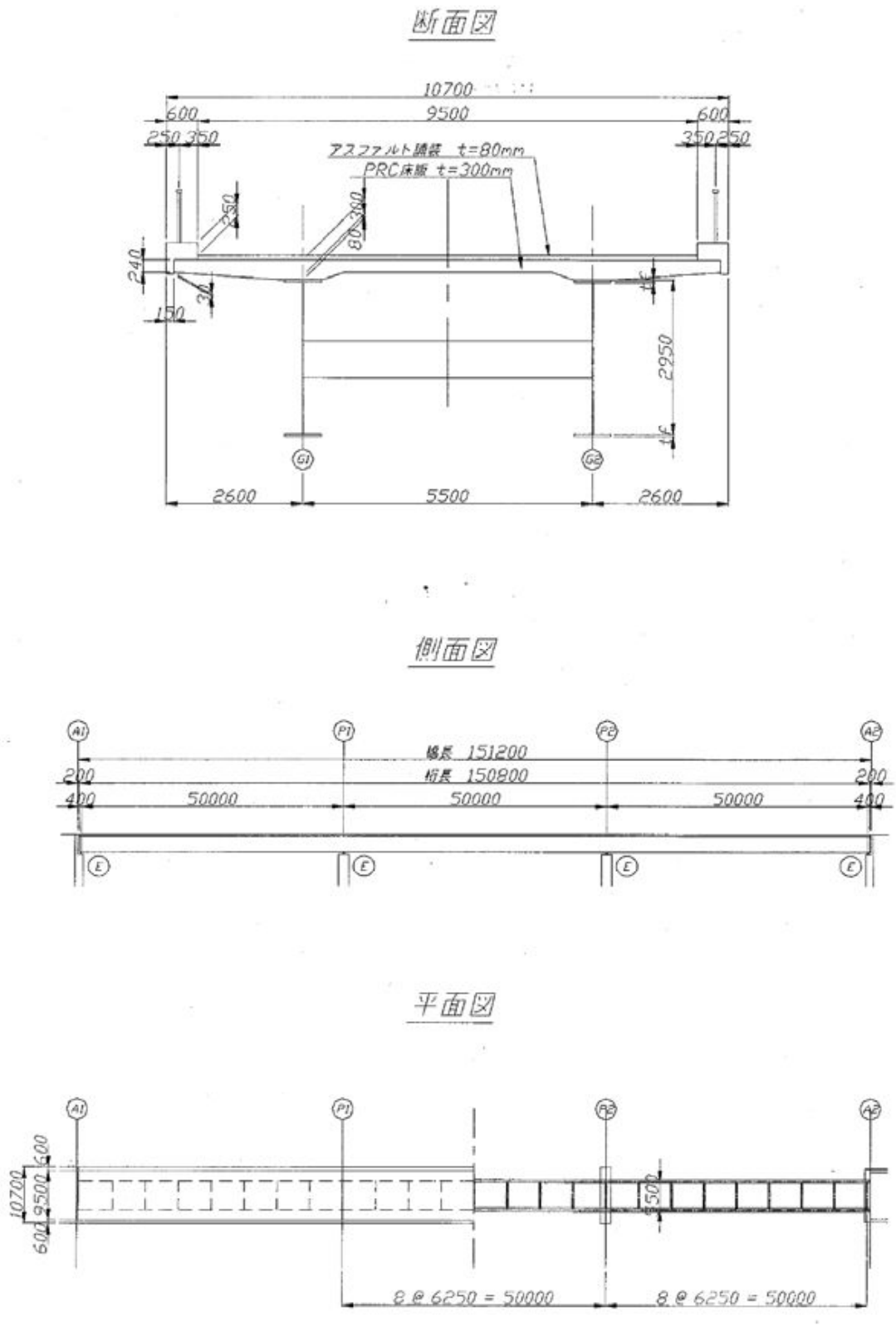


図-3.2.1 モデル橋梁構造一般図

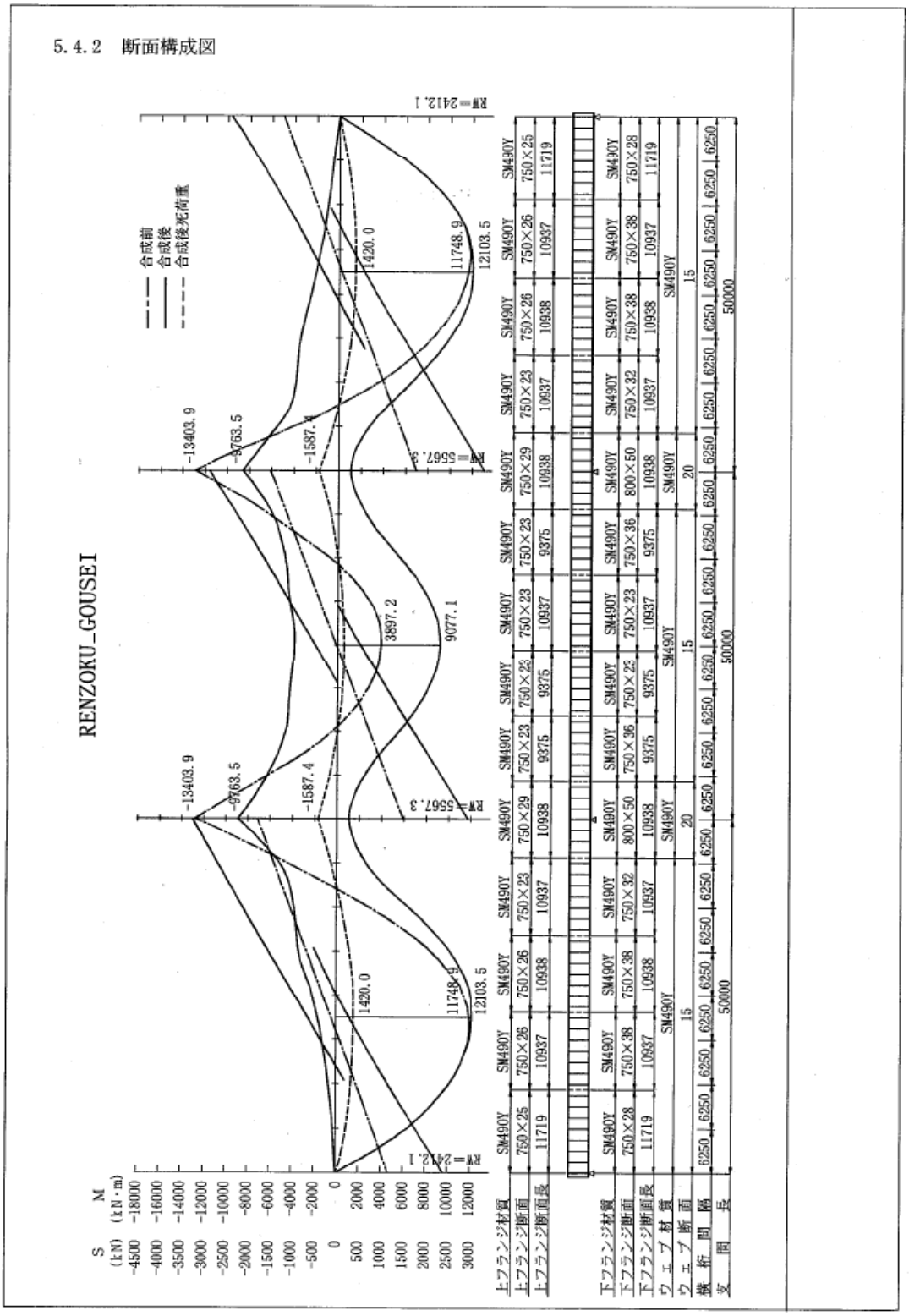


図-3.2.2 モデル橋梁断面構成図

以下の 3 つの設計法にて試設計を行い比較するものとする．設計法の概要については後述する．

(1) 腹板の設計に JH 少補剛薄板設計を取り入れたケース

(2) 腹板を波形ウェブとしたケース

(3) 限界状態設計により設計を行ったケース

3.2.3 コスト比較

各設計法での検討結果をもとに，桁製作コストに着目したコスト比較を行う．検討結果より桁製作コスト算出に必要な数量（鋼材重量，材片数，大型材片溶接延長）を集計し，桁製作コストを算出する．

3.3 各設計法の概要

以下に，検討を行う各設計法の概要を示す.

3.2.1 JH 少補剛薄板設計による合成桁の断面検討

3.2.1.1 検討条件

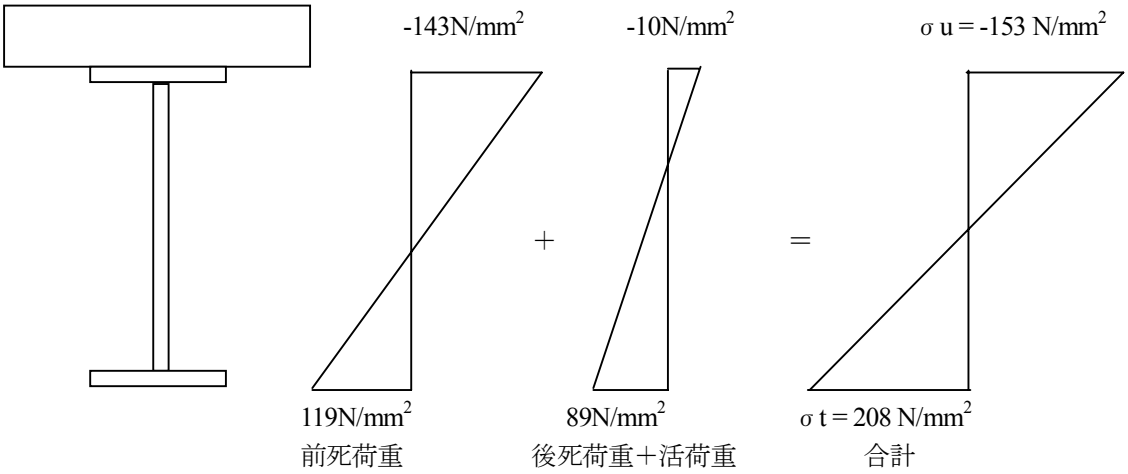
「連続合成桁 2 主桁橋の設計例と解説」（日本橋梁建設協会 平成 17 年 8 月）に設計例として示される 3 径間連続 2 主桁橋をモデル橋梁とし，JH 少補剛設計による場合の断面検討を行う.

(1) 対傾構間隔 6250mm は変えずに、その間の補剛材を省略することとする．よって最大アスペクト比は 6250/2950=2.12 となる.
(2) 正曲げ範囲のみ採用するため，適用断面は SECT1，2，3，7 とする.
(3) 水平補剛材間隔配置は断面力分布から推定するものとし，詳細な検討は行っていない.
(4) 補剛材断面は従来設計の検討より SECT-5 以外は V.Stiff: 180x14，H.Stiff:160x13， SECT-5 は V.Stiff:220x17,H.Stiff:190x15 とする．支点上補剛材，横桁・対傾構位置も同じ断面とする.

3.2.1.2 断面決定方法

(1) 応力勾配 ϕ について

応力勾配 ϕ は**図-3.3.1** に示すように，合成前の前死荷重応力状態と合成後の後死荷重＋活荷重応力状態を重ね合わせた設計上の応力勾配である．なお，下フランジの応力は孔引きを考慮しない応力を用いる.



$$\psi = \frac{\sigma t}{\sigma u} = \frac{208}{-153} = -1.36 \geqq -1.20$$

図-3.3.1 応力勾配 ϕ

(2) 腹板厚の低減について

降伏限界幅厚比を適用して腹板厚の薄板化を図る.

腹板厚の薄板化手順

① 式(1)により上フランジの Rf を算出する

$$R = \sqrt{\left(\frac{\sigma y}{\sigma cr}\right)} = \frac{b}{t}\sqrt{\left(\frac{12(1-\nu^2)\sigma y}{k\pi^2 E}\right)} \quad \text{--- 式(1)}$$

ここに, σy：降伏点(N/mm^2), σcr：弾性座屈応力(N/mm^2),

b：フランジの腹板間隔(mm)<Rf の場合>, 腹板高(mm)＜Rw の場合＞, t：板厚(mm)

E：ヤング係数(N/mm^2), ν：ポアソン比, k：座屈係数 フランジ：2.31, ウェブ：23.9

② 算出された Rf を用いて, **表-3.3.1** より腹板の幅厚比 h/tw を求める.

表-3.3.1 少補剛薄板化した腹板の幅厚比 h/tw

Rf		0.47	0.43	0.39	0.34	0.3	0.26	0.21	0.17	0.13
Rw		1.2	1.24	1.29	1.33	1.37	1.42	1.46	1.51	1.55
h/tw	SM400	165	171	177	180	180	180	180	180	180
	SM490Y	134	139	144	149	154	159	164	169	174
	SM570	119	123	128	132	137	141	145	150	154

③ 求まった h/tw により, 腹板厚を決定する.

(3) 安定性の照査について

少補剛薄板化設計における腹板の安定性照査は, 各腹板パネル内の設計最大断面力を対象に, 曲げとせん断の組合せ終局状態に対する安全性照査として, (2)式を用いて照査することとした.

$$\left[\frac{1.7M}{My}\right]^4 + \left[\frac{1.7Q}{Qu}\right]^4 \leqq 1.0 \quad \text{--- 式(2)}$$

ここに,

M/My：各荷重の設計モーメントに対する下フランジ応力の組合せ計算を行い, その合計最大応力(常時換算値)σL の公称降伏点 σy に対する比として評価してよい

Q/Qy：腹板の平均せん断応力(ねじり応力を含む)の組合せ最大応力 τ から, 腹板の設計せん断応力 Q を逆算し, (3)式に示される Basler のせん断強度 Qu で無次元化する.

Basler の算出式

$$\frac{Qu}{Qp} = \frac{\tau cr^e}{\tau y} + \frac{\sqrt{3}}{2} \times \frac{1 - \dfrac{\tau cr^e}{\tau y}}{\sqrt{(1+\alpha^2)}} \quad \text{--- 式(3)}$$

ここに, Qp：全塑性せん断力(kN), Qp＝2・τy・h・tw

τy：降伏せん断応力(N/mm^2), τy＝σy / √3

α：アスペクト比, α＝a / h

τcr^e：せん断弾性座屈強度(N/mm^2)

$$\tau cr^e = Ks \cdot \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)}\left[\frac{tw}{h}\right]^2$$

ここに,　　h:腹板高さ(mm),　tw:腹板厚(mm) ,　E:ヤング係数(N/mm^2),　ν :ポアソン比

Ks:せん断応力度に対する座屈係数

$ks = 5.34 + 4.00 \times (1/\alpha)^2$　:(α□1)

$ks = 4.00 + 5.34 \times (1/\alpha)^2$　:(α□1)

(4) 鋼桁架設時の照査

上述の照査はあくまで連続合成桁としての完成系に対して行うものであり，　鋼桁のみの施工時については，別途詳細に検討する必要がある．鋼桁架設時や施工時などにおいては，一時的に腹板が不安定になることも考えられるので，実施設計に際しては，道示Ⅱ10.4.2 に示されている．

$$\left(\frac{t}{b}\right)^2 = \frac{\nu_B \sigma c}{(425Rb)^2}\left\{\frac{1+\psi}{4k\sigma} + \sqrt{\left(\left(\frac{3-\psi}{4k\sigma}\right)^2 + \left(\frac{\eta}{k\tau}\right)^2\right)}\right\}$$

ここに,

ν B：曲げとせん断の組合せ作用時の座屈安全率　$\nu B = 1.25 + (0.30 + 0.15\psi)\, e^{-4.3\eta}$□1.25

σc：腹板の大きい方の縁圧縮応力度(N/mm^2) ,　ϕ ：腹板の上下縁の応力比，応力勾配 $\sigma 1/\sigma$

η ：腹板に作用するせん断応力度と σ c との比，　$\tau/\sigma c$,　Rb：$0.90 - 0.10\psi$

$k\sigma$:垂直応力度に対する座屈係数（DIN4114）,　$k\tau$:せん断応力度に対する座屈係数（DIN4114）

3.2.2 波形鋼板ウェブを使用した合成桁の断面検討

3.2.2.1 検討方針

「連続合成桁 2 主桁橋の設計例と解説」（日本橋梁建設協会 平成 17 年 8 月）に設計例として示される 3 径間連続 2 主桁橋をモデル橋梁とし，腹板を波形鋼板ウェブに置き換えた場合の断面検討を行う．

3.2.2.2 断面決定方法

1. 上下フランジ

道路橋示方書・同解説 Ⅱ 鋼橋編によるものとする．（断面諸元に腹板を考慮しないこととする．）

2. 腹板の設計

「新しい PC 橋の設計（山海堂）」（「新しい PC 橋の設計」編集委員会 2003 年 5 月）の設計例を参考に，波形鋼板ウェブの設計を行う．

(1) 設計荷重作用時の検討

設計荷重作用時の平均せん断応力度の算出は，次式により行う．

$$\tau_{ws} = \frac{S_w}{A_w} = \frac{S-S_p}{A_w}$$

ここに，
- τ_{ws} ：波形鋼板ウェブに作用する平均せん断応力度
- S_w ：波形鋼板ウェブに作用する設計せん断力
- S ：設計せん断力
- S_p ：プレストレスの鉛直分力
- A_w ：波形鋼板ウェブの断面積（波形鋼板の板厚×有効高）

(2) 終局荷重作用時の検討

1) 設計せん断力の算出

終局荷重作用時の設計せん断力は，以下の組合せとする．

① 1.3D＋2.5L＋F

② 1.0D＋2.5L＋F

③ **<u>1.7(D＋L)</u>**＋F（下線部は，本検討の組合せ）

ここに，
- D ：自重＋橋面荷重
- L ：活荷重＋衝撃
- F ：有効プレストレス２次力, クリープ, 乾燥収縮

2) 終局荷重作用時の平均せん断応力度

終局荷重作用時の平均せん断応力度は，次式により求める．

$$\tau_{ws} = \frac{S_w}{A_w} = \frac{S_h - S_p}{A_w}$$

ここに，

τ_{ws} ：波形鋼板ウェブに作用する平均せん断応力度

S_w ：波形鋼板ウェブに作用する設計せん断力

S_h ：部材の有効高の変化の影響を考慮したせん断力

$$S_h = S_u - \frac{M}{d}\tan\beta$$

β ：部材圧縮縁が部材となす角度

S_u ：荷重による終局荷重時せん断力

M ：荷重による終局荷重時曲げモーメント

d ：有効高

S_p ：プレストレスの鉛直分力

A_w ：波形鋼板ウェブの断面積（波形鋼板の板厚×有効高）

(3) 座屈に対する検討

1) 局部座屈に対する照査

局部せん断座屈は，波形鋼板ウェブの折り目と折り目の間で発生する座屈現象である．
その弾性座屈強度 $\tau^{e}_{cr,L}$ は，等せん断応力下で２つの折り目間で単純支持された鋼帯板として，次式により計算できる．

$$\tau^{e}_{cr,L} = k \cdot \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \cdot \eta^2$$

ここに，

k ：せん断座屈係数 $k=4.00+5.34/\alpha^2$

α ：縦横比 $\alpha=a/h$

a ：波形鋼板ウェブのパネル幅

h ：波形鋼板ウェブの高さ

E ：波形鋼板のヤング係数

μ ：ポアソン比

η ：幅厚比 $\eta=t/h$

t ：波形鋼板の厚さ

次に，非弾性域を考慮した座屈強度 τ_{cr} を弾性座屈強度 $\tau^{e}_{cr,L}$ に対するパラメータ λ_s を用い，ひずみ硬化を無視した式で表すと，次式に示す座屈曲線が与えられる．

$\tau_{cr}/\tau_y=1$ ：$\lambda_s \leqq 0.6$

$\tau_{cr}/\tau_y=1-0.614(\lambda_s-0.6)$ ：$0.6 < \lambda_s \leqq \sqrt{2}$

$\tau_{cr}/\tau_y=1/\lambda_s^2$ ：$\sqrt{2} < \lambda_s$

2) 全体座屈に対する照査

全体せん断座屈は, 上下スラブ間の波形鋼板ウェブ全体が座屈する現象で, その弾性座屈強度 $\tau^{e}_{cr,G}$ は Easley による式で求められる.

$$\tau^{e}_{cr,G}=36\beta\cdot\{(E\cdot I_y)^{1/4}(E\cdot I_x)^{3/4}\}/(h^2\cdot t)$$

ここに, β ：材端の固定度を示す係数（単純支持の場合：1.0, 固定支持の場合：1.9）

本検討では, 安全側をとり β=1.0とする.

I_x ：波形鋼板ウェブの橋軸方向中立軸に関する単位長さ当たりの断面２次ﾓｰﾒﾝﾄ

$I_x=t^3\cdot(\delta^2+1)/(6\eta)$

δ ：波高板厚比 $\delta=d/t$

η ：長さ減少率（波形鋼板の橋軸に沿った長さと波形に沿った長さの比）

I_y ：波形鋼板ウェブの高さ方向中立軸に関する単位長さ当たりの断面２次ﾓｰﾒﾝﾄ

$I_y=t^3/\{12(1-\mu^2)\}$

次に，局部座屈の場合と同様に全体座屈がせん断降伏応力度以下で生じない条件は、以下に示すとおりとなる.

$\lambda_s\leqq 0.6$

ここに, $\lambda_s=(\tau_y/\tau^{e}_{cr,G})^{1/2}$

3) 連成座屈に対する照査

連成座屈は，局部座屈と全体座屈が複合して生じる座屈現象であり，そのせん断座屈強度算定式は局部座屈強度と全体座屈強度の累乗和相関式が用いられる.

$$\left(\frac{\tau_{cr}}{\tau_{cr'L}}\right)^{m}+\left(\frac{\tau_{cr}}{\tau_{cr'G}}\right)^{n}=1$$

ここに, τ_{cr} ：連成を考慮したせん断座屈強度

$\tau_{cr'L}$ ：非弾性を考慮した局部座屈強度

$\tau_{cr'G}$ ：非弾性を考慮した全体座屈強度

m,n ：局部座屈モードと全体座屈モードの相関を表す乗数

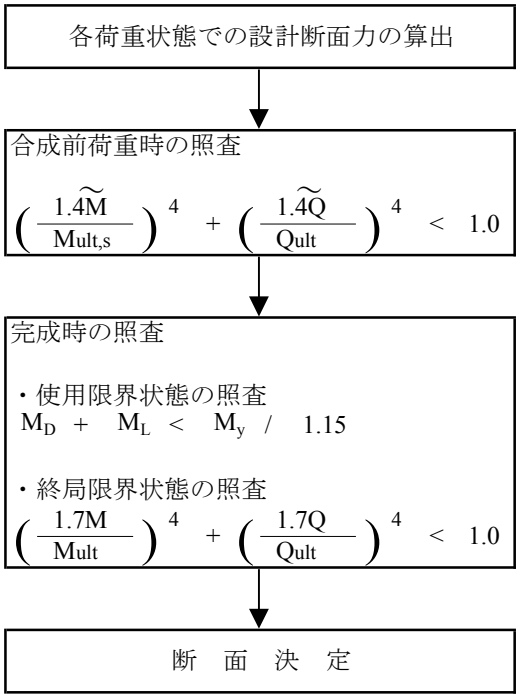
m=n=4として上式を変換すると, 連成を考慮したせん断座屈強度τ_{cr}は下式で求めることができる.

$$\tau_{cr}=\tau_{cr,L}\cdot\left\{\frac{1}{1+(\tau_{cr,L}/\tau_{cr,G})^4}\right\}^{1/4}$$

3.2.3 限界状態設計法による合成桁の断面検討

鋼桁の限界状態設計法に関しては，現段階では国内に明確な基準がないため，以下の仮定のもとに検討を行う．

3.2.3.1 設計の流れ



3.2.3.2 合成前荷重時の照査

1. 照査式

合成前荷重時においては以下の式を満足することを確認する．

$$\left(\frac{1.4\widetilde{M}}{M_{ult,s}}\right)^4 + \left(\frac{1.4\widetilde{Q}}{Q_{ult}}\right)^4 < 1.0$$

ここに、

$\widetilde{M}$ ：合成前荷重時における曲げモーメント
$\widetilde{Q}$ ：合成前荷重時におけるせん断力
$M_{ult,s}$ ：2.により算出される鋼桁断面の終局曲げモーメント
Q_{ult} ：5.により算出される終局せん断力

2. $M_{ult,s}$の算出

三上の式によるものとし$\sigma_{ult,f}$と$\sigma_{ult,w}$の関係から以下のa) またはb) より算出する．

a) $\sigma_{ult,f} \leqq \sigma_{ult,w}$（圧縮フランジ強度≦ウェブ強度）のとき

$$\frac{M_{ult,s}}{M_y} = \frac{\sigma_{ult,f}}{\sigma_{yf}} \quad \cdots\cdots\cdots \quad (1)$$

ここに、

$M_{ult,s}$　：鋼桁断面の終局曲げモーメント

M_y　：鋼桁断面の降伏曲げモーメント

$\sigma_{ult,f}$　：iii）により算出される鋼桁フランジの終局応力度

σ_{yf}　：鋼桁フランジの降伏応力度

b)　$\sigma_{ult,f} > \sigma_{ult,w}$（圧縮フランジ強度>ウェブ強度）のとき

$$\frac{M_{ult}}{M_y} = \frac{\sigma_{ult,w}}{\sigma_{yf}} \left\{ 1 + \frac{(1-\psi)\left(\frac{\sigma_{ult,f}}{\sigma_{ult,w}} - 1\right)}{1+\psi^2 \frac{A_{ft}}{A_{fc}} + (1+\psi+\psi^2)\frac{A_w}{3A_{fc}}} \right\} \quad \cdots\cdots\cdots \quad (2)$$

ここに、

$M_{ult,s}$　：鋼桁断面の終局曲げモーメント

M_y　：鋼桁断面の降伏曲げモーメント

$\sigma_{ult,f}$　：iii）により算出される鋼桁フランジの終局応力度

$\sigma_{ult,w}$　：iv）により算出される鋼桁ウェブの終局応力度

σ_y　：鋼桁フランジの降伏応力度

A_{ft}　：引張フランジの断面積

A_{fc}　：圧縮フランジの断面積

A_w　：ウェブの断面積

ψ　：応力勾配　$\psi = -(\sigma_l / \sigma_u)$

3.　$\sigma_{ult,f}$の算出

以下のa) , b) のうち小さい方の値とする.

a) 横座屈により決定するフランジの終局応力度

$$\sigma^e_{crf,1} = \frac{\pi^2 E}{12}\left(\frac{b_f}{L}\right)^2 \quad \cdots\cdots\cdots \quad (3) \qquad L：固定点間距離$$

$$\lambda = \sqrt{(\sigma_{yf}/\sigma^e_{crf,1})} \quad \cdots\cdots\cdots \quad (4)$$

$$\left.\begin{aligned} \sigma_{ult,1}/\sigma_{yf} &= 1 & \lambda \leqq 0.2 \\ &= 1 - 0.412(\lambda - 0.2) & 0.2 < \lambda < \sqrt{2} \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots\cdots \quad (5) \quad （福本式）$$

ここに、

$\sigma^e_{crf,1}$　：横座屈によるフランジの座屈応力度

E　：鋼のヤング係数

b_f　：圧縮フランジの幅

L　：圧縮フランジの固定点間距離

λ　：圧縮フランジの幅厚比パラメータ

b) ねじれ座屈（板の局部座屈）により決定するフランジの終局応力度

$$\sigma^e_{crf,2} = k_c \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)}\left(\frac{t_f}{b_f/2}\right)^2 \quad \cdots\cdots\cdots \quad (6)$$

$$k_c = 0.425 \quad \cdots\cdots\cdots \quad (7)$$

$$\lambda = \sqrt{(\sigma_{yf}/\sigma^e_{crf,2})} \quad \cdots\cdots\cdots \quad (8)$$

$$\left.\begin{aligned}\sigma_{ult,2}/\sigma_{yf} &= 1.0 && \lambda \leqq 0.7 \\ &= (0.7/\lambda)^{0.64} && 0.7 < \lambda\end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots\cdots \ (9) \quad \text{（西村式）}$$

ここに、

$\sigma_{crf,2}^{e}$ ：ねじれ座屈によるフランジの座屈応力度

E ：鋼のヤング係数

ν ：鋼のポアソン比

tf ：圧縮フランジの板厚

bf ：圧縮フランジの幅

kc ：座屈係数（3辺単純支持、1辺自由）

λ ：圧縮フランジの幅厚比パラメータ

4. $\sigma_{ult,w}$の算出

応力勾配ψにより以下のa)～d)により算出する.

a) ψ=-1（曲げ）のとき

$$\sigma_{cr}^{e} = k_1 \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t_w}{h_w}\right)^2$$

$$^{*}k_1 = 23.9$$

$$\lambda = \sqrt{(\sigma_{yw}/\sigma_{cr})^{e}}$$

$$\left.\begin{aligned}\sigma_{ult,b}/\sigma_{yw} &= 1.0 && \lambda < 1.0 \\ &= (1.0/\lambda)^{0.72} && 1.0 < \lambda\end{aligned}\right\} \quad \text{（西村式）}$$

ここに、

σ_{cr}^{e} ：ウェブの座屈応力度

k1 ：ウェブの座屈係数（ψ=-1）

E ：鋼のヤング係数

ν ：鋼のポアソン比

tw ：ウェブの板厚

hw ：ウェブの高さ

λ ：ウェブの幅厚比パラメータ

σ_{yw} ：ウェブの降伏応力度

b) -7≦ψ≦-1（曲げ、引張り）のとき

$$\sigma_{cr}^{e} = k_1 \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t_w}{h_w}\right)^2$$

$$^{*}k_1 = 23.9 \left(\frac{1-\psi}{2}\right)^2$$

$$\lambda = \sqrt{(\sigma_{yw}/\sigma_{cr})^{e}}$$

$$\left.\begin{aligned}\sigma_{ult.}/\sigma_{yw} &= 1.0 && \lambda < 1.0 \\ &= (1.0/\lambda)^{0.72} && 1.0 < \lambda\end{aligned}\right\} \quad \text{（西村式）}$$

ここに,

$\sigma_{cr}{}^{e}$ ：ウェブの座屈応力度
k_1 ：ウェブの座屈係数（ψ=-1）
E ：鋼のヤング係数
ν ：鋼のポアソン比
t_w ：ウェブの板厚
h_w ：ウェブの高さ
λ ：ウェブの幅厚比パラメータ
σ_{yw} ：ウェブの降伏応力度
ψ ：応力勾配

c) ψ=1（圧縮）のとき

$$\sigma_{cr}{}^{e} = k_1 \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t_w}{h_w} \right)^2$$

$$^{*}k_1 = 4.0$$

$$\lambda = \sqrt{(\sigma_{yw}/\sigma_{cr})^{e}}$$

$$\left.\begin{aligned} \sigma_{ult,c}/\sigma_{yw} &= 1.0 && \lambda < 0.7 \\ &= (0.7/\lambda)^{0.86} && 0.7 < \lambda \end{aligned}\right\} \text{（西村式）}$$

ここに,

$\sigma_{cr}{}^{e}$ ：ウェブの座屈応力度
k_1 ：ウェブの座屈係数（ψ=1）
E ：鋼のヤング係数
ν ：鋼のポアソン比
t_w ：ウェブの板厚
h_w ：ウェブの高さ
λ ：ウェブの幅厚比パラメータ
σ_{yw} ：ウェブの降伏応力度

d) -1≦ψ＜1（曲げ、圧縮）のとき

$$\sigma_{ult} = \frac{1}{\dfrac{1+\psi}{2\sigma_{ult,c}} + \dfrac{1-\psi}{2\sigma_{ult,b}}}$$

ここに,

ψ ：応力勾配
$\sigma_{ult,c}$ ：iii）により算出されるウェブの終局応力度
$\sigma_{ult,b}$ ：ｉ）により算出されるウェブの終局応力度

5. Q_{ult}の算出

Baslerの式によるものとし下式により算出する.

$$\frac{Q_{ult}}{Q_p} = \frac{\tau_{cr}}{\tau_y} + \frac{\sqrt{3}}{2} \cdot \frac{1 - \dfrac{\tau_{cr}}{\tau_y}}{\sqrt{(1+\alpha^2)}}$$

ただし，

$$\left.\begin{array}{ll} \tau_{cr} = \tau_{cr}^{e} & (\tau_{cr}^{e} \leqq 0.8\tau_y) \\ \quad = \sqrt{(0.8\tau_y \cdot \tau_{cr}^{e})} & (\tau_{cr}^{e} > 0.8\tau_y) \end{array}\right\}$$

ここに，

Q_p ： 全塑性せん断力，$Q_p=\tau_y \times b \times t_w$

τ_y ： 降伏せん断力(N/mm^2)，$\tau_y=\sigma_y/\sqrt{3}$

τ_{cr}^{e} ：せん断弾性座屈強度(N/mm^2)

$$\tau_{cr}^{e} = k_s \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{t_w}{b}\right)^2$$

また，

b ：腹板高さ，　　t_w ：腹板厚

E ：ヤング係数，　　μ ：ポアソン比

α ：アスペクト比，$\alpha = a / b$

k_s ：せん断応力度に対する座屈係数

$$\left.\begin{array}{ll} k_s = 5.34 + 4.00\,(1/\alpha)^2 & : (\alpha \geqq 1) \\ k_s = 4.00 + 5.34\,(1/\alpha)^2 & : (\alpha \leqq 1) \end{array}\right\}$$

3.2.3.3 完成時の照査

1. 照査式

完成時においては以下の式を満足することを確認する。

・使用限界状態

$$M_D + M_L < M_y / 1.15$$

ここに，

M_D ：死荷重による曲げモーメント

M_L ：活荷重による曲げモーメント

M_y ：正曲げの場合　合成断面の降伏曲げモーメント

　　負曲げの場合　鋼桁+鉄筋断面の降伏曲げモーメント

・終局限界状態

$$\left(\frac{1.7M}{M_{ult}}\right)^4 + \left(\frac{1.7Q}{Q_{ult}}\right)^4 < 1.0$$

ここに，

M ：完成時における曲げモーメント

Q ：完成時におけるせん断力

M_{ult} ：正曲げの場合　2.により算出される合成断面の終局曲げモーメント

　　負曲げの場合　3.2.3.2 2.により算出される鋼桁+鉄筋断面の終局曲げモーメント

Q_{ult} ：3.2.3.2 5.により算出される終局せん断力

2. M_{ult}の算出

AASHTOの終局曲げモーメント算出式に従う.

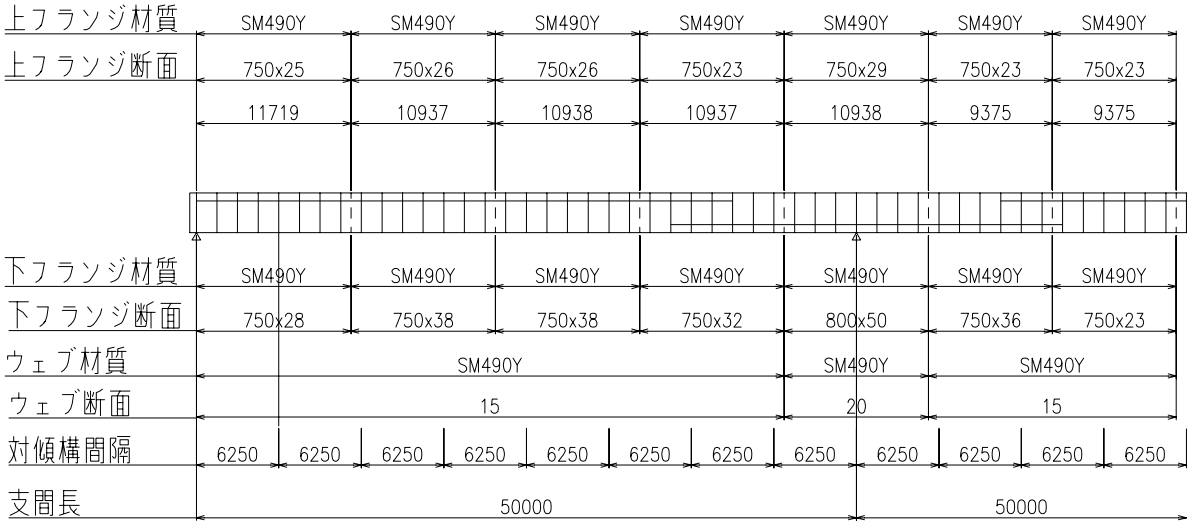
3.4 断面計算結果

各設計法での断面計算結果を次頁以降に示す.

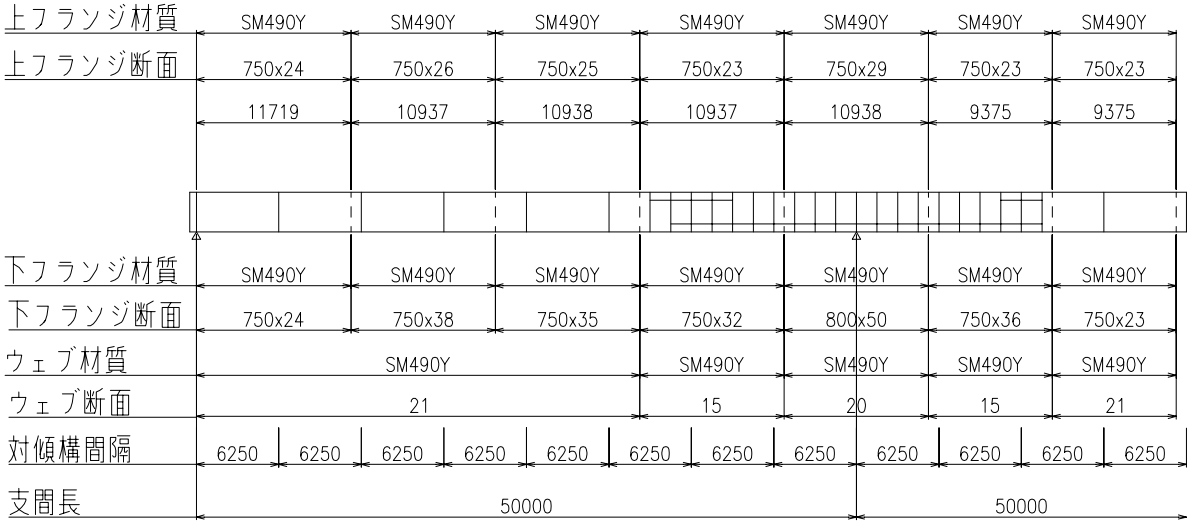
3.4.1 JH少補剛薄板設計での断面計算結果

							第１径間			第２径間
							断面１	断面２	断面３	断面７
							1-R	2-M	3-L	7-R
応力勾配の判定	断面構成	U.Flg	材質				SM400	SM490Y	SM490Y	SM490Y
			幅		bu	mm	750	750	750	750
			厚		tu	mm	24	26	25	23
		Web	材質				SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y
			幅		hw	mm	2926	2924	2925	2927
			厚		tw	mm	21	21	21	21
		L.Flg	材質				SM400	SM490Y	SM490Y	SM490Y
			幅		bl	mm	750	750	750	750
			厚		tl	mm	24	38	35	23
	設計断面力（せん断力）	合成前死		①	Ss	KN	490.5	-97.2	-151.3	45.8
		合成後死		②	Svd	KN				
		活荷重		③	Svl	KN				
		合計		①＋②＋③	S	KN	1235.2	-590.7	-674.8	565.9
	応力度	U.FLG	合成前		σus	N/mm^2	-118.3	-128.7	-131.5	-48.5
			前＋後＋活		σu	N/mm^2	-127.1	-140.3	-143.0	-57.1
		L.Flg 孔引き前	前死	①	σls	N/mm^2	116.6	111.0	115.0	48.5
			後死	②	σlvd	N/mm^2	77.9	79.6	83.1	76.7
			活荷重	③	σlvi	N/mm^2				
			クリープ	④	σlcp	N/mm^2	1.0	0.9	0.9	0.4
			乾燥収縮	⑤	σlsh	N/mm^2	8.7	7.0	7.4	8.9
			温度差	⑥	σlt	N/mm^2	6.3	5.2	5.4	6.5
			前＋後＋活	①＋②＋③	σl	N/mm^2	194.5	190.6	198.1	125.2
		Web	架設時	τ・Ss/S	τs	N/mm^2	11.2	1.8	3.0	0.8
			最大値		τmax	N/mm^2	28.1	11.2	13.4	10.0
	応力勾配			σl/σu	ϕ		-1.53	-1.36	-1.39	-2.19
	適用判定（ψ≦-1.2）						○	○	○	○
安定性の照査	座屈係数	U.Flg	補剛材間隔		a	mm	6250	6250	6250	6250
			板幅		b	mm	364.5	364.5	364.5	364.5
			ｱｽﾍﾟｸﾄ比（a/b）		α		17.147	17.147	17.147	17.147
			座屈係数		kf		2.31	2.31	2.31	2.31
		Web	座屈係数		kw		23.9	23.9	23.9	23.9
	公称降伏点	U.Flg			σyf	N/mm^2	355	355	355	355
		Web			σyw	N/mm^2	355	355	355	355
	幅厚比ﾊﾟﾗﾒｰﾀ	U.Flg			Rf		0.44	0.41	0.43	0.46
		Web			Rw		1.23	1.27	1.22	1.21
	少補剛薄板化した腹板の幅厚比				h/tw		164	142	164	164
	h/twから算出した最小腹板厚				tw0	mm	18	21	18	18
	組合せ最大応力度				σ１max	N/mm^2	204.2	197.5	206.4	134.9
	設計ﾓｰﾒﾝﾄと終局状態との比（σl･max/σyw）				M/My		0.575	0.556	0.581	0.380
	最大せん断応力度				τmax	N/mm^2	28.1	11.2	13.4	10.0
	降伏せん断応力度				τy	N/mm^2	205	205	205	205
	腹板高				hw	mm	2926	2924	2925	2927
	腹板厚				tw	mm	21	21	21	21
	全塑性せん断力（τｙ・hw・tw）				Qp	KN	12596	12588	12592	12601
	補剛材間隔				a	mm	6250	6250	6250	6250
	ｱｽﾍﾟｸﾄ比（a/h）				α		2.136	2.137	2.137	2.135
	せん断力に対する座屈係数				Ks		6.217	6.216	6.216	6.218
	せん断弾性座屈係数				τcre	N/mm^2	57.89	57.96	57.92	57.86
	Baslerのせん断強度				Qu	KN	6876	6873	6874	6879
	腹板の設計せん断力（τmax･hw･tw）				Q	KN	1727	688	823	615
	せん断力比				Q/Qu		0.251	0.100	0.120	0.089
	照査式 ： (1.7M/My) ^4+ (1.7Q/Qu) ^4						0.946	0.799	0.953	0.175
	判定 (1.7M/My) ^4+ (1.7Q/Qu) ^4≦1.0						○	○	○	○
架設時の照査	腹板高				b	mm	2926	2924	2925	2927
	腹板厚				t	mm	21	21	21	21
	U.Flg応力度				σus	N/mm2	118.3	128.7	131.5	48.5
	L.Flg応力度				σls	N/mm2	-116.6	-111.0	-115.0	-48.5
	腹板縁圧縮応力度				σc	N/mm2	118.3	128.7	131.5	48.5
	腹板の設計せん断力上下縁の応力比				ψ		-0.986	-0.862	-0.875	-1.000
	架設時のせん断応力度				τs	N/mm2	11.2	1.8	3.0	0.8
	せん断応力度と縁圧縮応力度との比				η		0.095	0.014	0.023	0.016
	座屈ﾊﾟﾗﾒｰﾀ				Rb		0.999	0.986	0.987	1.000
	垂直応力度に対する座屈係数				kσ		23.525	20.477	20.762	23.900
	せん断応力度に対する座屈係数				kτ		6.217	6.216	6.216	6.218
	所要安全率				νB		1.351	1.411	1.403	1.390
	照査式（左辺）				左辺	(×10^3)	0.0515	0.0516	0.0515	0.0515
	照査式（右辺）				右辺	(×10^3)	0.0401	0.0506	0.0507	0.0156
	判定 （左辺）≧（右辺）						○	○	○	○

＜従来設計＞



＜JH少補剛設計＞



3.4.2 波形ウェブを使用した場合の断面計算結果

				SECT-1(RIGHT)		SECT-2(M MAX)		SECT-3(LEFT)		SECT-4(LEFT)	
				設計例	検討断面	設計例	検討断面	設計例	検討断面	設計例	検討断面
断面諸元	材質			SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y
	上ﾌﾗﾝｼﾞ	員数		1	1	1	1	1	1	1	1
		板幅		750	750	750	750	750	750	750	750
		板厚		25	28	26	30	26	30	23	25
	腹板	員数		1	1	1	1	1	1	1	1
		高さ		2925	2922	2924	2920	2924	2920	2927	2925
		板厚		15	9	15	9	15	9	15	10
	下ﾌﾗﾝｼﾞ	員数		1	1	1	1	1	1	1	1
		板幅		750	750	750	750	750	750	750	750
		板厚		28	40	38	50	38	50	32	35
波形鋼板ｳｪﾌﾞの有効高			mm	2925	2922	2924	2920	2924	2920	2927	2925
部材圧縮縁が部材となす角度			度	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
ﾊﾟﾈﾙ幅			mm	340	340	340	340	340	340	340	340
波高			mm	220	220	220	220	220	220	220	220
鋼板のﾔﾝｸﾞ係数			N/mm^2	200000	200000	200000	200000	200000	200000	200000	200000
ﾎﾟｱｿﾝ比			—	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
設計荷重作用時の検討											
設計せん断力	S		kN	1235	1235	-586	-586	-672	-672	-1703	-1703
ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽの鉛直成分	Sp		kN	0	0	0	0	0	0	0	0
波形鋼板ｳｪﾌﾞに作用する設計せん断力	Sw		kN	1235	1235	-586	-586	-672	-672	-1703	-1703
波形鋼板ｳｪﾌﾞの断面積	Aw		mm^2	43875	26298	43860	26280	43860	26280	43905	29250
波形鋼板ｳｪﾌﾞに作用する平均せん断応力度	τws		N/mm^2	28.2	47.0	-13.4	-22.3	-15.3	-25.6	-38.8	-58.2
許容値				120.0	120.0	120.0	120.0	120.0	120.0	120.0	120.0
判定				OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
終局荷重作用時の検討											
終局荷重時断面力											
荷重による終局荷重時曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M		kN･m	32910.6	32910.6	40549.1	40549.1	40319.2	40319.2	25928.7	25928.7
荷重による終局荷重時せん断力	Su		kN	2100.2	2100.2	-996.9	-996.9	-1142.1	-1142.1	-2895.4	-2895.4
有効高	d		m	2.925	2.922	2.924	2.920	2.924	2.920	2.927	2.925
部材圧縮縁が部材となす角度	β		度	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
部材の有効高の変化の影響を考慮したせん断力	Sh		kN	2100.2	2100.2	-996.9	-996.9	-1142.1	-1142.1	-2895.4	-2895.4
ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽの鉛直分力	Sp		kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
波形鋼板ｳｪﾌﾞに作用する設計せん断力	Sw		kN	2100.2	2100.2	-996.9	-996.9	-1142.1	-1142.1	-2895.4	-2895.4
波形鋼板ｳｪﾌﾞの断面積	Aw		mm^2	43875	26298	43860	26280	43860	26280	43905	29250
波形鋼板ｳｪﾌﾞに作用する平均せん断応力度	τws		N/mm^2	47.9	79.9	22.7	37.9	26.0	43.5	65.9	99.0
許容値				205.0	205.0	205.0	205.0	205.0	205.0	205.0	205.0
判定				OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
座屈に対する検討											
１．局部座屈強度											
鋼板高さ	h		mm	2925	2922	2924	2920	2924	2920	2927	2925
鋼板厚さ	t		mm	15	9	15	9	15	9	15	10
幅厚比	γ		—	0.00513	0.00308	0.00513	0.00308	0.00513	0.00308	0.00512	0.00342
縦横比	α		—	0.116	0.116	0.116	0.116	0.116	0.116	0.116	0.116
ﾊﾟﾈﾙ幅	a		mm	340	340	340	340	340	340	340	340
座屈係数	k		—	399.2	398.4	398.9	397.9	398.9	397.9	399.8	399.2
座屈強度	$\tau^c cr,L$		N/mm^2	1897.8	683.2	1897.8	683.2	1897.8	683.2	1897.8	843.5
せん断降伏応力度	τy		N/mm^2	205.0	205.0	205.0	205.0	205.0	205.0	205.0	205.0
せん断座屈ﾊﾟﾗﾒｰﾀｰ	λs		≦0.6	0.33	0.55	0.33	0.55	0.33	0.55	0.33	0.49
座屈強度	τcr,L		N/mm^2	205.0	205.0	205.0	205.0	205.0	205.0	205.0	205.0
２．全体座屈強度											
鋼板高さ	h		m	2925	2922	2924	2920	2924	2920	2927	2925
鋼板厚さ	t		mm	15	9	15	9	15	9	15	10
波形鋼板ｳｪﾌﾞ橋軸方向の断面2次ﾓｰﾒﾝﾄ	Ix		mm^4	133585	79914	133585	79914	133585	79914	133585	88828
波高	d		mm	220	220	220	220	220	220	220	220
波高板厚比	δ		—	14.67	24.44	14.67	24.44	14.67	24.44	14.67	22.00
長さ減少率	η		—	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91
波形鋼板ｳｪﾌﾞ高さ方向の断面2次ﾓｰﾒﾝﾄ	Iy		mm^4	309	67	309	67	309	67	309	92
材端の固定度を示す係数	β		—	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
座屈強度	$\tau^c cr,G$		N/mm^2	1644	1273	1645	1275	1645	1275	1641	1339
せん断降伏	τy		N/mm^2	205.0	205.0	205.0	205.0	205.0	205.0	205.0	205.0
せん断座屈ﾊﾟﾗﾒｰﾀｰ	λs		≦0.6	0.35	0.40	0.35	0.40	0.35	0.40	0.35	0.39
座屈強度	τcr,G		N/mm^2	205.0	205.0	205.0	205.0	205.0	205.0	205.0	205.0
３．連成座屈に対する照査											
$\tau cr=\tau cr,L\cdot[1/\{1+(\tau cr,L/\tau cr,G)^4\}]^{1/4}$			N/mm^2	172.4	172.4	172.4	172.4	172.4	172.4	172.4	172.4
終局荷重時のせん断応力度	τws		N/mm^2	47.9	79.9	22.7	37.9	26.0	43.5	65.9	99.0
判定				OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

				SECT-4(RIGHT)		SECT-5(M SUP)		SECT-6(LEFT)		SECT-6(RIGHT)	
				設計例	検討断面	設計例	検討断面	設計例	検討断面	設計例	検討断面
断面諸元	材質			SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y
	上ﾌﾗﾝｼﾞ	員数		1	1	1	1	1	1	1	1
		板幅		750	750	750	750	750	750	750	750
		板厚		23	25	29	41	23	23	23	23
	腹板	員数		1	1	1	1	1	1	1	1
		高さ		2927	2925	2921	2909	2927	2927	2927	2927
		板厚		15	10	20	12	15	9	15	9
	下ﾌﾗﾝｼﾞ	員数		1	1	1	1	1	1	1	1
		板幅		750	750	800	800	750	750	750	750
		板厚		32	35	50	59	36	42	36	42
波形鋼板ｳｪﾌﾞの有効高			mm	2927	2925	2921	2909	2927	2927	2927	2927
部材圧縮縁が部材となす角度			度	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
ﾊﾟﾈﾙ幅			mm	340	340	340	340	340	340	340	340
波高			mm	220	220	220	220	220	220	220	220
鋼板のﾔﾝｸﾞ係数			N/mm^2	200000	200000	200000	200000	200000	200000	200000	200000
ﾎﾟｱｿﾝ比			—	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
設計荷重作用時の検討											
設計せん断力	S		kN	-2752	-2752	-3275	-3275	2367	2367	1452	1452
ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽの鉛直成分	Sp		kN	0	0	0	0	0	0	0	0
波形鋼板ｳｪﾌﾞに作用する設計せん断力	Sw		kN	-2752	-2752	-3275	-3275	2367	2367	1452	1452
波形鋼板ｳｪﾌﾞの断面積	Aw		mm^2	43905	29250	58420	34908	43905	26343	43905	26343
波形鋼板ｳｪﾌﾞに作用する平均せん断応力度	τws		N/mm^2	-62.7	-94.1	-56.1	-93.8	53.9	89.9	33.1	55.1
許容値				120.0	120.0	120.0	120.0	120.0	120.0	120.0	120.0
判定				OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
終局荷重作用時の検討											
終局荷重時断面力											
荷重による終局荷重時曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M		kN･m	-19848.2	-19848.2	-39384.6	-39384.6	-24148.5	-24148.5	12725.4	12725.4
荷重による終局荷重時せん断力	Su		kN	-4678.2	-4678.2	-5567.5	-5567.5	4024.4	4024.4	2468.1	2468.1
有効高	d		m	2.927	2.925	2.921	2.909	2.927	2.927	2.927	2.927
部材圧縮縁が部材となす角度	β		度	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
部材の有効高の変化の影響を考慮したせん断力	Sh		kN	-4678.2	-4678.2	-5567.5	-5567.5	4024.4	4024.4	2468.1	2468.1
ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽの鉛直分力	Sp		kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
波形鋼板ｳｪﾌﾞに作用する設計せん断力	Sw		kN	-4678.2	-4678.2	-5567.5	-5567.5	4024.4	4024.4	2468.1	2468.1
波形鋼板ｳｪﾌﾞの断面積	Aw		mm^2	43905	29250	58420	34908	43905	26343	43905	26343
波形鋼板ｳｪﾌﾞに作用する平均せん断応力度	τws		N/mm^2	106.6	159.9	95.3	159.5	91.7	152.8	56.2	93.7
許容値				205.0	205.0	205.0	205.0	205.0	205.0	205.0	205.0
判定				OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
座屈に対する検討											
１．局部座屈強度											
鋼板高さ	h		mm	2927	2925	2921	2909	2927	2927	2927	2927
鋼板厚さ	t		mm	15	10	20	12	15	9	15	9
幅厚比	γ		—	0.00512	0.00342	0.00685	0.00413	0.00512	0.00307	0.00512	0.00307
縦横比	α		—	0.116	0.116	0.116	0.117	0.116	0.116	0.116	0.116
ﾊﾟﾈﾙ幅	a		mm	340	340	340	340	340	340	340	340
座屈係数	k		—	399.8	399.2	398.1	394.9	399.8	399.8	399.8	399.8
座屈強度	$\tau^c cr,L$		N/mm^2	1897.8	843.5	3373.9	1214.7	1897.8	683.2	1897.8	683.2
せん断降伏応力度	τy		N/mm^2	205.0	205.0	205.0	205.0	205.0	205.0	205.0	205.0
せん断座屈ﾊﾟﾗﾒｰﾀｰ	λs		≦0.6	0.33	0.49	0.25	0.41	0.33	0.55	0.33	0.55
座屈強度	τcr,L		N/mm^2	205.0	205.0	205.0	205.0	205.0	205.0	205.0	205.0
２．全体座屈強度											
鋼板高さ	h		m	2927	2925	2921	2909	2927	2927	2927	2927
鋼板厚さ	t		mm	15	10	20	12	15	9	15	9
波形鋼板ｳｪﾌﾞ橋軸方向の断面2次ﾓｰﾒﾝﾄ	Ix		mm^4	133585	88828	178755	106690	133585	79914	133585	79914
波高	d		mm	220	220	220	220	220	220	220	220
波高板厚比	δ		—	14.67	22.00	11.00	18.33	14.67	24.44	14.67	24.44
長さ減少率	η		—	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91
波形鋼板ｳｪﾌﾞ高さ方向の断面2次ﾓｰﾒﾝﾄ	Iy		mm^4	309	92	733	158	309	67	309	67
材端の固定度を示す係数	β		—	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
座屈強度	$\tau^c cr,G$		N/mm^2	1641	1339	1908	1485	1641	1269	1641	1269
せん断降伏	τy		N/mm^2	205.0	205.0	205.0	205.0	205.0	205.0	205.0	205.0
せん断座屈ﾊﾟﾗﾒｰﾀｰ	λs		≦0.6	0.35	0.39	0.33	0.37	0.35	0.40	0.35	0.40
座屈強度	τcr,G		N/mm^2	205.0	205.0	205.0	205.0	205.0	205.0	205.0	205.0
３．連成座屈に対する照査											
$\tau cr=\tau cr,L\cdot[1/\{1+(\tau cr,L/\tau cr,G)^4\}]^{1/4}$			N/mm^2	172.4	172.4	172.4	172.4	172.4	172.4	172.4	172.4
終局荷重時のせん断応力度	τws		N/mm^2	106.6	159.9	95.3	159.5	91.7	152.8	56.2	93.7
判定				OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

				SECT-7(RIGHT)		SECT-8(M MAX)	
				設計例	検討断面	設計例	検討断面
断面諸元	材質			SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y
	上ﾌﾗﾝｼﾞ	員数		1	1	1	1
		板幅		750	750	750	750
		板厚		23	23	23	23
	腹板	員数		1	1	1	1
		高さ		2927	2927	2927	2927
		板厚		15	9	15	9
	下ﾌﾗﾝｼﾞ	員数		1	1	1	1
		板幅		750	750	750	750
		板厚		23	27	23	27
波形鋼板ｳｪﾌﾞの有効高			mm	2927	2927	2927	2927
部材圧縮縁が部材となす角度			度	0.0	0.0	0.0	0.0
ﾊﾟﾈﾙ幅			mm	340	340	340	340
波高			mm	220	220	220	220
鋼板のﾔﾝｸﾞ係数			N/mm^2	200000	200000	200000	200000
ﾎﾟｱｿﾝ比			—	0.3	0.3	0.3	0.3
設計荷重作用時の検討							
設計せん断力	S		kN	566	566	-493	-493
ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽの鉛直成分	Sp		kN	0	0	0	0
波形鋼板ｳｪﾌﾞに作用する設計せん断力	Sw		kN	566	566	-493	-493
波形鋼板ｳｪﾌﾞの断面積	Aw		mm^2	43905	26343	43905	26343
波形鋼板ｳｪﾌﾞに作用する平均せん断応力度	τws		N/mm^2	12.9	21.5	-11.2	-18.7
許容値				120.0	120.0	120.0	120.0
判定				OK	OK	OK	OK
終局荷重作用時の検討							
終局荷重時断面力							
荷重による終局荷重時曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M		kN･m	21999.9	21999.9	22056.3	22056.3
荷重による終局荷重時せん断力	Su		kN	961.9	961.9	838.1	838.1
有効高	d		m	2.927	2.927	2.927	2.927
部材圧縮縁が部材となす角度	β		度	0.0	0.0	0.0	0.0
部材の有効高の変化の影響を考慮したせん断力	Sh		kN	961.9	961.9	838.1	838.1
ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽの鉛直分力	Sp		kN	0.0	0.0	0.0	0.0
波形鋼板ｳｪﾌﾞに作用する設計せん断力	Sw		kN	961.9	961.9	838.1	838.1
波形鋼板ｳｪﾌﾞの断面積	Aw		mm^2	43905	26343	43905	26343
波形鋼板ｳｪﾌﾞに作用する平均せん断応力度	τws		N/mm^2	21.9	36.5	19.1	31.8
許容値				205.0	205.0	205.0	205.0
判定				OK	OK	OK	OK
座屈に対する検討							
1．局部座屈強度							
鋼板高さ	h		mm	2927	2927	2927	2927
鋼板厚さ	t		mm	15	9	15	9
幅厚比	γ		—	0.00512	0.00307	0.00512	0.00307
縦横比	α		—	0.116	0.116	0.116	0.116
ﾊﾟﾈﾙ幅	a		mm	340	340	340	340
座屈係数	k		—	399.8	399.8	399.8	399.8
座屈強度	$\tau^c cr,L$		N/mm^2	1897.8	683.2	1897.8	683.2
せん断降伏応力度	τy		N/mm^2	205.0	205.0	205.0	205.0
せん断座屈ﾊﾟﾗﾒｰﾀｰ	λs		≦0.6	0.33	0.55	0.33	0.55
座屈強度	τcr,L		N/mm^2	205.0	205.0	205.0	205.0
2．全体座屈強度							
鋼板高さ	h		m	2927	2927	2927	2927
鋼板厚さ	t		mm	15	9	15	9
波形鋼板ｳｪﾌﾞ橋軸方向の断面2次ﾓｰﾒﾝﾄ	Ix		mm^4	133585	79914	133585	79914
波高	d		mm	220	220	220	220
波高板厚比	δ		—	14.67	24.44	14.67	24.44
長さ減少率	η		—	0.91	0.91	0.91	0.91
波形鋼板ｳｪﾌﾞ高さ方向の断面2次ﾓｰﾒﾝﾄ	Iy		mm^4	309	67	309	67
材端の固定度を示す係数	β		—	1.0	1.0	1.0	1.0
座屈強度	$\tau^c cr,G$		N/mm^2	1641	1269	1641	1269
せん断降伏	τy		N/mm^2	205.0	205.0	205.0	205.0
せん断座屈ﾊﾟﾗﾒｰﾀｰ	λs		≦0.6	0.35	0.40	0.35	0.40
座屈強度	τcr,G		N/mm^2	205.0	205.0	205.0	205.0
3．連成座屈に対する照査							
$\tau cr=\tau cr,L\cdot[1/\{1+(\tau cr,L/\tau cr,G)^4\}]^{1/4}$			N/mm^2	172.4	172.4	172.4	172.4
終局荷重時のせん断応力度	τws		N/mm^2	21.9	36.5	19.1	31.8
判定				OK	OK	OK	OK

備考

SECT-1の検討結果
上ﾌﾗﾝｼﾞの板厚:25mm ⇒ 28mm(板厚3mm UP)
腹　板の板厚:15mm ⇒ 9mm(板厚6mm DOWN)
下ﾌﾗﾝｼﾞの板厚:28mm ⇒ 40mm(板厚12mm UP)

SECT-2の検討結果
上ﾌﾗﾝｼﾞの板厚:26mm ⇒ 30mm(板厚4mm UP)
腹　板の板厚:15mm ⇒ 9mm(板厚6mm DOWN)
下ﾌﾗﾝｼﾞの板厚:38mm ⇒ 50mm(板厚12mm UP)

SECT-3の検討結果
上ﾌﾗﾝｼﾞの板厚:26mm ⇒ 30mm(板厚4mm UP)
腹　板の板厚:15mm ⇒ 9mm(板厚6mm DOWN)
下ﾌﾗﾝｼﾞの板厚:38mm ⇒ 50mm(板厚12mm UP)

SECT-4の検討結果
上ﾌﾗﾝｼﾞの板厚:23mm ⇒ 25mm(板厚2mm UP)
腹　板の板厚:15mm ⇒ 10mm(板厚5mm DOWN)
下ﾌﾗﾝｼﾞの板厚:32mm ⇒ 35mm(板厚3mm UP)

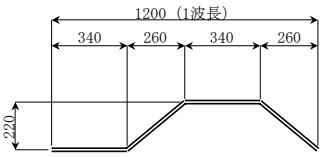
SECT-5の検討結果
上ﾌﾗﾝｼﾞの板厚:29mm ⇒ 41mm(板厚12mm UP)
腹　板の板厚:20mm ⇒ 12mm(板厚8mm DOWN)
下ﾌﾗﾝｼﾞの板厚:50mm ⇒ 59mm(板厚9mm UP)

SECT-6の検討結果
上ﾌﾗﾝｼﾞの板厚:23mm ⇒ 23mm(板厚0mm UP)
腹　板の板厚:15mm ⇒ 9mm(板厚6mm DOWN)
下ﾌﾗﾝｼﾞの板厚:36mm ⇒ 42mm(板厚6mm UP)

SECT-7の検討結果
上ﾌﾗﾝｼﾞの板厚:23mm ⇒ 23mm(板厚0mm UP)
腹　板の板厚:15mm ⇒ 9mm(板厚6mm DOWN)
下ﾌﾗﾝｼﾞの板厚:23mm ⇒ 27mm(板厚4mm UP)

SECT-8の検討結果
上ﾌﾗﾝｼﾞの板厚:23mm ⇒ 23mm(板厚0mm UP)
腹　板の板厚:15mm ⇒ 9mm(板厚6mm DOWN)
下ﾌﾗﾝｼﾞの板厚:23mm ⇒ 27mm(板厚4mm UP)

波形鋼板の断面



3.4.3 限界状態設計法による断面計算結果

3.4.3.1 合成前荷重時の照査

合成前断面検討　（ SECT-1-L ）

上ﾌﾗﾝｼﾞ				ｳｪﾌﾞ								下ﾌﾗﾝｼﾞ				照査					
上ﾌﾗﾝｼﾞ幅 (mm)	上ﾌﾗﾝｼﾞ厚 (mm)	降伏応力度 (N/mm2)	固定点間距離 (mm)	ウェブ高 (mm)	ウェブ厚 (mm)	降伏応力度 (N/mm2)	固定点間距離 (mm)	応力勾配 φ -(σt/σc)	正曲げ 負曲げ	ｱｽﾍﾟｸﾄ比 α	降伏せん断応力度 (N/mm2) τy	下ﾌﾗﾝｼﾞ幅 (mm)	下ﾌﾗﾝｼﾞ厚 (mm)	降伏応力度 (N/mm2)	固定点間距離 (mm)	～M (kN･m)	～Q (kN)	Mult,s (kN･m)	Qult (kN)	照査式	判定
Buf	tuf	σyuf	Luf	hw	tw	σyw	Lw					Blf	tlf	σylf	Llf						
750	24	355	6250	2926	9	355	6250	-0.931	正曲げ	0.534	205	750	27	355	6250	0.0	1,178	16,364	4,366	0.02	OK
A=18000mm2	-AY=26550000mm2	AY^2=39161250000mm3	I=864000mm2		A=26334mm2	I=18788159082mm2						A=20250mm2	AY=29899125mm2	AY^2=44146058063mm3	I=1230188mm2						
σult,f (N/mm2)	横座屈	σcrf^e,1 (N/mm2)	2,366	σult,w (N/mm2)	純曲げ φ=-1	σcr^e (N/mm2)	41	τcr^e (採用値39N/mm2)	(α>1)	33		σult,f (N/mm2)	横座屈	σcrf^e,1 (N/mm2)	2,366						
		λ	0.387			λ	2.943	0.8・τy	(α<1)	39				λ	0.387						
	(採用値328N/mm2)	福本 σult,1 (λ<0.2)	355		(採用値163N/mm2)	西村 σult,b (λ<1.0)	355	τcr	τcr^e<0.8τy	164			(採用値328N/mm2)	福本 σult,1 (λ<0.2)	355						
		式 σult,1 (0.2≤λ<√2)	328			式 σult,b (1.0<λ)	163		τcr^e>0.8τy	80				式 σult,1 (0.2≤λ<√2)	328						
	ねじれ座屈	σcrf^e,2 (N/mm2)	314		曲げ,引張り -7<φ<-1	σcr^e (N/mm2)	38		採用値	39			ねじれ座屈	σcrf^e,2 (N/mm2)	398						
		λ	1.063			λ	3.056	ΣA(mm2)	64,584					λ	0.944						
	(採用値272N/mm2)	西村 σult,2 (λ<0.7)	355		(採用値159N/mm2)	西村 σult. (λ<1.0)	355	ΣA・Y(mm3)	3,349,125				(採用値293N/mm2)	西村 σult,2 (λ<0.7)	355						
		式 σult,2 (0.7<λ)	272			式 σult. (1.0≤λ)	159	e(mm)	52					式 σult,2 (0.7<λ)	293						
	MIN (σult,1 OR σult,2)		272					ΣI(mm4)	18,790,253,270				MIN (σult,1 OR σult,2)		293						
Mult,s (KN･m)	σult,f<σult,w	18,013			純圧縮 φ＝1	σcr^e (N/mm2)	7	ΣA・Y^2(mm4)	83,307,308,063			Mult,s (KN･m)	σult,f<σult,w	19,404							
	σult,f>σult,w	16,364						ΣA・e^2(mm4)	174,635,136				σult,f>σult,w	18,345							
正曲げの場合採用	採用値	16,364				λ	7.121	ΣIn(mm4)	101,922,926,196			負曲げの場合採用	採用値	18,345							
					(採用値48N/mm2)	西村 σult,c (λ<0.7)	355	Yu (mm)	1,539	(Yuw 1,515mm)											
						式 σult,c (0.7<λ)	48	Yl (mm)	1,438	(Ylw 1,411mm)											
					曲げ,圧縮 -1<φ<1	σult (N/mm2)	151	MY(KN･m)	23,510												
								Qp (KN)	5,398												
					採用値		151	Qult (KN)	4,366												

合成前断面検討　（ SECT-1-R ）

上ﾌﾗﾝｼﾞ				ｳｪﾌﾞ								下ﾌﾗﾝｼﾞ				照査					
上ﾌﾗﾝｼﾞ幅 (mm)	上ﾌﾗﾝｼﾞ厚 (mm)	降伏応力度 (N/mm2)	固定点間距離 (mm)	ウェブ高 (mm)	ウェブ厚 (mm)	降伏応力度 (N/mm2)	固定点間距離 (mm)	応力勾配 φ -(σt/σc)	正曲げ 負曲げ	ｱｽﾍﾟｸﾄ比 α	降伏せん断応力度 (N/mm2) τy	下ﾌﾗﾝｼﾞ幅 (mm)	下ﾌﾗﾝｼﾞ厚 (mm)	降伏応力度 (N/mm2)	固定点間距離 (mm)	～M (kN･m)	～Q (kN)	Mult,s (kN･m)	Qult (kN)	照査式	判定
Buf	tuf	σyuf	Luf	hw	tw	σyw	Lw					Blf	tlf	σylf	Llf						
750	24	355	6250	2926	9	355	6250	-0.931	正曲げ	0.534	205	750	27	355	6250	9,778.9	491	16,364	4,366	0.491	OK
A=18000mm2	-AY=26550000mm2	AY^2=39161250000mm3	I=864000mm2		A=26334mm2	I=18788159082mm2						A=20250mm2	AY=29899125mm2	AY^2=44146058063mm3	I=1230188mm2						
σult,f (N/mm2)	横座屈	σcrf^e,1 (N/mm2)	2,366	σult,w (N/mm2)	純曲げ φ=-1	σcr^e (N/mm2)	41	τcr^e (採用値39N/mm2)	(α>1)	33		σult,f (N/mm2)	横座屈	σcrf^e,1 (N/mm2)	2,366						
		λ	0.387			λ	2.943	0.8・τy	(α<1)	39				λ	0.387						
	(採用値328N/mm2)	福本 σult,1 (λ<0.2)	355		(採用値163N/mm2)	西村 σult,b (λ<1.0)	355	τcr	τcr^e<0.8τy	164			(採用値328N/mm2)	福本 σult,1 (λ<0.2)	355						
		式 σult,1 (0.2≤λ<√2)	328			式 σult,b (1.0<λ)	163		τcr^e>0.8τy	80				式 σult,1 (0.2≤λ<√2)	328						
	ねじれ座屈	σcrf^e,2 (N/mm2)	314		曲げ,引張り -7<φ<-1	σcr^e (N/mm2)	38		採用値	39			ねじれ座屈	σcrf^e,2 (N/mm2)	398						
		λ	1.063			λ	3.056	ΣA(mm2)	64,584					λ	0.944						
	(採用値272N/mm2)	西村 σult,2 (λ<0.7)	355		(採用値159N/mm2)	西村 σult. (λ<1.0)	355	ΣA・Y(mm3)	3,349,125				(採用値293N/mm2)	西村 σult,2 (λ<0.7)	355						
		式 σult,2 (0.7<λ)	272			式 σult. (1.0≤λ)	159	e(mm)	52					式 σult,2 (0.7<λ)	293						
	MIN (σult,1 OR σult,2)		272					ΣI(mm4)	18,790,253,270				MIN (σult,1 OR σult,2)		293						
Mult,s (KN･m)	σult,f<σult,w	18,013			純圧縮 φ＝1	σcr^e (N/mm2)	7	ΣA・Y^2(mm4)	83,307,308,063			Mult,s (KN･m)	σult,f<σult,w	19,404							
	σult,f>σult,w	16,364						ΣA・e^2(mm4)	174,635,136				σult,f>σult,w	18,345							
正曲げの場合採用	採用値	16,364				λ	7.121	ΣIn(mm4)	101,922,926,196			負曲げの場合採用	採用値	18,345							
					(採用値48N/mm2)	西村 σult,c (λ<0.7)	355	Yu (mm)	1,539	(Yuw 1,515mm)											
						式 σult,c (0.7<λ)	48	Yl (mm)	1,438	(Ylw 1,411mm)											
					曲げ,圧縮 -1<φ<1	σult (N/mm2)	151	MY(KN･m)	23,510												
								Qp (KN)	5,398												
					採用値		151	Qult (KN)	4,366												

合成前断面検討　（ SECT-2-L ）

上ﾌﾗﾝｼﾞ				ｳｪﾌﾞ								下ﾌﾗﾝｼﾞ				照査					
上ﾌﾗﾝｼﾞ幅 (mm)	上ﾌﾗﾝｼﾞ厚 (mm)	降伏応力度 (N/mm2)	固定点間距離 (mm)	ウェブ高 (mm)	ウェブ厚 (mm)	降伏応力度 (N/mm2)	固定点間距離 (mm)	応力勾配 φ -(σt/σc)	正曲げ 負曲げ	ｱｽﾍﾟｸﾄ比 α	降伏せん断応力度 (N/mm2) τy	下ﾌﾗﾝｼﾞ幅 (mm)	下ﾌﾗﾝｼﾞ厚 (mm)	降伏応力度 (N/mm2)	固定点間距離 (mm)	～M (kN･m)	～Q (kN)	Mult,s (kN･m)	Qult (kN)	照査式	判定
Buf	tuf	σyuf	Luf	hw	tw	σyw	Lw					Blf	tlf	σylf	Llf						
750	24	355	6250	2926	10	355	6250	-0.794	正曲げ	2.136	205	750	35	355	6250	9,778.9	491	16,736	2,443	0.454	OK
A=18000mm2	-AY=26550000mm2	AY^2=3916250000mm2	I=864000mm2		A=29260mm2	I=20875732313mm2						A=26250mm2	AY=38863125mm2	AY^2=5753685856563mm2	I=2679688mm2						
σult,f (N/mm2)	横座屈	σcrᵉ,1 (N/mm2)	2,366	σult,w (N/mm2)	純曲げ φ=-1	σcrᵉ (N/mm2)	50	τcrᵉ (採用値13N/mm2)		(α>1)	13	σult,f (N/mm2)	横座屈	σcrᵉ,1 (N/mm2)	2,366						
		λ	0.387			λ	2.665	0.8・τy		(α<1)	11			λ	0.387						
	(採用値328N/mm2)	福本 σult,1 (λ<0.2)	355		(採用値175N/mm2)	西村 σult,b (λ<1.0)	355	τcr		τcrᵉ<0.8τy	164		(採用値328N/mm2)	福本 σult,1 (λ<0.2)	355						
		式 σult,1 (0.2<λ<√2)	328			式 σult,b (1.0<λ)	175			τcrᵉ>0.8τy	13			式 σult,1 (0.2<λ<√2)	328						
	ねじれ座屈	σcrtᵉ,2 (N/mm2)	314		曲げ,引張り -7<φ<-1	σcrᵉ (N/mm2)	41			採用値	46		ねじれ座屈	σcrtᵉ,2 (N/mm2)	669						
		λ	1.063			λ	2.943	ΣA(mm2)		73,510	13			λ	0.728						
	(採用値272N/mm2)	西村 σult,2 (λ<0.7)	355		(採用値163N/mm2)	西村 σult. (λ<1.0)	355	ΣA・Y(mm3)		12,313,125			(採用値346N/mm2)	西村 σult,2 (λ<0.7)	355						
		式 σult,2 (0.7<λ)	272			式 σult. (1.0<λ)	163	e(mm)		168				式 σult,2 (0.7<λ)	346						
	MIN (σult,1 OR σult,2)		272		純圧縮 φ＝1	σcrᵉ (N/mm2)	8	ΣI(mm4)		20,879,276,001			MIN (σult,1 OR σult,2)		328						
Mult,s (KN･m) 正曲げの場合採用	σult,f＜σult,w	18,983						ΣA・Y^2(mm4)		96,698,106,563		Mult,s (KN･m) 負曲げの場合採用	σult,f＜σult,w	22,891							
	σult,f＞σult,w	16,736						ΣA・e^2(mm4)		2,074,746,240			σult,f＞σult,w	23,274							
	採用値	16,736				λ	6.661	ΣIn(mm4)		115,502,636,323			採用値	23,274							
					(採用値51N/mm2)	西村 σult,c (λ<0.7)	355	Yu (mm)		1,655	(Yuw 1,631mm)										
						式 σult,c (0.7<λ)	51	Yl (mm)		1,330	(Ylw 1,295mm)										
					曲げ,圧縮 -1<φ<1	σult (N/mm2)	140	MY(KN･m)		24,775											
								Qp (KN)		5,998											
						採用値	140	Qult (KN)		2,443											

合成前断面検討　（ SECT-2-C ）

上ﾌﾗﾝｼﾞ				ｳｪﾌﾞ								下ﾌﾗﾝｼﾞ				照査					
上ﾌﾗﾝｼﾞ幅 (mm)	上ﾌﾗﾝｼﾞ厚 (mm)	降伏応力度 (N/mm2)	固定点間距離 (mm)	ウェブ高 (mm)	ウェブ厚 (mm)	降伏応力度 (N/mm2)	固定点間距離 (mm)	応力勾配 φ -(σt/σc)	正曲げ 負曲げ	ｱｽﾍﾟｸﾄ比 α	降伏せん断応力度 (N/mm2) τy	下ﾌﾗﾝｼﾞ幅 (mm)	下ﾌﾗﾝｼﾞ厚 (mm)	降伏応力度 (N/mm2)	固定点間距離 (mm)	～M (kN･m)	～Q (kN)	Mult,s (kN･m)	Qult (kN)	照査式	判定
Buf	tuf	σyuf	Luf	hw	tw	σyw	Lw					Blf	tlf	σylf	Llf						
750	24	355	6250	2926	10	355	6250	-0.794	正曲げ	2.136	205	750	35	355	6250	11,748.9	-97	16,736	2,443	0.933	OK
A=18000mm2	-AY=26550000mm2	AY^2=3916250000mm2	I=864000mm2		A=29260mm2	I=20875732313mm2						A=26250mm2	AY=38863125mm2	AY^2=5753685856563mm2	I=2679688mm2						
σult,f (N/mm2)	横座屈	σcrtᵉ,1 (N/mm2)	2,366	σult,w (N/mm2)	純曲げ φ=-1	σcrᵉ (N/mm2)	50	τcrᵉ (採用値13N/mm2)		(α>1)	13	σult,f (N/mm2)	横座屈	σcrtᵉ,1 (N/mm2)	2,366						
		λ	0.387			λ	2.665	0.8・τy		(α<1)	11			λ	0.387						
	(採用値328N/mm2)	福本 σult,1 (λ<0.2)	355		(採用値175N/mm2)	西村 σult,b (λ<1.0)	355	τcr		τcrᵉ<0.8τy	164		(採用値328N/mm2)	福本 σult,1 (λ<0.2)	355						
		式 σult,1 (0.2<λ<√2)	328			式 σult,b (1.0<λ)	175			τcrᵉ>0.8τy	13			式 σult,1 (0.2<λ<√2)	328						
	ねじれ座屈	σcrtᵉ,2 (N/mm2)	314		曲げ,引張り -7<φ<-1	σcrᵉ (N/mm2)	41			採用値	46		ねじれ座屈	σcrtᵉ,2 (N/mm2)	669						
		λ	1.063			λ	2.943	ΣA(mm2)		73,510	13			λ	0.728						
	(採用値272N/mm2)	西村 σult,2 (λ<0.7)	355		(採用値163N/mm2)	西村 σult. (λ<1.0)	355	ΣA・Y(mm3)		12,313,125			(採用値346N/mm2)	西村 σult,2 (λ<0.7)	355						
		式 σult,2 (0.7<λ)	272			式 σult. (1.0<λ)	163	e(mm)		168				式 σult,2 (0.7<λ)	346						
	MIN (σult,1 OR σult,2)		272		純圧縮 φ＝1	σcrᵉ (N/mm2)	8	ΣI(mm4)		20,879,276,001			MIN (σult,1 OR σult,2)		328						
Mult,s (KN･m) 正曲げの場合採用	σult,f＜σult,w	18,983						ΣA・Y^2(mm4)		96,698,106,563		Mult,s (KN･m) 負曲げの場合採用	σult,f＜σult,w	22,891							
	σult,f＞σult,w	16,736						ΣA・e^2(mm4)		2,074,746,240			σult,f＞σult,w	23,274							
	採用値	16,736				λ	6.661	ΣIn(mm4)		115,502,636,323			採用値	23,274							
					(採用値51N/mm2)	西村 σult,c (λ<0.7)	355	Yu (mm)		1,655	(Yuw 1,631mm)										
						式 σult,c (0.7<λ)	51	Yl (mm)		1,330	(Ylw 1,295mm)										
					曲げ,圧縮 -1<φ<1	σult (N/mm2)	140	MY(KN･m)		24,775											
								Qp (KN)		5,998											
						採用値	140	Qult (KN)		2,443											

合成前断面検討　（ SECT-3-L ）

上ﾌﾗﾝｼﾞ				ｳｪﾌﾞ								下ﾌﾗﾝｼﾞ				照査					
上ﾌﾗﾝｼﾞ幅 (mm)	上ﾌﾗﾝｼﾞ厚 (mm)	降伏応力度 (N/mm2)	固定点間距離 (mm)	ウェブ高 (mm)	ウェブ厚 (mm)	降伏応力度 (N/mm2)	固定点間距離 (mm)	応力勾配 φ -(σt/σc)	正曲げ 負曲げ	ｱｽﾍﾟｸﾄ比 α	降伏せん断応力度 (N/mm2) τy	下ﾌﾗﾝｼﾞ幅 (mm)	下ﾌﾗﾝｼﾞ厚 (mm)	降伏応力度 (N/mm2)	固定点間距離 (mm)	～M (kN･m)	～Q (kN)	Mult,s (kN･m)	Qult (kN)	照査式	判定
Buf	tuf	σyuf	Luf	hw	tw	σyw	Lw					Blf	tlf	σylf	Llf						
750	24	355	6250	2926	12	355	6250	-0.838	正曲げ	2.136	205	750	33	355	6250	11,634.2	-151	17,673	3,065	0.721	OK
A=18000mm2	-AY=26550000mm2	AY^2=3916250000mm2	I=864000mm2		A=35112mm2	I=25050878776mm2						A=24750mm2	AY=3661762.5mm2	AY^2=54175776188mm2	I=2246063mm2						
σult,f (N/mm2)	横座屈	σcrᵉ,1 (N/mm2)	2,366	σult,w (N/mm2)	純曲げ φ=-1	σcrᵉ (N/mm2)	73	τcrᵉ (採用値19N/mm2)	(α>1)	19		σult,f (N/mm2)	横座屈	σcrᵉ,1 (N/mm2)	2,366						
		λ	0.387			λ	2.205	0.8・τy	(α<1)	16				λ	0.387						
	(採用値328N/mm2) 福本式	σult,1 (λ<0.2)	355		(採用値201N/mm2) 西村式	σult,b (λ<1.0)	355	τcr	τcrᵉ<0.8τy	164			(採用値328N/mm2) 福本式	σult,1 (λ<0.2)	355						
		σult,1 (0.2<λ<√2)	328			σult,b (1.0<λ)	201		τcrᵉ>0.8τy	19				σult,1 (0.2<λ<√2)	328						
	ねじれ座屈	σcrtᵉ,2 (N/mm2)	314		曲げ,引張り -7<φ<-1	σcrᵉ (N/mm2)	61		採用値	56			ねじれ座屈	σcrtᵉ,2 (N/mm2)	594						
		λ	1.063			λ	2.412	ΣA(mm2)	ΣA・Y(mm3)	77,862				λ	0.773						
	(採用値272N/mm2) 西村式	σult,2 (λ<0.7)	355		(採用値188N/mm2) 西村式	σult. (λ<1.0)	355	e(mm)	Σ(mm4)	10,067,625			(採用値333N/mm2) 西村式	σult,2 (λ<0.7)	355						
		σult,2 (0.7<λ)	272			σult. (1.0<λ)	188	ΣI(mm4)	ΣA・Y^2(mm4)	129				σult,2 (0.7<λ)	333						
	MIN (σult,1 OR σult,2)		272		純圧縮 φ＝1	σcrᵉ (N/mm2)	12		ΣA・e^2(mm4)	25,053,988,839			MIN (σult,1 OR σult,2)		328						
Mult,s (KN･m) 正曲げの場合採用	σult,f＜σult,w	19,709								93,337,026,188		Mult,s (KN･m) 負曲げの場合採用	σult,f＜σult,w	23,767							
	σult,f＞σult,w	17,673				λ	5.439	Σln(mm4)		1,295,701,542			σult,f＞σult,w	23,278							
	採用値	17,673			(採用値61N/mm2) 西村式	σult,c (λ<0.7)	355	Yu (mm)		117,095,313,484			採用値	23,278							
						σult,c (0.7<λ)	61	Yl (mm)		1,616	(Yuw 1,592mm)										
					曲げ,圧縮 -1<φ<1	σult (N/mm2)	169	MY(KN･m)		1,367	(Ylw 1,334mm)										
								Qp (KN)		25,723											
					採用値		169	Qult (KN)		7,198											
										3,065											

合成前断面検討　（ SECT-3-R ）

上ﾌﾗﾝｼﾞ				ｳｪﾌﾞ								下ﾌﾗﾝｼﾞ				照査					
上ﾌﾗﾝｼﾞ幅 (mm)	上ﾌﾗﾝｼﾞ厚 (mm)	降伏応力度 (N/mm2)	固定点間距離 (mm)	ウェブ高 (mm)	ウェブ厚 (mm)	降伏応力度 (N/mm2)	固定点間距離 (mm)	応力勾配 φ -(σt/σc)	正曲げ 負曲げ	ｱｽﾍﾟｸﾄ比 α	降伏せん断応力度 (N/mm2) τy	下ﾌﾗﾝｼﾞ幅 (mm)	下ﾌﾗﾝｼﾞ厚 (mm)	降伏応力度 (N/mm2)	固定点間距離 (mm)	～M (kN･m)	～Q (kN)	Mult,s (kN･m)	Qult (kN)	照査式	判定
Buf	tuf	σyuf	Luf	hw	tw	σyw	Lw					Blf	tlf	σylf	Llf						
750	24	355	6250	2926	12	355	6250	-0.838	正曲げ	2.136	205	750	33	355	6250	6,468.9	-793	17,673	3,065	0.086	OK
A=18000mm2	-AY=26550000mm2	AY^2=3916250000mm2	I=864000mm2		A=35112mm2	I=25050878776mm2						A=24750mm2	AY=3661762.5mm2	AY^2=54175776188mm2	I=2246063mm2						
σult,f (N/mm2)	横座屈	σcrtᵉ,1 (N/mm2)	2,366	σult,w (N/mm2)	純曲げ φ=-1	σcrᵉ (N/mm2)	73	τcrᵉ (採用値19N/mm2)	(α>1)	19		σult,f (N/mm2)	横座屈	σcrtᵉ,1 (N/mm2)	2,366						
		λ	0.387			λ	2.205	0.8・τy	(α<1)	16				λ	0.387						
	(採用値328N/mm2) 福本式	σult,1 (λ<0.2)	355		(採用値201N/mm2) 西村式	σult,b (λ<1.0)	355	τcr	τcrᵉ<0.8τy	164			(採用値328N/mm2) 福本式	σult,1 (λ<0.2)	355						
		σult,1 (0.2<λ<√2)	328			σult,b (1.0<λ)	201		τcrᵉ>0.8τy	19				σult,1 (0.2<λ<√2)	328						
	ねじれ座屈	σcrtᵉ,2 (N/mm2)	314		曲げ,引張り -7<φ<-1	σcrᵉ (N/mm2)	61		採用値	56			ねじれ座屈	σcrtᵉ,2 (N/mm2)	594						
		λ	1.063			λ	2.412	ΣA(mm2)	ΣA・Y(mm3)	77,862				λ	0.773						
	(採用値272N/mm2) 西村式	σult,2 (λ<0.7)	355		(採用値188N/mm2) 西村式	σult. (λ<1.0)	355	e(mm)	Σ(mm4)	10,067,625			(採用値333N/mm2) 西村式	σult,2 (λ<0.7)	355						
		σult,2 (0.7<λ)	272			σult. (1.0<λ)	188	ΣI(mm4)	ΣA・Y^2(mm4)	129				σult,2 (0.7<λ)	333						
	MIN (σult,1 OR σult,2)		272		純圧縮 φ＝1	σcrᵉ (N/mm2)	12		ΣA・e^2(mm4)	25,053,988,839			MIN (σult,1 OR σult,2)		328						
Mult,s (KN･m) 正曲げの場合採用	σult,f＜σult,w	19,709								93,337,026,188		Mult,s (KN･m) 負曲げの場合採用	σult,f＜σult,w	23,767							
	σult,f＞σult,w	17,673				λ	5.439	Σln(mm4)		1,295,701,542			σult,f＞σult,w	23,278							
	採用値	17,673			(採用値61N/mm2) 西村式	σult,c (λ<0.7)	355	Yu (mm)		117,095,313,484			採用値	23,278							
						σult,c (0.7<λ)	61	Yl (mm)		1,616	(Yuw 1,592mm)										
					曲げ,圧縮 -1<φ<1	σult (N/mm2)	169	MY(KN･m)		1,367	(Ylw 1,334mm)										
								Qp (KN)		25,723											
					採用値		169	Qult (KN)		7,198											
										3,065											

合成前断面検討　（SECT-4-L ）

上ﾌﾗﾝｼﾞ				ｳｪﾌﾞ								下ﾌﾗﾝｼﾞ				照査					
上ﾌﾗﾝｼﾞ幅 (mm)	上ﾌﾗﾝｼﾞ厚 (mm)	降伏応力度 (N/mm2)	固定点間距離 (mm)	ウェブ高 (mm)	ウェブ厚 (mm)	降伏応力度 (N/mm2)	固定点間距離 (mm)	応力勾配 φ -(σt/σc)	正曲げ 負曲げ	ｱｽﾍﾟｸﾄ比 α	降伏せん断応力度 (N/mm2) τy	下ﾌﾗﾝｼﾞ幅 (mm)	下ﾌﾗﾝｼﾞ厚 (mm)	降伏応力度 (N/mm2)	固定点間距離 (mm)	～M (kN･m)	～Q (kN)	Mult,s (kN･m)	Qult (kN)	照査式	判定
Buf	tuf	σyuf	Luf	hw	tw	σyw	Lw					Blf	tlf	σylf	Llf						
750	24	355	6250	2926	12	355	6250	-0.902	正曲げ	0.534	205	750	29	355	6250	6,468.9	-793	17,681	6,071	0.07	OK
A=18000mm2	-AY=26550000mm2	AY^2=3916250000mm2	I=864000mm2		A=35112mm2	I=25050878776mm2						A=21750mm2	AY=3213562.5mm2	AY^2=4748038593 8mm2	I=1524313mm2						
σult,f (N/mm2)	横座屈	σcrᵉ,1 (N/mm2)	2,366	σult,w (N/mm2)	純曲げ φ=-1	σcrᵉ (N/mm2)	73	τcrᵉ (採用値69N/mm2)	(α>1)	59		σult,f (N/mm2)	横座屈	σcrᵉ,1 (N/mm2)	2,366						
		λ	0.387			λ	2.205	0.8・τy	(α<1)	69				λ	0.387						
	(採用値328N/mm2) 福本式	σult,1 (λ<0.2)	355		(採用値201N/mm2) 西村式	σult,b (λ<1.0)	355	τcr	τcrᵉ<0.8τy	164			(採用値328N/mm2) 福本式	σult,1 (λ<0.2)	355						
		σult,1 (0.2<λ<√2)	328			σult,b (1.0<λ)	201		τcrᵉ>0.8τy	69				σult,1 (0.2<λ<√2)	328						
	ねじれ座屈	σcrᵉ,2 (N/mm2)	314		曲げ,引張り -7<φ<-1	σcrᵉ (N/mm2)	66		採用値	106			ねじれ座屈	σcrᵉ,2 (N/mm2)	459						
		λ	1.063			λ	2.319	ΣA(mm2)	ΣA・Y(mm3)	69				λ	0.879						
	(採用値272N/mm2) 西村式	σult,2 (λ<0.7)	355		(採用値194N/mm2) 西村式	σult. (λ<1.0)	355	e(mm)	Σ(mm4)	74,862			(採用値307N/mm2) 西村式	σult,2 (λ<0.7)	355						
		σult,2 (0.7<λ)	272			σult. (1.0<λ)	194	ΣI(mm4)	ΣA・Y^2(mm4)	5,585,625				σult,2 (0.7<λ)	307						
	MIN (σult,1 OR σult,2)		272		純圧縮 φ＝1	σcrᵉ (N/mm2)	12	ΣA・e^2(mm4)	Σln(mm4)	25,053,267,089			MIN (σult,1 OR σult,2)		307						
Mult,s (KN･m) 正曲げの場合採用	σult,f＜σult,w	19,377				λ	5.439	Yu（mm）	Y1（mm）	86,641,635,938		Mult,s (KN･m) 負曲げの場合採用	σult,f＜σult,w	21,871							
	σult,f＞σult,w	17,681			(採用値61N/mm2) 西村式	σult,c (λ<0.7)	355	MY(KN･m)	Qp（KN）	421,098,750			σult,f＞σult,w	20,784							
	採用値	17,681				σult,c (0.7<λ)	61	Qult（KN）		111,273,804,276	(Yuw 1,538mm)		採用値	20,784							
					曲げ,圧縮 -1<φ<1	σult (N/mm2)	181			1,562	(Ylw 1,388mm)										
					採用値		181			1.417											
										25,290											
										7,198											
										6,071											

合成前断面検討　（ SECT-4-R ）

上ﾌﾗﾝｼﾞ				ｳｪﾌﾞ								下ﾌﾗﾝｼﾞ				照査					
上ﾌﾗﾝｼﾞ幅 (mm)	上ﾌﾗﾝｼﾞ厚 (mm)	降伏応力度 (N/mm2)	固定点間距離 (mm)	ウェブ高 (mm)	ウェブ厚 (mm)	降伏応力度 (N/mm2)	固定点間距離 (mm)	応力勾配 φ -(σt/σc)	正曲げ 負曲げ	ｱｽﾍﾟｸﾄ比 α	降伏せん断応力度 (N/mm2) τy	下ﾌﾗﾝｼﾞ幅 (mm)	下ﾌﾗﾝｼﾞ厚 (mm)	降伏応力度 (N/mm2)	固定点間距離 (mm)	～M (kN･m)	～Q (kN)	Mult,s (kN･m)	Qult (kN)	照査式	判定
Buf	tuf	σyuf	Luf	hw	tw	σyw	Lw					Blf	tlf	σylf	Llf						
750	24	355	6250	2926	12	355	6250	-1.108	負曲げ	0.534	205	750	29	355	6250	-5,716.5	#####	20,509	6,071	0.035	OK
A=18000mm2	-AY=26550000mm2	AY^2=3916250000mm2	I=864000mm2		A=35112mm2	I=25050878776mm2						A=21750mm2	AY=3213562.5mm2	AY^2=4748038593 8mm2	I=1524313mm2						
σult,f (N/mm2)	横座屈	σcrᵉ,1 (N/mm2)	2,366	σult,w (N/mm2)	純曲げ φ=-1	σcrᵉ (N/mm2)	73	τcrᵉ (採用値69N/mm2)	(α>1)	59		σult,f (N/mm2)	横座屈	σcrᵉ,1 (N/mm2)	2,366						
		λ	0.387			λ	2.205	0.8・τy	(α<1)	69				λ	0.387						
	(採用値328N/mm2) 福本式	σult,1 (λ<0.2)	355		(採用値201N/mm2) 西村式	σult,b (λ<1.0)	355	τcr	τcrᵉ<0.8τy	164			(採用値328N/mm2) 福本式	σult,1 (λ<0.2)	355						
		σult,1 (0.2<λ<√2)	328			σult,b (1.0<λ)	201		τcrᵉ>0.8τy	69				σult,1 (0.2<λ<√2)	328						
	ねじれ座屈	σcrᵉ,2 (N/mm2)	314		曲げ,引張り -7<φ<-1	σcrᵉ (N/mm2)	81		採用値	106			ねじれ座屈	σcrᵉ,2 (N/mm2)	459						
		λ	1.063			λ	2.093	ΣA(mm2)	ΣA・Y(mm3)	69				λ	0.879						
	(採用値272N/mm2) 西村式	σult,2 (λ<0.7)	355		(採用値209N/mm2) 西村式	σult. (λ<1.0)	355	e(mm)	Σ(mm4)	74,862			(採用値307N/mm2) 西村式	σult,2 (λ<0.7)	355						
		σult,2 (0.7<λ)	272			σult. (1.0<λ)	209	ΣI(mm4)	ΣA・Y^2(mm4)	5,585,625				σult,2 (0.7<λ)	307						
	MIN (σult,1 OR σult,2)		272		純圧縮 φ＝1	σcrᵉ (N/mm2)	12	ΣA・e^2(mm4)	Σln(mm4)	25,053,267,089			MIN (σult,1 OR σult,2)		307						
Mult,s (KN･m) 正曲げの場合採用	σult,f＜σult,w	19,377				λ	5.439	Yu（mm）	Y1（mm）	86,641,635,938		Mult,s (KN･m) 負曲げの場合採用	σult,f＜σult,w	21,871							
	σult,f＞σult,w	17,835			(採用値61N/mm2) 西村式	σult,c (λ<0.7)	355	MY(KN･m)	Qp（KN）	421,098,750			σult,f＞σult,w	20,509							
	採用値	17,835				σult,c (0.7<λ)	61	Qult（KN）		111,273,804,276	(Yuw 1,538mm)		採用値	20,509							
					曲げ,圧縮 -1<φ<1	σult (N/mm2)	229			1,562	(Ylw 1,388mm)										
					採用値		209			1.417											
										25,290											
										7,198											
										6,071											

合成前断面検討　（ SECT-5-C ）

上ﾌﾗﾝｼﾞ					ｳｪﾌﾞ								下ﾌﾗﾝｼﾞ					照査					
上ﾌﾗﾝｼﾞ幅 (mm)	上ﾌﾗﾝｼﾞ厚 (mm)	降伏応力度 (N/mm2)		固定点間距離 (mm)	ウェブ高 (mm)	ウェブ厚 (mm)	降伏応力度 (N/mm2)		固定点間距離 (mm)	応力勾配 φ -(σt/σc)	正曲げ 負曲げ	ｱｽﾍﾟｸﾄ比 α	降伏せん断応力度 (N/mm2) τy	下ﾌﾗﾝｼﾞ幅 (mm)	下ﾌﾗﾝｼﾞ厚 (mm)	降伏応力度 (N/mm2)		固定点間距離 (mm)	～M (kN･m)	～Q (kN)	Mult,s (kN･m)	Qult (kN)	照査式	判定
Buf	tuf	σyuf		Luf	hw	tw	σyw		Lw					Blf	tlf	σylf		Llf						
750	24	355		6250	2926	13	355		6250	-1.501	負曲げ	0.534	205	800	45	355		6250	-14,442.5	#####	25,072	6,684	0.441	OK
A=18000mm2	-AY=26550000mm2	AY^2=3916250000mm2		I=8640000mm2		A=38038mm2	I=27138452007mm2							A=36000mm2	AY=53478000mm2	AY^2=7944158000mm2		I=6075000mm2						
σult,f (N/mm2)	横座屈	σcrᵉ,1 (N/mm2)		2,366	σult,w (N/mm2)	純曲げ φ=-1	σcrᵉ (N/mm2)		85	τcrᵉ (採用値81N/mm2)		(α>1)	69	σult,f (N/mm2)	横座屈	σcrᵉ,1 (N/mm2)		2,692						
		λ		0.387			λ		2.044	0.8・τy		(α<1)	81			λ		0.363						
	(採用値328N/mm2)	福本式	σult,1 (λ<0.2)	355		(採用値212N/mm2)	西村式	σult,b (λ<1.0)	355	τcr		τcrᵉ<0.8τy	164	(採用値331N/mm2)		福本式	σult,1 (λ<0.2)	355						
			σult,1 (0.2<λ<√2)	328				σult,b (1.0<λ)	212			τcrᵉ>0.8τy	81				σult,1 (0.2<λ<√2)	331						
	ねじれ座屈	σcrᵉ,2 (N/mm2)		314		曲げ,引張り -7<φ<-1	σcrᵉ (N/mm2)		133			115			ねじれ座屈	σcrᵉ,2 (N/mm2)		971						
		λ		1.063			λ		1.634	ΣA(mm2)		採用値	81			λ		0.605						
	(採用値272N/mm2)	西村式	σult,2 (λ<0.7)	355		(採用値249N/mm2)	西村式	σult. (λ<1.0)	355	ΣA･Y(mm3)		92,038		(採用値355N/mm2)		西村式	σult,2 (λ<0.7)	355						
			σult,2 (0.7<λ)	272				σult. (1.0<λ)	249	e(mm)		26,928,000					σult,2 (0.7<λ)	390						
	MIN (σult,1 OR σult,2)			272		純圧縮 φ＝1	σcrᵉ (N/mm2)		14	ΣI(mm4)		293			MIN (σult,1 OR σult,2)			331						
Mult,s (KN･m) 正曲げの場合採用	σult,f＜σult,w	21,064								ΣA･Y^2(mm4)		27,145,391,007		Mult,s (KN･m) 負曲げの場合採用	σult,f＜σult,w	25,633								
	σult,f＞σult,w	19,944								ΣA･e^2(mm4)		118,602,819,000			σult,f＞σult,w	25,072								
	採用値	19,944					λ		5.036	ΣIn(mm4)		7,901,370,262			採用値	25,072								
						(採用値65N/mm2)	西村式	σult,c (λ<0.7)	355	Yu (mm)		137,846,839,745												
								σult,c (0.7<λ)	65	Yl (mm)		1,780	(Yuw 1,756mm)											
						曲げ,圧縮 -1<φ<1	σult (N/mm2)		489	MY(KN･m)		1,215	(Ylw 1,170mm)											
										Qp (KN)		27,492												
							採用値		249	Qult (KN)		7,798												
												6,684												

合成前断面検討　（SECT-6-L ）

上ﾌﾗﾝｼﾞ				ｳｪﾌﾞ								下ﾌﾗﾝｼﾞ				照査					
上ﾌﾗﾝｼﾞ幅 (mm)	上ﾌﾗﾝｼﾞ厚 (mm)	降伏応力度 (N/mm2)	固定点間距離 (mm)	ウェブ高 (mm)	ウェブ厚 (mm)	降伏応力度 (N/mm2)	固定点間距離 (mm)	応力勾配 φ -(σt/σc)	正曲げ 負曲げ	ｱｽﾍﾟｸﾄ比 α	降伏せん断応力度 (N/mm2) τy	下ﾌﾗﾝｼﾞ幅 (mm)	下ﾌﾗﾝｼﾞ厚 (mm)	降伏応力度 (N/mm2)	固定点間距離 (mm)	～M (kN･m)	～Q (kN)	Mult,s (kN･m)	Qult (kN)	照査式	判定
Buf	tuf	σyuf	Luf	hw	tw	σyw	Lw					Blf	tlf	σylf	Llf						
750	24	355	6250	2926	12	355	6250	-1.172	負曲げ	0.534	205	750	32	355	6250	-7,296.2	1,146	22,201	6,071	0.05	OK
A=18000mm2	-AY=26550000mm2	AY^2=3916250000mm2	I=864000mm2		A=35112mm2	I=25050878776mm2						A=24000mm2	AY=35496000mm2	AY^2=52498584000mm2	I=2048000mm2						
σult,f (N/mm2)	横座屈	σcrᵉ,1 (N/mm2)	2,366	σult,w (N/mm2)	純曲げ φ=-1	σcrᵉ (N/mm2)	73	τcrᵉ (採用値69N/mm2)		(α>1)	59	σult,f (N/mm2)	横座屈	σcrᵉ,1 (N/mm2)	2,366						
		λ	0.387			λ	2.205	0.8・τy		(α<1)	69			λ	0.387						
	(採用値328N/mm2)	福本 σult,1 (λ<0.2)	355		(採用値201N/mm2)	西村 σult,b (λ<1.0)	355	τcr		τcrᵉ<0.8τy	164		(採用値328N/mm2)	福本 σult,1 (λ<0.2)	355						
		式 σult,1 (0.2<λ<√2)	328			式 σult,b (1.0<λ)	201			τcrᵉ>0.8τy	69			式 σult,1 (0.2<λ<√2)	328						
	ねじれ座屈	σcrᵉ,2 (N/mm2)	314		曲げ,引張り -7<φ<-1	σcrᵉ (N/mm2)	86			採用値	106		ねじれ座屈	σcrᵉ,2 (N/mm2)	559						
		λ	1.063			λ	2.032	ΣA(mm2)		77,112	69			λ	0.797						
	(採用値272N/mm2)	西村 σult,2 (λ<0.7)	355		(採用値213N/mm2)	西村 σult. (λ<1.0)	355	ΣA・Y(mm3)		8,946,000			(採用値327N/mm2)	西村 σult,2 (λ<0.7)	355						
		式 σult,2 (0.7<λ)	272			式 σult. (1.0<λ)	213	e(mm)		116				式 σult,2 (0.7<λ)	327						
	MIN (σult,1 OR σult,2)		272		純圧縮 φ＝1	σcrᵉ (N/mm2)	12	ΣI(mm4)		25,053,790,776			MIN (σult,1 OR σult,2)		327						
Mult,s (KN･m) 正曲げの場合採用	σult,f＜σult,w	19,628						ΣA・Y^2(mm4)		91,659,834,000		Mult,s (KN･m) 負曲げの場合採用	σult,f＜σult,w	23,597							
	σult,f＞σult,w	17,931						ΣA・e^2(mm4)		1,037,619,072			σult,f＞σult,w	22,201							
	採用値	17,931				λ	5.439	ΣIn(mm4)		115,676,005,704			採用値	22,201							
					(採用値61N/mm2)	西村 σult,c (λ<0.7)	355	Yu (mm)		1,603	(Yuw 1,579mm)										
						式 σult,c (0.7<λ)	61	Yl (mm)		1,379	(Ylw 1,347mm)										
					曲げ,圧縮 -1<φ<1	σult (N/mm2)	250	MY(KN･m)		25,618											
								Qp (KN)		7,198											
					採用値		213	Qult (KN)		6,071											

合成前断面検討　（SECT-6-R ）

上ﾌﾗﾝｼﾞ				ｳｪﾌﾞ								下ﾌﾗﾝｼﾞ				照査					
上ﾌﾗﾝｼﾞ幅 (mm)	上ﾌﾗﾝｼﾞ厚 (mm)	降伏応力度 (N/mm2)	固定点間距離 (mm)	ウェブ高 (mm)	ウェブ厚 (mm)	降伏応力度 (N/mm2)	固定点間距離 (mm)	応力勾配 φ -(σt/σc)	正曲げ 負曲げ	ｱｽﾍﾟｸﾄ比 α	降伏せん断応力度 (N/mm2) τy	下ﾌﾗﾝｼﾞ幅 (mm)	下ﾌﾗﾝｼﾞ厚 (mm)	降伏応力度 (N/mm2)	固定点間距離 (mm)	～M (kN･m)	～Q (kN)	Mult,s (kN･m)	Qult (kN)	照査式	判定
Buf	tuf	σyuf	Luf	hw	tw	σyw	Lw					Blf	tlf	σylf	Llf						
750	24	355	6250	2926	12	355	6250	-0.853	正曲げ	0.534	205	750	32	355	6250	870.6	596	17,679	6,071	0	OK
A=18000mm2	-AY=26550000mm2	AY^2=3916250000mm2	I=864000mm2		A=35112mm2	I=25050878776mm2						A=24000mm2	AY=35496000mm2	AY^2=52498584000mm2	I=2048000mm2						
σult,f (N/mm2)	横座屈	σcrᵉ,1 (N/mm2)	2,366	σult,w (N/mm2)	純曲げ φ=-1	σcrᵉ (N/mm2)	73	τcrᵉ (採用値69N/mm2)		(α>1)	59	σult,f (N/mm2)	横座屈	σcrᵉ,1 (N/mm2)	2,366						
		λ	0.387			λ	2.205	0.8・τy		(α<1)	69			λ	0.387						
	(採用値328N/mm2)	福本 σult,1 (λ<0.2)	355		(採用値201N/mm2)	西村 σult,b (λ<1.0)	355	τcr		τcrᵉ<0.8τy	164		(採用値328N/mm2)	福本 σult,1 (λ<0.2)	355						
		式 σult,1 (0.2<λ<√2)	328			式 σult,b (1.0<λ)	201			τcrᵉ>0.8τy	69			式 σult,1 (0.2<λ<√2)	328						
	ねじれ座屈	σcrᵉ,2 (N/mm2)	314		曲げ,引張り -7<φ<-1	σcrᵉ (N/mm2)	62			採用値	106		ねじれ座屈	σcrᵉ,2 (N/mm2)	559						
		λ	1.063			λ	2.393	ΣA(mm2)		77,112	69			λ	0.797						
	(採用値272N/mm2)	西村 σult,2 (λ<0.7)	355		(採用値189N/mm2)	西村 σult. (λ<1.0)	355	ΣA・Y(mm3)		8,946,000			(採用値327N/mm2)	西村 σult,2 (λ<0.7)	355						
		式 σult,2 (0.7<λ)	272			式 σult. (1.0<λ)	189	e(mm)		116				式 σult,2 (0.7<λ)	327						
	MIN (σult,1 OR σult,2)		272		純圧縮 φ＝1	σcrᵉ (N/mm2)	12	ΣI(mm4)		25,053,790,776			MIN (σult,1 OR σult,2)		327						
Mult,s (KN･m) 正曲げの場合採用	σult,f＜σult,w	19,628						ΣA・Y^2(mm4)		91,659,834,000		Mult,s (KN･m) 負曲げの場合採用	σult,f＜σult,w	23,597							
	σult,f＞σult,w	17,679						ΣA・e^2(mm4)		1,037,619,072			σult,f＞σult,w	22,921							
	採用値	17,679				λ	5.439	ΣIn(mm4)		115,676,005,704			採用値	22,921							
					(採用値61N/mm2)	西村 σult,c (λ<0.7)	355	Yu (mm)		1,603	(Yuw 1,579mm)										
						式 σult,c (0.7<λ)	61	Yl (mm)		1,379	(Ylw 1,347mm)										
					曲げ,圧縮 -1<φ<1	σult (N/mm2)	172	MY(KN･m)		25,618											
								Qp (KN)		7,198											
					採用値		172	Qult (KN)		6,071											

合成前断面検討　（ SECT-7-L ）

上ﾌﾗﾝｼﾞ				ｳｪﾌﾞ								下ﾌﾗﾝｼﾞ				照査					
上ﾌﾗﾝｼﾞ幅 (mm)	上ﾌﾗﾝｼﾞ厚 (mm)	降伏応力度 (N/mm2)	固定点間距離 (mm)	ウェブ高 (mm)	ウェブ厚 (mm)	降伏応力度 (N/mm2)	固定点間距離 (mm)	応力勾配 φ -(σt/σc)	正曲げ 負曲げ	ｱｽﾍﾟｸﾄ比 α	降伏せん断応力度 (N/mm2) τy	下ﾌﾗﾝｼﾞ幅 (mm)	下ﾌﾗﾝｼﾞ厚 (mm)	降伏応力度 (N/mm2)	固定点間距離 (mm)	～M (kN･m)	～Q (kN)	Mult,s (kN･m)	Qult (kN)	照査式	判定
Buf	tuf	σyuf	Luf	hw	tw	σyw	Lw					Blf	tlf	σylf	Llf						
750	24	355	6250	2926	11	355	6250	-1.000	正曲げ	2.136	205	750	24	355	6250	870.6	596	17,214	2,749	0.009	OK
A=18000mm2	-AY=26550000mm2	AY^2=3916125000mm2	I=864000mm2		A=32186mm2	I=22963305545mm2						A=18000mm2	AY=26550000mm2	AY^2=3916125000mm2	I=864000mm2						
σult,f (N/mm2)	横座屈	σcrᵉ,1 (N/mm2)	2,366	σult,w (N/mm2)	純曲げ φ=-1	σcrᵉ (N/mm2)	61	τcrᵉ (採用値16N/mm2)		(α>1)	16	σult,f (N/mm2)	横座屈	σcrᵉ,1 (N/mm2)	2,366						
		λ	0.387			λ	2.412	0.8・τy		(α<1)	13			λ	0.387						
	(採用値328N/mm2)	福本 σult,1 (λ<0.2)	355		(採用値188N/mm2)	西村 σult,b (λ<1.0)	355	τcr		τcrᵉ<0.8τy	164		(採用値328N/mm2)	福本 σult,1 (λ<0.2)	355						
		式 σult,1 (0.2<λ<√2)	328			式 σult,b (1.0<λ)	188			τcrᵉ>0.8τy	16			式 σult,1 (0.2<λ<√2)	328						
	ねじれ座屈	σcrᵉ,2 (N/mm2)	314		曲げ,引張り -7<φ<-1	σcrᵉ (N/mm2)	61			採用値	16		ねじれ座屈	σcrᵉ,2 (N/mm2)	314						
		λ	1.063			λ	2.412	ΣA(mm2)		68,186				λ	1.063						
	(採用値272N/mm2)	西村 σult,2 (λ<0.7)	355		(採用値188N/mm2)	西村 σult. (λ<1.0)	355	ΣA・Y(mm3)		0			(採用値272N/mm2)	西村 σult,2 (λ<0.7)	355						
		式 σult,2 (0.7<λ)	272			式 σult. (1.0<λ)	188	e(mm)		0				式 σult,2 (0.7<λ)	272						
	MIN (σult,1 OR σult,2)		272		純圧縮 φ＝1	σcrᵉ (N/mm2)	10	ΣI(mm4)		22,965,033,545			MIN (σult,1 OR σult,2)		272						
Mult,s (KN･m) 正曲げの場合採用	σult,f＜σult,w	18,527						ΣA・Y^2(mm4)		78,322,500,000		Mult,s (KN･m) 負曲げの場合採用	σult,f＜σult,w	18,527							
	σult,f＞σult,w	17,214						ΣA・e^2(mm4)		0			σult,f＞σult,w	17,214							
	採用値	17,214				λ	5.958	ΣIn(mm4)		101,287,533,545			採用値	17,214							
					(採用値56N/mm2)	西村 σult,c (λ<0.7)	355	Yu (mm)		1,487	(Yuw 1,463mm)										
						式 σult,c (0.7<λ)	56	Yl (mm)		1,487	(Ylw 1,463mm)										
					曲げ,圧縮 -1<φ<1	σult (N/mm2)	188	MY(KN･m)		24,181											
								Qp (KN)		6,598											
					採用値		188	Qult (KN)		2,749											

合成前断面検討　（ SECT-7-C ）

上ﾌﾗﾝｼﾞ				ｳｪﾌﾞ								下ﾌﾗﾝｼﾞ				照査					
上ﾌﾗﾝｼﾞ幅 (mm)	上ﾌﾗﾝｼﾞ厚 (mm)	降伏応力度 (N/mm2)	固定点間距離 (mm)	ウェブ高 (mm)	ウェブ厚 (mm)	降伏応力度 (N/mm2)	固定点間距離 (mm)	応力勾配 φ -(σt/σc)	正曲げ 負曲げ	ｱｽﾍﾟｸﾄ比 α	降伏せん断応力度 (N/mm2) τy	下ﾌﾗﾝｼﾞ幅 (mm)	下ﾌﾗﾝｼﾞ厚 (mm)	降伏応力度 (N/mm2)	固定点間距離 (mm)	～M (kN･m)	～Q (kN)	Mult,s (kN･m)	Qult (kN)	照査式	判定
Buf	tuf	σyuf	Luf	hw	tw	σyw	Lw					Blf	tlf	σylf	Llf						
750	24	355	6250	2926	11	355	6250	-1.000	正曲げ	2.136	205	750	24	355	6250	3,897.2	0	17,214	2,749	0.01	OK
A=18000mm2	-AY=26550000mm2	AY^2=3916125000mm2	I=864000mm2		A=32186mm2	I=22963305545mm2						A=18000mm2	AY=26550000mm2	AY^2=3916125000mm2	I=864000mm2						
σult,f (N/mm2)	横座屈	σcrᵉ,1 (N/mm2)	2,366	σult,w (N/mm2)	純曲げ φ=-1	σcrᵉ (N/mm2)	61	τcrᵉ (採用値16N/mm2)		(α>1)	16	σult,f (N/mm2)	横座屈	σcrᵉ,1 (N/mm2)	2,366						
		λ	0.387			λ	2.412	0.8・τy		(α<1)	13			λ	0.387						
	(採用値328N/mm2)	福本 σult,1 (λ<0.2)	355		(採用値188N/mm2)	西村 σult,b (λ<1.0)	355	τcr		τcrᵉ<0.8τy	164		(採用値328N/mm2)	福本 σult,1 (λ<0.2)	355						
		式 σult,1 (0.2<λ<√2)	328			式 σult,b (1.0<λ)	188			τcrᵉ>0.8τy	16			式 σult,1 (0.2<λ<√2)	328						
	ねじれ座屈	σcrᵉ,2 (N/mm2)	314		曲げ,引張り -7<φ<-1	σcrᵉ (N/mm2)	61			採用値	16		ねじれ座屈	σcrᵉ,2 (N/mm2)	314						
		λ	1.063			λ	2.412	ΣA(mm2)		68,186				λ	1.063						
	(採用値272N/mm2)	西村 σult,2 (λ<0.7)	355		(採用値188N/mm2)	西村 σult. (λ<1.0)	355	ΣA・Y(mm3)		0			(採用値272N/mm2)	西村 σult,2 (λ<0.7)	355						
		式 σult,2 (0.7<λ)	272			式 σult. (1.0<λ)	188	e(mm)		0				式 σult,2 (0.7<λ)	272						
	MIN (σult,1 OR σult,2)		272		純圧縮 φ＝1	σcrᵉ (N/mm2)	10	ΣI(mm4)		22,965,033,545			MIN (σult,1 OR σult,2)		272						
Mult,s (KN･m) 正曲げの場合採用	σult,f＜σult,w	18,527						ΣA・Y^2(mm4)		78,322,500,000		Mult,s (KN･m) 負曲げの場合採用	σult,f＜σult,w	18,527							
	σult,f＞σult,w	17,214						ΣA・e^2(mm4)		0			σult,f＞σult,w	17,214							
	採用値	17,214				λ	5.958	ΣIn(mm4)		101,287,533,545			採用値	17,214							
					(採用値56N/mm2)	西村 σult,c (λ<0.7)	355	Yu (mm)		1,487	(Yuw 1,463mm)										
						式 σult,c (0.7<λ)	56	Yl (mm)		1,487	(Ylw 1,463mm)										
					曲げ,圧縮 -1<φ<1	σult (N/mm2)	188	MY(KN･m)		24,181											
								Qp (KN)		6,598											
					採用値		188	Qult (KN)		2,749											

3.4.3.2 完成時の照査

決定断面一覧

	上フランジ		ウェブ		下フランジ		パネル数	断面積	単位重量
	幅mm	板厚mm	幅mm	板厚mm	幅mm	板厚mm		mm2	t/m
SECT-1	750	24	2926	9	750	27	4	64584	0.507
SECT-2	750	24	2926	10	750	35	1	73510	0.577
SECT-3	750	24	2926	12	750	33	1	77862	0.611
SECT-4	750	24	2926	12	750	29	4	74862	0.588
SECT-5	750	24	2926	18	800	45	4	106668	0.837
SECT-6	750	24	2926	12	750	32	4	77112	0.605
SECT-7	750	24	2926	11	750	24	1	68186	0.535

照査結果一覧

	終局限界	使用限界	決定M
SECT-1	0.997	0.867	正
SECT-2	0.960	0.864	正
SECT-3	0.925	0.858	正
SECT-4	0.936	0.539	負
SECT-5	0.975	0.622	負
SECT-6	0.972	0.565	負
SECT-7	0.662	0.506	正

次頁以降に，代表的なSECT-2（正曲げ），SECT-5（負曲げ）の断面計算例を示す。

完成時の照査（SECT-2）

完成時においては下式を満足することを確認する.

・終局限界状態の照査

$$\left(\frac{1.7M}{M_{ult}}\right)^4 + \left(\frac{1.7Q}{Q_{ult}}\right)^4 < 1.0$$

ここに、

M ： 完成時における曲げモーメント
Q ： 完成時におけるせん断力
M_{ult} ： AASHTO LRFD により算出した終局曲げモーメント
Q_{ult} ： Basler式により算出した終局せん断力

・使用限界状態の照査

$$M_{D1} + M_{D2} + M_L < M_y / 1.15$$

ここに、

M_{D1} ： 合成前死荷重による曲げモーメント
M_{D2} ： 合成後死荷重による曲げモーメント
M_L ： 活荷重による曲げモーメント
M_y ： 降伏モーメント

1. 設計条件

・支間長
50.000 m + 50.000 m + 50.000 m

・桁配置
張り出し長 2.450 m
床版支間 5.500 m

・床版
床版厚 300 mm
ハンチ高 80 mm
設計基準強度 40 N/mm2
中間支点付近
材質 SD345
降伏応力 345 N/mm2
橋軸方向鉄筋（上段） D16 @ 200 d' = 67.5 mm
橋軸方向鉄筋（下段） D16 @ 200 d = 232.5 mm

・主桁
材質 SM490Y
降伏応力 355 N/mm2
上フランジ 750 mm x 24 mm パネル数 1
ウェブ 2926 mm x 10 mm α = 2.136
下フランジ 750 mm x 35 mm
断面積 735.1 cm2

・横桁
横桁間隔 6250 mm

・荷重係数（降伏モーメント算出時）
合成前・後死荷重に対して 1.30
合成後活荷重および衝撃に対して 2.00

・断面力

正曲げ

	曲げモーメント（kN･m）	せん断力（kN･m）	照査結果（終局）			照査結果（使用	
合成前死荷重	11748.9	-	M_{ult}	41277	0.982	M_{total}	23852
合成後死荷重	1420.0	-	Q_{ult}	2445	0.411	$M_y/1.15$	27610
活荷重	10683.5	-	判定	0.960		判定	0.8639
合計	23852.4	590.7	OK			OK	

2. 床版有効幅

床版の有効幅は道路橋示方書Ⅱ10.3.5により算出する.

支間中央

・張出側

l = 0.800 x 50.000 = 40.000 m
b = 2.450 - 0.750 / 2 - 0.080 = 1.995 m
b/l = 1.995 / 40.000 = 0.050

λ = 1.995 m (b/l ≦ 0.05)
= { 1.1 - 2 x (1.995 / 40.000) } x 1.995 = *** m (0.05 < b/l < 0.30)
= 0.15 x 40.000 = *** m (0.30 ≦ b/l)

・支間側

l = 0.800 x 50.000 = 40.000 m
b = 5.500 / 2 - 0.750 / 2 - 0.080 = 2.295 m
b/l = 2.295 / 40.000 = 0.057

λ = *** m (b/l ≦ 0.05)
= { 1.1 - 2 x (2.295 / 40.000) } x 2.295 = 2.2611 m (0.05 < b/l < 0.30)
= 0.15 x 40.000 = *** m (0.30 ≦ b/l)

∴床版の有効幅 be = 1.995 + 2.2611 + 0.750 + 2 x 0.080 = 5.1661 m

3. 断面諸元

正曲げに対して

(1) 合成前断面

		A(cm2)	y(cm)	Ay(cm3)	Ay^2(cm4)	I(cm4)
U.FLG	750 x 24	180.00	-147.5	-26550	3916125	86
WEB	2926 x 10	292.60	0	0	0	2087573
L.FLG	750 x 35	262.50	148.05	38863	5753685.7	268
		735.10		12313	9669811	2087928

偏心量 δ = 12313 / 735 = 16.750 cm
断面二次モーメント I = 11757738 - 735 x 16.750 ^2 = 11551490 cm4
断面係数（主桁上縁） $W_{top\ of\ steel\ 1}$ = 11551490 / 165.450 = 69819 cm3
断面係数（主桁下縁） $W_{bottmo\ of\ steel\ 1}$ = 11551490 / 133.050 = 86821 cm3

(2) 合成後断面 (n = 7)

		A(cm2)	y(cm)	Ay(cm3)	Ay^2(cm4)	I(cm4)
SLAB	5166.1 x 300	2214.06	-171.7	-380155	65272570	166055
U.FLG	750 x 24	180.00	-147.5	-26550	3916125	86
WEB	2926 x 10	292.60	0	0	0	2087573
L.FLG	750 x 35	262.50	148.05	38863	5753685.7	268
		2949.16		-367842	74942381	2253982

偏心量 δ = -367842 / 2949.16 = -124.727 cm
断面二次モーメント I = 77196363 - 2949.16 x -124.727 ^2 = 31316422 cm4
断面係数（床版上縁） W_{bp} = 31316422 / 61.973 = 505327 cm3
断面係数（主桁上縁） $W_{top\ of\ steel\ 2}$ = 31316422 / 23.973 = 1306344 cm3
断面係数（主桁下縁） $W_{bottmo\ of\ steel\ 2}$ = 31316422 / 274.527 = 114074 cm3

(3) 塑性断面

		A(cm2)	Fc,Fy(N/mm2)	f(kN)	Σf(kN)
SLAB	5166.1 x 300	15498.45	40	52695	52695
U.FLG	750 x 24	180.00	355	6390	26096
WEB	2926 x 10	292.60	355	10387	
L.FLG	750 x 35	262.50	355	9319	

塑性中立軸
断面内軸力0の条件より塑性中立軸は床版断面内となる.

D_p = 300 - (52695 - 26096) x 10^3 / (5166 x 0.85 x 40)
= 148.6 mm （床版上面からの距離）

(4) 降伏モーメント

M_y = (σ_y - 1.30 x M_{d1} / $W_{bottmo\ of\ steel\ 1}$ - 1.30 x M_{d2} / $W_{bottmo\ of\ steel\ 2}$)
x $W_{bottmo\ of\ steel\ 2}$ + M_{d1} + M_{d2}
= (355 - 1.30 x 11748900000 / 86820847
- 1.30 x 1420000000 / 114073927) x 114073927
+ 11748900000 + 1420000000 = 31751197574 N･mm = 31751 kN･m

4. 正曲げ断面の照査

(1) M_{ult} の算出

FOUR LRFD DESIGN EXAMPLES OF STEEL HIGHWAY BRIDGES (AISI) に収録されている Example 3：THREE-SPAN CONTINUOUS COMPOSITE I GIRDER に倣いM_{ult}を算出する.

1) Check Ductility Requirement

$$D_p \leqq \frac{d + t_s + t_h}{7.5} = \frac{2985 + 300 + 80}{7.5} = 448.7 \text{ mm}$$

$$\geqq D_p = 148.57 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

ここに,

D_p ： 床版上面から塑性中立軸までの距離
d ： 鋼桁高
t_s ： 床版厚
t_h ： ハンチ高

2) Check Web Slenderness

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leqq 3.76\sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 3.76\sqrt{\frac{200000}{355}} = 89.2 \text{ mm}$$

$$\geqq D_{cp} = 0 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

∴コンパクト断面のためMult=Mpとなる.

ここに,

D_{cp} ： 塑性断面での圧縮を受けるウェブの高さ $D_{cp} = D_p - t_s - t_h - t_{cf}$
$= 148.57 - 300 - 80 - 24$
$= -255.4 \text{ mm} \rightarrow 0 \text{ mm}$

t_w ： ウェブ厚
E ： ヤング係数
F_{yc} ： 圧縮フランジの降伏応力
t_{cf} ： 圧縮フランジ厚

3) An additional check of section proportions

$$0.1 \leqq \frac{I_{yc}}{I_y} = \frac{843750000}{2074462583} = 0.407 \leqq 0.9 \quad \text{OK}$$

ここに、

I_{yc} ： 圧縮フランジの弱軸まわりの断面二次モーメント
$I_{yc} = 24 \times 750^3 / 12 = 843750000 \text{ mm4}$

I_y ： 鋼桁の弱軸まわりの断面二次モーメント
$I_y = 843750000 + 2926 \times 10^3 / 12 + 35 \times 750^3 / 12$
$= 2074462583 \text{ mm4}$

4) 全塑性モーメントM_p の算出

		A(cm2)	Fc,Fy(N/mm2)	F(kN)	y(mm)	F･y(kN･m)	Σy(mm)
SLAB	5166.1 x 149	7675.31	40	26096	74	1939	74
U.FLG	750 x 24	180.00	355	6390	392	2505	
WEB	2926 x 10	292.60	355	10387	1867	19393	2035
L.FLG	750 x 35	262.50	355	9319	3347.5	31195	

全塑性モーメントのアーム長
$Z = 2035 - 74 = 1960 \text{ mm}$
全塑性モーメント
$M_p = 26096 \times 1960 \times 10^{-3} = 51154 \text{ kN･m}$

5) M_{ult} の算出

中間支点断面がノンコンパクト断面と仮定するとM_{ult} は下式となる.

$$M_{ult} = 1.3\ R_h\ M_y \leqq M_p$$

ここに,

R_h : 1.0

M_y : 降伏モーメント

M_y = 31751 kN･m

M_p : 全塑性モーメント

M_p = 51154 kN･m

1.3 x 1.0 x 31751 = 41277 kN･m ＜ 51154 kN･m

∴ M_{ult} = 41277 kN･m とする。

(2) Q_{ult} の算出

Baslerの式によりQ_{ult} を算出する.

$$\tau_y = \sigma_y / \sqrt{3} = 355 / \sqrt{3} = 204.96\ \text{N/mm2}$$

$$Q_p = \tau_y \times b \times t_w = 204.96 \times 2926 \times 10 \times 10^{-3} = 5997\ \text{kN}$$

$$\alpha = 2.136$$

$$k_s = 5.34 + 4.00\ (1 / 2.136)^2 = 6.22 \quad : \alpha \geqq 1$$

$$k_s = 4.00 + 5.34\ (1 / 2.136)^2 = \#\#\# \quad : \alpha \leqq 1$$

$$\tau_{cr}^e = k_s \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{t_w}{b}\right)^2$$

$$= 6.22 \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{10}{2926}\right)^2 = 13\ \text{N/mm2}$$

τ_{cr} = 13 N/mm2 $\quad \tau_{cr}^e \leqq 0.8\ \tau_y$

= √ (0.8 x 204.96 x 13) = ### N/mm2 $\quad \tau_{cr}^e > 0.8\ \tau_y$

$$\frac{Q_{ult}}{Q_p} = \frac{\tau_{cr}}{\tau_y} + \frac{\sqrt{3}}{2} \cdot \frac{1 - \frac{\tau_{cr}}{\tau_y}}{\sqrt{(1 + \alpha^2)}}$$

$$\frac{Q_{ult}}{5997} = \frac{13}{204.96} + \frac{\sqrt{3}}{2} \cdot \frac{1 - \frac{13}{204.96}}{\sqrt{(1 + 2.136^2)}}$$

$$Q_{ult} = 2445\ \text{kN}$$

(3) 終局限界状態の照査

$$\left(\frac{1.7 \times 23852}{41277}\right)^4 + \left(\frac{1.7 \times 591}{2445}\right)^4 = 0.960 < 1.0$$

OK

(4) 使用限界状態の照査

11749 + 1420 + 10684 = 23852 kN･m < 31751 / 1.15 = 27610 kN･m

OK

完成時の照査（SECT-5）

完成時においては下式を満足することを確認する。

・終局限界状態の照査

$$\left(\frac{1.7M}{M_{ult}}\right)^4 + \left(\frac{1.7Q}{Q_{ult}}\right)^4 < 1.0$$

ここに、

M ： 完成時における曲げモーメント
Q ： 完成時におけるせん断力
M_{ult} ： AASHTO LRFD により算出した終局曲げモーメント
Q_{ult} ： Basler式により算出した終局せん断力

・使用限界状態の照査

$$M_{D1} + M_{D2} + M_L < M_y / 1.15$$

ここに、

M_{D1} ： 合成前死荷重による曲げモーメント
M_{D2} ： 合成後死荷重による曲げモーメント
M_L ： 活荷重による曲げモーメント
M_y ： 降伏モーメント

1. 設計条件

・支間長
50.000 m + 50.000 m + 50.000 m

・桁配置
張り出し長 2.450 m
床版支間 5.500 m

・床版
床版厚 300 mm
ハンチ高 80 mm
設計基準強度 40 N/mm2
中間支点付近
材質 SD345
降伏応力 345 N/mm2
橋軸方向鉄筋（上段） D22 @ 100 d' = 67.5 mm
橋軸方向鉄筋（下段） D22 @ 100 d = 232.5 mm

・主桁
材質 SM490Y
降伏応力 355 N/mm2
上フランジ 750 mm x 24 mm パネル数 4
ウェブ 2926 mm x 18 mm α = 0.534
下フランジ 800 mm x 45 mm
断面積 1066.7 cm2

・横桁
横桁間隔 6250 mm

・荷重係数（降伏モーメント算出時）
合成前・後死荷重に対して 1.30
合成後活荷重および衝撃に対して 2.00

・断面力

負曲げ部

	曲げモーメント（kN･m）	せん断力（kN･m）	照査結果			照査結果（使用	
合成前死荷重	-13403.9	-	M_{ult}	40602	0.970	M_{total}	23167
合成後死荷重	-1587.4	-	Q_{ult}	10179	0.547	$M_y/1.15$	37272
活荷重	-8176.1	-	判定		0.975	判定	0.6216
合計	-23167.4	3274.7	OK			OK	

2. 床版有効幅

床版の有効幅は道路橋示方書Ⅱ10.3.5により算出する。

支点上

・張出側

$l = 0.200 \times (50.000 + 50.000) = 20.000$ m

$b = 2.450 - 0.750 / 2 - 0.080 = 1.995$ m

$b/l = 1.995 / 20.000 = 0.100$

λ = *** m (b/l ≦ 0.02)

$= \{1.06 - 3.2 \times (1.995 / 20.000) + 4.5 \times (1.995 / 20.000)^2\} \times 1.995 = 1.5672$ m (0.02 < b/l < 0.30)

$= 0.15 \times 1.995$ = *** m (0.30 ≦ b/l)

・支間側

$l = 0.200 \times (50.000 + 50.000) = 20.000$ m

$b = 5.500 / 2 - 0.750 / 2 - 0.080 = 2.295$ m

$b/l = 2.295 / 20.000 = 0.115$

λ = *** m (b/l ≦ 0.02)

$= \{1.06 - 3.2 \times (2.295 / 20.000) + 4.5 \times (2.295 / 20.000)^2\} \times 2.295 = 1.726$ m (0.02 < b/l < 0.30)

$= 0.15 \times 2.295$ = *** m (0.30 ≦ b/l)

∴床版の有効幅 $be = 1.5672 + 1.726 + 0.750 + 2 \times 0.080 = 4.2032$ m

3. 断面諸元

負曲げに対して

(1) 合成前断面

		A(cm2)	y(cm)	Ay(cm3)	Ay^2(cm4)	I(cm4)
U.FLG	750 x 24	180.00	-147.5	-26550	3916125	86
WEB	2926 x 18	526.68	0	0	0	3757632
L.FLG	800 x 45	360.00	148.55	53478	7944156.9	608
		1066.68		26928	11860282	3758326

偏心量 δ = 26928 / 1067 = 25.245 cm
断面二次モーメント I = 15618608 - 1067 x 25.245 ^2 = 14938819 cm4
断面係数（主桁上縁） $W_{top\ of\ steel\ 1}$ = 14938819 / 173.945 = 85883 cm3
断面係数（主桁下縁） $W_{bottmo\ of\ steel\ 1}$ = 14938819 / 125.555 = 118982 cm3

(2) 合成後断面（綱桁＋鉄筋）

		A(cm2)	y(cm)	Ay(cm3)	Ay^2(cm4)	I(cm4)
上鉄筋	42 x D22	162.58	-179.95	-29257	5264730.7	-
下鉄筋	42 x D22	162.58	-163.45	-26574	4343524.9	-
U.FLG	750 x 24	180.00	-147.5	-26550	3916125	86
WEB	2926 x 18	526.68	0	0	0	3757632
L.FLG	800 x 45	360.00	148.55	53478	7944156.9	608
		1391.84		-28903	21468537	3758326

偏心量 δ = -28903 / 1391.84 = -20.766 cm
断面二次モーメント I = 25226863 - 1391.84 x -20.766 ^2 = 24626678 cm4
断面係数（上段鉄筋） W_{bar} = 24626678 / 159.184 = 154705 cm3
断面係数（主桁上縁） $W_{top\ of\ steel\ 3}$ = 24626678 / 127.934 = 192495 cm3
断面係数（主桁下縁） $W_{bottmo\ of\ steel\ 3}$ = 24626678 / 171.566 = 143541 cm3

(3) 降伏モーメント

$$M_y = (\sigma_y - 1.30 \times M_{d1} / W_{bottmo\ of\ steel\ 1} - 1.30 \times M_{d2} / W_{bottmo\ of\ steel\ 3}) \times W_{bottmo\ of\ steel\ 3} + M_{d1} + M_{d2}$$

$$= (355 - 1.30 \times 13403900000 / 118981970 - 1.30 \times 1587400000 / 143540777) \times 143540777 + 13403900000 + 1587400000 = 42862915310\ \text{N·mm} = 42863\ \text{kN·m}$$

4. 負曲げ断面の照査

(1) M_{ult} の算出

三上の式によりM_{ult}を算出する。

1) ψの算出

$\psi = - y_t / y_c = - 125.53 / 167.07 = -0.751$

2) $\sigma_{ult,f}$ の算出

i) 横座屈により決定するフランジの終局応力度

$$\sigma_{cr\,f,1}^{e} = \frac{\pi^2 E}{12}\left(\frac{b_f}{L}\right)^2$$

$$= \frac{\pi^2 E}{12}\left(\frac{800}{6250}\right)^2 = 2695.1 \text{ N/mm2}$$

$\lambda = \sqrt{(\sigma_{yf}/\sigma_{cr\,f,1}^{e})} = \sqrt{(355 / 2695.1)} = 0.3629$

$\sigma_{ult,1}/\sigma_{yf}$ = ### $\lambda \leqq 0.2$

= 1 - 0.412 (0.3629 - 0.2) = 0.9329 $0.2 < \lambda < \sqrt{2}$

$\sigma_{ult,1} = 0.9329 \times 355 = 331$ N/mm2

ii) ねじれ座屈（板の局部座屈）により決定するフランジの終局応力度

$$\sigma_{cr\,f,2}^{e} = k_c \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)}\left(\frac{t_f}{b_f/2}\right)^2 \quad ※\ k_c = 0.425$$

$$= 0.425 \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)}\left(\frac{45}{400}\right)^2 = 972 \text{ N/mm2}$$

$\lambda = \sqrt{(\sigma_{yf}/\sigma_{cr\,f,2}^{e})} = \sqrt{(355 / 972)} = 0.604$

$\sigma_{ult,1}/\sigma_{yf} = 1$ $\lambda \leqq 0.7$

$= (0.7 / 0.604)^{0.64}$ = ### $0.7 < \lambda$

$\sigma_{ult,2} = 1 \times 355 = 355$ N/mm2

∴ $\sigma_{ult,f}$ = 331 N/mm2 とする。

3) $\sigma_{ult,w}$ の算出

i) ψ=-1（曲げ）のとき

$$\sigma_{cr}^{e} = k_1 \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)}\left(\frac{t_w}{h_w}\right)^2 \quad ※\ k_1 = 23.9$$

$$= 23.9 \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)}\left(\frac{18}{2926}\right)^2 = 163 \text{ N/mm2}$$

$\lambda = \sqrt{(\sigma_{yw}/\sigma_{cr}^{e})} = \sqrt{(355 / 163)} = 1.474$

$\sigma_{ult,b}/\sigma_{yw}$ = ### $\lambda < 1.0$

= (1.0 / 1.474) $^{0.72}$ = 0.7564 $1.0 < \lambda$

$\sigma_{ult,b}$ = 0.7564 x 355 = 269 N/mm2

ii) -7＜ψ＜-1（曲げ、引張り）のとき

$$\sigma_{cr}^{e} = k_1 \frac{\pi^2 E}{12(1-v^2)} \left(\frac{t_w}{h_w} \right)^2 \quad ※ \quad k_1 = 23.9 \left(\frac{1 - -0.751}{2} \right)^2$$

$$= 18.3 \frac{\pi^2 E}{12(1-v^2)} \left(\frac{18}{2926} \right)^2 = 125 \text{ N/mm2}$$

$\lambda = \sqrt{(\sigma_{yw}/\sigma_{cr}^{e})} = \sqrt{(355 / 125)} = 1.683$

σ_{ult}/σ_{yw} = ### $\lambda < 1.0$

= (1.0 / 1.683) $^{0.72}$ = 0.6875 $1.0 < \lambda$

σ_{ult} = 0.6875 x 355 = 244 N/mm2

iii) ψ=1（圧縮）のとき

$$\sigma_{cr}^{e} = k_1 \frac{\pi^2 E}{12(1-v^2)} \left(\frac{t_w}{h_w} \right)^2 \quad ※ \quad k_1 = 4.0$$

$$= 4.0 \frac{\pi^2 E}{12(1-v^2)} \left(\frac{18}{2926} \right)^2 = 27 \text{ N/mm2}$$

$\lambda = \sqrt{(\sigma_{yw}/\sigma_{cr}^{e})} = \sqrt{(355 / 27)} = 3.602$

$\sigma_{ult,c}/\sigma_{yw}$ = ### $\lambda < 0.7$

= (0.7 / 3.602) $^{0.86}$ = 0.2444 $0.7 < \lambda$

$\sigma_{ult,c}$ = 0.2444 x 355 = 87 N/mm2

iv) -1＜ψ＜1（曲げ、圧縮）のとき

$$\sigma_{ult} = \frac{1}{\frac{1+\psi}{2\sigma_{ult,c}} + \frac{1-\psi}{2\sigma_{ult,b}}}$$

$$= \frac{1}{\frac{1 + -0.751}{2 \times 87} + \frac{1 + -0.751}{2 \times 269}} = 213 \text{ N/mm2}$$

ψ = -0.751 より $\sigma_{ult,w}$ = 213 N/mm2 とする。

4) M_{ult} の算出

i) $\sigma_{ult,f} \leqq \sigma_{ult,w}$ （圧縮フランジ強度≦ウェブ強度）のとき

$$\frac{M_{ult}}{M_y} = \frac{\sigma_{ult,f}}{\sigma_{yf}}$$

$$\frac{M_{ult}}{42863} = \frac{331}{355}$$

M_{ult} = 39986 kN･m

ii) $\sigma_{ult,f} > \sigma_{ult,w}$ （圧縮フランジ強度＞ウェブ強度）のとき

$$\frac{M_{ult}}{M_y} = \frac{\sigma_{ult,w}}{\sigma_{yf}} \left\{ 1 + \frac{(1-\psi)\left(\frac{\sigma_{ult,f}}{\sigma_{ult,w}} - 1\right)}{1+\psi^2 \frac{A_{ft}}{A_{fc}} + (1+\psi+\psi^2)\frac{A_w}{3A_{fc}}} \right\}$$

$$\frac{M_{ult}}{42863} = \frac{213}{355} \left\{ 1 + \frac{(1-\psi)\left(\frac{331}{213} - 1\right)}{1+\psi^2 \frac{18000}{36000} + (1+\psi+\psi^2)\frac{52668}{108000}} \right\}$$

M_{ult} = 40602 kN･m

$\sigma_{ult,f} > \sigma_{ult,w}$ より M_{ult} = 40602 kN･m とする。

(2) Q_{ult} の算出

Baslerの式によりQ_{ult} を算出する。

$\tau_y = \sigma_y / \sqrt{3} = 355 / \sqrt{3} = 204.96$ N/mm2

$Q_p = \tau_y \times b \times t_w = 204.96 \times 2926 \times 18 \times 10^{-3} = 10795$ kN

$\alpha = 0.534$

$k_s = 5.34 + 4.00 (1 / 0.534)^2 = ###$: $\alpha \geqq 1$
$k_s = 4.00 + 5.34 (1 / 0.534)^2 = 22.73$: $\alpha \leqq 1$

$$\tau_{cr}^e = k_s \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{t_w}{b}\right)^2$$
$$= 22.73 \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{18}{2926}\right)^2 = 155 \text{ N/mm2}$$

$\tau_{cr} = 155$ N/mm2 $\tau_{cr}^e \leqq 0.8\,\tau_y$
$= \sqrt{(0.8 \times 204.96 \times 155)} = ###$ N/mm2 $\tau_{cr}^e > 0.8\,\tau_y$

$$\frac{Q_{ult}}{Q_p} = \frac{\tau_{cr}}{\tau_y} + \frac{\sqrt{3}}{2} \cdot \frac{1 - \frac{\tau_{cr}}{\tau_y}}{\sqrt{(1+\alpha^2)}}$$

$$\frac{Q_{ult}}{10795} = \frac{155}{204.96} + \frac{\sqrt{3}}{2} \cdot \frac{1 - \frac{155}{204.96}}{\sqrt{(1+0.534^2)}}$$

Q_{ult} = 10179 kN

(3) 終局限界状態の照査

$$\left(\frac{1.7 \times 23167}{40602}\right)^4 + \left(\frac{1.7 \times 3275}{10179}\right)^4 = 0.975 < 1.0$$

OK

(4) 使用限界状態の照査

13404 + 1587 + 8176 = 23167 kN･m < 42863 / 1.15 = 37272 kN･m

OK

3.5 数量の算出

3.5.1 算出条件

(1) 主桁断面に関する数量を算出する.
(2) 横桁，添接板については考慮しない.

3.5.2 数量算出結果

各設計法での主桁数量算出結果を下表に示す．数量算出の詳細については次頁以降に示す.

表-3.5.1 工数算定要素集計表

				従来設計法	JH少補剛 薄板設計	波形鋼板 ウェブ	限界状態設計法
大型材片	材片数		個	84	84	84	84
	材片重量	1	kg	216,388	238,274	204,410	183,348
小型材片	材片数		個	388	206		146
	材片重量	2	kg	16,944	9,720		6,432
部材数		5	個	28	28	28	28
対傾構	加工鋼重	3	kg	---	---	---	---
	部材数	7	個	---	---	---	---
加工鋼重		1+2+3	kg	233,332	247,994	204,410	189,780
部材数		5+7	個	28	28	28	28
板継溶接延長			m	---	---	---	---
大型材Ｔ継手溶接延長			m	1,206	1,206	1,368	1,206

数量総括表（従来設計法）

種別	材片	幅 (mm)	板厚 (mm)	長さ (mm)	員数	単位重量 (kg/m3)	1個当たり重量 (kg/ヶ)	重量 (kg)	材質	摘要
(SECT-1)			員数2							
PL	B	750	25	12119	2	7850	1784	3568	SM490YB	U.FLG
PL	B	2925	15	12119	2	7850	4174	8348	SM490YA	WEB
PL	B	750	28	12119	2	7850	1998	3996	SM490YB	L.FLG
PL	S	180	14	2925	16	7850	58	928	SM400A	V.STIFF
PL	S	160	13	1490	14	7850	24	336	SM400A	H.STIFF
(SECT-2)			員数2							
PL	B	750	26	10937	2	7850	1674	3348	SM490YB	U.FLG
PL	B	2924	15	10937	2	7850	3766	7532	SM490YA	WEB
PL	B	750	38	10937	2	7850	2447	4894	SM490YB	L.FLG
PL	S	180	14	2924	14	7850	58	812	SM400A	V.STIFF
PL	S	160	13	1490	12	7850	24	288	SM400A	H.STIFF
(SECT-3)			員数2							
PL	B	750	26	10938	2	7850	1674	3348	SM490YB	U.FLG
PL	B	2924	15	10938	2	7850	3766	7532	SM490YA	WEB
PL	B	750	38	10938	2	7850	2447	4894	SM490YB	L.FLG
PL	S	180	14	2924	14	7850	58	812	SM400A	V.STIFF
PL	S	160	13	1490	12	7850	24	288	SM400A	H.STIFF
(SECT-4)			員数2							
PL	B	750	23	10937	2	7850	1481	2962	SM490YB	U.FLG
PL	B	2927	15	10937	2	7850	3769	7538	SM490YA	WEB
PL	B	750	32	10937	2	7850	2061	4122	SM490YB	L.FLG
PL	S	180	14	2927	14	7850	58	812	SM400A	V.STIFF
PL	S	160	13	1490	18	7850	24	432	SM400A	H.STIFF
(SECT-5)			員数2							
PL	B	750	29	10938	2	7850	1868	3736	SM490YB	U.FLG
PL	B	2921	20	10938	2	7850	5016	10032	SM490YB	WEB
PL	B	800	50	10938	2	7850	3435	6870	SM520C-H	L.FLG
PL	S	220	17	2921	14	7850	86	1204	SM400A	V.STIFF
PL	S	190	15	1490	14	7850	33	462	SM400A	H.STIFF
(SECT-6)			員数2							
PL	B	750	23	9375	2	7850	1269	2538	SM490YB	U.FLG
PL	B	2927	15	9375	2	7850	3231	6462	SM490YA	WEB
PL	B	750	36	9375	2	7850	1987	3974	SM490YB	L.FLG
PL	S	180	14	2927	12	7850	58	696	SM400A	V.STIFF
PL	S	160	13	1490	16	7850	24	384	SM400A	H.STIFF
(SECT-7)										
PL	B	750	23	9375	1	7850	1269	1269	SM490YB	U.FLG
PL	B	2927	15	9375	1	7850	3231	3231	SM490YA	WEB
PL	B	750	23	9375	1	7850	1269	1269	SM490YB	L.FLG
PL	S	180	14	2927	6	7850	58	348	SM400A	V.STIFF
PL	S	160	13	1490	5	7850	24	120	SM400A	H.STIFF
(SECT-8)										
PL	B	750	23	10937	1	7850	1481	1481	SM490YB	U.FLG
PL	B	2927	15	10937	1	7850	3769	3769	SM490YA	WEB
PL	B	750	23	10937	1	7850	1481	1481	SM490YB	L.FLG
PL	S	180	14	2927	7	7850	58	406	SM400A	V.STIFF
PL	S	160	13	1490	6	7850	24	144	SM400A	H.STIFF
						合計（主桁1本分）		116666	kg	

数量総括表（従来設計法）

鋼材数量総括表（全橋分）										
	PL	SM520C-H	50	13740						
			小計	13740						
	PL	SM490YB	38	19576						
			36	7948						
			32	8244						
			29	7472						
			28	7992						
			26	13392		64624				
			25	7136						
			23	22000						
			20	20064		49200				
			小計	113824						
	PL	SM490YA	15	88824						
			小計	88824						
	PL	SM400A	17	2408						
			15	924						
			14	9628						
			13	3984						
			小計	16944						
	合計			233332	kg					
積算用数量総括表（全橋分）										
大型材片数								84	個	
大型材片重量								216,388	kg	
小型材片数								388	個	
小型材片重量								16,944	kg	
加工重量								233,332	kg	
内570K鋼重量								0	kg	
T継手溶接長								1,206	m	
部材数								28	個	

数量総括表（JH少補剛薄板設計）

種別	材片	幅 (mm)	板厚 (mm)	長さ (mm)	員数	単位重量 (kg/m3)	1個当たり重量 (kg/ヶ)	重量 (kg)	材質	摘要
(SECT-1)			員数2							
PL	B	750	24	12119	2	7850	1712	3424	SM490YB	U.FLG
PL	B	2926	21	12119	2	7850	5846	11692	SM490YB	WEB
PL	B	750	24	12119	2	7850	1712	3424	SM490YB	L.FLG
PL	S	180	14	2926	4	7850	58	232	SM400A	V.STIFF
(SECT-2)			員数2							
PL	B	750	26	10937	2	7850	1674	3348	SM490YB	U.FLG
PL	B	2924	21	10937	2	7850	5272	10544	SM490YB	WEB
PL	B	750	38	10937	2	7850	2447	4894	SM490YB	L.FLG
PL	S	180	14	2924	4	7850	58	232	SM400A	V.STIFF
(SECT-3)			員数2							
PL	B	750	25	10938	2	7850	1610	3220	SM490YB	U.FLG
PL	B	2925	21	10938	2	7850	5274	10548	SM490YB	WEB
PL	B	750	35	10938	2	7850	2254	4508	SM490YB	L.FLG
PL	S	180	14	2925	4	7850	58	232	SM400A	V.STIFF
(SECT-4)			員数2							
PL	B	750	23	10937	2	7850	1481	2962	SM490YB	U.FLG
PL	B	2927	15	10937	2	7850	3769	7538	SM490YA	WEB
PL	B	750	32	10937	2	7850	2061	4122	SM490YB	L.FLG
PL	S	180	14	2927	14	7850	58	812	SM400A	V.STIFF
PL	S	160	13	1490	18	7850	24	432	SM400A	H.STIFF
(SECT-5)			員数2							
PL	B	750	29	10938	2	7850	1868	3736	SM490YB	U.FLG
PL	B	2921	20	10938	2	7850	5016	10032	SM490YB	WEB
PL	B	800	50	10938	2	7850	3435	6870	SM520C-H	L.FLG
PL	S	220	17	2921	14	7850	86	1204	SM400A	V.STIFF
PL	S	190	15	1490	14	7850	33	462	SM400A	H.STIFF
(SECT-6)			員数2							
PL	B	750	23	9375	2	7850	1269	2538	SM490YB	U.FLG
PL	B	2927	15	9375	2	7850	3231	6462	SM490YA	WEB
PL	B	750	36	9375	2	7850	1987	3974	SM490YB	L.FLG
PL	S	180	14	2927	12	7850	58	696	SM400A	V.STIFF
PL	S	160	13	1490	16	7850	24	384	SM400A	H.STIFF
(SECT-7)										
PL	B	750	23	9375	1	7850	1269	1269	SM490YB	U.FLG
PL	B	2927	21	9375	1	7850	4524	4524	SM490YB	WEB
PL	B	750	23	9375	1	7850	1269	1269	SM490YB	L.FLG
PL	S	180	14	2927	1	7850	58	58	SM400A	V.STIFF
(SECT-8)										
PL	B	750	23	10937	1	7850	1481	1481	SM490YB	U.FLG
PL	B	2927	21	10937	1	7850	5277	5277	SM490YB	WEB
PL	B	750	23	10937	1	7850	1481	1481	SM490YB	L.FLG
PL	S	180	14	2927	2	7850	58	116	SM400A	V.STIFF
						合計（主桁1本分）		123997	kg	

数量総括表（JH少補剛薄板設計）

鋼材数量総括表（全橋分）										
	PL	SM520C-H	50	13740						
			小計	13740						
	PL	SM490YB	38	9788						
			36	7948						
			35	9016						
			32	8244						
			29	7472						
			26	6696		49164				
			25	6440						
			24	13696						
			23	22000						
			21	85170						
			20	20064		147370				
			小計	196534						
	PL	SM490YA	15	28000						
			小計	28000						
	PL	SM400A	17	2408						
			15	924						
			14	4756						
			13	1632						
			小計	9720						
	合計			247994	kg					
積算用数量総括表（全橋分）										
大型材片数								84	個	
大型材片重量								238,274	kg	
小型材片数								206	個	
小型材片重量								9,720	kg	
加工重量								247,994	kg	
内570K鋼重量								0	kg	
T継手溶接長								1,206	m	
部材数								28	個	

数量総括表（波形：フランジ）

種別	材片	幅 (mm)	板厚 (mm)	長さ (mm)	員数	単位重量 (kg/m3)	1個当たり重量 (kg/ヶ)	重量 (kg)	材質	摘要
(SECT-1)			員数2							
PL	B	750	28	12119	2	7850	1998	3996	SM490YB	U.FLG
PL	B	2925	9	13747	0	7850	2841	0	SM490YA	WEB
PL	B	750	40	12119	2	7850	2854	5708	SM490YB	L.FLG
(SECT-2)			員数2							
PL	B	750	30	10937	2	7850	1932	3864	SM490YB	U.FLG
PL	B	2924	9	12406	0	7850	2563	0	SM490YA	WEB
PL	B	750	50	10937	2	7850	3220	6440	SM520C-H	L.FLG
(SECT-3)			員数2							
PL	B	750	30	10938	2	7850	1932	3864	SM490YB	U.FLG
PL	B	2924	9	12408	0	7850	2563	0	SM490YA	WEB
PL	B	750	50	10938	2	7850	3220	6440	SM520C-H	L.FLG
(SECT-4)			員数2							
PL	B	750	25	10937	2	7850	1610	3220	SM490YB	U.FLG
PL	B	2927	10	12406	0	7850	2851	0	SM490YA	WEB
PL	B	750	35	10937	2	7850	2254	4508	SM490YB	L.FLG
(SECT-5)			員数2							
PL	B	750	41	10938	2	7850	2640	5280	SM490YB	U.FLG
PL	B	2921	12	12408	0	7850	3414	0	SM490YA	WEB
PL	B	800	59	10938	2	7850	4053	8106	SM520C-H	L.FLG
(SECT-6)			員数2							
PL	B	750	23	9375	2	7850	1269	2538	SM490YB	U.FLG
PL	B	2927	9	10635	0	7850	2199	0	SM490YA	WEB
PL	B	750	42	9375	2	7850	2318	4636	SM520C-H	L.FLG
(SECT-7)										
PL	B	750	23	9375	1	7850	1269	1269	SM490YB	U.FLG
PL	B	2927	9	10635	0	7850	2199	0	SM490YA	WEB
PL	B	750	27	9375	1	7850	1490	1490	SM490YB	L.FLG
(SECT-8)										
PL	B	750	23	10937	1	7850	1481	1481	SM490YB	U.FLG
PL	B	2927	9	12406	0	7850	2565	0	SM490YA	WEB
PL	B	750	27	10937	1	7850	1739	1739	SM490YB	L.FLG
						合計（主桁1本分）		64579	kg	

数量総括表（波形：フランジ）

鋼材数量総括表（全橋分）										
	PL	SM520C-H	59	16212						
			50	25760						
			42	9272						
			41	10560		45592				
			小計	61804						
	PL	SM490YB	40	11416						
			35	9016						
			30	15456						
			28	7992						
			27	6458		38922				
			25	6440						
			23	10576		17016				
			小計	67354						
	PL	SM490YA	12	0						
			10	0						
			9	0						
			小計	0						
	合計			129158	kg					
積算用数量総括表（全橋分）										
大型材片数								56	個	
大型材片重量								129,158	kg	
小型材片数								0	個	
小型材片重量								0	kg	
加工重量								129,158	kg	
内570K鋼重量								0	kg	
T継手溶接長								0	m	
部材数								28	個	

数量総括表（波形：ウェブ）

種別	材片	幅 (mm)	板厚 (mm)	長さ (mm)	員数	単位重量 (kg/m3)	1個当たり重量 (kg/ヶ)	重量 (kg)	材質	摘要
(SECT-1)			員数2							
PL	B	750	28	12119	0	7850	1998	0	SM490YB	U.FLG
PL	B	2925	9	13747	2	7850	2841	5682	SM490YA	WEB
PL	B	750	40	12119	0	7850	2854	0	SM490YB	L.FLG
(SECT-2)			員数2							
PL	B	750	30	10937	0	7850	1932	0	SM490YB	U.FLG
PL	B	2924	9	12406	2	7850	2563	5126	SM490YA	WEB
PL	B	750	50	10937	0	7850	3220	0	SM520C-H	L.FLG
(SECT-3)			員数2							
PL	B	750	30	10938	0	7850	1932	0	SM490YB	U.FLG
PL	B	2924	9	12408	2	7850	2563	5126	SM490YA	WEB
PL	B	750	50	10938	0	7850	3220	0	SM520C-H	L.FLG
(SECT-4)			員数2							
PL	B	750	25	10937	0	7850	1610	0	SM490YB	U.FLG
PL	B	2927	10	12406	2	7850	2851	5702	SM490YA	WEB
PL	B	750	35	10937	0	7850	2254	0	SM490YB	L.FLG
(SECT-5)			員数2							
PL	B	750	41	10938	0	7850	2640	0	SM490YB	U.FLG
PL	B	2921	12	12408	2	7850	3414	6828	SM490YA	WEB
PL	B	800	59	10938	0	7850	4053	0	SM520C-H	L.FLG
(SECT-6)			員数2							
PL	B	750	23	9375	0	7850	1269	0	SM490YB	U.FLG
PL	B	2927	9	10635	2	7850	2199	4398	SM490YA	WEB
PL	B	750	42	9375	0	7850	2318	0	SM520C-H	L.FLG
(SECT-7)										
PL	B	750	23	9375	0	7850	1269	0	SM490YB	U.FLG
PL	B	2927	9	10635	1	7850	2199	2199	SM490YA	WEB
PL	B	750	27	9375	0	7850	1490	0	SM490YB	L.FLG
(SECT-8)										
PL	B	750	23	10937	0	7850	1481	0	SM490YB	U.FLG
PL	B	2927	9	12406	1	7850	2565	2565	SM490YA	WEB
PL	B	750	27	10937	0	7850	1739	0	SM490YB	L.FLG
						合計（主桁1本分）		37626	kg	

数量総括表（波形：ウェブ）

鋼材数量総括表（全橋分）										
	PL	SM520C-H	59	0						
			50	0						
			42	0						
			41	0		0				
			小計	0						
	PL	SM490YB	40	0						
			35	0						
			30	0						
			28	0						
			27	0		0				
			25	0						
			23	0		0				
			小計	0						
	PL	SM490YA	12	13656						
			10	11404						
			9	50192						
			小計	75252						
	合計			75252	kg					
積算用数量総括表（全橋分）										
大型材片数								28	個	
大型材片重量								75,252	kg	
小型材片数								0	個	
小型材片重量								0	kg	
加工重量								75,252	kg	
内570K鋼重量								0	kg	
T継手溶接長								1,368	m	
部材数								28	個	

数量総括表（限界状態設計法）

種別	材片	幅 (mm)	板厚 (mm)	長さ (mm)	員数	単位重量 (kg/m3)	固当たり重 (kg/ヶ)	重量 (kg)	材質	摘要
(SECT-1)			員数2							
PL	B	750	24	12119	2	7850	1712	3424	SM490YB	U.FLG
PL	B	2926	9	12119	2	7850	2505	5010	SM490YA	WEB
PL	B	750	27	12119	2	7850	1926	3852	SM490YB	L.FLG
PL	S	120	10	2926	16	7850	28	448	SM400A	V.STIFF
(SECT-2)			員数2							
PL	B	750	24	10937	2	7850	1545	3090	SM490YB	U.FLG
PL	B	2926	10	10937	2	7850	2512	5024	SM490YA	WEB
PL	B	750	35	10937	2	7850	2254	4508	SM490YB	L.FLG
PL	S	120	10	2926	4	7850	28	112	SM400A	V.STIFF
(SECT-3)			員数2							
PL	B	750	24	10938	2	7850	1546	3092	SM490YB	U.FLG
PL	B	2926	12	10938	2	7850	3015	6030	SM490YA	WEB
PL	B	750	33	10938	2	7850	2125	4250	SM490YB	L.FLG
PL	S	120	10	2926	4	7850	28	112	SM400A	V.STIFF
PL	S	150	12	2926	2	7850	41	82	SM400A	V.STIFF
(SECT-4)			員数2							
PL	B	750	24	10937	2	7850	1545	3090	SM490YB	U.FLG
PL	B	2926	12	10937	2	7850	3015	6030	SM490YA	WEB
PL	B	750	29	10937	2	7850	1867	3734	SM490YB	L.FLG
PL	S	150	12	2926	14	7850	41	574	SM400A	V.STIFF
(SECT-5)			員数2							
PL	B	750	24	10938	2	7850	1546	3092	SM490YB	U.FLG
PL	B	2926	18	10938	2	7850	4522	9044	SM490YA	WEB
PL	B	800	45	10938	2	7850	3091	6182	SM520C-H	L.FLG
PL	S	210	17	2926	14	7850	82	1148	SM400A	V.STIFF
(SECT-6)			員数2							
PL	B	750	24	9375	2	7850	1325	2650	SM490YB	U.FLG
PL	B	2926	12	9375	2	7850	2584	5168	SM490YA	WEB
PL	B	750	32	9375	2	7850	1766	3532	SM490YB	L.FLG
PL	S	150	12	2926	12	7850	41	492	SM400A	V.STIFF
(SECT-7)										
PL	B	750	24	9375	1	7850	1325	1325	SM490YB	U.FLG
PL	B	2926	11	9375	1	7850	2369	2369	SM490YA	WEB
PL	B	750	24	9375	1	7850	1325	1325	SM490YB	L.FLG
PL	S	120	10	2926	1	7850	28	28	SM400A	V.STIFF
PL	S	150	12	2926	2	7850	41	82	SM400A	V.STIFF
(SECT-8)										
PL	B	750	24	10937	1	7850	1545	1545	SM490YB	U.FLG
PL	B	2926	11	10937	1	7850	2763	2763	SM490YA	WEB
PL	B	750	24	10937	1	7850	1545	1545	SM490YB	L.FLG
PL	S	120	10	2926	2	7850	28	56	SM400A	V.STIFF
PL	S	150	12	2926	2	7850	41	82	SM400A	V.STIFF
						合計（主桁1本分）		94890	kg	

数量総括表（限界状態設計法）

鋼材数量総括表（全橋分）										
	PL	SM520C-H	45	12364						
			小計	12364						
	PL	SM490YB	35	9016						
			33	8500						
			32	7064						
			29	7468						
			27	7704		39752				
			24	48356						
			小計	88108						
	PL	SM490A	18	18088						
			12	34456						
			11	10264						
			10	10048						
			9	10020						
			小計	82876						
	PL	SM400A	17	2296						
			12	2624						
			10	1512						
			小計	6432						
	合計			189780	kg					
積算用数量総括表（全橋分）										
大型材片数								84	個	
大型材片重量								183,348	kg	
小型材片数								146	個	
小型材片重量								6,432	kg	
加工重量								189,780	kg	
内570K鋼重量								0	kg	
T継手溶接長								1,206	m	
部材数								28	個	

3.6 製作コスト算出

3.6.1 製作コスト算出方針

各設計法での数量算出結果より，コスト算出を行う．コスト算出方法および方針は基本的に文献 4 に準拠する．

(1) 費用は，工場製作費（直接工事費＋間接工事費）に着目する．
(2) 直接工事費は，材料費と，製作費を計上する．耐候性橋梁を想定しているため，工場塗装費は考慮しない．
(3) 間接工事費は，間接労務費（製作費の 38%），工場管理費（製作費＋間接労務費の 28.8%）を計上する．
(4) 材料費は，鋼材費と副資材費を計上する．
(5) 鋼材費はベース価格に対し，規格エキストラと寸法エキストラを計上する．
　ベース価格は文献 5 より 75,000 円/ｔとする．
　規格エキストラ，降伏点一定エキストラは文献 5 よりそれぞれ設定する．
　寸法エキストラは文献 4 のⅣ-7-①-2 頁（ガーター形式）より 1,500 円/ｔとする．
(6) 鋼種別単価（円/ｔ）は次式により算出する．（表-3.6.1）
　鋼種別単価＝[ベース価格＋エキストラ]×（１＋α）－0.7×α×（スクラップ単価）
　　α：鋼材の割増率（ロス率）で,鋼板の場合 10%
　　スクラップ単価は 22,500 円/ｔとする．

表-3.6.1 鋼種別単価表

材質	板厚	ベース単価	規格エキストラ	-Hエキストラ	寸法エキストラ	スクラップ	鋼種別単価
SM520C-H	50＜t≦100	75,000	29,000	2,000	1,500	22,500	114,800
SM520C-H	38＜t≦50	75,000	26,000	2,000	1,500	22,500	111,600
SM490YB	38＜t≦50	75,000	22,000		1,500	22,500	105,100
SM490YB	25＜t≦38	75,000	19,000		1,500	22,500	101,800
SM490YB	t≦25	75,000	16,000		1,500	22,500	98,600
SM490YA	t≦25	75,000	13,000		1,500	22,500	95,400
SM490A	t≦50	75,000	12,000		1,500	22,500	94,300
SM400A	t≦38	75,000	3,500		1,500	22,500	85,100

(7) 副資材費は，工場製作にかかわる溶接材料及び消耗材料で，加工鋼重当り溶接材料込みで文献 4 のⅣ-7-①-4 頁より 11,300 円/ｔとする．
(8) 製作費は，本体の加工組立工数（Y1），本体の溶接工数（Y2），本体の仮組立工数（Y3）を計上する．対傾構組立工数（Y4），付属物製作工数（Y5）は考慮しない．
(9) 橋梁形式別標準工数は，文献 6 の「少数主桁」の値を用いる．
(10) 本体の仮組立工数（Y3）には仮組立省略の補正係数ε（-41%）を考慮する．
(11) 波型ウェブの製作工数は文献 6 により算出する．
(12) 波型ウェブの製作工数算出条件は，鋼材の割増率（P1）は鋼板（1.08），標準製作工数（P2）は上フランジ付き桁高変化なしの 5.4 とし，アングルジベル等は考慮しない．
(13) 工数単価（直接労務費）は．文献 4 のⅣ-7-①-14 頁より 27,400 円とする．

3.6.2 製作コスト算出結果

各設計法での主桁製作コスト算出結果を下表に示す．製作コスト算出の詳細については次頁以降に示す．

表-3.6.2 主桁製作コスト算出結果

		従来設計法	JH少補剛 薄板設計	波形鋼板 ウェブ	限界状態 設計法	備考
概算鋼重	t	233.332	247.994	204.410	189.780	
材料費	円	25,515,621	27,369,665	23,277,934	20,701,559	
製作費	円	14,679,002	13,030,070	19,193,426	10,706,276	波形のみ塗装費用を含む
間接労務費	円	5,578,020	4,951,426	7,293,501	4,068,384	製作費×0.38
工場管理費	円	5,834,022	5,178,670	7,628,234	4,255,102	（製作費＋間接労務費）×0.288
合計	円	51,606,665	50,529,831	57,393,095	39,731,321	

従来設計法

材　料　費

項　目	名　称	規　格	単位	数　量	単　価	金　額	摘　要
鋼　板	SM520C-H	38＜t≦50	t	13.740	111,600	1,533,384	
〃	SM490YB	25＜t≦38	〃	64.624	101,800	6,578,723	
〃	SM490YB	t≦25	〃	49.200	98,600	4,851,120	
〃	SM490YA	t≦25	〃	88.824	95,400	8,473,809	
〃	SM400A	t≦38	〃	16.944	85,100	1,441,934	
副資材費			t	233.332	11,300	2,636,651	
計						25,515,621	

製　作　費

連続鈑桁

項　目	名　称	規　格	単位	数　量	単　価	金　額	摘　要
	直接労務費		人	535.73	27,400	14,679,002	
全体製作工数	Y＝	{(Y1+Y2)xK+Y3+Y4} x（1+α）x（1+β）x（1+γ）x（1+δ）+Y5					
	＝	工数 535.73					
		Y1:	本体の加工組立工数		423.73		
		Y2:	本体の溶接工数		67.54		
		K:	570材相当品による影響割増		1.00		
		Y3:	本体の仮組立工数		44.46		
		Y4:	体傾構及び横構組立工数		0.00		
		Y5:	付属物の製作工数		0		
		α:	重連による補正率		0.00%		
		β:	斜橋または曲線橋による補正率		0.00%		
		γ:	桁高変化による補正率		0.00%		
		δ:	平均支間長による補正率		0.00%		

製　　作　　費

連続鈑桁

項　目	名　称	規　格	単位	数　量	単　価	金　額	摘　要
	本体の 加工組立工数	Y1＝	A1 x a1 x K1 + A2 x a2 x K2				
		＝	423.73				
		A1:	大型材片数			84個	
		A2:	小型材片数			388個	
		a1:	大型１材片当りの橋梁 形式による標準工数			2.73	
		a2:	小型１材片当りの橋梁 形式による標準工数			0.48	
		K1:	大型１材片当りの 重量による影響係数		KG 216,388	1.06	X= 1.09
		K2:	小型１材片当りの 重量による影響係数		16,944	0.97	X= 0.96
	本体の溶接工数	Y2＝	B1 x b1 / 10 + B2 x b2 / 10				
		＝	67.54				
		B1:	大型大片板継溶接延長			0m	
		B2:	大型大片 Ｔ継溶接延長(実長)			1,206m	
		b1:	大型材片板継溶接10m当りの 橋梁形式による標準工数			0.81	
		b2:	大型材片Ｔ継手溶接延長10m当りの 橋梁形式による標準工数			0.56	

製　　作　　費

連続鈑桁

項　目	名　称	規　格	単位	数　量	単　価	金　額	摘　要
	570材相当品 による影響割増	K＝	1 + W0 x K3				
		＝	1.00				
		W0:	570材相当品の 本体加工鋼重に占める割合			0.00%	0kg 233,332kg
		K3:	570材相当品 による影響係数			0.28	
	本体の 仮組立工数	Y3＝	C x c x K4 x (1+ε)				
		＝	44.46				
		C:	本体の全体部材数			28個	
		c:	部材の橋梁型式 による標準工数			1.95	
		K4:	１部材当りの 重量による影響係数		KG 233,332	1.38	X= 1.46
		ε:	仮組立の簡略化による 工数低減			-41%	

製　　作　　費

連続鈑桁

項　目	名　称	規　格	単位	数　量	単　価	金　額	摘　要
	体傾構及び 横構組立工数	Y4＝	(C1 x c1 x K5) + (C2 x c2 x K5)				
		＝	0.00				
		C1:	体傾構部材数			0個	
		C2:	横構部材数			0個	
		c1:	体傾構１部材 当りの標準工数			0.00	
		c2:	横構１部材 当りの標準工数			0.00	
		K5:	(主桁高m x 主桁間隔m) 面積による影響係数		桁高 0.000m	体傾構 0.00	X= 0.00
					桁間隔 0.000m	横 構 0.00	

製　　作　　費

連続鈑桁

項　目	名　称	規　格	単位	数　量	単　価	金　額	摘　要
	付属物の 製作工数	Y5＝	D x d x (1 + α) x (1 + β) + E x e x (1 + β) + F x f x (1 + β) + G x g x (1 + α)				
		＝	0.00				
		D:	伸縮継手の加工鋼重			0.000t	
		d:	伸縮継手の標準工数			0.00	
		E:	高欄の加工鋼重			0.000t	
		e:	高欄の標準工数			0.00	
		F:	防護柵の加工鋼重			0.000t	
		f:	防護柵の標準工数			0.00	
		G:	検査路の加工鋼重			0.000t	
		g:	検査路の標準工数			0.00	
		α:	重連による補正率			0.00%	
		β:	斜橋による補正率			0.00%	
		β:	曲線橋による補正率			0.00%	

JH少補剛薄板設計

材　料　費

項　目	名　称	規　格	単位	数　量	単　価	金　額	摘　要
鋼　板	SM520C-H	38＜t≦50	t	13.740	111,600	1,533,384	
〃	SM490YB	25＜t≦38	〃	49.164	101,800	5,004,895	
〃	SM490YB	t≦25	〃	147.370	98,600	14,530,682	
〃	SM490YA	t≦25	〃	28.000	95,400	2,671,200	
〃	SM400A	t≦38	〃	9.720	85,100	827,172	
副資材費			t	247.994	11,300	2,802,332	
計						27,369,665	

製　作　費

連続鈑桁

項　目	名　称	規　格	単位	数　量	単　価	金　額	摘　要
	直接労務費		人	475.55	27,400	13,030,070	
全体製作工数	Y＝	{(Y1+Y2)xK+Y3+Y4} x（1+α）x（1+β）x（1+γ）x（1+δ）+Y5					
	＝	工数 475.55					
		Y1:	本体の加工組立工数		360.98		
		Y2:	本体の溶接工数		67.54		
		K:	570材相当品による影響割増		1.00		
		Y3:	本体の仮組立工数		47.03		
		Y4:	体傾構及び横構組立工数		0.00		
		Y5:	付属物の製作工数		0		
		α:	重連による補正率		0.00%		
		β:	斜橋または曲線橋による補正率		0.00%		
		γ:	桁高変化による補正率		0.00%		
		δ:	平均支間長による補正率		0.00%		

製　　作　　費

連続鈑桁

項　目	名　称	規　格	単位	数　量	単　価	金　額	摘　要
	本体の 加工組立工数	Y1＝	A1 x a1 x K1 + A2 x a2 x K2				
		＝	360.98				
		A1:	大型材片数			84個	
		A2:	小型材片数			206個	
		a1:	大型１材片当りの橋梁 形式による標準工数			2.73	
		a2:	小型１材片当りの橋梁 形式による標準工数			0.48	
		K1:	大型１材片当りの 重量による影響係数		KG 238,274	1.13	X= 1.19
		K2:	小型１材片当りの 重量による影響係数		9,720	1.03	X= 1.04
	本体の溶接工数	Y2＝	B1 x b1 / 10 + B2 x b2 / 10				
		＝	67.54				
		B1:	大型大片板継溶接延長			0m	
		B2:	大型大片 Ｔ継溶接延長(実長)			1,206m	
		b1:	大型材片板継溶接10m当りの 橋梁形式による標準工数			0.81	
		b2:	大型材片Ｔ継手溶接延長10m当りの 橋梁形式による標準工数			0.56	

製　　作　　費

連続鈑桁

項　目	名　称	規　格	単位	数　量	単　価	金　額	摘　要
	570材相当品 による影響割増	K＝	1 + W0 x K3				
		＝	1.00				
		W0:	570材相当品の 本体加工鋼重に占める割合			0.00%	0kg 247,994kg
		K3:	570材相当品 による影響係数			0.28	
	本体の 仮組立工数	Y3＝	C x c x K4 x (1+ε)				
		＝	47.03				
		C:	本体の全体部材数			28個	
		c:	部材の橋梁型式 による標準工数			1.95	
		K4:	１部材当りの 重量による影響係数		KG 247,994	1.46	X= 1.56
		ε:	仮組立の簡略化による 工数低減			-41%	

製　　作　　費

連続鈑桁

項　目	名　称	規　格	単位	数　量	単　価	金　額	摘　要
	対傾構及び 横構組立工数	Y4＝	(C1 x c1 x K5) + (C2 x c2 x K5)				
		＝	0.00				
		C1:	体傾構部材数			0個	
		C2:	横構部材数			0個	
		c1:	体傾構１部材 当りの標準工数			0.00	
		c2:	横構１部材 当りの標準工数			0.00	
		K5:	(主桁高m x 主桁間隔m) 面積による影響係数		桁高 0.000m	体傾構 0.00	X= 0.00
					桁間隔 0.000m	横 構 0.00	

製　　作　　費

連続鈑桁

項　目	名　称	規　格	単位	数　量	単　価	金　額	摘　要
	付属物の 製作工数	Y5＝	D x d x (1 + α) x (1 + β) + E x e x (1 + β) + F x f x (1 + β) + G x g x (1 + α)				
		＝	0.00				
		D:	伸縮継手の加工鋼重			0.000t	
		d:	伸縮継手の標準工数			0.00	
		E:	高欄の加工鋼重			0.000t	
		e:	高欄の標準工数			0.00	
		F:	防護柵の加工鋼重			0.000t	
		f:	防護柵の標準工数			0.00	
		G:	検査路の加工鋼重			0.000t	
		g:	検査路の標準工数			0.00	
		α:	重連による補正率			0.00%	
		β:	斜橋による補正率			0.00%	
		β:	曲線橋による補正率			0.00%	

波形ウェブ

材　料　費

項　目	名　称	規　格	単位	数　量	単　価	金　額	摘　要
鋼　板	SM520C-H	50＜t≦100	t	16.212	114,800	1,861,137	
〃	SM520C-H	38＜t≦50	〃	45.592	111,600	5,088,067	
〃	SM490YB	38＜t≦50	〃	11.416	105,100	1,199,821	
〃	SM490YB	25＜t≦38		38.922	101,800	3,962,259	
〃	SM490YB	t≦25	〃	17.016	98,600	1,677,777	
〃	SM490YA	t≦25	〃	75.252	95,400	7,179,040	
副資材費			t	204.410	11,300	2,309,833	
計						23,277,934	

製　作　費（波形鋼板）

項　目	名　称	規　格	単位	数　量	単　価	金　額	摘　要
	直接労務費		人	447	27,400	12,247,800	
			t	75.252			
			人日/t	~~7.4~~	~~上下フランジ付~~	~~桁高変化有り~~	
			人日/t	~~7.1~~	~~上下フランジ付~~	~~桁高変化無し~~	
			人日/t	~~5.7~~	~~上フランジ付~~	~~桁高変化有り~~	
			人日/t	5.4	上フランジ付	桁高変化無し	
			人日/t	~~14.8~~	~~アングルジベル~~		
			人日/t	~~9.1~~	~~パーフォンドジベル~~		
		質量割り増し		0.10			

製　作　費（上下フランジ）

連続鈑桁

項目	名称	規格	単位	数量	単価	金額	摘要
	直接労務費		人	253.49	27,400	6,945,626	
全体製作工数	Y＝	{(Y1+Y2)xK+Y3+Y4} x（1+α）x（1+β）x（1+γ）x（1+δ）+Y5					
	＝	工数 253.49					
		Y1:	本体の加工組立工数		149.82		
		Y2:	本体の溶接工数		76.61		
		K:	570材相当品による影響割増		1.00		
		Y3:	本体の仮組立工数		27.06		
		Y4:	体傾構及び横構組立工数		0.00		
		Y5:	付属物の製作工数		0		
		α:	重連による補正率		0.00%		
		β:	斜橋または曲線橋による補正率		0.00%		
		γ:	桁高変化による補正率		0.00%		
		δ:	平均支間長による補正率		0.00%		

製　作　費（上下フランジ）

連続鈑桁

項目	名称	規格	単位	数量	単価	金額	摘要
	本体の加工組立工数	Y1＝	A1 x a1 x K1 + A2 x a2 x K2				
		＝	149.82				
		A1:	大型材片数			56個	
		A2:	小型材片数			0個	
		a1:	大型１材片当りの橋梁形式による標準工数			2.73	
		a2:	小型１材片当りの橋梁形式による標準工数			0.48	
		K1:	大型１材片当りの重量による影響係数		KG 129,158	0.98	X= 0.97
		K2:	小型１材片当りの重量による影響係数		0	0.14	X= 0.00
	本体の溶接工数	Y2＝	B1 x b1 / 10 + B2 x b2 / 10				
		＝	76.61				
		B1:	大型大片板継溶接延長			0m	
		B2:	大型大片Ｔ継溶接延長(実長)			1,368m	
		b1:	大型材片板継溶接10m当りの橋梁形式による標準工数			0.81	
		b2:	大型材片Ｔ継手溶接延長10m当りの橋梁形式による標準工数			0.56	

製　作　費（上下フランジ）

連続鈑桁

項目	名称	規格	単位	数量	単価	金額	摘要
	570材相当品による影響割増	K＝	1 + W0 x K3				
		＝	1.00				
		W0:	570材相当品の本体加工鋼重に占める割合			0.00%	0kg 129,158kg
		K3:	570材相当品による影響係数			0.28	
	本体の仮組立工数	Y3＝	C x c x K4 x (1+ε)				
		＝	27.06				
		C:	本体の全体部材数			28個	
		c:	部材の橋梁型式による標準工数			1.95	
		K4:	１部材当りの重量による影響係数		KG 129,158	0.84	X= 0.81
		ε:	仮組立の簡略化による工数低減			-41%	

製　作　費（上下フランジ）

連続鈑桁

項目	名称	規格	単位	数量	単価	金額	摘要
	体傾構及び横構組立工数	Y4＝	(C1 x c1 x K5) + (C2 x c2 x K5)				
		＝	0.00				
		C1:	体傾構部材数			0個	
		C2:	横構部材数			0個	
		c1:	体傾構１部材当りの標準工数			0.00	
		c2:	横構１部材当りの標準工数			0.00	
		K5:	(主桁高m x 主桁間隔m)面積による影響係数		桁高 0.000m	体傾構 0.00	X= 0.00
					桁間隔 0.000m	横構 0.00	

製　作　費（上下フランジ）

連続鈑桁

項　目	名　称	規　格	単位	数　量	単　価	金　額	摘　要
	付属物の製作工数	Y5＝	D x d x (1 + α) x (1 + β) + E x e x (1 + β) + F x f x (1 + β) + G x g x (1 + α)				
		＝	0.00				
		D:	伸縮継手の加工鋼重			0.000t	
		d:	伸縮継手の標準工数			0.00	
		E:	高欄の加工鋼重			0.000t	
		e:	高欄の標準工数			0.00	
		F:	防護柵の加工鋼重			0.000t	
		f:	防護柵の標準工数			0.00	
		G:	検査路の加工鋼重			0.000t	
		g:	検査路の標準工数			0.00	
		α:	重連による補正率			0.00%	
		β:	斜橋による補正率			0.00%	
		β:	曲線橋による補正率			0.00%	

限界状態設計法

材　料　費

項　目	名　称	規　格	単位	数　量	単　価	金　額	摘　要
鋼　板	SM520C-H	38＜t≦50	t	12.364	111,600	1,379,822	
〃	SM490YB	25＜t≦38	〃	39.752	101,800	4,046,753	
〃	SM490YB	t≦25	〃	48.356	98,600	4,767,901	
〃	SM490A	t≦50	〃	82.876	94,300	7,815,206	
〃	SM400A	t≦38	〃	6.432	85,100	547,363	
副資材費			t	189.780	11,300	2,144,514	
計						20,701,559	

製　作　費

連続鈑桁

項　目	名　称	規　格	単位	数　量	単　価	金　額	摘　要
	直接労務費		人	390.74	27,400	10,706,276	
全体製作工数	Y＝	{(Y1+Y2)xK+Y3+Y4} x（1+α）x（1+β）x（1+γ）x（1+δ）+Y5					
	＝	工数 390.74					
		Y1:	本体の加工組立工数		285.83		
		Y2:	本体の溶接工数		67.54		
		K:	570材相当品による影響割増		1.00		
		Y3:	本体の仮組立工数		37.37		
		Y4:	体傾構及び横構組立工数		0.00		
		Y5:	付属物の製作工数		0		
		α:	重連による補正率		0.00%		
		β:	斜橋または曲線橋による補正率		0.00%		
		γ:	桁高変化による補正率		0.00%		
		δ:	平均支間長による補正率		0.00%		

製　　作　　費

連続鈑桁

項　目	名　称	規　格	単位	数　量	単　価	金　額	摘　要
	本体の 加工組立工数	Y1＝	A1 x a1 x K1 + A2 x a2 x K2				
		＝	285.83				
		A1:	大型材片数			84個	
		A2:	小型材片数			146個	
		a1:	大型１材片当りの橋梁 形式による標準工数			2.73	
		a2:	小型１材片当りの橋梁 形式による標準工数			0.48	
		K1:	大型１材片当りの 重量による影響係数		KG 183,348	0.95	X= 0.92
		K2:	小型１材片当りの 重量による影響係数		6,432	0.97	X= 0.97
	本体の溶接工数	Y2＝	B1 x b1 / 10 + B2 x b2 / 10				
		＝	67.54				
		B1:	大型大片板継溶接延長			0m	
		B2:	大型大片 Ｔ継溶接延長(実長)			1,206m	
		b1:	大型材片板継溶接10m当りの 橋梁形式による標準工数			0.81	
		b2:	大型材片Ｔ継手溶接延長10m当りの 橋梁形式による標準工数			0.56	

製　　作　　費

連続鈑桁

項　目	名　称	規　格	単位	数　量	単　価	金　額	摘　要
	570材相当品 による影響割増	K＝	1 + W0 x K3				
		＝	1.00				
		W0:	570材相当品の 本体加工鋼重に占める割合			0.00%	0kg 189,780kg
		K3:	570材相当品 による影響係数			0.28	
	本体の 仮組立工数	Y3＝	C x c x K4 x (1+ε)				
		＝	37.37				
		C:	本体の全体部材数			28個	
		c:	部材の橋梁型式 による標準工数			1.95	
		K4:	１部材当りの 重量による影響係数		KG 189,780	1.16	X= 1.19
		ε:	仮組立の簡略化による 工数低減			-41%	

製　　作　　費

連続鈑桁

項　目	名　称	規　格	単位	数　量	単　価	金　額	摘　要
	体傾構及び 横構組立工数	Y4＝	(C1 x c1 x K5) + (C2 x c2 x K5)				
		＝	0.00				
		C1:	体傾構部材数			0個	
		C2:	横構部材数			0個	
		c1:	体傾構１部材 当りの標準工数			0.00	
		c2:	横構１部材 当りの標準工数			0.00	
		K5:	(主桁高m x 主桁間隔m) 面積による影響係数		桁高 0.000m	体傾構 0.00	X= 0.00
					桁間隔 0.000m	横 構 0.00	

製　　作　　費

連続鈑桁

項　目	名　称	規　格	単位	数　量	単　価	金　額	摘　要
	付属物の 製作工数	Y5＝	D x d x (1 + α) x (1 + β) + E x e x (1 + β) + F x f x (1 + β) + G x g x (1 + α)				
		＝	0.00				
		D:	伸縮継手の加工鋼重			0.000t	
		d:	伸縮継手の標準工数			0.00	
		E:	高欄の加工鋼重			0.000t	
		e:	高欄の標準工数			0.00	
		F:	防護柵の加工鋼重			0.000t	
		f:	防護柵の標準工数			0.00	
		G:	検査路の加工鋼重			0.000t	
		g:	検査路の標準工数			0.00	
		α:	重連による補正率			0.00%	
		β:	斜橋による補正率			0.00%	
		β:	曲線橋による補正率			0.00%	

3.7 結果・考察

3.7.1 主桁断面比較

支間中央（正曲げ），中間支点上（負曲げ）の各設計法での決定断面を下表に示す.

表-3.7.1 主桁断面比較

支間中央（正曲げ）検討結果

	上フランジ		ウェブ		下フランジ		断面積	単位重量	従来比	備　　考
	幅(mm)	板厚(mm)	幅(mm)	板厚(mm)	幅(mm)	板厚(mm)	(mm2)	(kN/m)		
従来設計法	750	26	2924	15	750	38	91860	0.721	1.000	
少補剛設計法	750	26	2924	21	750	38	109404	0.859	1.191	
波形鋼板ウェブ	750	30	2920	9	750	50	86280	0.677	0.939	・ウェブ延長未考慮
限界状態設計法	750	24	2926	10	750	35	73510	0.577	0.800	

中間支点上（負曲げ）検討結果

	上フランジ		ウェブ		下フランジ		断面積	単位重量	従来比	備　　考
	幅(mm)	板厚(mm)	幅(mm)	板厚(mm)	幅(mm)	板厚(mm)	(mm2)	(kN/m)		
従来設計法	750	29	2921	20	800	50	120170	0.943	1.000	
少補剛設計法	750	29	2921	20	800	50	120170	0.943	1.000	・従来設計と同様
波形鋼板ウェブ	750	41	2909	12	800	59	112858	0.886	0.939	・ウェブ延長未考慮
限界状態設計法	750	24	2926	18	800	45	106668	0.837	0.888	

・JH 少補剛薄板設計では，支間中央で少補剛設計を行なうことで従来設計よりウェブ厚が増加している．また，ウェブ厚が増加することで，フランジ厚が若干減少する断面もみられた．中間支点上は従来設計から変更はない．少補剛薄板設計の前提条件より，適用範囲が正曲げ区間のみに限定されるため，従来設計に比べ正曲げ区間でウェブ厚が増加する以外は大きな断面変化はなかった.

・波形鋼板ウェブを使用した場合は，支間中央，中央支点上で従来設計に比べウェブ厚が減少しており，特にせん断力の影響が少ない支間中央では大幅に減少している．アコーディオン効果によりウェブが曲げモーメントに抵抗しないため，支間中央，中間支点上ともに，上下フランジ厚は従来設計より増加している.

・限界状態設計法では，支間中央，中間支点上ともに，従来設計よりウェブ，フランジ厚が減少している．断面計算は前死荷重時，完成時しか行っていないが，特に正曲げ区間においてウェブ厚がかなり薄くなる結果となっているため，施工中（輸送，吊上げ等）の安定性照査を別途行う必要があると思われる。

3.7.2 数量比較

各設計法での数量算出結果から，各数量項目についての従来設計に対する比率を**表-3.7.2** に示す．また，鋼重の比較グラフを**図-3.7.1** に示す．

表-3.7.2 各設計法数量の従来設計に対する比率

				従来設計法	JH少補剛 薄板設計	波形鋼板 ウェブ	限界状態 設計法
大型材片	材片数		個	1.000	1.000	1.000	1.000
	材片重量	1	kg	1.000	1.101	0.945	0.847
小型材片	材片数		個	1.000	0.531	0.000	0.376
	材片重量	2	kg	1.000	0.574	0.000	0.380
部材数		5	個				
対傾構	加工鋼重	3	kg				
	部材数	7	個				
加工鋼重		1+2+3	kg	1.000	1.063	0.876	0.813
部材数		5+7	個	1.000	1.000	1.000	1.000
板継溶接延長			m				
大型材Ｔ継手溶接延長			m	1.000	1.000	1.134	1.000

・JH 少補剛薄板設計では，正曲げ区間のウェブ厚が増加したことにより，大型材片重量が従来設計より 10%程度増加した．一方，少補剛設計により，小型材片重量，材片数は 40%以上の低減となっている．全体鋼重では 6%程度の増加となった．

・波形鋼板ウェブを使用した場合は，ウェブ厚減少の影響が大きく，大型材片重量が 5%低減した．また，波形加工よりウェブ補剛材を必要としないため，小型材片重量，材片数が 0 となり，全体鋼重でも 12%の低減となった．ただし，ウェブ形状より，大型材片 T 継手溶接延長が，13%増加した．

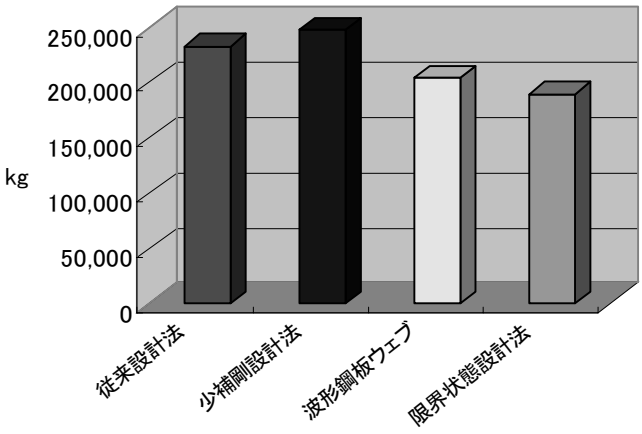


図-3.7.1 鋼重比較グラフ

・限界状態設計法では，大型材片重量が 15%程度低減するとともに，ウェブ補剛材を省略する（端支点，中間支点付近は設置する）設計を行なっているため，小型材片重量，材片数も 60%以上の低減となり，全体鋼重出は 20%弱の低減となった．

・全体鋼重の比較では，鋼重の重い順に JH 少補剛薄板設計→従来設計→波形鋼板ウェブ→限界状態設計の順となった．

3.7.3 製作コスト比較

各設計法での製作コスト算出結果から，各設計法での従来設計に対する比率を**表-3.7.3** に示す．また，製作コストの比較グラフを**図-3.7.2** に示す．

表-3.7.3 各設計法製作コストの従来設計に対する比率

		従来設計法	JH少補剛 薄板設計	波形鋼板 ウェブ	限界状態 設計法	備考
概算鋼重	t	1.000	1.063	0.876	0.813	
材料費	円	1.000	1.073	0.912	0.811	
製作費	円	1.000	0.888	1.308	0.729	波形のみ塗装費用を含む
間接労務費	円	1.000	0.888	1.308	0.729	製作費×0.38
工場管理費	円	1.000	0.888	1.308	0.729	（製作費＋間接労務費）×0.288
合計	円	1.000	0.979	1.112	0.770	

・JH 少補剛薄板設計では，大型材片重量が増加することから材料費が 7%程度増加するが，小型材片重量，材片数が減少するため製作費が 11%低減し，合計コストで 2%の低減となった．

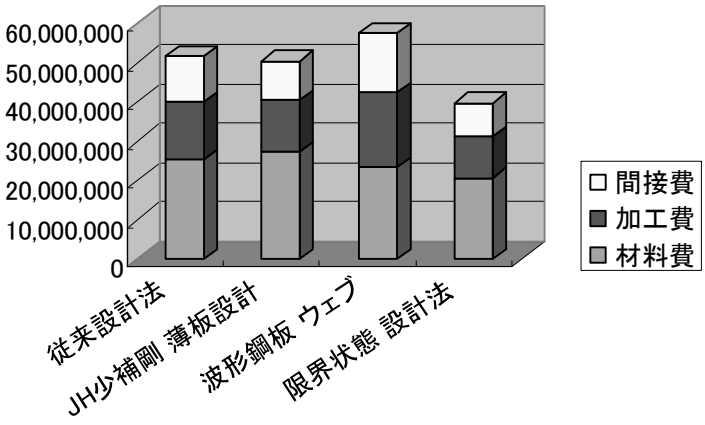


図-3.7.2 製作コスト比較グラフ

・波形鋼板ウェブを使用した場合は，鋼材重量が減少するため材料費は 9%の低減となるが，波型鋼板の製作比分が増加することで，製作費で 30%の増加，合計コストでも 11%の増加となった．ただし，波形鋼板製作費算出に適用した製作歩掛が上フランジを含んだものであること（波形鋼板のみの歩掛なし），また，波形鋼板の製作歩掛に塗装費用が含まれているという見解もあり，実構造に見合った歩掛を考慮することで製作コスト低減の余地がある．

・限界状態設計法では，鋼重，材片数の低減により材料費で 19%，製作費で 27%，合計コストで 23%の低減となった．

・合計コストの比較では，コストの高い順に波形鋼板ウェブ→従来設計→JH 少補剛薄板設計→限界状態設計の順となった．

3.8 まとめ

・同一のモデル橋梁を対象に，種々の設計方法で試設計を行いコストを算出することで，それぞれの設計法方のコスト縮減効果を具体的な数値で比較する作業を行った．その結果，設計，積算時の多々の仮定に基づくものではあるが，主桁の製作コストの比較と言う形でコスト縮減効果の傾向を確認することが出来た.

・JH 少補剛薄板設計は既に施工事例もあり，実際のプロジェクトでコスト縮減に寄与しているものであり，今回の検討でもそのコスト縮減効果を確認できた.

・波形鋼板ウェブを使用した場合については，今回の検討では従来設計よりも製作コストが増加する結果となった．しかし，製作コストを算出するための歩掛が，鋼桁に使用する場合において整備されておらず，高目と思われる歩掛を適用していることから，今後本構造に見合った製作歩掛が整備することにより，製作コスト低減の余地があると考えられる．また，鋼重は従来設計より低減される結果となっており，架設費用も含めた総建設費の面では，有利な面もある.

・限界状態設計法については，現状は国内での明確な基準が整備されておらず，今回の検討でも多々の仮定の下での検討となったが，鋼重，製作コストともに大きな低減効果が期待できることが確認できた．今後の鋼橋の競争力強化のためにも，早期の基準整備が望まれる.

<u>参考文献</u>

1) 日本道路公団：設計要領第二集
2) 「新しい PC 橋の設計」編集委員会：新しい PC 橋の設計,2003.5
3) AISI：FOUR LRFD DESIGN EXAMPLES OF STEEL HIGHWAY BRIDGES,1996.5
4) 平成 17 年度国土交通省土木工事標準積算基準書(河川・道路編)
5) 建設物価調査会：建設物価(H18.10)
6) 東・中・西日本高速道路㈱監修：土木工事積算基準(H18.7)