

## 第3編

---

鋼桁のせん断強度と曲げとせん断の相関

## 第3編 鋼桁のせん断強度と曲げとせん断の相関

### 目 次

第1章 背景および目的	3-1
第2章 鋼桁の耐荷力式	3-2
2.1 せん断耐荷力式	3-2
2.1.1 Basler のせん断耐荷力理論	3-2
2.1.2 前田らのせん断耐荷力理論	3-4
2.1.3 LRFD で採用されているせん断耐荷力式	3-6
2.2 曲げ耐荷力式	3-7
2.2.1 三上の曲げ耐荷力理論	3-7
2.2.2 LRFD で採用されている曲げ耐荷力式	3-11
2.3 曲げとせん断の相互作用	3-13
第3章 FEM パラメトリック解析の概要	3-16
3.1 解析パラメータ	3-16
3.2 解析モデル概要および境界条件	3-24
3.3 鋼材特性	3-25
3.4 初期変形および残留応力	3-25
3.5 要素分割数	3-26
第4章 FEM パラメトリック解析結果	3-27
4.1 解析実行演算装置の違いおよび結果への影響に関する検討	3-27
4.1.1 解析モデルおよび解析実行装置	3-27
4.1.2 解析結果の比較	3-27
4.2 FEM パラメトリック解析結果と考察	3-29
4.2.1 解析結果概要	3-29
4.2.2 曲げ・せん断強度予測式による整理	3-38
4.3 相関に関する提案	3-40
4.4 せん断強度式に対する提案	3-41
第5章 まとめ	3-44

## 第1章 背景および目的

構造物の設計法が許容応力度設計法から性能照査型設計法(限界状態設計法など)へと移行過程にある我が国において、許容応力度設計法では適用が難しいハイブリッド桁に関する検討<sup>1~4)</sup>が再び行われてきている。また、部材の減少に伴う作業工程の省力化、総溶接長の減少などによるコスト減少の観点から、少数主桁橋へのハイブリッド桁の適用も期待される。

ハイブリッド桁とは、曲げに対して有効に働くフランジに高強度鋼を用い、全断面のうち大部分を占めるウェブに安価な低強度鋼を用いた桁である。我が国では、過去にハイブリッド桁の耐荷特性、疲労特性などを検証する試み<sup>5~7)</sup>は行われており、施工事例<sup>8), 9)</sup>などもあるが普及するまでには至っていない。許容応力度設計法が基本となっている現行の道路橋示方書<sup>10)</sup>では、曲げを受けた場合、フランジより先にウェブが降伏するという特徴があるハイブリッド桁の実橋への適用が難しいと考えられる。一方、米国では30年以上前から既に基準に取り入れられ、実用にも供されており、合理的な設計が可能であるという研究結果も発表されている<sup>11~13)</sup>。

せん断耐荷力に関しては、Basler<sup>14), 15)</sup>の式をはじめ、ハイブリッド桁用に修正されたHurst<sup>16)</sup>の式や、前田ら<sup>17)</sup>が考案したせん断耐荷力式などさまざまな式が提案されている。しかしながら、その簡便さゆえに、米国の道路協会であるAASHTO (The American Association of State Highway and Transportation Officials)の2004年度版LRFD<sup>18)</sup> (Load and Resistance Factor Design)では、Baslerの式が採用されている。我が国においては、後座屈強度の存在を考慮し、曲げによる垂直応力と比較してせん断応力に低めの安全率を設定している。

ハイブリッド桁ではフランジが降伏する前にウェブの一部がすでに降伏しているため、フランジが降伏すると急激に剛性が低下する。そのため、一般に桁の曲げ強度は降伏モーメントまたは塑性モーメントにより決まるが、ハイブリッド桁では、大部分の曲げ耐力を受け持つフランジが弾性域内であるウェブの降伏開始モーメントではなく、フランジの降伏開始モーメントが重要となる。さらに、フランジより先にウェブが降伏するというハイブリッド桁の特徴は、斜張力場作用、ひいてはせん断耐荷力に影響を及ぼすと考えられ、曲げとせん断の相互作用が懸念された。

AASHTOは2004年度版LRFD<sup>18)</sup>の中で、以前の規定<sup>19)</sup>とは異なり、ハイブリッド桁のせん断耐荷力式に斜張力場作用を考慮したホモジニアス桁と同一の式を規定し、さらに曲げとせん断の相互作用がないとしている。過去の曲げとせん断の相互作用についての研究によって<sup>20), 21)</sup>など、ハイブリッド桁でもホモジニアス桁と同様の式を用いて耐荷力を算出できること、顕著な曲げとせん断の相互作用が見受けられないことなどが確認されている。しかしながら、限られたパラメータであるため、より多くのパラメータを組み合わせたハイブリッド桁での検証が必要であると考えられる。

ここでは、比較的薄肉なウェブを有するI形断面桁を用いたハイブリッド桁の解析を行い、ハイブリッド桁の曲げ・せん断耐荷力、相互作用について検討した。検討対象としては、連続合成桁における中間支点付近、すなわち負曲げ領域に着目し、鋼桁のみの解析モデルを作成、解析を行った。負曲げ領域における合成桁のせん断耐荷力は鋼桁単体の耐荷力と比較して大きな増加はないものと予測できることなどから、鋼桁のみのモデルを採用した。なお、大きなせん断力が作用するのは連続桁の中間支点上である場合が多いと考え、正曲げ領域におけるせん断耐荷力については検討していない。

第2章 鋼桁の耐荷力式

2.1 せん断耐荷力式

2.1.1 Basler のせん断耐荷力理論

Basler<sup>14)</sup>はウェブ座屈後、図 2.1.1 に示すような斜張力場作用が生じると考え、このモデルから斜張力場作用によるせん断強度  $V_t$  とウェブせん断座屈強度  $V_{cr}$  を足し合わせたホモジニアス桁のせん断耐荷力式を提案した。

Basler はせん断耐荷力理論を確立するにあたり、以下のような仮定をした。

- ① 斜張力場形成にはフランジは関係無く、ウェブと補剛材により斜張力場は発達する。
- ② 斜引張応力  $\sigma_t$  発達後のせん断座屈応力  $\tau_{cr}$  は一定とする。
- ③ せん断耐荷力の限界は、Von-Mises の降伏条件に依存する。

図 2.1.1 の (b) より、斜張力場作用によるせん断強度  $V_t$  を求めると以下のような式になる。

$$V_t = \frac{D}{2} \sigma_t t_w \left[ \frac{1}{\sqrt{1 + \left( \frac{d_o}{D} \right)^2}} \right] \dots (2.1.1)$$

ここで、D:ウェブ高、 $t_w$ :ウェブ厚、 $d_o$ :垂直補剛材間隔、 $\sigma_t$ :斜引張応力(斜張力場により発達する引張応力)。

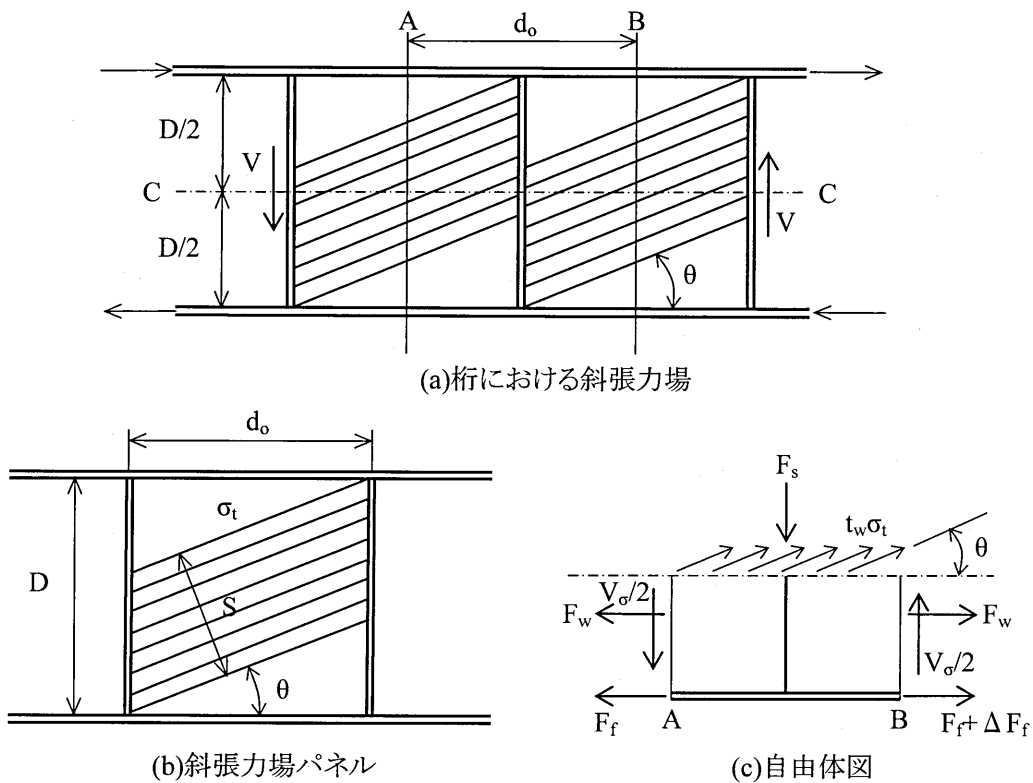


図 2.1.1 Basler の斜張力場作用理論

Basler はせん断耐荷力の限界は、Von-Mises の降伏条件に依存すると考え、Von-Mises の降伏条件式を採用することで  $\sigma_t$  を求めた。

$$\sigma_t = -\frac{3}{2}\tau_{cr} \sin 2\theta + \sqrt{\sigma_{yw}^2 + \tau_{cr}^2 \left[ \left( \frac{3}{2} \sin 2\theta \right)^2 - 3 \right]} \quad \dots (2.1.2)$$

ここで、

$\sigma_{yw}$ : ウェブ降伏応力

式(2.1.2)は複雑な式となるため Basler は、式を簡略化するために Von-Mises の降伏条件式を簡易化し、斜張力場の角度  $\theta = 45^\circ$  を仮定することで、 $\sigma_t$  を以下のように定めた。

$$\sigma_t = \left( 1 - \frac{\tau_{cr}}{\tau_y} \right) \sigma_{yw} \quad \dots (2.1.3)$$

また、せん断座屈強度式は、以下のように表される。

$$V_{cr} = \tau_{cr} D t_w = V_p \left( \frac{\tau_{cr}}{\tau_{yw}} \right) \quad \dots (2.1.4)$$

ここで、

$\tau_{yw}$ : ウェブせん断降伏応力

$V_p$ : 塑性せん断強度

式(2.1.1)と式(2.1.4)を足し合わせたものが、Basler の提案したせん断耐荷力式であるので、終局せん断強度  $V_n$  は以下ようになる。

$$V_n = V_p \left[ \frac{\tau_{cr}}{\tau_y} + \frac{\sqrt{3}}{2} \frac{\left( 1 - \frac{\tau_{cr}}{\tau_y} \right)}{\sqrt{1 + \left( \frac{d_o}{D} \right)^2}} \right] \quad \dots (2.1.5)$$

また、Gaylord<sup>22)</sup>、Fujii<sup>23)</sup>等は、斜張力場領域 S 以外のウェブ領域のせん断応力は増加せず、せん断座屈応力  $\tau_{cr}$  を維持するならば、Basler のせん断耐荷力式は計算間違いであり、Basler の提案式を修正した式(2.1.6)を提案した。

$$V_n = V_p \left[ \frac{\tau_{cr}}{\tau_y} + \frac{\sqrt{3}}{2} \frac{\left( 1 - \frac{\tau_{cr}}{\tau_y} \right)}{\sqrt{1 + \left( \frac{d_o}{D} \right)^2 + \left( \frac{d_o}{D} \right)}} \right] \quad \dots (2.1.6)$$

2.1.2 前田らのせん断耐荷力理論

前田ら<sup>17)</sup>が提案するせん断耐荷力  $V_u$  については、Basler の理論と同様に、ウェブのせん断座屈強度  $V_{cr}$  と斜張力場作用によるせん断強度  $V_t$  を足し合わせたものとしている。図 2.1.2 に示すような純せん断を受けるウェブパネルの崩壊形式を想定し、せん断耐荷力式を導いた。提案されたせん断耐荷力理論は、垂直補剛材で補剛された内部のウェブパネルに関するせん断耐荷力理論であり、水平補剛材及び桁端部のウェブパネルに関しては、考慮に入れていない。また、非対称断面に関しても考慮に入れていない。

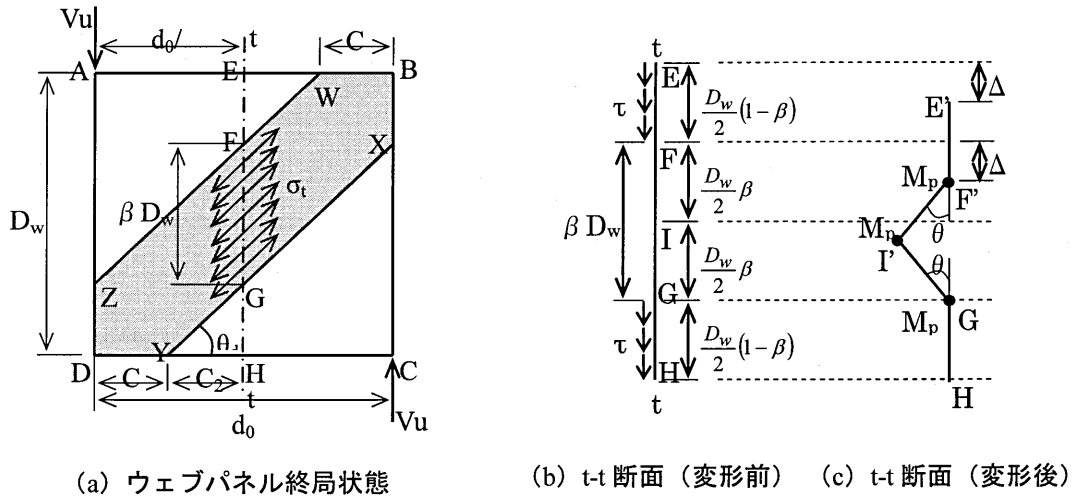


図 2.1.2 純せん断を受けるウェブパネル崩壊形式

せん断耐荷力  $V_u$  は、以下のように  $V_{cr}$  と  $V_t$  を足し合わせたものである。

$$V_u = V_{cr} + V_t \quad \dots (2.1.7)$$

ウェブせん断座屈強度  $V_{cr}$  は、式(2.1.8)で表される。

$$V_{cr} = \tau_{cr} D_w t_w \quad \dots (2.1.8)$$

斜張力場作用によるせん断強度  $V_t$  は、図 2.1.2 (a) の  $WBXYDZ$  全領域内(斜張力場領域)に斜引張応力  $\alpha_t$  が発達するので、以下のように表される。

$$V_t = \frac{2C}{1+\alpha^2} t_w \sigma_t \quad \left( \because \sin^2 \theta_d = \frac{1}{1+\alpha^2} \right) \quad \dots (2.1.9)$$

ここで、 $C$ :斜張力場領域の広がりを示す値であり、斜張力場の傾き  $\theta_d$  は、対角線方向に一致するものとする。すなわち、

$$\tan \theta_d = \frac{D_w}{d_0} = \frac{1}{\alpha} \quad \left( \because \alpha = \frac{d_0}{D_w} \right) \quad \dots (2.1.10)$$

となる。

終局時の斜引張応力  $\sigma_t$  は、Basler<sup>14)</sup>の導出過程に従うが、次の式で近似することにする。

$$\sigma_t = (1-\gamma)\sigma_{yw}\alpha^{0.7\gamma} \quad \left( \gamma = \frac{\tau_{cr}}{\tau_{yw}} \right) \quad \cdots (2.1.11)$$

ここで、 $\gamma$  についてだが、 $\tau_{cr}$  が  $0.8\tau_{yw}$  を超える場合は、塑性座屈が起こると考え、その場合、 $\tau_{cr}$  を以下のような Basler の提案した塑性座屈応力  $\tau_{cri}$  とする<sup>14)</sup>。

$$\tau_{cri} = \sqrt{0.8\tau_{cr}\tau_{yw}} \quad \cdots (2.1.12) \quad (\tau_{cr} > 0.8\tau_{yw})$$

よって、式(2.1.8)、式(2.1.9)、式(2.1.11)を式(2.1.7)に代入すると、せん断耐荷力  $V_u$  は以下のよう  
に求まる。

$$V_u = \frac{2C}{1+\alpha^2} t_w (1-\gamma)\sigma_{yw}\alpha^{0.7\gamma} + \tau_{cr} D_w t_w \quad \cdots (2.1.13)$$

ここで、斜張力に抵抗するフランジ幅  $C$  については、図 2.1.2 に示した、ウェブパネル中央断面 (t-t 断面) より求める。図 2.1.2 (b) は、座屈変形前の t-t 断面図であり、図 2.1.2 (c) は、座屈変形後の t-t 断面図である。また、図 2.1.2 (b) 中の FG 間は、斜引張応力  $\sigma_t$  が作用している区間であり、この距離を変数  $\beta$  を用いて  $\beta D_w$  と表す。図 2.1.2 (c) 中の F'、I'、G の 3ヶ所には、t-t 断面に作用するせん断応力により塑性ヒンジが形成され、せん断変形が生じると仮定すると、t-t 断面内の仕事  $W$  は、以下のように表される。

$$F'、I'、G \text{ 点の回転による仕事} : 4M_p\theta$$

$$\text{変位 } \Delta \text{ による仕事} : \frac{D_w^2}{2} t_w \tau \beta (1-\beta)(1-\cos\theta) \quad (\because \Delta = D_w \beta (1-\cos\theta))$$

$$\therefore W = 4M_p\theta + \frac{D_w^2}{2} t_w \tau \beta (1-\beta)(1-\cos\theta) \quad \cdots (2.1.14)$$

$M_p$ :ウェブの全塑性モーメント

$\Delta$ : t-t 断面のせん断変形による鉛直方向変位

t-t 断面内の仕事  $W$  が最大となる時が  $V_u$  の最大値となるので、仕事  $W$  が最大となる変数  $\beta$  は、以下のように求められる。

$$\frac{\partial W}{\partial \beta} = \frac{D_w^2}{2} t_w \tau (1-\cos\theta)(1-2\beta) = 0$$

$$\therefore \beta = \frac{1}{2} \quad (\because (1-\cos\theta) \neq 0) \quad \cdots (2.1.15)$$

変数  $\beta$  が求まることで、斜張力に抵抗するフランジ幅  $C$  は、以下のように求まる。

$$C = \frac{d_0}{2} - C_2 \quad \cdots (2.1.16)$$

$$C_2 \tan \theta_d = \frac{D_w}{2}(1 - \beta)$$

$$C_2 = \frac{d_0}{4} \quad \left( \because \tan \theta_d = \frac{D_w}{d_0} \quad \beta = \frac{1}{2} \right)$$

$$\therefore C = \frac{1}{4} d_0 \quad \dots (2.1.17) \quad 0 < C < d_0$$

### 2.1.3 LRFD で採用されている耐荷力式

LRFD<sup>18)</sup>では、補剛された平板桁の内部パネルのせん断耐荷力は、ウェブのせん断座屈強度と後座屈強度を足し合わせたものと規定している。また、LRFD で規定されているせん断耐荷力式は、1961年 Basler<sup>14)</sup>が提案した理論を基にしたものである。

LRFD(2004年度版)では、水平補剛材がなく、アスペクト比が3.0を超えない間隔で垂直補剛材が配置されているホモジニアス桁およびハイブリッド桁の内部パネルにおいて、以降に示すように式(2.1.18)に応じてせん断耐荷力式が規定されている。また、外部パネルのせん断耐荷力式はウェブのせん断座屈強度を制限値とし、式(2.1.19)を用いるよう規定されている。

$$\frac{(b_{fc} t_{fc} + b_{ft} t_{ft})}{Dt_w} \geq 0.8 \quad \dots (2.1.18)$$

ここで、D:ウェブ高、 $t_w$ :ウェブ厚、 $b_{fc}$ :圧縮フランジ幅、 $t_{fc}$ :圧縮フランジ厚、 $b_{ft}$ :引張フランジ幅、 $t_{ft}$ :引張フランジ厚。

$$V_{cr} = CV_p \quad \dots (2.1.19)$$

ここで、 $V_p$ :塑性せん断強度、C:せん断座屈応力とせん断降伏応力の比。

$V_p$ については以下のように計算される。

$$V_p = \frac{F_{yw}}{\sqrt{3}} Dt_w \quad \dots (2.1.20)$$

Cについては、以下のように決定される。

$$\frac{D}{t_w} < 1.12 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \text{の時、}$$

$$C = 1.0 \quad \dots (2.1.21)$$

$$1.12 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \leq \frac{D}{t_w} \leq 1.40 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \text{の時、}$$

$$C = \frac{1.12}{\frac{D}{t_w}} \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \quad \dots (2.1.22)$$

$$\frac{D}{t_w} > 1.40 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \text{の時、}$$



$$C = \frac{1.57}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2} \left(\frac{Ek}{F_{yw}}\right) \cdots (2.1.23)$$

ここで、E:弾性係数、 $F_{yw}$ :ウェブ降伏応力、k:せん断座屈係数。  
kは以下のように計算できる。

$$k = 5 + \frac{5}{\left(\frac{d_o}{D}\right)^2} \cdots (2.1.24)$$

ここで、 $d_o$ :垂直補剛材間隔。

斜張力場作用による後座屈強度  $V_{tfa}$  は以下の式で表される。

$$V_{tfa} = \frac{0.87V_p(1-C)}{\sqrt{1+\left(\frac{d_o}{D}\right)^2}} \cdots (2.1.25)$$

式(2.1.18)式を満たす場合は、ウェブの座屈強度式、式(2.1.20)と斜張力場作用による後座屈強度式、式(2.1.25)を足し合わせることによって、公称せん断強度は以下のように求められる。

$$V_n = V_p \left[ C + \frac{0.87(1-C)}{\sqrt{1+\left(\frac{d_o}{D}\right)^2}} \right] \cdots (2.1.26)$$

また、式(2.1.18)を満たさない場合は、以下の式(2.1.27)を用いるよう規定されている。

$$V_n = V_p \left[ C + \frac{0.87(1-C)}{\sqrt{1+\left(\frac{d_o}{D}\right)^2 + \left(\frac{d_o}{D}\right)}} \right] \cdots (2.1.27)$$

## 2.2 曲げ耐荷力式

### 2.2.1 三上の曲げ耐荷力理論

ここでは、プレートガーダーの曲げ耐荷力理論として三上ら<sup>24)</sup>が1989年に発表したものを以下に示す。

この式は、1987年の座屈設計ガイドライン第1版<sup>25)</sup>にもまとめられていた三上らの式を、非対称プレートガーダーの終局強度算定法にも適用できるよう拡張されたものである。

プレートガーダーが曲げを受ける場合の崩壊形式は圧縮フランジの挙動からみて、横座屈とねじれ座屈、垂直座屈に分類できる。このうち、横座屈とねじれ座屈は圧縮フランジの座屈に起因する崩壊であり、垂直座屈は腹板の座屈に起因する崩壊である。

圧縮フランジの座屈が先行するとき ( $\sigma_{ult,f} \leq \sigma_{ult,w}$ ) は図 2.2.1(b)のように圧縮フランジの座屈が桁の崩壊になる。これに対して、腹板の座屈が先行するとき ( $\sigma_{ult,f} > \sigma_{ult,w}$ ) は、腹板座屈後の曲げモーメントはフランジが負担し、図 2.2.1(c)のような応力分布で崩壊に至る。このように考えれば、桁の終局強度は次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} \frac{M_{ult}}{M_y} &= \frac{\sigma_{ult,f}}{\sigma_{yf}} && : \sigma_{ult,f} \leq \sigma_{ult,w} \\ \frac{M_{ult}}{M_y} &= \frac{\sigma_{ult,w}}{\sigma_{yf}} \left\{ 1 + \frac{(1-\phi)(\sigma_{ult,f}/\sigma_{ult,w} - 1)}{1 + \phi^2 A_{ft}/A_{fc} + (1 + \phi + \phi^2)A_w/3A_{fc}} \right\} && : \sigma_{ult,f} > \sigma_{ult,w} \end{aligned} \right\} \dots(2.2.1)$$

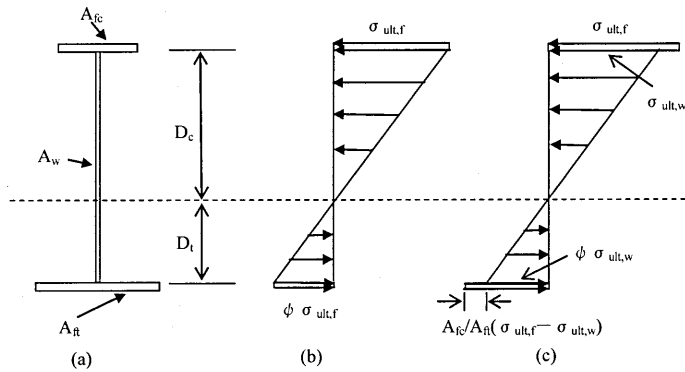


図 2.2.1 プレートガーダーの崩壊時の応力分布

ここに、 $M_y = \sigma_{yf} W_{fc}$  は圧縮フランジ降伏モーメント、 $\sigma_{yf}$  は圧縮フランジの降伏応力、 $W_{fc}$  は圧縮フランジ縁に対する断面係数である。

ここで、図 2.2.1(a)に示すように、圧縮フランジ、引張フランジ、腹板の断面積がそれぞれ  $A_{fc}$ 、 $A_{ft}$ 、 $A_w$  である非対称断面を有するプレートガーダーが曲げを受けて、非対称な応力分布である場合を考える。ここに、 $\phi$  は応力勾配係数で、中立軸が中央にある時は-1 である。 $\phi$  と  $A_{fc}$ 、 $A_{ft}$ 、 $A_w$  との間には次の関係がある。

$$\phi = - \left\{ \frac{1}{2} + \frac{A_{fc}}{A_w} \right\} / \left\{ \frac{1}{2} + \frac{A_{ft}}{A_w} \right\} \dots(2.2.2)$$

対称断面 ( $\phi = -1, A_f = A_{ft} = A_{fc}$ ) のときは以下の式のようになる。

$$\frac{M_{ult}}{M_y} = \frac{\sigma_{ult,w}}{\sigma_{yf}} \left\{ 1 + \frac{\sigma_{ult,f}/\sigma_{ult,w} - 1}{1 + A_w/6A_{fc}} \right\} : \sigma_{ult,f} > \sigma_{ult,w} \dots(2.2.3)$$

● 圧縮フランジの終局強度  $\sigma_{ult,f}$

通常、垂直補剛腹板では圧縮フランジの垂直座屈が生じないような腹板厚が採用される。また水平・垂直補剛腹板では垂直座屈はあまり考えなくてもよい。したがって、ここでは横座屈とねじれ座屈のみを考え、圧縮フランジの終局強度  $\sigma_{ult,f}$  は以下の  $\sigma_{ult1}$  と  $\sigma_{ult2}$  の小さい方で与えられる。

(1) 圧縮フランジの横座屈

圧縮フランジ(幅  $b_f$ 、厚さ  $t_f$ ) を柱と考えると、その横座屈に関する弾性座屈応力  $\sigma_{crf1}$  は次のようになる。

$$\sigma_{crf1}^e = \frac{\pi^2 E}{12} \left\{ \frac{b_f}{L} \right\}^2 \quad \dots(2.2.4)$$

ここに、E は弾性係数、L は圧縮フランジの横座屈に関する有効座屈長である。

横座屈強度  $\sigma_{ult1}$  は、弾性座屈応力  $\sigma_{cr}^e$  に対するパラメータ  $\lambda$  を用いて、次式から計算できる。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{ult1} / \sigma_{yf} &= 1 & : \lambda \leq 0.2 \\ \sigma_{ult1} / \sigma_{yf} &= 1 - 0.412(\lambda - 0.2) & : 0.2 < \lambda \leq 1.415 \end{aligned} \right\} \quad \dots(2.2.5)$$

ここで、終局強度  $\sigma_{ult}$  または  $\tau_{ult}$  は、線形座屈応力  $\sigma_{cr}^e$  または  $\tau_{cr}^e$  と鋼材の降伏応力  $\sigma_y$  または  $\tau_y$  と

から計算されるパラメータ  $\lambda = \sqrt{\frac{\sigma_y}{\sigma_{cr}^e}}$  または  $\lambda = \sqrt{\frac{\tau_y}{\tau_{cr}^e}}$  を使って表現する。

ここに、 $\tau_y = \sigma_y / \sqrt{3}$  である。

(2) 圧縮フランジのねじれ座屈

圧縮フランジの 1/2 を幅  $b_f/2$ 、厚さ  $t_f$  の自由突出板と考えると終局圧縮強度を計算すれば、圧縮フランジのねじれ座屈強度が決定できる。

弾性座屈応力  $\sigma_{crf2}^e$  は、次式から計算できる。

$$\sigma_{crf2}^e = k_c \frac{\pi^2 E}{12(1-u^2)} \left\{ \frac{2t_f}{b_f} \right\}^2 \quad \dots(2.2.6)$$

ただし、u はポアソン比、 $k_c = 0.425$  である。

ねじれ座屈強度  $\sigma_{ult2}$  は、弾性圧縮座屈応力  $\sigma_{crf2}^e$  に対するパラメータ  $\lambda$  を用いて、次の Basler の曲線から算定できる。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{ult2} / \sigma_{yf} &= 1 & : \lambda \leq 0.45 \\ \sigma_{ult2} / \sigma_{yf} &= 1 - 0.53(\lambda - 0.45)^{1.36} & : 0.45 < \lambda \leq \sqrt{2} \\ \sigma_{ult2} / \sigma_{yf} &= 1 / \lambda^2 & : \sqrt{2} \leq \lambda \end{aligned} \right\} \quad \dots(2.2.7)$$

● 腹板の終局曲げ強度  $\sigma_{ult,w}$

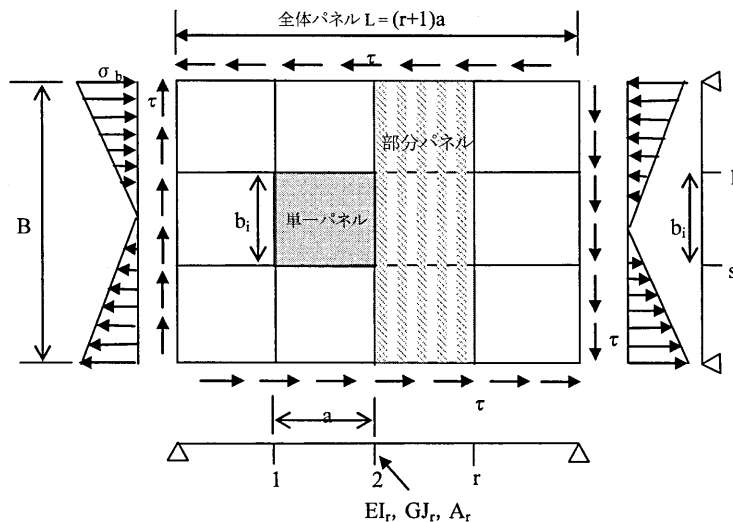


図 2.2.2 プレートガーダーの水平・垂直方向に補剛された補剛板

水平補剛材と垂直補剛材で補剛された腹板は一般的に図 2.2.2 のように描ける。

主板(長さL、幅B、厚さ $t_w$ 、曲げ剛度D)が、s本の水平補剛材(曲げ剛度 $EI_s$ 、ねじれ剛度 $GJ_s$ 、断面積 $A_s$ )とr本の垂直補剛材(曲げ剛度 $EI_r$ 、ねじり剛度 $GJ_r$ 、断面積 $A_r$ )で補剛されている。水平・垂直補剛材で囲まれた部分を単一パネル、垂直補剛材間の水平補剛パネル部分を部分パネル、垂直補剛材を含めた直行補剛板を全体パネルと呼ぶ。

ここでは、水平補剛材は配置しないものとしてフランジと垂直補剛材で囲まれる単一パネルの局部座屈と全体パネルの全体座屈が照査の対象となる。このうち全体座屈は垂直補剛材の剛度を向上させることで防止できるので、局部座屈強度を考える。

ここで、フランジと垂直補剛材で囲まれた単一パネルはフランジによる影響はほとんどみられないため、単一パネルの終局曲げ強度の算定にあたっては、簡便さを考慮して、周辺単純支持とみなしてよいとされるので、以下に単一パネルの終局強度を示す。

(1) 単一パネルの終局強度

図 2.2.3 に示すように、単一パネル(幅 $b_i$ 、厚さ $t_w$ )が曲げと圧縮、または曲げと引張を受ける場合の終局強度を求める。

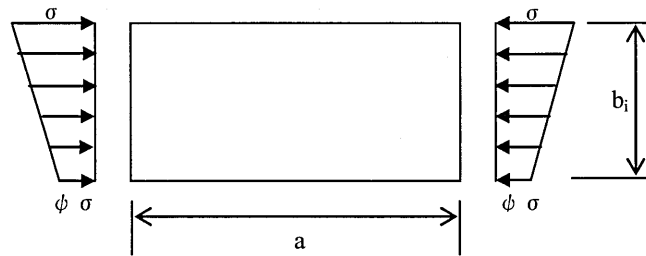


図 2.2.3 純曲げを受ける単一パネル

曲げまたは曲げ・引張の場合( $-7 \leq \phi \leq -1$ )の弾性座屈応力は、次式で求められる。

$$\sigma_{cr}^e = k_1 \frac{\pi^2 E}{12(1-u^2)} \left\{ \frac{t_w}{b_i} \right\}^2 \quad \dots(2.2.8)$$

ただし、 $k_1$ は座屈係数で次式から算出できる。

$$k_1 = 23.9 \left[ \frac{(1-\phi)}{2} \right]^2 \quad : -7 \leq \phi \leq -1 \quad \dots(2.2.9)$$

曲げ・引張り( $-7 \leq \phi < -1$ )に対する式(2.2.9)は、三上が次のようにして誘導したものである。すなわち、圧縮領域の幅は $b_c = b_i / (1-\phi)$ と表せるので、幅 $2b_c$ を有する仮想板が曲げを受ける場合の座屈係数 $k_1=23.9$ として計算すると、式(2.2.9)が得られる。この式は三角級数解と比較して十分な精度を持つ近似式である。

(i) 曲げの場合( $\phi = -1$ )

弾性座屈応力 $\sigma_{cr}^e$ は座屈係数 $k_1=23.9$ を使って式(2.2.8)から計算できる。これに対する $\lambda$ を求め、次の奈良の式から終局曲げ強度 $\sigma_{ult,b}$ を求める。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{ult,b} / \sigma_{yw} &= 1 & : \lambda \leq 1.21 \\ \sigma_{ult,b} / \sigma_{yw} &= [1.21 / \lambda]^{0.42} & : \lambda > 1.21 \end{aligned} \right\} \quad \dots(2.2.10)$$

(ii) 曲げ・引張の場合 ( $-7 \leq \varphi < -1$ )

弾性座屈応力  $\sigma_{cr}^e$  は式(2.2.9)の座屈係数を使って式(2.2.8)から計算できる。これに対する  $\lambda$  を求め、式(2.2.10)を適用して、曲げ・引張りに対する終局強度  $\sigma_{ult}$  を求める。

(iii) 圧縮の場合 ( $\varphi = 1$ )

弾性座屈応力  $\sigma_{cr}^e$  は座屈係数  $k_1=4$  を使って式(2.2.8)から計算できる。これに対する  $\lambda$  を求め、次の三上の式から終局圧縮強度  $\sigma_{ult,c}$  を算定する。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{ult,c} / \sigma_{yw} &= 1 & : \lambda < 0.526 \\ \sigma_{ult,c} / \sigma_{yw} &= [0.526 / \lambda]^{0.7} & : \lambda \geq 0.526 \end{aligned} \right\} \dots(2.2.11)$$

(iv) 曲げ・圧縮の場合 ( $-1 < \varphi < -1$ )

曲げ・圧縮に対する終局強度  $\sigma_{ult}$  は、式(2.2.10)の終局曲げ強度と式(2.2.11)の終局圧縮強度  $\sigma_{ult,c}$  を使って、次の奈良の相関式から計算する。

$$\frac{(1+\varphi)\sigma_{ult}}{2\sigma_{ult,c}} + \frac{(1-\varphi)\sigma_{ult}}{2\sigma_{ult,b}} = 1 \quad \dots(2.2.12)$$

この式を使う場合、終局強度  $\sigma_{ult}$  は次のように表すことができる。

$$\sigma_{ult} = 1 / \left[ (1+\varphi) / 2\sigma_{ult,c} + (1-\varphi) / 2\sigma_{ult,b} \right] \quad \dots(2.2.13)$$

### 2.2.2 LRFD で採用されている曲げ耐荷力式

LRFD<sup>18)</sup>における公称曲げ強度は、ある一定値以上のウェブ幅厚比を有する桁に対しては、局部座屈  $F_{nc-1}$  または横ねじれ座屈  $F_{nc-t}$  によって制限されるものとして、それぞれを求めた後、小さい値を採用するものとしている。なお、これらの式はフランジ応力の形で表記されているため、公称曲げ強度  $M_n$  は局部座屈、横ねじれ座屈に断面係数を乗じて算出した。各変数は図 2.2.4 を参照のこと。

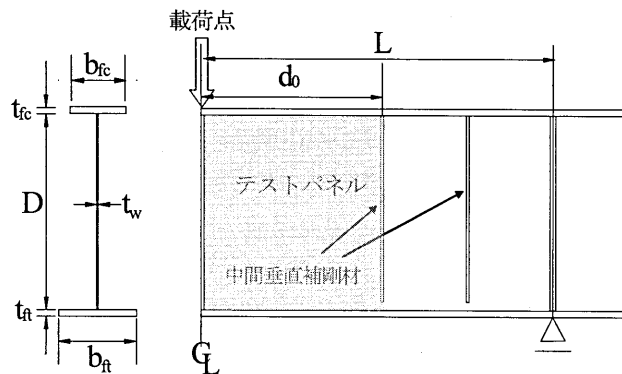


図 2.2.4 モデル概略図

● 局部座屈抵抗  $F_{nc-1}$

$\lambda_f \leq \lambda_{pf}$  ならば、

$$F_{nc-1} = R_b R_h F_{yc} \quad \dots(2.2.14)$$

その他の場合には、

$$F_{nc-t} = \left[ 1 - \left( 1 - \frac{F_{yr}}{R_h F_{yc}} \right) \left( \frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] R_b R_h F_{yc} \quad \dots(2.2.15)$$

それぞれ、

$$\lambda_f = \frac{b_{fc}}{2t_{fc}} \quad \dots(2.2.16)$$

$$\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad \dots(2.2.17)$$

$$\lambda_{rf} = 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_{yr}}} \quad \dots(2.2.18)$$

ここで、 $F_{yc}$  : 圧縮フランジの降伏応力、 $F_{yw}$  : ウェブの降伏応力、 $F_{yr} : 0.7 F_{yc}$  か  $F_{yw}$  の小さい方だが、 $0.5 F_{yc}$  よりは大い。

$$R_h = \frac{12 + \frac{2D_c t_w}{b_{fc} \times t_{fc}} \left[ 3 \frac{F_{yw}}{F_{yc}} - \left( \frac{F_{yw}}{F_{yc}} \right)^3 \right]}{12 + 2 \frac{2D_c t_w}{b_{fc} \times t_{fc}}} \quad \dots(2.2.19)$$

$$R_b = 1 - \left( \frac{2D_c t_w / b_{fc} t_{fc}}{1200 + 600D_c t_w / b_{fc} t_{fc}} \right) \left( \frac{2D_c}{t_w} - 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \right) \quad \dots(2.2.20)$$

● 横ねじれ座屈抵抗  $F_{nc-t}$

$L_b \leq L_p$  ならば、

$$F_{nc-t} = R_b R_h F_{yc} \quad \dots(2.2.21)$$

$L_p < L_b < L_r$  ならば、

$$F_{nc-t} = C_b \left[ 1 - \left( 1 - \frac{F_{yr}}{R_h F_{yc}} \right) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] R_b R_h F_{yc} \leq R_b R_h F_{yc} \quad \dots(2.2.22)$$

$L_b > L_r$  ならば、

$$F_{nc-t} = F_{cr} \leq R_b R_h F_{yc} \quad \dots(2.2.23)$$

ここで、 $L_b$  : 固定点間距離 (= 横補剛間隔) (mm) であり、

$$L_p = 1.0 r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad \dots(2.2.24)$$

$$L_r = \pi r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yr}}} \quad \dots(2.2.25)$$

である。また  $C_b$  はモーメント勾配修正係数と呼ばれ、以下の式で定義されている。

$$C_b = 1.75 - 1.05 \left( \frac{f_1}{f_2} \right) + 0.3 \left( \frac{f_1}{f_2} \right)^2 \leq 2.3 \quad \dots(2.2.26)$$

$$F_{cr} = \frac{C_b R_b \pi^2 E}{\left( \frac{L_b}{r_t} \right)^2} \quad \dots(2.2.27)$$

$$r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left( 1 + \frac{1}{3} \frac{D_c t_w}{b_{fc} t_{fc}} \right)}} \quad \dots(2.2.28)$$

ここで、 $D_c$  : 弾性範囲での圧縮側ウェブ高(mm)、 $f_2$  : フランジ補剛間隔のどちらか一方の端における、横曲げを考慮しない最も大きな圧縮応力(すなわちフランジの圧縮応力)。 $f_0$  :  $f_2$  に対応するものと反対側の補剛点における横曲げを考慮しない応力、 $f_{mid}$  : 考慮中のフランジ補剛間隔の中間における横曲げを考慮しない応力、 $f_1$  :  $2f_{mid} - f_2 \geq f_0$ 。

### 2.3 曲げとせん断の相互作用

曲げとせん断の相互作用とは、ホモジニアス桁が同時に高い曲げと高いせん断を受けたとき、桁の耐力は曲げとせん断を別々にかけたときの強度と比べると減少するという考え方である。現行の AASHTO LRFD においては曲げとせん断の相互作用はないものとされているが、以前の AASHTO LRFD<sup>18)</sup>では相互作用の影響が含まれていたため、ここで紹介しておく。

せん断強度が減少する理由として、フランジによって抵抗されていたモーメントが、フランジの降伏モーメントに達し、フランジはモーメントに抵抗できなくなり、モーメントがウェブによって一部抵抗され、ウェブのせん断強度を減少させるからである。また、せん断に抵抗していたウェブがせん断降伏強度に達したため、せん断に抵抗できなくなり、フランジに影響を及ぼすと考えられるからである。

Basler は図 2.3.1 に示す応力分布により全降伏モーメントを計算した。

フランジ厚  $t_f$  はウェブ高  $h$  に比べ十分小さく無視できるものとし、フランジは全降伏しているとみなし、フランジが受け持つモーメントは以下ようになる。

$$M_f = A_f F_y h \quad \dots(2.3.1)$$

ここで、 $F_y$ : 鋼材の降伏応力。

次に、ウェブによって受け持たれるモーメントは、

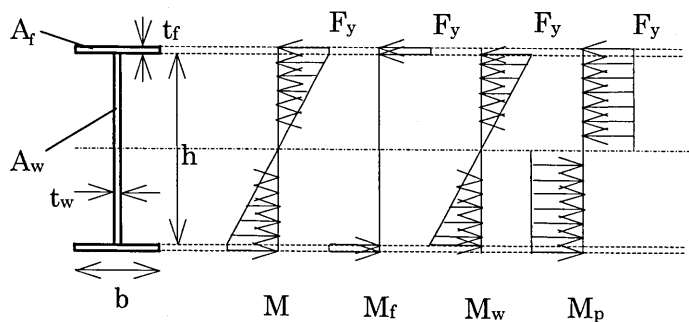


図 2.3.1 応力分布

$$M_y = \frac{F_y A_w h}{6} \quad \dots(2.3.2)$$

Basler は曲げ強度として、 $M_y$  の近似を使い以下のようにあらわしている。

$$M_y = M_f + M_w = A_f F_y h \left( 1 + \frac{1}{6} \frac{A_w}{A_f} \right) \quad \dots(2.3.3)$$

全断面塑性モーメントは次のようにあらわせる。

$$M_p = F_y \left( \frac{1}{4} A_w h + A_f h + A_f t_f \right) \quad \dots(2.3.4)$$

Basler は x 軸に  $M/M_n$ 、y 軸に  $V/V_n$  を使い、無次元化相互作用曲線を考えた。 $M_n$  は AASHTO では公称曲げ強度として与えられているが、Basler の理論では  $M_y$ (式(2.3.2))の値が使われている。また  $V_n$  は AASHTO では公称せん断強度として与えられているが、Basler の理論では、単にウェブの断面積とせん断降伏応力  $\tau_y$  をかけることで計算される。

せん断-曲げ相互作用図をプロットするために、Basler は以下の 3 つの荷重条件を考えた。

①  $M=0$  のときせん断力  $V$  は次に示すせん断強度  $V_n$  と同じ大きさになる。

$$V_n = A_w \tau_y \quad \dots(2.3.5)$$

②  $M=M_f$  のときせん断力  $V$  はウェブによってのみ受け持たれると考えられるので、 $V_n$  に達する。

③  $V=0$  のとき  $M$  は  $M_p$  に達することができる。

次に、Basler は図 2.3.2 に示すように、フランジとフランジ付近のウェブが高モーメントにより降伏応力 に達したとする応力分布を仮定した。ウェブの中央部分  $h_{wy}$  は曲げが存在しているなかで、せん断により降伏したと考えた。

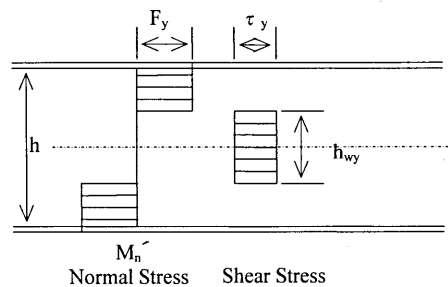


図 2.3.2 Basler の仮定した応力分布

このとき公称せん断力は以下のように計算される。

$$V_n' = h_{wy} t_w \tau_y \quad \dots(2.3.6)$$

Basler の考えによると、ウェブの中央では曲げを受け持つことができないため、フランジとフランジ付近のウェブによって曲げを受け持たなければならない。

図 2.3.2 より公称モーメントは以下のように計算される。

$$M_n' = M_y \frac{1 + \left( \frac{A_w}{4A_f} \right) \left( 1 - \left( \frac{V_n'}{V_n} \right)^2 \right)}{1 + \frac{1}{6} \left( \frac{A_w}{A_f} \right)} \quad \dots(2.3.7)$$

式(2.3.7)は  $A_w/A_f$  の比による関数であることがわかる。実用的な桁は  $A_w/A_f$  の比の上限を 2 とする



ので、 $A_w/A_f=2$  を代入し、

$$\frac{M_n'}{M_y} = 1.125 - 0.375 \left( \frac{V_n'}{V_n} \right) \quad \dots(2.3.8)$$

式(2.3.8)において、 $V_n'/V_n=1$  のとき、 $M_n'/M_n=0.75$  の値をとり、 $M_n'/M_n=1$  のとき、 $V_n'/V_n=0.58$  の値をとる。これをもとに AASHTO<sup>18)</sup> は図 2.3.3 のような相互作用曲線を提案した。0.58 の近似として 0.6 を用い、モーメントが公称モーメントより大きくならないように  $M_n'/M_n$  の最大値を 1.0 に制限している。

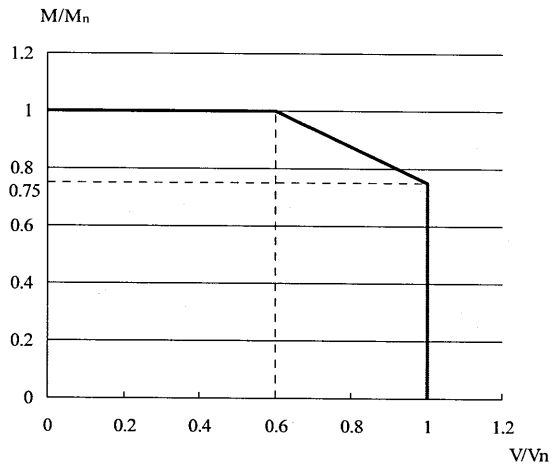


図 2.3.3 1998 年度版 LRFD での相互作用

### 第3章 FEM パラメトリック解析の概要

#### 3.1 解析パラメータ

近年増えつつある2主桁橋を想定し、2主桁橋で一般的な桁高3000mmを全供試体で統一し、解析パラメータを決定した。解析モデルは、表3.1.1に示すパラメータを組み合わせて断面寸法を決定した。解析モデルの概略図を図3.1.1に示す。桁高は $D=3000\text{mm}$ で一定とし、ウェブと圧縮フランジの断面積比は $A_f/A_w=1.00$ (2軸対称桁)、 $1.38\sim 1.57$ (1軸対称桁)、圧縮、引張フランジの幅厚比は $b_f/2t_f$ はおおよそ6.0に統一し、 $D_{cp}/D=0.5$ (2軸対称桁)、 $0.75$ (1軸対称桁)の2種類、アスペクト比は $\alpha=d_0/D=1.0, 2.0, 3.0$ の3種類、ウェブ幅厚比は $2D_c/t_w=125, 150$ (AASHTOに規定されている、水平補剛材なしの最大幅厚比)と $180$ (少数主桁橋の少補剛設計法で最大と考えられている幅厚比)の3種類となるように決定した。

中間垂直補剛材厚については、ウェブ幅厚比 $2D_c/t_w=125, 150, 180$ に関して、AASHTOまたは道路橋示方書で規定されている最低厚さを導き、2種類のモデルを作成した。ここで $D_{cp}$ 、 $D_c$ はそれぞれ全断面塑性時、弾性時のウェブの圧縮領域の高さを示す。

フランジにはSM570材( $\sigma_y=430\text{N/mm}^2$ )、ウェブにはSM490Y材( $\sigma_y=355\text{N/mm}^2$ )またはSM400材( $\sigma_y=235\text{N/mm}^2$ )を用いた。 $\sigma_y$ は板厚に応じた降伏応力の公称値を示す。

全解析モデルの寸法や中間垂直補剛材厚については次ページからの表3.1.2(2軸対称桁)、表3.1.3(1軸対称桁)に示す。

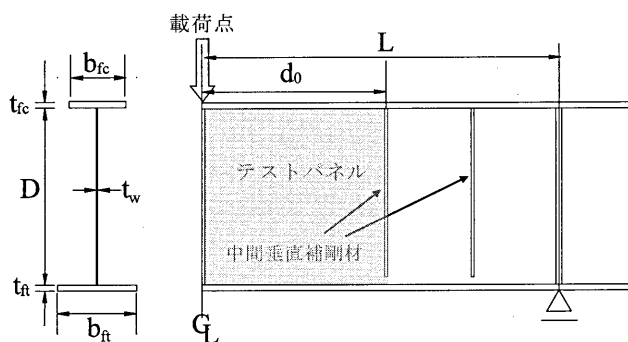


図 3.1.1 解析モデル概略図

表 3.1.1 解析パラメータ

D (mm)	$\frac{2D_c}{t_w}$	$\frac{b_{fc}}{t_{fc}}$	$\frac{D_{cp}}{D}$	$F_{yf}$ ( $\text{N/mm}^2$ )	$F_{yw}$ ( $\text{N/mm}^2$ )	$\frac{d_0}{D}$	中間垂直 補剛材厚設計
3000	125	6	0.50	430	235	1	道路橋示方書 AASHTO(LRFD)
	150		0.75			2	
	180					3	

第3編 鋼桁のせん断強度と曲げとせん断の相関

表 3.1.2 解析モデル一覧(2軸対称桁)

供試体名	ウェブ 幅厚比 $2D_w/t_w$	ウェブ 鋼材	フランジ幅 $b_f$ mm	フランジ 鋼材	アスペクト比 $d_f/D$	半スパン L mm	横補剛 間隔 $L_b$ mm	中間垂直 補剛材	中間垂直 補剛材厚 mm	中間垂直 補剛材 降伏応力 N/mm <sup>2</sup>
sy-15-1-49-J-1	150	SM490Y	600.0	SM570	1	11500	11500	道路橋示方書	24	355
sy-15-1-49-J-2	150	SM490Y	600.0	SM570	1	6800	6800	道路橋示方書	24	355
sy-15-1-49-J-3	150	SM490Y	600.0	SM570	1	5200	5200	道路橋示方書	24	355
sy-15-1-49-J-4	150	SM490Y	600.0	SM570	1	4000	4000	道路橋示方書	24	355
sy-15-1-49-N-5	150	SM490Y	600.0	SM570	1	3000	3000	なし		
sy-15-1-49-A-1	150	SM490Y	600.0	SM570	1	11500	11500	AASHTO	22	355
sy-15-1-49-A-2	150	SM490Y	600.0	SM570	1	6800	6800	AASHTO	22	355
sy-15-1-49-A-3	150	SM490Y	600.0	SM570	1	5200	5200	AASHTO	22	355
sy-15-1-49-A-4	150	SM490Y	600.0	SM570	1	4000	4000	AASHTO	22	355
sy-15-1-49-N-5	150	SM490Y	600.0	SM570	1	3000	3000	なし		
sy-15-1-40-J-1	150	SM400	600.0	SM570	1	15000	12000	道路橋示方書	24	235
sy-15-1-40-J-2	150	SM400	600.0	SM570	1	9000	9000	道路橋示方書	24	235
sy-15-1-40-J-3	150	SM400	600.0	SM570	1	6700	6700	道路橋示方書	24	235
sy-15-1-40-J-4	150	SM400	600.0	SM570	1	5000	5000	道路橋示方書	24	235
sy-15-1-40-J-5	150	SM400	600.0	SM570	1	3800	3800	道路橋示方書	24	235
sy-15-1-40-A-1	150	SM400	600.0	SM570	1	15000	12000	AASHTO	19	235
sy-15-1-40-A-2	150	SM400	600.0	SM570	1	9000	9000	AASHTO	19	235
sy-15-1-40-A-3	150	SM400	600.0	SM570	1	6700	6700	AASHTO	19	235
sy-15-1-40-A-4	150	SM400	600.0	SM570	1	5000	5000	AASHTO	19	235
sy-15-1-40-A-5	150	SM400	600.0	SM570	1	3800	3800	AASHTO	19	235
sy-15-2-49-J-1	150	SM490Y	600.0	SM570	2	16000	12000	道路橋示方書	24	355
sy-15-2-49-J-2	150	SM490Y	600.0	SM570	2	10000	10000	道路橋示方書	24	355
sy-15-2-49-J-3	150	SM490Y	600.0	SM570	2	7400	7400	道路橋示方書	24	355
sy-15-2-49-N-4	150	SM490Y	600.0	SM570	2	6000	6000	なし		
sy-15-2-49-A-1	150	SM490Y	600.0	SM570	2	16000	12000	AASHTO	31	355
sy-15-2-49-A-2	150	SM490Y	600.0	SM570	2	10000	10000	AASHTO	31	355
sy-15-2-49-A-3	150	SM490Y	600.0	SM570	2	7400	7400	AASHTO	31	355
sy-15-2-49-N-4	150	SM490Y	600.0	SM570	2	6000	6000	なし		
sy-15-2-40-J-1	150	SM400	600.0	SM570	2	20000	7500	道路橋示方書	24	235
sy-15-2-40-J-2	150	SM400	600.0	SM570	2	13000	12000	道路橋示方書	24	235
sy-15-2-40-J-3	150	SM400	600.0	SM570	2	9300	9300	道路橋示方書	24	235
sy-15-2-40-J-4	150	SM400	600.0	SM570	2	7000	7000	道路橋示方書	24	235
sy-15-2-40-N-5	150	SM400	600.0	SM570	2	6000	6000	なし		
sy-15-2-40-A-1	150	SM400	600.0	SM570	2	20000	7500	AASHTO	22	235
sy-15-2-40-A-2	150	SM400	600.0	SM570	2	13000	12000	AASHTO	22	235
sy-15-2-40-A-3	150	SM400	600.0	SM570	2	9300	9300	AASHTO	22	235
sy-15-2-40-A-4	150	SM400	600.0	SM570	2	7000	7000	AASHTO	22	235
sy-15-2-40-N-5	150	SM400	600.0	SM570	2	6000	6000	なし		
sy-15-3-49-J-1	150	SM490Y	600.0	SM570	3	20000	10500	道路橋示方書	24	355
sy-15-3-49-J-2	150	SM490Y	600.0	SM570	3	12500	12000	道路橋示方書	24	355
sy-15-3-49-N-3	150	SM490Y	600.0	SM570	3	9000	9000	なし		
sy-15-3-49-A-1	150	SM490Y	600.0	SM570	3	20000	10500	AASHTO	33	355
sy-15-3-49-A-2	150	SM490Y	600.0	SM570	3	12500	12000	AASHTO	33	355
sy-15-3-49-N-3	150	SM490Y	600.0	SM570	3	9000	9000	なし		
sy-15-3-40-J-1	150	SM400	600.0	SM570	3	24000	6000	道路橋示方書	24	235
sy-15-3-40-J-2	150	SM400	600.0	SM570	3	15000	12000	道路橋示方書	24	235
sy-15-3-40-J-3	150	SM400	600.0	SM570	3	11000	11000	道路橋示方書	24	235
sy-15-3-40-N-4	150	SM400	600.0	SM570	3	9000	9000	なし		
sy-15-3-40-A-1	150	SM400	600.0	SM570	3	24000	6000	AASHTO	25	235
sy-15-3-40-A-2	150	SM400	600.0	SM570	3	15000	12000	AASHTO	25	235
sy-15-3-40-A-3	150	SM400	600.0	SM570	3	11000	11000	AASHTO	25	235
sy-15-3-40-N-4	150	SM400	600.0	SM570	3	9000	9000	なし		

第3編 鋼桁のせん断強度と曲げとせん断の相関

表 3.1.2 解析モデル一覧(2 軸対称桁)

供試体名	ウェブ 幅厚比 $2D_e/t_w$	ウェブ 鋼材	フランジ幅 $b_f$ mm	フランジ 鋼材	アスペクト比 $d_o/D$	半スパン L mm	横補剛 間隔 $L_b$ mm	中間垂直 補剛材	中間垂直 補剛材厚 mm	中間垂直 補剛材 降伏応力 N/mm <sup>2</sup>
sy-18-1-49-J-1	180	SM490Y	547.7	SM570	1	12000	12000	道路橋示方書	22	355
sy-18-1-49-J-2	180	SM490Y	547.7	SM570	1	7300	7300	道路橋示方書	22	355
sy-18-1-49-J-3	180	SM490Y	547.7	SM570	1	5300	5300	道路橋示方書	22	355
sy-18-1-49-J-4	180	SM490Y	547.7	SM570	1	4100	4100	道路橋示方書	22	355
sy-18-1-49-N-5	180	SM490Y	547.7	SM570	1	3000	3000	なし		
sy-18-1-49-A-1	180	SM490Y	547.7	SM570	1	12000	12000	AASHTO	30	355
sy-18-1-49-A-2	180	SM490Y	547.7	SM570	1	7300	7300	AASHTO	30	355
sy-18-1-49-A-3	180	SM490Y	547.7	SM570	1	5300	5300	AASHTO	30	355
sy-18-1-49-A-4	180	SM490Y	547.7	SM570	1	4100	4100	AASHTO	30	355
sy-18-1-49-N-5	180	SM490Y	547.7	SM570	1	3000	3000	なし		
sy-18-1-40-J-1	180	SM400	547.7	SM570	1	15500	9000	道路橋示方書	22	235
sy-18-1-40-J-2	180	SM400	547.7	SM570	1	9500	9500	道路橋示方書	22	235
sy-18-1-40-J-3	180	SM400	547.7	SM570	1	7100	7100	道路橋示方書	22	235
sy-18-1-40-J-4	180	SM400	547.7	SM570	1	5500	5500	道路橋示方書	22	235
sy-18-1-40-J-5	180	SM400	547.7	SM570	1	4000	4000	道路橋示方書	22	235
sy-18-1-40-A-1	180	SM400	547.7	SM570	1	15500	9000	AASHTO	21	235
sy-18-1-40-A-2	180	SM400	547.7	SM570	1	9500	9500	AASHTO	21	235
sy-18-1-40-A-3	180	SM400	547.7	SM570	1	7100	7100	AASHTO	21	235
sy-18-1-40-A-4	180	SM400	547.7	SM570	1	5500	5500	AASHTO	21	235
sy-18-1-40-A-5	180	SM400	547.7	SM570	1	4000	4000	AASHTO	21	235
sy-18-2-49-J-1	180	SM490Y	547.7	SM570	2	17000	11000	道路橋示方書	22	355
sy-18-2-49-J-2	180	SM490Y	547.7	SM570	2	10500	10500	道路橋示方書	22	355
sy-18-2-49-J-3	180	SM490Y	547.7	SM570	2	7800	7800	道路橋示方書	22	355
sy-18-2-49-N-4	180	SM490Y	547.7	SM570	2	6000	6000	なし		
sy-18-2-49-A-1	180	SM490Y	547.7	SM570	2	17000	11000	AASHTO	37	355
sy-18-2-49-A-2	180	SM490Y	547.7	SM570	2	10500	10500	AASHTO	37	355
sy-18-2-49-A-3	180	SM490Y	547.7	SM570	2	7800	7800	AASHTO	37	355
sy-18-2-49-N-4	180	SM490Y	547.7	SM570	2	6000	6000	なし		
sy-18-2-40-J-1	180	SM400	547.7	SM570	2	22000	5500	道路橋示方書	22	235
sy-18-2-40-J-2	180	SM400	547.7	SM570	2	13500	11500	道路橋示方書	22	235
sy-18-2-40-J-3	180	SM400	547.7	SM570	2	10000	10000	道路橋示方書	22	235
sy-18-2-40-J-4	180	SM400	547.7	SM570	2	7800	7800	道路橋示方書	22	235
sy-18-2-40-N-5	180	SM400	547.7	SM570	2	6000	6000	なし		
sy-18-2-40-A-1	180	SM400	547.7	SM570	2	22000	5500	AASHTO	31	235
sy-18-2-40-A-2	180	SM400	547.7	SM570	2	13500	11500	AASHTO	31	235
sy-18-2-40-A-3	180	SM400	547.7	SM570	2	10000	10000	AASHTO	31	235
sy-18-2-40-A-4	180	SM400	547.7	SM570	2	7800	7800	AASHTO	31	235
sy-18-2-40-N-5	180	SM400	547.7	SM570	2	6000	6000	なし		
sy-18-3-49-J-1	180	SM490Y	547.7	SM570	3	22000	7000	道路橋示方書	22	355
sy-18-3-49-J-2	180	SM490Y	547.7	SM570	3	13500	11500	道路橋示方書	22	355
sy-18-3-49-J-3	180	SM490Y	547.7	SM570	3	10000	10000	道路橋示方書	22	355
sy-18-3-49-N-4	180	SM490Y	547.7	SM570	3	9000	9000	なし		
sy-18-3-49-A-1	180	SM490Y	547.7	SM570	3	22000	7000	AASHTO	38	355
sy-18-3-49-A-2	180	SM490Y	547.7	SM570	3	13500	11500	AASHTO	38	355
sy-18-3-49-A-3	180	SM490Y	547.7	SM570	3	10000	10000	AASHTO	38	355
sy-18-3-49-N-4	180	SM490Y	547.7	SM570	3	9000	9000	なし		
sy-18-3-40-J-1	180	SM400	547.7	SM570	3	27000	4500	道路橋示方書	22	235
sy-18-3-40-J-2	180	SM400	547.7	SM570	3	16500	8000	道路橋示方書	22	235
sy-18-3-40-J-3	180	SM400	547.7	SM570	3	12500	12000	道路橋示方書	22	235
sy-18-3-40-N-4	180	SM400	547.7	SM570	3	9000	9000	なし		
sy-18-3-40-A-1	180	SM400	547.7	SM570	3	27000	4500	AASHTO	33	235
sy-18-3-40-A-2	180	SM400	547.7	SM570	3	16500	8000	AASHTO	33	235
sy-18-3-40-A-3	180	SM400	547.7	SM570	3	12500	12000	AASHTO	33	235
sy-18-3-40-N-4	180	SM400	547.7	SM570	3	9000	9000	なし		

第3編 鋼桁のせん断強度と曲げとせん断の相関

表 3.1.2 解析モデル一覧(2軸対称桁)

供試体名	ウェブ 幅厚比 $2D_w/t_w$	ウェブ 鋼材	フランジ幅 $b_f$ mm	フランジ 鋼材	アスペクト比 $d_f/D$	半スパン L mm	横補剛 間隔 $L_b$ mm	中間垂直 補剛材	中間垂直 補剛材厚 mm	中間垂直 補剛材 降伏応力 N/mm <sup>2</sup>
sy-12.5-1-49-J-1	125	SM490Y	657.6	SM570	1	11000	11000	道路橋示方書	26	355
sy-12.5-1-49-J-2	125	SM490Y	657.6	SM570	1	6500	6500	道路橋示方書	26	355
sy-12.5-1-49-J-3	125	SM490Y	657.6	SM570	1	4900	4900	道路橋示方書	26	355
sy-12.5-1-49-J-4	125	SM490Y	657.6	SM570	1	3700	3700	道路橋示方書	26	355
sy-12.5-1-49-N-5	125	SM490Y	657.6	SM570	1	3000	3000	なし		
sy-12.5-1-49-A-1	125	SM490Y	657.6	SM570	1	11000	11000	AASHTO	21	355
sy-12.5-1-49-A-2	125	SM490Y	657.6	SM570	1	6500	6500	AASHTO	21	355
sy-12.5-1-49-A-3	125	SM490Y	657.6	SM570	1	4900	4900	AASHTO	21	355
sy-12.5-1-49-A-4	125	SM490Y	657.6	SM570	1	3700	3700	AASHTO	21	355
sy-12.5-1-49-N-5	125	SM490Y	657.6	SM570	1	3000	3000	なし		
sy-12.5-1-40-J-1	125	SM400	657.6	SM570	1	14000	12000	道路橋示方書	26	235
sy-12.5-1-40-J-2	125	SM400	657.6	SM570	1	8400	8400	道路橋示方書	26	235
sy-12.5-1-40-J-3	125	SM400	657.6	SM570	1	6300	6300	道路橋示方書	26	235
sy-12.5-1-40-J-4	125	SM400	657.6	SM570	1	4700	4700	道路橋示方書	26	235
sy-12.5-1-40-J-5	125	SM400	657.6	SM570	1	3500	3500	道路橋示方書	26	235
sy-12.5-1-40-A-1	125	SM400	657.6	SM570	1	14000	12000	AASHTO	21	235
sy-12.5-1-40-A-2	125	SM400	657.6	SM570	1	8400	8400	AASHTO	21	235
sy-12.5-1-40-A-3	125	SM400	657.6	SM570	1	6300	6300	AASHTO	21	235
sy-12.5-1-40-A-4	125	SM400	657.6	SM570	1	4700	4700	AASHTO	21	235
sy-12.5-1-40-A-5	125	SM400	657.6	SM570	1	3500	3500	AASHTO	21	235
sy-12.5-2-49-J-1	125	SM490Y	657.6	SM570	2	15000	12000	道路橋示方書	26	355
sy-12.5-2-49-J-2	125	SM490Y	657.6	SM570	2	9000	9000	道路橋示方書	26	355
sy-12.5-2-49-J-3	125	SM490Y	657.6	SM570	2	6800	6800	道路橋示方書	26	355
sy-12.5-2-49-N-4	125	SM490Y	657.6	SM570	2	6000	6000	なし		
sy-12.5-2-49-A-1	125	SM490Y	657.6	SM570	2	15000	12000	AASHTO	23	355
sy-12.5-2-49-A-2	125	SM490Y	657.6	SM570	2	9000	9000	AASHTO	23	355
sy-12.5-2-49-A-3	125	SM490Y	657.6	SM570	2	6800	6800	AASHTO	23	355
sy-12.5-2-49-N-4	125	SM490Y	657.6	SM570	2	6000	6000	なし		
sy-12.5-2-40-J-1	125	SM400	657.6	SM570	2	18000	11800	道路橋示方書	26	235
sy-12.5-2-40-J-2	125	SM400	657.6	SM570	2	10800	10800	道路橋示方書	26	235
sy-12.5-2-40-J-3	125	SM400	657.6	SM570	2	8200	8200	道路橋示方書	26	235
sy-12.5-2-40-N-4	125	SM400	657.6	SM570	2	6000	6000	なし		
sy-12.5-2-40-A-1	125	SM400	657.6	SM570	2	18000	11800	AASHTO	21	235
sy-12.5-2-40-A-2	125	SM400	657.6	SM570	2	10800	10800	AASHTO	21	235
sy-12.5-2-40-A-3	125	SM400	657.6	SM570	2	8200	8200	AASHTO	21	235
sy-12.5-2-40-N-4	125	SM400	657.6	SM570	2	6000	6000	なし		
sy-12.5-3-49-J-1	125	SM490Y	657.6	SM570	3	18000	12000	道路橋示方書	26	355
sy-12.5-3-49-J-2	125	SM490Y	657.6	SM570	3	10800	10800	道路橋示方書	26	355
sy-12.5-3-49-N-3	125	SM490Y	657.6	SM570	3	9000	9000	なし		
sy-12.5-3-49-A-1	125	SM490Y	657.6	SM570	3	18000	12000	AASHTO	25	355
sy-12.5-3-49-A-2	125	SM490Y	657.6	SM570	3	10800	10800	AASHTO	25	355
sy-12.5-3-49-N-3	125	SM490Y	657.6	SM570	3	9000	9000	なし		
sy-12.5-3-40-J-1	125	SM400	657.6	SM570	3	21000	9100	道路橋示方書	26	235
sy-12.5-3-40-J-2	125	SM400	657.6	SM570	3	12500	12000	道路橋示方書	26	235
sy-12.5-3-40-J-3	125	SM400	657.6	SM570	3	9500	9500	道路橋示方書	26	235
sy-12.5-3-40-N-4	125	SM400	657.6	SM570	3	9000	9000	なし		
sy-12.5-3-40-A-1	125	SM400	657.6	SM570	3	21000	9100	AASHTO	21	235
sy-12.5-3-40-A-2	125	SM400	657.6	SM570	3	12500	12000	AASHTO	21	235
sy-12.5-3-40-A-3	125	SM400	657.6	SM570	3	9500	9500	AASHTO	21	235
sy-12.5-3-40-N-4	125	SM400	657.6	SM570	3	9000	9000	なし		

第3編 鋼桁のせん断強度と曲げとせん断の相関

表 3.1.3 解析モデル一覧(1軸対称桁)

供試体名	ウェブ 幅厚比 $2D_w/t_w$	ウェブ 鋼材	上フランジ 幅 $b_f$ mm	下フランジ 幅 $b_f$ mm	$A_f/A_w$	アスペクト比 $d_0/D$	半スパン L mm	Dep/D	横補剛 間隔 $L_b$ mm	中間垂直 補剛材	中間垂直 補剛材厚 mm	中間垂直 補剛材 降伏応力 $N/mm^2$
asy-15-1-49-J-1	151.9	SM490Y	690	910	1.546	1	13000	0.75	12000	道路橋示方書	27	355
asy-15-1-49-J-2	151.9	SM490Y	690	910	1.546	1	7700	0.75	7700	道路橋示方書	27	355
asy-15-1-49-J-3	151.9	SM490Y	690	910	1.546	1	5800	0.75	5800	道路橋示方書	27	355
asy-15-1-49-J-4	151.9	SM490Y	690	910	1.546	1	4300	0.75	4300	道路橋示方書	27	355
asy-15-1-49-N-5	151.9	SM490Y	690	910	1.546	1	3000	0.75	3000	なし		
asy-15-1-49-A-1	151.9	SM490Y	690	910	1.546	1	13000	0.75	12000	AASHTO	22	355
asy-15-1-49-A-2	151.9	SM490Y	690	910	1.546	1	7700	0.75	7700	AASHTO	22	355
asy-15-1-49-A-3	151.9	SM490Y	690	910	1.546	1	5800	0.75	5800	AASHTO	22	355
asy-15-1-49-A-4	151.9	SM490Y	690	910	1.546	1	4300	0.75	4300	AASHTO	22	355
asy-15-1-49-N-5	151.9	SM490Y	690	910	1.546	1	3000	0.75	3000	なし		
asy-15-1-40-J-1	148.9	SM400	670	820	1.382	1	16000	0.75	12000	道路橋示方書	26	235
asy-15-1-40-J-2	148.9	SM400	670	820	1.382	1	9500	0.75	9500	道路橋示方書	26	235
asy-15-1-40-J-3	148.9	SM400	670	820	1.382	1	7200	0.75	7200	道路橋示方書	26	235
asy-15-1-40-J-4	148.9	SM400	670	820	1.382	1	5400	0.75	5400	道路橋示方書	26	235
asy-15-1-40-J-5	148.9	SM400	670	820	1.382	1	3800	0.75	3800	道路橋示方書	26	235
asy-15-1-40-A-1	148.9	SM400	670	820	1.382	1	16000	0.75	12000	AASHTO	21	235
asy-15-1-40-A-2	148.9	SM400	670	820	1.382	1	9500	0.75	9500	AASHTO	21	235
asy-15-1-40-A-3	148.9	SM400	670	820	1.382	1	7200	0.75	7200	AASHTO	21	235
asy-15-1-40-A-4	148.9	SM400	670	820	1.382	1	5400	0.75	5400	AASHTO	21	235
asy-15-1-40-A-5	148.9	SM400	670	820	1.382	1	3800	0.75	3800	AASHTO	21	235
asy-15-2-49-J-1	151.9	SM490Y	690	910	1.546	2	18000	0.75	12000	道路橋示方書	27	355
asy-15-2-49-J-2	151.9	SM490Y	690	910	1.546	2	10600	0.75	10600	道路橋示方書	27	355
asy-15-2-49-J-3	151.9	SM490Y	690	910	1.546	2	8000	0.75	8000	道路橋示方書	27	355
asy-15-2-49-N-4	151.9	SM490Y	690	910	1.546	2	6000	0.75	6000	なし		
asy-15-2-49-A-1	151.9	SM490Y	690	910	1.546	2	18000	0.75	12000	AASHTO	25	355
asy-15-2-49-A-2	151.9	SM490Y	690	910	1.546	2	10600	0.75	11000	AASHTO	25	355
asy-15-2-49-A-3	151.9	SM490Y	690	910	1.546	2	8000	0.75	8000	AASHTO	25	355
asy-15-2-49-N-4	151.9	SM490Y	690	910	1.546	2	6000	0.75	6000	なし		
asy-15-2-40-J-1	148.9	SM400	670	820	1.382	2	21000	0.75	9500	道路橋示方書	26	235
asy-15-2-40-J-2	148.9	SM400	670	820	1.382	2	13000	0.75	12000	道路橋示方書	26	235
asy-15-2-40-J-3	148.9	SM400	670	820	1.382	2	9600	0.75	9600	道路橋示方書	26	235
asy-15-2-40-J-4	148.9	SM400	670	820	1.382	2	7200	0.75	7200	道路橋示方書	26	235
asy-15-2-40-N-5	148.9	SM400	670	820	1.382	2	6000	0.75	6000	なし		
asy-15-2-40-A-1	148.9	SM400	670	820	1.382	2	21000	0.75	9500	AASHTO	21	235
asy-15-2-40-A-2	148.9	SM400	670	820	1.382	2	13000	0.75	12000	AASHTO	21	235
asy-15-2-40-A-3	148.9	SM400	670	820	1.382	2	9600	0.75	9600	AASHTO	21	235
asy-15-2-40-A-4	148.9	SM400	670	820	1.382	2	7200	0.75	7200	AASHTO	21	235
asy-15-2-40-N-5	148.9	SM400	670	820	1.382	2	6000	0.75	6000	なし		
asy-15-3-49-J-1	151.9	SM490Y	690	910	1.546	3	21000	0.75	12000	道路橋示方書	27	355
asy-15-3-49-J-2	151.9	SM490Y	690	910	1.546	3	13000	0.75	12000	道路橋示方書	27	355
asy-15-3-49-J-3	151.9	SM490Y	690	910	1.546	3	9700	0.75	9700	道路橋示方書	27	355
asy-15-3-49-N-4	151.9	SM490Y	690	910	1.546	3	9000	0.75	9000	なし		
asy-15-3-49-A-1	151.9	SM490Y	690	910	1.546	3	21000	0.75	12000	AASHTO	26	355
asy-15-3-49-A-2	151.9	SM490Y	690	910	1.546	3	13000	0.75	12000	AASHTO	26	355
asy-15-3-49-A-3	151.9	SM490Y	690	910	1.546	3	9700	0.75	9700	AASHTO	26	355
asy-15-3-49-N-4	151.9	SM490Y	690	910	1.546	3	9000	0.75	9000	なし		
asy-15-3-40-J-1	148.9	SM400	670	820	1.382	3	25000	0.75	7500	道路橋示方書	26	235
asy-15-3-40-J-2	148.9	SM400	670	820	1.382	3	15000	0.75	12000	道路橋示方書	26	235
asy-15-3-40-J-3	148.9	SM400	670	820	1.382	3	11300	0.75	11300	道路橋示方書	26	235
asy-15-3-40-N-4	148.9	SM400	670	820	1.382	3	9000	0.75	9000	なし		
asy-15-3-40-A-1	148.9	SM400	670	820	1.382	3	25000	0.75	7500	AASHTO	21	235
asy-15-3-40-A-2	148.9	SM400	670	820	1.382	3	15000	0.75	12000	AASHTO	21	235
asy-15-3-40-A-3	148.9	SM400	670	820	1.382	3	11300	0.75	11300	AASHTO	21	235
asy-15-3-40-N-4	148.9	SM400	670	820	1.382	3	9000	0.75	9000	なし		

第3編 鋼桁のせん断強度と曲げとせん断の相関

表 3.1.3 解析モデル一覧(1軸対称桁)

供試体名	ウェブ 幅厚比 $2D_c/t_w$	ウェブ 鋼材	上フランジ 幅 $b_f$ mm	下フランジ 幅 $b_f$ mm	$A_f/A_w$	アスペクト比 $d_0/D$	半スパン L mm	Dep/D	横補剛 間隔 $L_b$ mm	中間垂直 補剛材	中間垂直 補剛材厚 mm	中間垂直 補剛材 降伏応力 N/mm <sup>2</sup>
asy-18-1-49-J-1	179.2	SM490Y	640	840	1.571	1	13500	0.75	12000	道路橋示方書	25	355
asy-18-1-49-J-2	179.2	SM490Y	640	840	1.571	1	8100	0.75	8100	道路橋示方書	25	355
asy-18-1-49-J-3	179.2	SM490Y	640	840	1.571	1	6100	0.75	6100	道路橋示方書	25	355
asy-18-1-49-J-4	179.2	SM490Y	640	840	1.571	1	4500	0.75	4500	道路橋示方書	25	355
asy-18-1-49-N-5	179.2	SM490Y	640	840	1.571	1	3000	0.75	3000	なし		
asy-18-1-49-A-1	179.2	SM490Y	640	840	1.571	1	13500	0.75	12000	AASHTO	23	355
asy-18-1-49-A-2	179.2	SM490Y	640	840	1.571	1	8100	0.75	8100	AASHTO	23	355
asy-18-1-49-A-3	179.2	SM490Y	640	840	1.571	1	6100	0.75	6100	AASHTO	23	355
asy-18-1-49-A-4	179.2	SM490Y	640	840	1.571	1	4500	0.75	4500	AASHTO	23	355
asy-18-1-49-N-5	179.2	SM490Y	640	840	1.571	1	3000	0.75	3000	なし		
asy-18-1-40-J-1	180.7	SM400	620	750	1.408	1	17500	0.75	10500	道路橋示方書	24	235
asy-18-1-40-J-2	180.7	SM400	620	750	1.408	1	10500	0.75	10500	道路橋示方書	24	235
asy-18-1-40-J-3	180.7	SM400	620	750	1.408	1	7900	0.75	7900	道路橋示方書	24	235
asy-18-1-40-J-4	180.7	SM400	620	750	1.408	1	5900	0.75	5900	道路橋示方書	24	235
asy-18-1-40-J-5	180.7	SM400	620	750	1.408	1	4000	0.75	4000	道路橋示方書	24	235
asy-18-1-40-A-1	180.7	SM400	620	750	1.408	1	17500	0.75	10500	AASHTO	20	235
asy-18-1-40-A-2	180.7	SM400	620	750	1.408	1	10500	0.75	10500	AASHTO	20	235
asy-18-1-40-A-3	180.7	SM400	620	750	1.408	1	7900	0.75	7900	AASHTO	20	235
asy-18-1-40-A-4	180.7	SM400	620	750	1.408	1	5900	0.75	5900	AASHTO	20	235
asy-18-1-40-A-5	180.7	SM400	620	750	1.408	1	4000	0.75	4000	AASHTO	20	235
asy-18-2-49-J-1	179.2	SM490Y	640	840	1.571	2	19500	0.75	12000	道路橋示方書	25	355
asy-18-2-49-J-2	179.2	SM490Y	640	840	1.571	2	11500	0.75	11500	道路橋示方書	25	355
asy-18-2-49-J-3	179.2	SM490Y	640	840	1.571	2	8700	0.75	8700	道路橋示方書	25	355
asy-18-2-49-J-4	179.2	SM490Y	640	840	1.571	2	6500	0.75	6500	道路橋示方書	25	355
asy-18-2-49-N-5	179.2	SM490Y	640	840	1.571	2	6000	0.75	6000	なし		
asy-18-2-49-A-1	179.2	SM490Y	640	840	1.571	2	19500	0.75	12000	AASHTO	30	355
asy-18-2-49-A-2	179.2	SM490Y	640	840	1.571	2	11500	0.75	11500	AASHTO	30	355
asy-18-2-49-A-3	179.2	SM490Y	640	840	1.571	2	8700	0.75	8700	AASHTO	30	355
asy-18-2-49-A-4	179.2	SM490Y	640	840	1.571	2	6500	0.75	6500	AASHTO	30	355
asy-18-2-49-N-5	179.2	SM490Y	640	840	1.571	2	6000	0.75	6000	なし		
asy-18-2-40-J-1	180.7	SM400	620	750	1.408	2	24000	0.75	6500	道路橋示方書	24	235
asy-18-2-40-J-2	180.7	SM400	620	750	1.408	2	14500	0.75	12000	道路橋示方書	24	235
asy-18-2-40-J-3	180.7	SM400	620	750	1.408	2	11000	0.75	11000	道路橋示方書	24	235
asy-18-2-40-J-4	180.7	SM400	620	750	1.408	2	8200	0.75	8200	道路橋示方書	24	235
asy-18-2-40-N-5	180.7	SM400	620	750	1.408	2	6000	0.75	6000	なし		
asy-18-2-40-A-1	180.7	SM400	620	750	1.408	2	24000	0.75	6500	AASHTO	25	235
asy-18-2-40-A-2	180.7	SM400	620	750	1.408	2	14500	0.75	12000	AASHTO	25	235
asy-18-2-40-A-3	180.7	SM400	620	750	1.408	2	11000	0.75	11000	AASHTO	25	235
asy-18-2-40-A-4	180.7	SM400	620	750	1.408	2	8200	0.75	8200	AASHTO	25	235
asy-18-2-40-N-5	180.7	SM400	620	750	1.408	2	6000	0.75	6000	なし		
asy-18-3-49-J-1	179.2	SM490Y	640	840	1.571	3	24000	0.75	9000	道路橋示方書	25	355
asy-18-3-49-J-2	179.2	SM490Y	640	840	1.571	3	14500	0.75	12000	道路橋示方書	25	355
asy-18-3-49-J-3	179.2	SM490Y	640	840	1.571	3	10900	0.75	10900	道路橋示方書	25	355
asy-18-3-49-N-4	179.2	SM490Y	640	840	1.571	3	9000	0.75	9000	なし		
asy-18-3-49-A-1	179.2	SM490Y	640	840	1.571	3	24000	0.75	9000	AASHTO	31	355
asy-18-3-49-A-2	179.2	SM490Y	640	840	1.571	3	14500	0.75	12000	AASHTO	31	355
asy-18-3-49-A-3	179.2	SM490Y	640	840	1.571	3	10900	0.75	10900	AASHTO	31	355
asy-18-3-49-N-4	179.2	SM490Y	640	840	1.571	3	9000	0.75	9000	なし		
asy-18-3-40-J-1	180.7	SM400	620	750	1.408	3	30000	0.75	5500	道路橋示方書	24	235
asy-18-3-40-J-2	180.7	SM400	620	750	1.408	3	18000	0.75	10000	道路橋示方書	24	235
asy-18-3-40-J-3	180.7	SM400	620	750	1.408	3	13400	0.75	12000	道路橋示方書	24	235
asy-18-3-40-J-4	180.7	SM400	620	750	1.408	3	10000	0.75	10000	道路橋示方書	24	235
asy-18-3-40-N-5	180.7	SM400	620	750	1.408	3	9000	0.75	9000	なし		
asy-18-3-40-A-1	180.7	SM400	620	750	1.408	3	30000	0.75	5500	AASHTO	27	235
asy-18-3-40-A-2	180.7	SM400	620	750	1.408	3	18000	0.75	10000	AASHTO	27	235
asy-18-3-40-A-3	180.7	SM400	620	750	1.408	3	13400	0.75	12000	AASHTO	27	235
asy-18-3-40-A-4	180.7	SM400	620	750	1.408	3	10000	0.75	10000	AASHTO	27	235
asy-18-3-40-N-5	180.7	SM400	620	750	1.408	3	9000	0.75	9000	なし		

表 3.1.3 解析モデル一覧(1軸対称桁)

供試体名	ウェブ 幅厚比 2D <sub>w</sub> /t <sub>w</sub>	ウェブ 鋼材	上フランジ 幅 b <sub>f</sub> mm	下フランジ 幅 b <sub>f</sub> mm	A <sub>f</sub> /A <sub>w</sub>	アスペクト比 d <sub>0</sub> /D	半スパン L mm	Dep/D	横補剛 間隔 L <sub>0</sub> mm	中間垂直 補剛材	中間垂直 補剛材厚 mm	中間垂直 補剛材 降伏応力 N/mm <sup>2</sup>
asy-12.5-1-49-J-1	124.8	SM490Y	760	1000	1.567	1	12000	0.75	12000	道路橋示方書	30	355
asy-12.5-1-49-J-2	124.8	SM490Y	760	1000	1.567	1	7200	0.75	7200	道路橋示方書	30	355
asy-12.5-1-49-J-3	124.8	SM490Y	760	1000	1.567	1	5400	0.75	5400	道路橋示方書	30	355
asy-12.5-1-49-J-4	124.8	SM490Y	760	1000	1.567	1	4000	0.75	4000	道路橋示方書	30	355
asy-12.5-1-49-N-5	124.8	SM490Y	760	1000	1.567	1	3000	0.75	3000	なし		
asy-12.5-1-49-J-1	124.8	SM490Y	760	1000	1.567	1	12000	0.75	12000	AASHTO	24	355
asy-12.5-1-49-J-2	124.8	SM490Y	760	1000	1.567	1	7200	0.75	7200	AASHTO	24	355
asy-12.5-1-49-J-3	124.8	SM490Y	760	1000	1.567	1	5400	0.75	5400	AASHTO	24	355
asy-12.5-1-49-J-4	124.8	SM490Y	760	1000	1.567	1	4000	0.75	4000	AASHTO	24	355
asy-12.5-1-49-N-5	124.8	SM490Y	760	1000	1.567	1	3000	0.75	3000	なし		
asy-12.5-1-40-J-1	126.5	SM400	730	880	1.370	1	15000	0.75	12000	道路橋示方書	29	235
asy-12.5-1-40-J-2	126.5	SM400	730	880	1.370	1	9000	0.75	9000	道路橋示方書	29	235
asy-12.5-1-40-J-3	126.5	SM400	730	880	1.370	1	6800	0.75	6800	道路橋示方書	29	235
asy-12.5-1-40-J-4	126.5	SM400	730	880	1.370	1	5100	0.75	5100	道路橋示方書	29	235
asy-12.5-1-40-J-5	126.5	SM400	730	880	1.370	1	3800	0.75	3800	道路橋示方書	29	235
asy-12.5-1-40-A-1	126.5	SM400	730	880	1.370	1	15000	0.75	12000	AASHTO	23	235
asy-12.5-1-40-A-2	126.5	SM400	730	880	1.370	1	9000	0.75	9000	AASHTO	23	235
asy-12.5-1-40-A-3	126.5	SM400	730	880	1.370	1	6800	0.75	6800	AASHTO	23	235
asy-12.5-1-40-A-4	126.5	SM400	730	880	1.370	1	5100	0.75	5100	AASHTO	23	235
asy-12.5-1-40-A-5	126.5	SM400	730	880	1.370	1	3800	0.75	3800	AASHTO	23	235
asy-12.5-2-49-J-1	124.8	SM490Y	760	1000	1.567	2	16000	0.75	12000	道路橋示方書	30	355
asy-12.5-2-49-J-2	124.8	SM490Y	760	1000	1.567	2	9500	0.75	9500	道路橋示方書	30	355
asy-12.5-2-49-J-3	124.8	SM490Y	760	1000	1.567	2	7200	0.75	7200	道路橋示方書	30	355
asy-12.5-2-49-N-4	124.8	SM490Y	760	1000	1.567	2	6000	0.75	6000	なし		355
asy-12.5-2-49-A-1	124.8	SM490Y	760	1000	1.567	2	16000	0.75	12000	AASHTO	24	355
asy-12.5-2-49-A-2	124.8	SM490Y	760	1000	1.567	2	9500	0.75	9500	AASHTO	24	355
asy-12.5-2-49-A-3	124.8	SM490Y	760	1000	1.567	2	7200	0.75	7200	AASHTO	24	355
asy-12.5-2-49-N-4	124.8	SM490Y	760	1000	1.567	2	6000	0.75	6000	なし		355
asy-12.5-2-40-J-1	126.5	SM400	730	880	1.370	2	18500	0.75	12000	道路橋示方書	29	235
asy-12.5-2-40-J-2	126.5	SM400	730	880	1.370	2	11200	0.75	11200	道路橋示方書	29	235
asy-12.5-2-40-J-3	126.5	SM400	730	880	1.370	2	8400	0.75	8400	道路橋示方書	29	235
asy-12.5-2-40-J-4	126.5	SM400	730	880	1.370	2	6300	0.75	6300	道路橋示方書	29	235
asy-12.5-2-40-N-5	126.5	SM400	730	880	1.370	2	6000	0.75	6000	なし		
asy-12.5-2-40-A-1	126.5	SM400	730	880	1.370	2	18500	0.75	12000	AASHTO	23	235
asy-12.5-2-40-A-2	126.5	SM400	730	880	1.370	2	11200	0.75	11200	AASHTO	23	235
asy-12.5-2-40-A-3	126.5	SM400	730	880	1.370	2	8400	0.75	8400	AASHTO	23	235
asy-12.5-2-40-A-4	126.5	SM400	730	880	1.370	2	6300	0.75	6300	AASHTO	23	235
asy-12.5-2-40-N-5	126.5	SM400	730	880	1.370	2	6000	0.75	6000	なし		
asy-12.5-3-49-J-1	124.8	SM490Y	760	1000	1.567	3	19000	0.75	12000	道路橋示方書	30	355
asy-12.5-3-49-J-2	124.8	SM490Y	760	1000	1.567	3	11200	0.75	11200	道路橋示方書	30	355
asy-12.5-3-49-N-3	124.8	SM490Y	760	1000	1.567	3	9000	0.75	9000	なし		
asy-12.5-3-49-A-1	124.8	SM490Y	760	1000	1.567	3	19000	0.75	12000	AASHTO	24	355
asy-12.5-3-49-A-2	124.8	SM490Y	760	1000	1.567	3	11200	0.75	11200	AASHTO	24	355
asy-12.5-3-49-N-3	124.8	SM490Y	760	1000	1.567	3	9000	0.75	9000	なし		
asy-12.5-3-40-J-1	126.5	SM400	730	880	1.370	3	21000	0.75	11500	道路橋示方書	29	235
asy-12.5-3-40-J-2	126.5	SM400	730	880	1.370	3	12700	0.75	12000	道路橋示方書	29	235
asy-12.5-3-40-J-3	126.5	SM400	730	880	1.370	3	9500	0.75	9500	道路橋示方書	29	235
asy-12.5-3-40-N-4	126.5	SM400	730	880	1.370	3	9000	0.75	9000	なし		
asy-12.5-3-40-A-1	126.5	SM400	730	880	1.370	3	21000	0.75	11500	AASHTO	23	235
asy-12.5-3-40-A-2	126.5	SM400	730	880	1.370	3	12700	0.75	12000	AASHTO	23	235
asy-12.5-3-40-A-3	126.5	SM400	730	880	1.370	3	9500	0.75	9500	AASHTO	23	235
asy-12.5-3-40-N-4	126.5	SM400	730	880	1.370	3	9000	0.75	9000	なし		



解析モデルの半スパン  $L$  については、図 3.1.2 に示す放射状に伸びる 5 つの载荷経路を概ねたどるように決定し、異なるスパン長を持つ 5 つの载荷経路をたどるモデル群を基本 1 グループとした。図中、縦軸はモーメント、横軸はせん断力を、それぞれ AASHTO LRFD で規定されている公称曲げ強度  $M_n$ 、公称せん断強度  $V_n$  で無次元化したものである。本解析モデルにおいて、①が最も曲げが卓越している、すなわち各グループで最もスパンの長い解析モデルであり、⑤が最もスパンの短いせん断卓越の解析モデルである。

ただし、アスペクト比が 2.0、3.0 の供試体においては、せん断よりのモデルが少ない、または存在しないグループや、モデルの半スパン長がテストパネルに制限されたモデルが存在するグループがあり、設計载荷経路を通らない供試体が存在する。各パラメータの組み合わせにより、合計 320 体(1 軸対称桁 156 体, 2 軸対称桁 164 体; 中間垂直補剛材の無いモデルについては重複あり)の解析モデルについて検討した。

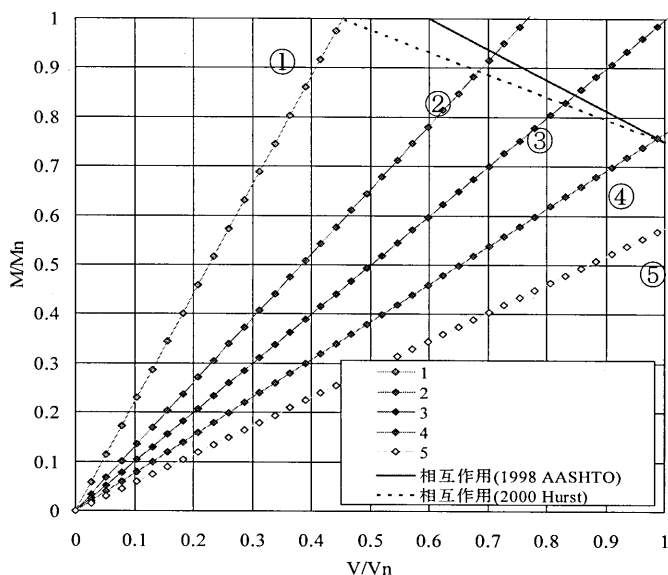


図 3.1.2 設計载荷経路

解析モデルを以下に示すようなそれぞれが該当するパラメータの値を意味するように名前をつけた。各供試体の名前は、下に示すような定義に従って決定されており、名前を見るだけでその供試体の各パラメータが分かるようになっている。

**asy-18-2-40-A-3**

- スパンの長さ: 1~5
- 中間垂直補剛材厚の種類:  
A (AASHTO), J (道路橋示方書), N (なし)
- ウェブ鋼材の種類: 40 (SM400 材) または 49 (SM490Y 材)
- アスペクト比 ( $d_0/D$ ): 1, 2, 3
- ウェブ幅厚比 ( $2D_c/t_w$ ): 12.5 (125), 15 (150), 18 (180)
- 断面の対称性: asy ( $D_{cp}/D=0.75$ ), sy ( $D_{cp}/D=0.50$ )

(例)

sy-15-1-49-J-1:2 軸対称、ウェブ幅厚比 150、アスペクト比 1.0、道路橋示方書、曲げ卓越

asy-18-2-40-A-3:1 軸対称、ウェブ幅厚比 180、アスペクト比 2.0、AASHTO、曲げとせん断が同等

asy-12.5-1-40-N-5:1 軸対称、ウェブ幅厚比 125、アスペクト比 3.0、中間垂直補剛材なし、せん断卓越

ここで注意が必要な点は、供試体名の末尾の数字のスパン長に関しては、モデルの半スパン長がテストパネルに制限されたモデルが存在するグループがあり、必ずしも番号が同じであるからといって載荷経路が一致しているわけではない。

### 3.2 解析モデル概要および境界条件

供試体の載荷形式は、図 3.2.1 に示すように、単純ばり中央一点載荷とし、変位制御による静的載荷を行った。荷重として、強制変位を解析モデル中央に鉛直方向に与えた。回転支点と移動支点には、橋軸+鉛直方向と鉛直方向を拘束した。横補剛は、各グループで公称曲げ強度が一定となるような位置に設け、最大 12m の間隔で拘束した。さらに、ねじれによる影響を考慮し、供試体の両端(図 3.2.1 で赤で囲まれた部分)にウェブ高さの 3 分の 1 の 1000mm に相当する長さの端パネルを設けた。

本解析の境界条件は、支点、載荷点、横補剛位置に対して以下の 4 種類の強制変位を与えた。

- ① 横補剛・・・前述の通り、各グループで公称曲げ強度が一定となるよう、最大 12m の間隔でウェブとフランジの接合節点に、Y 方向の拘束を与える。
- ② 移動支点・・・橋軸直角方向すべての下フランジ節点に対して Z 方向を拘束する。
- ③ 固定支点・・・橋軸直角方向すべての下フランジ節点に対して Z 方向及び X 方向を拘束する。
- ④ 載荷点・・・載荷点では、載荷位置がずれないように、ウェブとフランジの接合節点に、Y 方向拘束を与える。また、荷重として解析モデル中央の橋軸直角方向すべての上フランジ節点に対して -Z 方向の強制変位を与える。

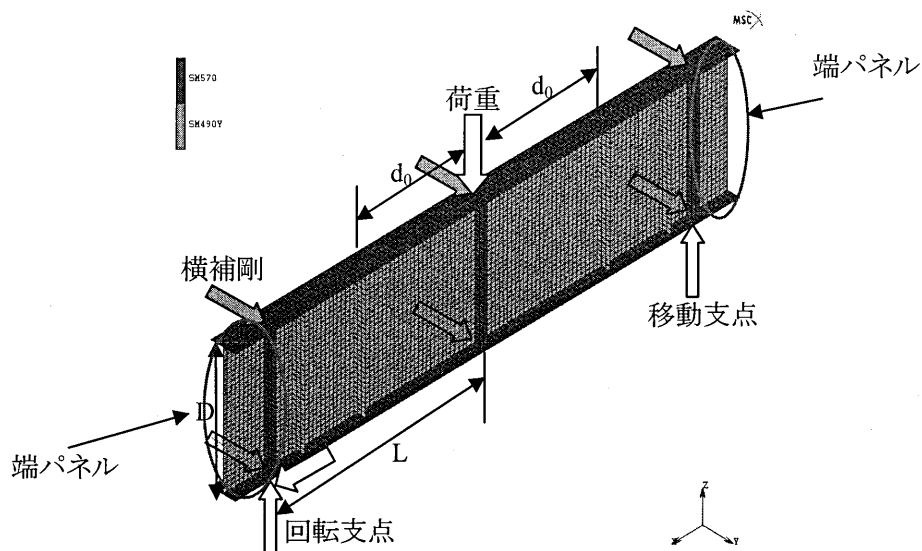


図 3.2.1 解析モデル概要

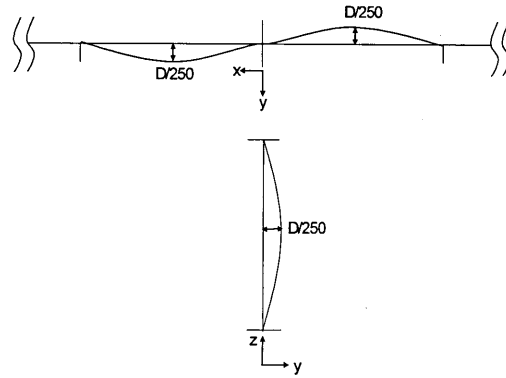


図 3.4.1 ウェブパネルの初期変形

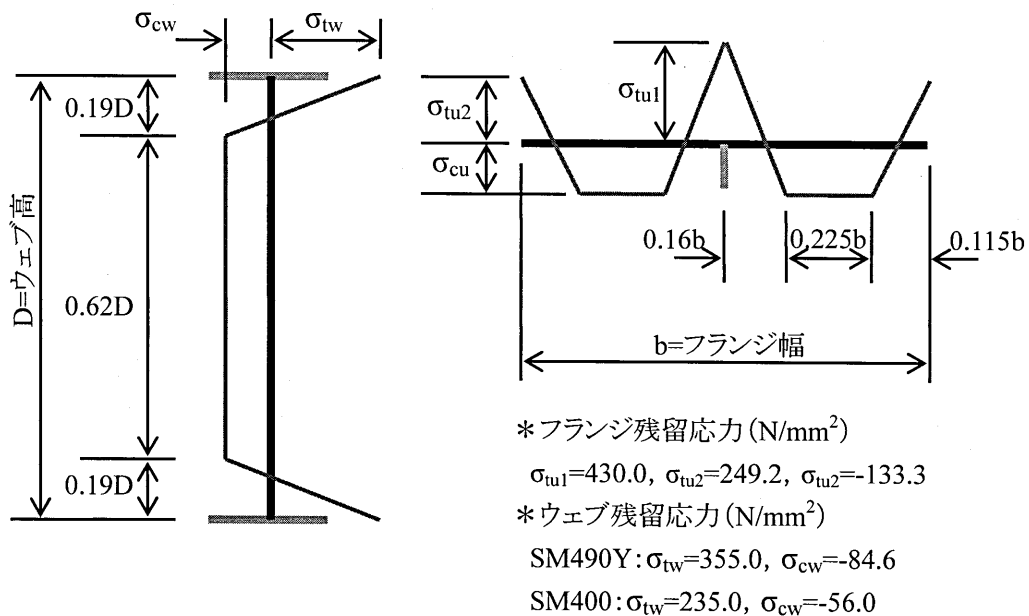


図 3.4.2 残留応力分布

### 3.3 鋼材特性

鋼材の応力-ひずみ関係には、弾性-完全塑性を想定した。鋼材の降伏応力は、SM400 材が 235 N/mm<sup>2</sup>、SM490Y 材が 355N/mm<sup>2</sup>、SM570 材が 430N/mm<sup>2</sup>を基本しており、各板厚に応じた公称値を用いている。いずれの鋼材も、ヤング係数は E=200,000N/mm<sup>2</sup>、ポアソン比は  $\nu=0.3$  で統一した。

### 3.4 初期変形および残留応力

初期変形としてウェブの初期面外たわみの最大値が、道路橋示方書の制限値  $(D/250)^{10)}$ となるよう、図 3.4.1 に示すように、ウェブ中央が最大となるよう正弦波形を載荷点両脇のテストパネルに与えた。本解析では、すべてのモデルに対して同じ初期変形を与えた。

本解析モデルに適用した残留応力は、図 3.4.2 に示す残留応力モデルの値を用いた。図 3.4.2 に示す残留応力モデルの値は、前田ら<sup>17)</sup>の残留応力試験結果を基に  $\sigma_{tu1}$  と  $\sigma_{tw}$  がそれぞれ各断面の降伏応力となるよう換算したものであり、各供試体断面寸法に対して適用できるよう残留応力分布範囲を比によって一般化したものである。

### 3.5 要素分割数

本解析モデルの要素分割は、ウェブ高さ方向に 30～60 分割、フランジ幅方向に 6～8 分割を目安に分割した。ただし、次章で示す各大学における解析においては、要素サイズは統一していないことを注記しておく。これらの要素サイズは解析結果に大きく影響を与えるが、過去に行ってきた同様の解析<sup>27)</sup>における要素サイズと比較しても妥当であると判断した。また、解析では、基本的にシェル要素を用いた。

## 第4章 FEM パラメトリック解析結果

## 4.1 解析実行演算装置の違いおよび結果への影響に関する検討

## 4.1.1 解析モデルおよび解析実行装置

解析を実行するにあたり、一部のモデルを異なる大学で分担して解析を行った。その内訳を表 4.1.1 に示す。また、解析を実行する演算装置による解析結果の違いを検討するため、対称桁の 5 体 (sy-15-1-49-J グループ) および非対称桁の 5 体 (asy-15-1-49-J グループ) については全ての大学で解析を行ったので、結果を比較・検討する。表 4.1.2 には各大学の解析を実行したコンピューターの OS および用いた数値解析ソフトウェアの名称を記載する。

表 4.1.1 解析モデル

記号	大学名	解析モデル
A	立命館大学	ウェブ幅厚比 150、180 の全てのモデル
B	埼玉大学	ウェブ幅厚比 125 の sy-12.5-1-49-J-1～sy-12.5-2-49-N-4
C	九州工業大学	ウェブ幅厚比 125 の sy-12.5-2-49-A-1～sy-12.5-3-40-N-4
D	長崎大学	ウェブ幅厚比 125 の asy-12.5-1-49-J-1～asy-12.5-2-49-N-4
E	京都大学	ウェブ幅厚比 125 の asy-12.5-2-49-A-1～asy-12.5-3-40-N-4

表 4.1.2 各大学の解析実行装置

記号	大学名	解析実行装置
A	立命館大学	Windows XP、MSC MARC 2005
B	埼玉大学	Windows XP、DIANA 2001
C	九州工業大学	Windows XP、MSC MARC 2001
D	長崎大学	Windows XP、MSC MARC 2007 r1
E	京都大学	ABAQUS6.7-5

## 4.1.2 解析結果の比較

崩壊形状などでは大きな差は見られなかったため、ここでは最大荷重のみを比較する。表 4.1.3 に最大荷重の一覧、図 4.1.1 に立命館大学における解析結果を 1 とした場合の他大学での解析結果をグラフ化したものを示す。表中、図中の記号は表 4.1.1、表 4.1.2 に示す記号と対応しており、解析が行われた大学を示す。

最大で 10% 程度の違いがあり、対称桁・非対称桁ともに最もせん断が卓越している供試体において最大の誤差が生じている。解析を行う際の設定はほぼ統一しているがこのような差が生じたのは興味深い。原因については特定することはできなかったが、残留応力の導入による面外変形の増加が影響している可能性も指摘されている。

表 4.1.3 解析実行装置の違いによる解析結果の比較

	A	B	C	D	E
sy-15-1-49-J-1	8007.6	7781.0	8011.6	8229.9	8040.3
sy-15-1-49-J-2	14519.6	13899.7	14520.3	14598.9	14721.0
sy-15-1-49-J-3	16174.6	15371.0	16157.1	16567.6	16509.2
sy-15-1-49-J-4	16772.3	15813.4	16268.3	17188.9	17190.2
sy-15-1-49-N-5	16786.5	14943.3	15586.8	16789.6	17396.3

	A	B	C	D	E
asy-15-1-49-J-1	9938.2	9276.3	9686.2	9952.7	10150.4
asy-15-1-49-J-2	17093.4	16398.9	17121.0	17117.0	17602.3
asy-15-1-49-J-3	19194.7	18273.5	19193.6	19522.7	19640.9
asy-15-1-49-J-4	20275.6	19423.5	19965.1	20834.9	20763.1
asy-15-1-49-N-5	20661.4	18608.6	19737.1	21450.4	21640.1

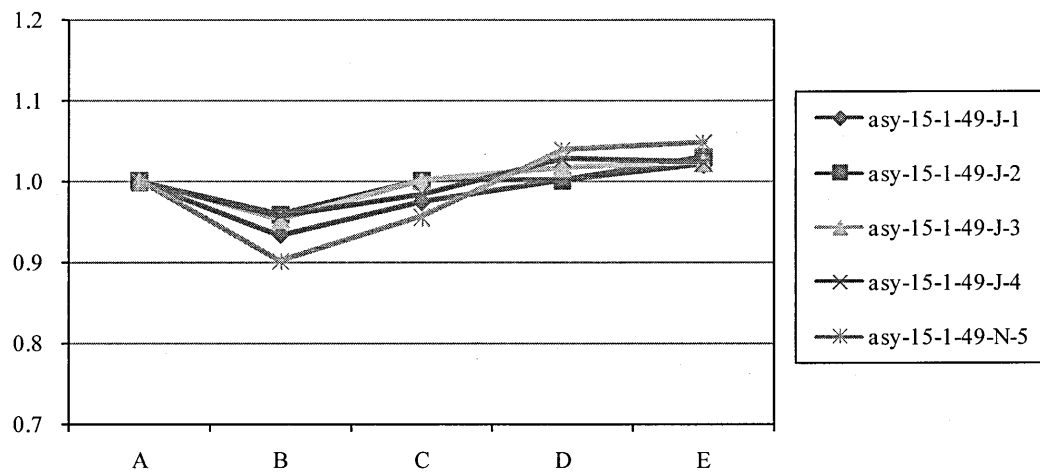
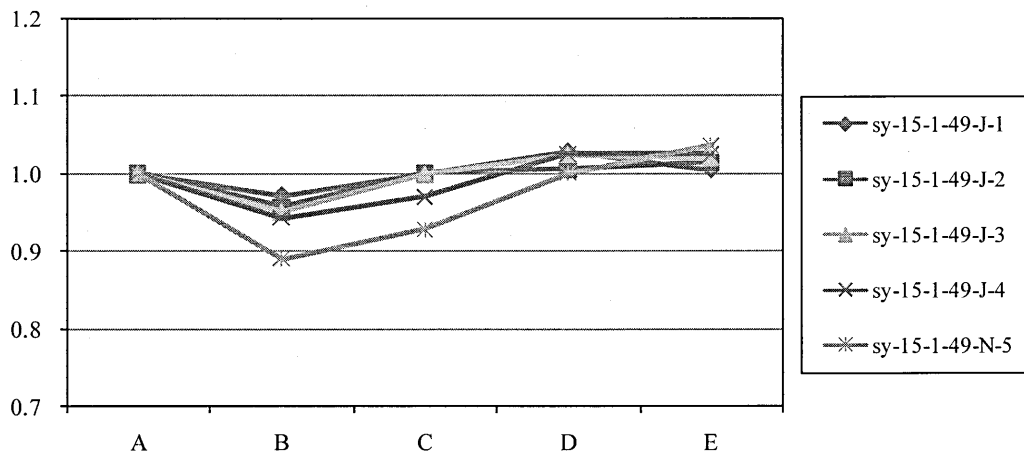


図 4.1.1 解析実行装置の違いによる解析結果の比較

## 4.2 FEM パラメトリック解析結果と考察

### 4.2.1 解析結果概要

ここでは、主に解析により得られた耐荷力について相関図を用いて整理していく。次ページ以降の表 4.2.1、表 4.2.2 に 2 軸対称桁および 1 軸対称桁の解析結果(以降「耐荷力」と表現)と、以降の考察で用いる予測式(2 章参照)により算出した値(以降「強度」と表現)を示す。なお、公称せん断強度、公称曲げ強度は AASHTO LRFD(2.1.3.および 2.2.1.参照)にもとづいて算出した値である。

まず、AASHTO、道路橋示方書の規定により異なる中間垂直補剛材厚が、耐荷力へ及ぼす影響を検討するために、ウェブ幅厚比 150、180 の解析モデル用いる。なお、今回 AASHTO LRFD、道路橋示方書のそれぞれで設計したところ、各グループでの中間垂直補剛材厚の差は 2 軸対称桁で 1mm～16mm、1 軸対称桁では 1mm～6mm であった。

中間垂直補剛材厚の違いによる耐荷力の影響を検討するために、それぞれのグループでの無次元化耐荷力の平均値、最大値、最小値、標準偏差を表 4.2.3 に示す。表 4.2.3(a)が 2 軸対称桁、表 4.2.3(b)が 1 軸対称桁の結果となっている。上の段は中間垂直補剛材厚が道路橋示方書、下の段は AASHTO LRFD で規定されている最低厚さを用いたグループの値であり、中間垂直補剛材が存在しない、即ちテストパネルがそのまま半スパン  $L$  に制限されている解析モデルは、平均値には含まれていない。上の段と下の段は、中間垂直補剛材厚以外は全て同じパラメータを組み合わせた解析モデルの結果である。

添え字の  $u$  は解析結果を示し、 $n$  は公称強度を示す。曲げよりのモデルは公称曲げ強度  $M_n$  で無次元化し、せん断よりのモデルは公称せん断強度  $V_n$  で無次元化し、載荷経路③に関しては公称曲げ強度  $M_n$  で無次元化した値で整理している。公称曲げ強度は AASHTO LRFD で規定されている式を用いた。

表 4.2.3 より、中間垂直補剛材厚の違いによる無次元化耐荷力の平均値の差は 2 軸対称桁の曲げよりのモデルで最大の 0.005 となり、ほとんど差がないことが確認できる。また、せん断よりのモデルにおいては、中間垂直補剛材厚の違いによる無次元化耐荷力の平均値にはほとんど差がない結果となった。参考として、中間垂直補剛材が存在するせん断よりの解析モデル(sy-18-2-40-J-4 と sy-18-2-40-A-4)においては、最大 9mm の垂直補剛材厚の差が存在するが、両者とも  $V/V_n$  の値が 1.021 となり差が現れなかった。これは、ある程度の中間垂直補剛材厚になるとせん断座屈による面外変形が拘束され、それ以上厚さを増やしても耐荷力にはほとんど影響を与えなかったためと考えられる。

今回、特に 2 軸対称桁では、AASHTO LRFD の設計法ではアスペクト比が大きくなるにつれ中間垂直補剛材厚が増大し、道路橋示方書と AASHTO LRFD の中間垂直補剛材厚に差が現れた。しかし、アスペクト比が大きくなるにつれ、中間垂直補剛材が存在するせん断よりの解析モデルが少なくなる、または存在しないグループとなることに注意が必要である。

本解析結果より、曲げより、せん断より共に無次元化耐荷力の平均値、最大値、最小値、標準偏差を比較しても、ほとんど差がないことが確認でき、中間垂直補剛材厚の設計方法の違いによる耐荷力にはほとんど差が現れず、道路橋示方書を参考に決定しても斜張力場作用を考慮したせん断耐荷力が期待できるといえる。道路橋示方書のように斜張力場作用を考慮した設計を用いなくても、中間垂直補剛材は十分剛度を保っていると考えられ、AASHTO LRFD では道路橋示方書に比べて設計が複雑になっていることから、道路橋示方書の垂直補剛材の設計を用いた方が良いと考える。

表 4.2.1 解析結果一覧(2軸対称桁)

供試体名	塑性 モーメント $M_p$ kN·m	せん断 耐力 $V_u$ kN	曲げ 耐力 $M_u$ kN·m	公称曲げ モーメント $M_n$ kN·m	公称せん断 強度 $V_n$ kN	せん断強度 (前田ら) $V_{n,MAEDA}$ kN	曲げ強度 (三上) $M_{n,MIKAMI}$ kN·m	$\beta$	換算 モーメント $M_0$ kN·m	$V_u/V_n$	$V_u/V_{n,MAEDA}$	$M_u/M_n$	$M_u/M_{n,MIKAMI}$
sy-15-1-49-J-1	55320	4004	46044	49124	9426	8055	34372	0.00	27626	0.42	0.50	0.94	0.80
sy-15-1-49-J-2	55320	7260	49367	49124	9426	8055	42001	0.00	29620	0.77	0.90	1.00	0.71
sy-15-1-49-J-3	55320	8087	42054	49124	9426	8055	44135	0.00	25232	0.86	1.00	0.86	0.57
sy-15-1-49-J-4	55320	8386	33545	49124	9426	8055	45735	0.00	20127	0.89	1.04	0.68	0.44
sy-15-1-49-N-5	55320	8393	25180	49124	9426	8055	47068	0.00	15108	0.89	1.04	0.51	0.32
sy-15-1-49-A-1	55320	3998	45975	49124	9426	8055	34372	0.00	27585	0.42	0.50	0.94	0.80
sy-15-1-49-A-2	55320	7260	49366	49124	9426	8055	42001	0.00	29620	0.77	0.90	1.00	0.71
sy-15-1-49-A-3	55320	8087	42051	49124	9426	8055	44135	0.00	25230	0.86	1.00	0.86	0.57
sy-15-1-49-A-4	55320	8385	33539	49124	9426	8055	45735	0.00	20123	0.89	1.04	0.68	0.44
sy-15-1-49-N-5	55320	8393	25180	49124	9426	8055	47068	0.00	15108	0.89	1.04	0.51	0.32
sy-15-1-40-J-1	49920	3026	45395	46407	6868	6255	30261	0.20	30869	0.44	0.48	0.98	1.02
sy-15-1-40-J-2	49920	5065	45584	46407	6868	6255	34040	0.00	27351	0.74	0.81	0.98	0.80
sy-15-1-40-J-3	49920	5804	38885	46407	6868	6255	36938	0.00	23331	0.85	0.93	0.84	0.63
sy-15-1-40-J-4	49920	5984	29920	46407	6868	6255	39080	0.00	17952	0.87	0.96	0.64	0.46
sy-15-1-40-J-5	49920	6016	22861	46407	6868	6255	40591	0.00	13717	0.88	0.96	0.49	0.34
sy-15-1-40-A-1	49920	3023	45351	46407	6868	6255	30261	0.20	30839	0.44	0.48	0.98	1.02
sy-15-1-40-A-2	49920	5066	45596	46407	6868	6255	34040	0.00	27358	0.74	0.81	0.98	0.80
sy-15-1-40-A-3	49920	5802	38874	46407	6868	6255	36938	0.00	23324	0.84	0.93	0.84	0.63
sy-15-1-40-A-4	49920	5982	29909	46407	6868	6255	39080	0.00	17946	0.87	0.96	0.64	0.46
sy-15-1-40-A-5	49920	6013	22850	46407	6868	6255	40591	0.00	13710	0.88	0.96	0.49	0.34
sy-15-2-49-J-1	55320	2987	47786	49124	6631	6633	33483	0.25	33450	0.45	0.45	0.97	1.00
sy-15-2-49-J-2	55320	4681	46806	49124	6631	6633	37040	0.00	28084	0.71	0.71	0.95	0.76
sy-15-2-49-J-3	55320	6169	45653	49124	6631	6633	41201	0.00	27392	0.93	0.93	0.93	0.66
sy-15-2-49-N-4	55320	6671	40028	49124	6631	6633	43068	0.00	24017	1.01	1.01	0.81	0.56
sy-15-2-49-A-1	55320	2831	45294	49124	6631	6633	33483	0.25	31706	0.43	0.43	0.92	0.95
sy-15-2-49-A-2	55320	4700	47003	49124	6631	6633	37040	0.00	28202	0.71	0.71	0.96	0.76
sy-15-2-49-A-3	55320	6166	45631	49124	6631	6633	41201	0.00	27379	0.93	0.93	0.93	0.66
sy-15-2-49-N-4	55320	6671	40028	49124	6631	6633	43068	0.00	24017	1.01	1.01	0.81	0.56
sy-15-2-40-J-1	49920	2330	46600	46407	5013	5136	35930	0.63	39610	0.46	0.45	1.00	1.10
sy-15-2-40-J-2	49920	3432	44621	46407	5013	5136	30261	0.08	28145	0.68	0.67	0.96	0.93
sy-15-2-40-J-3	49920	4715	43847	46407	5013	5136	33662	0.00	26308	0.94	0.92	0.94	0.78
sy-15-2-40-J-4	49920	4999	34992	46407	5013	5136	36560	0.00	20995	1.00	0.97	0.75	0.57
sy-15-2-40-N-5	49920	5036	30217	46407	5013	5136	37820	0.00	18130	1.00	0.98	0.65	0.48
sy-15-2-40-A-1	49920	2329	46584	46407	5013	5136	35930	0.63	39596	0.46	0.45	1.00	1.10
sy-15-2-40-A-2	49920	3431	44602	46407	5013	5136	30261	0.08	28133	0.68	0.67	0.96	0.93
sy-15-2-40-A-3	49920	4715	43846	46407	5013	5136	33662	0.00	26307	0.94	0.92	0.94	0.78
sy-15-2-40-A-4	49920	4998	34989	46407	5013	5136	36560	0.00	20994	1.00	0.97	0.75	0.57
sy-15-2-40-N-5	49920	5036	30217	46407	5013	5136	37820	0.00	18130	1.00	0.98	0.65	0.48
sy-15-3-49-J-1	55320	2336	46716	49124	5330	5630	36151	0.48	36906	0.44	0.41	0.95	1.02
sy-15-3-49-J-2	55320	3563	44536	49124	5330	5630	33483	0.04	27434	0.67	0.63	0.91	0.82
sy-15-3-49-N-3	55320	5145	46304	49124	5330	5630	38818	0.00	27783	0.97	0.91	0.94	0.72
sy-15-3-49-A-1	55320	2302	46031	49124	5330	5630	36151	0.48	36365	0.43	0.41	0.94	1.01
sy-15-3-49-A-2	55320	3606	45074	49124	5330	5630	33483	0.04	27765	0.68	0.64	0.92	0.83
sy-15-3-49-N-3	55320	5145	46304	49124	5330	5630	38818	0.00	27783	0.97	0.91	0.94	0.72
sy-15-3-40-J-1	49920	1929	46300	46407	4186	4503	37820	0.75	41670	0.46	0.43	1.00	1.10
sy-15-3-40-J-2	49920	3078	46165	46407	4186	4503	30261	0.20	31392	0.74	0.68	0.99	1.04
sy-15-3-40-J-3	49920	4093	45024	46407	4186	4503	31520	0.00	27015	0.98	0.91	0.97	0.86
sy-15-3-40-N-4	49920	4575	41179	46407	4186	4503	34040	0.00	24707	1.09	1.02	0.89	0.73
sy-15-3-40-A-1	49920	1929	46301	46407	4186	4503	37820	0.75	41671	0.46	0.43	1.00	1.10
sy-15-3-40-A-2	49920	3078	46169	46407	4186	4503	30261	0.20	31395	0.74	0.68	0.99	1.04
sy-15-3-40-A-3	49920	4094	45029	46407	4186	4503	31520	0.00	27017	0.98	0.91	0.97	0.86
sy-15-3-40-N-4	49920	4575	41179	46407	4186	4503	34040	0.00	24707	1.09	1.02	0.89	0.73



表 4.2.1 解析結果一覧(2軸対称桁)

供試体名	塑性 モーメント M <sub>p</sub> kN・m	せん断 耐荷力 V <sub>u</sub> kN	曲げ 耐荷力 M <sub>u</sub> kN・m	公称曲げ モーメント M <sub>n</sub> kN・m	公称せん断 強度 V <sub>n</sub> kN	せん断強度 (前田ら) V <sub>n,MAEDA</sub> kN	曲げ強度 (三上) M <sub>n,MIKAMI</sub> kN・m	β	換算 モーメント M <sub>0</sub> kN・m	V <sub>u</sub> /V <sub>n</sub>	V <sub>u</sub> /V <sub>n,MAEDA</sub>	M <sub>u</sub> /M <sub>n</sub>	M <sub>0</sub> /M <sub>n,MIKAMI</sub>
sy-18-1-49-J-1	46053	2901	34807	39555	7381	6036	26222	0.00	20884	0.39	0.48	0.88	0.80
sy-18-1-49-J-2	46053	5523	40317	39555	7381	6036	33080	0.00	24190	0.75	0.92	1.02	0.73
sy-18-1-49-J-3	46053	6482	34357	39555	7381	6036	35517	0.00	20614	0.88	1.07	0.87	0.58
sy-18-1-49-J-4	46053	6653	27278	39555	7381	6036	36979	0.00	16367	0.90	1.10	0.69	0.44
sy-18-1-49-N-5	46053	6430	19290	39555	7381	6036	38319	0.00	11574	0.87	1.07	0.49	0.30
sy-18-1-49-A-1	46053	2917	35004	39555	7381	6036	26222	0.00	21003	0.40	0.48	0.88	0.80
sy-18-1-49-A-2	46053	5534	40399	39555	7381	6036	33080	0.00	24240	0.75	0.92	1.02	0.73
sy-18-1-49-A-3	46053	6486	34373	39555	7381	6036	35517	0.00	20624	0.88	1.07	0.87	0.58
sy-18-1-49-A-4	46053	6658	27299	39555	7381	6036	36979	0.00	16379	0.90	1.10	0.69	0.44
sy-18-1-49-N-5	46053	6430	19290	39555	7381	6036	38319	0.00	11574	0.87	1.07	0.49	0.30
sy-18-1-40-J-1	41553	2416	37445	37368	5250	4533	27274	0.42	28748	0.46	0.53	1.00	1.05
sy-18-1-40-J-2	41553	3823	36318	37368	5250	4533	26699	0.00	21791	0.73	0.84	0.97	0.82
sy-18-1-40-J-3	41553	4547	32284	37368	5250	4533	29461	0.00	19370	0.87	1.00	0.86	0.66
sy-18-1-40-J-4	41553	4697	25831	37368	5250	4533	31302	0.00	15498	0.89	1.04	0.69	0.50
sy-18-1-40-J-5	41553	4732	18928	37368	5250	4533	33028	0.00	11357	0.90	1.04	0.51	0.34
sy-18-1-40-A-1	41553	2417	37469	37368	5250	4533	27274	0.42	28767	0.46	0.53	1.00	1.05
sy-18-1-40-A-2	41553	3824	36323	37368	5250	4533	26699	0.00	21794	0.73	0.84	0.97	0.82
sy-18-1-40-A-3	41553	4547	32282	37368	5250	4533	29461	0.00	19369	0.87	1.00	0.86	0.66
sy-18-1-40-A-4	41553	4696	25829	37368	5250	4533	31302	0.00	15497	0.89	1.04	0.69	0.50
sy-18-1-40-A-5	41553	4732	18926	37368	5250	4533	33028	0.00	11356	0.90	1.04	0.51	0.34
sy-18-2-49-J-1	46053	2167	36835	39555	5055	4957	27847	0.35	27301	0.43	0.44	0.93	0.98
sy-18-2-49-J-2	46053	3339	35057	39555	5055	4957	28659	0.00	21034	0.66	0.67	0.89	0.73
sy-18-2-49-J-3	46053	4801	37448	39555	5055	4957	32471	0.00	22469	0.95	0.97	0.95	0.69
sy-18-2-49-N-4	46053	5079	30472	39555	5055	4957	34664	0.00	18283	1.00	1.02	0.77	0.53
sy-18-2-49-A-1	46053	2080	35361	39555	5055	4957	27847	0.35	26209	0.41	0.42	0.89	0.94
sy-18-2-49-A-2	46053	3493	36679	39555	5055	4957	28659	0.00	22007	0.69	0.70	0.93	0.77
sy-18-2-49-A-3	46053	4483	34964	39555	5055	4957	32471	0.00	20978	0.89	0.90	0.88	0.65
sy-18-2-49-N-4	46053	5079	30472	39555	5055	4957	34664	0.00	18283	1.00	1.02	0.77	0.53
sy-18-2-40-J-1	41553	1726	37976	37368	3708	3733	31302	0.75	34178	0.47	0.46	1.02	1.09
sy-18-2-40-J-2	41553	2661	35920	37368	3708	3733	24397	0.15	23681	0.72	0.71	0.96	0.97
sy-18-2-40-J-3	41553	3556	35556	37368	3708	3733	26124	0.00	21334	0.96	0.95	0.95	0.82
sy-18-2-40-J-4	41553	3786	29532	37368	3708	3733	28655	0.00	17719	1.02	1.01	0.79	0.62
sy-18-2-40-N-5	41553	3800	22801	37368	3708	3733	30727	0.00	13681	1.02	1.02	0.61	0.45
sy-18-2-40-A-1	41553	1722	37875	37368	3708	3733	31302	0.75	34088	0.46	0.46	1.01	1.09
sy-18-2-40-A-2	41553	2680	36176	37368	3708	3733	24397	0.15	23850	0.72	0.72	0.97	0.98
sy-18-2-40-A-3	41553	3382	33823	37368	3708	3733	26124	0.00	20294	0.91	0.91	0.91	0.78
sy-18-2-40-A-4	41553	3785	29525	37368	3708	3733	28655	0.00	17715	1.02	1.01	0.79	0.62
sy-18-2-40-N-5	41553	3800	22801	37368	3708	3733	30727	0.00	13681	1.02	1.02	0.61	0.45
sy-18-3-49-J-1	46053	1803	39656	39555	3946	4101	33446	0.68	34609	0.46	0.44	1.00	1.03
sy-18-3-49-J-2	46053	2621	35377	39555	3946	4101	27035	0.15	23323	0.66	0.64	0.89	0.86
sy-18-3-49-J-3	46053	3470	34699	39555	3946	4101	29471	0.00	20820	0.88	0.85	0.88	0.71
sy-18-3-49-N-4	46053	3653	32874	39555	3946	4101	31010	0.00	19724	0.93	0.89	0.83	0.64
sy-18-3-49-A-1	46053	1797	39525	39555	3946	4101	33446	0.68	34494	0.46	0.44	1.00	1.03
sy-18-3-49-A-2	46053	2613	35271	39555	3946	4101	27035	0.15	23253	0.66	0.64	0.89	0.86
sy-18-3-49-A-3	46053	3335	33346	39555	3946	4101	29471	0.00	20008	0.85	0.81	0.84	0.68
sy-18-3-49-N-4	46053	3653	32874	39555	3946	4101	31010	0.00	19724	0.93	0.89	0.83	0.64
sy-18-3-40-J-1	41553	1407	37988	37368	2993	3181	32453	0.83	35456	0.47	0.44	1.02	1.09
sy-18-3-40-J-2	41553	2296	37882	37368	2993	3181	28425	0.52	30536	0.77	0.72	1.01	1.07
sy-18-3-40-J-3	41553	2613	32667	37368	2993	3181	23822	0.04	20123	0.87	0.82	0.87	0.84
sy-18-3-40-N-4	41553	3353	30179	37368	2993	3181	27274	0.00	18107	1.12	1.05	0.81	0.66
sy-18-3-40-A-1	41553	1410	38066	37368	2993	3181	32453	0.83	35528	0.47	0.44	1.02	1.09
sy-18-3-40-A-2	41553	2304	38022	37368	2993	3181	28425	0.52	30648	0.77	0.72	1.02	1.08
sy-18-3-40-A-3	41553	2619	32740	37368	2993	3181	23822	0.04	20168	0.88	0.82	0.88	0.85
sy-18-3-40-N-4	41553	3353	30179	37368	2993	3181	27274	0.00	18107	1.12	1.05	0.81	0.66

第3編 鋼桁のせん断強度と曲げとせん断の相関

表 4.2.1 解析結果一覧(2 軸対称桁)

供試体名	塑性 モーメント $M_p$ kN·m	せん断 耐荷力 $V_u$ kN	曲げ 耐荷力 $M_u$ kN·m	公称曲げ モーメント $M_n$ kN·m	公称せん断 強度 $V_n$ kN	せん断強度 (前田ら) $V_{n,MAEDA}$ kN	曲げ強度 (三上) $M_{n,MIKAMI}$ kN·m	$\beta$	換算 モーメント $M_0$ kN·m	$V_u/V_n$	$V_u/V_{n,MAEDA}$	$M_u/M_n$	$M_0/M_{n,MIKAMI}$
sy-12.5-1-49-J-1	66506	5235	57588	60642	12293	11108				0.43	0.47	0.95	
sy-12.5-1-49-J-2	66506	8269	53751	60642	12293	11108				0.67	0.74	0.89	
sy-12.5-1-49-J-3	66506	9135	44762	60642	12293	11108				0.74	0.82	0.74	
sy-12.5-1-49-J-4	66506	9831	36376	60642	12293	11108				0.80	0.89	0.60	
sy-12.5-1-49-N-5	66506	9895	29686	60642	12293	11108				0.80	0.89	0.49	
sy-12.5-1-49-A-1	66506	5222	57437	60642	12293	11108	44373	0.00	34462	0.42	0.47	0.95	0.78
sy-12.5-1-49-A-2	66506	8273	53775	60642	12293	11108	52397	0.00	32265	0.67	0.74	0.89	0.62
sy-12.5-1-49-A-3	66506	9132	44745	60642	12293	11108	54734	0.00	26847	0.74	0.82	0.74	0.49
sy-12.5-1-49-A-4	66506	9825	36353	60642	12293	11108	56486	0.00	21812	0.80	0.88	0.60	0.39
sy-12.5-1-49-N-5	66506	9895	29686	60642	12293	11108	57509	0.00	17812	0.80	0.89	0.49	0.31
sy-12.5-1-40-J-1	60026	3757	52592	57290	9117	8948				0.41	0.42	0.92	
sy-12.5-1-40-J-2	60026	6466	54313	57290	9117	8948				0.71	0.72	0.95	
sy-12.5-1-40-J-3	60026	7164	45131	57290	9117	8948				0.79	0.80	0.79	
sy-12.5-1-40-J-4	60026	7271	34175	57290	9117	8948				0.80	0.81	0.60	
sy-12.5-1-40-J-5	60026	7499	26247	57290	9117	8948				0.82	0.84	0.46	
sy-12.5-1-40-A-1	60026	3752	52522	57290	9117	8948	37908	0.14	34515	0.41	0.42	0.92	0.91
sy-12.5-1-40-A-2	60026	6470	54350	57290	9117	8948	42876	0.00	32610	0.71	0.72	0.95	0.76
sy-12.5-1-40-A-3	60026	7158	45098	57290	9117	8948	45773	0.00	27059	0.79	0.80	0.79	0.59
sy-12.5-1-40-A-4	60026	7263	34136	57290	9117	8948	47981	0.00	20481	0.80	0.81	0.60	0.43
sy-12.5-1-40-A-5	60026	7490	26216	57290	9117	8948	49637	0.00	15730	0.82	0.84	0.46	0.32
sy-12.5-2-49-J-1	66506	3145	47172	60642	8931	9128				0.35	0.34	0.78	
sy-12.5-2-49-J-2	66506	6507	58563	60642	8931	9128				0.73	0.71	0.97	
sy-12.5-2-49-J-3	66506	7689	52282	60642	8931	9128				0.86	0.84	0.86	
sy-12.5-2-49-N-4	66506	7864	47184	60642	8931	9128				0.88	0.86	0.78	
sy-12.5-2-49-A-1	66506	3482	52225	60642	8931	9128	42426	0.20	35513	0.39	0.38	0.86	0.84
sy-12.5-2-49-A-2	66506	6937	62429	60642	8931	9128	48267	0.00	37457	0.78	0.76	1.03	0.78
sy-12.5-2-49-A-3	66506	8781	59707	60642	8931	9128	51958	0.00	35824	0.98	0.96	0.98	0.69
sy-12.5-2-49-N-4	66506	7864	47184	60642	8931	9128	53127	0.00	28310	0.88	0.86	0.78	0.53
sy-12.5-2-40-J-1	60026	2416	43480	57290	6990	7250				0.35	0.33	0.76	
sy-12.5-2-40-J-2	60026	5326	57525	57290	6990	7250				0.76	0.73	1.00	
sy-12.5-2-40-J-3	60026	6837	56062	57290	6990	7250				0.98	0.94	0.98	
sy-12.5-2-40-N-4	60026	7511	45064	57290	6990	7250				1.07	1.04	0.79	
sy-12.5-2-40-A-1	60026	2413	43442	57290	6990	7250	38598	0.36	32340	0.35	0.33	0.76	0.84
sy-12.5-2-40-A-2	60026	5326	57526	57290	6990	7250	39564	0.00	34515	0.76	0.73	1.00	0.87
sy-12.5-2-40-A-3	60026	6838	56075	57290	6990	7250	43152	0.00	33645	0.98	0.94	0.98	0.78
sy-12.5-2-40-N-4	60026	7511	45064	57290	6990	7250	46187	0.00	27038	1.07	1.04	0.79	0.59
sy-12.5-3-49-J-1	66506	2374	42738	60642	7424	7973				0.32	0.30	0.70	
sy-12.5-3-49-J-2	66506	5749	62087	60642	7424	7973				0.77	0.72	1.02	
sy-12.5-3-49-N-3	66506	6880	61921	60642	7424	7973				0.93	0.86	1.02	
sy-12.5-3-49-A-1	66506	2371	42680	60642	7424	7973	42426	0.33	31299	0.32	0.30	0.70	0.74
sy-12.5-3-49-A-2	66506	5749	62087	60642	7424	7973	44762	0.00	37252	0.77	0.72	1.02	0.83
sy-12.5-3-49-N-3	66506	6880	61921	60642	7424	7973	48267	0.00	37153	0.93	0.86	1.02	0.77
sy-12.5-3-40-J-1	60026	2699	56688	57290	6052	6547				0.45	0.41	0.99	
sy-12.5-3-40-J-2	60026	4617	57714	57290	6052	6547				0.76	0.71	1.01	
sy-12.5-3-40-J-3	60026	6066	57623	57290	6052	6547				1.00	0.93	1.01	
sy-12.5-3-40-N-4	60026	6290	56614	57290	6052	6547				1.04	0.96	0.99	
sy-12.5-3-40-A-1	60026	2705	56795	57290	6052	6547	42048	0.57	47058	0.45	0.41	0.99	1.12
sy-12.5-3-40-A-2	60026	4646	58079	57290	6052	6547	37908	0.04	35777	0.77	0.71	1.01	0.94
sy-12.5-3-40-A-3	60026	6072	57684	57290	6052	6547	41358	0.00	34610	1.00	0.93	1.01	0.84
sy-12.5-3-40-N-4	60026	6290	56614	57290	6052	6547	42048	0.00	33968	1.04	0.96	0.99	0.81

表 4.2.2 解析結果一覧(1 軸対称桁)

供試体名	塑性 モーメント $M_p$ kN·m	せん断 耐荷力 $V_u$ kN	曲げ 耐荷力 $M_u$ kN·m	公称せん断 強度 $V_n$ kN	公称曲げ モーメント $M_n$ kN·m	せん断強度 (前田ら) $V_{n,MAEDA}$ kN	曲げ強度 (三上) $M_{n,MKAMI}$ kN·m	$\beta$	換算 モーメント $M_0$ kN·m	$V_u/V_n$	$V_u/V_{n,MAEDA}$	$M_u/M_n$	$M_u/M_{n,MKAMI}$
asy-15-1-49-J-1	84285	4969	64598	11529	66604	10276	47646	0.08	40747	0.43	0.48	0.97	0.86
asy-15-1-49-J-2	84285	8547	65810	11529	66604	10276	54230	0.00	39486	0.74	0.83	0.99	0.73
asy-15-1-49-J-3	84285	9597	55665	11529	66604	10276	57139	0.00	33399	0.83	0.93	0.84	0.58
asy-15-1-49-J-4	84285	10138	43593	11529	66604	10276	59436	0.00	26156	0.88	0.99	0.65	0.44
asy-15-1-49-N-5	84285	10331	30992	11529	66604	10276	61426	0.00	18595	0.90	1.01	0.47	0.30
asy-15-1-49-A-1	84285	4957	64446	11529	66604	10276	47646	0.08	40651	0.43	0.48	0.97	0.85
asy-15-1-49-A-2	84285	8548	65821	11529	66604	10276	54230	0.00	39492	0.74	0.83	0.99	0.73
asy-15-1-49-A-3	84285	9596	55657	11529	66604	10276	57139	0.00	33394	0.83	0.93	0.84	0.58
asy-15-1-49-A-4	84285	10135	43581	11529	66604	10276	59436	0.00	26149	0.88	0.99	0.65	0.44
asy-15-1-49-N-5	84285	10331	30992	11529	66604	10276	61426	0.00	18595	0.90	1.01	0.47	0.30
asy-15-1-40-J-1	70421	3649	58378	8283	59600	7853	39256	0.25	40865	0.44	0.46	0.98	1.04
asy-15-1-40-J-2	70421	6006	57059	8283	59600	7853	42801	0.00	34235	0.73	0.76	0.96	0.80
asy-15-1-40-J-3	70421	6714	48343	8283	59600	7853	46062	0.00	29006	0.81	0.85	0.81	0.63
asy-15-1-40-J-4	70421	6968	37627	8283	59600	7853	48615	0.00	22576	0.84	0.89	0.63	0.46
asy-15-1-40-J-5	70421	7223	27447	8283	59600	7853	50883	0.00	16468	0.87	0.92	0.46	0.32
asy-15-1-40-A-1	70421	3647	58345	8283	59600	7853	39256	0.25	40841	0.44	0.46	0.98	1.04
asy-15-1-40-A-2	70421	6006	57055	8283	59600	7853	42801	0.00	34233	0.73	0.76	0.96	0.80
asy-15-1-40-A-3	70421	6711	48322	8283	59600	7853	46062	0.00	28993	0.81	0.85	0.81	0.63
asy-15-1-40-A-4	70421	6966	37618	8283	59600	7853	48615	0.00	22571	0.84	0.89	0.63	0.46
asy-15-1-40-A-5	70421	7216	27422	8283	59600	7853	50883	0.00	16453	0.87	0.92	0.46	0.32
asy-15-2-49-J-1	84285	3567	64211	8310	66604	8454	47646	0.33	47088	0.43	0.42	0.96	0.99
asy-15-2-49-J-2	84285	6039	64009	8310	66604	8454	49790	0.00	38406	0.73	0.71	0.96	0.77
asy-15-2-49-J-3	84285	7772	62175	8310	66604	8454	53771	0.00	37305	0.94	0.92	0.93	0.69
asy-15-2-49-N-4	84285	8415	50491	8310	66604	8454	56833	0.00	30294	1.01	1.00	0.76	0.53
asy-15-2-49-A-1	84285	3556	64017	8310	66604	8454	47646	0.33	46946	0.43	0.42	0.96	0.99
asy-15-2-49-A-2	84285	6038	64001	8310	66604	8454	49790	0.00	38400	0.73	0.71	0.96	0.77
asy-15-2-49-A-3	84285	7773	62182	8310	66604	8454	53771	0.00	37309	0.94	0.92	0.93	0.69
asy-15-2-49-N-4	84285	8415	50491	8310	66604	8454	56833	0.00	30294	1.01	1.00	0.76	0.53
asy-15-2-40-J-1	70421	2834	59523	6191	59600	6404	42801	0.55	48753	0.46	0.44	1.00	1.14
asy-15-2-40-J-2	70421	4546	59094	6191	59600	6404	39256	0.08	37274	0.73	0.71	0.99	0.95
asy-15-2-40-J-3	70421	5606	53820	6191	59600	6404	42659	0.00	32292	0.91	0.88	0.90	0.76
asy-15-2-40-J-4	70421	5929	42689	6191	59600	6404	46062	0.00	25614	0.96	0.93	0.72	0.56
asy-15-2-40-N-5	70421	6137	36822	6191	59600	6404	47764	0.00	22093	0.99	0.96	0.62	0.46
asy-15-2-40-A-1	70421	2835	59543	6191	59600	6404	42801	0.55	48769	0.46	0.44	1.00	1.14
asy-15-2-40-A-2	70421	4543	59061	6191	59600	6404	39256	0.08	37254	0.73	0.71	0.99	0.95
asy-15-2-40-A-3	70421	5606	53813	6191	59600	6404	42659	0.00	32288	0.91	0.88	0.90	0.76
asy-15-2-40-A-4	70421	5928	42684	6191	59600	6404	46062	0.00	25611	0.96	0.93	0.72	0.56
asy-15-2-40-N-5	70421	6137	36822	6191	59600	6404	47764	0.00	22093	0.99	0.96	0.62	0.46
asy-15-3-49-J-1	84285	2949	61924	6852	66604	7334	47646	0.43	47770	0.43	0.40	0.93	1.00
asy-15-3-49-J-2	84285	4879	63432	6852	66604	7334	47646	0.08	40011	0.71	0.67	0.95	0.84
asy-15-3-49-J-3	84285	6723	65215	6852	66604	7334	51168	0.00	39129	0.98	0.92	0.98	0.76
asy-15-3-49-N-4	84285	7115	64035	6852	66604	7334	52240	0.00	38421	1.04	0.97	0.96	0.74
asy-15-3-49-A-1	84285	2949	61919	6852	66604	7334	47646	0.43	47766	0.43	0.40	0.93	1.00
asy-15-3-49-A-2	84285	4879	63426	6852	66604	7334	47646	0.08	40007	0.71	0.67	0.95	0.84
asy-15-3-49-A-3	84285	6722	65203	6852	66604	7334	51168	0.00	39122	0.98	0.92	0.98	0.76
asy-15-3-49-N-4	84285	7115	64035	6852	66604	7334	52240	0.00	38421	1.04	0.97	0.96	0.74
asy-15-3-40-J-1	70421	2365	59131	5292	59600	5723	45637	0.70	52035	0.45	0.41	0.99	1.14
asy-15-3-40-J-2	70421	3944	59159	5292	59600	5723	39256	0.20	40228	0.75	0.69	0.99	1.02
asy-15-3-40-J-3	70421	5210	58870	5292	59600	5723	40249	0.00	35322	0.98	0.91	0.99	0.88
asy-15-3-40-N-4	70421	5613	50516	5292	59600	5723	43510	0.00	30310	1.06	0.98	0.85	0.70
asy-15-3-40-A-1	70421	2365	59136	5292	59600	5723	45637	0.70	52040	0.45	0.41	0.99	1.14
asy-15-3-40-A-2	70421	3958	59369	5292	59600	5723	39256	0.20	40371	0.75	0.69	1.00	1.03
asy-15-3-40-A-3	70421	5222	59011	5292	59600	5723	40249	0.00	35407	0.99	0.91	0.99	0.88
asy-15-3-40-N-4	70421	5613	50516	5292	59600	5723	43510	0.00	30310	1.06	0.98	0.85	0.70

表 4.2.2 解析結果一覧(1軸対称桁)

供試体名	塑性 モーメント $M_p$ kN·m	せん断 耐力 $V_u$ kN	曲げ 耐力 $M_u$ kN·m	公称せん断 強度 $V_n$ kN	公称曲げ モーメント $M_n$ kN·m	せん断強度 (前田ら) $V_{n\_MAEDA}$ kN	曲げ強度 (三上) $M_{n\_MIKAMI}$ kN·m	$\beta$	換算 モーメント $M_0$ kN·m	$V_u/V_n$	$V_u/V_{n\_MAEDA}$	$M_u/M_n$	$M_0/M_{n\_MIKAMI}$
asy-18-1-49-J-1	72226	3948	53297	9100	55424	7722	29783	0.11	34347	0.43	0.51	0.96	1.15
asy-18-1-49-J-2	72226	6722	54445	9100	55424	7722	35337	0.00	32667	0.74	0.87	0.98	0.92
asy-18-1-49-J-3	72226	7916	48289	9100	55424	7722	38185	0.00	28973	0.87	1.03	0.87	0.76
asy-18-1-49-J-4	72226	8267	37201	9100	55424	7722	40464	0.00	22321	0.91	1.07	0.67	0.55
asy-18-1-49-N-5	72226	8225	24675	9100	55424	7722	42600	0.00	14805	0.90	1.07	0.45	0.35
asy-18-1-49-A-1	72226	3943	53234	9100	55424	7722	29783	0.11	34307	0.43	0.51	0.96	1.15
asy-18-1-49-A-2	72226	6724	54464	9100	55424	7722	35337	0.00	32678	0.74	0.87	0.98	0.92
asy-18-1-49-A-3	72226	7915	48283	9100	55424	7722	38185	0.00	28970	0.87	1.02	0.87	0.76
asy-18-1-49-A-4	72226	8265	37193	9100	55424	7722	40464	0.00	22316	0.91	1.07	0.67	0.55
asy-18-1-49-N-5	72226	8225	24675	9100	55424	7722	42600	0.00	14805	0.90	1.07	0.45	0.35
asy-18-1-40-J-1	58782	2715	47520	6105	48186	5422	33554	0.40	36115	0.44	0.50	0.99	1.08
asy-18-1-40-J-2	58782	4376	45950	6105	48186	5422	33554	0.00	27570	0.72	0.81	0.95	0.82
asy-18-1-40-J-3	58782	5173	40865	6105	48186	5422	36918	0.00	24519	0.85	0.95	0.85	0.66
asy-18-1-40-J-4	58782	5377	31725	6105	48186	5422	39505	0.00	19035	0.88	0.99	0.66	0.48
asy-18-1-40-J-5	58782	5460	21839	6105	48186	5422	41962	0.00	13103	0.89	1.01	0.45	0.31
asy-18-1-40-A-1	58782	2713	47477	6105	48186	5422	33554	0.40	36083	0.44	0.50	0.99	1.08
asy-18-1-40-A-2	58782	4376	45950	6105	48186	5422	33554	0.00	27570	0.72	0.81	0.95	0.82
asy-18-1-40-A-3	58782	5171	40851	6105	48186	5422	36918	0.00	24511	0.85	0.95	0.85	0.66
asy-18-1-40-A-4	58782	5377	31725	6105	48186	5422	39505	0.00	19035	0.88	0.99	0.66	0.48
asy-18-1-40-A-5	58782	5458	21830	6105	48186	5422	41962	0.00	13098	0.89	1.01	0.45	0.31
asy-18-2-49-J-1	72226	2606	50819	6376	55424	6358	29783	0.38	38309	0.41	0.41	0.92	1.29
asy-18-2-49-J-2	72226	4660	53585	6376	55424	6358	30495	0.00	32151	0.73	0.73	0.97	1.05
asy-18-2-49-J-3	72226	5826	50686	6376	55424	6358	34483	0.00	30411	0.91	0.92	0.91	0.88
asy-18-2-49-J-4	72226	6531	42453	6376	55424	6358	37616	0.00	25472	1.02	1.03	0.77	0.68
asy-18-2-49-N-5	72226	6562	39375	6376	55424	6358	38328	0.00	23625	1.03	1.03	0.71	0.62
asy-18-2-49-A-1	72226	2725	53138	6376	55424	6358	29783	0.38	40058	0.43	0.43	0.96	1.34
asy-18-2-49-A-2	72226	4354	50065	6376	55424	6358	30495	0.00	30039	0.68	0.68	0.90	0.99
asy-18-2-49-A-3	72226	5777	50256	6376	55424	6358	34483	0.00	30153	0.91	0.91	0.91	0.87
asy-18-2-49-A-4	72226	6533	42464	6376	55424	6358	37616	0.00	25479	1.02	1.03	0.77	0.68
asy-18-2-49-N-5	72226	6562	39375	6376	55424	6358	38328	0.00	23625	1.03	1.03	0.71	0.62
asy-18-2-40-J-1	58782	2046	49108	4391	48186	4461	38729	0.73	43788	0.47	0.46	1.02	1.13
asy-18-2-40-J-2	58782	3222	46721	4391	48186	4461	31614	0.17	31255	0.73	0.72	0.97	0.99
asy-18-2-40-J-3	58782	3970	43666	4391	48186	4461	32908	0.00	26199	0.90	0.89	0.91	0.80
asy-18-2-40-J-4	58782	4383	35939	4391	48186	4461	36530	0.00	21564	1.00	0.98	0.75	0.59
asy-18-2-40-N-5	58782	4502	27012	4391	48186	4461	39375	0.00	16207	1.03	1.01	0.56	0.41
asy-18-2-40-A-1	58782	2018	48428	4391	48186	4461	38729	0.73	43181	0.46	0.45	1.01	1.11
asy-18-2-40-A-2	58782	3221	46710	4391	48186	4461	31614	0.17	31247	0.73	0.72	0.97	0.99
asy-18-2-40-A-3	58782	3970	43665	4391	48186	4461	32908	0.00	26199	0.90	0.89	0.91	0.80
asy-18-2-40-A-4	58782	4383	35945	4391	48186	4461	36530	0.00	21567	1.00	0.98	0.75	0.59
asy-18-2-40-N-5	58782	4502	27012	4391	48186	4461	39375	0.00	16207	1.03	1.01	0.56	0.41
asy-18-3-49-J-1	72226	2279	54707	5103	55424	5376	34056	0.63	46501	0.45	0.42	0.99	1.37
asy-18-3-49-J-2	72226	3654	52980	5103	55424	5376	29783	0.17	35442	0.72	0.68	0.96	1.19
asy-18-3-49-J-3	72226	4689	51105	5103	55424	5376	31350	0.00	30663	0.92	0.87	0.92	0.98
asy-18-3-49-N-4	72226	5414	48726	5103	55424	5376	34056	0.00	29236	1.06	1.01	0.88	0.86
asy-18-3-49-A-1	72226	2308	55381	5103	55424	5376	34056	0.63	47073	0.45	0.43	1.00	1.38
asy-18-3-49-A-2	72226	3663	53106	5103	55424	5376	29783	0.17	35526	0.72	0.68	0.96	1.19
asy-18-3-49-A-3	72226	4661	50803	5103	55424	5376	31350	0.00	30482	0.91	0.87	0.92	0.97
asy-18-3-49-N-4	72226	5414	48726	5103	55424	5376	34056	0.00	29236	1.06	1.01	0.88	0.86
asy-18-3-40-J-1	58782	1607	48218	3613	48186	3863	40022	0.82	44682	0.44	0.42	1.00	1.12
asy-18-3-40-J-2	58782	2657	47821	3613	48186	3863	34201	0.44	37194	0.74	0.69	0.99	1.09
asy-18-3-40-J-3	58782	3458	46335	3613	48186	3863	31614	0.10	29738	0.96	0.90	0.96	0.94
asy-18-3-40-J-4	58782	4005	40049	3613	48186	3863	34201	0.00	24029	1.11	1.04	0.83	0.70
asy-18-3-40-N-5	58782	4079	36707	3613	48186	3863	35495	0.00	22024	1.13	1.06	0.76	0.62
asy-18-3-40-A-1	58782	1609	48264	3613	48186	3863	40022	0.82	44725	0.45	0.42	1.00	1.12
asy-18-3-40-A-2	58782	2657	47826	3613	48186	3863	34201	0.44	37198	0.74	0.69	0.99	1.09
asy-18-3-40-A-3	58782	3458	46331	3613	48186	3863	31614	0.10	29735	0.96	0.90	0.96	0.94
asy-18-3-40-A-4	58782	4006	40058	3613	48186	3863	34201	0.00	24035	1.11	1.04	0.83	0.70
asy-18-3-40-N-5	58782	4079	36707	3613	48186	3863	35495	0.00	22024	1.13	1.06	0.76	0.62

第3編 鋼桁のせん断強度と曲げとせん断の相関

表 4.2.2 解析結果一覧(1 軸対称桁)

供試体名	塑性 モーメント M <sub>p</sub> kN・m	せん断 耐力 V <sub>a</sub> kN	曲げ 耐力 M <sub>n</sub> kN・m	公称せん断 強度 V <sub>n</sub> kN	公称曲げ モーメント M <sub>n</sub> kN・m	せん断強度 (前田ら) V <sub>n,MAEDA</sub> kN	曲げ強度 (三上) M <sub>n,MKAMI</sub> kN・m	β	換算 モーメント M <sub>0</sub> kN・m	V <sub>u</sub> /V <sub>n</sub>	V <sub>u</sub> /V <sub>n,MAEDA</sub>	M <sub>u</sub> /M <sub>n</sub>	M <sub>u</sub> /M <sub>n,MKAMI</sub>
asy-12.5-1-49-J-1	103933	7050	84603	15696	84623	14947				0.45		1.00	
asy-12.5-1-49-J-2	103933	10786	77659	15696	84623	14947				0.69		0.92	
asy-12.5-1-49-J-3	103933	11806	63750	15696	84623	14947				0.75		0.75	
asy-12.5-1-49-J-4	103933	12477	49909	15696	84623	14947				0.79		0.59	
asy-12.5-1-49-N-5	103933	12910	38730	15696	84623	14947				0.82		0.46	
asy-12.5-1-49-J-1	103933	7041	84493	15696	84623	14947	61465	0.00	50696	0.45		1.00	0.82
asy-12.5-1-49-J-2	103933	10785	77654	15696	84623	14947	69719	0.00	46592	0.69		0.92	0.67
asy-12.5-1-49-J-3	103933	11804	63743	15696	84623	14947	72814	0.00	38246	0.75		0.75	0.53
asy-12.5-1-49-J-4	103933	12475	49901	15696	84623	14947	75221	0.00	29941	0.79		0.59	0.40
asy-12.5-1-49-N-5	103933	12910	38730	15696	84623	14947	76941	0.00	23238	0.82		0.46	0.30
asy-12.5-1-40-J-1	82492	4590	68850	10424	71496	11022				0.44		0.96	
asy-12.5-1-40-J-2	82492	7589	68298	10424	71496	11022				0.73		0.96	
asy-12.5-1-40-J-3	82492	8295	56407	10424	71496	11022				0.80		0.79	
asy-12.5-1-40-J-4	82492	8746	44603	10424	71496	11022				0.84		0.62	
asy-12.5-1-40-J-5	82492	8883	33754	10424	71496	11022				0.85		0.47	
asy-12.5-1-40-A-1	82492	4588	68816	10424	71496	11022	47756	0.20	46795	0.44		0.96	0.98
asy-12.5-1-40-A-2	82492	7589	68301	10424	71496	11022	52311	0.00	40981	0.73		0.96	0.78
asy-12.5-1-40-A-3	82492	8294	56398	10424	71496	11022	55652	0.00	33839	0.80		0.79	0.61
asy-12.5-1-40-A-4	82492	8735	44550	10424	71496	11022	58233	0.00	26730	0.84		0.62	0.46
asy-12.5-1-40-A-5	82492	8861	33671	10424	71496	11022	60207	0.00	20203	0.85		0.47	0.34
asy-12.5-2-49-J-1	103933	4921	78736	11764	84623	12175				0.42		0.93	
asy-12.5-2-49-J-2	103933	8881	84366	11764	84623	12175				0.75		1.00	
asy-12.5-2-49-J-3	103933	10779	77611	11764	84623	12175				0.92		0.92	
asy-12.5-2-49-N-4	103933	11360	68157	11764	84623	12175				0.97		0.81	
asy-12.5-2-49-A-1	103933	5434	86949	11764	84623	12175	61465	0.25	60864	0.46		1.03	0.99
asy-12.5-2-49-A-2	103933	9439	89667	11764	84623	12175	65764	0.00	53800	0.80		1.06	0.82
asy-12.5-2-49-A-3	103933	11696	84208	11764	84623	12175	69719	0.00	50525	0.99		1.00	0.72
asy-12.5-2-49-N-4	103933	11360	68157	11764	84623	12175	71782	0.00	40894	0.97		0.81	0.57
asy-12.5-2-40-J-1	82492	3957	73210	8491	71496	8798				0.47		1.02	
asy-12.5-2-40-J-2	82492	6606	73985	8491	71496	8798				0.78		1.03	
asy-12.5-2-40-J-3	82492	7849	65935	8491	71496	8798				0.92		0.92	
asy-12.5-2-40-J-4	82492	8242	51922	8491	71496	8798				0.97		0.73	
asy-12.5-2-40-N-5	82492	8360	50157	8491	71496	8798				0.98		0.70	
asy-12.5-2-40-A-1	82492	3957	73203	8491	71496	8798	47756	0.35	54210	0.47		1.02	1.14
asy-12.5-2-40-A-2	82492	6606	73988	8491	71496	8798	48970	0.00	44393	0.78		1.03	0.91
asy-12.5-2-40-A-3	82492	7848	65927	8491	71496	8798	53222	0.00	39556	0.92		0.92	0.74
asy-12.5-2-40-A-4	82492	8239	51908	8491	71496	8798	56411	0.00	31145	0.97		0.73	0.55
asy-12.5-2-40-N-5	82492	8360	50157	8491	71496	8798	56867	0.00	30094	0.98		0.70	0.53
asy-12.5-3-49-J-1	103933	4568	86790	10079	84623	10902				0.45		1.03	
asy-12.5-3-49-J-2	103933	7918	88682	10079	84623	10902				0.79		1.05	
asy-12.5-3-49-N-3	103933	9629	86665	10079	84623	10902				0.96		1.02	
asy-12.5-3-49-A-1	103933	4567	86779	10079	84623	10902	61465	0.37	64856	0.45		1.03	1.06
asy-12.5-3-49-A-2	103933	7918	88680	10079	84623	10902	62841	0.00	53208	0.79		1.05	0.85
asy-12.5-3-49-N-3	103933	9629	86665	10079	84623	10902	66624	0.00	51999	0.96		1.02	0.78
asy-12.5-3-40-J-1	82492	3535	74229	7496	71496	8071				0.47		1.04	
asy-12.5-3-40-J-2	82492	5816	73865	7496	71496	8071				0.78		1.03	
asy-12.5-3-40-J-3	82492	7453	70806	7496	71496	8071				0.99		0.99	
asy-12.5-3-40-N-4	82492	7743	69688	7496	71496	8071				1.03		0.97	
asy-12.5-3-40-A-1	82492	3535	74227	7496	71496	8071	48515	0.45	57968	0.47		1.04	1.19
asy-12.5-3-40-A-2	82492	5792	73561	7496	71496	8071	47756	0.06	45758	0.77		1.03	0.96
asy-12.5-3-40-A-3	82492	7453	70804	7496	71496	8071	51552	0.00	42482	0.99		0.99	0.82
asy-12.5-3-40-N-4	82492	7743	69688	7496	71496	8071	52311	0.00	41813	1.03		0.97	0.80

表 4.2.3 垂直補剛材厚設計法の違いによる耐荷力比較

a) 2 軸対称桁

	$M_u/M_n$			
	平均値	最大値	最小値	標準偏差
道路橋示方書	0.947	1.019	0.838	0.053
AASHTO	0.942	1.021	0.838	0.055
	$V_u/V_n$			
	平均値	最大値	最小値	標準偏差
道路橋示方書	0.919	1.021	0.871	0.053
AASHTO	0.919	1.021	0.871	0.053

b) 1 軸対称桁

	$M_u/M_n$			
	平均値	最大値	最小値	標準偏差
道路橋示方書	0.961	1.019	0.811	0.048
AASHTO	0.950	1.005	0.811	0.049
	$V_u/V_n$			
	平均値	最大値	最小値	標準偏差
道路橋示方書	0.936	1.109	0.841	0.080
AASHTO	0.936	1.109	0.841	0.080

表 4.2.4 パラメータによる耐荷力比較 (経路 3 は曲げ強度で整理)

a) 2 軸対称桁

	パラメーター	$2D_o/t_w$						$\alpha$						全体						
				125		150		180		1.0		2.0			3.0		$F_{yw}/F_{yf}$			
$M_u/M_n$	最大値	最小値	1.03	0.70	1.00	0.84	1.02	0.84	1.03	0.74	1.03	0.76	1.02	0.70	1.03	0.70	1.02	0.76	1.03	0.70
	標準偏差		0.105		0.045		0.062		0.076		0.064		0.081		0.078		0.070		0.076	
	平均値		<b>0.92</b>		<b>0.95</b>		<b>0.94</b>		<b>0.91</b>		<b>0.94</b>		<b>0.95</b>		<b>0.92</b>		<b>0.95</b>		<b>0.94</b>	
$V_u/V_n$	最大値	最小値	1.07	0.80	1.09	0.87	1.12	0.87	0.90	0.80	1.07	0.88	1.12	0.93	1.01	0.80	1.12	0.80	1.12	0.80
	標準偏差		0.110		0.077		0.079		0.040		0.051		0.097		0.066		0.101		0.094	
	平均値		<b>0.89</b>		<b>0.95</b>		<b>0.96</b>		<b>0.86</b>		<b>1.00</b>		<b>1.02</b>		<b>0.90</b>		<b>0.97</b>		<b>0.94</b>	

b) 1 軸対称桁

	パラメーター	$2D_o/t_w$						$\alpha$						全体						
				125		150		180		1.0		2.0			3.0		$F_{yw}/F_{yf}$			
$M_u/M_n$	最大値	最小値	1.06	0.75	1.00	0.81	1.01	0.85	1.00	0.75	1.06	0.90	1.05	0.92	1.06	0.75	1.04	0.79	1.06	0.75
	標準偏差		0.083		0.052		0.045		0.076		0.049		0.035		0.065		0.062		0.062	
	平均値		<b>0.98</b>		<b>0.95</b>		<b>0.95</b>		<b>0.92</b>		<b>0.97</b>		<b>0.99</b>		<b>0.96</b>		<b>0.96</b>		<b>0.96</b>	
$V_u/V_n$	最大値	最小値	1.03	0.79	1.06	0.84	1.13	0.88	0.91	0.79	1.03	0.96	1.13	1.06	1.06	0.79	1.13	0.84	1.13	0.79
	標準偏差		0.084		0.076		0.084		0.034		0.025		0.029		0.086		0.091		0.089	
	平均値		<b>0.91</b>		<b>0.95</b>		<b>1.00</b>		<b>0.86</b>		<b>1.00</b>		<b>1.10</b>		<b>0.94</b>		<b>0.96</b>		<b>0.96</b>	

次に、各パラメータと無次元化耐荷力との関連を表 4.2.4、表 4.2.5 に示す。表中、各パラメータで分類されたデータでの無次元化耐荷力の最小値、最大値、平均値および標準偏差を示す。中間垂直補剛材が AASHTO LRFD で設計された、もしくは中間垂直補剛材が無いモデルのみを対象としている。表 4.2.4 では経路 3 を通るモデルの結果を曲げ強度で整理しており、表 4.2.5 ではせん断強度で整理している。これらより分かることは以下の点である。

\* 無次元化曲げ耐荷力に関しては、平均値が 2 軸対称桁で 0.91 から 0.95、1 軸対称桁で 0.92 から

0.99 となっており、パラメータによる明確な傾向は見受けられない。

\*2 軸対称桁、1 軸対称桁ともにウェブ幅厚比、およびアスペクト比が大きくなるにつれ平均値が大きくなっている。パラメータの変化による無次元化耐荷力の変化はアスペクト比が最も大きく、無次元化耐荷力にはアスペクト比の影響が大きいと考えられる。

\*ウェブ鋼材の違いによる違いがあまり見られなかった。

\*無次元化せん断耐荷力に着目した場合、表 4.2.5 の値は表 4.2.4 の値よりも全体的に小さい。これは、経路 3 を通るモデルのせん断耐荷力が経路 4、5 を通るモデルのせん断耐荷力よりも若干小さいことを意味している。すなわち、曲げとせん断の相関が僅かではあるが存在していることを示している。

表 4.2.5 パラメータによる耐荷力比較(経路 3 はせん断強度で整理)

a) 2 軸対称桁

	パラメーター		2D <sub>g</sub> /t <sub>w</sub>						α						F <sub>yw</sub> /F <sub>yf</sub>		全体			
			125		150		180		1.0		2.0		3.0							
M <sub>u</sub> /M <sub>n</sub>	最大値	最小値	1.03	0.70	1.00	0.92	1.02	0.88	1.03	0.88	1.03	0.76	1.02	0.70	1.03	0.70	1.02	0.76	1.03	0.70
	標準偏差		0.101		0.031		0.052		0.043		0.074		0.087		0.075		0.059		0.071	
	平均値		0.92		0.97		0.97		0.96		0.94		0.96		0.93		0.97		0.95	
V <sub>u</sub> /V <sub>n</sub>	最大値	最小値	1.07	0.74	1.09	0.84	1.12	0.85	0.90	0.74	1.07	0.88	1.12	0.85	1.01	0.74	1.12	0.79	1.12	0.74
	標準偏差		0.107		0.069		0.075		0.045		0.055		0.107		0.067		0.094		0.086	
	平均値		0.90		0.94		0.93		0.85		0.97		0.94		0.89		0.94		0.92	

b) 1 軸対称桁

	パラメーター		2D <sub>g</sub> /t <sub>w</sub>						α						F <sub>yw</sub> /F <sub>yf</sub>		全体			
			125		150		180		1.0		2.0		3.0							
M <sub>u</sub> /M <sub>n</sub>	最大値	最小値	1.06	0.92	1.00	0.93	1.01	0.90	1.00	0.92	1.06	0.90	1.05	0.93	1.06	0.90	1.04	0.95	1.06	0.90
	標準偏差		0.041		0.020		0.027		0.021		0.041		0.034		0.042		0.026		0.036	
	平均値		1.01		0.97		0.97		0.97		0.99		1.00		0.98		0.99		0.99	
V <sub>u</sub> /V <sub>n</sub>	最大値	最小値	1.03	0.75	1.06	0.81	1.13	0.85	0.91	0.75	1.03	0.90	1.13	0.91	1.06	0.75	1.13	0.80	1.13	0.75
	標準偏差		0.089		0.075		0.084		0.042		0.043		0.085		0.083		0.089		0.086	
	平均値		0.91		0.93		0.96		0.85		0.97		1.03		0.93		0.94		0.94	

これらの数値データを相関図として整理したものを図 4.2.1 および図 4.2.2 に示す。

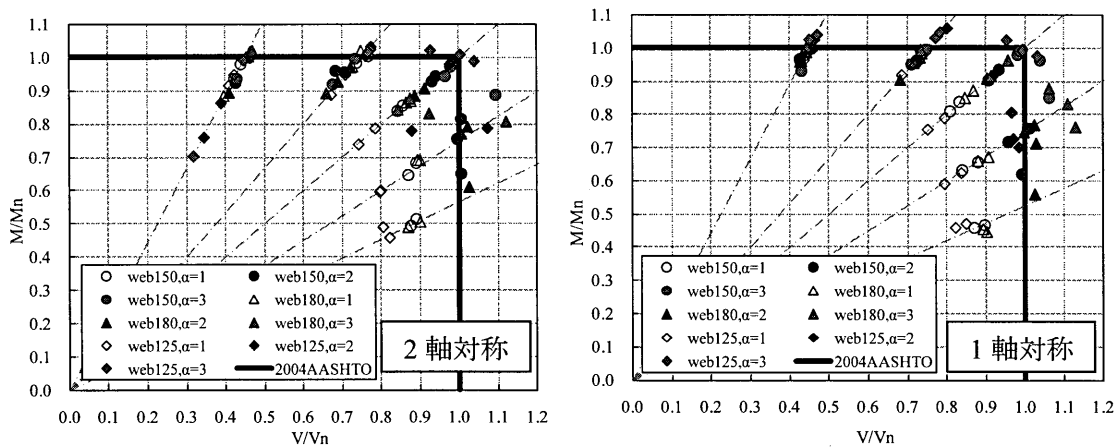


図 4.2.1 相関図 (V<sub>n</sub>=LRFD、Web 幅厚比・アスペクト比で整理)

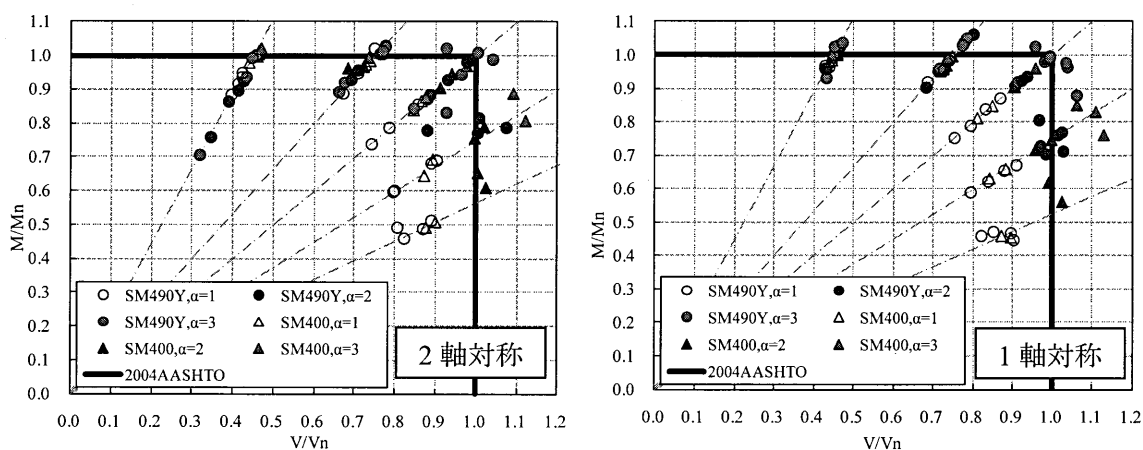


図 4.2.2 相関図 ( $V_n$ =LRFD、鋼材・アスペクト比で整理)

#### 4.2.2 曲げ・せん断強度予測式による整理

せん断強度を前田らの式で整理しなおした相関図を図 4.2.3 および図 4.2.4 に示す。また、LRFD 式の場合と同様に、パラメータごとに耐荷力を比較した結果を表 4.2.6、表 4.2.7 に示す。

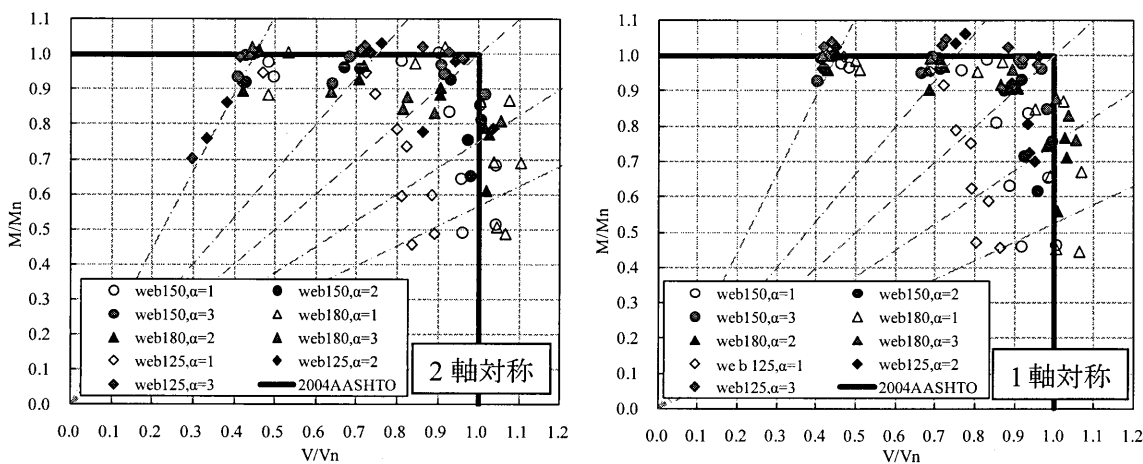


図 4.2.3 相関図 ( $V_n$ =前田ら、Web 幅厚比・アスペクト比で整理)

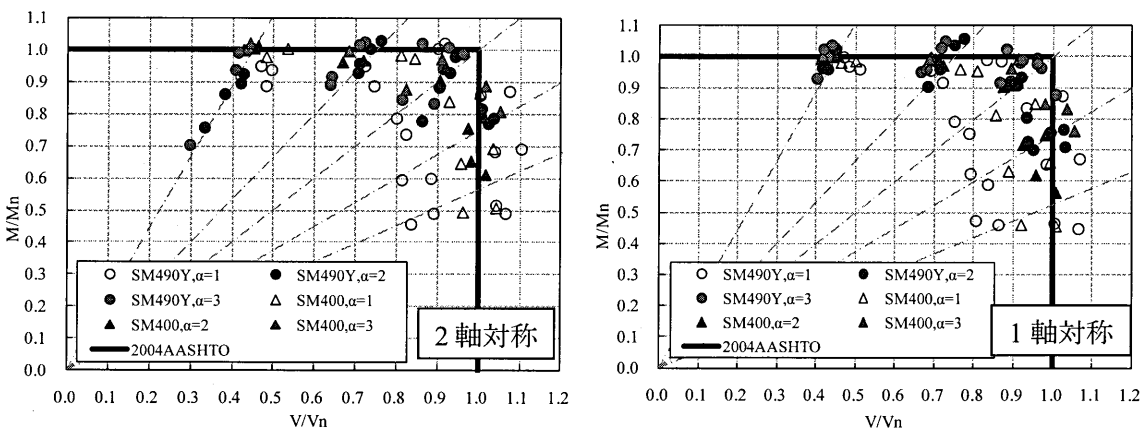


図 4.2.4 相関図 ( $V_n$ =前田ら、鋼材・アスペクト比で整理)



表 4.2.6 パラメータによる耐荷力比較(経路 3 は曲げ強度で整理)

a) 2 軸対称桁

	パラメーター		2D <sub>o</sub> /t <sub>w</sub>						α						F <sub>yw</sub> /F <sub>yf</sub>				全体	
			125		150		180		1.0		2.0		3.0		0.83		0.55			
V <sub>u</sub> /V <sub>n</sub>	最大値	最小値	1.04	0.81	1.04	0.96	1.10	0.89	1.10	0.81	1.04	0.86	1.05	0.89	1.10	0.86	1.05	0.81	1.10	0.81
	標準偏差		0.077		0.034		0.058		0.097		0.056		0.116		0.089		0.073		0.08	
	平均値		<b>0.90</b>		<b>1.00</b>		<b>1.03</b>		<b>0.97</b>		<b>0.99</b>		<b>0.97</b>		<b>0.98</b>		<b>0.98</b>		<b>0.98</b>	

b) 1 軸対称桁

	パラメーター		2D <sub>o</sub> /t <sub>w</sub>						α						F <sub>yw</sub> /F <sub>yf</sub>				全体	
			125		150		180		1.0		2.0		3.0		0.83		0.55			
V <sub>u</sub> /V <sub>n</sub>	最大値	最小値	0.96	0.79	1.01	0.89	1.07	0.98	1.07	0.79	1.03	0.93	1.06	1.01	1.07	0.83	1.06	0.79	1.07	0.79
	標準偏差		0.069		0.040		0.029		0.098		0.040		0.025		0.073		0.074		0.074	
	平均値		<b>0.88</b>		<b>0.96</b>		<b>1.03</b>		<b>0.94</b>		<b>0.98</b>		<b>1.03</b>		<b>0.98</b>		<b>0.95</b>		<b>0.96</b>	

表 4.2.7 パラメータによる耐荷力比較(経路 3 はせん断強度で整理)

a) 2 軸対称桁

	パラメーター		2D <sub>o</sub> /t <sub>w</sub>						α						F <sub>yw</sub> /F <sub>yf</sub>				全体	
			125		150		180		1.0		2.0		3.0		0.83		0.55			
V <sub>u</sub> /V <sub>n</sub>	最大値	最小値	1.04	0.80	1.04	0.91	1.10	0.81	1.10	0.80	1.04	0.86	1.05	0.81	1.10	0.81	1.05	0.80	1.10	0.80
	標準偏差		0.070		0.047		0.093		0.099		0.054		0.111		0.090		0.076		0.082	
	平均値		<b>0.89</b>		<b>0.97</b>		<b>0.98</b>		<b>0.96</b>		<b>0.96</b>		<b>0.90</b>		<b>0.95</b>		<b>0.95</b>		<b>0.95</b>	

b) 1 軸対称桁

	パラメーター		2D <sub>o</sub> /t <sub>w</sub>						α						F <sub>yw</sub> /F <sub>yf</sub>				全体	
			125		150		180		1.0		2.0		3.0		0.83		0.55			
V <sub>u</sub> /V <sub>n</sub>	最大値	最小値	0.96	0.75	1.01	0.85	1.07	0.87	1.07	0.75	1.03	0.88	1.06	0.87	1.07	0.79	1.06	0.75	1.07	0.75
	標準偏差		0.071		0.045		0.064		0.100		0.049		0.086		0.077		0.074		0.076	
	平均値		<b>0.88</b>		<b>0.94</b>		<b>0.99</b>		<b>0.92</b>		<b>0.95</b>		<b>0.97</b>		<b>0.95</b>		<b>0.93</b>		<b>0.94</b>	

これらの表より、以下のことがわかる。

\*アスペクト比による平均値の差は小さくなったが、全体的に標準偏差が大きくなり、ばらつきが大きい。

\*幅厚比による平均値の差が大きくなった。提案式はウェブ幅厚比 150 で検討された結果であると思われる。

このように、前田らの式で整理した場合、パラメータの違いによる予測式の精度の差(無次元化耐荷力の平均値の差)は小さくなったが、全体的にばらつきが大きい結果となった。LRFD 式と前田らの式でどちらの式が設計式として妥当かは、ばらつきを考慮する部材係数の決定方法にも依存するものと思われる。LRFD 式を用いるのであればアスペクト比によって安全性が異なるため、それを考慮した係数が必要であり、前田らの式を用いるのであればパラメータによる違いは無いが、大きなばらつきを考慮するための係数が必要となる。

次に、V<sub>n</sub>はAASHTO LRFDの公称強度を用い、M<sub>n</sub>に三上の式を用いて整理した相関図を図4.2.5に示す。ここではウェブ幅厚比150と180のモデルのみを検討対象とした。なお、三上の式を用いるにあたり、曲げモーメント勾配が有する状態を等曲げモーメント状態に換算する換算モーメント(表4.2.1と表4.2.2におけるM<sub>o</sub>)<sup>28)</sup>を用いたが、これは道路橋示方書に示されている算出方法(表4.2.1と表

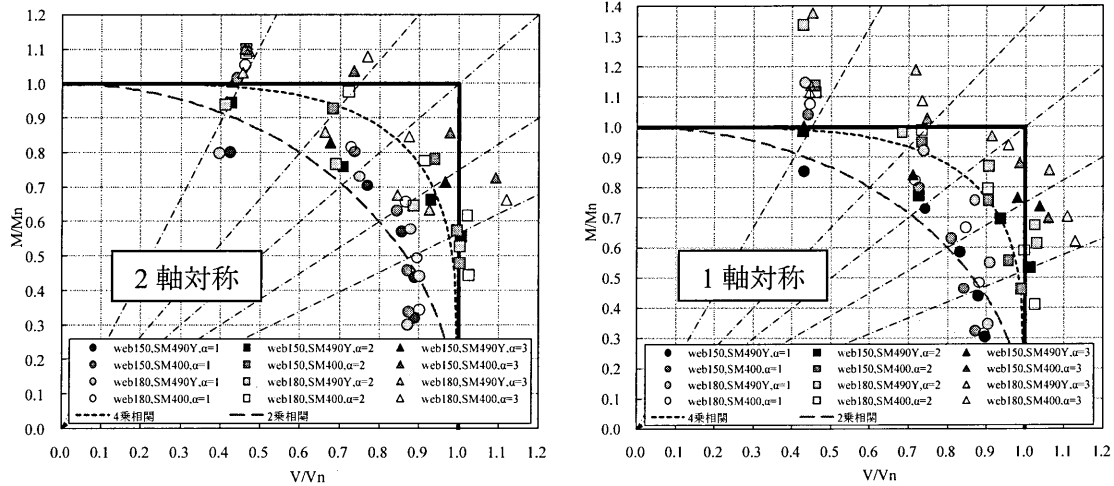


図 4.2.5 相関図 ( $V_n=LRFD$ ,  $M_n=三上の式$ , ウェブ幅厚比 150 と 180)

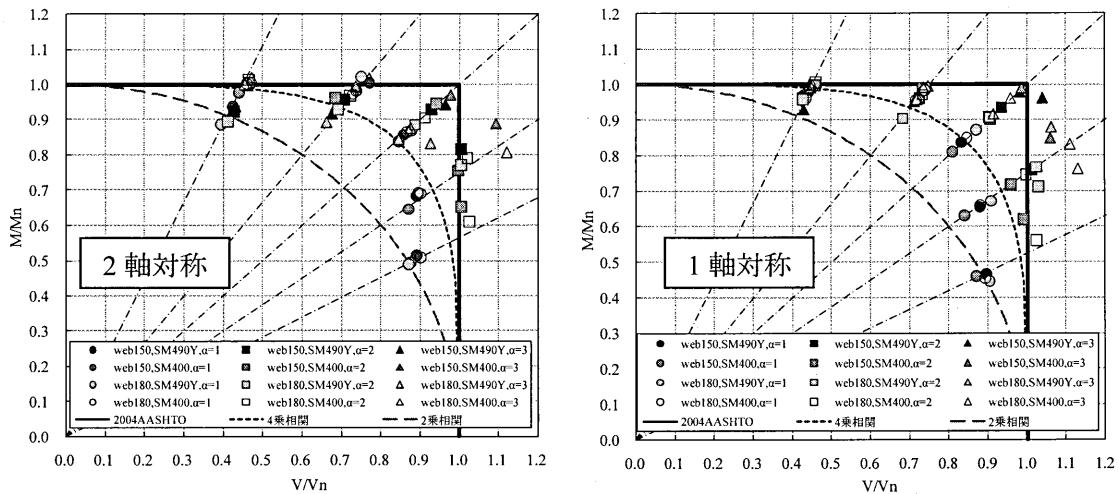


図 4.2.6 相関図 ( $V_n=LRFD$ ,  $M_n=LRFD$ , ウェブ幅厚比 150 と 180)

4.2.2 における  $\beta$ ) を用いた。比較対象として  $V_n$  および  $M_n$  に AASHTO LRFD の公称強度を用い、同様に整理した相関図を図 4.2.6 に示す。

これらより得られた結果は以下の通りである。

- \* 三上の式の方が、ばらつきが大きい。
- \* 今回の解析結果では AASHTO LRFD の公称強度式のほうがよりばらつきが小さく、予測式としては使いやすいと考えられる。
- \* 全体的に危険側に予測している結果であるが、横補剛間隔にも影響されるため<sup>29)</sup>、今後この点の検討が必要である。

本検討では、おもにせん断強度式についての考察を行ったため、曲げ強度式については三上の式の一例にとどめた。今後さらなる検討が必要と思われる。

### 4.3 相関に対する提案

図 4.2.1 から図 4.2.6 にいくつかの強度式で整理した相関図を示したが、多少の相関、すなわち曲

げ・せん断が両方卓越する領域で耐荷力の低下が見られるが、ばらつきを考慮し安全性を確保するための部材係数を考慮するのであれば、この僅かな相関を無視しても良いのではないかと考える。

なお、フランジと垂直補剛材で囲まれる検討対象となるウェブパネルにおいて、せん断力が存在するという事は必ず曲げモーメントが変化していることになるが、相関図を描く際にはウェブパネル内の最大モーメントを用いて整理した。一般に、設計では最大の曲げ・せん断を算出して照査するため、ウェブパネルごとに(例えば)パネル中央の曲げモーメントを算出して相関を考慮することは現実的ではないものとするためである。

#### 4.4 せん断強度式に対する提案

4.2 節ではパラメータごとに無次元化耐荷力を整理したが、2 軸対称桁と 1 軸対称桁を含んだ場合の平均値、標準偏差の値を整理したものを表 4.4.1 に示す。これより、曲げ・せん断が両方卓越しているデータを含まない場合も、含む場合も僅かではあるが前田らの式の方が、平均値が 1.0 に近く標準偏差も小さいことが分かる。そのため、前田らの式を用いる場合には、平均値が 1.0 を下回っている点を考慮して部材係数などを決定すれば設計式として用いることが可能である。一方、LRFD の式については、4.2 節で考察したようにアスペクト比による精度の違いがあるため、この点を考慮できれば設計

表 4.4.1 無次元化耐荷力の整理

		経路3含まない				経路3含む			
		LRFD		前田らの式		LRFD		前田らの式	
最大値	最小値	1.13	0.79	1.10	0.79	1.13	0.74	1.10	0.75
標準偏差		0.092		0.076		0.087		0.079	
平均値		<b>0.95</b>		<b>0.97</b>		<b>0.93</b>		<b>0.94</b>	

式として用いることが可能であると考える。

ここでは、LRFD 式のアスペクト比による精度の違いを考慮するために、解析結果を用いて係数を算出してみる。せん断耐荷力の予測に用いる式が目的のため、係数の算出には経路 3 を含まないデータを用いる。LRFD 式を用いてせん断耐荷力を無次元化すると、2 軸対称と 1 軸対称桁を含む場合のアスペクト比で整理した平均値は、 $\alpha=1.0$  で 0.86、 $\alpha=2.0$  で 1.00、 $\alpha=3.0$  で 1.07 となる。よって、 $\alpha=2.0$  の場合には現行の式をそのまま用いることとしてアスペクト比に応じて変化する係数を求める。

まず、係数として次のような式を考える。

$$f(\alpha) = \left( \frac{\sin \theta_{\alpha=2}}{\sin \theta_{\alpha}} \right)^{\lambda} \quad \dots(4.4.1)$$

この式を用いて提案するせん断強度式は次のようになる。

$$V_{n\_pro} = V_n \times f(\alpha) \quad \dots(4.4.2)$$

ここで、 $\theta_{\alpha} = \tan^{-1} \left( \frac{1}{\alpha} \right)$  であり、これによって式(4.4.1)はアスペクト比に応じて変化する。これは、アスペクト比によって対角線方向の角度が変化することが、LRFD 式のアスペクト比による精度の違いの主な原因ではないかと考えられることから決定した。 $\lambda$  は対角線方向の角度がせん断耐荷力に与える影響の程度を調整するための乗数であるが、決定する方法として以下の 2 通りを検討した。

表 4.4.2 無次元化耐荷力の整理(ケース i)

a)2 軸対称桁

	パラメーター		2D <sub>o</sub> /t <sub>w</sub>						α						F <sub>yw</sub> /F <sub>yf</sub>		全体			
			125		150		180		1.0		2.0		3.0							
V <sub>u</sub> /V <sub>n</sub>	最大値	最小値	1.07	0.88	1.06	0.95	1.08	0.81	1.09	0.95	1.07	0.88	0.99	0.81	1.08	0.81	1.08	0.91	1.08	0.81
	標準偏差		0.057		0.036		0.079		0.045		0.039		0.066		0.083		0.049		0.066	
	平均値		<b>0.96</b>		<b>1.02</b>		<b>1.01</b>		<b>1.03</b>		<b>1.00</b>		<b>0.93</b>		<b>0.99</b>		<b>1.01</b>		<b>1.00</b>	

b)1 軸対称桁

	パラメーター		2D <sub>o</sub> /t <sub>w</sub>						α						F <sub>yw</sub> /F <sub>yf</sub>		全体			
			125		150		180		1.0		2.0		3.0							
V <sub>u</sub> /V <sub>n</sub>	最大値	最小値	1.02	0.90	1.07	0.91	1.09	0.93	1.09	0.95	1.03	0.96	0.99	0.93	1.09	0.91	1.07	0.90	1.09	0.90
	標準偏差		0.033		0.053		0.047		0.041		0.025		0.025		0.058		0.042		0.050	
	平均値		<b>0.97</b>		<b>1.00</b>		<b>1.02</b>		<b>1.03</b>		<b>1.00</b>		<b>0.96</b>		<b>1.01</b>		<b>0.99</b>		<b>1.00</b>	

表 4.4.3 無次元化耐荷力の整理(ケース ii)

a)2 軸対称桁

	パラメーター		2D <sub>o</sub> /t <sub>w</sub>						α						F <sub>yw</sub> /F <sub>yf</sub>		全体			
			125		150		180		1.0		2.0		3.0							
V <sub>u</sub> /V <sub>n</sub>	最大値	最小値	1.07	0.88	1.01	0.99	1.03	0.84	1.03	0.90	1.07	0.88	1.02	0.84	1.03	0.84	1.07	0.91	1.07	0.84
	標準偏差		0.059		0.008		0.056		0.042		0.039		0.068		0.063		0.042		0.055	
	平均値		<b>0.94</b>		<b>1.00</b>		<b>1.00</b>		<b>0.98</b>		<b>1.00</b>		<b>0.97</b>		<b>0.96</b>		<b>1.00</b>		<b>0.98</b>	

b)1 軸対称桁

	パラメーター		2D <sub>o</sub> /t <sub>w</sub>						α						F <sub>yw</sub> /F <sub>yf</sub>		全体			
			125		150		180		1.0		2.0		3.0							
V <sub>u</sub> /V <sub>n</sub>	最大値	最小値	0.98	0.90	1.02	0.94	1.03	0.96	1.03	0.90	1.03	0.96	1.02	0.96	1.03	0.90	1.03	0.94	1.03	0.90
	標準偏差		0.024		0.026		0.020		0.039		0.025		0.026		0.042		0.026		0.034	
	平均値		<b>0.95</b>		<b>0.98</b>		<b>1.01</b>		<b>0.98</b>		<b>1.00</b>		<b>1.00</b>		<b>0.99</b>		<b>0.98</b>		<b>0.99</b>	

i) 無次元化耐荷力 (V/ V<sub>n,pro</sub>) において、2 軸対称桁と 1 軸対称桁全てを含んだ平均値が 1.0 となるように決定する。

ii) 無次元化耐荷力 (V/ V<sub>n,pro</sub>) において、2 軸対称桁と 1 軸対称桁それぞれにおいて、アスペクト比による無次元化耐荷力の変化が最小となるように決定する。

このように求めた λ の値は i) λ=0.39、ii) λ=0.28 であり、それぞれのケースにおけるパラメータごとにまとめた無次元化耐荷力を表 4.4.2 および表 4.4.3 に示す。また、2 軸対称桁と 1 軸対称桁すべてを含んだ場合の平均値などのデータを表 4.4.4 に示す。

これらの表より、ケース ii のほうが 2 軸対称桁および 1 軸対称桁すべてを含んだ場合に標準偏差が最も小さくなり、平均値も 0.98 であるので設計式としては妥当ではないかと考える。

ケース ii の場合の相関図を図 4.4.1 および図 4.4.2 に示す。これらは、図 4.2.1 および図 4.2.2 のデータを提案式で整理し直したのとなっており、両者を比較することによって提案式のばらつきの少なさが確認できる。なお、相関図を描いた場合、強度式が異なるため载荷経路 (0 点から放射線状に延びる線) も変化してしまっており、曲げとせん断の相関に関しても視覚的に変化していることに注意が必要である。提案式を設計式として用いる場合には、ばらつきを考慮した部材係数を用いる事になるため、実際にはばらつきの内側を通る線を用いることになり、相関を考慮しなくても安全性は確保できるものとする。

表 4.4.4 無次元化耐荷力の比較

		LRFD		前田らの式		提案式			
						ケースi		ケースii	
最大値	最小値	1.13	0.79	1.10	0.79	1.09	0.81	1.07	0.84
標準偏差		0.092		0.076		0.058		0.045	
平均値		0.95		0.97		1.00		0.98	

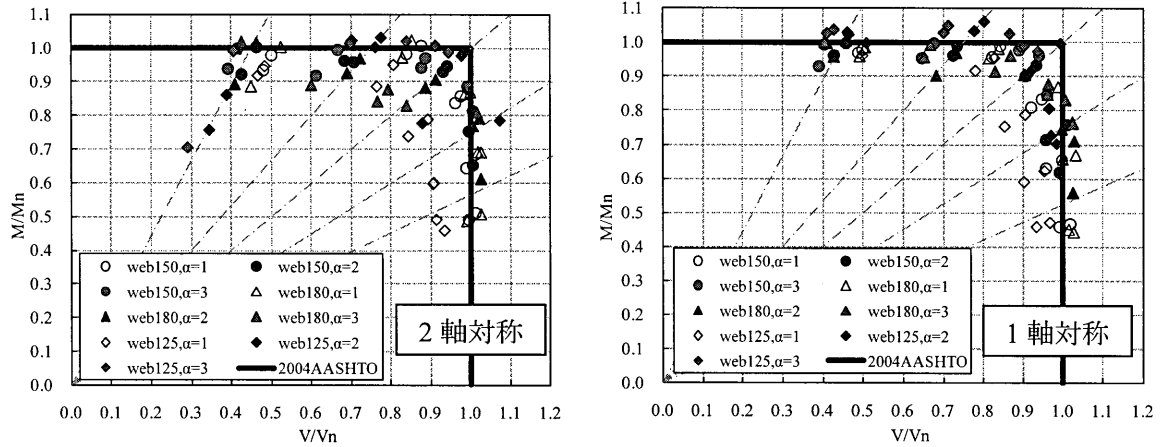


図 4.4.1 相関図 ( $V_n$ =提案式、Web 幅厚比・アスペクト比で整理)

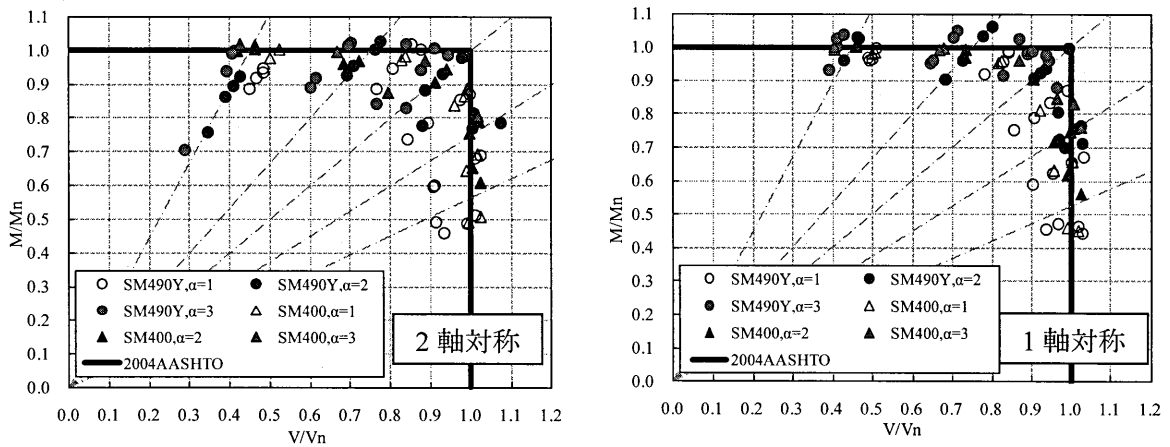


図 4.4.2 相関図 ( $V_n$ =提案式、鋼材・アスペクト比で整理)

## 第5章 まとめ

本編では、有限要素解析プログラムを用いてハイブリッド桁のせん断耐荷力、および曲げ-せん断の相関について検討した。2軸対称桁・1軸対称桁、ウェブ鋼材、ウェブ幅厚比、アスペクト比のパラメータを組み合わせ、計320体の解析モデルを作製、解析を行った。また、一部の異なる汎用解析ソフトウェアを用いたため、同じ解析モデルに対して複数の解析ソフトウェアを用いて解析を行い、結果を比較した。本検討結果から得られた主な結果は次の通りである。

- 1) 今回解析を行った汎用解析ソフトウェアおよび演算装置の組み合わせでは、同じ解析モデルを用いて解析を行った結果、せん断が卓越する解析モデルにおいて最大で約10%の違いが生じた。
- 2) LRFD式においては、アスペクト比によって無次元化耐荷力の平均値が異なり、アスペクト比1.0ではやや危険側、アスペクト比3.0ではやや安全側の予測となっていることが分かった。
- 3) 曲げとせん断が両方卓越する解析モデルを含むと、無次元化せん断耐荷力の平均値が小さくなる(2軸対称桁で0.94→0.92、1軸対称桁で0.96→0.94)ため僅かではあるが、曲げとせん断の相関があることがわかった。
- 4) ただし、設計式としては曲げとせん断の相関は無いものとして提案する。これは、部材係数などで安全性が確保できるものと考えられるからである。
- 5) 前田らの式を用いてせん断耐荷力を無次元化した場合、アスペクト比による差は少なくなったが、全体的にばらつきが大きくなった。
- 6) 曲げ強度についても三上の式と、LRFD式とを用いて解析結果を整理したが、ばらつきはLRFD式のほうが小さい結果となった。
- 7) 解析結果を用いて、アスペクト比による無次元化耐荷力の差をなくすために、LRFD式を修正する係数を求めた。この係数を用いた強度式で解析結果を整理すると、2軸対称桁と1軸対称桁すべてを含む場合において平均値0.98、標準偏差0.045となり、もっともばらつきを小さくすることができた。LRFD式、前田らの式での標準偏差はそれぞれ0.092、0.076である。

本編では、計320体の解析モデルについて解析を行った結果を用いてせん断耐荷力式を提案することができた。しかしながら、曲げ-せん断の相関の検討を目的としていたため、解析モデルはハイブリッド桁に限定されている。解析結果より相関はほとんど無いことが分かったため、基本的には提案したせん断耐荷力式はホモジニアス桁にも適用できるはずである。この点は今後確認していく必要があると思われる。

また、本検討ではコンクリート床版の存在を無視し、鋼桁のみを対象として解析を行った点に注意が必要である。前述の通り、コンクリートによるせん断耐荷力への寄与は小さいものと考え、設計式にこの点を考慮することは式の簡便さなどからも合理的ではないものとした結果である。さらに、曲げとせん断がともに大きくなり、相互作用が問題となるのは連続桁の中間支点上断面、すなわち、コンクリート床版が引張側となる負曲げの状態が多いのではないかと考えている。

参考文献

- 1) 利根川太郎, 浦野友樹, 杉浦邦征, 山口隆司, 渡邊英一, 中村雅樹: 高機能鋼材を用いた合成ハイブリッド箱桁の正曲げ耐荷特性に関する実験的研究, 土木学会論文集 A, Vol.62, No.3, pp. 643-655, 2006.
- 2) 利根川太郎, 山口隆司, 杉浦邦征, 渡邊英一: 薄肉少補剛ウェブ合成ハイブリッド箱桁の正曲げ終局強度に関する解析的研究, 土木学会論文集 A, Vol.62, No.2, pp. 300-311, 2006.
- 3) 日本鋼構造協会: 限界状態設計法に基づいたハイブリッド桁の設計基準 (案), JSSC テクニカルレポート, No.53, 2002.
- 4) 日本鋼構造協会: 合成桁の限界状態設計法試案, JSSC テクニカルレポート, No.70, 2006.
- 5) 國広哲男, 古庄通隆: ハイブリッドゲターその力学的挙動と経済性一, 橋梁と基礎, pp. 1-8, 1974.
- 6) 井上啓一: ハイブリッドげた, 土木技術資料 17-7, pp. 353-356, 1975.
- 7) 前田幸雄, 石橋正夫, 川井豊: 薄肉ハイブリッドガーダーの疲労強度に関する研究, 川崎製鉄技報, Vol.6, No.1, 1974.
- 8) 久保源三, 石渡正夫, 大川次生: ハイブリッド合成ゲタ (新井橋) の設計, 橋梁と基礎, Vol.8, No.9, pp.39-43, 1974.
- 9) 久保源三, 石渡正夫, 大方茂: ハイブリッドビームの実橋への適用一その経済性と新井橋の架設一, 川鉄製鉄技報, Vol.6, No.2, 1975.
- 10) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I 共通編, II 鋼橋編, 2002.
- 11) U.S. Department of Transportation: High Performance Steel Designers' Guide, second edition, 2002.
- 12) Clingenpeel, B. F. and Barth, K. E.: Design Optimization Study of a Three-Span Continuous Bridge Using HPS70W, Engineering Journal, AISC, Vol.40, No.3, pp. 149-158, 2003.
- 13) Barker, M. G. and Schrage, S. D.: High-Performance Steel Bridge Design and Cost Comparisons, Transportation Research Record, Journal of the Transportation Research Board 1740, pp. 33-39, 2000.
- 14) Basler, K.: Strength of Plate Girders in Shear, Journal of Structural Division, ASCE, Vol.87, ST7, pp. 151-180, 1961.
- 15) Basler, K.: Strength of Plate Girders under Combined Moment and Shear, Journal of Structural Division, ASCE, Vol.87, ST7, pp. 181-197, 1963.
- 16) A. M. Hurst: Tension Field Action in HPS Hybrid Plate Girders. Master's Thesis, University of Missouri-Columbia, 2000.
- 17) 前田亮太, 野村昌孝, 野阪克義, 奥村学, 伊藤満: ハイブリッド桁の斜張力場作用を考慮したせん断耐荷力に関する研究, 構造工学論文集 Vol.53A, pp. 97-108, 2007.
- 18) American Association of State Highway and Transportation Officials: LRFD Bridge Design Specifications, 3<sup>rd</sup> Edition, AASHTO, Washington, D.C., 2004.
- 19) American Association of State Highway and Transportation Officials: LRFD Bridge Design Specifications, 2<sup>nd</sup> Edition, AASHTO, Washington, D.C., 1998.

- 20) 竹谷純一, 野阪克義, 奥村学, 伊藤満: ハイブリッド桁の後座屈強度に関する実験的研究, 鋼構造年次論文報告集, 第14巻, pp. 507-514, 2006.
- 21) 大橋和洋, 野阪克義, 奥村学, 伊藤満: 曲げとせん断を受けるハイブリッド桁におけるウェブの挙動に関する一考察, 鋼構造年次論文報告集, 第15巻, pp. 137-144, 2007.
- 22) E. H. Gaylord: Discussion of K. Basler 'Strength of Plate Girders in Shear,' Trans. ASCE, Vol.128, Part II, pp.712, 1963.
- 23) T. Fujii: On an Improved Theory for Dr. Basler's Theory, IABSE 8<sup>th</sup> Congress. Final Rep. New York, pp.477-487, 1968.
- 24) 三上市臈, 木村泰三, 山里靖: 設計のためのプレートガーダーの終局強度の算定法, 構造工学論文集 Vol.35A, pp.511-522, 1989.
- 25) 土木学会: 座屈設計ガイドライン, 鋼構造シリーズ2, 1987.
- 26) MSC: MARC User's Guide, 2005.
- 27) 大竹弘晃: I型断面桁のモーメント-塑性回転角特性に関する解析的研究, 立命館大学工学研究科修士論文, 2007.
- 28) 三上市臈, 木村泰三, 大淵智弘: プレートガーダーの終局強度の算定法について, 構造工学論文集, Vol.39A, pp.531-544, 1993.
- 29) Report of the Subcommittee 1 on Hybrid Beams and Girders Joint ASCE-AASHTO Committee on Flexural Members: Design of Hybrid Steel Beams, Journal of Structural Division, ASCE, ST6, pp.1397-1426, 1968.
- 30) D. W. White, M. G. Baker and A. Azizinamini: Shear Strength and Moment-Shear Interaction in Transversely Stiffened Steel I-Girders, Journal of Structural Engineering, Vol. 134, No. 9, 2008.