

[2059] 鉄筋コンクリート部材のせん断設計式

正会員 ○南 宏一（大阪工業大学工学部）

正会員 倉本 洋（鴻池組 技術研究所）

1. 序

現在、わが国で用いられている鉄筋コンクリート部材の実用的なせん断設計式は建築および土木のいずれの分野においても実験式によったものである^{1)・2)}。建築では大野・荒川式³⁾が土木では岡村・檜貝式⁴⁾がそれぞれの基礎になっている。実験値に対する適合性は良く、特に建築の分野では、大野・荒川式あるいはそれを修正した広沢式などは、はりおよび柱の部材に限らず、耐震壁などのせん断耐力の評価式として用いられている状況にある。これらの実験式を基礎とした実用設計式は、その適用範囲を逸脱しなければ実用的にはあまり問題はないと思われるが、設計式のもつ意味を理論的に説明できない弱さがあり、従来考えられていた適用範囲を越えるような場合には、対応できなくなる弱さがある。一方、欧米のみならずわが国においてもこの10年来鉄筋コンクリート部材のせん断耐力に関する理論解を、塑性理論を適用して樹立しようとする試みが積極的に行われている^{5)・6)}。その結果、建築の分野では、部材および耐震壁のいずれについても従来の実験式によるものにかわって、理論式によるものが提案されつつある状況にある⁷⁾。筆者らもはり機構とアーチ機構によるせん断耐力にもとづく累加強度によって部材のせん断耐力を理論的に求める手法を提案し⁸⁾、さらに、その考え方を耐震壁にも適用することを試みている⁹⁾。本論では、それらの理論解にもとづいた実用的なせん断設計式を樹立し、理論的で合理的なせん断設計法の開発を行うものである。

2. 修正大野・荒川式と若林・南式との比較検討

前述したようにわが国の建築の分野では、鉄筋コンクリート部材のせん断耐力の評価式としては大野・荒川式が実用的に良く用いられており、軸力の作用する部材の終局せん断耐力の下限値をあたえるものとして大野・荒川式を修正した(1)式が良く用いられている。

$$Q_{sn} = \left\{ \frac{0.053Pt^{0.23}(180+F_c)}{M/Q \cdot d + 0.12} + 2.7\sqrt{P_w \cdot \sigma_{uv}} + 0.1 \frac{N}{bd} \right\} b_j \quad (1)$$

ただし、 $N/bd \geq F_c/3$ のとき $N/bd = F_c/3$ とする。

この方程式は実験式であるが、一方、わが国で開発された理論式によるせん断耐力式の一つとして若林・南式^{8)・10)}がある。これは、はり機構による耐力とアーチ機構による耐力を、それぞれの機構に寄与するコンクリートの作用を考慮して累加するもので、その終局せん断耐力は、閉解で与えられる。これらの閉解の関係式は、文献、8)、10)などに詳細に示されているので、ここでは省略するが、この方程式を若林・南式と呼ぶことにする。この若林・南式が実験値とどのような対応にあるのか、また、実用的な耐力式である修正大野・荒川式に比して、その精度がどの程度のものかについて、渡辺の選定した実験値¹¹⁾、吉岡の選定した実験値¹²⁾を用いて検討した結果を図1に示す。同図(a)および(b)は、若林・南式および修正大野・荒川式から求まるせん断耐力の実験値に対する比率の頻度分布を表わしている。検証用試験体は111体 ($P_w > 0$)であり、その内訳は、柱試験体64体、はり試験体(軸力なし)20体およびJCI選定試験体27体である。

実験値に対する計算値の比率の平均値 m および標準偏差 σ は、若林・南式で $m=1.088$ 、 $\sigma=0.$

191 であり、修正大野・荒川式で $m=1.267$ 、 $\sigma=0.257$ である。すなわち、若林・南式は、修正大野・荒川式に比して、同程度以上の精度で実験耐力を評価していることが示される。

3. 設計式へのアプローチ

2節で示されたように若林・南式は、部材のせん断耐力を十分に評価することができる。しかしながら、式の構成が複雑であり、かつ、式から算出されるせん断耐力は、終局曲げモーメントから求まるせん断耐力（以後、曲げ耐力という。）に対して独立なものではなく、常に曲げ耐力を上回ることはない。したがって若林・南式では、部材の曲げ耐力よりもせん断耐力が

上回るようにせん断補強を行うという現行の設計手順に従ってせん断設計を行うことができない。そこで、筆者らが既に、SRC柱材のせん断耐力評価法として提案したように¹³⁾、部材のせん断耐力が曲げ耐力に依存することなく算定できるように若林・南式を次式のごとく修正する。

$$Q_u = \min(Q_{sm}, Q_{ru}) \quad (2)$$

$$Q_{sn} = b \cdot d \cdot P_w \cdot \sigma_{wy} + \alpha(1 - \beta)b \cdot D \cdot F_c \quad (3)$$

ただし、 Q_{sm} は $b \cdot d \cdot F_c / 4$ 以下とする。

ここに、 $\alpha = (\sqrt{\eta^2 + 1} - \eta) / 2$ 、 $\beta = 2P_w \cdot \sigma_{wy} / F_c$ 、 $\eta = l / D$

b : 柱幅、 D : 柱せい、 d : 主筋間隔、 l : 部材長、 P_w : せん断補強筋比
 σ_{wy} : せん断補強筋の降伏応力度、 F_c : コンクリート一軸圧縮強度

$$Q_{ru} = \sum M_u / l \quad (4)$$

ここに、 M_u は終局曲げモーメントであり、付録に示す(A-4)式による。

(3)式の第一項は、はり機構の負担するせん断力を、第2項はアーチ機構の負担するせん断力をそれぞれ表す。また(3)式の上限值 $Q_{sn} = b \cdot d \cdot F_c / 4$ は、(3)式の最大値 Q_{snmax} の1/2 とする条件より定め、せん断補強筋比の上限を設けた。せん断補強筋比の上限 P_{wmax} は(5)式で与えられる。

$$P_{wmax} = (1 - 4\alpha \cdot D/d) F_c / \{4\sigma_{wy}(1 - 2\alpha \cdot D/d)\} \quad (5)$$

図2に(3)式、若林・南式および曲げ耐力式の間を n - q (N/bDF_c - Q/bDF_c) 相関曲線により示す。実線、点線および一点鎖線は、それぞれ(3)式、若林・南式および曲げ耐力式を示す。(3)式は $P_w \leq P_{wo}$ のとき、若林・南式による最大せん断耐力を与えることになる。 P_{wo} は、はり機構において上端および下端主筋が同時に降伏する場合に必要な最小せん断補強筋比であり、(6)式で与えられる。

$$P_{wo} = 2P_t \cdot \sigma_y / (\sigma_{wy} \cdot \eta) \quad (6)$$

ここに、 $P_t = a_t / bD$: 引張主筋比

σ_y : 主筋の降伏応力度

また、図中の薄く塗り潰した部分は、(3)式および曲げ耐力式が若林・南式よりも大きなせん断耐力を与える領域であり、柱長さ比 η が小さく、かつ P_w が大きくなるほどこの領域は広がる。

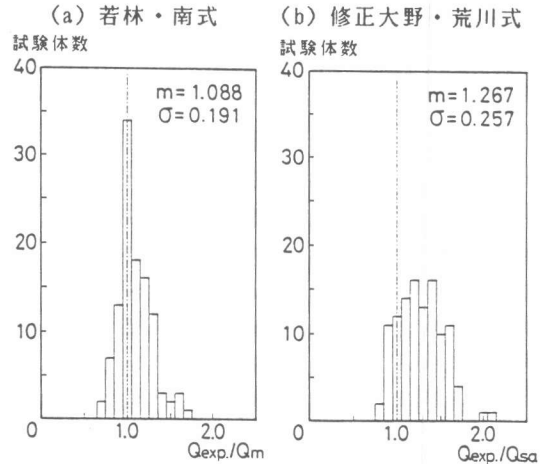


図1 実験値/計算値の頻度分布

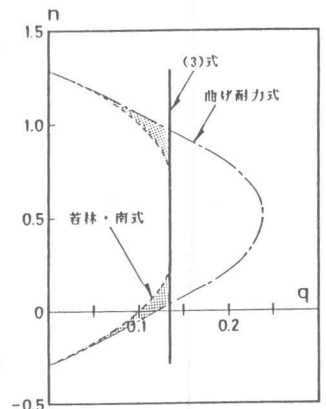


図2 n-q 相関曲線

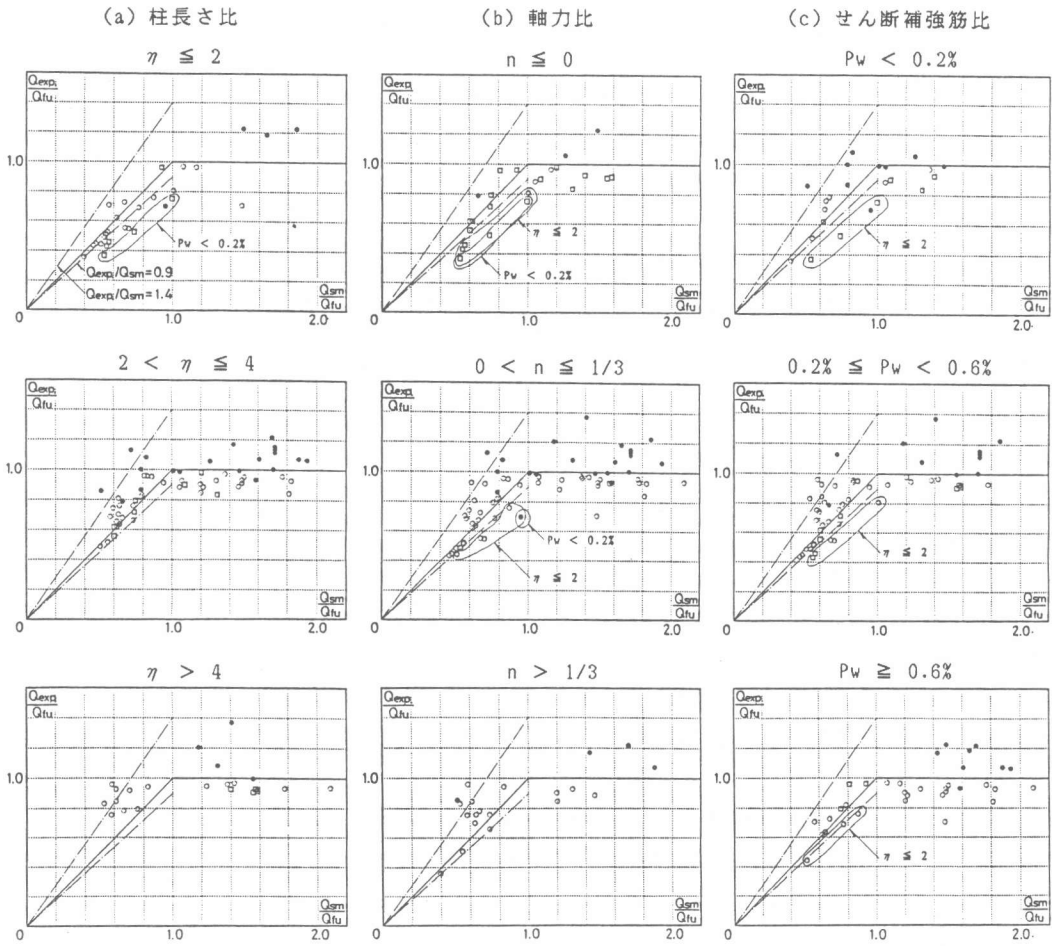


図3 (3)式によるせん断耐力計算値と実験値の比較

(3)式の実験値に対する妥当性を柱長さ比： η 、軸力比： n およびせん断補強筋比： P_w 別に検討したものを図3に示す。縦軸および横軸は、それぞれ実験値 Q_{exp} およびせん断耐力 Q_{sm} を曲げ耐力 Q_{ru} で除した値である Q_{exp}/Q_{ru} および Q_{sm}/Q_{ru} を表わし、○、□および●は、それぞれ柱試験体、はり試験体およびJCI選定試験体を示す。

(3)式でせん断耐力が与えられる試験体、すなわち、 $Q_{sm}/Q_{ru} \leq 1.0$ の試験体について実験値との対応をみると、柱長さ比、軸力比およびせん断補強筋比が小さくなるほど、実験値に対して危険側の評価を与える。特に、 $\eta \leq 2$ かつ $P_w < 0.2\%$ の試験体では、 $Q_{exp}/Q_{sm} < 0.8$ に評価する傾向にある。しかしながら、柱長さ比や軸力比などの部材の主要因子によって、実験値に対する適合度合の傾向を把握できることが理論式の強みと言えよう。

4. 実用設計式の提案

鉄筋コンクリート部材のせん断設計式として次式を提案する。

$$Q_{su} = b \cdot d \cdot P_w \cdot \sigma_{wy} + \alpha (1 - \beta / \nu) b \cdot D \cdot \nu \cdot F_c \tag{7}$$

ただし、 Q_{su} は、 $b \cdot d \cdot F_c / 4$ 以下とする。

ここで、 ν はコンクリート強度低減係数であり(8)式による。

$$\nu = (\eta + 1) / 4 \quad (\text{ただし、} 0.5 \leq \nu \leq 1) \tag{8}$$

また、せん断補強筋比の上限 P_{wmax} は (7)式より次式で与えられる。

$$P_{wmax} = (1 - 4\nu \cdot \alpha \cdot D/d) F_c / \{4\sigma_{wy}(1 - 2\alpha \cdot D/d)\} \quad (9)$$

提案式 ((7)式) は、(3)式においてははり機構およびアーチ機構の負担せん断力を、柱長さ比が1から3の範囲でコンクリート強度低減係数によって低減させた式である。3節で明らかにしたように (3)式は、柱長さ比が小さく、せん断補強筋量が少ない部材の実験値に対して危険側の評価を与える傾向にある。しかしながら、設計式としては、このような脆性破壊が予想される部材ほど、より大きな安全率を与えるべきである。そこで、コンクリートの強度低減係数 ν を(8)式のごとく定め、はり機構およびアーチ機構の負担せん断力を ν によって低減するものとした。図4に $\eta=2$ の場合の提案式と(3)式および曲げ耐力式の関係を示す。図中の実線、点線および一点鎖線はそれぞれ提案式、(3)式および曲げ耐力式を表わす。

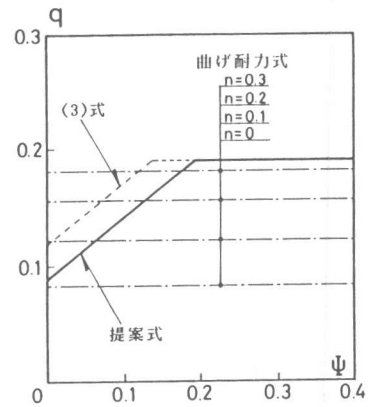


図4 q- Ψ 関係

図5に提案式の実験値に対する比率の頻度分布を示す。また、図6の(a)および(b)に提案式と修正大野・荒川式の比較をしている。なお、図中の表示方法は、図3と同じとした。提案式の実験値に対する比率の平均値は、 $m=1.097$ で、標準偏差は $\sigma=0.194$ であり、若林・南式と同程度の精度を有する。また、修正大野・荒川式に比して部材に与える安全率という点では若干劣るが、実験値に対する比率のばらつきが小さく、ばらつきの傾向をある程度理論的に説明できる点で優れており、実用設計式として十分に適用できる。

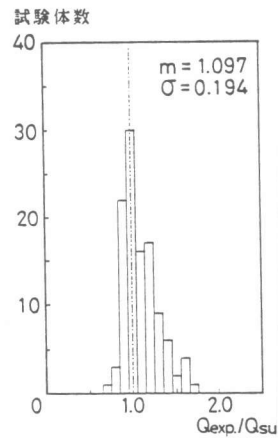


図5 実験値/提案式耐力の頻度分布

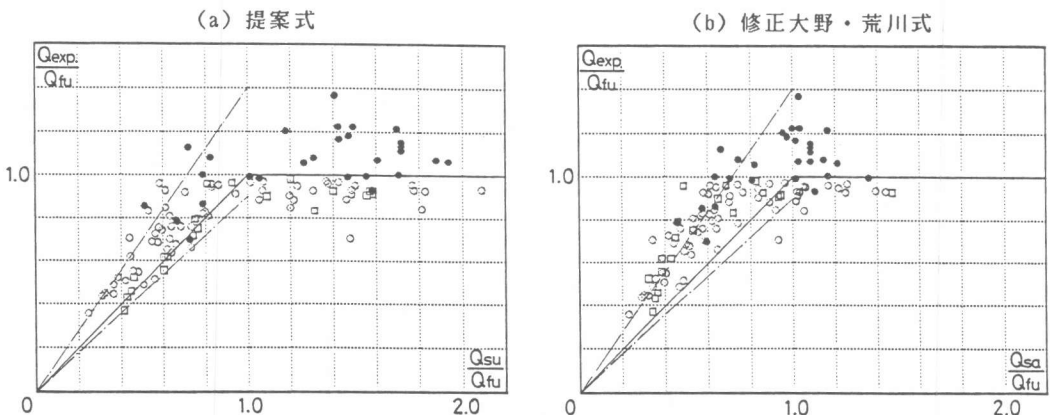


図6 提案式と修正大野・荒川式の比較

5. X形配筋部材の実用設計式の提案

平行配筋部材のせん断設計式に基づいてX形配筋部材のせん断設計式として次式を提案する。

$$dQ_{su} = b \cdot d \cdot P_w \cdot \sigma_{vy} + \alpha(1 - \beta / \nu) b \cdot D \cdot \nu \cdot F_c + dQ_u \quad (10)$$

ただし、 $dQ_{su} \leq b \cdot d \cdot F_c / 4 + dQ_u$ とする。

ここに、 $dQ_u = 2b \cdot D \cdot dP_t \cdot d\sigma_v \cdot \sin \theta$

dP_t : 引張X形主筋比

$d\sigma_v$: X形主筋の降伏応力度

θ : X形主筋の材軸となす角度

X形配筋部材の終局曲げモーメントの算定においては、表1の P_t を(11)式の P_t におきかえて求めることができる。

$$P_t = \rho P_t + dP_t \cdot \cos \theta \quad (11)$$

ここに、 ρP_t : 引張平行主筋比

55体のX形配筋柱の実験結果^{14), 15)}を用いて、提案式の実験値との対応を検討したものを図7に示す。提案式の実験値に対する比率の平均値は $m=1.144$ で標準偏差は $\sigma=0.187$ であり、平行配筋柱の場合と同様に提案式が実用せん断設計式として適用できることが示される。

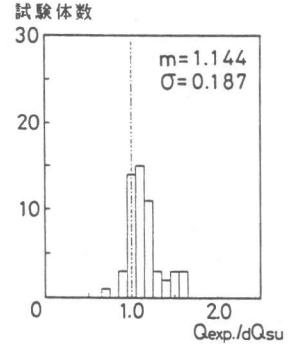


図7 X形配筋部材の実験値/提案式耐力の頻度分布

6. まとめ

鉄筋コンクリート部材の実用せん断設計式として、塑性理論に基づいた理論式を提案した。提案式は、式の構成が単純かつ明解であり、現行の実用せん断設計式と同程度以上に部材のせん断耐力を推定し得る。さらに、提案式は、X形配筋部材にも適用できる。

7. 参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(1982)；16条 はり、および柱のせん断補強、1982年、pp.194-217.
- 2) 土木学会：昭和61年制定・コンクリート規準示方書、6.3 せん断力に対する安全性の検討、1986年10月、pp.48-61.
- 3) 荒川卓：鉄筋コンクリート梁のせん断抵抗に関する研究（実験結果の総括）、日本建築学会論文報告集、1960年10月、pp.437-440.
- 4) Okamura, H and Higai, I.: Proposed Design Equation for shear strength of Reinforced Concrete Beams Without Web Reinforcement, Proc. of JSCE, No. 300, Avg. 1980, pp. 131-141.
- 5) 南宏一：せん断を受ける鉄筋コンクリート部材の極限解析について、日本コンクリート工学協会、RC構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム、1982年6月、pp.1-16.
- 6) 檜貝勇：最近の塑性理論およびトラス理論について、日本コンクリート工学協会、RC構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム、1982年6月、pp.17-24.
- 7) 青山博之：靱性に依存する鉄筋コンクリート造建築物の耐震設計法の開発に関する研究、7. せん断とねじりに関する設計、昭和60年度科学研究費補助金（総合研究A）研究成果報告書、1981年3月、pp.52-64.
- 8) 南宏一、若林實：鉄筋コンクリート部材のせん断強度について、第2回コンクリート工学年次講演会論文集(1980)、1980年6月、pp.449-452.
- 9) 村上利憲、福嶋孝之、南宏一：水平荷重を受ける鉄筋コンクリート耐震壁のせん断強度、第

7回コンクリート工学年次講演会論文集(1985)、1985年6月、pp.381-384.

- 10) 若林實、南宏一：コンクリート系構造部材のせん断強度について、京都大学防災研究所年報、第24号B-1、1981年4月、pp.245-277.
- 11) 渡辺史夫：曲げせん断を受ける鉄筋コンクリート柱の力学的性質に関する研究 付録. 既往の実験結果一覧表、京都大学学位請求論文、1984年7月、pp.187-226.
- 12) 吉岡研三：「柱選定試験体」選定理由および実験データの概要、日本コンクリート工学協会、第2回RC構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム：解析モデル検証用試験体の実験データ集、1983年10月、pp.9-20.
- 13) 南宏一、岡本浩一、若林實：SRC柱のせん断強度に関する理論解、第7回コンクリート工学年次講演会論文集(1985)、1985年6月、pp.557-560.
- 14) 南宏一：X形配筋柱の弾塑性性状に関する基礎的研究、京都大学学位請求論文、1984年12月
- 15) 南宏一、倉本洋：X形配筋柱の耐震性能に関する二、三の問題、大阪工業大学紀要、Vol.31 No.1、1986年10月、pp.27-57.

謝辞

本研究は、日本建築学会・鉄筋コンクリート構造運営委員会の耐震設計小委員会（主査、岡田恒男）に設けられているせん断ワーキング・グループ（主査・渡辺史夫）で行われた作業の一分担として行われたもので、渡辺主査および専門委員の熱心な御討議をいただきました。ここに、記して謝意を表します。

付録. 平行配筋部材のせん断設計式試案

1. 平行配筋部材のせん断耐力は (A-1)式による。

$$Q_u = \min(Q_{su}, Q_{ru}) \tag{A-1}$$

2. Q_{su} は (A-2)式による。

$$Q_{su} = b \cdot d \cdot P_w \cdot \sigma_{wy} + \alpha (1 - \beta / \nu) b \cdot D \cdot \nu \cdot F_c \tag{A-2}$$

ただし、 Q_{su} は、 $b \cdot d \cdot F_c / 4$ 以下とする。

ここに、 $\alpha = (\sqrt{\eta^2 + 1} - \eta) / 2$ 、 $\beta = 2P_w \cdot \sigma_{wy} / F_c$

$$\nu = (\eta + 1) / 4 \quad (\text{ただし、} 0.5 \leq \nu \leq 1)$$

3. Q_{ru} は(A-3)式による。

$$Q_{ru} = \sum M_u / l \tag{A-3}$$

4. M_u は(A-4)式により、 m_u は表-1による。

$$M_u = b \cdot D^2 \cdot F_c \cdot m_u \tag{A-4}$$

表 - 1 終局曲げモーメント： m_u

$n_0 = -2\phi$	$n_0 \leq n \leq n_1 : m_u = (n+2\phi)(1-n-2\phi)/2$
$n_1 = (1-d_1)/2-2\phi$	$n_1 \leq n < n_2 : m_u = \phi \cdot d_1 \{1+(2n-1+d_1)/4\phi\} + (1-d_1)/8$
$n_2 = (1-d_1)/2$	$n_2 \leq n < n_3 : m_u = \phi \cdot d_1 + n(1-n)/2$
$n_3 = (1+d_1)/2$	$n_3 \leq n < n_4 : m_u = \phi \cdot d_1 \{1-(2n-1+d_1)/4\phi\} + (1-d_1)/8$
$n_4 = (1+d_1)/2+2\phi$	$n_4 \leq n \leq n_5 : m_u = (n-2\phi)(1-n+2\phi)/2$
$n_5 = 1+2\phi$	

表 - 2 記号

$\phi = P_t \cdot \sigma_v / F_c$
$\eta = l / D$
$d_1 = d / D$
b : 柱幅、 D : 柱せい
d : 主筋間隔、 l : 部材長
F_c : コンクリート一軸圧縮強度
P_t : 引張主筋比
σ_v : 主筋の降伏応力度
P_w : せん断補強筋比
σ_{wy} : せん断補強筋の降伏応力度