

鉄筋コンクリート部材のせん断耐力算定法に関する基礎的検討

Fundamental Study on Calculation Method of Shear Strength of RC Members

北武コンサルタント株式会社
北武コンサルタント株式会社

○正 員 阿部淳一 (Junichi Abe)
正 員 渡邊忠朋 (Tadatomo Watanabe)

1. はじめに

鉄筋コンクリート部材のせん断耐力は、対象とする設計指針によって算定方法が種々存在する。たとえば土木分野におけるコンクリート標準示方法書¹⁾(以下、コンクリート標準)では、実験的検討を基本とした設計式を規定している。一方、建築分野におけるせん断耐力算定方法は、主として柱の実験結果を基本とする実験式と、解析的な検討に基づいた耐力算定手法が使用される。

各分野におけるせん断耐力算定方法は、詳細は後述するが、それぞれ部材の支持条件などを限定して設定されている。しかし、実際の設計では単純梁や、柱等の両端固定梁、コーベル等の片持ち梁などの種々の支持条件が存在する。これらに対しては、設定したせん断耐力算定式を用いて、工学的判断のもと、せん断耐力の算定値を低く見積もるなど、安全側に設定して使用するなどとしている。

しかし、本来、構築された算定方法は、構築された条件下で適用されるべきであり、異なる条件下での算定式の適用性を把握する必要性が考えられる。

このような観点のもと、本論文ではいくつかのせん断耐力算定方法の適用性を、非線形有限要素解析の結果を参考に検討を試みるものである。

2. せん断耐力の算定方法

ここでは、鉄筋コンクリート部材を対象に、現状の設計指針に示されるせん断耐力算定方法を、土木分野および建築分野からいくつか例を示す。

2.1 土木分野におけるせん断耐力算定方法

土木分野におけるせん断耐力算定手法の例として、コンクリート標準に示される式を以下に示す。コンクリート標準では、せん断スパン比の大きい領域と小さい領域をそれぞれ別に算定式を設定している。

a) せん断スパン比の大きい領域

せん断スパン比の大きい領域における設計式は、次式により算定される。

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd} + V_{ped} \quad (1)$$

ここで、

V_{cd} : せん断補強鋼材を用いない棒部材の設計せん断耐力

$$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$$

$$f_{vcd} = 0.20 \sqrt[3]{f'_{cd}} \quad \text{ただし, } f_{vcd} \leq 0.72 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1000/d} \quad \text{ただし, } \beta_d > 1.5 \text{ となる場合は } 1.5 \text{ とする.}$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100/p_v} \quad \text{ただし, } \beta_p > 1.5 \text{ となる場合は } 1.5 \text{ とする.}$$

$$\beta_n = 1 + 2M_0/M_{ud} \quad (N'_d \geq 0 \text{ の場合}) \quad \text{ただし, } \beta_n > 2 \text{ となる場合は } 2 \text{ とする.}$$

$$\beta_n = 1 + 4M_0/M_{ud} \quad (N'_d < 0 \text{ の場合}) \quad \text{ただし, } \beta_n < 0 \text{ となる場合は } 0 \text{ とする.}$$

N'_d : 設計軸方向圧縮力

M_{ud} : 軸力を考慮しない純曲げ耐力

M_0 : 設計曲げモーメント M_d に対する引張縁において、軸方向力によって発生する応力を打ち消すのに必要な曲げモーメント

b_w : 腹部の幅 (mm)

d : 有効高さ (mm)

$p_v = A_s / (b_w \cdot d)$

A_s : 引張側鋼材の断面積 (mm²)

f_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm²)

γ_b : 一般に 1.3 としてよい。

V_{sd} : せん断補強鋼材により受け持たれる設計せん断耐力

$$V_{sd} = [A_w f_{wyd} (\sin \alpha_s + \cos \alpha_s) / s_s + A_{pw} \sigma_{pw} (\sin \alpha_{ps} + \cos \alpha_{ps}) / s_p] z / \gamma_b$$

A_w : 区間 s_s におけるせん断補強鉄筋の総断面積 (mm²)

A_{pw} : 区間 s_p におけるせん断補強用緊張材の総断面積 (mm²)

σ_{pw} : せん断補強鉄筋降伏時におけるせん断補強用緊張材の引張応力度 (N/mm²)

$$\sigma_{pw} = \sigma_{wpe} + f_{wyd} \leq f_{pyd}$$

σ_{wpe} : せん断補強用緊張材の有効引張応力度 (N/mm²)

f_{wyd} : せん断補強鉄筋の設計降伏強度で、400 N/mm² 以下とする。ただし、コンクリート圧縮強度の特性 f_{ck} が 60 N/mm² 以上の時は、800 N/mm² 以下としてよい。

f_{pyd} : せん断補強用緊張材の設計降伏強度 (N/mm²)

α_s : せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

α_{ps} : せん断補強用緊張材が部材軸となす角度

s_s : せん断補強鉄筋の配置間隔 (mm)

s_p : せん断補強用緊張材の配置間隔 (mm)
 Z : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離で、一般に $d/1.15$ としてよい。
 γ_b : 一般に 1.10 としてよい。
 V_{ped} : 軸方向緊張材の有効引張力のせん断力に平行な成分
 $V_{ped} = P_{ed} \cdot \sin \alpha_{pl} / \gamma_b$
 P_{ed} : 軸方向緊張材の有効引張力 (N/mm²)
 α_{pl} : 軸方向緊張材が部材軸となす角度
 γ_b : 一般に 1.10 としてよい。
 である。

b) せん断スパン比の小さい領域

せん断スパン比の小さい領域における設計式は、DEEP BEAM 式として、式(2)あるいは式(3)により算定される。式(2)はせん断補強鉄筋無しの場合、式(3)はありの場合である。

せん断補強鉄筋無しの場合のせん断耐力は、次式により算定される。

$$V_{dd} = \beta_d \cdot \beta_n \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot f_{dd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b \quad (2)$$

ここで、

V_{dd} : 設計せん断圧縮破壊耐力

$$f_{dd} = 0.19 \sqrt{f'_{cd}} \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$\beta_p = \frac{1 + \sqrt{100 / p_v}}{2}$$

$$\beta_a = \frac{5}{1 + (a/d)^2}$$

d : 単純はりの場合は載荷点、片持はりの場合は支持部全面における有効高さ (mm)

γ_b : 部材係数で、一般に 1.3 とする。

である。

一方、せん断補強鉄筋無しの場合のせん断耐力は、次式により算定される。

$$V_{dd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b \quad (3)$$

2.2 建築分野におけるせん断耐力算定手法

これまで示したせん断耐力算定方法は、土木分野における算定方法の一例を示した。次にここでは、建築分野におけるせん断耐力の算定方法の例を、建築センターおよび建築学会の設計指針から示す。

a) 建築センター構造設計指針²⁾

ここでは、まず建築センター構造設計指針に示されるせん断耐力算定方法を示す。以下にせん断耐力算定式を示す。

$$Q_{su} = \left\{ \begin{array}{l} 0.068 p_t^{0.23} (F_c + 180) / \{ M / (Q \cdot d) + 0.12 \} \\ + 2.7 \sqrt{(p_w \cdot \sigma_{wy})} \\ + 0.1 \sigma_0 \end{array} \right\} b \cdot j \quad (4)$$

ここで、

p_t : 引張鉄筋比 (%)
 F_c : コンクリートの圧縮に対する材料強度 (kg/cm²)
 M/Q : 強度算定断面におけるモーメント M とせん断力 Q の比
 p_w : せん断補強鉄筋比 (小数)
 σ_{wy} : せん断補強筋の材料強度 (kg/cm²)
 b : はり幅 (cm)
 j : 応力中心間距離
 σ_0 : 平均軸圧縮応力度 (= $N / (d \cdot D)$) (kgf/cm²)
 である。

b) 建築学会終局強度型耐震設計指針³⁾

次に、建築学会終局強度型耐震設計指針に示される柱、梁のせん断信頼強度の算定方法をここでは示す。せん断信頼強度は次式により算定される。

$$V_u = b j_t p_w \sigma_{wy} \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) b D v \sigma_B / 2 \quad (5)$$

ここで、

$$\tan \theta = \{ \sqrt{[(L/D)^2 + 1]} - L/D \}$$

$$\beta = \{ (1 + \cot^2 \phi) p_w \sigma_{wy} \} / (v \sigma_B)$$

σ_B : コンクリート圧縮強度

σ_{wy} : せん断補強筋強度

b : 部材の幅

j_t : 主筋中心間距離

D : 全せい

L : 内法長さ

p_w : せん断補強筋比

v : コンクリート圧縮強度の有効係数

ϕ : トラス機構のコンクリート圧縮束の角度

θ : アーチ機構のコンクリート圧縮束の角度

である。ただし、 $p_w \sigma_{wy}$ が $v \sigma_B / 2$ を超える場合は、 $p_w \sigma_{wy} = v \sigma_B / 2$ とする。

降伏ヒンジを計画しない柱および梁の係数 v は、次式による v_0 とする。

$$v_0 = 0.7 - \sigma_B / 2000 \quad (6)$$

$\cot \phi$ の値は、次に示す (7) 式～ (9) 式による値のうち最小のものとする。

$$\cot \phi = 2.0 \quad (7)$$

$$\cot \phi = j_t / (D \tan \theta) \quad (8)$$

$$\cot \phi = \sqrt{(v \sigma_B / (p_w \sigma_{wy}) - 1.0)} \quad (9)$$

降伏ヒンジ領域の算定では、有効係数 v は、次式により算定される。

$$v = (1.0 - 15 R_p) \quad v_0 \leq R_p < 0.05 \quad (10)$$

$$= 0.25 v_0 \quad 0.05 < R_p$$

$\cot \phi$ は (7) 式、(8) 式、および以下に示す (11) 式による値のうち最小のものとする。

$$\cot \phi = 2.0 - 50 R_p \quad 0 < R_p \leq 0.02 \quad (11)$$

$$= 1.0 \quad 0.02 < R_p$$

ここで、

R_p : 部材の保証変形に対応する降伏ヒンジ領域の回転角

である。

3. FEM 解析によるせん断耐力算定式の比較

上述した土木分野におけるコンクリート標準のせん断耐力算定式は、単純梁の供試体を用いた実験結果に基づき算定されている。その破壊形態は、せん断補強鉄筋の降伏、およびコンクリートのせん断圧縮破壊をそれぞれ対象としている。

一方、建築分野におけるせん断耐力算定方法は、両端固定の境界条件となる梁の破壊形態に基づき算定されている。

このように、各設計指針で規定されるせん断耐力算定式は、対象としている部材の支持条件などが異なるものであり、本来のせん断耐力算定式は、求めた条件下で適用することがより望ましく、各算定式の適用性を明確にする必要性が考えられる。

このような観点のもと、ここでは、柱、および片持ち梁を対象として非線形有限要素解析を行い、その結果からせん断耐力算定手法の適用性の検討を試みる。

3.1 柱部材の検討

ここでは、まず柱部材の検討結果を示す。柱部材は、引張鉄筋比を 2%、断面高さを 50 の固定値とした。これに対し、せん断スパン比を 1.0, 2.0, 3.0 と変化させた場合の計算結果を示す。なお、計算は軸方向力を変化させても計算を試みたが、本論文では軸方向力は 0 とした結果のみを示す。

図-1 にせん断スパン比別の解析結果を示す。図は上に示したのがひび割れ図、下に示したのが応力図である。左からせん断スパン比 1.0, 2.0, 3.0 の結果を示した。各図の要素は、緑で示した箇所が RC 要素、オレンジで示した箇所は弾性要素（剛域）である。青い矢印が載荷位置である。ひび割れ図は、赤い線がひび割れ線を示している。また応力図は青い線が圧縮、赤い線が引張応力を示している。

図に示したように、せん断スパン比が 2.0, 3.0 ではひび割れは部材の両端部付近で発生するが、1.0 では部材全体に渡り発生している。同様に応力状態もせん断スパン比が 2.0, 3.0 では圧縮領域が部材の両端に個別に形成されているが、1.0 では部材の両端を結ぶように圧縮領域が形成されている。これらの傾向は、せん断スパン比が小さいほど建築学会終局強度型耐震設計指針でモデル化されるものと適合していると考えられる。

これらの結果より、柱部材のひび割れに基づく破壊形態から、せん断スパン比が大きい領域では、ひび割れ性状からはトラス理論に基づくせん断破壊形態となると想定される。一方、せん断スパン比が小さくなると、柱部材の両端を基点とした圧縮ストラッドが形成される耐荷力のメカニズムへ移行すると考えられる。そのため、これらの領域では建築分野でのせん断耐力算定手法が適合すると考えられる。

3.2 片持ち梁部材の検討

ここでは、片持ち梁部材を対象とした検討結果を示す。柱部材同様、引張鉄筋比を 2%、断面高さを 50 の固定値とし、せん断スパン比を 1.0, 2.0, 3.0 と変化させた

場合の計算結果を示す。

単純梁の計算結果を図-2 に示す。図は前述と同様に、せん断スパン比別にひび割れ図と応力図を示した。図よりひび割れ発生状況を検討すると、せん断スパン比が比較的大きい 2.0, 3.0 では、曲げひび割れが斜めひび割れへと進展している。一方、せん断スパン比が 1.0 の結果では荷重載荷点と支点を結ぶようにせん断ひび割れが発生している。

次に応力状態を検討すると、せん断スパン比 1.0 では圧縮ストラッドが形成されていることが確認できる。なお、単純梁の DEEP BEAM は、この圧縮ストラッドが形成されることの影響を考慮した手法である。

次に、同様な解析を単純梁でも行った。図-3 に単純梁の結果を示す。柱部材は、これまでと同様に引張鉄筋比を 2%、断面高さを 50 の固定値とした。これに対し、せん断スパン比を 1.0, 2.0, 3.0 と変化させた場合の計算結果を示している。

単純梁の結果は前述の片持ち梁の結果と同様に、せん断スパン比 1.0 で圧縮ストラッドが形成されていることが確認できる。このことから、片持ち梁の破壊形態と単純梁の破壊形態は同様であり、せん断耐力算定手法はいずれの条件に対して適用しても妥当であると考えられる。

4. まとめ

設計指針に規定されるせん断耐力算定式は、支持条件などがある条件下での実験、あるいは解析的検討から決定されている。しかし、実際の構造設計では種々の条件下での検討が求められる。そのため、せん断耐力算定式を決定した条件と異なる条件下での、算定式の適用性を把握する必要性が考えられた。

このような観点のもと、本論文では両端固定梁、片持ち梁、単純支持梁を対象として非線形有限要素解析を試み、得られる解析結果の破壊形態などからせん断耐力算定式の適用範囲の検討を試みた。

両端固定となる柱部材の検討では、せん断スパン比が小さいほど圧縮応力が部材の両端部を結ぶように形成され、建築分野でのせん断耐力算定手法を適用することの妥当性が確認された。

一方、片持ち梁部材、および単純梁の破壊形態は、せん断スパン比が小さい場合に圧縮ストラッドが形成され、両者は同様な傾向となった。これら単純梁と片持ち梁のせん断耐力は、圧縮ストラッドの影響を考慮した土木分野の DEEP BEAM を適用することの妥当性が確認された。

本検討では、断面諸元を固定して計算を試みた結果である。今後は、断面形状や鉄筋比などをパラメトリックに変化させ検討を試みたいと考えている。

参考文献

- 1) 土木学会：コンクリート標準示方書〔設計編〕，2007。
- 2) 日本建築センター：構造計算指針・同解説，1991。
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説，1990。

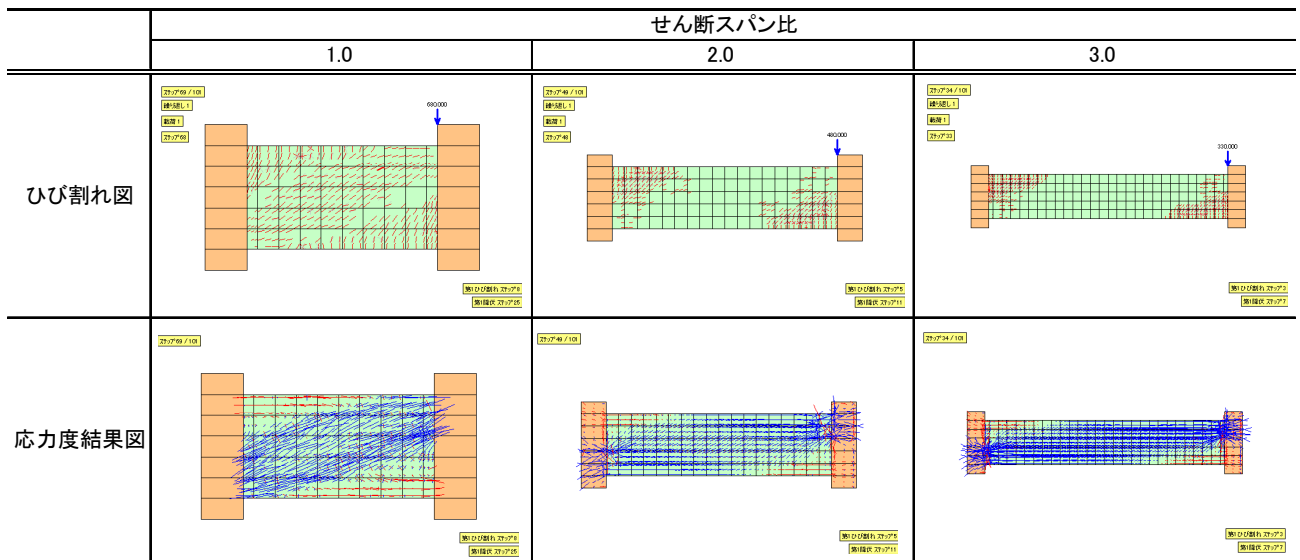


図-1 柱部材の解析結果

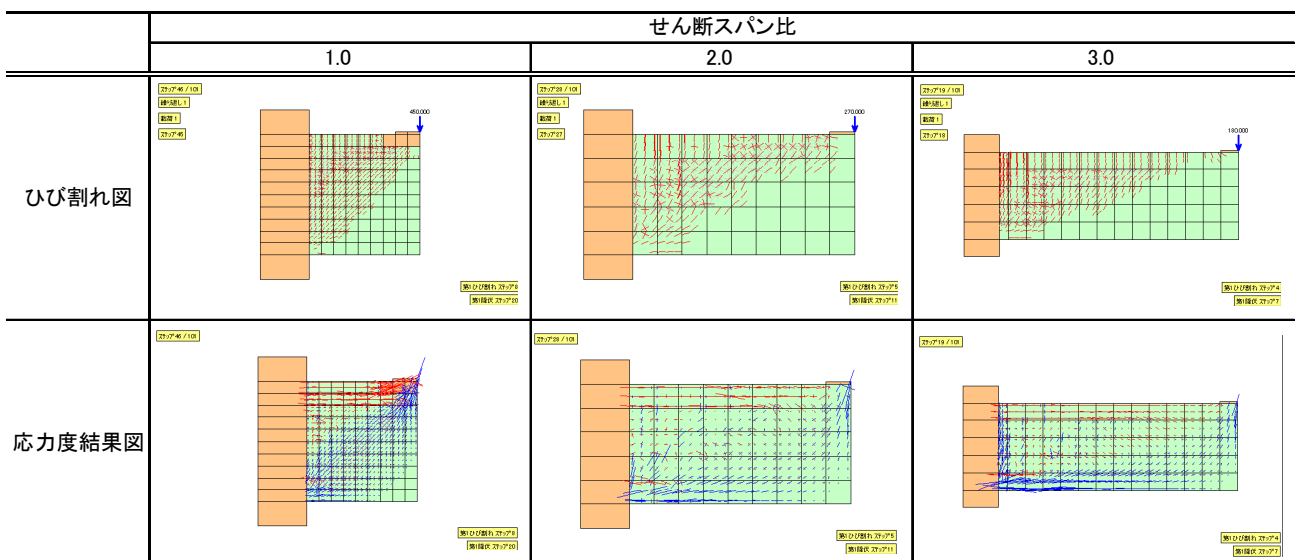


図-2 片持ち梁部材の解析結果

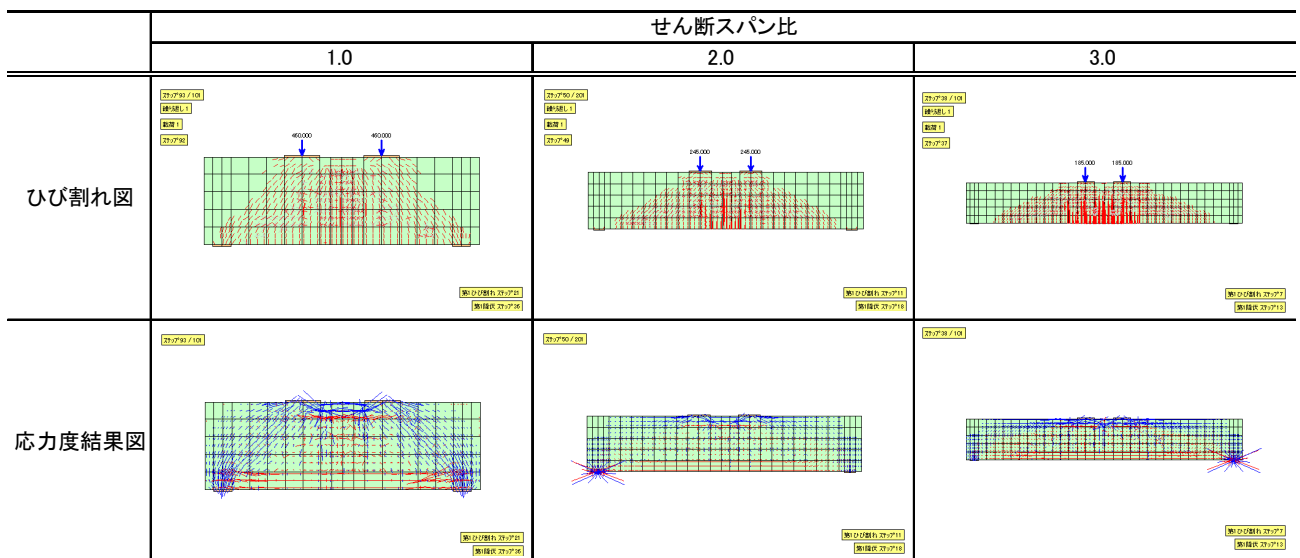


図-3 単純梁部材の解析結果