

論文 RC はりのせん断抵抗機構に立脚した荷重変位関係の予測モデルに基づくせん断補強筋の抵抗力寄与分の分類

山田 雄太*1

要旨: RC はり部材におけるせん断補強筋の抵抗力寄与分に関する耐荷機構上の分類を明らかにすることを目的として、荷重変位関係および耐荷機構の推移を予測する数理モデルを構築した。構築したモデルは各耐荷機構の荷重寄与率により定式化された曲げひび割れ幅およびその発生間隔から曲げ変形量を予測し、斜めひび割れ発生後のせん断変形量から各耐荷機構の荷重寄与分を算定するものである。せん断補強筋の有無を実験変数とした RC はりを対象として構築したモデルにより耐荷機構の推移を算定した結果、せん断補強筋のダウエル力はビーム機構に分類され、その軸方向力はアーチ機構に分類される可能性が高いことを示した。

キーワード: RC はり, せん断, 耐荷機構, アーチ機構, ビーム機構, せん断補強筋, ダウエル効果

1. 序論

劣化した鉄筋コンクリート (RC) 部材のせん断耐力を合理的に予測する観点からも理論的な予測手法の開発が求められている。RC はり部材のせん断抵抗機構であるアーチ機構とビーム機構に着目すると、せん断補強筋の抵抗力寄与分については、トラス機構の成立を前提とすればビーム機構に相当するものであると類推される。しかしながら、実際の部材ではアーチ機構とビーム機構が混在する状態にあることからこのような類推法の適用範囲は限定的であり、理論化に際してはせん断補強筋における抵抗力寄与分の精確な分類が求められる。有限要素法に代表される離散的な数値解法に基づく分類の結果はせん断補強筋の表現方法に依存することに加え、修正圧縮場理論¹⁾に代表される分散ひび割れモデルでは材料の応力-ひずみ関係を平均的に取り扱うモデルの特性から、このような分類を行うことは本質的に困難である。

本研究では、著者により提案された「耐荷機構の耐力予測モデル」^{2),3)}に基づく荷重変位関係の予測のための数理モデルを解析的手法により構築するとともに、モデルを適用した計算の結果から、せん断補強筋における抵抗力寄与分の分類に関する考察を試みた。

2. 荷重変位関係の予測モデル

2.1 アーチ機構とビーム機構の定義

アーチ機構およびビーム機構のせん断力寄与分は、断面に作用するモーメントの1階微分に微分連鎖則を適用することで導くことができる⁴⁾。すなわち、

$$V_{a(x)} = T_{(x)} \frac{dy(x)}{dx} \quad (1)$$

$$V_{b(x)} = y(x) \frac{dT(x)}{dx} \quad (2)$$

ここに、 V_a : アーチ機構の荷重寄与分、 V_b : ビーム機

構の荷重寄与分、 T : 主鉄筋に作用する軸方向引張力、 y : 応力中心間距離、 x : 部材軸方向座標である。

式(1)および式(2)は、**図-1**に示す微小要素に作用する力の平衡状態からも導出することが可能であり、平面保持の仮定が適用できない場合においても成立する。

2.2 材料構成則

荷重変位関係の算定に際して、**図-2**に示す材料構成則を適用した。鉄筋の応力-ひずみ関係については、以下の式で表される完全弾塑性モデルを適用した (**図-2(a)**)。

$$\sigma_s(\varepsilon_s) = \begin{cases} E_s \varepsilon_s & 0 \leq \varepsilon_s < \varepsilon_y \\ f_y & \varepsilon_y \leq \varepsilon_s \end{cases} \quad (3)$$

ここに、 σ_s : 鉄筋の引張応力、 E_s : 鉄筋のヤング係数、 ε_s : 鉄筋の引張ひずみ、 ε_y : 鉄筋の降伏ひずみ、 f_y : 鉄筋の降伏強度である。

コンクリートの応力-ひずみ関係における圧縮側の構成則については、以下の式で表される2次放物線型モデル⁵⁾を適用した (**図-2(b)**)。

$$\sigma_c(\varepsilon_c) = \begin{cases} k_1 f_c \left\{ 2 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right) - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right\} & 0 \leq \varepsilon_c < \varepsilon_0 \\ k_1 f_c & \varepsilon_0 \leq \varepsilon_c < \varepsilon_{cu} \end{cases} \quad (4)$$

ここに、 σ_c : コンクリートの圧縮応力、 $k_1=0.85$ 、 f_c : コンクリートの圧縮強度、 ε_c : コンクリートの圧縮ひずみ、 $\varepsilon_0=2000\mu$ 、 ε_{cu} : コンクリートの終局ひずみ (3500 μ) である。

引張側の構成則については、ひび割れ面の法線方向開口変位 (u_t) の関数として以下の式で与えた (**図-2(b)**)。

$$\sigma_t(u_t) = f_t R_{tc} \frac{u_t}{u_{tc}} \quad (5)$$

ここに、 σ_t : コンクリートの引張応力、 f_t : コンクリートの引張強度、 $R_{tc}=0.25$ 、 $u_{tc}=0.75$ である。

σ_t/f_t は土木学会コンクリート標準示方書⁵⁾に記載されて

*1 日本大学 理工学部土木工学科 助教 博士 (工学) (正会員)

いる引張軟化曲線と整合するよう、 $(u_t, \sigma_t/f_t) = (0.75, 0.25)$ をとる連続関数として与えた。

鉄筋とコンクリート間の付着応力-変位関係については、付着の基礎微分方程式を線形化する観点から、以下の線形関係で与えた (図-2(c))。

$$\tau_{(u)} = \frac{\tau_f}{u_f} u \quad (6)$$

ここに、 τ : 付着応力、 τ_f : 付着強度、 u_f : 最大付着滑り、 u : 付着滑りである。

2.3 曲げひび割れ発生時までにける荷重変位関係

本研究では、図-3に示す4点曲げ荷重の変形状態を対象とし、荷重変位関係の予測モデルを構築した。曲げひび割れ発生時までは、弾性論に基づき以下の式で荷重変位関係を表すことができる (図-3(a))。

$$u_e = \frac{V}{3E_c I_e} \left\{ \left(\frac{L}{2} - a \right)^3 + \frac{3}{8} (L - a) L^2 - \frac{1}{2} (L - a)^3 \right\} \quad (7)$$

ここに、 u_e : 弾性状態におけるスパン中央変位、 V : 作用せん断力、 E_c : コンクリートの1/3割線弾性係数、 I_e : 弾性状態における断面2次モーメント、 L : スパン、 a : せん断スパンである。

2.4 曲げひび割れの発生から斜めひび割れの発生時までにける荷重変位関係

(1) スパン中央変位 (u_m) の定式化

荷重の増加に伴い、主要曲げひび割れ (primary crack) の間には副次的なひび割れ (secondary crack) が発生するが、有効高さが相対的に小さな small beam では、primary crack による変形が卓越することに加え⁶⁾、secondary crack は primary crack と比較してひび割れ長も短いことから secondary crack による曲げ変形は相対的に小さいものと考えられる。従って、本研究では曲げひび割れの発生から斜めひび割れの発生までは primary crack による変形が卓越するものと仮定し、primary crack のひび割れ間隔 (L_{cr})、曲げひび割れ幅 (w) から曲げひび割れに起因するスパン中央変位 (u_m) を算定した (図-3(b))。後述の通り、せん断変形は斜めひび割れの開口により卓越することを仮定し、 u_m の算定に際しては Bernoulli-Euler の梁理論を適用した。

図-4に曲げひび割れ幅と曲率の幾何学的関係を示す。曲率半径 (ρ) は以下の式で表される。

$$\rho = \sqrt{(h - y_n)^2 - \left(\frac{w}{2} \right)^2} + \frac{L_{cr}(h - y_n)}{w} \quad (8)$$

ここに、 ρ : 曲率半径、 h : はり高、 y_n : はり上縁から中立軸までの距離、 w : primary crack のひび割れ開口幅、 L_{cr} : ひび割れ間隔である。

曲率 ($1/\rho$) と変位の関係は以下の式で表される。

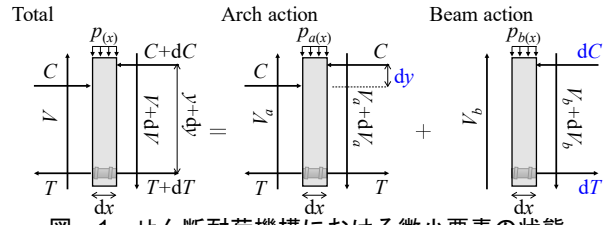


図-1 せん断耐荷機構における微小要素の状態

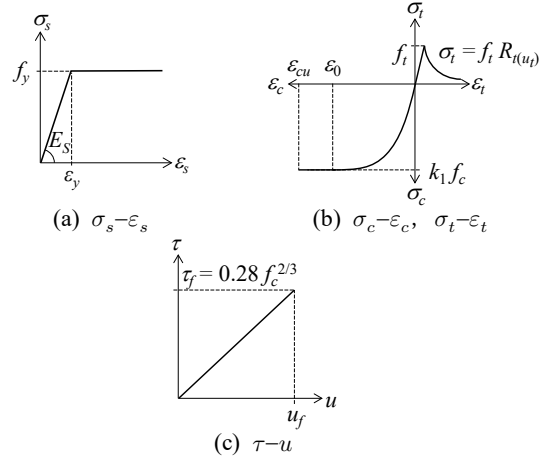


図-2 材料構成則

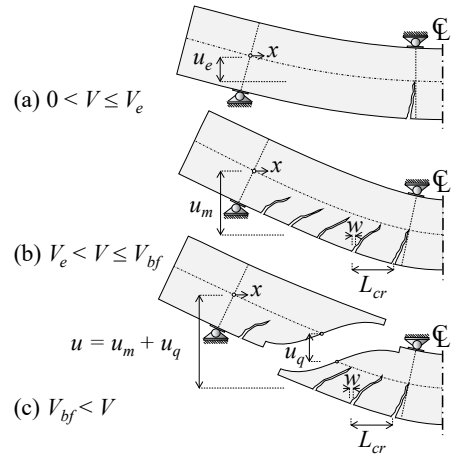


図-3 変形の状態

$$\frac{d^2 u_{m(x)}}{dx^2} + \frac{1}{\rho} = 0 \quad (9)$$

境界条件: $u_{m(0)} = 0$, $u_{m(L)} = 0$ を用いて上式を解くことで、 $u_m := u_{m(L/2)}$ は以下の式で表される。

$$u_m = \frac{L^2}{8\rho} \quad (10)$$

(2) ひび割れ間隔 (L_{cr}) および開口幅 (w) の定式化

図-5に L_{cr} および w の導出に関する解析領域と鉄筋とコンクリートにおける微小要素の平衡状態を示す。鉄筋とコンクリートの変位に関する支配方程式は以下の式で表される。

$$\frac{d^2 u_{st(x)}}{dx^2} - k_{st}^2 u_{st(x)} = 0 \quad (11)$$

$$\frac{d^2 u_{co(x)}}{dx^2} - k_{co}^2 u_{co(x)} = 0 \quad (12)$$

$$k_{st} = \sqrt{\frac{L_R \tau_f}{E_s A_s u_f}} \quad (13)$$

$$k_{co} = \sqrt{\frac{L_R \tau_f}{E_c (b h_{eff} - A_s) u_f}} \quad (14)$$

ここに、 $u_{st}(x)$ ：主鉄筋の軸方向変位、 k_{st} ：主鉄筋の付着パラメータ、 L_R ：主鉄筋の全周長、 A_s ：主鉄筋の全断面積、 $u_{co}(x)$ ：コンクリートのはり軸方向変位、 k_{co} ：コンクリートの付着パラメータ、 b ：はり幅、 h_{eff} ：鉄筋コンクリート領域の高さである。

h_{eff} は対象断面において、主鉄筋降伏時の主鉄筋に作用する合力とコンクリートに作用する圧縮合力が釣り合うために必要な断面高さであり、以下の式で表すことができる。

$$h_{eff} = \begin{cases} \frac{A_s (f_y + f_c)}{b f_c} & h_{eff} < h - y_n \\ h - y_n & h - y_n \leq h_{eff} \end{cases} \quad (15)$$

支配方程式の境界条件は次式で与えられる。

$$u_{st(0)} = 0 \quad (16)$$

$$u_{co(0)} = 0 \quad (17)$$

$$\delta T = \frac{L_R \tau_f}{u_f} \int_0^{L_{cr}} u_{st(x)} dx \quad (18)$$

$$\left. \frac{du_{co}(x)}{dx} \right|_{x=0} = \frac{f_t}{E_c} \quad (19)$$

ここに、 δT ：解析領域において引張主鉄筋に作用する力の変化量である。

以上の境界条件を用いて支配方程式を解くことで、以下の式を得る。

$$u_{st(x)} = \frac{\delta T k_{st} u_f}{L_R \tau_f (\cosh k_{st} L_{cr} - 1)} \sinh k_{st} x \quad (20)$$

$$u_{co(x)} = \frac{f_t}{k_{co} E_c} \sinh k_{co} x \quad (21)$$

w は u_{st} と u_{co} を用いて以下の式で表される。

$$w = u_{st(L_{cr})} - u_{co(L_{cr})} \quad (22)$$

primary crackの本数に w を乗じることで primary crackの発生直前におけるコンクリートの伸び量を表すことができると考えられる。せん断スパン内において primary crackは概ね等間隔に発生することを仮定すると、以下の関係式が成立する。

$$\left(\frac{a + a u_{co(L_{cr})} / L_{cr}}{L_{cr}} - 1 \right) w - \frac{a u_{co(L_{cr})}}{L_{cr}} = 0 \quad (23)$$

(3) 引張合力変化量 (δT) の定式化

耐荷機構の寄与率を定義することにより式(1)から以下の微分方程式が導かれる。

$$\frac{dy(x)}{dx} - \frac{1 - P_b}{x} y(x) = 0 \quad (24)$$

$$P_b := \frac{V_b}{V} \quad (25)$$

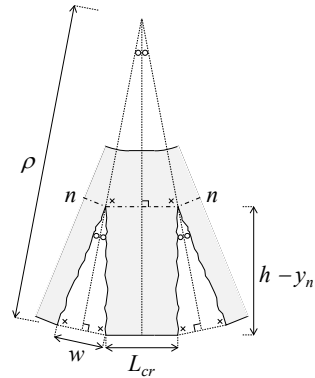


図-4 曲げひび割れ幅と曲率の幾何学的関係

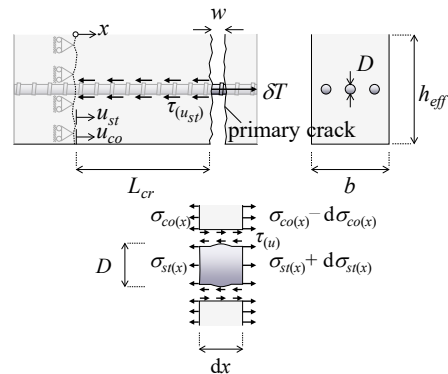


図-5 L_{cr} と w の導出に関する概念図

ここに、 P_b ：ビーム機構の荷重寄与率である。

境界条件および $T(x)$ 、 $y(x)$ 、 V との関係は以下の式で表すことができる。

$$y_{(L_B + d/2)} = y_u \quad (26)$$

$$T(x) = \frac{V}{y(x)} x \quad (27)$$

ここに、 L_B ：鉛直応力非卓越領域 (B 領域)^{2),3)}の軸方向長、 y_u ： $x = L_B + d/2$ における応力中心間距離である。

式(26)を用いて式(24)を $y(x)$ について解き、式(27)に代入することで、 $T(x)$ に関する以下の式を得る。

$$T(x) = \frac{V}{y_u} \left(L_B + \frac{d}{2} \right)^{1 - P_b} x^{P_b} \quad (28)$$

スパン全域において図-5に示した状態にあることを仮定すると、引張合力の変化量 (δT) は $T_{(L_{cr})}$ と $T_{(0)}$ の差分として表現することができる。すなわち、

$$\delta T = \frac{V}{y_u} \left(L_B + \frac{d}{2} \right)^{1 - P_b} L_{cr}^{P_b} \quad (29)$$

(4) 中立軸位置 (y_n) の定式化

図-6に部材断面における応力とひずみの状態を示す。前述の通り平面保持の仮定を適用する。圧縮合力 (C) は以下の式で表すことができる。

$$C_{(L_B + d/2)} = \alpha_{c1} y_n \quad (30)$$

$$\alpha_{c1} = \frac{b k_1 f_c}{\varepsilon_{cu}} \left(\varepsilon_{cu} - \frac{\varepsilon_0}{3} \right) \quad (31)$$

はり上縁から圧縮合力作用位置までの距離 (y_g) は以下の式で表すことができる。

$$y_g = \alpha_{c2} y_n \quad (32)$$

$$\alpha_{c2} = \frac{6\varepsilon_{cu}^2 - \varepsilon_0^2}{4\varepsilon_{cu}\varepsilon_0 - 12\varepsilon_{cu}^2} + 1 \quad (33)$$

y_u は以下の式で表される。

$$y_u = d - y_g \quad (34)$$

$T_{(L_B+d/2)} - C_{(L_B+d/2)} = 0$ より y_n は以下の式で表される。

$$y_n = \frac{d}{2\alpha_{c2}} \left\{ 1 \pm \sqrt{1 - \frac{4\alpha_{c2}V(L_B+d/2)}{\alpha_{c1}d^2}} \right\} \quad (35)$$

2.5 斜めひび割れ発生後の荷重変位関係

(1) ビーム機構の耐力 (V_{bf}) の定式化

斜めひび割れの発生以降は主要な斜めひび割れの鉛直方向開口幅 (u_q) を u_m に加算することでスパン中央変位 (u) を算定した (図-3(c))。終局耐力に支配的な影響を及ぼす斜めひび割れは V がビーム機構の耐力 (V_{bf}) に到達した時に発生するものと考えられる。 V_b が V_{bf} に到達する過程において、斜めひび割れの開口モードは法線方向開口モードから接線方向開口モードに移行するものと考えられるが⁷⁾、開口過程については実現象と乖離がないことを検証する必要がある。このような開口過程を考慮する場合、計算過程が複雑化することに加え、せん断補強筋に生じるひずみが増加するのは $V_b = V_{bf}$ の状態以降であることから⁸⁾、この状態に到達するまでの過程においてはせん断補強筋の影響を無視し、斜めひび割れ面に作用する最大主(引張)応力のみを考慮することとした。

既往の研究²⁾により導かれた V_{bf} のせん断応力に関する項を無視し、斜めひび割れはひび割れ面上の最大主応力が引張強度に到達した際に生じることを仮定すると V_{bf} は以下の式で表される。

$$V_{bf} = \frac{2y_u}{L_B} b L_{(L_B/2,h)} f_t \quad (36)$$

$$L_{(x,h)} = A_{(h)} \tan^{-1} B_{(h)} x \quad (37)$$

ここに、 $L_{(x,h)}$: 弾性解に基づく斜めひび割れの経路を表す関数²⁾、 $A_{(h)} = 0.34h - 0.19$ 、 $B_{(h)} = 3.29h^{-1}$ である。

図-7 に各耐荷機構における斜めひび割れ発生後の自由体を示す。式(2)に示した通り、ビーム機構は軸方向圧縮力の変化量 (δC) もしくは δT の発生のみ起因する耐荷機構である²⁾。せん断補強筋を有するはりでは斜めひび割れ発生以降も V_b は一定値以上を保つ⁸⁾。ビーム機構の自由体において (図-7(b))、斜めひび割れ面上におけるコンクリートに作用する応力が無視できる状態まで斜めひび割れが十分に開口した状態を考えると、 δC を生じるためにはせん断補強筋のダウエル力のはり軸方向成分 (F_{dwh}) をビーム機構に分類する必要がある。式(1)に示した通り、アーチ機構は C もしくは T 作用位置の変化のみ起因する耐荷機構である²⁾。アーチ機構の自由体において (図-7(c))、仮に斜めひび割れ面上にはり軸方向の力を生じた場合、アーチ機構が成立しなくなることから

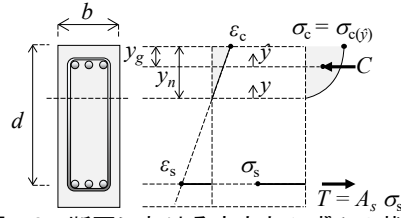


図-6 断面における応力とひずみの状態

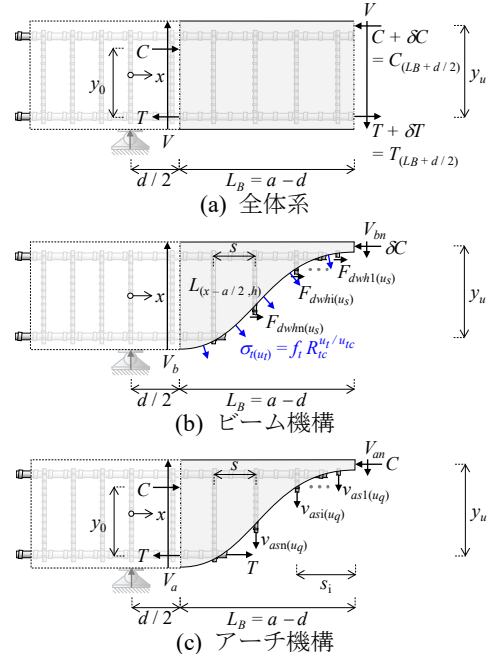


図-7 斜めひび割れ発生後の自由体

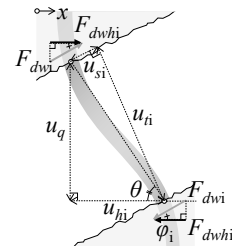


図-8 せん断補強筋のダウエル効果に関する概念図

もダウエル力の分類に関する妥当性を理解できる。一方、せん断補強筋の軸方向力 (鉛直方向力) については、いずれの耐荷機構に分類した場合でも矛盾を生じないものの、アーチ機構が卓越する状態以降にせん断補強筋の軸方向力が発生することからも⁸⁾、本研究ではアーチ機構に分類されるものであることを仮定した。

(2) ビーム機構の荷重寄与分 (V_b) の定式化

斜めひび割れの開口後における V_b は図-7(b)に示した自由体の平衡状態より以下の式で表される。

$$V_b = V_{bc} + V_{bdw} \quad (38)$$

$$V_{bc} = \frac{2y_u}{L_B} b L_{(L_B/2,h)} \sigma_t(u_t) \quad (39)$$

$$V_{bdw} = \frac{y_u}{L_B} \sum_i F_{dwhi} \quad (40)$$

ここに、 V_{bc} : コンクリートが受け持つ V_b の残存抵抗力

寄与分, V_{bdw} : せん断補強筋のダウエル力により生じる V_b の残存抵抗力寄与分, F_{dwhi} : i 番目のせん断補強筋に生じる F_{dwh} である。

(3) せん断補強筋のダウエル力 (F_{dwh}) の定式化

図-8 にせん断補強筋のダウエル効果に関する概念図を示す。 F_{dwhi} の定式化に際しては Dulacska⁹⁾により提案されている以下の式を適用した。

$$F_{dwhi} = 0.2D^2 f_{yw} \sin \varphi_i \omega_i \quad (41)$$

$$\omega_i = \sqrt{1 + \frac{f_c}{0.03 f_{yw} \sin^2 \varphi_i}} - 1 \quad (42)$$

$$u_{si} = \frac{1.14 F_{dwi}}{D10^3} \sqrt{\frac{1}{f_c} \tan \left(\frac{\pi F_{dwi}}{2 F_{dwhi}} \right)} \quad (43)$$

ここに, F_{dwhi} : i 番目のせん断補強筋位置 (x_i) におけるダウエル力の最大値, D : せん断補強筋の直径, f_{yw} : せん断補強筋の降伏強度, φ_i : x_i における主応力角, u_{si} : x_i におけるひび割れ面に対する接線方向変位, F_{dwi} : i 番目のせん断補強筋に作用するダウエル力である。ただし, F_{dwi} - u_{si} 関係における単位系は [N] [mm] 系である。

F_{dwhi} は以下の式で与えられる。

$$F_{dwhi} = F_{dwi} \cos \varphi_i \quad (44)$$

$\varphi_i = \partial L_{(x_i, h)} / \partial x_i$ より, $\varphi_{i(x_i, h)}$ は以下の式で与えられる。

$$\varphi_{i(x_i, h)} = \tan^{-1} \left(\frac{A_{(h)} B_{(h)}}{1 + B_{(h)}^2 x_i^2} \right) \quad (45)$$

u_{si} と u_q の関係は以下のように表される。

$$u_{si} = u_q \left(\frac{\cos \varphi_i}{\tan \theta_i} - \sin \varphi_i \right) \quad (46)$$

ここに, $\tan \theta_i$: 斜めひび割れの水平方向開口量 (u_{hi}) に対する u_q の比率である (図-8)。

(4) アーチ機構の荷重寄与分 (V_a) の定式化

斜めひび割れの開口後における V_a は図-7(c) に示した自由体の平衡状態より以下の式で表される。

$$V_a = V_{ac} + V_{as} \quad (47)$$

$$V_{ac} = \frac{C y_u - V_b d/2}{L_B + d/2} \quad (48)$$

$$V_{as} = \frac{\sum_i \{v_{asi} s_i\}}{L_B + d/2} = \frac{\sum_i \{\sigma_{aswi} A_{wi} s_i\}}{L_B + d/2} \quad (49)$$

$$\sigma_{aswi} = \frac{E_s u_q}{h_w} \quad (50)$$

ここに, v_{asi} : i 番目のせん断補強筋に作用する軸方向力 (鉛直方向力), s_i : v_{asi} 作用軸から載荷点側の B 領域端部までの距離, σ_{aswi} : i 番目のせん断補強筋に作用する軸方向応力, A_{wi} : i 番目のせん断補強筋 1 組の断面積, h_w : せん断補強筋の軸方向長 (鉛直方向長) である。

コンクリートに作用する圧縮合力の最大値 (C_f) は以下の式で与えた。

$$C_f = \begin{cases} \alpha_{c1} h_c & \text{without stirrups} \\ f_c b h_c & \text{with stirrups} \end{cases} \quad (51)$$

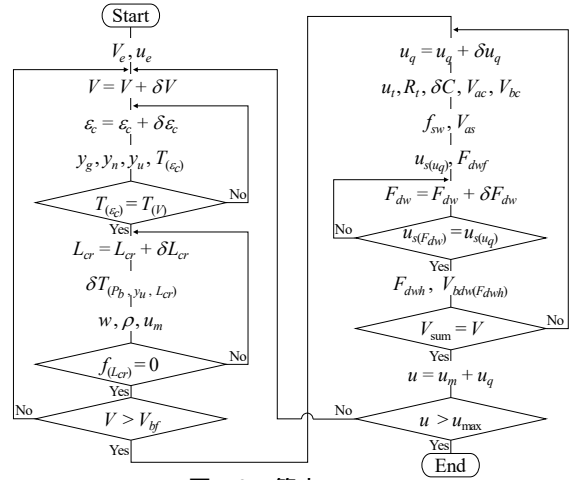


図-9 算定フロー

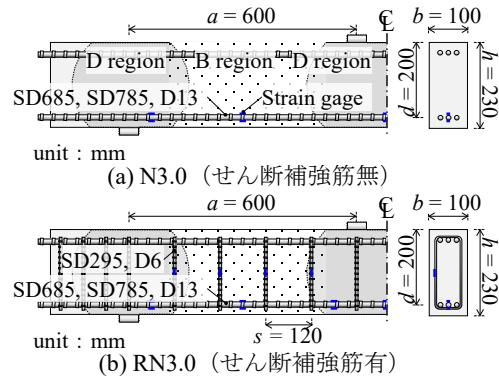
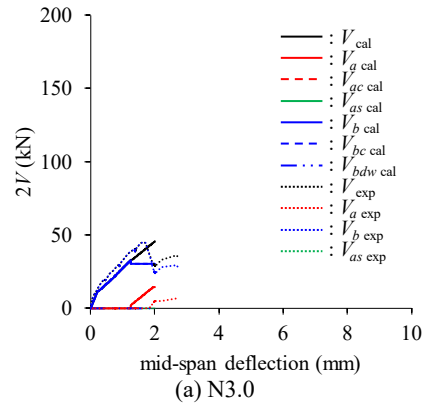
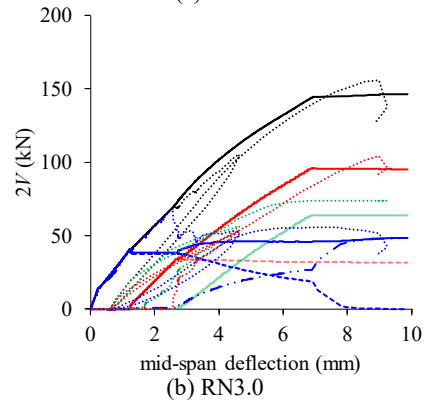


図-10 対象とする試験体の諸元



(a) N3.0



(b) RN3.0

図-11 荷重変位関係の算定結果と実験結果

ここに, h_c : 載荷点側の B 領域端部における斜めひび割れ発生位置から上縁までの高方向距離である。

せん断補強筋を有する場合にはその拘束効果により、圧縮側において1軸圧縮強度と同程度の強度を発現することを定性的に反映する観点から、 C_f の算定時には f_c の低減効果を考慮しないこととした。 $C = C_f$ の時、 V_{ac} はアーチ機構におけるコンクリート寄与分の耐力(V_{acf})に到達し、 $\sigma_{aswi} = f_{yw}$ の時、 V_{as} はアーチ機構におけるせん断補強筋寄与分の耐力(V_{asf})に到達する。

2.6 荷重変位関係の算定フロー

図-9に荷重変位関係の算定フローを示す。本研究では、 V を増加させることで荷重制御に相当する計算手法により各荷重ステップに対応するスパン中央変位(u)を算定した。算定された V_a と V_b の総和が V と平衡するまで u を増加させ、 u が規定する最大値($u_{max} = 15.0 \text{ mm}$)に到達するまでに解が定まらない場合、非平衡状態に到達したものと判断し、そのステップで計算を終了した。

3. モデルに基づく耐荷機構上の分類

3.1 解析対象の概要

図-10に解析対象としたRCはりの諸元を示す。せん断補強筋の有無を実験変数としたせん断スパン比が3.0である2体のはり²⁾を対象とした。各ケースにおいて断面寸法、配筋および鉄筋の形状が等しいことから、鉄筋とコンクリート間の最大付着滑りは等しく $u_f = 0.4 \text{ mm}$ とした。 f_c は、N3.0とRN3.0に対してそれぞれ、24.6 MPa、34.0 MPaである。

3.2 荷重変位関係の算定結果と実験結果の比較

図-11にモデルによる荷重変位関係の算定結果と実験結果を示す。RN3.0における V_{as} の実験値は斜めひび割れと交差する各せん断補強筋のひずみゲージから算定された値の合計値である。いずれのケースにおいても V と各耐荷機構寄与分の算定結果は実験結果の推移と概ね一致する傾向を示した。 V_{bf} の値については過小評価する傾向を示したが、これは斜めひび割れの接線方向開口変形に伴うせん断応力の寄与を無視しているためである。RN3.0では $V_b = V_{bf}$ の状態以降、 V_{bc} の低下に伴いせん断補強筋のダウエル力に起因する V_{bdw} が増加することで実験結果と同様に V_b が概ね一定の値に保持される様子が確認できる。 V_{ac} についてはN3.0と同様にその最大値は V に対して25%程度の相対的に小さな値を示し、以降はせん断補強筋の軸方向力に起因する V_{as} が発現することで V_a についても実験結果と同様の推移を示す様子が確認できる。仮に V_{bdw} を考慮しない場合には、 V が過小評価されることに加え、算定された V_{as} と V_{bdw} をビーム機構とアーチ機構に、それぞれ、もしくは同時に分類した場合には、 $V_b = V_{bf}$ の状態以降、 V_b が過大評価、 V_a が過小評価されることから、モデルの構築過程に示した V_{as} および V_{bdw} に関する耐荷機構上の分類が妥当であることを理解

できる。

以上に記したモデルの構築過程を含む一連の考察により、せん断補強筋のダウエル力はビーム機構に分類され、せん断補強筋の軸方向力(鉛直方向力)はアーチ機構に分類される可能性が高いことを示した。

4. 結論

本研究により得られた結論を以下に記す。

- 1)せん断耐荷機構に関する種々の考察から各耐荷機構における荷重変位関係の予測が可能な数理モデルを解析的手法により構築した。
- 2)せん断補強筋の有無を実験変数としたRCはりの荷重変位関係および耐荷機構の推移に関する実験結果とモデルによる算定結果から、せん断補強筋のダウエル力はビーム機構に分類され、せん断補強筋の軸方向力(鉛直方向力)はアーチ機構に分類される可能性が高いことを示した。

謝辞

本研究の一部はJSPS科研費(課題番号:JP20K14813)の助成を受けたものである。

参考文献

- 1) Vecchio, F. J. and Collins, M. P.: The modified compression field theory for reinforced concrete elements subjected to shear, ACI Journal, Vol. 83, No. 2, 1986.3.
- 2) 山田雄太:斜めひび割れ経路上の応力伝達を考慮したRCはりのせん断抵抗機構におけるビーム機構の耐力予測式構築, 土木学会論文集E2, Vol. 76, No.4, pp.386-402, 2020.12.
- 3) Yamada, Y.: Theoretical Evaluation Equation for Capacities of Beam Action in Shear Resistance Mechanisms of RC Beams Reflecting Dowel Action of Main Reinforcements, Journal of Advanced Concrete Technology, Vol.19, No.9, pp.1025-1039, 2021.9.
- 4) Park, R. and Paulay, T.: Reinforced Concrete Structures, John Wiley & Sons, New York, 1975.
- 5) 土木学会:コンクリート標準示方書(設計編), 丸善出版, 2023.
- 6) Kaklauskas, G., Sokolov, A., Sakalauskas, K.: Strain compliance crack model for RC beams: primary versus secondary cracks, Engineering Structures, Vol.281, 2023.4.
- 7) 山田雄太:耐荷機構に立脚したRCはりの耐力予測モデルにおける斜めひび割れ開口幅の理論的予測手法, 土木学会論文集E2, Vol.78, No.4, pp.264-273, 2022.11.
- 8) 山田雄太:穿孔の導入による応力場の意図的な変化がRCはりのせん断耐荷機構に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.40, No.2, pp.595-600, 2018.7.
- 9) Dulacska, H.: Dowel action of reinforcement crossing cracks in concrete, ACI Journal, Proceedings, Vol.69, No.12, pp.754-757, 1972.