

[90] ディープビーム的なRC部材の設計方法に関する提案

正会員 ○二 羽 淳一郎 (東京大学大学院)
 正会員 前 田 詔 一 (西松建設土木設計部)
 正会員 岡 村 甫 (東京大学工学部)

1. はじめに

鉄筋コンクリート部材のうち、いわゆるせん断スパン比 (a/d) の小さい部材は、斜めひびわれの発生以後も耐荷力を保持し、さらに荷重の増加に抵抗することが知られている。その荷重に対する抵抗のメカニズムはタイド・アーチ的な耐荷機構(図1)であると考えることができる。ところが、従来の設計方法では、これらの部材の抵抗機構に関する正確なモデル化を行うことなく、単に実験データに基づいて安全側の設計を行っているにすぎなかった。そこで本研究では a/d の小さいディープビーム的な鉄筋コンクリート部材に関し、そのせん断耐荷機構に影響を及ぼすパラメータを取り入れたせん断耐荷力算定式を基礎として、設計を行う方法を提案するものである。このせん断耐荷力算定式は有限要素法による解析と検証実験により、その妥当性を確認したものである。⁽¹⁾

2. ディープビームの設計法

(1) 設計に関しての基本的考え方

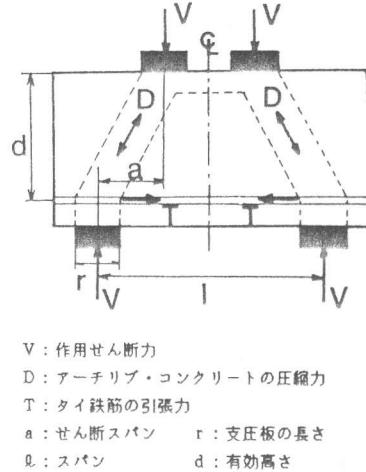
単純ばかりの場合に、スパンと有効高さの比 ℓ/d が 2.0 以下のものをディープビームと定義する。これらのはりが、直接支持、直接載荷される場合には、タイド・アーチ的耐荷機構に基づくせん断耐荷力算定式(②式)を基礎として設計することとし、終局限界状態に対する安全性の検討に際し、(2)によるせん断耐力の算定値を用いてよいこととする。この際、曲げに関しては通常の曲げに関する設計を行うが、主鉄筋はタイド・アーチのタイバーとして作用するために、かなり大きい引張力が発生する。したがって、主鉄筋は支点を越えて十分に定着させる必要がある。また、支点および載荷点においては、荷重の集中が著しいので、支点および載荷点での支圧応力の緩和にも十分留意する必要がある。なお、ディープビームでは斜めひびわれの発生が直ちにはりの破壊に結びつくものではないが、斜めひびわれの発生や斜めひびわれ幅の拡大が、美観等の使用性を減ずる場合がある。したがって、使用性の検討をする場合には使用限界状態についての規定が必要となる。ここでは、斜めひびわれの発生を使用限界状態とし、その検討には、通常の a/d の大きいはりのコンクリートのみが受け持つせん断力の算定値を用いてよいとする。さらに、集中荷重を受ける場合には、はり上縁やはり側面に、アーチリブ部分の偏心圧縮による引張応力が発生し、ひびわれが発生する場合があるので、必要に応じて鉄筋を配置するものとする。

(2) せん断耐力の算定値 せん断耐力の算定値 V_{dc} は、一般に①式によって求めてよいものとする。

$$V_{dc} = f_{vd} \cdot \beta_{p2} \cdot b_w \cdot d / [1 + (0.5 \ell/d)^2] \quad \dots \dots \dots \text{①}$$

ただし、 $f_{vd} = f_{vk} / r_{mc} (\text{kN/cm}^2)$, $f_{vk} = 0.60 f'_{ck}^{2/3} (\text{kN/cm}^2)$ f'_{ck} : コンクリートの圧縮強度の特性値 (kN/cm^2), r_{mc} : コンクリートの材料安全係数, $\beta_{p2} = 1 + \sqrt{p_w}$, p_w : 主鉄筋比 (%), ℓ : ディープビームの支間, d : 有効高さ, b_w : ウエブ幅

(3) 設計式に関する説明 ①式は、せん断補強筋のない場合の a/d の小さいはりのせん断耐力が、②式で 79 個のデータに対して平均値 1.00, 変動係数 1.16 % で算定できることに基づいている(図2)。



$$V = 0.53 b_w \cdot d \cdot f'_c^{2/3} (1 + \sqrt{p_w}) (1 + 3.33 \tau/d) / [1 + (a/d)^2] \dots ②$$

②式は、タイド・アーチ化したウェブコンクリートの耐荷機構をモデル化したものである。②式中の p_w の項 $1 + \sqrt{p_w}$ は、タイバーと考えられる主鉄筋の剛性による耐力の変化を表すものである。②式は、式中にせん断スパン a を含んでいるため、設計用の式としては適当でない。そこで設計上の簡便さと安全側の値を与えることを考慮して、ディープビームに作用するすべての荷重が、スパン中央に作用するものと置き換えて設計してよいことにした。また②式中の τ/d の項 $1 + 3.33 \tau/d$ は、アーチリブの幅が支圧板の長さ τ に依存して変化していくことを意味するものであるが、設計式としては τ/d を含むものは不適当である。そこで、十分に小さい値として $\tau/d = 0.05$ とした。

ただし、作用位置の固定した集中荷重が卓越する場合や、あるいは等分布荷重が卓越する場合には、①式中の $0.5 l$ を集中荷重に対しては a に、等分布荷重に対しては $0.25 l$ に置き換えてよいものとする。

3. コーベルの設計方法

(1) 設計に関する基本的考え方 柱前面よりの張出し長さが有効高さ以下の片持ちばかりをコーベルと定義する。コーベルも、荷重により、その内部に鉛直方向の圧縮応力が発生し、タイド・アーチ的耐荷機構を形成すると考えることができる(図3)。そこでコーベルに対しても、④式を基礎として設計することとした。なお、この場合にコーベル内部の圧縮合力の方向については、有限要素法による解析結果に基づいて決定した。主鉄筋の定着を確実にすること、載荷点での支圧応力を緩和すること、使用性に関する規定、およびアーチリブの偏心圧縮によるひびわれを制御することについては、ディープビームと同様の考え方が必要である。

(2) せん断耐力の算定値 せん断耐力の算定値 V_{cc} は、一般に③式によって求めてよいものとする。

$$V_{cc} = f_{vd} \cdot \beta_{p2} \cdot b_w \cdot d / [1 + (l/d_c)^2] \dots ③$$

ただし、 l : 柱前面からコーベルの先端までの張出し長さ、 d : 柱前面でのコーベルの有効高さ、 d_c : コーベルの圧縮合力線と柱前面との交点から主鉄筋位置までの高さ(図3)、 $d_c = \beta_{d2} \cdot d$ 、 $\beta_{d2} = 0.6 + 0.5 l/d < 0.95$

(3) 設計式に関する解説 ③式は、コーベルのせん断耐力が④式により、59個のデータに対して平均値0.95、変動係数9.9%で算定できることに基づいている(図4)。

$$V = 0.53 b_w \cdot d \cdot f'_c^{2/3} (1 + \sqrt{p_w}) (1 + 3.33 \tau/d) / [1 + (a/d_c)^2] \dots ④$$

ディープビームの場合と同様に、④式中のせん断スパン a を設計上の簡便さと安全性を考慮して、③式中ではコーベルの張出し長さ l に置き換えた。つまり、コーベルに作用するすべての荷重がコーベル先端に作用するものとして設計してよいこととした。また④式中の、支圧板の長さと有効高さの比 τ/d の項も、ディープビームの場合と同様の理由で $\tau/d = 0.05$ として除くこととした。また、③式中の d_c はコーベルの圧縮合

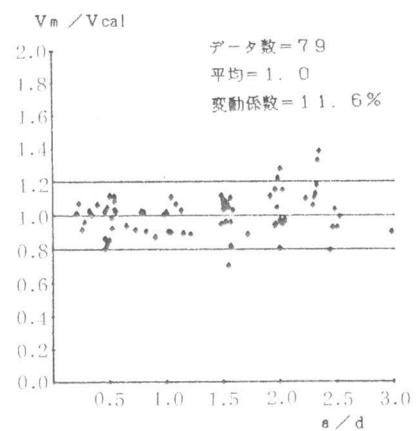


図2 ディープビームのせん断耐荷力の実験値と計算値(②式)との比較

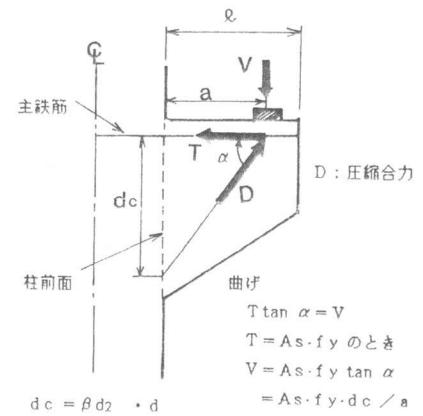


図3 コーベルの耐荷機構

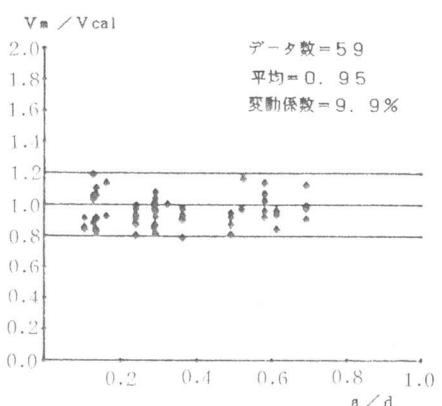


図4 コーベルのせん断耐荷力の実験値と計算値(④式)との比較

力の方向が、柱前面で圧縮線よりも上昇してくることを示すものである。

なお、ディープビームの場合と同様に、作用位置の固定した集中荷重が卓越する場合には、③式中の l を a に置き換えてよいものとする。

4. 支点付近の設計方法

(1) 設計に関する基本的考え方 通常のはりの支点付近に荷重が作用する際にも、直接支持、直接載荷の場合には、ディープビームなどと同様にウェブコンクリートに圧縮応力が作用して、タイドアーチ的な耐荷機構が形成されると考えられる(図5)。また荷重が支点付近以外に作用する場合でも、支点付近には鉛直方向の圧縮応力が存在する(図5)。したがって、支点付近の耐荷能力は、支点付近以外での耐荷能力を上回ると考えられる。実際にも、通常のはりのスパン中央に荷重が作用した場合に、作用せん断力が一定であるにもかかわらず、支点付近ではせん断破壊は起こらないのである。以上のことから、設計にあたってはこの部分での耐荷能力の増加を考慮することが合理的であると考えられる。

支点付近の設計は、実際には支点付近以外の設計と連続的に行えることが強く望まれるものである。土木学会限界状態設計法試案^④には、 a/d が 3.0 以上の長いはりのせん断耐力の設計式が与えられている。この式は岡村・松貝のせん断耐荷力算定式^⑤(⑤式)に基づくものである。

$$V = 0.94 f_c^{\frac{1}{3}} [0.75 + 1.40/(a/d)] (1 + \beta_p + \beta_d) b_w \cdot d \quad \dots \text{⑤}$$

また、試案に採用されている設計式は⑥式である。

$$V_c = f_{vd} (1 + \beta_p + \beta_d) b_w \cdot d \quad \dots \text{⑥}$$

ただし、 $f_{vd} = f_{vk}/r_{mc} (\text{kg/cm}^2)$, $f_{vk} = 0.80 f_c^{\frac{1}{3}} (\text{kg/cm}^2)$, $\beta_p = \sqrt{p_w} - 1 \leq 0.73$ (p_w : %), $\beta_d = \sqrt{100/d} - 1 \geq 0$ (d : cm)

⑥式は、⑤式による計算値と実験値との比の変動係数と、危険確率として 5 % を仮定することにより得られたものである。

「支点付近」の定義としては、支点中心より有効高さ d の 2 倍以内とすることにした。これは、②式が少なくともほぼ $a/d = 2.0$ 以上で⑤式と交わることが確認されたためである(図6)。⑤式と②式は各パラメータに対する関数形が異なっており、さらに②式には⑤式には含まれていない支压板の形状に関する r/d の関数を含んでいる。そこで支点付近においても、支点付近以外の領域と連続的に設計できるようにする目的で、②式と⑤式が $a/d = 2.0$ で同一の値を与えるという条件を設定し、 a/d 以外の②式の各パラメータに対する関数形を⑤式と同一な形に変換する。これは r/d を 0.092 とすることに相当する。結果的に②式は⑦式のように変換される。

$$V = 6.82 f_c^{\frac{1}{3}} (1 + \beta_p + \beta_d) b_w \cdot d / [1 + (a/d)^2] \quad \dots \text{⑦}$$

実際に②式を用いて、計算値と実験値を比較すれば、図7に示すようにほとんどの実験値は⑦式による計算値を上回ることが確認される。また⑦式は、

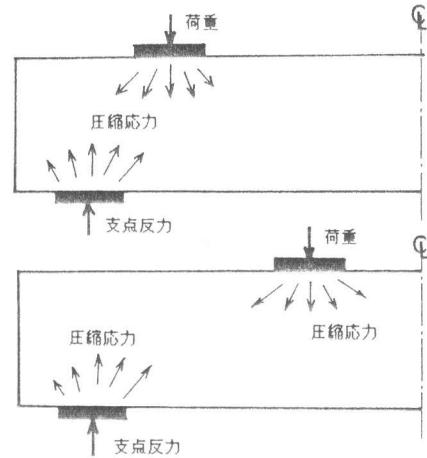


図5 通常のはりの支点付近部での圧縮応力の存在

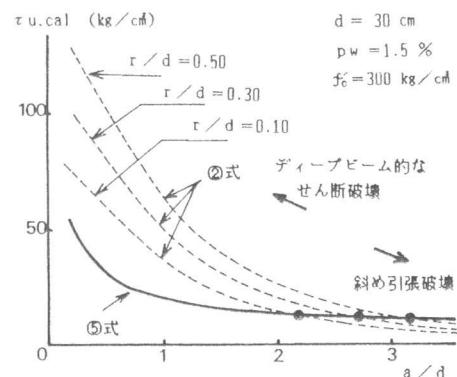


図6 a/d の大きいはりのせん断耐力式(⑤式)とディープビーム的なはりのせん断耐力式(②式)との関係

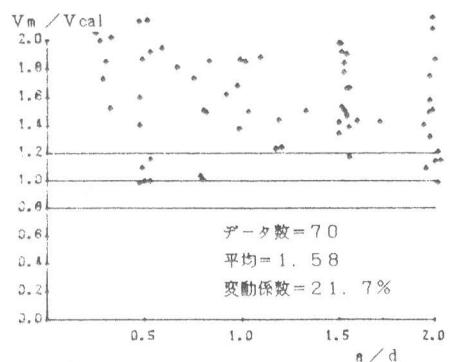


図7 ディープビーム的なはりのせん断耐荷力の実験値と⑦式による計算値との比較

$$V = 1.363 f_c^{1/3} (1 + \beta_p + \beta_d) b_w \cdot d \cdot 5 / (1 + (a/d)^2) \quad \dots \text{⑧}$$

と書き直すことができる。すなわち、 $a/d = 2.0$ で ⑤式と ⑧式は一致し、 $a/d < 2.0$ では ⑧式は ⑤式に $5/(1+(a/d)^2)$ を乗じた形となる。

実際の設計では、組合せ荷重を受ける場合がほとんどであるので、 a を含む式は不適当である。そこで、ここでは組合せ荷重を分解した個々の荷重に対して重合せを考えることができるものと仮定し、支点付近の潜在的な耐荷能力の増加を個々の荷重に対して考慮することにした。具体的には、個々の荷重の影響を考慮できる作用せん断力図を利用し、支点付近での耐荷能力の増加を、逆に作用せん断力の低減で評価し、通常のはりの V_c (⑥式) と比較して安全度を照査するものとした。この方法によれば、支点付近以外の領域と連続的に設計することができることになる。この場合に用いる作用せん断力の低減係数は、支点からの距離に応じて一義的に定めて支点に近づくとともに大きく低減させるものとし、その値としては、ディープビーム的なはりの耐荷力の上昇度を表現している⑧式を参考することとした。

支点付近部でのせん断補強筋の作用については、スパン中央部とは大きく異なることが知られているが、ここでは一応修正トラス理論を用いることとした。そして、低減された作用せん断力が⑥式の V_c を上回る分については逆に低減係数倍して、せん断補強筋で受け持たせるものとした。また、せん断補強筋は、支配断面で算定された補強筋量を支点まで減ずることなく配備するものとした。

(2) 支点付近における作用せん断力の低減

支点付近の鉄筋コンクリート部材に作用するせん断力は、⑦式によって低減してよいものとする。

$$V_{d0} = V_d / \beta_x \quad \dots \dots \text{⑨}$$

ただし、 V_{d0} ：支点付近で低減された作用せん断力、 V_d ：支点付近の作用せん断力、 β_x ：支点からの距離に応じて低減係数、 $\beta_x = 5 / (1 + (x/d)^2)$ 、 x ：支点中心から作用せん断力を低減させる断面までの距離

(3) 計算例 R C T 枠橋（道路橋）の主桁について、せん断補強筋量に着目して、現行の道路橋示方書、限界状態設計法試案、本提案方法の 3 者による試算を行い、比較した結果を表 1 に示す。本提案方法によれば、従来よりも経済的に設計できることが認められる。

5. まとめ (1) ディープビームおよびコーベルについて、タイド・アーチ的な耐荷機構を考慮したせん断耐荷力算定式に基づき、 a/d および r/d に対して最も厳しい状態に近くなるように設定して、設計式を導いた。

(2) 通常のはりの支点付近部に対し、支点付近部での耐荷能力の増加に見合う分だけ、作用せん断力を支点からの距離に応じて低減せることにより、支点付近以外の領域と同一の手法で設計できる方法を示した。

〔謝辞〕 本研究は昭和57年度文部省科学研究費補助金（課題番号 57350029）を受けて行われたものである。

〔参考文献〕

- (1) 二羽：“ a/d の小さい鉄筋コンクリートばかりのせん断破壊機構”，土木学会第37回年次学術講演会講演概要集，昭和57年10月
- (2) 土木学会：“コンクリート構造の限界状態設計法試案”，コンクリート・ライブラリー第48号，昭和56年4月
- (3) Okamura, H., Higai, T., : "Proposed Design Equation for Shear Strength of Reinforced Concrete Beams Without Web Reinforcement", Proc. of J. S. C. E., 1980 Aug.

表 1 計算結果一覧

一般条件：橋格（一等橋）、幅員：7.5m（車道）+ 2.5m（歩道）

使用材料：コンクリート $f'_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$ ($\gamma_{mc} = 1.5$)

鉄筋 $fyk = 3000 \text{ kg/cm}^2$ ($\gamma_{ms} = 1.15$)

支間 (m)	主桁本数 寸法	設計方法	荷重係数	支配断面 (m)	V_{d0}	V_c	V_s	*
					(①式) (t)	(②式) (t)	(t)	
13.0	$n=4$ $b_w = 45\text{cm}$ $h = 1.3\text{m}$	道示	1.3D + 2.5 L	0.65	77.7	20.0	50.2	
			1.7 (D + L)					
		試案	1.13D + 2.17L	1.85	57.3	14.9	42.4	
20.0	$n=4$ $b_w = 60\text{cm}$ $h = 2.0\text{m}$	道示	1.3D + 2.5 L	1.00	124	41.7	71.2	
			1.7 (D + L)					
		試案	1.13D + 2.17L	2.90	86.6	27.2	59.4	
		提案式	1.40 (D + L)	3.86	76.1	27.2	48.9	

$$* V_s = \beta_x \cdot (V_{d0} - V_c)$$

注1) 試案における荷重係数は道示と同等の安全度をもたせるために、道示に示される荷重係数を $(\gamma_{ms} \cdot \gamma_b) = 1.15$ で除して求めた。ここに、 γ_{ms} ：鉄筋の材料係数、 γ_b ：部材係数

注2) 支点付近のせん断に対する支配断面は次の通りとなる。

道示： $h/2$ 、試案： $1.5 d$ (低減係数 $\beta_x = 1.5d/x$)、提案式： $2d$ (低減係数 $\beta_x = 5 / (1 + (x/d)^2)$)

注3) 道示においては材料係数が考慮されていないため、試案と比較のために V_s を γ_{ms} で除した値を示す。