

論文 外ケーブルを有するコンクリート梁のせん断耐力実験

鄭慶玉*1・松井繁之*2

要旨: 鉄筋コンクリート梁に軸圧縮力を導入した場合、梁のせん断耐力は一般的に向上することが報告されている。本研究では、軸力導入手法として外ケーブルに着目し、せん断耐力の向上を確認するため10体の供試体について基礎的な実験を行った。実験要因としては、外ケーブルの導入軸力およびせん断補強筋の量を採用した。実験結果については、既存のせん断耐力式による計算値との比較考察を行った。

キーワード: せん断耐力, 外ケーブル, 圧縮斜材角度, せん断補強筋

1. はじめに

近年、車両の大型化による道路橋示方書の設計荷重の変更により、既設鉄筋コンクリート橋に対して外ケーブル補強を行う事例が増加している。それに伴い官学民の多くの研究機関においては外ケーブルを適用した構造物の力学特性に関する研究が積極的に行われている。現在、外ケーブル構造に関する研究の大半は曲げ補強に関するものであり、せん断耐力、偏向部そして外ケーブル定着体に関する研究は十分に行われていないのが現状である。せん断耐力に関しては、外ケーブルにより軸圧縮力を導入した場合、一般的に向上することが報告されている¹⁾。これはコンクリート部材に軸力を導入することによって、ひび割れ進展を防ぎ部材内部の応力分布が変化するためと考えられている。コンクリート部材に導入する軸力が大きくなるにつれて、せん断ひび割れの角度は小さくなる現象からも容易に推察できる。

本研究では、外ケーブルにより軸力が導入された鉄筋コンクリート梁の力学性状を把握するため、10体の実験供試体についてせん断実験を行い、軸力とせん断耐力向上度の関係を定性的、定量的に評価したいため、基礎的な実験を行った。

2. 実験概要

2.1 供試体

本実験で用いた実験供試体の概要を図-1に示す。図中のハッチング部分がせん断スパンとなる。供試体のスターラップ量をパラメーターとするが、その鉄筋にはφ6の丸鋼を用いた。スターラップの配置は、せん断スパン内に0, 2, 3, 4本の本数となるように4種類用意し、図-1のハッチング部に配置した(図-3参照)。梁の引張側には引張鉄筋としてD19鉄筋を2本、圧縮側には主鉄筋としてD10鉄筋を2本配置した。外ケーブル鋼材としてはPC鋼棒 SBPR 930/1080B種1号を用い、必要に応じて導入張力を変化させた。使用鋼材の機械的性質を表-1に示す。コンクリートの圧縮強度は49.3N/mm²、ヤング係数は3.59×10⁴N/mm²であった。

次に今回実験で使用した実験装置を図-2に示す。実験は固定装置を用いて供試体を片持ち梁の状態にし、アクチュエータから載荷板を通じて荷重をかける方法で行った。外ケーブルによって導入する軸力は、供試体の両端にセッ

表-1 鋼材の機械的性質

種類	断面積 (mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)
φ6	28.27	294	400	2.06×10 ⁵
D10	71.33	380	510	2.06×10 ⁵
D19	286.5	380	510	2.06×10 ⁵
PC鋼棒	415.5	1046	1140	1.96×10 ⁵

*1 オリエンタル建設株式会社 工務部 設計チーム (正会員)

*2 大阪大学大学院 工学研究科土木工学専攻 工博 (正会員)

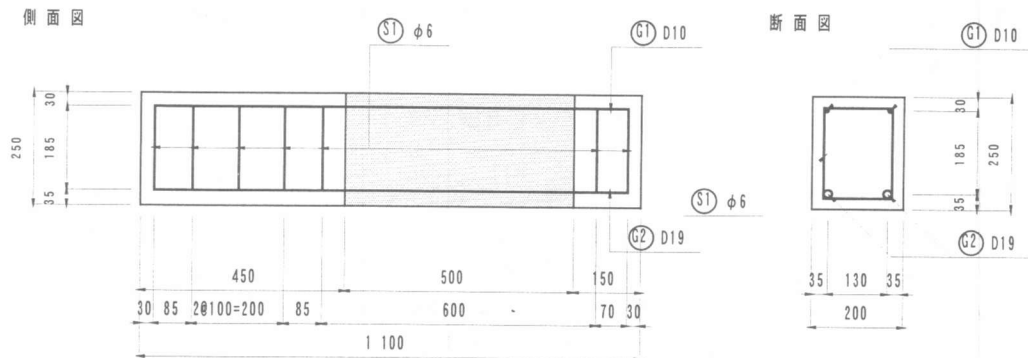


図-1 供試体概要

トした定着体間にP C鋼棒を供試体の両サイドに配置し、端部のネジ部でナット回転によって与えた。

2.2 実験要因

実験パラメーターを表-2に示す。本実験は導入プレストレス及びスターラップ量がせん断耐力に及ぼす影響を調べることを目的としている。T-0 から T-4 までの供試体に関しては、それぞれプレストレスしないものと 2.94N/mm^2 のプレストレス応力を導入したものを用意し、T-0・T-2 に関してはさらに 1.47N/mm^2 プレストレス応力を導入したものを用意した。せん断スパン比(a/d)はせん断耐力に影響を及ぼす要因の一つであるが、今回の実験では、2.33 (一

定)とした。

2.3 測定項目

表-2 実験パラメーター

供試体	スターラップ間隔 (cm)	スターラップ本数 (本)	せん断補強筋比 γ (%)	導入プレストレス量 (kN)	導入応力 (N/mm^2)
T-0-0	∞	0	0.00	0.0	0.0
T-0-15				73.5	1.47
T-0-30				147.0	2.94
T-2-0	20.0	2	0.141	0.0	0.0
T-2-15				73.5	1.47
T-2-30				147.0	2.94
T-3-0	15.0	3	0.188	0.0	0.0
T-3-30				147.0	2.94
T-4-0	12.5	4	0.226	0.0	0.0
T-4-30				147.0	2.94

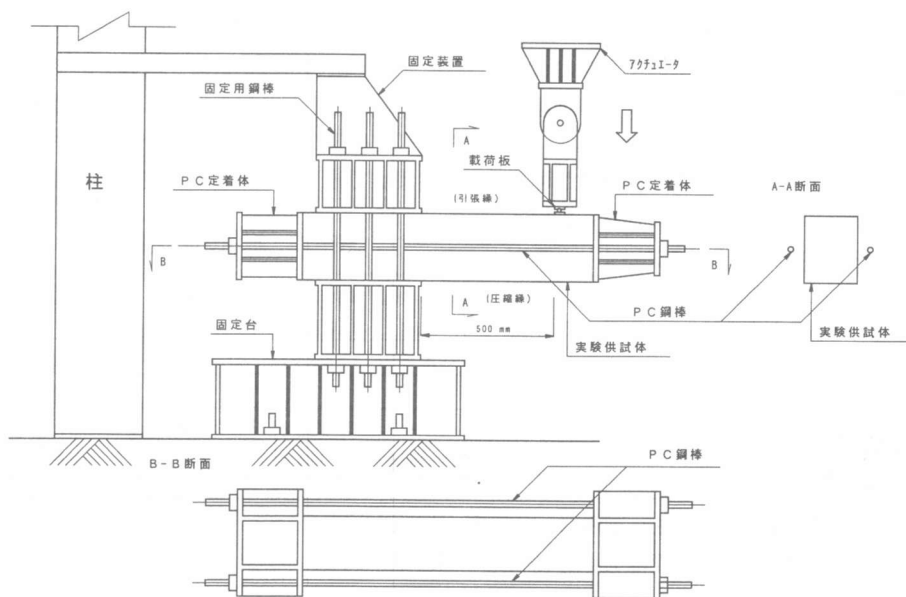


図-2 実験装置

測定項目は、コンクリートのひずみ・せん断補強筋のひずみ・外ケーブルの増加張力・供試体の変位であり、ひび割れ進展等は目視観察および写真撮影により行った。

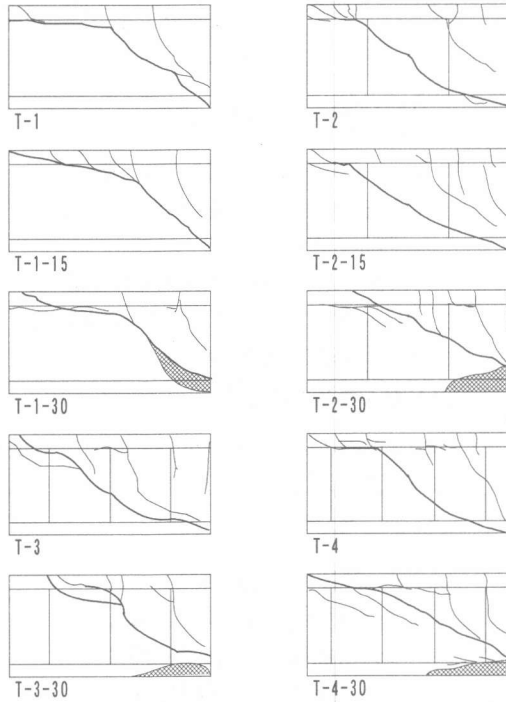


図-3 せん断領域のひび割れ性状

3. 実験結果および考察

3.1 破壊性状

図-3に本実験全供試体のせん断領域(図-1のハッチング部分)における破壊時の全ひび割れ性状を示す。各供試体ともせん断破壊した。また、表-3には各供試体の実験結果を、図-4に実験結果を棒グラフ化したものを示す。図-3において太い線のひび割れは破壊時に支配的となったひび割れを示し、ハッチングされた領域はせん断圧縮破壊により圧壊した部分を示す。また、図中にはせん断補強筋と軸方向筋を併せて作図した。図-3からはプレストレスを導入するとせん断ひび割れ角度が相対的に小さくなることが確認できた。プレストレスを与えない供試体はすべて中立軸付近でほぼ

表-3 実験結果

供試体名	せん断ひび割れ荷重(kN)	最大耐力(kN)	破壊形式
T-0-0	53	73	S-T-F
T-0-15	64	97	S-T-F
T-0-30	78	115	S-C-F
T-2-0	54	75	S-T-F
T-2-15	64	77	S-T-F
T-2-30	78	129	S-C-F
T-3-0	54	79	S-T-F
T-3-30	83	126	S-C-F
T-4-0	54	86	S-T-F
T-4-30	88	129	S-C-F

S-T-F: せん断引張破壊
S-C-F: せん断圧縮破壊

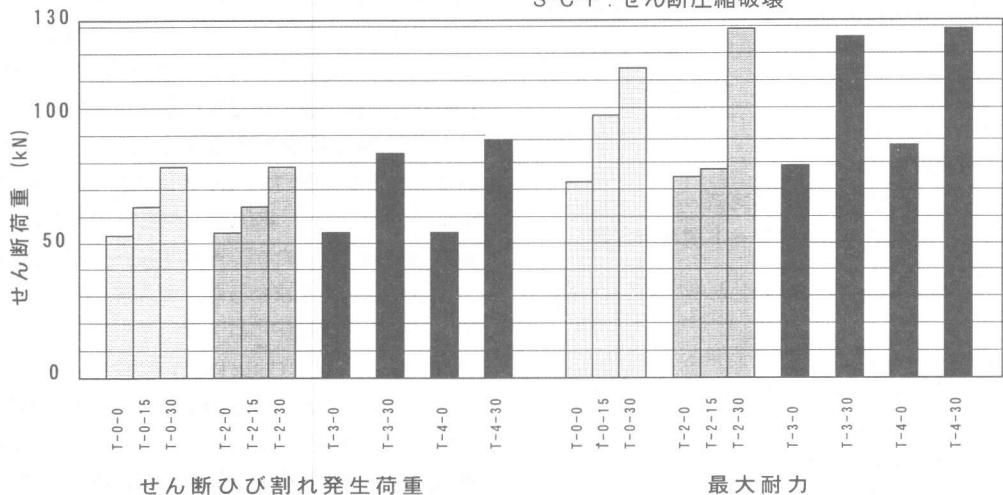


図-4 実験結果の棒グラフ化

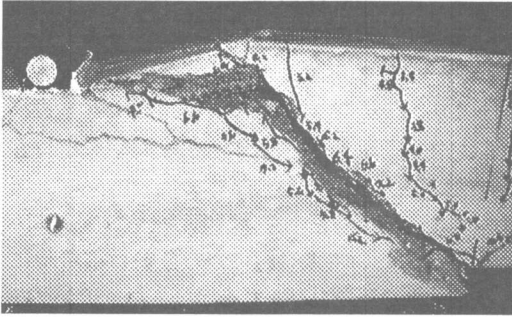


図-5 破壊性状写真

45° のひび割れが発生した。導入プレストレス 147kN の供試体はすべてせん断圧縮破壊を呈した。T-0 シリーズの供試体に関しては、斜めひび割れ進展後に引張鉄筋に沿った付着破壊後の剥離破壊が導入プレストレス量に関わらず顕著であった。表-3、図-4に着目すると、せん断ひび割れの発生荷重はプレストレスしない供試体に関しては、ほぼ 5.5tf となった。導入プレストレス 73.5kN の T-0、T-2 シリーズのせん断ひび割れ荷重は等しく増加した。しかし、導入プレストレス 147kN の T-0 から T-4 供試体に関しては、せん断補強筋量が増加するとともにせん断ひび割れ荷重も増加した。図-5にT-0-0の破壊性状を撮影した写真を示した。

3. 2 既存のせん断耐力式との比較

本実験による結果と既存のせん断耐力式から得られる計算値との比較考察を行う。せん断ひび割れ発生荷重の算定には、土木学会コンクリート標準示方書²⁾による式と 1963 年の ACI Code³⁾ の 2 つを用意した。せん断耐力の算定に関しては土木学会コンクリート標準示方書による式を用いた。

(1) せん断ひび割れ算定式

(i) 土木学会コンクリート標準示方書

$$V_{cd1} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_m \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b \quad (1)$$

$$\beta_d = \sqrt[3]{1/d}, \beta_p = \sqrt[3]{100 p_w}$$

$$\beta_m = 1 + M_o / M_u (N_d \geq 0), \quad 1 + 2M_o / M_u (N_d \leq 0)$$

M_o : テンプレッション モーメント

M_u : 曲げ破壊モーメント

$$f_{cd} = 0.20 \sqrt[3]{f'_{cd}} \quad p_w = A_s / (b_w \cdot d)$$

f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度

b_w : ウェブ厚 d : 有効高

γ_b : 部材係数

(ii) 1963 年の ACI Code

$$V_{cd2} = 0.05 b_w \cdot d \sqrt{f'_{cd}} + \frac{M_{cr}}{\frac{M}{V} \frac{d}{2}} + V_d \quad (2)$$

$$M_{cr} = \frac{I}{y_t} (6 \sqrt{f'_{cd}} + f_{pe} - f_d)$$

M, V : 作用荷重によるモーメント、せん断力

V_d : 死荷重によるせん断力

I : 断面 2 次モーメント

y_t : 図心より曲げ引張縁までの距離

f_{pe} : 引張縁でのプレストレスによる圧縮応力

f_d : 引張縁での死荷重による応力

(2) せん断耐力算定式

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd} + V_{ped} \quad (3)$$

$$V_{sd} = A_w f_{wyd} / s_s \cdot d / 1.15 \quad (4)$$

$$V_{ped} = P_p \cdot \sin \alpha \quad (5)$$

A_w : せん断補強筋断面積

f_{wyd} : せん断補強鉄筋の降伏強度

s_s : せん断補強鉄筋の配置間隔

P_p : 軸方向緊張材の有効引張力

α : 軸方向緊張材と部材軸のなす角度

(3) 実験値と計算値の比較

実験で得られた結果と上述の式で計算された値の比較一覧を表-4に示す。せん断ひび割れ荷重に着目すると、プレストレスしない供試体では、実験値に対し土木学会式・ACI Code とも良い近似を見せたが、土木学会式の方が若干 ACI Code の計算値を上まわった。導入プレストレス量 73.5kN の供試体 T-1-15・T-2-15 に関しても、実験値と両計算値はほぼ一致する結果となったが、ACI Code 方が一致度で土木学会式を上まわった。導入プレストレス量 147kN の供試体ではスターラップの本数が少ない場合、ACI Code は良い一致を示すが、本数が増加すると一致度が悪くなるようである。

次にせん断耐力に関して着目すると、T-2-15 供試体以外は実験値が計算値を上まわる結果となった。各シリーズともプレストレスしない供

表-4 実験値と計算値の比較

供試体名	せん断ひび割れ荷重 (tf)					せん断耐力 (tf)					
	Vcd_1	Vcd_2	実験値	計算値と実験値の比		Vsd	①+④	②+④	実験値	計算値と実験値の比	
	①	②		①/③	②/③					⑤/⑦	⑥/⑦
T-0-0	52	50	53	0.983	0.942	0	52	50	73	0.716	0.685
T-0-15	61	64	64	0.965	1.003	0	61	64	97	0.632	0.657
T-0-30	71	78	74	0.964	1.061	0	71	78	115	0.618	0.681
T-2-0	52	50	54	0.965	0.925	16	68	65	75	0.907	0.878
T-2-15	61	64	64	0.965	1.003	16	77	79	77	0.994	1.026
T-2-30	71	78	78	0.904	0.995	16	86	94	129	0.668	0.724
T-3-0	52	50	54	0.965	0.925	21	73	71	79	0.924	0.896
T-3-30	71	78	83	0.851	0.936	21	92	99	126	0.726	0.783
T-4-0	52	50	54	0.965	0.925	25	77	75	86	0.891	0.866
T-4-30	71	78	88	0.803	0.884	25	96	103	129	0.741	0.796

試体よりも 147kN の導入プレストレス量を与えた供試体の方が実験値との差が大きくなるのが確認できる。

3.3 PC鋼材引張力の増加

図-6に本実験において、PC鋼棒に添付したひずみゲージから得られた引張力の増加に関する図を示す。導入プレストレス量 147kN のシリーズに関しては、同じ載荷荷重に対しほぼ同様のプレストレスの増加が確認できた。これは、4つの供試体が同条件化で実験ができたことを証明している。しかし、導入プレストレス量 73.5kN のシリーズに関しては、T-0-15 供

試体よりも T-2-15 供試体のプレストレス量の方が同じ載荷荷重に対してプレストレスの増加は早い段階から大きめとなった。このことは T-2-15 供試体のプレストレスが予定通りに入っていなかった可能性があったと思っている。

3.4 考察

実験値と計算値の比較より曲げせん断ひび割れ発生荷重は良い近似を示した。せん断耐力に関しても、プレストレスしない供試体で補強筋を配置しない T-0-0 供試体以外は 90%程度 の近似を示している。T-0-0 供試体はせん断ひび割れ発生後の引張側軸方向筋に沿っての剥離破壊が顕著であり、この破壊力分が耐力に加算される形となった。そのため、実験値と計算値の間に大きな差が現れたものと思われる。

プレストレスを導入した供試体に関しては、実験値と計算値の差はさらに大きくなった。せん断耐力式第2項の V_{sd} の元式は図-7の幾何学的条件により(6)式で表すことができる。

$$V_{sd} = A_w \cdot f_{wyd} \cdot \frac{z \cot \theta}{S_s} \quad (6)$$

これはトラス理論から導かれたものであり、ここでの $z \cdot \cot \theta / S_s$ はひび割れに交差するせん断補強筋の組数を表している。現在、せん断耐力式では斜めひび割れ角度を 45° と仮定しているため、 $\cot 45^\circ = 1$ となっている。ところが実験ではプレストレスの導入によりせん断ひび

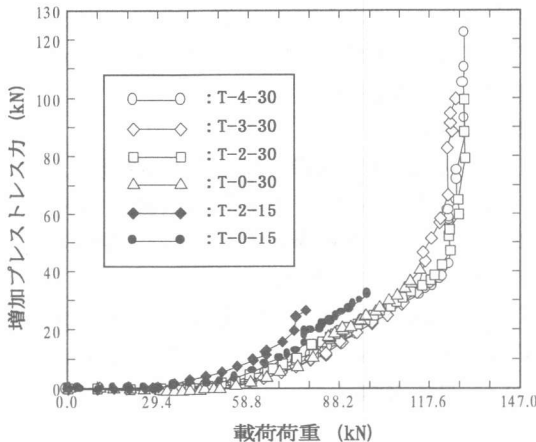


図-6 増加プレストレス力

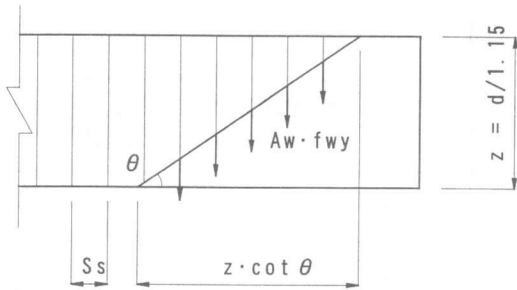


図-7 せん断補強筋作用概念図

割れの角度（圧縮斜材角度）が小さくなる傾向が顕著に現れている。このことは、せん断破壊時に有効なせん断補強筋の組数に影響を与えるものである。供試体 T-4-30 に着目すると、破壊性状は図-8 に示す通りで、せん断ひび割れが鉄筋①～③に掛かっているのが確認できる。供試体内のせん断補強筋に添付したひずみゲージの値から得られたせん断補強筋の分担せ

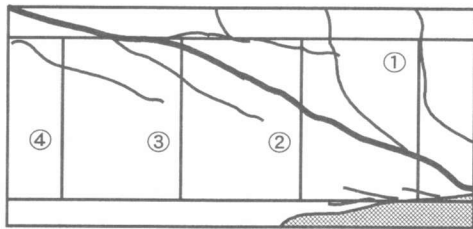


図-8 鉄筋配置状況

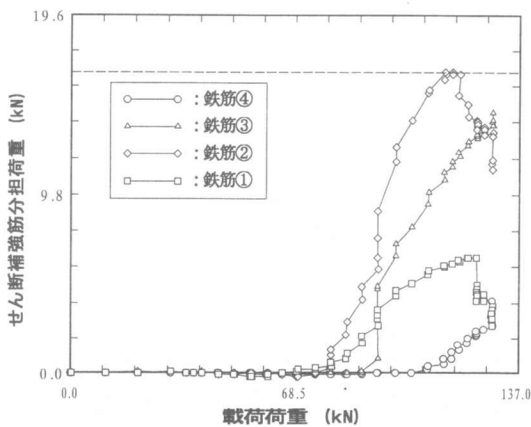


図-9 各せん断補強筋分担量

ん断力は図-9 の様な結果となった。図中の破線は降伏値を示す。図からも分かるように、せん断補強筋②は降伏荷重に達しており、鉄筋③に関しても降伏荷重に近い値を示している。残りの各2本の鉄筋にもある程度のせん断力が分担されていることが図より確認できる。スターラップ①～③の分担力の合計の最大値は 49.9kN となり、表-4 の V_{cd2} に足し込むとせん断耐力は 128.0kN となりほぼ実験値に近くなる。しかし、同様な考えを T-2-30 に当てはめると、計算値は 111.3kN となるが、実験値 129.4kN との差が大きくなった。よって、この考えも定量的でなく、他の要因を考える必要がある。

4. まとめ

今回の外ケーブルにより補強された鉄筋コンクリート桁を想定し実験を行い、以下の3つのことが確認できた。

- ①せん断ひび割れ発生荷重に関して、既存の算定式と実験値は大凡の一致を得た。
- ②部材にプレストレスを導入することによりせん断破壊時のひび割れの角度が、プレストレスを導入しない場合に比べて小さくなることが確認できた。
- ③導入プレストレスが 147kN の供試体はアーチ機構によりせん断圧縮破壊を起こした。

今後は、せん断破壊時に斜め引張破壊する供試体についてさらに追加実験を行い、せん断ひび割れの発生角度に着目したせん断耐力式の提案および検証を行う予定である。

参考文献

- 1) 例えば、田辺忠顕、檜垣勇、梅原秀哲、二羽淳一郎：コンクリート構造、朝倉書店、1985
- 2) コンクリート標準示方書（平成8年版）設計編、土木学会、1996
- 3) A Mattock : Shear Design of Prestressed Concrete Beams, コンクリート工学, vol.13, No.11, Nov. 1975