

論文 プレストレス導入による既存 RC 造梁の耐震補強効果

遣田 英亮*1・林 静雄*2・香取 慶一*3

要旨:旧基準で設計された既存不適格なスラブ付き梁を対象とし、プレストレスを導入し、耐震補強することで、せん断終局強度、せん断ひび割れ抑制への影響を検討することを目的とし、プレストレス導入量、PC 鋼棒径及びその配置間隔を変数とすることで実験を行い、以下の知見が得られた。(1)せん断終局耐力はプレストレスを導入しない方が高くなる。(2)せん断終局耐力は PC 鋼棒の降伏強度からプレストレス導入応力を引いた靱性指針式で安全側に評価できる。

キーワード:耐震補強, プレストレス, 既存 RC 造梁, せん断ひび割れ, PC 鋼棒

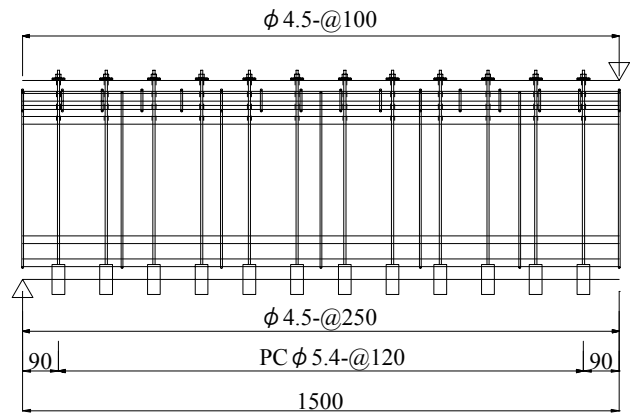
1. はじめに

旧基準により設計された梁は、せん断補強筋が不足しているため、地震によりせん断破壊した例が多く見られる。そしてそれら既存不適格建築物を耐震補強することが社会の大きな関心事となっている。既存鉄筋コンクリート造(以下 RC 造)の簡便な耐震補強工法は、柱に関しては提案されているが¹⁾、梁についてはいまだ有効な工法は提案されていない。そこで既存 RC 造梁を対象とし、スラブ床に PC 鋼棒の貫通孔を設け補強金物(平鋼)を取り付け、梁下端の隅にコーナーブロックを介し PC 鋼棒を配す工法を提案した。本研究はせん断耐力が小さい範囲でプレストレス導入量、PC 鋼棒径及びその配置間隔を変数とし、せん断終局耐力、せん断ひび割れの抑制に及ぼす影響を、実験に基づいて検討を行っている。

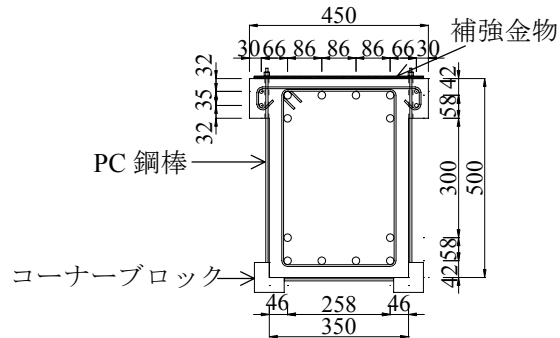
2. 実験概要

2.1 試験体

試験体を図-1、試験体一覧を表-1、使用材料特性を表-2 に示す。試験体は無補強試験体 No.1 を基準とし、PC 鋼棒を配し緊張力は加えない試



No. 5 試験体



No. 5 試験体断面図

図-1 試験体図 Unit:mm △: 正加力方向

験体 No.2, No.2 と径は同じで PC 鋼棒に異なる緊張力を加えた試験体 No.3・No.4, No.3 とプレストレス導入量は同じで PC 鋼棒径が異なる No.5, No.5 の PC 鋼棒配置間隔を 2 倍にした試

*1 東京工業大学大学院 総合理工学研究科環境理工学創造専攻 工修 (正会員)

*2 東京工業大学 建築物理研究センター教授 工博 (正会員)

*3 東京工業大学 建築物理研究センター助手 工博 (正会員)

表-1 試験体一覧

	PC径 [mm]	S _p [mm]	P _p [%]	σ _p [N/mm ²]	S _e [mm]	P _{ws} [%]
No.1	—	—	—	—	250	0.036
No.2	3.8	120	0.054	0		
No.3				497		
No.4				746		
No.5				491		
No.6	5.4	240	0.055	—		

S_p:PC 鋼棒配置間隔 P_p:PC 鋼棒補強筋比
 σ_p:プレストレス導入応力
 S_e: 肋筋配置間隔 P_{ws}: 肋筋比

表-2 使用材料特性

鋼材	σ _y [N/mm ²]	σ _t [N/mm ²]	E _s [N/mm ²] $\times 10^5$	A [mm ²]
梁主筋D19	909	980	188	287
肋筋φ4.5	270	360	199	16
PC鋼棒φ3.8	829	885	208	11
PC鋼棒φ5.4	818	876	210	23
補強金物	308	438	191	150

コンクリート	σ _B [N/mm ²]	E _c [N/mm ²] $\times 10^5$
No.1~3	36	27
No.4~6	34	26

σ_y:降伏強度
 σ_t:引張強度
 E_s:弾性係数
 A:断面積
 σ_B:圧縮強度
 E_c:弾性係数

験体 No.6 の計 6 体とする。全試験体ともせん断破壊型となるよう計画した。共通因子は断面 $b \times D=350\text{mm} \times 500\text{mm}$ 、スラブ幅 $b_y=450\text{mm}$ 、シアスパン比 $M/Qd=1.5$ 、主筋 6-D19 高強度鉄筋（引張主筋比 $p_t=0.98\%$ ）、肋筋 2-φ4.5（肋筋比 $p_w=0.036\%$ ）である。スラブ幅は補強金物を取り付けられる程度の長さとし、寸法を決定した。耐震補強筋として用いた PC 鋼棒は全て降伏強度 $870\text{[N/mm}^2\text{]}$ である。プレストレスを導入した試験体 No.3~6 はポストテンション方式で導入し、PC 鋼棒真中に表裏計 2 枚貼付した静ひずみゲージにより計測したひずみで管理した。スラブ床以外の 3 辺を梁せい方向、梁幅方向ともに同じ緊張力を与えた。

2.2 加力方法

加力装置図を 図-2 に示す。加力形式には建研式曲げせん断加力を採用した。試験区間にかかるせん断力 Q は 2 本の加力ジャッキが与えるせん断力 Q_1+Q_2 である。加力サイクルは変位より制御し、部材角 $R=\pm 1/400\text{rad}$, $\pm 1/200\text{rad}$, $\pm 1/100\text{rad}$, 計 ± 3 サイクル各 2 回づつ逆対称正負交番繰り返し载荷を行い、その後耐力の低下が確認出来るまで押し切った。

2.3 せん断ひび割れ幅測定

肋筋と PC 鋼棒上に生じた全てのせん断ひび割れ幅を測定し荷重との履歴をとった。測定は最小目盛 0.01mm のデジタルマイクロスコープを用いた。本研究で使用しているひび割れ幅 w はひび割れに対して直交方向に測定した値 w_1 と補強筋とがなす角度 θ により w_1 を補強筋方

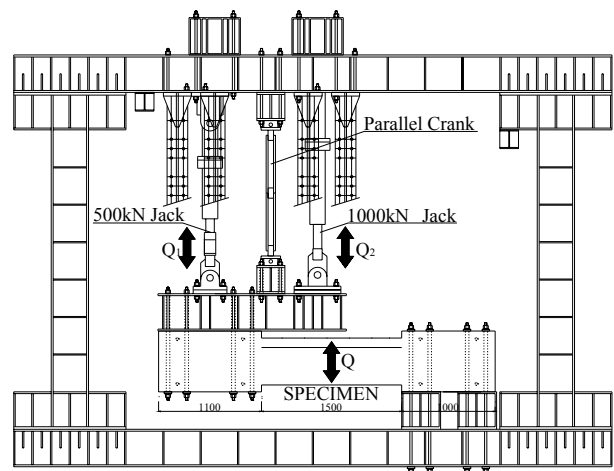
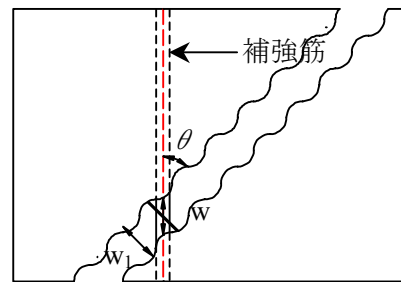


図-2 加力装置図



$$w = \frac{w_1}{\sin \theta}$$

w_1 : ひび割れ幅計測値
 $\sin \theta$: ひび割れと補強筋のなす角度
 w : 角度補正したひび割れ幅

図-3 ひび割れ幅評価法

向に補正した値を用いた。(図-3 参照)

3. 実験結果と考察

実験結果一覧を表-4 に示す。

3.1 破壊状況と Q-R 曲線

図-4 にせん断力 Q と部材角 R の関係と最終変形時のひび割れ図を示す。全試験体ともせん断ひび割れが $R=+1/400$ サイクルで発生し、せん断ひび割れが卓越することで PC 鋼棒もしくは肋筋が降伏し、せん断破壊に至った。また、

全試験体ともスタブの固定側にせん断ひび割れが集中した。無補強試験体 No.1 は早期にひび割れが発生し、そのひび割れ幅が進展して R=+1/200 サイクルで最大耐力を迎えた。PC 鋼棒を配しただけの試験体 No.2 はせん断ひび割れ発生後、No.1 と同様にひび割れは進展するが、全試験体の中で 1 番耐力が大きくなった。No.3 は最大耐力後の変形で R=+1/50 付近で PC 鋼棒が平行部で破断した。PC 鋼棒径が太い試験体 No.5, 6 はネジの谷部の方が平行部よりも細いため、最大耐力を迎えると同時にネジの谷部で破断した。PC 鋼棒補強した試験体 No.2~No.6 において、加力後コーナブロックをはずした所、コーナブロックがコンクリートにめり込んだ跡を確認した。

表-3 実験結果

試験体番号	eQ_{AL} [kN]	eQ_{sc} [kN]	eQ_{su} [kN]	eQ_{sc} [kN]	eQ_{max} [kN]
No.1	267	230	258	181	265
No.2	267	230	339	218	422
No.3	267	230	339	275	323
No.4	254	224	331	230	331
No.5	254	224	408	275	402
No.6	254	224	315	216	290

eQ_{AL} : RC 規準²⁾による梁の長期許容せん断力(Pws+Pp が 0.2%以下なのでコンクリート分のみ考慮)
 eQ_{sc} : 靱性指針式³⁾によるせん断ひび割れ強度計算値
 eQ_{su} : PC 鋼棒の強度をそのまま累加した靱性指針式によるせん断強度計算値³⁾
 eQ_{sc} : せん断ひび割れ強度実験値
 eQ_{max} : 最大耐力実験値

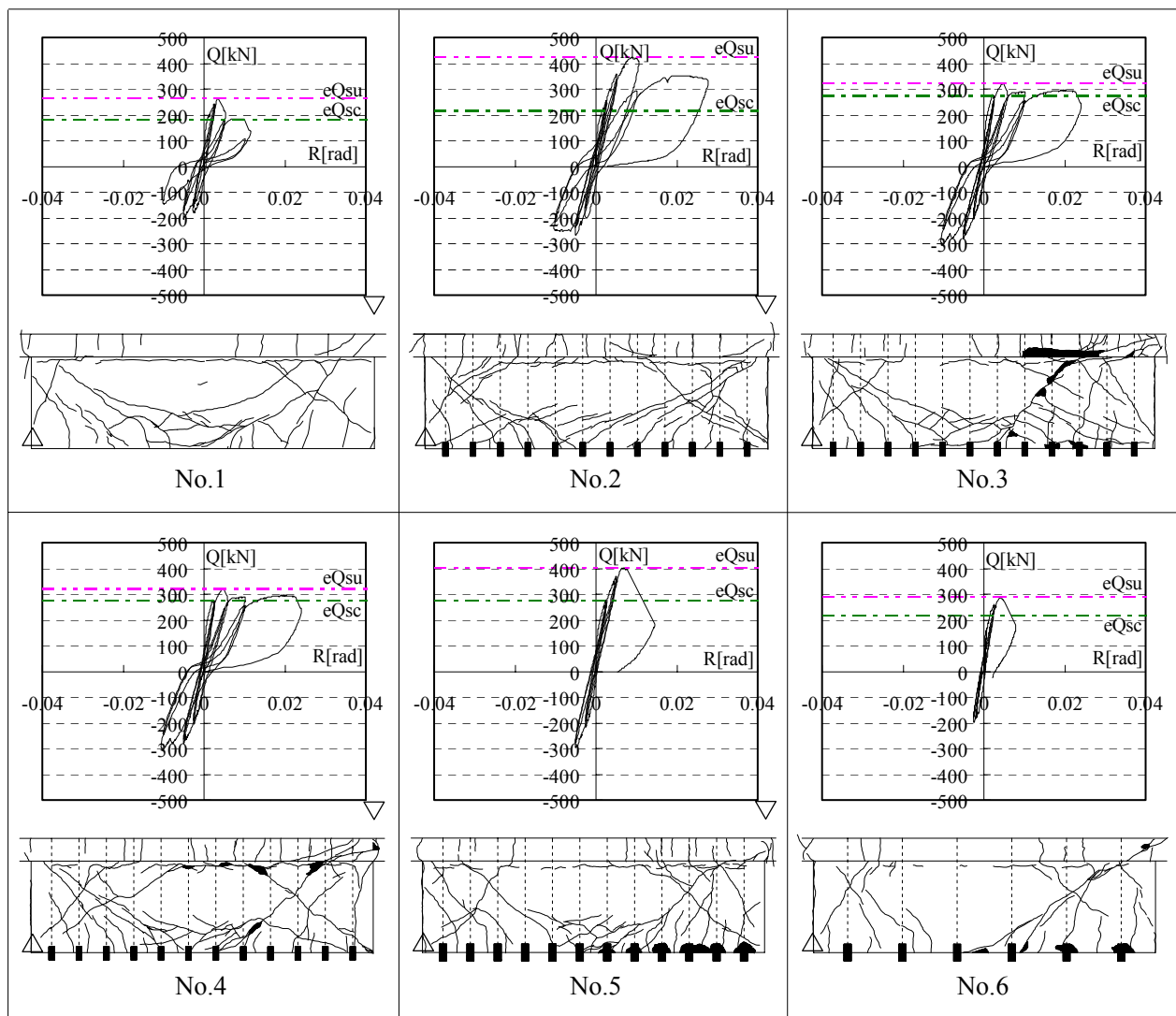


図-4 Q-R 曲線とひび割れ図

3.2 せん断ひび割れ性状

3.2.1 せん断ひび割れ強度

図-5 にせん断ひび割れ強度 eQ_{sc} [kN] とプレストレス導入応力 σ_p [N/mm²] に PC 鋼棒の補強筋比 P_p をかけた値 (σ_L [N/mm²] とする) との関係を示す。せん断ひび割れ強度は、 $\sigma_L=0.4$ [N/mm²] の No.4 の方が $\sigma_L=0.27$ [N/mm²] の No.3 より小さくなり多少ばらついたが全体として $\sigma_L=0$ [N/mm²] の No.2 に対して、プレストレスを導入することで大きくなる傾向が見られる。また、 P_p と σ_p が等しく PC 鋼棒の径が異なる No.3 と No.6 において、せん断ひび割れ強度は PC 鋼棒の配置間隔 (S_p [mm]) が狭い No.3 の方が 27%大きく、PC 鋼棒を密に配すことでせん断ひび割れ強度は高くなる事がわかる。

3.2.2 せん断ひび割れ角度

図-6 に最大耐力が決まったと思われる 1 本のせん断ひび割れを対象とし、そのひび割れがせん断補強筋を横切る区間のせん断補強筋とのなす角度 θ [°] の平均角度 θ_{AVE} と σ_L [N/mm²] との関係を示す。カウントした PC 鋼棒とあばら筋本数も図-6 に示す。表記の S-3 は肋筋 3 本を、P-6 は PC 鋼棒 6 本を横切ったものとする。 θ_{AVE} は無補強試験体 No.1 と PC 鋼棒のみを配した試験体 No.2 には大差なく、No.2 のひび割れ角度 59° に対して No.3~No.6 は 49° ~54° とプレストレス導入することで角度は小さくなった。また No.3 と No.6 において、 θ_{AVE} は No.3 の方が小さかった。 P_p が同じでも PC 鋼棒を密に配すほどひび割れ角度は小さくなり、ひび割れが

横切る補強筋の本数も少なくなると考えられる。

3.2.3 残留率

表-4 に全試験体が最大耐力を迎える前の +1/400 の除荷時ひび割れ幅 w_0 をピーク時のひび割れ幅 w_{max} で除した値(残留率)とピーク時におけるせん断補強筋を横切る全てのひび割れ幅の平均値 $AVEW_p$ を示す。残留率は無補強試験体 No.1 は 0.55 と大きくなったが、補強した試験体は全て 0.25~0.32 とプレストレス導入の有無によらず、同程度となった。しかし試験体毎の $AVEW_p$ を比較した所、 σ_L が大きくなるほどひび割れ幅は抑制されているのに対し、除荷時のひび割れ幅は全試験体ともほとんど差はなく、残留率は全試験体とも変わらなかった。

3.3 ひび割れ幅とせん断補強筋ひずみ

せん断ひび割れ幅とせん断補強筋ひずみとの関係を調べるため、No.5 の正側加力時についてせん断力 Q と 1 本の PC 鋼棒を横切る全てのひび割れ幅実測値の合計 Σw との関係、 Q と PC 鋼棒ひずみをひび割れ幅に換算した w_e との関係を合わせて図-7 に示す。対象とした PC 鋼棒箇所、せん断ひび割れを図-8 に示す。測定ひび割れ幅 w は図-3 より角度補正したものとする。また w_e は PC 鋼棒のひずみの増分 $\Delta \epsilon_p$ に梁せい D を乗じることで算出した。 Σw の方が w_e より大きく、せん断ひび割れ幅実測値は PC 鋼棒ひずみにより評価出来ていない。せん断スパン比が小さい柱などは、曲げヒンジ領域内においてはほぼ剛体として回転し、曲げによる影響はほとんど受けず、1 本のせん断ひび割れは全

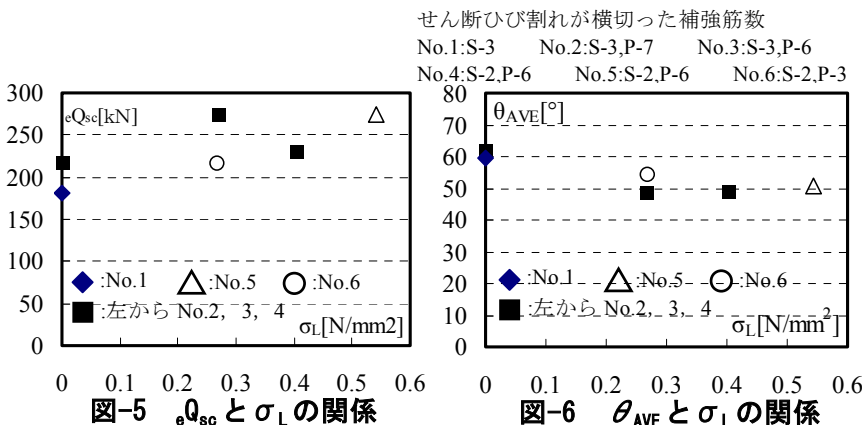


表-4 残留率とひび割れ幅平均

試験体番号	AVERAGE w_0/w_p	AVE W_p [mm]
No.1	0.55	0.72
No.2	0.25	0.37
No.3	0.32	0.32
No.4	0.26	0.28
No.5	0.33	0.22
No.6	0.32	0.35

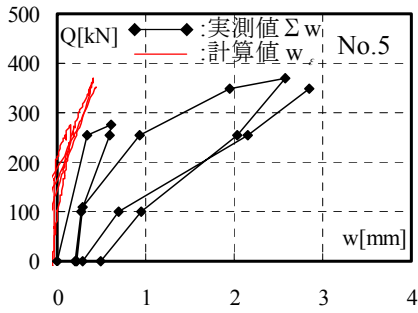


図-7 Q と Σ w, Q と w_c の関係

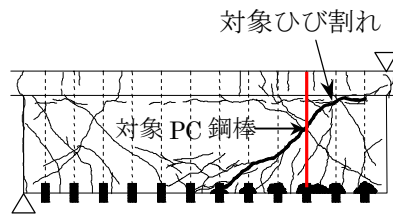


図-8 対象 PC 鋼棒位置

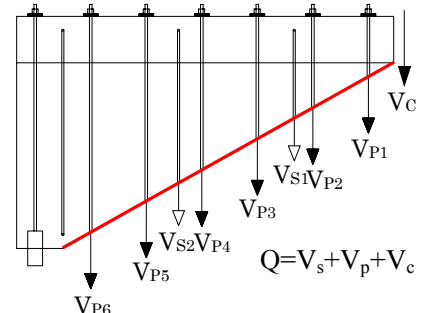


図-9 破壊面負担せん断力

て同じ幅になる。しかし本試験体はせん断スパン比が大きいので、剛体として回転せず、ヒンジ領域においても曲げの影響を受け、せい面の端部の方が中央よりも大きいひび割れ幅となり、補強筋のひずみがひび割れ幅に連動しなかったと考えられる。

3.4 せん断力負担推移の検討

せん断強度が決定したと思われる 1 本のひび割れを破壊面 (図-9 参照) とし、そのひび割れを横切った肋筋と PC 鋼棒のひずみからそれぞれが負担していたせん断力を算出する。肋筋負担せん断力 V_s と PC 鋼棒負担せん断力 V_p の算出法は以下に示す。

$$V_s = \sum_1^n A_s \cdot E_s \cdot \varepsilon_{si} \quad , \quad V_p = \sum_1^n A_p \cdot E_p \cdot \varepsilon_{pi}$$

n_s, n_p : ひび割れが横切った肋筋と PC 鋼棒の本数
 A_s, A_p : 肋筋と PC 鋼棒の断面積
 $\varepsilon_{si}, \varepsilon_{pi}$: 肋筋と PC 鋼棒のひずみ

破壊面において、No.2~No.4 の最大耐力までのせん断力 Q と V_s と V_p の和 (V_s+V_p) の関係を図-10 に示す。なお、図-10 の降伏ラインは肋筋と PC 鋼棒の降伏ひずみの和からプレストレス導入ひずみを引くことで算出している。また、せん断力 Q とコンクリートの負担せん断力 V_c

の関係を図-11 に示す。 V_c は $Q-(V_s+V_p)$ により算出した。実験においてひび割れが横切った補強筋の本数は図-6 に記した。プレストレスを導入していない No.2 が 1 番強度の高かった理由として次の要因が考えられる。プレストレスを導入するとせん断ひび割れの発生は遅くなるが、導入したプレストレスが全てせん断ひび割れ発生荷重に寄与し、降伏強度 σ_{py} とプレストレス導入量 σ_p の差がせん断強度上昇に寄与したものと考えられる。これは図-10 で No.2, No.3, No.4 とともに降伏ラインに V_s+V_p が達していることからわかる。つまり PC 鋼棒の補強比が少ない本研究においては、プレストレスを導入しない方がひび割れ発生後の強度上昇に寄与できる量が大きいため、せん断強度が高くなると思われる。図-11 より、コンクリートの負担分 V_c はせん断ひび割れ後、いったん小さくなるが、その後も増加している。これはスラブ床が付くことで断面が大きくなり、せん断ひび割れがスラブ床の下端で止まり、軸方向に流れたため (図-4 参照)、スラブ床部のコンクリートが健全であり、ひび割れ発生後もせん断力を負担し、せん断補強筋へせん断力が移行する量が少なかっ

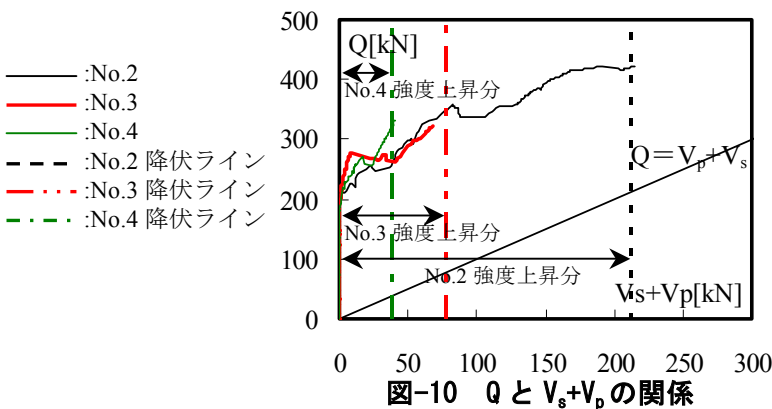


図-10 Q と V_s+V_p の関係

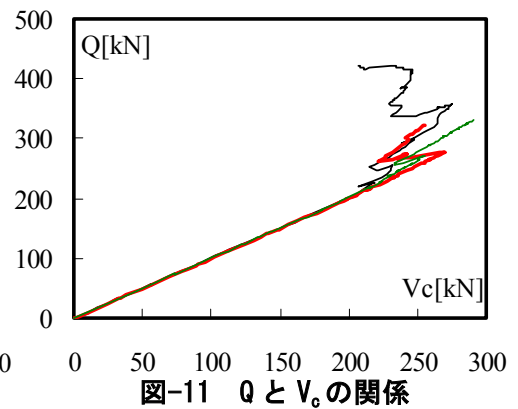


図-11 Q と V_c の関係

たためと思われる。せん断ひび割れが発生するとコンクリートは引張力を負担することが出来ず、それまでコンクリートが負担していたせん断力をせん断補強筋が負担し、ひずみが増加し始め、コンクリートはせん断力を負担出来なくなるといふ仮定は本研究に関しては成り立たない。つまり、ひび割れ発生後のせん断強度は $Q=V_s+V_p+V_c$ で考えなければいけない。 V_c は最終的に同程度となっていることから、プレストレス導入量が各試験体の V_s+V_p の差となって表れている。また、プレストレスを導入すると、ひび割れ角度 θ は小さくなり、補強筋を横切るひび割れの本数も少なくなる。つまり1本の補強筋が負担するせん断力が大きくなり、せん断強度に不利な影響を及ぼしたことも考えられる。

3.5 せん断終局耐力

3.4 で導入したプレストレス力が全てせん断ひび割れ発生に使用され、PC 鋼棒の降伏強度 σ_{py} とプレストレス導入量 σ_p の差がせん断強度上昇に寄与したと述べた。そこで靱性保証型耐震設計指針のせん断終局耐力³⁾に PC 鋼棒の降伏強度からプレストレス導入量分を差し引いた値を付加して算出した値と実験値との対応を検討する。以下に式を示し、(1)式とする。

$${}^c Q_{su} = \mu(P_{we} \sigma_{wy} + P_p (\sigma_{py} - \sigma_p)) b_e j_e + \dots (1)$$

$$\left(\nu \sigma_B - \frac{5(P_{we} \sigma_{wy} + P_p (\sigma_{py} - \sigma_p))}{\lambda} \right) \frac{bD}{2} \tan \theta$$

P_{we} :有効せん断補強筋比, b_e , j_e :トラス機構に関与する断面の有効幅, 有効せい, λ :トラス機構の有効係数, ν :コンクリートの有効圧縮強度係数(=0.5), σ_B :コンクリートの圧縮強度, $\tan \theta$:アーチ機構の圧縮束の角度

図-12 に縦軸を実験での最大耐力 ${}^e Q_{max}$, 横軸を(1)式により算出したせん断終局強度 ${}^c Q_{su}$ として全試験体プロットしたものを載せる。全試験体とも計算値に対する実験値が安全側であるとともに傾向もよく合致している。なお、 ${}^e Q_{max}/{}^c Q_{su}$ の値は無補強試験体 No.1 で 1.03, 補強試験体 No.2~6 で 1.05~1.28 だった。特に(1)式は No.3 や No.6 のような PC 鋼棒の補強筋比は小さくプレストレスを導入している試験体に

関して精度よく評価できる。

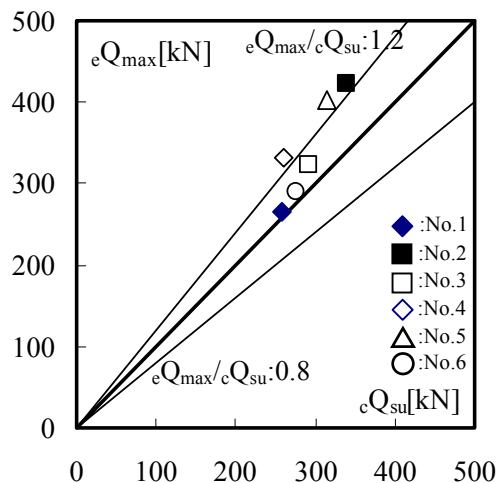


図-12 最大耐力実験値と計算値の関係

4. まとめ

本研究から以下の知見が得られた。

1. せん断ひび割れ強度はプレストレスを導入することで大きくなる傾向が見られ、同じ補強量でも配置間隔を狭くした方が大きくなる。
2. せん断補強筋とせん断ひび割れのなす角度は、プレストレス導入量に比例して小さくなった。
3. 既存不適格のスラブ付き RC 造梁を PC 鋼棒の補強筋比が小さいレベルで本工法により耐震補強すると、せん断終局耐力はプレストレスを導入しない方が上昇し、PC 鋼棒の降伏強度からプレストレス導入力を引いた靱性指針式で安全側に評価できる。

謝辞

本研究は東京工業大学建築物理研究センターとの共同研究の一貫として行われたものであります。本研究に際して多大な御協力を賜った高周波熱錬株式会社, 三友エンジニアリング株式会社, 株式会社銭高組に深く感謝致します。

参考文献

- 1) 高周波熱錬株式会社 AC 耐震補強工法設計施工指針・同解説, 2000
- 2) 日本建築学会鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 1999
- 3) 日本建築学会鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説
- 4) 赤木大介, 柳瀬高仁, 香取慶一, 林 静雄: プレストレスを導入して開孔補強した RC 造有孔梁のせん断性状, コンクリート工学, Vol.25, No.2, pp.409-414, 2003