

論文 プレストレストコンクリート梁のせん断特性に関する研究

滝澤一孝*1, 高木仁之*2, 白石一郎*3

要旨: プレストレストコンクリート梁 (以下, PC 梁と記す) のせん断強度に関し, 現行のせん断強度式が理論的背景や実験的裏付けに乏しいこと等の理由から, 鉄筋コンクリート部材 (以下, RC 部材と記す) と同様に塑性理論による強度式の適用性を検討すべく, プレストレス量, 鋼材位置等を主要因子とした無開口 PC 梁のせん断実験を行い, その結果から, 塑性理論によるせん断強度式適用の可能性を検証した。

キーワード: プレストレス, PC 梁, せん断強度, 塑性理論, FEM

1. はじめに

筆者らは, 既往の PC 梁に関するせん断強度式の精度検証¹⁾より, PC 梁においても RC 部材同様に下界定理に基づいた塑性理論式によるせん断強度の評価が可能であると判断した。しかしながら, PC 梁に関する既往の実験において, せん断破壊したとされる試料の破壊モードの定義が区々で, RC 部材の実験例に比べて検討試料が少ないこと等の理由により, プレストレス量および PC 鋼材位置等による影響を主要因子とした無開口 PC 梁のせん断実験を行った。本報では, 実験結果の報告と共に, 塑性理論によるせん断強度式適用の可能性を検証した。

せん断補強筋比は 0, 0.2, 0.4% の 3 水準とし, これらの要因より計 9 体の試験体を計画した。

2. 実験概要

2. 1 試験体概要および実験要因

試験体概要を表-1に, 試験体概略図を図-1に示す。試験部の断面 (b:梁幅, D:梁せい) および長さ (Lo) は, $b \times D = 20 \times 35\text{cm}$, $Lo = 140, 210\text{cm}$ であり, 主筋は上下共 3-D16 (SD390), PC 鋼棒は 32ϕ (B, C 種), せん断補強筋は 6ϕ (SR295) を用いた。コンクリート強度は $F_c = 36, 60\text{N/mm}^2$, PC 鋼材間距離は 0, 20cm, せん断スパン比は, $a/D = 2, 3$ のそれぞれ 2 水準, プレストレス量は 300, 600, 900, 1200kN の 4 水準とした。また,

表-1 試験体概要

試験体 No.	コンクリート強度 F_c (N/mm^2)	PC 鋼棒本数・径 (種別)	鋼材間距離 jp (cm)	せん断スパン比 a/D
1, 2, 3	36	2-32 ϕ (B2)	20	2.0
4		1-32 ϕ (C1)	0	
5, 6		2-32 ϕ (B2)	20	
7				
8	60	1-32 ϕ (C1)		3.0
9				
試験体 No.	プレストレス ΣPe (kN)	$\sigma_s = \Sigma Pe / bD$ (N/mm^2)	σ_s / F_c	せん断補強筋比 P_w (%)
1	300	4.2	0.12	0.2
2	600	8.4	0.24	
3	900	12.6	0.36	
4	600	8.4	0.24	0
5				0.4
6				0.2
7	900	12.6	0.21	0.2
8				
9	1200	16.8	0.29	

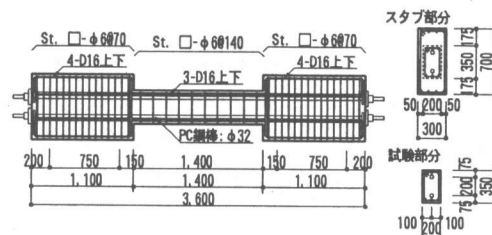


図-1 試験体概略図

*1 北野建設(株)生産管理本部技術研究所 (正会員)

*2 明治大学講師 理工学部建築学科, 工修 (正会員)

*3 日本工業大学助教授 工学部建築学科, 工博 (正会員)

2. 2 使用材料

コンクリート調合表を表-2に、コンクリートおよび鋼材の力学的性質を表-3および表-4にそれぞれ示す。

表-2 コンクリート調合表

呼び強度 (N/mm^2)	スランブ (cm)	粗骨材最大 寸法(mm)	水セメン ト比(%)	細骨材率 (%)
30	8	25	49.0	42.1
50	8	20	33.7	41.0

表-3 コンクリートの力学的性質

試験体 No.	材令 (日)	圧縮強度 (N/mm^2)	割裂強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (kN/mm^2)
1	53	45.8	3.5	29.4
2	63	48.0	3.5	28.3
3	58	51.1	3.1	30.7
4	61	50.7	3.1	28.2
5	60	49.0	3.3	30.7
6	52	44.8	3.3	32.1
7	79	53.0	3.2	35.1
8	70	71.0	3.6	40.0
9	73	60.1	3.4	36.4

表-4 鋼材の力学的性質

鋼材	断面積 (cm^2)	降伏強度 ($\times 10N/mm^2$)	引張強度 ($\times 10N/mm^2$)	ヤング係数 (kN/mm^2)
6φ	0.28	26.1	33.3	172
D16	1.99	44.5	58.9	177
32φB2	8.11	108	121	203
32φC1	8.15	115	127	203

コンクリートは、No. 1, 2 および No. 3, 4 と No. 5, 6 が、それぞれ同一バッチである。試験時材令におけるコンクリート圧縮強度は、No. 1～6 では設計基準強度を大きく上回った。

2. 3 加力方法および測定方法

加力装置図を図-2に示す。加力方法は、逆対称モーメント形式の正負繰り返し载荷とした。载荷ルールは、変位制御とし、部材角 $R=1/400$

で正負各2回繰り返した後、1/200, 1/150, 1/100の各変位レベルで正負各3回繰り返す。最終的に $R=1/67$ まで変形させて終了とした。変位は、スタブに取り付けたゲージホルダーを用いて梁左右端と試験体中央との間の相対変位を測定し、また、試験部の軸方向伸縮も測定した。PC鋼棒・主筋・せん断補強筋には、歪ゲージ(検長5mm)を2枚1組として貼付し、鋼材の歪度を測定した。

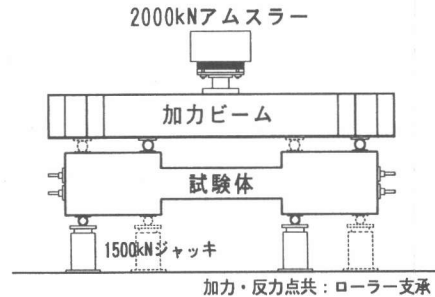


図-2 加力装置図

3. 実験結果

3. 1 Q-δ 曲線および破壊モード

実験結果一覧を表-5に、各試験体の作用せん断力(Q)-変形(δ)曲線と最終破壊状況図を図-3に、せん断補強筋の歪分布を図-4に示す。

表-5 実験結果

No.	曲げ※ eQmc(kN)	曲げ せん断※ eQsc(kN)	最大耐力 eQsu(kN) (部材角 rad)	破壊モード (最終部材角) rad
1	62.8	116.7	199.1 (1/160)	SC (1/67)
2	117.7	158.9	183.4 (1/431)	ST (1/100)
3	141.2	187.3	271.6 (1/204)	SC (1/67)
4	74.1	154.9	240.3 (1/146)	SC (1/67)
5	86.3	165.7	218.7 (1/230)	BN (1/67)
6	74.5	183.4	275.6 (1/96)	SC (1/67)
7	49.2	123.6	179.5 (1/108)	SC (1/100)
8	102.0	156.9	234.4 (1/123)	SC (1/100)
9	77.5	161.8	225.5 (1/152)	SC (1/67)

※ eQmc: 曲げ初ひび割れ強度

eQsc: 曲げせん断初ひび割れ強度

破壊モード = SC: せん断圧縮破壊
ST: せん断引張破壊
BN: 付着・軸割れ破壊

本実験で得られた破壊モードは、全ての試験体において、曲げ圧縮端に圧壊を伴うせん断圧縮破壊(SC)であるが、その中の比較において、せん断引張破壊的(ST)および付着・軸割裂破壊的(BN)傾向の3種類に分類できた。No. 2を除くいずれの試験体も部材角 $R=1/200 \sim 1/100$ で最大耐力に達した。最終破壊状況は、試験体によりやや異なっており、No. 1, 4, 6では、せん断ひび割れの進展と同時に、付着・軸割裂に伴う部材上下端中央部の水平ひび割れが増大し、端部曲げ圧壊を伴って破壊した。

また、No. 3はNo.1と同様の破壊形態であるが、部材中央に水平に近い斜めひび割れが割裂状に発生し、高プレストレスの影響が顕著に現れた。No. 5は、せん断補強筋による主筋の拘束が無いことから、付着・軸割裂破壊に至った。No. 7, 8, 9は、いずれも荷重に対して圧縮方向にせ

ん断ひび割れが大きく進展し、端部曲げ圧壊を生じて破壊に至った。

最大耐力時において、端部の肋筋の歪度は、全ての試験体で、降伏歪度に達しており、肋筋の降伏範囲は、端部より $1.0 \sim 1.5 \cdot D$ (D:梁せい) の範囲であった。最終破壊時にもPC鋼棒の降伏はなかった。また、主筋は、最大耐力時に引張降伏はみられず、最大耐力を経た後、最終破壊に至る時点において、圧縮降伏による影響で引張降伏したものがあるが、殆どは最大耐力時には圧壊部の主筋のみ圧縮降伏している。

なお、No. 2は、部材角 $R=1/400$ で最大耐力に達し、荷重に対して引張方向にせん断ひび割れが大きく進展し、繰り返し載荷を経験せずに破壊に至っており、他の試験体と破壊形態が異なるため、以降ではNo. 2は異常破壊として検討対象から除外することとした。

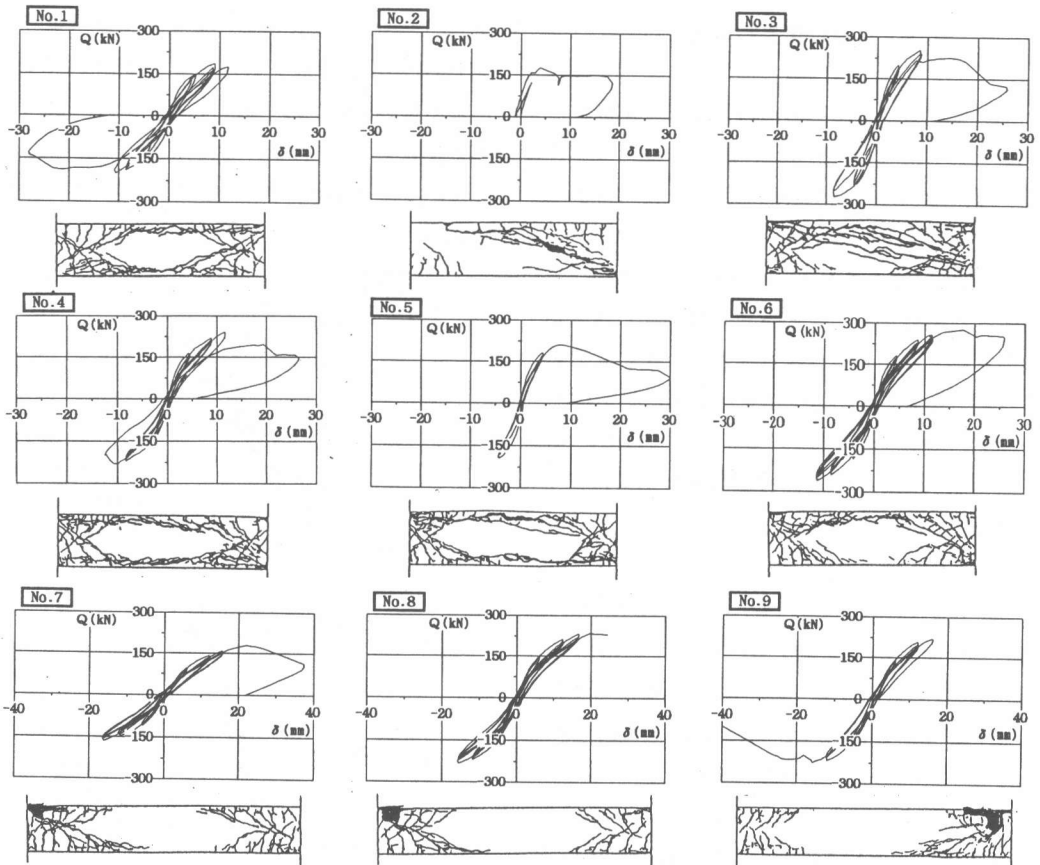


図-3 P- δ 曲線と最終破壊状況図

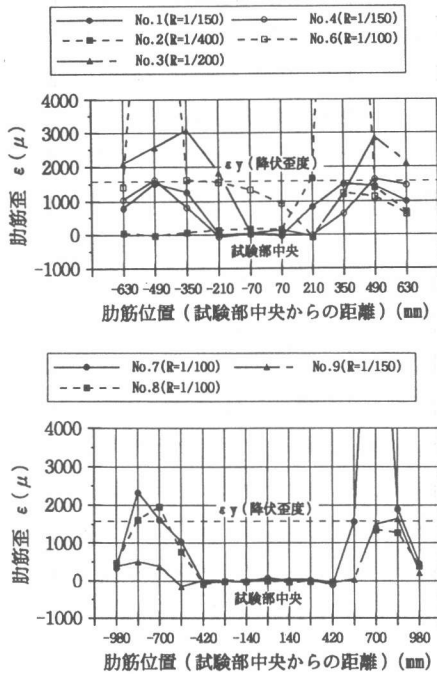


図-4 せん断補強筋の歪分布

3. 2 各実験因子の耐力に及ぼす影響

(1) プレストレス量 σ_s (N/mm²)

試験体 No.1($\sigma_s=4.2$), No.3($\sigma_s=8.4$)と No.8($\sigma_s=12.6$), No.9($\sigma_s=16.8$)について、最大耐力への σ_s の影響を見ると、いずれも σ_s の増加に伴って耐力は上昇し、部材角は減少する傾向が認められた。また、せん断スパン比別に耐力の上昇割合をみると、 $a/D=2$ では29%、 $a/D=3$ では5%であり、せん断スパン比の増大に伴いプレストレス量によるせん断耐力上昇割合は低下する傾向が認められた。

(2) PC 鋼材間距離 j_p (cm)

鋼材位置の影響については、試験体 No.2($j_p=20$)と No.4($j_p=0$)で比較するべきであるが、試験体 No.2が異常破壊であるため、No.1, 3($j_p=0$)と比較すると、PC 鋼材位置が異なるにも関わらず No.4の最大耐力は、No.1と No.3の中間値にほぼ等しいことから、プレストレス量による影響に比べ、最大耐力に及ぼす鋼材位置による影響は認められなかった。

(3) せん断補強筋比 P_w (%)

試験体 No.5($P_w=0$), No.4($P_w=0.2$), No.6($P_w=0.4$)について、 P_w の影響による最大耐力の上昇割合をみると、No.5に対してNo.4で8%、No.6で32%である。また、部材角の上昇割合は、No.5に対してNo.4で156%、No.6で235%となっており、せん断補強筋比の増加により、最大耐力の上昇および靱性能の向上が認められた。

(4) せん断スパン比 a/D

試験体 No.4($a/D=2$), No.7($a/D=3$)について、せん断スパン比の影響を見ると、 a/D の増大に伴い耐力は減少しており、その割合はNo.4に対してNo.7は27%の減少である。ただし、部材角は43%の増加となっている。

3. 3 FEM 解析による影響度の検討

各実験因子の影響について、試験体 No.2との直接比較が出来なかったことを考慮し、せん断スパン比 $a/D=2$ に関し、プレストレス量およびPC 鋼材間距離を変動因子とする FEM 解析による検証を行った。解析には、2次元 FEM 解析プログラム²⁾を用いた。解析精度の検証として、 $Q-\delta$ 曲線の実験値と解析値の比較図を、試験体 No.1, 3 について図-5に示す。

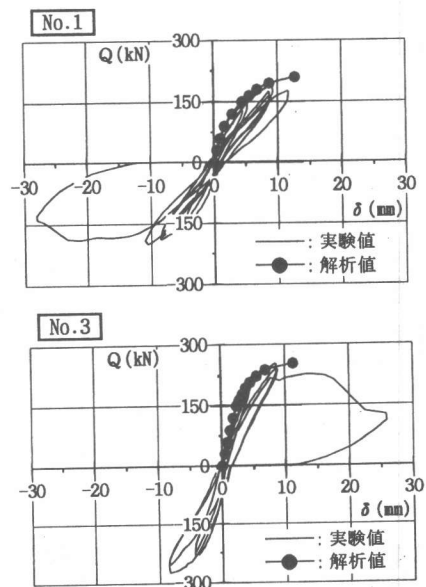


図-5 P- δ 曲線の実験値と解析値の比較

また、プレストレス量(σ_g)を、0, 5, 10, 15 N/mm^2 と変動させた場合の影響比較を図-6に、主応力図を図-7に、PC鋼材間距離(j_p)を0, 20, 35cmと変動させた場合の影響比較を図-8にそれぞれ示す。

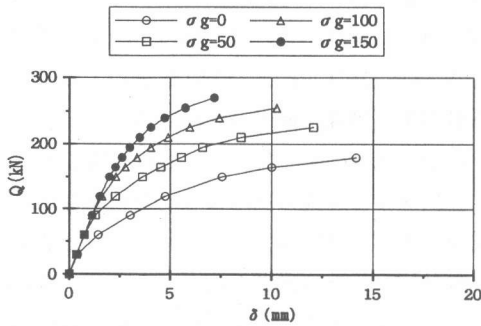


図-6 プレストレスの影響

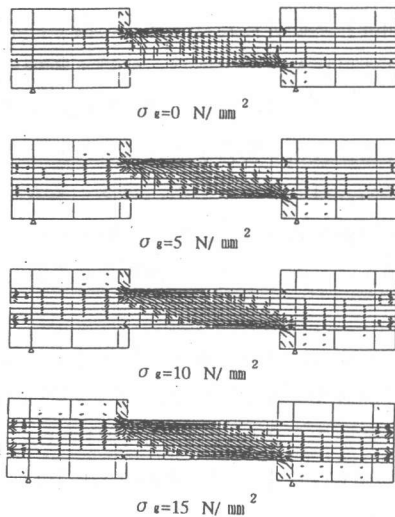


図-7 主応力図(FEM解析)

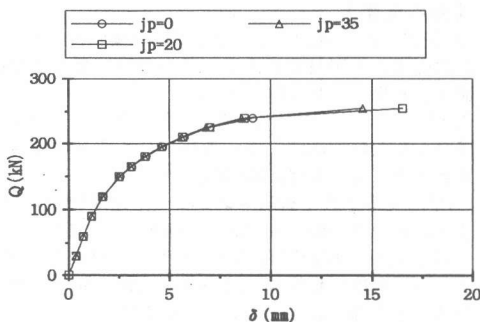


図-8 PC鋼材間距離の影響

実験で得られた $Q-\delta$ 曲線に対して、解析値は良く近似している(図-5)。各変動因子の影響としては、図-6, 8よりプレストレス量の増大に伴って耐力は上昇すること、鋼材間距離の影響は極めて少ないことが確認され、実験結果の傾向と一致している。また、図-7より、プレストレス量の増加によって圧縮ストラット幅が広がり、耐力増大につながっていると推察される。

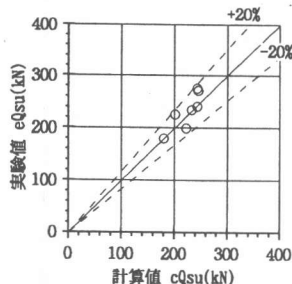
3. 4 既往のせん断強度算定式の適合性

最大耐力実験値とせん断終局強度計算値の比較結果を表-6および図-9に示す。検証した算定式は、①学会RC終局指針B法³⁾、②NewRC式⁴⁾、③学会PC規準式⁵⁾である。

表-6 せん断耐力実験値と計算値の比較

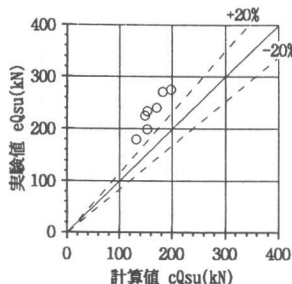
試験体	実験値 eQsu (kN)	計算値 cQsu (kN)		
		① 実/計	② 実/計	③ 実/計
No.1	199.1	222.0 0.90	152.5 1.31	126.2 1.58
No.3	271.6	244.9 1.11	181.7 1.49	189.1 1.44
No.4	240.3	243.1 0.99	170.2 1.41	160.0 1.50
No.5	218.7	211.3 1.04	131.8 1.66	163.4 1.34
No.6	275.6	242.6 1.14	197.4 1.40	168.4 1.64
No.7	179.5	179.7 1.00	131.1 1.37	130.8 1.37
No.8	234.4	231.9 1.01	152.6 1.54	168.8 1.39
No.9	225.5	200.3 1.13	148.2 1.52	183.1 1.23

実験値に対する計算値の適合性は、今回の実験による試料に関してはB法が最も良かったが、現B法では軸力の影響が加味されていない。なお、ばらつきはNewRC式が最も小さい。実験値/計算値の値の平均値は、NewRC式と学会PC規準式とはほぼ等しく、両式とも耐力を過小評価する傾向にある。ただし、今回の試料が部材角 $R=1/100(\text{rad})$ 以前に最大耐力に達していることを考慮すれば、この傾向は安全側の評価を与えるものと判断される。



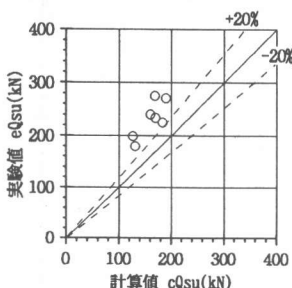
B 法

平均値=1.04
標準偏差=0.08
変動係数=0.08



NewRC 式

平均値=1.43
標準偏差=0.08
変動係数=0.05



PC 規準式

平均値=1.45
標準偏差=0.13
変動係数=0.09

※ 対象試験体は、No.2 と No.5 を除く 7 体とした。

図-9 セン断耐力実験値と計算値の比較

4. まとめ

PC 梁に関し、プレストレス量および PC 鋼材位置等を主要因子とした実験結果より、以下の傾向が認められた。(1)プレストレス量が増加すると、せん断耐力は上昇する。ただし、せん断スパン比の増大に伴い、その上昇割合は低下する。(2)せん断耐力に及ぼす PC 鋼材位置の影響は極めて小さい。(3)せん断補強筋比の増加により、せん断耐力が上昇するとともに、靱性能も向上する。(4)せん断スパン比の増大に伴い、せん断耐力は減少する。(5)PC 梁では、付着割裂によるひび割れが発生した場合に、プレストレスによる材軸方向の圧縮力によって付着割裂が急激に進展することや、ウェブ圧壊に

似た軸割裂を生じ得ることが、破壊形態の比較により確認された。このことは、せん断補強筋が少ないほど顕著であり、せん断補強筋は、主筋の拘束効果に影響を与える。(6)無開口 PC 梁に関する既往のせん断強度算定式は、B 法の適合性が最も良かった。NewRC 式による計算値は、ばらつきは小さいが、耐力を過小評価する。なお、(1)、(2)のことは、FEM 解析によっても、実験結果と同様の傾向が確認された。

(7)無開口 PC 梁に関して、塑性理論に基づくせん断強度算定式の適用は可能と判断される。実験および解析結果より、プレストレス量がせん断強度に与える影響をより良く評価するには、アーチ機構における有効係数 ν に関する影響を考慮した方が良いと判断される。

【謝辞】本研究における実験に関し、北越メタル(株)池田氏およびドーピー建設工業(株)倉持氏、同関東工場金子氏には、鋼材提供および試験体製作に多大なご協力を頂きました。また、明治大学の井口、河上、若松、日本工業大学の新門、山田の各卒論生諸君には、実験・解析にご協力を頂きました。ここに、感謝の意を表します。

本研究は、(社)建築研究振興協会に設けられた共同研究「PC 構造設計・施工指針作成」の研究調整委員会(委員長 岡本伸)のものと構造的な性能評価 WG 主査(主査 渡邊史夫)で行われたものである。

【参考文献】

- 1) 滝澤一孝, 高木仁之: 既往の PC 梁に関するせん断強度式の予測精度の検証, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.875-876, 1996.9
- 2) 白石一郎, 狩野芳一, 他: 鉄筋コンクリート造耐震壁の最大耐力に関する一考察, 日本建築学会構造系論文集, pp.144-155, No.365, 1986.7
- 3) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建築物の終局強度型耐震設計指針・同解説, pp.106-120, 1990
- 4) 建設省総合技術開発プロジェクト, 鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発, セン断 WG 報告書, pp.V-15, 平成 5 年 3 月
- 5) 日本建築学会: プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説, pp.229-236, 1987