

広島大学 工学部 正員 岡本 享久
 広島大学 工学部 正員 船越 稔

7. まえがき

本研究はI形PC単純梁の腹部斜圧縮耐力について実験を行ない検討を加えたもので、腹部の斜圧縮力により破壊を起こす場合に対する設計方法に関連した資料を得ることを目的としている。即ち、腹部幅を変えたPC梁供試体について、コンクリートの強度及びせん断スパン有効高さの比を変えて破壊試験を行ない、腹部圧壊を起こす梁の耐力、変形、破壊性状などに検討を加えたものである。

2. 試験の方法

供試体の形状、寸法は図-1)に示すとおりである。断面はフランジ幅24cm、桁高26cm、ウェブ幅には7cm及び8cmの2種を用い、下縁より6cmの位置に呼び名S3mmのPC鋼棒(SBPR 110/125)を配置した。導入直後のポラストレスは上縁で -5 kg/cm^2 、下縁で 130 kg/cm^2 である。載荷は2点対称荷重で行ない図-1)に示すようにせん断スパン(a)を40, 50 および 60 cm に変え、 a/d を2.0, 2.5, 3.0の3種とした。載荷時のコンクリートの圧縮強度は300, 400, 500 および 600 kg/cm^2 を目標とした。腹部補強は直径9mmの普通丸鋼(SR-24)U形状スラップで行ない、せん断補強率($K_r\sigma_{sy}$)は 100 kg/cm^2 を目標とした。また断面の曲げ耐力を増加させる目的で圧縮側、引張側に呼び名D-16の異形鉄筋(SD-30)を全ての供試体について追加配置した。

3. 試験の結果と考察

表-1)は試験結果の総覧である。表中のWCFは腹部圧壊による破壊形式を示し、SCF & WCFはせん断圧壊と腹部圧壊の中間の破壊、またMTFは曲げ引張破壊を示す。

図-2)は破壊時の平均せん断耐力(T_u)とコンクリートの圧縮強度(σ_c)の関係

をせん断スパン有効高さ

の比(a/d)及びウェブ幅(b_w)をパラメーターにしたものである。図中に日本道路協会道路橋示方書(コンクリート橋及びCEB/FIP Model Code 1978)に記載されている腹部圧壊による場合の平均せん断耐力の上限値と比較のため記した。この図より T_u は同一 a/d では σ_c の平方根にほぼ比例する傾向を示し、 a/d が異なるば

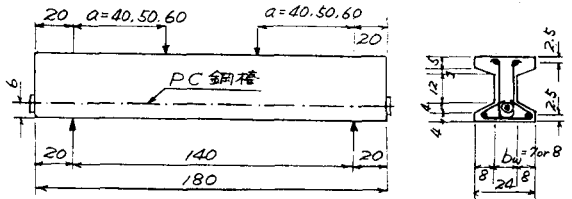


図-1) 供試体の形状、寸法 (cm)

表-1) 試験結果

No.	b_w (cm)	σ_c (kg/cm^2)	$K_r\sigma_{sy}$ (kg/cm^2)	a/d	せん断耐力 P_{sc} (t)	曲げ耐力 P_b (t)	破壊 荷重 P_u (t)	$T_u = P_u/2d$ (kg/cm^2)	$T_u = P_u/2d$ (kg/cm^2)	σ_{cu} (kg/cm^2)	$M_u\text{-TEST}$ ($\text{t}\cdot\text{m}$)	$M_u\text{-TEST}$ $M_u\text{-CAL}$	破壊 形式
1	7	300	110	2.0	16	24	31.3	57	116	135	6.26	0.61	WCF
2	"	"	"	2.5	12	20	27.3	43	101	122	6.83	0.66	"
3	"	400	"	2.0	18	23	38.0	64	141	162	7.60	0.69	"
4	"	"	"	2.5	16	17	36.1	57	131	152	9.03	0.82	"
5	"	477	"	2.0	20	28	42.8	71	155	171	8.56	0.75	"
6	"	"	"	2.5	16	23	38.9	57	140	159	9.73	0.85	"
7	"	617	90	2.0	20	26	48.0	71	175	196	9.60	0.82	"
8	"	"	"	2.5	18	22	44.6	64	162	182	11.15	0.96	"
9	8	431	118	2.5	22	20	41.9	70	135	151	10.48	0.93	SCF
10	"	"	114	3.0	17	16	39.2	52	121	137	11.76	1.05	WCF
11	"	588	118	2.0	26	26	53.8	82	170	175	10.76	0.93	SCF
12	"	"	"	2.5	22	24	47.6	69	149	165	11.90	1.03	"
13	"	597	117	3.0	20	20	40.9	63	128	153	12.27	1.06	MTF

同一 σ_c における τ_u は大きいことか認められた。また b_w が τ_u に及ぼす影響は同一 q/d , σ_c においてほとんど見られず、破壊形式に大きく影響し、 $b_w=7\text{cm}$ の梁では全て腹部圧壊により破壊し、 $b_w=8\text{cm}$ の梁ではせん断圧縮破壊、腹部圧壊および曲げ引張破壊が組み合わさったような破壊をした。腹部圧壊の条件を明示するため、CEB/FIP及び日本道路協会コンクリート橋示方書の両規定とも平均せん断応力度を σ_c の関数で表わしている。実験した供試体のひびわれ状況から、斜めひびわれが多数発生した状態での腹部の応力分布、特に主圧縮応力を明確にする必要があるが、現状ではこの平均せん断応力度が比較的よく性状を表わしているように思える。CEB/FIPの規定は τ_u と σ_c の関係を一次関数で表わし、 q/d が大きく σ_c が大きな場合多少安全性が低下する傾向が見られるが、日本道路協会コンクリート橋示方書の規定では高強度コンクリートで τ_u の増加割合を低減させているのは合理的であるように思われる。この場合、CEB/FIPと日本道路協会コンクリート橋示方書の τ_u の値が同一 σ_c で異なるのは安全度に対する姿勢の相異であり、考察の対象外とした。

図-1(3)は腹部圧壊した梁の載荷重量とひずみとの関係を示したものであり、図-1(4)は腹部圧壊とせん断圧縮破壊の中間の破壊をした梁のひずみの測定結果を示し、図-1(5)は曲げ引張破壊した梁のひずみを示す。これらの図より、弾性範囲内における主圧縮応力 σ_c の方向と同一方向に貼ったゲージの測定結果より腹部圧壊した梁では、腹部の斜圧縮ひずみは斜めひびわれ発生後急激に増加し、破壊時には約 $4,000 \times 10^{-6}$ に達する。一方曲げ引張破壊を起こした梁ではスパン中央断面位置での圧縮ひずみは載荷荷重と共に著しく増大し、終局時には約 $4,000 \times 10^{-6}$ に達する。この場合腹部斜圧縮ひずみは斜めひびわれ発生後も急激には増大しない。腹部圧壊とせん断圧縮破壊の中間の破壊を起こした梁では腹部斜圧縮ひずみと梁中央上縁の圧縮ひずみは載荷荷重の増大と共に同一の増加傾向を示している。これらの結果より腹部圧壊を起こした梁では正確な応力状態は不明であるが、破壊時に主圧縮または圧縮とせん断或いは引張の組合せ応力状態で終局のひずみ状態に達している。図-1(6)は終局時に於いて、全断面有効と仮定し、弾性論を適用して、せん断スパン中央断面位置で求めた主圧縮応力 σ_{cu} と σ_c の関係を示したものである。 σ_c が大きくなると σ_{cu} は増加し、同一 σ_c では q/d が大きくなると σ_{cu} は一様に小さくなる傾向を示す。 $b_w=7\text{cm}$ と $b_w=8\text{cm}$ の梁を比較した場合、腹部圧壊した梁、即ち $b_w=7\text{cm}$ の場合が $b_w=8\text{cm}$ より σ_c に等しい σ_{cu} の増加割合が大きい傾向が認められた。腹部圧壊の指標として σ_{cu} は q/d , 断面形状 τ_u の値によりより変動が大きくなるが予想され、前章と τ_u の場合より複雑になることから、現状では終局時の斜圧縮強度 τ_u で表示の方が現実的であると思われる。

4. あとがき 腹部圧壊をおこすPC梁の諸性状について、 q/d , σ_c および b_w の変化を中心に論議したが、今後さらに高強度の場合、異なる断面形状の場合について応力研究が予定されている。本研究の成果により昭和49年度新設小田原線新橋小田原駅より大井町駅間の橋脚に活用される。

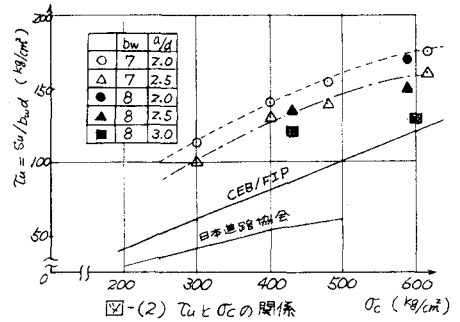


図-2) τ_u と σ_c の関係

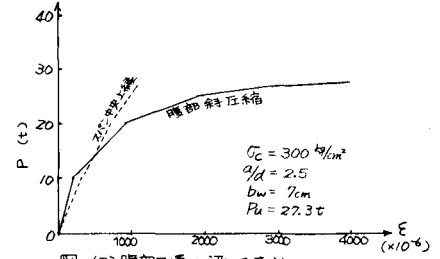


図-3) 腹部圧壊した梁のひずみ

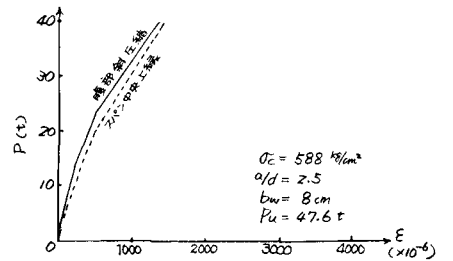


図-4) 腹部圧壊とせん断圧縮破壊の中間の破壊した梁のひずみ

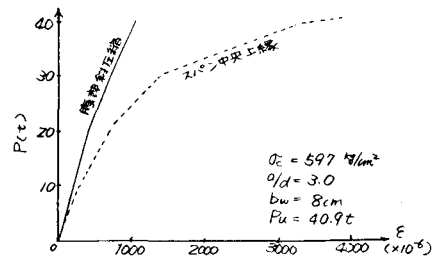


図-5) 曲げ引張破壊した梁のひずみ

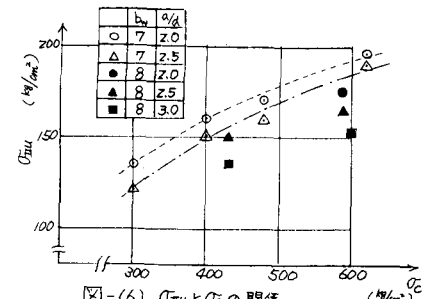


図-6) σ_{cu} と σ_c の関係