

正会員 ○ 船越 稔 (広島大学 工学部)

正会員 岡本 享久 (" ")

1. 緒言

本研究はI形断面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、この種の破壊を起す場合のせん断力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。すなわち腹部幅の小さなPC梁供試体においてコンクリートの強度および a/d を変えて破壊試験を行ない、腹部圧壊を起す梁の耐力、変形、破壊の性状などに検討を加えたものである。従来一般のRCおよびPC梁においては、せん断力に対する設計は斜引張力を安全に負担するよう腹鉄筋の配置を定めることが主体とされ、主圧縮力に対しては安全が確保されている場合が多いため検討を行なわれないのが通例であった。しかし断面の曲げ耐力が発揮されるよう斜引張力に対して十分に補強された梁において、断面諸寸法に比べて腹部幅が小なる場合は腹部圧壊による破壊を起す可能性があり、せん断力に対する設計に際しては斜引張力のみならず斜圧縮力に対する安全性も検討する必要がある。近年制定された日本道路協会道路橋示方書(コンクリート橋、昭和53年)、CEB-FIP Model Code 1978などにこの点を考慮した平均せん断耐力の上限値が記載されているが、これらの値と本実験により得られた値とを対比して論じ、この種破壊形式による場合平均せん断耐力と指標に選ぶことの適否などにも検討を加えた。

2. 使用材料および試験の方法

(1) セメント、骨材、混和剤

大部分の供試体に比重3.16の普通ポルトランドセメントを用い、一部の供試体に比重3.14の早強ポルトランドセメントを用いた。

細骨材には太田川産の川砂を用いた。細骨材の比重、吸水率および粗粒率はそれぞれ2.58, 1.9%および2.72であった。粗骨材には比重2.70, 最大寸法20mmの砕石を用いた。

混和剤には減水剤(ポゾリス No. 5L)を用い、一部の供試体に高性能減水剤(マイティ)を用いた。

(2) 鋼材

PC鋼材には呼び名23mmの丸棒C種1号(SBPR 110/125)を用いた。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)をスパン方向に追加配置した。スターラップにはφ9mmの普通丸鋼(SR-24)を用いた。これらの鋼材の引張試験の結果は表-1に示す通りである。

表-1 鋼材の引張試験結果

種別	断面積	降伏点	引張強度	伸び	ヤング係数
PC鋼棒, 23mm	397.1 mm ²	115 kg/mm ²	128 kg/mm ²	9%	2.0×10 ⁶ kg/cm ²
SR 24, φ9	64.8	32.9	45.0	28	2.1×10 ⁶
SD 30, D16	194.0	38.4	57.7	22	2.1×10 ⁶

(3) 供試体の製造

図-1はPC梁供試体の形状寸法を示したものである。すなわち、PC梁供試体は全長180cm、断面はI形でフランジ幅24cm、ウェブ厚7cm、高さ26cmで、下縁より6cmの位置にPC鋼棒を配置した。コンクリートは載荷試験時の目標圧縮強度と300, 400, 500, 600 kg/cm²の4種とし配合を定めた。表-2にコンクリートの配合、フレッシュコンクリートおよび硬化コンクリートの試験結果を示す。PC梁供試体と各種強度試験用供試体は全く同じ条件で製造し養生を行なったものである。すなわちPC梁供試体のせん断スパンには、φ9mmの垂直スターラップを10cm間隔に配置した。せん断補強度は約110 kg/cm²である。

(4) 試験の方法

i) プレストレッシング

およびグラウティング

プレストレッシングは能力35tのセンターホールジャッキを用いて行った。導入荷重の検証はジャッキマンメーターの読みおよびPC鋼筋に貼ったゲージの測定値により行った。導入直後のプレストレスは29tで、この時のプレストレスは上、下縁それぞれ 5 kg/cm^2 および 130 kg/cm^2 である。

プレストレス導入後、直ちにグラウトを行なった。グラウトの配合は $W/(C+F)=41\%$ 、 $F/(F+C)=25\%$ で、ポゾリスNo.5Lをセメントの0.25%、アルミニウム粉末とCの0.01%用いた。

ii) 載荷試験

コンクリートの圧縮強度がほぼ目標値に達した時、図-1に示すように2点対称荷重により破壊試験を行った。荷重は1~2tおきに段階的に上昇させ、各荷重段階でコンクリートおよび鉄筋のひずみ、梁のたわみを測定し、ひびわれの進展状況を観察しながら破壊まで載荷して破壊の状態を調べた。

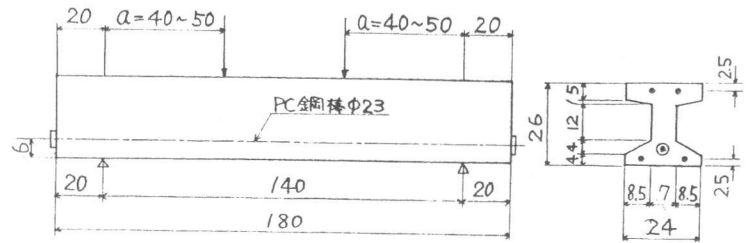


図-1 供試体及び載荷の方法 (cm)

表-2 コンクリートの配合と強度

配合 No	配合				スラブ (cm)	Air (%)	圧縮強度 (kg/cm ²)		ヤング係数 (x10 ⁵ kg/cm ²)		曲げ強度 (kg/cm ²)	引張強度 (kg/cm ²)
	W (kg)	W/C (%)	S/a (%)	混和剤			導入時	試験時	導入時	試験時		
1	175	60	48	ポゾリス No.5L	8.5	7.8	294	300	2.2	2.3	42	25
2	198	50	45	なし	12.9	2.9	394	400	2.8	2.8	45	30
3	180	40	45	ポゾリス No.5L	5.2	3.9	440	477	2.7	2.9	53	29
4	169	32	39	マイラー	7.5	2.5	599	617	3.4	3.5	59	40

3. 試験の結果および考察

(1) 腹部圧壊を起すPC梁の耐力

すべてのPC梁供試体は腹部の圧壊により破壊した。表-3は試験結果の総括である。これらの結果より本実験の範囲内で認められた傾向は以下の通りである。

表-3 PC梁の載荷試験結果

PC梁 No	σ_c (kg/cm ²)	$K_r \sigma_{sy}$ (kg/cm ²)	a/d	斜めひびわれ荷重 (P_{ic}) (t)	曲がりひびわれ荷重 (P_b) (t)	破壊荷重 P_u (t)	$\tau_{ic} = \frac{P_{ic}}{2bwd}$ (kg/cm ²)	$\tau_u = \frac{P_u}{2bwd}$ (kg/cm ²)	σ_{Iu} (kg/cm ²)	$M_{u, test}$ (t.m)	$\frac{M_{u, test}}{M_{u, cal}}$
1	300	110	2.0	16	24	31.3	57	116	135	6.26	0.61
2	300	110	2.5	12	20	27.3	43	101	122	6.83	0.66
3	400	110	2.0	18	23	38.0	64	141	162	7.60	0.69
4	400	110	2.5	16	17	36.1	57	131	152	9.03	0.82
5	477	110	2.0	20	28	42.8	71	155	171	8.56	0.75
6	477	110	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	617	90	2.5	18	22	44.6	64	162	182	11.15	0.96

図-2に腹部圧壊による破壊時の平均せん断応力度 ($\tau_u = P_u/2bwd$) とコンクリートの圧縮強度 (σ_c) との関係を示した。図中に日本道路協会道路橋示方書(コンクリート橋)および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応力度の上限値を比較のため記した。図-2より τ_u は同じ a/d ではコンクリートの圧縮強度の平方根に大略比例するよう傾向を示し、 a/d が小なる程同一 σ_c における τ_u は大きい。CEB-FIPの上限値と実験で得られた τ_u とを比較すると、CEBの値が概ね妥当であることが認められ

る。CEB では腹部に作用する圧縮力に対するせん断耐力として次式を定めている。

$$V_{RD2} = 0.30 f_{cd} b w d$$

f_{cd} はコンクリートの設計圧縮強度で、円柱供試体強度 (f_{ck}) との間には $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = f_{ck}/1.5$ なる関係があり、従って τ_{cu} の上限値と設計基準強度との間には、

$$\tau_{cu} = V_{RD2}/b w d = 0.30 f_{cd} = 0.20 f_{ck}$$

なる関係がある。

腹部圧碎の条件を明示するためには、斜ひびわれが多発発生した状態での腹部の応力状況、特に主圧縮応力を明確にする必要があるが、現在の所合理的な計算方法は知られていない。よって CEB では腹部圧壊を起す場合の指標として平均せん断応力を選び、これをコンクリートの圧縮強度の関数で表わしたものであるが、現状では簡便で比較的によく性状を説明できるものと思われる。実験値が少なく、供試体の形状寸法、プレストレスの値の一通りで、 τ_{cu} に関し一般的に論議はできないが、 τ_{cu} と f_{ck} だけの1次の関数と仮定すると、 a/d が大きく、 f_{ck} が大なる場合多少安全性が低下する傾向が認められる。この点で CEB の規定は単純すぎるように思われ資料が充足した時点で再検討されるべきものと考えられる。

日本道路協会コンクリート橋示方書の規定(表2-5.1に記載されている)も同趣旨のものであるが、高強度のコンクリートで τ_{cu} の増加割合を低減させているのは合理的と思われる。この規定の τ_{cu} 上限値は CEB の場合より相対的に小さくしているが、これは安全度に関する問題であるので、ここでは論議の対象から外す。

図-3 は τ_{cu}/f_{ck} と f_{ck} との関係を示したもので、 τ_{cu}/f_{ck} が f_{ck} , a/d により影響されることを示したものである。

(2) 腹部の主圧縮応力

腹部圧壊を起す梁では、腹部の主圧縮応力が過大となって破壊を生ずるので、この応力を算定するため腹部応力の合理的評価方法を知ることが問題を解析する上で必要となる。しかし前述の如く斜ひびわれが多発した腹部の応力を正確に知ることはできないので、この場合の主圧縮応力の合理的な計算方法は無い。

図-4 は腹部圧壊した供試体の載荷重量とひずみとの関係を示したもので、図-5 は比較のため曲げ破壊した供試体のひずみの測定結果を示したものである。

図-4 より次のような傾向が認められる。弾性範囲に

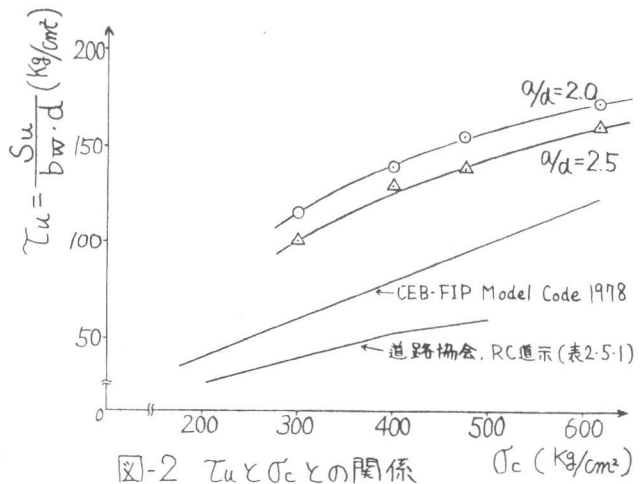


図-2 τ_{cu} と σ_c との関係

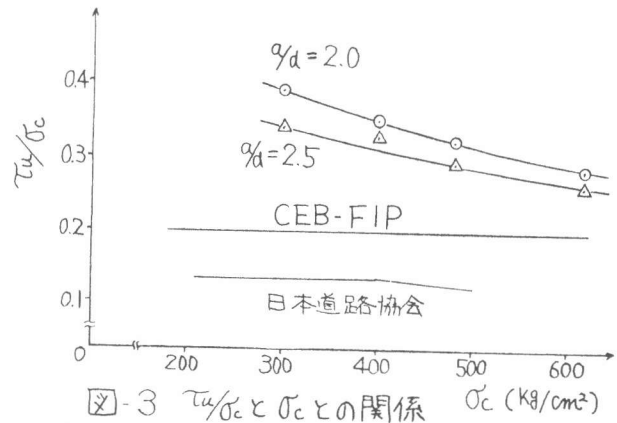


図-3 τ_{cu}/σ_c と σ_c との関係

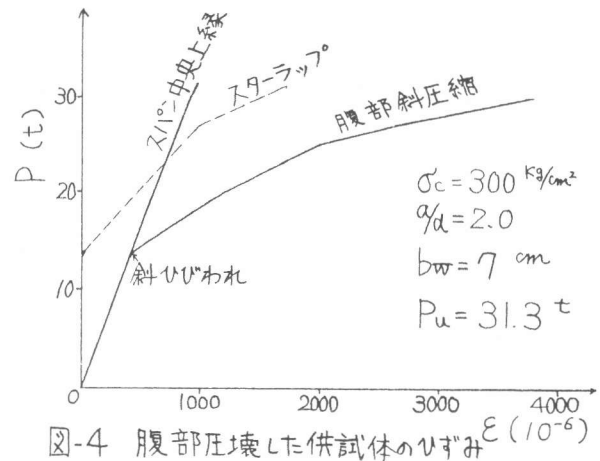


図-4 腹部圧壊した供試体のひずみ

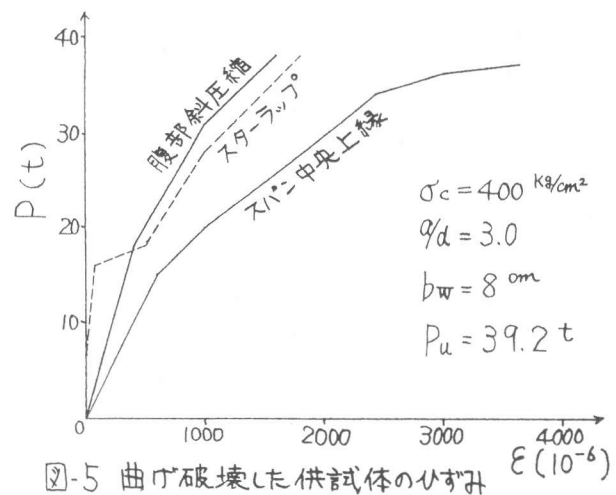


図-5 曲げ破壊した供試体のひずみ

おける主圧縮応力の方向とはほぼ同じ方向に貼ったゲージの測定結果より、腹部の斜圧縮ひずみは斜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。スパン中央断面上縁のコンクリート圧縮ひずみは斜ひびわれ発生により影響を受けることがほとんどない。スターラップのひずみは斜ひびわれ発生まではほとんど0であるが、発生後斜圧縮ひずみの場合と同様急激に増大する。一方曲げ破壊を起した供試体ではスパン中央断面位置での圧縮ひずみは載荷々重の増加とともに著しく増大し、終局時には約 $4,000 \times 10^{-6}$ に達する。腹部斜圧縮ひずみは斜ひびわれ発生後も急激には増大しない。これらの結果より、腹部圧壊を起した梁では、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あるいは引張の組合せを受けて腹部コンクリートは終局のひずみ状態にあることが認められた。

腹部の主圧縮応力の指標として、終局時において全断面を有効と仮定し弾性論を適用して計算した主応力 (σ_{IIu}) を考え、これと σ_c との関係を図示したものが図-6 である。この図より、腹部圧壊を起すPC梁供試体の終局時の主圧縮応力を表わす指標 σ_{IIu} は σ_c が 300~600 kg/cm^2 の範囲ではほぼ直線的に増加し、同一 σ_c においては a/d が小なる程絶対値は大きい。図-7 は σ_{IIu}/σ_c と σ_c との関係を示すもので、 σ_{IIu}/σ_c は a/d およびコンクリートの強度により異なる。よって σ_{IIu} は σ_c の定数倍という形では表示できない。これは腹部圧壊の指標に τ_u をとった場合と同様の傾向であるが、 σ_{IIu} の値は a/d 、断面形状、プレストレスの値などにより τ_u より変動が大きいことが予想され、計算も τ_u の場合ほど簡略ではない。よって現状では終局時の斜圧縮強度は τ_u で表示するのが現実的で、資料の充足を行って τ_u を適当な変数にて適切に数式化し、必要に応じ修正するのがよいと思われる。図-8 はウエブせん断ひびわれが発生した時の斜ひびわれ強さ τ_{ic} と σ_c との関係を示したものである。この図より断面形状、プレストレスが同じ場合、 τ_{ic} は σ_c と a/d により影響を受けることが認められる。

4. 結 び

腹部圧壊を起すPC単軸梁の諸性状に関し、本研究の範囲内で得られた結果を要約すると次のようになる。すなわち、ウエブせん断ひびわれが生ずると腹部の斜圧縮応力は急激に増加する。この形式の破壊は先発した斜ひびわれの間のコンクリートが急激に圧砕されることにより、二次的に圧縮フランジがせん断と圧縮を受け大きく、ほぼしく破壊することがある。 τ_u が斜圧縮耐力を表示すると、プレストレスが同じ場合これは σ_c と a/d に影響され変化する。本研究の実施に当り53年度卒論4年生小田浩志君より多大な援助を受けたことを付記し、謝意を表明します。

< 以上 >

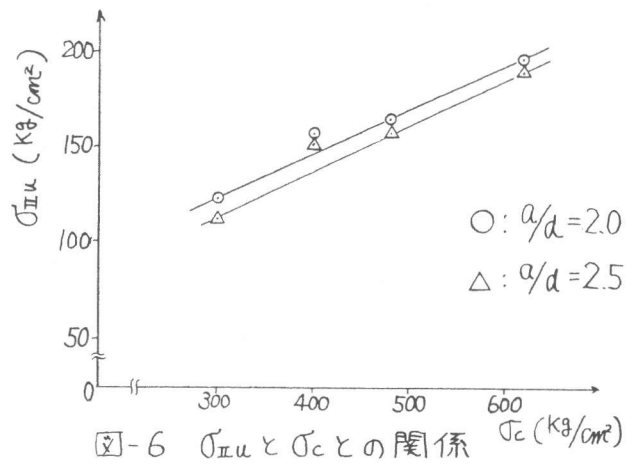


図-6 σ_{IIu} と σ_c との関係

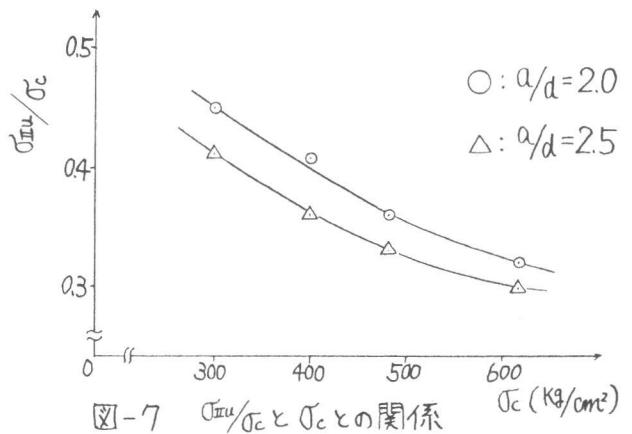


図-7 σ_{IIu}/σ_c と σ_c との関係

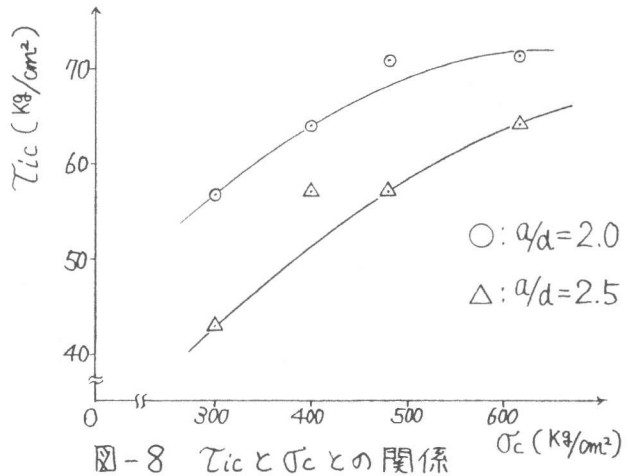


図-8 τ_{ic} と σ_c との関係