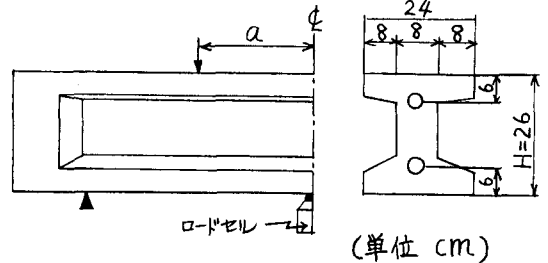


広島大学 工学部 学生員・飯島 俊 荘
宮崎県 正会員 岩切 立 雄
広島大学 工学部 正会員 船越 裕

1. まえがき

本研究はPC連続梁の反曲点付近のせん断破壊性状を知る事を主目的とした実験研究である。実験に用いた供試体は二径間PC連続梁で、内側せん断スパン(a)と部材高さの比(a/H)、コンクリート圧縮強度(σ_c)、せん断補強率(Kr_{dsy})を変えてせん断破壊試験を行ない、この結果からこれら要因がせん断強さ、その他に及ぼす影響を調べた。

図-(1) 供試体寸法



(単位 cm)

2. 実験方法

供試体の断面寸法、スパン、載荷位置を図-(1)に示す。PC鋼材は呼び名21mm丸棒B種1号95/110を梁断面の上縁、下縁からそれぞれ6cmの位置に配置し、導入直後のアレストレスは、上縁・下縁とも150kg/cm²とした。載荷は図-(1)に示すようにスパンと載荷位置を変えて a/H を1.2~3.4に変化させ、試験時の目標

コンクリート圧縮強度は350kg/cm²と500kg/cm²である。連続梁では載荷に先だて梁に曲げひびわれが発生しない範囲で載荷を行ない、中間支点に置いたロードセルの値から中間支点反力を求め、この中間支点反力が弾性理論から求められる理論値と一致するように各支点の調整を行なった。

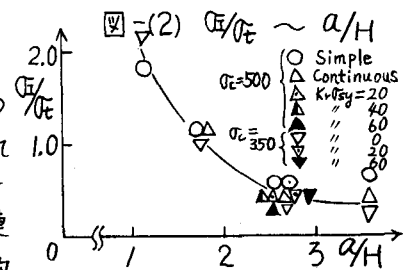
3. 実験結果と考察

表-(1) 試験結果

Beam No.	a/H	Kr_{dsy} (kg/cm ²)	σ_c (kg/cm ²)	P_i (t)	σ_i (kg/cm ²)	σ_i/σ_c	P_u (t)	T_u (kg/cm ²)
B-1-0-500	1.9	0	489	46.0	58.3	1.2	64.3	75.8
B-1.5-0-500	1.9	0	497	32.0	56.8	1.1	49.0	80.0
C-1-0-500	2.6	0	496	31.0	18.3	0.6	49.9	51.3
C-1-0-500	2.6	0	496	20.0	58.5	1.2	30.7	36.5
C-1-20-500	2.6	20.2	493	30.0	18.5	0.6	53.0	55.8
C-1-40-500	2.6	40.4	493	32.0	18.9	0.6	59.0	66.5
C-1-60-500	2.6	62.4	485	28.0	16.2	0.5	56.0	66.2
D-1-0-500	3.4	0	497	33.0	19.8	0.6	39.0	42.1
A-1-0-350	1.2	0	382	82.0	65.2	2.3	95.0	97.2
B-1-0-350	1.9	0	382	44.0	28.7	1.0	54.0	59.0
B-1.5-0-350	1.9	0	413	28.0	31.0	1.1	44.5	74.1
Beam No.	a/H	Kr_{dsy} (kg/cm ²)	σ_c (kg/cm ²)	P_i (t)	σ_i (kg/cm ²)	σ_i/σ_c	P_u (t)	T_u (kg/cm ²)
C-1-0-350	2.6	0	356	26.0	14.5	0.5	42.4	45.3
C-1-0-350	2.6	0	356	18.0	32.5	1.2	30.1	29.8
C-1-20-350	2.6	19.5	376	28.0	15.7	0.6	48.6	51.4
C-1-60-350	2.6	62.4	376	28.0	16.7	0.6	51.9	59.9
D-1-0-350	3.4	0	413	26.9	14.9	0.5	35.0	39.0
S-A-0-500	1.2	0	511	33.0	59.6	1.8	55.5	129.9
S-B-0-500	1.9	0	515	24.0	36.2	1.1	31.6	74.6
S-C-0-500	2.6	0	473	18.0	22.6	0.7	20.0	48.1
S-C-20-500	2.6	19.8	485	18.0	23.2	0.7	22.0	52.9
S-D-0-500	3.4	0	508	19.2	25.2	0.8	19.2	46.1

表-(1)は実験結果の総括である。

図-(2)はPC連続梁とPC単梁の斜めひびわれ発生時の $\sigma_i/\sigma_c \sim a/H$ の関係を示したものである。 σ_i は全断面有効と仮定して求めた斜めひびわれ発生時における断面重心軸位置の主引張応力度であり、 σ_c はコンクリートの引張強度である。この図より次の事が認められた。すなわちPC連続梁、PC単梁とも同様な傾向を示し、 a/H が2付近で σ_i/σ_c の値は約



1となり、 a/H が2より小さくなると f_c/f_t の値は1より大きくなり、 a/H が2より大きくなると1より小さくなる。また、 a/H が2.6以上でほぼ一定値(0.5~0.6)となった。すなわち、PC梁においては弾性論により斜ひびわれを正確に予測できず、これは a/H が小さい場合、支点反力及び荷重の作用によって発生する垂直圧縮応力の影響により f_c/f_t の値が1より大きくなり、 a/H が大きい場合は、全断面有効の仮定が成立しない事、実際の梁では主引張応力と垂直に主圧縮応力を受ける組合せ応力状態にある事などにより f_c/f_t が1より小となるものと思われる。

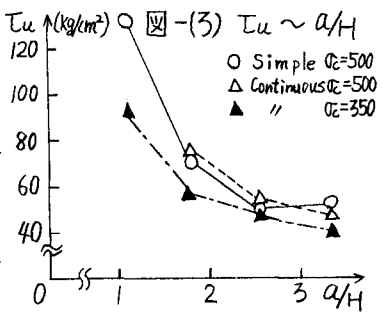


図-3は $Kr\sigma_{sy} = 0$ のPC連続梁、単純梁の終局せん断応力度($T_u = T_u/bh$)と a/H の関係を示したものである。この図より次の様な傾向が認められた。すなわち、 a/H が3.4~1.2に減少するにつれて T_u は増大し、 a/H が小なるほどその増加割合も大きく、またコンクリート強度の影響も受けやすい。これは a/H が小なるほど支点反力と荷重の作用により生ずる垂直圧縮応力の影響が大となり、梁腹部コンクリートの斜圧縮材としての作用が顕著になるためと思われる。また、同一 σ_c の連続梁と単純梁の T_u は a/H が同じ値の場合には、ほぼ同様な値となる事が認められた。

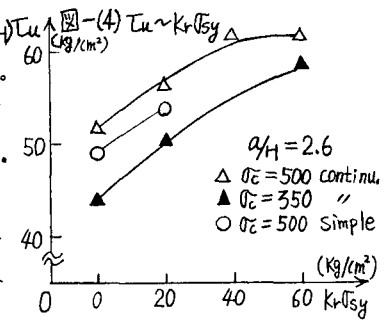


図-4は a/H が2.6のPC連続梁とPC単純梁の $T_u \sim Kr\sigma_{sy}$ の関係を示したものである。この図より次の事が認められた。すなわち、同一の σ_c 、 a/H において T_u は $Kr\sigma_{sy}$ の増加に伴ない最初は直線的に増大するが、 $Kr\sigma_{sy}$ が大きくなると T_u の増加割合も小さくなる。すなわち、PC梁において各種の破壊形式に応じて腹鉄筋のせん断補強には上限値が存在し、一般に腹部補強率の増加に伴ないその補強効果は低減する。又、同一 σ_c の連続梁と単純梁のせん断補強の効果はほぼ等しい事が認められた。

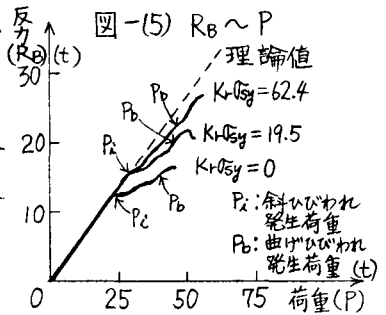


図-5は中間支点反力と載荷荷重の関係を示したものである。この図より連続梁の中間支点反力は、斜ひびわれが発生するまでは弾性理論値と一致するが、斜ひびわれが内側せん断スパンに発生すると、中間支点反力は理論値よりも低下し、その低下の割合は $Kr\sigma_{sy}$ が増大するにつれて小さくなる傾向が認められた。これはスターラップが斜ひびわれによる梁の変形を抑制する事を示しているものである。又、曲げひびわれが中間支点反力に及ぼす影響は小さい事が認められた。

図-6) 破壊時曲げモーメント図

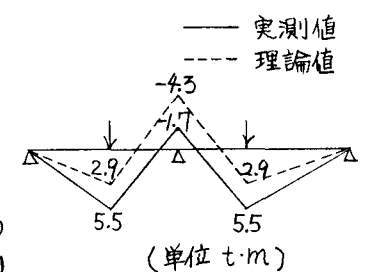


図-6は $a/H = 1.9$ 、 $\sigma_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ の無補強梁(B-1.5-0-350)の破壊時の曲げモーメント図を示したものである。実線がロードセルより測定した中間支点反力の実測値より求めた曲げモーメント図で、破線が弾性理論より求めた理論値である。図-5、図-6より次の様な事が認められた。すなわち、内側せん断スパンの斜ひびわれ発生に伴ない中間支点反力の低下は大概10~15%程度であるが、このために起こる曲げモーメントの変化は中間支点上で約30~50%、載荷点で15~20%となる。よって斜ひびわれ発生の危険性がある場合は、曲げモーメント分布が大幅に変わる事を考慮し、鋼材の配置に注意すべきである。

4. あとがき

PC連続梁のせん断破壊に関する各種要因の影響について上記のような成果を得た。今後、各種破壊形式の比較、PC鋼材の曲げ上げの影響などについて研究を継続してゆく予定である。