

論文

[2037] ハーフ・プレキャスト梁端部のすべり抵抗について

正会員 ○平原 健一 (武蔵工業大学大学院)

正会員 望月 重 (武蔵工業大学工学部)

1. はじめに

近年の建設現場での作業効率の向上は急務であり様々な工夫がなされているが、なかでも場所打ちとプレキャストとの合成であるハーフ・プレキャスト梁 (以下, HPC a 梁と略す) が用いられるようになってきた。本研究はこのHPC a 梁と場所打ち柱との接合部に着目し、曲げせん断のかかる梁・柱接合面のすべり抵抗について検討することを目的とした。接合面のすべり抵抗への影響因子として①梁全断面積に対するプレキャスト部断面積の割合 (以下, プレキャスト率と略す), ②梁の引張鉄筋比 (p_t), ③プレキャスト部と場所打ち柱との接合面仕上げ (粗滑度), ④梁のシャースパン比 (M/Qd) を考え, 実験結果に基づき各因子の影響度について検討した。

2. 実験計画

2.1 試験体

試験体は, プレキャスト部と場所打ち部からなるHPC a 梁, プレキャスト梁 (以下PC a 梁と略す), 場所打ち梁を場所打ち柱と組み合わせた梁・柱接合部のト字型試験体である。型枠はベニヤ板を用い, コンクリートの打設方向は平打ちとした。試験体の概要及び配筋図 (HB-8-2・2-B) を図-1に, 構造諸元を表-1に示す。梁断面は全試験体とも44×18cm, 柱断面は25×30cmとする。梁のM/QdについてはM/Qd = 1.0, 1.5, 2.0の3種を考え梁の長さは各々48, 68, 88cmとし, 加力点高さを各々40, 60, 80cmとした。プレキャスト率については, 0, 0.5, 0.75, 1.0の4種, 粗滑度についてはアクリル板仕上げ (S) ベニヤ板仕上げ (B), 目荒し仕上げ (SB) の3種, 梁の引張鉄筋比につ

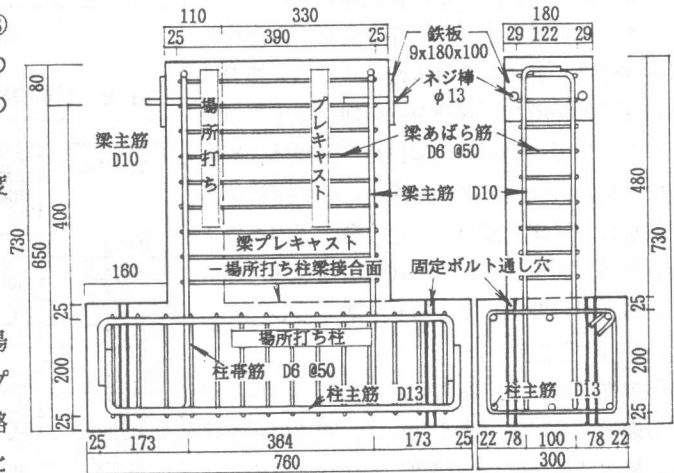


図-1 試験体の概要及び配筋 (HB-8-2・2-B)

表-1 構造諸元

試験体名	パラメータ				せん断補強筋 (pw)
	プレキャスト率	梁引張鉄筋 (pt)	接合面粗滑度 接合面の高低差 (R)	M/Qd	
HB-0-2・2	0%	2-D10 (0.20%)	ベニヤ板仕上げ 0mm	1.0	D8 φ50 (0.71%)
HB-5-2・2-B	50%				
HB-8-2・2-B	75%				
HB-10-2・2-B	100%				
HB-0-1・1	0%	2-D6 (0.09%) 3-D13 (0.53%)	アクリル板仕上げ*1 0mm	1.0	
HB-0-6・6	0%				
HB-8-1・1-S	75%	2-D6 (0.09%)			
HB-8-2・2-S		2-D6 (0.20%)			
HB-8-6・6-S	100%	3-D13 (0.53%)	はつり仕上げ*2 2.5mm	1.5	
HB-10-1・1-S		2-D6 (0.09%)			
HB-10-2・2-S	2-D10 (0.20%)				
HB-10-6・6-S	3-D13 (0.53%)				
HB-8-2・2-SB	75%	2-D10 (0.20%)	ベニヤ板仕上げ 0mm	2.0	
HB-10-2・2-SB	100%				
HB-8-2・2-B-1.5	75%				
HB-8-2・2-B-2.0	75%				

*1 接合面の型枠にアクリル板を用いて打設したもの。
*2 接合面の型枠にベニヤ板を用いて打設し, 24~48時間以内に脱型し接合面をワイヤーブラシで目荒ししたもの。 pt: 引張鉄筋比 pw: せん断補強筋比

試験体名記号説明 HB-8-2・2-B-1.5
 梁プレキャスト率
 梁主筋比 (引張鉄筋比: 上端筋・下端筋) | 梁のM/Qd | 梁接合面の粗滑度

いては $p_t=0.09, 0.2, 0.53\%$ の3種とした。梁の引張鉄筋比は、すべりを誘発させるために実際のものより意図的に少なくした。

2. 2 使用材料

試験体の鉄筋には異形鉄筋SD30A種を用いた。梁主筋にはD6, D10, D13を、柱主筋にはD13を用い、梁あばら筋及び柱帯筋にはD6を用いた。表-2にコンクリート及び鉄筋の材料特性を示す。

2. 3 加力及び制御方法

図-2に示すように試験体の加力は、アクチュエーターに取付けた治具を介し、正負交番繰り返し加力とした。正側加力はアクチュエーターによる片側圧縮加力とし、負側加力はアクチュエーターの引張力をPC鋼棒で負側加力治具に伝達させることにより行った。HPC a梁の場合には梁の場所打ち部側からの加力を正側加力とした。加力の制御は、部材角（試験体先端の変位を2本の変位計により求め、その平均鉛直変位を柱-梁接合面から測定位置までの高さで除した値）を1, 2.5, 5, 7.5, 10, 15, 20 ($\times 10^{-3}$ rad) と制御し同一部材角で2回ずつ繰り返した。

2. 4 測定方法

梁の先端鉛直変位を曲げ、せん断、ずれ、回転の各変形成分に分離するために、図-3に示すように梁の鉛直変位、水平変位、各接合面でのすべり、及び目開き変位について高感度型変位計によって測定した。なお、接合面のひずみ値をひずみゲージにより測定した。

3. 実験結果

3. 1 各種強度

表-3に示した各種強度における曲げひび割れ発生時荷重は目視によって決定した。

HB-0-1-1, HB-8-1-1-S, HB-10-1-1-Sでは引張鉄筋比が0.09%と少ないためせん断ひび割れ発生荷重が、曲げ降伏荷重を上回り、初期ひび割れ発生時に最大荷重を示した。これ以外の試験体では、試験体を曲げ降伏型としたため、全試験体において最大荷重は主筋の曲げ降伏時であった。

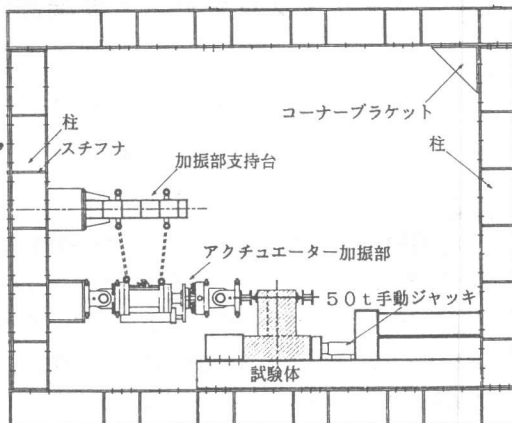


図-2 加力装置概要

表-2 材料特性

試験体名	コンクリート			コンクリート		
	圧縮強度 kgf/cm ²	引張強度 kgf/cm ²	ヤング率 $\times 10^5$ kgf/cm ²	圧縮強度 kgf/cm ²	引張強度 kgf/cm ²	ヤング率 $\times 10^5$ kgf/cm ²
HB-0-2-2	—	—	—	311	23.7	2.82
HB-5-2-2-B	318	27.2	2.57	318	27.2	2.57
HB-8-2-2-B	369	28.4	2.73	316	25.5	2.54
HB-10-2-2-B	369	28.4	2.73	347	26.2	2.70
HB-0-1-1	—	—	—	325	25.0	2.81
HB-0-6-6	—	—	—	365	25.8	2.76
HB-8-1-1-S	332	26.8	2.42	363	27.3	2.73
HB-8-2-2-S	332	26.8	2.42	316	33.0	2.82
HB-8-6-6-S	332	26.8	2.42	316	33.0	2.82
HB-10-1-1-S	367	24.5	2.61	367	29.7	2.81
HB-10-2-2-S	367	24.5	2.61	367	29.7	2.81
HB-10-6-6-S	363	22.5	2.75	363	22.5	2.75
HB-8-2-2-SB	315	26.4	2.85	316	33.0	2.82
HB-10-2-2-SB	367	24.5	2.61	363	22.5	2.75
HB-8-2-2-B-1.5	274	25.4	2.54	321	25.4	2.53
HB-8-2-2-B-2.0	274	25.4	2.54	321	25.4	2.53

鉄筋				
種類	降伏点強度 kgf/mm ²	引張強さ kgf/mm ²	ヤング率 $\times 10^5$ kgf/cm ²	伸び率 %
D 6	32.0	51.5	1.68	26.4
D 1 0	36.4	52.7	1.74	22.0
D 1 3	37.1	53.8	1.61	21.8

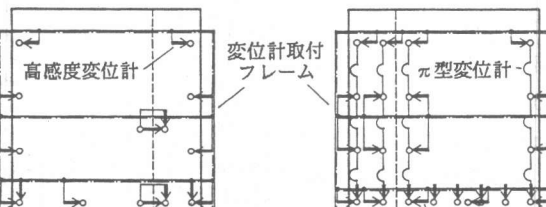


表	裏
---	---

図-3 変位計取付位置

表-3 各種強度

試験体名	Q _{cr} (tf)	正側加力時		負側加力時		すべり抵抗時			
		Q _{max} (tf)	Q _{ult} (tf)	Q _{max} (tf)	Q _{ult} (tf)	sQ _a (tf)	sδ _a (mm)	sQ _{max} (tf)	sδ (mm)
HB-0-2-2	4.25	6.12	5.57	-5.50	-5.20	4.03	0.004	6.12	0.05
HB-5-2-2-B	4.88	5.70	4.85	-5.50	-5.26	4.08	0.000	5.69	0.06
HB-8-2-2-B	3.95	5.20	3.89	-6.10	-6.02	3.84	0.003	5.17	0.12
HB-10-2-2-B	2.96	6.00	5.24	-4.50	-4.01	2.38	0.005	5.17	0.10
HB-0-1-1	3.39	4.85	3.10	-3.85	-3.05	3.77	0.003	4.78	0.04
HB-0-6-6	4.20	14.02	13.42	-14.10	-13.10	3.94	0.002	13.11	0.32
HB-8-1-1-S	3.24	4.25	2.80	-2.90	-2.91	3.03	0.002	3.86	0.02
HB-8-2-2-S	3.60	5.50	4.39	-6.10	-6.01	3.87	0.006	5.48	0.13
HB-8-6-6-S	3.27	13.30	12.24	-14.10	-12.90	3.43	0.002	13.20	0.35
HB-10-1-1-S	2.57	3.10	2.91	-2.80	-2.63	2.34	0.006	2.94	0.05
HB-10-2-2-S	2.81	5.50	5.15	-5.00	-4.91	2.43	0.000	5.24	0.10
HB-10-6-6-S	3.40	13.91	12.61	-12.40	-12.00	2.79	0.005	12.98	0.39
HB-8-2-2-SB	4.03	5.35	4.81	-6.10	-6.01	4.03	0.000	5.31	0.08
HB-10-2-2-SB	2.81	5.90	5.42	-5.00	-5.01	2.23	0.000	5.04	0.07
HB-8-2-2-B-1.5	2.55	3.70	3.47	-4.20	-4.00	2.86	0.003	3.44	0.06
HB-8-2-2-B-2.0	2.22	3.00	2.95	-3.20	-3.05	2.31	0.005	2.76	0.04

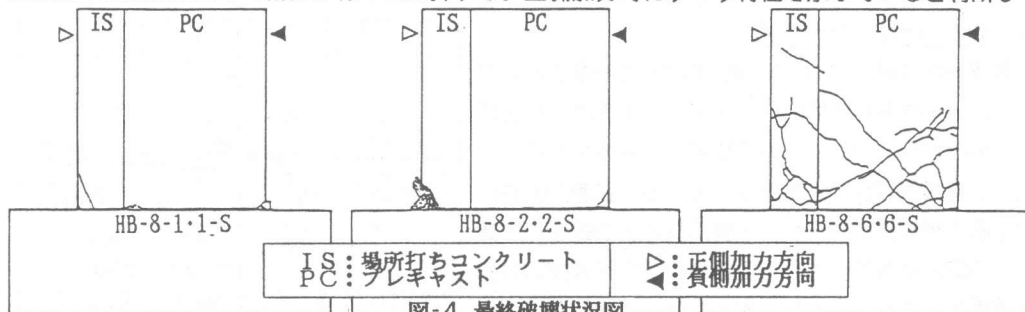
Q_{cr}: ひび割れ荷重 (目視による) Q_{ult}: 終局荷重 sQ_a: すべり発生時荷重
 sδ_a: すべり発生時変形量 sδ: 正側加力時におけるすべり耐力時の変形量
 Q_{max}: 最大荷重; 荷重-部材角曲線により得られた最大耐力を示す。
 sQ_{max}: すべり耐力時荷重; 荷重-すべり曲線における曲線の傾きが、0となったときの荷重を示す。

3. 2 破壊経過

全試験体とも次のような破壊経過を示した。①+1cycで梁・柱接合面に初期ひび割れ、②①のひび割れが梁-柱接合面を貫通、③曲げひび割れ、④梁主筋降伏、⑤HPC a 梁の場所打ち部にせん断ひび割れ、と破壊が進んだ。主筋量が多いHB-n-6-6シリーズでは、曲げ降伏荷重がせん断ひび割れ荷重より高いために、梁のせん断ひび割れが主筋量の少ない試験体に比べて多く入った。図-4にHB-8-1-1-S, HB-8-2-2-S, HB-8-6-6-Sの最終破壊状況図を示す。図よりわかるように正側加力時にHPC a 梁の場所打ち部接合面近くにせん断ひび割れが入った。一般に主筋量の少ない試験体では、せん断ひび割れが少なく、PC a 梁よりも場所打ち梁の方がせん断ひび割れは多く発生した。HPC a 梁では、プレキャスト部の接合面の高低差が大きなものほどせん断ひび割れは大きかった。M/Qdの大きなものでは、梁長の中央付近に曲げひび割れがみられた。

3. 3 荷重-部材角曲線

図-5に一例としてHPC a 梁試験体HB-8-2-2-Sの荷重-部材角曲線を示す。部材角の増加は、主として接合面のひび割れ発生及び進展によって起こる。正側加力時の最大荷重は、主筋降伏で起き、それ以降荷重の減少を示す。これは、負側加力時に引張主筋が降伏し、目開き変形が大きくなることより、次サイクルの正側加力時に摩擦抵抗が低下し、すべり抵抗力が減少することによる。負側加力時も、主筋降伏で耐力がほぼ安定するが、圧縮領域が場所打ちとなることよって摩擦抵抗が高く、すべり抵抗力が正側に比べ高い。よって耐力の減少はほとんど起こらず、引張主筋の歪硬化によって耐力が徐々に上昇する。正側加力時にすべり特性を示していると判断し



て、以下のすべり変形の検討の項では正側加力時に限るものとする。図-6に荷重-部材角曲線の繰り返しサイクルにおける累積エネルギー-部材角関係についてプレキャスト率をパラメータとして示す。プレキャスト率が0~75%の場所打ち部を有するHB-0-2・2, HB-5-2・2-B, HB-8-2・2-Bでは、エネルギー吸収量の差は大きくない。プレキャスト率 0%のHB-0-2・2とプレキャスト率 50%のHB-5-2・2-Bではエネルギー吸収量はほぼ同じであり $10(x10^{-3}rad)$ 以降HB-5-2・2-BとHB-0-2・2は逆転していた。場所打ち部を有するこれらの試験体に比べるとプレキャスト率100%のHB-10-2・2-Bではエネルギーの吸収量が少ない。

4. すべり変形の検討

4. 1 荷重-すべり変形曲線

図-7に本実験において荷重-すべり変形曲線の一般的な例(試験体HB-8-2・2-S)を示す。すべりは正側加力1cycでの初期ひび割れ発生時に起こり、主筋降伏後すべりが急速に増大することからすべり抵抗がなくなることがわかる。即ち主筋降伏時にすべり耐力となる。繰り返し交番加力によって正側加力の際に起こる主筋降伏後のすべり変形の増加は、引張側で一度目開きした接合面が圧縮側となった場合に、接合面の摩擦等によるすべり抵抗の減少によるものである。一方、負側加力時の場合、圧縮側場所打ち部分のひび割れ接合面はプレキャスト部分よりもかなり凹凸が大きいので、目開きが起こっても骨材の噛み合い作用が期待できることによりすべりの増加は小さくなる。主筋降伏以降はすべり変形がかなり大きくなるので、主筋降伏までが有効なすべり抵抗域と言える。従って、荷重-すべり曲線をTri-Linearでモデル化する場合、すべり発生時とすべり耐力時を折点とする荷重-すべり関係を示すことができる。曲げ降伏先行型の梁では、すべり発生荷重はひび割れ発生時にほぼ一致しており、すべり耐力時荷重はほとんど主筋降伏時に起きている。すべり抵抗係数は単位のすべりに必要な荷重であり、次式で定義される。

$$k = \frac{sQ_{max} - sQ_0}{s\delta} \quad (tf/mm) \quad (4-1)$$

ここに、 k はすべり抵抗係数、 sQ_{max} はすべり耐力、 $s\delta$ はすべり耐力時すべり量、 sQ_0 はすべり発生時耐力である。すべり発生後のすべり抵抗はこのすべり抵抗係数によって表現することができる。

4. 2 スケルトンカーブ

図-8~図-10は試験体の荷重-すべり変形関係のスケルトンカーブを引張鉄筋比、プレキャスト率、粗滑度、 M/Qd の各パラメータについて比較したものである。

図-8は引張鉄筋比の影響を示している。正側加力時におけるすべり耐力時のすべり変形量は引張鉄筋比に比例する傾向がある。これは主筋によるすべり変形の拘束効果によるものであり、すべり耐力に達した後はす

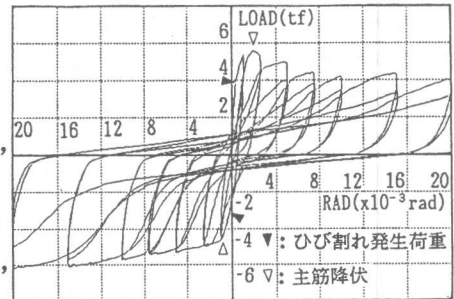


図-5 荷重-部材角曲線

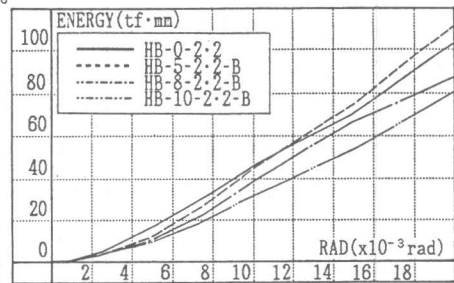


図-6 累積エネルギー吸収量-部材角関係

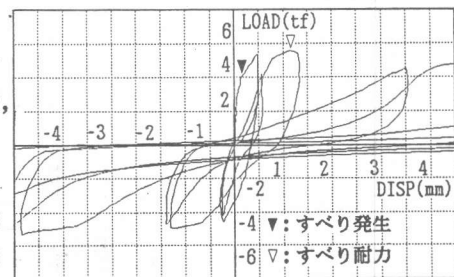


図-7 荷重-すべり変形曲線(HB-8-2・2-S)

べり変形が低荷重時においても増大した。図-9はプレキャスト率の影響を示している。正側加力時にPCa梁の曲げひび割れが発生することによって、すべり剛性が低下しすべり耐力まで一定の傾きを保持している。プレキャスト率が小さくなるにつれてスケルトンカーブは場所打ち梁試験体のものに近づき、プレキャスト率が大きくなるにつれPCa梁試験体のものに近づく傾向がある。図-10により粗滑度による影響を示す。粗滑度の高い順にすべり耐力時のすべり量は0.12, 0.10, 0.07となっている。M/Qdの違いによる影響もまたすべり耐力時のすべり変形量にみられた。これは引張主筋による圧縮側の軸方向力がほぼ一定であるのに対して、すべり荷重がM/Qdの値に反比例し、すべり変形が小さくなっている。

4.3 スケルトンカーブのモデル化

曲げせん断加力を受けるとき、荷重-すべり変形のスケルトンカーブは、前述したようにTri-Linear型に表現できる。スケルトンカーブはすべり発生点、すべり耐力及びすべり抵抗係数により決定される。表-3に示すようにすべり発生時のすべり変形量 $s\delta_0$ は微量量のためゼロとおく。図-11はすべり発生荷重と曲げひび割れ発生荷重との相関関係を示している。両者の関係はよく合致している。HPCa梁及び場所打ち梁の sQ_0 は図-12よりほぼ同じと判断でき次式で与えられる。

$$sQ_0 = 0.77(1.8\sqrt{F_c \cdot Z_e / l})(tf) \quad (4-2a)$$

ここに、 F_c はコンクリート圧縮強度、 Z_e は等価断面面積、 l は梁長である。

PCa梁の sQ_0 は係数を0.66倍して次式で表せる。

$$sQ_0 = 0.51(1.8\sqrt{F_c \cdot Z_e / l})(tf) \quad (4-2b)$$

図-13に示すようにすべり耐力は引張鉄筋の降伏耐

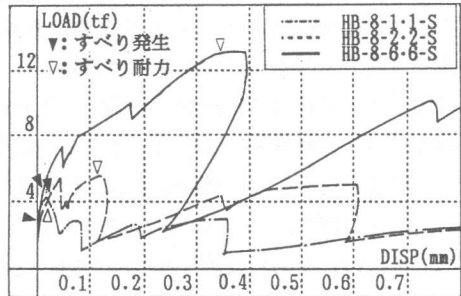


図-8 荷重-すべり変形関係(引張鉄筋比の影響)

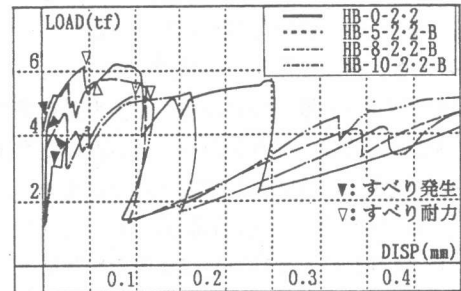


図-9 荷重-すべり変形関係(PCa率の影響)

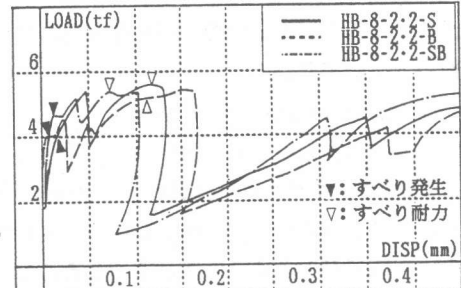


図-10 荷重-すべり変形関係(粗滑度の影響)

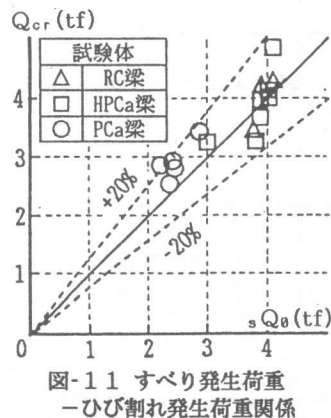


図-11 すべり発生荷重-ひび割れ発生荷重関係

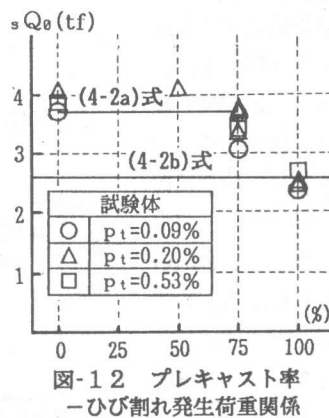


図-12 プレキャスト率-ひび割れ発生荷重関係

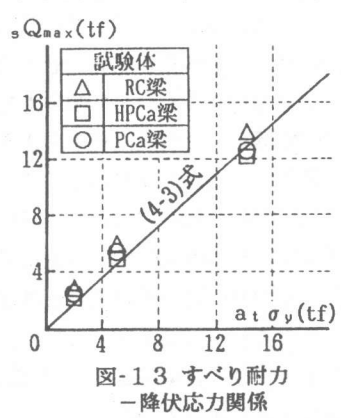


図-13 すべり耐力-降伏応力関係

力と強い相関がある。鉄筋降伏後に耐力上昇がほとんど無いことから、すべり耐力はほぼ曲げ耐力に等しいと考えられ次式で表すことができる。

$$sQ_{max} = 0.9 a_t \cdot \sigma_y \cdot d / l \quad (tf) \quad (4-3)$$

ここに、 d は梁有効せい、 a_t は引張鉄筋断面積、 σ_y は鉄筋降伏点を示している。

すべり耐力時のすべり変形量は引張鉄筋比と粗滑度による影響が大きい。HPCa梁とPCa梁の場合は、粗滑度を定量的に評価するために接合面の高低差 $R(mm)$ を用いて表した。引張鉄筋のみをパラメーターとした場合、すべり変形量 $s\delta_a$ は 図-14に示すように $a_t \cdot \sigma_y$ と相関がありPCa梁及びHPCa梁試験体の $s\delta_a$ は次式で表される。

$$s\delta_a = 0.0277 a_t \cdot \sigma_y - 0.027 (mm) \quad (4-4)$$

このとき、接合面の高低差は $R=0(mm)$ であり、図-15よりわかるようにPCa梁とHPCa梁はほとんど差がないと判断される。接合部の高低差 R に対するすべり耐力時の変形量 $s\delta_R$ は、場所打ち梁試験体において次式で表すことができる。

$$s\delta_R = -0.0161R + 0.111 (mm) \quad (4-5)$$

このとき、引張鉄筋比は $p_t = 0.2\%$ であった。(4-5)式の定数項は(4-4)式の $p_t = 0.2\%$ の場合のすべり変形量に相当する。よって、すべり耐力時のすべり変形 $s\delta$ は $s\delta_a$ の定数項が微少なためこれを無視すれば次式として表すことができる。

$$s\delta = 0.028 a_t \cdot \sigma_y - 0.016R (mm) \quad (4-6)$$

図-15よりPCa及びHPCa梁の実験結果より接合部の高低差 R を場所打ち梁について推考すれば $R=3.8mm$ となり、場所打ち梁を含めて(4-6)式で $s\delta$ を表すことができる。以上の算定式によるスケルトンカーブのモデルを図-16に示す。すべり抵抗係数は次式で表される。

$$k = \frac{0.9 a_t \cdot \sigma_y \cdot d / l - sQ_0}{0.028 a_t \cdot \sigma_y - 0.016R} \quad (4-7)$$

(4-7)式より、すべり抵抗係数は、 $R=0(mm)$ の場合に主筋量が大きくなるほど高くなり、引張鉄筋比が一定の場合においては接合面の高低差が大きくなるほど高くなることわかる。

5 結論

今回は、HPCa梁のすべり抵抗を確認する事を目的とし、すべりを誘発させるために実際の梁に比べて主筋量を少なくして実験を行った。本実験の範囲内で得られた結果は以下のように要約される。

- ① 場所打ち梁及びHPCa梁のすべり発生荷重は曲げひび割れ発生荷重となり、PCa梁のすべり発生荷重はこれらの梁の約66%程度である。
- ② 接合部のすべり耐力は梁の曲げ耐力とほぼ等しくなる。
- ③ すべりのスケルトンカーブはTri-Linear型でモデル化でき、すべり発生荷重、すべり耐力、及びすべり抵抗係数により定義できる。

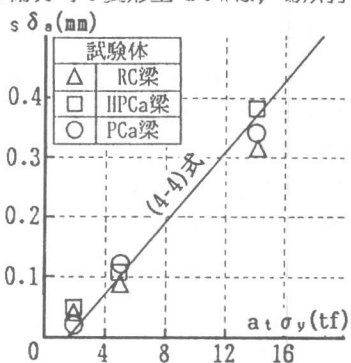


図-14 $s\delta_a - a_t \sigma_y$ 関係

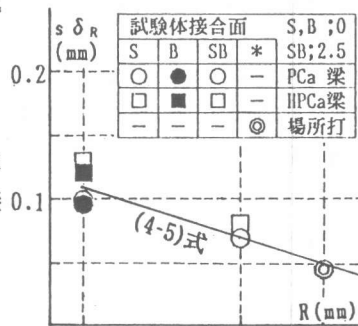


図-15 $s\delta_R - R$ 関係

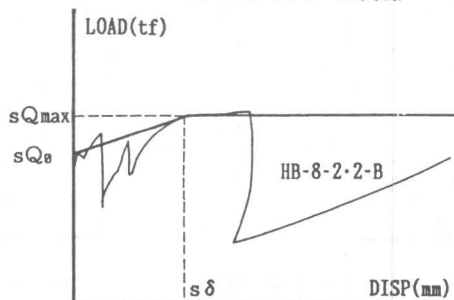


図-16 スケルトンカーブのモデル