

★ OWS工法によって製作した実大壁梁実験

武田 寿一
小島 克朗

概 要

OWS工法によって製作した壁では鉄筋のコンクリートに対する付着力が低下することが認められているが、付着力が低下しても構造体としての耐力を十分発揮できれば構造体として利用できると考えられる。そこで実大壁梁を曲げ剪断実験して付着力の低下がOWS壁の構造体としての強度と剛性にどの程度影響するかを検討するために正負繰り返し荷重実験を行った。

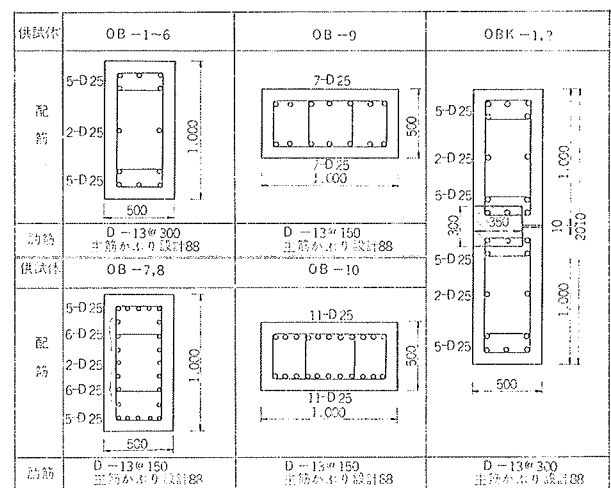
実験結果はOWS工法によって製作した梁と地上で製作した梁とを比較して、強度と剛性共顕著な差は認められず、OWS工法によって製作した壁を一般工法で製作した構造壁と同様に使用できる事、およびOWS工法による鉄筋のコンクリートに対する付着力の低下はOWS壁の構造体としての耐力を脅かすものではないことがわかった。

1. 供試体

供試体の種類としては地上で製作した梁（以下地上梁と呼ぶ）2体、OWS工法で製作した梁（以下OWS梁と呼ぶ）10体の計12体で、OWS梁の内訳は地上梁との比較、壁筋比の大小による比較、加力方法の相違による比較、土圧方向の面外実験およびキージョイント工法による合成梁実験の5種それぞれ2体の計10体である。

1.1. 供試体の形状・寸法と配筋

供試体は標準断面50cm×100cmの矩形をした壁梁で長さ7.5mである。各供試体の形状・寸法、載荷方法、鉄筋比およびコンクリート強度等を表一にまた配筋



図一 配筋

供試体種類	供試体記号	載荷方法	供試体寸法				剪断スパン		コンクリート		鉄筋	
			巾 Bcm	高さ Dcm	有効長さ dcm	スパン Lcm	長さ a/d	圧縮 F _c kg/cm ²	引張 F _t kg/cm ²	引張鉄筋比 P _t %	筋筋比 γ %	
地上製作 (面外実験用)	OB-1	正負繰返し	48	100	86.7	600	3.46	249	23	0.53	0.18	
	OB-2		49	160	86.7	400	2.31	293	27	0.52	0.17	
OWS工法 で製作 (面内実験用)	OB-3	一方繰返し	52	103	83.7	600	3.58	341	31	0.47	0.16	
	OB-4		53	97	81.3	400	2.46	326	28	0.49	0.16	
	OB-5	逆対称	52	99	85.7	600	3.50	347	35	0.49	0.16	
	OB-6		51	103	85.7	300	1.75	291	27	0.48	0.17	
	OB-7	正負繰返し	50	107	82.0	600	3.66	259	27	1.04	0.34	
	OB-8		52	105	80.0	400	2.50	334	30	1.02	0.33	
OWS工法で製作 (面外実験用)	OB-9	一方繰返し	103	52	42	600	7.15	350	26	0.66	0.17	
	OB-10		104	52	39	600	7.70	331	21	1.03	0.16	
OWS工法で製作 (合成梁実験用)	OBK-1	一方繰返し	53	184	152	600	1.97	316(207)	29 (20)	0.52	0.16	
	OBK-2		53	184	152	600	1.97	326(286)	29 (33)	0.52	0.16	

(注) (1)d: コンクリート圧縮線と引張鉄筋の合力位置との距離
(2)F_c: コンクリートシリンダーテストピース (φ150, h300) 圧縮試験
(3)F_t: コンクリートシリンダーテストピース (φ150 h 300) 割裂試験
(4)P_t, γ: P_t= $\frac{A_s}{A_c}$, γ= $\frac{A_s}{A_c} \times \frac{E_s}{E_c}$
a, (一組の筋断面), x(筋間隔)

表一 供試体一覧

を図一に示すが梁端では鉄板のバンドが鉄筋をまいており定着効果があがっている。合成梁は単独に製作したOWS梁をキージョイント工法で接合した梁で形状寸法を図一に示す。

1.2. 使用材料の性質

コンクリートとしては生コンを使用したが、使用材料は普通ポルトランドセメント、川砂利（最大径25mm）川砂（最大径5mm）でその調合を表二

★OH BAYASHI WET SCREEN METHOD の略称で剛性の大きい不透水性の地中連続壁（この壁をOWS壁と呼んでいる）を無騒音無振動作業で構築することを目的とする。本工法によってベントナイトの泥水を充満しながら地中に長方形断面の縦孔を連続して掘削し、この中に鉄骨または鉄筋コンクリート造の剛強な連続壁を築造することができる。

設計強度	スランプ	水セメント比	有効水量	セメント量	細骨材量	組骨材量
kg/cm ²	cm	%	l/m ³	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³
21.0	21	5.9	206	350	770	1031

表-2 コンクリートの調合

鉄筋	降伏点	破断強度	ヤング係数	伸	b _f
	t/cm ²	t _b /cm ²	×10 ⁸ kg/cm ²	%	
D-25	3.48	5.56	1.97	21	
D-13	3.85	5.60	2.00	15	

表-3 鉄筋の性質

に示す。鉄筋としては異形鉄筋を使用したはその性質を表-3に示す。

1.3. 供試体の製作

地上梁は地上で鉄筋型枠を組んでコンクリートを打設したがOWS梁は当社で一般的に施工しているOWS工法によって製作した。ベントナイト泥水としては250メッシュのベントナイトを使用し、濃度は8%であった。ただし製作に当っては次の2点を注意した。イ) おのおのの供試体製作時のベントナイト泥水を同質のものとするため泥水を転用しないで常に新しいベントナイト溶液を補充した。ロ) ベントナイト泥水が鉄筋の付着力に及ぼす影響を各供試体について同一とするために泥水中に鉄筋を挿入後コンクリートの打設を開始するまでの時間をほぼ一定(約2時間)とした。

1.4. 供試体の養生と実験時材令

地上梁はコンクリート打設後3日で型枠を取外し以後実験日まで屋外放置としたが、OWS梁はコンクリート打設後約4週間地中で養生して後掘削して取り出し以後実験時まで屋外放置であった。実験時材令は90日~130日で合成梁のキー部分の材令は21日~28日であった。

2. 加力方法および変形測定方法

実験に当っては大林組技術研究所内300トンアムスラー型圧縮試験機で加力した。変形をゲージホルダーを用いてダイヤルゲージで測定すると共に鉄筋とコンクリートの歪をワイヤーストレンゲージで測定した。加力と変形測定要領を図-2・3に示す。また合成梁の実験状況を図-4に示す。

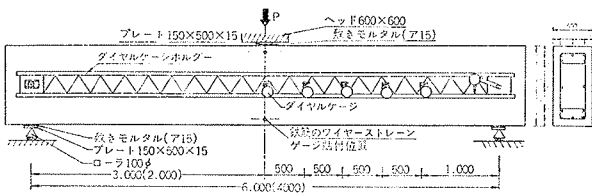


図-2 載荷状況と変形測定要領(1)

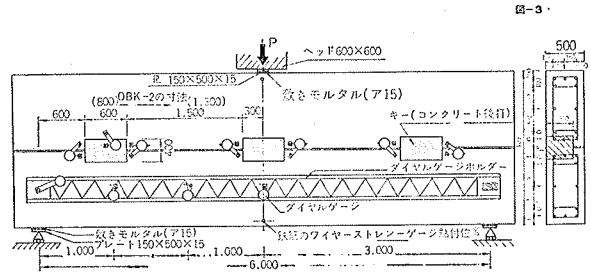


図-3 載荷と変形測定要領(2)

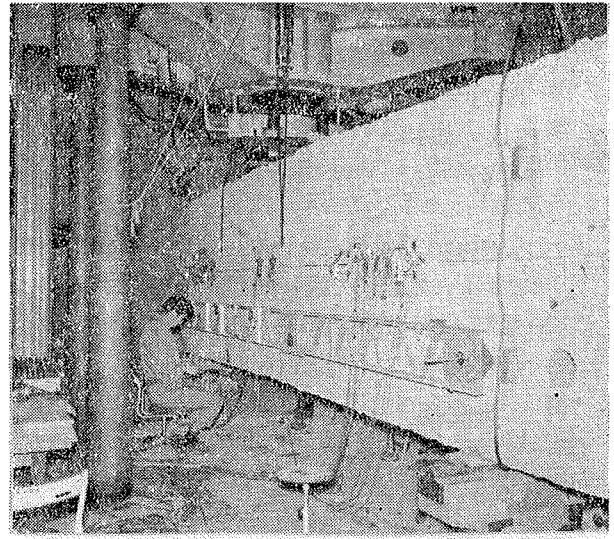


図-4 合成梁実験状況

3. 実験結果とその考察

3.1. OWS 梁面内実験結果

3.1.1. 亀裂発生と破壊状況 各供試体の亀裂発生と破壊状況は図-5に示す通りであるが、a/dの違いによって次のように異っている。イ) a/d≒3.5 (3体) — 曲げ初亀裂がP=14~20tonでほぼ曲げモーメントが最大となる近辺に発生し、さらに荷重が増大すると曲げ亀裂が次々に発生して伸びると共に亀裂が開き始める。鉄筋比0.5%の2体の内正負繰り返し荷重を行なった供試体はP=52tonで、一方向繰り返し荷重のものは62tonで、又鉄筋比1%のものは64tonで、それぞれ剪断亀裂(供試体の中心軸を約45°の角度で横切る亀裂)が生じる。この時鉄筋比0.5%のものは最下段鉄筋が降伏しているが、鉄筋比1%のものは降伏していない。最終的にはいづれの供試体も圧縮側コンクリートが圧縮破壊していわゆる曲げ圧縮破壊によって最大荷重に達した。ロ) a/d≒2.5 (2体) — 引張鉄筋比0.5%のOB-4, 1%のOB-8はそれぞれP=24tonおよび38tonで曲げ初亀裂が、またP=52tonおよびP=72tonで剪断初亀裂がそれぞれ発生する。剪断初亀裂時には最下段鉄筋はまだ降伏していない。さらに荷重が増大すると曲げ亀裂と剪断亀裂両者が開き始めコンクリート圧縮域に伸びるが、剪断亀裂が伸びた圧

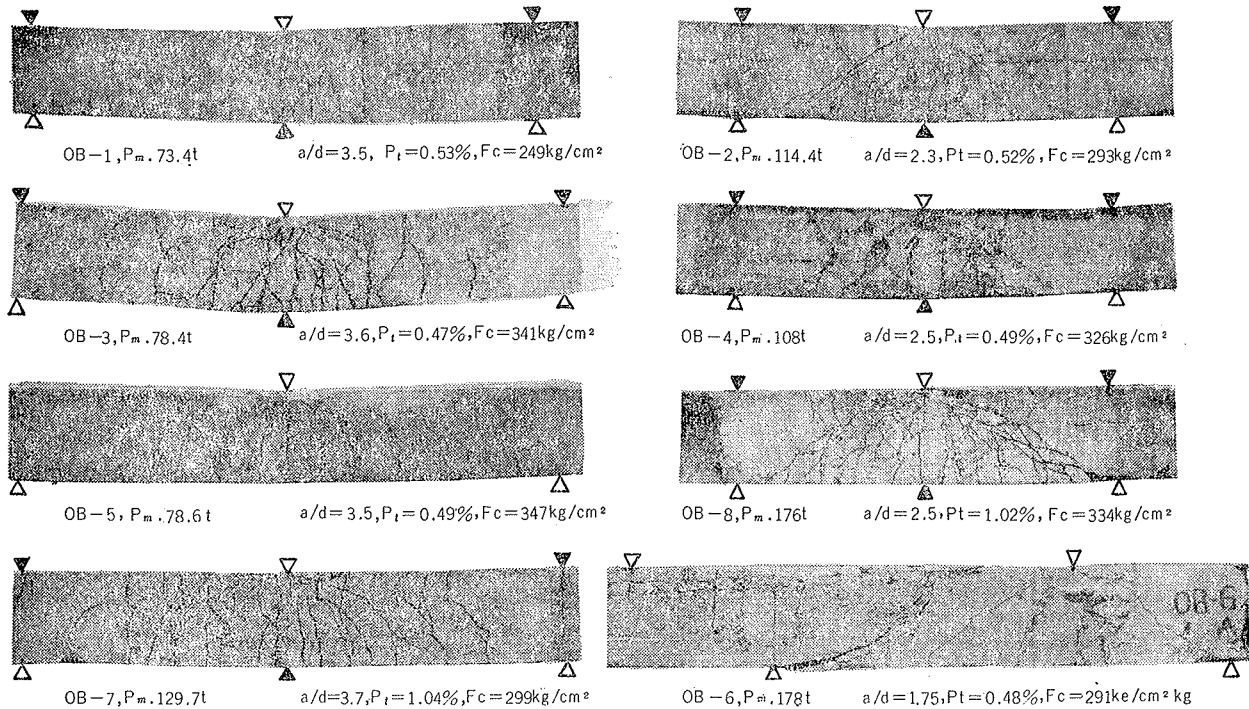


図-5 亀裂発生と破壊状況

縮域のコンクリートがOB-4では $P=108$ tonで、OB-8では 176 tonでそれぞれ圧縮破壊して、最大荷重に達した。この時曲げ亀裂の先端圧縮域のコンクリートにも圧縮破壊の初期現象を認めることができた。ハ) $a/d=1.75$ (1体) —— 逆対称載荷で行なったOB-6では、 $P=60$ tonで曲げ初亀裂が発生し $P=132$ tonで剪断初亀裂が端部パネルに発生した。前記 $a/d=3.5, 2.5$ の時の剪断初亀裂は曲げ亀裂の進行の形で発生したが、 $a/d=1.75$ の供試体では外端のほぼ載荷点と支持点とを結ぶ線上で単独に発生した。剪断初亀裂以後は急に変形が進行するが、 $P=144$ tonで内端にも剪断亀裂が発生した。さらに荷重が増大すると、曲げと剪断亀裂供伸びるが $P=176$ tonで剪断亀裂が全断面を横切ると同時にいわゆる剪断分離破壊によって最大荷重に達した。

3.1.2. 剛性と変形 (荷重～撓み曲線) 各供試体の荷重～撓み曲線を図-7に示す。図中の曲げ撓み理論線は図-6に示すO-C₁-C₂-y-m点を結ぶ線をM-φ曲線と仮定して計算した結果であるが、各点の変形は次のように計算した。イ) 曲げ初亀裂発生——梅村博士の式 $M_c = (4.2 + 3.7P_t)BD^2$ によって亀裂モーメントを求めて変形はその時の弾性変形 (鉄筋の影響考慮) とした。ロ) 最下段鉄筋降伏——鉄筋コンクリート塑性理論-e函数法によって計算したM-φ曲線上で M_c に相当する ϕ_{c2} (C₂) と最下段鉄筋が降伏した時の $M_y\phi_y$ (C₂) を求めて、O-C₁-C₂-yをM-φ曲線と仮定して変形を計

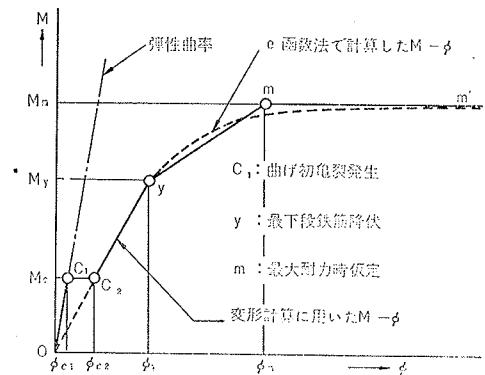
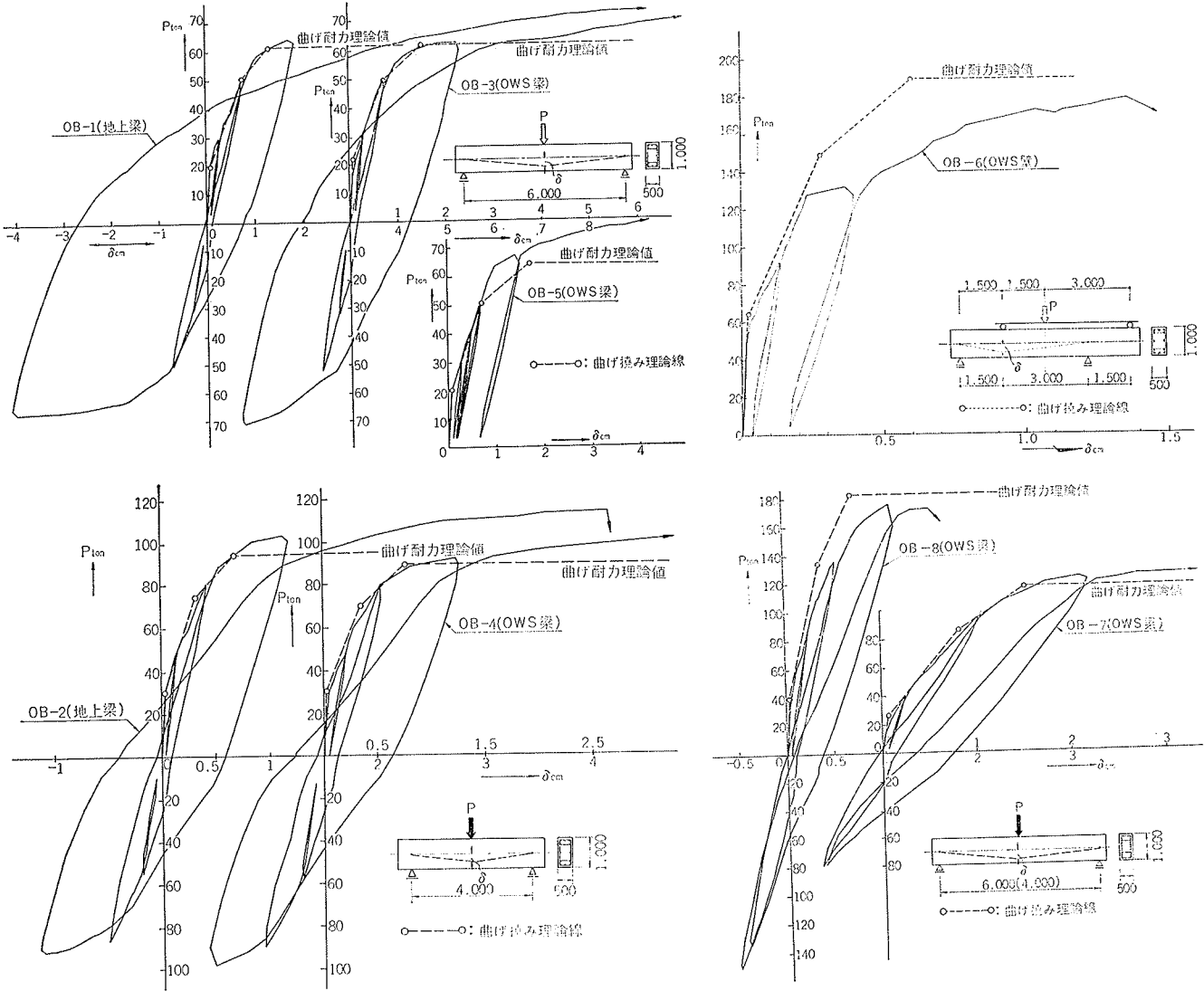


図-6 M-φ中曲線

算した。ハ) 最大荷重——最大荷重としてはe函数法によって計算した曲げ耐力 M_m を使用し、m点は $\square / M_y y m M_m$ で囲まれた部分と $\square / M_y y m M_m$ で囲まれた部分の面積が等しくなるように決めて、O-C₁-C₂-y-mで示されるM-φ曲線を使用して変形を計算した。曲げ撓み理論線を実験結果と比較すると全体的に、①実験の曲げ初亀裂荷重が理論値より低い。②実験による降伏荷重は理論値よりも高い。③理論による最大荷重時変形が実験値よりも小さい。等が認められるが、 a/d 別に理論線と実験結果を比較すると次のようになる。まず曲げ変形が支配的な $a/d=3.5$ のOB-3, OB-5, およびOB-7では、一方向繰り返し載荷のOB-5が正負繰り返し載荷の供試体と比較して降伏点および最大荷重

7



図一七 荷重撓み曲線

が理論値よりも高いことが認められるが、正負繰り返す荷の供試体では理論線と実験結果は比較よく一致している。次に剪断変形の影響が強くなる $a/d=2.5$ のOB-4とOB-8では理論線は実験値と比較して変形がやや小さく、これは剪断変形を考慮していないためと考えられるが、 $P_t=1.0\%$ (OB-8)の変形態が著しく小さい点が指摘される。次に逆対称荷とした $a/d=1.75$ (OB-6)では、弾性範囲の理論線は実験結果とよく一致し、曲げ初亀裂以後の変形もほぼ理論線と同じ割合で進むが剪断初亀裂によって大きく変形が進んでいる。

各供試体の弾性剛性について、実験値と計算値およびその比をまとめて表一4に示す。表中の計算値は弾性理論で曲げ変形と剪断変形を考慮して計算した値である。実験値と計算の比較ではOB-8の実験値が計算値の0.83倍とやや低いが、他のものはよく一致してい

供試体記号	弾性剛性 ($\times 10^5 \text{ kg/cm}$)			部材角 ($\times 10^{-2}$)		
	実験値 (P/δ)	計算値 (P/δ) E_c	比 実/計	剪断発生時 R_s	降伏時 R_y	最大耐力時 R_m
OB-1	2.44	2.42	1.01	2.3	3.0	31
OB-2	6.90	7.98	0.87	1.1	2.4	21
OB-3	2.86	3.06	0.94	3.3	3.1	56
OB-4	8.01	7.98	1.00	1.2	2.8	35
OB-5	2.63	2.74	0.96	3.3	2.9	14
OB-6	26.7	25.9	1.06	1.3	-	6.9
OB-7	3.33	3.4	0.98	2.1	4.0	12
OB-8	8.34	10.0	0.83	0.9	2.5	7.9
OB-9	0.70	0.7	1.00	-	6.4	23
OB-10	0.75	0.79	0.95	-	7.2	13
OBK-1	6.67	-	-	2.0	4.1	4.9
OBK-2	3.33	-	-	5.9	-	15

(注) (1) P: 梁に作用する全荷重
 (2) $\delta = \delta_b$ (曲げ変形) + δ_s (剪断変形) = $\frac{P l^3}{48 E_c I_e} + K \frac{Q a}{G A}$
 a = 剪断スパン, $G=0.43E$, $K=1$
 E_c, I_e = 鉄筋を考慮した有効値
 (3) $R: R_{s,y,m} = \frac{\delta_{s,y,in}}{a}$

表一4 剛性と部材角

る。P_tの大小による比較では理論通りP_tが大きい方の弾性剛性が高くなっている。

各供試体の変形能を検討し変形特性を知るために、剪断初亀裂、降伏および最大耐力時の部材角(R)をまとめて表一4に示す。まず最大耐力時のR_mを見ると曲げ破壊した供試体のR_mは12~56×10⁻³で通常の模型実験と比較してかなり変形能が小さい。また剪断破壊した供試体では6.9~35×10⁻³であった。次に各種ファクター別に検討すると次のようである。イ) a/dによる影響——a/d≒3.5のOB-7およびa/d≒2.5のOB-4とOB-8を比較するとa/dが小さくなると剪断初亀裂、降伏および最大耐力時共Rが小さくなっている。降伏して最大耐力に達するまでの変形能(R_m/R_y)で見るとP_tが1%と0.5%の両者ともa/d≒3.5の供試体がa/d≒2.5の供試体の1.5倍である。

ロ) 正負繰り返し载荷による影響——剪断初亀裂と降伏時部材角に関してはあまり影響は認められないが、最大荷重時の部材角(R_m)で見ると正負繰り返しをした供試体のR_mは正負繰り返しをしない供試体の約4倍と大きい。又降伏して後最大荷重に達するまでの部材角の増加(R_m/R_y)で見ると前者は17で後者は4.3と小さく、正負繰り返しをすることによって強度は低下しなくて、変形能が増している。ハ) 鉄筋比(P_t)による影響——P_t≒0.5%のOB-3、OB-7とP_t≒1.0%のOB-4、OB-8を比較するとP_tが大きくなると剪断初亀裂、降伏および最大耐力時共それぞれの部材角が小さくなる。最大耐力時の部材角(R_m)で見るとa/dに関係なくP_t小のR_mはP_t大のR_mの約7倍である。(R_m/R_y)で見るとa/d≒3.5では13および18であるが、a/d≒2.5では二体とも3である。以上の諸点よりP_tが大きくなると変形能が小さくなることが認められる。

3.1.3. 曲げおよび剪断初亀裂強度 各供試体の曲げおよび剪断初亀裂強度について実験値と計算値およびその比を表一5に示す。表に示した実験値は自重を考慮して補正した値である。

曲げ初亀裂の計算値P_{C2}は梅村博士式Mc=(4.2+3.7P_t)×BD²より計算した値で、またP_{C3}は弾性理論によって引張縁コンクリートの応力度がコンクリート強度の1/10に達する時に相当する荷重である。2種の計算値の比較では、P_{C2}がすべてP_{C3}より大きく特にP_tが大きい時著しい。一方計算値と実験値を比較すると、特に実験値が低いと考えられるOB-7を除いて実験値はP_{C2}の0.81~0.97倍、P_{C3}の0.85~1.23倍でほぼ満足すべき誤差の範囲で一致している。

剪断初亀裂としては供試体の中心軸を約45°の角度で横切る亀裂と定義したが、剪断初亀裂の種類として

供試体 記号	曲げ初亀裂					剪断初亀裂				
	実験値	計算値		比		実験値	計算値	比		
	P _{C1}	P _{C2}	P _{C3}	P _{C1} /P _{C2}	P _{C1} /P _{C3}	Q _s	$\frac{\tau_{s1}}{Q_s/B_j}$	τ_{s2}	τ_{s1}/τ_{s2}	
	ton	ton	ton			ton	kg/cm ²	kg/cm ²		
OB-1	19.4	19.7	13.7	0.99	1.41	22.0	6.62	8.43	0.62	
OB-2	27.4	30.0	25.2	0.91	1.09	27.0	7.97	9.37	0.68	
OB-3	17.7	21.7	20.9	0.82	0.85	※26.0	7.03	9.70	0.62	
OB-4	24.4	30.5	27.8	0.80	0.88	26.0	7.35	9.73	0.62	
OB-5	19.5	20.5	20.1	0.95	0.97	31.5	8.94	9.80	0.73	
OB-6	60.0	64.4	55.1	0.93	1.09	44.0	12.24	9.02	1.12	
OB-7	13.6	26.6	18.6	0.51	0.74	※32.0	8.88	9.25	0.83	
OB-8	38.4	39.7	31.1	0.97	1.23	36.0	9.65	10.04	0.85	
OB-9	7.5	12.3	9.7	0.61	0.77	—	—	—	—	
OB-10	7.9	15.1	8.8	0.52	0.90	—	—	—	—	
OBK-1	36.6	—	—	—	—	60.0	9.28	9.82	0.76	
OBK-2	26.6	—	—	—	—	60.0	9.28	9.82	0.76	

(注) OB-9及び10の剪断初亀裂は発生しなかった。

※印を付けた供試体ではすでに最下端鉄筋は降伏していた。

表一5 曲げと剪断初亀裂一覧

曲げ亀裂が伸びる形で発生する場合と単独に斜め亀裂として発生する場合の2種類がある。本実験では、後者に属するのはOB-6(逆対称载荷でa/d=1.75)のみで他はすべて前者の形で発生した。剪断初亀裂強度 $\tau_{s1} = Q_s/B_j$ (Q_s: 梁に作用する剪断初亀裂時剪断力, j: 常用弾性曲げ理論によって計算した応力中心距離)を見ると、逆対称载荷でa/d=1.75であるOB-6の τ_{s1} が12.2 kg/cm²でF_C/24とやや強度が高いが、他の供試体の τ_{s1} は7.03~9.65kg/cm²でF_C/48~F_C/34となり強度が低い。実験値(τ_{s1})を計算値(τ_{s2})(=ACI式 $\tau_c = 0.50\sqrt{F_C} + 176 \times P_t Q_s d/M$ で求めた値)と比較すると、OB-6ではほぼ一致しているが他の供試体では τ_{s1} は τ_{s2} の0.62~0.85倍となりACI式は安全側の計算式であることを考慮すると実験値は相当低いことがわかる。このように実験値が計算値よりも低い原因としては計算式を仮定する基礎となっている諸実験は本供試体の1/2以下の模型実験が主であるためその影響ではないかと考えられるが、いずれにしても本実験のごとく断面の大きい梁では剪断強度が低いことが認められることは注目すべき点である。一方剪断初亀裂強度(τ_s)について項目別に比較すると次のようになる。イ) a/dによる影響——a/d≒3.5のOB-3とOB-5、a/d≒2.5のOB-4とOB-8およびa/d≒1.75のOB-6を比較するとa/dが小さくなると τ_s は高くなっている。ロ) 鉄筋比(P_t)による影響——P_t≒1.0%の τ_s はP_t≒0.5%の τ_s よりもa/dに関係なく約1.3倍高くなっており、主筋比は最大耐力だけでなく剪断初亀裂強度にも影響することが認められる。

3.1.4. 降伏と最大荷重 各供試体の降伏と最大荷重について実験値と計算値およびその比を表一6に示す。表中の実験値は自重を考慮して補正をした値である。降伏荷重の決定方法としては、まず実験値は荷重~撓み曲線で撓みの増加の割合が大きくなる荷重と

供試体 記号	降伏荷重			最大荷重				破壊状況
	実験値	計算値	比	実験値	計算値	比	実験値	
	P_{y1}	P_{y2}	P_{y1}/P_{y2}	P_{m1}	P_{m2}	P_{m1}/P_{m2}	$\frac{\tau_m}{Q_m/B_j}$	
	ton	ton		ton	ton		kg/cm ²	
OB-1	57	50.6	1.13	73.4	61.3	1.20	11.1	曲げ圧縮
OB-2	88	75.0	1.17	114.4	94.4	1.21	16.9	剪断圧縮
OB-3	56	49.3	1.14	78.4	61.9	1.27	10.6	曲げ圧縮
OB-4	80	70.5	1.13	108.0	89.5	1.21	15.3	剪断圧縮
OB-5	66	50.5	1.31	78.6	64.3	1.22	11.1	曲げ圧縮
OB-6	-	149.0	-	178.0	189.0	0.94	16.2	剪断圧縮
OB-7	107	86.5	1.24	129.7	117.7	1.10	18.0	曲げ圧縮
OB-8	160	133.9	1.19	176.0	183.0	0.96	23.6	剪断圧縮
OB-9	32	33.1	0.97	39.2	39.1	1.00	5.94	曲げ圧縮
OB-10	51	46.1	1.11	55.9	48.8	1.15	8.47	曲げ圧縮
OBK-1	-	-	-	191.2	-	-	14.9	き裂による破壊
OBK-2	-	-	-	206.2	-	-	16.0	剪断分離

(注) OB-6とOBK-1・2の降伏荷重は推定出来なかった。

表-6 降伏と最大荷重一覧

し、計算値は塑性理論-1函数法によって計算した最下段鉄筋が降伏するときの荷重とした。実験値と計算値を比較すると、いずれも実験値が高くその差は13~31%である。このように実験値が高いのは多段配筋であるため最下段鉄筋が降伏しても直ちに顕著に変形が表われないためと考えられる。一方項目別に検討すると次の事がいえる。イ) a/dの違いによる差は余りないようである。ロ) 一方向繰り返し載荷をしたOB-5の降伏荷重は正負繰り返し載荷をしたOB-3の降伏荷重と比較して約15%高くなっている。ハ) $P_t \approx 1.0\%$ であるOB-7とOB-8の降伏荷重は $P_t \approx 0.5\%$ であるOB-3とOB-4の降伏荷重の約2倍でこの強度増大の割合はほぼ P_t の比にひとしい。

最大荷重としては、実験値は載荷アスマラーの最大の読みに自重を考慮して補正した値とし、計算値は塑性理論-e函数法で計算した曲げ終局耐力の値とした。実験値を計算値と比較すると、曲げ破壊した供試体で

は曲げ耐力の1.1~1.27倍であり、また剪断破壊した供試体においても最大荷重が計算値曲げ耐力の0.94~1.21倍となりほぼ計算値曲げ耐力に近い。次に最大荷重時の梁の平均剪断応力度 $\tau_m = Q_m/B_j$ で見ると、曲げ破壊したOB-3, OB-5及びOB-7ではOB-3とOB-5が約11kg/cm²で $F_c/32$, OB-7が18kg/cm²で $F_c/17$ となる。また剪断破壊したOB-4, OB-6およびOB-8ではそれぞれOB-4が15kg/cm²で $F_c/21$, OB-5が16kg/cm²で $F_c/23$, OB-8が24kg/cm²で $F_c/14$ である。剪断分離破壊して最大耐力に達したOB-6の τ_m をACI式($\tau_m = 0.5\sqrt{F_c} + 176 \times P_t Q_{md}/M + \gamma\sigma_{sy}$)で計算すると15.6kg/cm²となり実験値13.2kg/cm²と比較して実験値が約15%低い。一方比較検討項目について次のことがいえる。イ) 正負繰り返しによる強度の差はない。ロ) 最大荷重についてa/d \approx 2.5, a/d \approx 3.5双方とも最大荷重は鉄筋比に比例してそのままは高まらず、 P_t の比(\approx 2.0)の約0.85倍である。一段配筋のものでは曲げ最大荷重はほぼ P_t に比例すると考えられるが、本実験では多段配筋であるためこのような結果になったと考えられる。

3.2. OWS梁と地上梁の比較検討

3.2.1. 亀裂発生と破壊状況 地上梁の破壊経過は3.1.1.で説明したOWS梁とほぼ同じで破壊の状況も全く同じであるが、図-4の写真より理解できるように、OWS梁は地上梁と比較して亀裂の分散度が悪く亀裂が集中して発生している。これはOWS梁の鉄筋付着力が低下しているためと推定される。

3.2.2. 剛性と変形(荷重~撓み曲線) OWS梁と地上梁の変形性状を比較するために、OB-1とOB-3およびOB-2とOB-4の荷重と撓みの関係を包絡線で示したのが図-8である。この図よりOWS梁は

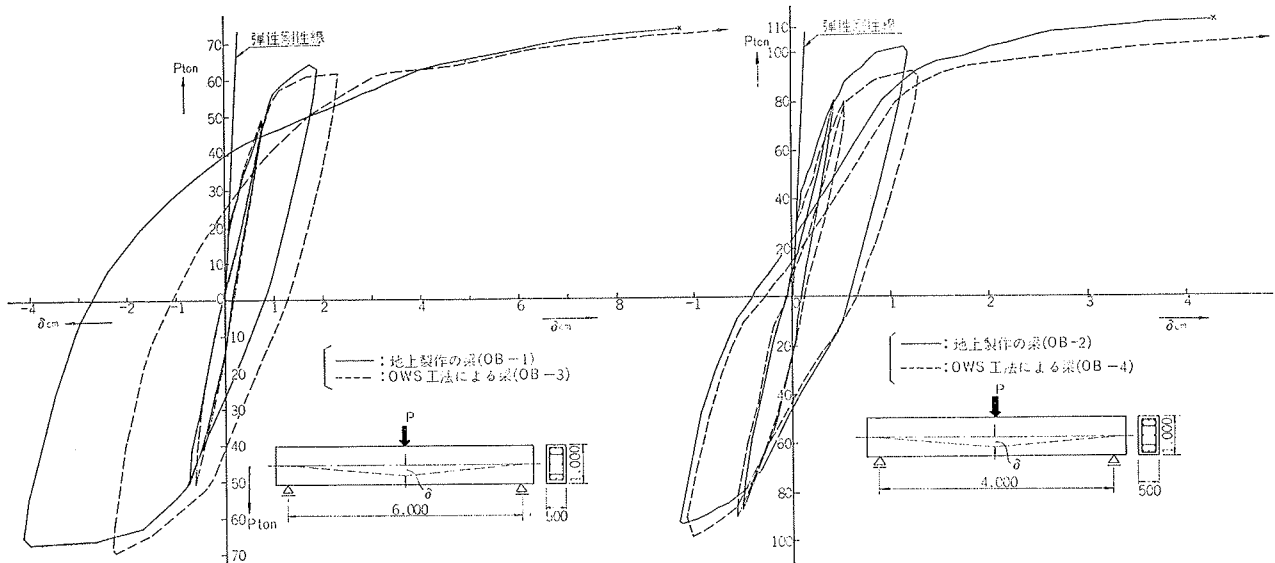


図-8 荷重~撓み曲線比較

地上梁とほぼ同じ履歴を示すことを理解できるが次の諸点が指摘される。イ) OWS 梁の曲げ初亀裂荷重は地上梁と比較してやや低い。ロ) $a/d=3.5$ の場合は OWS 梁と地上梁の変形がほぼ同じであるが $a/d=2.5$ と剪断力が大きくなると OWS 梁の変形が地上梁と比較してやや大きい。ハ) OWS 梁の降伏荷重以後の変形の増大が地上梁と比較してやや大きい。

地上梁の弾性剛性と部材角は表-4 に示したが、OWS 梁の弾性剛性を地上梁と比較するとほとんど差はなく理論値とも比較的よく一致しているので、両者には顕著な差はないと考えられる。一方部材角で見ると、剪断初亀裂時および降伏時共 OWS 梁が地上梁と比較して大きい傾向にあるが、最大耐力時に特に著しい。この様に曲げ初亀裂発生以後の OWS 梁の変形が地上梁と比較してやや大きいのは OWS 梁の鉄筋付着力が低下しているためであろうと考えられるが、強度が地上梁と比較して低下していないため付着力の低下が梁としての変形能を増大させているともいえる。いずれにしてもこの様な OWS 梁の特色も構造体としての使用を脅かす程度のものではない。

3.2.3. 強度 OWS 梁 (OB-3 と OB-4) と地上梁 (OB-1 と OB-2) の強度を表-5 と 6 により比較すると、曲げ破壊した $a/d=3.5$ のとき OWS 梁の曲げ初亀裂荷重がやや低い (0.9 倍) が剪断初亀裂荷重 (1.18 倍) と最大荷重 (1.07 倍) はやや高く降伏荷重はほぼ同じである。また剪断破壊した $a/d=2.4$ では曲げ初亀裂はほぼ同じであるが、剪断初亀裂 (0.96 倍) 降伏 (0.91 倍) 最大 (0.95 倍) と OWS 梁が地上梁よりも低い。しかしながらこの程度の差は実験誤差とも考えられ、OWS 梁と地上梁との間には強度上の顕著な差は認められないと結論してもよいと考えられる。

3.3. OWS 梁面外実験結果

3.3.1. 亀裂発生と破壊状況 OWS 梁面外実験用供試体 OB-9 の OB-10 の亀裂発生と破壊状況は図-9 に示す通りであるが、 $a/d=7.5$ であるため完全に曲げ材の性状を示し剪断亀裂は発生していない。

3.3.2. 剛性と変形 OB-9 と OB-10 の荷重～撓み曲線を図-10 に示す。図の理論線は 3.1.2. で説明した方法で計算した曲げ撓みである。理論線を実験結果と比較すると曲げ初亀裂実験値が理論値よりも低く、全体的に実験値の撓みが大きくなっている。

弾性剛性と部材角は表-4 に示したが、OB-9 と OB-10 の弾性剛性の実験値と理論値はよく一致している。一方最大荷重時部材角で見ると 13×10^{-3} および、 23×10^{-3} で曲げが支配的な梁実験としては非常に小さい。又降伏して最大耐力に達するまでの靱性を ($R_m/$

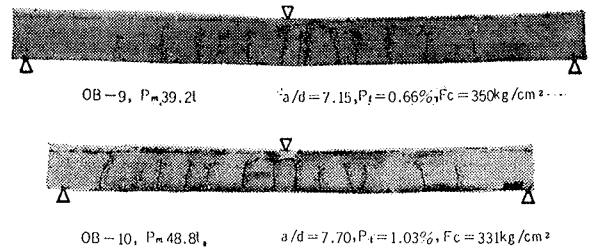


図-9 亀裂発生と破壊状況

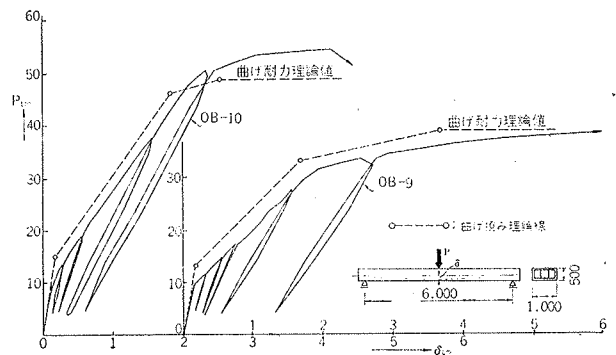


図-10 荷重～撓み曲線

R_y) で見ると OB-9 は 3.6、OB-10 は 1.8 と小さい。このように面外実験では通常の模型実験と比較して靱性が欠けている点が指摘され、面外の供試体のごとく梁せいが低い場合には、鉄筋の付着力が低下することによる影響がより強く表われるのではないかと考えられる。

3.3.3. 強度 OB-9 と OB-10 の曲げ初亀裂、降伏および最大荷重は表-5、6 に示した通りである。曲げ初亀裂荷重実験値は理論値よりも相当低いが、降伏と最大荷重は函数法で計算した結果と十分な精度で一致している。

3.4. 合成梁の実験結果 (OBK-1 : OBK-2)

合成梁の供試体としては 2 体であるが、OBK-2 は OBK-1 の最大耐力がキーの剪断破壊によって決定したためキー部分の後打コンクリートを斫り取って、キー断面を大きくすると共にキーのコンクリート強度を高めてキー部分のコンクリートを再打設して OBK-1 の負荷重として実験したものである。

合成梁は単独梁 2 体をキージョイント工法によって接合した供試体であるため、キージョイント工法による接合の有効性を検討する必要がある。そこで単独梁 2 体が独立して耐力を発揮すると考えた場合と合成梁と同じ背を有する一体梁と考えた場合の 2 種と合成梁を比較検討した。

3.4.1. 亀裂発生と破壊状況 亀裂発生と破壊状況

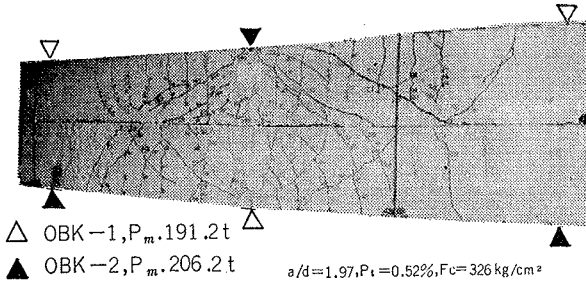


図-11 亀裂発生と破壊状況

は図-11に示す通りであるが、その経過を説明すると次のようである。まず中央部に曲げ初亀裂(OBK-1では36.8ton, OBK-2で26.6ton)が発生し、さらに荷重が増大すると50~60tonでキージョイント周囲の引張応力部分に亀裂が発生する。さらに荷重を増大させると120ton前後で上の梁の剪断初亀裂が発生するとともに、キー内部にもOBK-1では126ton, OBK-2では146tonで剪断初亀裂が発生する。さらに荷重を増大させると曲げ亀裂、剪断亀裂共数を増して開き始める。この段階でOBK-1ではキーの直接剪断的な亀裂が大きく開いて上・下梁のずれが激しくなるとともにキーが直接剪断的な破壊をして合成梁は上下2体の単独梁となって耐力が急激に下がった。一方OBK-2ではキー内部の剪断亀裂の数は増したがあまり開かず、上の梁の載荷点とキーを結ぶ線上の剪断亀裂が大きく開き始めるとほとんど荷重は増大しないのでいわゆる剪断分離破壊によって最大耐力に達した。

3.4.2. 剛性と変形 合成梁2体の荷重~撓み曲線を図-12に破す。図中の理論線は3.1.2.で説明した方法で計算したものであるが単独梁2体が独立して耐力を発揮すると考えた梁(以下単に単独梁と呼ぶ)の理論線は単独梁1体の荷重~撓み理論線を利用して荷重のみ2倍して求めたものである。図の理論線は曲げ変形だけであるため実験結果と直接比較することはできないがほぼ合成梁の概略を理解することができる。

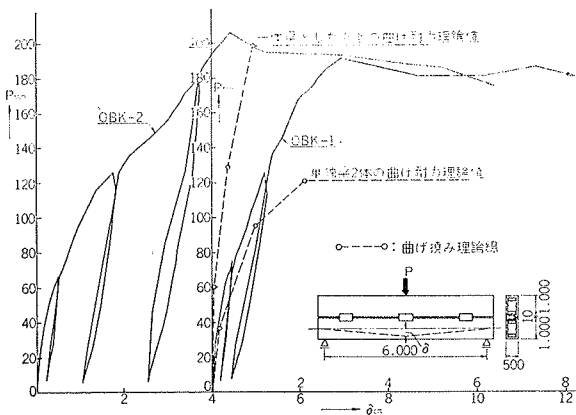


図-12 荷重~撓み曲線

供試体	単独梁	一体梁	合成梁 (実験値)	
	(計算値)	(計算値)	OBK-1	OBK-2
構造形式				
曲げ初亀裂(Pc)	36.8ton	58.8ton	36.6ton	26.6ton
降伏(Py)	95.8ton	128.8ton	172.0ton	-
最大(Pm)	121.2ton	198.4ton	191.2ton	206.2ton
破壊状況 (曲げ圧縮)	(剪断圧縮)	(剪断圧縮)	キーの剪断	上部梁剪断分離
弾性剛性	$2.27 \times 10^4 \text{ kg/cm}$	$14.9 \times 10^4 \text{ kg/cm}$	$6.67 \times 10^4 \text{ kg/cm}$	$3.33 \times 10^4 \text{ kg/cm}$

表-7 合成梁の強度と剛性の検討

きないがほぼ合成梁の概略を理解することができる。

合成梁の弾性剛性を表-7に示す。OBK-2はOBK-1の負荷重であるため初期剛性がOBK-1と比較して $1/3$ に低下しているが、OBK-1の弾性剛性実験値を単独梁と一体梁の計算値と比較すると、前者は合成梁の0.34倍で後者は2.23倍となり合成梁の弾性剛性は単独梁と一体梁のほぼ中間的な値となっている。

次に最大荷重時の部材角を見るとOBK-2はOBK-1の負荷重であるため相当変形が進み 15×10^{-3} であるがOBK-1では 4.9×10^{-3} である。

3.4.3. 強度 合成梁の実験結果を単独梁および一体梁と仮定して計算した結果と供に表-7に示す。OBK-2の曲げ初亀裂荷重がやや低い単独梁とほぼ同じ値で一体梁の計算値の0.64倍である。合成梁の降伏荷重は単独梁計算値の1.8倍、一体梁計算値の1.3倍と相当高い。このように合成梁最下段鉄筋降伏荷重が一体梁の降伏荷重計算値よりも高くなった原因としては合成梁と一体梁とでは破壊機構が相違するためと考えられる。合成梁の最大耐力を単独梁の最大耐力計算値と比較すると、OBK-1は1.58倍、OBK-2は1.70倍と相当高くなっている。また同様に一体梁と仮定して計算した値と比較すると、キーの剪断で決定したOBK-1は0.97倍、上部梁剪断分離破壊で決定したOBK-2は1.03倍と両者共一体梁として計算した時の曲げ終局耐力に近い。一方梁断面の平均剪断応力度 $\tau = Q/Bj$ で見ると、剪断初亀裂時の τ_s は 9.3 kg/cm^2 で単一梁の実験値 7.0 kg/cm^2 の約1.3倍に強度が高くなっている。また最大荷重時の τ_m は 14.9 と 16.0 kg/cm^2 で $a/d \approx 3.5$ の実験値の約1.5倍で $a/d \approx 2.5$ と $a/d = 1.75$ の実験値とほぼ同じである。

最大荷重時にキーに作用する剪断力による、キーの剪断面平均剪断応力度 τ_{mk} を図-13より上下の梁が降伏しているとして梁丈を考慮して試算すると、OBK-1では $\tau_{mk} \approx 52 \text{ kg/cm}^2 \approx 0.25 F_C$ 、OBK-2では $\tau_{mk} \approx 48 \text{ kg/cm}^2 \approx 0.16 F_C$ となる。一方キーに作用する平均圧縮応力度はOBK-1では 32 kg/cm^2 、OBK-2では 28 kg/cm^2 である。この値を当研究所で行なったキージョイ

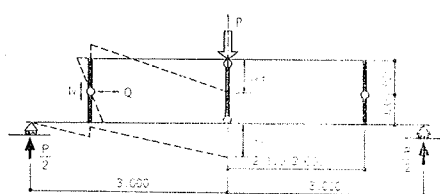


図-13 OBK-1, 2のラーメン置換

ソトの直接剪断による剪断耐力実験の内キーが剪断破壊するときのキーの剪断面平均剪断応力度 (τ_m) は $\tau_m \geq 0.23F_c$ であるという結果と比較するとキーの剪断で決定した OBK-1 では比較的よく一致しているがキーの圧縮応力度が高い場合にはキーの剪断耐力は多少増大すると考えられるため本実験結果より試算した値はやや小さいとも思われる。

4. まとめ

本実験結果をまとめると次のようになる。

1. OWS 梁を地上梁と比較すると、強度的な差は認められないが、剛性の点でやや OWS 梁が低く亀裂発生状況からも OWS 梁の鉄筋付着力が低下している事を暗示する現象を指摘することができる。しかしながらこれらの諸点は OWS 壁を構造体として使用するに当たって問題とはならないので、OWS 壁を一般工法によって製作した構造体と同様に使用できる。

2. OWS 梁面内実験結果を要約すると次のようになる。イ) $a/d = 3.5$ の供試体は曲げ圧縮破壊で、 $a/d = 2.5$ では剪断圧破壊でまた $a/d = 1.75$ では剪断分離破壊で最大圧力に達する。ロ) 荷重～撓み曲線は梅村博士の式 $M_c = (4.2 + 3.7P_t)BD^2$ と鉄筋コンクリート塑性理論-e 函数法によって求めた結果とよく一致する。ハ) 曲げ初亀裂荷重は梅村博士式 $M_c = (4.2 + 3.7P_t)BD^2$ でまた降伏荷重と最大荷重は塑性理論-e 函数法で計算した結果と安全側の誤差でよく一致する。ニ) 正負繰り返し載荷による強度への影響はあまり認められない。ホ) 鉄筋比が高くなれば強度が増大するが本実験では多段配筋であるための最大荷重の増加は鉄筋比の増大比の 0.85 倍であった。

3. OWS 梁面外実験結果を要約すると次のようになる。イ) 弾性剛性は弾性計算とよく一致するが、曲げ初亀裂発生後の変形が理論と比較して大きいようである。ロ) 最大荷重時の部材角が通常の模型実験と比較して小さい。ハ) 降伏および最大荷重は e 函数法で計算した結果と安全側の誤差で一致する。

4. 合成梁の実験結果を要約すると次のようになる。イ) 合成梁は剛性の点では単独梁と一体梁の中間

的な性状を示すが、強度的にはほぼ一体梁に近い。

ロ) 本実験では荷重による圧縮応力がキーに生じているため圧縮力がない場合と比較して多少高目の値であると考えられるが、キーが剪断破壊したときのキーの剪断面平均剪断応力度は $52 \text{ kg/cm}^2 = 0.25F_c$ 程度と推定される。