

梁端埋設型仕切材を用いた高強度・高流動コンクリート打ち継ぎ工法の開発

中澤 春生 黒田 泰弘 黒瀬 行信 坂口 昇
(技術研究所) (技術研究所) (設計本部) (建築本部)

A Method of Joint Construction for High-Strength/High-Flow Concrete with Partition Plates Located at the End of Girders

by Haruo Nakazawa, Yasuhiro Kuroda, Yukinobu Kurose and Noboru Sakaguchi

Abstract

In many reinforced concrete skyscrapers, it is superfluous to pour such high-strength concrete that is necessary for columns into girders and/or slabs. This paper reports some results of experiments for the development of construction joint plates to partition the high-strength/high-flow concrete. Constructability and tightness against concrete leakage were ascertained with a mock construction. Structural tests showed that sufficient strength and ductility for use were realized in all joints. The correlation between slip at the joint and the plastic rotation of the girder is studied.

概 要

超高層集合住宅など柱に高強度コンクリートが必要な鉄筋コンクリート構造物において、柱および柱梁接合部と梁およびスラブを異なる強度のコンクリートとする構造計画を可能とするために、高強度・高流動コンクリートの打ち分けに用いる梁端埋設型の仕切材の開発実験を行った。施工性能確認実験により、提案した仕切材の施工性やコンクリート打ち止め性能とその改善点を把握するとともに、構造性能確認実験により、いずれの打ち継ぎ仕様においても実用上十分な構造性能が期待できることを確認した。また、仕切材を設けた梁の構造性能に影響を与える打ち継ぎ部のずれと梁の塑性回転角の関係を定式化した。

§ 1. はじめに

高さ60mを超える超高層集合住宅は、大都市およびその近郊における再開発事業の核となる施設として急速にその建設事例が増加している。最近では、地上階数が40階を超える事例も現れるなど高層化の進行も顕著である。これらの構造形式にはコストおよび居住性の観点から鉄筋コンクリート(RC)造が採用されることが多いが、高軸力が作用する柱や柱梁接合部などは必然的に高強度コンクリートとする設計が行われる。しかし、構造物の高層化に伴い、柱や柱梁接合部などに高強度コンクリートが必要となる層も増加するため、梁・スラブにこれと同じ高強度コンクリートを打設することはきわめて不経済となる。また、一般的に高強度コンクリートは粘性が高く、スラブに用いると養生や仕上げが非常に困難となるなど、施工的にも無理が生じることとなる。

したがって、柱・柱梁接合部と梁・スラブを異なる強度のコンクリートとして設計し、そのように両者を打ち分けて施工することが必須となる。

コンクリートの打ち分けは上記のような事情以外にも、従来のRC造躯体工事における施工工区の境界などで行われており、その際の打ち止め材には金網状の仕切材(ラス金網)や空気袋(エアフェンス)などが利用されている。しかし、高強度コンクリートでは添加される混和剤の界面活性作用によりきわめて高い流動性を有するため、従来用いられてきたラス金網では打ち止めることができない。また、柱梁接合部と梁・スラブのコンクリート打設は、サイクル工程上同一日とすることが多く、コンクリートの硬化後に取り外すエアフェンスやせき板の利用も工程的に採用できないことが多い。

このような背景から、高強度・高流動コンクリートを確実に打ち止めることができ、梁端部に埋設し

て構造性能に悪影響をもたらすことのないコンクリート仕切材を開発することを目的として、仕切材の考案、打ち止め性能に関する施工実験、仕切材を有するRC梁の構造性能確認実験、および、ト形の柱梁架構での性能比較実験を実施した。本報告は、これら一連の開発実験の結果を報告するものである。

§ 2. コンクリート打ち止め性能に関する施工実験

2.1 実験概要

考案した仕切材の高強度・高流動コンクリートの打ち止め性能を確認するために、コンクリートの打設実験を実施した。実験では、コンクリートの打ち止まり状況の確認と併せ、仕切材の設置・建て込み時の施工性、コンクリート打設に伴う仕切材の変形状況も確認した。

試験体形状を図-1、試験体一覧を表-1に示す。実験は超高層RC造建物の基準階大梁の実大断面サイズに対して実施することとし、幅650×せい1000mmの断面で長さ3400mmの試験体の2箇所に仕切材を設置し、その外側に呼び強度60の高強度・高流動コンクリートを打設することとした。試験体は仕切材が異なる総数3体であるが、そのうち鋼板を仕切材としたNo1試験体については2箇所の仕切材の内側に呼び強度42のコンクリートを打設し、コンクリート硬化後の梁側面および底面の状況を観察した。また、主筋の径・本数・配置についても実構造物に倣って計画し、上下ともD38を4本×2段に配筋した。

本実験に供した仕切材は、全面鋼板タイプ、腹部をエキスバンドメタルとしたタイプ、プレキャストコンクリート(PC)板タイプの3種に大別できる。表-1に示すように、これらを3体の試験体に各2種

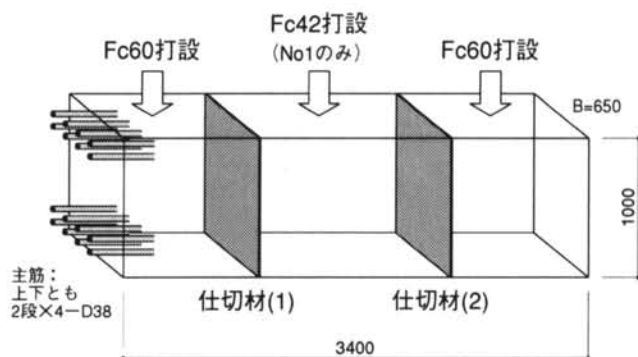


図-1 試験体形状

試験体	仕切板 材料/表面状態	備考
No1	(1)全面普通鋼板(t=2.3)/プレス加工円形凹凸	中央にFc42打設
	(2)全面ステンレス鋼板(t=1.6)/プレス加工円形凹凸	
No2	(1)プレキャスト板(t=51)/アクション(#60)による凹凸	
	(2)プレキャスト板(t=38)/縞鋼板による凹凸	
No3	(1)全面普通鋼板(t=2.3)/プレス加工円形凹凸	外周PC目地付
	(2)腹部エキスバンドメタル	

表-1 試験体一覧

類ずつ計6種類を配置して実験した。すなわち、No1試験体には全面鋼板仕切材で普通鋼板(厚さ2.3mm)のものとステンレス鋼板(厚さ1.6mm)のもの、No2試験体にはエアクション(#60)で表面に凹凸を付けたPC板(厚さ51mm)と縞鋼板で表面に凹凸を付けたPC板(厚さ38mm)を、No3試験体には2.3mm厚の鋼板仕切材の周囲にPC目地(幅100×厚さ40mm)を廻したものと腹部をエキスバンドメタルとしたものをそれぞれ配置した。図-2に、これら仕切材の形状を示す。全面鋼板仕切材では、普通鋼板、ステンレス鋼板によらず、プレス加工にて円形の凹凸($\phi 40$ -@100)を設けた。また、本実験では、仕切材の設置が配筋の工程に大きな制約を与えないように、配筋された組立鉄筋の2段筋の間から仕切材

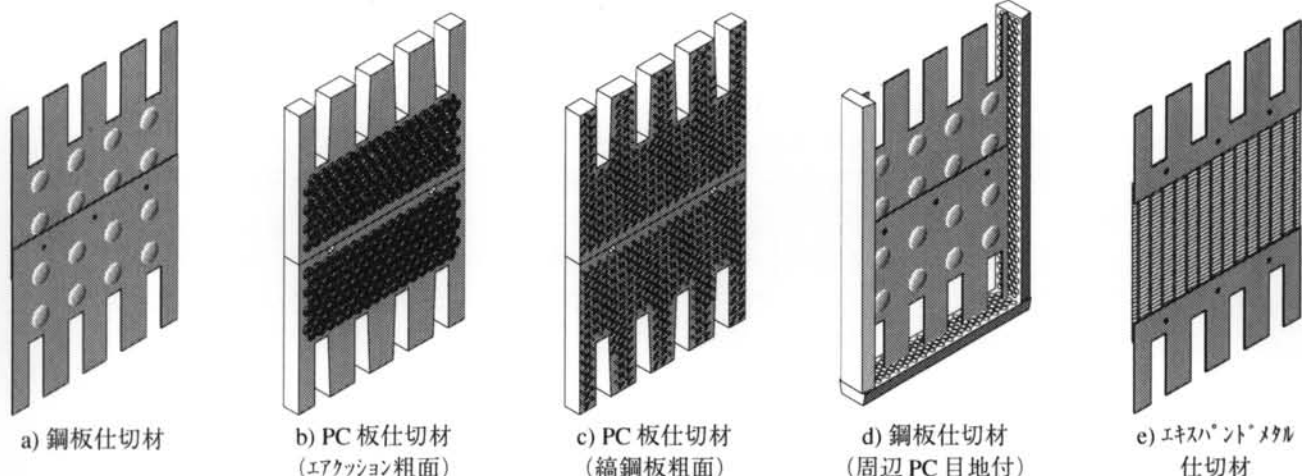


図-2 仕切材形状

を挿入・設置できるよう仕切材を上下に2分割するとともに主筋と交差する部分にスリットを設けている。本実験では、鉄筋組立て後に仕切材を設置し、その後型枠側板を取り付け、セパレータで締付けるといった手順をとった。なお、主筋と仕切材のスリットの隙間からのコンクリートの流出を防止するために、仕切材の設置後、スリット部分をノロ止め用のブリキ板で塞いで、コンクリートを打設した。

2.2 実験結果

2.2.1 仕切材設置時の施工性

仕切材設置時の施工性は仕切材の重量に大きく左右され、鋼板およびエキスバンドメタルの仕切材に比べPC板では取り扱いにくく、前者が1人で設置できるのに対し後者は2人で設置せざるを得なかった。さらに、PC板は厚いため、梁端ヒンジ領域の狭いせん断補強筋間隔内に挿入することが困難で、補強筋間隔をあけておいてPC板挿入・設置後にせん断補強筋の移動・結束をする必要があった。

2.2.2 コンクリート打ち止め性能

コンクリート打設は、仕切材外側の呼び強度60のコンクリートを3体の試験体について打設した後、No1の試験体の中央部に呼び強度42のコンクリートを打設するという順に行った。打設時の外気温は呼び強度60の荷卸し時が19℃、呼び強度42の荷卸し時が23℃であった。打設したコンクリートのフレッシュコンクリート試験結果および材齢28日における標準養生供試体の強度試験結果を表-2に示す。打設したコンクリートは、呼び強度42のコンクリートでスランプフローが幾分大きかったものの、いずれも目標とする流動性を満足するものであった。以下に、各仕切材のコンクリート打設時および打設後の観察結果を列挙する。

1) 全面普通鋼板仕切材 (No1-1)

仕切材は補強筋がコンクリート打設時の側圧を受ける際の力骨となるようにせん断補強筋に接するように設置したが、補強筋より下の被り部分には押さえとなる材がないため鉄板の下端は側圧によってたわみを生じた。その結果、鉄板下端からモルタル分の流出が認められた。また、下端の変形の影響のため分割した上下の鉄板の重ね部分にも隙間を生じた。

呼び強度	スランプ (cm)	スランプフロー (cm)	空気量 (%)	温度 (℃)		28日強度 (N/mm ²)
				外気	コンクリート	
60	26.5	60.0×58.5	1.0	19.0	25.5	87.6
42	26.5	65.0×64.0	1.8	23.0	26.0	70.9

表-2 コンクリート試験結果

2) 全面ステンレス鋼板仕切材 (No1-2)

変形状態やモルタル分の漏出箇所は普通鋼板の場合と同様であったが、ステンレス板は普通鋼板に比べて薄いため、変形量が大きかった。

3) PC板仕切材 (No2-1 および No2-2)

PC板仕切材では表面の凹凸の形状によらず、側圧によるたわみはほとんど認められなかった。モルタル分の漏出は主筋周りのワッシャーの隙間部分からわずかに認められるのみで、仕切材としての性能は良好であった。なお、主筋周りからの漏出はこの他の試験体でも同様に生じており、主筋貫通孔の大きさや固定方法に改善の余地がある。

4) 鋼板仕切材+外周PC目地 (No3-1)

鋼板はNo1-1と同様に側圧によってたわみを生じたが、変形は目地幅内に収まっており、変形した鋼板端部とPC目地材が接していたためモルタル分の漏出量は少なかった。

5) 腹部エキスバンドメタル仕切材 (No3-2)

コンクリート打込み当初およびパイプレータによる締固め時にエキスバンドメタルの目の部分からモルタル分が漏出した。この漏出は打込み完了時に止まったが、実験した仕切材の中では最も漏出量が多かった。なお、漏出によって側圧が低減するため、エキスバンドメタルの変形はほとんどなかった。

2.3 まとめ

施工実験の結果より得た知見として以下の諸点が挙げられる。

- (a)取付け施工性：仕切材の重量によって取付け施工性が大きく左右された。PC板仕切材は重量が大きく、取付けを手作業で行うにはやや難があった。
- (b)モルタル分の漏出：PC板仕切材の場合が最もモルタル分の漏出が少なかった。全面鋼板仕切材では、仕切材の変形による隙間からの漏出もあり、PC板に比べて漏出量はやや多くなった。エキスバンドメタル仕切材では、エキスバンドメタルの目の部分からの漏出が打込み当初およびパイプレータによる締固め時に生じた。モルタル分の漏出量が多い場合で、かつ、後打ち側のコンクリートの打設と時間間隔があく場合には、除去・清掃を施す必要も生じる。
- (c)仕切材の変形：全面鋼板仕切材はコンクリート側圧の作用を受けて下端かぶり部分および梁せいの中央部分がはらみ出すように変形した。これに対しては、下端スペーサによる押さえや、やや太めの補強金を力骨として利用する等の改善が有効と考えられる。なお、PC板仕切材、エキスバンドメタル仕切材にはほとんど変形が生じなかった。

§ 3. 仕切材を有する RC 梁の構造性能確認実験

3.1 実験概要

施工実験に引き続き、高強度コンクリート仕切材を端部ヒンジ領域に設置してコンクリートを打ち分けた RC 梁部材の構造性能を確認することを目的とした実験を行った。

試験体形状を図-3、試験体一覧を表-3に示す。試験体は中央に柱梁接合部を模したスタブを有し、その両側に仕切材を端部に設置した梁が取り付く形状とした。両側の梁は試験体中央のスタブを固定して梁先端に加力することで、それぞれ独立の片持ち梁として、その要因を変動させて実験することが可能である。試験体はすべて曲げ降伏が先行するように設計した総数5体で、B-1~B-4の4体がせん断スパン (M/Q) 1500mm、B-5の1体がM/Q=900mmであり、せん断スパン比 (M/QD) はそれぞれ2.5、1.5である。各試験体のコンクリート打ち継ぎ部の仕様は表-3に示すとおりであるが、実験に使用した仕

切材は合計6種類である。これらの打ち継ぎ部仕様のうち、施工実験に用いた仕切材 (図-2参照) 以外の形状を図-4に示す。なお、本実験では、B-1Lで梁がプレキャスト部材である場合を想定したシアコッターを打ち継ぎ面に設けたものを、B-4Lでエアクッション (#60) で表面に凹凸を付けたPC板を危険断面となるスタブのフェースから200mm離して設置したものを同様に実験することとした。

試験体は実大の2/3スケールとし、梁断面を幅 (b) 390×せい (D) 600mmとし、スタブは幅650×長さ1000×高さ1100mmとした。配筋は全試験体とも共通で、主筋は上下ともD22(SD490)を4本×2段に、せん断補強筋は4-D10(SD390)を100mm間隔に、それぞれ配筋した。コンクリートはスタブおよび打ち継ぎ部までの区間に呼び強度60、梁部に呼び強度42のものを打設した。これらの使用材料の強度試験結果を表-4および表-5に示す。

加力装置を図-5に、加力サイクルを表-6に示す。加力は、中央のスタブを6MN構造物試験機にて2.8MNの圧縮力で固定し、両側の梁先端に設置した油圧ジャッキにて正負交番繰り返し載荷する形式とした。加力サイクルは、変位制御にて梁部材角 (Rb)

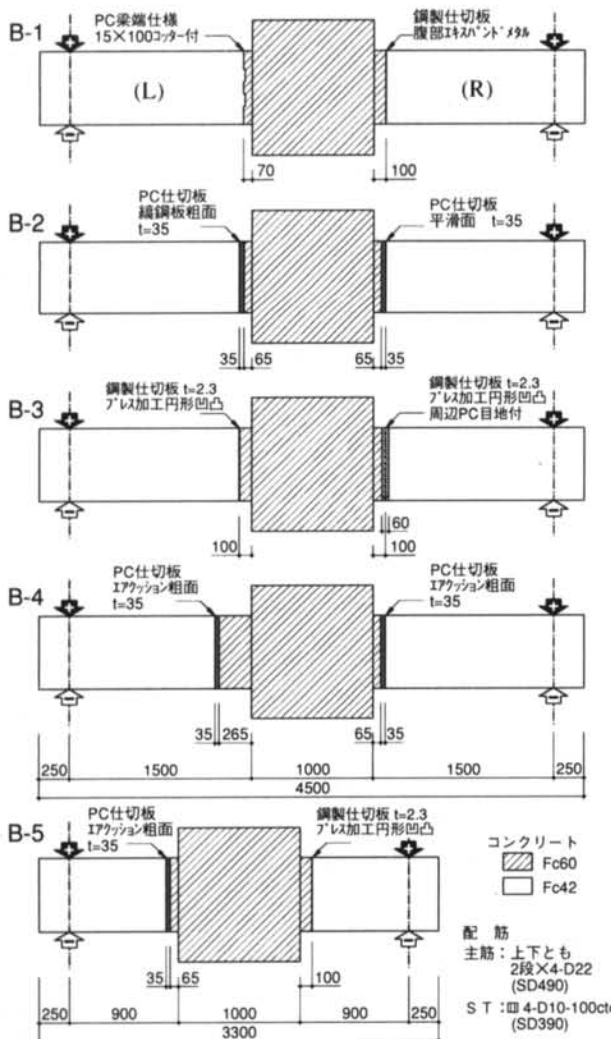


図-3 試験体形状

試験体	せん断スパン(mm)	打ち継ぎ仕様および表面状態	打ち継ぎ位置*(mm)
B-1	L	15×100mmシアコッター	70
		腹部エキスパンドメタル	100
B-2	R	プレキャスト板(t=35)	縞鋼板
			表面平滑
B-3	L (M/QD=2.5)	全面普通鋼板(t=2.3)	プレス加工円形凹凸
			外周PC目地付普通鋼板(t=2.3)
B-4	R	プレキャスト板(t=35)	エアクッション(#60)
			265
B-5	L (M/QD=1.5)	全面普通鋼板(t=2.3)	100
			100

*梁端フェースからの距離

表-3 試験体一覧

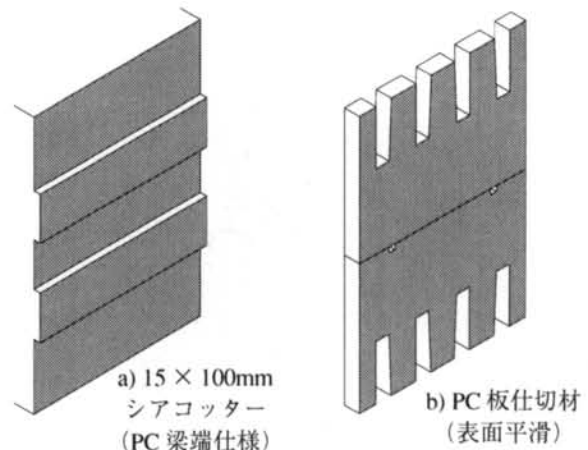


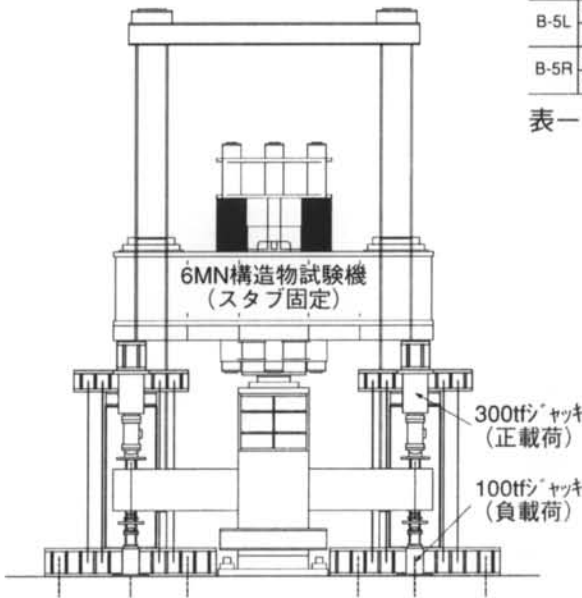
図-4 打ち継ぎ仕様 (図-2 記載以外)

種類		降伏点 (N/mm ²)	降伏ひずみ (×10 ⁻⁴)	ヤング係数 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
主筋	D22(SD490)	530	2740	1.93×10 ⁴	715
スタップ	D10(SD390)	481	2500	1.92×10 ⁴	715

表一 鉄筋材料試験結果

種類	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比	割裂強度 (N/mm ²)
Fc60	78.7	4.12×10 ⁴	0.244	4.42
Fc42	56.3	3.64×10 ⁴	0.226	3.69
PC仕切板	90.5	—	—	—

表二 コンクリート強度試験結果



図一 加力装置

サイクル	1	2	3	4	5	
制御変位	±0.125%	±0.25%	±0.5%	±0.5%	±0.75%	
サイクル	6	7	8	9	10	11
制御変位	±1.0%	±1.0%	±1.5%	±2.0%	±2.0%	+5.0%

表三 加力サイクル

0.125～2%までの繰り返しを行った後、正側でRb = 5%まで変形させるものとした。なお、計測項目は、荷重、加力点鉛直変位、打ち継ぎ部の鉛直方向ずれ、ならびに、主筋およびせん断補強筋のひずみである。

3.2 実験結果

3.2.1 破壊経過および破壊性状

実験結果一覧を表一七、各試験体の梁せん断力(Qb) - 梁部材角(Rb)関係を図一六に示す。部材降伏までの荷重に伴う破壊の経過は、せん断スパン比や打ち継ぎ仕様の違いによらず大略同様で、Rb = 0.05%で曲げひび割れ発生、Rb = 0.67%で引張側1段目主筋が降伏、Rb = 0.83%で引張側2段目主筋が降伏するという経過を辿った。

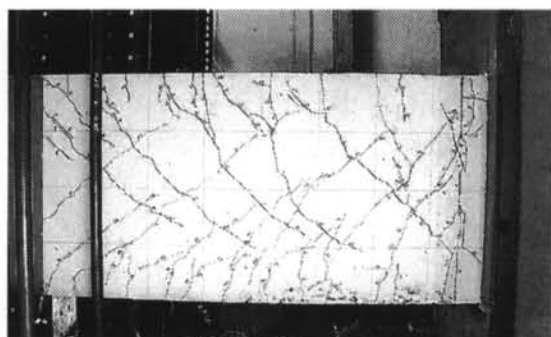
試験体		曲げひび割れ時		初降伏時		2段筋降伏時		最大耐力時		Rb=5%時 梁せん断力 (kN)
		梁せん断力 (kN)	梁部材角 (%)	梁せん断力 (kN)	梁部材角 (%)	梁せん断力 (kN)	梁部材角 (%)	梁せん断力 (kN)	梁部材角 (%)	
B-1L	正	103.0	0.059	509.6	0.759	536.3	0.878	617.8	4.681	603.1
	負	-98.1	-0.045	-515.4	-0.706	-536.4	-0.804	-552.5	-2.004	
B-1R	正	103.0	0.057	480.3	0.690	543.1	0.865	583.5	4.339	578.6
	負	-95.1	-0.048	-469.3	-0.643	-530.4	-0.814	-542.9	-2.043	
B-2L	正	85.3	0.043	478.0	0.675	538.6	0.809	639.9	5.042	621.7
	負	-70.6	-0.025	-479.7	-0.663	-529.5	-0.799	-550.2	-2.005	
B-2R	正	85.3	0.038	464.3	0.633	535.6	0.795	592.6	4.795	580.6
	負	-77.5	-0.027	-496.2	-0.714	-523.8	-0.817	-555.4	-2.003	
B-3L	正	104.0	0.067	465.2	0.675	528.8	0.846	611.2	4.994	601.1
	負	-96.1	-0.044	-480.0	-0.665	-526.6	-0.790	-558.0	-1.999	
B-3R	正	103.0	0.062	468.2	0.673	543.4	0.850	581.2	4.989	570.7
	負	-103.0	-0.045	-497.6	-0.674	-551.4	-0.801	-560.0	-1.939	
B-4L	正	88.3	0.043	492.6	0.680	547.3	0.813	643.5	4.961	623.7
	負	-106.9	-0.042	-495.7	-0.652	-537.7	-0.733	-557.7	-1.995	
B-4R	正	79.4	0.035	512.8	0.737	556.4	0.881	656.4	4.930	631.5
	負	-109.8	-0.050	-488.7	-0.669	-527.5	-0.754	-557.7	-1.998	
B-5L	正	213.8	0.064	851.6	0.664	909.3	0.757	937.7	0.997	874.8
	負	-250.1	-0.059	-812.5	-0.596	-906.9	-0.729	-927.6	-0.760	
B-5R	正	211.8	0.067	804.9	0.624	893.7	0.769	917.5	1.012	832.6
	負	-234.4	-0.058	-784.0	-0.593	-903.2	-0.773	-903.2	-0.773	

表四 実験結果一覧

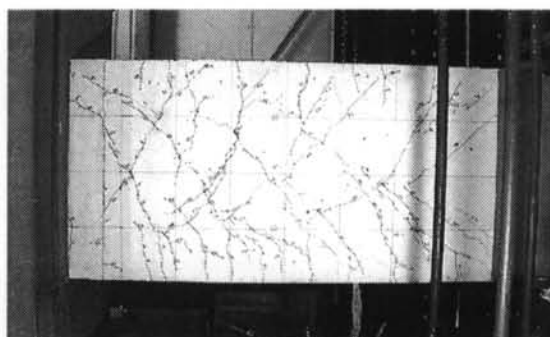
部材降伏以後の荷重では、M/QD = 2.5としたB-1～B-4ではRb = 2%まで2段筋降伏時の耐力を維持した後Rb = 5%までの荷重で耐力が微増する傾向にあり、その程度は打ち継ぎ仕様によって若干の違いがあった。しかし、これらの試験体はすべて、Rb = 5%という大変形に至るまで耐力低下せず、Rb = 2%までの繰り返し荷重における履歴ループも安定しており、いずれの打ち継ぎ仕様でもこのせん断スパン比においては十分実用に堪える性能を有しているといえる。

一方、M/QD = 1.5としたB-5では、エアクッションで表面に凹凸を付けたPC板仕切材を用いたB-5LがRb = 2%まで2段筋降伏時耐力を維持し、その後徐々に耐力低下しているのに対し、全面鋼板仕切材を用いたB-5RではRb = 2%までの範囲で耐力低下がみられ、その後はその耐力を維持するという推移を示した。2段筋降伏時耐力を下回るまで耐力低下する時点の部材角はB-5LでRb = 3%、B-5RでRb = 1.5%であった。通常、超高層RC構造物の設計限界変形が層間変形角で約1%前後であることから、B-5の両者とも実用上十分な性能を有しているといえる。また、せん断スパン比が小さい分、より高いせん断力が作用するため、履歴ループはB-1～B-4に比べてややスリップ傾向が強い。なお、B-5LではRb = 1.5%のサイクルで、B-5RではRb = 2%のサイクルでせん断補強筋が降伏していた。

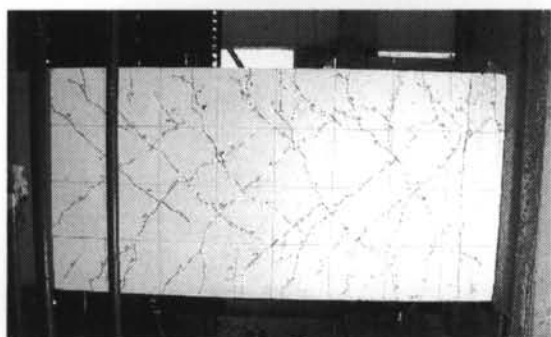
各試験体のRb = 1%時のひび割れ状況を写真一1、最終破壊状況を写真二に示す。Rb = 5%における最終破壊状況では各試験体とも打ち継ぎ部でのずれおよび目開きが観察できるが、エアクッションで表面に凹凸を付けたPC板仕切材を用いたB-4LおよびB-4Rはその傾向が少ない。また、いずれの試験体とも、部材が降伏した直後のRb = 1%時では著し



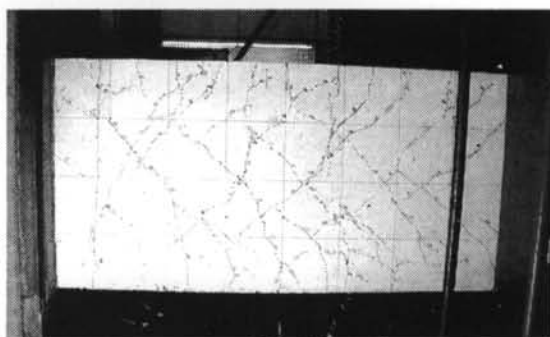
a) B-1L



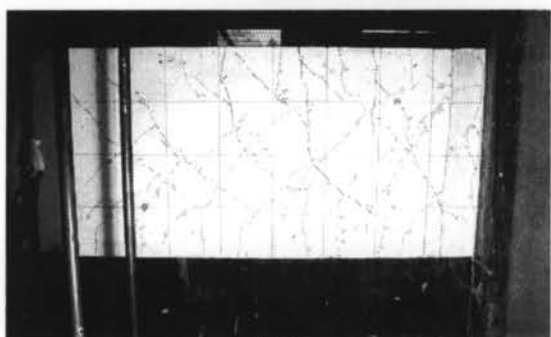
b) B-1R



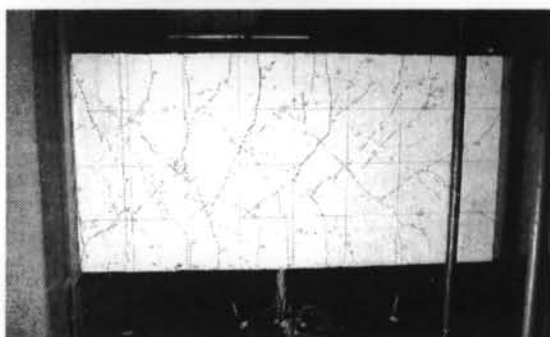
c) B-2L



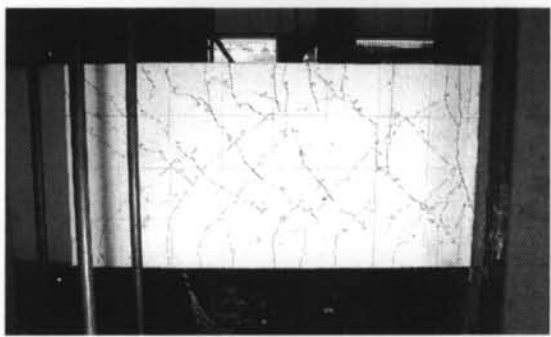
d) B-2R



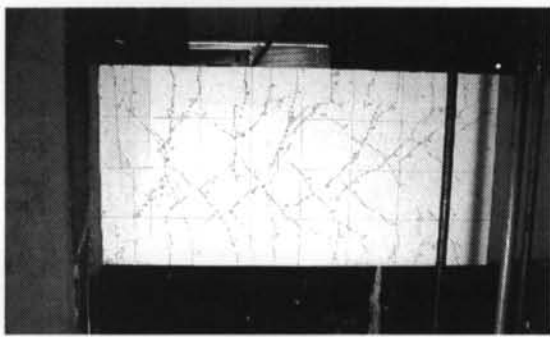
e) B-3L



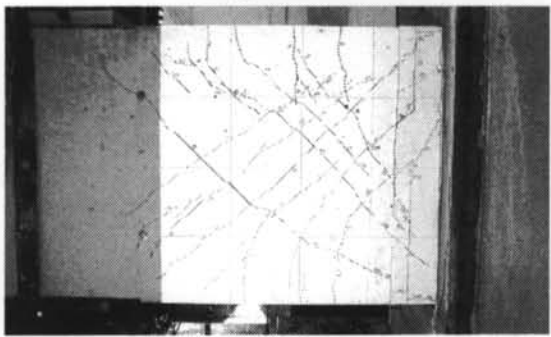
f) B-3R



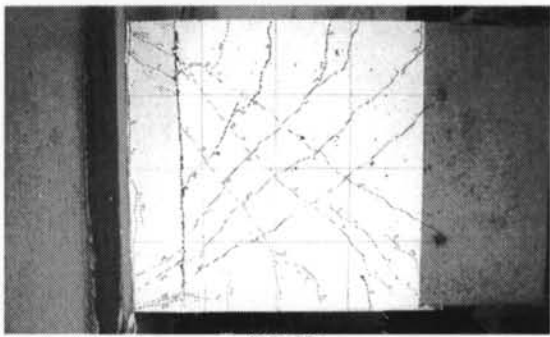
g) B-4L



h) B-4R

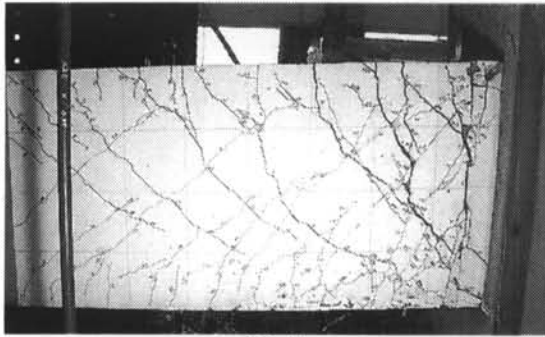


i) B-5L

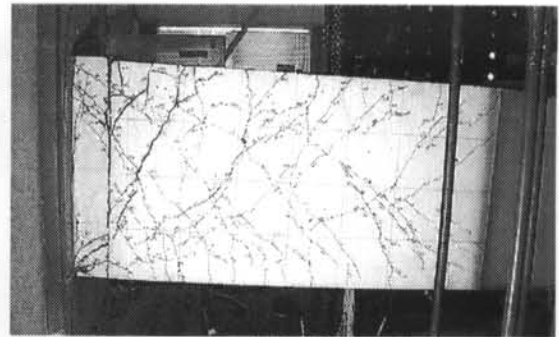


j) B-5R

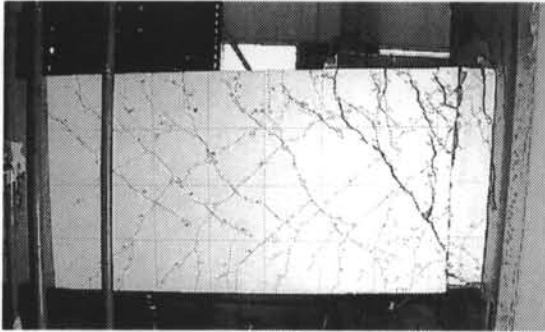
写真-1 Rb = 1% 時のひび割れ状況



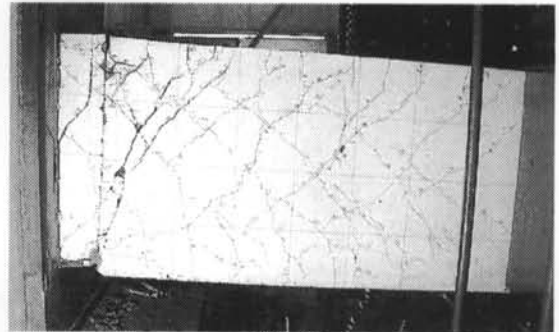
a) B-1L



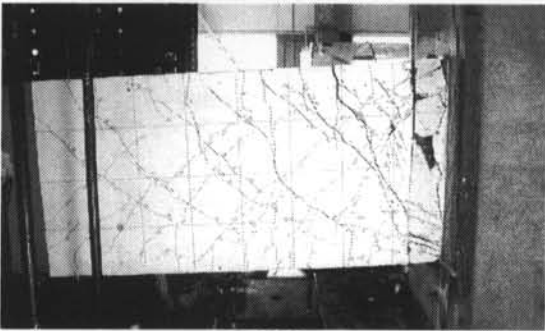
b) B-1R



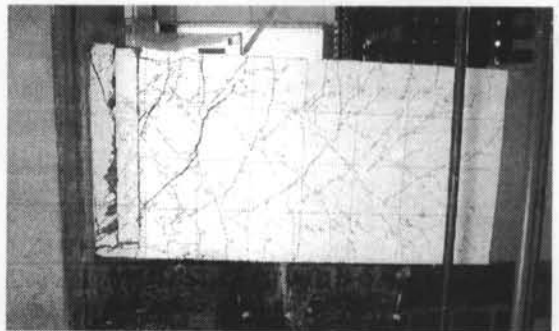
c) B-2L



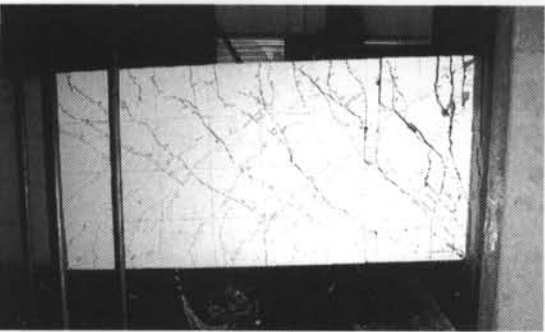
d) B-2R



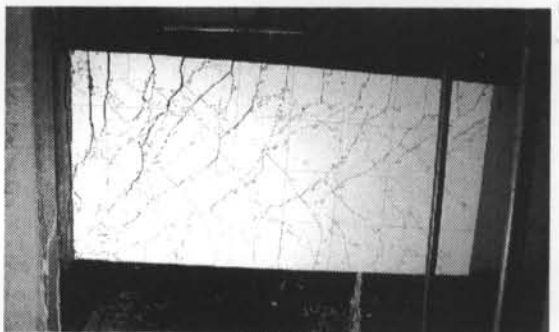
e) B-3L



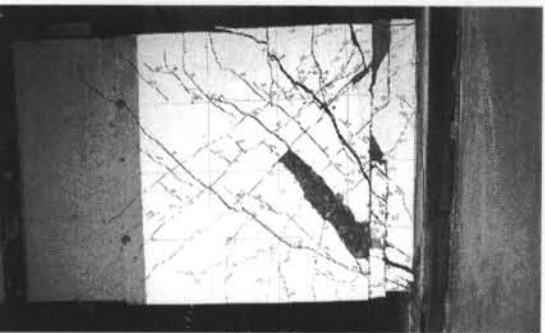
f) B-3R



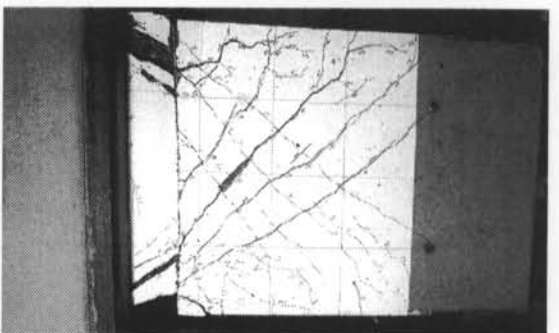
g) B-4L



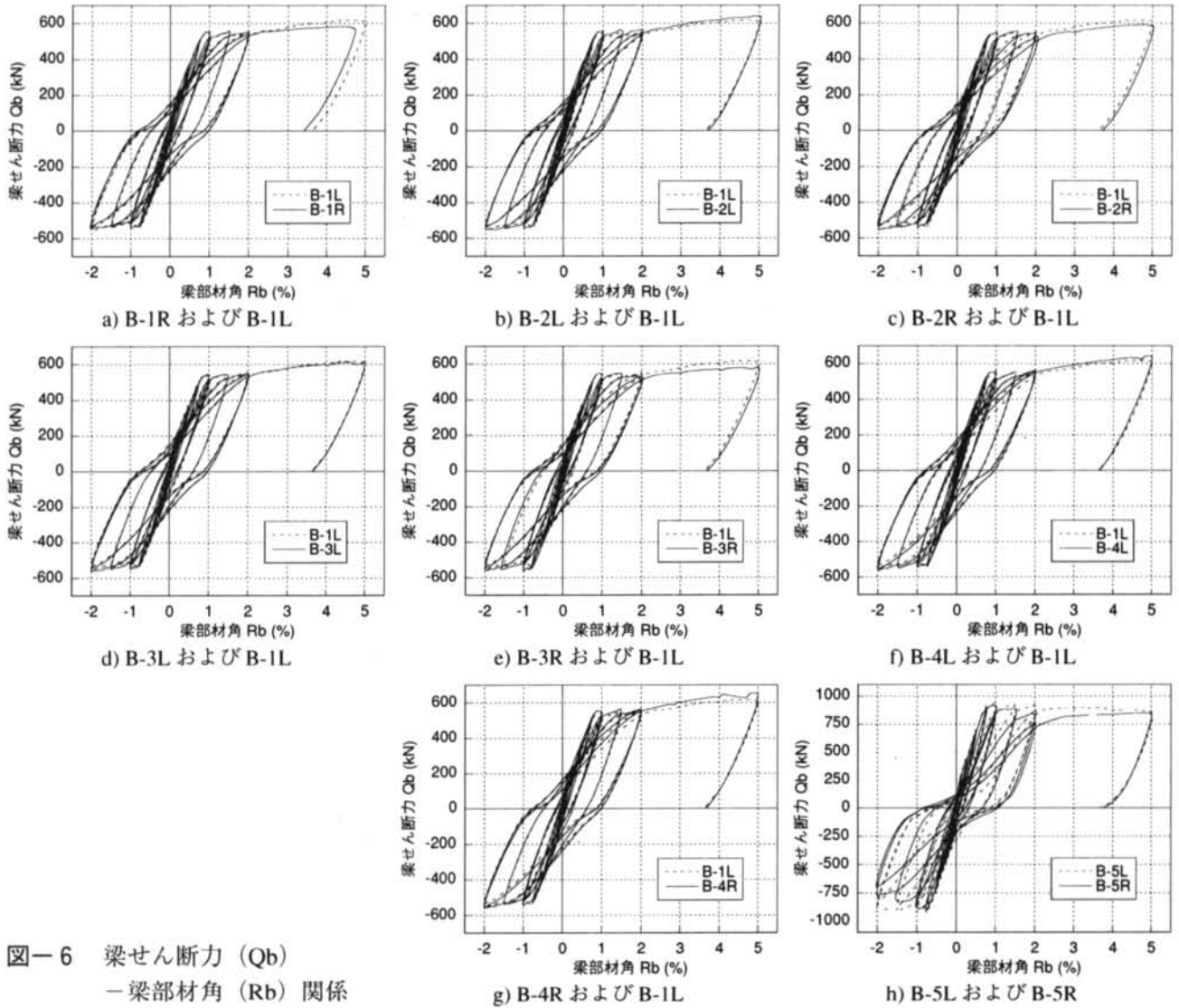
h) B-4R



i) B-5L



j) B-5R



図一六 梁せん断力 (Qb)
-梁部材角 (Rb) 関係

く損傷しているものではなく、打ち継ぎ部も健全であることが観察できた。

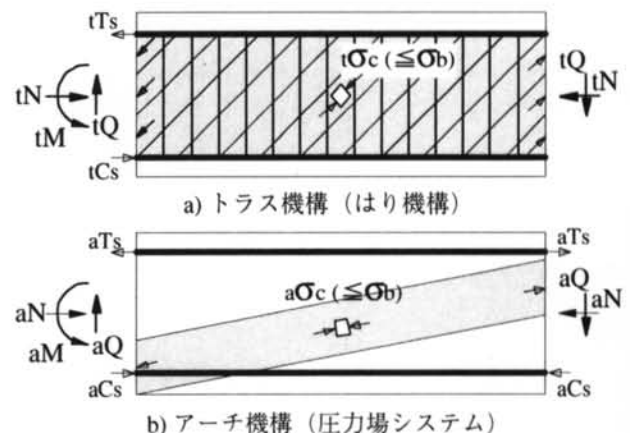
3.2.2 耐力

各種耐力計算値の一覧を表一八に示す。計算上は、いずれのせん断スパン比においても、せん断耐力が曲げ耐力を概ね上回っており、曲げ降伏が先行する計画である。曲げ耐力の実験値と計算値を比較すると、各試験体の2段筋降伏時耐力は、略算式による曲げ耐力を上回っており、ファイバーモデルによる曲げ耐力値とはほぼ同等である。また、実験の最大耐力はいずれの計算値をも上回っており、主筋のひずみ硬化の影響がその原因と考えられる。なお、降伏ヒンジ部の塑性回転を考慮したA法韌性式¹⁾による耐力では、 $M/QD = 2.5$ の場合、 $R_b \approx 5\%$ に対応する塑性回転角 (R_p) 4.2% までの全域でせん断耐力はファイバーモデルによる曲げ耐力を上回るが、 $M/QD = 1.5$ では $R_p = 1.4\%$ ($R_b \approx 2.2\%$) を超えるとせん断耐力が曲げ耐力を下回る。翻ると、 $R_b < 2\%$ で耐力低下したB-5Rは打ち継ぎ部のずれが耐力低下に影

試験体	曲げ耐力			せん断耐力			称原式 ²⁾
	略算式	ファイバー ¹⁾	荒川 mean式	終局強度型設計指針A法			
				非靱性	$R_p=1.4\%$	$R_p=4.2\%$	
B-1~B-4	509	532	646	1392	873	662	522
B-5	848	886	865	1436	880	662	857

単位: kN ¹⁾ 鉄筋は完全弾塑性、コンクリートはバラクラフ直線降伏とした断面解析値
²⁾ 算定による破壊モードはいずれも主筋の降伏による曲げ破壊

表一八 耐力計算値一覧



図一七 本実験に対する称原式の応力伝達機構

響しているものと推測できる。

また、表中にある称原式²⁾は、A法と同様にトラス機構とアーチ機構の累加で伝達せん断力を算定するものであるが、軸方向の力の釣り合いも考慮することで曲げ破壊、せん断破壊の違いによらず終局耐力を算定するものである。同式を本実験に適用した場合の応力伝達機構を図-7に示す。この式による耐力計算値は実験値をわずかに下回る傾向にあるが、図-7のモデルによりコンクリート要素で伝達するせん断力と軸方向力を仮定することができる。終局耐力時のコンクリート要素の伝達せん断力と軸方向力の比は $M/QD = 2.5$ で0.288、 $M/QD = 1.5$ では0.473で、これは終局耐力時に打ち継ぎ部に必要な見かけの摩擦係数としてみる事ができる。

3.2.3 打ち継ぎ部のずれの推移

打ち継ぎ部を挟んで計測したずれ (Slip) の梁せん断力 (Q_b) との関係の一例を図-8に示す。いずれの試験体でも、この関係は図-8と同様にスリップ性状の強いループ形状を示すが、ずれの大きさはせん断スパン比および打ち継ぎ部仕様の影響を顕著に受ける傾向が認められた。これについて、ずれは載荷時の全体的な変形量の大小に依存すると思われるため、載荷時の梁変形量の増分 (dD) に占めるずれの増分 (dS) の比率 (dS/dD) を求め、その比率の梁

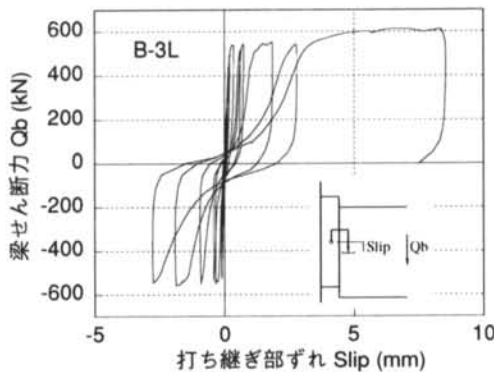


図-8 梁せん断力-打ち継ぎ部ずれ関係の例

部材角 (R_b) の増加に対する推移を、データの信頼性が高い $R_b \leq 3\%$ までについて示したものが図-9である。この図より、ずれ成分比は2段筋降伏時である $R_b \approx 0.83\%$ 以後に比例的に増大すること、および、せん断スパン比の小さいB-5のずれ成分比が大きいたることがわかる。また、打ち継ぎ仕様の違いに注目して、各仕様のずれ成分比をPC梁端仕様のシアコッターを設けたB-1Lと比較すると、エキスパンドメタル仕切材 (B-1R)、編鋼板で表面に凹凸を付けたPC板仕切材 (B-2L)、全面鋼板仕切材 (B-3L) の3体がほぼ同様で、これに対して、表面が平滑なPC板仕切材 (B-2R)、周辺にPC目地を廻した鋼板仕切材 (B-3R) の2体はずれが大きいた。また、エアクッションで表面に凹凸を付けたPC板仕切材 (B-4LおよびB-4R) はずれが著しく小さいことが認められる。

3.3 打ち継ぎ部ずれとその影響に関する考察

3.3.1 打ち継ぎ部ずれと耐力低下の関係

せん断スパン比が小さいB-5では、B-5LおよびB-5Rの両者とも、部材降伏後に耐力低下が認められた。前述したように、耐力が2段筋降伏時耐力以下に低下した時の梁部材角は、B-5Lが $R_b = 3\%$ 、B-5Rで $R_b = 1.5\%$ であり、図-9でこの時点の打ち継ぎ部ずれ成分比をみると、いずれも $dS/dD \approx 0.2$ であり、ずれ成分比が全体変形の20%を超えると耐力低下が起これるものと推定できる。

3.3.2 打ち継ぎ部ずれ成分比の同定

図-9から、打ち継ぎ部ずれ成分比は部材降伏後の部材角の増加に比例すると推定されたため、各試験体の塑性回転角 ($R_p = R_b - R_y$) を横軸にとって、せん断スパン比毎に整理したものを図-10に示す。

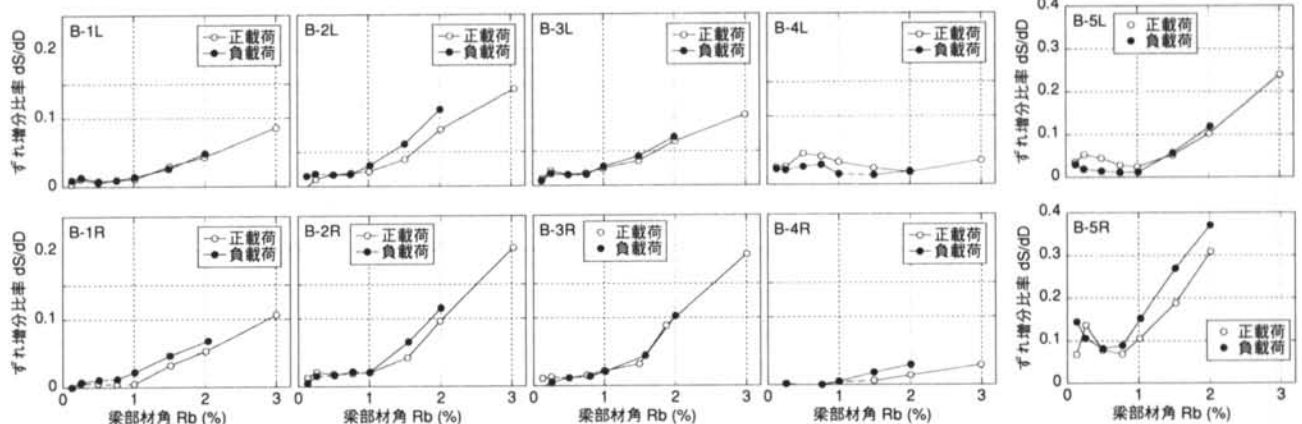
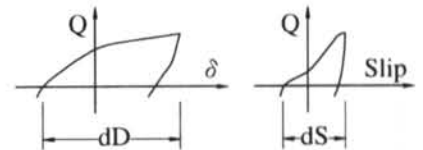
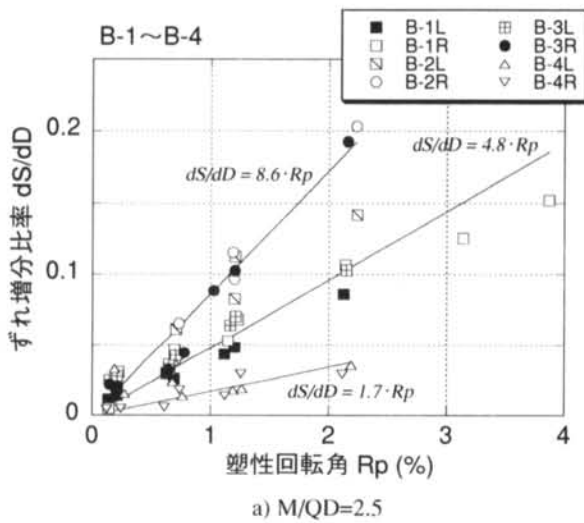


図-9 ずれ増分比率 (dS/dD) の推移

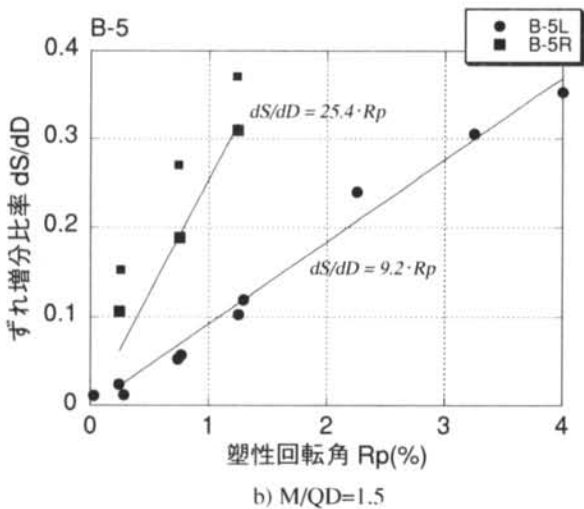
これらは、3.2.3で分類した3つのグループに大別でき、それぞれに比例関係が認められたため各グループ毎に原点を通る直線で回帰した。図-10より、多少のばらつきはあるものの、比較的よく対応している。また、せん断スパン比の小さいB-5の結果を、同じ打ち継ぎ仕様のB-3LおよびB-4Rと比較してみると、異なる打ち継ぎ仕様の両者ともせん断スパン比の変動によって、比例係数がほぼ5倍と等しく増加している。また、3.2.2で述べたように、称原式のマクロモデルから推定すると、それぞれのせん断スパンに対応する見かけの必要摩擦係数(μ)は、 $M/QD = 2.5$ で0.288、 $M/QD = 1.5$ では0.473であり、これを用いて各グループのずれ成分比を表現すると下式となる。

$$dS/dD = (\lambda \cdot \mu^{3.4}) \cdot Rp \quad \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 λ ：打ち継ぎ仕様によって決まるずれ抵抗



a) $M/QD=2.5$



b) $M/QD=1.5$

図-10 塑性回転角とずれ増分比率の関係

(1)式における、打ち継ぎ仕様によって決まるずれ抵抗(λ)は、分類した3つグループに対応するものであり、本実験によれば、表面が平滑なPC板仕切材(B-2R)と周辺にPC目地を廻した鋼板仕切材(B-3R)で $\lambda = 1.2 \times 10^2$ 、PC梁端仕様のシアコッター(B-1L)、エキスパンドメタル仕切材(B-1R)、縞鋼板で表面に凹凸を付けたPC板仕切材(B-2L)および全面鋼板仕切材(B-3L)で $\lambda = 3.3 \times 10^2$ 、エアクッションで表面に凹凸を付けたPC板仕切材(B-4LおよびB-4R)で $\lambda = 5.9 \times 10^2$ と算定できる。

これより、各打ち継ぎ仕様に対応するずれ抵抗と部材の終局耐力時に打ち継ぎ部に必要な見かけの摩擦係数をもとに、部材の塑性回転角に対するずれ成分比率を算定でき、ずれに起因する耐力低下の有無を推定することができる。

3.4 まとめ

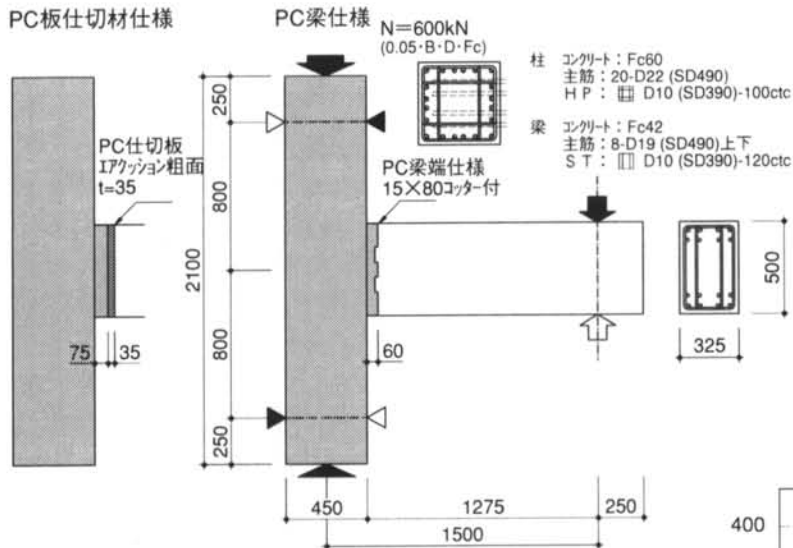
本実験の結果およびその考察を通じて得られた知見をまとめると以下ようになる。

- (a) $M/QD = 2.5$ の梁部材においては、本実験で用いたいずれの打ち継ぎ仕様でも十分安定した挙動を示すことが認められた。
- (b) $M/QD = 1.5$ とせん断スパンが短い場合では、部材降伏以後に耐力低下する傾向が認められたが、耐力低下が急激なものでないことや、変形性能が靱性に富むものであることから、設計上問題となるレベルではないものと判断できる。
- (c) 打ち継ぎ仕様のうち、表面が平滑なPC板仕切材と周囲にPC目地を設けた鋼板仕切材でやや打ち継ぎ部ずれが大きかったが、それ以外ではPC梁端仕様のシアコッターの場合と同等以上のずれ抵抗があり、特にエアクッションで表面に凹凸を付けたPC板仕切材のずれ抵抗はきわめて良好であった。
- (d) 実験によるずれを評価し、(1)式のように定量化することで、部材に生じる塑性回転角から打ち継ぎ部ずれを推定することを可能とした。

§ 4. ト形の柱梁架構での構造性能の比較実験

4.1 実験概要

梁実験に引き続き、表面にエアクッションで凹凸を付けたPC板仕切材を梁端に設けた場合について、ト型の外柱-梁接合部架構における構造性能を、PC梁仕様とした場合と比較するための実験を行った。試験体形状および加力概要を図-11に示す。試験体はいずれも梁の曲げ破壊型として計画したもので、その寸度は1/2スケールで、柱を450×450mmの断



図一 11 試験体形状および加力概要

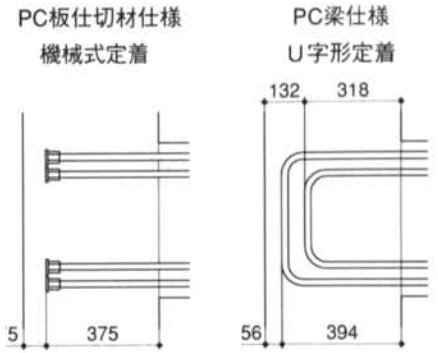
面で支点間高さ 1600mm、梁を 325 × 500mm の断面でクリアスパン 1275mm とした。打設したコンクリートの強度は、柱および柱梁接合部が $\sigma B = 81.8\text{N/mm}^2$ 、梁が $\sigma B = 60.1\text{N/mm}^2$ である。配筋概要は図一 11 に記載のとおりであるが、本実験では打ち継ぎ仕様のほかに梁主筋の接合部内定着方法を変化させた。その状況は図一 12 に示すとおりで、PC 梁仕様では U 字形定着、PC 仕切材仕様では主筋端部に機械式定着具を設けた直線定着とした。

加力は梁先端に荷重を与える形式として、変位漸増正負交番繰り返し载荷を行った。なお、柱には 600kN の一定軸力を与えたが、これは柱軸力の 4% 程度できわめて低レベルなものである。

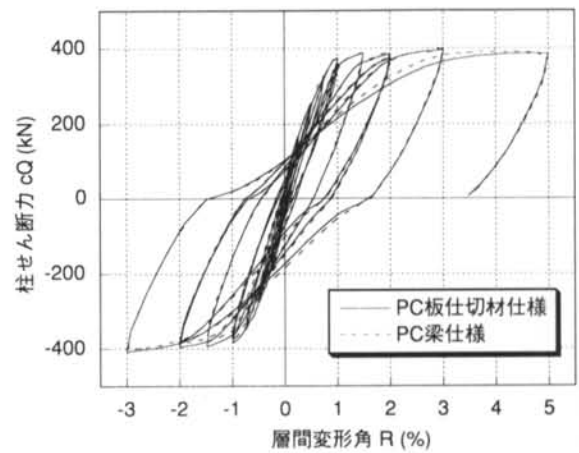
4.2 実験結果

実験した両試験体の柱せん断力 (Q_c) - 層間変形角 (R) 関係を図一 13 に示す。 $R = 5\%$ に向かう最終サイクルで若干の差がみられるが、両試験体の耐力および履歴性状は同等であるといえる。また、梁降伏として求めたファイバーモデルによる曲げ耐力値は $Q_c = 369\text{kN}$ であり、両試験体ともこの耐力を上回っており、2 段筋降伏時 ($R \approx 0.9\%$) の耐力がほぼこれに相当する。最大耐力はいずれも $R = 3\%$ 時に測定されたが、 $R = 5\%$ までの加力において耐力低下はなく安定した挙動を示すことが認められる。

これより、PC 板仕切材でコンクリートを打ち分け、機械式定着具を用いて梁主筋を定着した外柱-



図一 12 接合部内梁主筋定着方法



図一 13 柱せん断力-層間変形角関係

梁接合部架構においても、PC 梁仕様と同様に安定した挙動を示すことが確認できた。

§ 5. おわりに

本報告で述べた一連の実験によって、高強度コンクリートの打ち分けに用いる各種仕切材の施工性能および構造性能を概ね把握することができた。特に構造的には、いずれの打ち継ぎ仕様でも、実用上十分な性能が得られるものと判断できる結果であった。ただし、長期にわたる耐久性や美観などの観点から、許容できる仕切材の変形程度やモルタル分の漏出の限度、あるいは仕切板の重量による施工性の問題については、各施工条件に応じて検討する必要がある、さらなる改善の余地がある。

<参考文献>

- 1) 日本建築学会：“鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説”，1990
- 2) 称原良一，加藤勉：“鉄筋コンクリート連層耐震壁の終局耐力”，日本建築学会論文報告集第 343 号，pp.24-31，1984.9

