

免震改修工事の柱軸力受替え工法に関する実験的研究

Experimental Study on the Bypass Method of Axial Column Force in Base Isolation Retrofitting Work

江頭 寛 HIROSHI EGASHIRA

鈴木 亨 TORU SUZUKI

小坂 英之 HIDEYUKI KOSAKA

山中 久幸 HISAYUKI YAMANAKA

建築技術部 大塚 繁 SHIGERU OTSUKA

最大 16,000kN の高軸力柱を有する地上 10 階建て建物の免震改修工事が行われた。柱切断時の軸力受替え工事においては高い安全性が求められ、既存柱の柱頭部に打設した被覆コンクリート部を 2 方向の PC 鋼棒で圧着し、上部構造の補強と油圧ジャッキの反力部としての利用を図る柱軸力受替え工法が採用された。本工法の安全性を検証するために実施した構造実験の結果、反力部は設計荷重の約 2 倍まで無損傷を保ち、本工法の有効性を確認した。

キーワード：免震改修，柱，軸力，圧着，PC 鋼棒

Base isolation retrofitting work was undertaken on a 10-story building with a high axial force of 16,000kN in its columns. It was necessary to ensure a high degree of safety for the period that the columns were cut for substitution of the axial force. The clad concrete used for the reinforcement of the upper structure was cast at the capital of the columns and press-jointed with orthogonal PC tendons. These were used concurrently as the reaction blocks for hydraulic jacking. As a result of performance experiments to prove the effectiveness of this approach, it was confirmed that reaction blocks are capable of supporting approximately twice their design load.

Key Words: Base Isolation Retrofit, Column, Axial Force, Press Joint, Tendon

1. はじめに

本工事は、既存建物の 1 階部分の柱を切断し、免震部材を設置する中間層免震改修工事である。建物は、鉄骨鉄筋コンクリート (SRC) 造で柱スパンが比較的大きいことから、長期軸力は最大で 16,000kN あり、これまでの免震改修工事の中でも柱軸力の大きい部類に属する。したがって、柱切断時には、柱軸力を一旦仮受けし、免震部材を設置した後再び戻すという一連の作業において高い安全性が求められた。また、将来の免震部材の交換にも配慮した工法を計画する必要がある。そこで、本工事では改修後も建物の補強部材となる梁を新設し、梁が既存柱に取り付く部分に打設された被覆コンクリート部を PC 鋼棒で圧着し、これを油圧ジャッキの反力部として利用する柱軸力受替え工法が採用された。

本報では柱軸力受替え工法の概要について述べ、油圧

ジャッキの反力部の圧着性能を検証し、本工法の有効性を確認するために行った柱上部反力部性能確認実験と隅柱基礎反力部性能確認実験の結果について報告する。

2. 柱軸力受替え工法の概要

表-1 に建物の概要を、図-1 に免震層平面図を示す。本建物は地下 1 階、地上 10 階の SRC 造の官庁施設であり、免震改修工事は 1 階部分で行う。改修工事期間中は 2 階以上の事務室で執務を継続して行えることが施工条件の一つである。本建物の特徴は、2 階床が厚さ 300mm のボイドスラブで梁がないこと、柱一本当たりの軸力が大きいこと、柱の断面形状が意匠性を考慮した特殊な多角形形状であることなどであり、これらが柱軸力受替え工法を選定するうえでの重要な検討項目となった。

柱切断時の軸力受替え工法には、仮設材を用いて支持

する方法^{1),2),3)}や、柱周りにジャッキ受け用の躯体を別途設ける方法^{4),5)}等がある。本工事では図-1、図-2に示すように、改修後の免震層上梁に当たるプレストレストコンクリート補強梁（以下 PG 梁）を新設し、その両端部に位置する既存柱周りの被覆コンクリート部分を油圧ジャッキの反力部として利用する柱軸力受替え工法が採用された。本工法では、既存柱から被覆コンクリートへの柱軸力の伝達を、プレストレスによる圧着で生じる摩擦力に期待している。この工法では、将来の免震部材の交換も可能となる。

図-3に柱種類別の軸力受替え概要図を示す。各柱の最大軸力は、外柱（A,D通り2,3,4柱，1,5 通り B,C 柱）で10,000kN，中柱（B,C通り2,3,4柱）で16,000kN，隅柱（1,5 通り A,D 柱）で8,000kN の高軸力であり、かつ既存柱の断面形状は多角形断面であることから、柱軸力受替え時においては既存柱と被覆コンクリート間の摩擦力を十分に確保する必要がある。そこで、既存柱の摩擦面にはびしょん仕上げによる目粗し処理を行い、被覆コンクリート部は、同図(1)(2)に示すように直交2方向に配置した PC 鋼棒による緊張を行い、両者の一体性を高めている。なお、PG 梁はスパン全長にわたって PC 鋼棒による緊張を行うが、柱軸力受替え時の既存柱への圧着をより確実なものとするために、既存柱周りの被覆コンクリート部の緊張を先行して行き、梁中央部の緊張は軸力受替え工事終了後に行うこととした。油圧ジャッキは容量が5,000kN のものを使用し、既存柱を挟んで対面する位置に2基ずつ配置した。このジャッキ位置直下の地下1階には、厚さ700~800mmの RC 袖壁が既設されているため、ジャッキ設置部の補強は行っていない。

隅柱の軸力受替え工事は、地下躯体の外壁面に油圧ジャッキを設置する反力部がないため、図-3(3)に示すように反力基礎を新設して行った。反力基礎部の応力伝達機構は、打継ぎ部に設けたシアキーおよびアンカー筋によりせん断力を伝達させ、引張域となる上部を PC 鋼棒で緊結させることにより曲げモーメントを伝達させるとともに打ち継ぎ面の目開きの防止を図るというものである。アンカー筋は、シアキー破壊後の急激な破壊を防止することを意図したものである。

表-1 建物概要

用途	1F：駐車場，2F以上：事務室
階数	地下1階，地上10階，塔屋2階
構造	SRC造（純ラーメン架構）
基礎	べた基礎
竣工年	昭和49年

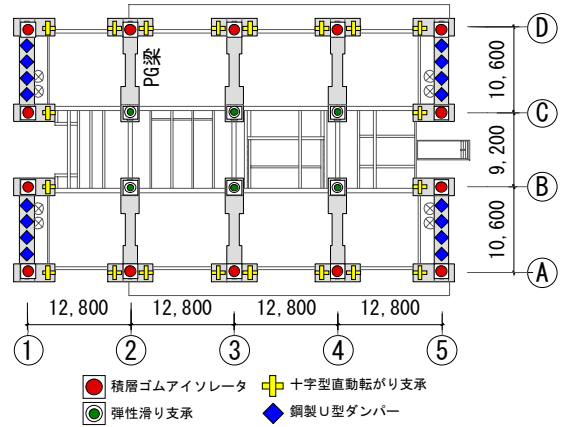


図-1 免震層平面図 (1F)

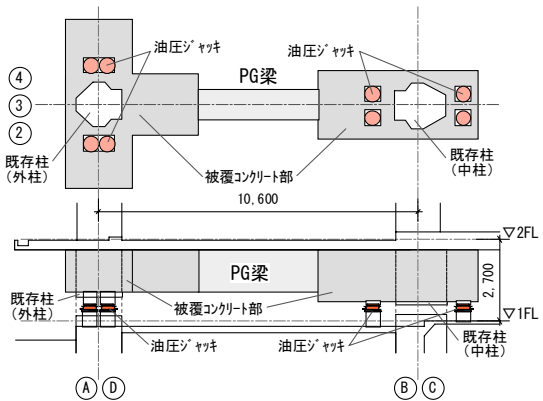


図-2 新設 PG 梁

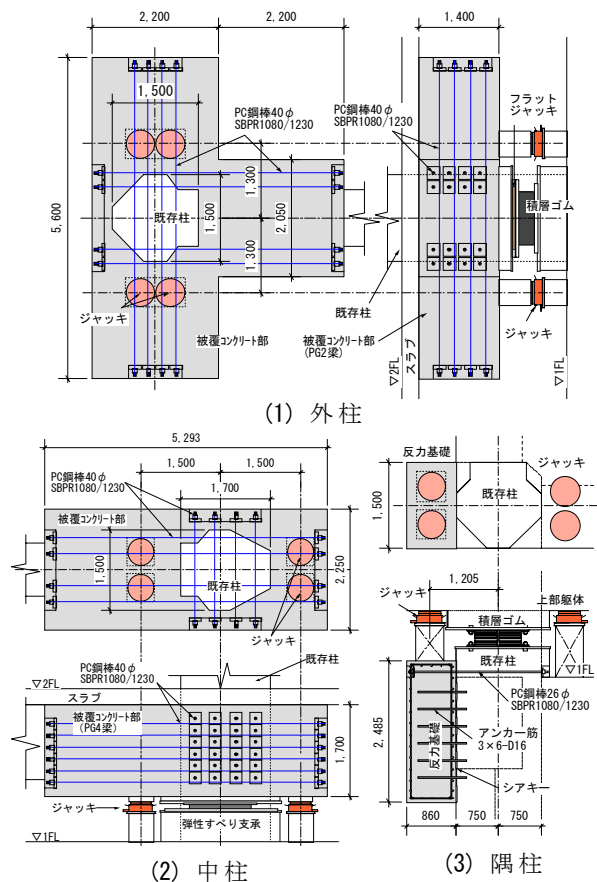


図-3 柱軸力受替え概要図

3. 柱上部反力部性能確認実験

(1) 実験計画

a) 試験体

試験体は表-2に示す 1/2 縮尺の 4 体である。表-3に実躯体と試験体の対応を示す。C2 試験体は外柱の、C3 試験体は中柱の既存柱と被覆コンクリートを対象としたものであり、形状、配筋量、プレストレス量等の諸量はいずれも実躯体に対応している。C3a 試験体は、プレストレス量の違いを検討するために、C3 試験体のプレストレス量を 1/2 とした試験体である。C3b 試験体は、既存柱形状の影響を検討するために、既存柱の断面形状を C3a 試験体の多角形断面を外接する長方形としたものである。図-4に C2, C3 および C3a の試験体図を示す。C3b 試験体は、既存柱形状が異なるのみで配筋量等は C3a 試験体と同様である。各試験体ともまず既存柱を製作し、接合面となる柱表面を電動びしゃん工具を用いて目粗し処理し、被覆コンクリート部を後打ちした。写真-1に目粗し処理の状況を示す。

被覆コンクリートの強度の発現を確認した後、2方向に配置した PC 鋼棒によりプレストレスを導入し、既存柱と被覆コンクリートとの一体化を図った。表-4に使用材料の試験結果を示す。

b) 加力および計測方法

図-5に加力方法を、写真-2に加力状況を示す。加力方法は、実施工時のジャッキに見たてた反力ブロック上に試験体を設置し、既存柱部分を鉛直荷重装置（最大荷重 24,000kN）により加力する方法である。加力ルールは、図-6に示すように柱軸力受替え時の設計荷重 N_d （C2 : $N_d=2,500\text{kN}$, C3,C3a,C3b : $N_d=4,000\text{kN}$ ）まで加力した後、 N_d の 0.5 倍の荷重まで除荷し、その後最大荷重まで再載荷する方法とした。ここで、本実験では、実験装置等の能力を考慮して N_d の 4 倍、または既存柱下部の鉛直変位が 2.5mm 程度となる荷重を載荷荷重の上限の目安とした。

計測項目は、鉛直荷重、PC 鋼棒の緊張力、既存柱と被覆コンクリート部の相対変形、試験体下部の鉛直変形および PC 鋼棒と主筋のひずみである。図-4にひずみゲージ貼付位置と PC 鋼棒のロードセルの位置を示す。



写真-1 目粗し処理（びしゃん仕上げ）

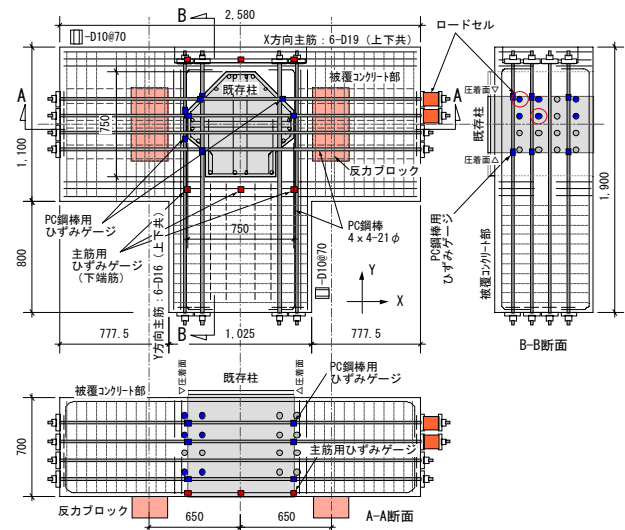
表-2 試験体一覧

試験体記号	C2	C3	C3a	C3b
対象	外柱(実仕様)	中柱(実仕様)	C3比較用	
縮尺率	1/2			
設計プレストレス力(設定値)	3,672kN	5,508kN	設計量×0.5	
既存柱形状			C3と同じ	
X方向主筋	6-D16(上下共)			
Y方向主筋	6-D19(上下共)	-		
せん断補強筋	4-D10@70			
PC鋼棒	16-21φ(XY共)	24-21φ(XY共)		

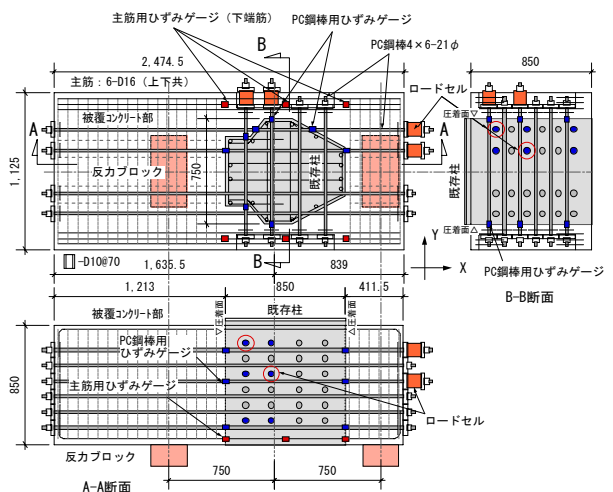
表-3 実躯体と C2,C3 試験体の対応

試験体	項目	記号	方向	単位	実躯体	試験体	比(試/実)
C2	設計荷重*	N_d	-	kN	10,000	2,500	1/4.00
	主筋の引張鉄筋比	p_t	X	%	0.27	0.26	1/1.04
	せん断補強筋比	p_w	X	%	0.36	0.37	1/0.97
	定着完了時プレストレス力	P_o	X,Y	kN/1本	1,081	270.3	1/4.00
	設計プレストレス力**	P_c	X,Y	kN/1本	919	229.7	1/4.00
C3	設計荷重*	N_d	-	kN	16,000	4,000	1/4.00
	主筋の引張鉄筋比	p_t	X	%	0.14	0.14	1/1.00
	せん断補強筋比	p_w	X	%	0.35	0.36	1/0.97
	定着完了時プレストレス力	P_o	X,Y	kN/1本	1,081	270.3	1/4.00
	設計プレストレス力**	P_c	X,Y	kN/1本	919	229.7	1/4.00

*柱軸力受替え時の荷重、**有効プレストレス力: $P_c=0.85 \times P_o$



(1) C2 試験体



(2) C3,C3a 試験体

図-4 試験体図 (C2, C3, C3a 試験体)

c) プレストレスの導入と経過

図-7に PC 鋼棒の緊張手順を示す。プレストレス力の導入は、X方向、Y方向の順序とし、長いほうの PC 鋼棒から行った。また、各方向の緊張順序は、中央部の PC 鋼棒から開始し、左回りに順次外側の PC 鋼棒を緊張することとした。

図-8に C2 試験体における各 PC 鋼棒の緊張時から加力前までのプレストレス力の推移を示す。PC 鋼棒の緊張完了後の平均プレストレス力は、X方向で260kN、Y方向で254kNであったが、その後減退し、加力前（116時間後）の平均プレストレス力はX方向で253kN、Y方向で244kNであった。プレストレス力の減退率はX方向で平均 2.6%、Y方向で平均 3.6% となり、PC 鋼棒の長さが小さいY方向の減退率の方がX方向より大きめの値となった。表-5にプレストレス力の減退率の一覧を示す。C3 試験体も C2 試験体と同様の傾向が得られている。加力実験開始前における各試験体のプレストレス力は、設計時の PC 鋼棒 1 本当たりの有効プレストレス力（目標値 229.7kN）に対してやや大きめの値となった。

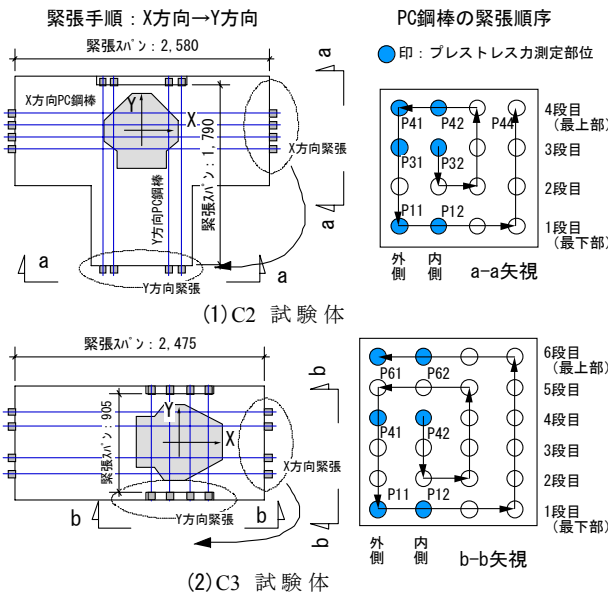


図-7 緊張手順 (C2, C3 試験体)

表-4 材料試験結果

対象	試験体	既存柱部			被覆コンクリート部		
		圧縮強度 N/mm ²	割裂強度 N/mm ²	弾性係数 N/mm ²	圧縮強度 N/mm ²	割裂強度 N/mm ²	弾性係数 N/mm ²
コンクリート	C2	37.0	3.1	28,100	43.1	3.0	22,800
	C3	38.0	2.9	28,700	43.9	3.4	23,300
	C3a	38.0	-	-	43.8	-	-
	C3b	39.0	3.1	29,200	44.2	3.6	23,700
対象	径	種別	降伏応力度 N/mm ²	降伏ひずみ μ	弾性係数 N/mm ²	使用部位	
鉄筋	D19	SD345	338	1,919	176,000	主筋 (C2:X方向)	
	D16	SD345	353	1,978	179,000	主筋 (共通)	
	D10	SD295A	358	1,985	180,000	せん断補強筋 (共通)	
PC鋼棒	21φ	C種1号	1,287	6,627	205,000	緊張材 (共通)	

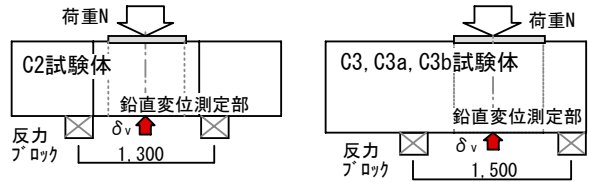


図-5 加力方法

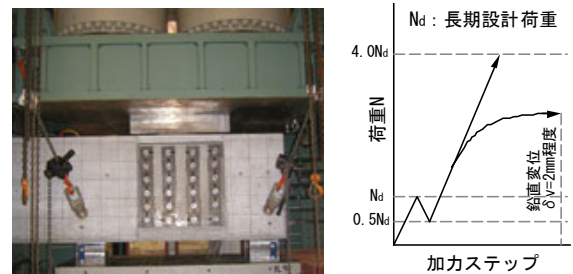


写真-2 加力状況 (C3 試験体)

図-6 加力ルール

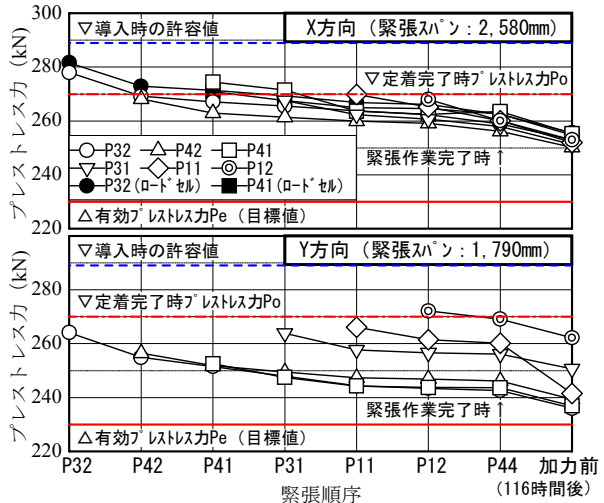


図-8 プレストレス力の推移 (C2 試験体)

表-5 プレストレス力の減退率の一覧

試験体	縮付け方向	測定位置	記号	緊張作業完了時 kN	加力前 kN	減退率 %	試験体	縮付け方向	測定位置	記号	緊張作業完了時 kN	加力前 kN	減退率 %		
C2 放置時間 116hour	EW方向 緊張スパン 2,580mm	外側	4段目 (ロードセル値)	P41	263	255	3.00	C3 放置時間 188hour	EW方向 緊張スパン 2,475mm	外側	6段目 (ロードセル値)	P61	276	271	2.03
			P41LC	262	256	2.33	P61LC				263	259	1.64		
			3段目	P31	258	251	2.52				P41	272	254	6.56	
		内側	4段目	P11	259	252	2.78			内側	1段目	P11	277	268	3.50
			4段目	P42	256	250	2.38				6段目	P62	276	262	5.00
			3段目	P32	259	253	2.36				4段目	P42	265	258	2.75
	NS方向 緊張スパン 1,790mm	外側	4段目 (ロードセル値)	P32LC	262	255	2.82		外側	6段目 (ロードセル値)	P42LC	256	249	2.50	
			1段目	P12	259	253	2.47			1段目	P12	269	252	6.51	
			1段目	P12	272	262	3.64			1段目	P12	251	237	5.51	
		内側	4段目	P42	247	239	3.04		内側	6段目 (ロードセル値)	P42LC	238	233	2.04	
			3段目	P32	243	236	3.04			1段目	P12	251	237	5.51	
			1段目	P12	272	262	3.64			1段目	P12	251	237	5.51	
		平均値		260	253	2.58			平均値		269	259	3.81		
		外側	4段目	P41	244	237	2.79			外側	6段目 (ロードセル値)	P61	263	247	5.86
		3段目	P31	254	251	1.42			外側	P61LC	265	245	4.26		
		1段目	P11	262	242	7.65			4段目	P41	260	-	-		
		4段目	P42	247	239	3.04			1段目	P11	264	250	5.42		
		3段目	P32	243	236	3.04			内側	6段目	P62	242	224	7.35	
		1段目	P12	272	262	3.64			4段目	P42	258	243	6.04		
		平均値		254	244	3.60			(ロードセル値)	P42LC	238	233	2.35		
									1段目	P12	251	237	5.51		
									平均値		254	240	5.26		

(2) 実験結果

a) 最終ひび割れ状況

写真-3に実験結果の最終ひび割れ状況を示す。C2試験体の加力時には曲げひび割れのみ確認され、せん断ひび割れの発生は見られなかった。C3,C3a,C3b試験体は曲げひび割れとせん断ひび割れがそれぞれ発生した。C3試験体に比べて、C3a,C3b試験体では曲げひび割れが多数発生しており、プレストレス量の違いによる影響が見られる。また、C3a試験体よりも最大荷重の大きなC3,C3b試験体の斜めひび割れは、C3a試験体と比較して急角度になっている。各試験体のひび割れは除荷後には閉じ、プレストレス部材特有の性状を示した。

b) 既存柱下部の鉛直変位

図-9に荷重と鉛直変位の関係を示す。鉛直変位 δ_v は既存柱下部中央と支持点間の相対変位であり、荷重 N_d は柱軸力受替え時の設計荷重である。

C2試験体では、 $2.0N_d$ 程度の荷重で曲げひび割れが生じて剛性が低下し、その後 $4.0N_d$ の最終荷重まで直線的に荷重が上昇した。この時点での下端主筋のひずみ度は降伏ひずみの58% ($0.58 \epsilon_{sy}$)であり、その後も荷重は上昇するものと判断される。C3試験体もC2試験体と同様の傾向を示し、 $4.0N_d$ の最終荷重とほぼ同時に主筋が降伏した。除荷後の残留変形は、両試験体とも0.3mm程度で微小であり、プレストレス部材特有の性状を示した。

一方、C3a,C3b試験体は、プレストレス量がC3試験体の1/2であることから、 $1.5N_d$ 程度の荷重で曲げひび割れが生じて剛性が低下し、その後2.5mm程度の最終変位まで荷重は漸増した。最終変位に至るまでに主筋は降伏し、主筋降伏時の荷重は、C3a試験体が $3.2N_d$ 、C3b試験体が $3.6N_d$ であった。また、多角形断面柱のC3a試験体の方が長方形断面柱のC3b試験体に比べて、ひび割れ以降、同一変形量での荷重が小さくなっている。これは、多角形断面柱と長方形断面柱とでは、柱圧着面の曲げ圧縮域での有効支圧幅が異なることによるものと考えられる。

c) 圧着部でのすべり変位

図-10に荷重と既存柱圧着部におけるすべり変位の関係を示す。すべり変位 δ_s は、加力芯上の既存柱と被覆コンクリート間の相対変位であり、図には柱上部と下部のすべり変位 (δ_{su} , δ_{sd})を示している。各試験体とも柱下部のすべり変位 δ_{sd} は最終荷重までほとんど生じていない。これに対して、柱上部のすべり変位 δ_{su} は、C2試験体では顕著なせん断ひび割れが生じていないことから、最終荷重まで非常に小さいが、C3,C3a,C3b試験体ではせん断ひび割れ発生後に増大している。ただし、この

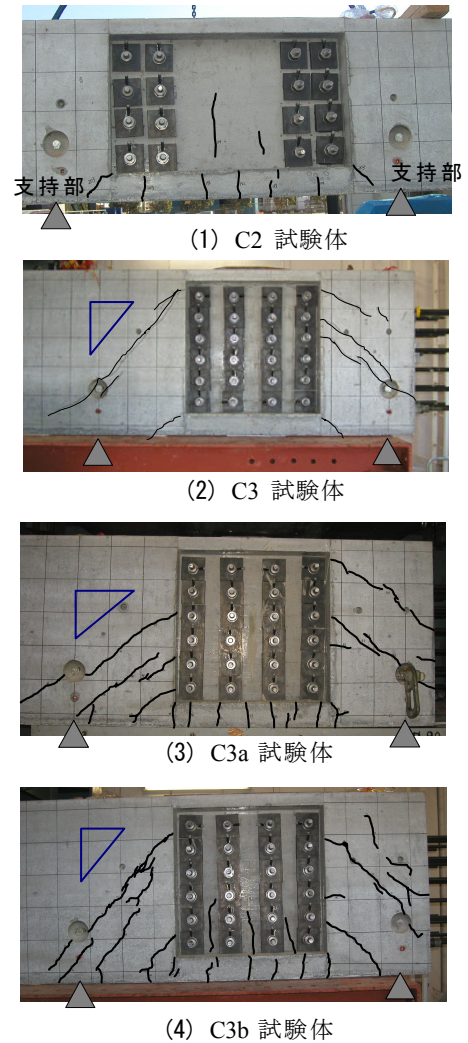


写真-3 最終ひび割れ状況

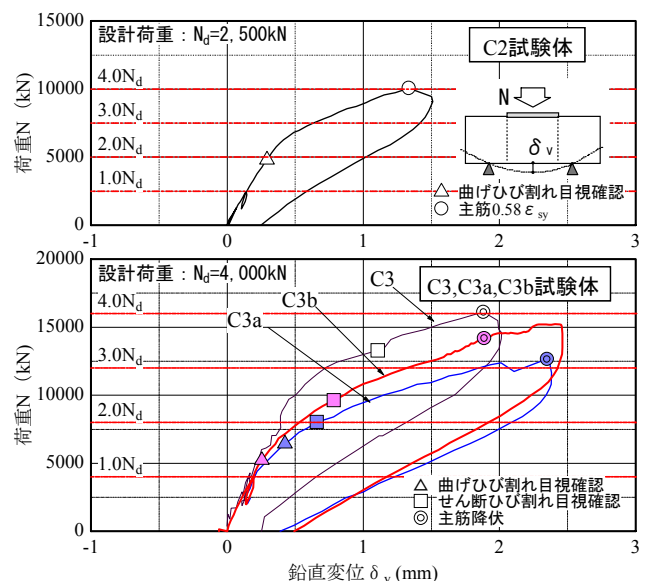


図-9 荷重-鉛直変位関係

変位は、せん断ひび割れの進展によって生じた局部的な変形であり、圧着面全体でのすべり変位とは異なるものとする。

表-6に、変位の測定結果をまとめて示す。各試験体の設計荷重時における鉛直変位およびすべり変位は0.2mm以下で非常に小さく、かつプレストレスの大小や既存柱の形状による大きな差異は見受けられない。

d) PC鋼棒のひずみ

図-11に、支持点間方向(X方向)のPC鋼棒および鉄筋のひずみ(加力開始からの増分値)分布を示す。

ひずみ増分値は、各試験体とも断面内でほぼ直線的に分布している。また、主筋降伏荷重 N_{sy} 時(C2試験体は $0.58 \epsilon_{sy}$ 時)においては、すべてのPC鋼棒に引張力が付加されている。このとき、最下段のPC鋼棒のひずみの絶対量は、降伏ひずみに対して、C2,C3試験体では $0.75 \sim 0.8$ 、C3a,C3b試験体では $0.55 \sim 0.6$ であった。

図-12に、支持点間直交方向(Y方向)のPC鋼棒のひずみと荷重の関係を示す。荷重の増加とともに上段のPC鋼棒のひずみ(▲△印)は引張方向に進展し、下段のPC鋼棒のひずみ(▼▽印)は圧縮方向に移行する傾向を示す。特に上段のPC鋼棒のひずみは、ひび割れ発生後に引張側に顕著に大きくなっている。このことより、Y方向のPC鋼棒には、ひび割れ発生後の曲げ圧縮域コンクリートのはらみ出しを拘束し、被覆コンクリート部の耐力低下を抑制する効果のあることがわかる。

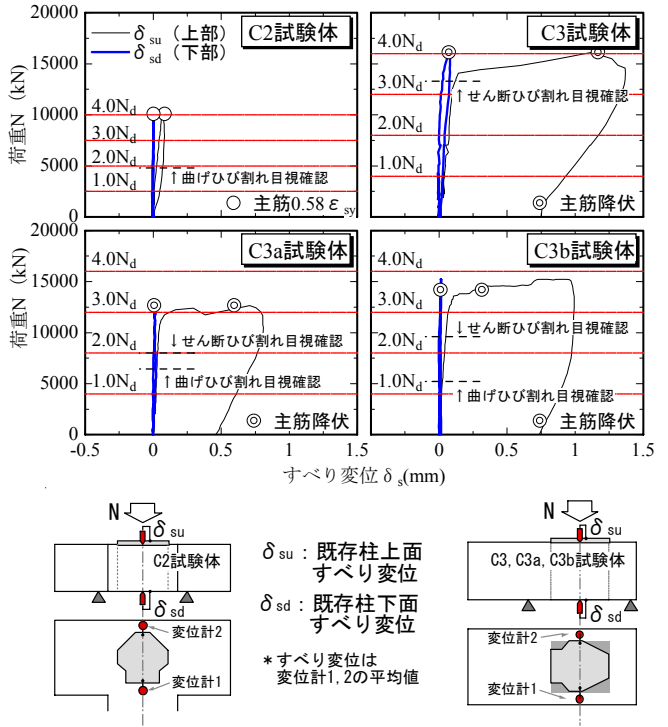


図-10 荷重-すべり変位関係

表-6 変位測定結果一覧

試験体	設計荷重 N_d 時			主筋降伏 N_{sy} 時		
	荷重 N (kN)	鉛直変位 δ_v (mm)	すべり変位 δ_{sd} (mm)	荷重 N (kN)	鉛直変位 δ_v (mm)	すべり変位 δ_{sd} (mm)
C2	2,500	0.14	0.00	10,100*	1.33	0.00
C3		0.17	0.00	16,100	1.88	0.07
C3a	4,000	0.20	0.01	12,700	2.35	0.01
C3b		0.19	0.00	14,200	1.89	0.01

*C2試験体は主筋降伏ひずみ ϵ_{sy} の58%時の荷重 N ($0.58 \epsilon_{sy}$)

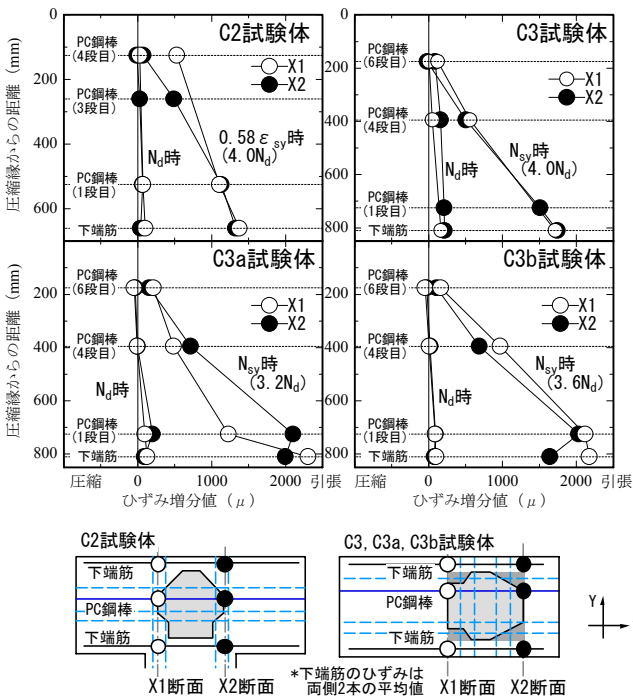


図-11 同一断面内のX方向鋼材のひずみ分布

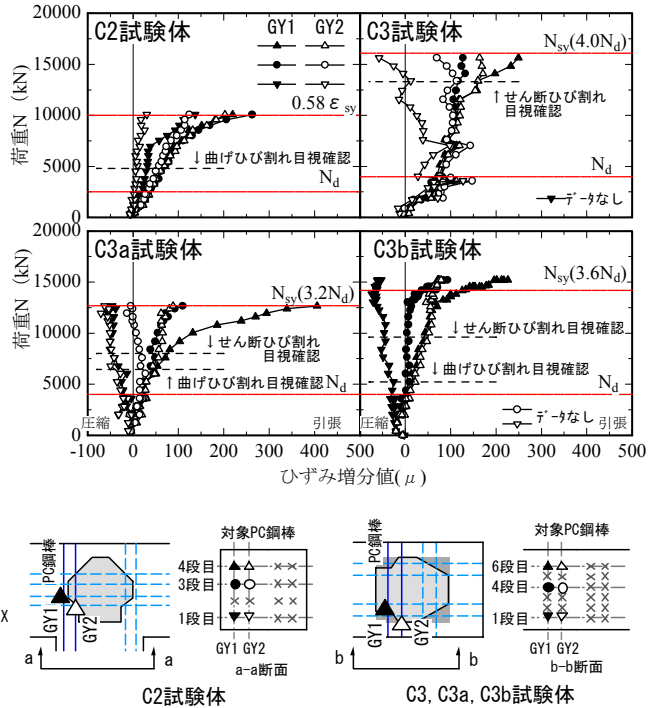


図-12 Y方向PC鋼棒のひずみと荷重の関係

(3) 各種強度の検討

表-7に各種強度の一覧を示す。同表の計算値は、表-8に示す既往の強度計算式^{6),7),8)}から求めた各試験体の部材強度を加力時の荷重に換算したものである。計算式のパラメータとなるコンクリートの圧縮・割裂強度および弾性係数は、材料試験結果による値を使用した。

図-13に各種計算強度と実験値の比較を示す。同図はC3試験体に対する計算値を実験で得られた荷重-鉛直変位関係図に示したものである。C3試験体のせん断ひび割れの目視確認値(□印)は、計算値の1.8倍となった。加力時における曲げひび割れの発生は未確認であったが、曲線の勾配が明らかに変わる荷重が10,000kN程度であることから、曲げひび割れはこの付近で発生したものと考えられる。この場合の曲げひび割れ荷重は計算値の2倍程度に相当する。主筋の曲げ降伏荷重の実験値は、計算値に対して1.4倍程度の余裕がある。圧着強度荷重の計算値は、圧着面の摩擦係数を1.0とし、式(1)~式(3)を用いて計算した。試験体の各方向における圧着応力度算定時の有効幅 W_{px} , W_{py} の設定は図-14に示す手法によった。

$$N_p = \mu(\sigma_{px} \cdot A_{cx} + \sigma_{py} \cdot A_{cy}) \quad (1)$$

$$\sigma_{px} = \frac{\sum P_{ex}}{D \cdot W_{px}} \quad (2)$$

$$\sigma_{py} = \frac{\sum P_{ey}}{D \cdot W_{py}} \quad (3)$$

ここで、 N_p : 圧着強度荷重
 μ : 圧着面の摩擦係数
 σ_{px} , σ_{py} : $\sum P_{ex}$ および $\sum P_{ey}$ による圧着応力度
 A_{cx} , A_{cy} : 既存柱のX方向およびY方向圧着面の水平投影面積
 $\sum P_{ex}$, $\sum P_{ey}$: 加力開始前のX方向およびY方向のPC鋼棒のプレストレス力(実験値)の総和
 D : 部材の全せい
 W_{px} , W_{py} : 圧着応力度算定時のX方向およびY方向有効幅

圧着強度荷重の計算値は長期設計荷重の3.6倍程度になった。本実験では圧着強度の確認はできなかったが、本試験体は設計荷重の約4倍の最大荷重に達しても圧着面でのすべり破壊は生じておらず、実際の圧着強度はこれよりもさらに高いものであると考えられる。

表-7に示した計算値に対する実験値の比率は、1.27~1.90であり、各計算式は安全側の評価となった。

表-7 各種強度一覧

種類	項目	C2	C3	C3a	C3b
曲げひび割れ強度荷重	計算値(kN)	3,757	5,170	3,376	3,733
	実験目視(kN)	4,800	-	6,400	5,200
	比(実/計)	1.28	-	1.90	1.39
せん断ひび割れ強度荷重	計算値(kN)	5,110	7,397	6,314	6,610
	実験目視(kN)	-	13,300	8,000	9,700
	比(実/計)	-	1.80	1.27	1.47
主筋曲げ降伏荷重	計算値(kN)	7,981	11,216	7,846	8,515
	実験値(kN)	-	16,100	12,700	14,200
	比(実/計)	-	1.44	1.62	1.67
圧着強度荷重(kN) 式(1),(2),(3)	計算値(kN)	11,620	14,638	7,377	8,659
	実験値(kN)	-	-	-	-

表-8 各種部材強度の計算式

<p>・曲げひび割れモーメント</p> $M_c = 0.56 \sqrt{\sigma_B} \cdot Z_e + N \cdot D / 6$ <p>文献6 (8.5)式</p> <p>σ_B: コンクリートの圧縮強度(N/mm²), Z_e: 等価断面係数 N: 軸方向力(本検討では加力前のプレストレス力), D: 曲げ材の全せい</p>
<p>・せん断ひび割れ強度</p> $V_c = \phi \left(\sqrt{\sigma_t^2 + \sigma_t \cdot \sigma_0} \right) b \cdot D / \kappa$ <p>文献7 (6.2.1)式</p> <p>ϕ: 耐力係数(=1), b: 梁幅, κ: 形状係数(=1.5) $\sigma_t = 0.33 \sqrt{\sigma_B}$: コンクリートの引張強度(N/mm²) (本検討では割裂強度) σ_0: 作用応力度(N/mm²) (本検討では加力前のプレストレス力による圧縮応力度)</p>
<p>・主筋曲げ降伏モーメント</p> $M = a_t \cdot \sigma_t \cdot 0.8d + \eta \cdot P(d_p - 0.2d)$ <p>文献8 (1.1.14)式</p> <p>a_t: 引張鉄筋断面積, σ_t: 引張鉄筋応力度(本検討では降伏応力度) d: 曲げ材の鉄筋に関する有効せい $\eta \cdot P$: 有効プレストレス力(本検討では加力前のプレストレス力) d_p: 曲げ材の圧縮縁から引張側にあるPC鋼材(重心)までの距離</p>

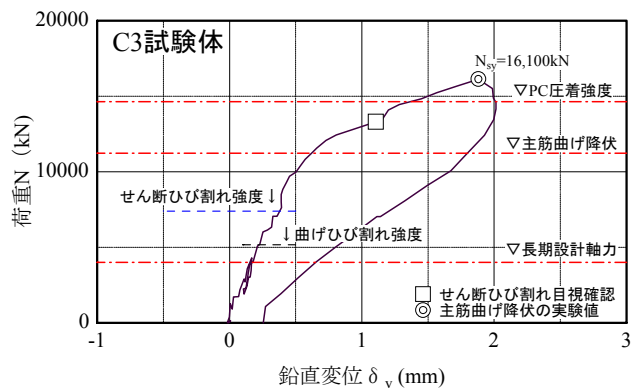


図-13 各種計算強度と実験値の比較 (C3試験体)

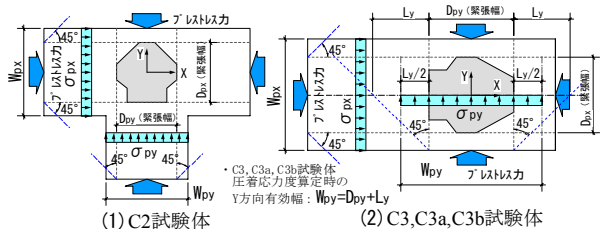


図-14 圧着応力度算定時の有効幅の設定

(4) まとめ

本実験結果より以下の所見を得た。

- ① 実仕様を模擬したC2,C3試験体は、設計荷重の2倍程度までひび割れのない無損傷の状態を示しており、本荷重受替工法の安全性が確認された。
- ② ジャッキ反力部の被覆コンクリート部は、設計荷重

の4倍の荷重に対しても圧着面でのすべり破壊は生じなかった。

- ③支持点間直行方向 (Y方向) の PC 鋼棒は、下段ではひずみの変化が少ないこと、上段では引張りひずみが増加して曲げ圧縮域のコンクリートを拘束することが確認された。
- ④多角形断面柱と長方形断面柱の試験体では、ひび割れ発生まではほぼ同様の性状を示したが、その後の剛性および最大荷重は前者が後者を下回った。
- ⑤既往の強度計算式から求めた部材強度荷重は、実験値を安全側に評価した。

4. 隅柱基礎反力部性能確認実験

(1) 実験計画

a) 試験体

図-15に試験体のモデル化図を示す。試験体の形状は、既存躯体を見たてた柱の左右に後打ちの反力基礎を配置する対称形とした。試験体の種類は表-9に示す1/5縮尺の3体である。C1試験体は実施工を模擬した標準試験体である。C1a試験体はPC鋼棒のプレストレスをほとんど与えず、打ち継ぎ部の目開き状態を確認する試験体である。C1b試験体はあと施工アンカー筋の有無による終局状態の相違を確認する試験体である。なお、シアキーは縮尺率に合わせて形状を設定した。表-10に実躯体と試験体の対応を示す。

図-16にC1,C1aの試験体図を示す。C1b試験体は打ち継ぎ面のアンカー筋がないだけで、配筋状態やPC鋼棒の本数およびシアキーの形状等は、C1,C1a試験体と同じである。各試験体ともまず打ち継ぎ面にシアキーやあと施工アンカーを施した既存躯体部分を製作し、反力基礎の後打ちを行った。反力基礎のコンクリートの強度発現を確認した後、左右の反力基礎の上部を貫通するPC鋼棒に、表-9に示すプレストレスの導入を行った。C1a試験体のプレストレス導入量はC1試験体の0.1倍程度を目安とした。表-11に使用材料の試験結果を示す。

b) 加力および計測方法

図-15に加力方法を、写真-4に加力状況を示す。実施工時のジャッキを見たてた反力ブロックを左右の反力基礎A,B上に設置し、鉛直荷重装置(最大荷重3,000kN)により加力した。加力ルールは柱軸力受替え時の設計荷重 N_d ($8,000\text{kN} \times 1/2 \times 1/5^2 = 160\text{kN}$) まで加力した後、 N_d の0.5倍の荷重まで除荷し、その後最大荷重まで再載荷する方法とした。

図-16にひずみゲージ貼付位置を、図-17に変位計の設置位置を示す。計測項目は、鉛直荷重、PC鋼棒の緊

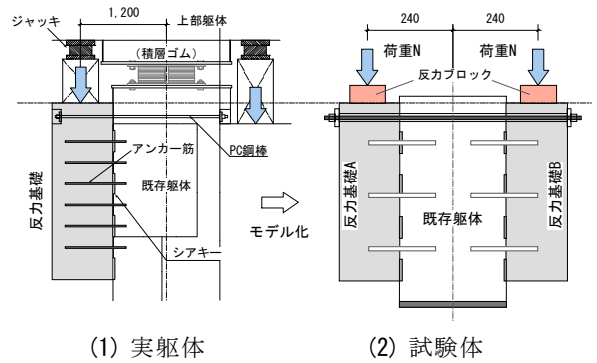


図-15 試験体のモデル化図と加力方法

表-9 試験体一覧

試験体記号	C1	C1a	C1b
対象	隅柱 (実仕様)	C1比較用	
縮尺率	1/5		
設計プレストレス (設定値)	設計量	設計量×0.1	設計量
PC鋼棒	40kN	4kN	40kN
アンカー筋	3-9.2φ		なし
シアキー	幅300mm、深さ6mm、総長さ240mm		

表-10 実躯体と C1 試験体の対応

試験体	項目	記号	単位	実躯体	試験体	比 (試/実)
C1	設計荷重	N_d	kN	4,000*	160	1/25.00
	シアキー幅	w_i	mm	1,500	300	1/5.00
	シアキー高さ(深さ)	x_i	mm	30	6	1/5.00
	シアキー長さ	a_i	mm	1,200	240	1/5.00
	シアキー総数	n	-	4	4	1/1.00
	アンカー筋総断面積	$\sum a_i$	mm^2	3,582	639	1/5.61
	設計プレストレス	P_e	kN/1本	333	13.3	1/25.00

*柱軸力受替え時の反力基礎の負担荷重 (8,000kN×1/2)

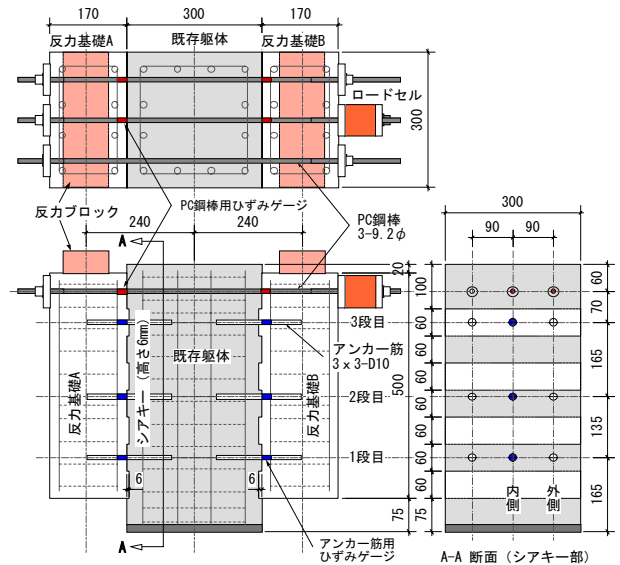
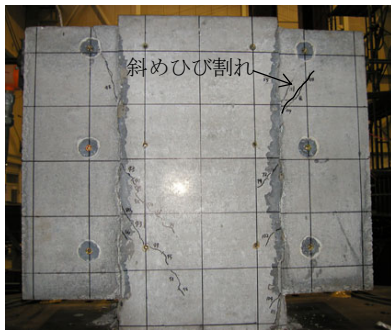


図-16 試験体図 (C1, C1a 試験体)

表-11 材料試験結果

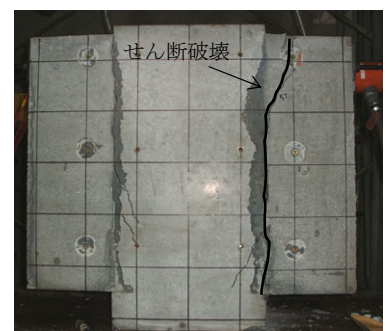
対象	試験体	既存柱部			反力基礎部		
		圧縮強度 N/mm ²	割裂強度 N/mm ²	弾性係数 N/mm ²	圧縮強度 N/mm ²	割裂強度 N/mm ²	弾性係数 N/mm ²
コンクリート	C1	39.2	-	29,200	45.3	-	-
	C1a	38.3	3.2	28,300	47.6	3.3	23,600
	C1b	38.0	2.9	28,700	43.9	3.4	23,300
対象	径	種別	降伏応力度 N/mm ²	降伏ひずみ μ	弾性係数 N/mm ²	使用部位	
アンカー筋	D10	SD295A	341	2,199	190,000	(C1,C1aのみ)	
PC鋼棒	9.2φ	C種1号	1,315	7,033	208,000	緊張材 (共通)	



(1) C1 試験体



(2) C1a 試験体



(3) C1b 試験体

写真-5 最終ひび割れ状況

張力，打ち継ぎ面の鉛直すべり変位（DV-1～6）と目開き変位（DH-1～6）および PC 鋼棒とアンカー筋のひずみである。

(2) 実験結果

すべての試験体の最終破壊は右側の反力基礎 B の打ち継ぎ面に生じた。したがって，以下では反力基礎 B の計測結果について示す。

a) 最終ひび割れ状況と破壊状況

最終ひび割れ状況を写真-5に示す。各試験体とも基礎上部に斜めひび割れが生じ，シアキーのせん断破壊に至った。C1a 試験体はプレストレス量が小さいため，打ち継ぎ面の上下にわたって目開きが進行した。C1b 試験体はアンカー筋がないため，シアキーの破壊と同時に脆性的なせん断破壊が生じた。

b) 打ち継ぎ面の鉛直すべり変位

各試験体の荷重-鉛直すべり関係の比較を図-18に示す。すべり変位は上部の打ち継ぎ面の値（DV-1）である。各試験体の最大荷重はほぼ同じであるが，すべり出し荷重と破壊性状に違いが見られた。C1 試験体のひび割れは，約 $1.3N_d$ ，C1a,C1b 試験体は約 $1.8N_d$ で目視により確認した。すべり出し荷重の大きさは C1（約 $2.5N_d$ ）,C1b（約 $2.0N_d$ ）,C1a（約 $1.0N_d$ ）の順序となり，プレストレス力が設計量相当で打ち継ぎ面にアンカー筋のある C1 試験体が最も大きく，プレストレス力が設計量 $\times 0.1$ 相当である C1a 試験体が最も小さくなった。C1,C1a試験体に使用したアンカー筋は，耐力向上にはほとんど寄与しないが，シアキー破壊後の急激な荷重低下の防止に対して有効であった。シアキー破壊後も $2.5 \sim 3.0N_d$ 程度の荷重を保持した。

c) 打ち継ぎ面の目開き変位

各試験体の荷重-目開き関係の比較を図-19に示す。目開き変位は，既存躯体と反力基礎間の上部打ち継ぎ面に生じた水平相対変位（DH-1）である。目開き荷重の大きさは，C1b（約 $2.0N_d$ ）,C1（約 $1.2N_d$ ）,C1a（約



写真-4 加力状況

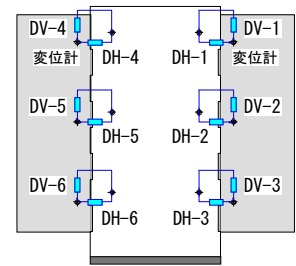


図-17 変位計配置図

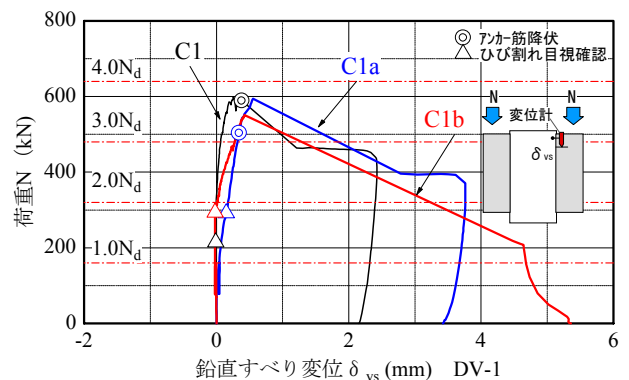


図-18 荷重-鉛直すべり変位関係

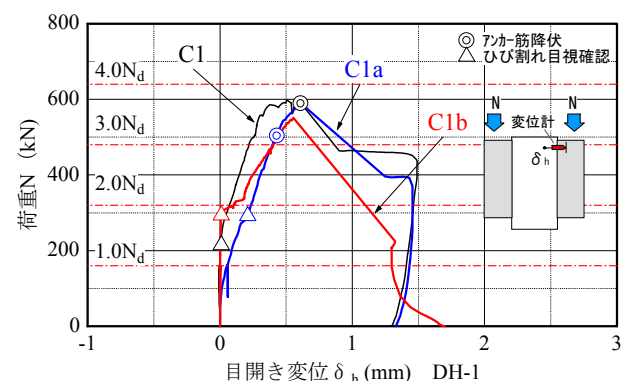


図-19 荷重-目開き変位関係

$0.7N_d$) の順序となり，プレストレス力が小さい C1a 試験体の目開きが最も低い荷重で生じた。C1b 試験体はアンカー筋が未使用であるため，ひび割れ発生後の目開き変位の増加の割合が大きくなった。最大荷重時の目開き変位は，各試験体とも $0.6 \sim 0.7\text{mm}$ 程度であった。

d) PC鋼棒のひずみ

各試験体の PC 鋼棒のひずみ（加力開始からの増分値）と荷重の関係を図-20に示す。各試験体とも荷重の増加に伴って PC 鋼棒のひずみも増加しており、すべり変位や目開き変位の抑制に PC 鋼棒が寄与していることがわかる。その傾向はひび割れ発生後に顕著である。

C1 と C1b 試験体のプレストレスは設計量相当で同一であるが、ひび割れ発生後は C1b のひずみ増加量が大きくなり、プレストレスが小さい C1a とほぼ同じになった。C1b はアンカー筋がないため、ひび割れ発生後の PC 鋼棒の応力負担が大きくなったためと考えられる。

表-12 に変位測定結果の一覧を示す。設計荷重時における各試験体のすべり変位や目開き変位はほとんど零に等しいが、プレストレスが小さい C1a 試験体にわずかな変位が生じた。最大荷重時においても C1a の変位量が他の試験体をやや上回った。

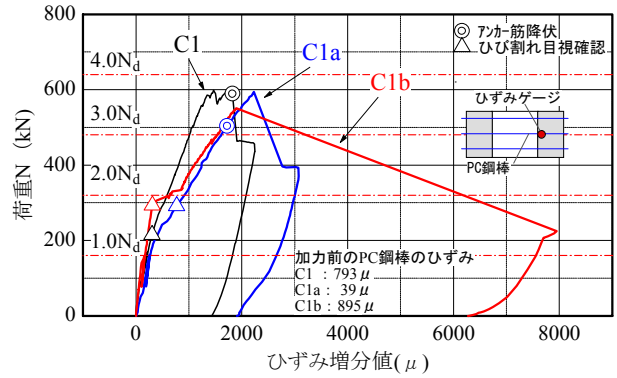


図-20 PC 鋼棒のひずみと荷重の関係

表-12 変位測定結果一覧

試験体	設計荷重 N_d 時			最大荷重 N_{max} 時		
	荷重 N(kN)	すべり変位 δ_{vs} (mm)	目開き変位 δ_h (mm)	荷重 N(kN)	すべり変位 δ_{vs} (mm)	目開き変位 δ_h (mm)
C1	159	0.00	0.02	598	0.26	0.62
C1a	162	0.04	0.06	594	0.55	0.68
C1b	159	0.00	0.00	551	0.42	0.62

表-13 各種強度一覧

種類	項目	C1	C1a	C1b
シアキーの支圧強度荷重	計算値(kN)	282	276	274
	実験最大値(kN)	598	594	551
	比(実/計)	2.12	2.15	2.01
シアキーのせん断強度荷重	計算値(kN)	225	223	222
	実験最大値(kN)	598	594	551
	比(実/計)	2.65	2.67	2.48
アンカー筋のせん断強度荷重	計算値(kN)	448	436	-
	実験値(kN)	463	394	-
	比(実/計)	1.03	0.90	-

(3) 各種強度の検討

表-13 に各種強度の一覧を示す。同表の計算値は、表-14 に示す既往の強度計算式^{9),10)}から求めた各試験体の部材強度を加力時の荷重に換算したものである。計算式のパラメータとなるコンクリートの圧縮強度および弾性係数は、材料試験結果による値を使用した。

図-21 に各種計算強度と実験値の比較を示す。同図は C1 試験体に対する計算値を実験で得られた荷重-鉛直すべり変位関係図に示したものである。C1 試験体のシアキー破壊時の最大荷重は、シアキーの支圧強度荷重の計算値に対して 2 倍程度、せん断強度荷重の計算値に対しては 2.5 倍程度の余裕があり、計算式は安全側の評価となった。アンカー筋のせん断強度荷重の計算値は、PC 鋼棒の断面積も考慮したものであり、計算値はシアキー破壊後のアンカー筋のせん断抵抗荷重とほぼ一致した。

表-13 に示した計算値に対する実験値の比率は、0.90 ~ 2.67 であり、各計算式はほぼ安全側の評価となった。

表-14 各種部材強度の計算式

・シアキーの支圧強度

$$Q_{sk1} = \alpha \cdot \sigma_B \sum_{i=1}^n w_i \cdot X_i \quad \text{文献9 解式(3)(4)}$$

α : 支圧耐力係数(=1), w_i : シアキーの接触面積
 X_i : シアキーの高さ(深さ), σ_B : コンクリートの圧縮強度(N/mm²)

・シアキーのせん断強度

$$Q_{sk2} = 0.5 \cdot \sqrt{\sigma_B} \cdot \sum_{i=1}^n a_i \cdot w_i \quad \text{文献9 解式(5)(6)}$$

a_i : シアキーの付け根部長さ

・頭付きアンカーボルトのせん断耐力

$$q_a = \phi_{s1} \left(0.5 \cdot a \cdot \sqrt{F_C \cdot E_C} \right) \quad \text{文献10 (4)式}$$

ϕ_{s1} : 低減係数(=1.0), a : アンカーボルトの軸断面積
 F_C : コンクリートの設計基準強度(kgf/cm²) (本検討では σ_B)
 E_C : コンクリートのヤング係数(kgf/cm²)

(4) まとめ

本実験結果より、以下の所見を得た。

- ①実仕様を模擬した C1 試験体の載荷実験の結果、シアキーの破壊強度の実験値は、設計式による計算値の約 2 ~ 2.5 倍となり、本設計が終局耐力に対する十分な安全性を有していることが確認された。
- ②アンカー筋を配置することにより、シアキー破壊後の急激な破壊を防止することができることが明らかとなった。

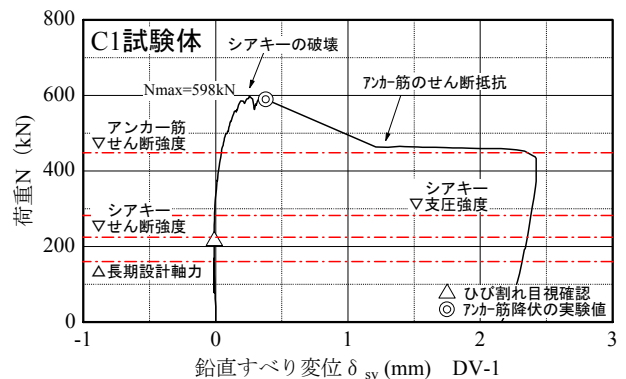


図-21 各種計算強度と実験値の比較 (C1 試験体)

5. むすび

実施工で採用する柱軸力受替え工法における油圧ジャッキ反力部の圧着性能を検証することを目的とし、「柱上部反力部性能確認実験」および「隅柱基礎反力部性能確認実験」を実施した。その結果、本柱軸力受替え工法の有効性を確認した。

謝辞：本実験の実施に当たっては、本改修工事の設計者である（株）日建設計構造設計室の小野潤一郎主管ならびに木村征也氏から多大なるご指導を賜りました。実験計画に関しては、筑波大学名誉教授園部泰寿博士に貴重なご助言を賜りました。また、本研究の遂行に当たり、当社構造設計部、免制震技術部、静岡支店建築部の関係各位にご協力をいただきました。ここに記して深謝の意を表します。

参考文献

- 1) 河井ほか：免震レトロフィット技術に関する研究，日本建築学会学術講演梗概集，構造Ⅱ， pp.619-620， 1997.9
- 2) 東ほか：複合型免震レトロフィット構法の開発，その6 柱へ積層ゴム支承を設置する工事の管理，日本建築学会学術講演梗概集，構造Ⅳ， pp.425-426， 2000.9
- 3) 有居ほか：中間階免震改修工法の柱軸力受け替え工法の開発，日本建築学会学術講演梗概集，構造Ⅳ， pp.781-782， 2001.9
- 4) 増田ほか：免震レトロフィット工事における仮受け工法に関する実験的研究，その1 工法の概要と実験計画，日本建築学会学術講演梗概集，構造Ⅳ， pp.681-682， 2004.8
- 5) 鶴谷ほか：免震レトロフィット工事における仮受け工法に関する実験的研究，その2 実験計画と考察，日本建築学会学術講演梗概集，構造Ⅳ， pp.683-684， 2004.8
- 6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説， p.54， 1999
- 7) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説， p.140， 1999
- 8) 日本建築学会：プレストレスト鉄筋コンクリート（Ⅲ種PC）構造設計・施工指針・同解説， p.109， 1999
- 9) 日本建築学会：現場打ち同等型プレキャスト鉄筋コンクリート造構造設計指針（案）・同解説（2002）， p.65， 2002
- 10) 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説， p.192， 1986