

論文 ハニカム PC によるチューブ式高層建築システムの開発研究

竹嶋 一郎^{*1}・安達 洋^{*2}・中西 三和^{*2}・稲葉 秀星^{*3}

要旨：カーボンナノチューブのイメージからハニカム形状のプレキャスト部材の高層建築物を提案した。この新たな建物の構造性能を確認するために実大寸法の 1/3 模型試験体を作製し、システム検証実験を行った。実験の結果から最大耐力は設計荷重の約 5.9 倍まで達し、設計荷重を超える高い性能を持っていることが確認できた。また、最終的な破壊が柱圧着接合部のせん断破壊であることを確認した。そこで次に柱圧着接合部の検証実験を行い、柱圧着接合部におけるせん断破壊を引き起こしている斜めひび割れ強度の推定式を誘導した。

キーワード：ハニカム, PC, 構造システム, 柱圧着接合部, 斜めひび割れ強度

1. はじめに

ハニカムとは、6 角形のネットワーク形態が二次元的に連続配列されることで空間を構成したものをいう。また、ハニカムは高い力学性を保持していることは古くから確認されており、さまざまな建築にとり入れられてきたが、一つの流れの中の建築システムとして捉えた建築物はなかった。

本研究ではハニカム形状の PC (プレキャスト・プレストレストコンクリート) 部材による高層建築物を対象として試設計を行い、その破壊過程と応力状態の確認のための 1/3 模型試験体による構面 (システム) 実験と構面実験で最大耐力の要因となった柱圧着部分のせん断破壊のメカニズムを調べるための要素実験の結果から本構造システムの性能を検証した。

2. 試設計建物概要

2.1 ハニカムチューブ構造¹⁾

図 - 1 に試設計された 13 階建て (2 階柱頭免震) のハニカムチューブ構造を示した。ハニカムチューブ構造とは、図 - 2 に示すように 6 個の三叉 PC 部材を連結してできる六角形のユニットから構成される。この三叉部材の交点領域の形状を変断面とすることでハニカムユニットの持つ断面性能を変化させることができる。試設計では、三叉部材の先端部 (三叉部材同士の接合点) で曲げモーメントがほぼゼロとなるため、各辺の部材を等断面とせず、先端部から交点へ断面を大きくし、交点領域の剛域を大きくすることで性能を高めた。

6 個の三叉 PC 部材は PC 鋼棒により応力最小となる六角形の辺の midpoint においてポストテンション方式で圧着接合される。PC ユニットに PC 鋼棒用の三方向の挿入孔 (互いに交差しない) を配置し、隣接する PC 部材間に

PC 鋼棒を貫通させ、モルタル目地を介し圧着し、目地に発生するせん断力に基づいてポストテンション量を設定した。また、従来の PC 矩形フレームに比べ、各辺が直交していないため PC 鋼棒の定着端部の周囲に十分な空間が存在し、三軸方向への引張力導入に際して、緊張及び定着の作業効率がよくジョイントも少ないといった利点がある。

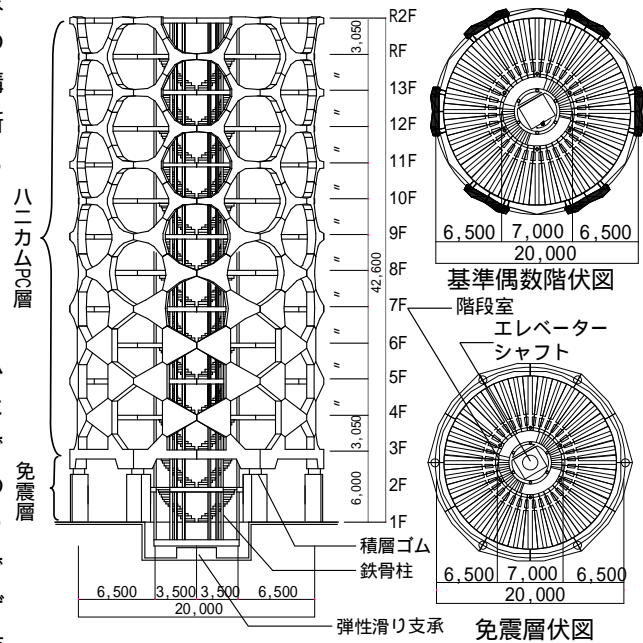


図 - 1 試設計建築物立面図及び伏図

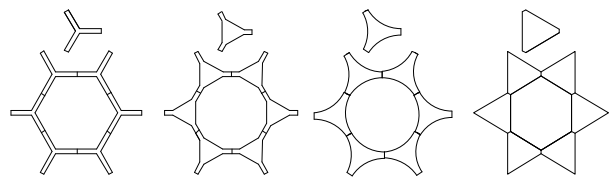


図 - 2 三叉部材と交点領域例

*1 積水化学工業住宅カンパニー都市開発 (正会員)

*2 日本大学教授 理工学部海洋建築工学科 工博 (正会員)

*3 清水建設株式会社

3. システム検証実験

3.1 システム実験概要

試設計建物の長期軸力載荷時および地震時の応力と変形状態、さらに破壊過程を確認することを目的に構造システム検証実験を行った。なお本実験は、施工実験を兼ねて実施された。

13階建て試設計建物の8階～11階の4階部分の1/3模型である。実験では相似則(表-1)を適用し、2層(実建物の9層)の応力状態が実建物と対応するように鉛直並びに水平載荷装置を設置した(図-4)。三叉部材同士はPC鋼棒を介して合計200kNで緊張した。表-2に材料試験結果、図-3に三叉部材配筋図を示す。

本構造システムは、柱が鉛直方向に対して角度を持つため長期軸力載荷時においても、チューブ全体にほぼ一様な軸力と曲げモーメントが作用するのが特徴である。図-5には、模型試験体を対象とした、構面の応力

状態を示した。実験では、まず6箇所に設置したPC鋼棒に所定の長期軸力をセンターホールジャッキにより載荷し、ひずみ測定結果から応力状態を確認した。その後、この軸力を一定に保持しながら水平載荷した。

加力サイクルは設計用せん断力(215.5kN)の4倍まで荷重制御で載荷し、それ以降は5層変位に対する変位制御で載荷した。640kNまでは、ジャッキで載荷し、それ以降は+ ジャッキで640kNを一定に保ちながら、ジャッキで1276kNまで載荷した(図-4-3)。

3.2 実験結果

最大耐力は設計荷重の約5.9倍まで達し、設計荷重を超える高い性能を持っていることが確認できた。表-3

表-1 相似則

	模型	縮尺	実物
長さ	$L_m =$	1/3	L_p
質量	$W_m =$	1/9	W_p
変位	$m =$	1/3	p
ヤング係数	$E_m =$	1	E_p
応力	$m =$	1	p
力	$P_m =$	1/9	P_p
ばね定数	$K_m =$	1/3	K_p

表-2 材料試験結果

コンクリート		主筋(SD295A)		帯筋(SR235)		PC鋼棒(B種1号)	
C	B	E_c	s_y	s_t	E_c	s_y	s_t
76.5	3.82	366	511	2.01	495	583	2.07
		導入緊張力		p		y	
		100(kN/本)		1060		1137	

c_B : コンクリート圧縮強度[N/mm²] E_c : コンクリートヤング係数[$\times 10^4$ N/mm²]
 s_y : 鋼材降伏強度[N/mm²] s_t : 鋼材引張強度[N/mm²]
 E_s : 鋼材ヤング係数[$\times 10^4$ N/mm²] p_y : PC鋼材降伏強度(0.2%オフセット)[N/mm²]
 p_t : PC鋼材引張強度

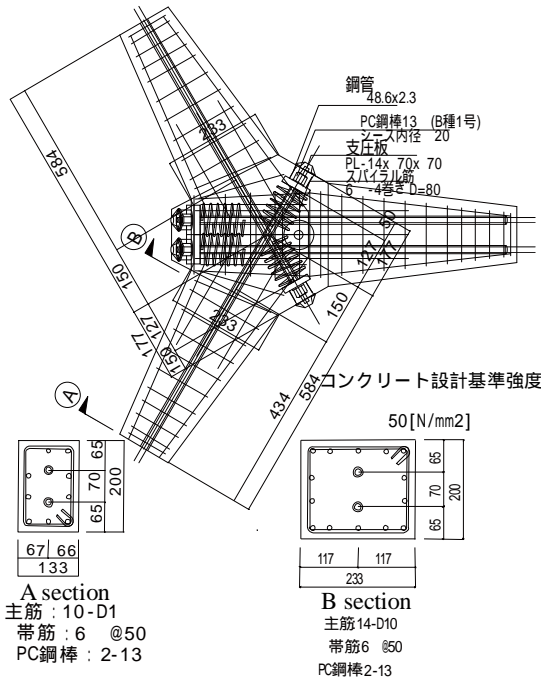
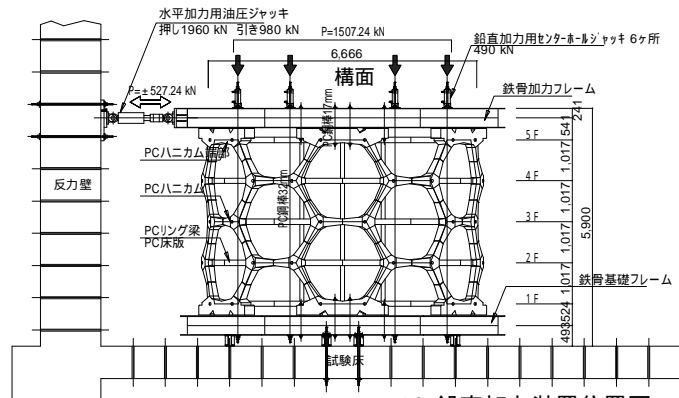
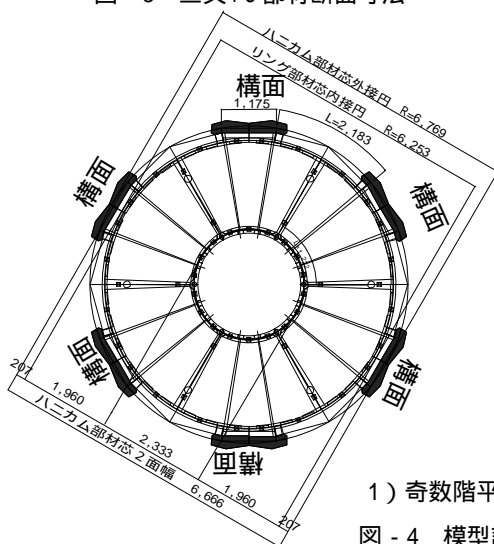


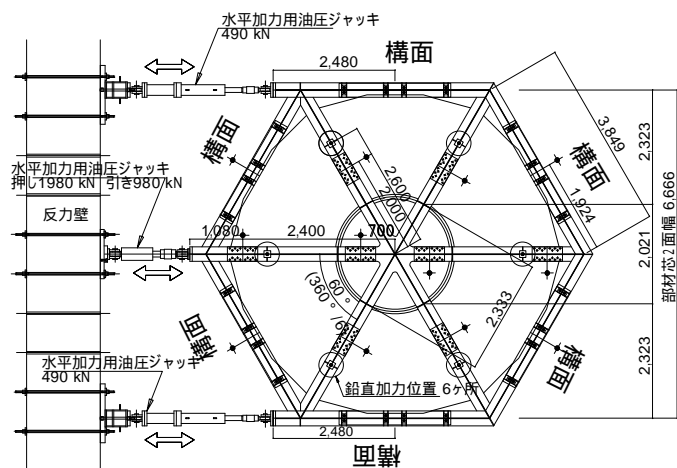
図-3 三叉PC部材断面寸法



2) 鉛直加力装置位置図



1) 奇数階平面図



3) 水平加力装置位置図

図-4 模型試験体及び載荷装置概念図

に試験体各部の破壊の経過を示す。図 - 6 にひび割れ図並びに最終破壊の状況を示す。図 - 7 に 1 構面の水平荷重と 5 層水平変位関係を示す。表 - 3 の各破壊経過(の番号)を図 - 7 にも示している。写真 - 1 に 2 層並びに 3 層柱圧着接合部のせん断破壊の様子を示した。

初期ひび割れの発生は水平荷重が+539kN で設計荷重の 2.5 倍の荷重時である。制御変位 - 16.0mm の荷重時(荷重 - 1099kN)では、構面 2 階柱部分の圧着部が材軸方向に剥離すると同時に、大きな破壊音をともなって圧着面に約 10mm のずれが生じた。この時点で PC スラブ版間のグラウト注入部で数ヶ所ひび割れが発生した。変形角 5/1000 終了後、正側加力で引き続き荷重を与えた結果、制御変位 23.6mm の荷重時(荷重+1276kN)において、大きな破壊音を伴って、構面 3 層柱圧着接合部がせん断破壊した。

図 - 7 から履歴曲線は、プレストレスト構造特有の履歴曲線の特徴が現れている。すなわち、初期の加力においては弾性挙動の性質を示し、その後、徐々に剛性が軟化する傾向が見られるが徐荷に伴う荷重の減少によって残留変形が少なくなる履歴挙動を示した。

4. 八二カム PC 柱圧着接合部検証実験

4.1 実験概要

1/3 模型試験体によるシステム検証実験の結果から最終的な破壊が柱圧着接合部のせん断破壊であることが確認できた。

そこで、本実験では 1/3 模型試験体の柱圧着接合部で発生した破壊のメカニズムを解明するために、柱圧着接合部のみを対象とした試験体を作製し実験を行った。

[試験体概要] 表 - 4 に試験体一覧及び各材料試験結果、図 - 8 に試験体配筋図を示した。試験体の形状寸法、配筋は同一で PC 鋼棒を介して合計で 200kN の緊張力を導入している。シース管内に充填するグラウト材の有無、

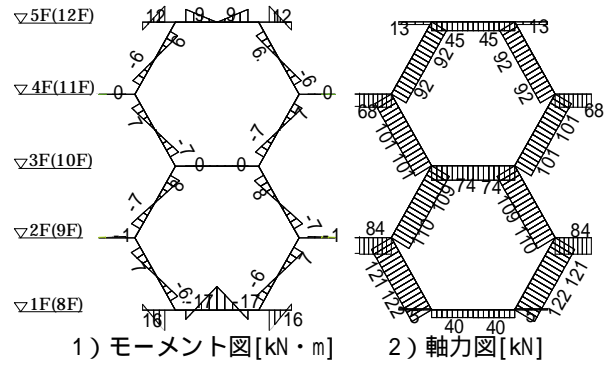


図 - 5 鉛直荷重時の立体解析結果 (, 構面)

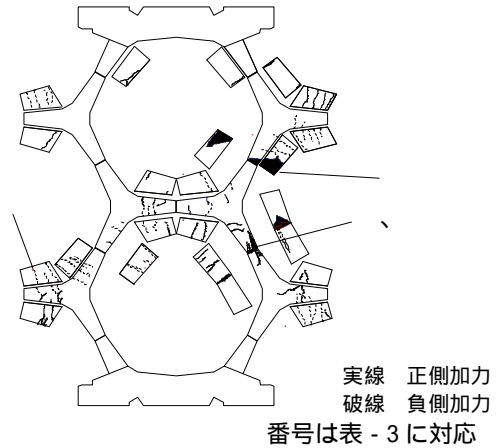


図 - 6 構面における最終ひび割れ図

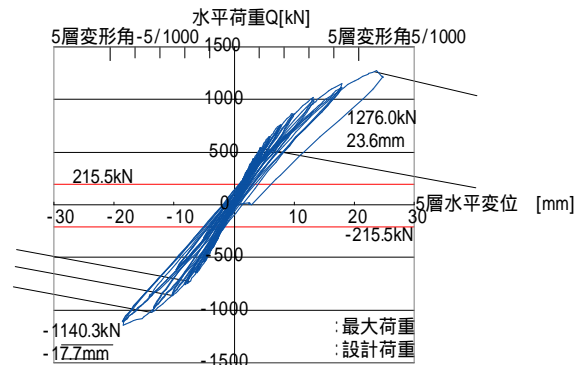


図 - 7 水平荷重 - 5 層水平変位関係 (構面)

表 - 3 破壊の経過

番号	制御荷重[kN]	頂部(5F)水平変位[mm]	備考
	539(設計荷重2.5倍)	4.5	2層梁に初期ひび割れ発生
	756(設計荷重3.5倍)	-7.3	2層柱圧着接合部に初期ひび割れ発生
	862(設計荷重4.0倍)	-9.9	2層及び4層梁主筋降伏
	1099	-16.0(頂部に対する変形約4/1000)	2層柱圧着接合部にせん断破壊
	1276	23.6(頂部に対する変形約27/5000)	3層柱圧着接合部のせん断破壊



構面 2 層内部から撮影



構面 3 層内部から撮影

写真 - 1 最終破壊状況

軸力の載荷方法を変化させた。Co1 は 1/3 模型試験体による破壊を再現するためにシステム実験と同様、まずは弾性解析結果を参考に、長期軸力載荷時に部材に生じる軸力とせん断力を試験体に負荷したのち、水平力の変化に伴って軸力を変動させる載荷実験を行った。また、グラウト材を無とした。Co2, Co3 は Co1 における最大引張力下での現象を把握するために、この引張軸力を一定として水平載荷した。また、グラウト材の有無の影響を把握するために Co2 はグラウト材を有、Co3 はグラウト材を無とした。Co4 は最大圧縮力下での現象を把握するために、同様に最大圧縮軸力を一定とした水平載荷を行った。また、グラウト材は有とした。

[変動軸力] 図 - 9 に 1/3 模型試験体と本実験の試験体 Co1 との関係図を示す。長期軸力 N' のみ ($P=0$) が柱部材に作用すると軸力 $N = 110\text{kN}$ 、せん断力 $Q = 18.5\text{kN}$ が負荷される。軸力 (N) とせん断力 (Q) が水平力 (P) の関数になることから次式が得られる。

$$N = -0.1819P + 110 \quad \dots (1)$$

$$Q = 0.0805P + 18.5 \quad \dots (2)$$

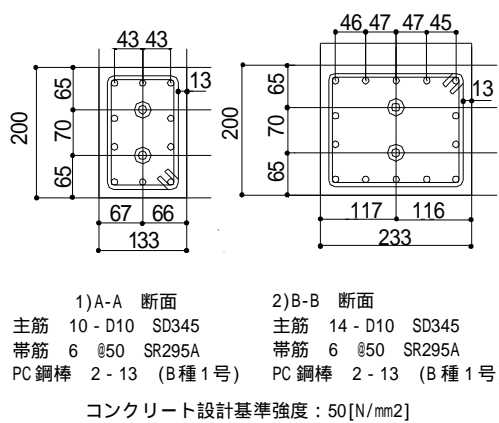
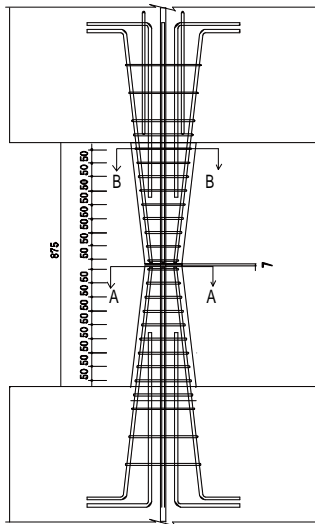


図 - 8 試験体配筋図

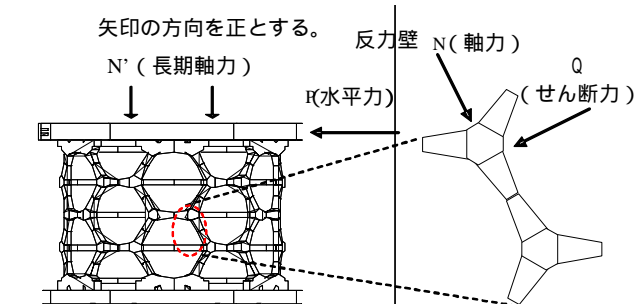


図 - 9 1/3 模型試験体と本実験の試験体 Co1 との関係図

(1)(2) 式より

$$N = -2.2596Q + 152.3 \quad \dots (3)$$

(3) 式より試験体に作用するせん断力と軸力の関係が得られる。加力は荷重制御とし、表 - 5 に示す。

[一定軸力] Co2, Co3 は引張軸力, Co4 は圧縮軸力を負荷して実験を行った。各々の試験体に作用させる軸力は Co2, Co3 が -80kN (引張り), Co4 が 290kN (圧縮) である。これらの数値は Co1 が破壊に至るまでに経験した引張力と圧縮力の最大値である。水平方向の加力は変位制御 (部材角 $0.5/1000$ 刻み) として行った。

[加力方法] 加力装置を図 - 10 に示す。反力壁に固定した水平加力用油圧式ジャッキ A を建研式加力装置上部の L 型ビームに取り付け、正負交番繰り返し水平力を与える。油圧式ジャッキ B により試験体柱部分に圧縮及び引張軸力を作用させた。また、試験体上部の L 型ビームの重量はカウンターバランスを用いてワイヤーで吊り上げ、装置の重量をゼロにしている。

[測定方法] 試験体変位の測定にはスタブに取り付けた測定用治具を用いて相対水平変位及び鉛直変位を測定し、

表 - 5 加力スケジュール (Co1)

N[kN]	Q[kN]	繰返し回数	サイクル
110±10	18.5±4.5	2	1-2
110±20	18.5±9.0	2	3-4
110±30	18.5±13.5	2	5-6
110±40	18.5±18.0	2	7-8
110±50	18.5±22.5	2	9-10
110±60	18.5±27.0	2	11-12
110±70	18.5±31.5	2	13-14
110±80	18.5±36.0	2	15-16
110±90	18.5±40.5	2	17-18
110±100	18.5±45.0	2	19-20
110±110	18.5±49.5	2	21-22
110±120	18.5±54.0	2	23-24
110±130	18.5±58.5	2	25-26
110±140	18.5±63.0	2	27-28
110±150	18.5±67.5	2	29-30
110±160	18.5±72.0	2	31-32
110±170	18.5±76.5	2	33-34
110±180	18.5±81.0	2	35-36
110±190	18.5±85.5	2	37-38

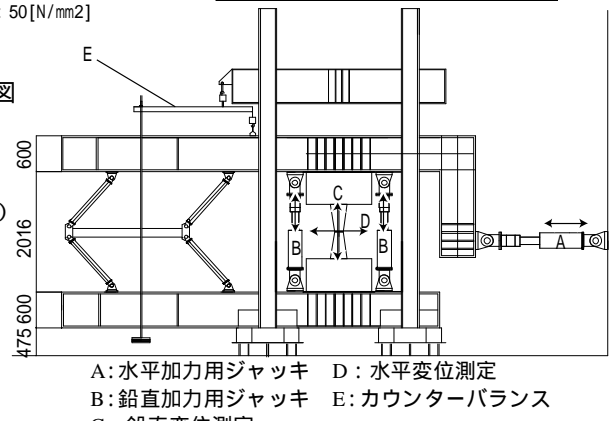


図 - 10 加力装置
A: 水平加力用ジャッキ D: 水平変位測定
B: 鉛直加力用ジャッキ E: カウンターバランス
C: 鉛直変位測定

表 - 4 試験体一覧及び各材料試験結果

試験体名	コンクリート		目地モルタル		グラウト材		主筋(SD295A)			帯筋(SR235)			PC鋼棒(B種1号)				軸力[kN] (圧縮が+)	備考
	c B	Ec	m B	Em	c g	Eg	s y	s t	Es	s y	s t	Es	導入緊張力	p y	p t	Ep		
Co1	52.0	3.65	104.5	2.65	x	x	353	488	2.03	278	471	1.73	100	1051	1122	2.01	80 ~ 290	変動軸力
Co2	55.4	3.63	109.7	2.71	65.4	3.23											-80	一定軸力(引張軸力)
Co3	58.2	3.73	108.3	2.68	x	x											-80	一定軸力(引張軸力)
Co4	53.8	3.65	106.2	2.53	67.9	3.13											290	一定軸力(圧縮軸力)

c_B: コンクリート圧縮強度[N/mm²] Ec: コンクリートヤング係数[×10⁴N/mm²] m_B: 目地モルタル圧縮強度[N/mm²] Em: 目地モルタルヤング係数[×10⁴N/mm²]
g_B: グラウト材圧縮強度[N/mm²] Eg: グラウト材ヤング係数[×10⁴N/mm²] s_y: 鋼材降伏強度[N/mm²] s_t: 鋼材引張強度[N/mm²]
Es: 鋼材ヤング係数[×10⁵N/mm²] p_y: PC鋼材降伏強度(0.2%オフセット)[N/mm²] p_t: PC鋼材引張強度 Ep: PC鋼材ヤング係数[×10⁵N/mm²]

柱圧着部分については相対的なすべり量とひらき量を測定した。試験体の主筋、帯筋、PC鋼棒にひずみゲージを貼付し、ひずみの測定も行った。

4.2 実験結果

[破壊状況と荷重 変形曲線]

各試験体の荷重 変形曲線を図 - 11 に示す。また、各試験体の最終破壊状況を図 - 12 に示す。破壊過程と履歴曲線の特徴は以下の通りである。

[変動軸力を負荷した試験体：Co1]

せん断力 41kN、軸力 60kN で柱頭、柱脚に曲げひび割れが発生した。ひび割れ本数は少ない。せん断力 84kN、軸力 - 35kN の時そのひび割れが拡大し、曲げ危険断面における主筋の降伏が確認された。せん断力 99.5kN、軸力 - 70kN 時に柱圧着部分にせん断ひび割れが発生 ($\theta=30^\circ$) し、せん断力 104 kN (最大耐力)、軸力 - 80kN 時に柱圧着部分が材軸方向に剥離すると同時に、約 12mm のずれを生じ、ずれによる音も観測した。同時にせん断力及び軸力の耐力が急激に低下した。また、最大せん断力を (2) 式に代入すると $P=1064\text{kN}$ となり、システム実験 ($P=1099\text{kN}$) を再現することが出来た。

[引張軸力 (- 80kN) を負荷した試験体：Co2, Co3]

Co2, Co3 とともに破壊の過程はほぼ同じである。部材角 1/1000 (せん断力 36.5kN) で柱頭、柱脚に曲げひび割れが発生した。以後、部材角 5/1000 (せん断力 $\pm 81.7\text{kN}$) で柱圧着部分にせん断ひび割れが発生 (Co2: $\theta=28^\circ$, Co3: $\theta=25^\circ$) し、同時に引張主筋が降伏した。Co2 は部材角 9.5/1000 で最大耐力 - 108kN を経験した後徐々に耐力が減少していった。一方、Co3 は部材角 8/1000 で最大耐力 - 101kN を経験した後 Co2 と同じように耐力が減少していった。また、変位を比較すると Co2 の変位量が大きいことがわかる。十分な耐力低下を確認した時点で載荷を終了した。履歴曲線は両試験体とも除荷時の残留変

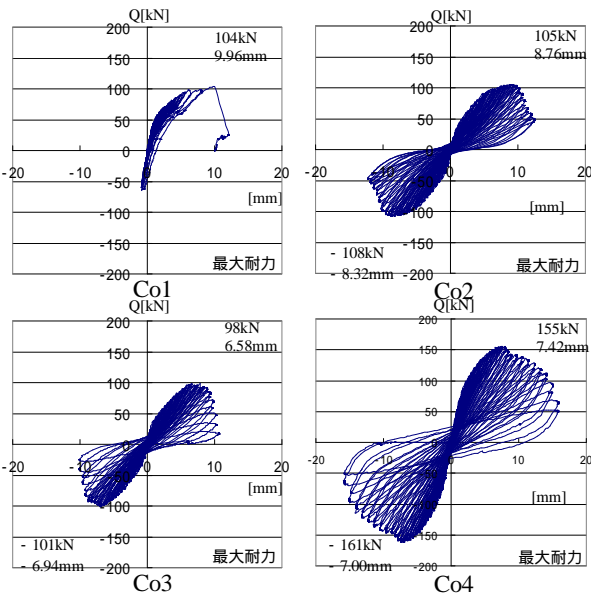


図 - 11 荷重 変形曲線

形が小さなプレストレスト構造特有の履歴曲線の特徴が現れている。

[圧縮軸力 (290kN) を負荷した試験体：Co4]

部材角 1.5/1000 (せん断力 $\pm 75.1\text{kN}$) で柱頭、柱脚に曲げひび割れが発生した。その後、部材角 5.5/1000 (せん断力 - 143kN) で主筋が降伏し、部材角 7/1000 (せん断力 $\pm 155.0\text{kN}$) の時柱圧着部分にせん断ひび割れが発生 ($\theta=20^\circ$) した。部材角 8.5/1000 で最大耐力 - 161kN を経験した後、耐力が漸減していった。履歴曲線は Co1 ~ Co3 と同じプレストレスト構造特有の特徴が現れている。

5. 斜めひびわれ強度の検討

PC 部材は曲げ降伏をせん断破壊に先行させるように設計されていた。しかしながら、システム検証実験及び柱圧着接合部の実験結果から明らかなように最終破壊が柱圧着接合部に発生したせん断破壊であった。そこで柱圧着接合部のせん断破壊に着目して、柱脚部の斜めひび割れ強度を調べ、その強度の推定式を誘導し、その適合性を以下の手順で検討した。

5.1 柱圧着接合部の応力度

柱圧着接合部の微小部分を抜き出した場合の応力状態を水平面に垂直応力度 σ とせん断応力度 τ が、鉛直面にはせん断応力度 τ が作用していると仮定した(図 - 13)。この応力状態をモールの円として描くと図 - 14 となる。

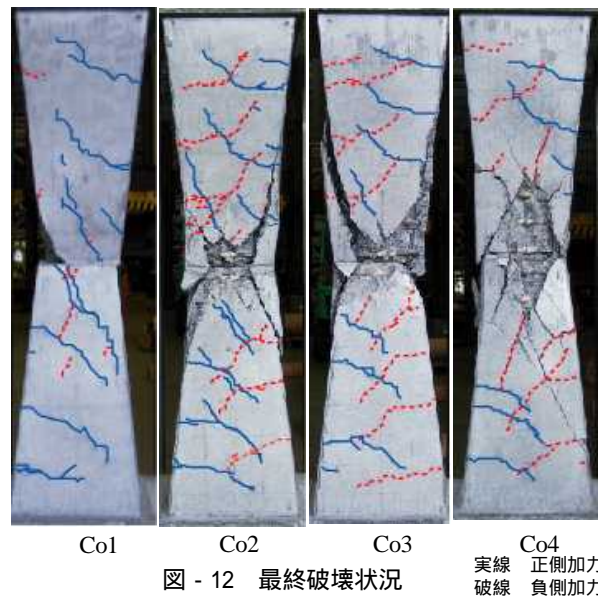


図 - 12 最終破壊状況

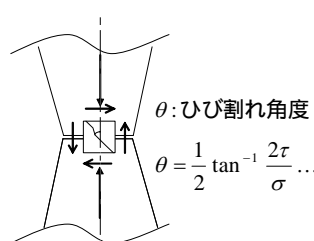


図 - 13 柱圧着接合部の応力状態

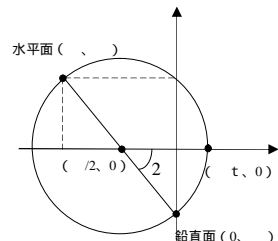


図 - 14 モールの応力円

図より引張主応力度 σ_t は次式で表せる。

$$\sigma_t = \sqrt{\left(\frac{\sigma}{2}\right)^2 + \tau^2} - \frac{\sigma}{2} \quad \dots (4)$$

システム検証実験で見られた柱圧着部の斜めひび割れはこの引張主応力度 σ_t によるコンクリートの引張破壊であると考えられる。 $\theta = 45^\circ$ であることから、圧着部に発生するひび割れ角度は 45° よりも急傾斜になることになる。

そこで、 σ と τ を水平力 P の関数として求め、(4) 式に代入し、引張主応力 σ_t がコンクリート引張強度 f_t に等しいという条件から水平力 P を求めた値が柱圧着部の斜めひび割れ強度と仮定できる。

5.2 水平力と柱部材応力の関係

模型試験体の解析結果（弾性解析）より各部材の柱圧着部の軸力 N とせん断力 Q は外力 P の関数である。柱部材には次式が成立する（ P, Q, N は図-9に対応）。

$$N = aP + b \quad \dots (5)$$

$$Q = \alpha P + \beta \quad \dots (6)$$

a, b, α, β は定数（システム実験における弾性解析結果より求める）

定数は図-9において水平力 $P=1\text{kN}$ 、長期荷重 $N'=1507\text{kN}$ としたものを弾性解析し求めた。また、試験体には PC 鋼棒によりプレストレス力が導入されているので(5)式の b はプレストレス力を考慮した値とする。

(5),(6)式から柱圧着部分の垂直応力度 σ とせん断応力度 τ は柱圧着部分の断面積 (A) に対する平均の応力度として、次式のように表される。

$$\sigma_f = \frac{aP+b}{A}, \quad \tau_f = \frac{\alpha P + \beta}{A} \quad \dots (7)$$

ただし、一定軸力下の Co2~Co4 では水平力 P とせん断力 Q は一定であるから、垂直応力度及びせん断応力度は次式とする。

$$\sigma_d = \frac{N}{A}, \quad \tau_d = \frac{Q}{A} \quad \dots (8)$$

ここで、圧着部分(危険断面)の摩擦せん断力を生じさせる軸力は断面に様に作用すると考えられる。従って、圧着部分近傍のせん断応力度 τ を一様分布（平均応力）と仮定した。

5.3 柱圧着接合部斜めひび割れ強度

(7)式で求めた柱圧着接合部の垂直応力度 σ とせん断応力度 τ を(4)式の引張応力度 σ_t の式に代入し、 σ_t をコンクリートの引張強度 f_t に等しいとして水平力 P を求める。ここで f_t はコンクリートの引張強度であり、コンクリートの圧縮強度 σ_B を用いて次式で表せる²⁾。

$$f_t = 0.33\sqrt{\sigma_B} \quad \dots (9)$$

この P が柱圧着接合部の斜めひび割れ強度 P_t となり、次式で表すことができる。

$$P_t = \frac{a \cdot ft \cdot A - 2\alpha\beta \pm \sqrt{(a^2 \cdot ft \cdot A - 4\alpha\beta \cdot a + 4\alpha^2 ft \cdot A + 4\alpha^2 b) ft \cdot A}}{2\alpha^2} \quad \dots (10)$$

(10) 式を(6)式に代入すると次式が得られる。

$$Q_{t1} = \frac{a \cdot ft \cdot A \pm \sqrt{(a^2 \cdot ft \cdot A - 4\alpha\beta \cdot a + 4\alpha^2 ft \cdot A + 4\alpha^2 b) ft \cdot A}}{2\alpha^2} \quad (11)$$

また(8)式で求めた垂直応力度 σ_d とせん断応力度 τ_d を(4)式の引張応力度 σ_t の式に代入すると、柱圧着接合部の斜めひび割れ強度 Q_{t2} を次式で表すことができる。

$$Q_{t2} = \pm \sqrt{(ft \cdot A)^2 + N \cdot ft \cdot A} \quad \dots (12)$$

5.4 計算値と実験値の比較

柱圧着接合部検証実験におけるせん断力とひび割れ発生角度を、それぞれ実験値（最大耐力）と計算値を比較して表-6に示す。Co1, Co2, Co3 試験体は実験値と計算値が近いことから推定式の適合性が良いと思われるが、Co4 試験体では計算値が幾分か大きい値となった。ひび割れ角度は、実験値と計算値が近いことが確認できた。

表-6 斜めひび割れ発生時せん断力とひび割れ角度

		Co1	Co2	Co3	Co4
せん断力 Q[kN]	実験値	104	105 -108	98 -101	155 -161
	計算値	106	±110	±106	±188
ひび割れ発生角度	実験値	30°	28°	25°	17°
	計算値	28°	27°	27°	20°

脚注：解析値より $a = -0.1819$ $b = 310$ $\alpha = 0.0805$ $\beta = 18.5$
Co1 は(11)式, Co2~Co4 は(12)式使用
ひび割れ発生角度は図-13中の式使用

6. まとめ

1. システム検証実験より柱圧着接合部のせん断破壊が発生するまでの耐力は設計荷重の約 5.9 倍であり、設計荷重を超える高い性能であることが確認できた。また、最終的な破壊は 構面に発生した柱圧着接合部のせん断破壊であった。

2. Co1 の最大耐力 ($Q = 104\text{kN}$) を(2)式に代入すると $P=1064\text{kN}$ となる。これはシステム検証実験で発生した柱圧着部のせん断破壊荷重 ($P=1099\text{kN}$) とほぼ同等となり、システム検証実験を再現することができた。

3. 柱圧着接合部検証実験を行い、柱圧着接合部のせん断破壊を引き起こす斜めひび割れ強度の推定式を誘導することができた。

参考文献

- HTA 研究会編「HONEYCOMB TUBE ARCHITECTURE - 八二カムチューブの建築」新建築社 p80 - p85
 - 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 p140
- 謝辞：本実験を実施するにあたり、ご協力を頂いた各位に感謝の意を表します。