論文 リブ付コンクリート壁板の構造性能に関する実験研究

河本 孝紀*1・大池 孝治*2・倉本 洋*3・尾崎 純二*4

要旨:限界耐力計算法の対象となる「リブ付中型コンクリートパネル造」に関して、静的非 線形増分解析用のモデル構築に必要な基礎データ取得を目的にリブ付コンクリート壁板の水 平加力実験を実施した。その結果、一定軸力及び変動軸力下におけるアンカーボルト降伏時 の曲げ耐力については既往の式を用いることで概ね評価できること、アンカーボルトの伸び による回転変形成分の割合が高いこと、アンカーボルトの応力-伸び(目開き)曲線がスリッ プ型であること、壁板のモーメントー変形曲線を曲げひび割れ及び剛性低下を考慮したトリ リニア型モデルで概ね評価できることを示した。

キーワード:プレキャスト,耐力壁,限界耐力計算法,リブ付

1. はじめに

2階建ての低層コンクリート系工業化住宅に 用いられる量産公営住宅をベースにした「リブ 付中型コンクリートパネル造」¹⁾は、規格化さ れたリブ付プレキャスト鉄筋コンクリートパネ ルをボルト接合で組み立てる壁式構造である。

建築基準法の改正により限界耐力計算法の対 象となったが、実験研究データが充分でないこ とから静的非線形増分解析用のモデル構築に必 要な基礎データの取得が必要となった。

そこで、本研究では耐力と変形性能について 着目し、軸力(一定軸力及び変動軸力)とせん 断スパン比(以下「a/D」)をパラメーターとし たリブ付コンクリート壁板(以下「リブ付壁板」) の水平加力実験を行い、壁板及びアンカーボル トのモデル化に必要な基礎データを取得した。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体一覧を表-1に、試験体形状を図-1 に示す。試験体は2階建住宅の1階を想定した 4体を設定した。試験体断面は壁厚 x 壁長さ =120x 897mm、シェル厚 46mm (平均壁厚は 57.5

表-1 試験体一覧

Γ		断面(mm)					上 / 座	
	No	長さ ×高 ×厚	シェル 厚	アンカー ボルト	縦リブ 主筋	メッシ ユ筋	ビル助 スパン比*1 a/D	軸力
	1	897x	46	2-D19	2-D13	2.9φ @60	3.42	一定
	2	x120						変動
ſ	3	897x					1.74	一定
	4	x1200						変動*2

*1:加力高さ/壁長さ

*2:負載荷時は軸力 29 k N 一定とした。



*1 ㈱宇部三菱セメント研究所 宇部センター (正会員)
*2 豊橋技術科学大学大学院 工学研究科建設工学専攻 (正会員)
*3 豊橋技術科学大学助教授 工学教育国際協力研究センター 工博 (正会員)
*4 ウベハウス㈱ 営業本部技術部 (正会員)

mm)とし、縦リブに主筋として 2-D13(SD295A)、 シェル部補強筋には 2.9 Φ@60 メッシュ、アン カーボルトには D19(SD295A)を用い、コンクリ ートの設計基準強度を 30N/mm²、接合部に充填 される高強度無収縮モルタルの設計基準強度 を 60N/mm²とした。変動要因は軸力(一定、変 動)及び a/D(3.42、1.74)とした。尚、a/D=3.42 は平面プランの出隅部耐力壁の応力状態を、 a/D=1.74 は中通りと外通りが直角に交わる部 分の耐力壁の応力状態を想定しており、a/D= 3.42 の試験体は壁板高さを 2700mm、a/D= 1.74 の試験体は壁高さを 1200mmとした。

表-2にコンクリート、**表-3**に鉄筋の材料 試験結果を示す。

2.2 載荷方法

図-2に載荷装置を図-3に加力スケジュー ルを示す。

試験体は反力フレーム内にPC鋼棒で固定さ れたプレキャストの下スタブ上に設置され、ア ンカーボルトにより接合した。尚、アンカーボ ルト廻りの隙間には高強度無収縮モルタルを充 填した。上スタブは縦縫いボルトで試験体と接 合され加力治具とボルト接合した。

載荷は水平方向に取りつけた押し引き両用の 500kN アクチュエーターにより正負交番繰り返 し載荷を行った。加力点高さは 3077mm 及び 1567mm とした。同時に鉛直方向に、350 k N 油 圧ジャッキで2階建の1階壁に作用する長期軸 力を想定した 29 k N (軸応力度 0.56N/mm²)の 一定軸力又は 0~150 k N (軸応力度 0~ 2.90N/mm²)の変動軸力(N=29+1.2・Q kN、Q: 水平力)を載荷した。

2.3 測定方法

測定は図-4に示すように頂部の水平及び鉛 直変位、脚部の目開き及びすべり変位、壁側面 の伸び変位をそれぞれの位置に設置した変位計 で、壁板主筋、メッシュ筋及びアンカーボルト のひずみをワイヤーストレインゲージで測定し た。尚、水平力は 500 k N ロードセル、軸力は 圧力変換器で測定した。

表-2 コンクリート材料試験結果

	1	ンクリート	高強度無収縮モルタル		
No.	材齢	圧縮強度 o _b	材齢	圧縮強度	
	(日)	(N∕mm²)	(日)	(N∕mm²)	
1	28	46.47	5	82.17	
2	34	50.25	6	85.21	
3	43	50.72	7	78.60	
4	39	46.47	5	83.10	

表-3 鉄筋の材料試験結果

	部位	アンカーホ゛ルト	壁主筋	壁短辺主筋
	仕様	D19	D13	D10
		(SD295A)	(SD295A)	(SD295A)
陈佳占	応力(N/mm²)	395	367	357
百万元	降伏歪 (µ)	1890	2198	1861
引引	長強度(N∕mm²)	578	508	501
1	伸び率(%)	24.0	23.2	19.7
ヤング	系数 ×10⁵(N/mm²)	2.16	1.85	1.83



図-4 測定方法

3. 実験結果及び考察

3.1 ひび割れ及び破壊性状

各試験体の最終破壊状況を図-5に示す。 a/D=3.42のNo1,2及びa/D=1.74で軸力一定のNo3においては、引張側の壁主筋定着部のかぶ りコンクリートの剥落により耐力低下が生じる 側方割裂破壊の様相を示し、反曲点ありで変動 軸力のNo4では圧縮側の縦リブの圧縮破壊によ り耐力低下が生じる曲げ圧縮破壊の様相を示し た。

次にひび割れ状況について見ると a/D=3.42 の No1,2 では壁脚部に曲げひび割れが生じた後、 アンカーボルトに沿う付着ひび割れ、曲げひび 割れ発生領域の拡大及び曲げせん断ひび割れへ の進展が生じた後、引張側アンカーボルト壁内 定着部及び引張側壁主筋定着部でひび割れの拡 大及びかぶりコンクリートの剥落が生じ荷重が 低下した。a/D=1.74 の No3 (軸応力度 0.56N/

mm²) では曲げせん断ひび割れに続いてせん断 ひびわれが生じた他は、No1,2 と同様なひび割 れ状況を示した。a/D=1.74 で変動軸力の No4(最 大軸応力度 2.88N/mm²) ではせん断ひび割れま でNo3 と同様なひび割れを示したが引張側の壁 主筋定着部のかぶりコンクリートが剥落する前 に圧縮側の縦リブが圧縮破壊した。尚、すべて の試験体においてせん断破壊は生じなかった。

3.2 変形性状

図-6~図-9に実験より得られた荷重(Q) -変位(δ)曲線を示す。すべての試験体にお いて履歴がスリップ型を示した。

詳しく見ると図-6及び図-7より、a/D= 3.42のNo1,2では部材角(R)1/400のサイク ルで曲げひび割れが生じ、R=1/400~1/200の サイクルでアンカーボルトの付着ひび割れを生 じながらR=1/100のサイクルでアンカーボル トが引張降伏、その後R=1/50のサイクルまで は急激な耐力低下は見られず履歴を重ね、R= 1/30のサイクルで壁主筋が引張降伏し耐力が 除々に低下した。尚、No1と比較し正載荷で軸 応力度が高く、負載荷で軸応力度が低くなる変



図-5 最終破壊状況





-813-

動軸力の No2 は正載荷で耐力が高く、負載荷で 耐力が低くなる傾向を示し、軸力が耐力へ影響 を与えることがわかった。

図-8より、a/D=1.74 で一定軸力の No3 では R=1/400 のサイクルでアンカーボルトの付着 ひび割れを生じ、R=1/200 のサイクルで曲げひ び割れ、R=1/100 のサイクルでアンカーボル トが引張降伏、その後R=1/50 のサイクルまで 急激な耐力低下は見られず、R=1/30 のサイク ルで壁主筋が引張降伏、R=1/20 のサイクルで引 張側の壁主筋定着部が破壊し耐力が低下した。

図-9より、a/D=1.74 で変動軸力の No4 では R=1/400 のサイクルで曲げひび割れ及びアン カーボルトの付着ひび割れを生じ、負載荷の R=1/100 のサイクル、正載荷のR=1/67 のサイ クルでアンカーボルトが引張降伏、R=1/50 の サイクルまで耐力低下のない履歴を重ねた後、 R=1/30 のサイクルで圧縮側の壁縦リブが圧縮 破壊し荷重が急激に低下した。

3.3 曲げ降伏耐力

表-4にアンカーボルト降伏時の実験結果と 計算値との比較を、図-10に本実験の精算(平 面保持を仮定した曲げ解析)^{2),3)}及び略算式 (1)による曲げモーメント(M) –軸力(N) 相関関係を示す。すべての試験体において実験 値がほぼ計算曲線上に載っており概ね良好な対 応を示した。本実験の軸力の範囲では、式(1) で曲げ降伏耐力を概ね評価できるものと思われ る。

$$cMy = at \cdot \sigma_y \cdot j + 0.5 \cdot N \cdot j \qquad (1)$$

j:応力中心間距離 0.74(m)

N:一定又は変動軸力(N)

3.4 アンカーボルトの応力-伸び関係

図-11にアンカーボルトの応力と壁脚部の 目開き関係の例を示す。荷重-変形曲線と同様に スリップ型の履歴を示しており、荷重-変位曲 線がスリップ型履歴となる1要因としてアンカ ーボルトの挙動が影響していると考えられる。



-814-

)

図-13にアンカーボルトの挙動を観察した図 を示す。壁と座金を介してナット締め定着され るアンカーボルトにおいては、アンカーボルト が降伏して伸びた状態になると、壁が回転して 座金及びナットと壁脚部リブ面とが接触してか らアンカーボルトが引張に対して効き始めた (Q-δ曲線がスリップ状態から立ち上がり始 めた)。また、付着が劣化した状態では除荷時に アンカーボルトの抜け出しが生じ圧縮力をあま り負担しない(Q-δ曲線でスリップが始まる) 現象が見られた。尚、図-12にはアンカーボ ルトの歪分布例を示した。壁脚部横リブ内に定 着されたアンカーボルトの歪は部材角 1/100 ま で三角形分布を示し、以降長方形分布を示した。

3.5 壁の曲げ変形

図-14にM-壁板の曲げ変形量の例を示す。 図-14より壁板の履歴においては顕著なスリ ップは見られなかった。また、曲げひび割れ計 算値²⁾、式(2)による剛性低下率 αy²⁾及び壁 の曲げ耐力計算式¹⁾による曲げ降伏耐力を用い て求めたトリリニアのモデルを図に併せて示す。 文献2)の評価方法で壁の曲げ変形を概ね評価 できると考えられる。

$$\alpha y=(0.\ 043+1.\ 635 \cdot n_r \cdot P_t+0.\ 043 \cdot a' /D$$
$$+0.\ 325 \cdot \eta_0) (d/D)^2 \qquad (2)$$

ここで、 $P_t = a_t / (be \cdot d)$

a_t: 主筋断面積(mm²)

be: 置換長方形断面厚, d=D-30(mm)

a'/D= (a-100)/D (mm), D: 壁長さ(mm) n_o= N/(be・D・g_R)

 $\eta_0 = N/(De^2D^2 O_B)$

N: 主筋降伏時の軸力(実験値)(N) σ_n: コンクリートの材料強度(N/mm²)

3.6 壁の水平すべり変形

図-15に荷重-水平すべり量の例を示す。 図より変動軸力による軸応力度の大きな正載荷 と軸応力度の小さな負載荷において顕著なすべ り量の差は見られず、また、a/Dの比較からも 顕著な差は見られない。従って、本実験の範囲 では軸力及び a/Dによる水平すべり量への顕著 な影響は確認できなかった。





図-17各変形算出方法



等価粘性減衰定数 (heq) の算定 heq= W/(4・π・△W) △W= {(δp+δm)/2}・{(Qp+Qm)/2}/2

図-18 等価粘性減衰定数

3.7 変形成分割合

図-16に変形成分割合を示す。それぞれの変 形算出方法は図-4に示す変位計の測定値を用 いて、図-17に示すように幾何学的条件より 算出した。図-16より全変形の70%程度を アンカーボルトの伸び等による回転変形が占め ており、部材角が大きくなるにつれてその割 合が大きくなることがわかった。また、水平す べり変形は全変形の3%程度と比較的小さいこ とがわかった。

3.8 等価粘性減衰定数

履歴曲線から得られた等価粘性減衰定数と部 材角の関係を図-18に示す。尚、履歴曲線は 各部材角の2サイクル目を採用した。

全試験体において部材角 1/100 以降6%程度 のほぼ一定な値を示しており、本壁板の等価粘 性減衰定数は部材角、軸力及び a/D にかかわら ず6%程度であることがわかった。

4. まとめ

軸力及びせん断スパン比をパラメーターとし たリブ付壁板の水平加力実験より、以下の知見 が得られた。

- リブ付壁板が実験の範囲では部材角 1/50 程 度までの変形に耐えることを確認した。
- (2) アンカーボルトの曲げ降伏耐力に関しては 略算式(1)で実験の範囲では概ね良好な対 応を示すことが確認された。
- (3)荷重-変位曲線の履歴はスリップ型であり アンカーボルトの抜け出しがスリップを生 じる一要因であることを確認した。アンカー ボルトの詳細なモデル化にあたっては、アン カーボルトの抜け出し量を定量的に把握し ていく必要があると考える。
- (4) 壁板のM-曲げ変形量のモデル化は文献2)の剛性低下を用いた評価で概ね良好な対応を示すことが確認された。
- (5) 変形成分の割合は、全試験体に共通して回 転変形が全変形の70%程度を占めること、 水平すべり変形が3%程度と比較的小さい ことを確認した。
- (6) 全試験体において等価粘性減衰定数は6% 程度であることを確認した。

【謝辞】

本実験は社団法人プレハブ建築協会の低層コ ンクリート系住宅限界耐力計算法検討WGIIの 一環として行われたものである。実験にあたり ご指導いただきました奥薗敏文氏、園部泰壽先 生、平石久廣先生に厚く御礼申し上げます。

【参考文献】

- 平井 正由,他8名:壁式プレキャストコンクリートパネル造住宅の静的非線形増分 解析に関する研究(その1~3)、日本建築 学会大会学術講演梗概集、pp951-956、2002
- 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算 規準・同解説、1991
- 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