

論文 リブ付コンクリート壁板で構築された門型構面の構造性能に関する実験研究

河本 孝紀^{*1}・倉本 洋^{*2}・尾崎 純二^{*3}・大池 孝治^{*4}

要旨：限界耐力計算の対象となる「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に用いる解析モデル構築に必要な基礎データの取得を目的として、リブ付コンクリート壁板、床板およびたれ壁板で構築された直交壁付門型構面の水平加力試験を実施した。その結果、門型構面においては構面内壁板に反曲点が生じること、その耐力が既往の略算式で評価できること、また、直交壁付門型構面の等価粘性減衰定数が11%程度であることなどが確認された。

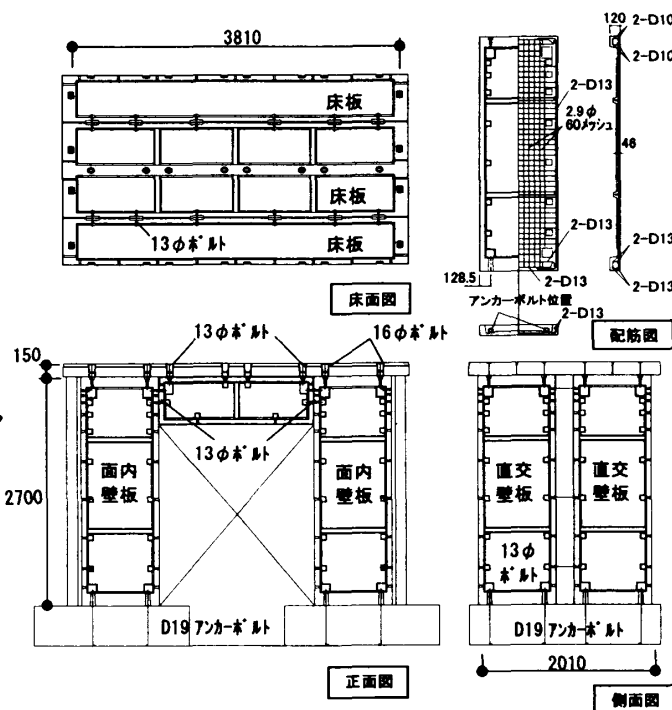
キーワード：プレキャスト、耐力壁、限界耐力計算法、リブ付

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「リブ付中型コンクリートパネル造」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。

1998年6月の建築基準法改正により限界耐力計算の対象となったが、個別のディテールに関して実験研究データが充分でないことから、筆者らは、限界耐力計算に用いる静的非線形増分解析に適用可能な部材モデルを構築することを念頭に置いて、リブ付中型コンクリートパネル造における主要構造部材の構造性能を把握するための実験的研究を行ってきた¹⁾。本研究はその一環として実験を部材から構面に展開して実施したものであり、リブ付コンクリート壁板、床板およびたれ壁板で構成された直交壁の付いた門型構面の構造性能を把握することを目的としたものである。

本論では、構造実験の概要を述べると共に門型構面の耐力、変形性能および構面による耐力向上の要因等に関する検討結果について示す。



図－1 試験体の形状および壁配筋

表－1 試験体

部位	形状(mm)				配筋			
	長	幅	厚		主筋		メッシュ筋	
壁	2700	897	120	46	2-D13	SD295A	2.9φ @60	SWM-P
床	3810	1107	150	46	4-D13	SD295A	2.9φ @100	SWM-P

*1 (株)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 工学部建設工学系助教授 工博 (正会員)

*3 ウベハウス(株) 営業本部技術部 (正会員)

*4 富士ハウス(株) (正会員)

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体の形状・寸法および壁板の配筋を図-1および表-1に示す。試験体は2階建住宅の1階を想定した両端に直交壁が付いた門型試験体（以下「門型試験体」）1体とした。実験に使用した壁はリブ付コンクリートパネルであり、高さ2,700mm、リブ厚120mm、シェル厚46mmで、壁長さは897mmとした。また、床は構面内壁に長辺がかかる状態を想定し、図-1に示すように長辺方向長さを3,810mmとした床板3枚を組み合わせる形とした。なお、床板もリブ付形状であり、リブ厚150mm、シェル厚46mmである。

壁の配筋は縦リブ部主筋 2-D13(SD295A)、およびシェル部補強筋 2.9φ@60メッシュとし、床の配筋は壁上のリブ部主筋 4-D13(SD295A)、およびシェル部補強筋 2.9φ@100メッシュとしている。また、接合は表-2および図-2に示すとおり、基礎-壁をモルタル充填併用の2-D19(SD295A)アンカーボルト接合、壁-床をモルタル充填併用の2-16φ(SS400)縦縫いボルト接合、壁-壁を3-13φ(SS400)横縫いボルト接合、および床-床を13φ(SS400)横縫いボルト+シャークコッター接合としている。なお、コンクリートおよび充填モルタルの設計基準強度は30N/mm²とした。

表-2 接合部

部位	構面内壁	直交壁
基礎-壁	2-D19(SD295A)+モルタル充填	
壁-床	2-16φ(SS400)+モルタル充填	
壁-壁	3-13φ(SS400)	
たれ壁-壁	2-13φ(SS400)	
床-床	6-13φ(SS400)+シャークコッター(モルタル充填)	

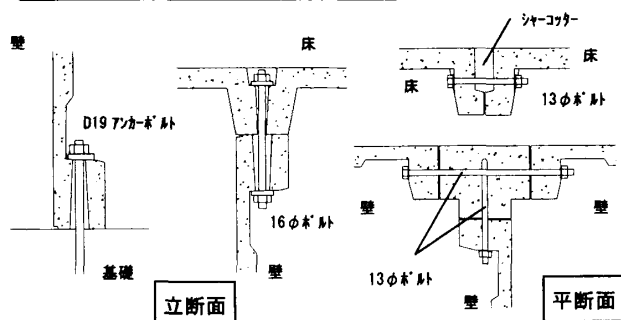


図-2 接合詳細

鉄筋およびコンクリートの材料試験結果を表-3および表-4に示す。

表-3 鉄筋の材料特性

部位	アンカーボルト	主筋	メッシュ筋	接合ボルト	
仕様	D19 SD295A	D13 SD295A	2.9Φ SWM-P	16Φ SS400	13Φ SS400
at(mm ²)	287	127	6.6	201	133
σ _y (N/mm ²)	339	336	664*	327	303
ε _y (μ)	1903	2057	5400*	1681	1539
σ _t (N/mm ²)	515	487	672	458	433
伸び(%)	25.6	25.6	—	31.5	32.3
E _s (KN/mm ²)	177	172	146	195	205

at: 断面積, σ_y: 降伏強度, ε_y: 降伏歪, σ_t: 引張強度, E_s: ヤング係数, *: 0.2%ばね点

表-4 コンクリートの材料特性

コンクリート		充填モルタル	
材齢(日)	圧縮強度 (N/mm ²)	材齢(日)	圧縮強度 (N/mm ²)
43	50.9	3	42.9

備考) テストピースのサイズはコンクリート用がφ100×L200、充填モルタル用がφ50×L100

2.2 実験方法

図-3および図-4に載荷装置の概要を示す。

壁板は反力床上にP C鋼棒で固定されたプレキャストのT字型下スタブにアンカーボルトで接合した後、アンカーボルト廻りの隙間に無収縮モルタルを充填して固定した。

各P Cパネル間の接合は、構面内壁-柱型および直交壁-柱型-直交壁を3-13φ鉛直接合ボルトで、構面内壁-たれ壁を2-13φ接合ボルトで、構面内壁-床を2-16φ水平接合ボルト（無収縮モルタル充填併用式）で、たれ壁-床を2-13φ接合ボルト（無収縮モルタル充填併用式）で、床-床を13φ接合ボルト（シャークコッター部無収縮モルタル充填）で結合した。

実験は、各壁の中央芯で下スタブにアンカーしたP C鋼棒を介して床板上に設置した500kN油圧ジャッキにより長期負担軸力に相当する29kN（直交壁は14.5kN）の一定軸力をそれぞれ負荷した後、反力壁に水平方向に取り付けた500kNアクチュエーターにより正負交番の繰返し水平力（加力点高さ2,775mm）を載荷することにより行った。加力スケジュールは図-5に示すサイクルとした。

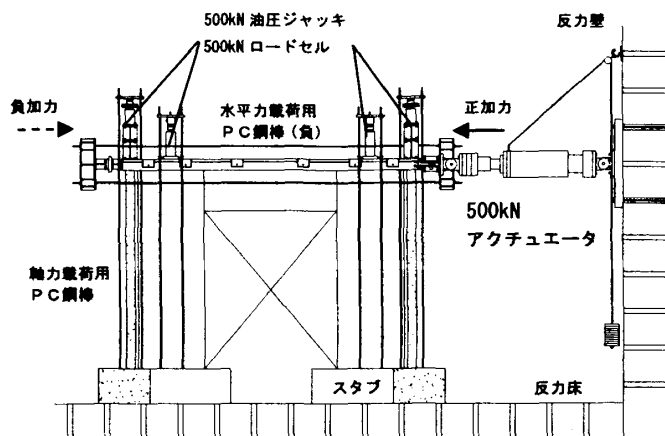


図-3 加力図

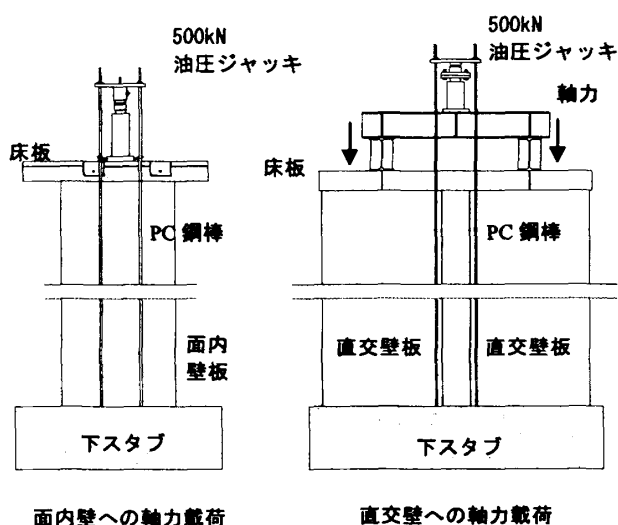


図-4 軸力載荷図

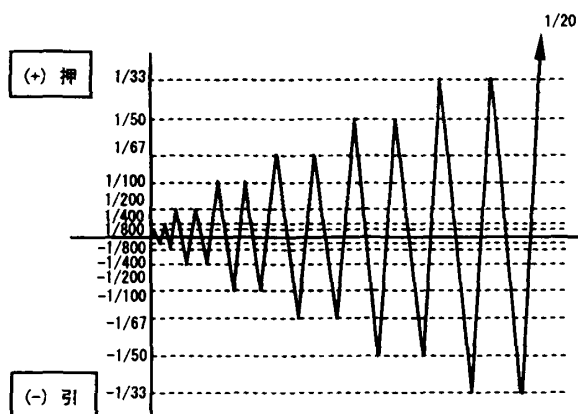


図-5 加力スケジュール

また、実験では図-6に示すように、壁頂部および床の水平変位および鉛直変位、壁脚部の目開きおよびすべり変位、たれ壁-床および壁-たれ壁間の目開きおよび壁-柱間のずれ変位をそれぞれの位置に設置した変位計で測定する

と共に、壁板主筋、メッシュ筋および接合ボルトのひずみをそれぞれワイヤーストレインゲージにより測定した。

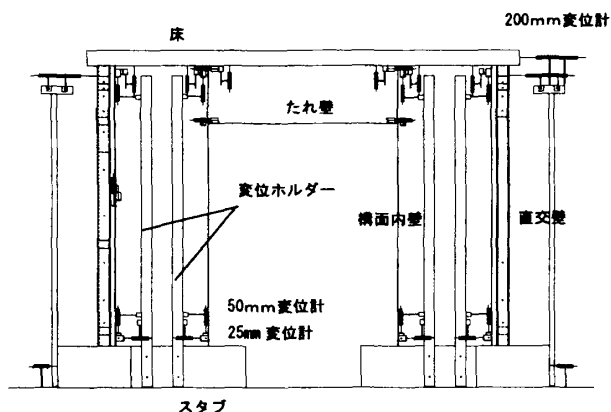


図-6 変位測定位置

3. 実験結果および考察

3.1 ひび割れおよび破壊性状

門型試験体のひび割れ状況(部材角 1/50)を図-7に示す。門型試験体は構面内壁の圧縮側縦リブの圧縮破壊により徐々に耐力低下が生じた。変位振幅の増大に伴う破壊の進行状況は以下の通りである。

部材角 1/800 サイクルの 75.43kN および -59.17kN で壁脚部に曲げひび割れおよびアンカーボルトに沿う付着ひび割れが発生した。

部材角 1/400 サイクルで壁板頂部(正加力で右壁板頂部左、負加力で左壁板頂部右)に曲げひび割れ、左右の壁脚部に曲げせん断ひび割れ、およびたれ壁-壁接合部直上の床リブに縦方向の曲げひび割れが発生した。

部材角 1/200 のサイクルの 130.8kN および -118.6kN で構面内壁-直交壁鉛直接合部直上の床リブに構面内壁頂部角から直交壁縦縫いボルト頂部にかけての斜めひび割れが発生した。

部材角 1/100 のサイクルで左右の壁にせん断ひび割れが発生し、また、左側壁-たれ壁接合部のたれ壁に縦リブとシェルとの境界線に沿った縦方向のひび割れが発生した。

部材角 1/67 および 1/50 サイクルでせん断ひび割れが進展すると同時に、構面内壁-直交壁接合部の床リブの斜めひび割れ幅が拡大した。

部材角 1/33 の繰返しサイクル以降, 壁の圧縮側縦リブ脚部の圧縮破壊で荷重低下を生じた。

実験終了後, 直交壁部の床リブに下から上に伸びるパンチングシアによる放射状のひび割れを観察しており, 構面内壁の回転により生じた構面内壁頂部角の浮き上がりで床リブが押し上げられ, その結果床リブにパンチングシアによるひび割れが生じたと考えられる。

なお, 壁のせん断破壊は生じなかった。

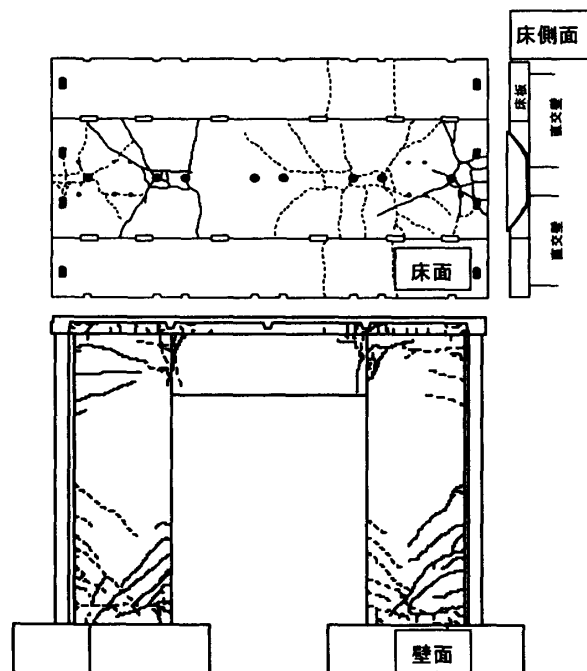


図-7 ひび割れ図 (部材角 1/50)

3.2 変形性状

図-8 に実験より得られた水平荷重 (Q) - 水平変位 (δ) 曲線を示す。また, 図-9 には比較のため直交壁部の変動軸力およびたれ壁・床の曲げ戻しによる反曲点を考慮した壁試験体¹⁾ (以下「壁試験体」) の $Q-\delta$ 曲線を示す。

門型試験体は壁試験体と同様にスリップ型の履歴を示しているが, 全体的に剛性は高くなっている。詳しく見ると, 部材角 (R) 1/800 のサイクルで初期剛性の低下が見られ, $R=1/400$ のサイクルで徐々に剛性低下が生じ, $R=1/200$ の正加力サイクルで直交壁部の床リブに斜めひび割れが生ずることにより一旦荷重上昇が緩やかとなった。

$R=1/100$ の正加力サイクル 158.32kN でアンカーボルトが降伏し, また, 負サイクルでは部材角 1/67 の -153.14kN でアンカーボルトが降伏した。

部材角 1/67 および 1/50 のサイクルでは荷重が横ばい状態となり, 部材角 1/33 のサイクルで構面内壁の圧縮側縦リブ脚部コンクリートが圧縮で劣化しながら荷重が最大荷重の 90% 程度まで下がった状態となった後, 部材角 1/20 のサイクルで荷重が更に低下した。

壁試験体と比較すると, 破壊形式は圧縮側縦リブの圧縮破壊という同様な傾向を示しているが, 壁試験体で見られた部材角 1/35 での急激な耐力低下は生じておらず, 門形構面を形成することで変形性能が向上することがわかる。

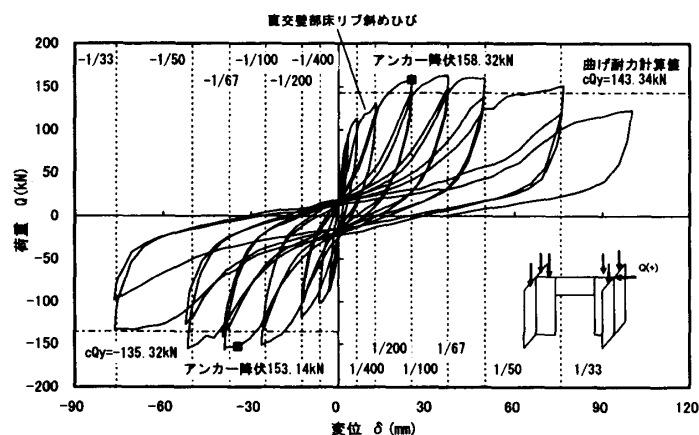


図-8 門型試験体 $Q-\delta$ 曲線

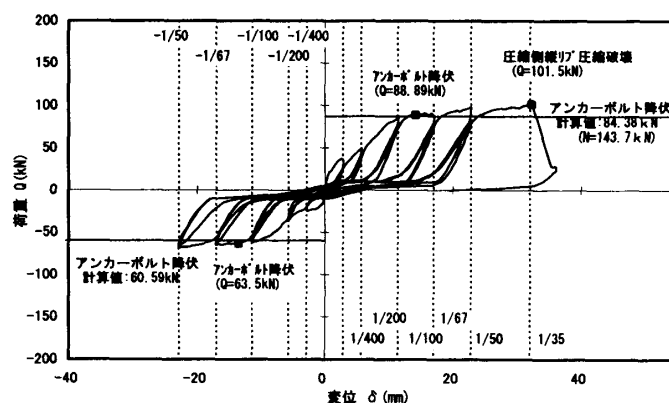


図-9 壁試験体 $Q-\delta$ 曲線

3.3 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-10 に示す。なお, 履歴曲線は

各部材角の2サイクル目を採用した。また、比較のため壁試験体の実験結果¹⁾も同図中に示す。等価粘性減衰定数は図-10より11~16%となっており、門型試験体の等価粘性減衰定数は壁試験体より3~4%程度改善されることがわかる。なお、部材角1/100以降の等価粘性減衰定数が11%程度の一定値を示すことから、限界耐力計算において採用する直交壁付門型構面の等価粘性減衰定数としては11%程度が妥当であると考えられる。

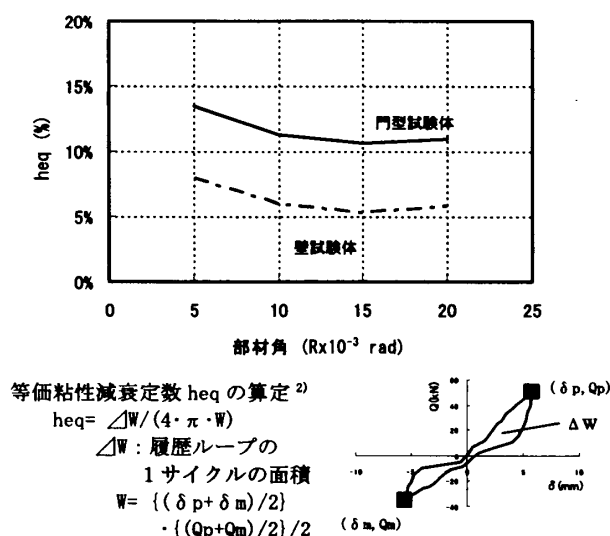


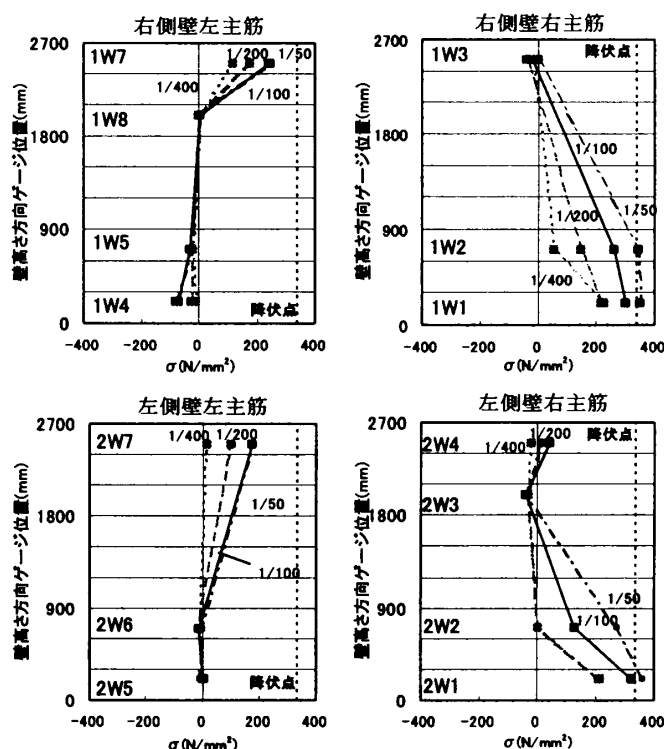
図-10

3.4 構面形成による曲げ戻し

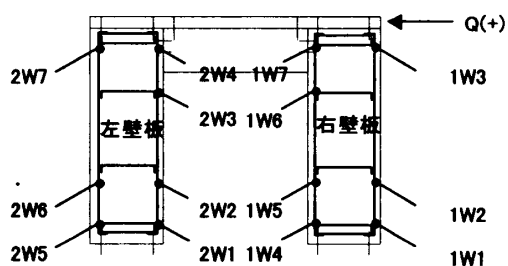
構面内壁の主筋のひずみより得られた正加力時の構面内壁主筋の応力度分布を図-11に示す。同図より、正加力時には壁の脚部右側の主筋および頭部左側の主筋に引張応力が発生しており、門型構面においては構面内壁に反曲点が生じると考えることができる。また、図-7のひび割れ図においても壁上部に曲げ戻しによる曲げひび割れが見られる。

また、図-12に部材角1/100時のたれ壁-壁接合部の横つなぎボルトと床主筋の応力度分布を示す。この図より門型構面右側のたれ壁-壁接合部においては下端横つなぎボルトが引張、上端横つなぎボルトが圧縮かつ床リブの下端主筋が引張となっており、左側のたれ壁-壁接合部においては床リブ上端主筋が引張、下端主筋

が圧縮、上端横つなぎボルトが引張かつ下端横つなぎボルトが圧縮となっている。このことから、たれ壁-壁接合部において床とたれ壁は一体で曲げ変形するのではなく、各々個別に曲げ変形する重ね梁と考えることができる。



(備) σ は正符号が引張、-が圧縮を示す。



(備) 1W1などの記号はゲージ番号を示す。

図-11 構面内壁主筋の応力度分布

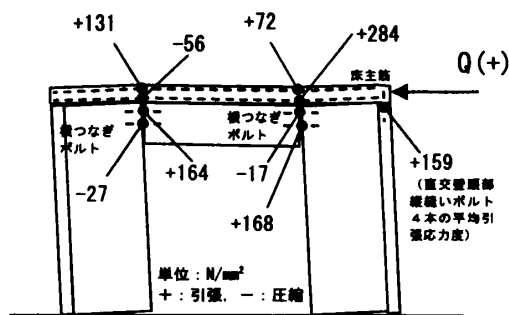


図-12 たれ壁-壁接合部応力度分布

3.5 曲げ降伏耐力

表－5にアンカーボルト降伏時の実験結果とたれ壁および床による曲げ戻しおよび直交壁の効果⁴⁾(構面内壁の回転による浮き上がりで直交壁頂部縦縫いボルトに生じた引張力(N_{Ti})と直交壁直上の床からの長期軸力(N_t)とを反力として、脚部引張側に直交壁が存在する構面内壁頂部角に床を介して押え軸力が作用することによる耐力上昇であり、押え軸力に直交壁のつく構面内壁の脚部圧縮縁から押え軸力作用位置までの水平距離を乗じて求めた曲げ抵抗モーメントを考慮して算出した計算値との比較を示す。なお、計算値は図－13に示すように構面内壁の脚部アンカーボルト降伏時の曲げ耐力を式(1)¹⁾で算出し、壁頂部の曲げ戻しモーメントはアンカーボルト降伏時(部材角 1/100時)のたれ壁－壁接合ボルトおよび床主筋のひずみから求まる鉄筋の引張応力度(図－12の値)を梁の曲げ耐力式(2)³⁾の σ_{yb} として与えて算出したたれ壁および床(たれ壁－壁接合部の床の曲げひび割れが隣の床板に渡って生じていることから床板の主筋は引張側全断面が曲げに効いていると考えた。)の曲げモーメントを足し合わせて算定した。なお、式(1)の N_s としてはたれ壁および床の重ね梁により生じた曲げ戻しによるせん断力を与えた。

表－5より実験値と計算値が概ね対応しており、本実験の範囲では、曲げ戻しを考慮することで曲げ降伏耐力を概ね評価できると考える。

表－5 耐力比較

方向	曲げ降伏耐力の比較		
	実験値 eQ_y (kN)	略算式 cQ_y (kN)	eQ_y/cQ_y
+	158.32	143.34	1.10
－	153.14	135.32	1.13

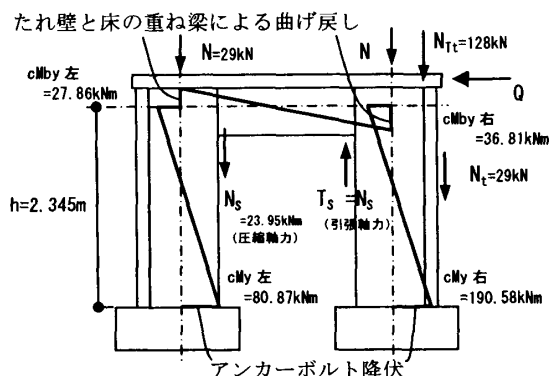
$cQ_y = \{(cM_{by, 右} + cM_{by, 左}) + (cM_{by, 左} + cM_{by, 右})\} / h$: 図-13より

$$cM_y = a_t \cdot \sigma_y \cdot j + 0.5 \cdot (N + N_s) \cdot j \quad (1)$$

ここで、 a_t : アンカーボルト断面積 (mm^2)、 σ_y : アンカーボルトの降伏点 (N/mm^2)
 j : 応力中心間距離 0.74 (m)、 N : 構面内壁の軸力 (N)
 N_s : たれ壁および床の重ね梁の曲げによる付加軸力 (N)

$$cM_{by} = 0.9 \cdot a_{tb} \cdot \sigma_{yb} \cdot d \quad (2)$$

ここで、 a_{tb} : 床主筋または接合ボルト断面積 (mm^2)



図－13 応力図

4. まとめ

本水平加力実験により、以下の知見を得た。

- (1) 直交壁付門型構面は相対部材角 1/50 程度の変形能力があると考えられ、また、構面を形成することで部材角 1/50 以降の耐力低下が壁試験体に比べ緩やかとなる。
- (2) 門型構面を形成することで構面内壁に反曲点が生じる。
- (3) 本構面の等価粘性減衰定数は 11% 程度である。
- (4) 本実験で対象とした作用軸力範囲では、アンカーボルト曲げ降伏時の耐力は、式(1)による壁の曲げ耐力に式(2)によるたれ壁・床による曲げ戻しおよび直交壁の効果を考慮することで概ね評価できると考えられる。

最後に、本論では門型構面の挙動を実験により確認した。しかしながら、直交壁効果についてはその説明が十分ではなく今後の課題と考えている。

【参考文献】

- 1) 河本孝紀, 倉本洋ほか: リブ付コンクリート壁板の構造性能に関する実験研究, コンクリート工学年次論文集 Vol125, No2, p811, 2003
- 2) 柴田明徳: 最新耐震構造解析, 森北出版, p49, 2002.3
- 3) 国土交通省住宅局建築指導課他: 2001年版建築物の構造関係技術基準解説書, p520, 2001.3
- 4) 園部泰寿: 工業化住宅(コンクリート系)の保有水平耐力評価方法について, ビルディングレター, p51, 1988.6