

床高さに変化の多い低層壁式コンクリート構造住宅の 生産合理化計画に関する基礎的研究

内田祥哉 高坂清一 坂本 功
木村昌夫 松本信二 吉田俣郎
安藤邦広

目 次

第一章 実験の目的と概要
1.1 目 的
1.2 概 要
第二章 試験体の設計と製作
第三章 実験方法
第四章 実験結果
第五章 実験結果の考察
5.1 実験結果の検討
5.2 設計の観点からの検討
第六章 結 び

第一章 実験の目的と概要

1.1 目 的

本研究は、昨年度の同名の研究の成果を受けて、実用化に向け更に発展させることを目的としている。

昨年度研究では、前後2回の実験の結果、図1-1に示す鋼板補強コンクリート版は、構造耐力上、爪付鋼板とコンクリートとが十分一体化し、壁構造建物の壁体として満足できる強度性能を有する可能性があることを確かめることができた。しかしながら、昨年度実験では加力方向が面外であり、壁体には面外曲げ応力が働いたこととなる。したがって実用化のためには、面内せん断力に対する強度性状を確かめる必要があり、これが本実験の具体的な目的である。

鋼板補強コンクリート壁構法は、昨年度研究報告書で述べたように、建物全体としては、PC版スラブと共に壁構造を構成する無筋コンクリートである。また工法的には、鋼板が壁仕上げ下地を伴った捨型枠となり、この壁型枠とPC版スラブで、2～3層の仮設物として自立でき、また、壁体の現場打ちコンクリートはPC版スラブを用いることによって、通常必要となるスラブ面での打継ぎを不要とし、かつ、無筋コンクリートであることによってコンクリートのまわりを良くできることを生かして2～3層分一度に打設できる点に特徴がある。

今回の実験によって、鋼板補強コンクリート壁構法が、昨年度実験によって確かめられた面外曲げ応力に対する

強度性能に加え、面内せん断力に対する強度性能を有するのが確かめられれば、壁体に加わる様々な応力に対し、一通り満足できる強度性能を持つことになり、今後の開発研究の展望が開けることになる。

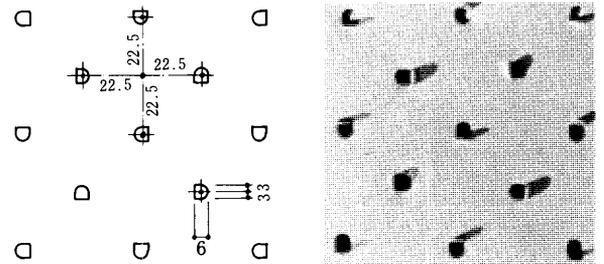


図1-1 鋼板平面詳細

写真1-1

1.2 概 要

実験は、第二章で示すように3種類各2体、合計6体の試験体を製作し、第三章で示すような装置を用いて加力し各試験体の破壊性状を記録するという手順で行った。試験体の製作は、日鉄金属工業株式会社東京工場で行った。また、試験体の破壊は、東京大学工学部総合試験所大型構造物試験室において行った。なお、実験に用いた試験体破壊装置一式は、東京大学工学部建科梅村研究室で開発したものを利用したものである。

実験のスケジュールは次のとおりであった。

昭和52年 9月～9月	実験の計画
52年12月～53年1月	試験体設計・製作
53年1月23日	コンクリート打設
53年2月10日	試験体運搬・脱型
53年2月13日～3月2日	実 験
2月16日	№1-1
2月18日	№2-1
2月21日	№3-1
2月24日	№1-2
2月27日	№3-2
3月1日	№2-2
53年 3月～5月	実験結果の整理分析
53年 6月～8月	まとめ、報告書作成

第二章 試験体の設計と製作

試験体は、目的の主旨にそって、実際の建物の一部を想定して設計した。試験体本体は500×600(mm)で厚さを80mmとし、加力のため上・下に200×300×800(mm)の剛域部分を付けている。鋼板の爪の形状は、昨年度の曲げ試験の結果から耐力的に最も秀れたものを採用した。(図1-1、写真1-1参照) 写真2-1の鋼板両側の穴は、加力による鋼板の引き抜けを防ぐために設けたもので、穴の中央にシアコッターを配している。

また、試験体は、剛域部分をとおして加力されるが、試験体の両側に曲げ補強筋を挿入し、曲げ破壊を防いだ。

試験は、爪をつけた鋼板とコンクリートで構成した壁体に面内せん断力が作用した場合の変形、破壊性状を捉えようとするものである。そこで、比較のために鋼板と同じ鉄量のせん断補強筋を配した鉄筋コンクリートの試験体と曲げ補強筋のないものを用意した。

以上、3種各2体計6体の試験体を表2-1に示す。

試験体に供した鋼板は、日鉄金属工業東京工場において加工、コンクリートもまた同工場にて53年1月

表2-1

試験体		鉄板	せん断補強筋	曲げ補強筋
No.1	1-1		○	○
	1-2			
No.2	2-1	○		
	2-2			
No.3	3-1	○		○
	3-2			

23日打設した。なお試験体は、製作上、横向きにして打設した(写真2-3参照)

試験体に使用したコンクリート、鋼材の性能をそれぞれ表2-2、3に示す。(鋼材はすべてJIS規格品)

表2-2 コンクリートの圧縮試験結果

採取日	試験日	材令(日)	重量(kg)	破壊荷重(kg)	強度(kg/cm ²)	平均(kg/cm ²)
昭和53年1月23日	2月20日	28	3.70	18700	238	214
			3.71	17000	216	
			3.72	14800	188	
	2月27日	35	-	17000	216	220
			-	18000	230	
			-	16800	214	

(指定強度: 210kg/cm²)

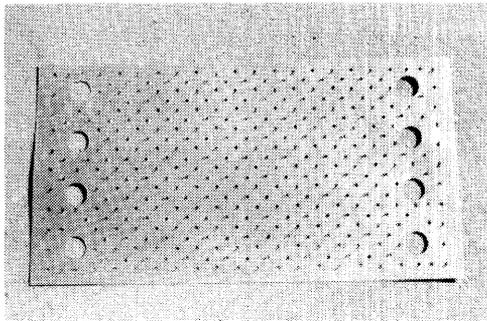


写真2-1

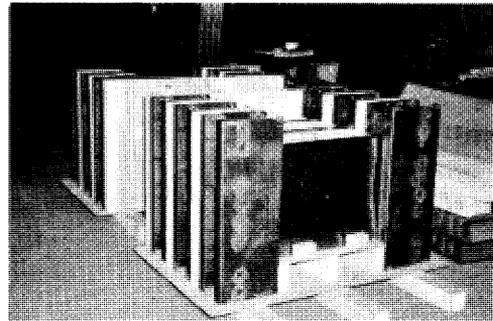
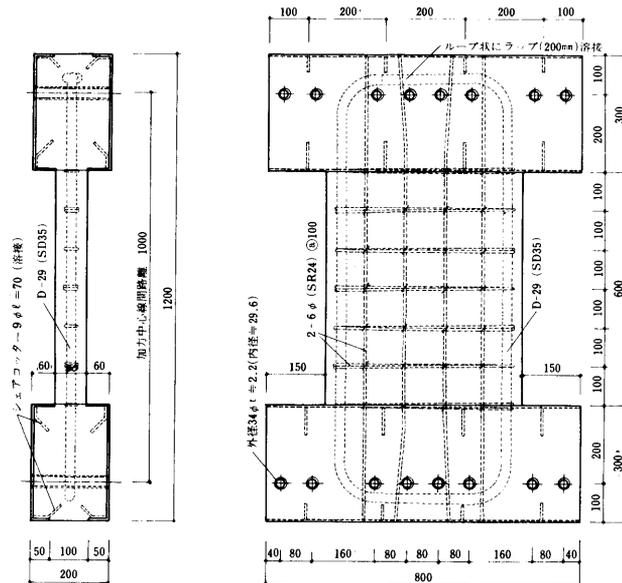


写真2-2

表2-3 鋼材の性能

検査施行 昭和53年1月14日

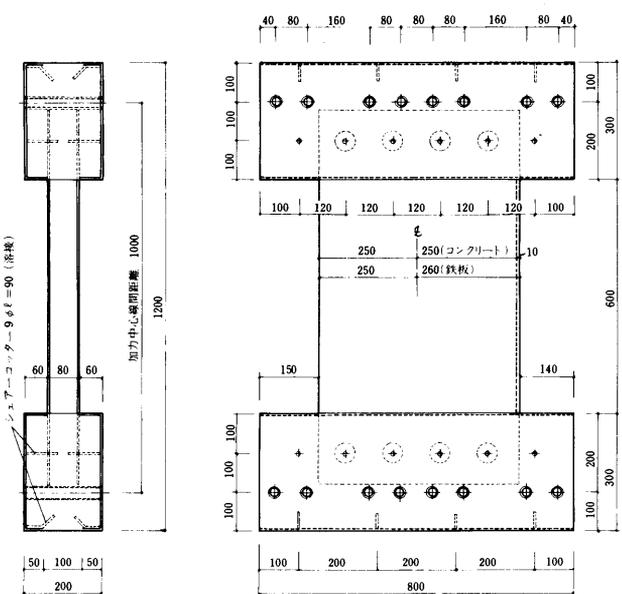
区分 試験片番号	材質	試験片寸法			降伏点		破壊点			
		標点距離	径厚 × 巾	断面積	降伏荷重	降伏強度	最大荷重	破壊強度	伸び	
		mm	mm	mm ²	Ton	kg/mm ²	Ton	kg/mm ²	%	
鉄 ロール方向	A-1	SPCC	50.0	0.62 × 25.0	15.50	0.360	23.2	0.542	35.0	38.7
	2	"	50.0	0.62 × 25.1	15.56	0.364	23.4	0.532	34.2	39.0
	3	"	50.0	0.61 × 25.2	15.37	0.360	23.4	0.533	34.7	38.0
板 クロス方向	B-1	SPCC	50.0	0.61 × 25.0	15.25	0.360	23.6	0.526	34.5	42.0
	2	"	50.0	0.61 × 24.95	15.22	0.370	24.3	0.530	34.8	40.0
	3	"	50.0	0.61 × 25.1	15.31	0.376	24.6	0.523	34.2	46.0
曲げ補強筋	C-1	SD 35	116	D 29	642.4	25.200	39.2	39.450	61.4	-
	2	"	116	D 29	642.4	26.150	40.7	39.600	61.6	29.6
	3	"	116	D 29	642.4	26.200	40.8	39.400	61.3	28.8
せん断補強筋	D-1	SR 24	48.0	6.1φ	29.21	0.950	32.5	1.350	46.2	-
	2	"	48.0	6.1φ	29.21	0.970	33.2	1.390	47.6	-



No. 1

鋼板（厚 0.6 mm）と同じ断面積の鉄筋を、せん断補強筋として配筋したものである。鉄筋は、かぶり厚等を考慮して 6 φ（SR 24）とし、@100 のダブル配筋とした。

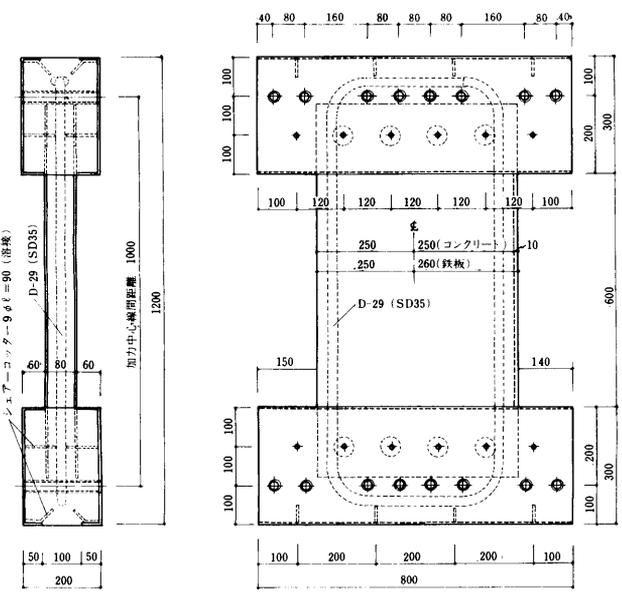
図 2-1



No. 2

鋼板は厚さ 0.6 mm を使用し、表面には図 1-1 に示した爪を施した。また鋼板の端部は剛域部分に 180 mm 程度のみみませ定着をはかった。

図 2-2



No. 3

No. 2 と同仕様の鋼板を用い、更に曲げ補強筋 D-29（SD35）を試験体両側に挿入した。（No. 1 にも同じ鉄筋を入れている）

図 2-3

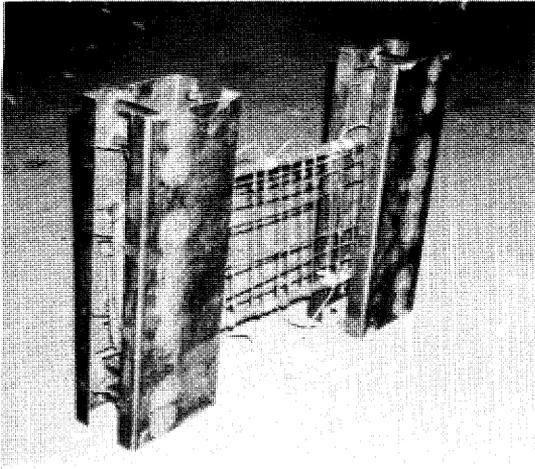


写真 2 - 4

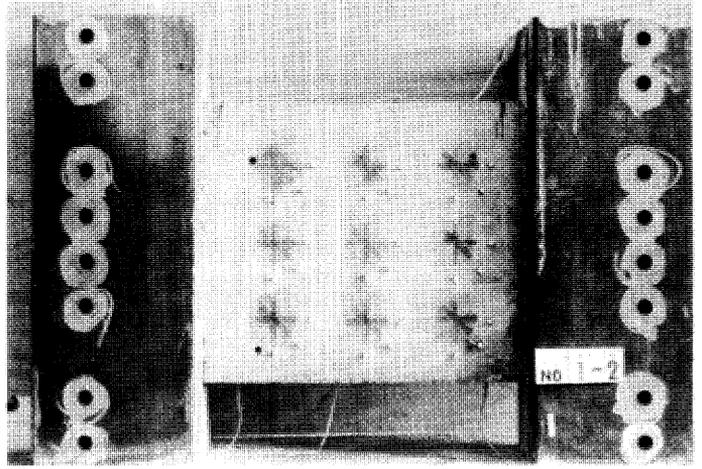


写真 2 - 5

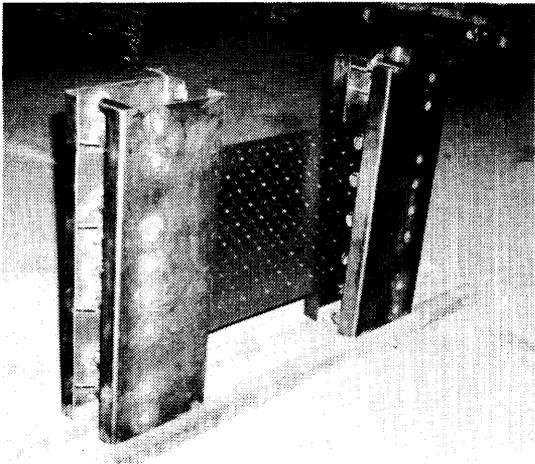


写真 2 - 6

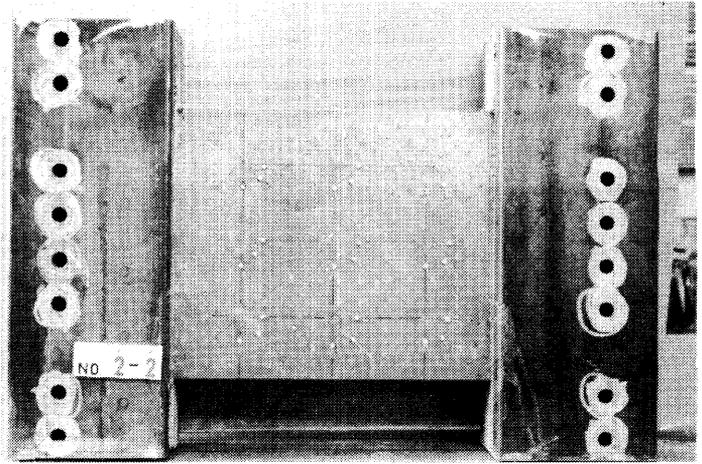


写真 2 - 7

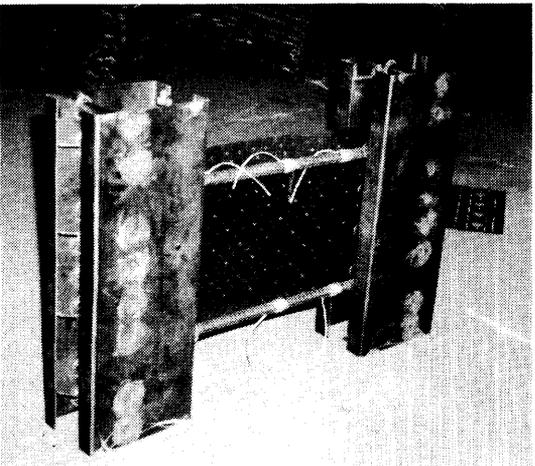


写真 2 - 8

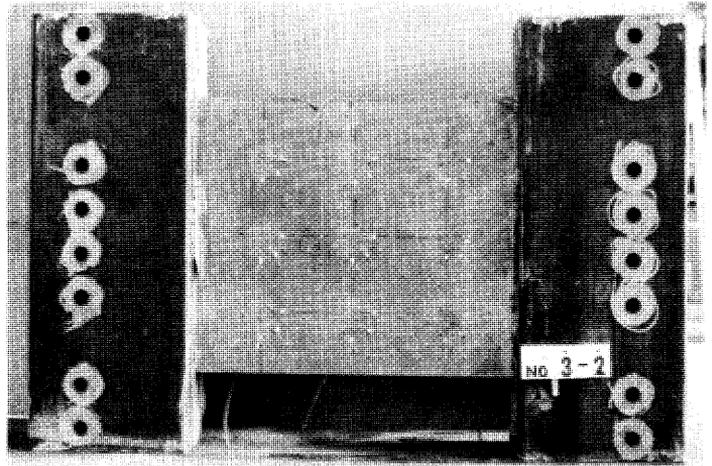


写真 2 - 9

第三章 実験方法

加力装置の模式図を図3-1に示した(写真3-1参照)。試験体上下の剛域部分を両側から溝型鋼ではさみ、加力ビームとしている。加力は、100トンジャッキでせん断力を加えた。また、試験体に発生する曲げ応力を逆対称のモーメント状態にするために35トンジャッキを加力ビーム上および、上下のビーム間に配した。

荷重は、各ジャッキに取り付けたロードセルにより検出し、水平方向の加力ジャッキの荷重に応じて鉛直方向の35トンジャッキを加力しバランスを計った。

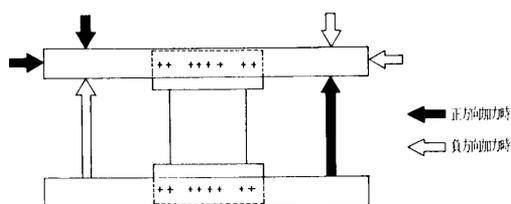


図3-1 加力模式図

測定は、前述の荷重の測定の他に、ダイヤルゲージによる変位の測定と、ストレインゲージによる歪み測定を行なった。(図3-2, 参照)

変位は、図のように、実試験体上下の剛域からアルミアングルを伸ばし、4点のx, y, z, 3成分を測定した他、実試験体部分の4隅の面外変位量を測定した。

ストレインゲージによる歪み測定は、実試験体部分に表裏計18点で45°の三方向ストレインゲージを使用した。したがって、鉄筋コンクリートの試験体(No.1)ではコンクリートの歪みを測定し、鋼板を用いた試験体(No.2, No.3)では鋼板の歪みを測定した。また、曲げ応力負担用鉄筋の入ったNo.1, No.3の試験体では鉄筋の上, 下, 下3点, 左右計6点で歪みを測定した。

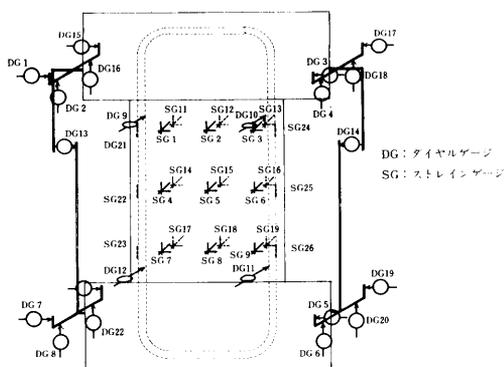


図3-2 測定点模式図

載荷は、正荷重と負荷重で1サイクルとして加力したが、各サイクルでの新規の荷重は原則的に1トンステップとした。また、各サイクルの最大荷重は、変形量により適宜判断して決定したが、最大荷重は第3サイクルの正方向載荷において確認した。

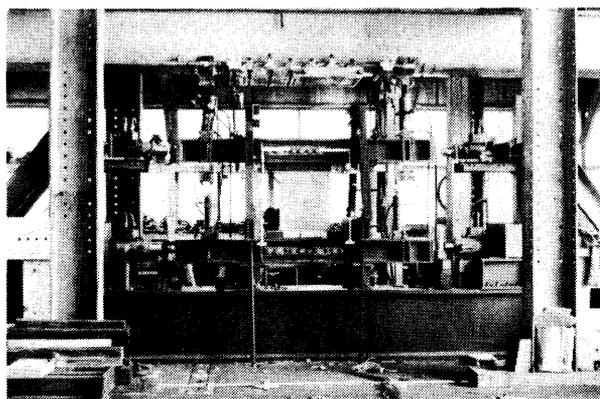


写真3-1 加力装置全景

表4-1 実験結果一覧表

試験体名	最大耐力 ^(トン)	最大耐力時変形量 (DG13, DG14の平均値mm)
No. 1	1-1	17.5
	1-2	16.0
No. 2	2-1	11.0
	2-2	11.5
No. 3	3-1	17.0
	3-2	19.0

第四章 実験結果

実験結果の一覧を表4-1に示す。鋼板使用せず、せん断補強筋を配した試験体No.1の最大耐力は、それぞれ17.5 t, 16.0 tであった。これは、一般的な配筋法に従ったもので、その最大耐力も、予測された数値に近いものである。(写真4-1, 2)

鋼板を使用し、曲げ補強筋のないNo.2では、10.0 t, 11.5 tであった。しかし、この試験体では、6.0 t程度で、試験体上下の剛域部分にのみ込ませた鋼板が抜け出した。鋼板に引き抜けが生じたために、実試験部分にはほとんど異常は見られず、試験後鋼板を剥して見ても、コンクリートにはほとんどクラックが見られなかった。(写真4-3, 4)

鋼板を使用し、曲げ補強筋を配したNo.3の最終状態を、それぞれ写真4-5, 6に示した。この試験体は、1サイクル, 2サイクルの比較的小さな荷重では、No.1に比べ高い剛性を示した。コンクリートが破壊した後、鋼板の表面には写真のようなシワが発生する。鋼板の爪以外の部分は、早い段階で剝離したが、爪の部分は、根元の部分を除いて変形量が2.5 mm(層間変位1/240)程度まで抜けることはなかった。最大耐力は、それぞれ17.0 t, 19.0 tで、No.1と同等以上であった。

なお、試験終了後鉄板を剥してみると、コンクリートには対角線方向に1方向にのみクラックが入っていた。

No. 1 - 1

この試験体には、鋼板断面積と同量のせん断補強筋が配筋されている、ごく一般的なRC造耐震壁である。

図4-1の破線で示したところは、加力ミスによるもので、この間は連続的に加力されたものではない。

2サイクル $\oplus 8t$ で試験体の対角線方向にクラックが発生し、このクラックは以後、荷重を増す毎に広範に及んだ。3サイクル $\oplus 14t$ でクラックの発生が著しくなり、17.5 tで最大耐力を示した。

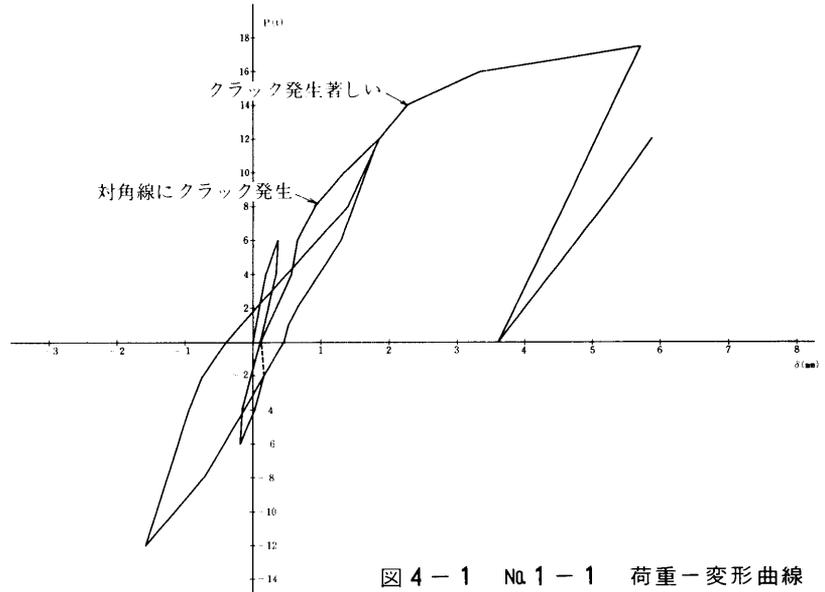


図4-1 No. 1-1 荷重-変形曲線

No. 2 - 1

この試験体には、曲げ補強筋が挿入されていないため、試験体両側に発生する引張力に対して剛域部分にのみこませた鋼板だけでは耐えきれないのではないかと予想された。

1サイクルは正負とも5 tまでの加力にとどめたが、この範囲で異常は認められなかった。また2サイクルの $\oplus 6t$ で、試験体脚部の鉄板に、バックリングの兆候が見られ、3サイクル $\oplus 10t$ になると、鉄板の引き抜けが顕著になった。最大耐力は11.1 tであったが、この時の試験体上部側面のクラックは10 mmに及んでおり、この変形は、荷重を下げても大部分は残留した。

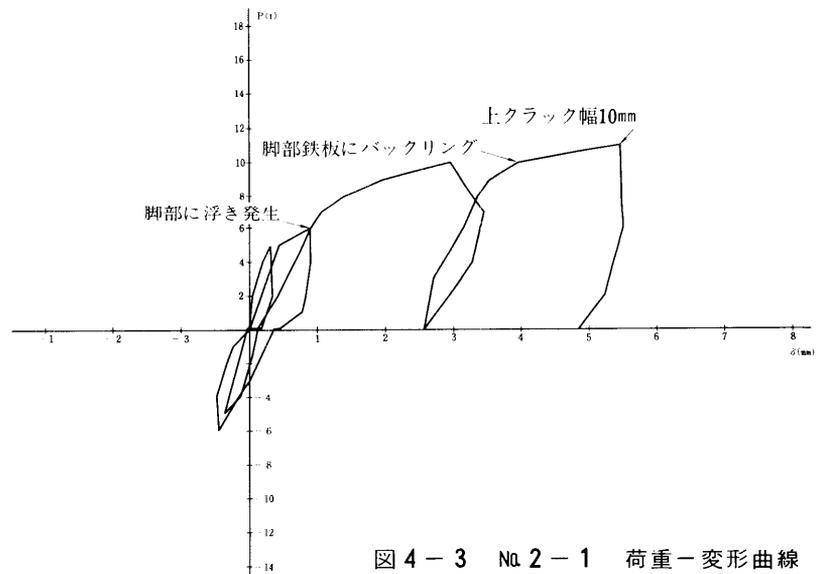


図4-3 No. 2-1 荷重-変形曲線

No. 3 - 1

1サイクルの $\oplus 8t$ の加力で、試験体脚部にクラックが入り、2サイクル $\oplus 8t$ で、コンクリートが破壊して $\oplus 10t$ では、鉄板に対角線状のシワが目視されるようになった。しかし、この時点では、爪の周囲に浮きが生じているだけで、爪には異常は見られない。 $\oplus 14t$ になると脚部にバックリングが発生し、 $\oplus 15t$ で試験体の側面に曲げクラックが生じた。3サイクルでは、既にコンクリートが破壊しているために剛性はかなり低下している。加力にしたがって脚部のバックリックが周囲に広がり、爪の抜けた箇所も増えてくる。

3サイクルでは、耐力が16.5 t以上には増えず、2サイクルでの17.0 tが最大であった。

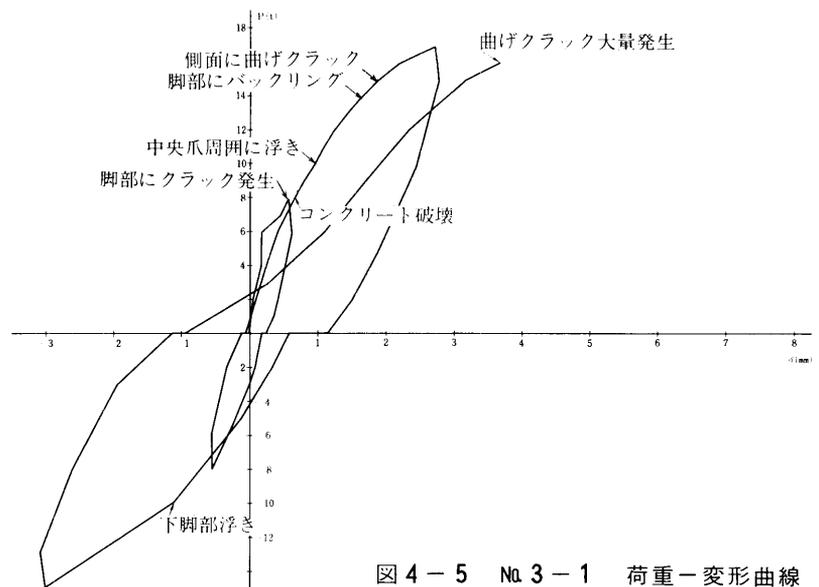


図4-5 No. 3-1 荷重-変形曲線

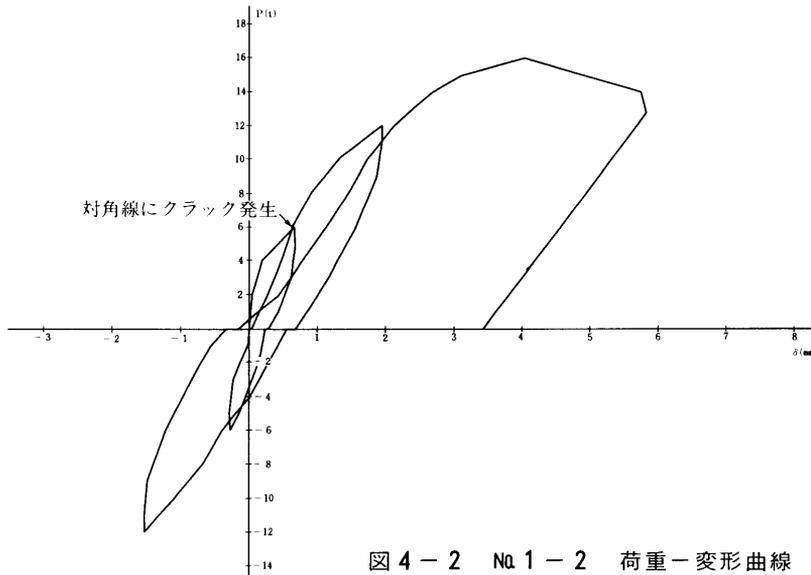


図 4-2 No. 1-2 荷重-変形曲線

No. 1-2

各サイクルの最大荷重など、加力は、No. 1-1 とほとんど同じステップで行なわれた。

この試験体では、対角線方向にクラックが入ったのは 1 サイクル ⊕ 6 t である。これは No. 1-1 より小さい値であった。その後のクラックの進展は、No. 1-1 とほぼ同様な傾向を示したが、最終的に、この試験体では微細なクラックが数多く入った。

最大耐力は 16.0 t でその時の変形量は、約 4 mm (層間変位 $1/150$) であった。

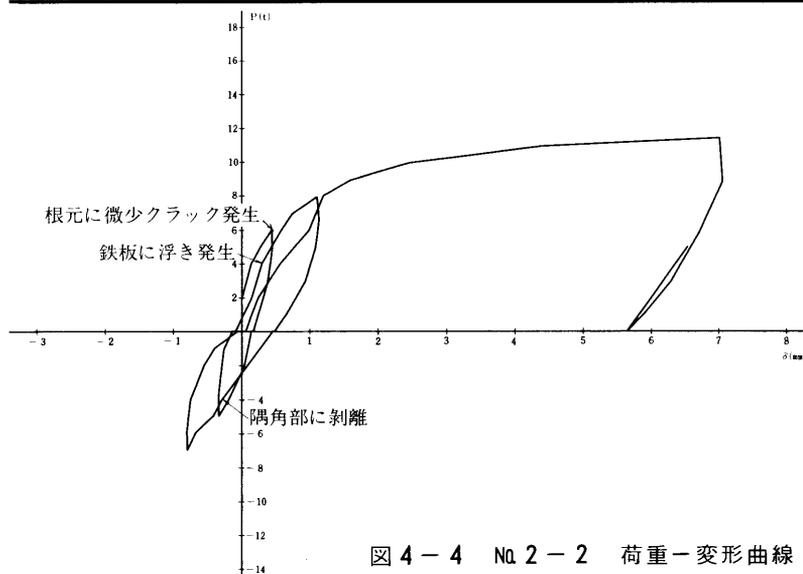


図 4-4 No. 2-2 荷重-変形曲線

No. 2-2

No. 2-1 とほぼ同様な経過を示した。まず、1 サイクル ⊕ 6 t で試験体の根元に微小なクラックが発生し、2 サイクルの ⊕ 4 t で鉄板に浮き、引き抜けが生じた。3 サイクル ⊕ 9 t から変形が急激に進み 11.0 t で最大耐力を示した。この時の約 7 mm の変形量は、荷重を 0 t に落としても約 5.6 mm 残留した。

試験体は、大きな曲げ応力の発生と共に、回転を起こしており、圧縮力の発生する根元では、一部鉄板にバックリングを生じている。しかし、実試験体部分には、全く異常がなく、変形は鉄板の引き抜けであった。

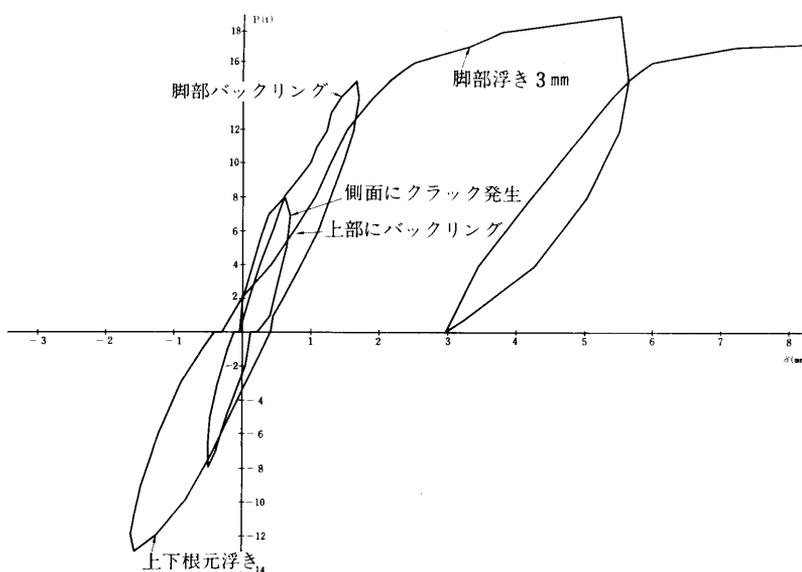


図 4-6 No. 3-2 荷重-変形曲線

No. 3-2

この試験体は、1 サイクル ⊕ 7 t と No. 1-1 に比べ、早い段階で側面の曲げクラックが発生した。2 サイクル 8 t でガサットという音と共に曲げクラックが進展し、14 t で上部隅にバックリングが生じた。No. 3-1 では、2 サイクルの ⊕ 10 t から鉄板中央にシワが生じたが、この試験体では 15 t まで加力した 2 サイクルでは認められなかった。また、側面の曲げクラックが早い時点から入り、僅かながら試験体脚部に浮きが見られるなど、試験体に曲げが生じた。

3 サイクルの ⊕ 6 t で脚部にバックリングが発生し、⊕ 17 t で鉄板中央にシワが生じた。

最大耐力は、19.0 t であった。また、その後荷重を 0 t に戻し再び加力すると、17 t まで荷重を負担した。

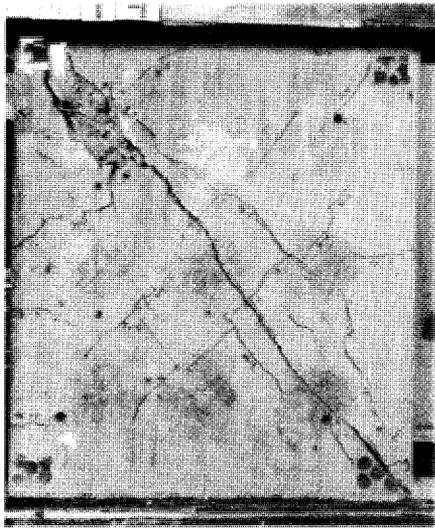


写真 4-1
試験体 No. 1-1

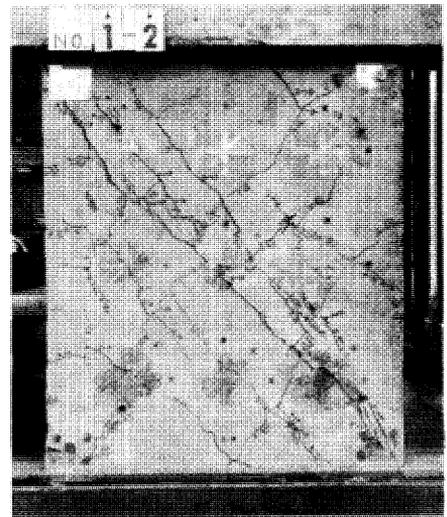


写真 4-2
試験体 No. 1-2

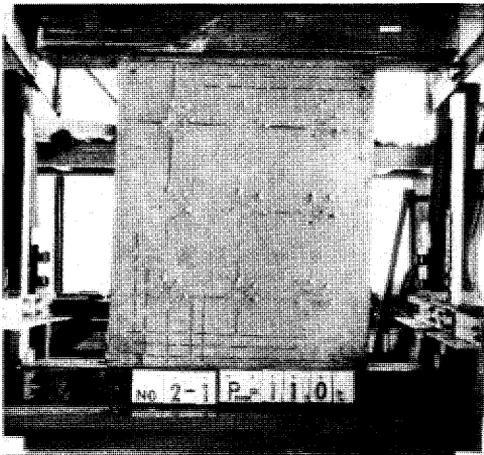


写真 4-3
試験体 No. 2-1

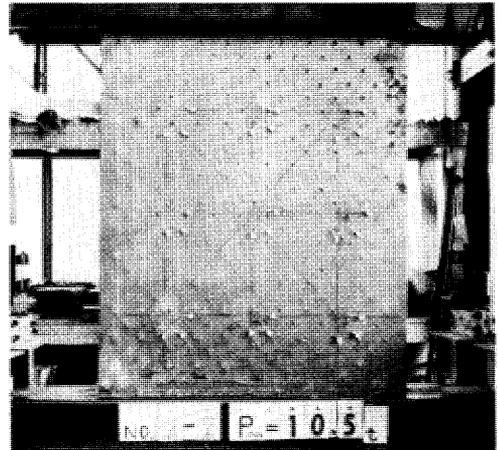


写真 4-4
試験体 No. 2-2



写真 4-5
試験体 No. 3-1

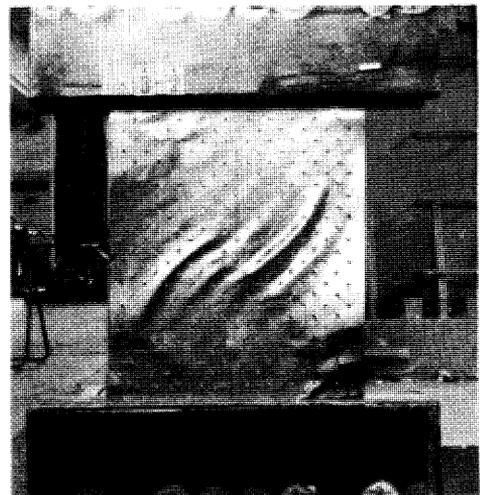


写真 4-6
試験体 No. 3-2

No. 1

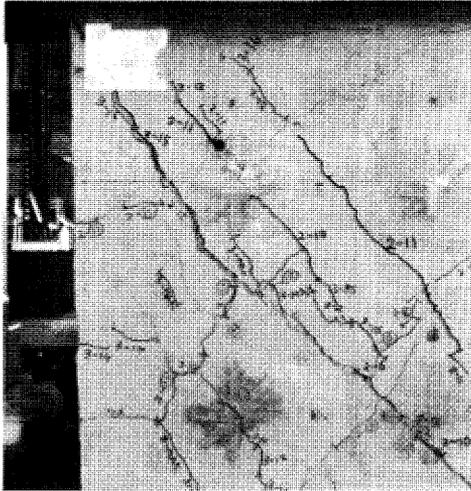


写真 4-7
No. 1-1 表左上詳細

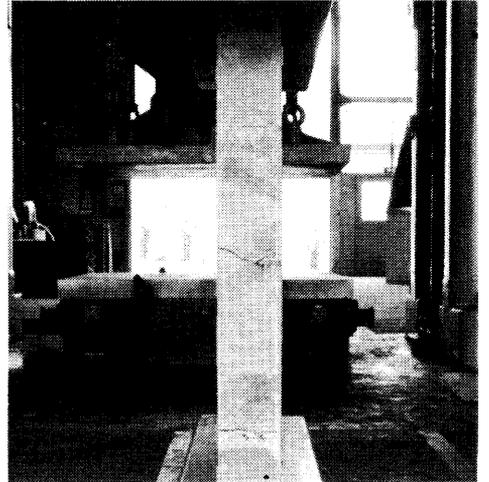


写真 4-8
側面詳細

No. 2

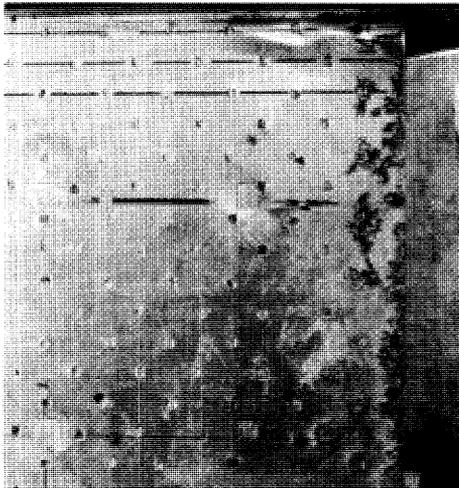


写真 4-9
No. 2-1 表右上詳細

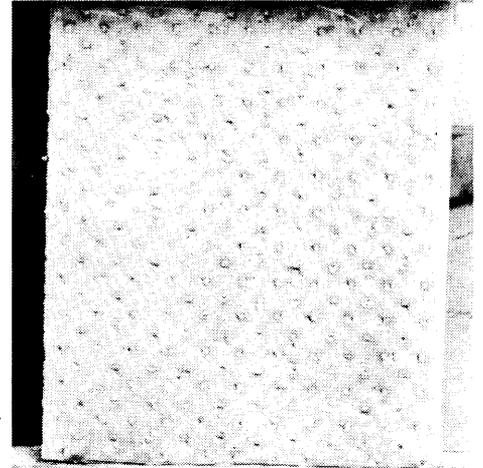


写真 4-10
試験後に鋼板を
はがしてのち

No. 3

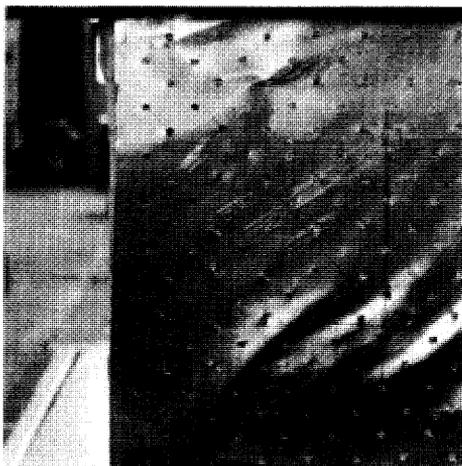


写真 4-11
No. 3-2 表左上詳細

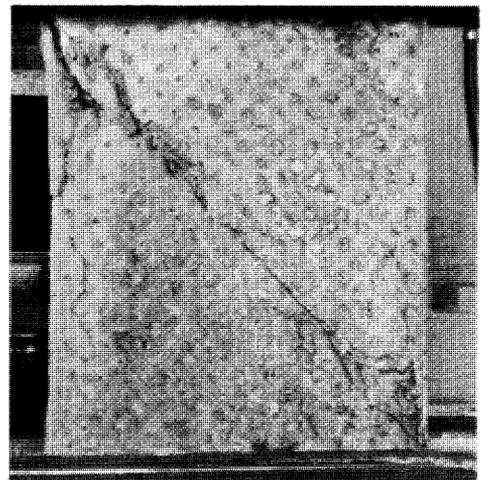


写真 4-12
試験後に鋼板を
はがしてのち

第五章 実験結果の考察

5.1 実験結果の検討

前章で述べた実験結果をまとめるとおよそ次のようになる。

- 1) 同一種類の試験体(各2体)は、相互にほとんど同じ結果(破壊性状・復元力特性等)を示している。
- 2) 比較の基準として実験された試験体No.1(曲げ補強筋とせん断補強筋を有するもの、すなわち、普通の鉄筋コンクリート壁)は、鉄筋コンクリート壁として、ごく常識的な挙動をしており、ひびわれ強度・最大耐力いずれも理論値と大差がない。また、最終的なひびわれは、中央部を通るななめのひびわれがX形に入っており、またそれらに平行する何本かのひびわれが見られる。従って、ひびわれはよく分散して生じていると云える。
- 3) 試験体No.2(曲げ補強筋がなく爪をつけた鉄板のみのもの)は、曲げ強度が不十分であったため、壁面自体には全くひびわれを生じないまま低い最大耐力に終わっている。
- 4) 試験体No.3(曲げ補強筋とつめをつけた板を有するもの)の挙動は、試験体No.1と比較して次のようなちがいを示している。

- i) 初期剛性およびせん断ひびわれ後の剛性が、試験体No.1に較べてやや高い。
- ii) 最大耐力の平均値も試験体No.1を上まわっている。
- iii) 鉄板をはがして観察されたコンクリート壁体には、正方向加力に対応するななめひびわれが目立つのみで、それに直交するひびわれ(負方向加力に対応するもの)や対角線を外れる場所でのななめひび割れがほとんど見られない。また、曲げ補強筋にそってたて方向のひびわれが見られる。

以上の1)～4)のうちで、3)で述べた試験体No.2の実験結果から、このようなプロポーション(たてよこ比、この場合、 $600/500 = 1.2$)の壁の場合には、曲げ補強筋または、それと同等な効果をもつものが必要であることがわかる。

次に4)で述べた試験体No.3の実験結果のうち、i)の、初期剛性がせん断補強筋のものより高いことに対しては、理由が見つからない。すなわち、全試験体について、コンクリートは同時に同一のバッチから打設したものであり、かつ、その後の養生条件も同じであるから、コンクリートの剛性に差があったとは考えにくい。また、鉄板の剛性が寄与したとみなすには、剛性の差(試験体1と3の差)が大きすぎると思われる。しかし、せん断ひびわれ後の剛性およびii)で述べた最大耐力が、せん断補強筋の場合を上まわっていることは、爪のついた鉄板が有利であることを否定するものではない。

他方iii)は、爪のついた鉄板の場合には、せん断補強筋

ほど有効にひびわれの分散を生じさせ得ない。つまり、応力の再配分ができないことを意味しており、爪のついた鉄板の有効さに若干の疑問をもたせるような破壊性状を示していると云える(注1)。しかし、前年度(1977)の実験では、今回採用したタイプの爪のついた鉄板(今回と同じもの)は、コンクリートに引張りに伴うひびわれが生じた後に十分な耐力を示しており(鉄板なしの最大耐力=1.75 tonに対して、鉄板つきでは5.00および5.14 ton)、今回の実験でも、爪のついた鉄板はせん断ひびわれ後に、十分な補強効果を発揮したと考えられる。

5.2 設計の観点からの検討

一般に、壁式鉄筋コンクリート構造(注2)では、設計震度(例えば0.2)に相当する水平力が作用した場合、壁体にせん断ひびわれが生じないことを前提にして、壁量の基準(2階建なら各階とも $12 \text{ cm}^2/\text{m}^2$ 以上。ただし、壁厚は15かつ高さ/22 cm以上)が決められている。そして、もしコンクリートにひびわれが生じた場合には、コンクリートが負担していた引張力をせん断補強筋に負担させることにより、急激な耐力低下を防ぐという考え方をしている。このために必要なせん断補強筋比として、2階建なら各階とも0.2%という値が決められている。このほか、曲げ補強筋・開口ぐう角部補強筋が要求されている。

以上の考え方および諸規定をここで開発した壁に適用してみると、次のようになろう。

- i) 壁厚・壁量は、一般の壁式のものと同じ値を採用すれば問題はない。
- ii) 鉄板のせん断補強の効果は、先に述べたように、若干の疑問は残っているが、昨年度(1977)の実験結果とあわせて総合的に判断すれば、期待できるものと考え

(注1)

正方向に加力の際にななめひびわれが入って、その部分が広がり、同時に圧縮方向に鉄板にしがが生じるため、その周辺の鉄板の爪がコンクリートからはずれ、鉄板-コンクリート間の付着が少なくなり、従って、鉄板を介しての応力の再配分が十分でなくなり、結果的にひびわれの分散が生じにくくなったというようにも考えられる。もしそうだとした場合、ひびわれ後のせん断耐力の負担について、次のような理由づけが考えられる。

曲げ補強筋の総断面積は $6.42 \times 2 = 12.84 \text{ cm}^2$ であり、せん断補強筋の $0.28 \times 8 = 2.24 \text{ cm}^2$ (一方向)あるいは爪付き鉄板の $0.06 \times 50 \times 2 = 6.0 \text{ cm}^2$ に較べれば、相当大きな値になっている。従って、試験体では壁版の上下が、非常に剛強な梁状のものになっていることと曲げ補強筋が、このように大きな断面であることを考え合わせれば、両者(梁と曲げ補強筋)で壁版の周囲を十分に拘束し、それらだけでも十分なせん断補強の効果を持しているのではないかという疑問はある。

(注2) 日本建築学会：特殊コンクリート造関係設計規準・同解説

られる。ただし、鉄板の所要厚さ（せん断補強筋比に対応する）については、決定的な値は得られていない。

iii) 曲げ補強・開口ぐう角部補強のために、何らかの対策をする必要があるが、爪付き鉄板でその役割をさせるかどうかについては未解決である。

第六章 結 び

今回の実験によって、鋼板補強コンクリート壁は、壁式構造の壁体として、相当の強度性能を持っていることが確かめられた。建物全体から壁体だけを抜き出したものについての強度性能に関する実験としては一段落というところである。今後の研究課題としては、大きく、建物全体を構成する構法としての強度性能の確保と、居住空間を構成するBE（ビルディングエレメント）としての諸性能の確保の2つがある。この2つについて、大まかな素描をしておきたい。

建物全体としての主体構造法は、昨年度研究報告書でも示したように、壁体が鋼板補強コンクリートで、スラブがPC版の壁式構造である。このうち壁体については今回の実験によって強度性能が確かめられ、また、PC版については既に各方面での使用実績も多い。したがって、今後の課題の具体的な目標は接合法の開発とその強度性能の確保である。現時点で我々は一つのアイデアとして、図6-1、5に示す接合法を考えている。即ち、壁体を構成する爪付き鋼板の平面モジュールを90cmまたは120cmとし、同一面を形成する接合部は、じくざく

状鉄筋でぬい合わせ、壁体の交叉部は、爪付き十字型断面をした柱状鋼材を用い、また、垂直方向のスラブと壁体の接合は、PCスラブからフックを出し、それらを利用してじくざく状鉄筋でぬいあわせる、という構法である。なお、壁体の交叉部の接合に用いる鋼材は、住宅建築研究所、研究No.7404で我々の提案した部材を応用したものである。

BEとしての諸性能としては、全般には、RC壁と同じレベルにあると考えられるが、その中で、鋼板の防錆の問題を中心とした耐久性と、爪付き鋼板と一体となって仕上げ下地を兼ねた捨型枠を構成するための、仕上げ下地材の諸性能については、今後の研究によって確かめる必要がある、その結果として、最も適切な材料が選定されなければならない。

この2つの研究課題のうち、後者については、BEレベルでの実験研究で行うことが可能であるが、前者については、BEレベルを越えて建物レベルでの実験研究が必要であり、組織的にも経費的にも、これまでより一層大掛りなものが必要である。機会に恵まれ、これらの推挙が可能になれば幸いである。

末尾になったが、東京大学工学部建築学科 梅村教授（現名誉教授）、青山助教授（現教授）、細川助手には、試験体の設計、製作から破壊試験の実施に至るまで、貴重な助言を頂いたことに対し厚く感謝の意を表したい。

昭和53年8月

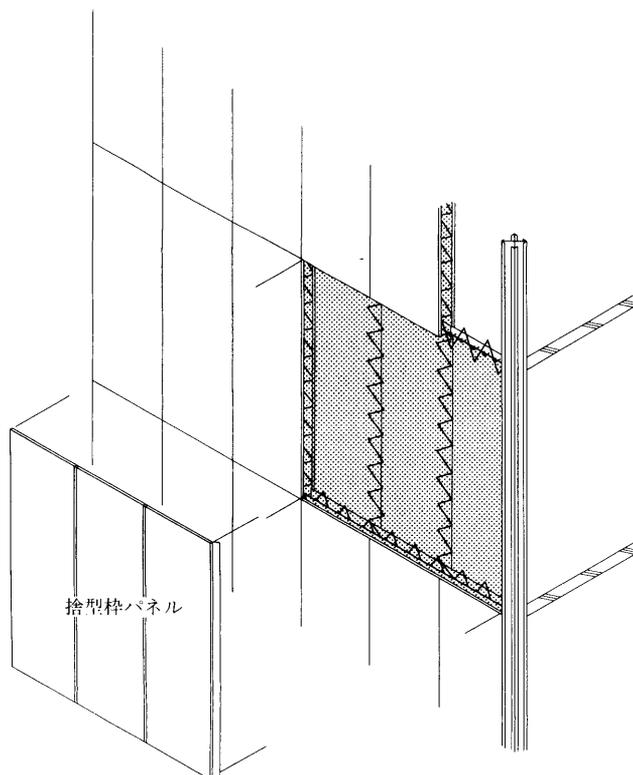


図6-1 アイソメトリック説明図

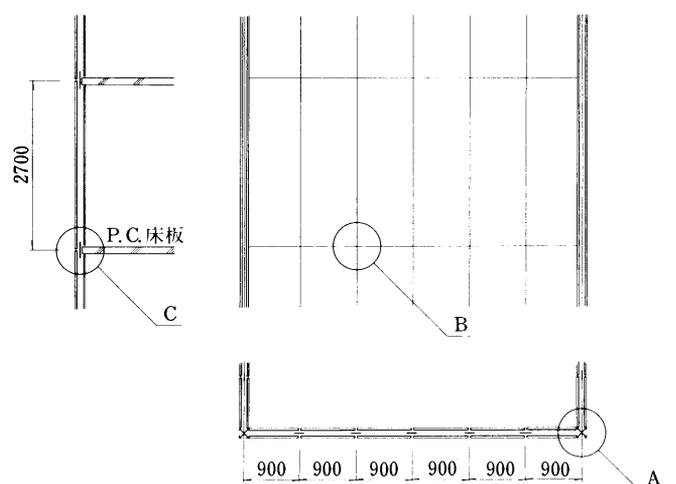


図6-2 エレベーション・セクション・プラン

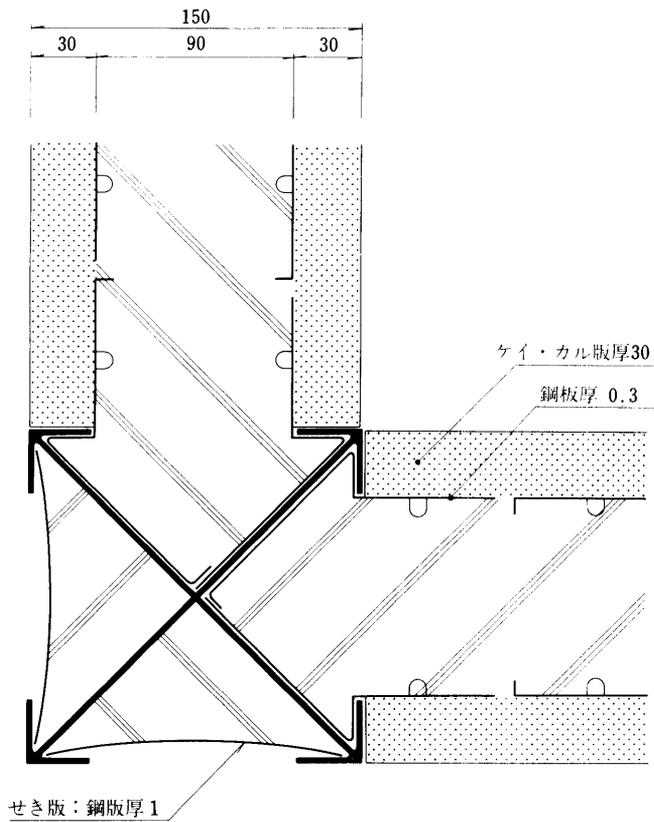


図 6-3 A部 断面詳細図

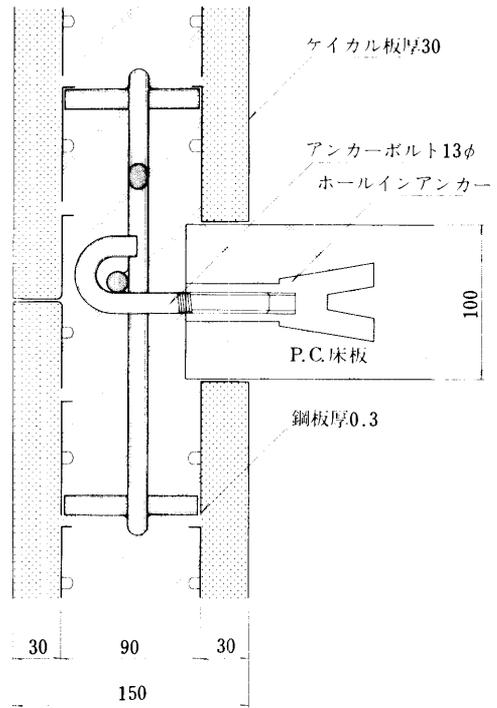


図 6-5 C部 断面詳細図

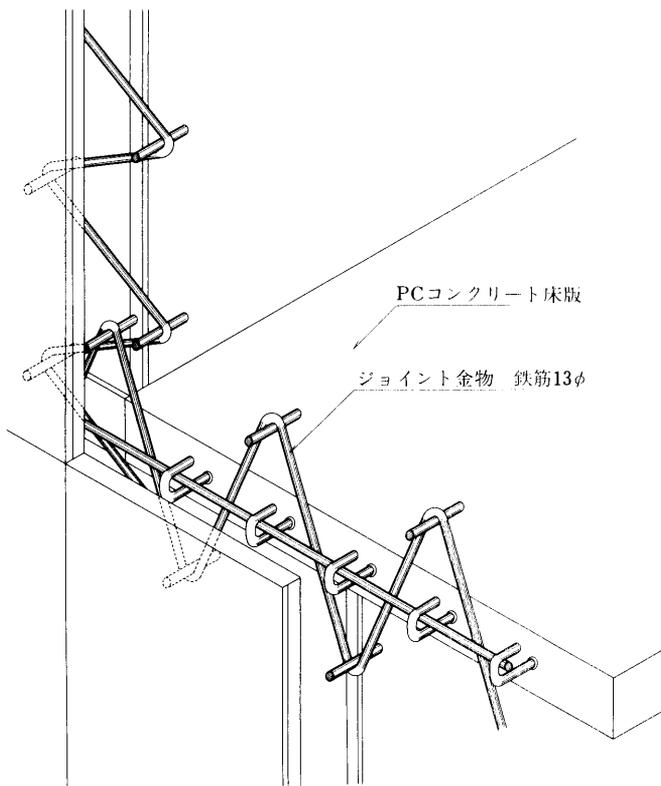


図 6-4 B部 アイソメトリック説明図

< 研究組織 >

主査	内田 祥哉	東京大学 教授 工博
委員	高坂 清一	高坂構造設計事務所長 工博
	坂本 功	東京大学 助教授 工博
	木村 昌夫	日本電信電話公社建築局 調査役
	松本 信二	清水建設研究所主任研究員
	吉田 倬郎	工学院大学 講師 工博
	安藤 邦広	東京大学 助手
研究協力者	山下 武則	日本電信電話公社 建築局
	大橋 好光	東京大学 大学院生
	藤井 毅	農林省 林業試験場研究員
	三好 康之	日鉄金属工業 開発部
実験協力	東京大学工学部建築学科内田研究室大学院生	