

RC 造連層耐震壁、基礎梁、杭の地震時相互作用を考慮した
終局時破壊機構の解明

(課題番号 : 14550567)

平成 14 年～平成 15 年科学研究費補助金 基盤研究(C)(2) 研究成果報告書

平成 16 年 3 月

京都大学工学研究科建築学専攻

河野 進
坂下 雅信

京都大学図書



1040946080

附属図書館

はしがき

研究組織

研究代表者	河野 進	(京都大学・工学研究科・助教授)
研究分担者	田中 仁史	(京都大学・防災研究所・教授)
研究分担者	諸岡 繁洋	(京都大学・防災研究所・助手)
研究分担者	塩原 等	(東京大学・工学研究科・助教授)
研究分担者	角 徹三	(豊橋技術科学大学・工学部教授)
研究分担者	倉本 洋	(豊橋技術科学大学・国際協力研究センター・助教授)

研究参加学生

2002年度 ～2003年度	坂下 雅信	京都大学・工学研究科・博士後期課程
2002年度	李 日星	京都大学・工学研究科・博士前期課程
2002年度	BECHTOULA Hakim	京都大学・工学研究科・博士後期課程
2003年度	卜部 藍	京都大学・工学部・学部生
2003年度	村上 恭平	京都大学・工学部・学部生

交付決定額（配分額）（金額単位：千円）

	直接経費	間接経費	合計
平成14年度	2,600	0	2,600
平成15年度	1,600	0	1,600
総計	4,200	0	4,200

研究発表

(1) 学会誌等

- 坂下雅信・河野進・田中仁史・渡辺史夫：RC造連層耐震壁、基礎梁、杭の地震時相互作用を考慮した水平力抵抗機構の解明，日本コンクリート工学年次論文集，2004年7月

(2) 口頭発表

- Sakashita M., Bechtoula H., Kono S., Tanaka H., Watanabe F.: A study on the seismic force resisting mechanism of a multi-story shear wall system considering the interaction between wall, slab, foundation beam, and pile elements, The 13th World Conference on Earthquake Engineering, August, 2004, at Vancouver, 2004
- Sakashita, M. Bechtoula, H. Kono, S. Tanaka, H. Watanabe, F.: Experiment on the interaction between shear wall, slab, foundation beam, and pile elements to study their combined lateral force resisting mechanism, Concrete under severe conditions: environment and loading, June, 2004, at Seoul.
- 田中 仁史, 河野 進, 他：耐震壁浮き上がり挙動を再現する振動台実験に用いる動的試験デバイスの開発とその特性試験，文部科学省大都市大震災軽減化特別プロジェクト II 震動台による構造物の耐震性向上研究シンポジウム，pp. 21-25, 2003
- 河野進, 坂下雅信, 卜部藍, 村上恭平, 田中仁史, 渡辺史夫：RC造連層耐震壁、基礎梁、杭の地震時相互作用を考慮した地震時水平抵抗機構の解明，第5回構造物の破壊過程解明に基づく地震防災性向上に関するシンポジウム，pp. 211-214, 2004
- 高尾和弘, 坂下雅信, BECHTOULA Hakim, 河野進, 田中仁史, 渡辺史夫：RC造連層耐震壁、基礎梁、杭の地震時相互作用を考慮した終局時破壊機構の解明－現場打ち一体型の耐震壁を用いた場合－，日本建築学会大会学術講演梗概集構造系，pp. 309-312, 2003

(3) 出版物

該当無し

研究成果による工業所有権の出願・取得状況

該当無し

要旨

現在、6階から20階建て程度の中高層アパートの建設は、その建設費および居住性の優位性から鉄骨造などよりも現場打ちコンクリートおよびプレキャストコンクリート（以下PCa）を用いた鉄筋コンクリート（以下RC）造構造となることが最も多い。それら中高層アパートの構造形式は、桁行き方向を純ラーメン・梁間方向を連層耐震壁とし、基礎構造はアースドリル工法などを用いた杭基礎とするものが一般的である。これら上部構造のラーメン要素や連層耐震壁要素ならびに下部構造の杭基礎要素などについては、それぞれ単独の構造要素としての地震荷重に対する耐力・変形性能評価の十分な研究がなされており、設計手法もある程度確立されているといえる。しかし、張間方向連層耐震壁構造の地震時における各構成要素の相互連成挙動については未だ十分な研究がなされておらず、工学的判断による設計方針が採用される場合も多い。その結果、構造全体の地震時終局メカニズムの設定が曖昧となり、上部構造と杭基礎間相互の応力伝達機構の変化が妥当に評価されない為に各構成部材の設計が合理的でない場合が生じる。

そこで本研究では、RC造中高層アパートにおける張間方向主構造である連層耐震壁・杭基礎を対象として、その地震荷重下での力学的相互作用および連成挙動を解明し、実験的研究から各構成要素の合理的耐震設計法を確立することとした。特に、以下の3点に着目した。

- ・ 張間方向連層耐震壁構造の地震時降伏メカニズムを1階壁脚の曲げ降伏に設定した場合において、基礎スラブを含む基礎梁への杭頭曲げモーメント及び水平せん断力等の応力伝達経路及び伝達機構の解明を行うこと。
- ・ 連層耐震壁構造の1階壁脚の曲げ降伏時における水平曲げひび割れ面における、水平せん断力伝達に対する(a)壁縦筋のダウエル効果、(b)ひび割れ面の骨材のかみ合いを含むコンクリート面摩擦の効果、(c)PCa壁を用いた場合における水平シャークコッターの効果を明らかにすること。
- ・ スラブ付きPCa連層耐震壁の場合についても実験を行い、スラブコンクリート表面歪分布およびスラブ筋の歪分布状態を実験で実測し、PCaを用いた場合のスラブ協力幅を評価する手法を確立すること。

2002年度には、現場打ちモデル試験体2体を作製し実験を行った。試験体は、中高層アパートの張間方向耐震壁構造体から、杭基礎・耐震壁・1階梁・スラブを含む構成要素を取り出したモデル試験体とした。従来と異なり、杭基礎の一部までの下部構造をモデル試験体に含めることにより、杭頭モーメントや基礎梁・基礎スラブにおける変形の影響を実際に近い形でモデル化出来た。また、2003年には、現場打ち耐震壁試験体1体・プレキャスト型耐震壁試験体1体の計2体を作製し実験を行った。試験体は、2002年度と同じく中高層アパートの張間方向耐震壁構造体から、杭基礎・耐震壁・1階梁・スラブを含む構成要素を取り出したモデル試験体であるが、階数を1階から3階までとし、杭周囲の形状を現実に近いものとした。また、2つ有る杭のうち、引張軸力を分担する側と圧縮軸力を分担する側のせん断力の分担割合を実構造物の解析より3:7と変更した。実験結果と数値解析の結果から得られた研究成果を以下にまとめる。

- ・ 基礎梁に作用する外力分布を、壁脚浮き上がりの程度に応じてモデル化できたことである。簡単な断面解析を用いてこの外力分布に基づく基礎梁の軸力とモーメントから基礎梁主筋の歪を算定したところ、比較的実験結果と適合しており、外力分布モデルの妥当性が検証できた。このモデルでは、基礎梁に入力する力が壁脚の浮上り程度に大きく影響を受ける。設計においても、耐震壁の変形をどこまでに抑えるかにより、基礎梁の荷重条件が大きく変化するので注意が必要である。
- ・ 耐震壁が浮上ったあとの基礎梁のせん断ひび割れは、予想以上に基礎梁に分布していた。この実験結果と、上記の外力分布モデルから考察すると、基礎梁の設計は杭の曲げ戻しと水平せん断力の半分の軸力として同時に作用させなければ安全性が確保できないこととなる。これは、過剰に安全側の評価を与えると考えられてきた都市基盤整備公団の仕様をさらに厳しくしなければならない結果である。ただし、耐震壁の完全な浮上りを許容するまでの変形を設計で許容するかに関しては、議論の余地が残っている。
- ・ 耐震性能評価指針における耐震壁のひび割れ幅予想は、実験結果を大きく上回った。耐震壁のひび割れについては、新しい予想モデルの提案を含め、解析モデルの精度向上を図る必要がある。
- ・ スラブ筋に貼付した歪ゲージから判断すると、スラブは基礎梁をT型梁と仮定した場合のフランジとして、全幅が有効に働いていた。そこで、曲げに関しては、スラブの寄与分を算入しても良いと考えられる。
- ・ 杭周辺の境界条件は、基礎梁の応力分布に大きく影響する。特に、それぞれの杭が負担する水平せん断力や杭の反曲点位置については、今回の実験で用いた条件が必ずしも実情を反映しているわけでは

ない。ただし、地盤や杭の性状を全て反映した実験を行うことは不可能であるので、今回の実験条件と地盤や杭の解析結果の整合性をとり、他の条件下での挙動を予想できるような体系を作る必要がある。

また、今回の実験を通じて得られた問題点は以下の通りである。

- 杭に入力する水平力の比や杭の半曲点位置等の実験における境界条件が現実的であるか確認する必要がある。これは、地盤と上部構造の相互作用を含めたモデル解析が不可欠となる。
- 杭や基礎梁付近の応力伝達など、実験では追いきれなかったより細かい部分について、有限要素法等の手法を用いた詳細な解析を用いて、今回提案した応力伝達モデルの妥当性を検討すべきである。
- 実験では、耐震壁のみの純粋な変形を測定する事が難しく、基礎部分の変形や回転による耐震壁の剛体運動の影響が耐震壁の変形に含まれた。全体の変形や局部の変形が追跡可能であるように、計測方法を工夫する必要がある。

目次

1. はじめに	1
1.1. 研究の背景	1
1.2. 研究の目的	1
1.3. 予想された研究の結果と意義	1
1.4. 研究の準備状況	2
1.4.1 壁・杭・接合面における外力抵抗機構	2
1.4.2 耐震壁と杭基礎の地震時相互作用を考慮した設計方法の問題点	3
1.4.3 終わりに	3
1.5. 研究概要	4
1.5.1 実験	4
1.5.2 数値解析	4
1.5.3 成果のまとめ・設計方法の提案	4
2. 2002 年度における研究概要	5
2.1. 研究の目的	5
3. 2002 年度実験概要	6
3.1. 試験体の設計	6
3.2. 実験変数	7
3.3. 載荷装置と載荷ルール	9
3.3.1 水平方向	9
3.3.2 鉛直方向	9
3.4. 計測	10
4. 2002 年度実験結果	13
4.1. 水平せん断力-1 階層間変形角関係	13
4.2. 壁脚での浮き上がりと滑りの推移	15
4.3. 損傷状況	17
4.3.1 ひび割れ状況	17
4.4. 鉄筋の歪分布	18
4.4.1 基礎梁主筋の歪分布	18
4.4.2 基礎梁せん断補強筋の歪分布	21
4.4.3 壁縦補強筋の歪分布	22
4.4.4 スパン方向のスラブ補強筋の歪分布	23
4.4.5 基礎梁とスラブの平面保持について	24
5. 2002 年度解析 1 : 基礎梁の応力状態予想	28
5.1. 基礎梁に作用する外力と対応する応力状態	28
5.1.1 基礎梁の軸力分布 N_q	28
5.1.2 杭からの曲げ戻しによるモーメント分布 M_p	29
5.1.3 壁縦補強筋の引上げによるモーメント分布 M_w	29
5.1.4 分布モーメントにより生じるモーメント分布 M_q	29
5.2. 断面の解析結果と実験結果との比較	30
5.2.1 断面解析の手法	30
5.2.2 実験結果と解析結果の比較	31
6. 2002 年度解析 2 : 1F 壁脚の復元力特性モデル	38
6.1. 耐震壁の単調漸増解析	38
6.2. 解析モデルによる解析と実験値との比較	38

7.	2002 年度におけるまとめ	39
7.1.	成果	39
7.2.	今後の課題	39
8.	2002 年度における研究概要	41
8.1.	研究の背景	41
8.2.	研究の目的	41
9.	2003 年度実験概要	42
9.1.	試験体の設計	42
9.2.	実験変数	45
9.3.	載荷装置と載荷ルール	45
9.3.1	水平方向	45
9.3.2	鉛直方向	45
9.4.	計測	47
10.	2003 年度実験結果	51
10.1.	水平せん断力-上部構造変形角関係	51
10.1.1	水平せん断力-載荷梁位置変形角関係	51
10.1.2	水平せん断力-1 階層間変形角関係	51
10.2.	壁脚での浮き上がりと滑りの推移	54
10.3.	損傷状況	56
10.3.1	ひび割れ状況	56
10.3.2	ひび割れ幅の推移	57
10.3.3	載荷時ひび割れ幅と残留ひび割れ幅の推移	61
10.4.	鉄筋の歪分布	63
10.4.1	引張側柱主筋の高さ方向ひずみ分布	63
10.4.2	基礎梁主筋の歪分布	63
10.4.3	基礎梁せん断補強筋の歪分布	68
10.4.4	壁縦補強筋の歪分布	69
10.4.5	スパン方向のスラブ補強筋の歪分布	70
10.4.6	基礎梁とスラブの平面保持について	71
11.	2003 年度解析 1 : 基礎梁の応力状態予想	75
11.1.	基礎梁に作用する外力と対応する応力状態	75
11.1.1	基礎梁の軸力分布 N_q	75
11.1.2	杭からの曲げ戻しによるモーメント分布 M_p	76
11.1.3	壁縦補強筋の引上げによるモーメント分布 M_w	76
11.1.4	分布モーメントにより生じるモーメント分布 M_q	76
11.2.	断面の解析結果と実験結果との比較	77
11.2.1	断面解析の手法	77
11.2.2	実験結果と解析結果の比較	78
12.	2003 年度解析 2 : 1F 壁脚の復元力特性モデル	87
12.1.	耐震壁の単調漸増解析	87
12.2.	解析モデルによる解析と実験値との比較	87
13.	2003 年度解析 3 : ひび割れ幅の予測解析	88
13.1.	算定法について	88
13.1.1	最大応答変位時曲げひび割れ幅の算定法	88
13.1.2	残留曲げひび割れ幅の算定法	88

13.2. 計算結果と実験値の比較.....	88
14. 2003 年度におけるまとめ	90
14.1. 成果	90
14.2. 今後の課題	90
15. 2 年間の研究から得られた結論	91
16. 謝辞	92
17. 参考文献	93
18. 付録 1 : 2002 年度 1F 層間変形角についての考察	94
18.1. すべりの影響も含めた水平せん断力-1 階層間変形角関係	94
18.2. Disp2 から測定した水平荷重-1 階層間変形角関係.....	94
18.3. 柱外側に取り付けた変位形 (外部変位計) から測定した水平荷重-1 階層間変形角関係	95
19. 付録 2 : 2002 年度 基礎梁における曲率分布.....	96
20. 付録 3 : 2002 年度 基礎梁主筋歪から求めた基礎梁の軸力・モーメント	98
21. 付録 4 : 2002 年度 耐震壁の履歴復元力特性モデル.....	102
21.1. 曲げ変形要素	102
21.2. せん断変形要素	103
21.3. 計算過程	104
22. 付録 5 : 2002 年度 耐震壁の履歴復元力特性モデル.....	105
22.1. その①	105
22.2. その②	105
22.3. その③	105
23. 付録 6 : 2003 年度 1F 層間変形角についての考察	106
23.1. 水平せん断力-基礎部分変形角.....	107
23.1.1 すべりの影響も含めた水平せん断力-1 階層間変形角関係.....	108
24. 付録 7 : 2003 年度 ひび割れ進展状況	110
25. 付録 8 : 2003 年度 プレキャスト壁における目地位置での滑り	115
26. 付録 9 : 2003 年度 基礎梁における曲率分布.....	118
27. 付録 10 : 2003 年度 基礎梁主筋歪から求めた基礎梁の軸力・モーメント	120
28. 付録 11 : 2003 年度 耐震壁の履歴復元力特性モデル.....	125
28.1. 曲げ変形要素	125
28.2. せん断変形要素	126
28.3. 計算過程	127
29. 付録 12 : 2003 年度 耐震壁の履歴復元力特性モデル.....	129
29.1. その①	129
29.2. その②	129

29.3.	その③	129
29.4.	その④	129
29.5.	その⑤	129
30.	付録 13 : 2002 年度 破壊状況の写真	131
30.1.	載荷装置	131
30.2.	FGD16	131
30.3.	FGD13	132
30.4.	132	
31.	付録 14 : 2003 年度 破壊状況の写真	133
31.1.	MNW 試験体	133
31.2.	PCW 試験体	135

1. はじめに

1.1. 研究の背景

現在、6階から20階建て程度の中高層アパートの建設は、その建設費および居住性の優位性から鉄骨造などよりも現場打ちコンクリートおよびプレキャストコンクリート（以下PCa）を用いた鉄筋コンクリート（以下RC）造構造となることが最も多い。それら中高層アパートの構造形式は、桁行き方向を純ラーメン・梁間方向を連層耐震壁とし、基礎構造はアースドリル工法などを用いた杭基礎とするものが一般的である。これら上部構造のラーメン要素や連層耐震壁要素ならびに下部構造の杭基礎要素などについては、それぞれ単独の構造要素としての地震荷重に対する耐力・変形性能評価の十分な研究がなされており、設計手法もある程度確立されているといえる。しかし、張間方向連層耐震壁構造の地震時における各構成要素の相互連成挙動については未だ十分な研究がなされておらず、工学的判断による設計方針が採用される場合も多い。その結果、構造全体の地震時終局メカニズムの設定が曖昧となり、上部構造と杭基礎間相互の応力伝達機構の変化が妥当に評価されない為に各構成部材の設計が合理的でない場合が生じる。

1.2. 研究の目的

本研究の目的は、上記のような現場打ちコンクリートおよびPCaを用いたRC造中高層アパートにおける張間方向主構造である連層耐震壁・杭基礎を対象として、その地震荷重下での力学的相互作用および連成挙動を解明し、実験的研究から各構成要素の合理的耐震設計法を確立することである。特に、以下の3点に着目する。

1. 張間方向連層耐震壁構造の地震時降伏メカニズムを1階壁脚の曲げ降伏に設定した場合において、基礎スラブを含む基礎梁への杭頭曲げモーメント及び水平せん断力等の応力伝達経路及び伝達機構の解明を行う。ここでは、特に、基礎スラブのコンクリート表面歪分布およびスラブ筋の歪分布状態を実験で実測し、その結果に基づき、基礎スラブ協力幅を評価する手法を確立する。
2. 連層耐震壁構造の1階壁脚の曲げ降伏時における水平曲げひび割れ面における、水平せん断力伝達に対する(a)壁縦筋のダウエル効果、(b)ひび割れ面の骨材のかみ合いを含むコンクリート面摩擦の効果、(c)PCa壁を用いた場合における水平シヤーコッターの効果を明らかにする。
3. スラブ付きPCa連層耐震壁の場合についても実験を行い、スラブコンクリート表面歪分布およびスラブ筋の歪分布状態を実験で実測し、PCaを用いた場合のスラブ協力幅を評価する手法を確立する。

この結果、基礎梁の主筋量が終局時における崩壊機構に与える影響と、そのときの損傷状態、基礎梁主筋の歪等を定量化した。しかし、杭頭の幾何学的条件が実際と異なること、杭の応力状態は実験において仮定した載荷条件で必ずしもモデル化されていないことが問題として指摘された。そこで、これらの問題点を解決し、異なる条件下における実験データの蓄積を目的として、2003年にはさらに2体の試験体を用いた実験を行う必要が生じた。

1.3. 予想された研究の結果と意義

現状においては、杭頭の曲げモーメント及び水平せん断力の伝達機構に基礎スラブの協力を評価したものは、皆無に近い。従って、現在の設計法では、大地震時の引張側杭頭の水平せん断力は、1階壁脚が曲げ降伏した後、全て基礎梁の引張軸力として伝達されるものとして軸引張鉄筋を配する設計を行う。実際には、基礎スラブ筋や壁脚の水平曲げひび割れ位置でも無視できない量の応力伝達があるものと考えられ、現在の基礎梁軸引張筋量は必要以上と考えられる。そこで、目的1.の達成により基礎梁の合理的配筋設計が実現可能となる。

目的2.の達成により、壁回転角或いは1階層間変形角に対応する上記(a)(b)(c)の寄与分を定量的に評価することが可能となる。上述の水平せん断力伝達機構およびその定量的評価は、内外の研究でも少なからず試みられている。例えば、基礎に靱性のある杭を用い、その保有水平耐力を上部構造の保有水平耐力より低く低減した設計においては、杭が壁脚より先に曲げ降伏し終局時における壁回転角は抑制される。そこで、壁脚の曲げひび割れ幅も抑制される結果となり、上記(a)および(b)のせん断力伝達効果が無視できなくなることが予測される。そこで、目的2.の成果を目的1.の成果に重ね合わせることで、基礎梁のより合理的配筋設計が実現可能となる。

目的3.では、連層耐震壁にPCa壁を用いる場合の評価を行う。各層ごとにトラス機構を想定した設計法では、枠梁をトラス軸引張材として扱い軸引張り筋を配するが、これも基礎梁の場合同様にスラブの協力幅を無視して設計するのが実情である。そこで、本研究結果を用いて枠梁の合理的配筋設計が実現可能となる。

1.4. 研究の準備状況

RC 造連層耐震壁と杭基礎の地震時相互作用を考慮した終局時破壊機構の解明においては、RC 連層耐震壁・床スラブ・各階の梁・基礎梁・杭といった各構成部材の挙動とそれらの相互作用の 2 つに分けて考察を行う必要がある。各構成部材については、これまで申請者を含め多数の研究者によりその挙動が明らかとなっており、以下に特に説明が必要と思われる壁・杭・接合面における外力抵抗機構についてその概略を述べる。さらに、それらの相互作用を考慮した場合における現設計方法の問題点を述べ、本研究の重要性を説くことにする。

1.4.1 壁・杭・接合面における外力抵抗機構

(1) 連層耐震壁における水平力抵抗機構

連層耐震壁の設計における問題の一つは、枠梁を設けた場合のその役割評価である。このことは、基本的には、地震時水平力を受ける連層耐震壁の挙動においてアーチ機構とトラス機構のどちらが支配的になるかということに依存する。日本では、連層耐震壁でも比較的壁厚の薄いものを用いる場合が多く、付帯柱と枠梁の間にせん断抵抗要素としての薄い壁を埋め込むという発想の設計に近い。そこで、枠梁を設ける意味は、せん断ひび割れが層を超えて進展するのを防ぐこと、また梁主筋にせん断補強筋の役目を負わすこととなる。この場合は、トラス機構によるせん断抵抗メカニズムを期待した設計となる。しかし、枠梁の役割は、壁厚に対する周辺フレーム断面寸法比や連層耐震壁立面のアスペクト比に依存するところも大きく、全ての設計でその役割が合理的に評価されているとはいえない。本研究で実施予定の PCa 連層耐震壁の実験は、枠梁の必要軸引張鉄筋量の算定方法をスラブの効果も考慮し、より合理的にすることである。耐震壁のせん断挙動については、下記の委員会 1 において終局せん断強度 B 法の提案を行った倉本が、PCa に関する挙動に関しては委員会 2、3、4 において塩原・田中が研究成果・資料を蓄積している。

一方、ニュージーランドでは、壁厚 30 cm とか 40 cm といった比較的壁厚の大きな耐震壁を用い、地震時応力を受ける連層耐震壁の挙動を、曲げせん断を受けるキャンティレバー梁の挙動と同等に扱えるように工夫している。この場合には、枠梁を設ける必要はない。したがって、日本でもこの考え方に基いた枠梁無しの設計が最近行われている。ただし、この場合は、地震時繰返し荷重下における壁の面外座屈評価が問題の中心となる。ニュージーランドにおける耐震壁の設計法は、田中が基本的資料の蓄積を十分に行っている。

- 委員会 1：倉本洋他、「日本建築学会、RC 造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説」作成委員会
- 委員会 2：塩原等他、「日本建築センター、高層壁式ラーメン鉄筋コンクリート造指針」作成委員会
- 委員会 3：塩原等(主査)、田中仁史他、「日本建築学会、新 PCa 構造小委員会、連層耐震壁を含む PCa 構造の設計指針」作成委員会
- 委員会 4：塩原等(主査)、田中仁史他、「日本プレハブ建築協会、性能分科会構造特別委員会」設計指針作成委員会

(2) 杭基礎における水平力抵抗機構

建築基礎における杭の地震時水平力に対する設計法は、宮城県沖地震以後法的な基準化が開始され「地震力に対する建築物の基礎の設計指針」(日本建築センター)が制定された。その結果、現在ではほとんど全ての建築物においてこの指針を用いた杭の地震時水平力に対する設計が実施されている。しかし、この指針は許容応力度法による一次設計に留まっており、大地震における耐震設計の方法や安全率のとり方等には触れていない。

そこで、終局限界状態における杭の挙動に関する研究が近年多く行われている。例えば、杭が地震による過大な水平力を受けると従来、曲げ強度が最も小さい軸力最小の杭がまず破壊すると考えられていた。しかし、実際は地震被害例からも明らかなように軸力最大の杭が先行的に曲げ破壊圧縮破壊する。すなわち、軸力最大の杭耐力は大きいものの変形性能は少ないため、ほぼ同じ杭頭水平変位が強制されると地震時には変形性能の少ない軸力最大の杭から最初の破壊が生じることが明らかとなった。そこで、杭の耐震性能改善には軸応力下での靱性を高めるのが良いと考えられる。軸力を付加した状態で杭の変形性能を上昇させるには、スパイラル筋補強が必要であり、軸力比 0.3 程度で杭頭の限界変形角 1/100 以上を確保するためのスパイラル補強筋量算定法が提案されている。また、軸力を付加した状態で杭のせん断耐力向上についても詳細な研究がなされており、せん断耐力向上に効果のあるスパイラル筋の量・中空部肉詰めの有無・コンクリートの肉厚等について具体的な提案式が示されている。以上に述べた杭基礎の基本的な挙動に関しては、田中・河野が委員会 5 において研究成果・資料を蓄積している。

- 委員会 5：田中仁史、河野進他、「日本建築学会他、プレストレスト(鉄筋)コンクリート構造部材の設計法」作成委員会

(3) 耐震壁と基礎梁の接合面におけるせん断抵抗機構

連層耐震壁と基礎梁の接合面におけるせん断力伝達機構は、主として接合面を横切る接合鉄筋と界面コンクリートとの相互効果によるせん断摩擦、接合鉄筋のダウエル作用、外部圧着力による摩擦抵抗、シアキー（シアコッター）によるせん断力伝達の4つに分けることが出来る。なお、これらの機構は各々単独で作用する場合と、複合して作用する場合がある。

Birkeland等によって提案されたせん断摩擦理論は、接合鉄筋を有する接合面におけるせん断耐力を評価する上での代表的な理論である。現在この理論に基づき、接合面のせん断耐力を粘性項と摩擦項の和で求めて設計を行うことが多い。せん断摩擦理論は機構モデルが明快であることも手伝って、提案以来内外において構造各部の設計に利用されてきた。また、既往のせん断力伝達に関する研究ではせん断力のみを考慮したものが大部分であるが、実用上の観点からは、曲げモーメント作用下におけるせん断力伝達性状を調べるのが重要である。そこで、Mattockはコの字型小型試験体を用いて曲げモーメントとせん断力の同時載荷実験を行い、接合面において曲げ終局モーメント以下の曲げモーメントが作用する場合にはせん断耐力が低下することはないことを確かめた。

河野・田中は、研究1及び研究2により高強度鉄筋及び高強度コンクリートを用いた接合面でのせん断耐力は低強度材料の場合と同じく接合鉄筋の応力と線形関係にあること、ただし高強度鉄筋を用いた場合は鉄筋が降伏しないため鉄筋の実応力を求める必要があることを実験的に確認し、せん断耐力の予想式を提案している。この研究は、耐震壁と基礎梁間に形成されるひび割れを介して伝達されるせん断力伝達モデルにも応用され、本研究の解析的研究で使用される予定である。

- 研究1：河野進、文部省科学研究費奨励A 平成10年度より平成11年度 「高強度材料を用いた接合面のせん断力伝達性能に関する研究」
- 研究2：田中仁史、平成9年度より平成11年度 「PC構造物における部材接合面の性能評価に関する研究 PC構造設計・施工指針の作成に関する共同研究」

1.4.2 耐震壁と杭基礎の地震時相互作用を考慮した設計方法の問題点

地震時における張間方向連層耐震壁構造の構成要素の相互連成挙動については未だ十分な研究がなされておらず、工学的判断による設計方針が採用される場合も多い。例えば「中高層壁式ラーメン鉄筋コンクリート造設計施工指針」（日本建築学会）によれば、基礎構造は、「原則として、上部構造の必要保有水平力に見合う水平耐力を確保するもの」としながら、上部構造の構造特性係数が0.4より大きい場合については杭の保有水平耐力の実際の確保が困難なことが多い為に、「靱性を有する杭を用いる場合には、基礎構造の保有水平耐力を上部構造の構造特性係数にして0.4相当まで低減しても良い」とするなどの妥協策をとっているのが現実である。この場合、建物を上部構造だけでなく杭基礎などの下部構造までを含み一つの構造と見ると、キャパシティデザインにおける構造要素ヒエラルキーが不明確となる、すなわち、構造全体の地震時終局メカニズムの設定が曖昧となることがまず設計上の問題と考えられる。さらに、そのことに起因して、地震荷重の変動に対する弾性応力状態から終局時までの上部構造と杭基礎間相互の応力伝達機構の変化が妥当に評価されず、建物全体システムとしての終局時応力に対する各構成部材の設計が合理的とはいえなくなる。こうした終局限界状態におけるRC造建物の挙動については倉本が委員会6に参画し、研究成果・資料を蓄積している。

本申請書の目的【結果と意義】においても示した通り、現状においては、水平外力抵抗機構に基礎スラブの協力を評価したものは皆無に近い。現在の設計法では、大地震時の引張側杭頭の水平せん断力は、1階壁脚が曲げ降伏した後全て基礎梁の引張軸力として伝達されるものと仮定する。また、杭頭を壁脚より先に曲げ降伏させる設計では、終局時壁回転量がおのずと制限され、水平曲げひび割れ位置における耐震壁から基礎梁へのせん断伝達効果が無視できないと考えられるが、実設計ではこれらの効果は無視する。これら2点から、基礎梁の軸引張鉄筋が過剰設計となっている場合が多いと考えられる。田中は、日本建築センターRC構造評定委員としてこうした実務での問題例を数多く蓄積している。

- 委員会6：倉本洋他「日本建築学会、限界耐力計算法の計参例とその解説」作成委員会

1.4.3 終わりに

以上の研究背景に基づき、連層耐震壁構造の構成要素の相互作用を考慮した終局時破壊機構の解明を行い、各構成要素の抵抗機構寄与分を明らかにすること、それぞれの構成要素の抵抗機構寄与分に応じた設計法を新しく見直すことが重要な研究課題であると考えられる。

1.5. 研究概要

本研究は、実験研究とこれを確認する数値解析研究の2部から構成される。

1.5.1 実験

2002年度に現場打ちモデル試験体を2体、2003年度に現場打ちモデル試験体1体とPCaモデル試験体を1体を作製し実験を行った。試験体は、中高層アパートの張間方向(1スパンを想定)耐震壁構造体から、杭基礎・耐震壁・1階梁・スラブを含む構成要素を取り出した約15%スケールのモデル試験体とした。従来のように耐震壁のみの性能評価を行う目的の実験では、基礎梁部分を反力床に緊結して実験を行うことが多い。しかし、今回のように杭基礎の一部までの下部構造をモデル試験体に含めることにより、杭頭モーメントや基礎梁・基礎スラブにおける変形の影響を実際に近い形でモデル化出来るようにした。

杭は実験中に曲げ降伏しないように設計することで、杭上部に入力するせん断力が靱性杭を用いた構造物における入力せん断力よりも過大となり、実際に基礎梁及び耐力壁が経験すると考えられる以上の範囲において外力抵抗機構の作用を実験的に確認可能とした。2本の杭のピン及びローラー挿入位置は、解析で予想されたモーメント反曲点とした。複数の油圧ジャッキを用いて、実際の構造物に作用する水平力及び鉛直荷重と等価な外力を1階梁端部に作用させた。梁中央点の水平方向変位を漸増させながら正負繰返し载荷を行い、耐力壁の曲げ降伏と側柱の曲げ圧壊を確認し载荷を終了した。载荷履歴中の測定項目は、試験体の変形及び作用荷重の他に、スラブ主筋・基礎梁軸筋・壁縦筋・スラブコンクリート・基礎梁コンクリートの歪である。

実験結果の解析から、スラブの有効幅・基礎梁の軸力分布・スライディングシア位置における圧縮応力が载荷履歴に伴ってどのように変化するかを定量化する。(田中)

1.5.2 数値解析

また、基礎梁周辺に作用する力をモデル化し、基礎梁の簡単な断面解析を行った。この解析により、基礎梁を設計する際に必要な軸力・せん断力・モーメントの部材力が、上部耐震壁の浮上りの程度に大きく影響されることを確認した。

1.5.3 成果のまとめ・設計方法の提案

最終的には、実験の解析結果および数値解析結果を鑑み、連層耐震壁構造の構成要素の相互作用を考慮した終局時破壊機構の解明を行った。これらの、研究成果に基づいて各構成要素の抵抗機構寄与分に応じた設計法を新しく見直すための基礎的資料を構築した。また、PCaコンクリート特有の挙動についても、記述した。

2. 2002 年度における研究概要

2.1. 研究の背景

現状においては、杭頭の曲げモーメント及び水平せん断力の伝達機構に床スラブの協力を評価したものは、皆無に近い。従って、現在の設計法では、大地震時の引張側杭頭の水平せん断力は、1 階壁脚が曲げ降伏した後、全て基礎梁の引張軸力として伝達されるものとして軸引張鉄筋を配する設計を行う。実際には、基礎スラブ筋や壁脚の水平曲げひび割れ位置でも無視できない量の応力伝達があるものと考えられ、現在の基礎梁軸引張筋量は必要以上と考えられる。

耐震壁を有する建築構造物の水平せん断力伝達機構およびその定量的評価は、内外の研究でも少なからず試みられている。例えば、基礎に靱性のある杭を用い、その保有水平耐力を上部構造の保有水平耐力より低く低減した設計においては、杭が壁脚より先に曲げ降伏し終局時における壁回転角は抑制される。各層ごとにトラス機構を想定した設計法では、基礎梁をトラス軸引張材として扱い軸引張り筋を配するが、これも基礎梁の場合同様にスラブの協力幅を無視して設計するのが実情である。

2.2. 研究の目的

そこで、2002 年度では、RC 造中高層アパートにおける張間方向主構造である連層耐震壁・杭基礎を対象として、まず耐震壁が一体打ちの場合における基本的な水平力伝達機構の解明を、実験的研究を通して行うこととした。実験では、基礎梁の主筋量のみを変化させ、地震時降伏メカニズム形成の順番を違えた 2 体の試験体を作製し、終局状態における水平力伝達機構を基礎梁の役割を中心に解明する。以下の 2 点を、中心的な目的とした。

- 基礎梁の設計において床スラブの協力を無視しても合理的であるかを確認すること。特に、基礎スラブのコンクリート表面歪分布およびスラブ筋の歪分布状態を実験で実測し、その結果に基づき、基礎スラブ協力幅を評価する手法を確立する。
- 基礎梁設計において、杭基礎からの曲げ戻し応力と水平せん断力 $Q/2$ をそれぞれ独立させて検討を行なっているが、このような設計が本当の安全側であるかを確認すること。特に、連層耐震壁構造の 1 階壁脚の曲げ降伏時における水平曲げひび割れ面における、水平せん断力伝達に対する (a) 壁縦筋のダウエル効果、(b) ひび割れ面の骨材のかみ合いを含むコンクリート面摩擦の効果、(c) PCa 壁を用いた場合における水平シャーコッターの効果を明らかにする。

以上の研究成果を用いれば、一体打ち耐震壁を有する構造物の基礎梁の合理的配筋設計がひとまず実現可能となる。

3. 2002 年度実験概要

3.1. 試験体の設計

試験体の設計に当たって想定した建物のプロトタイプを図 3-1 に示す。想定した建物は、桁方向 6m、6 スパン、張間方向 9m、1 スパンの 6 階建て RC 造構造物である。試験対象としたのは建物中央の 1 スパンを切り出した張間方向構造要素である。試験体は 1 階、2 階の連層耐震壁、1 階の床スラブ、基礎梁、杭基礎を含む。縮尺は、想定建物の 1/5 で図 3-2 のように設計した。2 体の試験体は基礎梁の主筋量が異なるのみで、他の諸元は同じである。試験体の諸元を表 3-1 に、使用材料の力学的性質を表 3-2 に示す。主要構造部材の断面寸法や配筋詳細については、図 3-3 に示す。モデル試験体において、基礎杭は反曲点が GL から 1.24 m のところにあると仮定した。尚、試験体作製上、パイルキャップを省略し、杭が GL のところまで伸ばしている。コンクリートは縦打ちとし、床スラブ面以下と以上の 2 回に分けて打設した。

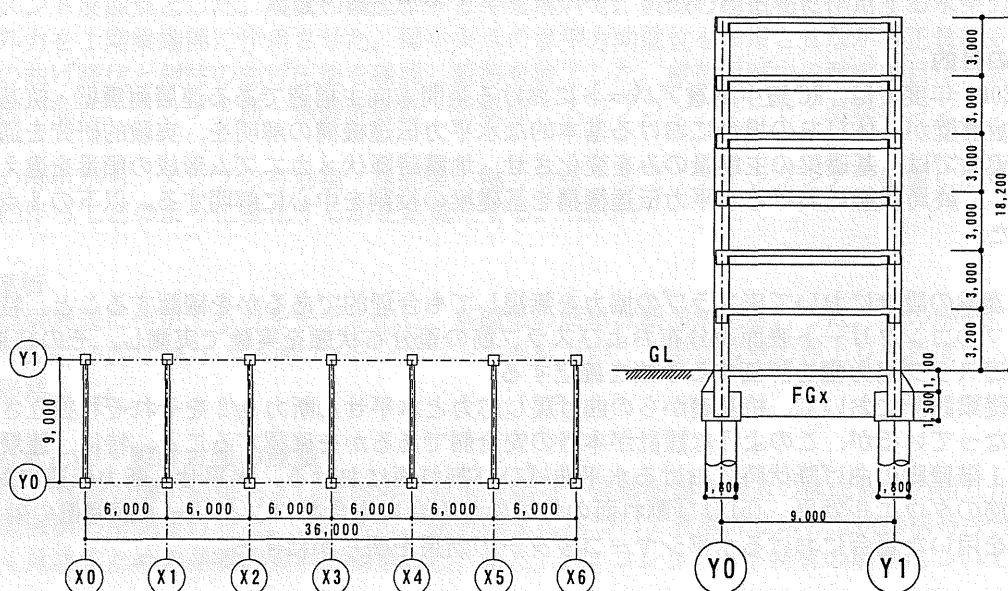


図 3-1 想定建物の平面図と立面図

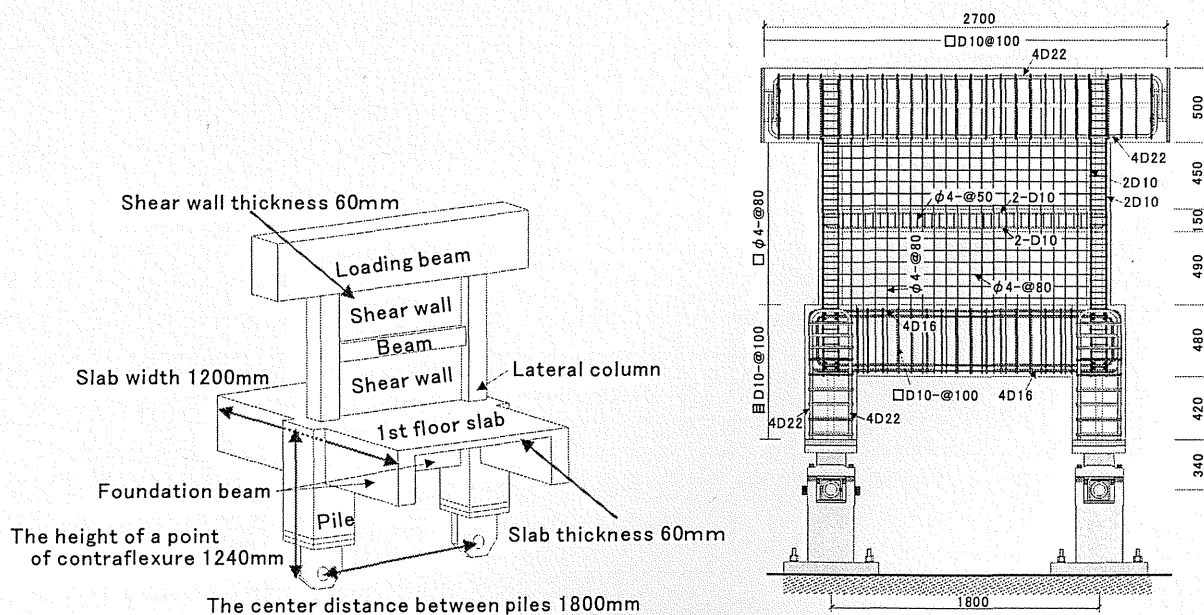


図 3-2 試験体形状 (単位: mm)

表 3-1 試験体の諸元

Member	Type of bars		Steel ratio (%)
Column (160 × 160mm)	Longitudinal	4-D10	1.15
	Transverse	2-φ 4@80	0.20
Beam (120 × 160mm)	Longitudinal (upper)	2-D10	0.91
	Longitudinal (bottom)	2-D10	0.91
	Transverse	2-φ 4@50	0.42
Shear Wall (Thickness 60mm)	Vertical	φ 4@80	0.26
	Horizontal	φ 4@80	0.26
Slab (Thickness 60mm)	Vertical	φ 4@80	0.26
	Horizontal	φ 4@80	0.26
Pile (350 × 350mm)	Longitudinal	8-D22	2.53
	Transverse	4-D10@100	0.82
Loading beam (300 × 500)	Longitudinal (upper)	4-D22	1.13
	Longitudinal (bottom)	4-D22	1.13
	Transverse	2-D10@100	0.48
Foundation beam (FGL16) (150 × 480)	Longitudinal (upper)	4-D16	1.26
	Longitudinal (bottom)	4-D16	1.26
	Transverse	2-D10@100	0.95
Foundation beam (FGL13) (150 × 480)	Longitudinal (upper)	4-D13	0.80
	Longitudinal (bottom)	4-D13	0.80
	Transverse	2-D10@100	0.95

表 3-2 材料特性

(a) コンクリート

	Compressive strength (MPa)	Tensile strength (MPa)	Young's modulus (GPa)
Foundation beam, Pile	30.5	2.82	22.4
Wall, Column, Beam	29.1	3.04	24.8

(b) 鉄筋

	Yield strength (MPa)	Tensile strength (MPa)	Young's modulus (GPa)
φ 4	518	562	198
D10	384	498	187
D13	327	510	197
D16	334	530	201

3.2. 実験変数

2体作製した試験体における、基礎梁の曲げ耐力およびせん断耐力を表 3-3 に示す。設計は、日本建築学会・鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型設計指針・同解説[1]に基づいて行った。

- 試験体 FGD13：壁脚が曲げ降伏する前に、基礎梁が曲げ降伏するように設計した。
- 試験体 FGD16：基礎梁が曲げ降伏する前に、壁脚が曲げ降伏するように設計した。

表 3-3 試験体の設計

	基礎梁 曲げ耐力 (kN・m)	基礎梁 せん断耐力 (kN)	M1 (kN・m)	Q1 (kN)	曲げ耐力 M1	せん断耐力 Q1
FGD13	64	266	66	91	0.97	2.92
FGD16	101	266	66	91	1.53	2.92

M1 及び Q1 は壁脚の終局時曲げモーメント耐力及びせん断耐力計算値を示す。

	載荷梁	柱	枠梁
断面図			
b × D (mm)	300 × 500	120 × 150	160 × 160
主筋	8-D22	4-D10	4-D10
補強筋	2-D10@100	2-φ4@50	2-φ4@50

(a) 載荷梁・柱・枠梁の断面

	直行梁	基礎梁	杭
断面図			
b × D (mm)	150 × 480	150 × 480	350 × 350
主筋	4-D16	8-D16 or 8-D13	8-D22
補強筋	2-D10@100	2-D10@100	4-D10@100

(b) 基礎梁・直行梁・杭の断面

図 3-3 主要構造部材の配筋断面図 (単位: mm)

3.3. 載荷装置と載荷ルール

図 3-4 に載荷装置図を示す。杭は、一方がピン支持、他方がローラー支持である。ローラー支持点では、上部の水平力 (Q) の半分 ($Q/2$) を外力として与えた。つまり、両方の杭に等しい水平力 $Q/2$ が作用するようにした。載荷は、試験体に取り付けた変位計から $1F$ の層間変形角を求め、これを制御した。ひび割れ時、壁筋降伏時 (δy)、 $2\delta y$ 、 $3\delta y$ 、 $4\delta y$ で各 2 回づつ繰返し、その後一方向漸増単調載荷で崩壊機構の形成をもって載荷を終了した。

3.3.1 水平方向

上部水平力は、1000 kN ジャッキを用いて与えた。正負対称の載荷条件となるように、上部の水平ジャッキを正側に載荷する場合は、PC 鋼棒を介して試験体南側に水平力を入力し、負側に載荷する場合には、直接試験体北側に水平力を入力した。

ローラー支持点では、500 kN ジャッキを用いて、上部の水平力 (Q) の半分 ($Q/2$) を外力として与えた。つまり、両方の杭に等しい水平力 $Q/2$ が作用するようにした。載荷は、試験体に取り付けた変位計から 1 F の層間変形角を求め、これを制御した。ひび割れ時、壁筋降伏時 (δy)、 $2\delta y$ 、 $3\delta y$ 、 $4\delta y$ で各 2 回づつ繰返し、その後一方向漸増単調載荷で崩壊機構の形成をもって載荷を終了した。

3.3.2 鉛直方向

鉛直荷重は、試験体上部に設置した 500 kN ジャッキを用い、 A_i 分布に基づいた以下の式を用いた軸力制御を行った。

$$N(North) = 0.63Q + 72.0 \text{ (単位: kN)} \quad (3-1)$$

$$N(South) = -0.63Q + 72.0 \quad (\text{単位: kN}) \quad (3-2)$$

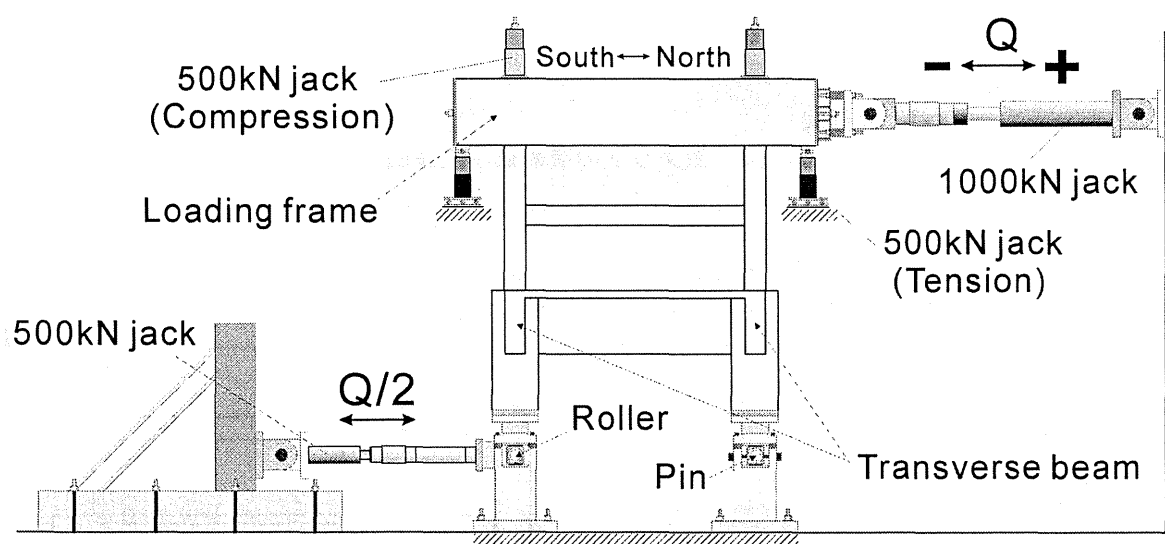


图 3-4 载荷装置

3.4. 計測

荷重に関する測定は、図 3-4 に示すジャッキの先端に取り付けたロードセルを用いて行った。

計測装置を取り付けるために、事前に試験体に長ナットを埋め込んだ。長ナットの埋め込み位置を図 3-5 に示す。図 3-6 に載荷梁位置及び 2 階梁位置における層間変形角を計測するために用いた変位計及びその名称を示す。さらに、FGD13 の実験途中から用いた柱の外側に設置した外部変位計についても、図 3-6 に示す。また、図 3-7 にそれぞれ、壁脚の滑り量、壁脚の浮き上がり量、連層耐震壁の 1 階、2 階及び基礎梁の変形量を測定する為に設置した変位計及び名称を示す。

図 3-8 及び図 3-9 には、試験体に取り付けた歪ゲージの位置と名称を示す。各箇所 に 1 枚づつ歪ゲージを貼付した。

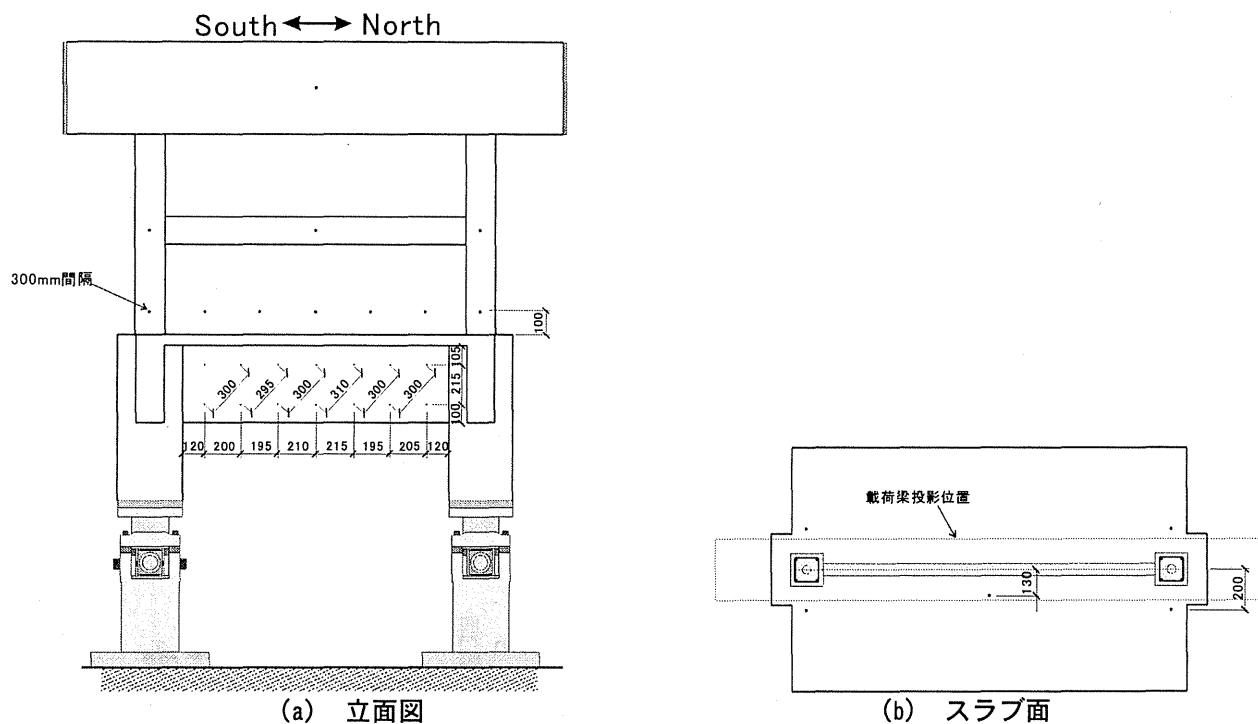


図 3-5 長ナットの埋め込み位置図

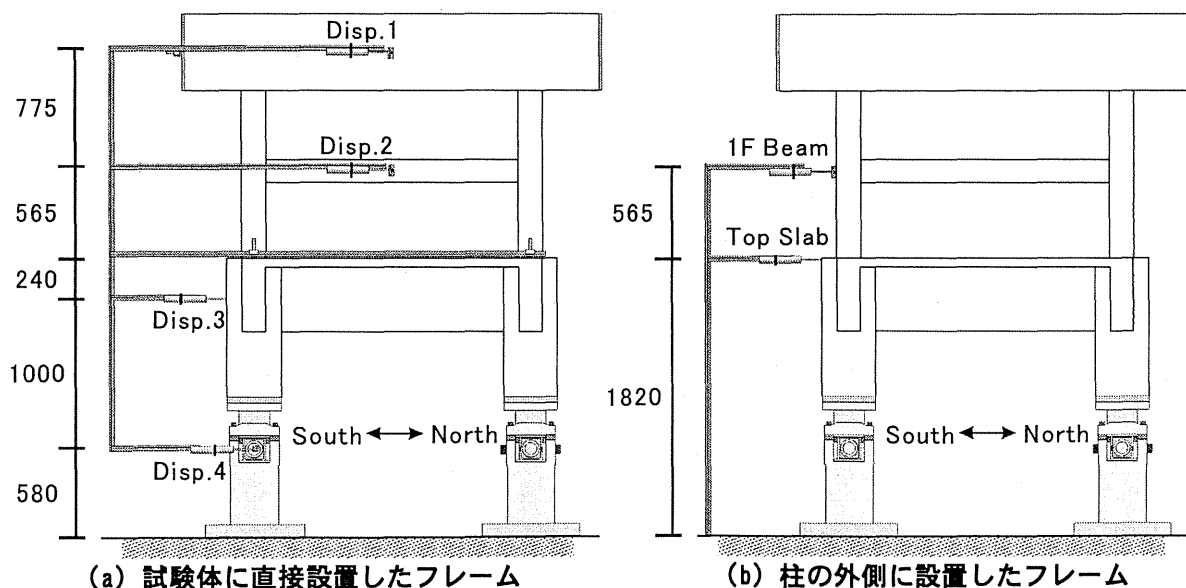
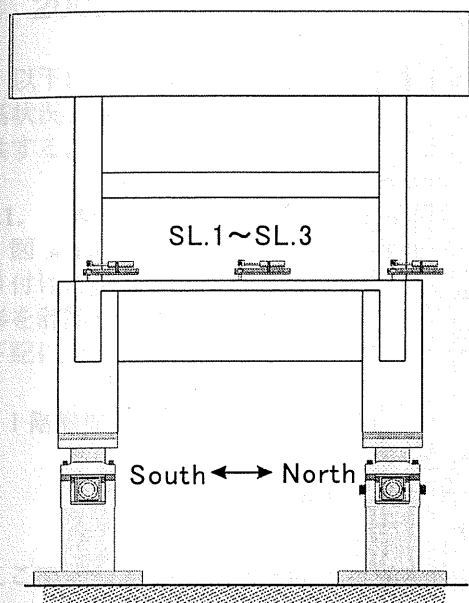
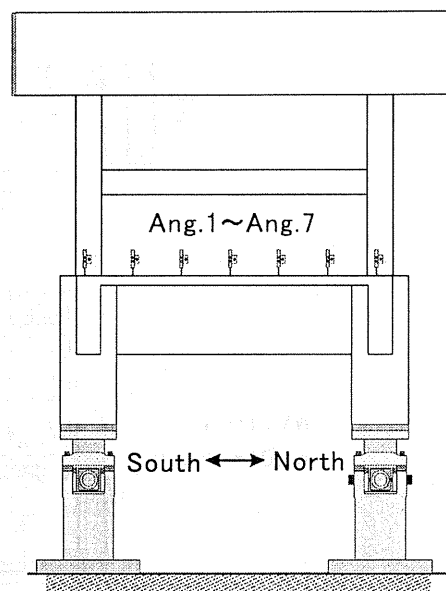


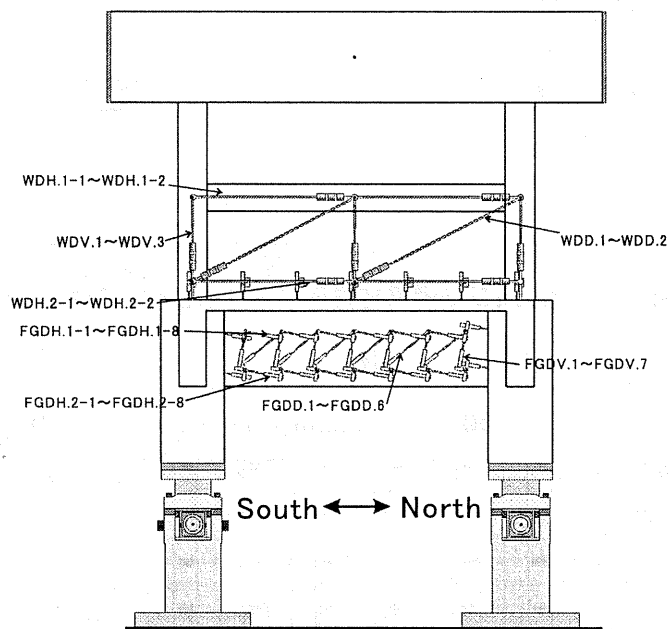
図 3-6 試験体における層間変形の測定



(a) 壁脚の滑り測定



(b) 壁脚の浮き上がり測定



(c) 1F 壁および基礎梁の変形

図 3-7 試験体における変位計の配置図

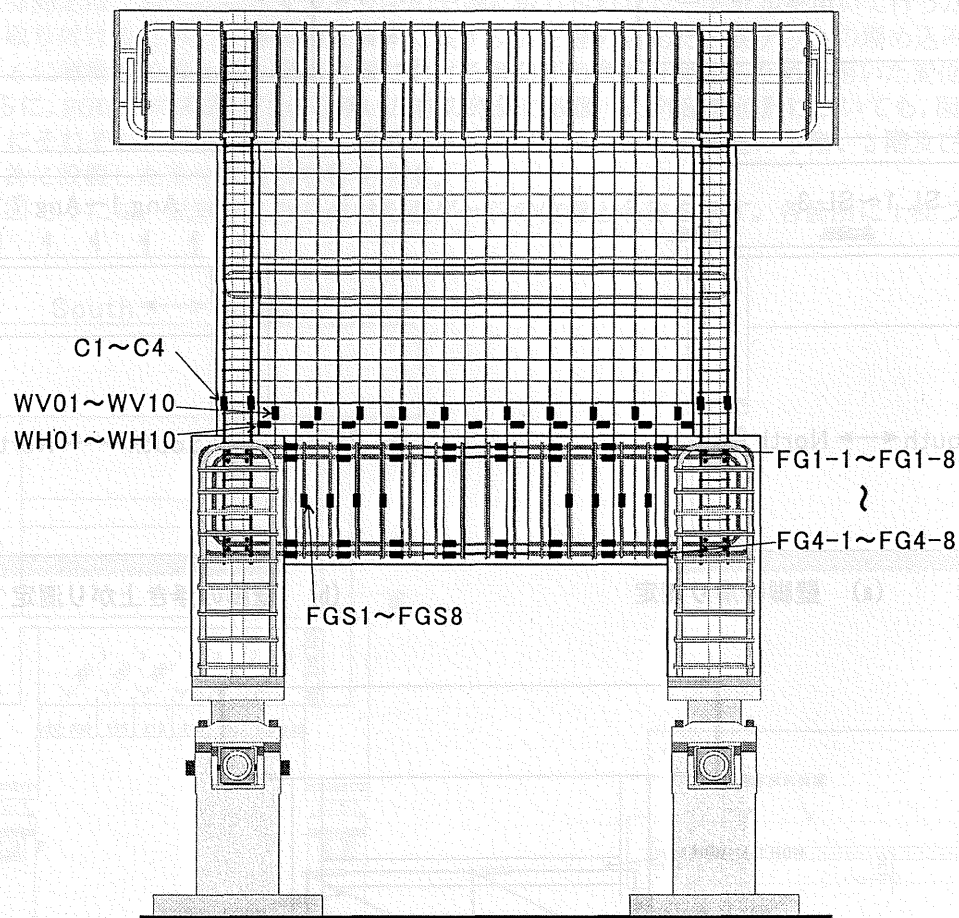


図 3-8 壁筋及び基礎梁補強筋における歪ゲージの位置

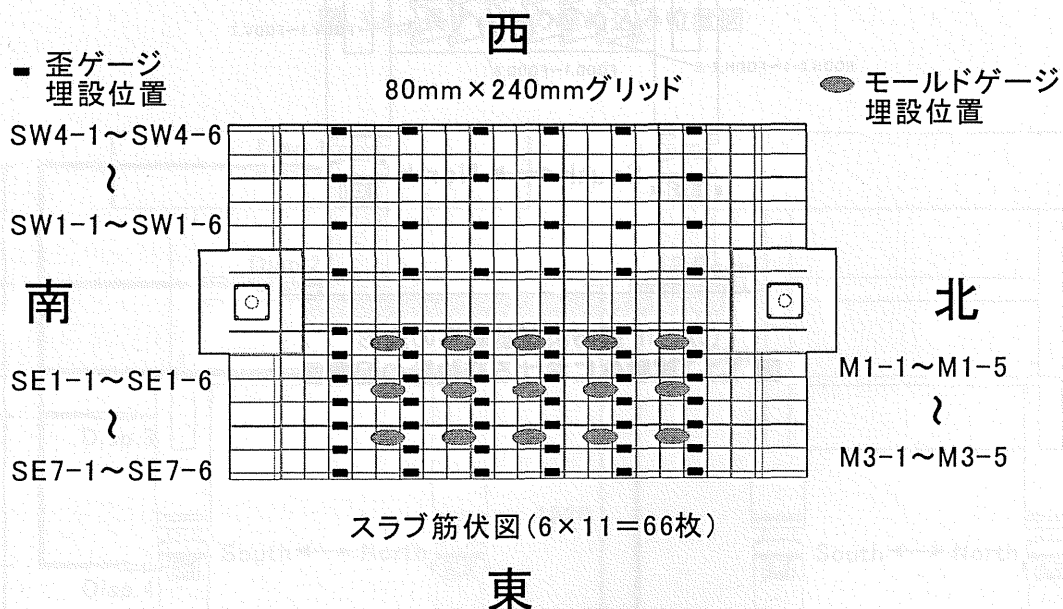


図 3-9 スラブ筋における歪ゲージの位置

4. 2002 年度実験結果

以下に、実験結果を示す。水平せん断力-層間変形角についての注意、壁と基礎梁の相対変位、全体の損傷状況、鉄筋の歪分布の推移について述べ、基礎梁に作用する応力状態をモデル化するための基礎資料を提供する。

4.1. 水平せん断力-1 階層間変形角関係

図 4-1 に、水平せん断力-1 階層間変形角関係を示す。ここで、1 階層間変形角とは、1 階連層耐震壁に取り付けた耐震壁変形測定用の変位計を用いた測定値から、壁脚の浮き上がりと壁の曲げ変形およびせん断変形を計算し、足し合わせたものである。ただし、壁脚における滑りは算入していない。具体的な計算方法を下記に示す。なお、計算式中の変位計名称及び位置は、実験概要の図 3-7 に示す通りである。

1 階層間変形角 θ

$$\theta = \frac{\gamma_s + \gamma_N}{2} + \phi \times \frac{565}{2} \quad (4-1)$$

ここで、 γ_s および γ_N はそれぞれ 1F 壁に取り付けた変位形から計算した 1F 壁南半分と 1F 壁北半分のせん断変形、 ϕ は壁脚の浮き上がりと壁の曲げ変形による 1F の平均曲率であり、以下の式で示される。

$$\gamma_s = \frac{(WDD.1 - (WDV.2 + WDV.1) \times \sin \alpha / 2 - (WDH.1 - 1 + WDH.2 - 1) \times \cos \alpha / 2)}{900 \times \sin \alpha} \quad (4-2)$$

$$\gamma_N = \frac{(WDD.2 - (WDV.3 + WDV.2) \times \sin \alpha / 2 - (WDH.1 - 2 + WDH.2 - 2) \times \cos \alpha / 2)}{900 \times \sin \alpha} \quad (4-3)$$

$$\phi = \frac{((WDV.1 + Ang.1) - (WDV.3 + Ang.7))}{565 \times 900} \quad (4-4)$$

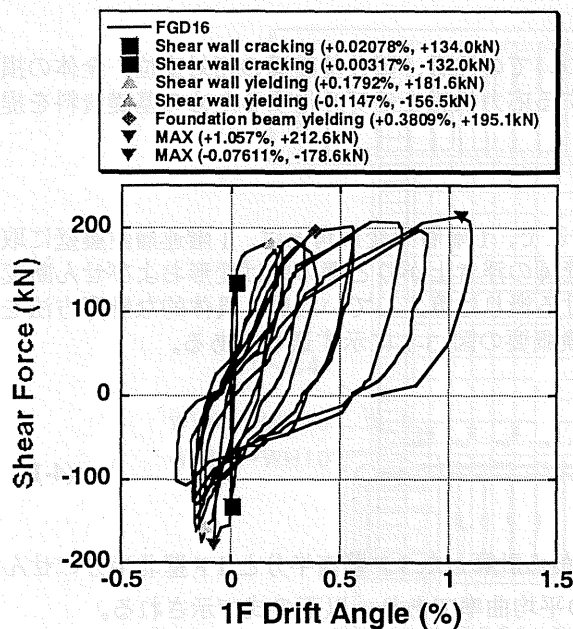
なお、 α は斜めに設置した変位計の水平面からの角度で、今回の実験では $\tan \alpha = \frac{465}{900} = 0.517$,

$\sin \alpha = 0.459$, $\cos \alpha = 0.888$ となる。

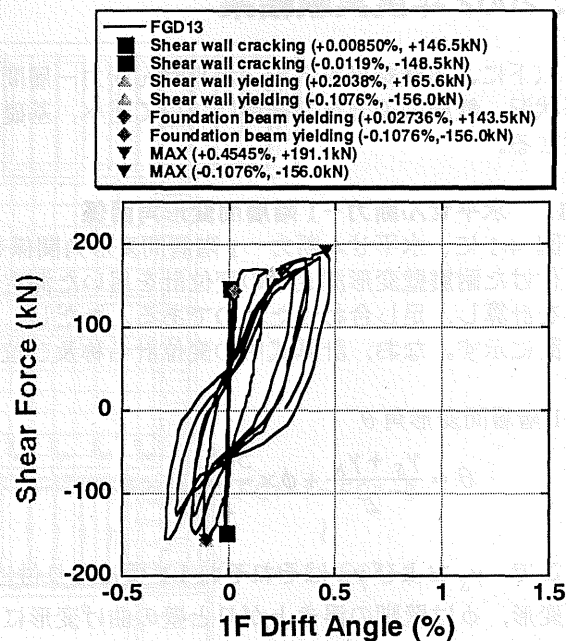
以上の計算方法は、スラブ面下部の試験体や支持フレームの変形による試験体の剛体回転を取り除き、純粋な 1F 耐震壁の変形成分のみを抽出するために工夫したものである。これまで蓄積された基礎構造を有する耐震壁の実験結果は、基礎梁位置を反力床に緊結して得られたものであり、今回の実験と直接比較するとすれば、剛体回転を取り除いた方法で算出した図 4-1 における値との比較を行うのが妥当であると考えられる。

付録には、フレームに設置した変位計 (Disp2) を用いて計算した 1 階層間変形角や、柱の外側に設置した変位計を用いて計算した 1 階層間変形角についても参考として示している。本実験では Disp2 を用いて変位の制御を行ったが、フレームの変形等により正負対称な載荷を行う事が出来なかった。したがって、図 4-1 に示した水平せん断力-1 階層間変形角関係についても、正負対称な復元力特性にはなっていない。

本実験では前章で述べたように、 δy 、 $2\delta y$ 、 $3\delta y$ 、 $4\delta y$ で各 2 回づつ繰り返し載荷を行ったが、実験時に用いた Disp2 を用いた層間変形角の信頼性に疑問があるので、載荷方向を反転させる点の名称を δy 、 $2\delta y$ 、 $3\delta y$ 、 $4\delta y$ とはせず、各サイクル 1 回目の点のみを載荷順に①、②、③、④とする事にした。ここからは点①から④と、耐震壁ひび割れ時及び水平荷重最大入力時の、最大で計 6 つの荷重変形状態点における鉄筋歪の歪状況等について説明していく。規準点①から④を図 4-2 に示す。なお、ひび割れ時荷重については、負側では実際にひび割れの発生を確認していないので、正側とほぼ同じ荷重の点を負側のひび割れ発生荷重としている。

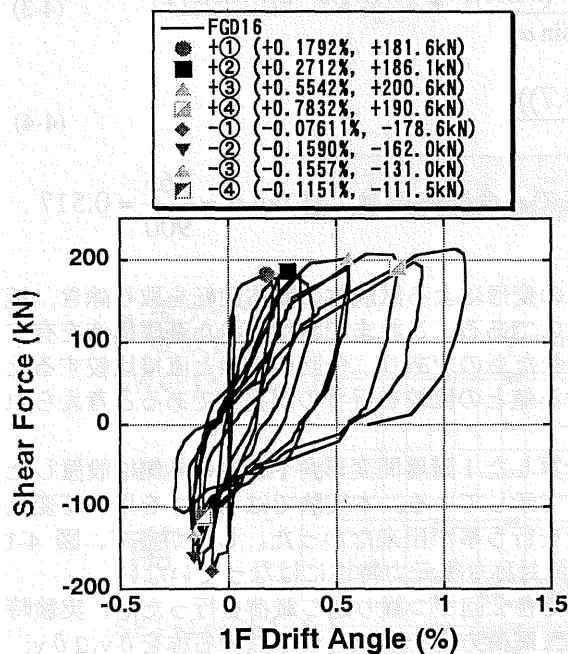


(a) FGD16

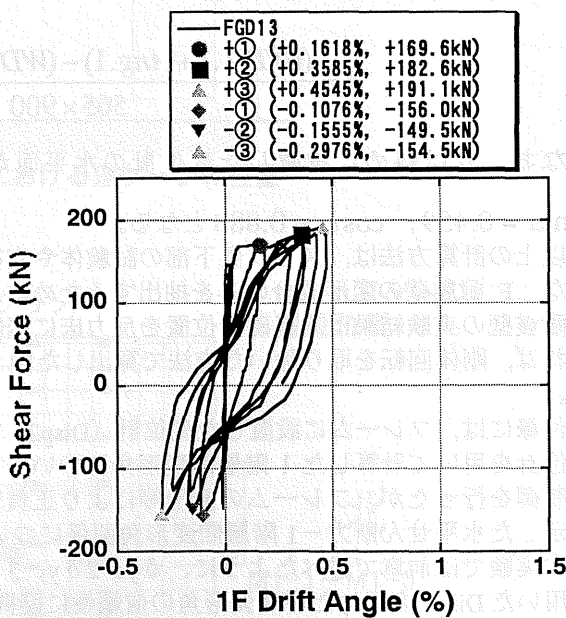


(b) FGD13

図 4-1 水平せん断力-1 階の層間変形角関係 1



(a) FGD16



(b) FGD13

図 4-2 報告書中で議論を行うための荷重・変形の特異点

4.2. 壁脚での浮き上がりと滑りの推移

図 4-3 及び図 4-4 に、それぞれ連層耐震壁の浮き上がり量及びすべり量を示す。これらは、図 3-7 に示した変位計 Ang.1~Ang.7 及び SL.1~SL.3 をから得られた計測値を示している。また、ここで示した荷重段階については、図 4-1 及び図 4-2 に示す通りである。

まず、載荷方向によって浮き上がり量に大きな差がある事が分かる。負側載荷時には、引張側柱位置(+900 mm) 付近における浮き上がりがほとんど見られず、耐震壁の曲げ変形がほとんど進行していないと考えられるが、これは、図 4-1 で示した水平荷重-1 階層間変形角関係の変形量に正負で偏りがある事とも一致する。

また、すべりについては正側と比較して負側載荷時の方が、すべり量が全体的にやや大き目となっている事が分かる。また、2004 年度の実験では、圧縮側柱脚付近のすべりが相当抑制される傾向が見られたが、本実験ではそのようなはっきりとした傾向は見られなかった。これは、試験体に入力した長期軸力の割合が 2003 年度の実験と比較して、小さかった為に試験体全体ですべりが生じたのではないかと考えている。(本実験、6 階建て建物、2003 年度実験、20 階建て建物) 但し、負側載荷時には、浮き上がりの場合と同様に引張側柱位置(+900mm) 付近において、すべりはほとんど見られず、+900mm位置の柱(北側柱)は損傷をほとんど受けていないように思われる。

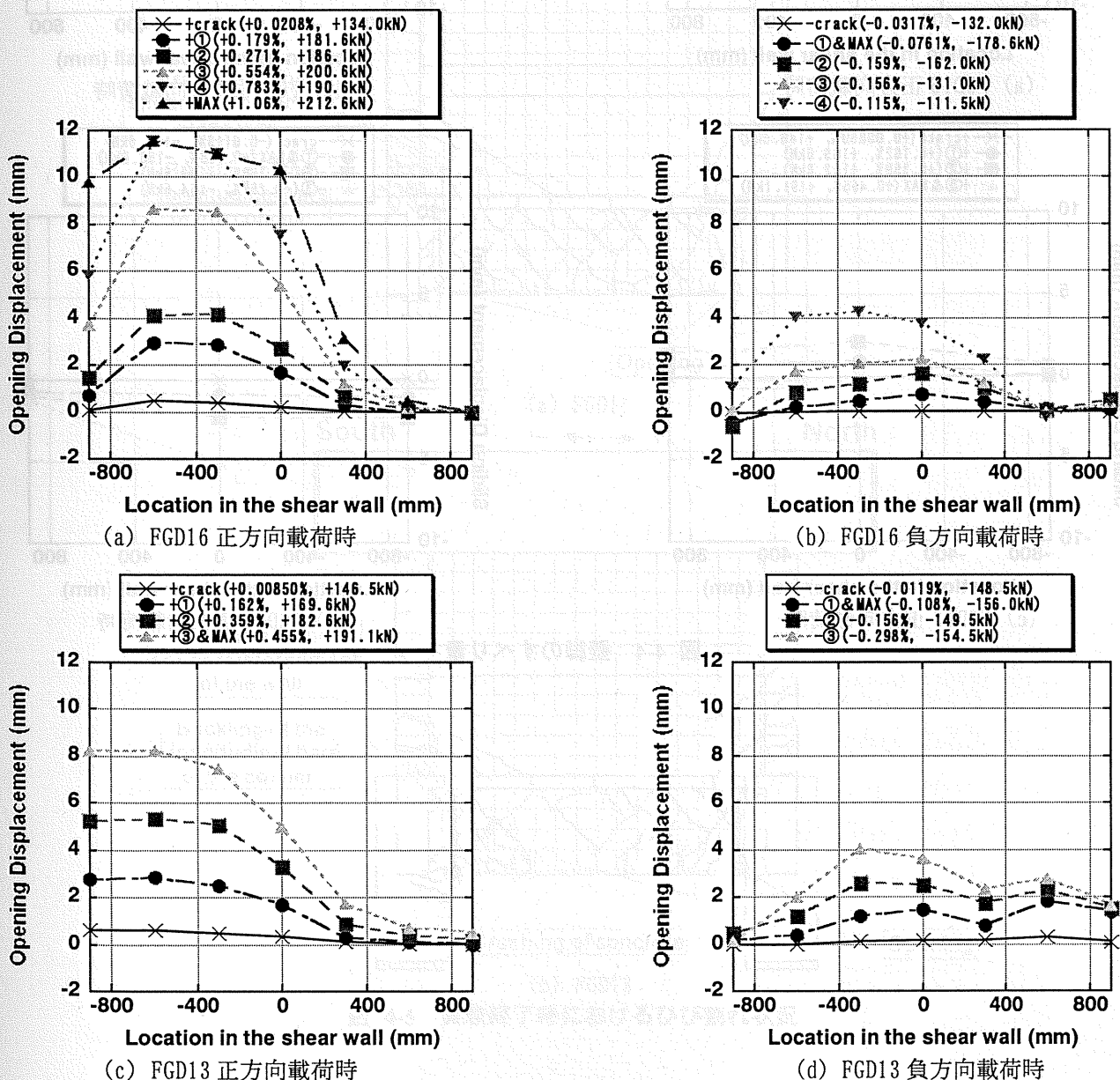
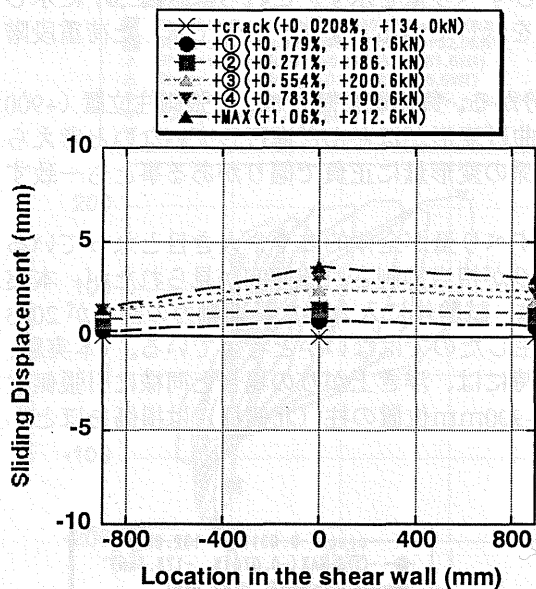
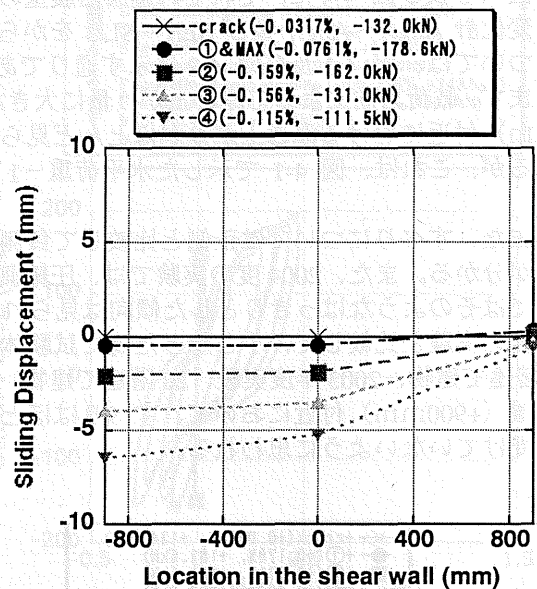


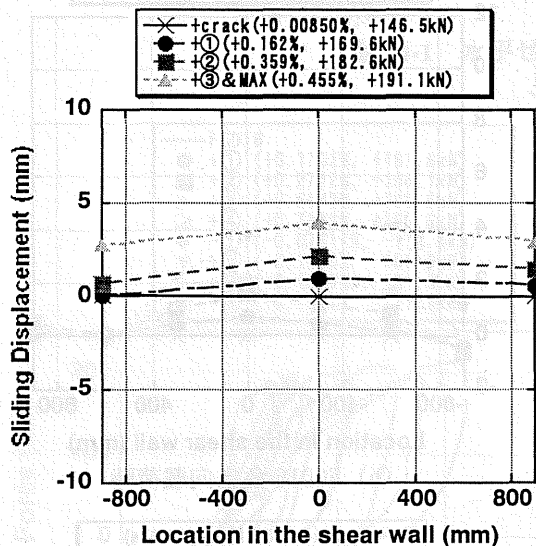
図 4-3 壁脚の浮き上がり量



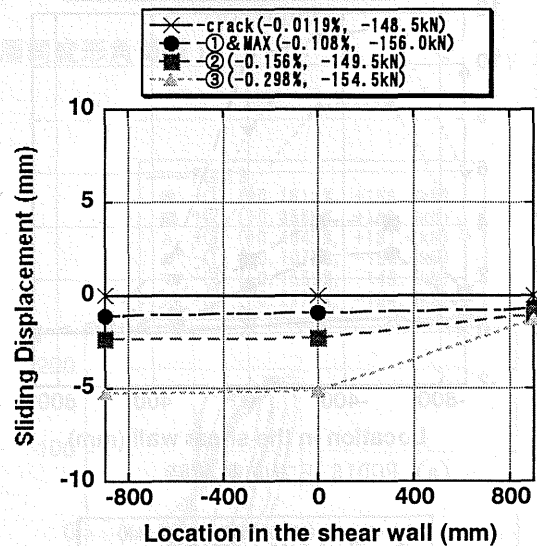
(a) FGD16 正方向載荷時



(b) FGD16 負方向載荷時



(c) FGD13 正方向載荷時



(d) FGD13 負方向載荷時

図 4-4 壁脚のすべり量

4.3. 損傷状況

4.3.1 ひび割れ状況

図 4-5 に載荷終了時のひび割れ状況を示す。また、載荷中のひび割れ進展状況をまとめたものを付録に示す。両試験体に共通した損傷は、以下の通りである。

- 耐震壁自体のひび割れは、せん断型のように壁全体に広がるものではなく、設計通り曲げ型のひび割れが柱から進展し、壁脚で曲げせん断ひび割れに発展した。2 階にはひび割れは発生しなかった。
- 壁脚の浮き上がり後、壁のせん断ひび割れは基礎梁へと進展し、基礎梁下端付近にまで達したのもあった。同じ位置からスラブへ進展したひび割れは、スラブ幅全体を貫通した。
- 両試験体ともコンクリートの圧壊に伴い、柱主筋が座屈した。また、一部の壁縦補強筋には、破断が見られた。(引張時及び圧縮時、どちらで破断したかは不明)

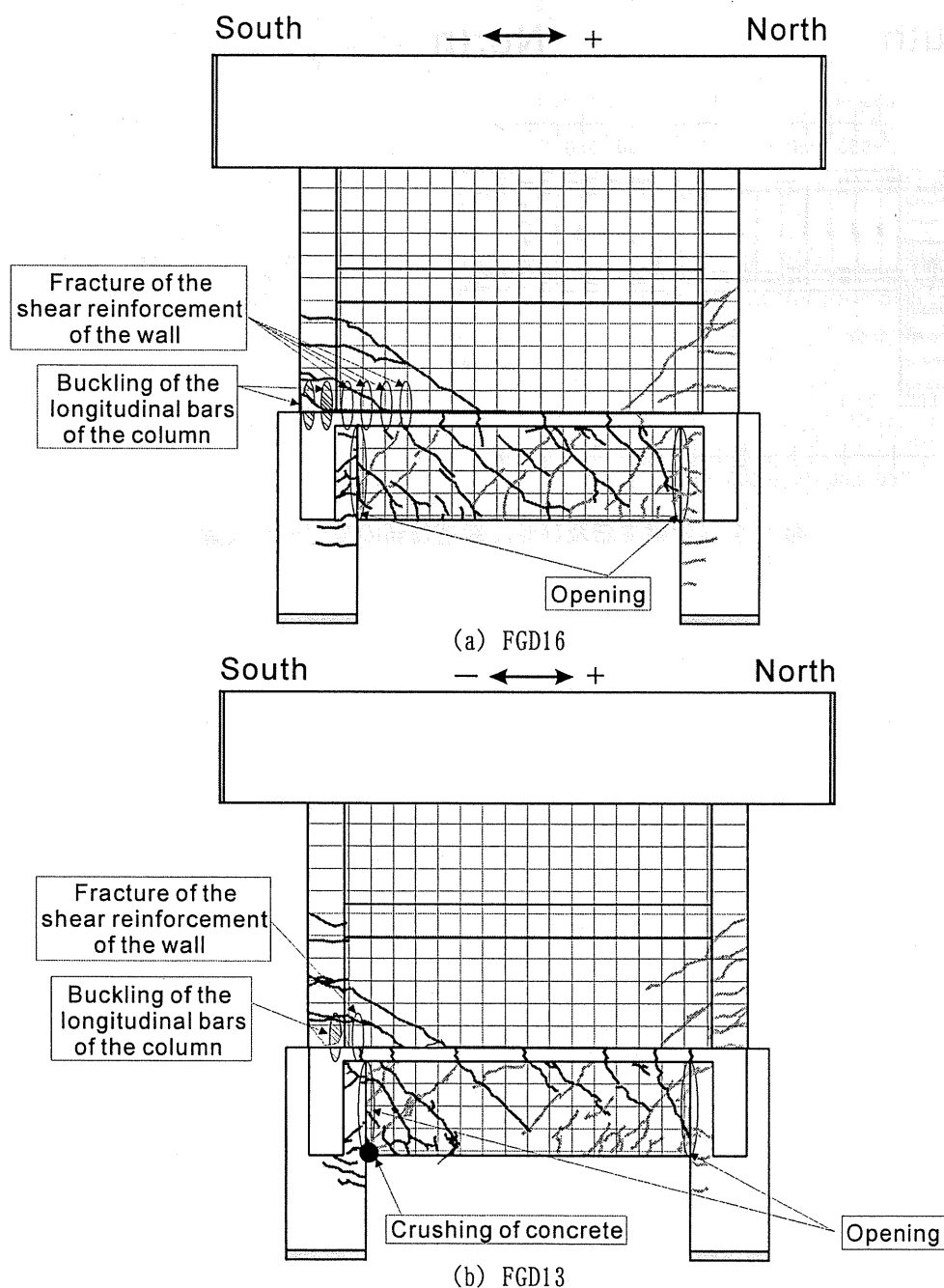


図 4-5 実験終了時におけるひび割れ状況

4.4. 鉄筋の歪分布

以下に、基礎梁主筋、基礎梁せん断補強筋、壁縦補強筋、スラブスパン方向補強筋の歪分布に関して説明する。

4.4.1 基礎梁主筋の歪分布

図 4-7 及び図 4-8 に、基礎梁主筋位置に貼付したゲージから得られた歪分布の推移を示す。図 4-6 には、貼付した歪ゲージ位置を示す。図示した荷重段階は、凡例に示す水平せん断力及び 1 階層間変形角である。図の横軸は、基礎梁スパン中央位置からの水平距離を北側を正方向として示す。両図から、上端筋では上部構造の変形、荷重が増大するにつれ、基礎梁引張端の歪が増大する傾向が見られた。また、水平せん断力の増大に伴う歪の変化は、下端筋よりも上端筋の方が大きい。これらの理由は、基礎梁の応力解析で説明する。

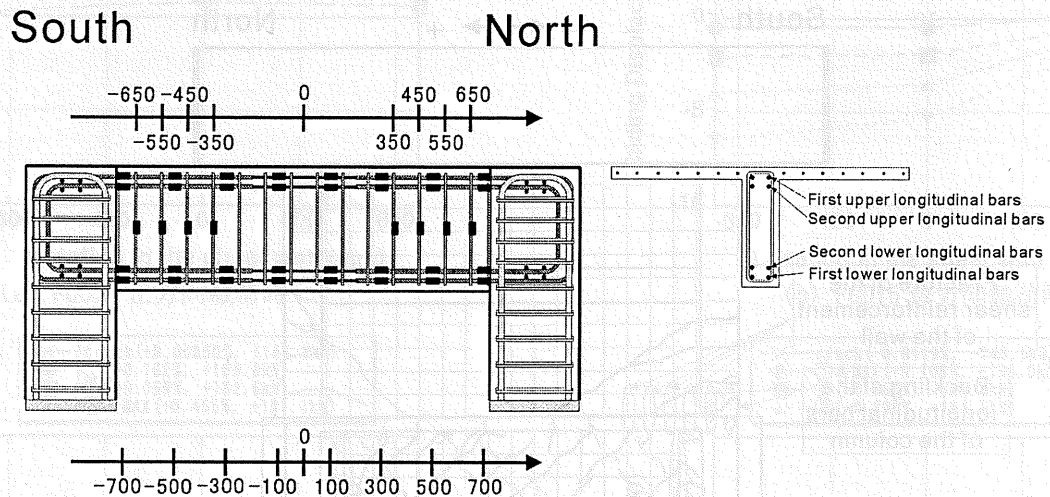
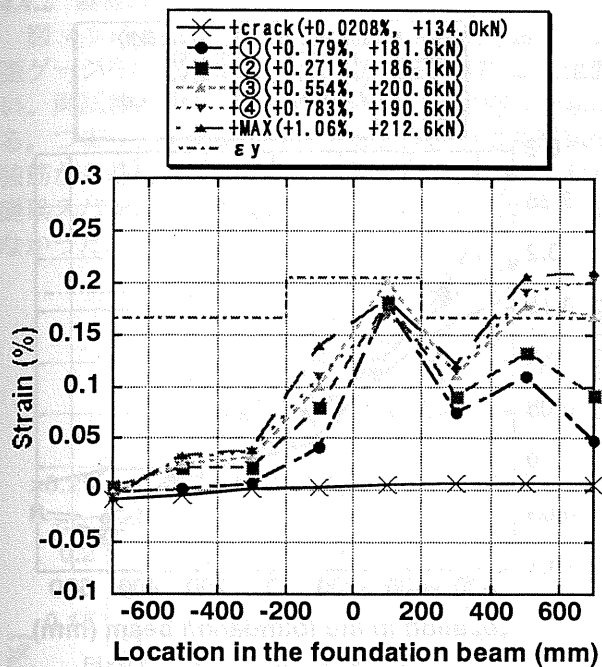
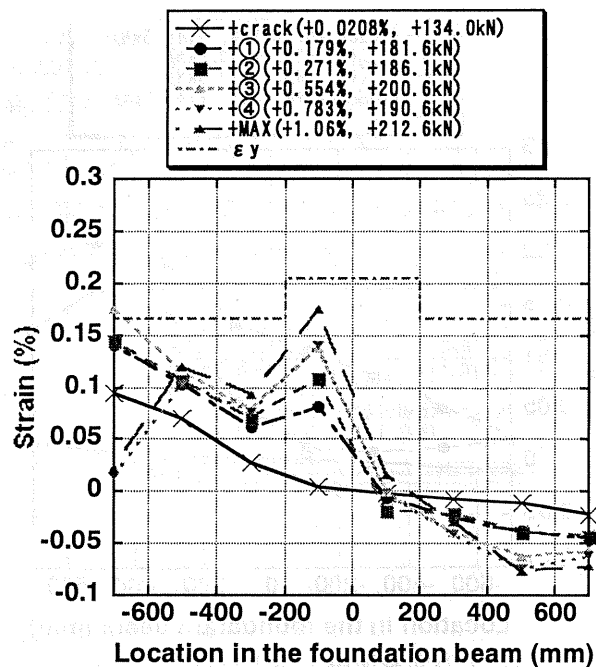


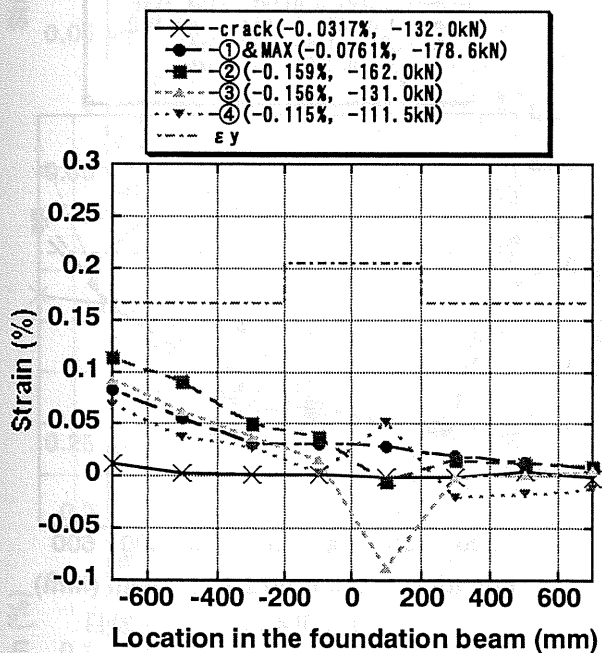
図 4-6 基礎梁主筋及びせん断補強筋の歪ゲージ位置



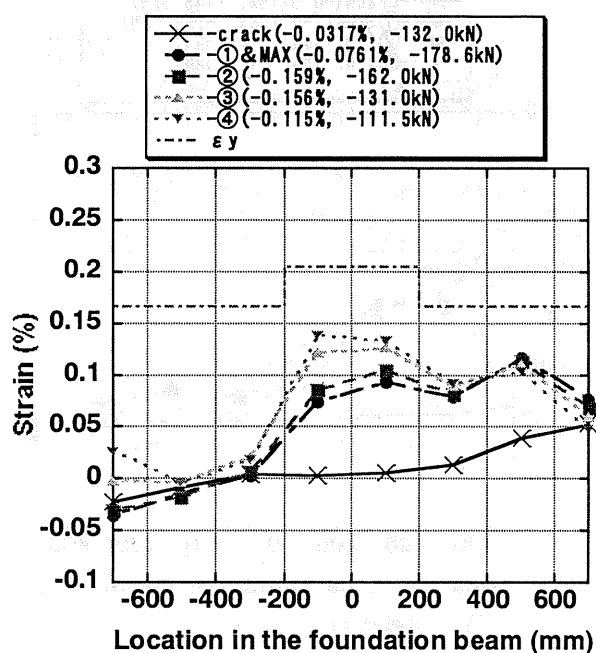
(a) 正方向載荷時上端1段目



(b) 正方向載荷時下端1段目

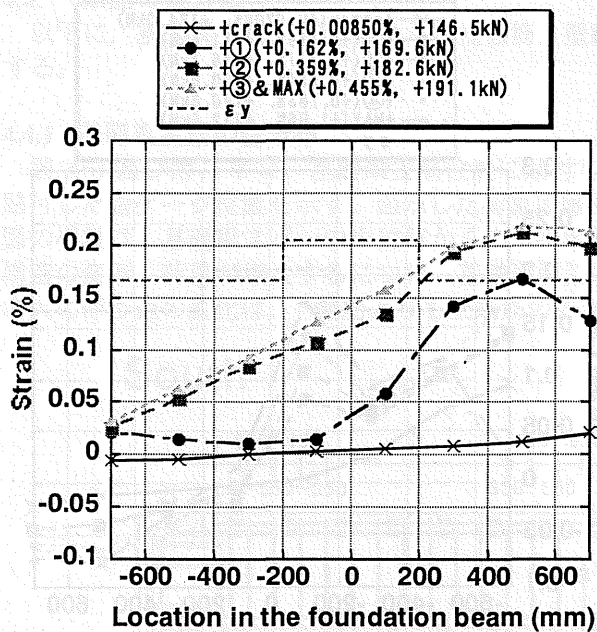


(c) 負方向載荷時上端1段目

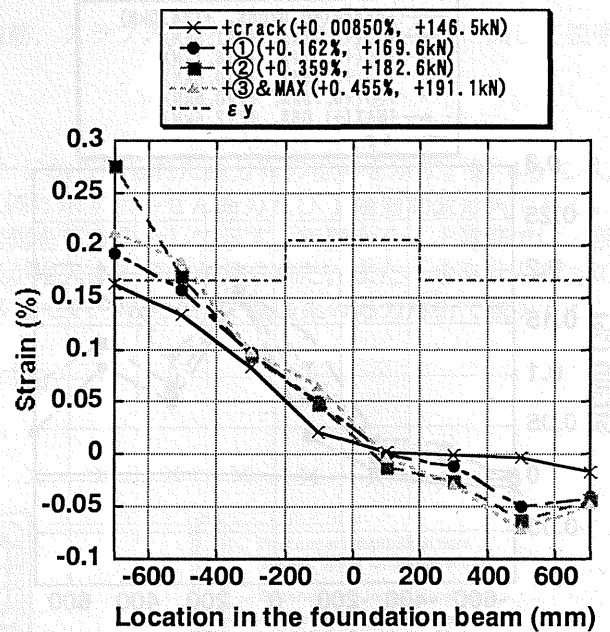


(d) 負方向載荷時下端1段目

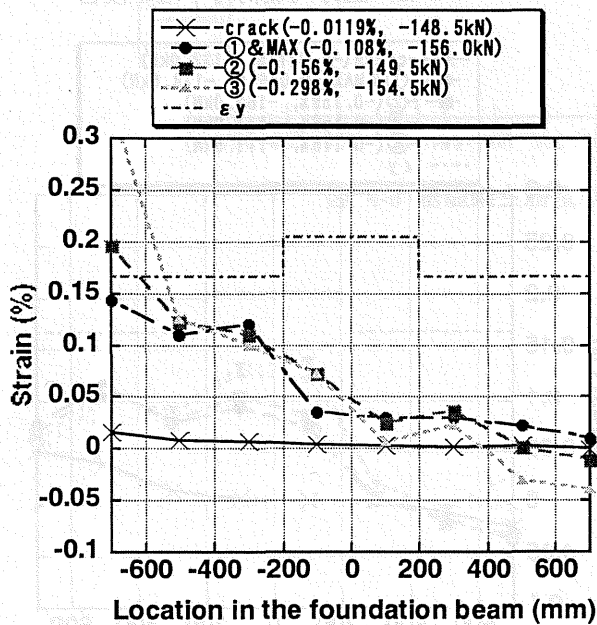
図 4-7 FGD16 における基礎梁主筋の歪分布



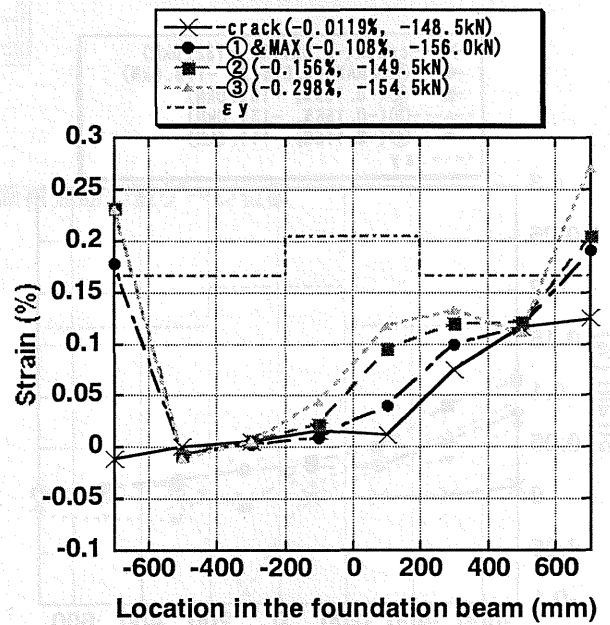
(a) 正方向載荷時上端 1 段目



(b) 正方向載荷時下端 1 段目



(c) 負方向載荷時上端 1 段目

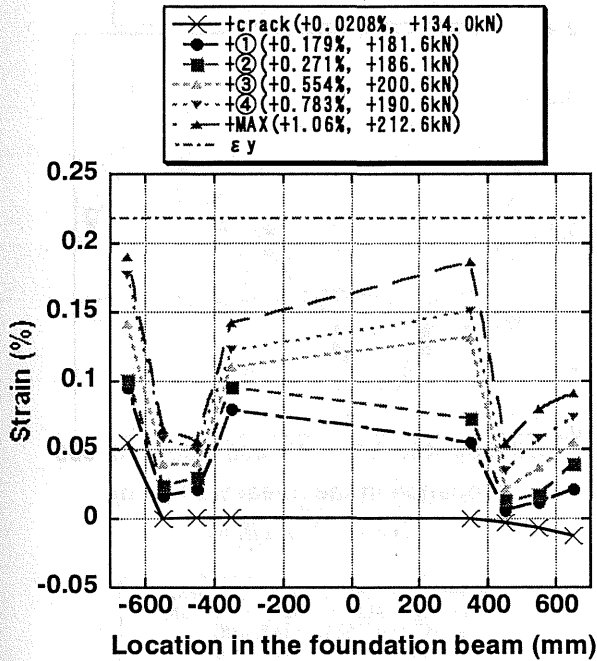


(d) 負方向載荷時下端 1 段目

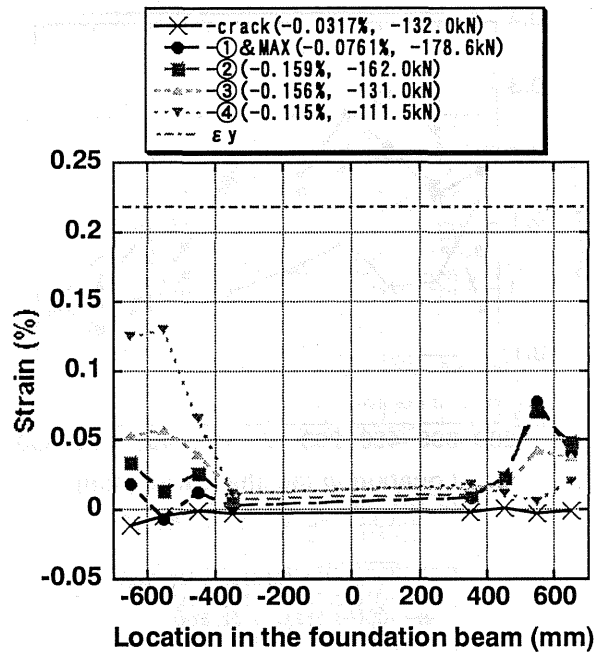
図 4-8 FGD13 における基礎梁主筋の歪分布

4.4.2 基礎梁せん断補強筋の歪分布

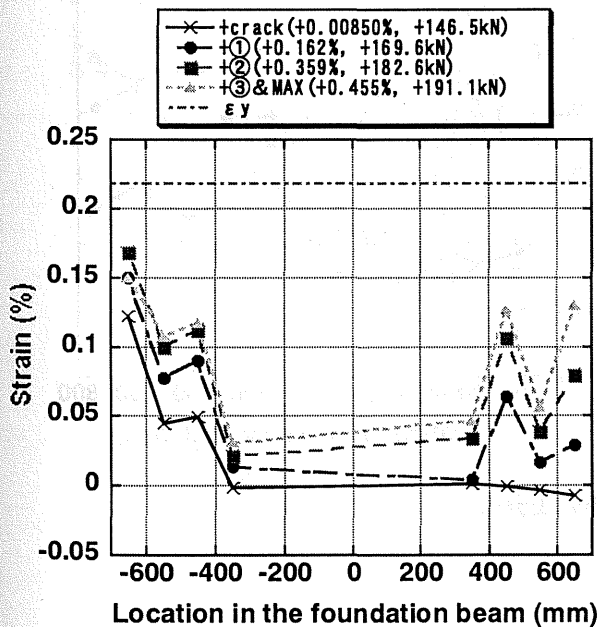
図 4-9 に基礎梁せん断補強筋に貼付した歪ゲージを用いて測定した、基礎梁せん断補強筋の歪の値を示す。歪ゲージを添付したのは、基礎梁端部 375 mm に位置する 4 本のみである。スパン中央部分には貼付していない。両試験体とも正側載荷時には、基礎梁の一端から他端にむかうに従い、歪の値が増大（または減少）する。つまり、基礎梁に作用するせん断力は基礎梁位置によって変化している。この原因としては、壁脚縦補強筋から基礎梁に伝達される引上げ力が、分布せん断力として基礎梁に作用していること等、耐震壁から基礎梁スパンに中間荷重が作用していると考えられる。但し、負側載荷時には、そのような傾向は余り見られなかった。



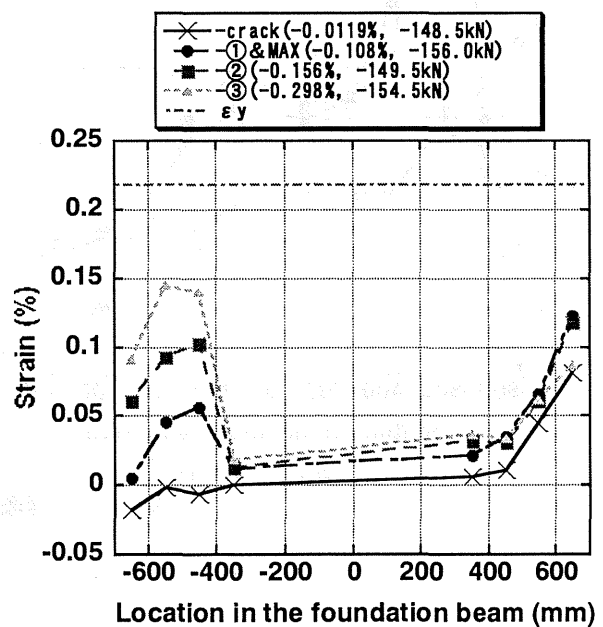
(a) FGD16 正方向載荷時



(b) FGD16 負方向載荷時



(c) FGD13 正方向載荷時



(d) FGD13 負方向載荷時

図 4-9 基礎梁スパン方向補強筋の歪分布

4.4.3 壁縦補強筋の歪分布

図 4-10 に床スラブ面から高さ 100 mm 地点に貼付した歪ゲージを用いて測定した、壁縦補強筋の歪の値を示す。なお、図の横軸 0 mm は耐震壁のスパン中央位置を示している。また、北側が正座標、南側が負座標となる。

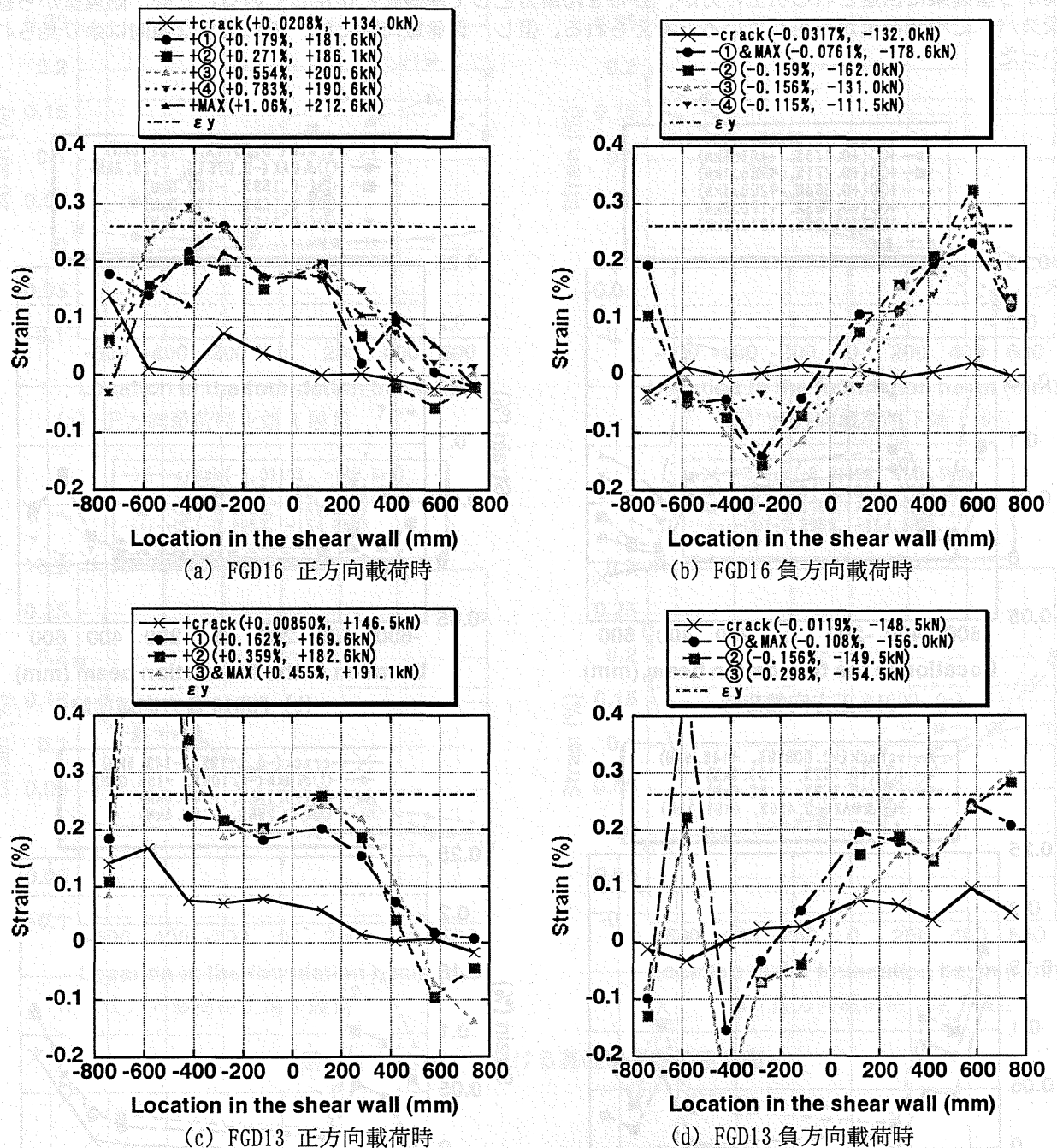


図 4-10 壁縦補強筋の歪分布

4.4.4 スパン方向のスラブ補強筋の歪分布

スパン方向のスラブ筋歪分布を図 4-11 に示す。歪は、図 4-12 に示す床スラブ補強筋に貼付した歪ゲージをスパン中央からの距離が等しいゲージで平均化したものである。基礎梁の上端筋の歪分布と同様に、上部構造の変形及び入力される水平せん断力が増大するにつれ、歪の値が増大していく傾向が見られる。スパン方向歪のスパン直交方向における分布は、次項に示す。

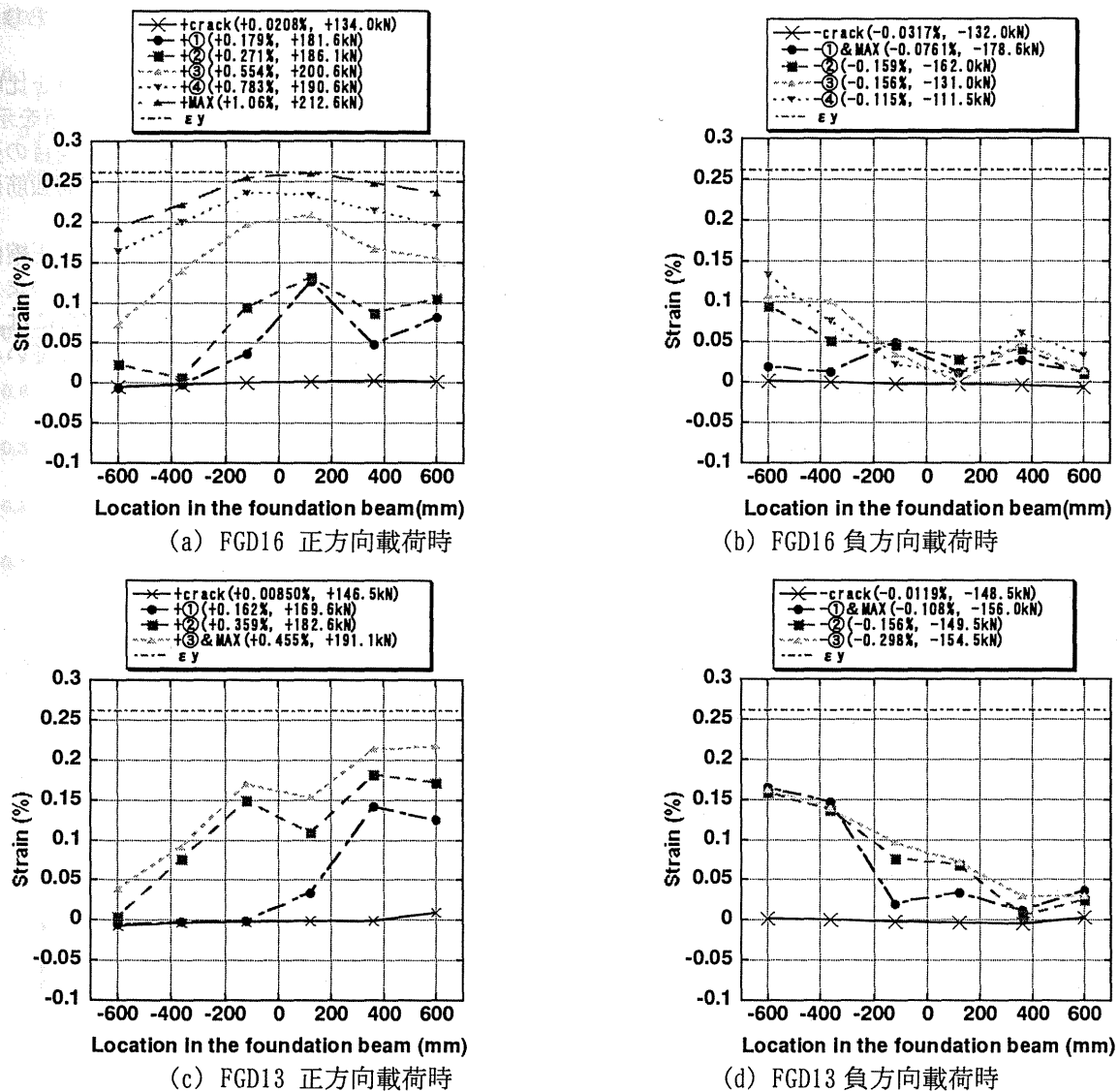


図 4-11 スラブ筋の平均歪分布

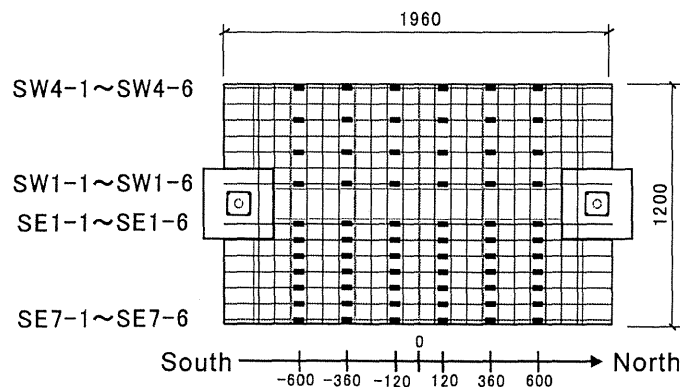


図 4-12 スラブの歪ゲージ設置位置

4.4.5 基礎梁とスラブの平面保持について

図 4-13 に基礎梁とスラブの断面図を示す。現設計法では基礎梁の設計を行う場合、スラブの影響を無視するが、実際には基礎梁とスラブは一体となって軸力や杭からの曲げ戻しモーメントに抵抗していると考えられる。

そこで、スラブの有効幅について検討する為に、図 4-15 に上部水平せん断力最大時の基礎梁の各断面位置におけるスパン方向スラブ補強筋の歪分布を示す。横軸は、図 4-13 に示すように、基礎梁中心から東方向への距離をmm単位で示す。図 4-15 より、ほぼ全断面に渡って、スラブ補強筋の歪分布が均一になっており、応力伝達が全断面で一様に行われている事が分かる。

次に、スラブ補強筋とほぼ同じ高さに位置する基礎梁の上端一段目主筋とスラブ筋のひずみ分布を比較するため、図 4-16 及び図 4-17 にスラブ補強筋の平均歪分布及び基礎梁主筋上端一段目のひずみ分布を示す。両試験体とも、ほぼ全範囲にわたって、スラブのスパン方向補強筋の平均歪が基礎梁主筋上端一段目の歪を上回っており、基礎梁とスラブはほぼ一体となって挙動したと考えられる。したがって、スラブ補強筋は基礎梁と完全に平面保持の仮定に従って外力に抵抗していると考えてよい。

なお、杭とスラブの接合形状が異なる 2003 年度の実験では、特に水平せん断力最大時において、圧縮側杭頭付近の広い範囲で、スラブ補強筋の平均歪が基礎梁主筋上端一段目の歪を下回る傾向が見られた。つまり、スラブ補強筋が基礎梁と完全に平面保持の仮定に従って外力に抵抗しているわけではない。これには、図 4-14 に示すように、2003 年度の杭とスラブの接合部剛性が、本実験と比較して低かった事が関係していると考えられる。

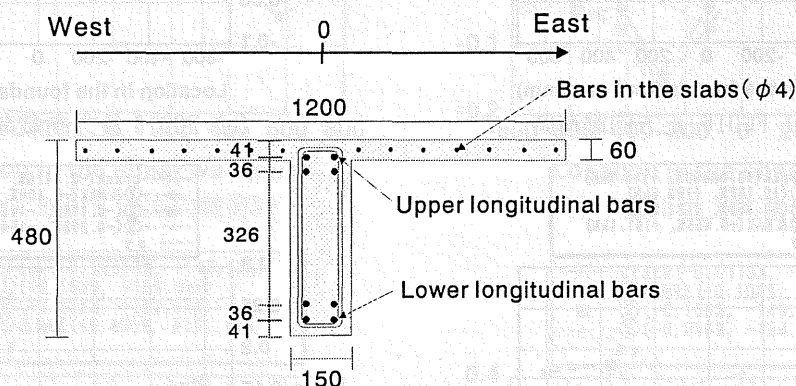
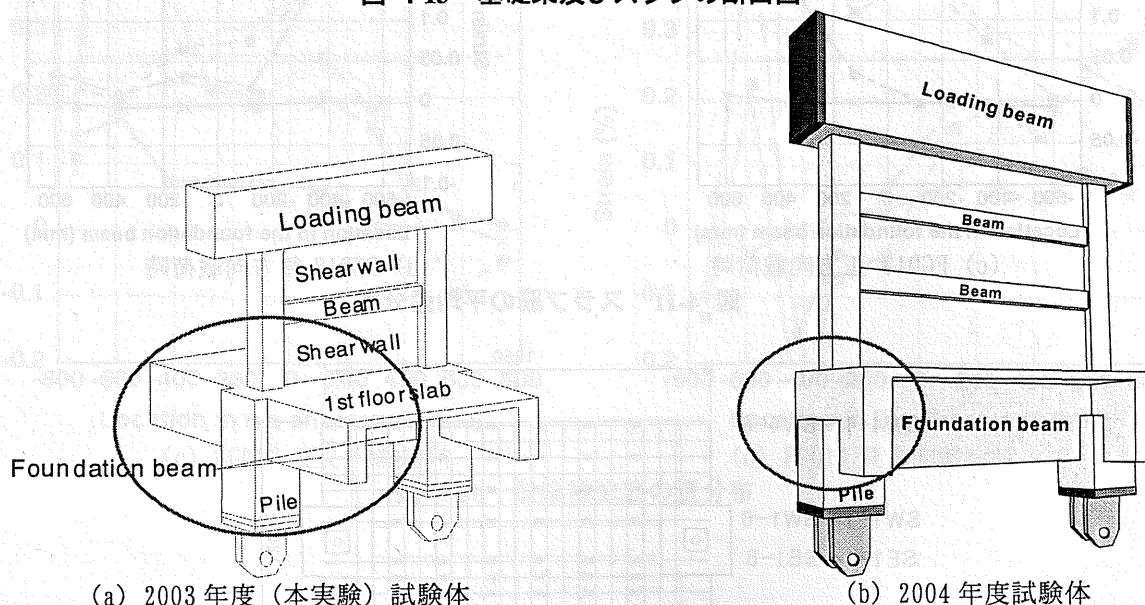


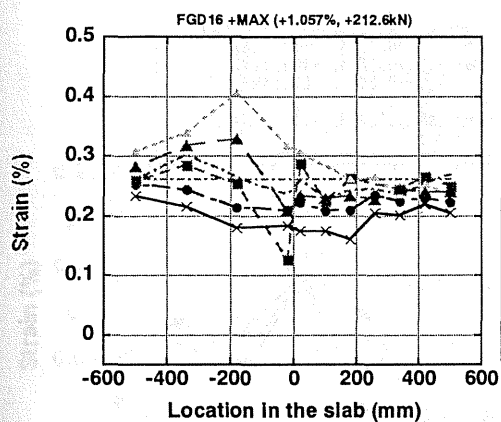
図 4-13 基礎梁及びスラブの断面図



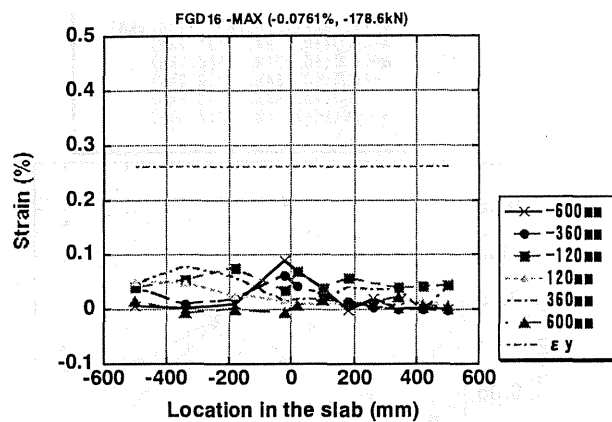
(a) 2003 年度 (本実験) 試験体

(b) 2004 年度試験体

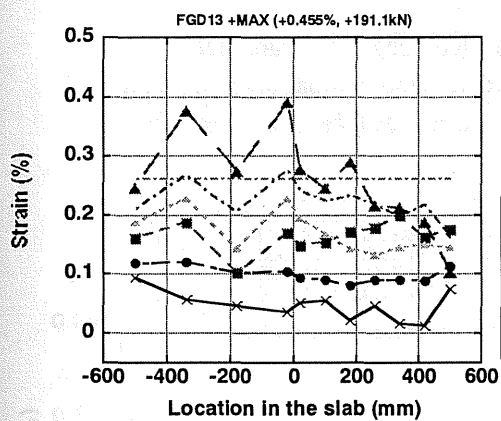
図 4-14 杭とスラブの接続状況



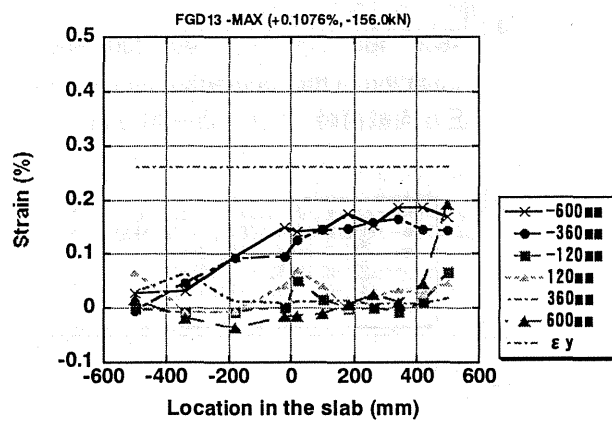
(a) FGD16 正方向載荷時



(b) FGD16 負方向載荷時

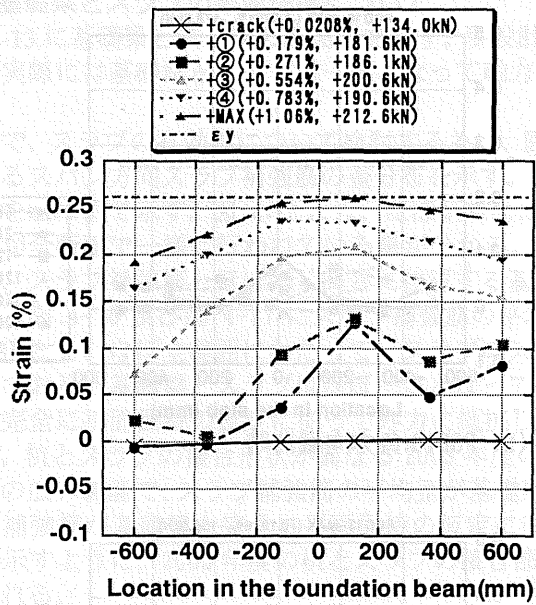


(c) FGD13 正方向載荷時

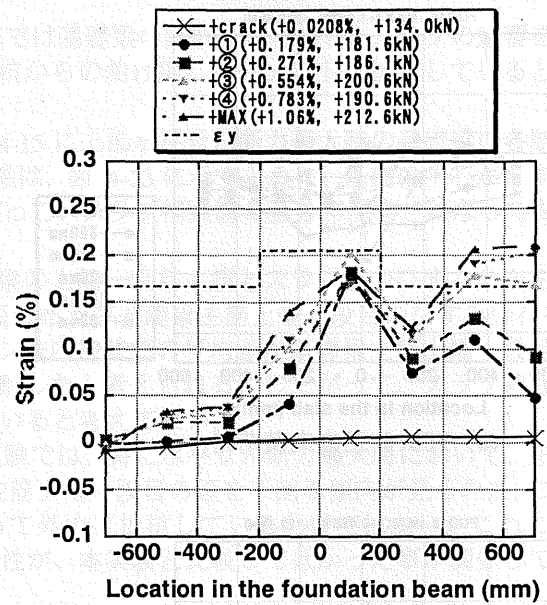


(d) FGD13 負方向載荷時

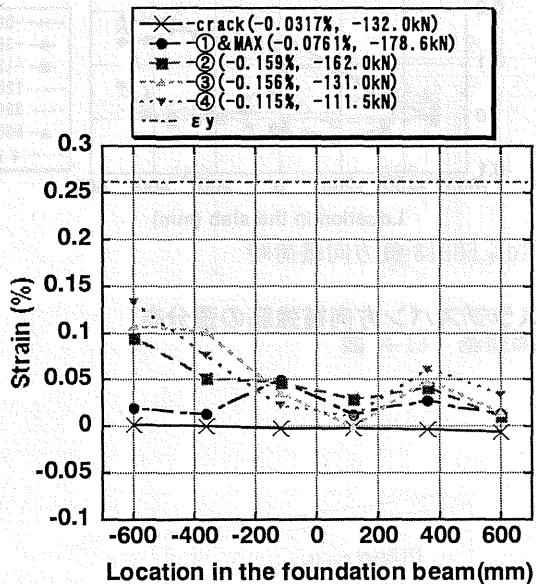
図 4-15 基礎梁の各断面位置におけるスラブスパン方向補強筋の歪分布



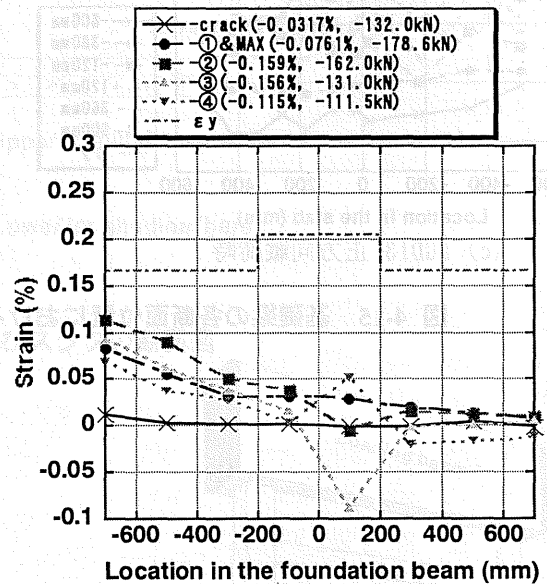
(a) 正方向載荷時 スラブ筋平均分布



(b) 正方向載荷時 基礎梁歪分布

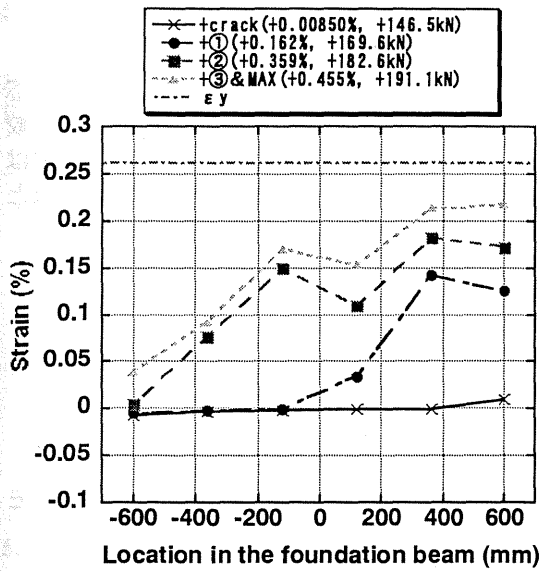


(c) 負方向載荷時 スラブ筋平均分布

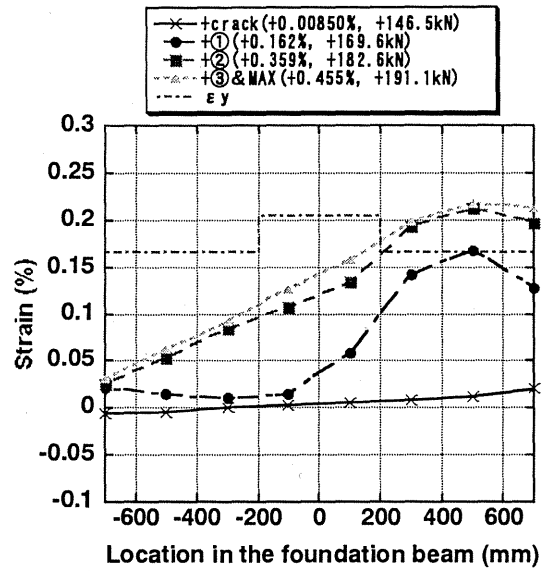


(d) 負方向載荷時 基礎梁歪分布

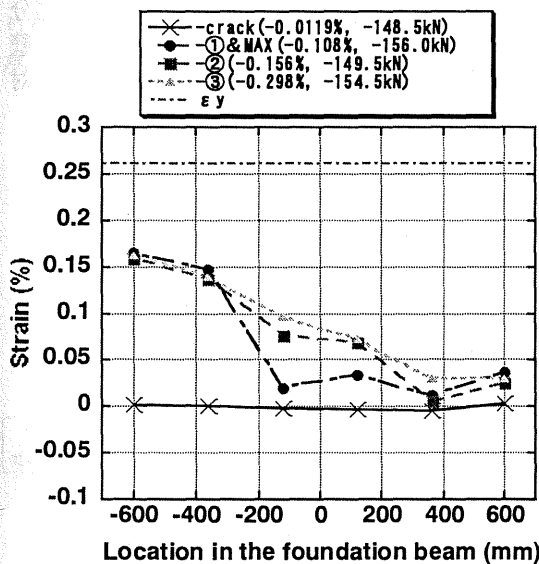
図 4-16 FGD16 における基礎梁主筋上端一段目の歪分布及びスラブのスパン方向補強筋の平均歪分布



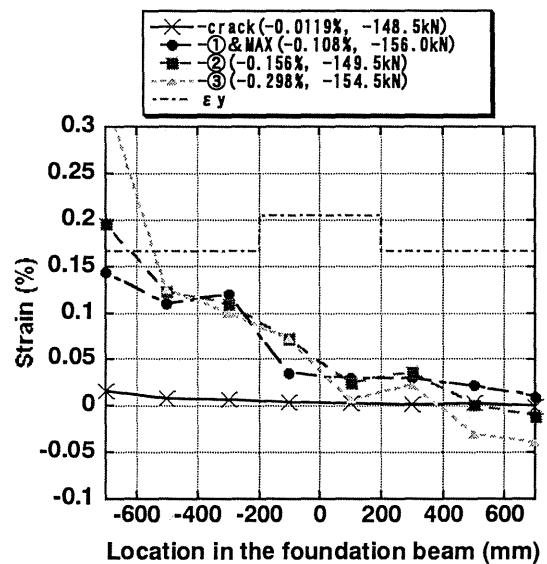
(a) 正方向載荷時 スラブ筋平均分布



(b) 正方向載荷時 基礎梁歪分布



(c) 負方向載荷時 スラブ筋平均分布



(d) 負方向載荷時 基礎梁歪分布

図 4-17 FGD13 における基礎梁主筋上端一段目の歪分布及びスラブスパン方向補強筋の平均歪分布

5. 2002 年度解析 1 : 基礎梁の応力状態予想

本章では、実験から得られた損傷状況や補強筋の歪分布を基に、荷重の増加に伴って変化する基礎梁の応力状態をモデル化する。得られたモデルに基づいて断面解析から基礎梁主筋の歪を予想し、実験結果と比較検討を行うことで、耐震壁・基礎梁・杭の相互作用を考慮した水平せん断力抵抗機構を解明する。5.1 節では基礎梁に作用する外力について考察し、5.2 節では解析モデルから得られた基礎梁主筋の歪分布を実験結果と比較検討する。

5.1. 基礎梁に作用する外力と対応する応力状態

本節では、基礎梁に作用する軸力とモーメントは次の 4 つと仮定した。

- (1) 壁脚から基礎梁上面に伝達されるせん断力により、基礎梁に生じる軸力 N_q
- (2) 杭からの曲げ戻しモーメント M_p
- (3) 壁の回転に伴う壁縦補強筋からの引上げ作用により生じるモーメント M_w
- (4) 壁脚から基礎梁に伝達されるせん断力が、基礎梁上面に偏心して作用するために生じるモーメント M_q

4 つの応力は、壁脚の浮上りの程度によってその分布や大きさが変化する。そこで、まず壁脚の浮上りについて考察する。図 5-1 に壁脚の浮上りモデルを示す。水平せん断力は、紙面左から右に作用すると仮定している。影の部分では、壁脚は浮き上がっておらず基礎構造に水平せん断力が伝達されるが、白い部分では、壁脚が浮き上がり、水平せん断力を伝達する事ができない。荷重の増加に従い、図の上から下へと壁脚断面の接触状況が変化するはずである。なお、浮き上がりの程度を表すため、白い部分の耐震壁断面に対するスパン方向長さの比を各断面図の左側に示した。

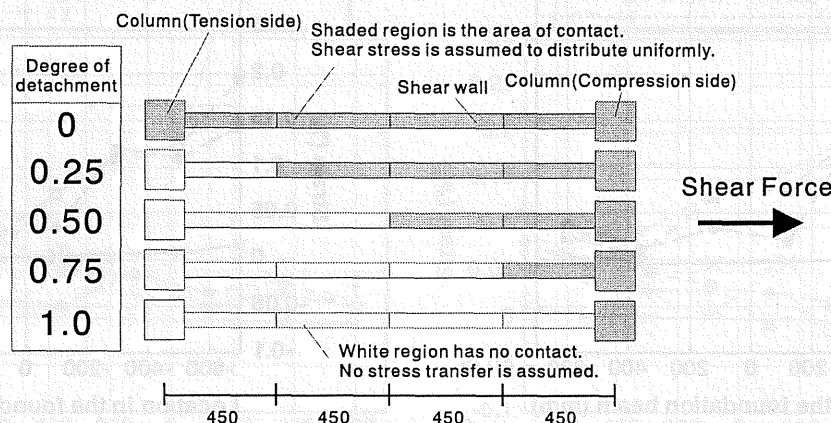


図 5-1 上部構造の浮き上がりモデル

5.1.1 基礎梁の軸力分布 N_q

図 5-2 に壁脚から基礎梁に伝達される水平せん断力の分布と、この結果基礎梁に生じる軸力分布 N_q を示す。但し、壁脚が接触する部分ではせん断力は一様に伝達されると仮定した。壁脚の浮き上がりにより基礎梁へのせん断力伝達領域が減少し、基礎梁の軸力分布が変化することがわかる。終局状態で壁脚がほぼ完全に浮き上がり、圧縮側柱脚のみで水平せん断力の伝達が行われれば、基礎梁の全領域に引張軸力 $0.5Q$ が作用する事になる。

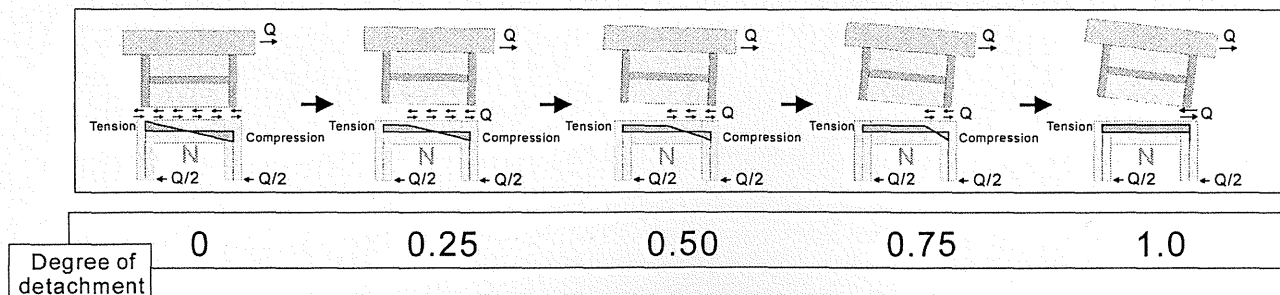


図 5-2 水平せん断力 Q と基礎梁の軸力分布 N_q

5.1.2 杭からの曲げ戻しによるモーメント分布 M_p

図 5-3 に杭からの曲げ戻しによるモーメント分布 M_p を示す。基礎梁端部におけるモーメントは、杭に作用する水平せん断力と支持点から基礎梁中心高さまでの距離 (1000mm) の積として求め、基礎梁スパンでは両端のモーメントを線形補間している。つまり、柱や耐震壁は曲げに対して寄与しないと仮定している。

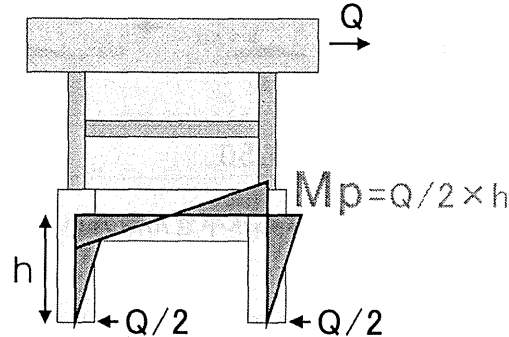


図 5-3 杭からの曲げ戻しモーメント分布 M_p

5.1.3 壁縦補強筋の引上げによるモーメント分布 M_w

図 5-4 に、壁縦補強筋の引上げにより生じるモーメント分布 M_w を示す。壁脚降伏後については、壁脚浮き上がり部分の壁縦補強筋は降伏しているものとし、まだ浮き上がっていない部分については、圧縮側柱中心位置の応力を 0 として線形補間を行った。また、壁脚降伏前については、図 5-5 に示すように、浮き上がり係数を 0 とし、引張側柱中心位置における柱主筋の歪の値を、対象とする場合の水平荷重と壁脚降伏時の水平荷重の比から求め、圧縮側柱中心位置の歪を 0 として、歪を線形補間させて応力分布を求めた。

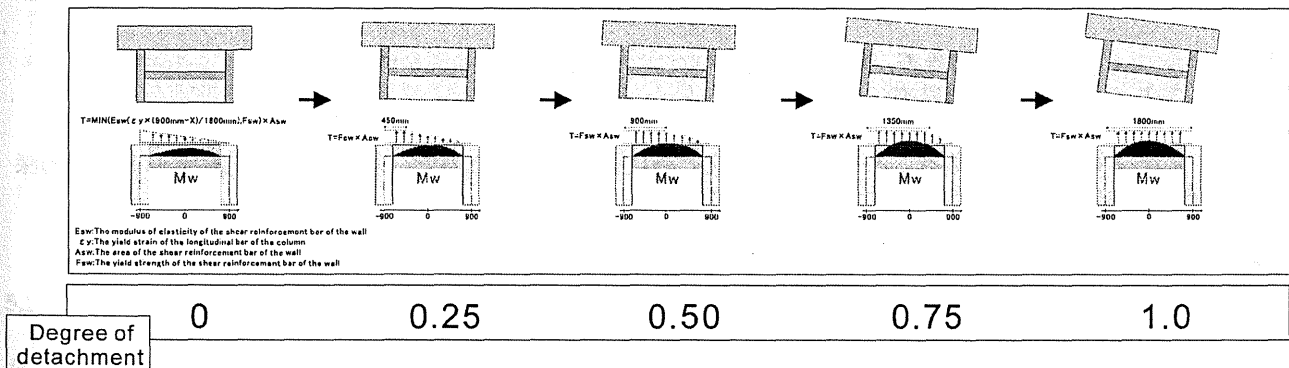


図 5-4 壁脚降伏後の壁縦補強筋の引き上げ力による基礎梁モーメント分布 M_w

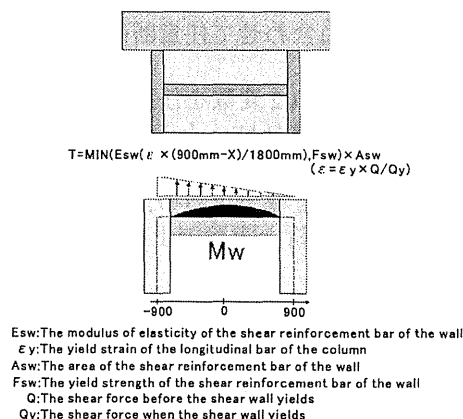


図 5-5 壁脚降伏前の壁縦補強筋の引き上げ力による基礎梁モーメント分布 M_w

5.1.4 分布モーメントにより生じるモーメント分布 M_q

図 5-6 に基礎梁上端面に偏心して作用する水平せん断力 Q と、これにより基礎梁に生じる分布モーメントから得られる基礎梁のモーメント分布 M_q を示す。上部構造から伝達される水平せん断力 Q は、基礎梁の上端から伝達されるので、基礎梁剛心から偏心して作用する。壁脚が浮き上がるに従って、基礎梁への伝達領域が減少し、モーメント分布が変動する。終局状態において壁脚が完全に浮き上がり、圧縮側柱脚付近のみ

で水平せん断力の伝達が行われるようになると、 $Q \times D/2$ のモーメントが圧縮側柱脚付近から伝達されることが考えられる。ただし、 D は基礎梁のせいである。

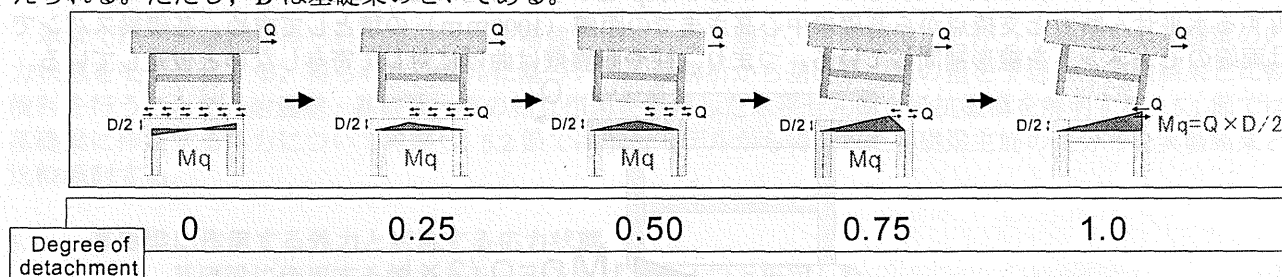


図 5-6 基礎梁上端面に偏心して作用する水平せん断力 Q によるモーメント分布 M_q

5.2. 断面の解析結果と実験結果との比較

前節で求めた基礎梁の応力状態を全て重ね合わせることで、基礎梁に作用するモーメント及び軸力が算定できる。このモーメントと軸力に基づいて簡単な断面解析を行い、基礎梁主筋の歪分布を計算する。さらに、求めた歪分布を実験結果と比較し、基礎梁に対して考慮した作用外力やこれに基づく応力状態の妥当性を検討する。この作業は、荷重状態に伴って変化する水平せん断力の伝達機構を明らかにすることにもなる。

5.2.1 断面解析の手法

任意の水平せん断力に対応する基礎梁の軸力とモーメントの分布を前節の 4 つの応力状態を重ね合わせて求める。そこで、基礎梁の任意の断面における軸力とモーメントの組み合わせが定まる。ここで、この 2 つの応力を得るために必要な圧縮縁歪と中立軸深さの 2 変数を図 5-7 に示す断面解析を用いて求める。なお、スラブについては、全断面有効であるものとして解析を行う。

軸力 $= F$ (圧縮縁歪, 中立軸深さ)
モーメント $= G$ (圧縮縁歪, 中立軸深さ)

ただし、 F 及び G は関数であることを示す。両式ともに非線形であるので、基本的には圧縮縁歪と中立軸深さを試行錯誤的に変化させて解を見つけることになる。

実際の手順を、プログラム「StrainOfRebar」として fortran90 の書式に従い以下に示す。

Program StrainOfRebar

任意の荷重段階における水平せん断力を実験から求める。

Do while

浮上り領域を仮定する。

前節の 4 つの応力状態を重ね合わせて任意断面の軸力 N_{ext} とモーメント M_{ext} を求める。

Do while

圧縮縁歪および中立軸深さの 2 変数を任意に仮定する。

断面解析を用いて対応する軸力 N_{int} とモーメント M_{int} を計算する。

End do if (誤差が 1% 以内で $N_{int}=N_{ext}$ とモーメント $M_{int}=M_{ext}$ が成立)

基礎梁主筋の歪分布をスパン全域で求める。

End do if (基礎梁の歪分布が、解析と実験で十分近い)

Stop "Completed"

End

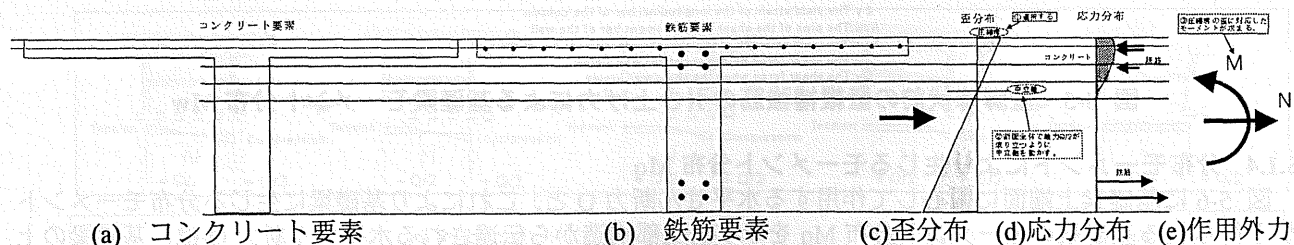


図 5-7 断面解析の手法

図 5-8 に実験から得られた各材料の応力-歪関係と解析に用いた各材料の応力-歪関係モデルを示す。コンクリートは、Popovics モデルを用い、拘束コンクリートについては、靱性保証型耐震設計指針・同解説に記載されている New RC 式を用いて計算した。鉄筋については、共にバイリニアの応力-歪関係とした。

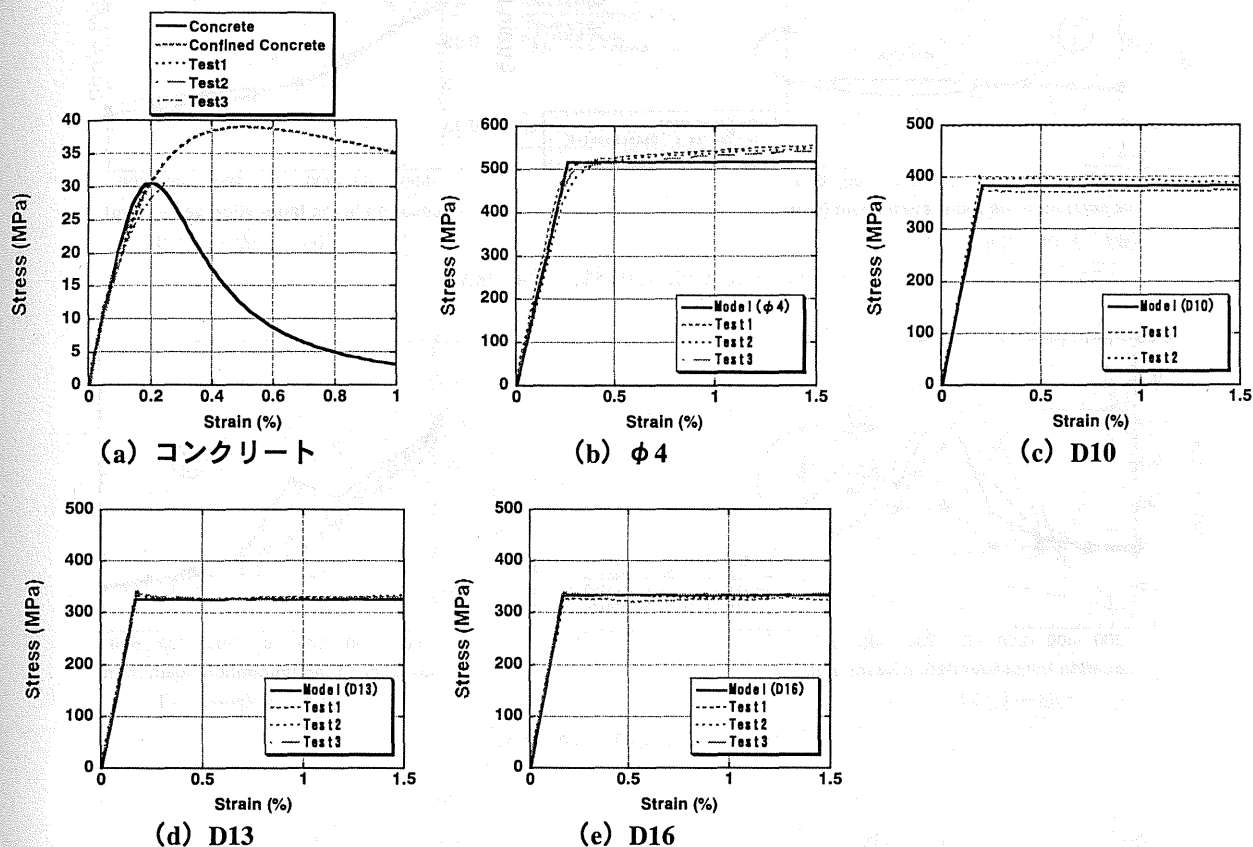
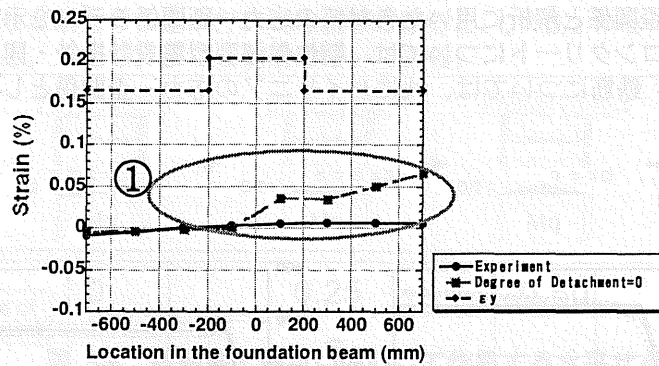


図 5-8 材料モデル

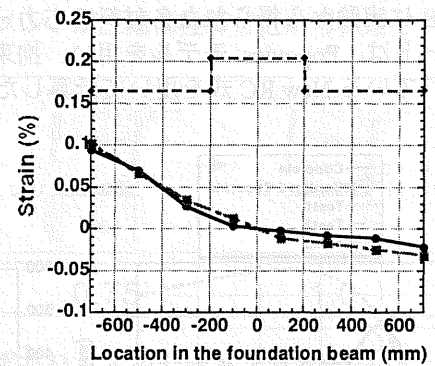
5.2.2 実験結果と解析結果の比較

図 5-9 から図 5-12 に各荷重段階における基礎梁主筋歪分布の解析値を実験値と比較して示す。楕円で囲った部分以外の領域では、比較的高い精度で歪分布の予想が可能であり、本解析で基礎梁に作用すると仮定した外力及び基礎梁の応力状態の妥当性が検証できた。なお、断面解析において、曲げ耐力を超えるモーメントの入力が与えられた断面に場合については、主筋歪は提示していない。

付録では、解析精度が低い楕円部分を、その理由毎に分類し説明する。各項目番号は図中の番号に対応する。

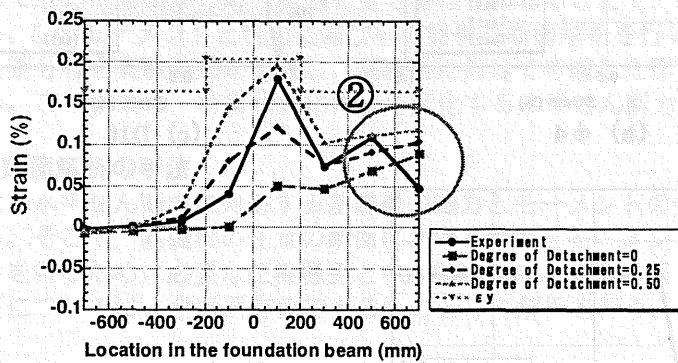


(a) 上端一段目

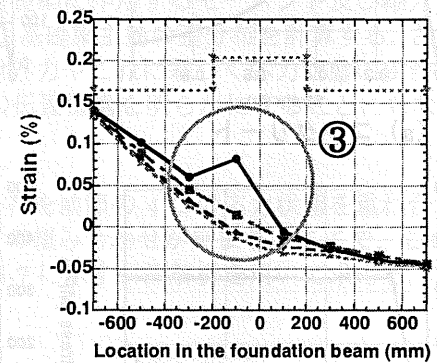


(b) 下段一段目

(1) +crack (+0.02078%, +134.0kN)

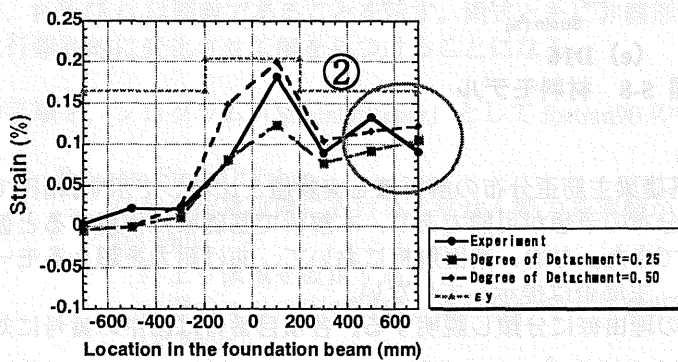


(a) 上端一段目

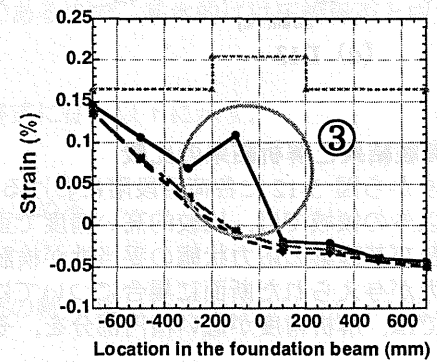


(b) 下段一段目

(2) +① (+0.1792%, +181.6kN)

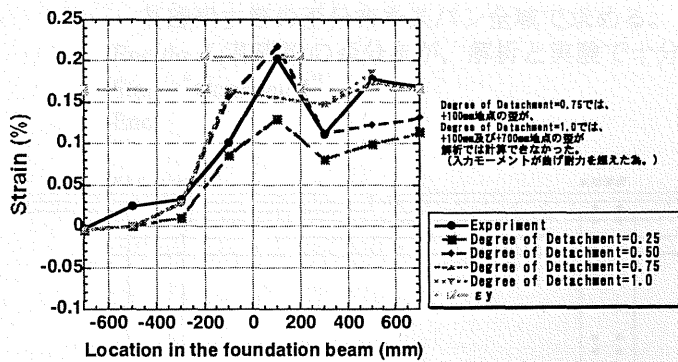


(a) 上端一段目

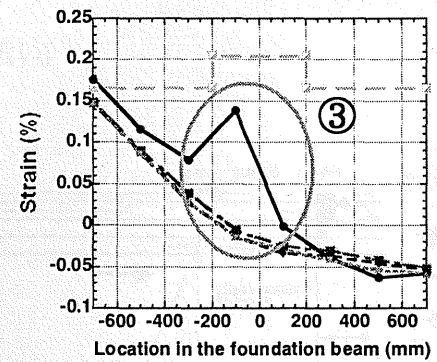


(b) 下段一段目

(3) +② (+0.2712%, +186.1kN)



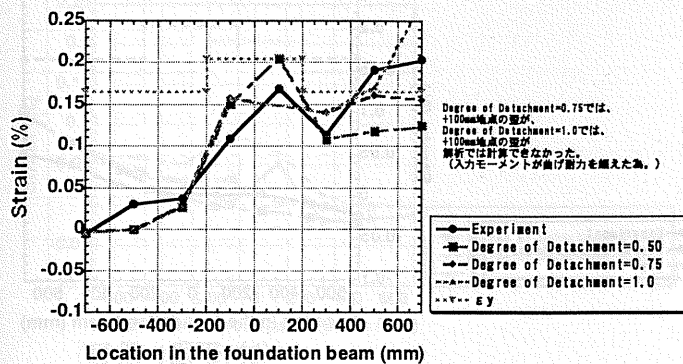
(a) 上端一段目



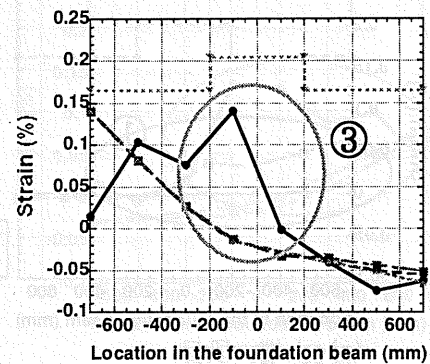
(b) 下段一段目

(4) +③ (+0.5542%, +200.6kN)

図 5-9 FGD16 正方向載荷時の基礎梁主筋の歪分布 (続く)

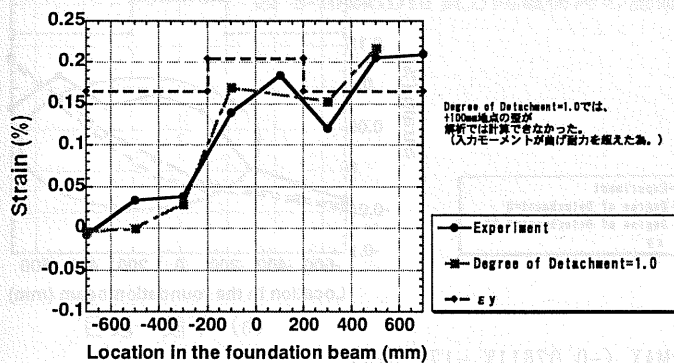


(a) 上端一段目

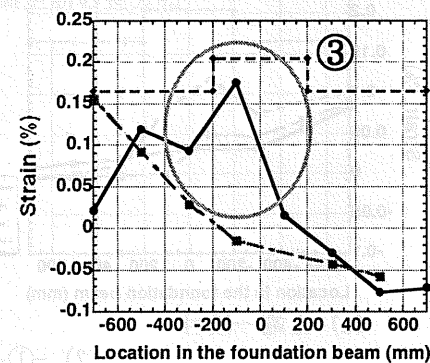


(b) 下段一段目

(5) +④ (+0.7832%, +190.6kN)



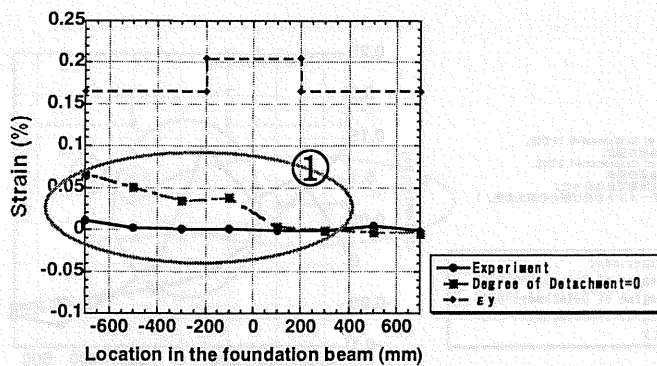
(a) 上端一段目



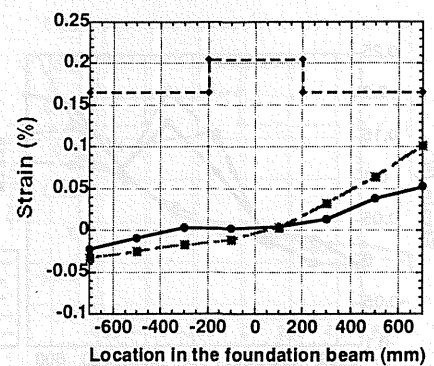
(b) 下段一段目

(6) +MAX (+1.057%, +212.6kN)

図 5-9 FGD16 正方向載荷時の基礎梁主筋の歪分布

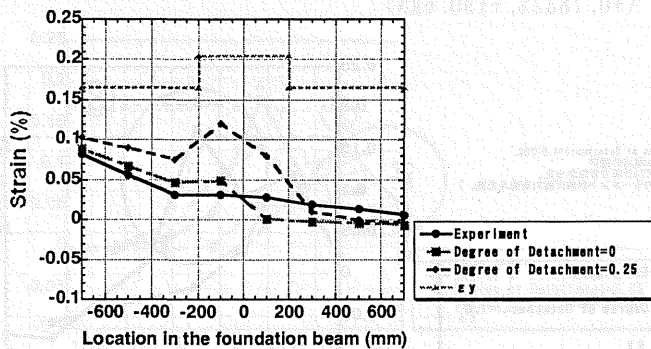


(a) 上端一段目

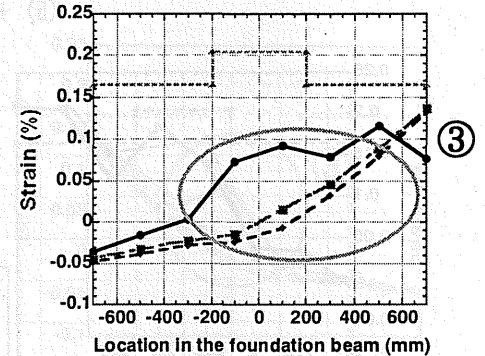


(b) 下段一段目

(1) -crack (-0.00317%, -132.0kN)

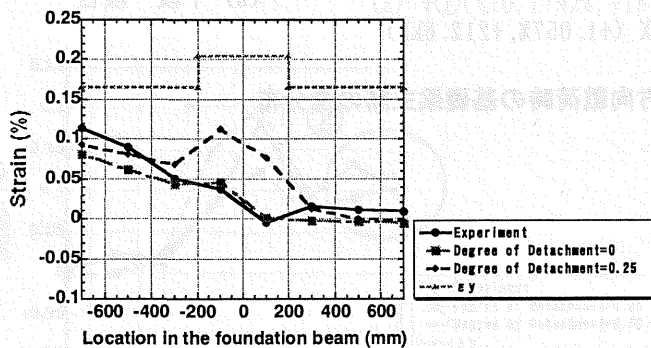


(a) 上端一段目

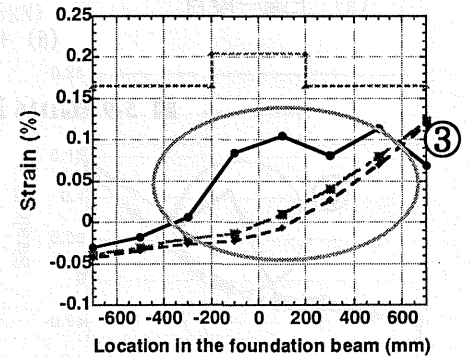


(b) 下段一段目

(2) -①&MAX (-0.07611%, -178.6kN)

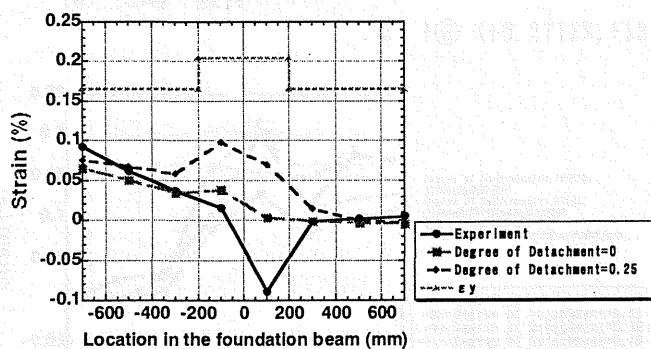


(a) 上端一段目

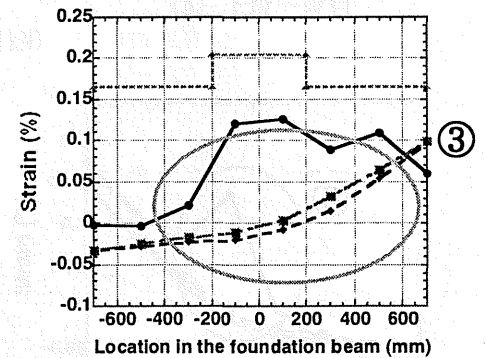


(b) 下段一段目

(3) -② (-0.1590%, -162.0kN)



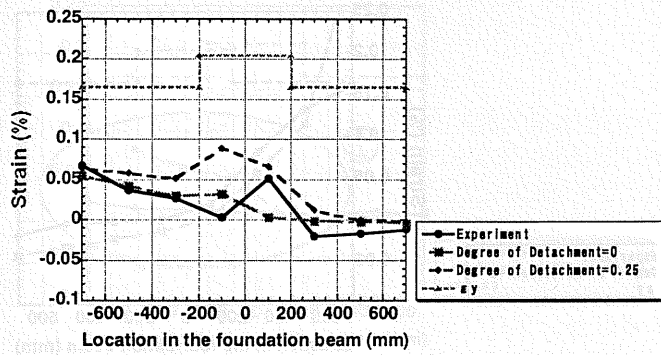
(a) 上端一段目



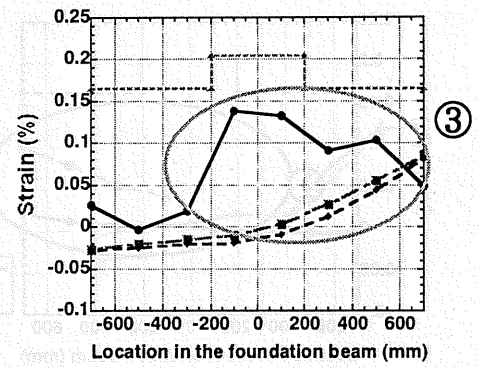
(b) 下段一段目

(4) -③ (-0.1557%, -131.0kN)

図 5-10 FGD16 負方向載荷時の基礎梁主筋の歪分布 (続く)



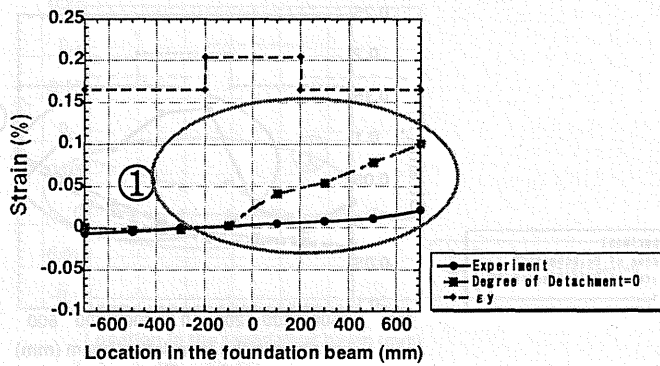
(a) 上端一段目



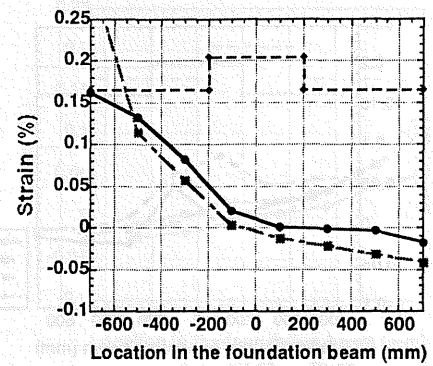
(b) 下段一段目

(5) -④ (-0.1151%, -111.5kN)

図 5-10 FGD16 負方向載荷時の基礎梁主筋の歪分布

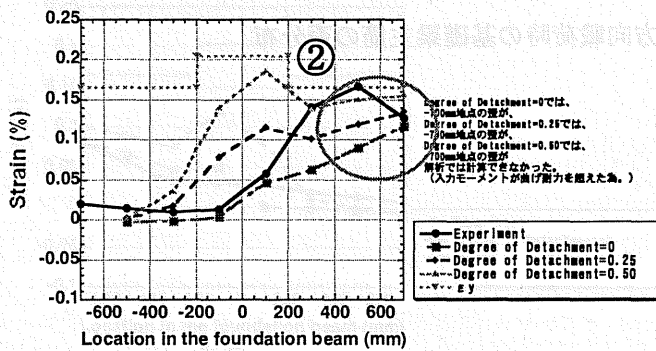


(a) 上端一段目

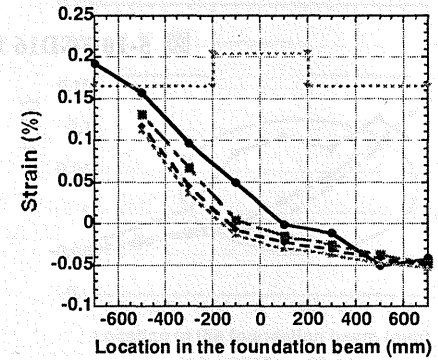


(b) 下段一段目

(1) +crack (+0.00850%, +146.5kN)

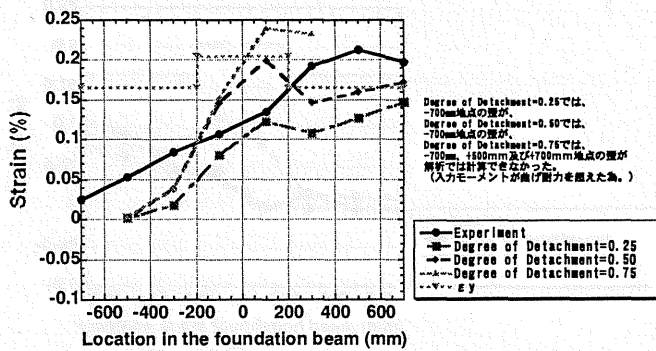


(a) 上端一段目

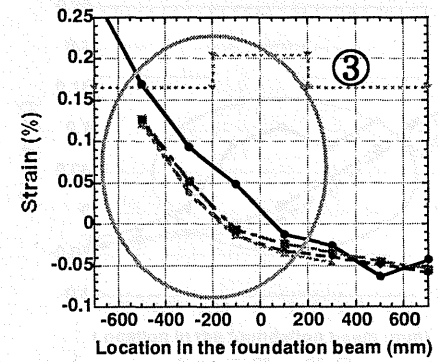


(b) 下段一段目

(2) +① (+0.1618%, +169.6kN)

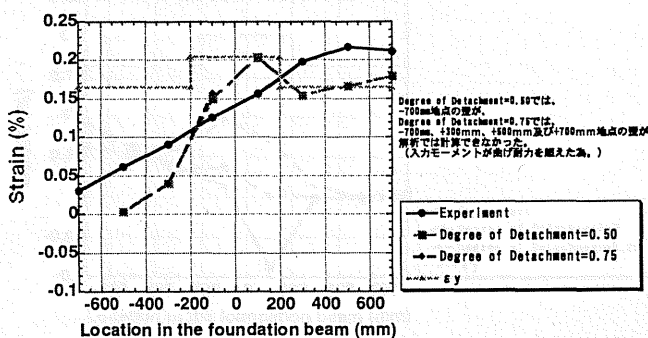


(a) 上端一段目

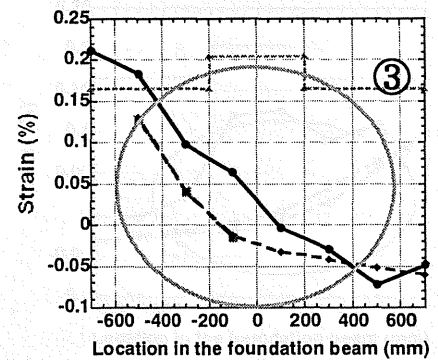


(b) 下段一段目

(3) +② (+0.3585%, +182.6kN)



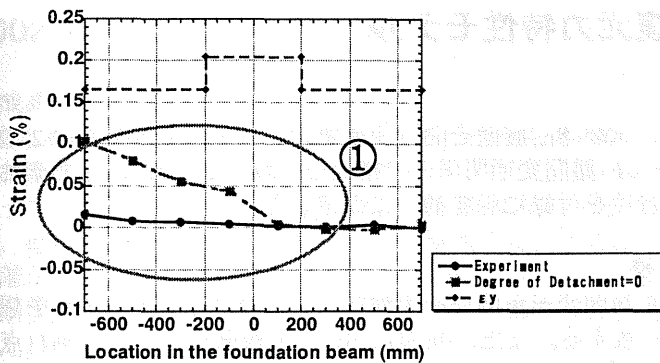
(a) 上端一段目



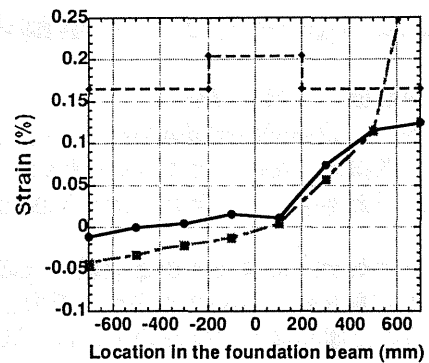
(b) 下段一段目

(4) +③&MAX (+0.4545%, +191.1kN)

図 5-11 FGD13 正方向載荷時の基礎梁主筋の歪分布

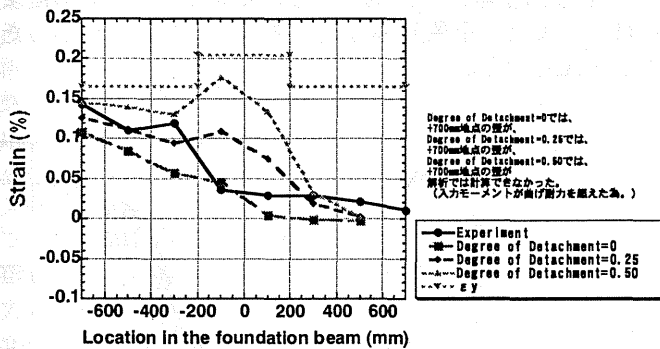


(a) 上端一段目

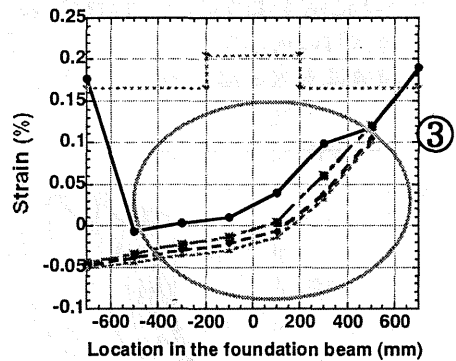


(b) 下段一段目

(1) -crack (-0.0119%, -148.5kN)

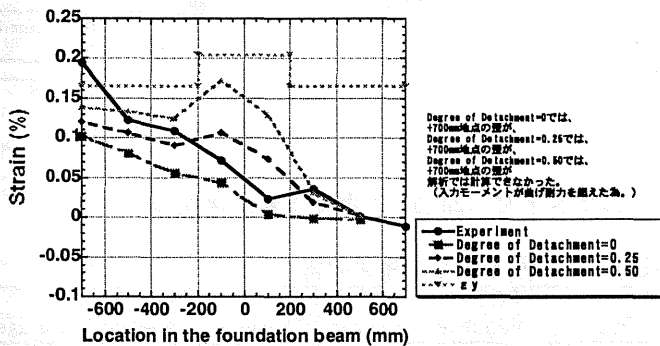


(a) 上端一段目

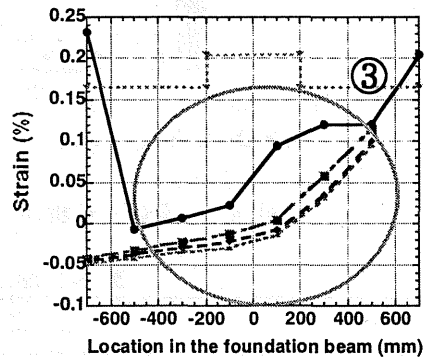


(b) 下段一段目

(2) -①&MAX (-0.1076%, -156.0kN)

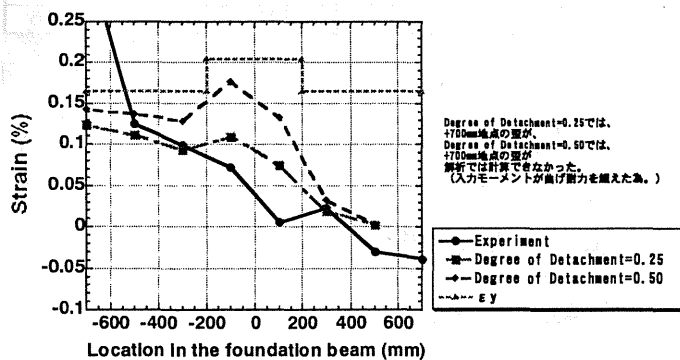


(a) 上端一段目

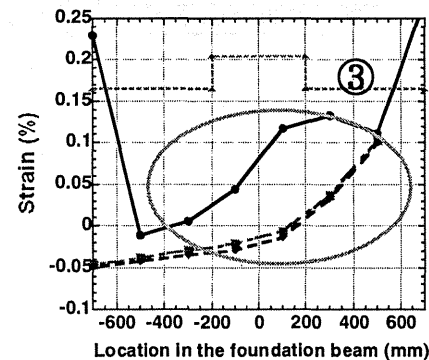


(b) 下段一段目

(3) -② (-0.1555%, -149.5kN)



(a) 上端一段目



(b) 下段一段目

(4) -③ (-0.2976%, -154.5kN)

図 5-12 FGD13 負方向載荷時の基礎梁主筋の歪分布

6. 2002 年度解析 2 : 1F 壁脚の復元力特性モデル

6.1. 耐震壁の単調漸増解析

平田等[5]の耐震壁履歴復元力モデルを用い、試験体耐震壁を曲げ変形要素とせん断変形要素の2つにモデル化して重ねあわせることで、水平せん断力-1F 層間変形関係の包絡線を予想した。曲げ変形要素および、せん断変形要素は、それぞれ3折線型復元力特性を付録に示す通りに仮定した。

6.2. 解析モデルによる解析と実験値との比較

図 6-1 に解析から求めた水平せん断力-1F 層間変形角関係を実験結果と比較して示す。解析予想は、実験で得られた履歴復元力特性の包絡線にほぼ一致する。また、同図における耐震壁の曲げひび割れ点及び降伏点を表 6-1 に示す。解析から得られた壁の曲げひび割れの荷重は、実験値よりかなり小さな値となった。降伏時における荷重は正側では比較的精度良く予測する事が出来たが、負側では若干小さな値となった。これは、図 6-2 に示すように、正負対称な載荷を行う事が出来なかった為に、正側載荷時の残留変形によって、引張側の降伏時の荷重が小さくなったと考えられる。また、正負対称な載荷を行う事が出来なかった事で、変位の実験値にも大きなばらつきが生じていると考えられる。

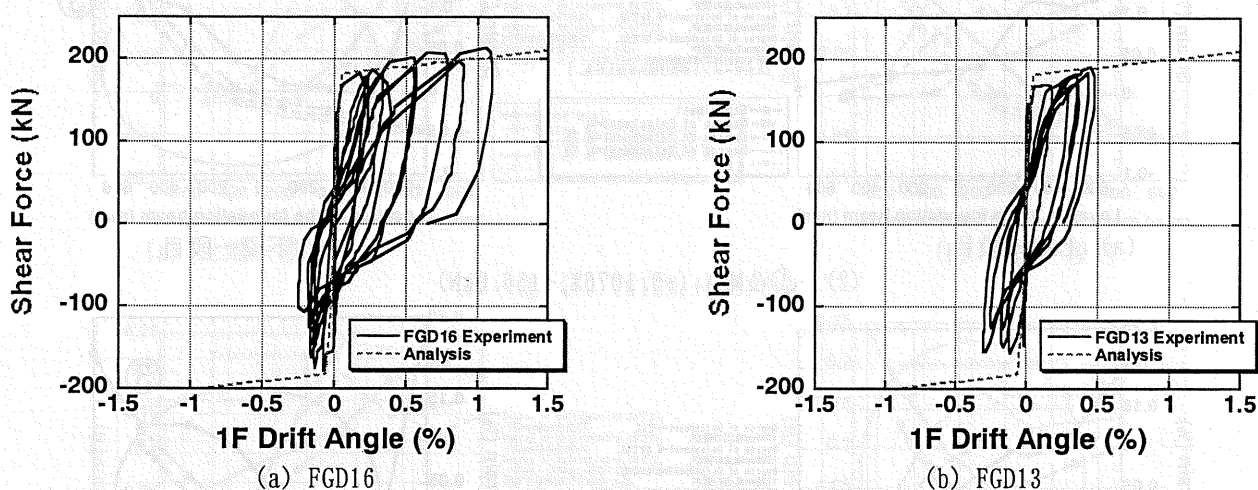
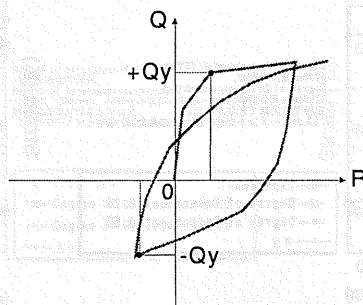


図 6-1 実験と解析から得られた水平せん断力-1 階層間変形角関係

表 6-1 曲げひび割れ荷重及び曲げ降伏荷重

	Analysis	FGD16			FGD13		
		Positive	Negative	Average	Positive	Negative	Average
Flexural Crack Strength, Q_{cr} (kN)	94.3	134		134	147		147
Story Drift at Q_{cr} (%)	0.0126	0.0208		0.0208	0.00850		0.0085
Flexural Yield Strength, Q_y (kN)	182	182	-157	169	166	-156	161
Story Drift at Q_y (%)	0.0544	0.179	-0.115	0.147	0.204	-0.108	0.156



正と負で変形状態が同じでも、
正側に大きく変形させた後に
負側への載荷を始めた為に、
負側の降伏時荷重が小さくなる。

図 6-2 正側と負側における降伏時荷重の違い

7. 2002 年度におけるまとめ

7.1. 成果

RC 造連層耐震壁と杭基礎との地震時相互作用を考慮した水平せん断力抵抗機構を解明するため、耐震壁の下部 2 層分・基礎梁・杭・1F スラブをモデル化した試験体を約 20% 寸法で作製し、静的正負交番繰返し載荷を行った。用いた試験体は、基礎梁よりも壁脚の方が先に曲げ降伏するように設計した壁脚降伏先行型試験体と、壁脚よりも基礎梁の方が先に曲げ降伏するように設計した基礎梁降伏先行型試験体の 2 体であり、荷重段階が進行するに従って変化する、壁脚から基礎梁への応力伝達機構の解明に特に注意を払った。また、簡単な断面解析を用いて基礎梁主筋の歪分布を計算し実験値と比較することで、基礎梁に作用する力を明らかにした。

- 壁脚における滑りや浮上りは、耐震壁スパン内ではほぼ線形に分布している。しかし、端部では柱の主筋によってかなり滑りや浮上りが抑制されている。また、両試験体とも対称性が見られず、片側のみの浮上りが目立っていた。
- 両試験体の基礎梁にはせん断ひび割れが全面にわたって観察され、基礎梁の損傷が実験を行う前の予想以上であったことは特筆される。特に、耐震壁が基礎梁上面から浮上ると、耐震壁やスラブからの応力抵抗機構への寄与はあまり期待できないことが分かった。これは、後述する基礎梁主筋の歪分布を用いた数値解析の検討からも確認される。
- スラブスパン方向補強筋は、基礎梁からの距離に関係なく、ほぼ一様な歪を生じていた。また、スラブと基礎梁の主筋の歪分布を比較すると、スラブは全幅に渡り有効に曲げ挙動に抵抗しており、基礎梁の曲げ解析を行う際には、T 型梁と考えることが妥当と考えられる。しかし、基礎梁主筋の歪と外力との検討からは、基礎梁の設計を行うに当たっては、スラブを無視した矩形梁として取り扱うことが安全であることも確認されており、今後の検討課題である。
- 基礎梁のせん断補強筋の歪分布から、耐震壁の鉛直筋からかなりの引き上げ力が分布せん断力として基礎梁に作用していることが示唆された。
- 壁脚降伏先行型及び基礎梁降伏先行型の両試験体とも、設計通りの順序で降伏が観察された。この結果、壁脚降伏先行型試験体では壁脚の損傷が大きく、基礎梁降伏先行型試験体では基礎梁の損傷が大きくなった。
- 任意の荷重段階において基礎梁に作用する外力分布を、壁脚浮き上がりの程度に応じてモデル化した。簡単な断面解析を用いて、この外力分布に基づく基礎梁の軸力とモーメントから、基礎梁主筋の歪を算定した。主筋の歪分布は、比較的实验結果と適合しており、基礎梁に作用する外力分布モデルの妥当性が検証できた。また、適合性が悪い領域については、その理由を考察した。
- 試験体耐震壁を曲げ変形要素とせん断変形要素の 2 つにモデル化して重ねあわせる既存の耐震壁履歴復元力モデルを用い、水平せん断力-1F 層間変形関係の包絡線を求めた。得られた包絡線は、実験で得られた履歴復元力特性の包絡線を十分な精度で予想した。特に、降伏点の予想精度はかなり高かったが、ひび割れ点の予想精度は荷重・変形ともに低かった。但し、正負対称な載荷が行えていない為に、実験における負側の降伏点の耐力は低めになっていると考えられる。

7.2. 今後の課題

以下に、2002 年度の課題を列記する。

- 試験体の製作を容易にするために、杭を基礎梁上面まで伸ばし、基礎梁と杭が剛に接合されるように詳細を変更した。これは、実際の構造物では見ることの出来ない詳細であり、力の伝達状況がこの部分でかなり実際と異なった可能性がある。この領域で、基礎梁主筋の歪が解析モデルの予想値と一致しない理由もこのためであると考えられる。
- 実験で設定した杭の反曲点位置は、実際には圧縮を受ける場合と引張を受ける場合で変化すると考えられる。これを、載荷装置の制限から一定長さとしたことは、実情を反映していない。また、杭が負担する水平せん断力は、2 本の杭で等しくなるように載荷を行った。これも、実際には圧縮側の柱の剛性が高く、より大きなせん断力を負担すると考えられる。さらに、地盤から杭に作用する摩擦や分布水平力も今回はモデル化出来ていない。基礎梁周辺の応力伝達の解明を実験の目的としてはいるものの、今後の改善点である。
- 耐震壁の純粋な変形を測定する事が難しく、基礎梁・杭さらに載荷支持装置の変形が含まれる形で耐震壁の変形角が計測された。計測装置を工夫して、それぞれの部材の変形成分を後から追跡できるように工夫すべきである。

8. 2002 年度における研究概要

8.1. 研究の背景

2002 年に 2 体の試験体を用いた実験的研究を通して解決できなかった問題点は以下の通りである。

1. 試験体における杭と基礎梁の接合部詳細が現実と異なるため、応力伝達機構が実現象を忠実に再現できていない可能性がある。
2. 杭の水平せん断力抵抗を 2 本の杭で等しいと仮定して載荷を行ったが、現実には圧縮側の柱と引張側の柱では負担が異なるはずであり、実験における境界条件の妥当性を検討するべきである。
3. スラブと基礎梁は、ほぼ平面保持の仮定に基づいて機能していることが、それぞれの主筋歪から明らかとなったが、基礎梁の設計を行う上では、スラブ筋を無視したほうが妥当であるとの、一見矛盾する結論が得られている。
4. 耐震壁の変形に伴って変化する水平力伝達機構を、厳密にモデル化できていない。
5. プレキャスト部材を用いた耐震壁を有する構造について、実験が行われていない。

以上の問題点を解決し、異なる条件下における実験データの蓄積を目的として、2003 年にはさらに 2 体の試験体を用いて実験を行った。

8.2. 研究の目的

2003 年度における研究では、以下の目的を設定した。

1. 2002 年度に用いた試験体の杭周りの詳細や境界条件を実際の構造物により近づけた試験体を作製し、実験を行うこと。
2. スラブ付き PCa 連層耐震壁の場合についても実験を行い、スラブコンクリート表面歪分布およびスラブ筋の歪分布状態を実験で実測し、PCa を用いた場合のスラブ協力幅を評価する手法を確立すること。
3. 耐震壁の変形に伴う水平力抵抗機構の推移を定量化し、数値モデルを提案すること。

9. 2003 年度実験概要

9.1. 試験体の設計

試験体の設計に当たって想定した建物を図 9-1 に示す。想定した建物は、桁方向 6m、10 スパン、張間方向 12m、1 スパンの 20 階建て RC 造構造物である。試験対象としたのは建物中央の 1 スパンを切り出した張間方向構造要素である。試験体は 1 階・2 階・3 階の連層耐震壁、1 階の床スラブ、基礎梁、杭基礎を含む。縮尺は、想定建物の 15% で図 9-2 のように設計した。2 体の試験体は、耐震壁が一体打ち (MNW) か PCa 耐震壁かで異なる。しかし、製作上は、鉛直方向の目地の有無が異なるのみで、配筋等の詳細は全て同一である。試験体の諸元を表 9-1 に、使用材料の力学的性質を表 9-2 に示す。試験体においては、杭は反曲点が基礎梁中心高さから 750mm のところにあると仮定した。尚、試験体作製を簡素化のため、パイルキャップについては杭と一体化させ、基礎梁中心高さまで、杭を延長させている。コンクリートは縦打ちとし、床スラブ面以下と以上の 2 回に分けて打設した。

破壊形式については、日本建築学会・鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型設計指針・同解説[1]に基づいて、壁脚の曲げ破壊を設定し、壁脚の曲げ降伏が基礎梁の曲げ降伏に先行するように設計を行った。壁脚の曲げ耐力及び基礎梁の曲げ耐力を表 9-3 に示す。なお、基礎梁の設計は、杭からの曲げ戻しモーメント M_p と上部構造から伝達される水平せん断力 Q がそれぞれ独立して作用している状態に対して、梁部材の耐力を検定した。

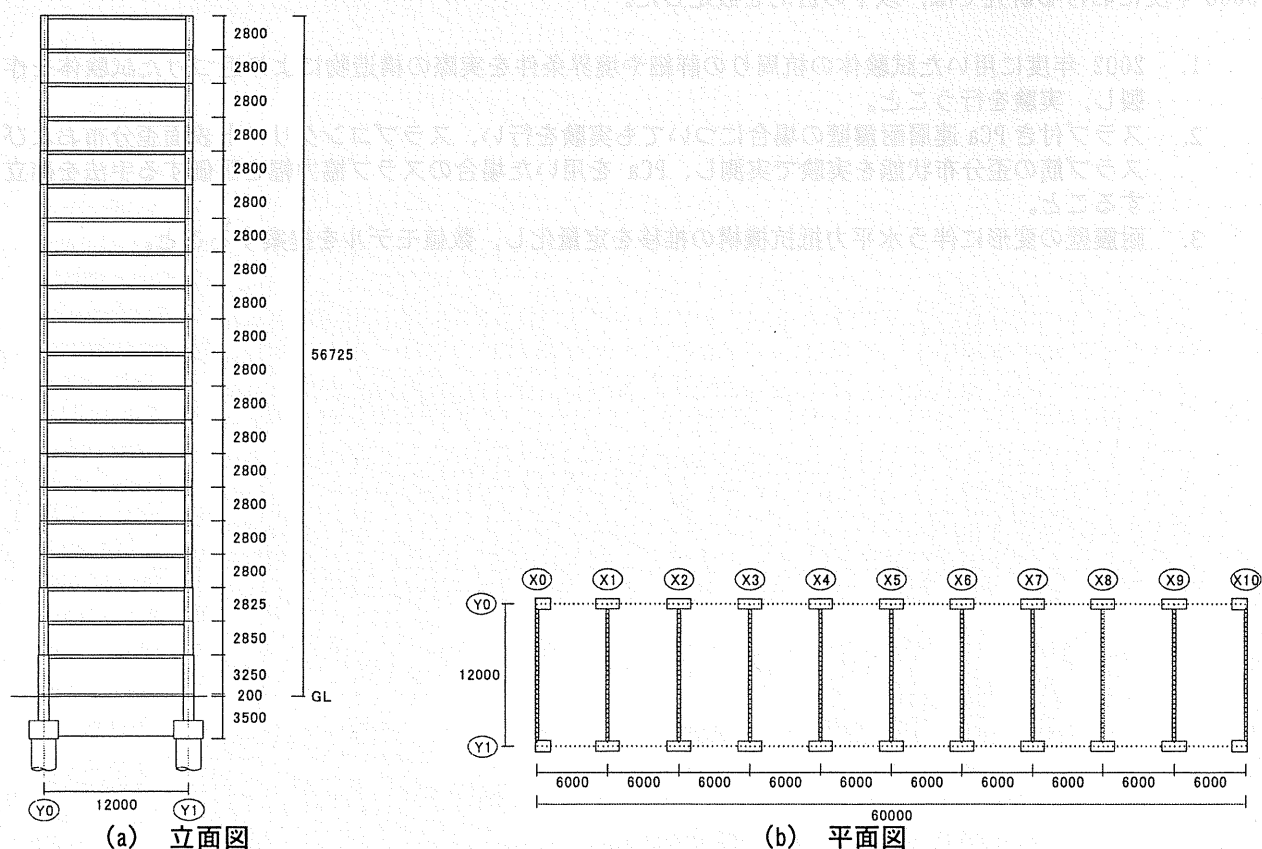


図 9-1 想定建物の平面図と立面図

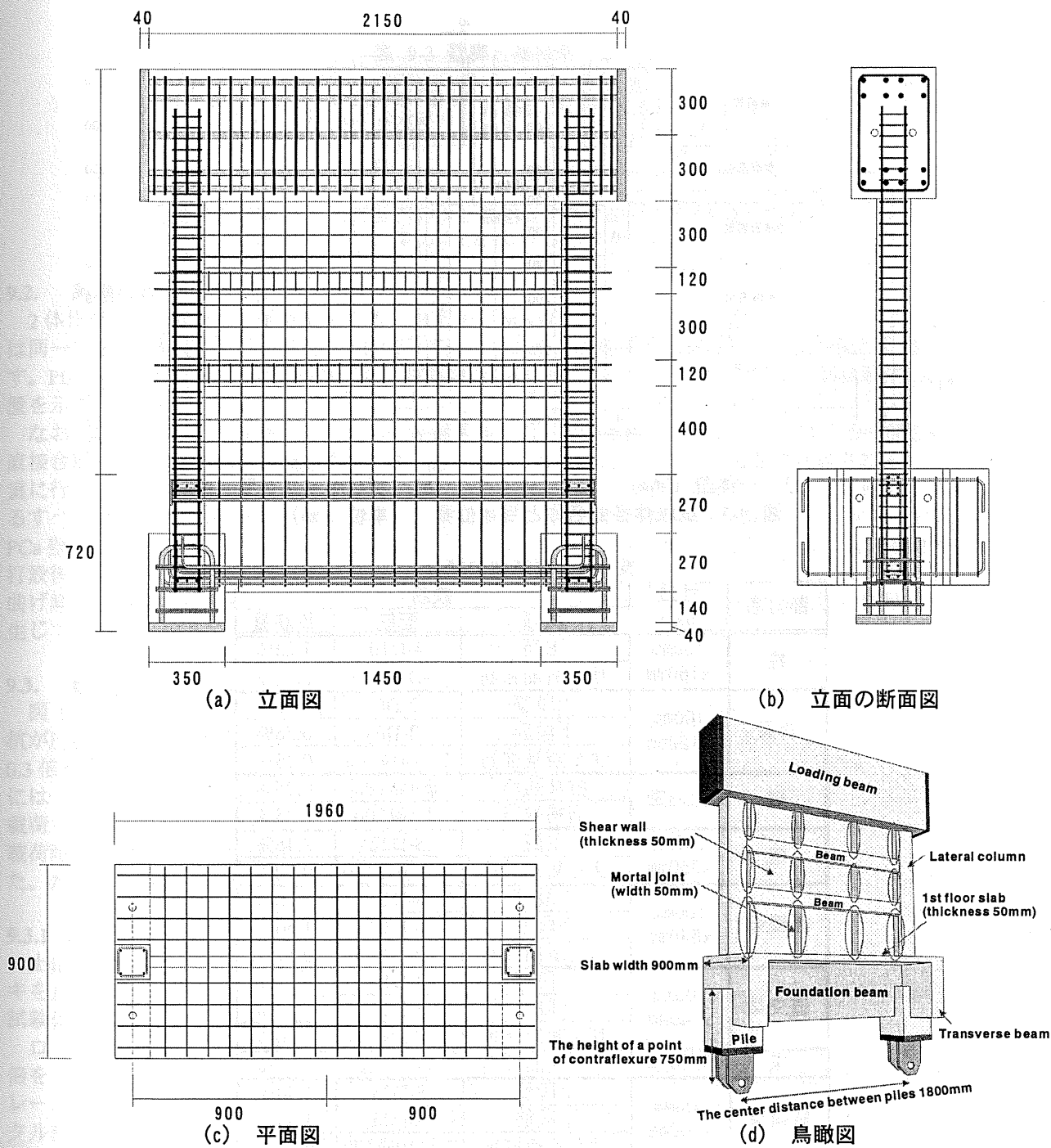


図 9-2 試験体の寸法と配筋

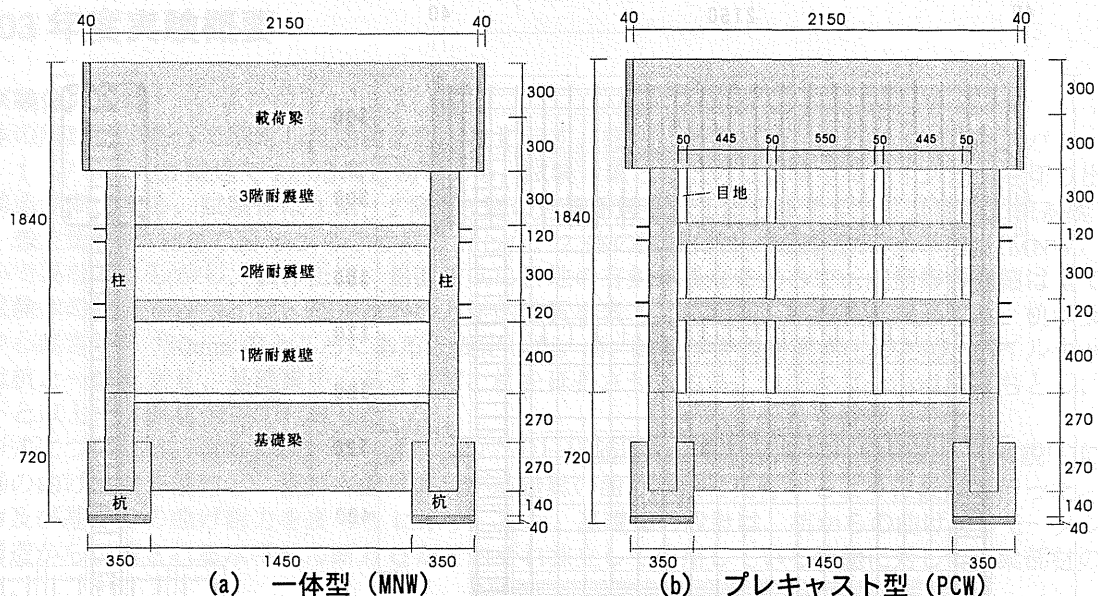


図 9-3 試験体各部名称と目地位置 (単位: mm)

表 9-1 試験体の諸元

部材名	寸法 bxD	鉄筋		
		種類	配筋	鉄筋量
柱	160mm x160mm	主筋	4-D10	1.23%
		せん断補強筋	2-D6@50	0.71%
枠梁	100mm x120mm	上段筋	2-D6	0.58%
		下段筋	2-D6	0.58%
		せん断補強筋	2-φ4@100	0.25%
壁	50mm厚	縦補強筋	φ4@100	0.25%
		横補強筋	φ4@100	0.25%
杭	350mm x350mm	主筋	8-D22	2.48%
		せん断補強筋	4-D10@100	0.90%
基礎梁	100mm x540mm	上段筋	8-D10	1.36%
		下段筋	8-D10	1.36%
		せん断補強筋	2-D6@100	0.57%
直交梁	100mm x540mm	上段筋	3-D10	0.27%
		下段筋	3-D10	0.27%
		せん断補強筋	2-D6@100	0.40%
床	50mm厚	両方向曲げ筋	φ4@100	0.25%
載荷梁	400mm x600mm	上段筋	8-D25	1.94%
		下段筋	8-D25	1.94%
		せん断補強筋	2-D10@100	0.39%

表 9-2 材料特性

(a) コンクリート

	圧縮強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)
基礎梁・杭	36.9	3.84	25.3
壁・柱・梁	41.3	3.77	27.6
目地モルタル	52.7	3.04	23.5

(b) 鉄筋

鉄筋	降伏強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	引張強度 (MPa)
φ4	499	226	587
D6(SD295A)	375	182	534
D6(KSS785)	1084	176	1183
D10	377	188	524
D22	324	172	514
D25	319	183	491

表 9-3 壁脚と基礎梁の曲げ耐力

壁脚の曲げ耐力 (kN・m)	壁脚曲げ耐力時の水平力 (kN)	基礎梁の曲げ耐力 (kN・m)	壁脚曲げ耐力時に基礎梁に入力されるモーメント (kN・m)	曲げ耐力比
514	92.2	77.5	45.3	1.71

基礎梁の曲げ耐力は、壁脚曲げ耐力時に基礎梁に作用する引張軸力を考慮して計算している。
曲げ耐力比 1.71 は、77.5 / 45.3 から得た。

9.2. 実験変数

2体作製した試験体は、耐震壁部分が一体打ち (MNW) かプレキャスト耐震壁 (PCW) で異なるのみで他は同一である。配筋は、同一で図 9-2 に示す通りであり、主要構造部材の断面寸法や配筋詳細を図 9-4 に示す。PCW 試験体における目地位置での、鉄筋継ぎ手は行っていない。図 9-3 には、両試験体における目地位置を示す。

なお、プレキャスト耐震壁を有する PCW 試験体では、実物を模して試験体を作製する手間を省くため、鉛直接合部のみを幅 50 mm の目地の形で再現した。この鉛直接合部ではコッター等に代表されるせん断伝達を確実にするためのシーキーを敢えて作っていない。これにより、PCW 試験体では、PCa 壁特有の目地におけるすべり挙動が鉛直接合部において再現できると考えたからである。PCW 試験体では、図 9-3 に示すように、PCa 壁タイプの試験体の 1 階から 3 階の各層に幅 50mm の目地を 4 個づつ、計 12 個の目地を設置し、試験体打設後、モルタルを用いて目地部分を充填した。ACI318-02[19]の「せん断滑り」算定式を用いると、壁脚の曲げ降伏時には、目地部分のせん断耐力は設計せん断力の約 50% であり、曲げ降伏時には目地でのすべりが生じている事となる。

9.3. 載荷装置と載荷ルール

図 9-5 に載荷装置図を示す。杭は、一方がピン支持、他方がローラー支持である。ローラー支持点では、杭が圧縮側になる場合には、上部の水平力 (Q) の 0.7 倍を、引張側になる場合には、上部の水平力 (Q) の 0.3 倍を外力として与えた。つまり、2つの杭は、引張となる時には水平力の 30% を負担し、圧縮となるときには 70% を負担することになる。加力は、載荷梁位置変形角を制御する変位制御型静的正負交番繰返し漸増載荷である。層間変形角 0.2%、0.4%、0.6%、0.8%、1.0%、1.5%、2.0% で各 2 回づつ繰返し、その後 3.0% 載荷時において、連層耐震壁の柱主筋の破断に伴うコアコンクリートの破壊をもって 2 体とも載荷を終了した。ただし、載荷梁位置変形角は、載荷梁のスラブ面に対する相対水平変位を、高さ 1540 mm で除して得た。

9.3.1 水平方向

上部水平力は、1000 kN ジャッキを用いて与えた。正負対称の載荷条件となるように、上部の水平ジャッキを正側に載荷する場合は、PC 鋼棒を介して試験体南側に水平力を入力し、負側に載荷する場合には、直接試験体北側に水平力を入力した。

ローラー支持点では、500 kN ジャッキを用いて、杭が圧縮側になる場合には、上部の水平力 (Q) の 0.7 倍を、引張側になる場合には、上部の水平力 (Q) の 0.3 倍を外力として与えた。載荷は、外部に設置したフレームに取り付けた変位計から載荷梁位置の層間変形角を求め、これを制御した。載荷梁位置変形角とサイクル数の関係を図 9-6 に示す。層間変形角 0.2%、0.4%、0.6%、0.8%、1.0%、1.5%、2.0% で各 2 回づつ繰返し、その後 3.0% 載荷時において、連層耐震壁の柱主筋の破断及びそれに伴うコアコンクリートの圧壊をもって載荷を終了した。

9.3.2 鉛直方向

鉛直荷重は、試験体南北に設置した 2000 kN ジャッキを用い、Ai 分布に基づいた以下の式を用いた軸力制御を行った。長期荷重は想定建物で必要な 180.2kN よりも若干小さな値となっている。

$$N(\text{North}) = 5.58Q + 126.9 \quad (\text{単位: kN}) \quad (9-1)$$

$$N(\text{South}) = -5.58Q + 126.9 \quad (\text{単位: kN}) \quad (9-2)$$

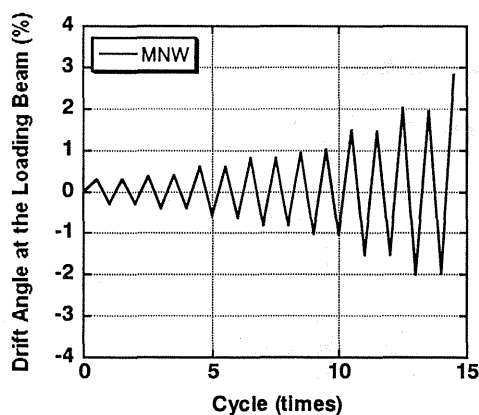
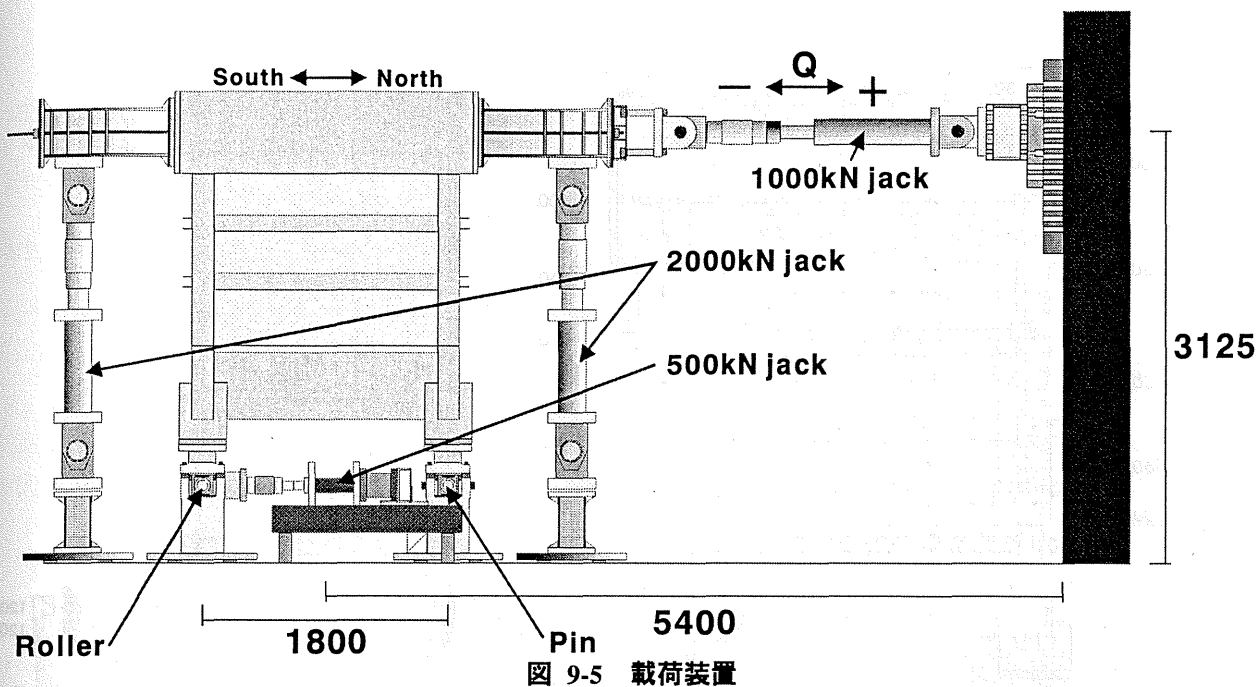
	載荷梁	柱	枠梁
断面図			
b × D (mm)	400 × 600	160 × 160	100 × 120
主筋	16-D25	4-D10	4-D6
補強筋	2-D10@100	2-D6@50	2-φ4@100

(a) 載荷梁・柱・枠梁の断面

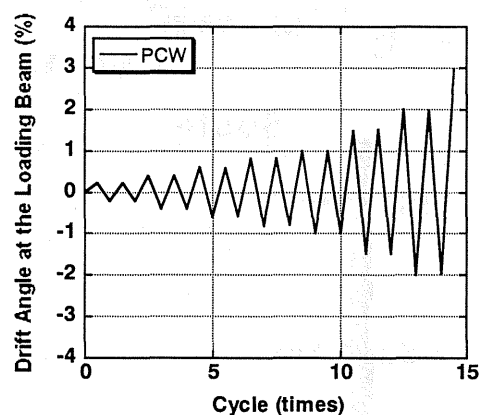
	基礎梁	直行梁	杭
断面図			
b × D (mm)	100 × 540	160 × 540	350 × 350
主筋	16-D10	6-D10	8-D22
補強筋	2-D6@100	2-D6@100	4-D10@100

(b) 基礎梁・直行梁・杭の断面

図 9.4 主要構造部材の配筋断面図 (単位: mm)



(a) MNW



(b) PCW

図 9-6 荷梁位置における層間変形角—サイクル数の関係

9.4. 計測

荷重に関する測定は、図 9-5 に示すジャッキの先端に取り付けたロードセルを用いて行った。

計測装置を取り付けるために、事前に試験体に長ナットを埋め込んだ。長ナットの埋め込み位置を図 9-7 に示す。図 9-8 に荷梁位置、3 階梁位置、2 階梁位置における層間変形角を計測するために用いた変位計及びその名称を示す。また、図 9-9 にそれぞれ、壁脚の滑り量、壁脚の浮き上がり量、連層耐震壁の 1 階、2 階及び基礎梁の変形量、PCa 壁スリット位置での滑り量を測定する為に設置した変位計及び名称を示す。

図 9-10 及び図 9-11 には、試験体に取り付けた歪ゲージの位置と名称を示す。直径が D10 以上の鉄筋には各箇所 2 枚ずつ、φ4 及び D6 の鉄筋には、各箇所 1 枚ずつ歪ゲージを貼付した。

また、ひび割れの定量化を行うため、スキャナーによるひび割れ計測を行った。計測を行ったのは、試験開始前と、荷重ルールに従い各変位二回目の繰り返し荷重を終了し水平せん断力がゼロになった点である。スキャン位置は、図 9-12 に示すように北側基礎梁及び 1 階耐震壁部分における 2 箇所ずつ、計 4 箇所である。用いたのは、通常のパソコン用スキャナー（Canon 製 FB1210U）である。

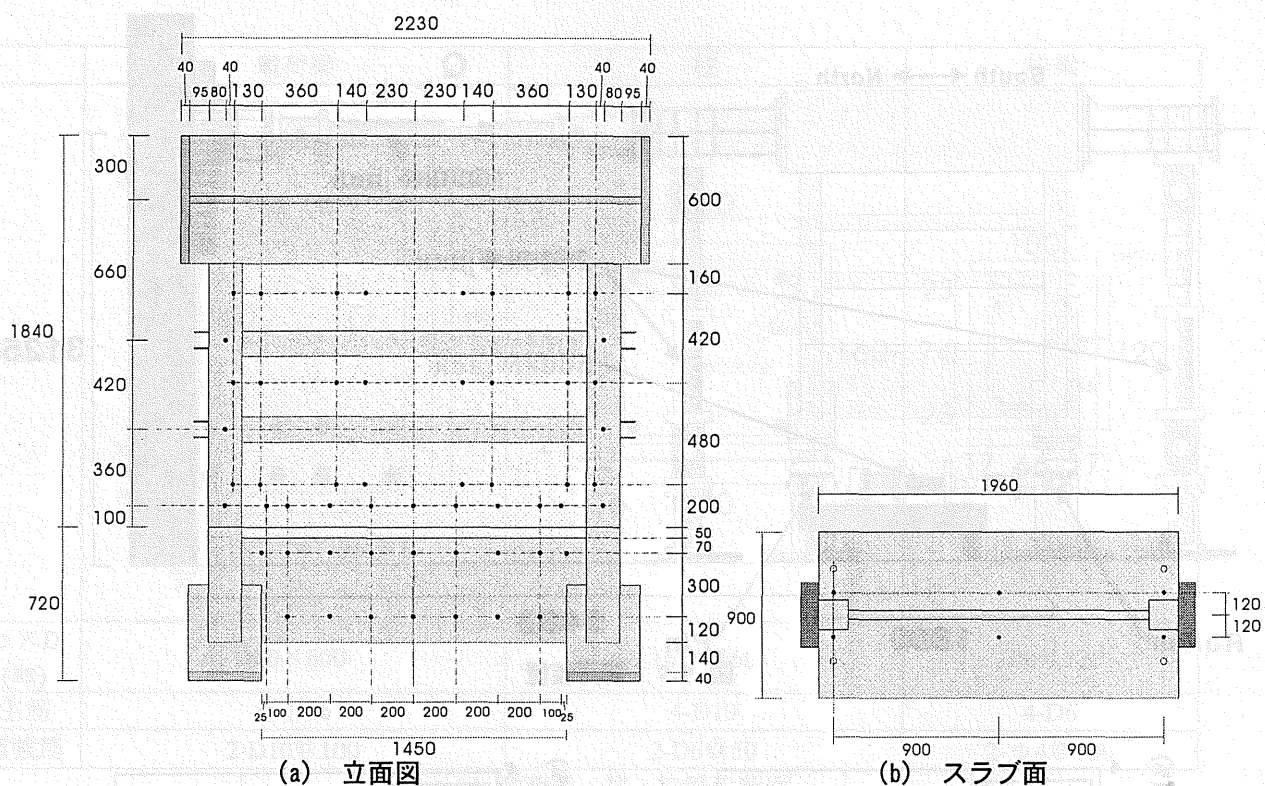


図 9-7 長ナットの埋め込み位置図

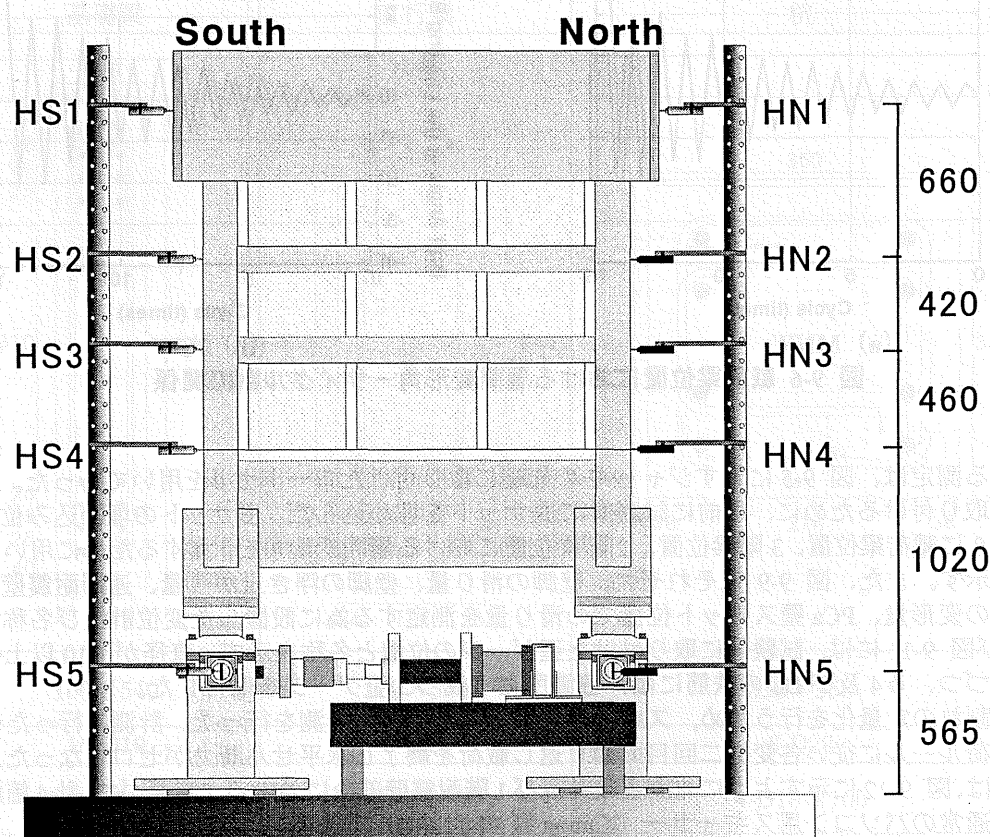
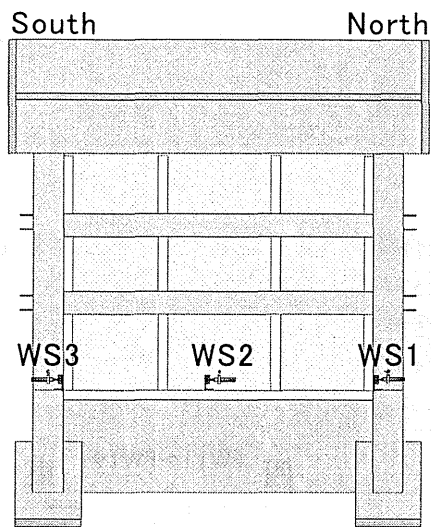
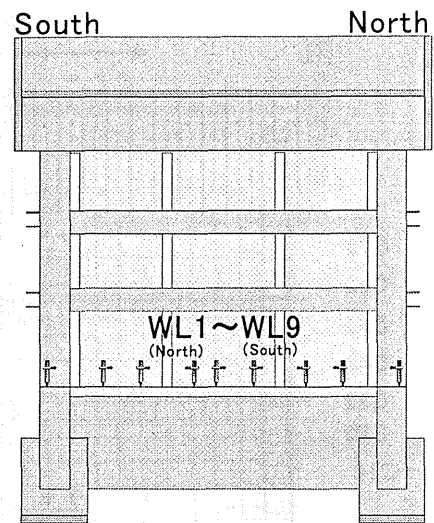


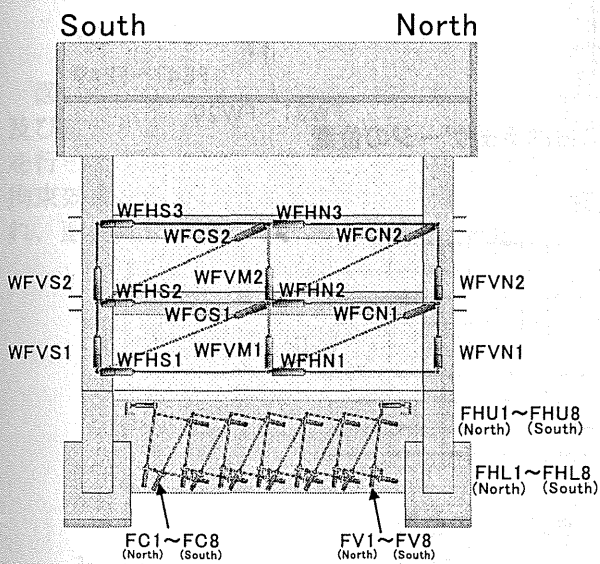
図 9-8 試験体における水平変位の測定



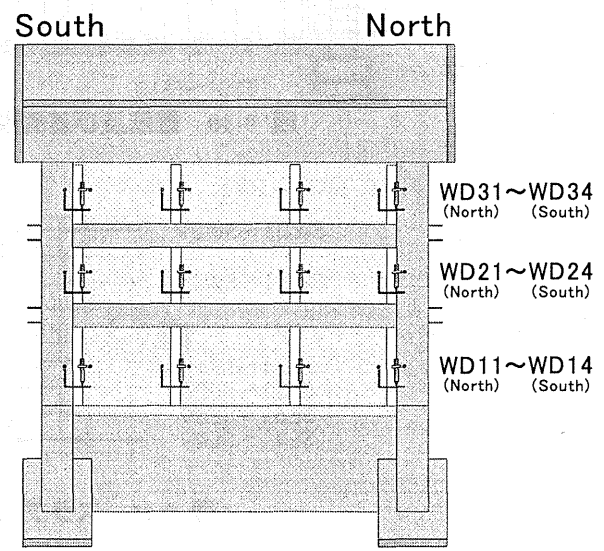
(a) 壁脚の滑り測定



(b) 壁脚の浮き上がり測定



(c) 1F & 2F の壁および基礎梁の変形



(d) スリット位置での滑り

図 9-9 試験体における変位計の配置図

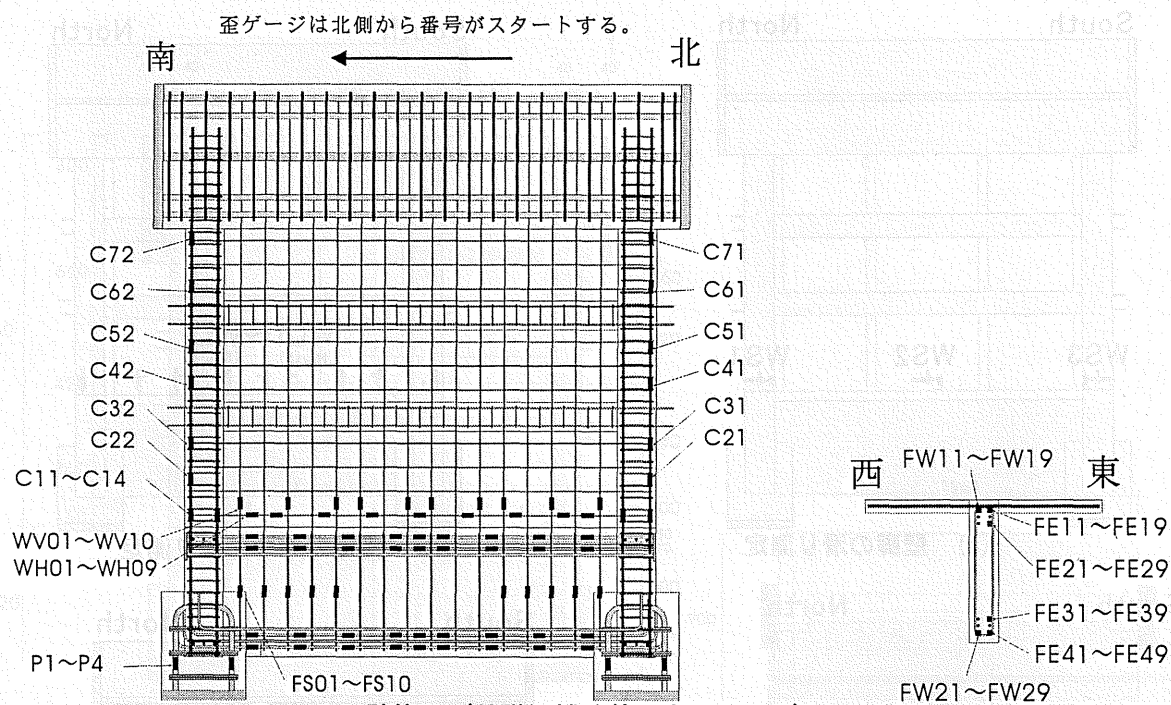


図 9-10 壁筋及び基礎梁補強筋における歪ゲージの位置

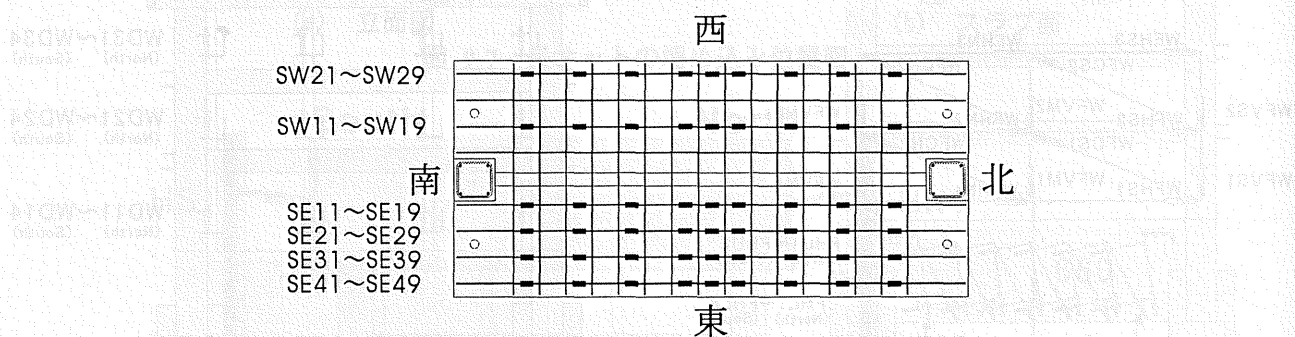


図 9-11 スラブ筋における歪ゲージの位置

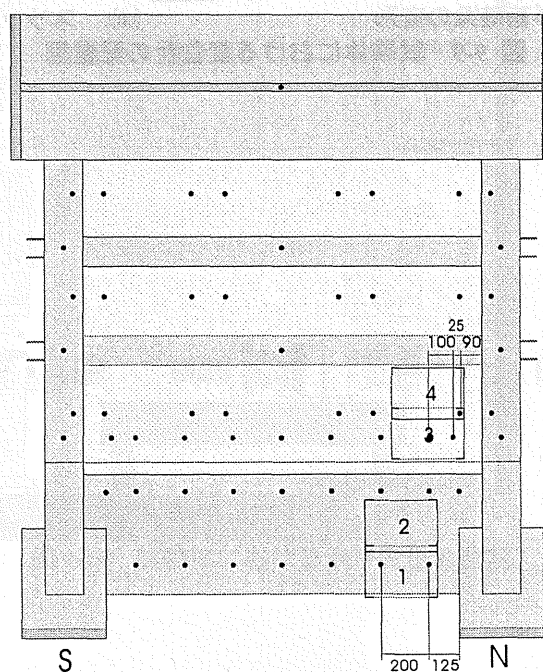


図 9-12 スキャン位置

10. 2003 年度実験結果

以下に、実験結果を示す。水平せん断力－層間変形角についての注意、壁と基礎梁の相対変位、全体の損傷状況、鉄筋の歪分布の推移について述べ、基礎梁に作用する応力状態をモデル化するための基礎資料を提供する。

10.1. 水平せん断力－上部構造変形角関係

以下で、水平せん断力－載荷梁位置変形角関係および水平せん断力－1 階層間変形角関係を示し、本実験における計測上の注意点を述べる。この議論に基づいて、ここで提案する 1 階層間変形角の意味を説明する。また、付録には 1 階層間変形角の異なる計算方法について概説している。

10.1.1 水平せん断力－載荷梁位置変形角関係

図 9-8 で示した外部変位計 HN2、HN5、HS2、HS5 を用いて計算した水平せん断力－載荷梁位置変形角関係を図 10-1 に示す。ここで示す載荷梁位置変形角は、以下の式より求めた値である。

$$\text{載荷梁位置変形角} = \frac{((HN5 + HS5)/2 - (HN2 + HS2)/2)}{1540\text{mm}} \quad (10-1)$$

図 10-1 における両試験体の復元力特性は、載荷梁位置変形角が 2% を超えた付近で、引張側柱主筋の座屈及び破断が原因と思われる水平耐力の低下が始まった。またその後、載荷梁位置変形角にして 3% まで載荷を行ったが、その除荷時において、引張側柱に圧縮軸力が作用し始めると、引張側柱主筋の破断に伴って、拘束効果が低下したコアコンクリートの圧壊が急激に進行した。その結果、側柱の鉛直方向支持能力が失われ、耐震壁が自立不能となった為に、実験を終了した。

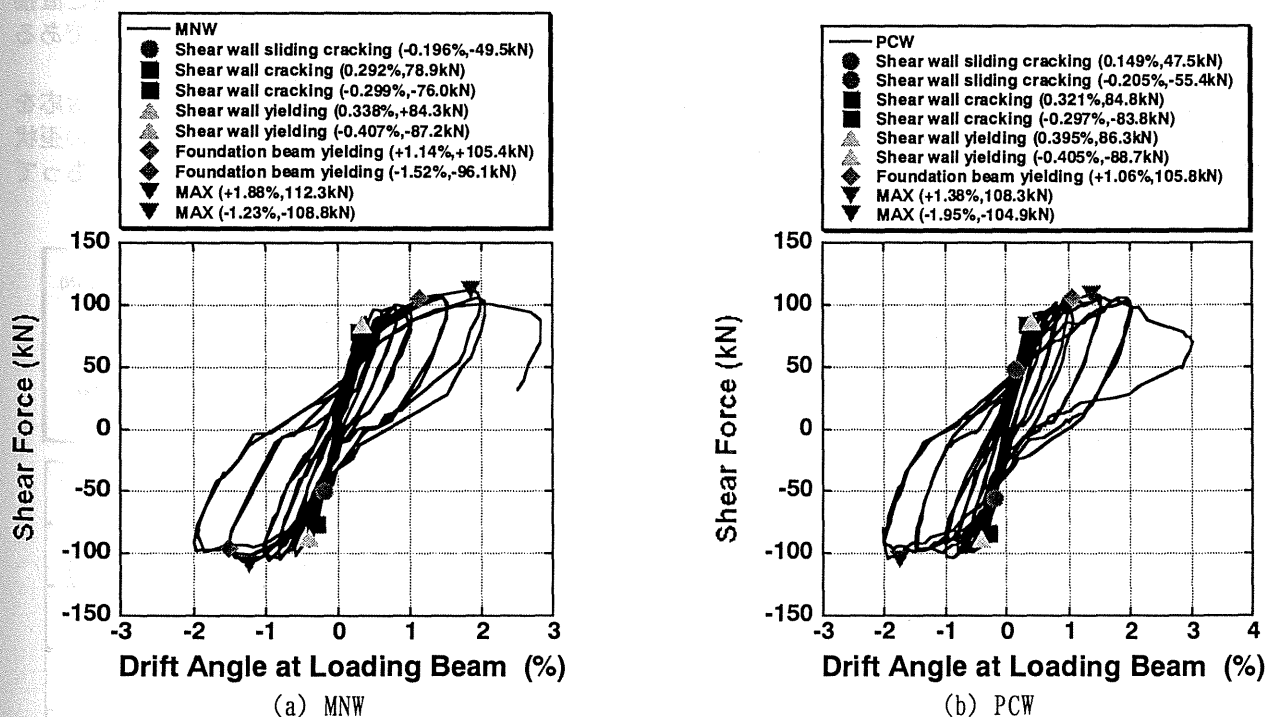


図 10-1 水平せん断力－載荷梁位置変形角関係

10.1.2 水平せん断力－1 階層間変形角関係

図 4-1 に、水平せん断力－1 階層間変形角関係を示す。ここで、1 階層間変形角とは、1 階連層耐震壁に取り付けた耐震壁変形測定用の変位計を用いた測定値から、壁脚の浮き上がりと壁の曲げ変形およびせん断変形を計算し、足し合わせたものである。ただし、壁脚における滑りは算入していない。具体的な計算方法を下記に示す。なお、計算式中の変位計名称及び位置は、実験概要の図 9-9 に示す通りである。

1 階層間変形角 θ

$$\theta = \frac{\gamma_S + \gamma_N}{2} + \phi \times \frac{460}{2} \quad (10-2)$$

ここで、 γ_S および γ_N はそれぞれ 1F 壁に取り付けた変位形から計算した 1F 壁南半分と 1F 壁北半分のせん断変形、 ϕ は壁脚の浮き上がりと壁の曲げ変形による 1F の平均曲率であり、以下の式で示される。

$$\gamma_S = \frac{(WFCS1 - (WFVM1 + WFVS1) \times \sin \alpha / 2 - (WFHS1 + WFHS2) \times \cos \alpha / 2)}{900 \times \sin \alpha} \quad (10-3)$$

$$\gamma_N = \frac{(WFCN1 - (WFVN1 + WFVM1) \times \sin \alpha / 2 - (WFHN1 + WFHN2) \times \cos \alpha / 2)}{900 \times \sin \alpha} \quad (10-4)$$

$$\phi = \frac{((WFVS1 + WL9) - (WFVN1 + WL1))}{460 \times 900} \quad (10-5)$$

なお、 α は斜めに設置した変位計の水平面からの角度で、今回の実験では $\tan \alpha = \frac{360}{900} = 0.4$ 、 $\sin \alpha = 0.371$ 、

$\cos \alpha = 0.928$ となる。以上の計算方法は、スラブ面下部の試験体や支持フレームの変形による試験体の剛体回転を取り除き、純粋な 1F 耐震壁の変形成分のみを抽出するために工夫したものである。付録には、両柱の外側に設置した変位計を用いて計算した 1 階層間変形角の値も参考のために示した。

図 4-1 では、図 10-1 と異なり RC 構造に特有のスリップ挙動が観察される。また、このスリップ挙動は、目地を設けたプレキャスト壁を有する PCW で顕著である。今回の実験では、基礎梁や杭の変形による剛体回転が、耐震壁部分の変形と同程度の大きさであり、データの取り扱いに注意を要することが分かる。これまで蓄積された耐震壁の実験結果は、基礎梁位置を反力床に緊結して得られたものであり、今回の実験と直接比較するとすれば、剛体回転を取り除いた方法で算出した図 4-1 における値との比較を行うのが妥当であると考えられる。

参考に、全体の剛体回転を含む載荷梁位置変形角と、全体の剛体回転を含まない 1F 層間変形角の対応を表 10-1 に示す。後出の図では、水平せん断力-1 階層間変形角関係の 7 つの荷重段階における鉄筋歪の歪状況等を説明する。そこで、表 10-1 には、7 つの荷重段階の載荷梁位置変形角及び 1 階層間変形角を前もって示しておく。

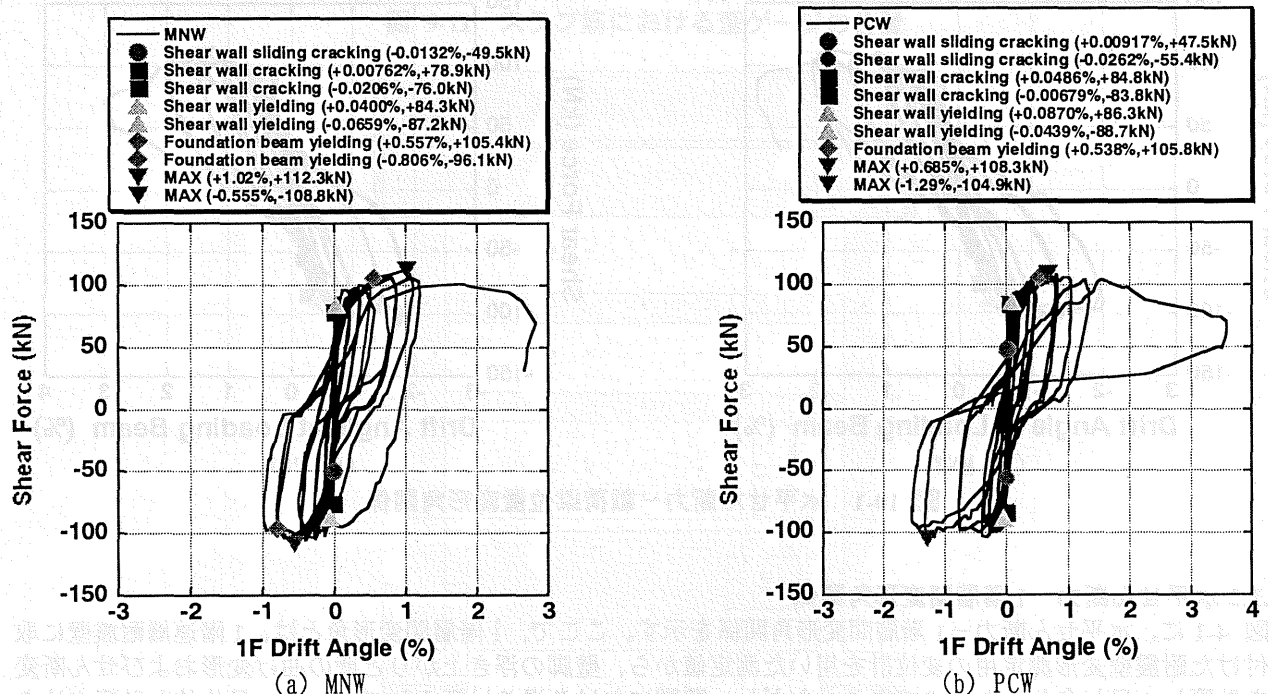


図 10-2 水平せん断力-1 階の層間変形角関係

表 10-1 2 試験体における載荷梁位置変形角と 1 階層間変形角の対応

載荷梁位置 変形角 (%)	1階層間変形角 (MNW正) (%)	1階層間変形角 (MNW負) (%)	1階層間変形角 (PCW正) (%)	1階層間変形角 (PCW負) (%)
0.1				
0.2			0.0125 ①	-0.0026 ①
0.3	0.0076 ①	-0.0206 ①	0.0486	
0.3	0.0104	-0.022		
0.4	0.0543 ②	-0.0618 ②	0.087 ②	-0.0407 ②
0.4	0.0727	-0.0673	0.0937	-0.0397
0.5	0.1199		0.1377	
0.6	0.2045 ③	-0.1356 ③	0.2081 ③	-0.1421 ③
0.6	0.2158	-0.1655	0.2089	-0.1294
0.7	0.2174		0.27	
0.8	0.3312 ④	-0.273 ④	0.3475 ④	-0.2741 ④
0.8	0.3513	-0.2804	0.3506	-0.2587
0.9	0.4283		0.4053	
1.0	0.4501 ⑤	-0.4603 ⑤	0.4278 ⑤	-0.3889 ⑤
1.0	0.4976	-0.4575	0.43	-0.3339
1.1	0.5572			
1.2				
1.23		-0.6726 ⑥		
1.3	0.6877		0.6953	
1.37			0.6847 ⑥	
1.4				
1.5	0.8108 ⑥	-0.8063	0.8079	-0.7348 ⑥
1.5	0.7995	-0.7794	0.808	-0.7518
1.6				
1.7	0.9			
1.8	0.94		0.8341	
1.85	1.02 ⑦			
1.9				
1.95				-1.289 ⑦
2.0	1.1074	-0.9855 ⑦	1.043 ⑦	-1.321
2.0	1.11		1.2881	-1.511

10.2. 壁脚での浮き上がりと滑りの推移

図 4-3 及び図 4-4 に、それぞれ連層耐震壁の浮き上がり量及びすべり量を示す。これらは、図 9-9 に示した変位計 WL1~WL9 及び WS1~WS3 をから得られた計測値を示している。また、ここで示した 7つの荷重段階については、図 4-1 に示す通りである。

荷重段階の④か⑤までは、浮上がった壁脚部分はほぼ平面保持の仮定に従うが、スラブ面と接している部分が数百mm存在している。しかし、⑤か⑥になると、壁全体が浮上がっているものの、引張側柱付近では、柱主筋によって、浮上がりが抑制され、平面保持の仮定が成立していないようである。すべりに関しては、スパン中央部や引張柱では値がほぼ同じであり、壁脚の浮上りに伴い同じ速度で進展するが、圧縮柱付近では壁脚の終局状態まですべりがほとんど生じなかった。

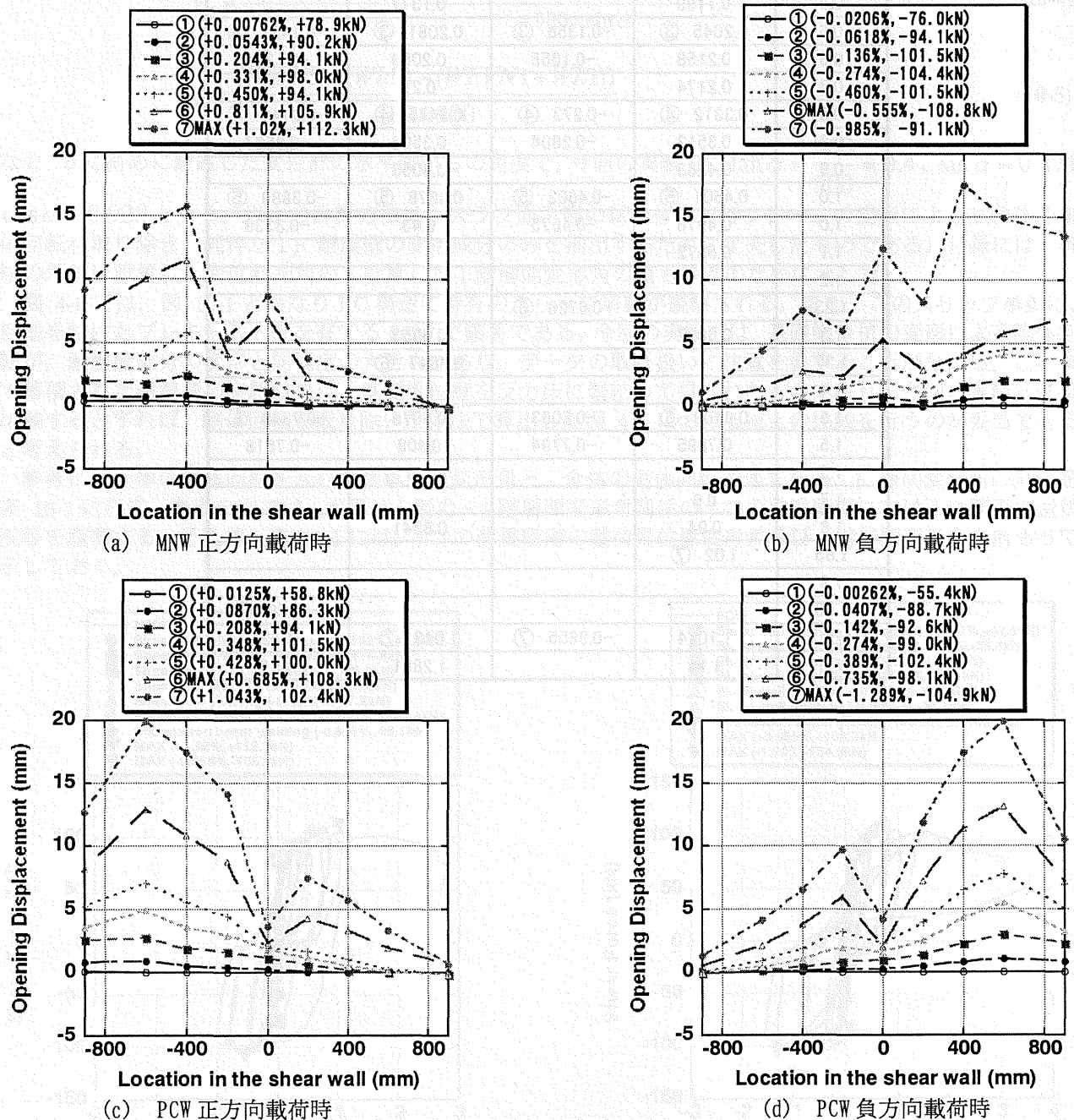
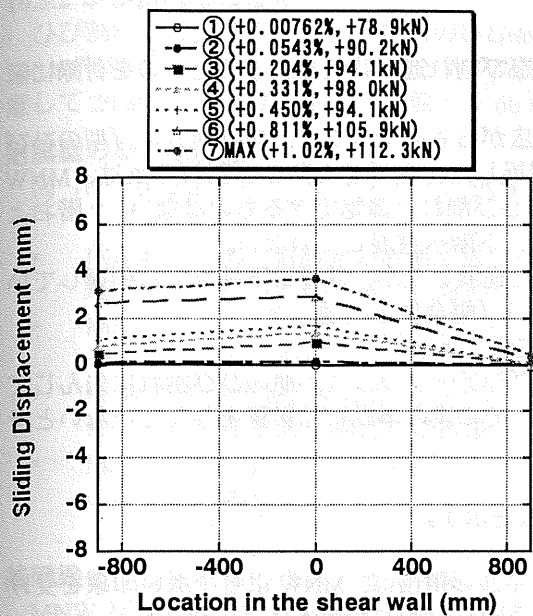
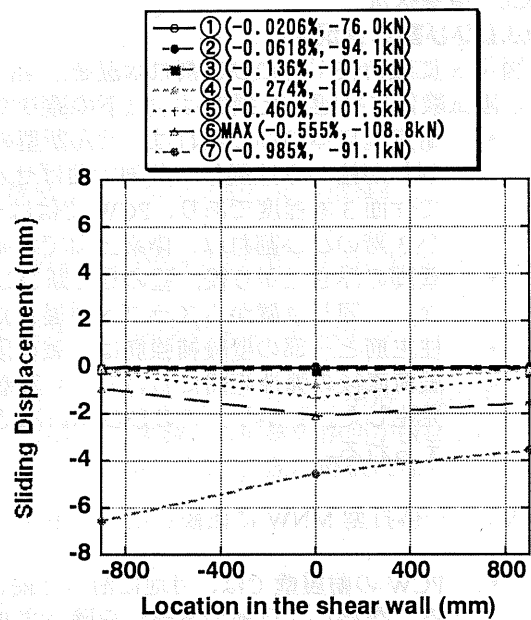


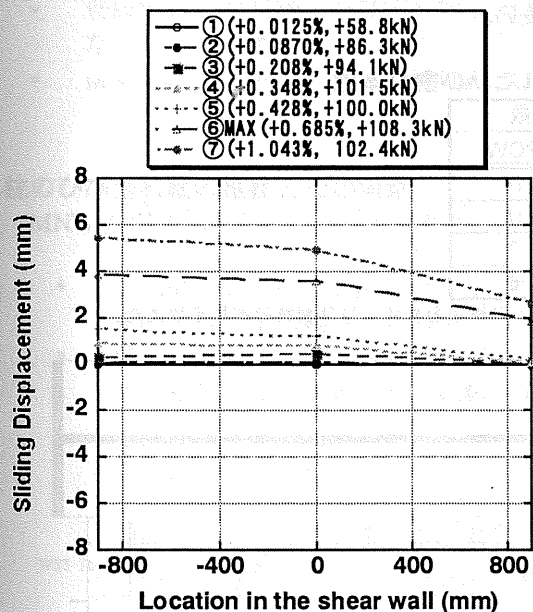
図 10-3 壁脚の浮き上がり量



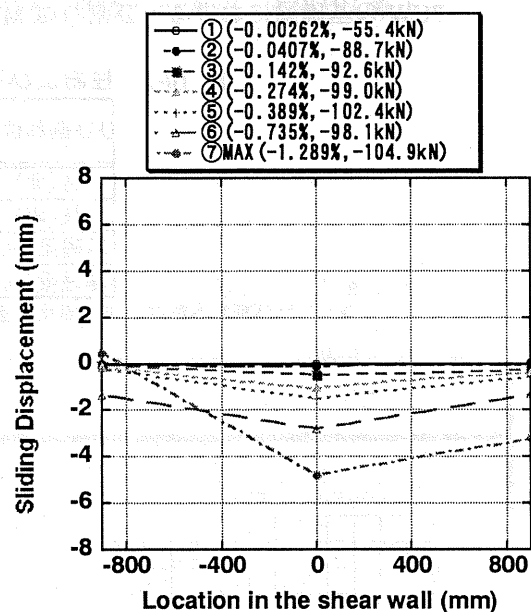
(a) MNW 正方向載荷時



(b) MNW 負方向載荷時



(c) PCW 正方向載荷時



(d) PCW 負方向載荷時

図 10-4 壁脚のすべり量

10.3. 損傷状況

10.3.1 ひび割れ状況

図 4-5 に載荷終了時のひび割れ状況を示す。また、載荷中のひび割れ進展状況をまとめたものを付録に示す。両試験体に共通した損傷は、以下の通りである。

- 耐震壁自体のひび割れは、せん断型のように壁全体に広がるものではなく、設計通り曲げ型のひび割れが柱から進展し、壁脚で曲げせん断ひび割れに発展した。曲げせん断ひび割れの本数は、MNW で片面 3 本程度であり、PCW でははっきり曲げせん断ひび割れと確認できるものはない。2 階および 3 階のひび割れは、桟梁上面で水平ひび割れとなり、下階へ進展していない。
- 壁脚の浮き上がり後、壁のせん断ひび割れが基礎梁へと進展したが、基礎梁下端までは到達していない。同じ位置からスラブへ進展したひび割れは、スラブ幅全体を貫通した。
- 柱主筋と一部の壁縦補強筋は、載荷段階後半で座屈・破断した。
- 載荷直後の弾性範囲において、3 階壁にスライディングシアークラックが他のひび割れに先んじて発生した。しかし、このひび割れはそれ以後進展せず、その後の挙動には影響を与えていないと考えられる。

次に、一体打型 MNW に比較したプレキャスト型 PCW の特徴を示す。

- PCW の耐震壁では、目地に沿った縦ひびのため、壁パネルの損傷は、MNW より少ない印象を受ける。ただし、目地の下部から壁パネルの角が欠けるようなひび割れが数本確認できる。
- 表 10-2 に示すように、柱および基礎梁により多くのひび割れが確認できる。
- PCW の基礎梁におけるひび割れは MNW のものより長い。

表 10-2 柱および基礎梁で観察されたひび割れ本数

ひび割れ位置	ひび割れ本数	
	MNW	PCW
柱(北)	10	14
柱(南)	14	15
基礎梁(北)	4	7
基礎梁(南)	7	6

➤ ひび割れ本数は、柱の幅及び基礎梁のせいの 2/3 以上の長さを有するひび割れの本数を数えた。

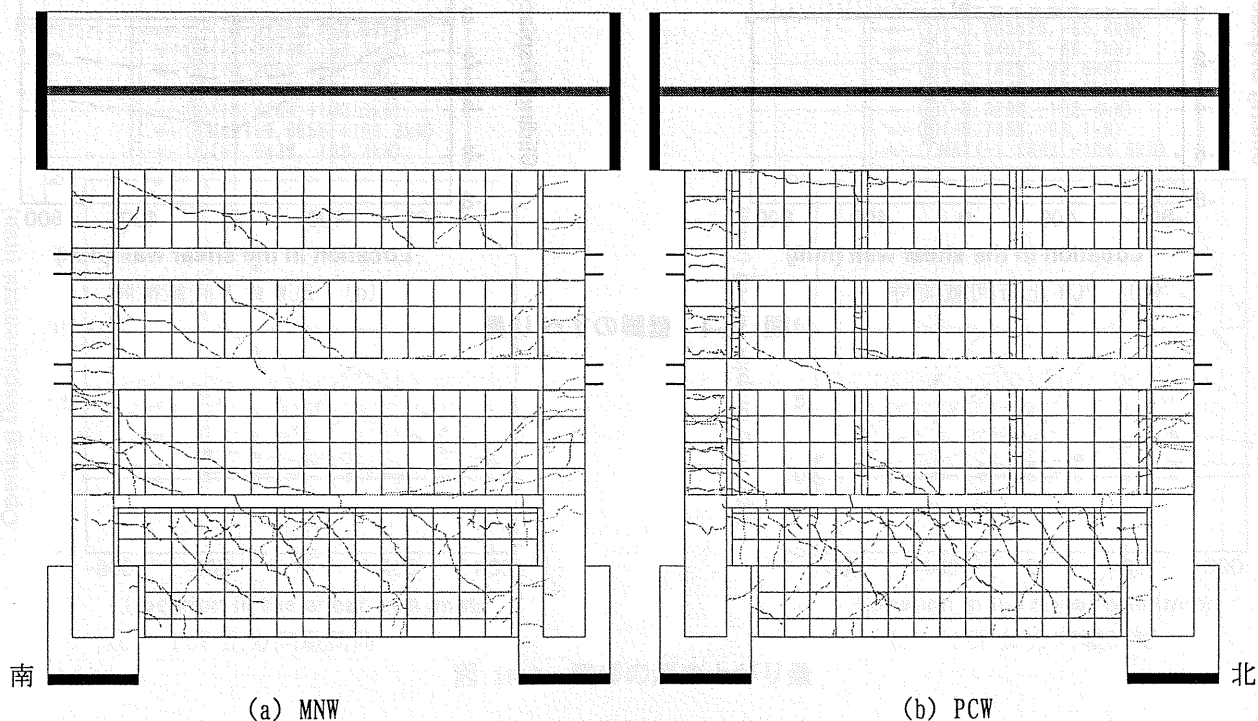


図 10-5 実験終了時におけるひび割れ状況

10.3.2 ひび割れ幅の推移

ひび割れ幅の推移を計測するためのひび割れ位置を図 10-6 に示す。1・2・3 階の耐震壁および基礎梁では 100 mm 間隔で測定した。ただし、MNW の場合は、材端より 70mm からはじめ、PCW の場合は目地部分に配慮して 20 mm から始めた。柱は、外側より 60 mm および 120 mm の 2 箇所計測した。この結果を、以下に示す。

耐震壁のひび割れ幅

図 10-7 及び図 10-8 に、それぞれ MNW および PCW の耐震壁におけるひび割れ幅の推移を示す。

- ・ 両試験体とも、耐震壁の破壊形状が曲げ型である為、下階ほどひび割れ幅が増大する。PCW では、1 階部分のひび割れ幅が特に大きい。
- ・ 両試験体とも、基礎から耐震壁が浮き上がる 1F 層間変形角 0.5% 前後を境に、耐震壁のひび割れ幅が一旦減少する現象が見られる。
- ・ PCW のほうが MNW に比べ、一つ一つのひび割れ幅は大きい。一般的に、一体打ち構造では損傷が分散し、プレキャスト構造では損傷が部材接合部に集中するが、本実験でも同様の傾向が観察された。
- ・ MNW では、ひび割れ幅の推移は主筋の降伏の影響が大きい。PCW では、主筋の降伏に加え、目地部の滑りの影響を受けている。

基礎梁のひび割れ幅の推移とその考察

MNW 及び PCW の基礎梁における載荷時ひび割れ幅の推移を図 10-9 及び図 10-10 に示す。

- ・ 両試験体とも壁・柱に比べ基礎梁におけるひび割れ幅は小さい。
- ・ 壁脚浮き上がり後、ひび割れ幅はほぼ一定である。耐震壁が降伏したため、水平せん断力が頭打ちになったことが理由と思われる。
- ・ MNW および PCW のひび割れ幅に大きな差はない。

柱のひび割れ幅の推移とその考察

MNW 及び PCW の柱における載荷時ひび割れ幅の推移を図 10-11 及び図 10-12 に示す。

- ・ 両試験体とも柱主筋降伏以後ひび割れ幅は急に増大する。また、壁の浮き上がり量が急激に増大する時、ひび割れ幅は一旦減少する。
- ・ 柱主筋降伏までに、MNW のひび割れ幅は緩やかに伸びる。一方、PCW では目地部の滑り後、ひび割れ幅が急激に増大する。試験体 PCW のほうが試験体 MNW に比べ、ひび割れ幅は小さい。

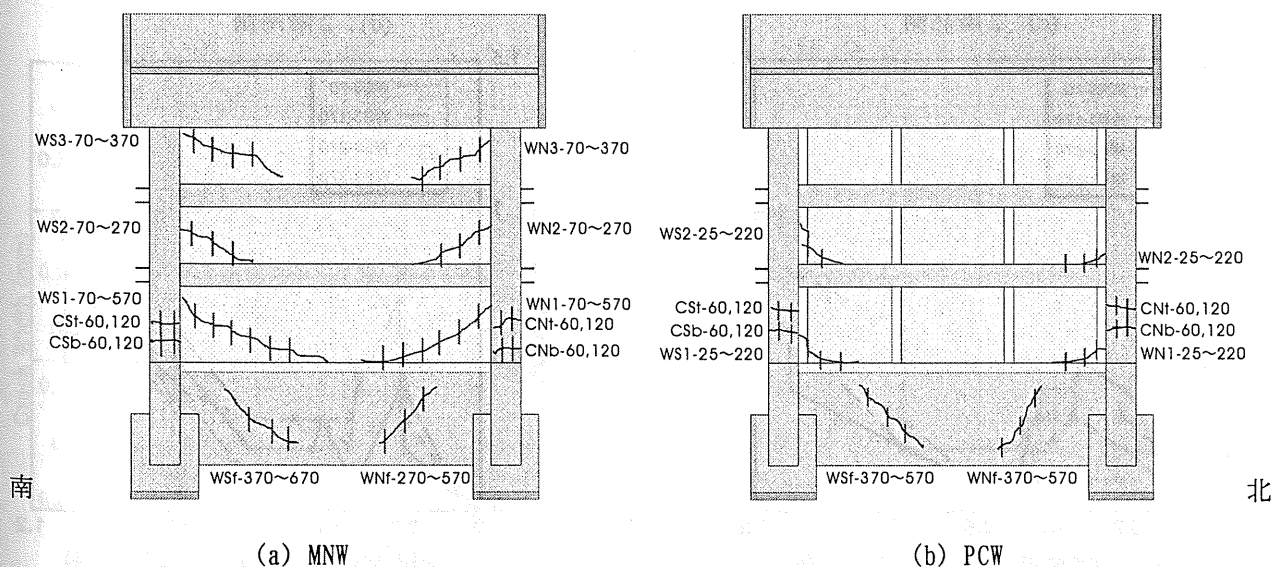
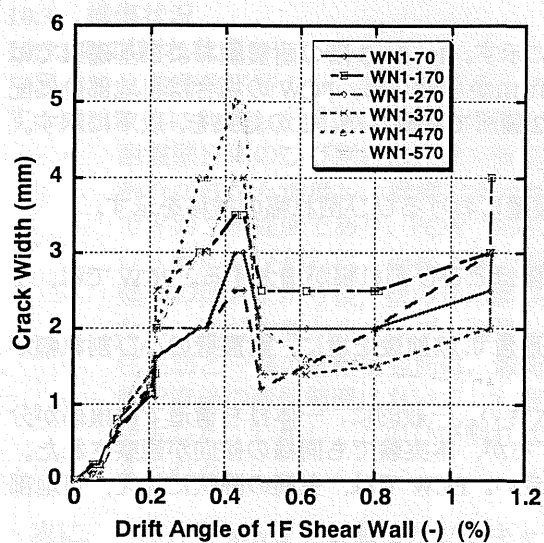
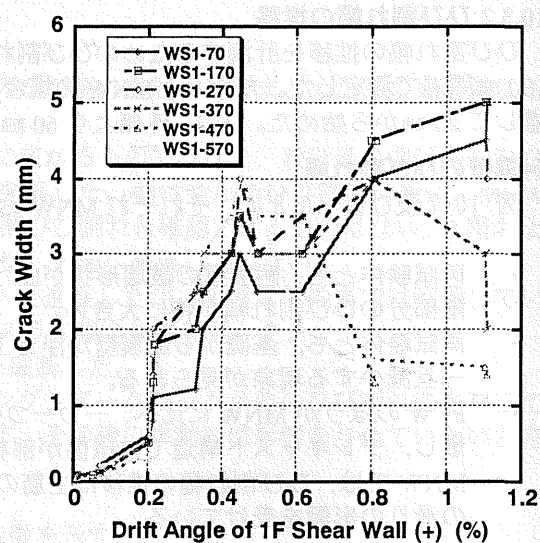


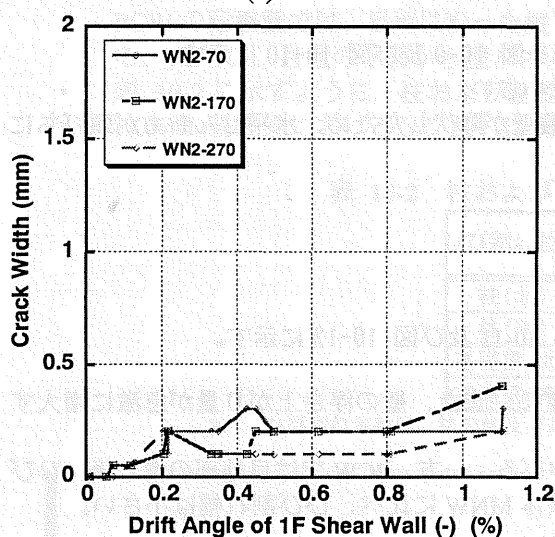
図 10-6 ひび割れ幅測定位置



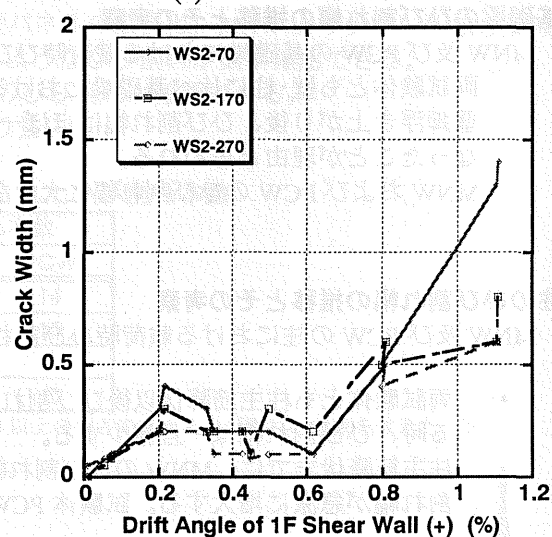
(a) 1 階北側



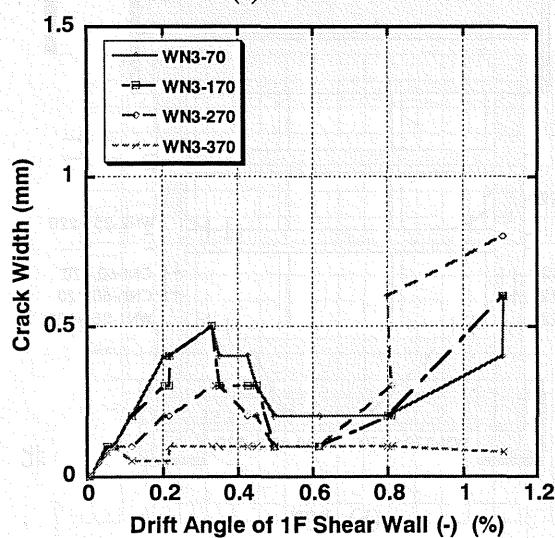
(b) 1 階南側



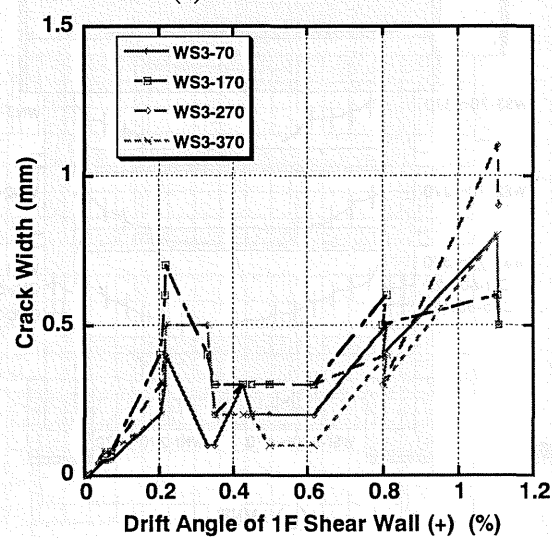
(c) 2 階北側



(d) 2 階南側

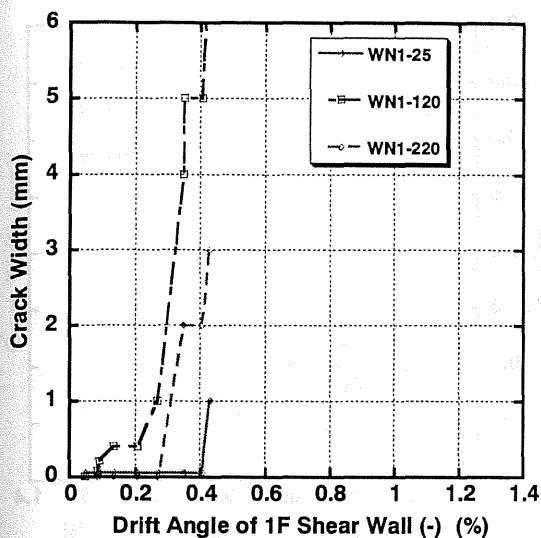


(e) 3 階北側

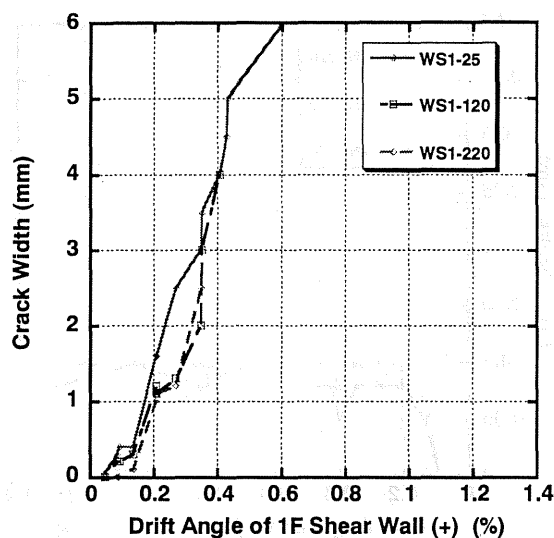


(e) 3 階南側

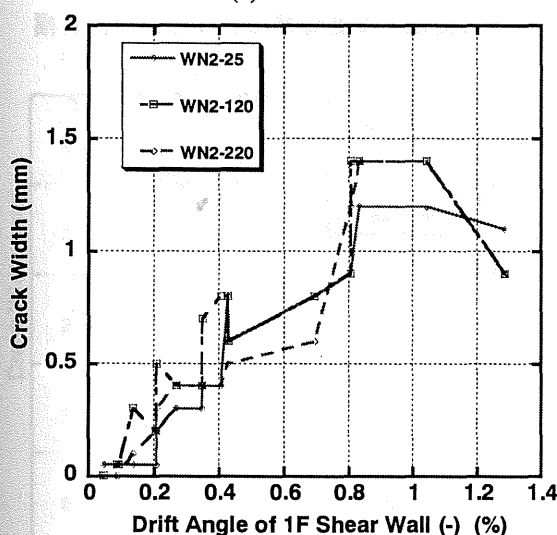
図 10-7 一体型 (MNW) 試験体で 1 階層間変形角に伴って変化する耐震壁のひび割れ幅



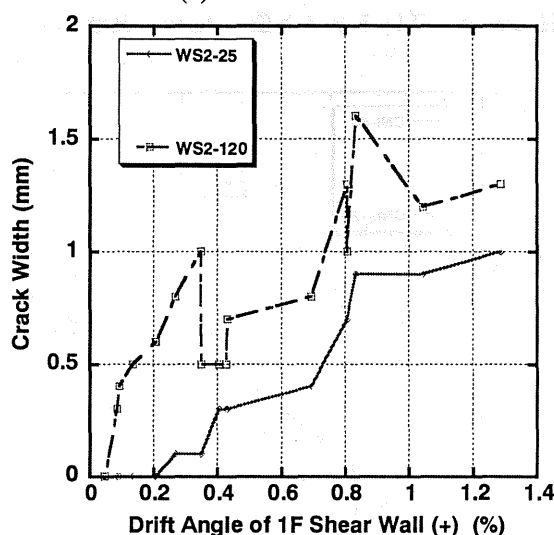
(a) 1 階北側



(b) 1 階南側

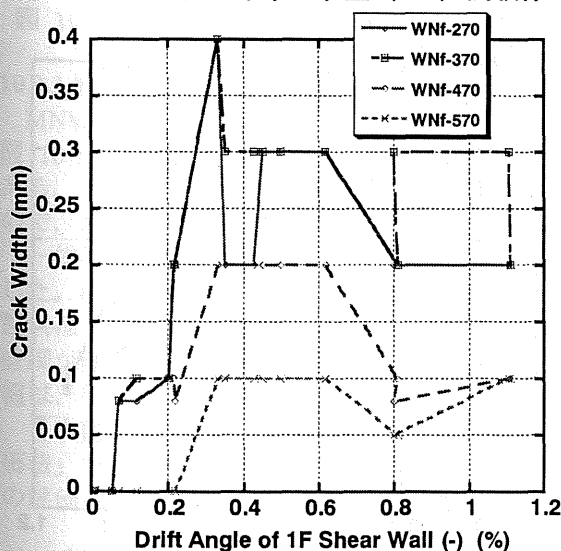


(c) 2 階北側

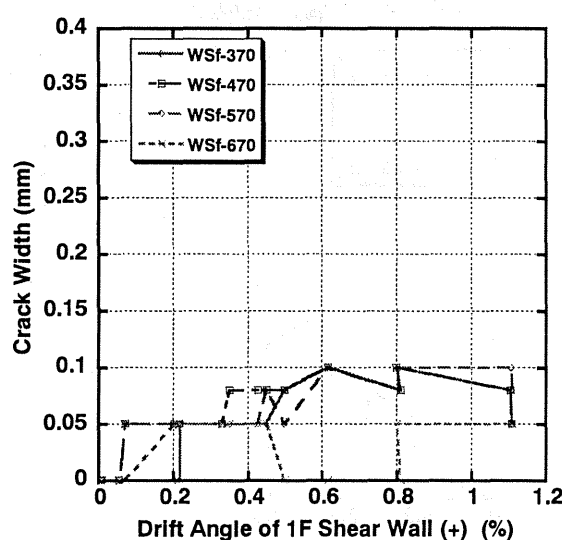


(d) 2 階南側

図 10-8 プレキャスト型 (PCW) 試験体で 1 階層間変形角に伴って変化する耐震壁のひび割れ幅

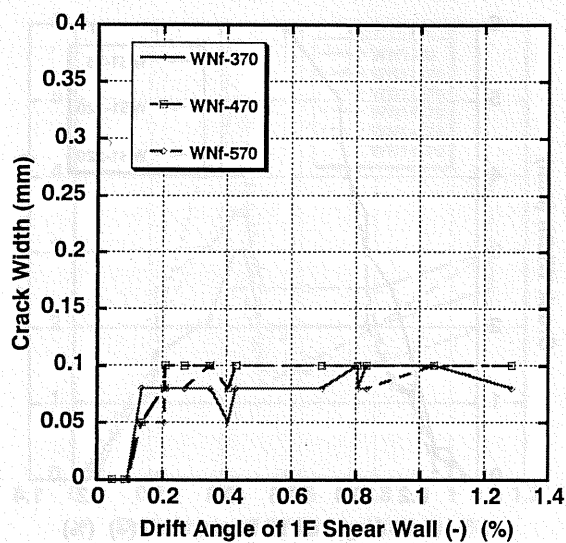


(a) 北側

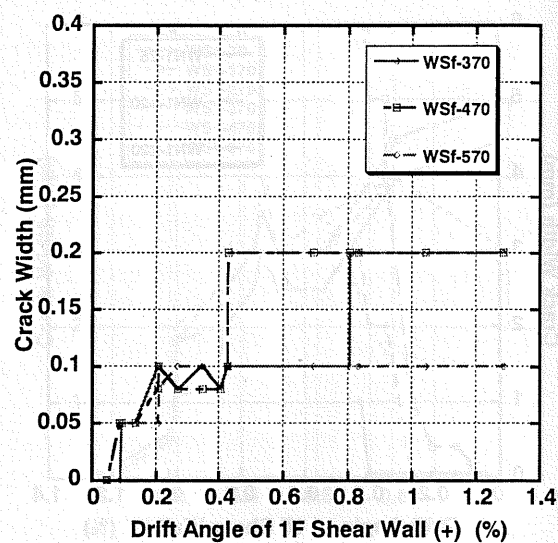


(b) 南側

図 10-9 一体型 (MNW) 試験体で 1 階層間変形角に伴って変化する基礎梁におけるひび割れ幅

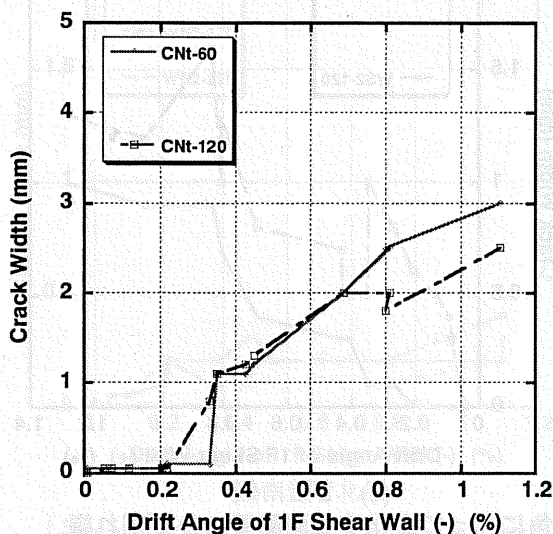


(a) 北側

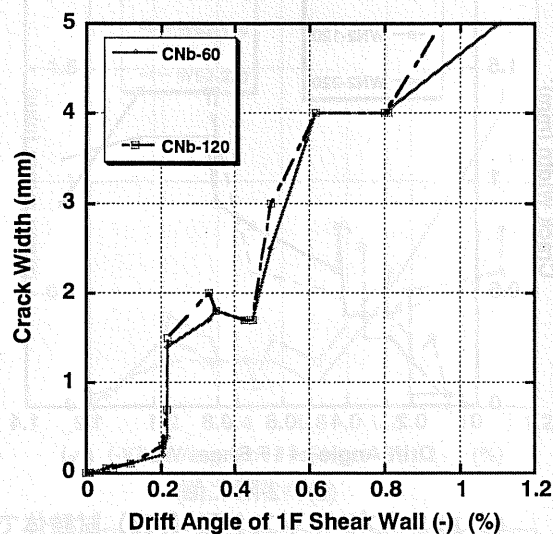


(b) 南側

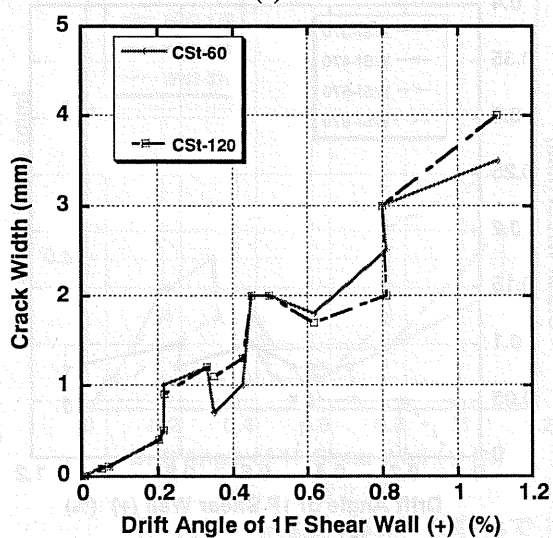
図 10-10 プレキャスト型 (PCW) 試験体で 1 階層間変形角に伴って変化する基礎梁におけるひび割れ幅



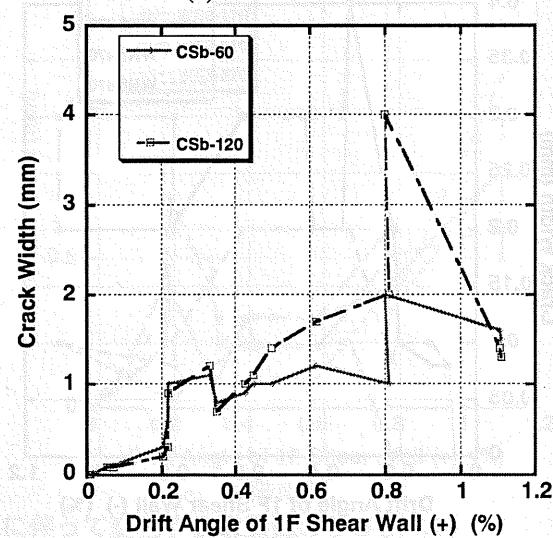
(a) 北側上



(b) 北側下

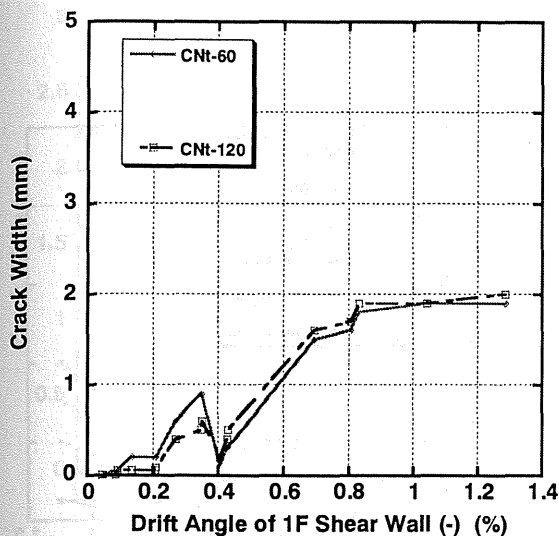


(c) 南側上

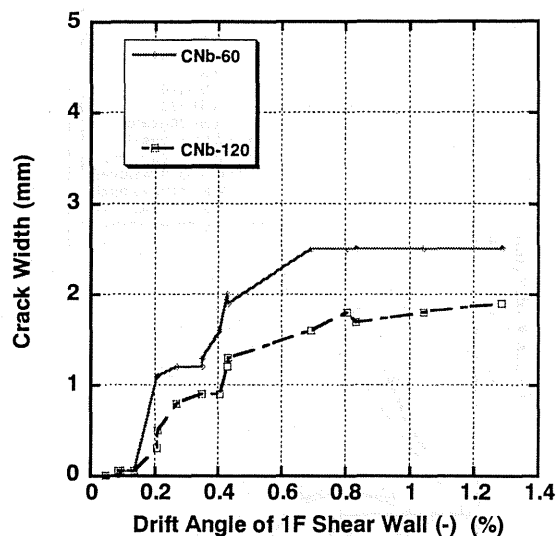


(d) 南側下

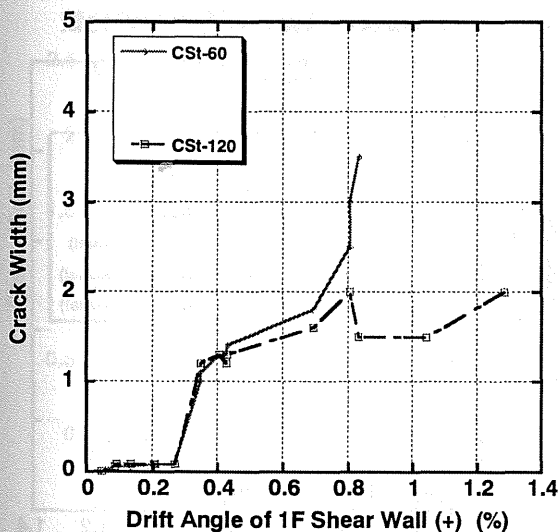
図 10-11 一体型 (MNW) 試験体で 1 階層間変形角に伴って変化する柱におけるひび割れ幅



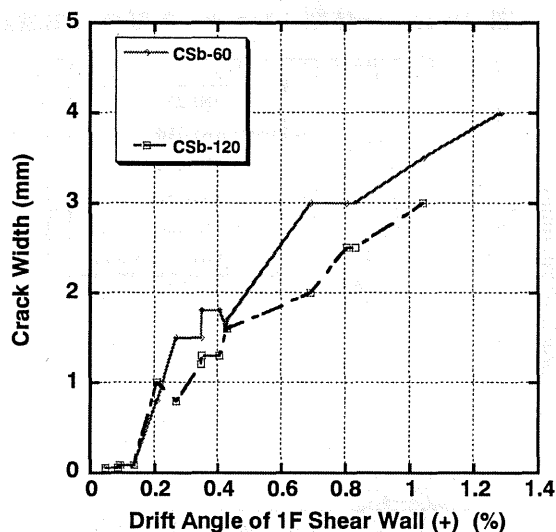
(a) 北側上



(b) 北側下



(c) 南側上



(d) 南側下

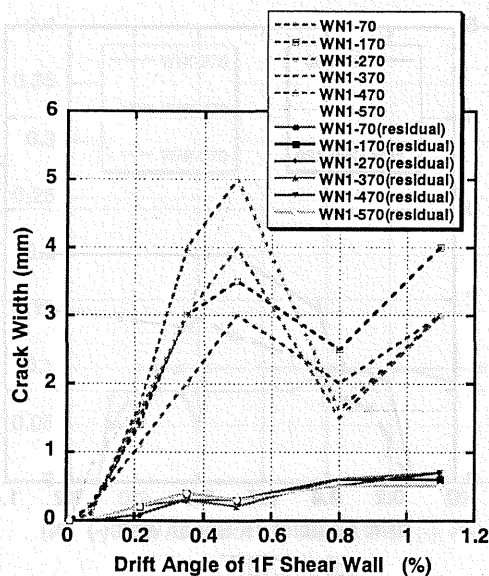
図 10-12 プレキャスト型 (PCW) 試験体で 1 階層間変形角に伴って変化する柱におけるひび割れ幅

10.3.3 載荷時ひび割れ幅と残留ひび割れ幅の推移

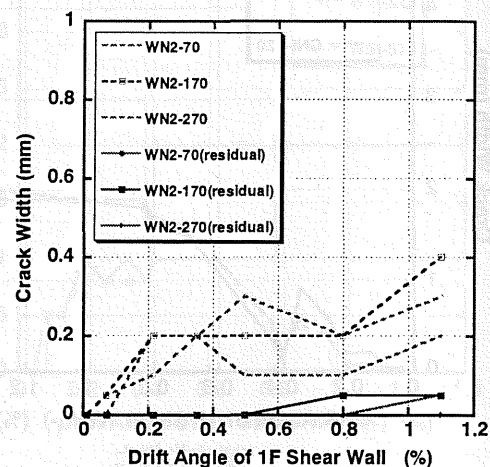
MNW 及び PCW の耐震壁、基礎梁、及び柱の載荷時ひび割れ幅と残留ひび割れ幅の比較を図 10-13 から図 10-16 に示す。載荷時ひび割れ幅は、決められた載荷サイクルで最も変形が大きくなったときの計測値である。ただし、南側の測定値は圧縮後の除荷時での測定のためほとんど閉じており、比較の対象にならないので、北側のデータのみで考察する。

一体打ち壁では、損傷が全体に広がっているが、プレキャスト壁では損傷が目地や壁脚の打継ぎ面に集中した。両試験体とも、載荷時ひび割れ幅は柱の鉄筋降伏後急激に増大するが、残留ひび割れ幅は載荷時ひび割れほど急速に進展しない。柱のひび割れ幅は、今回の試験体では進展が大きい、壁・基礎梁においては壁脚が降伏したあとは、入力が頭打ちとなり、ひび割れ幅も大きくなり、基礎梁における残留ひび割れ幅は、使用限界状態として一般に用いられる 0.2 mm 以内に収まっていた。

日本建築学会・鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針 (案)・同解説における「耐震壁部材の性能評価法」では、残留ひび割れ幅を経験最大ひび割れ幅の半分としているが、本実験に適用するとかなり安全側の評価を与えることが分かる。

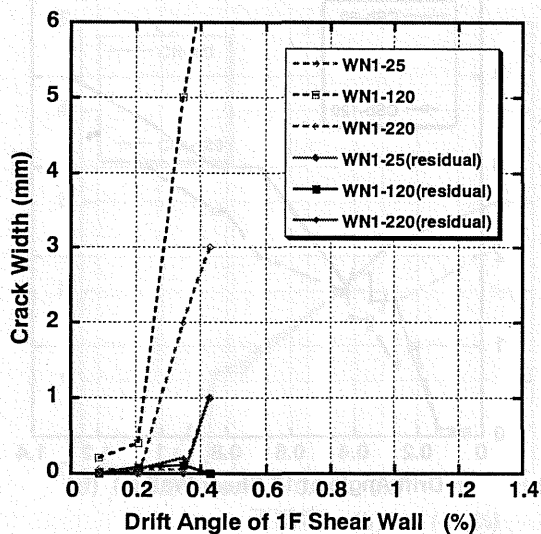


(a) 1 階

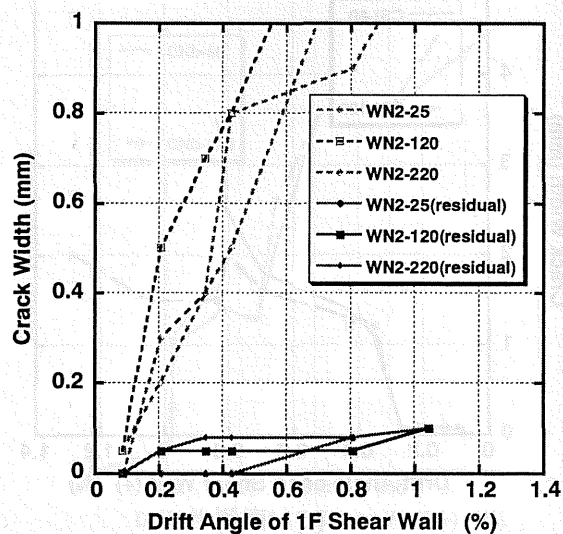


(b) 2 階

図 10-13 一体型 (MNW) 試験体で耐震壁における載荷時ひび割れ幅及び残留ひび割れ幅の比較

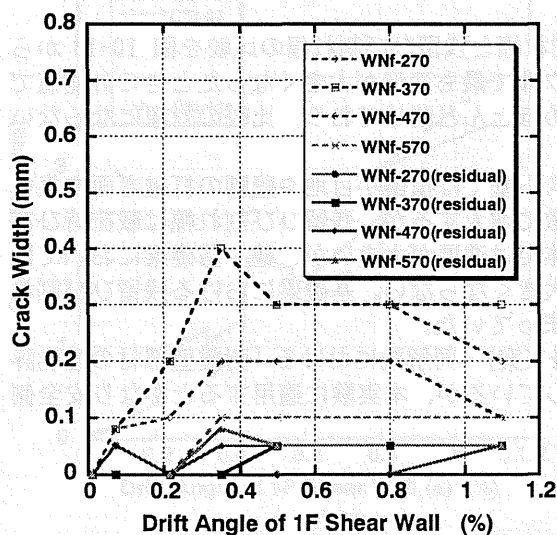


(a) 1 階

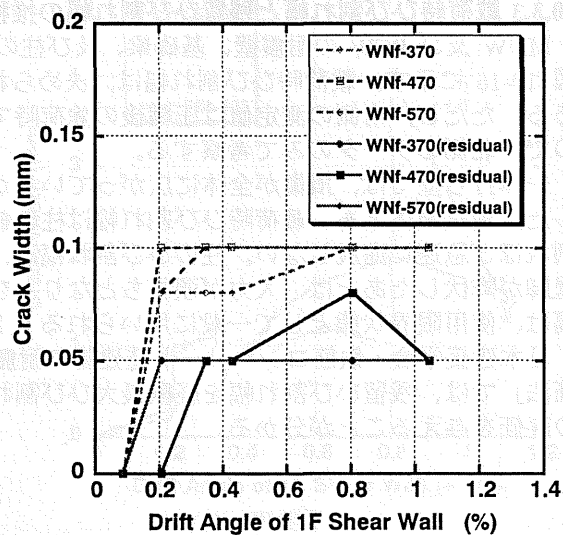


(b) 2 階

図 10-14 プレキャスト型 (PCW) 試験体で耐震壁における載荷時ひび割れ幅及び残留ひび割れ幅の比較

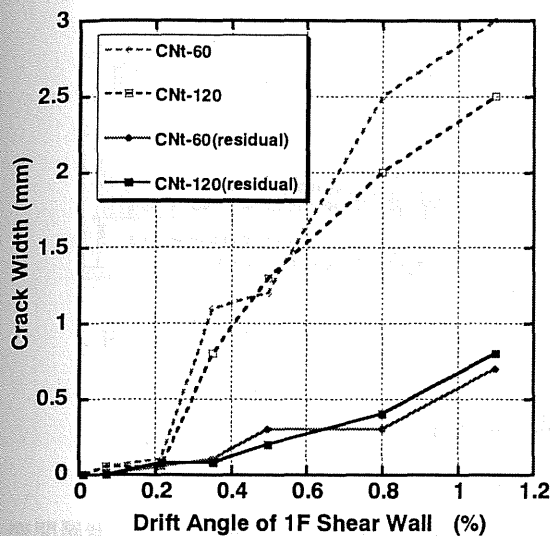


(a) MNW

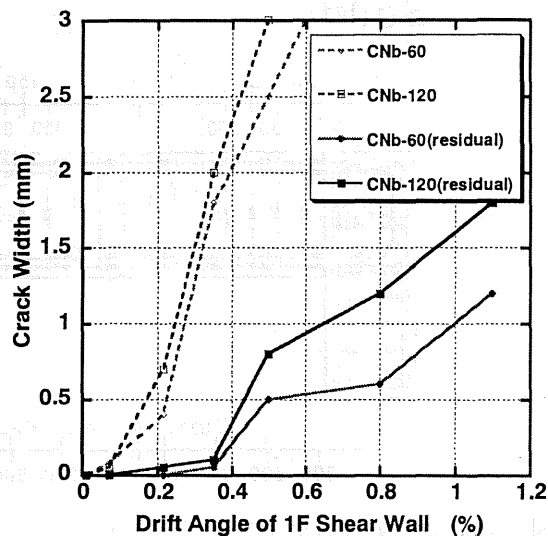


(b) PCW

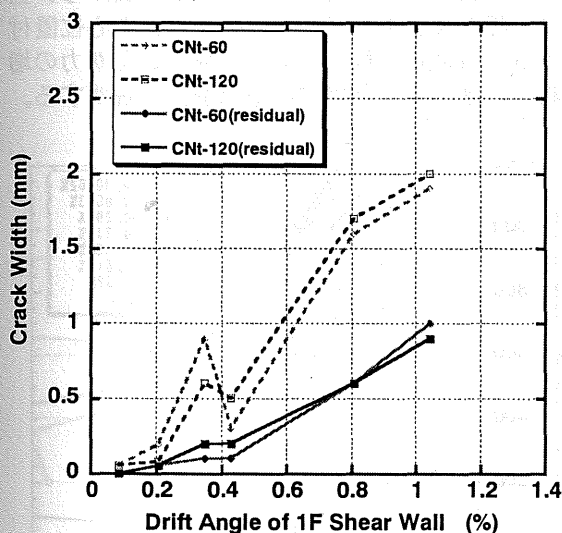
図 10-15 基礎梁における載荷時ひび割れ及び残留ひび割れ幅の比較



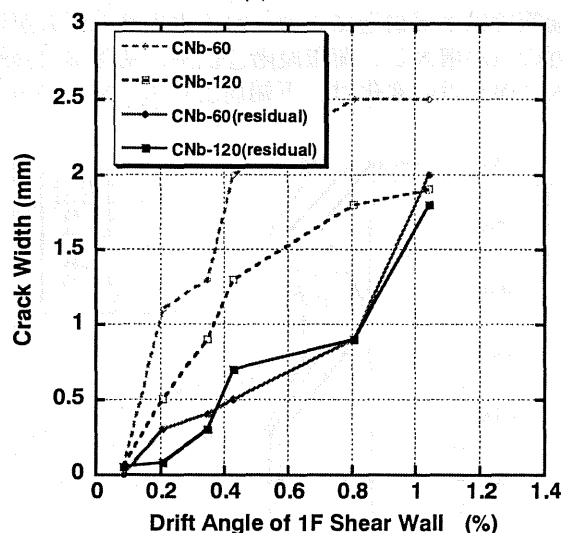
(a) MNW 上



(b) MNW 下



(c) PCW 上



(d) PCW 下

図 10-16 柱における載荷時ひび割れ幅及び残留ひび割れ幅の関係

10.4. 鉄筋の歪分布

以下に、柱主筋、基礎梁主筋、基礎梁せん断補強筋、壁縦補強筋、スラブスパン方向補強筋の歪分布に関して説明する。

10.4.1 引張側柱主筋の高さ方向ひずみ分布

図 10-17 に、引張側柱主筋の高さ方向ひずみ分布を示す。主筋の歪ゲージは、各階に 2 箇所ずつ貼付した。図 10-17 (b)を除いて、壁脚の回転に伴う主筋の降伏は、スラブ上面から約 600 mm~700 mm 程度の高さまでに収まっている。ただし、図 10-17 (b)では 1000 mm 程度の高さまで降伏が進展している。なお、凡例に示すのは、1F 層間変形角である。

10.4.2 基礎梁主筋の歪分布

図 4-7 及び図 4-8 に、基礎梁主筋位置に貼付したゲージから得られた歪分布の推移を示す。

South North

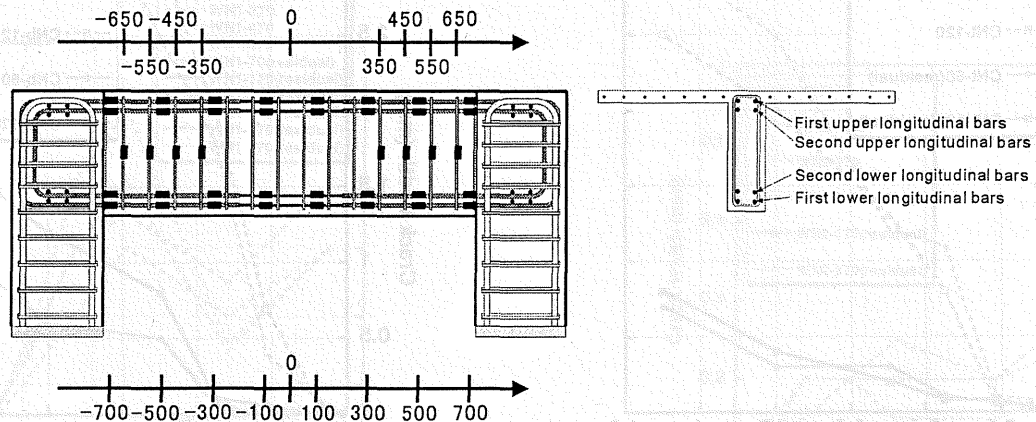
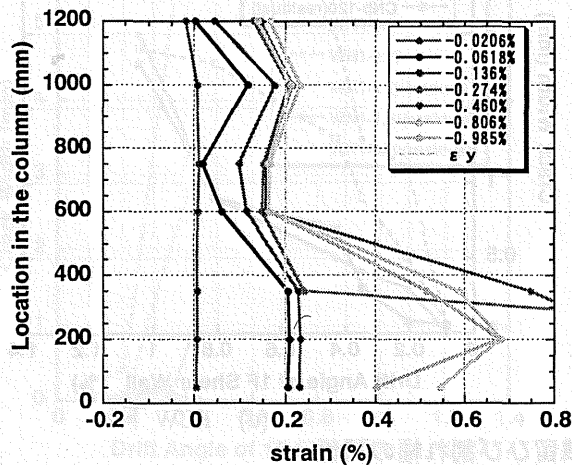
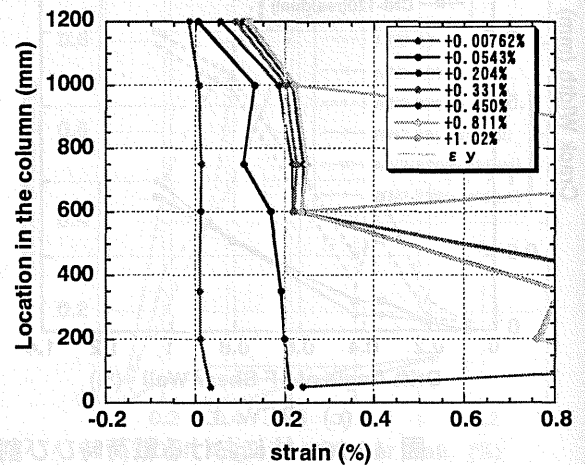


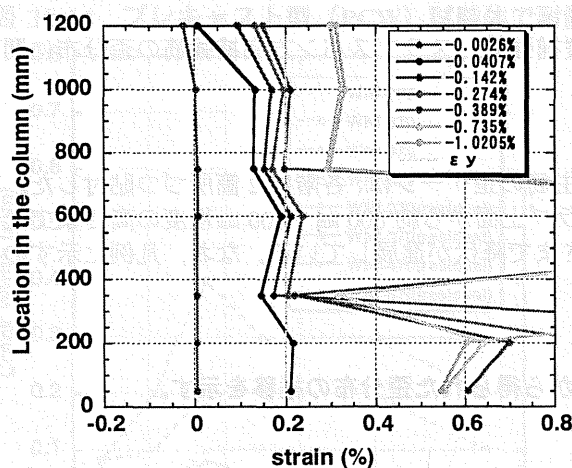
図 4-6 には、貼付した歪ゲージ位置を示す。図示した荷重段階は、凡例に示す水平せん断力及び 1 階層間変形角である。図の横軸は、基礎梁スパン中央位置からの水平距離を北側を正方向として示す。両図から、上端筋では上部構造に入力される水平せん断力が増大するにつれ、荷重段階④までは基礎梁スパン中心位置付近の歪が増大し、荷重段階⑤以降、基礎梁引張端の歪が増大する傾向が見られた。また、水平せん断力の増大に伴う歪の変化は、下端筋よりも上端筋の方が大きい。これらの理由は、基礎梁の応力解析で説明する。



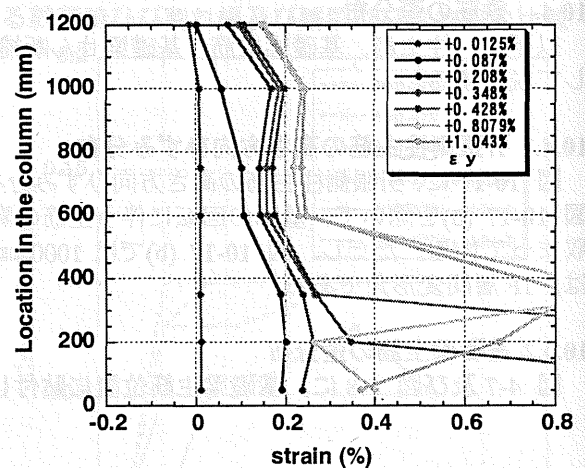
(a) MNW 北側



(b) MNW 南側



(c) PCW 北側



(d) PCW 南側

図 10-17 引張側柱主筋の高さ方向ひずみ分布

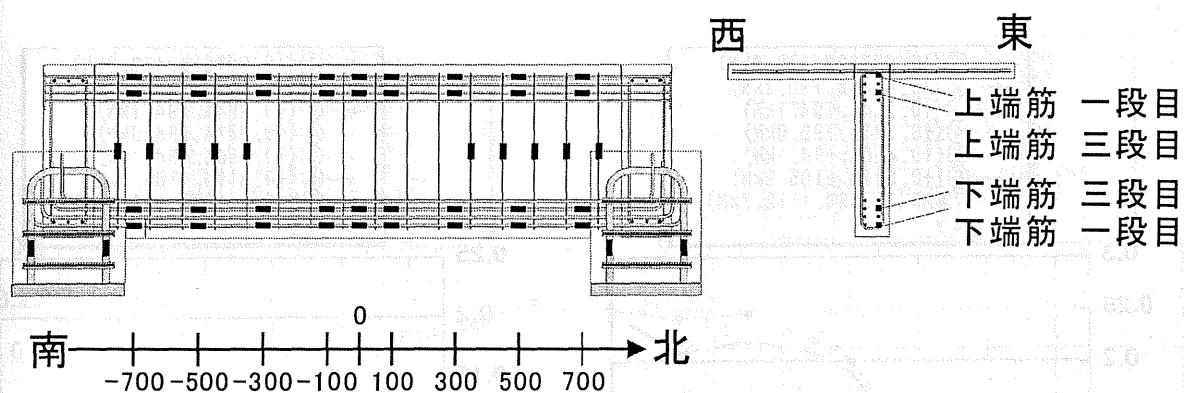
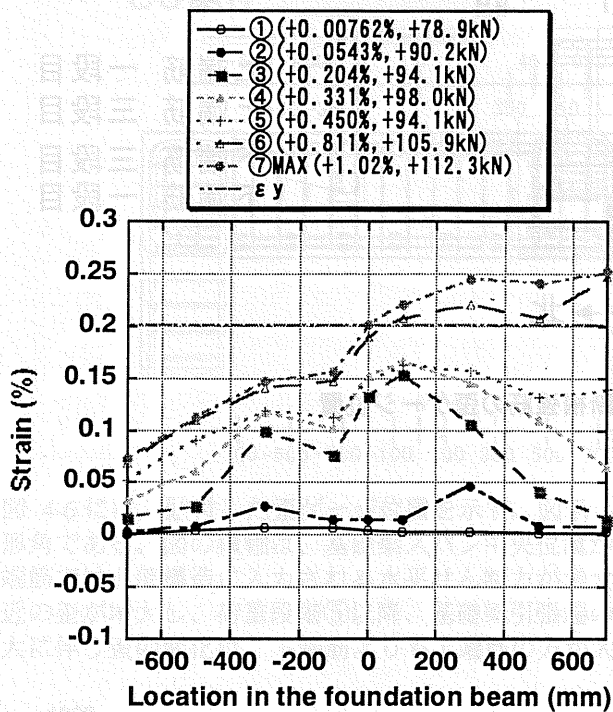
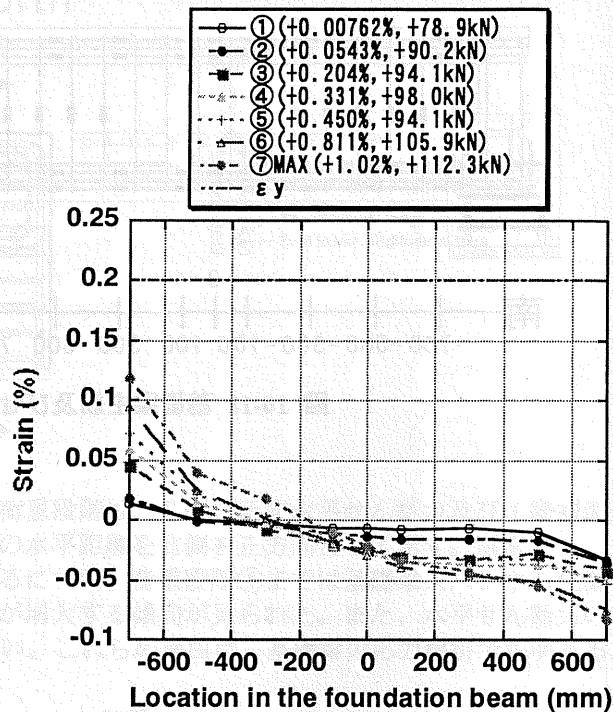


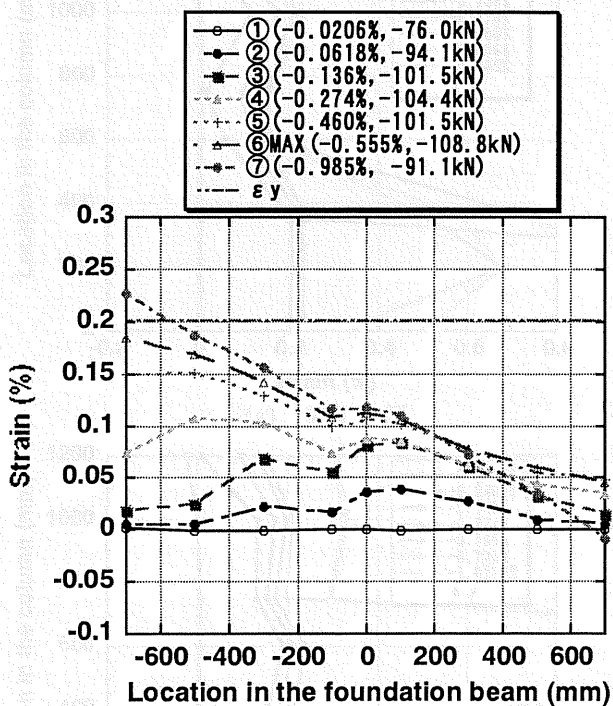
図 10-18 基礎梁主筋及びせん断補強筋の歪ゲージ位置



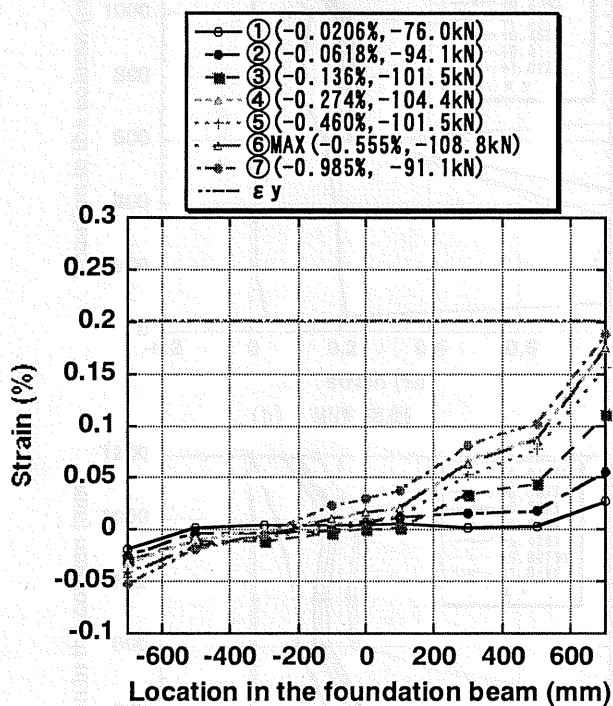
(a) 正方向載荷時上端1段目



(b) 正方向載荷時下端1段目

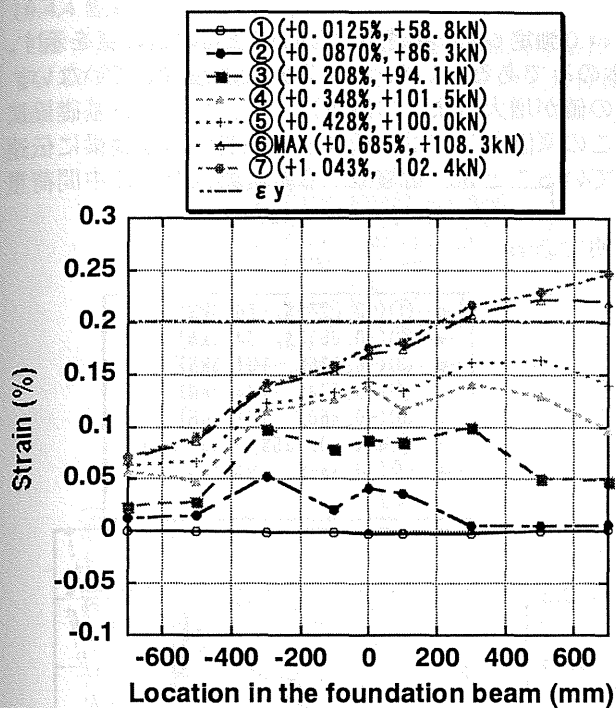


(c) 負方向載荷時上端1段目

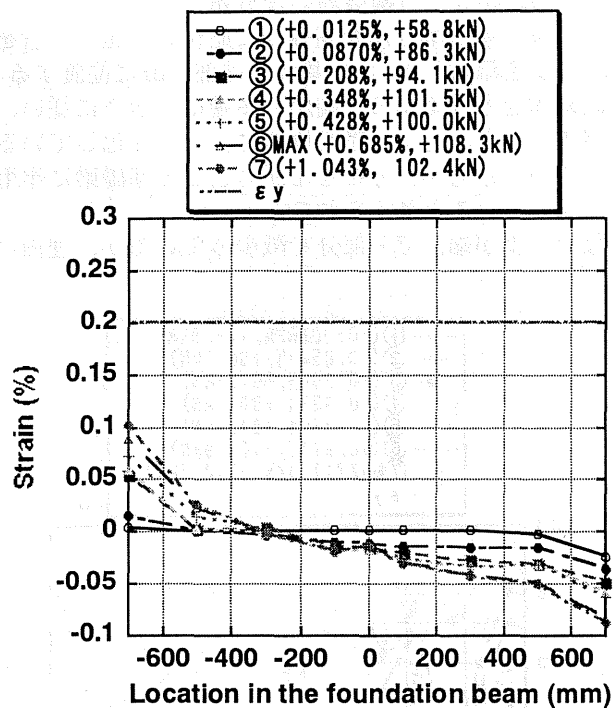


(d) 負方向載荷時下端1段目

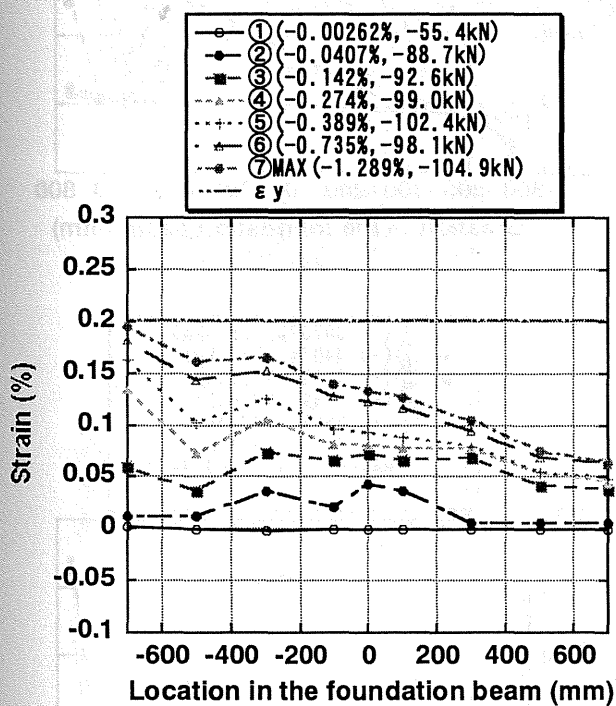
図 10-19 MNW における基礎梁主筋の歪分布



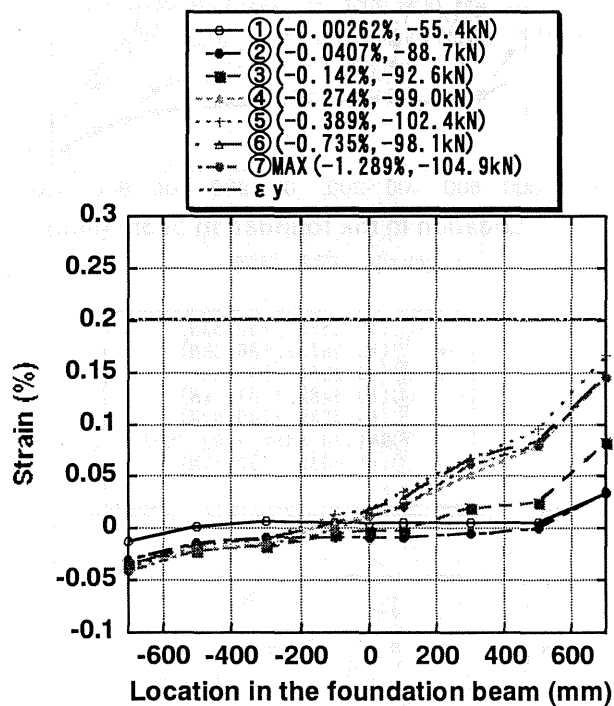
(a) 正方向載荷時上端1段目



(b) 正方向載荷時下端1段目



(c) 負方向載荷時上端1段目



(d) 負方向載荷時下端1段目

図 10-20 PCW における基礎梁主筋の歪分布

10.4.3 基礎梁せん断補強筋の歪分布

図 4-9 に基礎梁せん断補強筋に貼付した歪ゲージを用いて測定した、基礎梁せん断補強筋の歪の値を示す。歪ゲージを添付したのは、基礎梁端部 75 mm に位置する 7 本のみである。スパン中央部分には貼付していない。両試験体とも基礎梁の一端から多端にむかうに従い、歪の値が増大（または減少）する。つまり、基礎梁に作用するせん断力は基礎梁位置によって変化している。この原因としては、壁脚縦補強筋から基礎梁に伝達される引上げ力が、分布せん断力として基礎梁に作用していること等、耐震壁から基礎梁スパンに中間荷重が作用していると考えられる。

なお、歪が端部で一部分で減少しているが、理由は不明である。

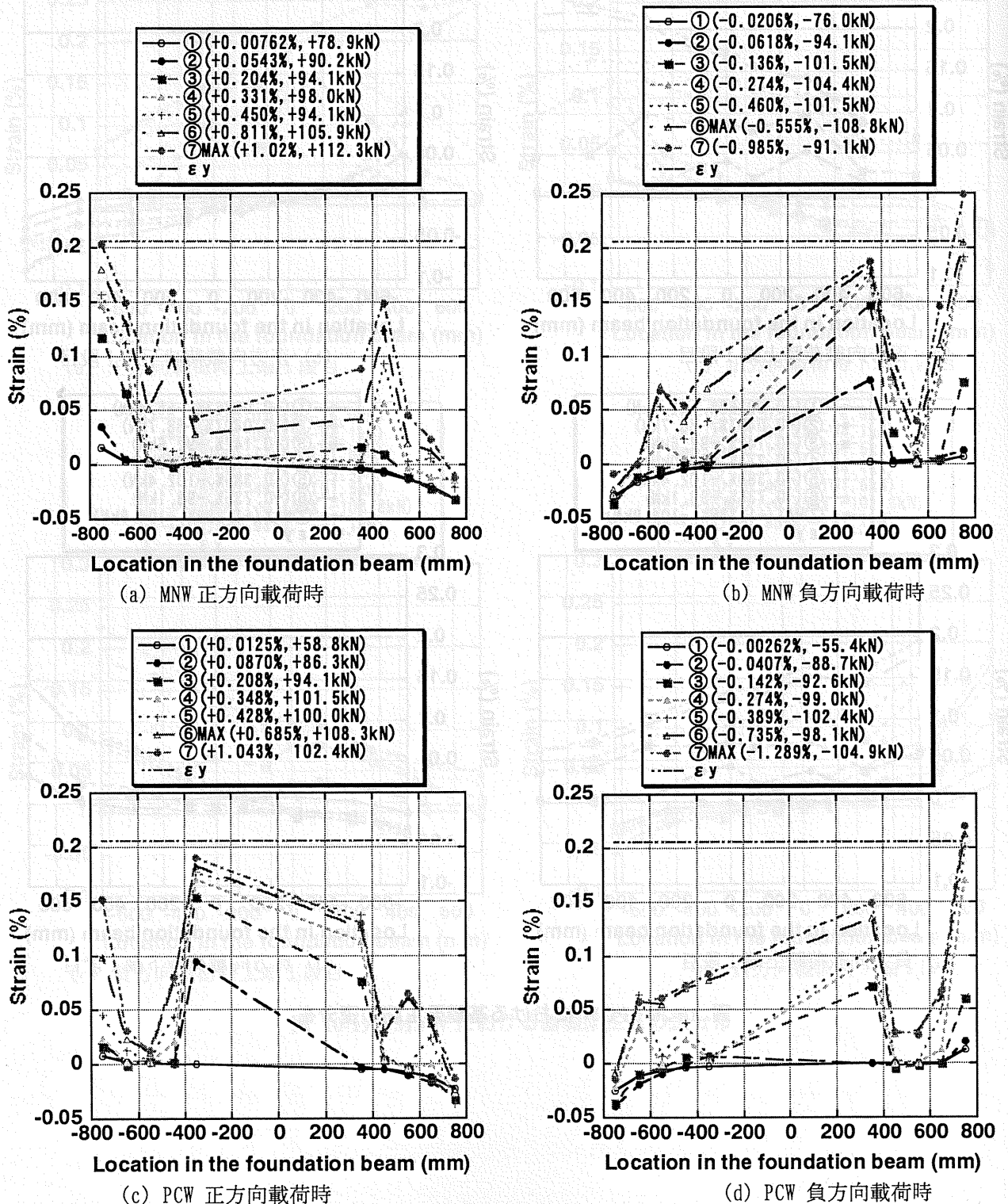


図 10-21 基礎梁スパン方向補強筋の歪分布

10.4.4 壁縦補強筋の歪分布

図 4-10 に床スラブ面から高さ 100 mm 地点に貼付した歪ゲージを用いて測定した、壁縦補強筋の歪の値を示す。なお、図の横軸 0 mm は耐震壁のスパン中央位置を示している。また、北側が正座標、南側が負座標となる。

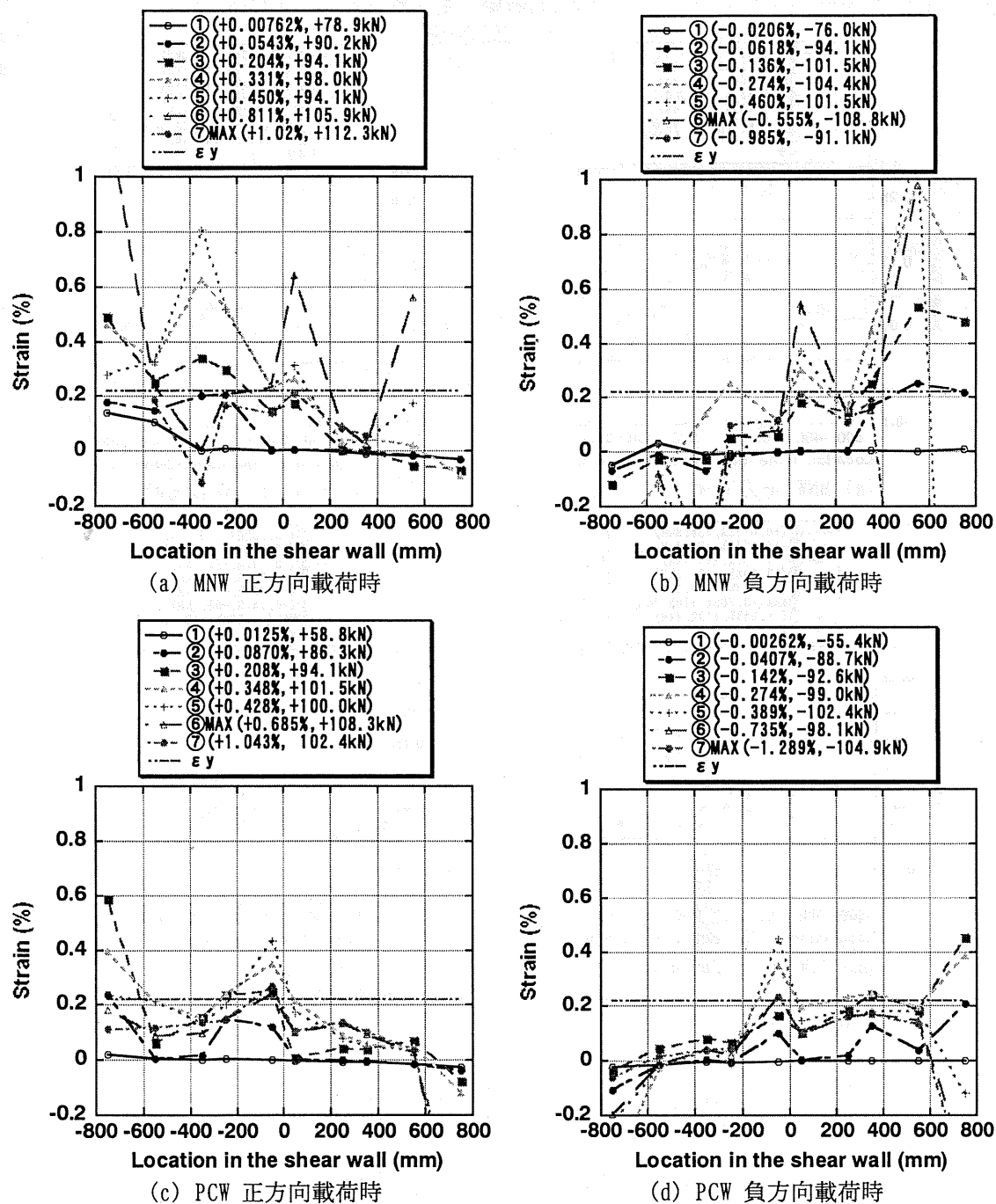


図 10-22 壁縦補強筋の歪分布

10.4.5 スパン方向のスラブ補強筋の歪分布

スパン方向のスラブ筋歪分布を図 4-11 に示す。歪は、図 4-12 に示す床スラブ補強筋に貼付した歪ゲージをスパン中央からの距離が等しいゲージで平均化したものである。基礎梁の上端筋の歪分布と同様に、上部構造に入力される水平せん断力が増大するにつれ、まず基礎梁スパン中心付近の歪の値が増大し、その後、基礎梁端部の歪の値が増大していく傾向が見られる。スパン方向歪のスパン直交方向における分布は、次項に示す。

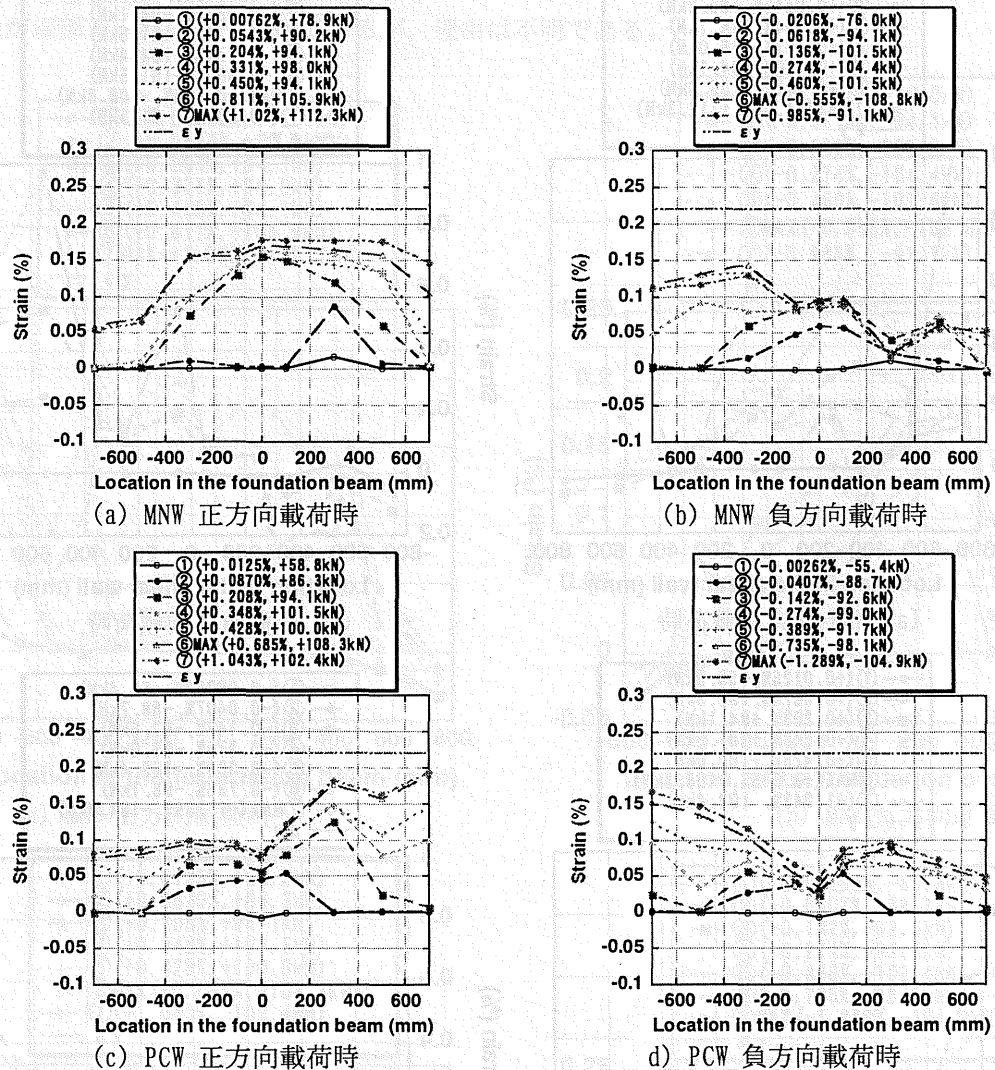


図 10-23 スラブ筋の平均歪分布

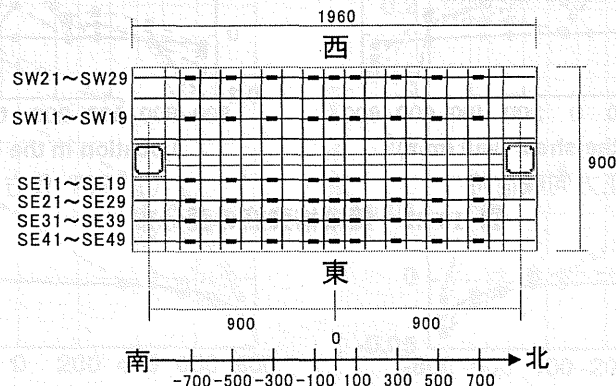


図 10-24 スラブの歪ゲージ設置位置

10.4.6 基礎梁とスラブの平面保持について

図 4-13 に基礎梁とスラブの断面図を示す。現設計法では基礎梁の設計を行う場合、スラブの影響を無視するが、実際には基礎梁とスラブは一体となって軸力や杭からの曲げ戻しモーメントに抵抗していると考えられる。

そこで、スラブの有効幅について検討する為に、図 4-15 に上部水平せん断力最大時の基礎梁の各断面位置におけるスパン方向スラブ補強筋の歪分布を示す。横軸は、図 4-13 に示すように、基礎梁中心から東方向への距離をmm単位で示す。図 4-15 より、ほぼ全断面に渡って、スラブ補強筋の歪分布が均一になっており、応力伝達が全断面で一様に行われている事が分かる。

次に、スラブ補強筋とほぼ同じ高さに位置する基礎梁の上端一段目主筋とスラブ筋のひずみ分布を比較するため、図 4-16 及び図 4-17 にスラブ補強筋の平均歪分布及び基礎梁主筋上端一段目のひずみ分布を示す。両試験体とも、特に水平せん断力最大時において、楕円で囲んだ圧縮側杭頭付近の広い範囲で、スラブ補強筋の平均歪が基礎梁主筋上端一段目の歪を下回る。つまり、スラブ補強筋が基礎梁と完全に平面保持の仮定に従って外力に抵抗しているわけではない。

杭とスラブの接合形状が異なる昨年の実験では、スラブのスパン方向補強筋の平均歪が基礎梁主筋上端一段目の歪を上回っており、基礎梁とスラブはほぼ一体となって挙動したと考えられる。したがって、図 4-14 に示すように、杭とスラブの接合部の剛性が高かった昨年の実験と比較して、本実験では杭とスラブの接合部剛性が低く、終局状態ではスラブの寄与が多少弱まっていると考えられる。

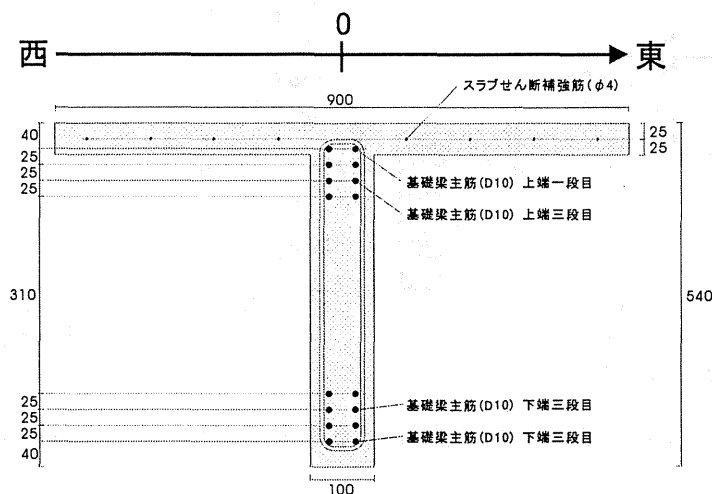
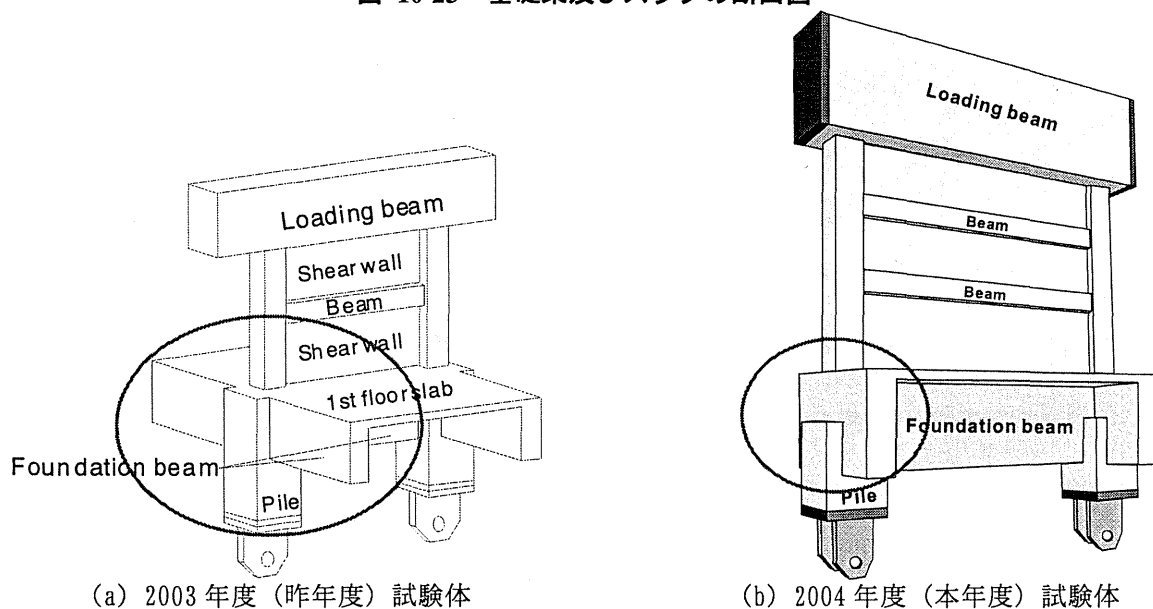


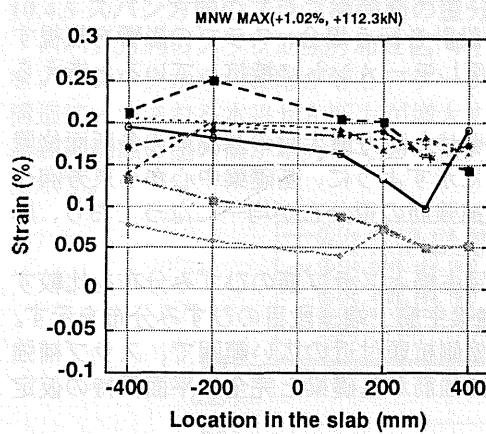
図 10-25 基礎梁及びスラブの断面図



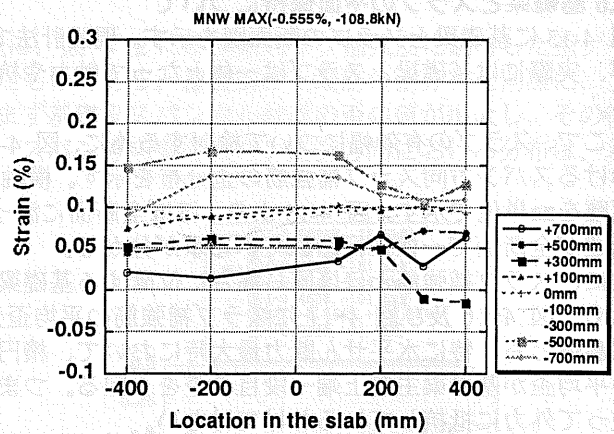
(a) 2003 年度（昨年度）試験体

(b) 2004 年度（本年度）試験体

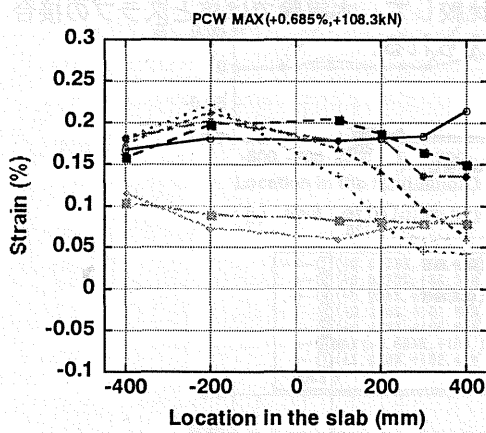
図 10-26 杭とスラブの接続状況



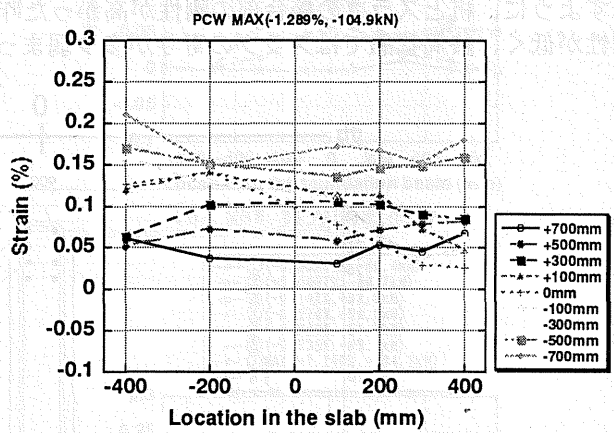
(a) MNW 正方向載荷時



(b) MNW 負方向載荷時

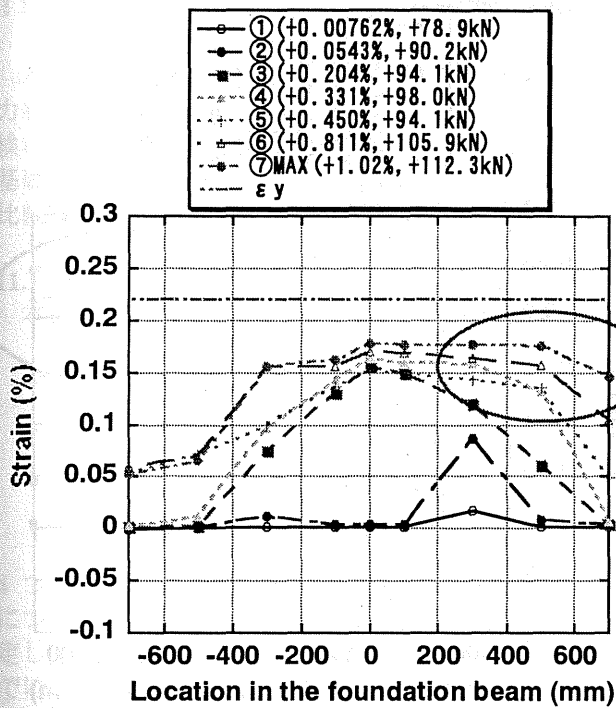


(c) PCW 正方向載荷時

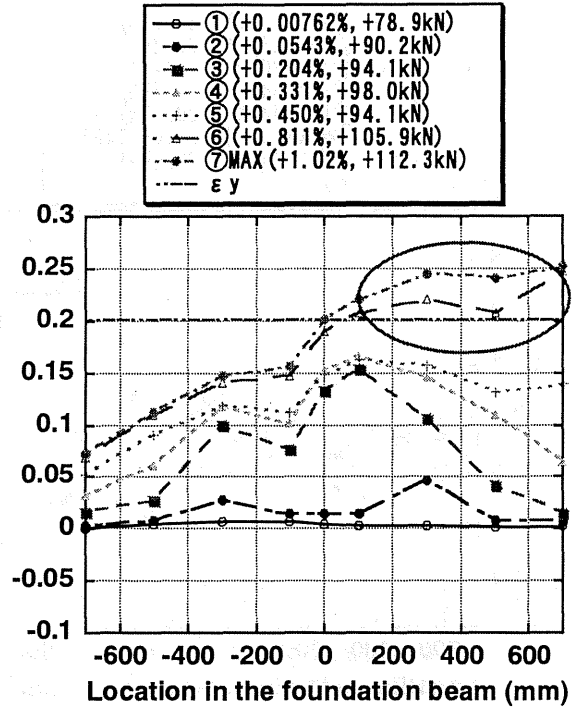


(d) PCW 負方向載荷時

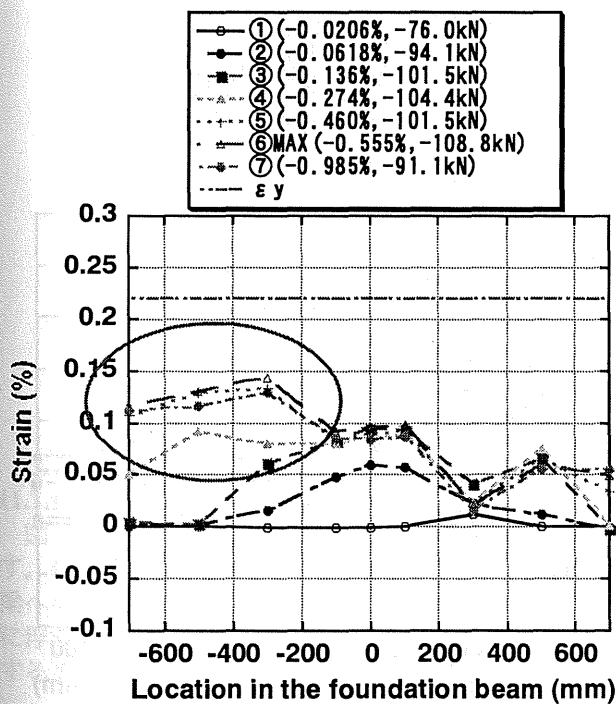
図 10-27 基礎梁の各断面位置におけるスラブスパン方向補強筋の歪分布



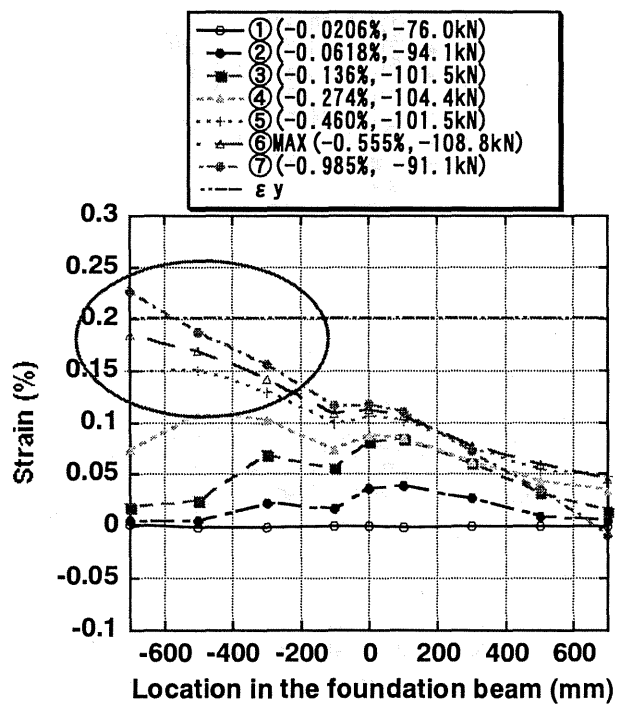
(a) 正方向載荷時 スラブ筋平均分布



(b) 正方向載荷時 基礎梁歪分布

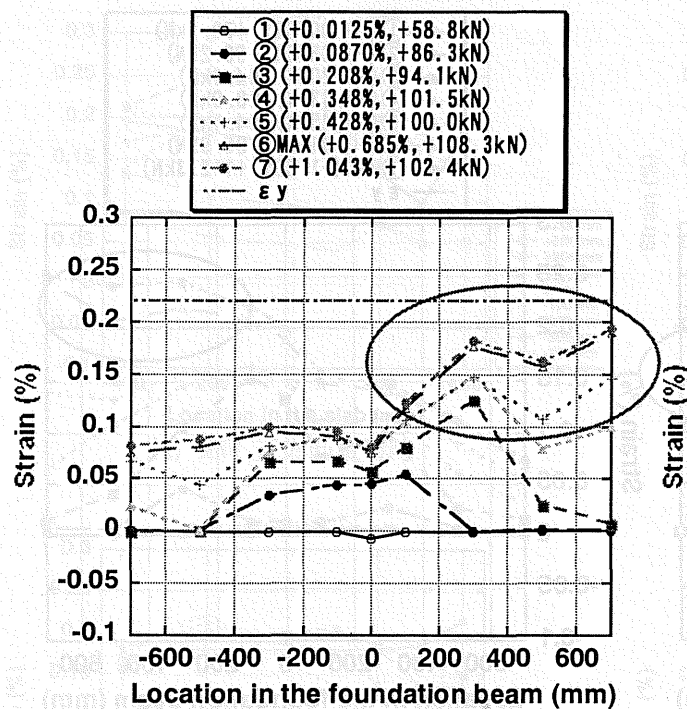


(c) 負方向載荷時 スラブ筋平均分布

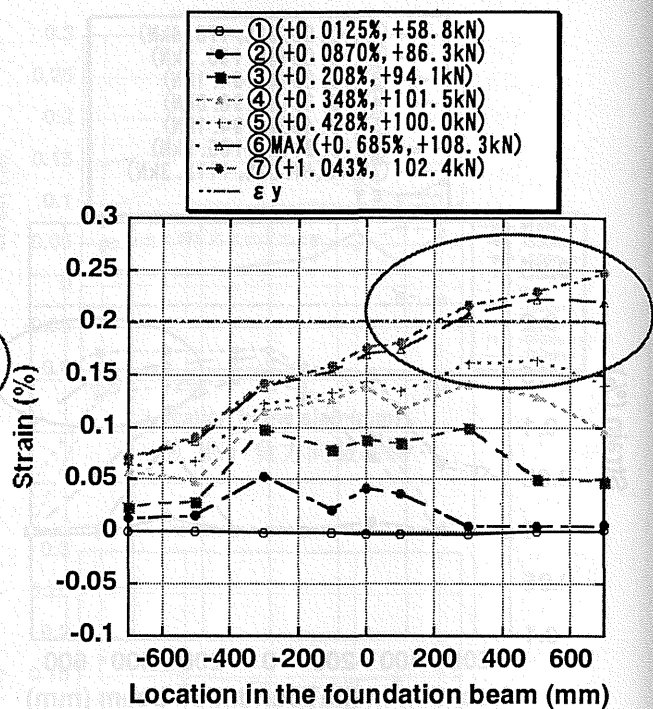


(d) 負方向載荷時 基礎梁歪分布

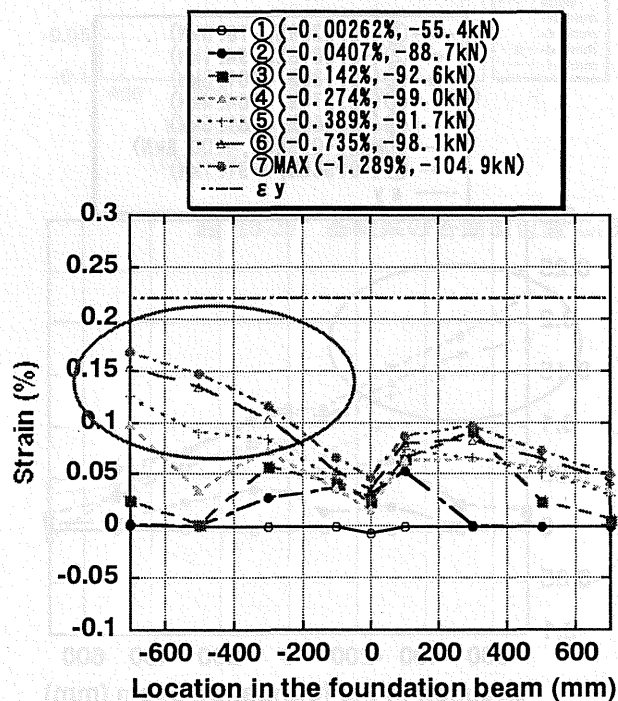
図 10-28 MNW における基礎梁主筋上端一段目の歪分布及びスラブのスパン方向補強筋の平均歪分布



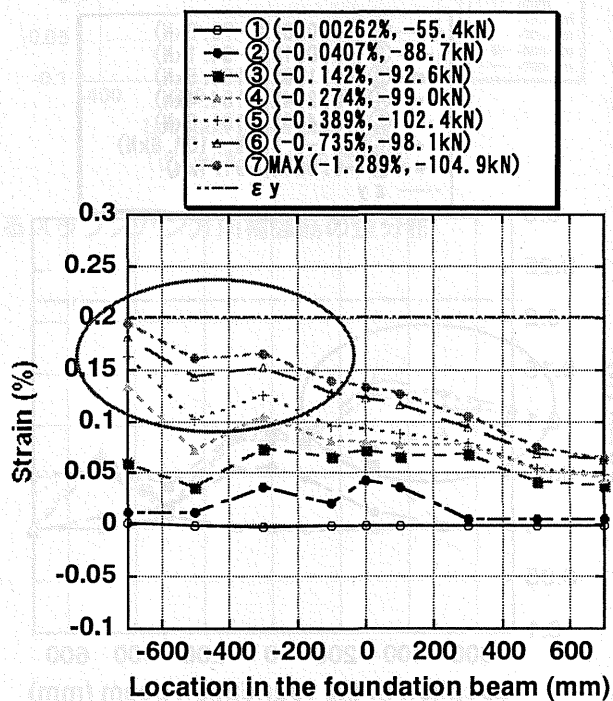
(a) 正方向載荷時 スラブ筋平均分布



(b) 正方向載荷時 基礎梁歪分布



(c) 負方向載荷時 スラブ筋平均分布



(d) 負方向載荷時 基礎梁歪分布

図 10-29 PCW における基礎梁主筋上端一段目の歪分布及びスラブスパン方向補強筋の平均歪分布

11. 2003 年度解析 1 : 基礎梁の応力状態予想

本章では、実験から得られた損傷状況や補強筋の歪分布を基に、荷重の増加に伴って変化する基礎梁の応力状態をモデル化する。得られたモデルに基づいて断面解析から基礎梁主筋の歪を予想し、実験結果と比較検討を行うことで、耐震壁・基礎梁・杭の相互作用を考慮した水平せん断力抵抗機構を解明する。5.1 節では基礎梁に作用する外力について考察し、5.2 節では解析モデルから得られた基礎梁主筋の歪分布を実験結果と比較検討する。

11.1. 基礎梁に作用する外力と対応する応力状態

本節では、基礎梁に作用する軸力とモーメントは次の 4 つと仮定した。

- (5) 壁脚から基礎梁上面に伝達されるせん断力により、基礎梁に生じる軸力 N
- (6) 杭からの曲げ戻しモーメント M_p
- (7) 壁の回転に伴う壁縦補強筋からの引上げ作用により生じるモーメント M_w
- (8) 壁脚から基礎梁に伝達されるせん断力が、基礎梁上面に偏心して作用するために生じるモーメント M_q

4 つの応力は、壁脚の浮上りの程度によってその分布や大きさが変化する。そこで、まず壁脚の浮上りについて考察する。図 5-1 に壁脚の浮上りモデルを示す。水平せん断力は、紙面左から右に作用すると仮定している。影の部分では、壁脚は浮き上がっておらず基礎構造に水平せん断力が伝達されるが、白い部分では、壁脚が浮き上がり、水平せん断力を伝達する事ができない。荷重の増加に従い、図の上から下へと壁脚断面の接触状況が変化するのはである。なお、浮き上がりの程度を表すため、白い部分の耐震壁断面に対するスパン方向長さの比を各断面図の左側に示した。

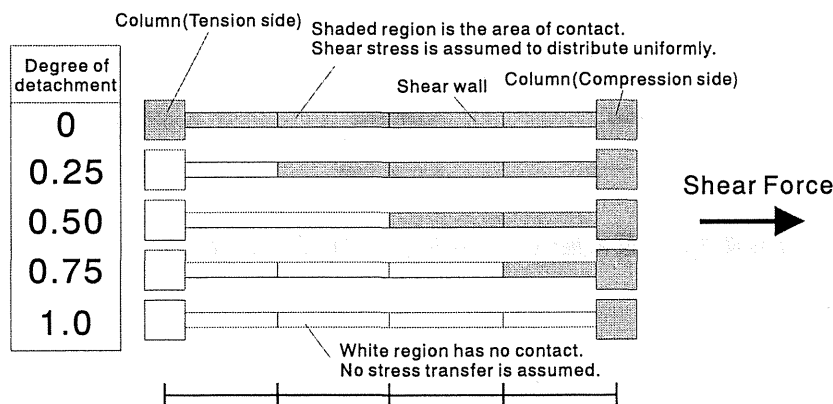


図 11-1 上部構造の浮き上がりモデル

11.1.1 基礎梁の軸力分布 N_q

図 5-2 に壁脚から基礎梁に伝達される水平せん断力の分布と、この結果基礎梁に生じる軸力分布 N_q を示す。但し、壁脚が接触する部分ではせん断力は一様に伝達されると仮定した。壁脚の浮き上がりにより基礎梁へのせん断力伝達領域が減少し、基礎梁の軸力分布が変化することがわかる。終局状態で壁脚がほぼ完全に浮き上がり、圧縮側柱脚のみで水平せん断力の伝達が行われれば、基礎梁の全領域に引張軸力 $0.3Q$ が作用する事になる。

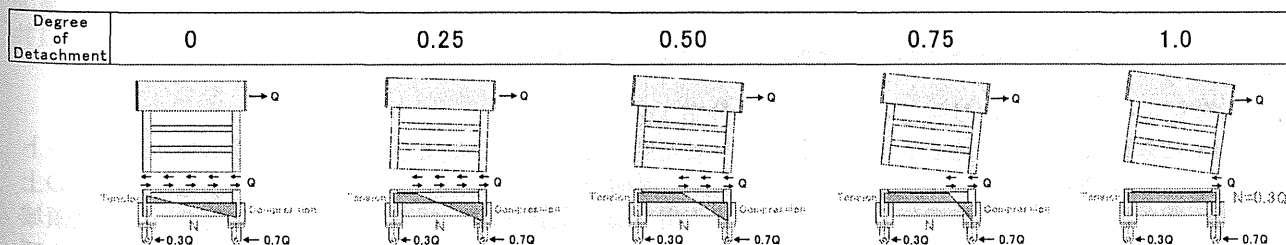


図 11-2 水平せん断力 Q と基礎梁の軸力分布 N_q

11.1.2 杭からの曲げ戻しによるモーメント分布 M_p

図 5-3 に杭からの曲げ戻しによるモーメント分布 M_p を示す。基礎梁端部におけるモーメントは、杭に作用する水平せん断力と支持点から基礎梁中心高さまでの距離 (750mm) の積として求め、基礎梁スパンでは両端のモーメントを線形補間している。つまり、柱や耐震壁は曲げに対して寄与しないと仮定している。

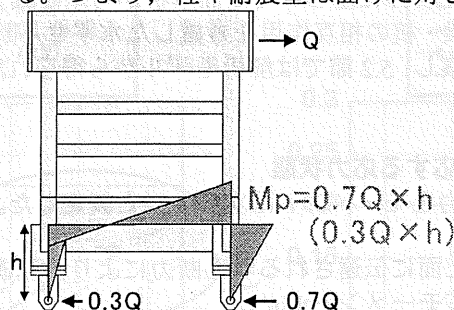


図 11-3 杭からの曲げ戻しモーメント分布 M_p

11.1.3 壁縦補強筋の引上げによるモーメント分布 M_w

図 5-4 に、壁縦補強筋の引上げにより生じるモーメント分布 M_w を示す。壁脚降伏後については、壁脚浮き上がり部分の壁縦補強筋は降伏しているものとし、まだ浮き上がっていない部分については、圧縮側柱中心位置の応力を 0 として線形補間を行った。また、壁脚降伏前の歪分布については、図 5-5 に示すように、浮き上がり定数を 0 とし、引張側柱中心位置における柱主筋の歪の値を、水平荷重と壁脚降伏時の水平荷重の比から求め、圧縮側柱中心位置の歪を 0 として、線形補間することで求めた。

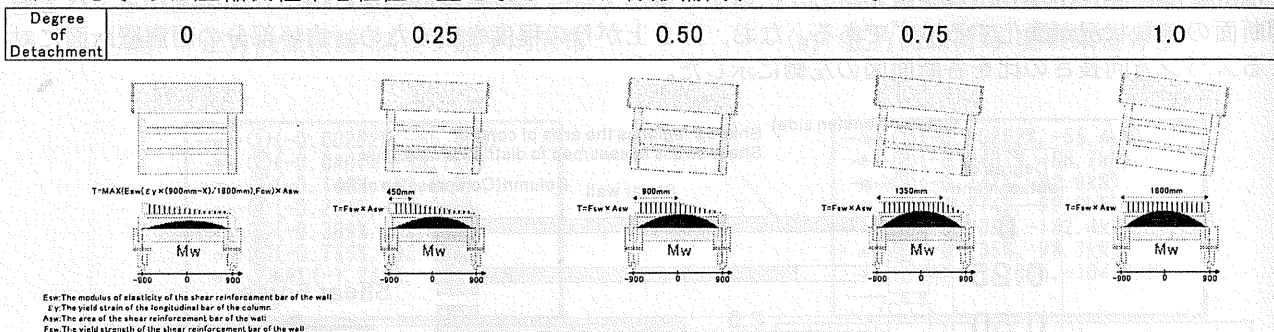


図 11-4 壁脚降伏後の壁縦補強筋の引き上げ力による基礎梁モーメント分布 M_w

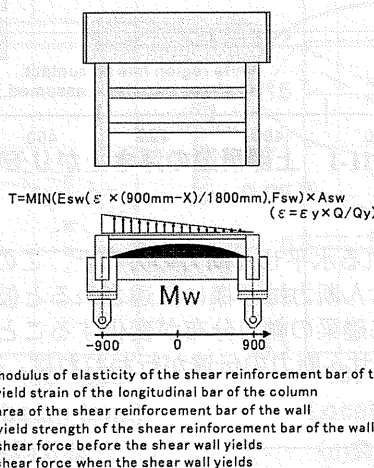


図 11-5 壁脚降伏前の壁縦補強筋の引き上げ力による基礎梁モーメント分布 M_w

11.1.4 分布モーメントにより生じるモーメント分布 M_q

図 5-6 に基礎梁上端面に偏心して作用する水平せん断力 Q と、これにより基礎梁に生じる分布モーメントから得られる基礎梁のモーメント分布 M_q を示す。上部構造から伝達される水平せん断力 Q は、基礎梁の上端から伝達されるので、基礎梁剛心から偏心して作用する。壁脚が浮上がるに従って、基礎梁への伝達領域が現象し、モーメント分布が変動する。終局状態において壁脚が完全に浮き上がり、圧縮側柱脚付近のみで水平せん断力の伝達が行われるようになると、 $Q \times D/2$ のモーメントが圧縮側柱脚付近から伝達されると考えられる。ただし、 D は基礎梁の成である。

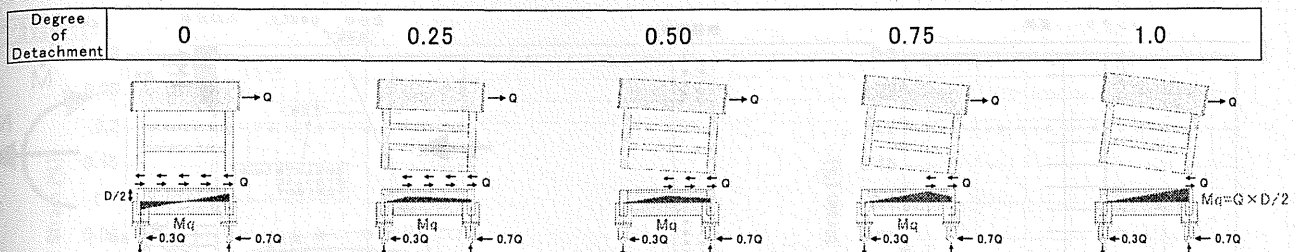


図 11-6 基礎梁上端面に偏心して作用する水平せん断力 Q によるモーメント分布 M_q

11.2. 断面の解析結果と実験結果との比較

前節で求めた基礎梁の応力状態を全て重ね合わせることで、基礎梁に作用するモーメント及び軸力が算定できる。このモーメントと軸力に基づいて簡単な断面解析を行い、基礎梁主筋の歪分布を計算する。さらに、求めた歪分布を実験結果と比較し、基礎梁に対して考慮した作用外力やこれに基づく応力状態の妥当性を検討する。この作業は、荷重状態に伴って変化する水平せん断力の伝達機構を明らかにすることにもなる。

11.2.1 断面解析の手法

任意の水平せん断力に対応する基礎梁の軸力とモーメントの分布を前節の 4 つの応力状態を重ね合わせて求める。そこで、基礎梁の任意の断面における軸力とモーメントの組み合わせが定まる。ここで、この 2 つの応力を得るために必要な圧縮縁歪と中立軸深さの 2 変数を図 5-7 に示す断面解析を用いて求める。なお、スラブについては、全断面有効であるものとして解析を行う。

軸力 $= F$ (圧縮縁歪, 中立軸深さ)
 モーメント $= G$ (圧縮縁歪, 中立軸深さ)

ただし、 F 及び G は関数であることを示す。両式ともに非線形であるので、基本的には圧縮縁歪と中立軸深さを試行錯誤的に変化させて解を見つけることになる。

実際の手順を、プログラム「StrainOfRebar」として fortran90 の書式に従い以下に示す。

Program StrainOfRebar

任意の荷重段階における水平せん断力を実験から求める。

Do while

浮上り領域を仮定する。

前節の 4 つの応力状態を重ね合わせて任意断面の軸力 N_{ext} とモーメント M_{ext} を求める。

Do while

圧縮縁歪および中立軸深さの 2 変数を任意に仮定する。

断面解析を用いて対応する軸力 N_{int} とモーメント M_{int} を計算する。

End do if (誤差が 1% 以内で $N_{int}=N_{ext}$ とモーメント $M_{int}=M_{ext}$ が成立)

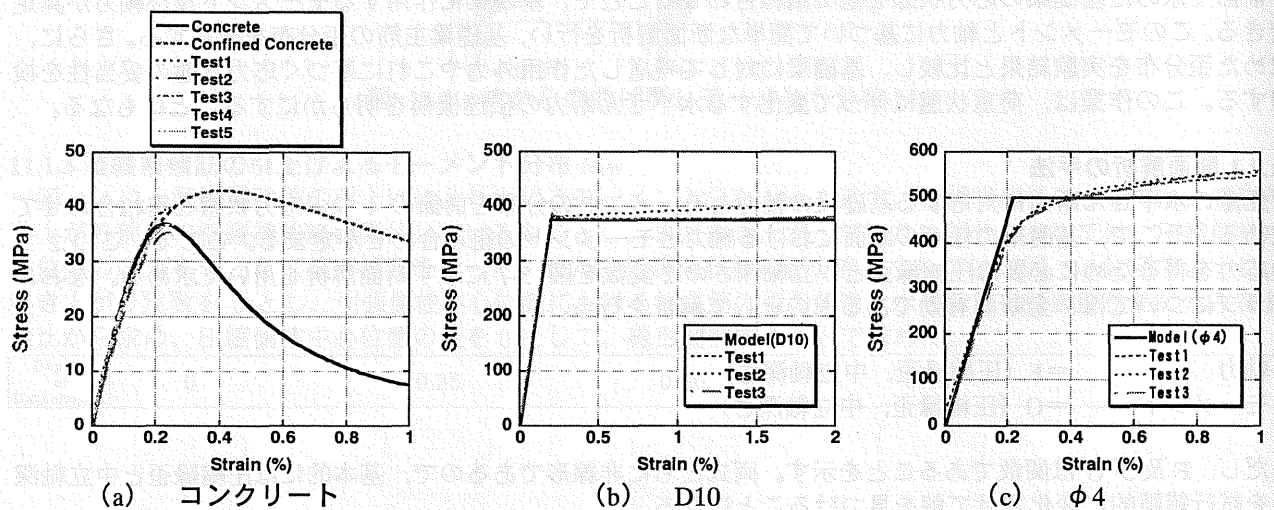
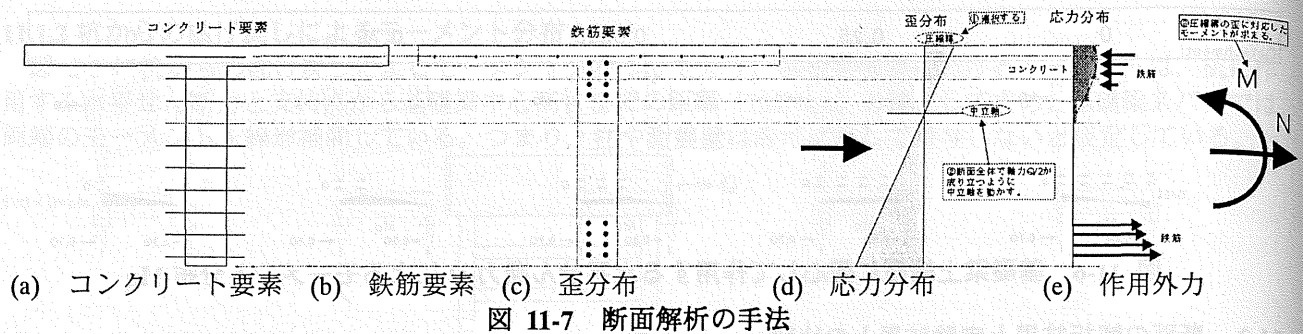
基礎梁主筋の歪分布をスパン全域で求める。

End do if (基礎梁の歪分布が、解析と実験で十分近い)

Stop "Completed"

End

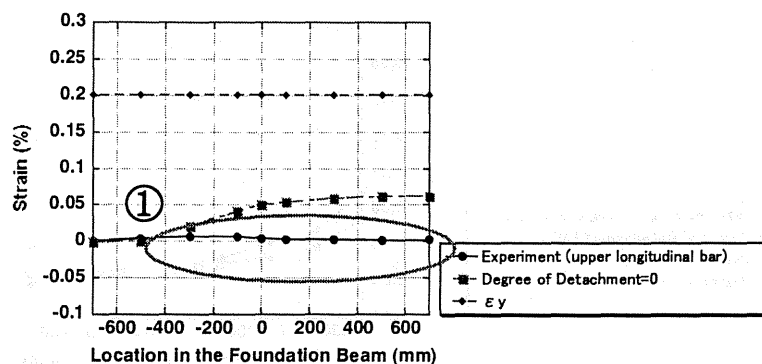
図 5-8 に実験から得られた各材料の応力-歪関係と解析に用いた各材料の応力-歪関係モデルを示す。コンクリートは、Popovics モデルを用い、拘束コンクリートについては、靱性保証型耐震設計指針・同解説に記載されている New RC 式を用いて最大強度点を求め、これを Popovics モデルに適用した。鉄筋については、共にバイリニアの応力-歪関係とした。



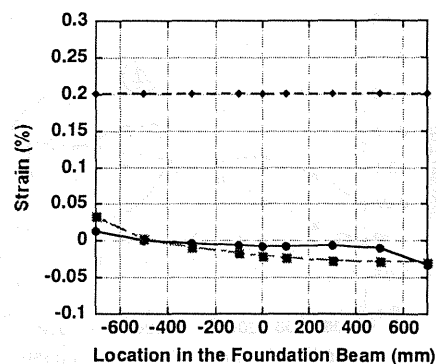
11.2.2 実験結果と解析結果の比較

図 5-9 から図 5-12 に 7 つの荷重段階における基礎梁主筋歪分布の解析値を実験値と比較して示す。楕円で囲った部分以外の領域では、比較的高い精度で歪分布の予想が可能であり、本解析で基礎梁に作用すると仮定した外力及び基礎梁の応力状態の妥当性が検証できた。

付録では、解析精度が低い楕円部分に関して、予想精度が低い理由毎に分類し説明する。各項目番号は図中の番号に対応する。

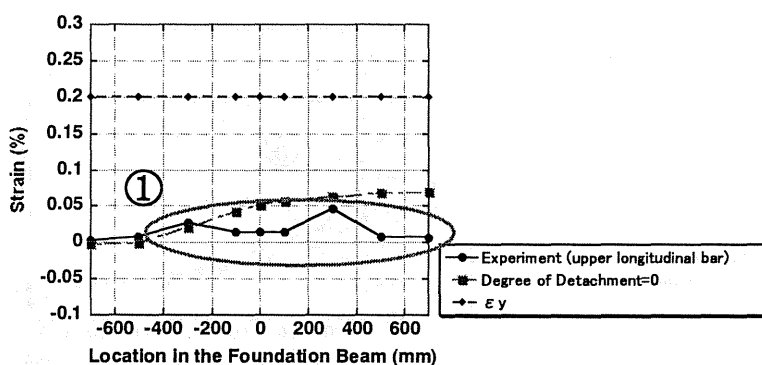


(a) 上端一段目

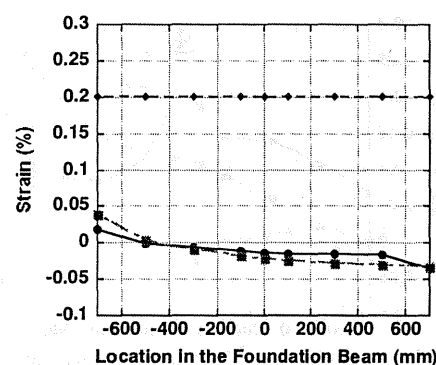


(b) 下段一段目

(1) (+0.00762%, +78.9kN)

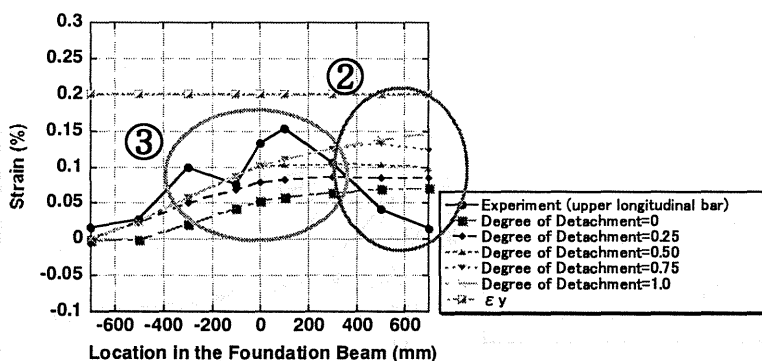


(a) 上端一段目

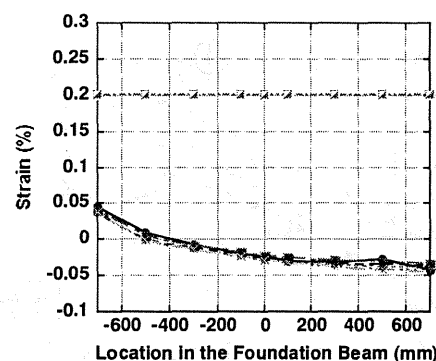


(b) 下段一段目

(2) (+0.0543%, +90.2kN)

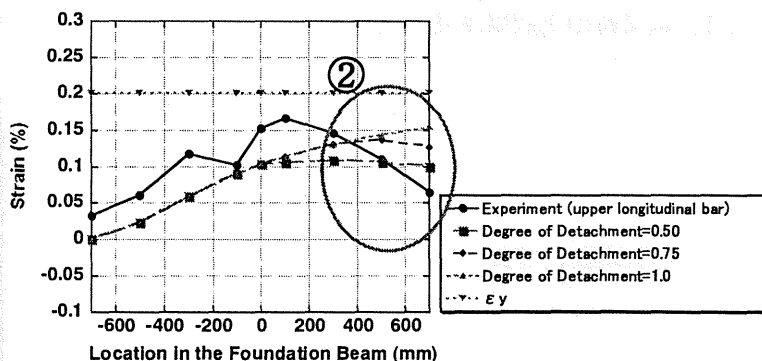


(a) 上端一段目

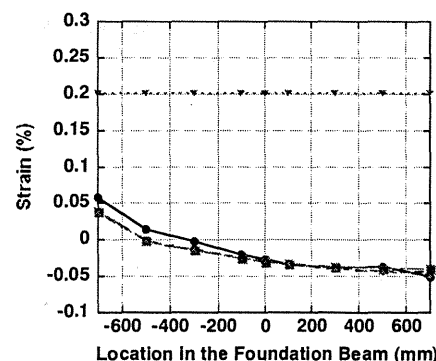


(b) 下段一段目

(3) (+0.204%, +94.1kN)

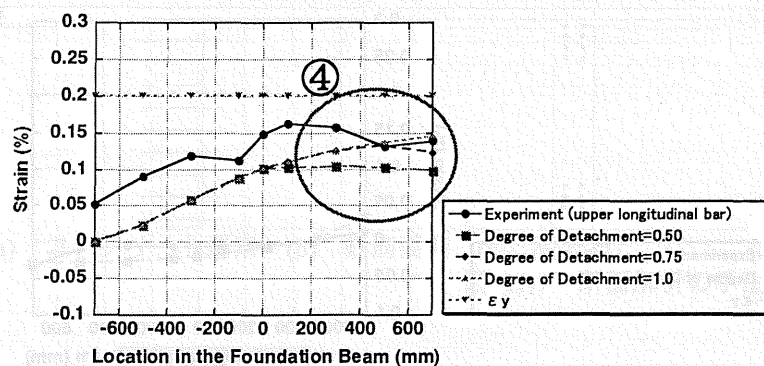


(a) 上端一段目

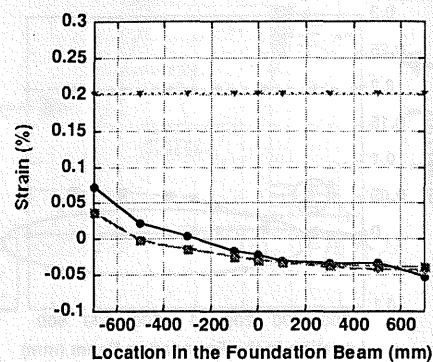


(b) 下段一段目

(4) (+0.331%, +98.0kN)

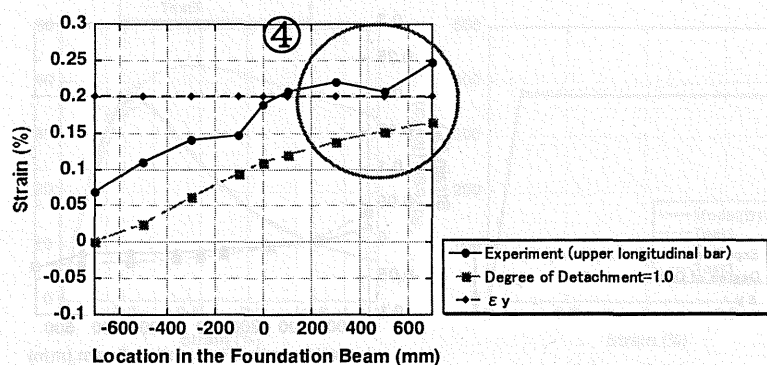


(a) 上端一段目

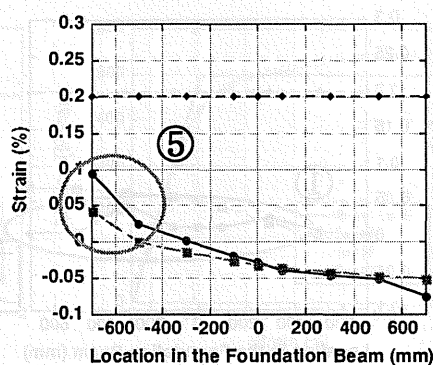


(b) 下段一段目

(5) (+0.450%, +94.1kN)

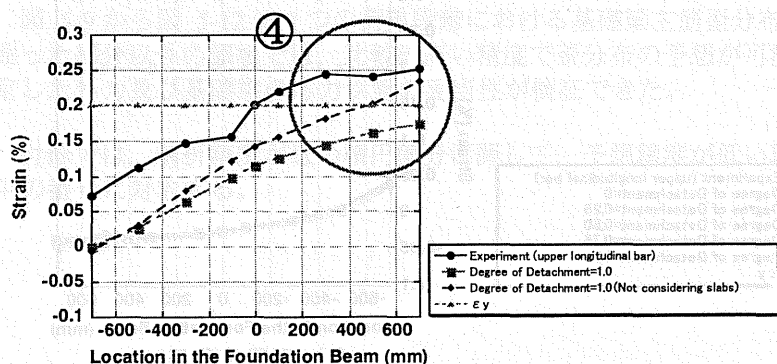


(a) 上端一段目

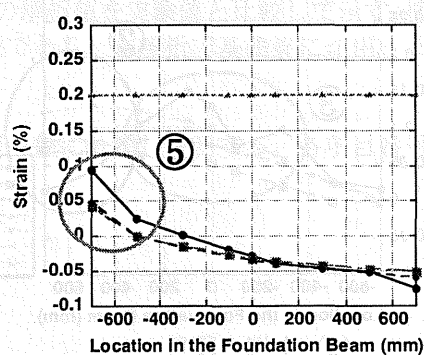


(b) 下段一段目

(6) (+0.811%, +105.9kN)



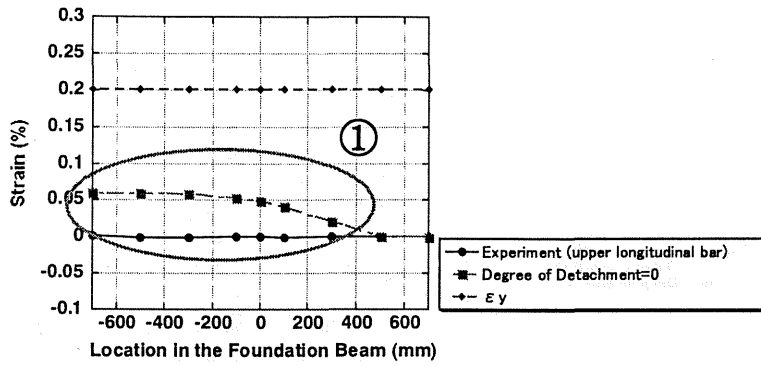
(a) 上端一段目



(b) 下段一段目

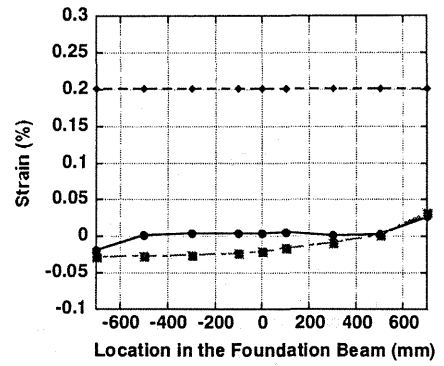
(7) (+1.022%, +112.3kN)

図 11-9 MNW 正方向載荷時の基礎梁主筋の歪分布

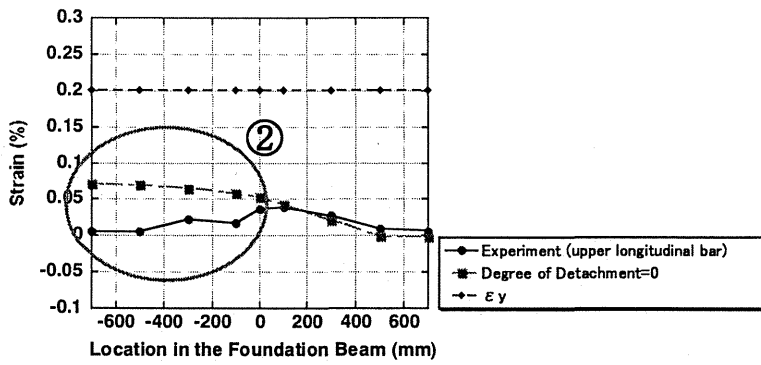


(a) 上端一段目

(1) (-0.0206%, -76.0kN)

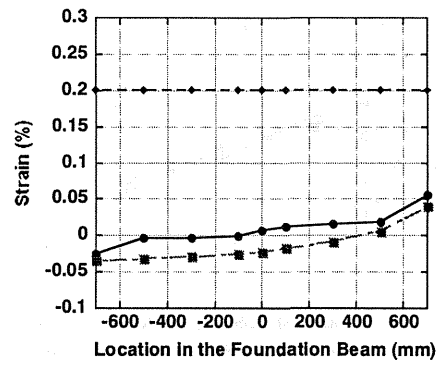


(b) 下段一段目

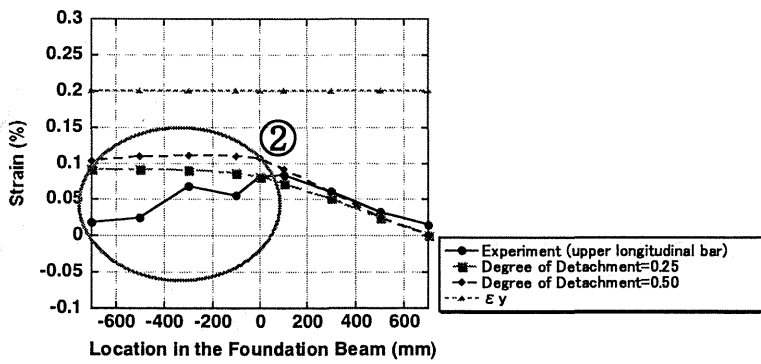


(a) 上端一段目

(2) (-0.0618%, -94.1kN)

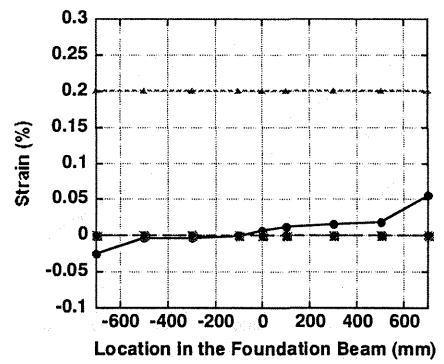


(b) 下段一段目

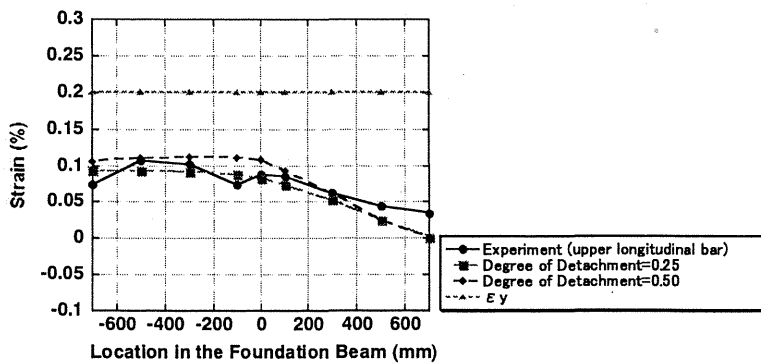


(a) 上端一段目

(3) (-0.136%, -101.5kN)

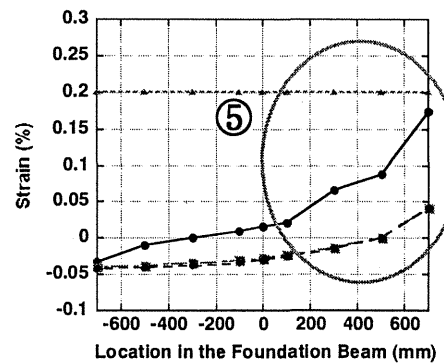


(b) 下段一段目

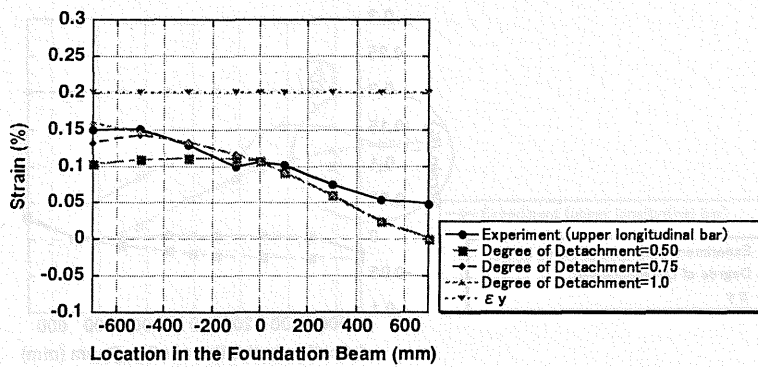


(a) 上端一段目

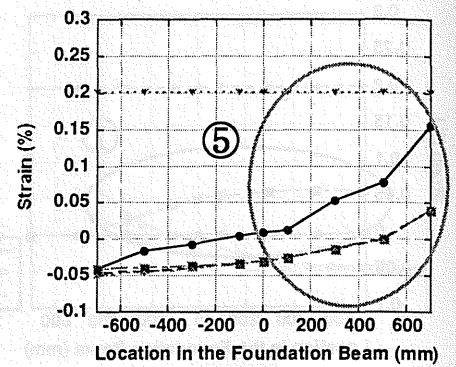
(4) (-0.274%, -104.4kN)



(b) 下段一段目

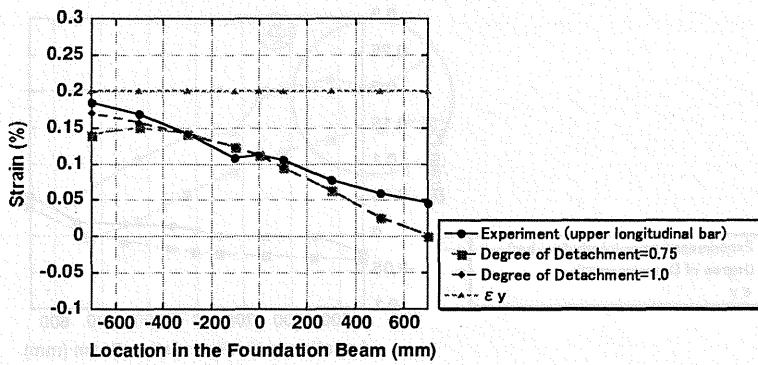


(a) 上端一段目

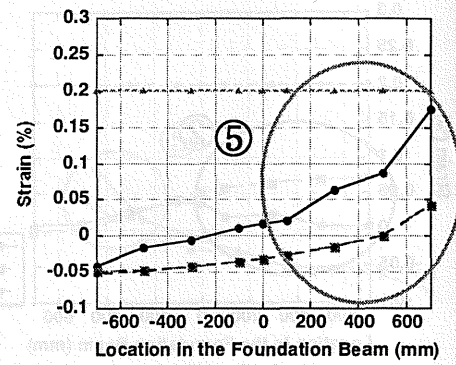


(b) 下段一段目

(5) (-0.460%, -101.5kN)

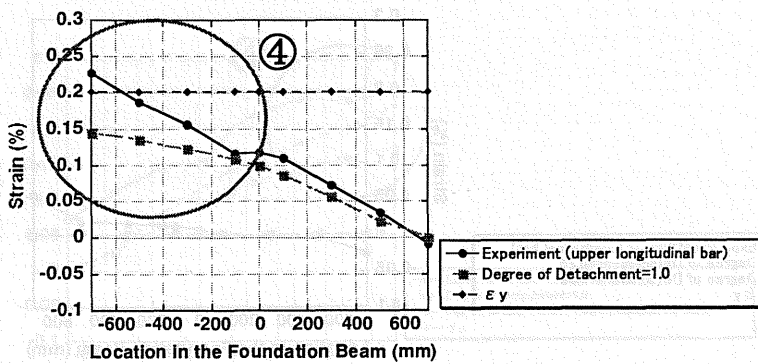


(a) 上端一段目

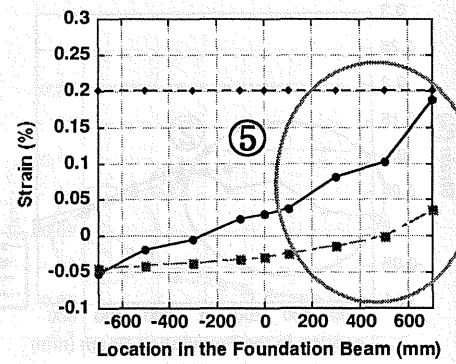


(b) 下段一段目

(6) (-0.555%, -108.8kN)



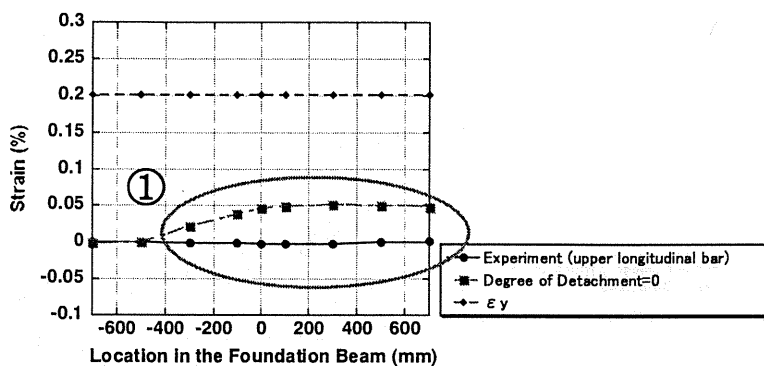
(a) 上端一段目



(b) 下段一段目

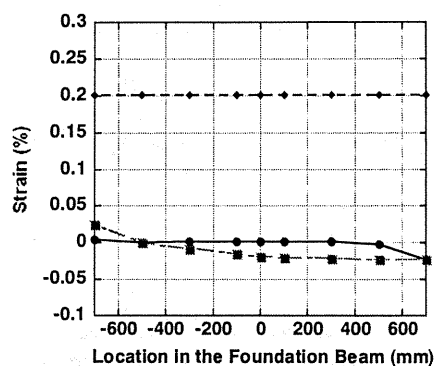
(7) (-0.985%, -91.1kN)

図 11-10 MNW 負方向載荷時の基礎梁主筋の歪分布

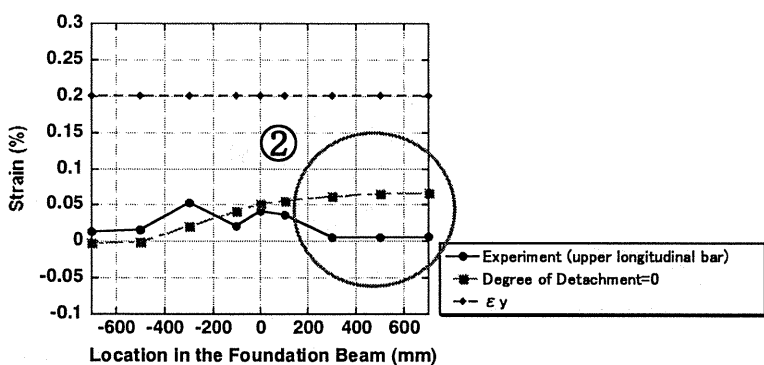


(a) 上端一段目

(1) (+0.0125%, +58.8kN)

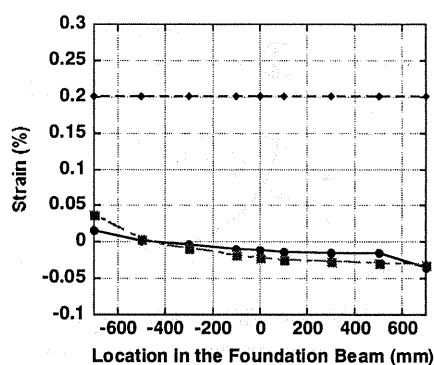


(b) 下段一段目

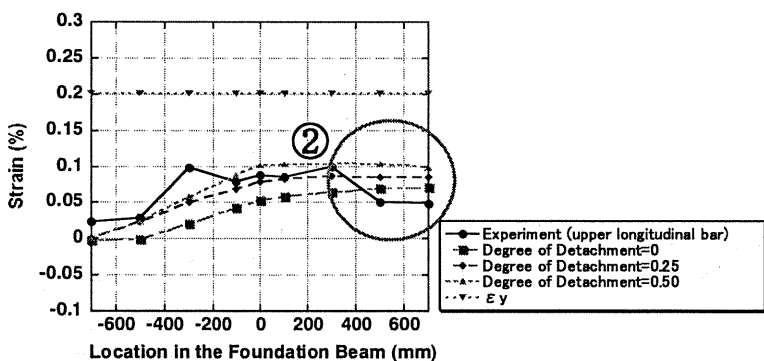


(a) 上端一段目

(2) (+0.0870%, +86.3kN)

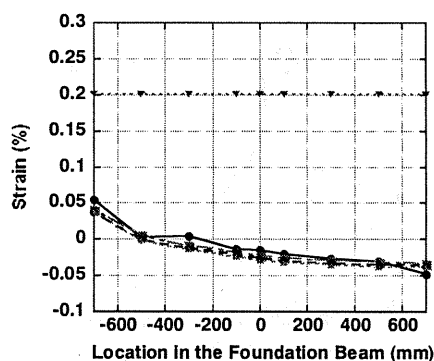


(b) 下段一段目

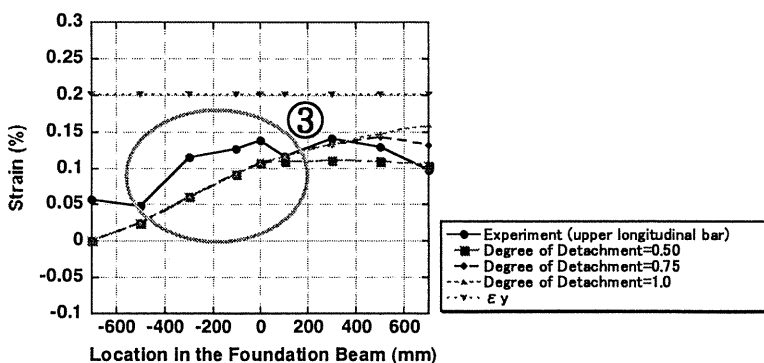


(a) 上端一段目

(3) (+0.208%, +94.1kN)

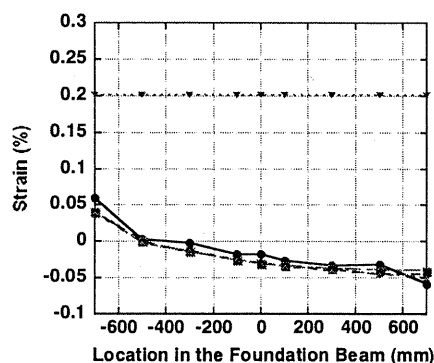


(b) 下段一段目

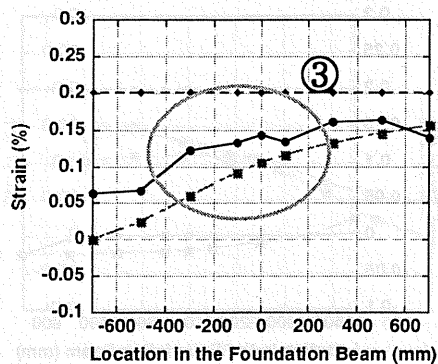


(a) 上端一段目

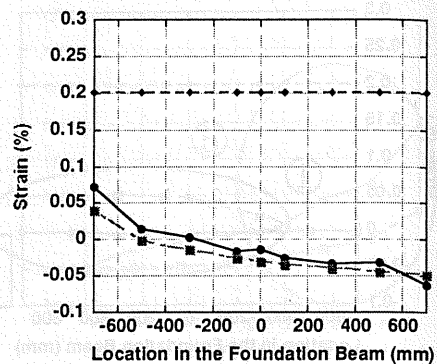
(4) (+0.348%, +101.5kN)



(b) 下段一段目

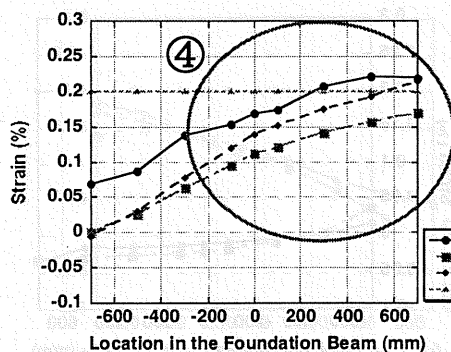


(a) 上端一段目

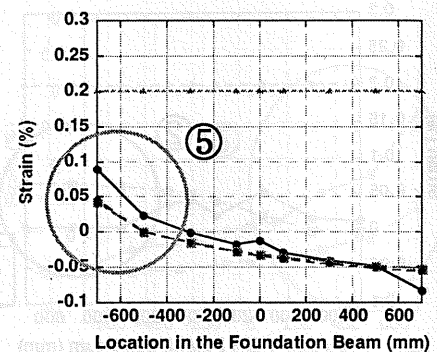


(b) 下段一段目

(5) (+0.428%, +100.0kN)

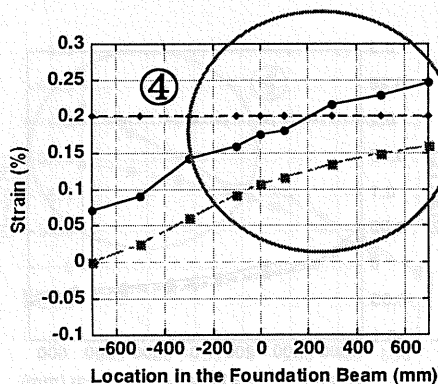


(a) 上端一段目

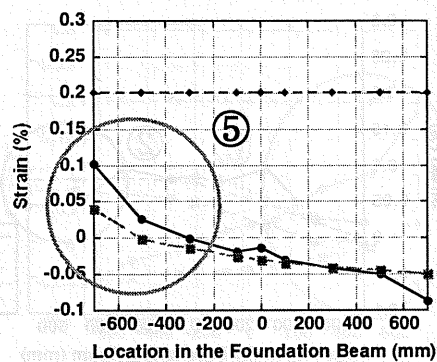


(b) 下段一段目

(6) (+0.685%, +108.3kN)



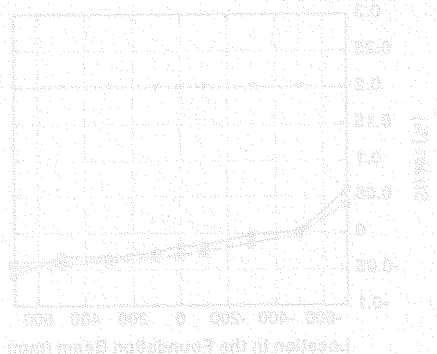
(a) 上端一段目



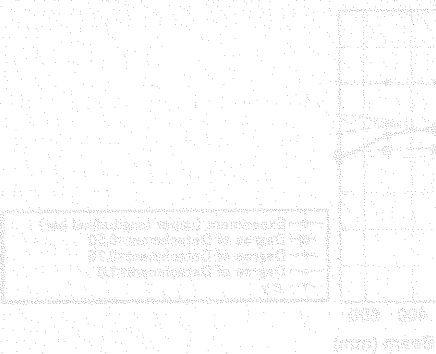
(b) 下段一段目

(7) (+1.043%, +102.4kN)

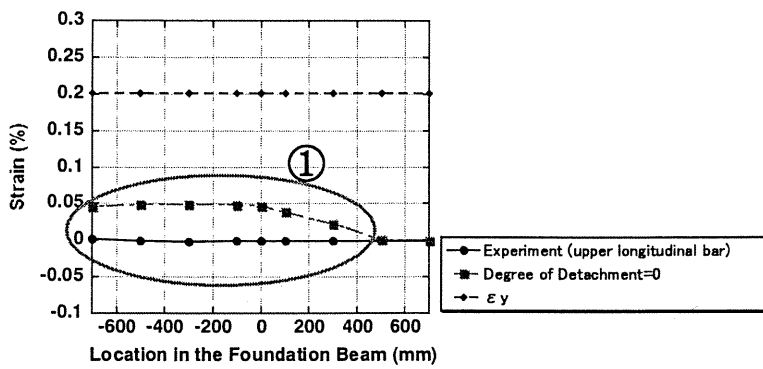
図 11-11 PCW 正方向載荷時の基礎梁主筋の歪分布



(a) 上端一段目

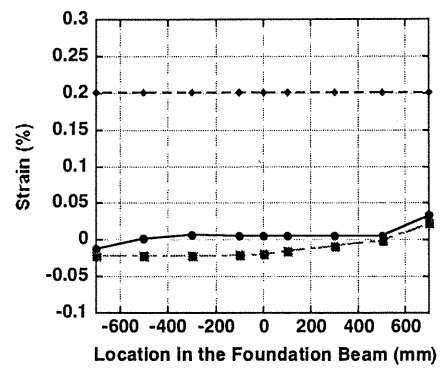


(b) 下段一段目

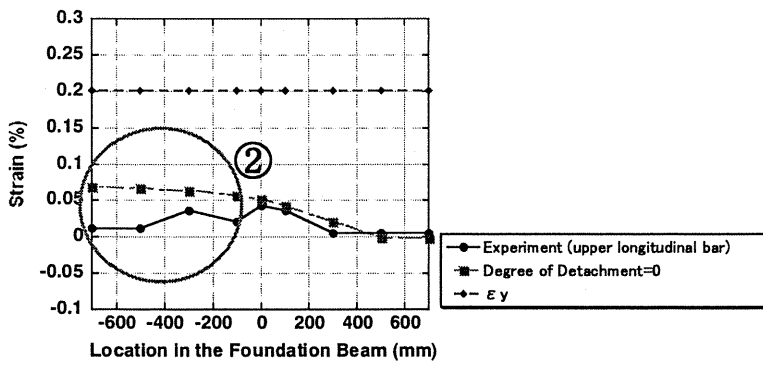


(a) 上端一段目

(1) (-0.00262%, -55.4kN)

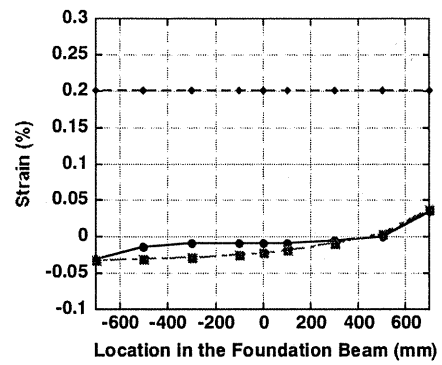


(b) 下段一段目

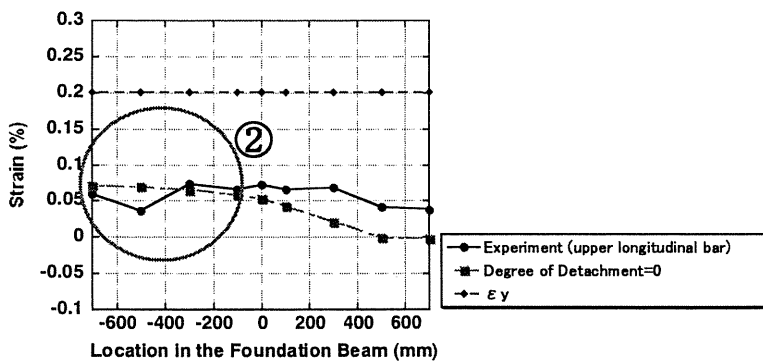


(a) 上端一段目

(2) (-0.0407%, -88.7kN)

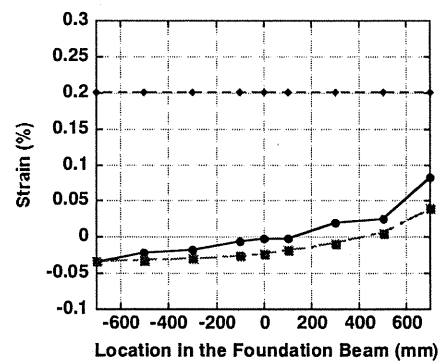


(b) 下段一段目

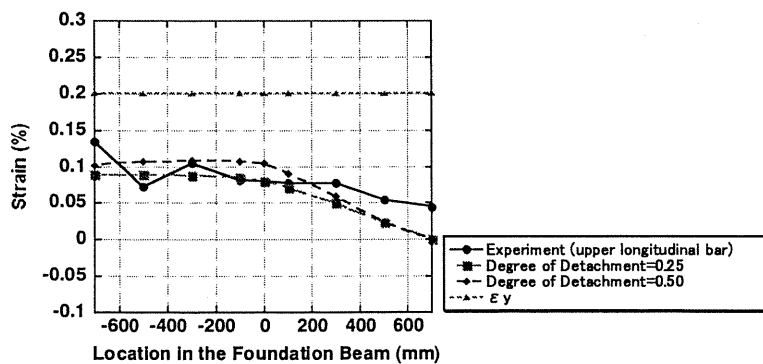


(a) 上端一段目

(3) (-0.142%, -92.6kN)

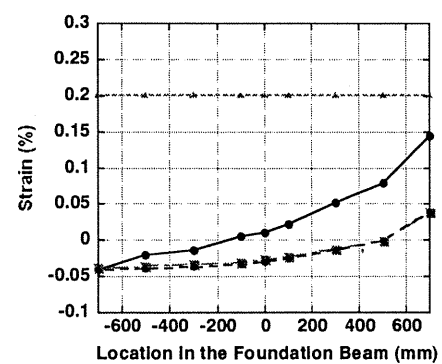


(b) 下段一段目

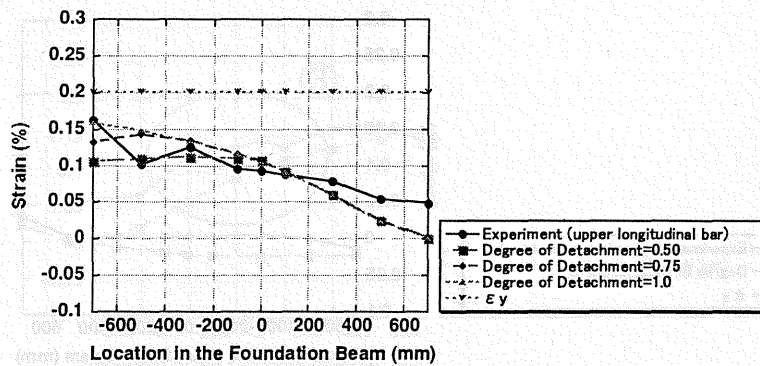


(a) 上端一段目

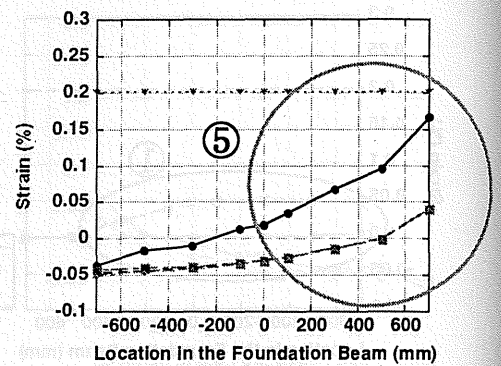
(4) (-0.274%, -99.0kN)



(b) 下段一段目

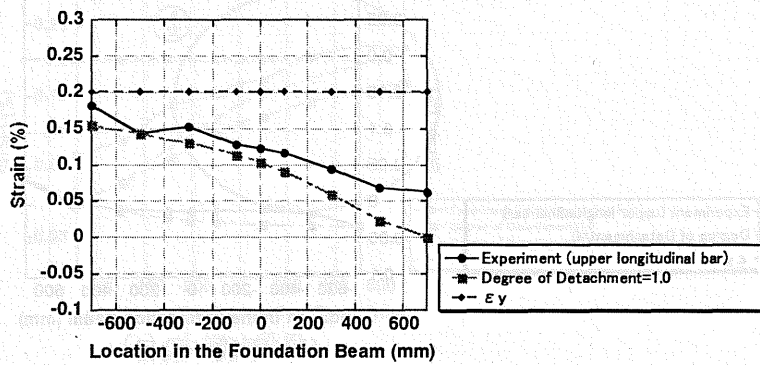


(a) 上端一段目

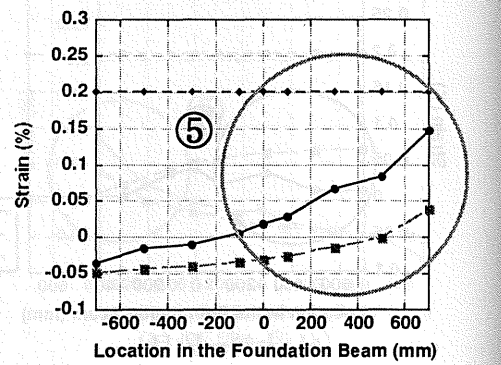


(b) 下段一段目

(5) (-0.389%, -102.4kN)

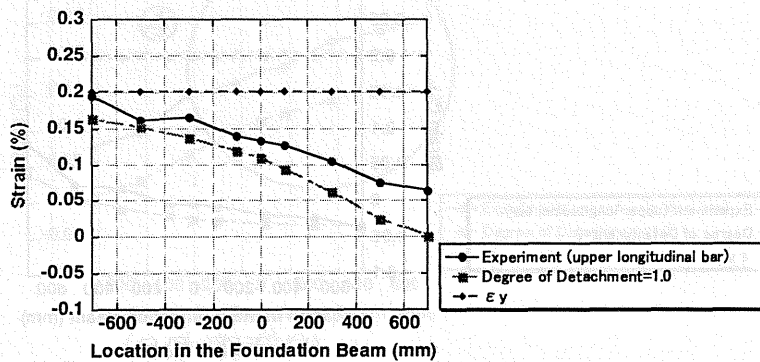


(a) 上端一段目

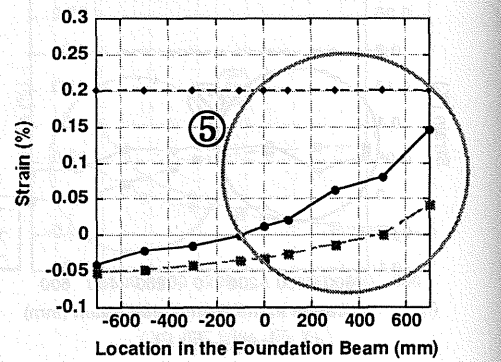


(b) 下段一段目

(6) (-0.735%, -98.1kN)



(a) 上端一段目



(b) 下段一段目

(7) (-1.289%, -104.9kN)

図 11-12 PCW 負方向載荷時の基礎梁主筋の歪分布

12. 2003 年度解析 2 : 1F 壁脚の復元力特性モデル

12.1. 耐震壁の単調漸増解析

平田等[5]の耐震壁履歴復元力モデルを用い、試験体耐震壁を曲げ変形要素とせん断変形要素の2つにモデル化して重ねあわせることで、水平せん断力-1F 層間変形関係の包絡線を予想した。曲げ変形要素および、せん断変形要素は、それぞれ3折線型復元力特性を付録に示す通りに仮定した。

12.2. 解析モデルによる解析と実験値との比較

図 6-1 に解析から求めた水平せん断力-1F 層間変形角関係を実験結果と比較して示す。解析予想は、実験で得られた履歴復元力特性の包絡線にほぼ一致する。また、同図における耐震壁の曲げひび割れ点及び降伏点を表 6-1 に示す。解析から得られた壁の曲げひび割れの荷重及び変形は、実験値よりかなり小さな値となったが、降伏時における荷重および変形は、予想精度が高い。

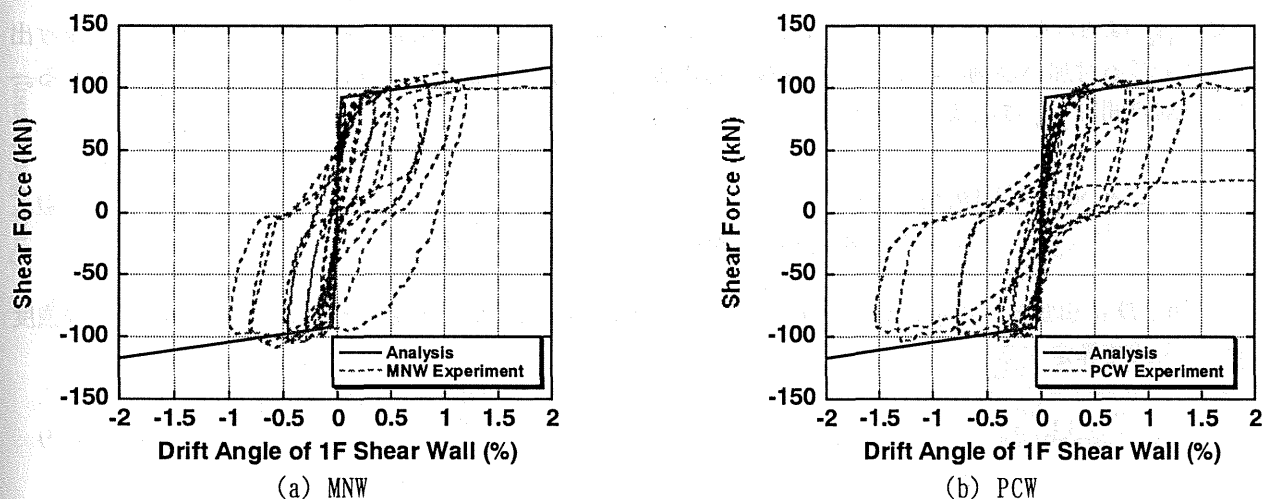


図 12-1 実験と解析から得られた水平せん断力-1 階層間変形角関係

表 12-1 曲げひび割れ荷重及び曲げ降伏荷重

	Analysis	MNW			PCW		
		Positive	Negative	Average	Positive	Negative	Average
Flexural Crack Strength, Q_{cr} (kN)	49.3	78.9	-76.0	77.5	84.8	-83.8	84.3
Story Drift at Q_{cr} (%)	0.00824	0.00762	-0.02060	0.0141	0.04860	-0.00679	0.0277
Flexural Yield Strength, Q_y (kN)	91.8	84.3	-94.1	89.2	86.3	-88.7	87.5
Story Drift at Q_y (%)	0.0398	0.04000	-0.06590	0.0530	0.08700	-0.04390	0.0655

13. 2003 年度解析 3 : ひび割れ幅の予測解析

13.1. 算定法について

日本建築学会による「鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針（案）・同解説」における「耐震壁部材の性能評価法」を引用し、耐震壁の曲げひび割れ幅算定方法を説明する。

13.1.1 最大応答変位時曲げひび割れ幅の算定法

耐震性能評価指針では、耐震壁の曲げひび割れ幅算定に際しては、引張側柱の引張縁の曲げひび割れを対象としている。最大応答変位時曲げひび割れ幅 $_{pb}W_{cr}$ は次式で算定する。

$$_{pb}W_{cr} = _b l_{cr} \varepsilon_t + W_{sl} \quad (13-1)$$

ここで、 $_b l_{cr}$ は曲げひび割れ間隔、 ε_t は引張側柱の引張縁の歪、 W_{sl} は引張側柱主筋の接合部からの抜け出しにより生じる付加ひび割れ幅であり、各層の壁の脚部及び頂部の曲げひび割れ幅の算定のみに累加する。曲げひび割れ間隔 $_b l_{cr}$ は次式で算定する。

$$_b l_{cr} = 3\alpha\sigma_t bD / (n_s \tau_{\max} \varphi_s) \quad (13-2)$$

$\alpha = (0.5 : \text{脚部及び頂部の場合}, 1.0 : \text{上記以外の場合})$

ここで、 b 、 D は引張側柱の幅とせい、 n_s 、 φ_s は引張側柱主筋の本数と周長、 σ_t はコンクリートの引張強度であり、次式で算定する。

$$\sigma_t = 0.33\sqrt{\sigma_B} \quad (13-3)$$

σ_B はコンクリート圧縮強度、 $\tau_{\max}$ は鉄筋とコンクリートの付着強度であり、「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型設計指針・同解説」（日本建築学会）に示されている柱主筋の接合部内での付着強度算定用の次式による。

$$\tau_{\max} = 0.7\sigma_B^{2/3} \quad (13-4)$$

今回の試験体に以上の式を応用すると、以下の通りである。

$$\sigma_t = 0.33\sqrt{\sigma_B} = 0.33 \times \sqrt{41.3} = 2.12 \text{ (MPa)}$$

$$\tau_{\max} = 0.7\sigma_B^{2/3} = 0.7 \times 41.3^{2/3} = 8.36 \text{ (MPa)}$$

$$\begin{aligned} _b l_{cr} &= 3\alpha\sigma_t bD / (n_s \tau_{\max} \varphi_s) \\ &= 3 \times 1.0 \times 2.12 \times 160 \times 160 / (4 \times 8.36 \times 31.4) \text{ (mm)} \\ &= 155 \end{aligned}$$

まず、計算されたひび割れ間隔 $_b l_{cr} = 149 \text{ mm}$ は、実験の観察値 100 mm を大きく上回った。引張側柱の歪 ε_t は、平面保持仮定に基づいた断面解析から求めた。(?????ト部、計算の課程がやはり不十分。)

13.1.2 残留曲げひび割れ幅の算定法

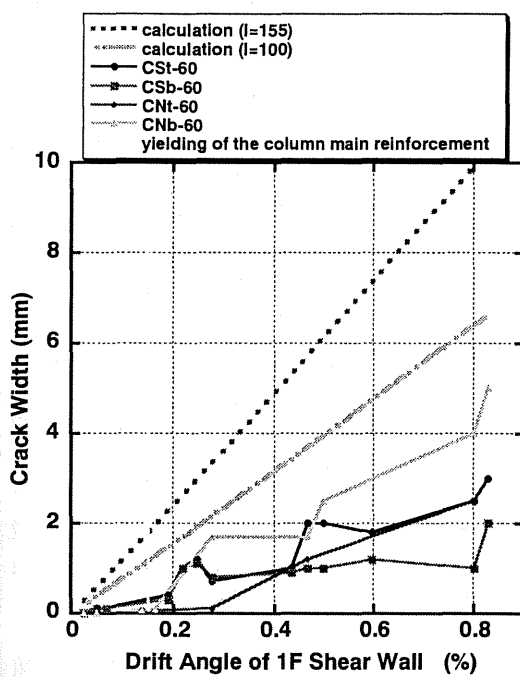
残留変位時曲げひび割れ幅は最大応答変位時曲げひび割れ幅の $1/2$ とする。

13.2. 計算結果と実験値の比較

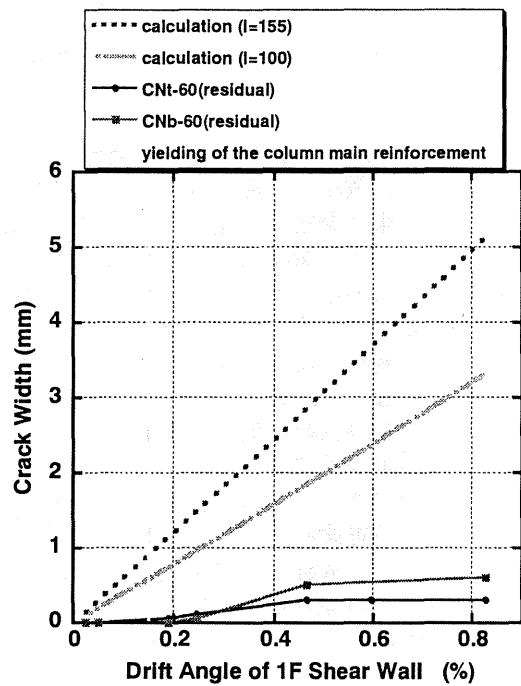
図 13-1 および図 13-2 に載荷時ひび割れ幅・残留ひび割れ幅に関する計算結果と実験結果の比較を示す。ここでは、算定式より求められたひび割れ間隔 $_b l_{cr} = 155 \text{ mm}$ を用いた値を calculation ($l=155$)、実験時のひび

割れ間隔 $j l_{cr} = 100 \text{ mm}$ を用いた値を calculation ($l=100$) とした。載荷時曲げひび割れ幅に関して、 $l=155 \text{ mm}$ と 100 mm のどちらの方法も、柱主筋降伏前はかなりの過大評価、降伏後においても実験結果を 1.5~2 倍過大評価となった。残留曲げひび割れ幅に関しては、予想値は実験結果をやはり過大評価した。

算定式では柱の引張縁位置で、実験時は引張縁より 60mm 内側の主筋位置での測定であり、多少の誤差があるが、中立軸位置が試験体スパンの 1800 mm に近いことを考えると結論に影響はないと思われる。

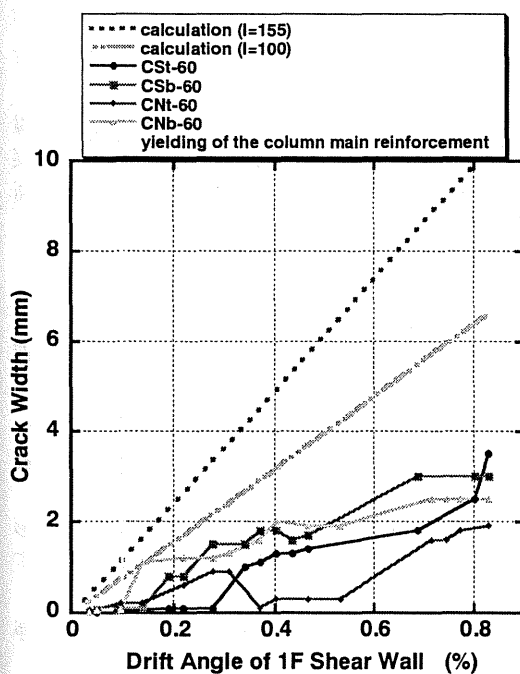


(a) 載荷時ひび割れ幅

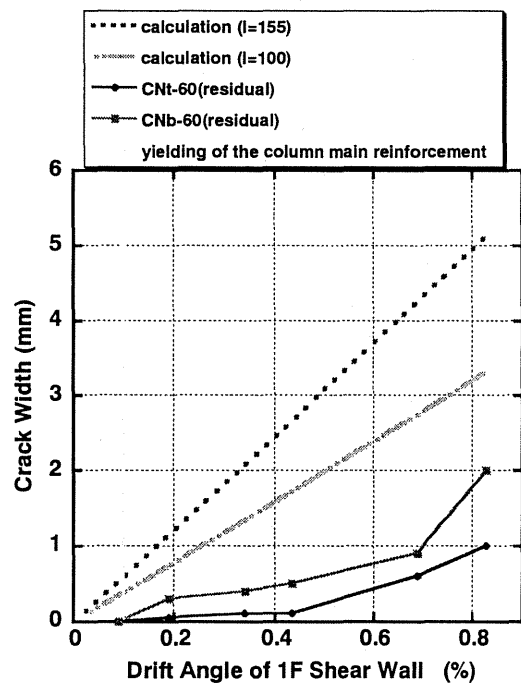


(b) 残留ひび割れ幅

図 13-1 MNW の柱載荷時ひび割れ幅および残留ひび割れ幅の推移



(a) 載荷時ひび割れ幅



(b) 残留ひび割れ幅

図 13-2 PCW の柱載荷時ひび割れ幅および残留ひび割れ幅の推移

14. 2003 年度におけるまとめ

14.1. 成果

RC 造連層耐震壁と杭基礎との地震時相互作用を考慮した水平せん断力抵抗機構を解明するため、耐震壁の下部 3 層分・基礎梁・杭・1F スラブをモデル化した試験体を約 15% 寸法で作製し、静的正負交番繰返し載荷を行った。用いた試験体は、一体打ち耐震壁を模擬した MNW とプレキャスト耐震壁を模擬した PCW の 2 体であり、荷重段階が進行するに従って変化する壁脚から基礎梁への応力伝達機構の解明に特に注意を払った。また、簡単な断面解析を用いて基礎梁主筋の歪分布を計算する手法を用い、基礎梁周辺に作用する力を明らかにした。

- 骨組み構造に比べると、耐震壁構造における基礎構造物の剛性は上部耐震壁の剛性により近く、基礎構造の微小な変形が誘発する耐震壁の回転は、耐震壁自身の変形と同程度の大きさとなる。基礎梁を反力床に緊結する従来型の載荷装置を使用せず、今回のように基礎梁と杭を含めた試験体を用いて杭を支持する載荷条件では、耐震壁の剛体運動を取り除き変形のみを計測する工夫が必要である。
- 壁脚における滑りや浮上りは、耐震壁スパン内ではほぼ線形に分布している。しかし、端部では柱の主筋によってかなり滑りや浮上りが抑制されている。
- ひび割れに代表される損傷は、一体打ち壁試験体 MNW とプレキャスト壁試験体 PCW の相違が明らかとなった。MNW では壁全体にひび割れが分散し基礎梁での損傷が小さかったが、PCW では目地位置にひび割れが集中し基礎梁での損傷がより大きかった。この損傷状態は、水平せん断力 1F 層間変形角関係に反映され、PCW では MNW に比べよりスリップ挙動が卓越した。
- スラブスパン方向補強筋は、基礎梁からの距離に関係なく、ほぼ様な歪を生じていた。また、スラブと基礎梁の主筋の歪分布を比較すると、スラブは全幅に渡り有効に曲げ挙動に抵抗しており、基礎梁の曲げ解析を行う際には、T 型梁と考えることが妥当である。ただし、終局状態に近づくと、引張柱に近い 400 mm 程度のスラブ端部ではスパン方向筋平均歪は同位置の基礎梁主筋歪より小さくなり、T 型梁フランジとしての寄与も小さくなる。
- 基礎梁主筋における歪分布は、耐震壁の構造が一体打ちかプレキャストかに関わらず、ほぼ同様の傾向を示した。
- 任意の荷重段階において基礎梁に作用する外力分布を壁脚浮き上がりの程度に応じてモデル化した。簡単な断面解析を用いて、この外力分布に基づく基礎梁の軸力とモーメントから、基礎梁主筋の歪を算定した。主筋の歪分布は、比較的实验結果と適合しており、基礎梁に作用する外力分布の妥当性が検証できた。また、適合性が悪い領域については、別に考察を行い、杭と基礎梁の接合詳細が、接合部周辺の応力状態に大きな影響を与えることが分かった。
- 試験体耐震壁を曲げ変形要素とせん断変形要素の 2 つにモデル化して重ねあわせる平田等の耐震壁履歴復元力モデルを用い、水平せん断力 1F 層間変形関係の包絡線を求めた。得られた包絡線は、実験で得られた履歴復元力特性の包絡線を十分な精度で予想した。特に、降伏点の予想精度はかなり高かったが、ひび割れ点の予想精度は荷重・変形ともに低かった。

14.2. 今後の課題

- ひび割れをスキャンした領域において、クラックゲージを用いたひび割れ幅の測定を同時に行い、画像処理とのキャリブレーションを行うべきであった。
- ひび割れをスキャンした領域におけるひび割れを、手書きで記録しておくべきであった。
- 杭に入力する水平力の比や杭の半曲点位置等の実験における境界条件が現実的であるか確認する必要がある。これは、地盤と上部構造の相互作用を含めたモデル解析が不可欠となる。
- 耐震壁のみの純粋な変形を測定する事が難しく、基礎部分の変形や回転による耐震壁の剛体運動の影響が耐震壁の変形に含まれた。全体の変形や局所の変形が追跡可能であるように、計測方法を工夫する必要がある。
- 杭や基礎梁付近の応力伝達など、実験では追いきれなかったより細かい部分について、有限要素法等の手法を用いた詳細な解析を用いて、今回提案した応力伝達モデルの妥当性を検討すべきである。

15. 2年間の研究から得られた結論

RC造連層耐震壁と杭基礎との地震時相互作用を考慮した水平せん断力抵抗機構を解明するため、耐震壁の下層部・基礎梁・杭・1Fスラブをモデル化した試験体を約15%~20%寸法で4体作製し、静的正負交番繰返し載荷を行った。用意した試験体は、壁脚と基礎梁の降伏を変えたもの、耐震壁を一体打ち型とプレキャスト型としたもので区別をした。荷重段階が進行するに従って変化する、壁脚から基礎梁への水平せん断力伝達機構の解明に特に注意を払った。

本研究の成果を以下にまとめる。

- 基礎梁に作用する外力分布を、壁脚浮き上がりの程度に応じてモデル化したことである。簡単な断面解析を用いてこの外力分布に基づく基礎梁の軸力とモーメントから基礎梁主筋の歪を算定したところ、比較的实验結果と適合しており、外力分布モデルの妥当性が検証できた。このモデルでは、基礎梁に入力する力が壁脚の浮上り程度に大きく影響を受ける。設計においても、耐震壁の変形をどこまでに抑えるかにより、基礎梁の荷重条件が大きく変化するので注意が必要である。
- 耐震壁が浮上ったあとの基礎梁のせん断ひび割れは、予想以上に基礎梁に分布していた。この実験結果と、上記の外力分布モデルから考察すると、基礎梁の設計は杭の曲げ戻しと水平せん断力の半分の軸力として同時に作用させなければ安全性が確保できないこととなる。これは、過剰に安全側の評価を与えると考えられてきた都市基盤整備公団の仕様をさらに厳しくしなければならない結果である。ただし、耐震壁の完全な浮上りを許容するまでの変形を設計で許容するかに関しては、議論の余地が残っている。
- 耐震性能評価指針における耐震壁のひび割れ幅予想は、実験結果を大きく上回った。耐震壁のひび割れについては、新しい予想モデルの提案を含め、解析モデルの精度向上を図る必要がある。
- スラブ筋に貼付した歪ゲージから判断すると、スラブは基礎梁をT型梁と仮定した場合のブランチとして、全幅が有効に働いていた。そこで、曲げに関しては、スラブの寄与分を算入しても良いと考えられる。
- 杭周辺の境界条件は、基礎梁の応力分布に大きく影響する。特に、それぞれの杭が負担する水平せん断力や杭の反曲点位置については、今回の実験で用いた条件が必ずしも実情を反映しているわけではない。ただし、地盤や杭の性状を全て反映した実験を行うことは不可能であるので、今回の実験条件と地盤や杭の解析結果の整合性をとり、他の条件下での挙動を予想できるような体系を作る必要がある。

16. 謝辭

本報告書において紹介した実験は、京都大学工学研究科における修士論文および工学部における卒業論文の一環として行われたものです。2002 年度の実験では、李日星君、Bechtoula Hakim 君、荒井勇作君、坂下雅信君、2003 年の実験では坂下雅信君、卜部藍君、村上恭平君の献身的な協力を、技術職員の岩本敏憲氏には、業務を超えた支援を受けました。また、研究の進め方に関する助言を、旭化成建材株式会社の大和真一氏、小橋弘樹氏、竹中工務店・角彰氏、大成建設・小室努氏、日建設計・阿波野昌幸氏から頂きました。謹んで感謝致します。

なお、試験体製作に当たり、高周波熱錬株式会社から実験資材を寄付して頂きました。

17. 参考文献

- [1] 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、1999 年
- [2] 渡辺一弘、梅野岳、勅使川原正臣、田村昌仁、梅村美孝、井川望、武内義夫、広瀬智治：杭基礎の耐震設計手法に関する研究（その 1～その 6）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.395-406、2001 年
- [3] 渡辺一弘、梅野岳、勅使川原正臣、田村昌仁、梅村美孝、井川望、武内義夫、広瀬智治：杭基礎の耐震設計手法に関する研究（その 7～その 11）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.573-482、2002 年
- [4] 真田靖士、壁谷澤寿海、倉本洋、中埜良昭：耐震壁を有する RC 造ピロティ建物の入力と終局限界性能の評価、コンクリート工学年次論文集、Vol.24、No.2、pp.31-36、2002 年
- [5] 平田昌宏、奈良岡誠也、金裕錫、真田靖士、松本和行、壁谷澤寿海、倉本洋、福田俊文、加藤敦、小川信行：耐震壁を有する鉄筋コンクリート造ピロティ建物の震動実験（その 1～その 4）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.705-712、2001 年
- [6] 江崎文也、上原修一：RC 造耐震壁の靱性を高めるための補強法に関する実験的研究、日本建築学会構造系論文集、第 502 号、pp.113-118、1997 年 12 月
- [7] 松本智夫、西原寛、古谷方人、武田友喜、今井弘：プレキャスト連層耐震壁せん断耐力の評価法に関する研究、日本建築学会構造系論文集、第 517 号、pp.125-132、1999 年 3 月
- [8] 広沢雅也：既往の鉄筋コンクリート造耐震壁に関する実験資料とその解析、建築研究資料、第 6 号、建設省建築研究所、pp.125-132、1975 年 3 月
- [9] 市之瀬敏勝、水谷浩：RC 耐震壁の曲げ・せん断解析、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.559-560、1996 年 9 月
- [10] 津田和明：鉄筋コンクリート造耐震壁のせん断強度とせん断変形の評価に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.555-556、1996 年 9 月
- [11] 望月重、小林高志：プレキャスト連層耐震壁の水平接合部のすべり強度に関する研究、日本建築学会構造系論文集、第 486 号、pp.63-73、1996 年 8 月
- [12] 広沢雅也、梅田幹夫、奥藺敏文共著：鉄筋コンクリート建物の最新耐震設計、工業調査会、1996 年
- [13] 日本建築センター：中高層壁式ラーメン鉄筋コンクリート造設計施工指針・同解説、1999 年
- [14] 日本建築センター：壁式鉄筋コンクリート造設計施工指針、1996 年
- [15] 日本建築学会：壁式構造関係設計基準集・同解説（壁式鉄筋コンクリート造編）、1997 年
- [16] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説—許容応力度設計法—、1999 年
- [17] 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形、1990 年
- [18] 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、1999 年
- [19] American Concrete Institute, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI318-02) and Commentary (ACI318R-02), 11.7 ---Shear-friction," ACI, pp. 166 - 170, 2002.
- [20] プレハブ建築協会：プレキャスト建築技術集成 第二編 W-PC の設計、pp.183-184、256-257、2003 年 1 月

18. 付録 1 : 2002 年度 1 F 層間変形角についての考察

18.1. すべりの影響も含めた水平せん断力-1 階層間変形角関係

図 18-1 にすべりの影響も含めた水平せん断力-1 階層間変形角関係を示す。すべりも含めた 1 階層間変形角は前節で用いた連層耐震壁に取り付けた変位計（内部変位計）を用いて計算した 1 階層間変形角にすべりによる 1 階層間変形角分を足し合わせる事で、以下のように求める事が出来る。

$$\text{すべりも含めた 1 階壁脚の層間変形角} = \theta + \frac{(Ang.1 + Ang.2 + Ang.3)/3}{565mm} \quad (\theta \text{ は本文参照}) \quad (18-1)$$

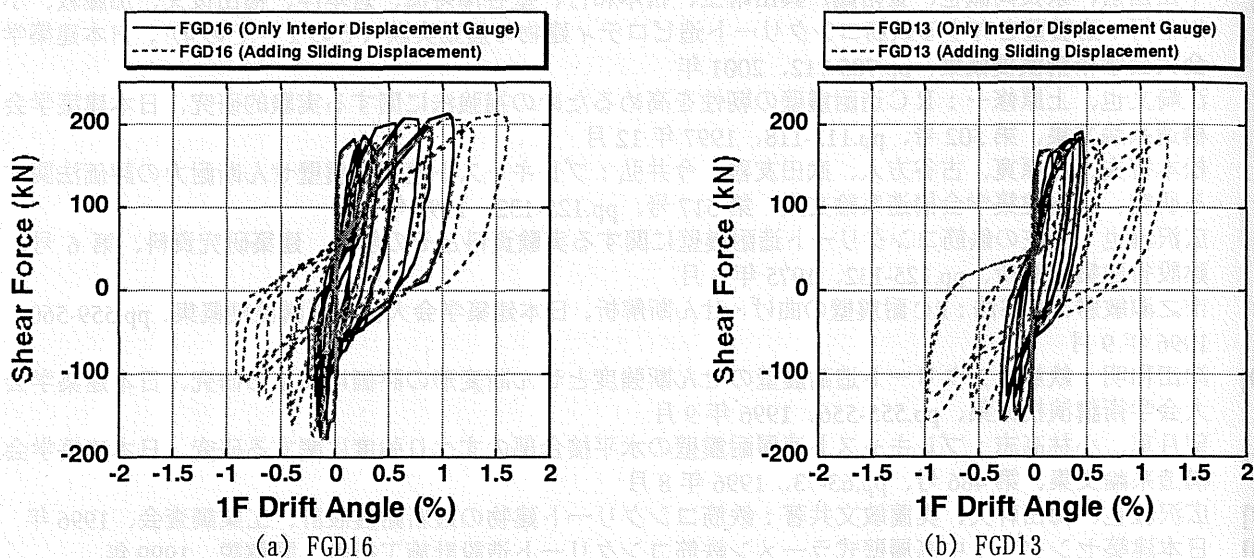
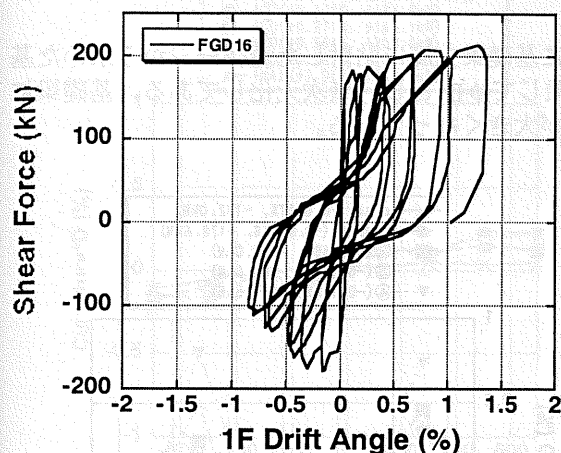


図 18-1 すべりの影響も含めた水平荷重-1 階層間変形角関係

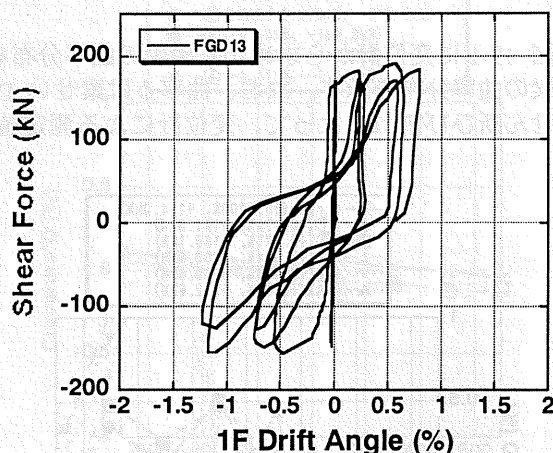
18.2. Disp2 から測定した水平荷重-1 階層間変形角関係

図 18-2 にフレームに設置した変位計 (Disp2) から求めた水平せん断力-1 階層間変形角関係を示す。Disp2 から測定した 1 階層間変形角 θ' は、以下の式で表される。実験時には、この層間変形角を用いて、荷重制御を行っていたが、実験中にフレームを固定していた杭の回転やスラブのひび割れ等により、正しい 1 階層間変形角が測定できていない事が判明した。そこで、FGD13 については、次節に示す外部変位計を用いた測定を実験途中から行っている。1 階層間変形角が正しく計算できなかった事で、図 4-1 に示すように正負の変形に大きな偏りが生じている。

$$\text{Disp2 を用いて計算した 1 階層間変形角} = \frac{Disp2}{565mm} \quad (18-2)$$



(a) FGD16



(b) FGD13

図 18-2 Disp2 から求めた 1 階層間変形角及び層間変位関係

18.3. 柱外側に取り付けた変位形（外部変位計）から測定した水平荷重－1 階層間変形角関係

FGD13 について、柱外側に取り付けた変位形（外部変位計）から測定した 1 階層間変形角関係 θ' を用いた水平せん断力－1 F 層間変形角関係を図 18-3 に示す。外部変位計を用いて計算した 1 階層間変形角 θ' は、以下の式で表される。なお、フレームに設置した変位計から計測した 1 階層間変形角の不備が明らかになってから外部変位計による測定を始めた為、実験途中からの関係となっている。外部変位計から求めた 1 階層間変形角が、内部変位計から求めた 1 階層間変形角とすべり成分を足し合わせたものよりも大きいことから、外部変位計を用いた場合は、支持装置を含む基礎梁以下の変形により生じる耐震壁の剛体回転が 1 F 層間変形角 θ' に含まれる事が確認できた。

$$\text{外部変位計を用いて計算した 1 階層間変形角 } \theta' = \frac{(1F\text{Beam} - \text{SlabTop})}{565\text{mm}} \quad (18-3)$$

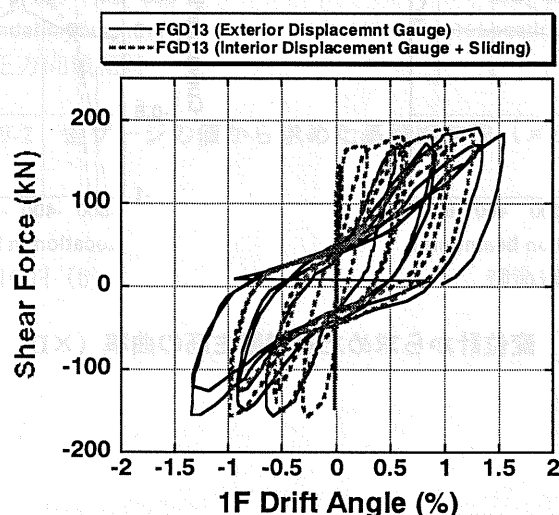
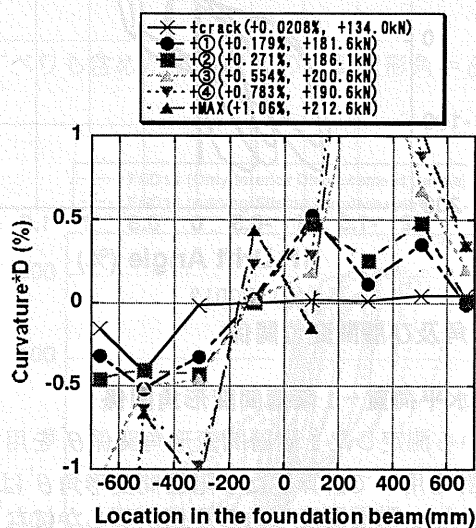


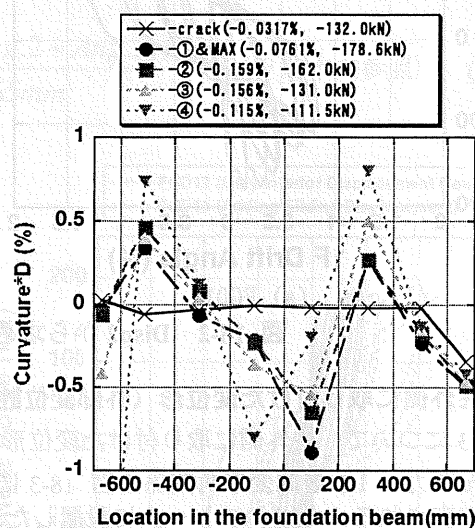
図 18-3 柱外側に設置した FGD13 水平せん断力－1 階層間変形角関係

19. 付録 2 : 2002 年度 基礎梁における曲率分布

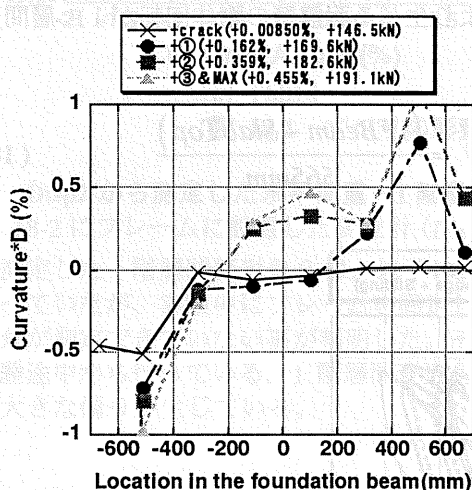
図 19-1 に変位計から求めた基礎梁の曲率分布を、図 19-2 に基礎梁主筋に貼付した歪ゲージから求めた基礎梁の曲率分布を示す。なお、曲率 ϕ は梁せい $D=480$ mm を乗じて ϕD とし、無次元化してある。基礎梁にのせん断ひび割れによって、変位計による測定値のばらつきが大きくなっている。



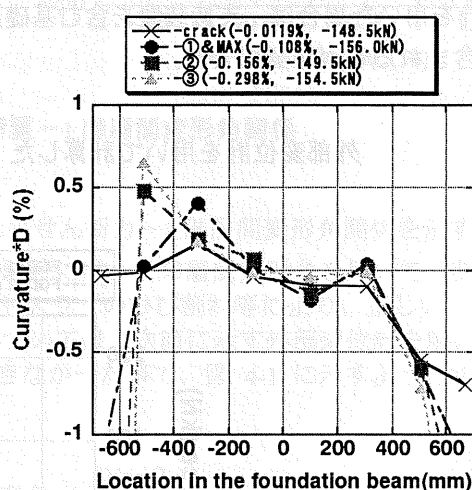
(a) FGD16 正方向荷重時



(b) FGD16 負方向荷重時

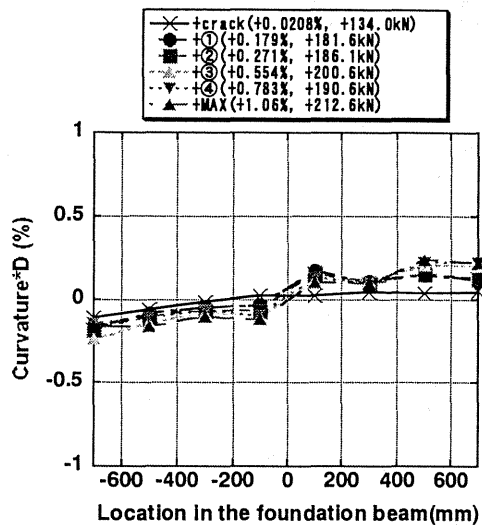


(c) FGD13 正方向荷重時

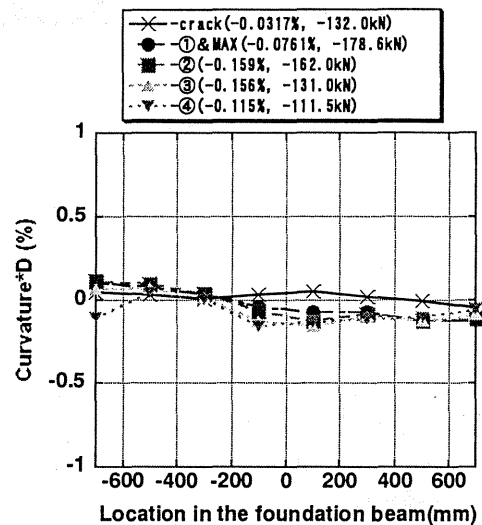


(d) FGD13 負方向荷重時

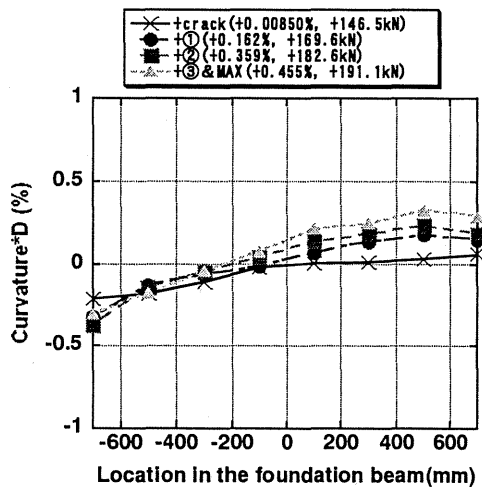
図 19-1 変位計から求めた基礎梁主筋の曲率 ($\times D$) 分布



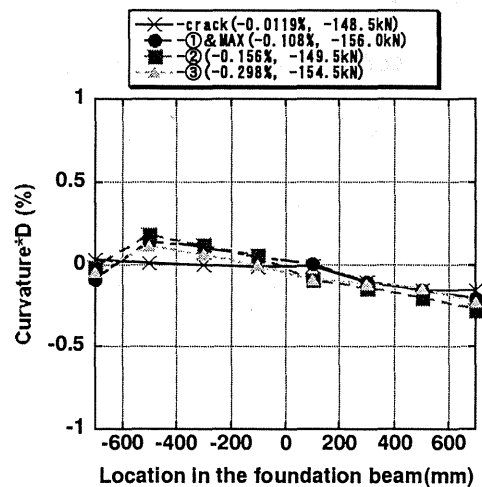
(a) FGD16 正方向載荷時



(b) FGD16 負方向載荷時



(c) FGD13 正方向載荷時



(d) FGD13 負方向載荷時

図 19-2 歪ゲージの値から求めた基礎梁曲率 ($\times D$) 分布

20. 付録 3 : 2002 年度 基礎梁主筋歪から求めた基礎梁の軸力・モーメント

図 20-1 から図 20-4 に基礎梁主筋の歪から求めた、基礎梁の軸力及びモーメントの算定結果を示す。ただし、軸力は圧縮を正として、モーメントは基礎梁の上端が圧縮、下端が引張を受ける場合を正として図示している。算定に際しては、基礎梁主筋に添付した歪ゲージから断面の曲率及び中立軸を求め、コンクリート及び鉄筋の材料モデルを用いた簡単な断面解析を用いた。なお、スラブは全断面有効とし、T 字梁として計算を行った。算定結果と共に、水平力 Q に基づく杭からの曲げ戻し応力 M_p と引張軸力 $0.5Q$ の分布についても示す。 $0.5Q$ は壁脚が完全に浮き上がり、圧縮側柱脚のみから水平せん断力の伝達が行われるとした場合に、基礎梁に作用すると考えられる引張軸力である。

軸力に関しては、両試験体とも、壁脚降伏時までは、圧縮軸力がほぼ全断面に作用しているが、壁脚降伏後は、ほぼ全断面に引張軸力が作用する傾向が見られた。この圧縮から引張への軸力の移り変わりは、水平せん断力伝達機構の推移によるものと考えられ、図 5-2 で示したモデルとも傾向は一致するように思われる。しかしながら、その量を考えた場合、圧縮、引張共に基礎梁に作用すると思われる軸力よりもはるかに大きい軸力が基礎梁に作用してしまう場合 ($0.5Q$ を超えるだけでなく、試験体に入力した水平力 Q さえも超える場合がある) があり、解析結果をそのまま受け入れることには無理がある。これは、歪ゲージの測定値のばらつきや、テンションシフトや杭から基礎梁への応力伝達を考えた場合に平面保持が成り立っていない部分がある事が原因ではないかと考えられる。

また、モーメントに関しては、両試験体とも、杭からの曲げ戻し応力 M_p と比較すると、載荷初期は解析結果と M_p が比較的良く一致したが、終局時には M_p とは異なるモーメント分布となる傾向が見られた。

したがって、モーメントについては、 M_p と解析値がまずまず一致する傾向が見られたが、軸力については、予想値を大きく上回る結果となった為、モーメント、軸力共にこの算定値の値を信用する事はできない。

また、軸力の値が現実的なものではないという事は別にしても、基礎梁主筋が予想以上の損傷を受けている事は確かであり、杭からの曲げ戻しによるモーメント M_p と引張側杭のせん断力によって生じる軸力 $0.5Q$ だけではこのような損傷が生じるとは考えにくい。そこで、基礎梁に作用すると考えられる他の外力についても考慮する必要があるように思われる。

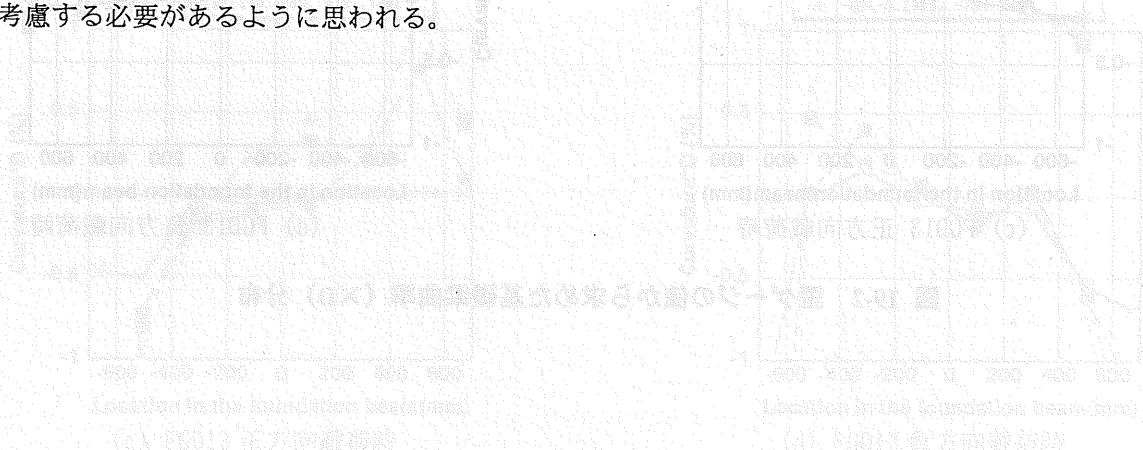


図 19-1 変位計から求めた基礎梁主筋の曲率 (1/D) 分布

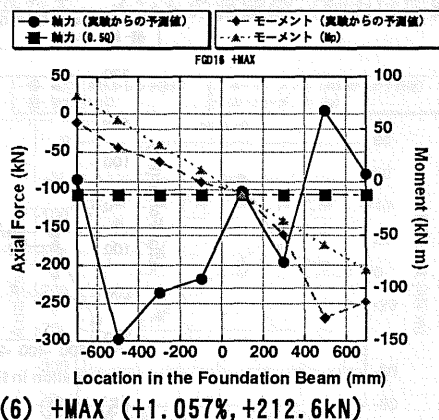
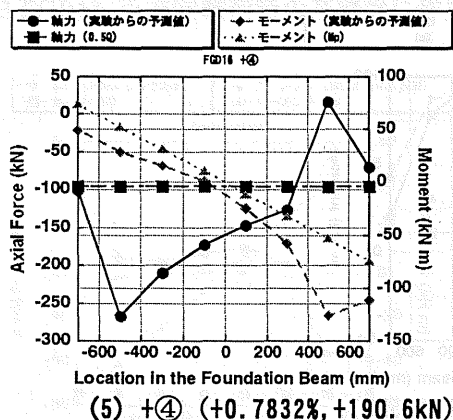
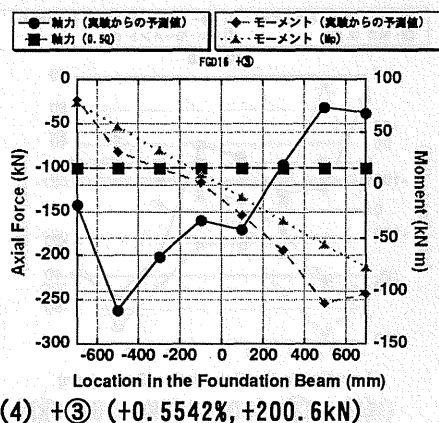
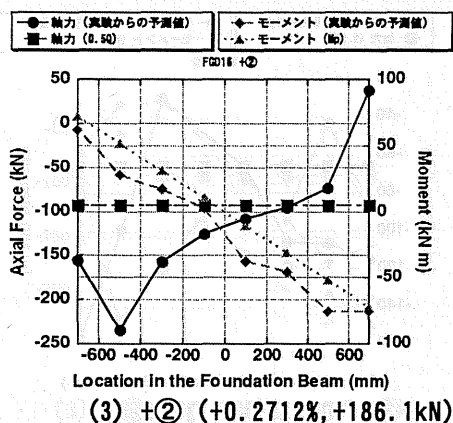
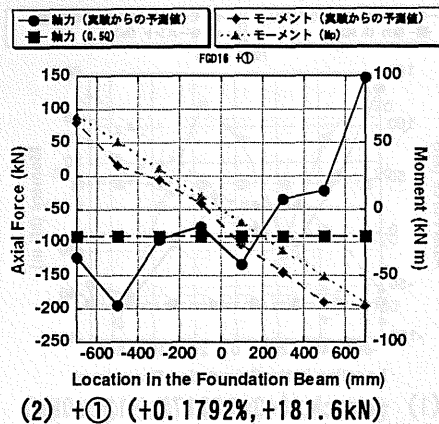
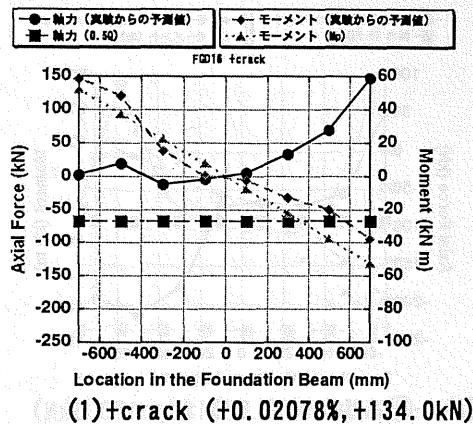


図 20-1 FGD16 正方向載荷時に基礎梁に作用する軸力及びモーメントの算定値 (軸力は圧縮为正)

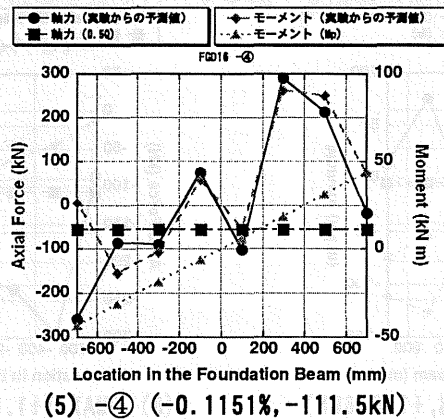
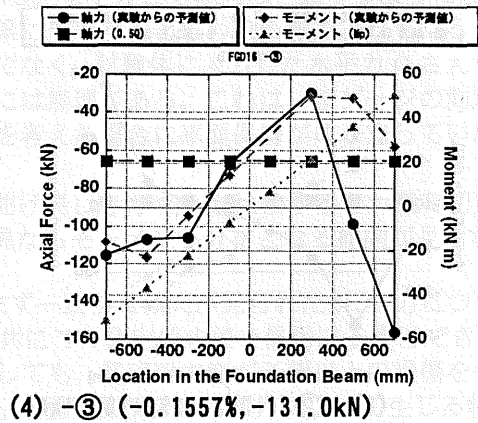
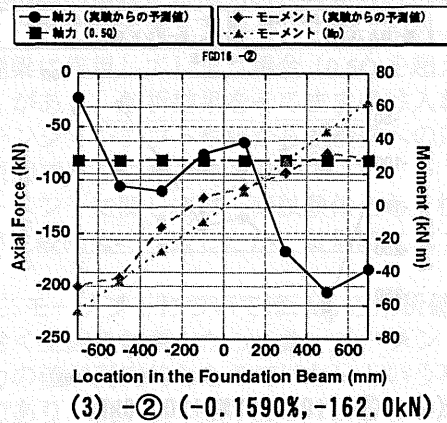
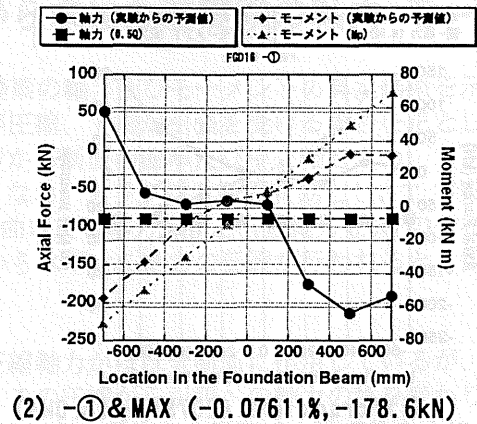
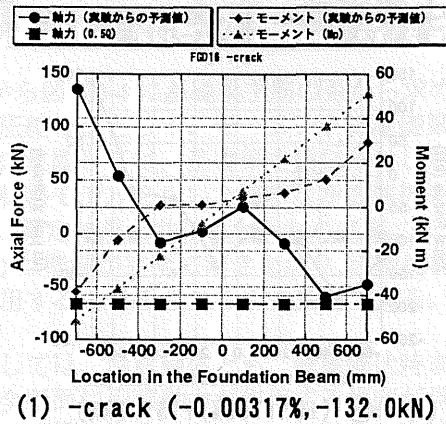


図 20-2 FGD16 負方向載荷時の基礎梁に作用する軸力及びモーメントの算定値 (軸力は圧縮が正)

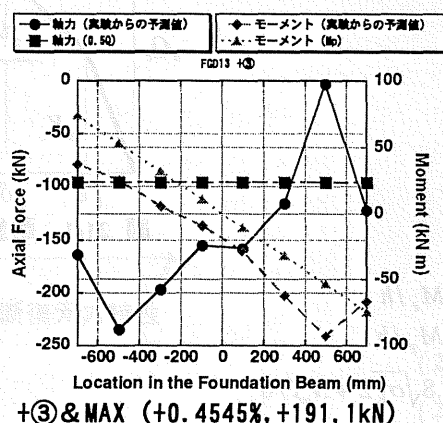
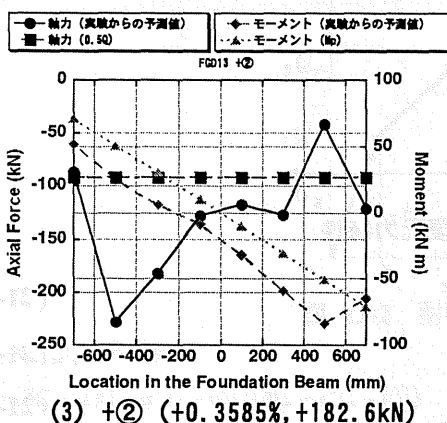
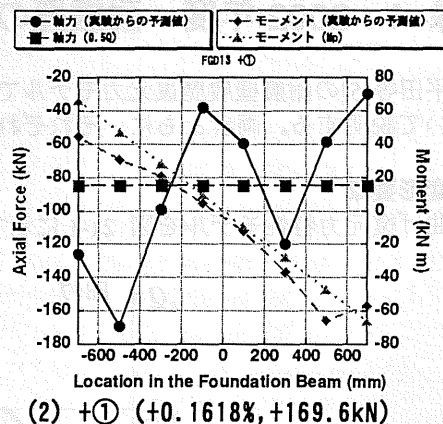
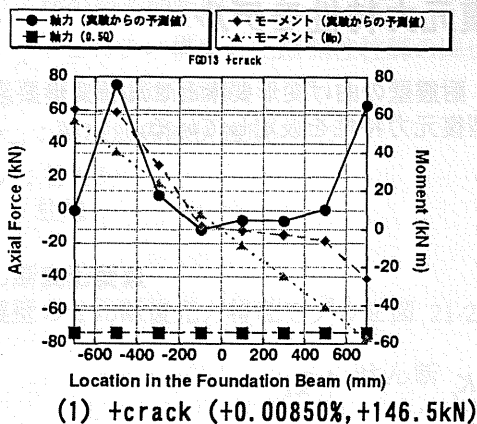


図 20-3 FGD13 正方向載荷時の基礎梁に作用する軸力及びモーメントの算定値 (軸力は圧縮が正)

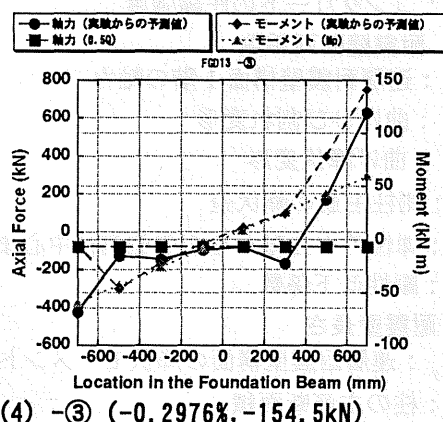
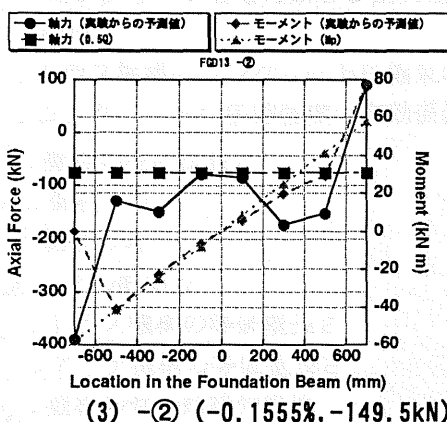
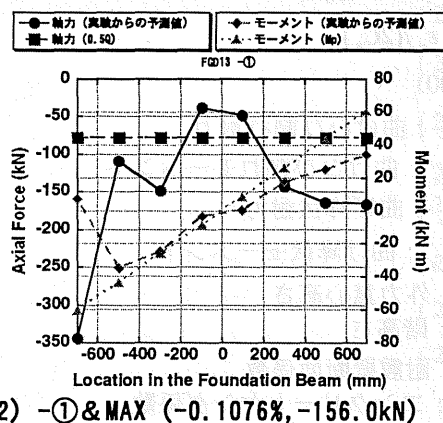
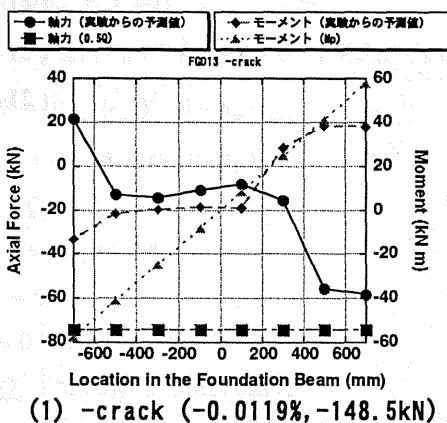


図 20-4 FGD13 負方向載荷時の基礎梁に作用する軸力及びモーメントの算定値 (軸力は圧縮が正)

21. 付録 4 : 2002 年度 耐震壁の履歴復元力特性モデル

ここでは、平田等[5]の耐震壁履歴復元力モデルで用いる、耐震壁の曲げ変形要素とせん断変形要素の2つのモデルについて説明する。両者ともに、それぞれ3折線型復元力特性を仮定している。

21.1. 曲げ変形要素

耐震壁の曲げ復元力特性モデルを図 21-1 に示す。

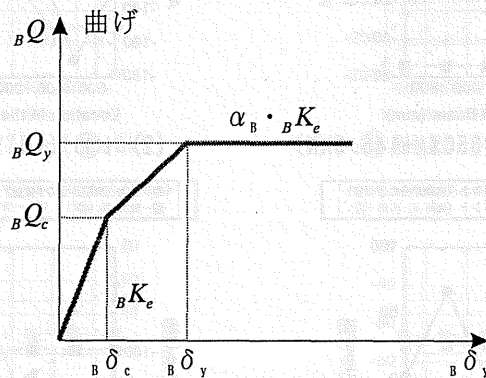


図 21-1 耐震壁の曲げ復元力特性

$${}_B Q_c = {}_B M_c / h \quad (21-1)$$

$${}_B Q_y = {}_B M_y / h \quad (21-2)$$

$${}_B M_c = 1.8 \sqrt{\sigma_B} Z + N_w l / 6 \quad (21-3)$$

$${}_B M_y = A_g \sigma_{yc} l_w + 0.5 a_w \sigma_{yw} l_w + 0.5 N_w l_w \quad (21-4)$$

$${}_B \delta_c = [h h_1^2 / (2EI)] {}_B Q_c \quad (21-5)$$

$${}_B \delta_y = h_1^2 \varepsilon_y / (2C_n) \quad (21-6)$$

$$\alpha_B = 0.001 \quad (21-7)$$

${}_B Q_c$: 曲げひび割れ耐力

${}_B M_c$: 曲げひび割れモーメント

${}_B Q_y$: 曲げ降伏耐力

${}_B M_y$: 曲げ降伏モーメント

h : 外力重心高さ

h_1 : 階高さ

I : 耐震壁断面係数

E : コンクリートヤング係数

σ_B : コンクリートの圧縮強度

Z : 耐震壁断面係数

N_w : 連層耐震壁構面 1 階の軸力

${}_B \delta_c$: 曲げひび割れ変形

${}_B \delta_y$: 曲げ降伏変形

ε_y : 側柱主筋の降伏歪

C_n : 弾性時中立軸から引張側側柱中心までの距離

α_B : 剛性低下係数

l : 耐震壁長さ

${}_B M_y$: 連層耐震壁構面の降伏モーメント

A_g : 柱の主筋断面積

σ_{yc} : 柱主筋の降伏強度

l_w : 柱の中心間距離

M_{yc} : ピロティ構面の圧縮側柱柱脚の降伏モーメント

a_w : 壁の縦筋断面積

σ_{yw} : 壁縦筋の降伏強度

D : 柱せい

b : 柱幅

21.2. せん断変形要素

耐震壁のせん断復元力特性モデルを図 21-2 に示す。

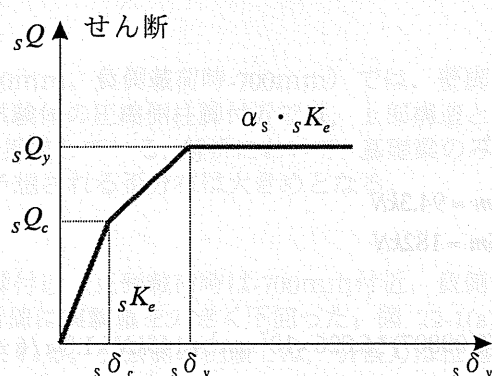


図 21-2 耐震壁のせん断復元力特性

$$sQ_c = (\tau_{sc} t_w l / K_w) \phi \quad (21-8)$$

$$K_w = 3(1+u)[1-u^2(1-\nu)] / \{4[1-u^3(1-\nu)]\} \quad (21-9)$$

$$\nu = t_w / b_c \quad (21-10)$$

$$u = l'_w / (l'_w + \sum D_c) \quad (21-11)$$

$$sQ_y = t_w l_{wb} p_s \sigma_{sy} \cot \phi + [\tan \theta (1-\beta) t_w l_{wa} \nu \sigma_B] / 2 \quad (21-12)$$

$$\tan \theta = \sqrt{(h_w / l_{wa})^2 + 1} - h_w / l_{wa} \quad (21-13)$$

$$\beta = (1 + \cot^2 \phi) p_s \sigma_{sy} / (\nu \sigma_B) \quad (21-14)$$

$$s\delta_c = Q_c / sK_e \cdot hw \quad (21-15)$$

$$s\delta_y = 4\varepsilon_0 D_c \cos^2 \phi \quad (21-16)$$

$$sK_e = GA_w \quad (21-17)$$

$$\alpha_s = 0.001 \quad (21-18)$$

sQ_c : せん断ひび割れ耐力

τ_{sc} : コンクリートのせん断ひび割れ強度

t_w : 壁厚

ϕ : トラス機構のコンクリート圧縮束の角度

ν : コンクリートの圧縮強度の有効係数

l'_w : 壁板の柱内法長さ

D_c : 側柱のせい

b_c : 側柱の幅

sQ_y : せん断耐力

l_{wb} : トラス機構の等価壁長さ

l_{wa} : アーチ機構の等価壁長さ

p_s : 壁板のせん断補強筋比

σ_{sy} : 壁板のせん断補強筋の降伏強度

h_w : 耐震壁の高さ
 h_0 : ピロティ柱の内法高さ
 ${}_s\delta_c$: セン断ひび割れ変形
 ${}_s\delta_y$: セン断終局変形
 ${}_sK_e$: セン断初期剛性
 G : コンクリートのせん断弾性係数
 A_w : 耐震壁断面積
 I_c : ピロティ柱の断面二次モーメント
 ε_0 : コンクリートの圧縮強度時歪
 α_s : 剛性低下率

21.3. 計算過程

実際に計算したものを以下に示す。

<曲げ変形要素>

$${}_BQ_c = {}_B M_c / h = 231 \text{ kN} \cdot \text{m} / 2.45 \text{ m} = 94.3 \text{ kN} \quad (21-19)$$

$${}_BQ_y = {}_B M_y / h = 445 \text{ kN} \cdot \text{m} / 2.45 \text{ m} = 182 \text{ kN} \quad (21-20)$$

$$\begin{aligned} {}_B M_c &= 1.8 \sqrt{\sigma_B} Z + N_w l / 6 \\ &= 1.8 \sqrt{29.1 \text{ N/mm}^2} / (0.09807) * (0.09807) * 6.026 \times 10^7 \text{ mm}^3 + 145 \text{ kN} \times 1.8 \text{ m} / 6 \\ &= 231 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned} \quad (21-21)$$

$$\begin{aligned} {}_B M_y &= A_g \sigma_{yc} l_w + 0.5 a_w \sigma_{yw} l_w + 0.5 N_w l_w \\ &= 285 \text{ mm}^2 \times 384 \text{ MPa} \times 1.8 \text{ m} + 0.5 \times 251 \text{ mm}^2 \times 518 \text{ MPa} \times 1.8 \text{ m} + 0.5 \times 145 \text{ kN} \times 1.8 \text{ m} \\ &= 445 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned} \quad (21-22)$$

$$\begin{aligned} {}_B \delta_c &= [h h_1^2 / (2EI)] {}_B Q_c \\ &= [0.565 \text{ m} \times 2.45 \text{ m} / (2 \times (2.42 \times 10^4) \times (5.91 \times 10^{10} \text{ mm}^4))] / 94.3 \text{ kN} \cdot \text{m} = 0.0258 \text{ mm} \end{aligned} \quad (21-23)$$

$$\begin{aligned} {}_B \delta_y &= h_1^2 \varepsilon_y / (2C_n) \\ &= (0.565 \text{ m})^2 \times 0.00205 / (2 \times 1.488 \text{ m}) = 0.220 \text{ mm} \end{aligned} \quad (21-24)$$

$C_n = 1.488 \text{ m}$ は壁の弾性断面解析から求める。

<せん断変形要素>

$${}_s Q_c = (\tau_{sc} t_w l / K_w) \phi = (2.21 \text{ MPa} \times 60 \text{ mm} \times 1.96 \text{ m} / 1.22) \times 0.77 = 196 \text{ kN} \quad (21-25)$$

$$\begin{aligned} K_w &= 3(1+u)[1-u^2(1-\nu)] / \{4[1-u^3(1-\nu)]\} \\ &= 3(1+0.8)[1-0.8^2(1-0.375)] / \{4[1-0.8^3(1-0.375)]\} \\ &= 1.22 \end{aligned} \quad (21-26)$$

$$\nu = t_w / b_c = 60 \text{ mm} / 160 \text{ mm} = 0.375 \quad (21-27)$$

$$u = l'_w / (l'_w + \sum D_c) = 1640 \text{ mm} / (1640 \text{ mm} + 2 \times 160 \text{ mm}) = 0.8 \quad (21-28)$$

$$\begin{aligned} {}_s Q_y &= t_w l_{wb} p_s \sigma_{sy} \cot \phi + [\tan \theta (1-\beta) t_w l_{wa} \nu \sigma_B] / 2 \\ &= 60 \text{ mm} \times 1800 \text{ mm} \times 0.00196 \times 518 \text{ MPa} \times 1.0 \\ &\quad + [0.764 \times (1-0.420) \times 60 \text{ mm} \times 1800 \text{ mm} \times 0.222 \times 29.1 \text{ MPa}] / 2 \\ &= 301 \text{ kN} \end{aligned} \quad (21-29)$$

$$\tan \theta = \sqrt{(h_w / l_{wa})^2 + 1} - h_w / l_{wa} = \sqrt{(490 \text{ mm} / 1800 \text{ mm})^2 + 1} - 490 \text{ mm} / 1800 \text{ mm} = 0.764 \quad (21-30)$$

$$\beta = (1 + \cot^2 \phi) p_s \sigma_{sy} / (\nu \sigma_B) \quad (21-31)$$

$$= (1 + 1.0^2) \times 0.00196 \times 518 \text{ MPa} / (0.222 \times 29.1 \text{ MPa}) = 0.420 \quad (21-32)$$

$${}_s \delta_c = Q_c / {}_s K_e \cdot h_w = 196 \text{ kN} / (1.02 \times 10^6 \text{ kN}) \times 490 \text{ mm} = 0.0940 \text{ mm} \quad (21-33)$$

$${}_s \delta_y = 4 \varepsilon_0 D_c \cos^2 \phi = 4 \times 0.003 \times 160 \text{ mm} \times 0.707^2 = 0.961 \text{ mm} \quad (21-34)$$

$${}_s K_e = G A_w = 1.04 \times 10^4 \text{ MPa} \times 9.84 \times 10^4 \text{ mm}^2 = 1.02 \times 10^6 \text{ kN} \quad (21-34)$$

22. 付録 5 : 2002 年度 耐震壁の履歴復元力特性モデル

本文の解析で求めた基礎梁主筋の歪分布と実験から得られた歪分布は、全ての場合に整合するわけではない。そこで、両者を比較した図中に、特に整合しない部分を楕円で囲んだ。これらの不整合を理由別に 5 つに分類し以下で説明する。

22.1. その①

壁脚降伏までは、特に上端筋の歪の予想値が実験値より大きい。実際の試験体では、上部構造と基礎梁とが一体となって外力に抵抗している。解析において、基礎梁のみが外力に抵抗すると仮定すると、鉄筋の負担が実際以上に増し、予想される歪分布は大きめとなる。

22.2. その②

圧縮側柱付近（正側載荷時+700mm、負側載荷時-700mm）では、壁脚降伏後の基礎梁上端筋の歪予想値が、実験値より大きい。実際の試験体の圧縮側柱脚付近では、上部構造と基礎梁の間には浮上りや滑りが小さく、両者は一体となって外力に抵抗している。解析において、基礎梁のみが外力に抵抗すると仮定すると、鉄筋の負担が実際以上に増し、予想される歪分布は大きめとなる。

22.3. その③

下端筋については、引張側柱脚付近（正側載荷時は-700mm付近、負側載荷時は+700mm付近）から基礎梁スパン中心付近にかけて、解析値は実験値を大きく下回った。図 22-1(a)に示すように、曲げ戻しモーメント M_p が、杭から基礎梁に伝達される。引張側の杭頭では、引張力は位置的に近い基礎梁下端主筋に伝達される。しかし、圧縮力はコンクリートの斜め束を形成して基礎梁に伝達される。したがって、図 22-1(b)の基礎梁左端に示すように、応力中心間距離が小さくなり、下端筋に作用する引張軸力が増大する。このような現象は、図 4-14 に示した 2004 年度の試験体では特に影響が大きかったが、杭と基礎梁の接合詳細が 2004 年度とは異なる本研究でも、2004 年度程ではなかったものの、特に主筋径が小さい基礎梁スパン中心付近では、解析値と比較して実験値が大きくなる傾向が見られた。また、圧縮側の杭頭では、引張力が柱主筋を介して基礎梁上端筋にスムーズに伝達される機構が成立するため基礎梁主筋の負担増大は起こらない。

こうした機構は、L 字型接合部における開閉時のせん断力抵抗機構と同じである。L 字を開く方向では閉じる方向に比べ、鉄筋の負担が大きくせん断耐力は低い。これは、ストラットの形成と密接に関係している。本試験体でも、せん断力が $0.3Q$ 側は開く方向、せん断力が $0.7Q$ 側では閉じる方向の加力と考えられ、一般的な L 字型接合部における実験結果と符合する。

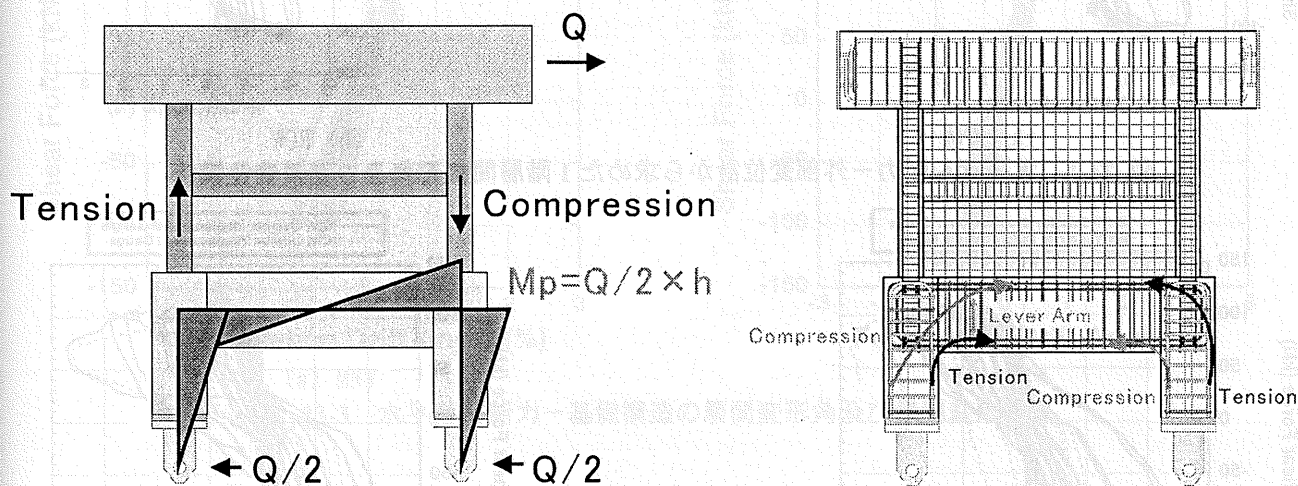


図 22-1 引張側杭頭から基礎梁への応力伝達

23. 付録 6 : 2003 年度 1F 層間変形角についての考察

本文で示す 1F 層間変形角 θ は、耐震壁側面に取り付けた変位形（内部変位計と呼ぶ）を用いて、壁脚の滑りを除く耐震壁の変形成分のみを計算したものである。ここでは、柱外側に取り付けた変位形（外部変位計と呼ぶ）から測定した 1F 層間変形角 θ' を用いた水平せん断力－1F 層間変形角関係を図 23-1 に示す。外部変位計を用いて計算した 1 階層間変形角 θ' は、以下の式で表される。なお、HN2, HN3, HS2, HS3 は、変位計の名称である。

$$\text{外部変位計を用いて計算した 1 階層間変形角 } \theta' = \frac{((HN3 + HS3)/2 - (HN2 + HS2)/2)}{460\text{mm}} \quad (23-1)$$

外部変位計を用いた場合は、支持装置を含む基礎梁以下の変形により生じる耐震壁の剛体回転が 1F 層間変形角 θ' に含まれることになる。内部変位計と外部変位計を用いた場合の、水平せん断力－1 階層間変形角関係を図 23-2 に示す。両者の差は、壁脚の滑りと壁の剛体回転によるものである。図 23-2 から内部変位計を用いた場合と、外部変位計を用いた場合では壁脚降伏までの剛性の値に大きな差がある事が分かる。壁脚が降伏するまでの間は、壁脚にすべりはほとんど生じない事が本文から分かっているため、壁脚降伏までは、壁の剛体回転によって、内部変位計と外部変位計の測定値に差が生じている事になる。しかしながら、壁脚降伏後は、すべりの影響も無視できなくなるので、壁脚の滑りと壁の剛体回転が共に影響を与えると考えられる。いずれにしろ、上部構造の層間変形角は、基礎構造の回転による影響を大きく受ける事が確認できた。

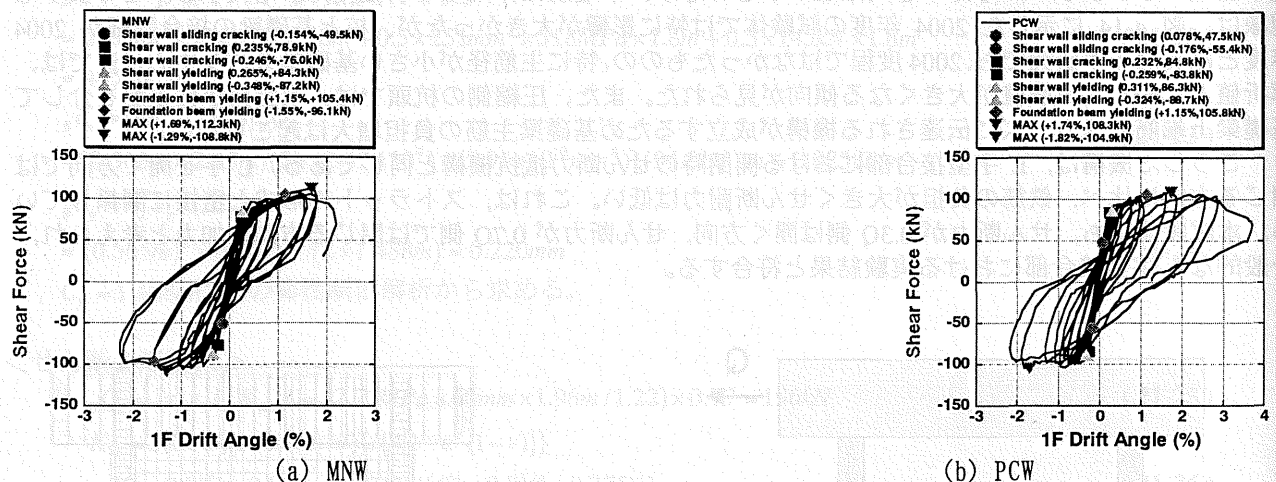


図 23-1 水平せん断力－外部変位計から求めた 1 階層間変形角及び層間変位関係

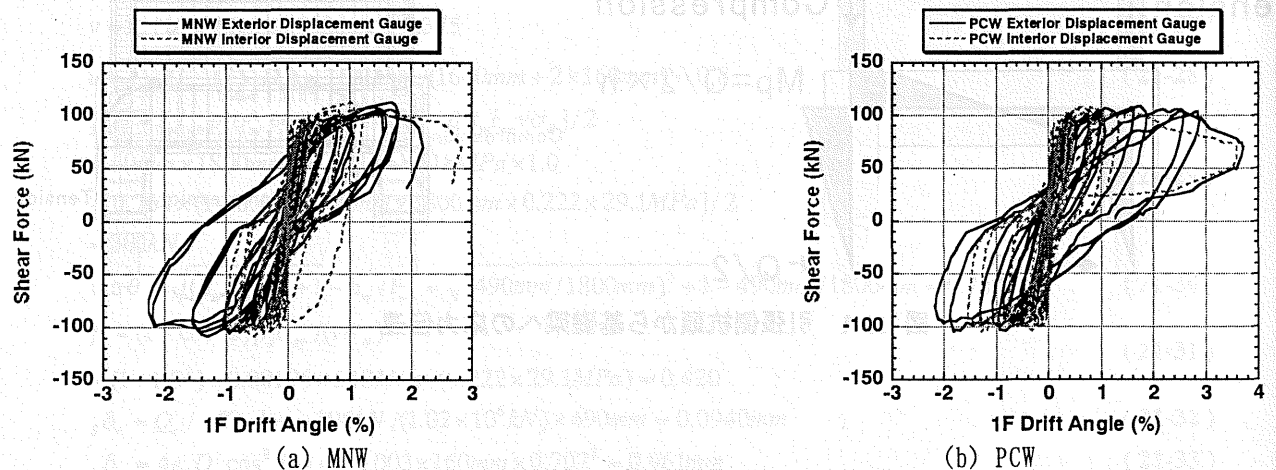


図 23-2 水平せん断力－1 階層間変形角関係

23.1. 水平せん断力-基礎部分変形角

水平せん断力-基礎部分変形角関係を図 23-3 に示す。なお、基礎部分変形角とは、試験体支持点からスラブ上端面までの変形角と定義し、ここでは変位計 HN1、HN2、HS1、HS2 を用いて計算した。基礎部分変形角を生じさせる変形には、

- (a) 杭の軸方向変形（ただし、支持装置におけるピンシャフトの変形なども含む）
- (b) 杭の水平変形

の2つが考えられ、図 23-4 にこららを図示した。ただし、基礎梁を剛にモデル化している。杭の軸方向変形が生じると、耐震壁に剛体回転が起これ、外部変位形で測定した1F 層間変形角にこの成分が含まれる。しかし、杭の水平変形は、耐震壁に剛体水平移動のみを生じさせ、外部変位形で測定した1F 層間変形角に影響しない。今回の実験では、こうした挙動を予想できず、基礎部分の変形 (a) 及び (b) を定量化できていない。しかし、図 23-1 と図 23-3 を比較して、1 階と同レベルの変形角が基礎部分にも生じている事から、特に杭の軸方向変形は無視できないとの結論を得る。

なお、杭の軸方向変形による基礎梁の回転については、杭主筋に設置した歪ゲージによって推測する事が可能であるので、これを参考として図 23-5 に示す。図より、杭の軸方向の変形は、基礎構造の回転にほとんど影響を与えておらず、(a) による変形は、支持装置のピンシャフトの変形により生じた見掛けの杭の軸方向変形では無いかと考えられる。

支持点からスラブ上端面までの変形角 =
$$\frac{((HN2 + HS2)/2 - (HN1 + HS1)/2)}{1020} \tag{23-2}$$

杭の軸方向の変形による回転 =
$$\frac{-((P1 + P2)/2 - (P3 + P4)/2) \times 410}{1800} \tag{23-3}$$

なお、P1、P2、P3、P4（北側から順に）は、図 9-10 に示す杭主筋の歪を用いた。

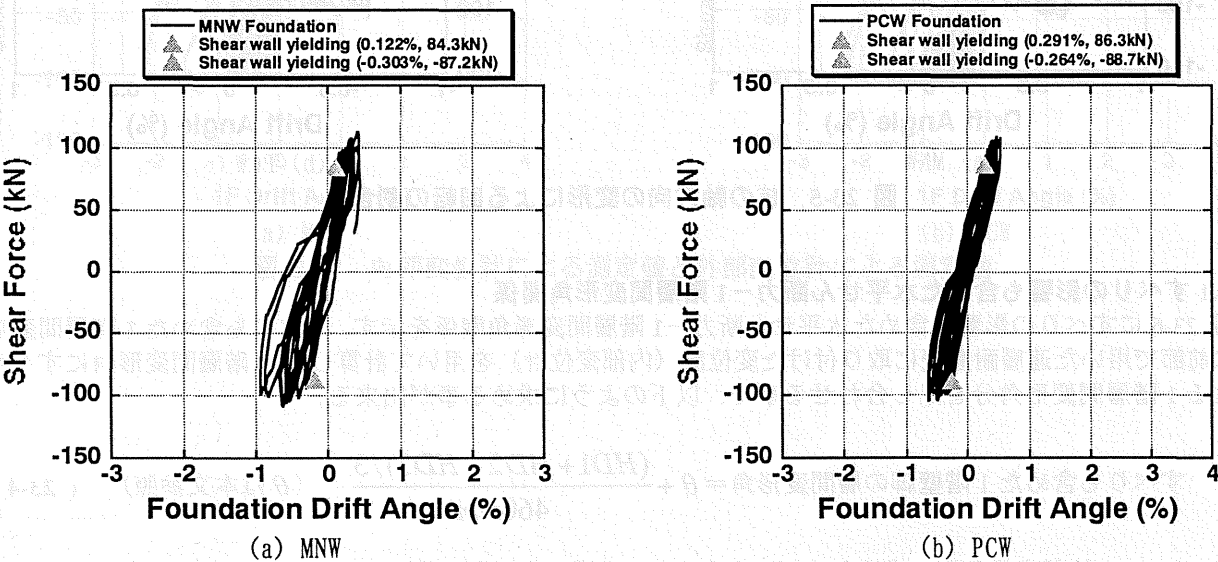


図 23-3 水平せん断力-基礎構造の層間変形角及び層間変形関係

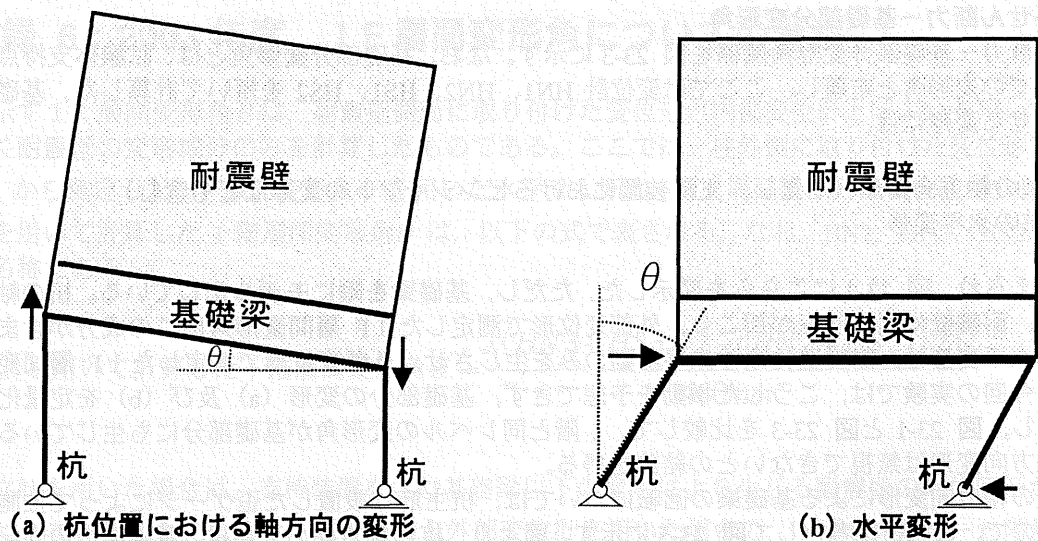


図 23-4 基礎構造の回転

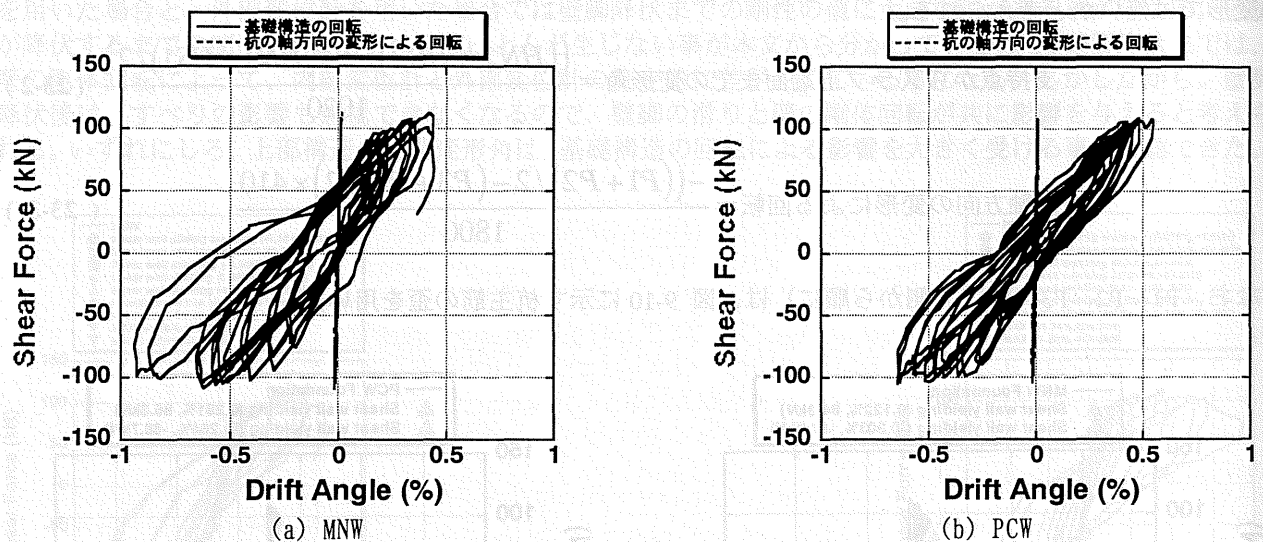


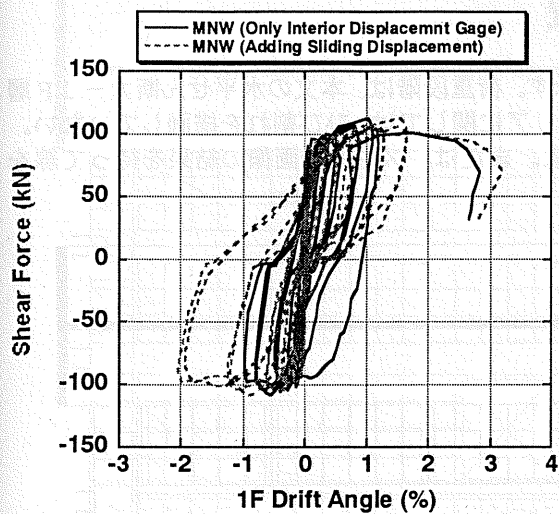
図 23-5 杭の軸方向の変形による回転の割合

23.1.1 すべりの影響も含めた水平せん断力-1階層間変形角関係

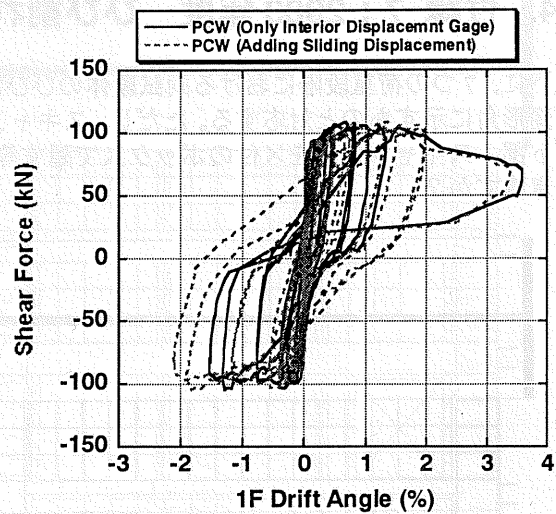
図 23-6 にすべりの影響も含めた水平せん断力-1階層間変形角関係を示す。すべりも含めた1階層間変形角は前節で用いた連層耐震壁に取り付けた変位計（内部変位計）を用いて計算した1階層間変形角にすべりによる1階層間変形角分を足し合わせる事で、以下のように求める事が出来る。

$$\text{すべりも含めた1階壁脚の層間変形角} = \theta + \frac{(HD1 + HD2 - HD3)/3}{460\text{mm}} \quad (\theta \text{ は本文参照}) \quad (23-4)$$

図 23-7 に、外部変位計から求めた水平せん断力-1階層間変形角関係とすべりの影響も含めた水平せん断力-1階層間変形角関係とを合わせて示す。前者の層間変形から後者の層間変形を引いたものが耐震壁の剛体回転による変形であると考えられる。

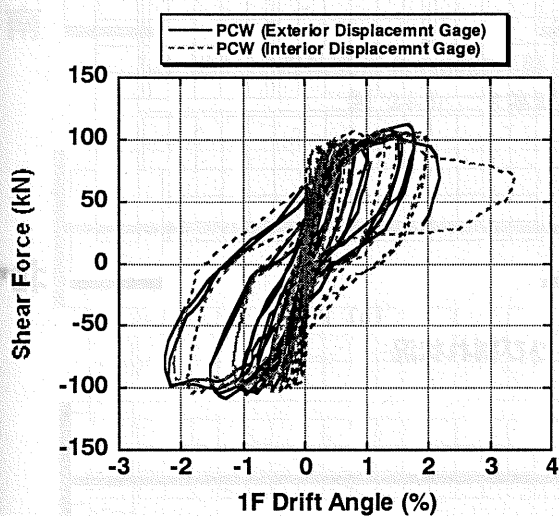


(a) MNW

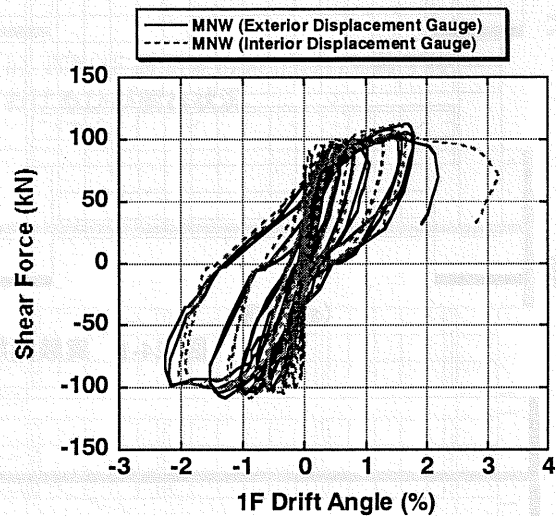


(b) PCW

図 23-6 すべりの影響も含めた水平荷重-1階層間変形角関係



(a) MNW



(b) PCW

図 23-7 内部変位計による測定値と外部変位計による測定値

24. 付録 7 : 2003 年度 ひび割れ進展状況

以下に、7つの荷重段階における両試験体のひび割れ状況を示す。荷重段階は、本文の水平せん断力-1F層間変形角に示すものと対応する。ただし、スキャンを行ったエリアに関しては、ひび割れを描画していない。

(ト部、スキャン位置を×付のボックスで隠す等の工夫をせよ。または、スキャン画像の結果を待つて線を書き直すか?)

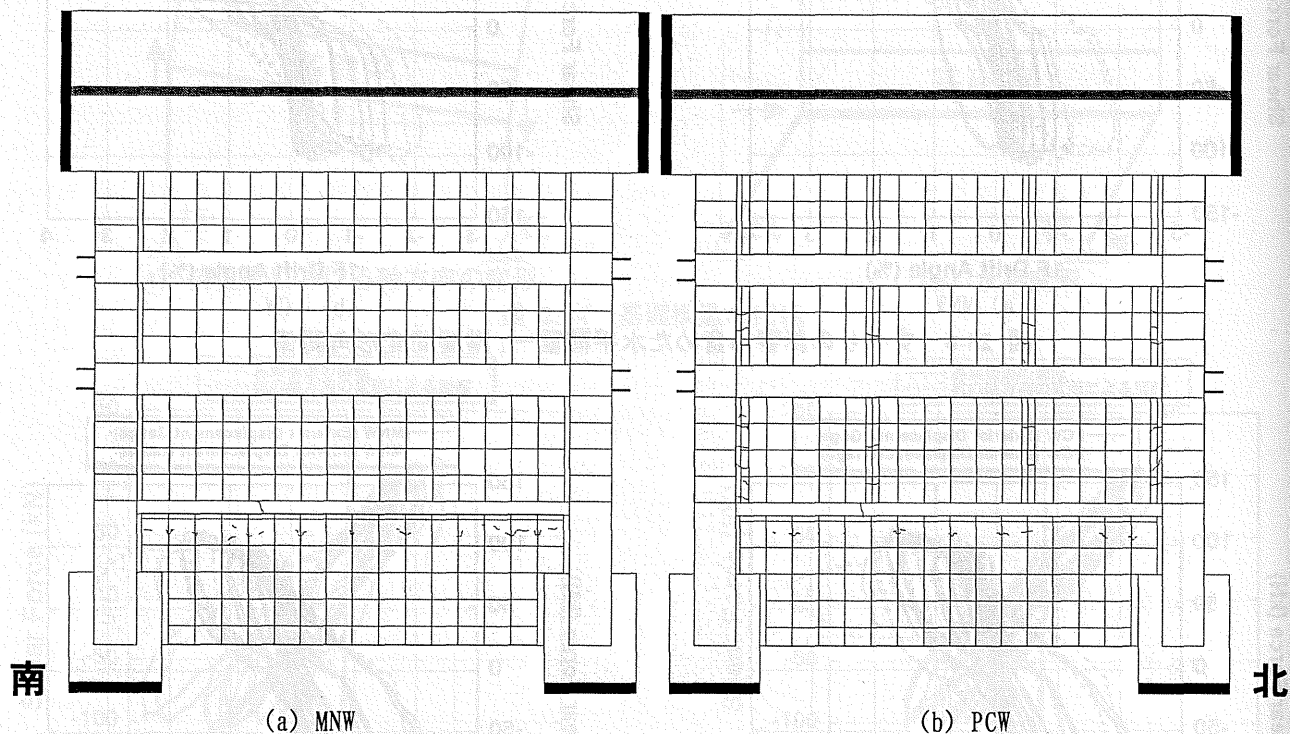


図 24-1 実験開始前におけるひび割れ状況

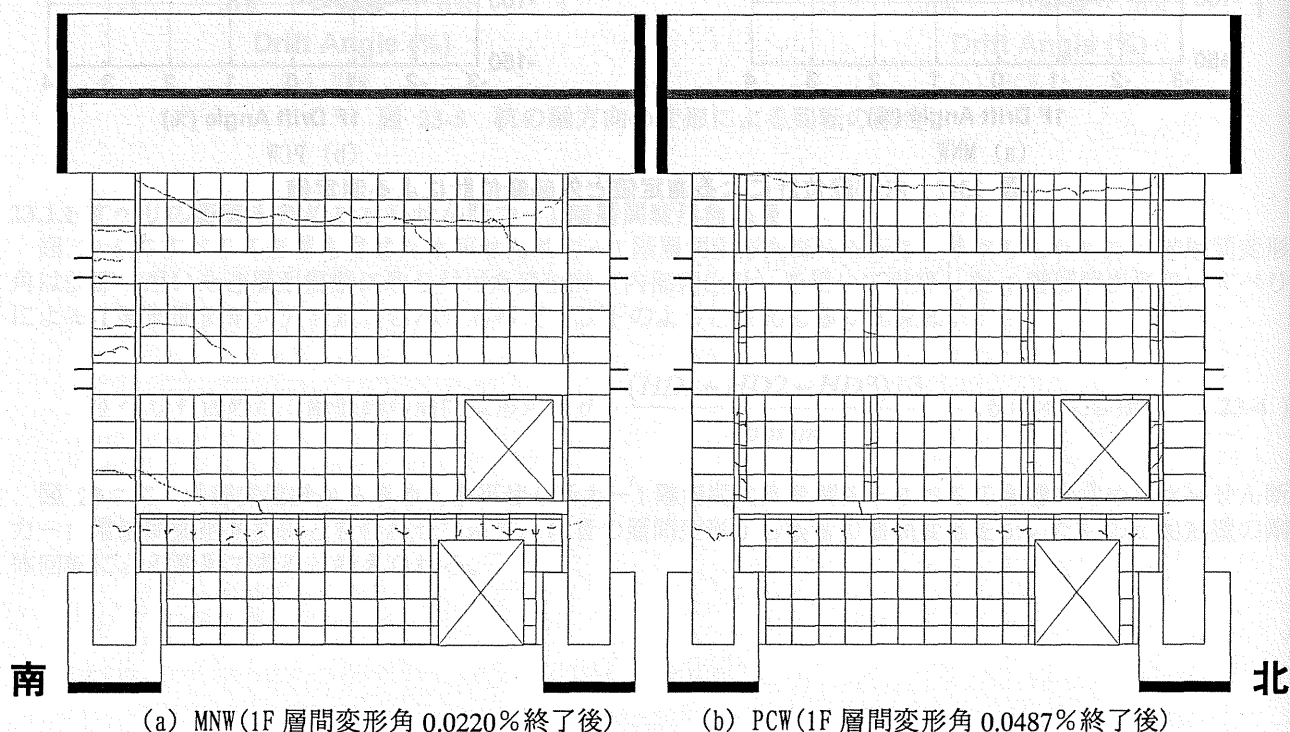


図 24-2 全体変形角 0.3%におけるひび割れ状況

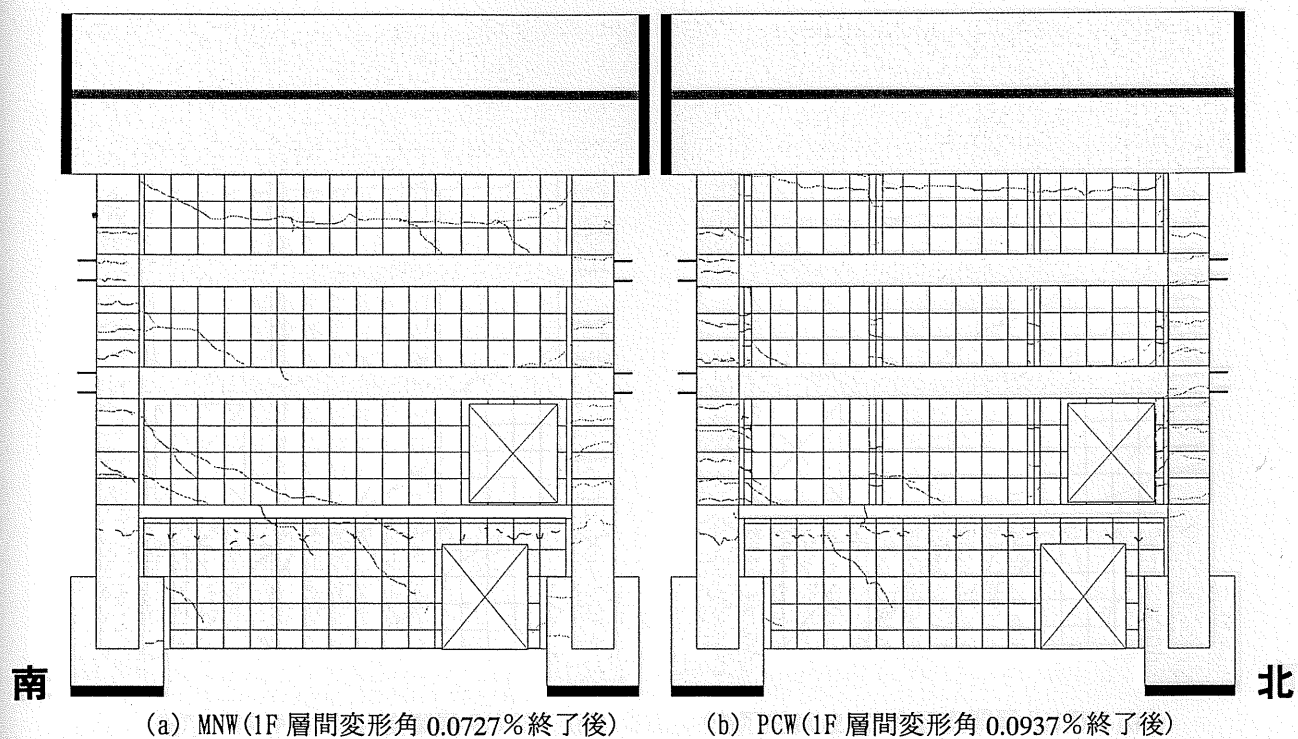


図 24-3 全体変形角 0.4%におけるひび割れ状況

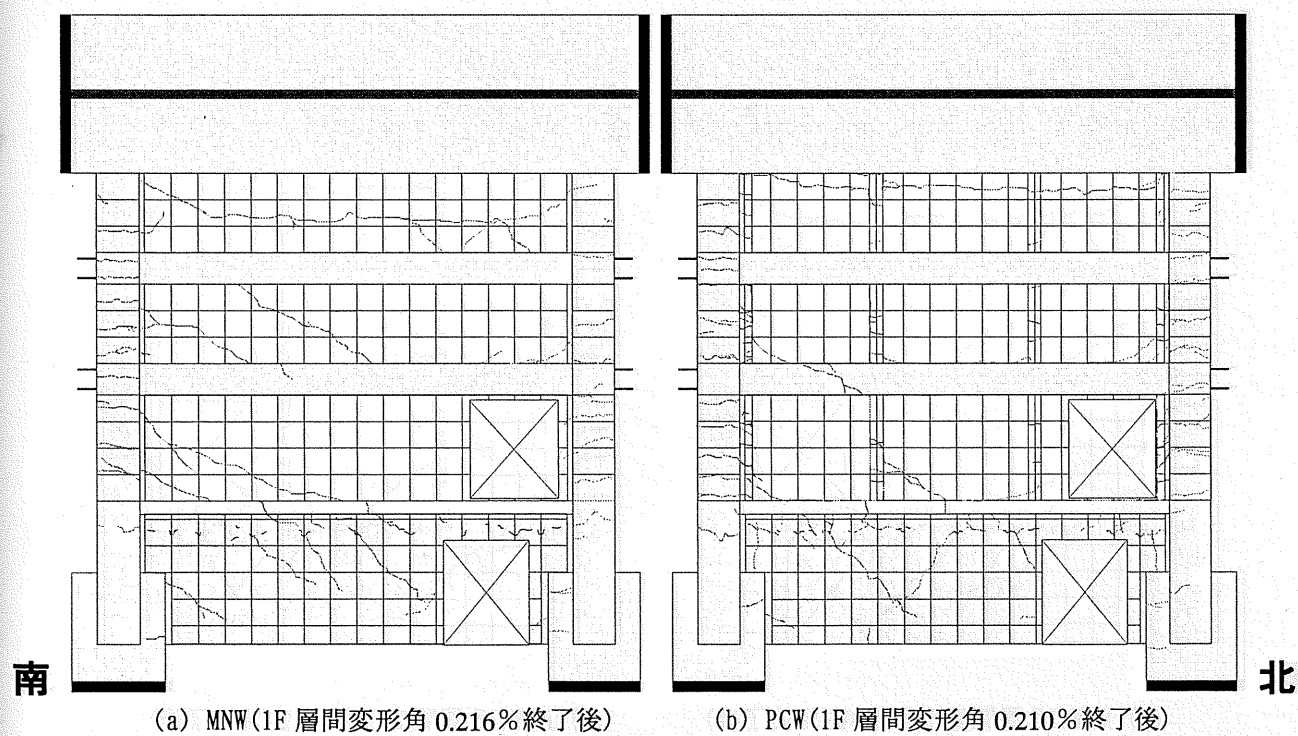
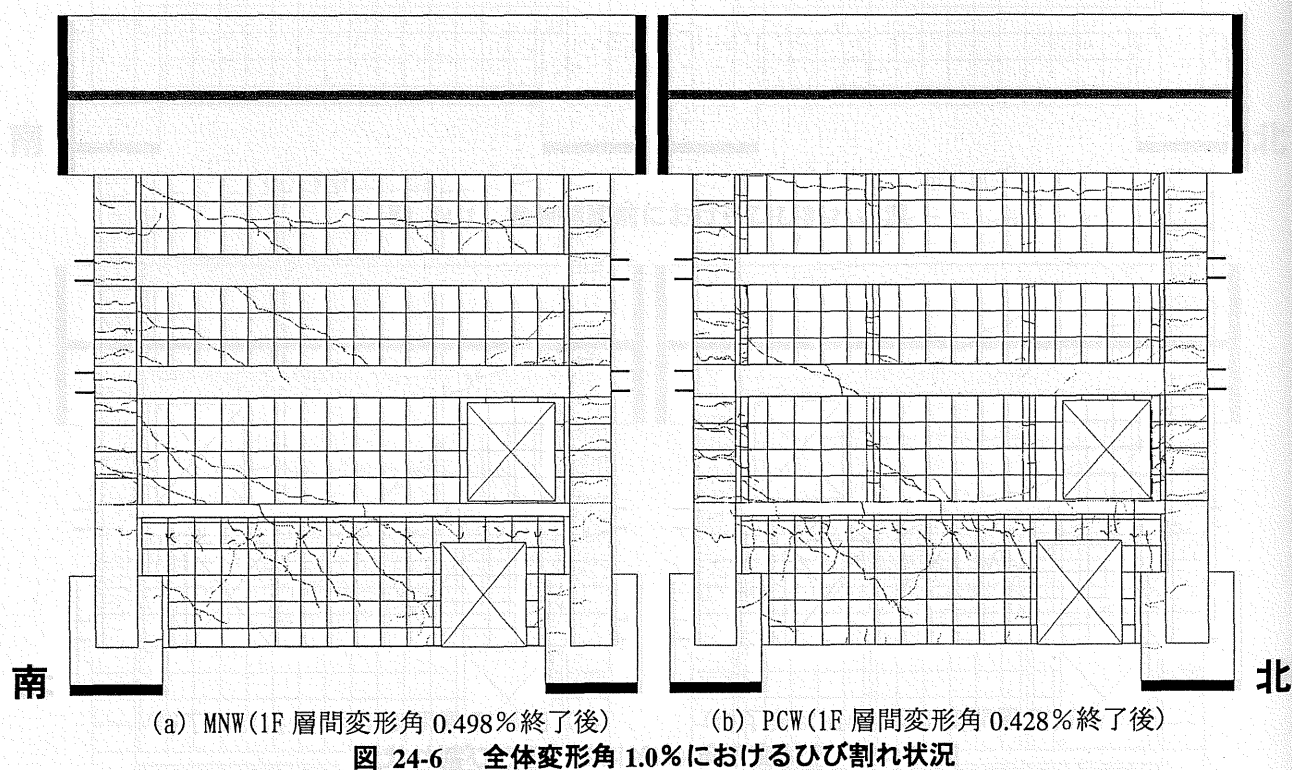
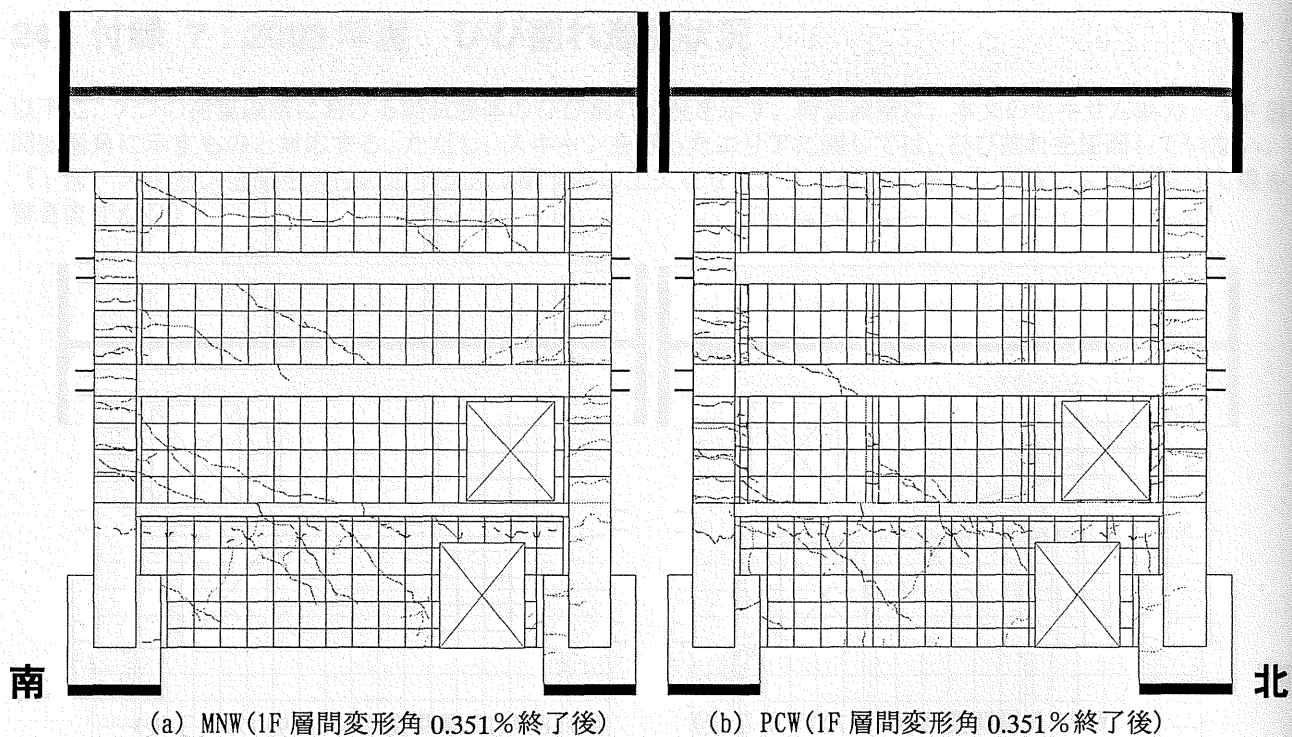


図 24-4 全体変形角 0.6%におけるひび割れ状況



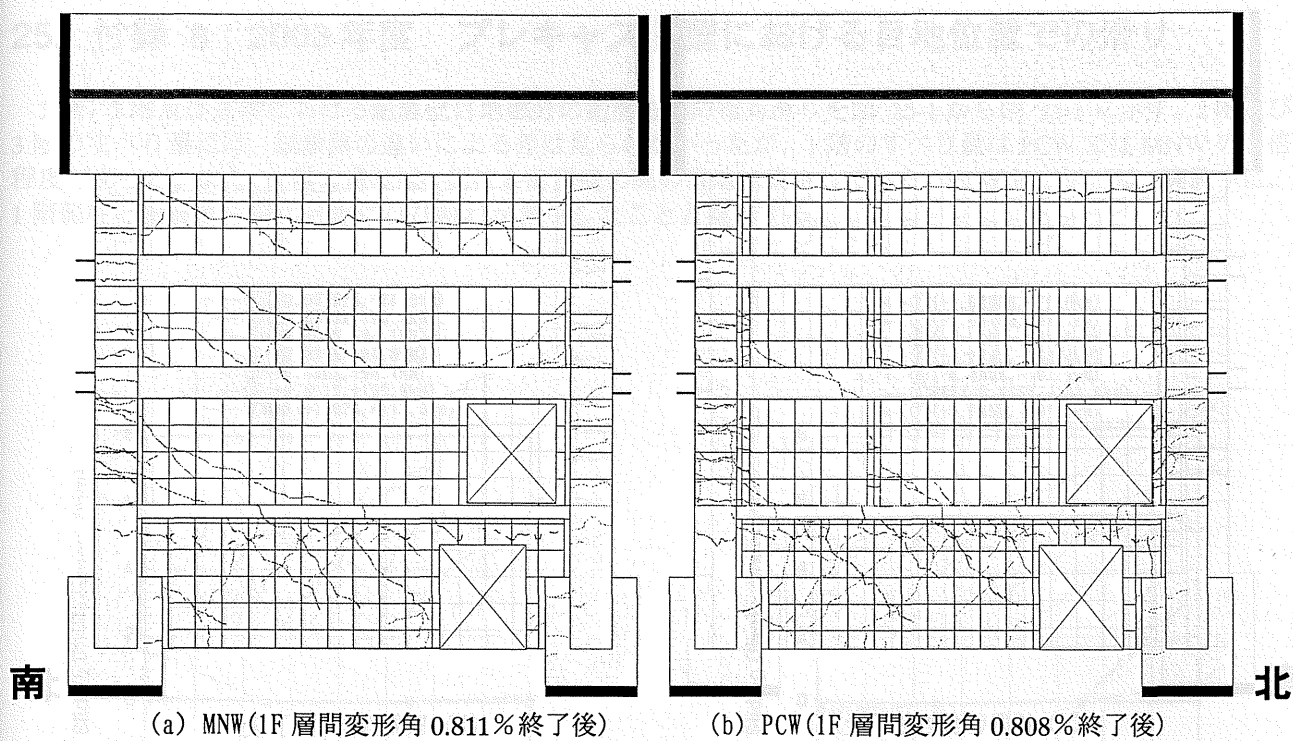


図 24-7 全体変形角 1.5% におけるひび割れ状況

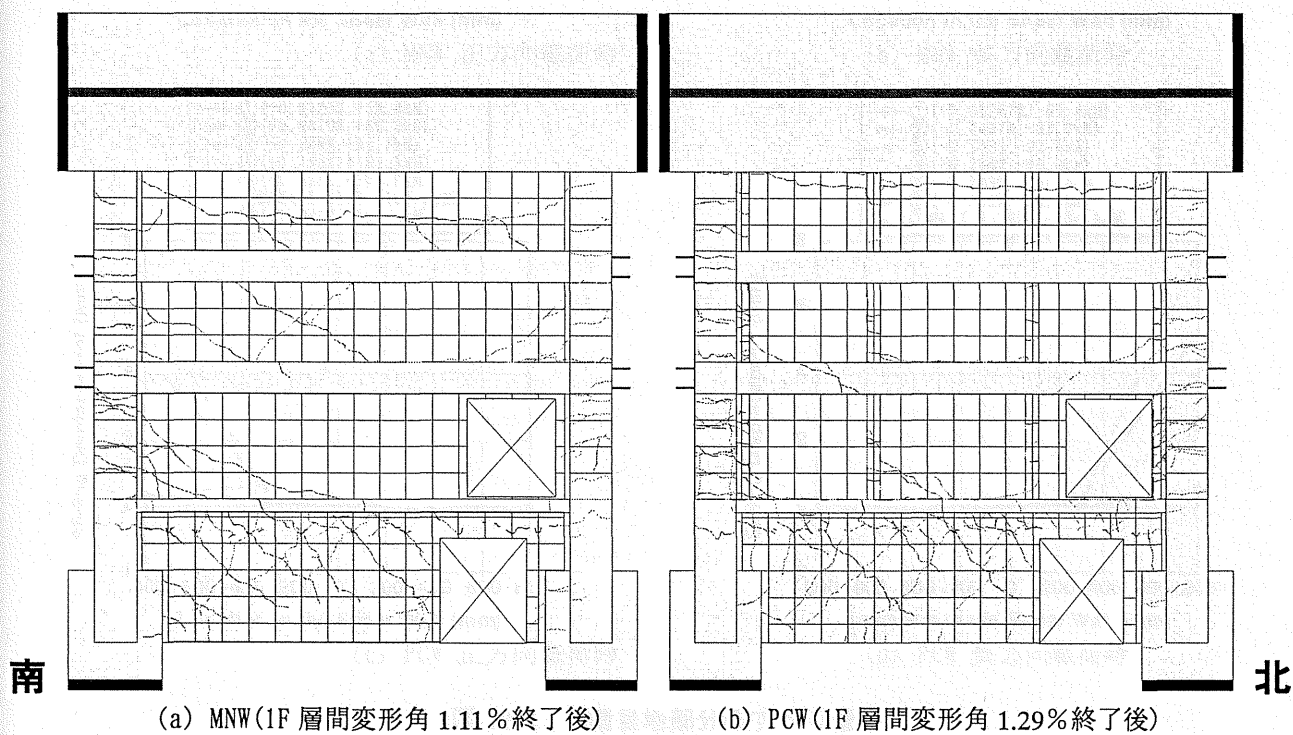


図 24-8 全体変形角 2.0% におけるひび割れ状況

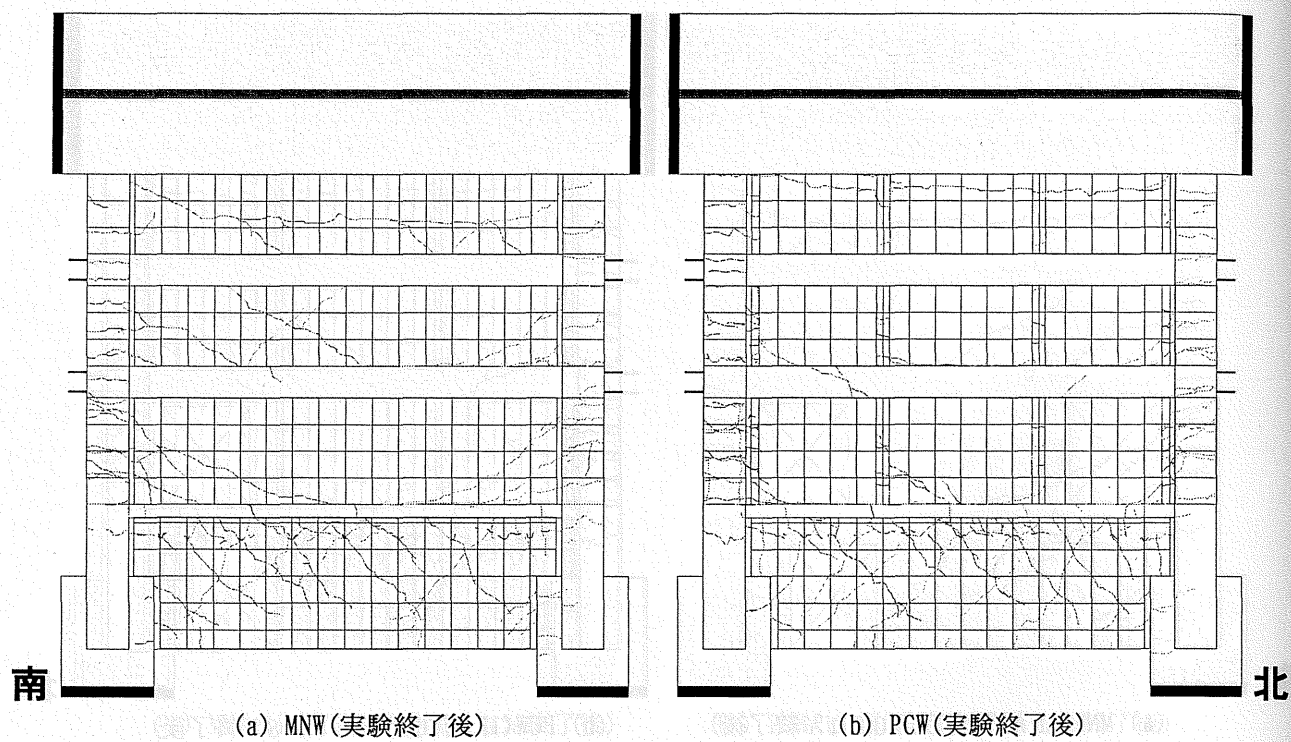


図 24-9 実験終了後におけるひび割れ状況

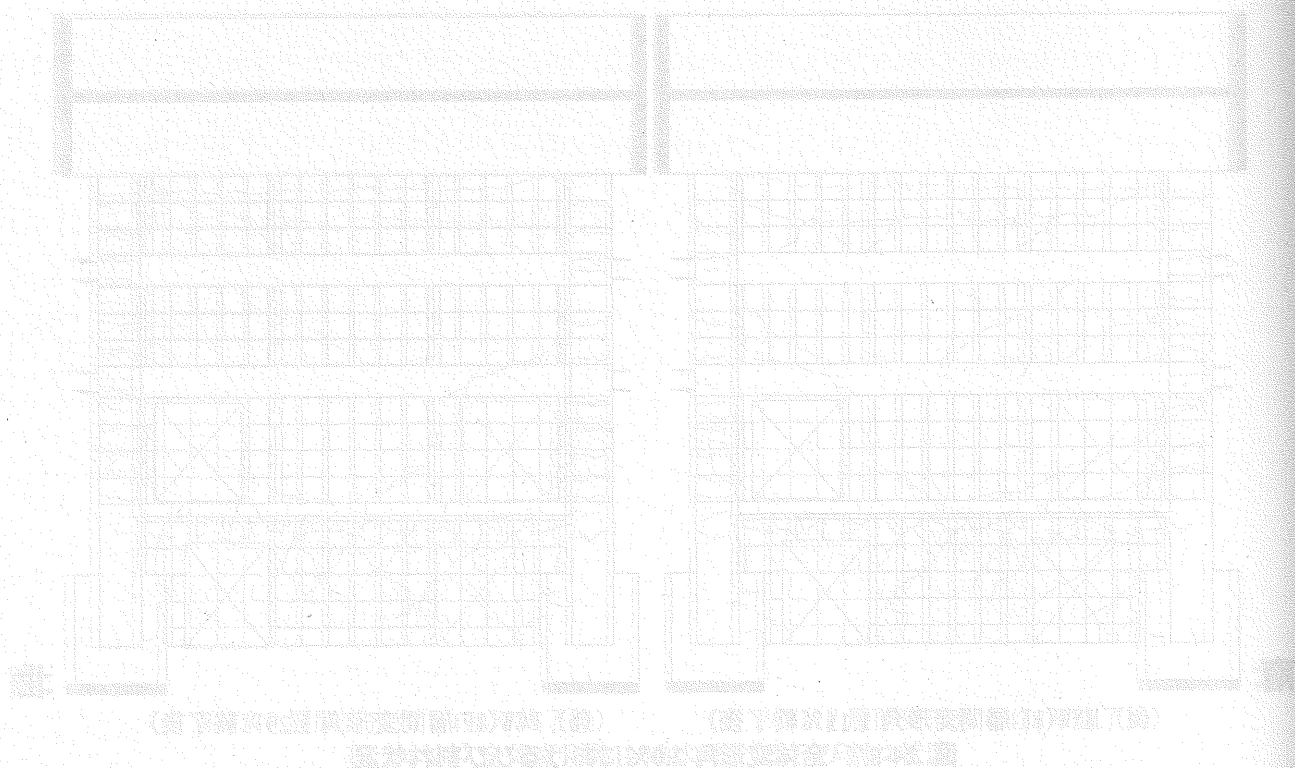


図 24-10 実験終了後におけるひび割れ状況

25. 付録 8 : 2003 年度 プレキャスト壁における目地位置での滑り

1 階、2 階及び 3 階における耐震壁目地部分の鉛直方向の相対滑りを図 25-1 から図 25-3 に示す。2 階及び 3 階のすべり量には、試験体の違いによる差は見られなかったが、1 階のすべり量は PCW では MNW の 2 倍程度であった。また、1 階の滑りは、側柱と耐震壁の間の目地に集中していた。PCW については、実験中に、1 階側柱と耐震壁の間の目地にひび割れが集中したことに対応する。

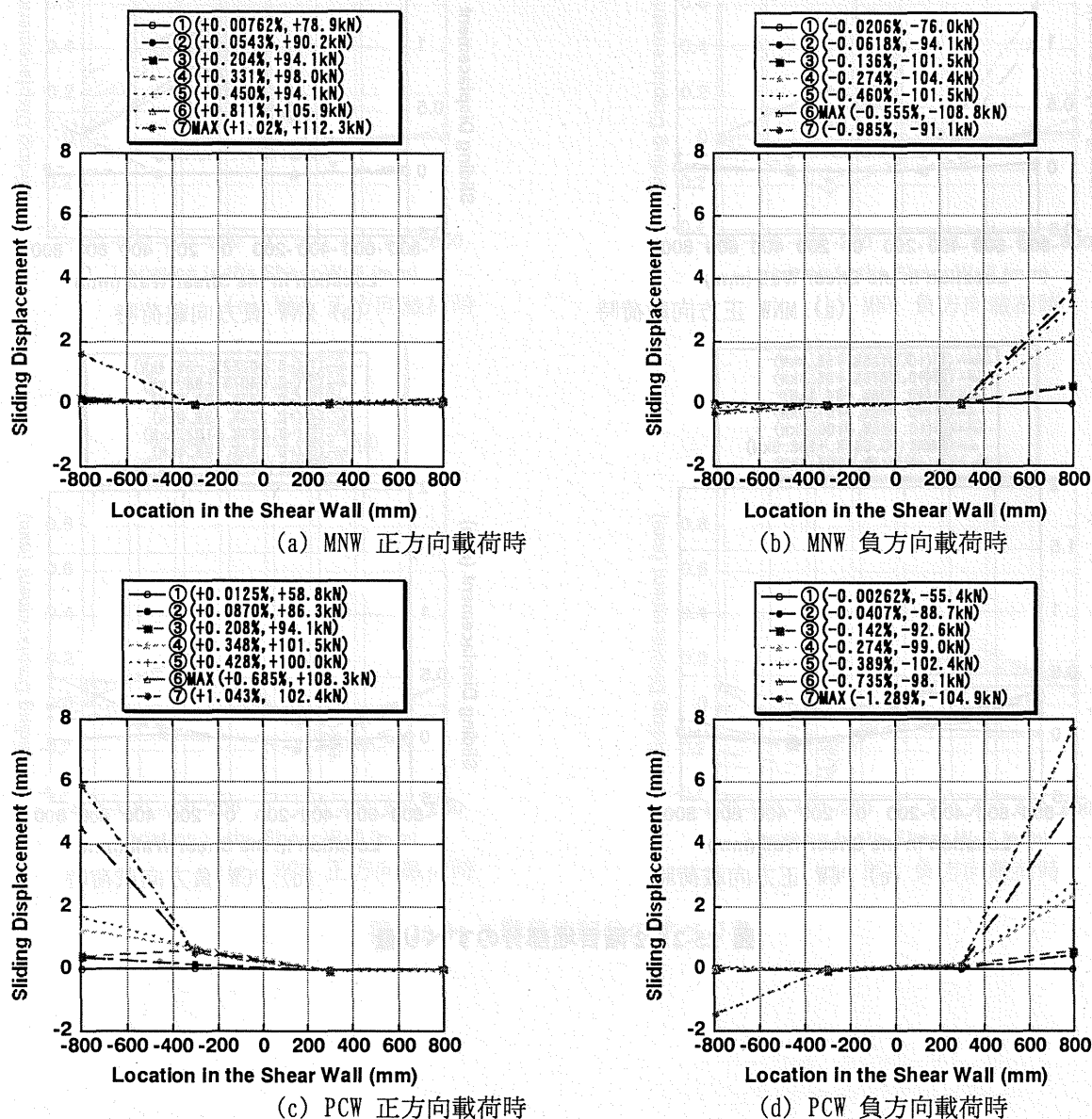
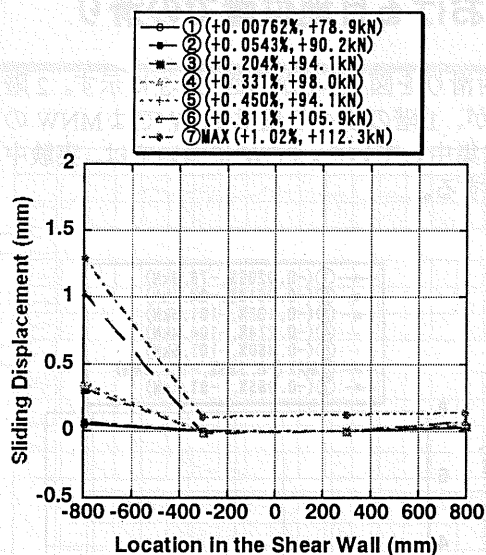
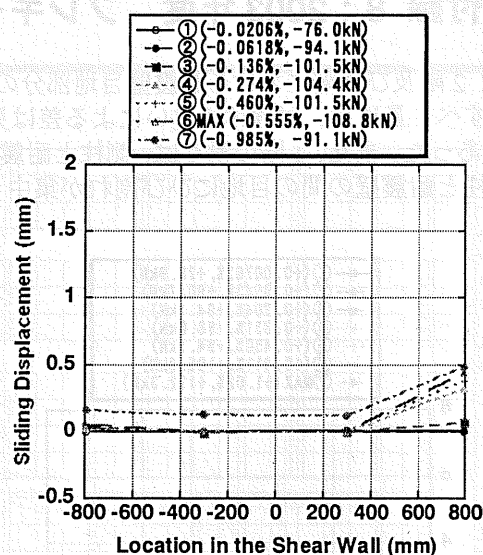


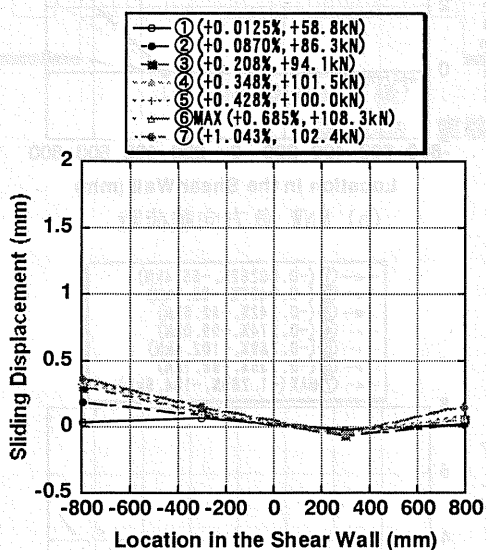
図 25-1 1 階目地部分のすべり量



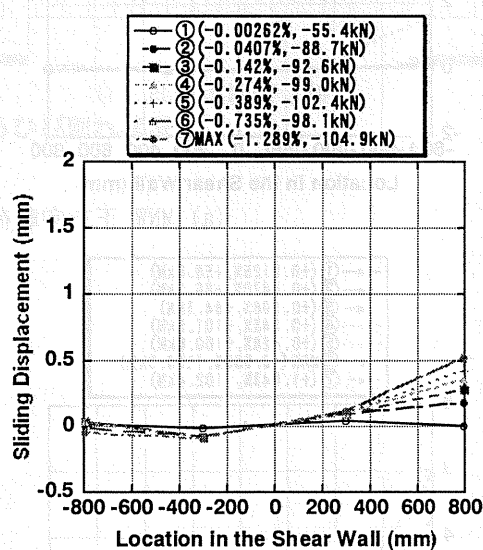
(a) MNW 正方向載荷時



(b) MNW 負方向載荷時

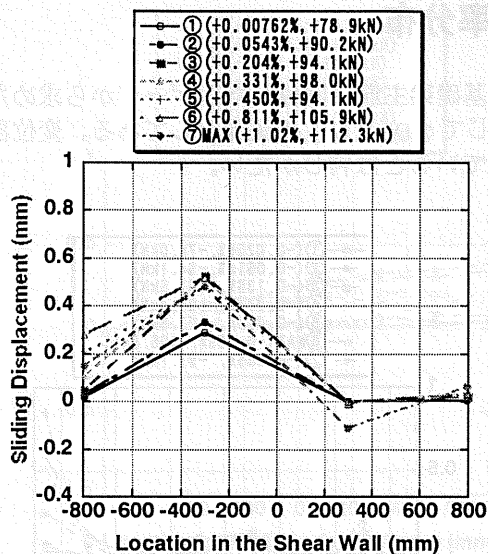


(c) PCW 正方向載荷時

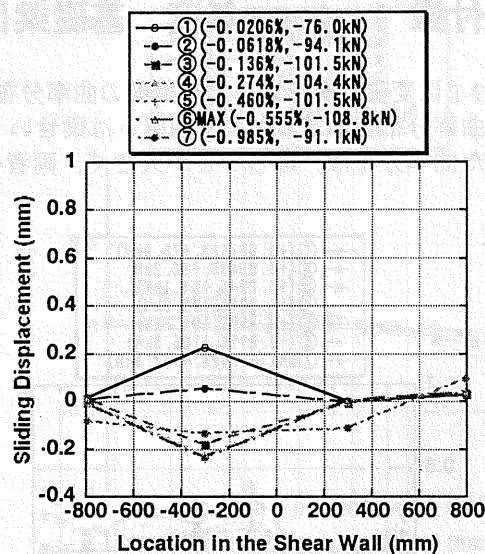


(d) PCW 負方向載荷時

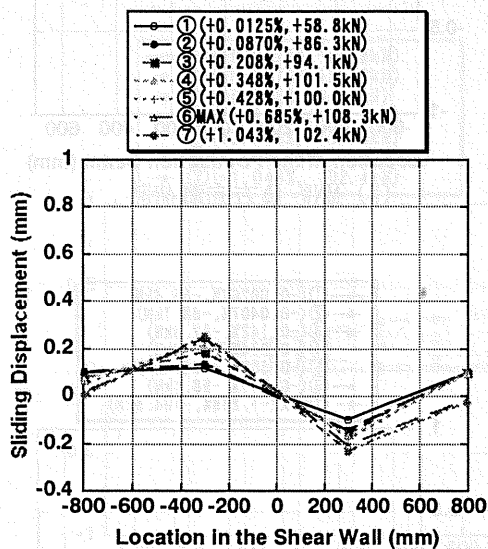
図 25-2 2 階目地部分のすべり量



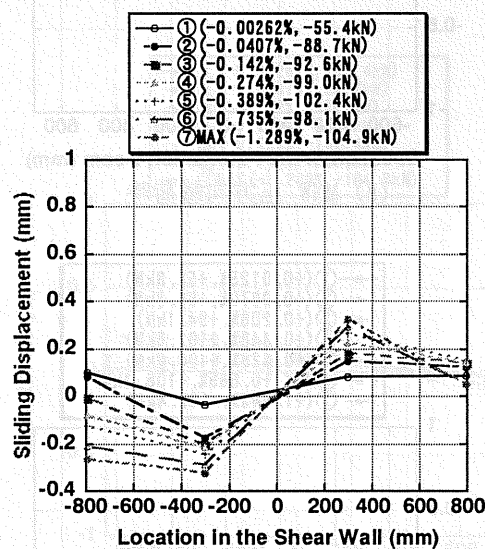
(a) MNW 正方向載荷時



(b) MNW 負方向載荷時



(c) PCW 正方向載荷時



(d) PCW 負方向載荷時

図 25-3 3 階目地部分のすべり量

26. 付録 9 : 2003 年度 基礎梁における曲率分布

図 19-1 に変位計から求めた基礎梁の曲率分布を、図 19-2 に基礎梁主筋に貼付した歪ゲージから求めた基礎梁の曲率分布を示す。なお、曲率 ϕ は梁せい $D=540$ mm を乗じて ϕD とし、無次元化してある。変位計から求めた曲率分布は、ばらつきが大きく、両者の傾向が一致しているとは判じがたい。

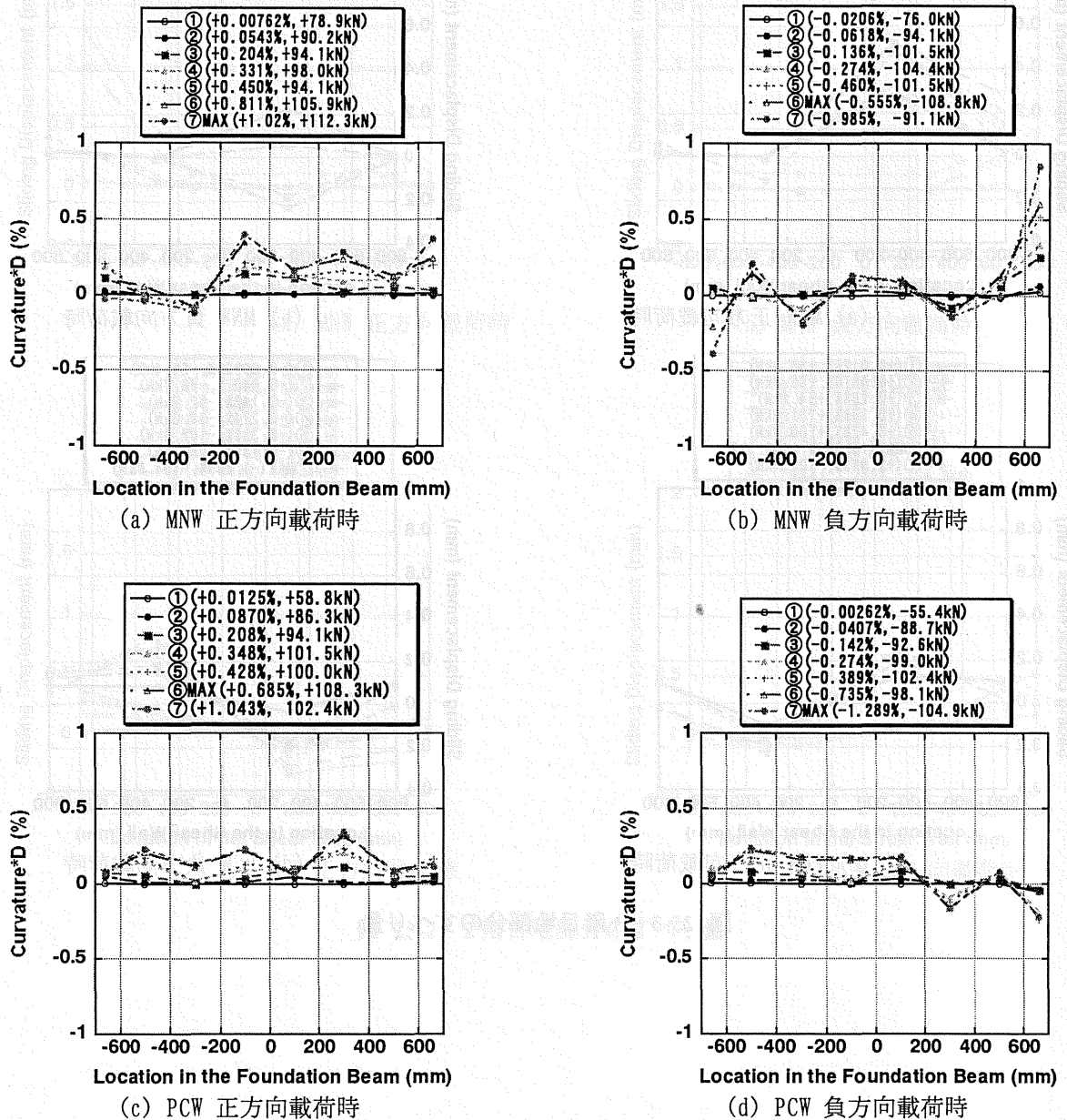
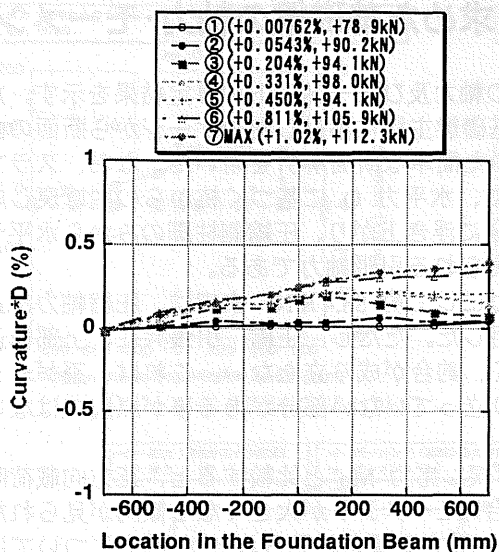
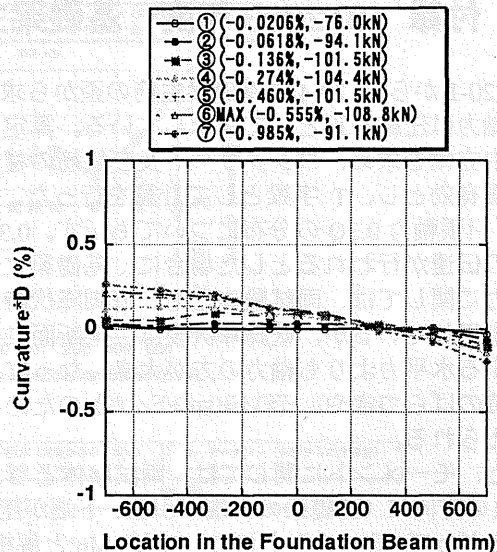


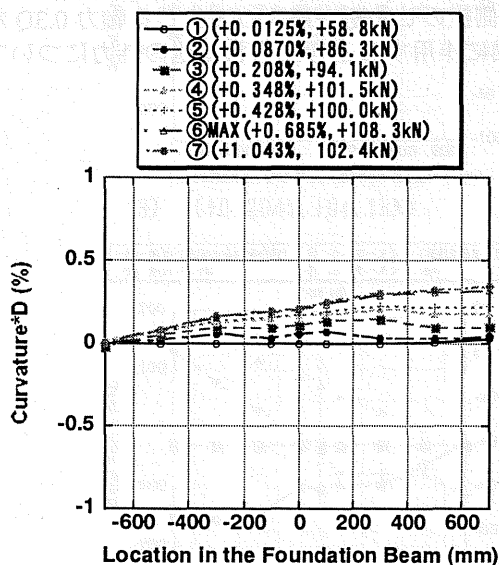
図 26-1 変位計から求めた基礎梁主筋の曲率 ($\times D$) 分布



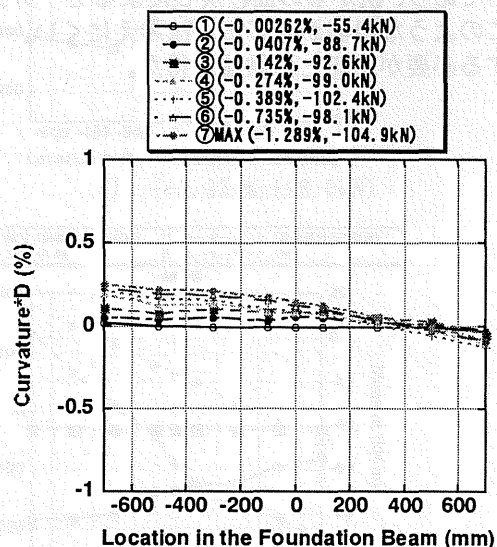
(a) MNW 正方向載荷時



(b) MNW 負方向載荷時



(c) PCW 正方向載荷時



(d) PCW 負方向載荷時

図 26-2 歪ゲージの値から求めた基礎梁曲率 (×D) 分布

27. 付録 10:2003 年度 基礎梁主筋歪から求めた基礎梁の軸力・モーメント

図 20-1 から図 20-4 に基礎梁主筋の歪から求めた、基礎梁の軸力及びモーメントの算定結果を示す。ただし、軸力は圧縮を正として図示している。算定に際しては、基礎梁主筋に添付した歪ゲージから断面の曲率及び中立軸を求め、コンクリート及び鉄筋の材料モデルを用いた簡単な断面解析を用いた。なお、スラブは全断面有効とし、T 字梁として計算を行った。算定結果と共に、水平力 Q に基づく杭からの曲げ戻し応力 M_p と引張軸力 $0.3Q$ の分布についても示す。 $0.3Q$ は壁脚が完全に浮き上がり、圧縮側柱脚のみから水平せん断力の伝達が行われるとした場合に、基礎梁に作用すると考えられる引張軸力である。

軸力に関しては、両試験体とも、壁脚降伏時（水平せん断力にして約 88.4 kN）までは、圧縮軸力が全断面に作用しているが、壁脚降伏後は、全断面に引張軸力が作用した。ただし、圧縮、引張共に、上部構造に作用する水平力よりも軸力の方が大きくなっている場合が多く、釣合が成り立たない。これは、歪ゲージの測定値のばらつきや、テンションシフトのため平面保持が成り立っていない部分がある事が原因ではないかと考えられる。

また、モーメントに関しては、両試験体とも、杭からの曲げ戻し応力 M_p と比較すると、正方向載荷時には、負の方向に（基礎梁の上端が引張、下端が圧縮を受ける場合）モーメントが大きくなる傾向が見られた。

したがって、モーメントについては、 M_p と解析値がまずまず一致する傾向が見られたが、軸力については、予想値を大きく上回る結果となった為、モーメント、軸力共にこの算定値の値を信用する事はできない。また、軸力の値が現実的なものではないという事は別にしても、基礎梁主筋が予想以上の損傷を受けている事は確かであり、杭からの曲げ戻しによるモーメント M_p と引張側杭のせん断力によって生じる軸力 $0.3Q$ だけではこのような損傷が生じるとは考えにくい。そこで、基礎梁に作用すると考えられる他の外力についても考慮する必要があるとの結論を得た。

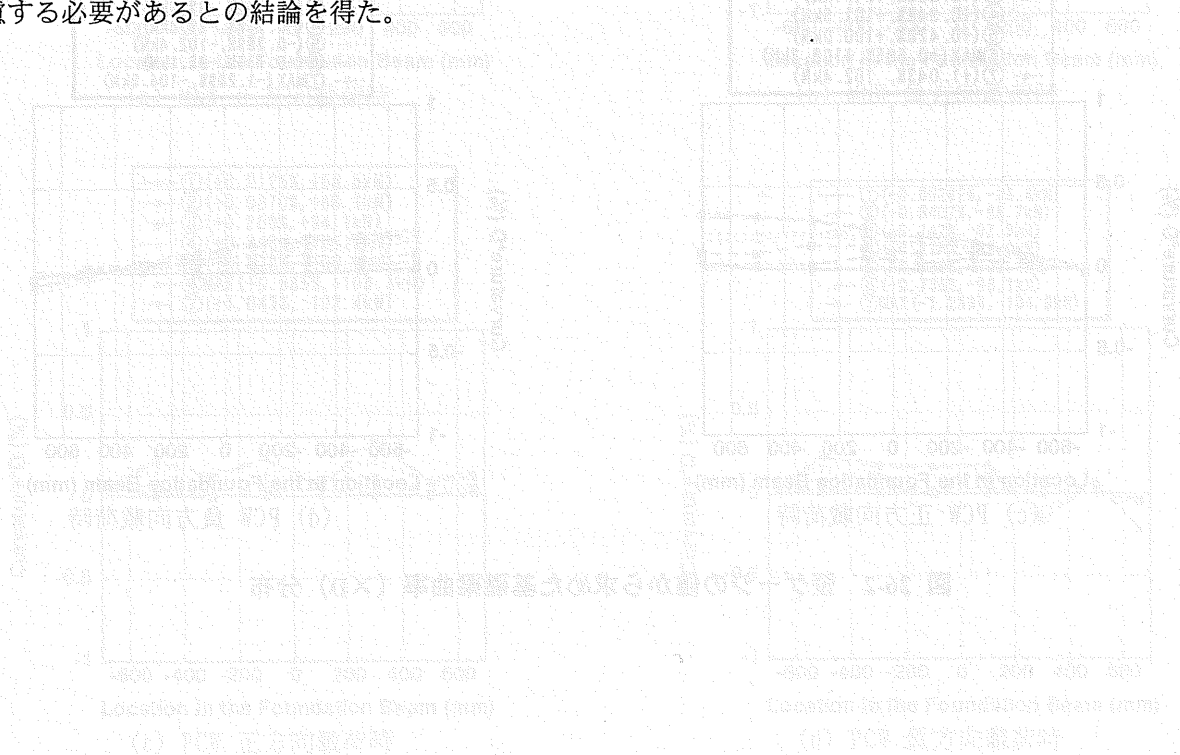
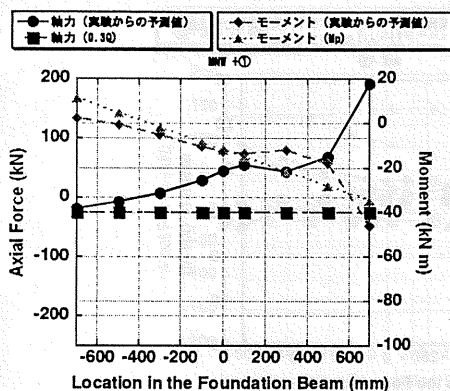
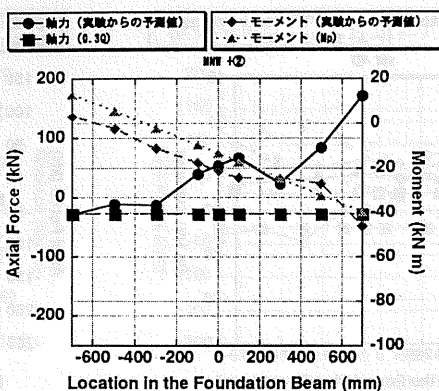


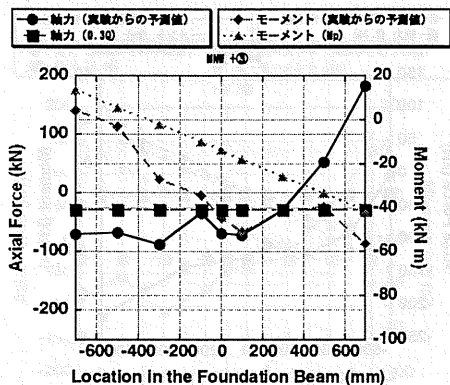
図 26-1 基礎梁主筋の曲率 (1/x) 分布



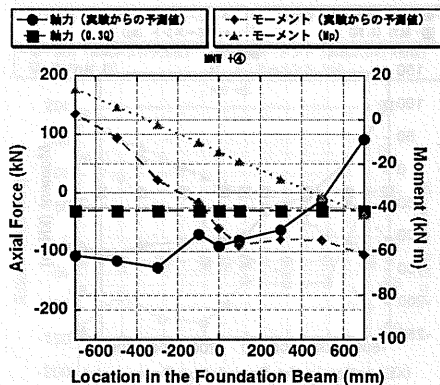
(1) (+0.00762%, +78.9kN)



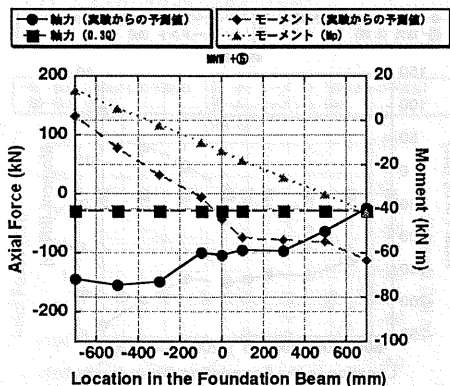
(2) (+0.0543%, +90.2kN)



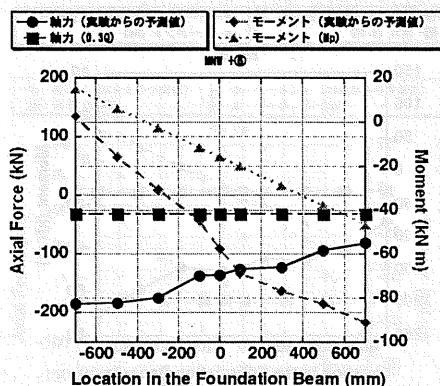
(3) (+0.204%, +94.1kN)



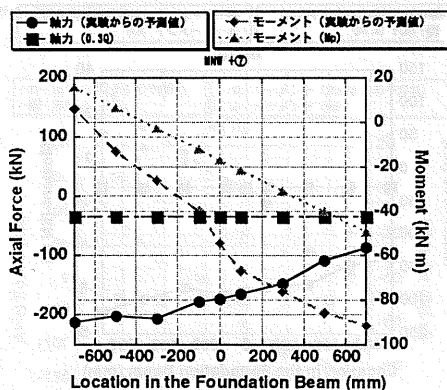
(4) (+0.331%, +98.0kN)



(5) (+0.450%, +94.1kN)



(6) (+0.811%, +105.9kN)



(7) (+1.022%, +112.3kN)

図 27-1 MNW 正方向載荷時に基礎梁に作用する軸力及びモーメントの算定値 (軸力は圧縮为正)

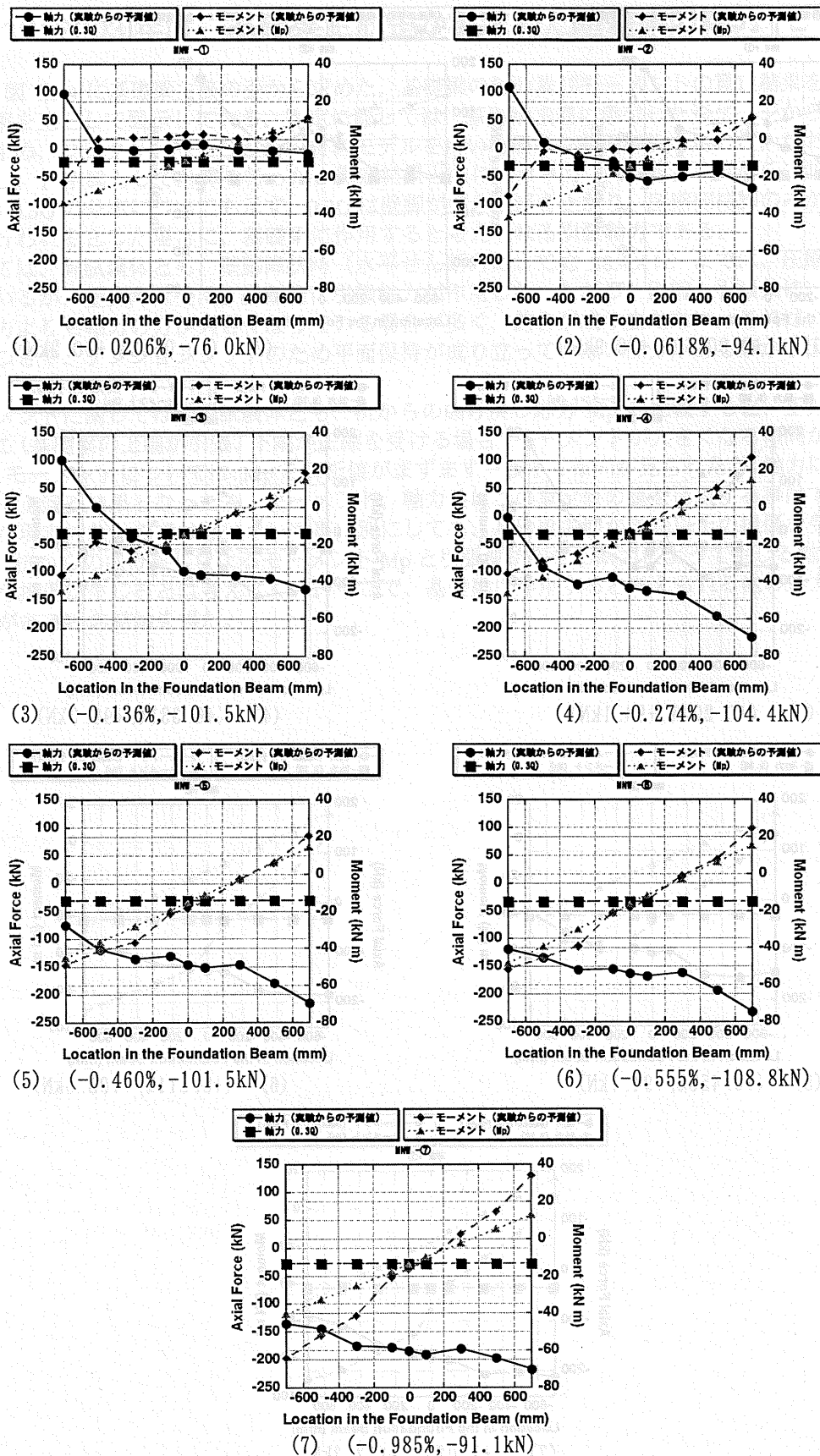


図 27-2 MNW 負方向載荷時の基礎梁に作用する軸力及びモーメントの算定値 (軸力は圧縮が正)

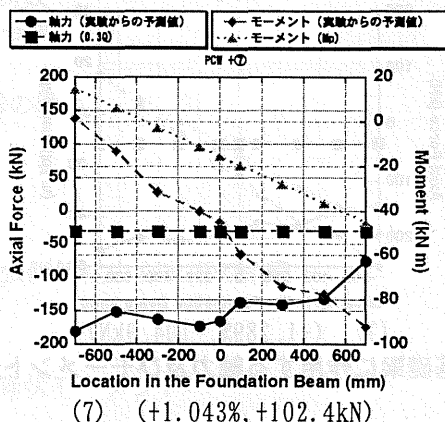
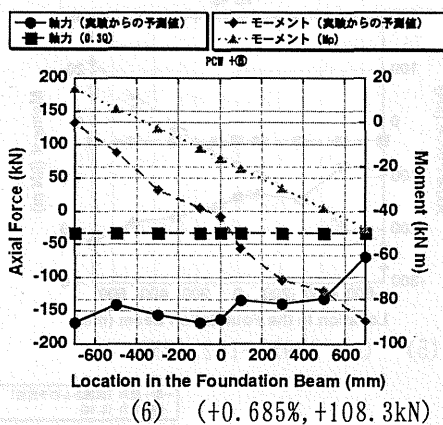
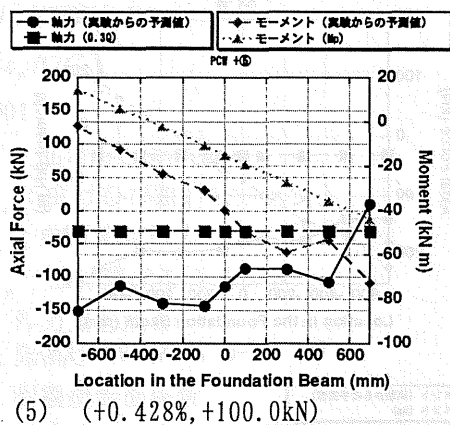
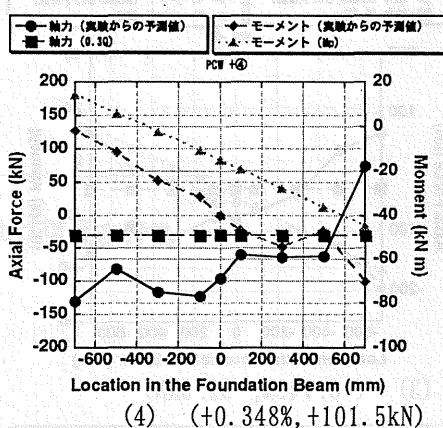
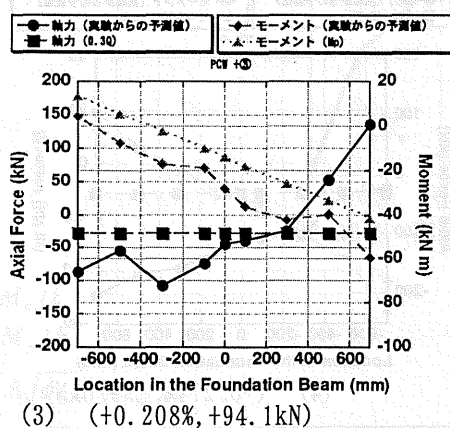
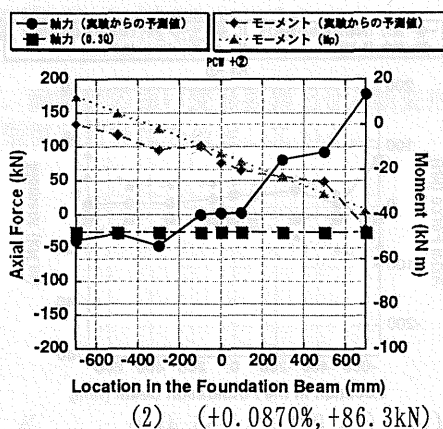
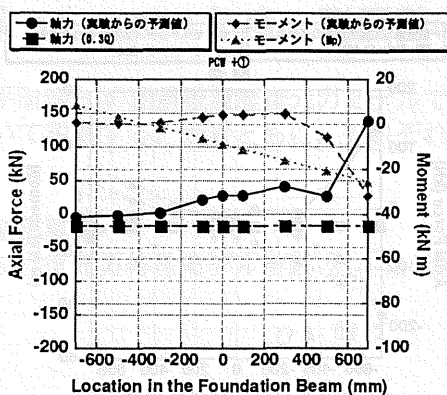
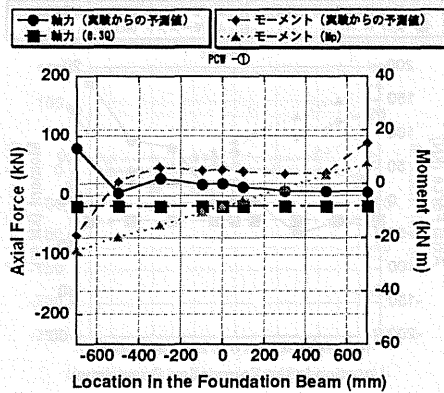
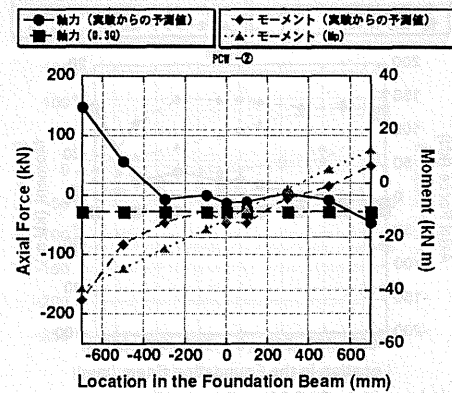


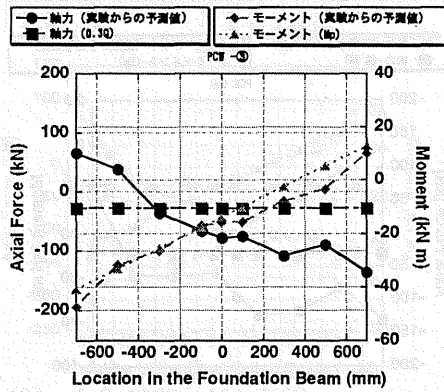
図 27-3 PCW 正方向載荷時の基礎梁に作用する軸力及びモーメントの算定値（軸力は圧縮が正）



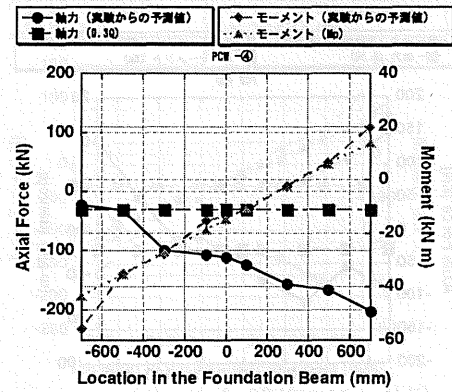
(1) $(-0.00262\%, -55.4\text{kN})$



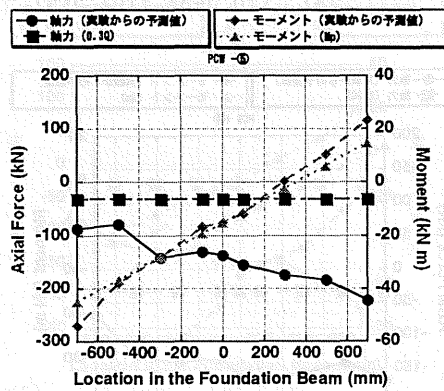
(2) $(-0.0407\%, -88.7\text{kN})$



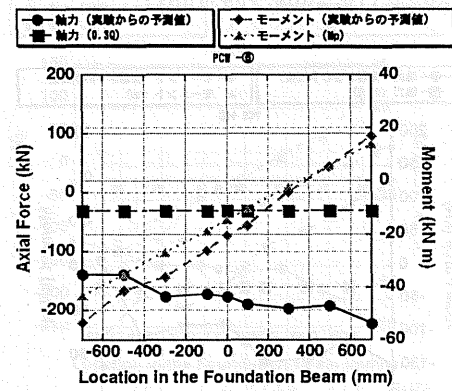
(3) $(-0.142\%, -92.6\text{kN})$



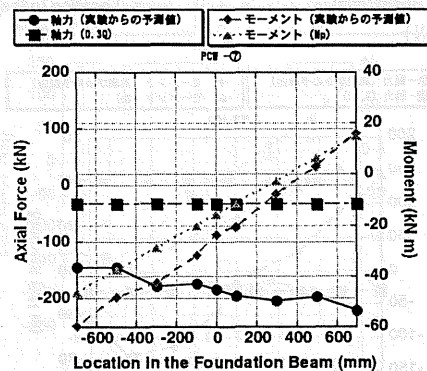
(4) $(-0.274\%, -99.0\text{kN})$



(5) $(-0.389\%, -102.4\text{kN})$



(6) $(-0.735\%, -98.1\text{kN})$



(7) $(-1.289\%, -104.9\text{kN})$

図 27-4 PCW 負方向載荷時の基礎梁に作用する軸力及びモーメントの算定値 (軸力は圧縮が正)

28. 付録 11 : 2003 年度 耐震壁の履歴復元力特性モデル

ここでは、平田等[5]の耐震壁履歴復元力モデルで用いる、耐震壁の曲げ変形要素とせん断変形要素の2つのモデルについて説明する。両者ともに、それぞれ3折線型復元力特性を仮定している。

28.1. 曲げ変形要素

耐震壁の曲げ復元力特性モデルを図 21-1 に示す。

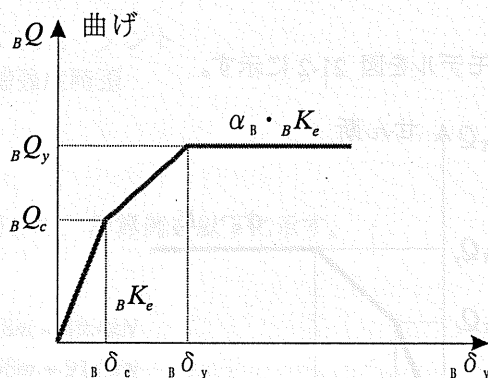


図 28-1 耐震壁の曲げ復元力特性

$${}_B Q_c = {}_B M_c / h \quad (28-1)$$

$${}_B Q_y = {}_B M_y / h \quad (28-2)$$

$${}_B M_c = 1.8 \sqrt{\sigma_B} Z + N_w l / 6 \quad (28-3)$$

$${}_B M_y = A_g \sigma_{yc} l_w + 0.5 a_w \sigma_{yw} l_w + 0.5 N_w l_w \quad (28-4)$$

$${}_B \delta_c = [h h_1^2 / (2EI)] {}_B Q_c \quad (28-5)$$

$${}_B \delta_y = h_1^2 \varepsilon_y / (2C_n) \quad (28-6)$$

$$\alpha_B = 0.001 \quad (28-7)$$

${}_B Q_c$: 曲げひび割れ耐力

${}_B M_c$: 曲げひび割れモーメント

${}_B Q_y$: 曲げ降伏耐力

${}_B M_y$: 曲げ降伏モーメント

h : 外力重心高さ

h_1 : 階高さ

I : 耐震壁断面係数

E : コンクリートヤング係数

σ_B : コンクリートの圧縮強度

Z : 耐震壁断面係数

N_w : 連層耐震壁構面 1 階の軸力

${}_B \delta_c$: 曲げひび割れ変形

${}_B \delta_y$: 曲げ降伏変形

ε_y : 側柱主筋の降伏歪

C_n : 弾性時中立軸から引張側側柱中心までの距離

α_B : 剛性低下係数

l : 耐震壁長さ

${}_B M_y$: 連層耐震壁構面の降伏モーメント

A_g : 柱の主筋断面積

σ_{yc} : 柱主筋の降伏強度

l_w : 柱の中心間距離

M_{yc} : ピロティ構面の圧縮側柱柱脚の降伏モーメント

a_w : 壁の縦筋断面積

σ_{yw} : 壁縦筋の降伏強度

D : 柱せい

b : 柱幅

28.2. せん断変形要素

耐震壁のせん断復元力特性モデルを図 21-2 に示す。

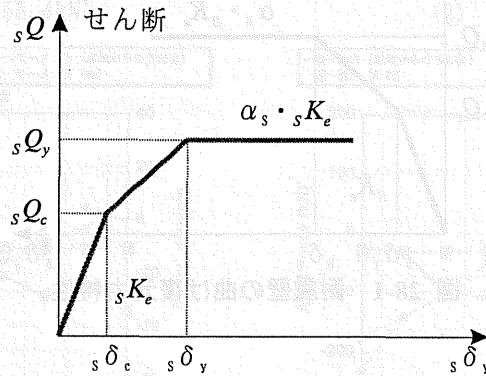


図 28-2 耐震壁のせん断復元力特性

$${}_s Q_c = (\tau_{sc} t_w l / K_w) \phi \quad (28-8)$$

$$K_w = 3(1+u)[1-u^2(1-\nu)] / \{4[1-u^3(1-\nu)]\} \quad (28-9)$$

$$\nu = t_w / b_c \quad (28-10)$$

$$u = l'_w / (l'_w + \sum D_c) \quad (28-11)$$

$${}_s Q_y = t_w l_{wb} p_s \sigma_{sy} \cot \phi + [\tan \theta (1-\beta) t_w l_{wa} \nu \sigma_B] / 2 \quad (28-12)$$

$$\tan \theta = \sqrt{(h_w / l_{wa})^2 + 1} - h_w / l_{wa} \quad (28-13)$$

$$\beta = (1 + \cot^2 \phi) p_s \sigma_{sy} / (\nu \sigma_B) \quad (28-14)$$

$${}_s \delta_c = {}_s K_e \cdot Q_c \quad (28-15)$$

$${}_s \delta_y = 4 \varepsilon_0 D_c \cos^2 \phi \quad (28-16)$$

$${}_s K_e = G A_w \quad (28-17)$$

$$\alpha_s = 0.001 \quad (28-18)$$

${}_s Q_c$: せん断ひび割れ耐力

τ_{sc} : コンクリートのせん断ひび割れ強度

t_w : 壁厚

ϕ : トラス機構のコンクリート圧縮束の角度

ν : コンクリートの圧縮強度の有効係数

l'_w : 壁板の柱内法長さ

D_c : 側柱のせい

b_c : 側柱の幅

${}_s Q_y$: せん断耐力

l_{wb} : トラス機構の等価壁長さ

l_{wa} : アーチ機構の等価壁長さ

p_s : 壁板のせん断補強筋比

σ_{sy} : 壁板のせん断補強筋の降伏強度

h_w : 耐震壁の高さ

h_0 : ピロティ柱の内法高さ

$s\delta_c$: せん断ひび割れ変形

$s\delta_y$: せん断終局変形

sK_e : せん断初期剛性

G : コンクリートのせん断弾性係数

A_w : 耐震壁断面積

I_c : ピロティ柱の断面二次モーメント

ε_0 : コンクリートの圧縮強度時歪

α_s : 剛性低下率

28.3. 計算過程

2つの試験体に式を適用した場合の、計算例を以下に示す。

<曲げ変形要素>

$${}_B Q_c = {}_B M_c / h = 275 \text{ kN} \cdot \text{m} / 5.58 \text{ m} = 49.4 \text{ kN} \quad (28-19)$$

$${}_B Q_y = {}_B M_y / h = 512 \text{ kN} \cdot \text{m} / 5.58 \text{ m} = 91.8 \text{ kN} \quad (28-20)$$

$$\begin{aligned} {}_B M_c &= 1.8 \sqrt{\sigma_B Z + N_w l} / 6 \\ &= 1.8 \sqrt{41.3 \text{ N/mm}^2 / (0.09807) * (0.09807) * 5.313 \times 10^7 \text{ mm}^3 + 254 \text{ kN} \times 1.8 \text{ m} / 6} \\ &= 275 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned} \quad (28-21)$$

$$\begin{aligned} {}_B M_y &= A_g \sigma_{yc} l_w + 0.5 a_w \sigma_{yw} l_w + 0.5 N_w l_w \\ &= 285 \text{ mm}^2 \times 377 \text{ MPa} \times 1.8 \text{ m} + 0.5 \times 201 \text{ mm}^2 \times 499 \text{ MPa} \times 1.8 \text{ m} + 0.5 \times 254 \text{ kN} \times 1.8 \text{ m} \\ &= 512 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned} \quad (28-22)$$

$$\begin{aligned} {}_B \delta_c &= [h h_1^2 / (2EI)] {}_B Q_c \\ &= [0.46 \text{ m} \times 5.58 \text{ m} / (2 \times (2.76 \times 10^4) \times (6.00 \times 10^{10} \text{ mm}^4))] / 49.4 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ &= 0.0176 \text{ mm} \end{aligned} \quad (28-23)$$

$$\begin{aligned} {}_B \delta_y &= h_1^2 \varepsilon_y / (2C_n) \\ &= (0.46 \text{ m})^2 \times 0.00201 / (2 \times 1.463 \text{ m}) \\ &= 0.145 \text{ mm} \end{aligned} \quad (28-24)$$

$C_n = 1.463 \text{ m}$ は壁の弾性断面解析から求める。

<せん断変形要素>

$${}_s Q_c = (\tau_{sc} t_w l / K_w) \phi = (2.92 \text{ MPa} \times 50 \text{ mm} \times 1.96 \text{ m} / 1.20) \times 0.77 = 220 \text{ kN} \quad (28-25)$$

$$\begin{aligned} K_w &= 3(1+u)[1-u^2(1-\nu)] / \{4[1-u^3(1-\nu)]\} \\ &= 3(1+0.8)[1-0.8^2(1-0.313)] / \{4[1-0.8^3(1-0.313)]\} \\ &= 1.20 \end{aligned} \quad (28-26)$$

$$\begin{aligned} \nu &= t_w / b_c \\ &= 50 \text{ mm} / 160 \text{ mm} \\ &= 0.313 \end{aligned} \quad (28-27)$$

$$\begin{aligned}
 u &= l'_w / (l'_w + \sum D_c) \\
 &= 1640\text{mm} / (1640\text{mm} + 2 \times 160\text{mm}) \\
 &= 0.8
 \end{aligned}
 \quad (28-28)$$

$$\begin{aligned}
 {}_sQ_y &= t_w l_{wb} p_s \sigma_{sy} \cot \phi + [\tan \theta (1 - \beta) t_w l_{wa} v \sigma_B] / 2 \\
 &= 50\text{mm} \times 1800\text{mm} \times 0.00157 \times 499\text{MPa} \times 1.0 \\
 &\quad + [0.80 \times (1 - 0.308) \times 50\text{mm} \times 1800\text{mm} \times 0.20 \times 41.3\text{MPa}] / 2 \\
 &= 317\text{kN}
 \end{aligned}
 \quad (28-29)$$

$$\begin{aligned}
 \tan \theta &= \sqrt{(h_w / l_{wa})^2 + 1} - h_w / l_{wa} \\
 &= \sqrt{(400\text{mm} / 1800\text{mm})^2 + 1} - 400\text{mm} / 1800\text{mm} \\
 &= 0.80
 \end{aligned}
 \quad (28-30)$$

$$\begin{aligned}
 \beta &= (1 + \cot^2 \phi) p_s \sigma_{sy} / (v \sigma_B) \\
 &= (1 + 1.0^2) \times 0.00157 \times 499\text{MPa} / (0.20 \times 41.3\text{MPa}) \\
 &= 0.308
 \end{aligned}
 \quad (28-31)$$

$$\begin{aligned}
 {}_s\delta_c &= Q_c / {}_sK_e \cdot hw \\
 &= 220\text{kN} / (9.72 \times 10^5 \text{ kN}) \times 400\text{mm} \\
 &= 0.0905\text{mm}
 \end{aligned}
 \quad (28-32)$$

$$\begin{aligned}
 {}_s\delta_y &= 4\varepsilon_0 D_c \cos^2 \phi \\
 &= 4 \times 0.003 \times 160\text{mm} \times 0.707^2 \\
 &= 0.961\text{mm}
 \end{aligned}
 \quad (28-33)$$

$$\begin{aligned}
 {}_sK_e &= GA_w \\
 &= 1.18 \times 10^4 \text{ MPa} \times 8.20 \times 10^4 \text{ mm}^2 \\
 &= 9.72 \times 10^5 \text{ kN}
 \end{aligned}
 \quad (28-34)$$

29. 付録 12 : 2003 年度 耐震壁の履歴復元力特性モデル

本文の解析で求めた基礎梁主筋の歪分布と実験から得られた歪分布は、全ての場合に整合するわけではない。そこで、両者を比較した図中に、特に整合しない部分を楕円で囲んだ。これらの不整合を理由別に 5 つに分類し以下で説明する。

29.1. その①

壁脚降伏（平均 88.4 kN）までは、特に上端筋の歪の予想値が実験値より大きい。実際の試験体では、上部構造と基礎梁とが一体となって外力に抵抗している。解析において、基礎梁のみが外力に抵抗すると仮定すると、鉄筋の負担が実際以上に増し、予想される歪分布は大きめとなる。

29.2. その②

圧縮側柱付近（正側載荷時+700mm、負側載荷時-700mm）では、壁脚降伏後の基礎梁上端筋の歪予想値が、実験値より大きい。実際の試験体の圧縮側柱脚付近では、上部構造と基礎梁の間には浮上りや滑りが生じておらず、両者は一体となって外力に抵抗している。解析において、基礎梁のみが外力に抵抗すると仮定すると、鉄筋の負担が実際以上に増し、予想される歪分布は大きめとなる。

29.3. その③

壁脚降伏後、実験では基礎梁スパン中央付近における基礎梁上端筋の歪の値が急激に大きくなる。上部構造と基礎梁の離間が進展し基礎梁自体の負担が増加した事、せん断ひび割れが発生しテンションシフトにより基礎梁スパン中央の主筋引張力が増加した事が原因であると考えられる。解析では、この挙動はモデル化できていない。

29.4. その④

終局状態に近づくと、実験では圧縮柱付近における基礎梁上端筋の歪が急激に大きくなる。この傾向は、特に正方向載荷時で顕著である。解析では、壁脚の浮き上がりに伴って推移する外力モデルを用いた。両試験体とも負側載荷時にはある程度精度良くこの歪増加を予測出来たが、正側載荷時には実験で得られた歪は予想値を上回った。この原因と考えられるのは、以下の 3 点である。

- (1) スラブスパン方向補強筋は、基礎梁と平面保持を保っていなかった。なお、参考として、正側最大荷重時の解析結果に、スラブの影響を無視した解析結果を示す。
- (2) テンションシフトによって、基礎梁上端筋の降伏が、基礎梁中心位置の方へ進展した。
- (3) 基礎梁上端筋の降伏によって、急激に上端筋の歪の値が増大した。

29.5. その⑤

下端筋については、引張側柱脚付近（正側載荷時は-700mm付近、負側載荷時は+700mm付近）で、解析値は実験値を大きく下回った。図 22-1(a)に示すように、曲げ戻しモーメント M_p が、杭から基礎梁に伝達される。せん断力が 0.3Q 側の杭頭では、引張力は位置的に近い基礎梁下端主筋に伝達される。しかし、圧縮力はコンクリートの斜め束を形成して基礎梁に伝達される。したがって、図 22-1(b)の基礎梁左端に示すように、応力中心間距離が小さくなり、下端筋に作用する引張軸力が増大する。このような現象は、図 4-14 に示した昨年度の試験体では観察されず、杭と基礎梁の接合詳細が基礎梁への応力伝達に大きな影響を与えるものと考えられる。また、せん断力が 0.7Q 側の杭頭では、引張力が柱主筋を介して基礎梁上端筋にスムーズに伝達される機構が成立するため基礎梁主筋の負担増大は起こらない。

こうした機構は、L 字型接合部における開閉時のせん断力抵抗機構と同じである。L 字を開く方向では閉じる方向に比べ、鉄筋の負担が大きくせん断耐力は低い。これは、ストラットの形成と密接に関係している。本試験体でも、せん断力が 0.3Q 側は開く方向、せん断力が 0.7Q 側では閉じる方向の加力と考えられ、一般的な L 字型接合部における実験結果と符合する。

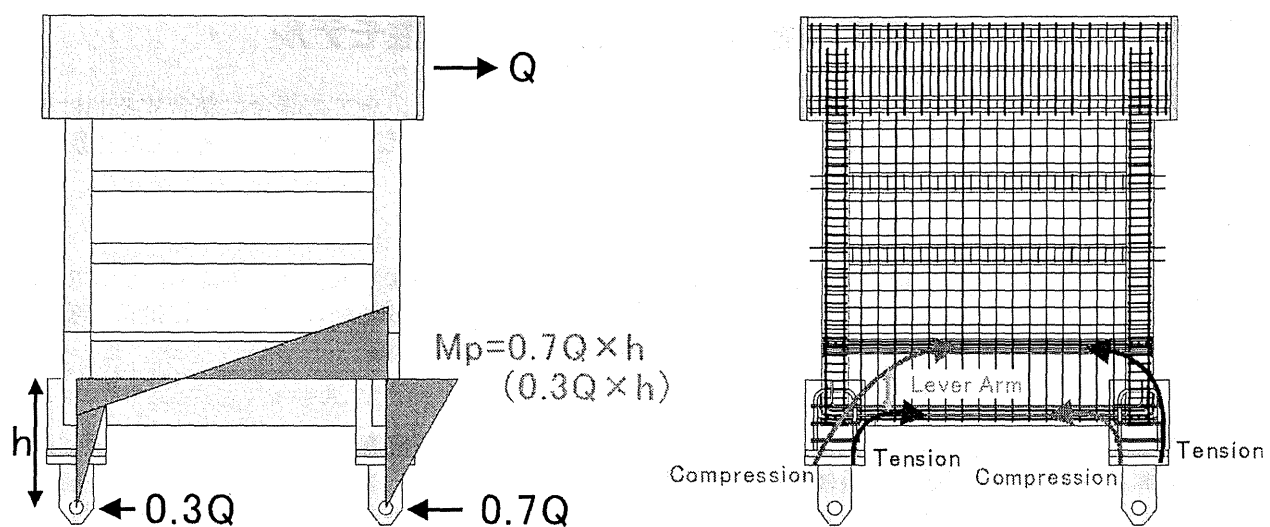


図 29-1 引張側杭頭から基礎梁への応力伝達

30. 付録 13 : 2002 年度 破壊状況の写真

30.1. 載荷装置

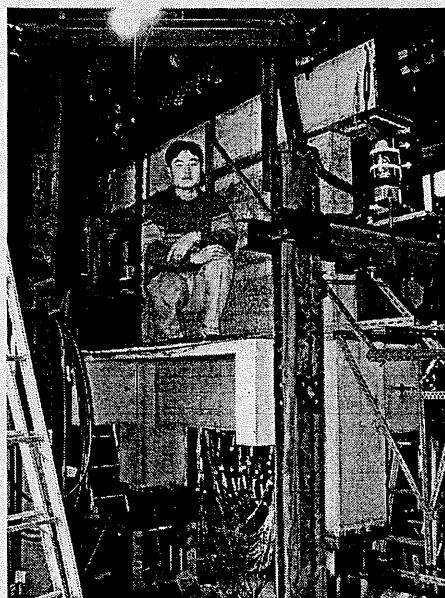
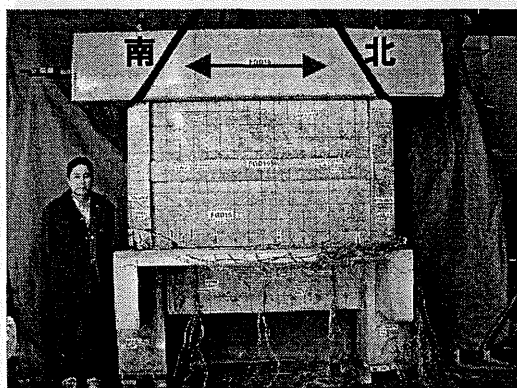


図 30-1 載荷装置写真

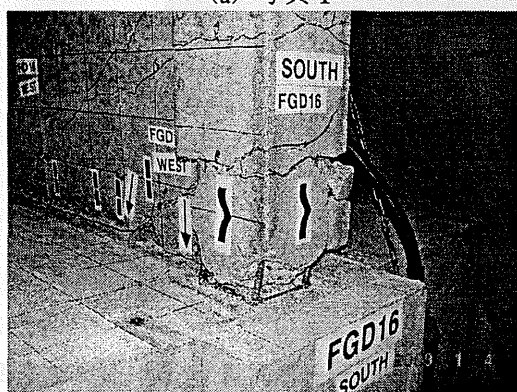
30.2. FGD16



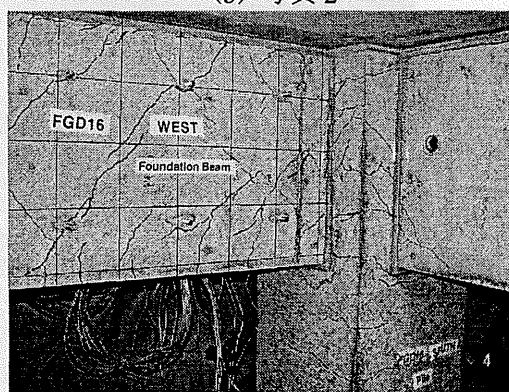
(a) 写真 1



(b) 写真 2



(c) 写真 3



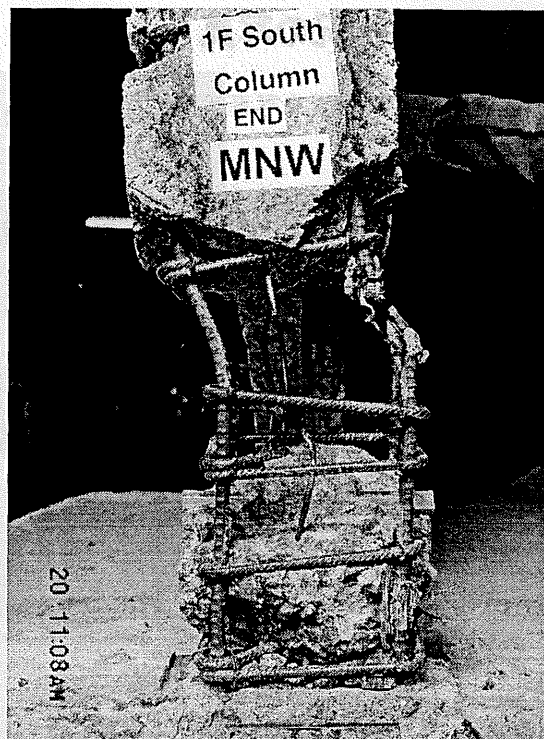
(d) 写真 4

写真 1 : 実験終了後の全景。1 階壁脚の損傷は南側に集中している。

写真 2、3 : 実験終了後の 1 階南側柱脚。カバーコンクリートはほとんど剥離し、主筋も座屈している。

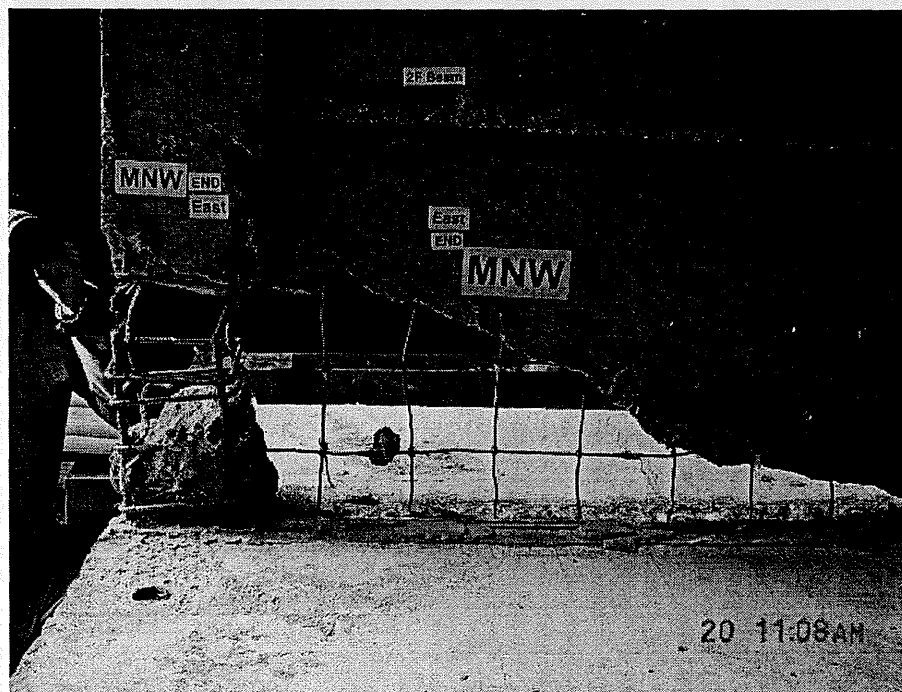
写真 4 : 実験終了後の基礎梁南側。FGD16 でも多くのせん断ひび割れが観測された。

図 30-2 FGD16 写真



柱主筋の座屈・破断が確認できる。

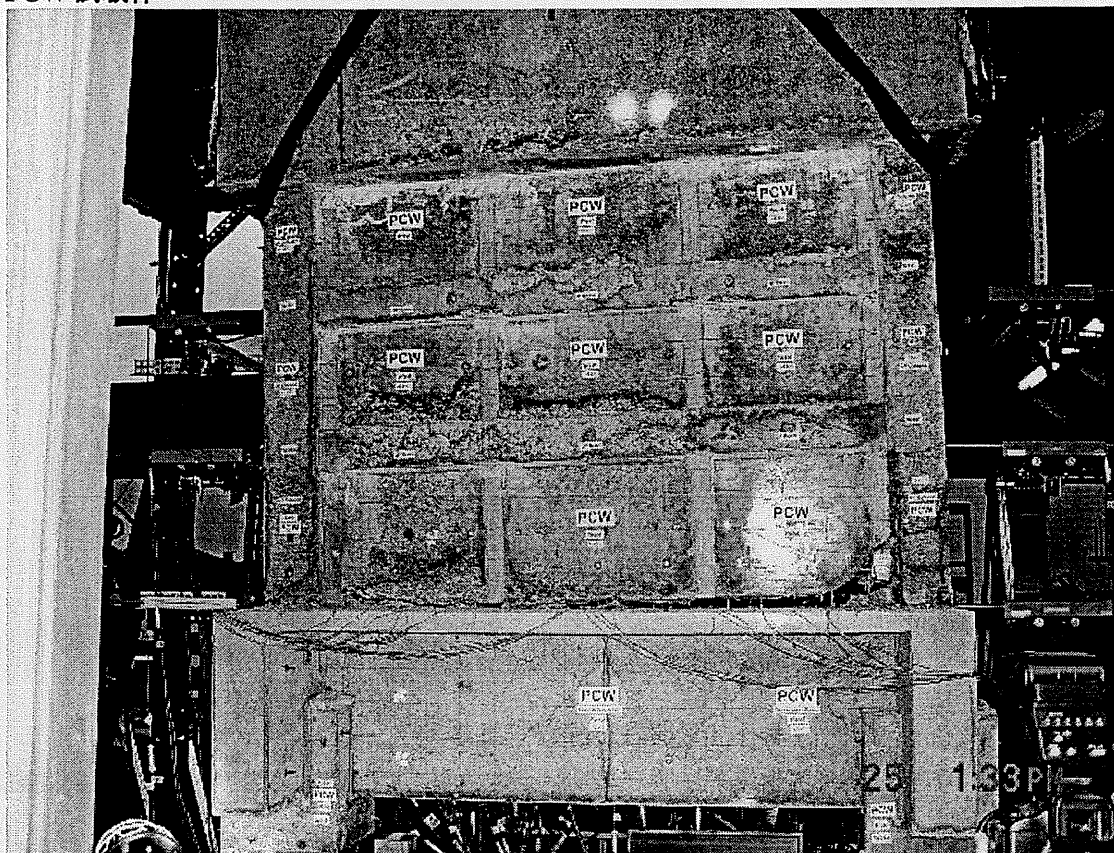
図 31-3 実験終了後コンクリートを除去した試験体 MNW の南側柱 1 階部分



柱主筋および壁縦補強筋の座屈・破断が確認できる。

図 31-4 実験終了後コンクリートを除去した試験体 MNW の南側柱及び壁 1 階部分（東側）

31.2. PCW 試験体



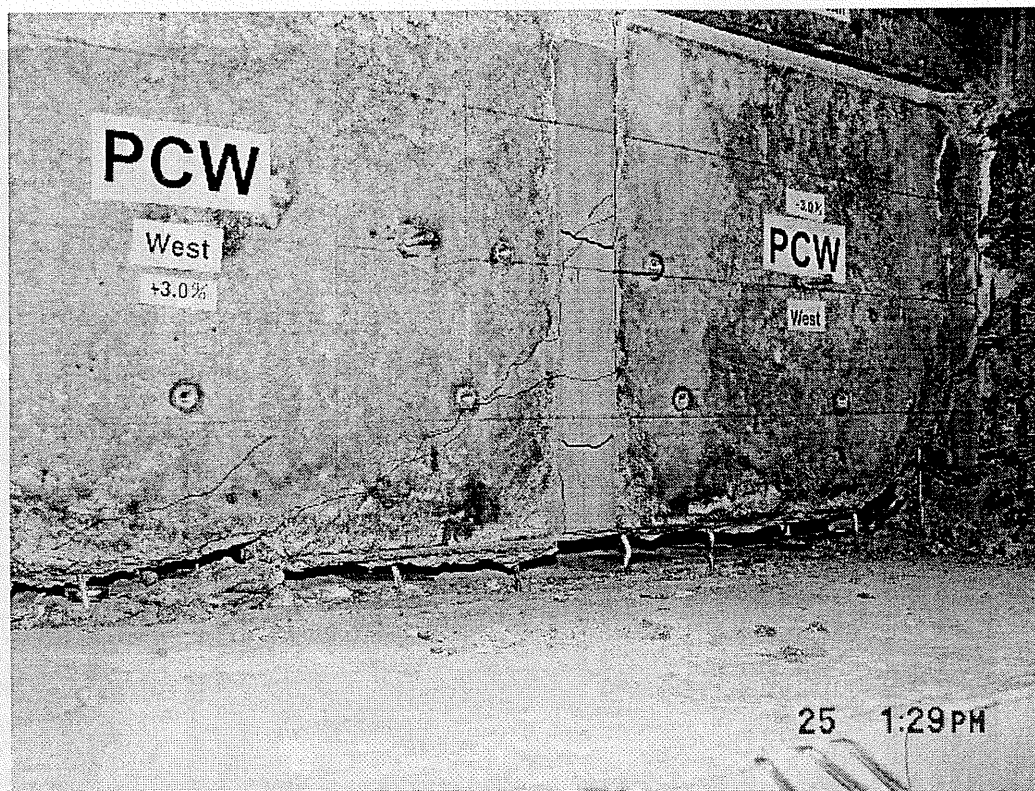
壁脚の浮き上がりにより裏側が透けて見える。

図 31-5 全体変形角 3.0% 載荷時の試験体 PCW の全体図（西面）



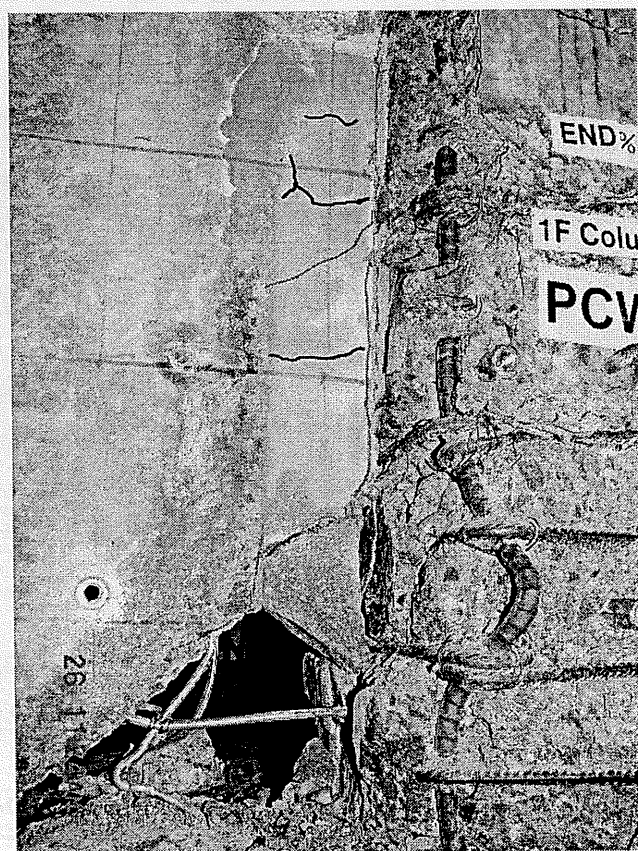
側柱（右側）と耐震壁（左側）の間の目地部分における滑りが確認できる。

図 31-6 実験終了後の試験体 PCW の南側柱及び壁 1 階部分（西側）



壁脚の浮き上がり，MNW に比べて損傷が目地や壁脚の打継ぎ面により集中している。また，壁縦補強筋の座屈が確認できる。

図 31-7 実験終了後の試験体 PCW の壁 1 階中央南側部分（西側）



柱主筋および壁縦補強筋の座屈が確認できる。

図 31-8 実験終了後コンクリートを除去した試験体 PCW の南側柱及び壁 1 階部分（西側）